

災害調査報告書

基礎の解体工事中に発生した
大型くい抜機の転倒災害

(要約版)

労働安全衛生総合研究所

要旨

本災害は、建物の解体工事中に発生した基礎工事用建設機械（くい抜機）の転倒災害である。本災害による労働者の被災はなかったが、隣接する住宅に物的被害が生じた。本解体工事では地中の PC 杭も抜き取る作業を行っていたが、転倒はくい抜機の位置を変えるための移動中に発生した。

災害発生現場の地盤支持力を調査したところ、その値は載荷圧力に比べて著しく低いことがわかった。また、くい抜機が転倒した箇所には少なくとも 76mm～139mm 程度の沈下が認められた。基礎の解体に伴って掘削と埋め戻しがくり返される現場は軟弱となりやすいにもかかわらず十分な地盤養生をしていなかったために転倒災害が発生したことがわかった。

1. 災害の概要

建物の解体工事現場において、くい抜機が転倒した。図-1.1 に災害発生時の様子を示す。

解体中の建物は RC 造であり、地中には PC 杭が埋設されていた。この PC 杭は直径が 300mm、長さは 25m であり、36 本が埋設されていた。転倒は、28 本目の杭を抜き取るために、機械を移動させた時に発生した。

くい抜機の運転者にもけがはなく、この災害により被災した作業者はいなかった。なお、隣接する住宅を破損する物的被害は生じた。

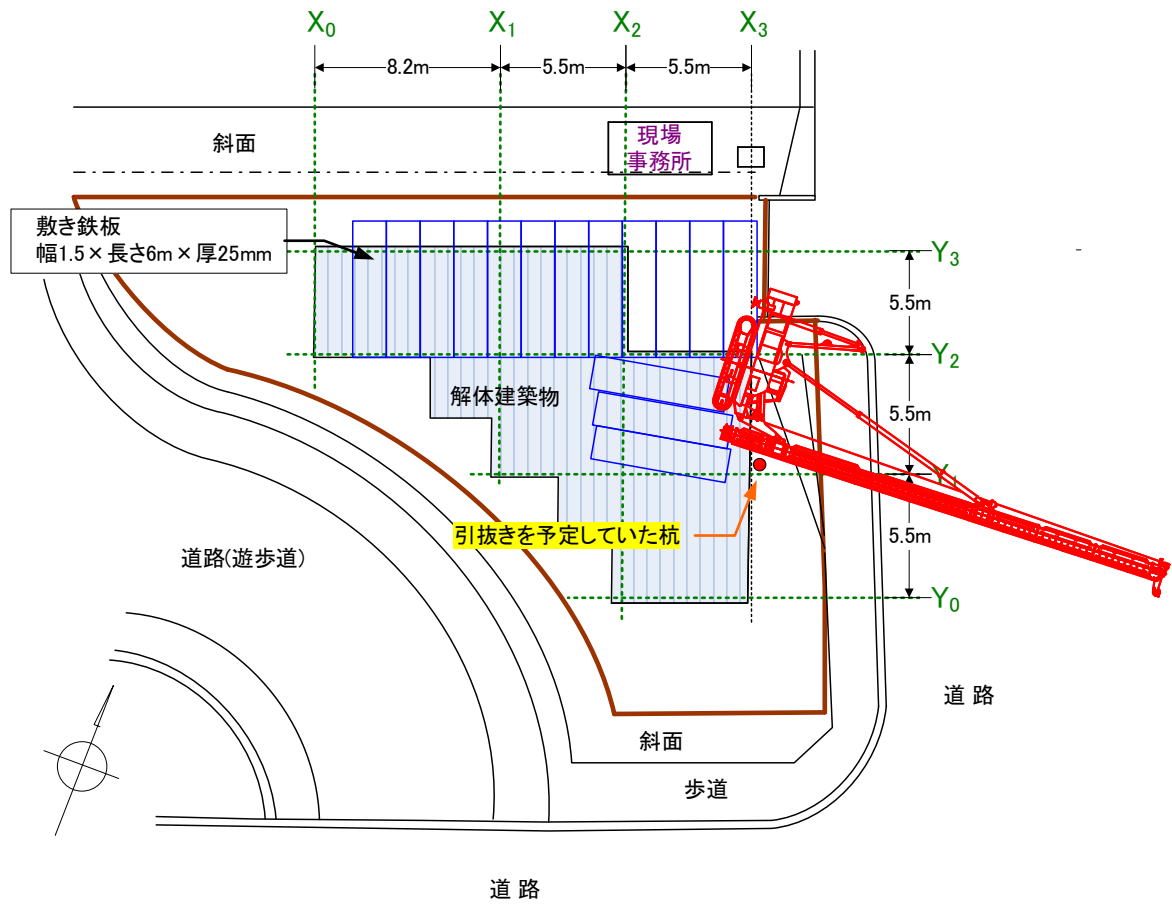


図-1.1 転倒した基礎工事用機械の推定位置と状況

1.1 災害発生当日の機械の経路

災害発生当日は、午前8時より作業の打合せが行われた。打合せ後には工事責任者とオペレータが現場内を踏査し、地盤の状態を共に確認した。そして、当日のくい抜き作業の実施が決定され、8時30分頃より重機の移動を開始した。

しかし、移動開始からまもなく、くい抜き機が図-1.1に示すように東方向へ転倒した。

図-1.2はくい抜き機が転倒前に移動した経路を示す。前日の作業終了後、くい抜き機は図中「1)」の位置に駐機されていた。この位置から右方向にカーブさせるように後退させ、機体の向きを90度変えた。そして次に、番号28の杭を引き抜くために、 X_2 と X_3 の間の部分を、 Y_2 から Y_1 に向かってくい抜き機を移動させた。しかし、機体が杭番号5及び7付近に移動したとき、左前側の履帯部分に沈下が生じ、転倒した。

