

表 2-3-1 非改良土(表層砂質土)の物理特性

自然含水比 $w_n(\%)$	湿潤密度 $\rho_l(\text{g/cm}^3)$	乾燥密度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$	粒度			土質名	土質分類
			レキ分 G(%)	砂分 S(%)	細粒分 F(%)		
25.4	1.581	1.261	10.0	56.1	33.9	砂質土	SF

表 2-3-2 セメント安定処理した供試体の一軸圧縮試験の結果

添加量 (kg/m^3)	一軸圧縮強さ $q_u(\text{kPa})$			
	材齢 3 日	平均値	材齢 7 日	平均値
50	357	347	426	421
	337		423	
	346		415	
80	710	713	805	819
	719		829	
	711		824	
110	985	982	1153	1174
	971		1168	
	990		1201	

(2) 現場配合試験

現場にて上部砂層と下部粘土層の非改良土を採取し、これをバックホウで攪拌混合した。そして、この非改良土にセメントを 50kg/m^3 の配合割合で人力による混合を行った。従って、本実験では先の室内配合試験と比べて、非改良土に粘土を含むことと、混合が不均一な状態であることが異なる。さらに、本試験ではさらにこの試験では供試体の水浸が強度に与える影響を調査した。試験の結果を表 2-3-3 に示す。

先の室内配合供試体による材齢 4 日の推定 q_{ur4} に比べて、非水浸供試体の q_{ufd4} の値はその約 30%である。従って、混合の不均一さと粘土の混入によりせん断強度は大きく低下することが確認された。さらに、水浸供試体の q_{ufw4} は非水浸供試体の q_{ufd4} に比べて約 78%に低下している。従って、水浸には表層の安定処理土の強度を低下させ、杭打ち機を不安定化させたことがわかった。

表 2-3-3 現場で攪拌混合して作製した供試体の強度

一軸圧縮強さ $q_u(\text{kPa})$					
水浸供試体		非水浸供試体		下部粘土	
材例 4 日	平均値	材例 4 日	平均値	不攪乱	平均値
78.1	86.2(= q_{ufw4})	118.4	111.1(= q_{ufd4})	15.8	16.5
86.2		106.6		17.3	
94.3		108.3			

2.3.3 地盤調査による試験結果

災害が発生した現場において、スウェーデン式サウンディング試験⁷⁾、キャスポールによる簡易支持力試験⁸⁾、平板載荷試験⁹⁾が図2-3-1に示す位置において実施された。試験結果に基づいて、機械が設置された地盤の支持力条件を考察する。

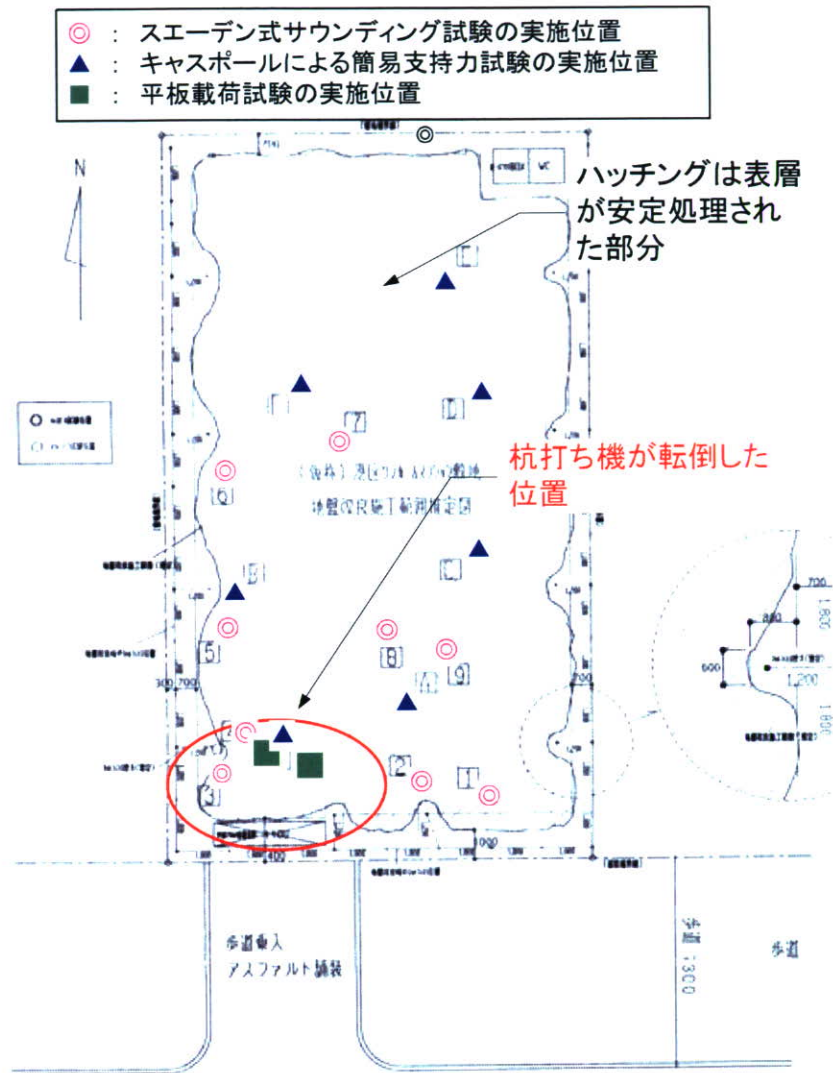


図 2-3-1 災害発生現場の概略と地盤調査の実施概要

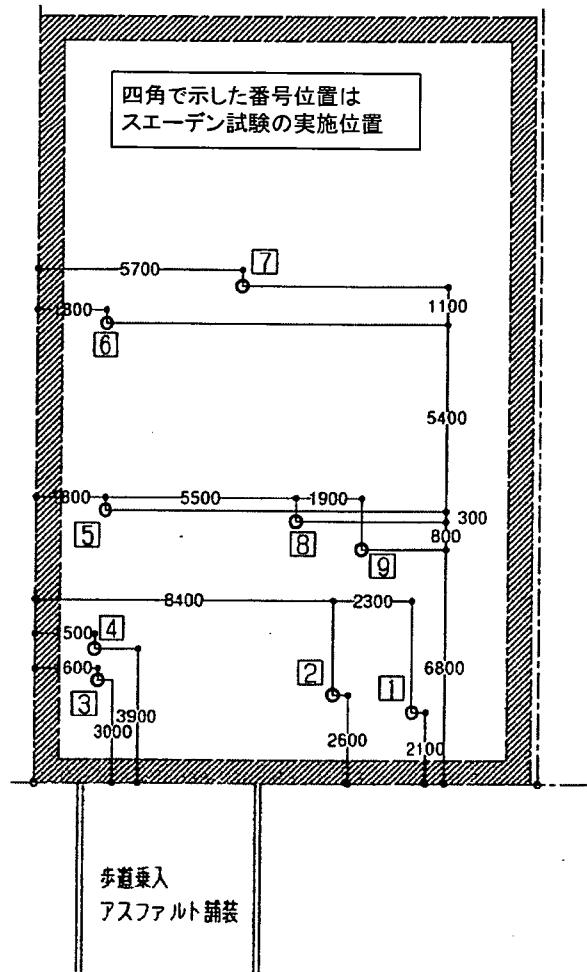


図 2-3-2 スウェーデン式サウンディング(口で示した数字の位置)