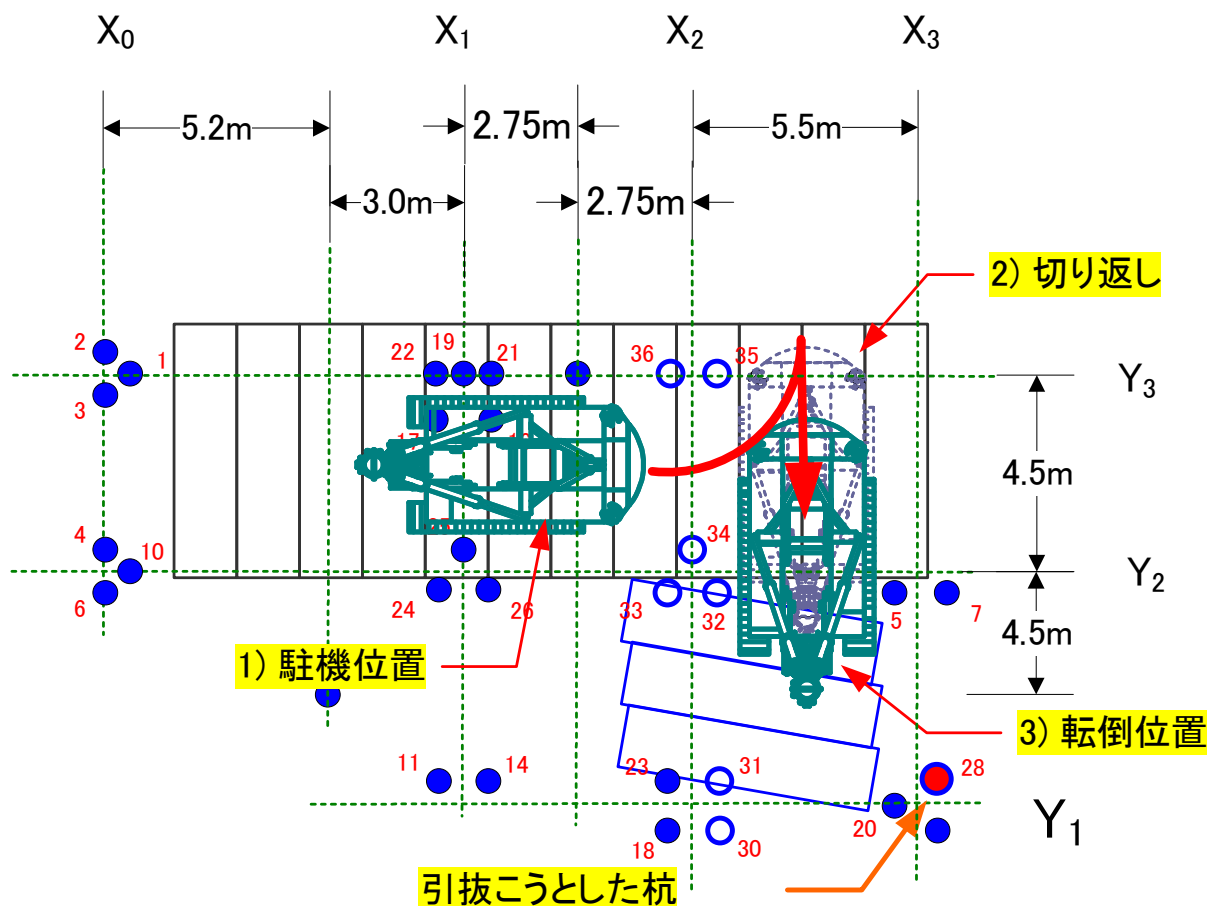


図-1.2 転倒前の機械の移動経路

図-1.3 はくい抜機が移動した箇所，ならびに転倒した位置付近における敷鉄板の敷設状況と地盤状況を示す．本工事で使用した敷鉄板は，幅 1.5m，長さ 6m，厚さ 22mm であり，一般的に普及しているものである．その敷設状況は，9 枚が X 列にその長手方向を平行にして，Y3 と Y2 の列上に敷設されていた．くい抜機は(X1,Y3)から(X2,Y2)の範囲に駐機されていた．他 3 枚は先の敷鉄板にほぼ直交する向きに配置され，X2 列上の Y2 から Y1 の間に敷設されていた．この中の「敷鉄板(A)」には明確な沈下が見られた．履帯は「敷鉄板(A)」の端部に位置していたため，接地圧の分散効果は中央載荷時に比べて，大きく減少していたと見られる．

先行して実施された建物の解体では，杭に連結された地中梁基礎が解体された．この地中梁は X2 列上と X3 列上にも存在していた．この地中梁は深さ 1.5m 程度の深さに設置されており，この撤去のために地盤は掘削された．掘削部は残土によって埋め戻されたがセメント安定処理はされていなかった．したがって，セメント安定処理が施された他の引き抜き箇所と比べて，転倒した箇所は明らかに支持力が低い状態となっていた．

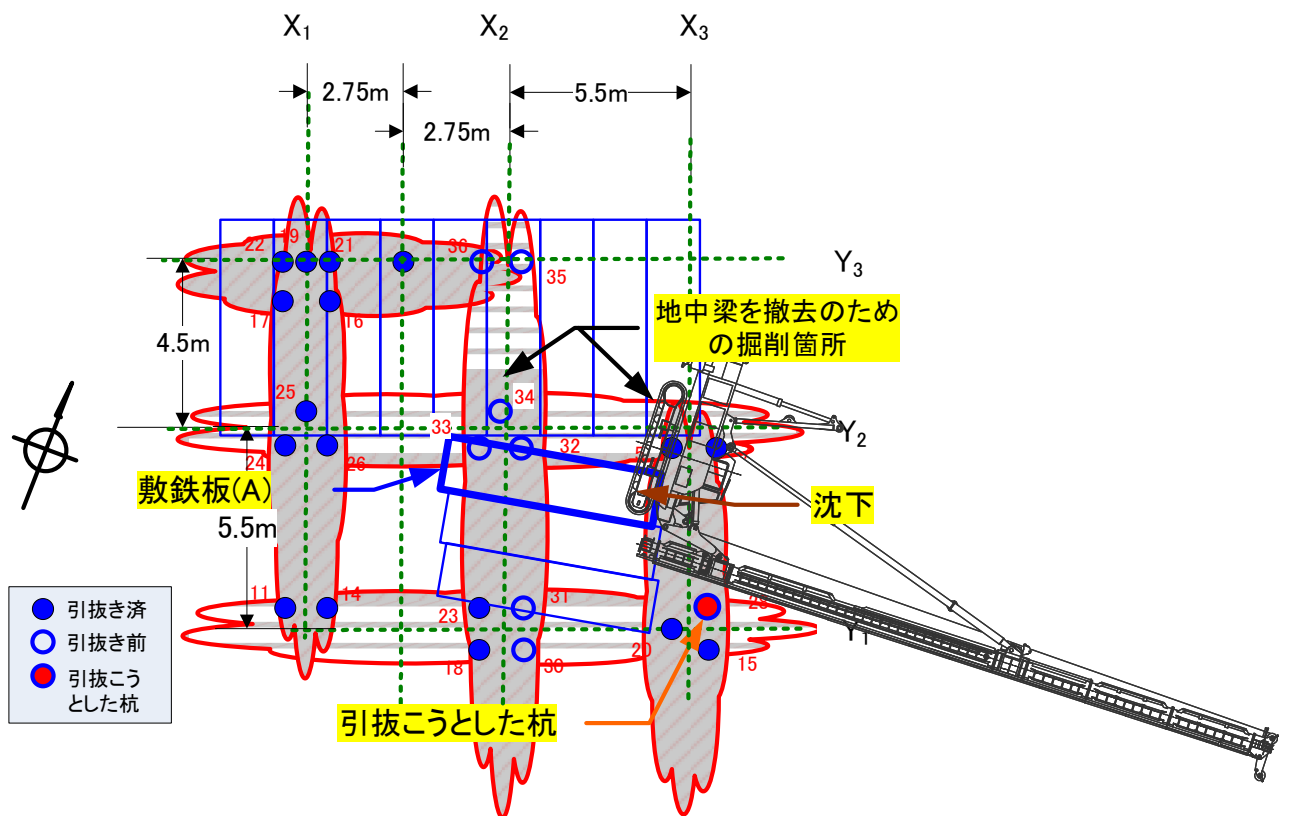


図-1.3 地中梁を撤去して埋め戻した箇所

1.2 転倒後の様子

写真-1.1 は転倒したくい抜機を上空から撮影したものである。左前車軸に大きな沈下が見られ、これに伴って敷鉄板の他端は浮き上がっている。このことから、左履帯は敷鉄板の端部に位置した状態で沈下したことがわかる。

写真-1.2 は沈下部周辺の地盤状況である。土の含水比は高い状態にあることがわかる。敷鉄板と共に左側車軸部が大きく沈下しており、明らかに地盤の支持力は不足していたことが分かる。



写真-1.1 転倒位置付近の状況



写真-1.2 沈下部周辺に見られた軟弱な地盤

図-1.4 は災害発生現場付近の降雨記録である。災害発生前日の 19:00 頃か

ら時間雨量が 10mm を超える比較的強い降雨が記録されているが、翌日は晴天であった。

作業開始前に数人で現場内を踏査し、「目視」で地盤状態は確認されていた。地表面は乾燥していたため、「十分な強度を有する」と判断され、作業は開始された。しかしながら、写真-1.2 からも明らかのように、沈下箇所の上は明らかに含水状態が高く、表面から下の地盤内部は軟弱であった。