(1) スウェーデン式サウンディング試験の結果

改良後 9 日を経過した地盤に対してスウェーデン式サウンディング試験を実施した。図 2-3-2 は現場内における試験の実施位置の詳細を示し、表 2-3-4 にその結果を示す。

この表に示した N 値、許容支持力 $q_a(\text{kN/m}^2)$, (kPa), ならびに一軸圧縮強さ $q_u(\text{kN/m}^2)$, (kPa) の値は、地盤工学会の地盤調査法¹⁾において、以下の換算式が紹介されており、これに基づいた推定値である。

1) N 値との関係について

N 値との関係については土質の違いによって 2 つの異なる換算式が示されている。

レキ、砂、砂質土の場合

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (2-3-1)$$

粘度、粘性土の場合

$$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw} \quad (2-3-2)$$

ここで、 W_{sw} は 1kN 以下の荷重(N)である。

N_{sw} は W_{sw} で貫入が止まった後、回転により所定の日盛り線まで貫入させたときの半回転数から換算した貫入量 1m 当たりの半回転数であり、次式で得られる。

$$N_{sw} = \frac{100}{L_s} N_a \quad (2-3-3)$$

ここで、 N_a は半回転数であり、 L_s は貫入量である。

2) 一軸圧縮強さ (q_u) との関係について

q_u の値は次式により推定可能なことが知られているが、実測値と推定値を比較すると差が見られる場合もある。

$$q_u = 0.045W_{sw} + 0.75N_{sw} \quad (2-3-4)$$

ここで、 q_u の単位は $\text{kN/m}^2 = \text{kPa}$ である。

3) 許容支持力との関係について

戸建て住宅などの小規模構造物に対する地耐力調査としてスウェーデン式サウンディング試験が用いられている。この場合、支持力は W_{sw} と N_{sw} から N 値や q_u に変換し、これを支持力公式に代入して用いられる場合が多い。

許容支持力(q_a)と W_{sw} 、 N_{sw} の関係を調査した結果に基づいて、次のような換算式が紹介されている。なお、得られた値は載荷板の下 75cm を代表する値であることに注意が必要であるも述べられている。すなわち、当該地盤のような 2 層地盤の支持力推定には通常用いられるべきではない。

W_{sw} が 1kN 以下の荷重で貫入した場合

$$q_a = 3 \times 10^{-5} \times (W_{sw})^2 \quad (2-3-5)$$

回転によって貫入した場合

$$q_a = 30 + 0.8N_{sw} \quad (2-3-6)$$

表 2-3-4 の結果より各測点における地盤の表層では N 値が大きくなっている。これは施されたセメント安定処理によって表層のせん断強度が大きくなったことを示している。

調査位置 No.1 と No.2 では、地表から深さ約 0.75m の範囲で顕著な強度増加が見られ、N 値は 10 以上を示している。一方、深さ 1m 以下では N 値が 3 程度であり非常に軟弱な地層が分布していることがわかる。従って、軟弱の地層の表面に強固な表層が形成されている。このような支持地盤では載荷荷重が降伏支持力を上回ると、基礎が急激に沈下することが知られており、トップヘビーな構造を有する杭打ち機械にたいして極めて不利な条件を与えるものである。

表 2-3-4 スエーデン式サウンディング試験の結果

測点	荷重 W_{sw}	貫入深さ(m)	1m 当たりの 半回転数 N_{sw}	許容支持力 $q_a(\text{kN/m}^2)$	N 値	一軸圧縮強さ $q_u(\text{kN/m}^2)$
No.1	1.00	0.25	236	218.8	14.8	222.0
	1.00	0.50	1024	849.2	54.2	813.0
	1.00	0.75	428	372.4	24.4	366.0
	1.00	1.00	20	46.0	4.0	60.0
	1.00	1.25	0	30.0	3.0	45.0
	1.00	1.50	0	30.0	3.0	45.0
	0.50	1.75	0	7.5	1.5	22.5
	0.15	2.00	0	0.7	0.5	6.8
No.2	1.00	0.25	172	167.6	11.6	174.0
	1.00	0.50	224	209.2	14.2	213.0
	1.00	0.75	60	78.0	6.0	90.0
	1.00	1.00	28	52.4	4.4	66.0
	1.00	1.25	0	30.0	3.0	45.0
	0.50	1.50	0	7.5	1.5	22.5
	0.15	1.75	0	0.7	0.5	6.8
	0.15	2.00	0	0.7	0.5	6.8
No.3	0.15	0.25	0	0.7	0.5	6.8
	1.00	0.50	0	30.0	3.0	45.0
	1.00	0.75	16	42.8	3.8	57.0
	0.50	1.00	0	7.5	1.5	22.5
	0.25	1.25	0	1.9	0.8	11.3
	0.50	1.50	0	7.5	1.5	22.5
	0.25	1.75	0	1.9	0.8	11.3
	0.25	2.00	0	1.9	0.8	11.3
No.4	1.00	0.25	0	30.0	3.0	45.0
	1.00	0.50	0	116.4	8.4	126.0
	1.00	0.75	108	39.6	3.6	54.0
	1.00	1.00	12	46.0	4.0	60.0
	1.00	1.25	20	30.0	3.0	45.0
	0.50	1.50	0	7.5	1.5	22.5
	0.50	1.75	0	7.5	1.5	22.5
	0.25	2.00	0	1.9	0.8	11.3
No.5	1.00	0.25	72	87.6	6.6	99.0
	1.00	0.50	60	78.0	6.0	90.0
	1.00	0.75	0	30.0	3.0	45.0
	0.50	1.00	0	7.5	1.5	22.5
	0.25	1.25	0	1.9	0.8	11.3
	0.15	1.50	0	0.7	0.5	6.8
	0.25	1.75	0	1.9	0.8	11.3
	0.25	2.00	0	1.9	0.8	11.3
No.6	1.00	0.25	76	90.8	6.8	102.0
	1.00	0.50	872	727.6	46.6	699.0
	1.00	0.75	80	94.0	7.0	105.0
	0.50	1.00	0	7.5	1.5	22.5
	0.25	1.25	0	1.9	0.8	11.3
	0.50	1.50	0	7.5	1.5	22.5
	0.50	1.71	0	7.5	1.5	22.5
No.7	1.00	0.25	100	110.0	8.0	120.0
	1.00	0.50	2652	2151.6	135.6	2034.0
No.8	1.00	0.25	364	321.2	21.2	318.0
	1.00	0.50	528	452.4	29.4	441.0
	1.00	0.75	2795	2266.0	142.8	2141.3
No.9	1.00	0.13	1538	1260.4	79.9	1198.5
No.9'	1.00	0.15	667	563.6	36.4	545.3