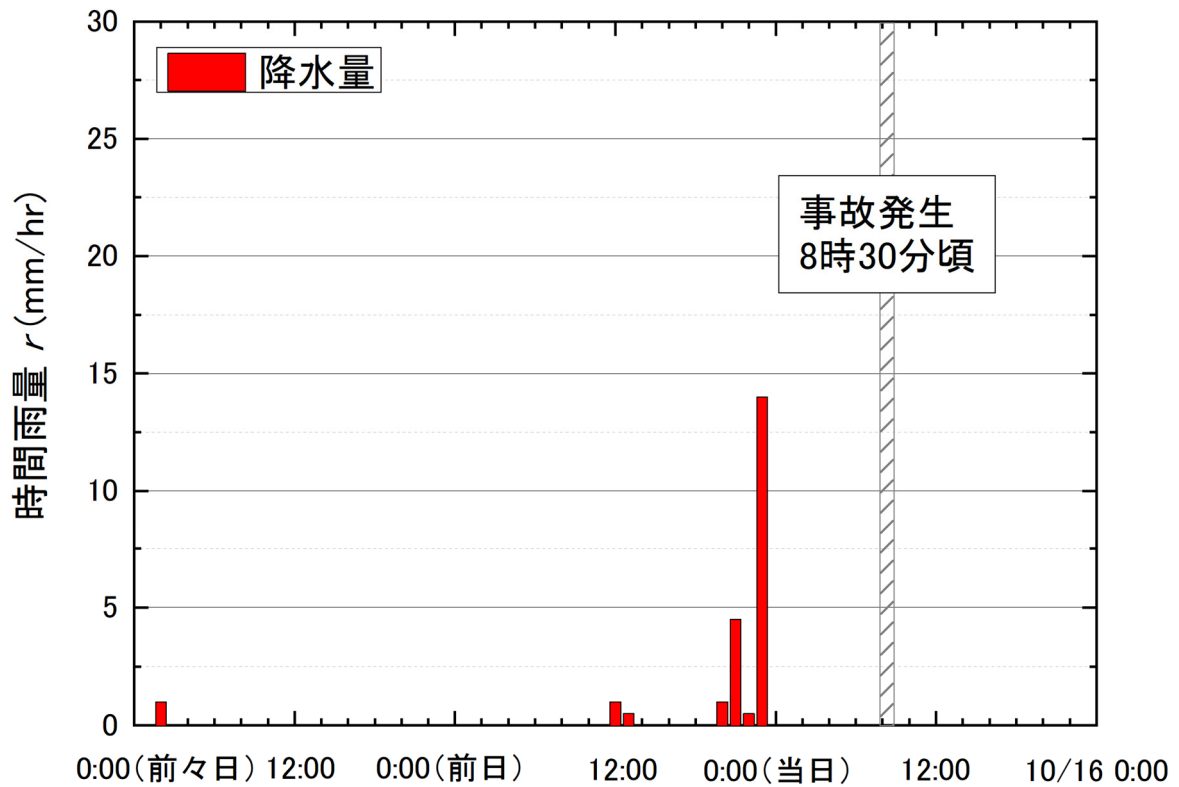


図-1.4 災害発生現場付近における降雨記録

2. 災害現場の地盤調査

2.1 土の物理的性質

災害発生から4日後に現場を調査した。その際に土試料を採取し、その土質試験を実施した。

試料の採取位置を図-2.1に示す。当該現場には現地発生土に加えて、他地域より搬入された土が混入していた。そのため、本調査では作業員に当該現場の土を確認し、試料を採取した。

現場内の2つの位置で採取した土の含水比を表-2.1に示す。採取位置(A)ではバックホウで約0.5mの深さまで掘削した後に、試料を採取した。採取位置(B)では、含水状態が高く見られた試料を地表付近より採取した。含水比は採取位置(A)が51.36%であり、採取位置(B)は65.98%であった。