調査位置 No.3, No.4, No.5 この位置では N 値が他に比べて小さい。特に表層付近における強度増加がほとんど見られず、安定処理の効果がほとんど見られない。杭打ち機械が転倒した位置は、No.3 と No.4 の近傍であったことから、杭打ち機械が転倒した位置は、支持力が周りに比べて低いことがわかる。この位置の N 値が低い原因は、表層改良の施工が適切に行われなかったこと、ならびに掘削溝に湛水した水が浸潤して地盤表層を軟弱化させたことが考えられる。

No.6 では表層に強度増加は見られるもののその層厚は No.1 と No.2 に比べて薄い。すなわち、改良の効果が低く現れており、施工に問題があったことを示している。

No.7, No.8, No.9 では表層の強度が非常に高く、貫入がそれぞれ深さ 0.5m, 0.75m, 0.13m, 0.15m で終了している。安定処理の効果が極端に高く生じており、改良の効果のバラツキが大きい。従って、現場内における安定処理の均一性がほとんど無く、極端に大きなバラツキを生じている。

現場攪拌方式によるセメント安定処理については、その効果にバラツキを生じやすいことが一般的に知られている。

(2) キャスポールによる簡易試験の結果

改良後 13 日と 18 日を経過した地盤に対して簡易支持力測定器(キャスポール)による地盤調査を実施した。図 2-3-3 は現場内における試験の実施位置について詳細を示し、表 2-3-5 にその結果を示す。

キャスポールは、ランマー（重錘）を一定の高さから地盤に自由落下させたときに生ずる衝撃加速度の最大値と CBR 値、 K_{30} 値などの相関により地盤のパラメータを簡易的に求めるための装置である。

直径 50mm、質量 4.5kg のランマーを高さ 45cm から自由落下させ、ランマー内蔵の加速度計で衝撃加速度を測定し、その値と関係式から求めた CBR 値等が表示器のディスプレイ上に表示される。すなわち、内部の加速度計で測定された衝撃加速度から最大値(A_{max})を検出し、その値を式(2-3-7)に示すインパクト値 (I_a) に換算する。

$$I_a = \frac{A_{max}(gal)}{2.78 \times 980(gal)} \quad (2-3-7)$$

そして、この I_a の値と幾つかの地盤の強度に関するパラメータについて関係が調査され、以下の関係式が示されている。

$$c_u = 0.785 + 7.073I_a \quad (2-3-8)$$

$$\phi = 15.18 + 0.974I_a \quad (2-3-9)$$

$$CBR = -0.4945 + 1.615I_a \quad (2-3-10)$$

$$K_{30} = -37.58 + 8.554I_a \quad (2-3-11)$$

ここで、 c_u は粘着力(kN/m² or kPa)、 ϕ はせん断抵抗角 (deg)、CBRはCBR 値 (%), K_{30} は地盤反力係数(MN/m³)である。

表 2-3-5 キャスポルによる調査結果と換算して得られた地盤パラメータの値

位置	平均 I_a	c_u (kN/m ²)	ϕ (deg)	K_{30} (MN/m ³)	CBR (%)	極限支持力 q_T (kPa)
A	18.2	129.5	32.9	118.1	28.9	892.3
B	14.8	105.4	29.5	89.02	23.4	726.7
C	14.2	101.2	29.0	83.9	22.4	697.4
D	14.6	104.0	29.4	87.3	23.1	716.9
E	26.9	191.0	41.4	192.5	42.9	1316.3
F	12.1	86.3	26.9	65.9	19.0	595.1
G	23.3	165.5	37.9	161.7	37.1	1140.9

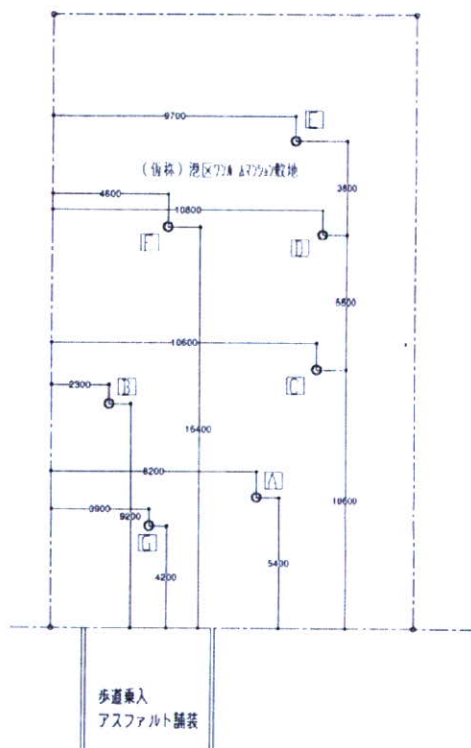


図 2-3-3 キャスポルの実施位置
(口印で示したアルファベットの位置)

表 2-3-6 支持力係数

ϕ (度)	N_c	N_q	N_r
0	5.3	0	3.0
5	5.3	0	3.4
10	5.3	0	3.9
15	6.5	1.2	4.7
20	7.9	2.0	5.9
25	9.9	3.3	7.6
28	11.4	4.4	9.1
32	20.9	10.6	16.1
36	42.2	30.5	33.6
40 以上	95.7	114.0	83.2

式(2-3-12)に示すテルツァーギの支持力計算式¹⁰⁾に、得られた c_u の値を代入すると極限支持力(q_T)を求められる。本計算では、粘性土地盤($\phi=0$)と見なされるため、第 1 項のみを考慮した。結果を表 2-3-5 に示す。

$$q_T = s_c c_u N_c + s_q \gamma_2 D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma_1 D N_r \quad (2-3-12)$$

ここで、 q_T はテルツァーギ式により得られる極限支持力、 c_u は基礎底面下の土の粘着力、 γ_1 は基礎底面下のある土の単位体積重量、 γ_2 は基礎底面より上方にある土の単位体積重量である。

s_c と s_q は形状係数であり、 N_c 、 N_q 、 N_r は支持力係数である。建築基礎構造設計指針では支持力係数と形状係数をそれぞれ表 2-3-6 と表 2-3-7 の通り示している。

調査結果を見ると災害発生現場の I_a 値は全体的に大きく、杭打ち機の転倒近傍の位置「G」においても $I_a=23.3$ であり、地盤の地耐力は高く算出されている。しかしながら、位置「G」は実際の転倒位置よりも奥側であり、必ずしも転倒した箇所の地耐力を示すものではないことに注意が必要である。

また、キャスポルの載荷盤は直径が5cmと小さいため、得られる I_a 値は地表から浅い範囲における特性を左右される。すなわち、この現場では地表から深さ0.7mまでの表層がセメント安定処理されており、その下層は軟弱な粘土層であった。実際の支持力は表層と下層が相互に働いて発揮される。従って、この試験結果は当該地盤の地耐力を過大に評価している可能性が高い。

表 2-3-7 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
s_c	1.0	1.3	$1.0 + 0.3 \frac{B_f}{L_f}$	1.3
s_q	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B_f}{L_f}$	0.3

(3) 平板載荷試験

平板載荷試験を実施した。この実施では図 2-3-4 に示す転倒時の設置状況を再現した。この試験では図 2-3-5 に示す Case1 シリーズと Case2 シリーズを実施した。機械が掘削溝の近傍に設置された場合における地盤支持力を試験で確認した。

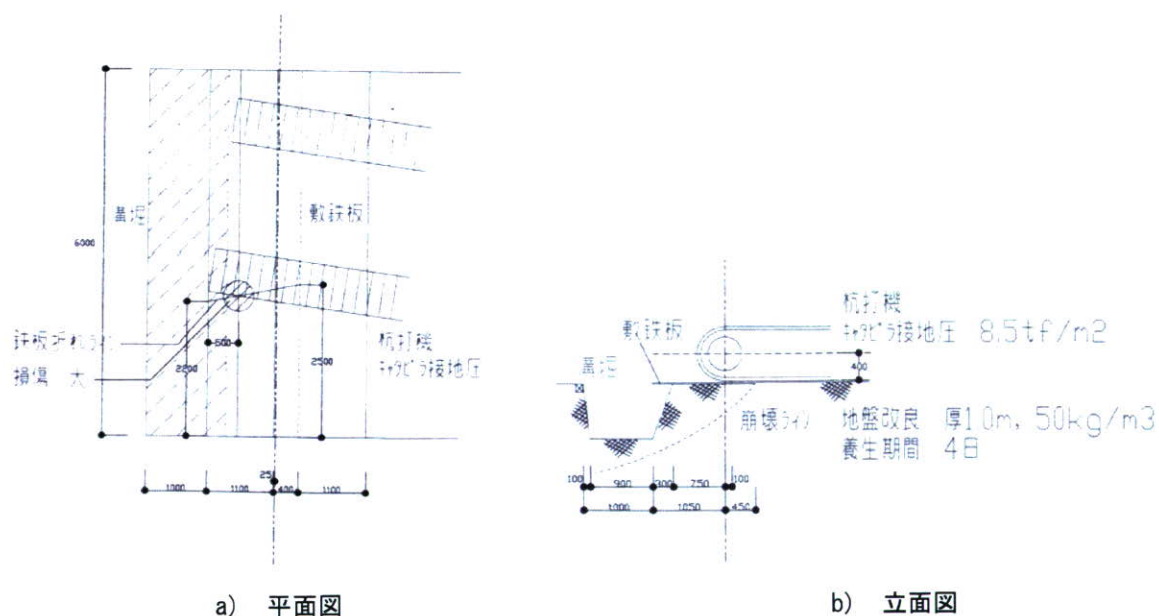


図 2-3-4 災害発生時における掘削溝と履帯面の推定位置

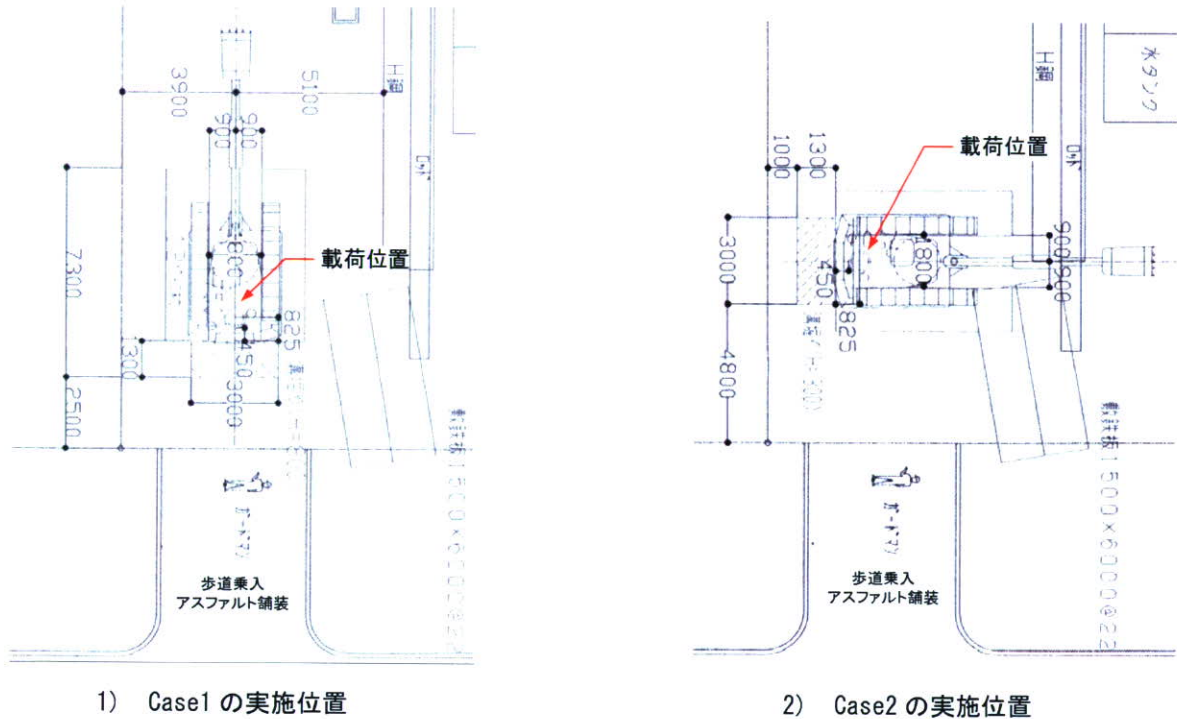


図 2-3-5 平板载荷試験の実施位置

表 2-3-8 平板载荷試験の結果一覧

実験番号	離隔 (cm)	载荷板直径, D (cm)	最大荷重, F_{max} (kN)	最大载荷応力, q_{max} (kPa) or (kN/m ²)	沈下量 s , (mm)	沈下比, s/D	地盤反力係数, K_0 (MPa)
Case1-1	45	75	165.0	374	8.705	0.0116	32
Case1-2	0	75	180.0	408	NR	NR	NR
Case2-1	0	75	150.0	340	NR	NR	NR
Case2-2	0	30	100.0	1415	NR	NR	NR

Case1 では掘削溝に水を 1 時間 30 分湛水させた。平板は法肩からの距離が異なる 2 つの位置に設置され、荷重が载荷された。Case2 では比較のため湛水なしの条件で試験が実施され、平板と法肩の離隔は Case1 と同様に設定された。実験結果の一覧を表 2-3-8 に示す。