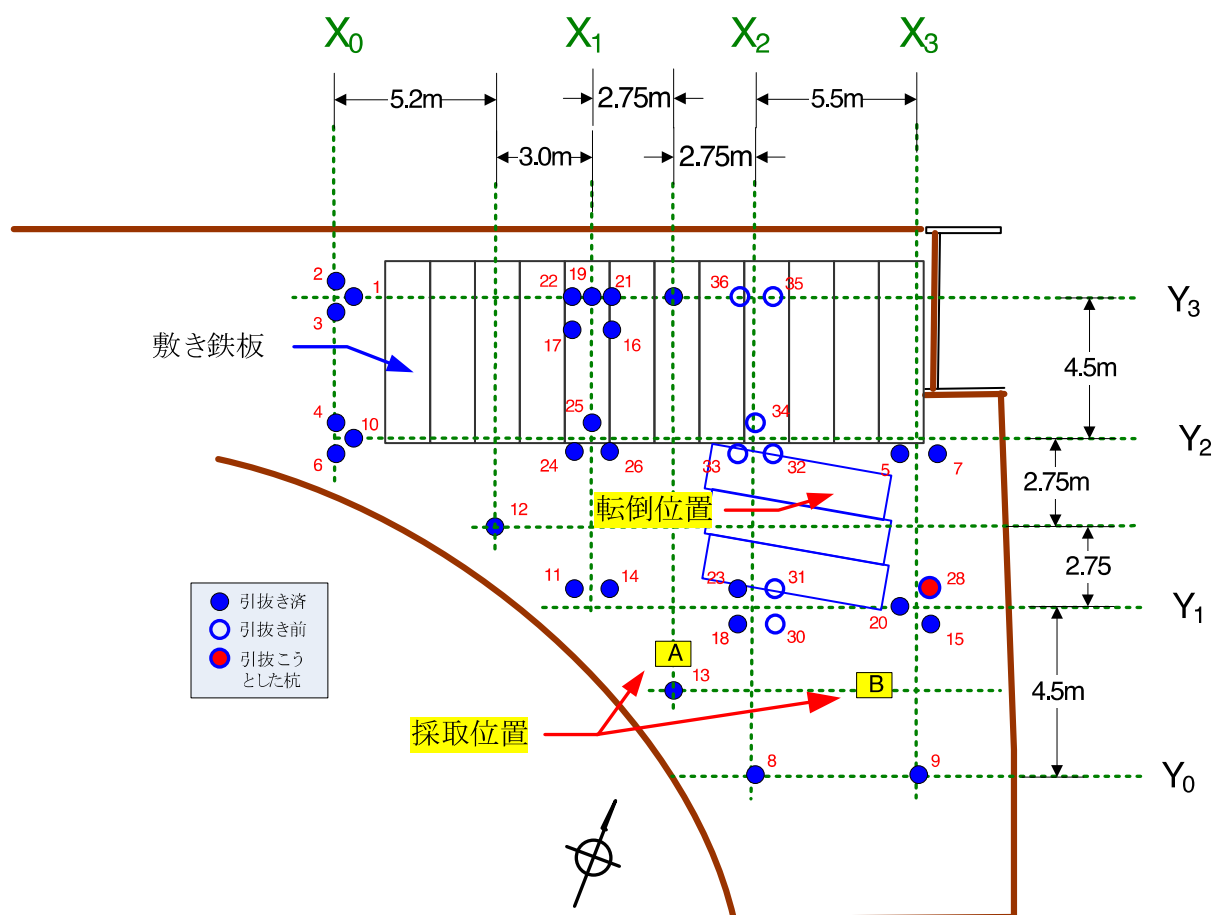


図-2.1 試料採取位置

表-2.1 採取試料の含水比

採取位置(A：深さ 0.5m)	51.36(%)
採取位置(B：地表付近の湿潤土)	65.98(%)

試料採取は災害発生から4日後に行ったが、現場内には含水比が高い箇所が散在していた。言い換えると、災害発生当日の自然含水比はさらに高かったと言える。災害発生の前日には降雨が記録されているが、その後の4日間に降雨は記録されていない。