1) Case-1-1

本試験における载荷結果を表 2-3-9 に示し、実施状況を図 2-3-6 に示す。溝肩から 45cm の位置に直径(ϕ)75cm の载荷盤をセットし、最大 165kN の荷重を载荷した。最大载荷応力(q_{max})は 373kPa であった。 q 増分に対する s/D 増分の比を地盤反力係数(K)とした。 K は荷重段階(No.)が 1 の時に値は小さい。これは地盤表層の乱れや緩みによる影響と見られる。No.2 と 3 では K が 34MPa と 32MPa であり、ほぼ同じである。No.3 では地盤が降伏には至っておらず、降伏支持力(q_y)は 373kPa 以上である。

表 2-3-9 Case1-1 における载荷状況

荷重段階 (No.)	载荷応力 q (kPa)	沈下比, s/D	地盤反力係数, K (MPa)
1	136	0.0053	26
2	272	0.0081	34
3	374	0.0116	32

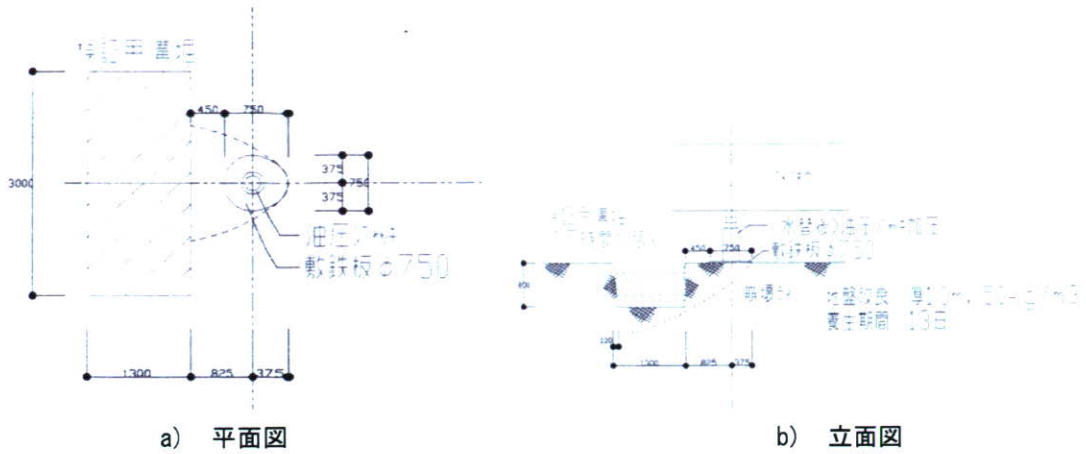


図 2-3-6 Case1-1 の平板載荷試験の実施位置の詳細

2) Case-1-2

本試験では図 2-3-7 に示すように $\phi=75\text{cm}$ の載荷板を溝肩に外接するように設置し、荷重を載荷した。 $q_{max}=408\text{kPa}$ を載荷した結果、載荷板の周囲と地盤内部には少量の亀裂の発生が見られた。しかし、明確な崩壊は確認されなかった。なお、本実験では沈下量が計測されていないため、 K の値については比較できない。

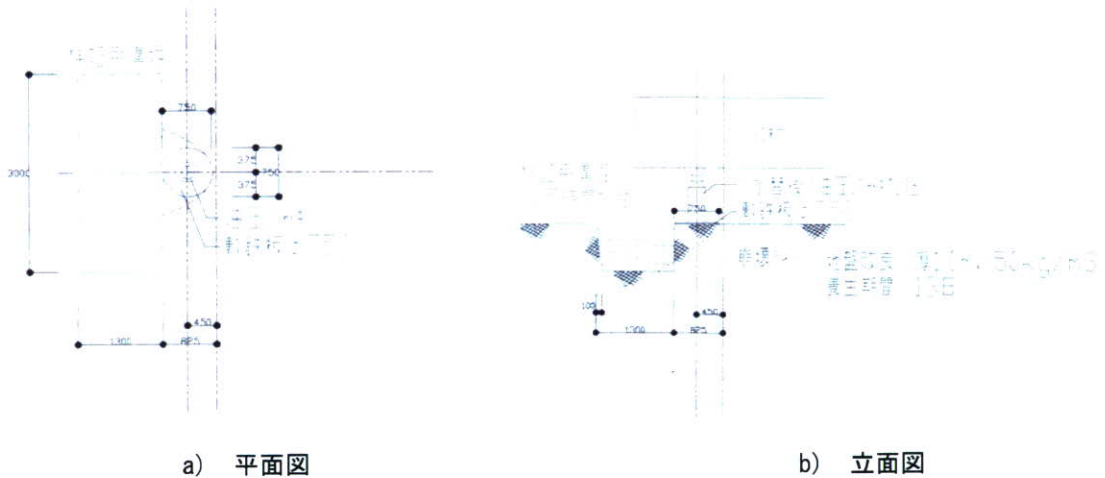


図 2-3-7 Case1-2 の平板載荷試験の実施位置の詳細

3) Case-2-1

本試験では図 2-3-8 に示すように $\phi=75\text{cm}$ の載荷板を溝肩に外接するように設置し、荷重を載荷した。 $q_{max}=340\text{kPa}$ を載荷したが、支持地盤には明確な崩壊が見られなかった。沈下量については未計測である。

4) Case-2-2

本試験では図 2-3-9 に示すように $\phi=30\text{cm}$ の載荷板を溝肩から 20cm の位置に設置し、荷重を載荷した。 $q_{max}=1415\text{kPa}$ を載荷した結果、載荷板の周囲と地盤内部には沢山の亀裂を生じた。地盤の破壊

形状は圧壊であり、円弧すべりではなかった。沈下量については未計測である。

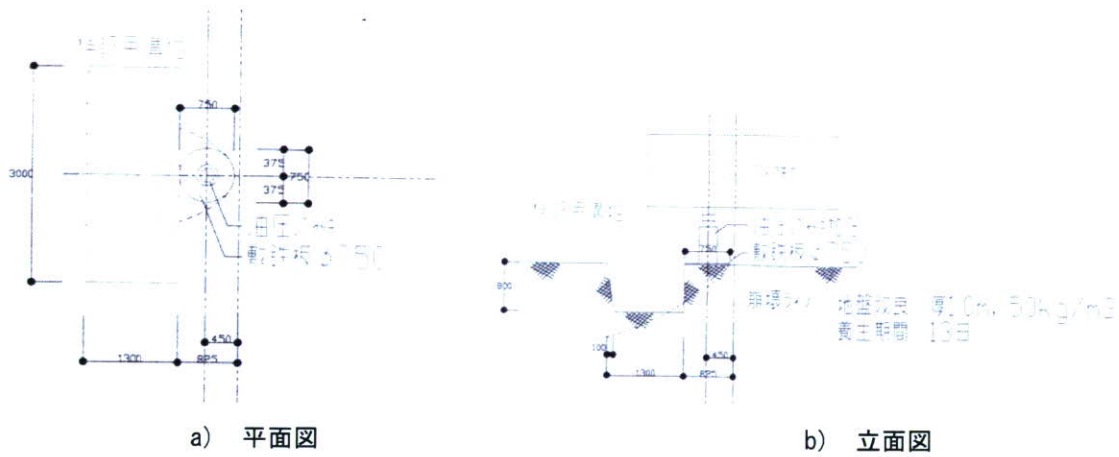


図 2-3-8 Case2-1 の平板載荷試験の実施位置の詳細

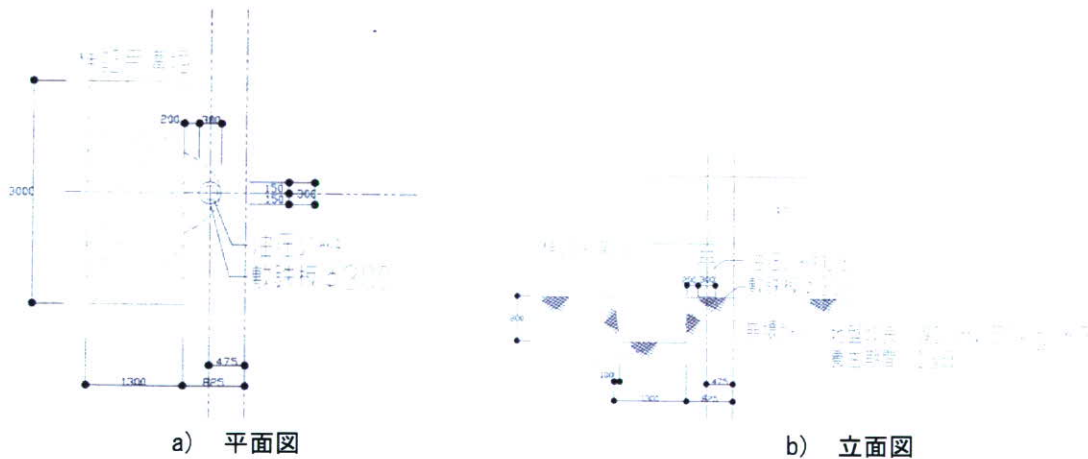


図 2-3-9 Case2-2 の平板載荷試験の実施位置の詳細

以上の通り、災害発生時における荷重状況を再現して平板載荷試験が実施された。これらの試験では、荷重板の支持条件が不明確であり単純に結果を比較することができない。すなわち、実際の転倒ではクローラの傾斜により荷重面は回転した。一方、試験では荷重板が回転しないように剛結されており、支持力を高めに評価した可能性がある。また、沈下量の計測は Case1-1 のみで実施され、他の試験では記録がない。従って、 $q-s/D$ 関係が不明なため、 K と q_y を評価することはできない。

2.4 まとめ

2.4.1 転倒原因について

本杭打ち機の転倒原因は以下の通りと考えられる。

・耐力的要因

1) 軟弱な地盤

地盤表面から深さ 0.75m までの範囲についてはセメント安定処理によって強度増加が図られていた。しかし、深さ 1m 以下は平均N値が 3 以下の軟弱な層が分布し、潜在的に不安定な地盤であった。

2) 地盤の養生不足(1)

機械を移動させた箇所は当該現場の敷地境界付近であり仮囲いフェンスが設けられていた。このフェンスが障害となりその周辺部は安定処理が完全には実施されていなかった。当該機械は敷地の隅部付近で転倒しており、処理の効果が疑われる位置に移動した。

3) 地盤の養生不足(2)

セメントと土の混合具合が不良であった。当該現場は表面から深さ 0.7m には砂質土が存在し、その下層には粘土が存在する 2 層地盤であった。計画では深さ 1m を安定処理する計画であった。しかし、バックホウによる現場攪拌混合方式ではブロック化する粘土にセメントを均一に混合することが難しく、改良は砂層のみに施された。その結果、改良層厚が当初の計画に比べて 30% 減少した。

4) 水浸による土の軟化

杭打ち機の走行の前に当該箇所付近で水道管を破損し、溝部が水浸するトラブルが発生していた。この水浸により土が軟化し支持力は低下したことが考えられる。

・作業計画の不備等による要因

1) 地盤の調査不足(1)

杭打ち機械の設置に際して地耐力の照査と養生対策について、事前に十分な検討がなされていなかった。

2) 計画の不備

機械と溝部の離隔が適切に確保されていなかった。日本材料学会が定める標準的な離隔に比べて当該機械は溝に接近しており、溝壁の安定性を減少させた。また敷地隅部に設けられた溝近傍に対する機械の設置と安定性について検討がなされていなかった。

3) 安全対策の省略

水道管の破損が復旧した後に地盤の確認を怠った。湛水により地盤が軟化していたにもかかわらず、作業の再開を急いだ。

2.4.2 再発防止対策について

同種災害の再発防止には以下の対策が必要と考えられる。

1) 機械の安定に関する地盤工学的な事前検討の実施

杭打ち機械は大型でありその自重は数十トンに達する。この安定設置に必要な地盤の支持力に

については、目視や踏査による経験的判断のみによって評価すべきではない。すなわち、工学的な地盤調査の結果に基づいて地盤支持力を求めなければならない。そして、杭打ち機械の緒元と作業方法を考慮して履帯に働く最大接地圧力を求める。得られた支持力と接地圧力の比較に基づいて安全性を検討し、安定設置に必要な地盤養生の方法を決定しなければならない。

2) セメント安定処理の確実な実施とその効果の確認

安定処理された土の強度は処理方法と養生方法によって異なるため、施工後の確認が必要である。また安定処理の広さや深さが計画と実施工で異なる場合は、施工後に支持力を調査し、処理効果を確認する必要がある。敷地境界部にはフェンスが設けられるために安定処理の障害となり、支持力が低くなる。不完全な処理と溝の存在は機械の不安定要因となるため注意しなければならない。

3) 湛水トラブル後の安全確認

施工中のトラブルを解決し、工事を再開する場合はそのトラブルがその周辺に与えた影響も十分に検討する必要がある。本事例では、水道管の破損トラブルが発生した。水道管は修復されたものの、溝の湛水が周辺の土を軟化させ、支持力を低下させていた。目視ではその影響が明らかではなかったが、浸潤により軟化し浸食により壁面が不安定化していた可能性が高い。安易な判断による工事再開は危険である。

4) 余裕を持った離隔の確保

溝壁面とクローラ端の間の距離が学会等で定める標準的な離隔に比べて少なかった。その結果溝壁を不安定化させ支持力は減少した可能性がある。機械を設置する際には壁面からの離隔に余裕を持った計画を立てる。機械の移動では誘導員を配置し、運転士に適切な指示を与える。

5) 建築現場の杭打ち機械がもつ潜在的な危険性の把握

建築現場の基礎工事では一般的に狭い敷地内を大型機械が移動しながら施工する特徴があり、広い敷地内を自走する土木現場とは異なった安全対策が必要である。削孔の周辺地盤は軟弱化しているため、機械の安定を確保するためには十分な養生が不可欠である。

2.5 参考文献

- 1) (社)日本材料学会：ソイルミキシングウォール(SMW)設計施工指針(改訂版)，2002.
- 2) 労働調査会：安衛法便覧Ⅱ 平成19年度版，pp.512-516，2008.
- 3) (社)日本規格協会：JIS A 8509-1:2007「基礎工事機械－安全－第一部：杭打ち機の要求事項」，pp.20-33，2007.
- 4) (社)日本建設機械化協会：移動式クレーン・杭打ち機棟の支持地盤養生マニュアル，pp.9-22，2000.
- 5) (社)セメント協会：セメント系固化剤による地盤改良マニュアル(第二版)，pp.49-88，2000.
- 6) (社)地盤工学会：地盤工学ハンドブック，pp1236-1262，1999.
- 7) (社)地盤工学会：地盤調査法「第6編サウンディング 第4章スウェーデン式サウンディング試験」，pp213-220，1999.
- 8) 近畿地方整備局近畿技術事務所：簡易支持力測定器(キャスポル)利用手引き，2005.
- 9) (社)地盤工学会：地盤調査法「第8編載荷試験 第2章地盤の平板載荷試験」，pp345-368，1999.
- 10) (社)地盤工学会：入門シリーズ4 構造物基礎入門，pp.32-41，1999.

第3章 実大現場実験

3.1 実験の概要

実大走行実験は東京国際空港国際線地区エプロン等整備等事業が行われているエリアの南西にて実施した。本実験では走行路の地盤条件と機体に生じる挙動の関係を明らかにするために、水準測量と平板載荷試験をはじめに実施した。次いで走行路に敷鉄板を敷設した後、杭打ち機械を自走させ、機体に生じる加速度応答を後述する3個所で計測した。実験を行った場所を図3-1-1に示す。本事業では、ピーク時に20機を超える杭打ち機械が稼働しており、工事は24時間体制で行われていた。工事の様子を写真3-1-1に示す。

写真3-1-2は走行路を撮影したものである。走行路には1.8m間隔で小さな金属製の杭が設置してあったため、本研究では図3-1-2に示すようにNo.1-a~No.32-dと番号をつけて、水準測量の測点とした。図中には現場密度試験と平板載荷試験を実施した地点も示している。現場密度試験と平板載荷試験の詳細については後述することにする。

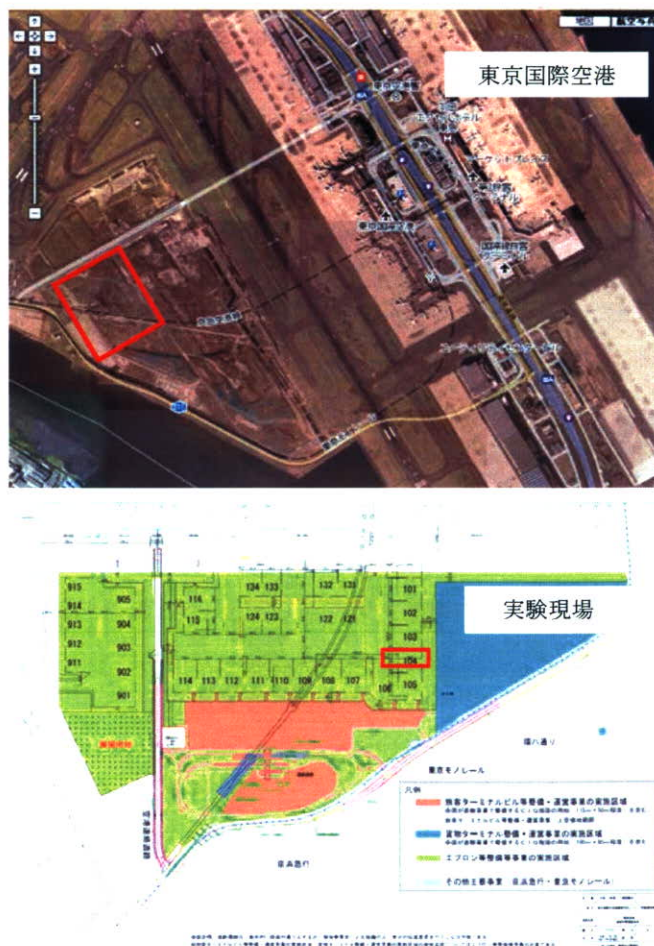


図3-1-1 東京国際空港国際線地区エプロン等整備事業A工区と実験現場



写真 3-1-1 東京国際空港国際線地区エプロン等整備事業の A 工区の様子

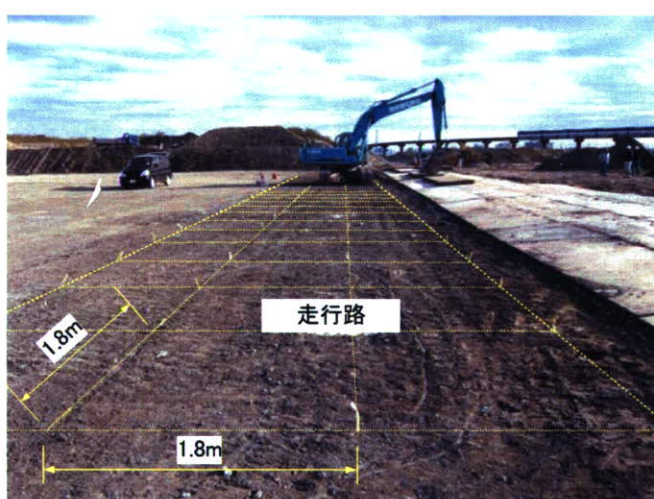


写真 3-1-2 走行路



図 3-1-2 走行路の概略図 (P, S: 平板載荷試験)

3.2 現場密度試験

3.2.1 現場密度試験の概要

現場密度試験¹⁾の基本的な測定項目は密度と含水比であり、密度は体積と質量を測定することで求められる。土の体積を直接測定することは困難であるため、様々な工夫がされている。これが現場密度試験の大きな特徴であり、測定する上で人為的な誤差が入りやすい部分でもある。

現場密度試験には、砂置換法、突き砂法、水置換法等の方法がある。本実験では、最も標準的な砂置換法によって現場密度を測定することにした。

3.2.2 試験器具および試験用砂

(1) 試験器具

密度測定器はジャーとアタッチメントからなる。写真 3-2-1 にそれぞれの写真を示す。ジャーは、容量約4リットル、高さ約200mmの透明プラスチック製瓶で、瓶の先端がアタッチメントに接続できるようになっている。アタッチメントはピクノメータートップと漏斗、バルブが一体となった金属製のものである。また、写真 3-2-2 はベースプレートである。



写真 3-2-1 ジャー(左)およびアタッチメント(右) 写真 3-2-2 ベースプレート

(2) 試験用砂

試験用砂は、JIS Z 8801 に『標準網ふるいの呼び寸法 2mm を通過し、75 μ m に残留する粒径範囲のもので、水洗いして十分に乾燥した砂とする』と規定されている。そこで本研究では、試験用砂に豊浦砂を採用した。

3.2.3 試験方法

(1) 試験器具および試験用砂の検定

現場密度試験を行うためには、「ジャーとピクノメータートップの体積の更正」、「試験用砂の密度の更正」、「漏斗を満たすために必要な試験用砂の質量の更正」を行う必要がある。詳細については、(社)地盤工学会『地盤調査法』を参照されたい。

(2) 現場における土の密度の測定

試験の手順を示した概略図を図 3-2-1 に示す。試験箇所を直ナイフで水平になり、地表面にベースプレートを密着させて置く。ベースプレートの穴の内側の土を掘り、掘り出した土の全量を容器に入れ、含水比が変化しないように容器に蓋をして保存する。試験孔の最小体積は表 3-2-1 に示す試験法で定められた値を目安とする。

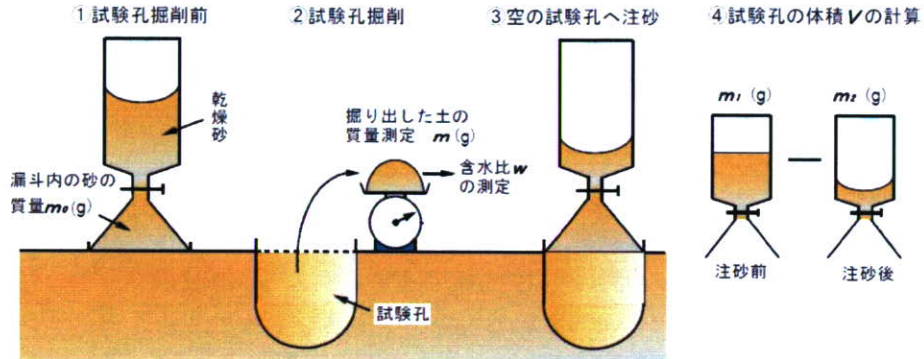


図 3-2-1 現場密度試験の概要

表 3-2-1 土の最大粒径に対する試験孔の最小体積

土の最大粒径 mm	試験孔最小体積 cm ³
53	2800
26.5	2100
13.2	1400
4.75	700

試験孔の体積の測定方法は、ベースプレートの穴に漏斗を合わせて測定器を直立させて、バルブを開き、ジャーの中の砂の移動が止まってからバルブを閉じる。測定器と残った砂の質量を量り、試験孔および漏斗に入った砂の質量を求める。測定した質量から漏斗を満たすのに必要な砂の質量を除いて、試験孔を満たすのに要する砂の質量を求める。試験孔の体積および土の密度の具体的な求め方は以下に示す手順で算出する。

a) ジャーとピクノメータトップの体積 V_1

$$V_1 = K(m_2 - m_1) \text{ (cm}^3\text{)} \quad (3-2-1)$$

ここで、 m_2 はジャーとピクノメータトップの部分に水を満たしたときの質量。 m_1 は測定器の質量。 K は測定水温 $T^\circ\text{C}$ における水 1g 当たりの体積である。

b) 試験用砂の密度の求め方

試験用砂の密度 ρ_{ds} は次の式から計算する。

$$\rho_{ds} = \frac{m_3 - m_1}{V_1} = \frac{m_4}{V_1} \text{ (g/cm}^3\text{)} \quad (3-2-2)$$

ここで、 m_3 はジャーとピクノメータートップに砂を満したときの質量、 m_4 は測定器中の砂の質量。

c) 漏斗を満たすのに必要な砂の質量

漏斗を満たすのに必要な砂の質量 m_6 は次式から計算する。

$$m_6 = m_3' - m_5 \quad (3-2-3)$$

または、
$$m_6 = m_3 - m_5 \quad (3-2-4)$$

ここで、 m_3' は測定器と入れた砂の質量、 m_3 はジャーとピクノメータートップに砂を満したときの質量、 m_5 は測定器と残った砂の質量。

d) 試験孔の体積

試験孔の体積 V_0 は、次の式から算出する。

$$V_0 = \frac{m_9 - m_6}{\rho_{ds}} = \frac{m_{10}}{\rho_{ds}} \quad (cm^3) \quad (3-2-4)$$

ここで、 m_9 は試験孔及び漏斗に入った砂の質量、 m_6 は漏斗を満たすのに必要な砂の質量、 m_{10} は試験孔を満たすのに必要な砂の質量。

e) 土の湿潤密度

$$\rho_t = \frac{m_7}{V_0} \quad (g/cm^3) \quad (3-2-5)$$

ここで、 m_7 は試験孔から取り出した湿潤土の質量。

f) 試験孔から取り出した土の炉乾燥質量 m_0

$$m_0 = \frac{100m_7}{w + 100} \quad (3-2-6)$$

ここで、 w は試験孔から取り出した湿潤土の含水比。

g) 土の乾燥密度 ρ_d

$$\rho_d = \frac{m_0}{V_0} \quad (g/cm^3) \quad (3-2-7)$$

3.2.4 試験結果

現場密度試験の測定箇所を示したものを図 3-2-2 に示す。試験は平板载荷試験を行った 1P と 2P の近くでそれぞれ一回ずつ実施した。本来ならば一地点で試験を 3 回程度実施して、その平均値を用いる。しかし、本実験では周辺でサンドコンパクションパイルを施工しており、振動の影響を強く受けたため、正確な値を求めることが困難であった。そのため、試験を一回ずつ実施して、その値を密度の参考値とした。

試験結果を表 3-2-2 および表 3-2-3 に示す。湿潤密度を比較すると No.1 と No.2 では、それほど大きな差はない。しかし、乾燥密度や含水比、締固め度を比較すると、両者は大きく異なる。これは、No.1 の地点が粘土質であったのに対し、No.2 は礫を含む砂質土であったため、密度や締固め度に差が生じたと考えられる。採取した試料の物理的試験の結果を表 3-2-4 に、粒度分布を図 3-2-3 に示す。粒度分布を比較すると、No.1 は No.2 に比べ全体的に上に位置していることから、No.2 よりも粒径が小さいことがわかる。以上のことから、走行路の土質にはばらつきがあり、締固め度も異なることがわかった。

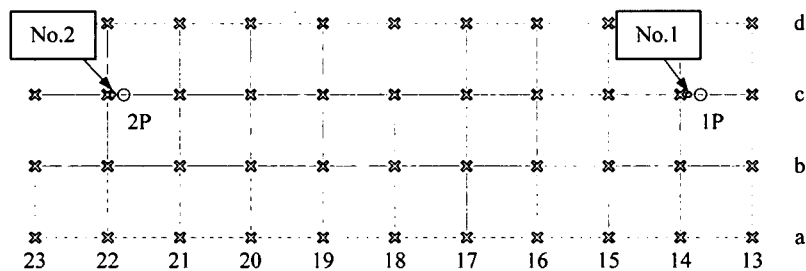


図 3-2-2 試験箇所