測定した含水比の値による液性指数は後述する液性限界の0.83に達しており、発生当日は相当軟弱な状態であったと想像できる。なお、両位置で採取した試料の含水比は異なるものの、ほぼ類似した外観を示しており、同じ土質と見られた。そのため、以下に述べる物理試験では、採取位置(A)の試料に基づいた結果を述べる。

表-2.2に物理試験の結果を示す¹⁾。細粒土の自然含水状態における相対的な硬軟の度合いを示す指標に液性指数 I_L があり、同指数は式(2.1)で表される。

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p} = \frac{w - w_p}{I_p} \quad (2.1)$$

ここで、 w は含水比、 w_p は塑性限界、 w_L は液性限界、 I_p は塑性指数である。

I_L の値が0に近いほど土は塑性限界に近く、土は硬い状態にあることを示し、1に近いほど土は軟らかい状態にあることを示す。

採取位置(A)の試料は、当該現場の自然含水比を示すもの見られその値は $w=51.4\%$ であった。自然含水比状態の液性指数 I_L を式(2.2)により求めると、その値は0.24である。

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{51.4 - 45.4}{24.9} = 0.24 \quad (2.2)$$

一方、採取位置(B)の試料は当該現場内の特に含水比が高い表層付近から採取したものであり、その含水比は $w=66.0\%$ であった。同様にして液性指数を求めると、 $I_L=0.83$ である。すなわち、液性限界状態($I_L=1$)に近い値であることから、軟化した状態であることがわかる。

$$I_L = \frac{w - w_p}{I_p} = \frac{66.0 - 45.4}{24.9} = 0.83 \quad (2.3)$$

表-2.2 試料の物理特性(採取位置(A))

	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)	塑性指数 I_P	最適含水比 w_{opt} (%)	分類名
現場採取土	2.622	70.3	45.4	24.9	36.6	砂礫質シルト (高液性限界)

2.2 現場地盤の支持力試験

当研究所が有する試験装置を用いて地盤の支持力試験を実施した。この試験は変位制御で荷重を与え、荷重-沈下量関係を調べるものである。地盤工学会基準の平板載荷試験²⁾に比べ、試験を非常に短時間で実施できることが長所としてあげられる。

本試験に用いた試験装置の概要を図-2.2に示し、試験の様子を写真-2.1に示す。装置の架台には4個の車輪が備わり、手押しによる移動が可能である。油圧アクチュエータが架台の前方中央部に備わり、その後部には電動モーターとポンプが備わる。

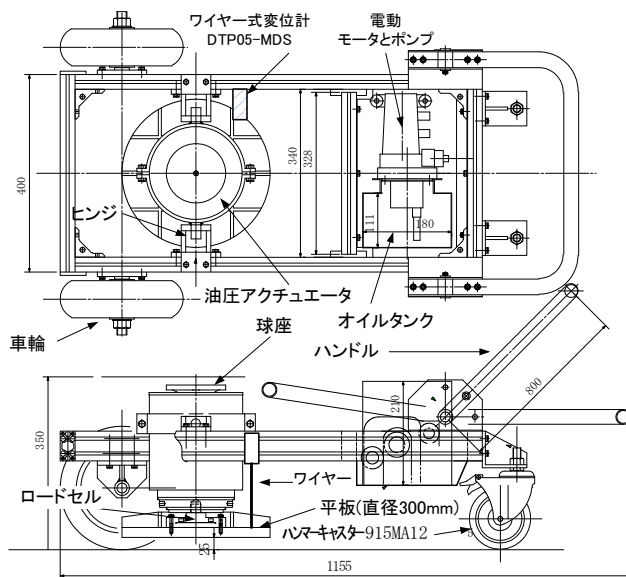


図-2.2 試験装置の概要



写真-2.1 試験の様子

図-2.3に示すBC_1及びBC_2の2箇所において支持力試験を実施した。両試験箇所は杭が引き抜かれていない箇所であり、作業による攪乱や埋め戻しによる軟化の影響が少ない部分であった。本試験では最大20kN(約2tf)の荷重を載荷した。

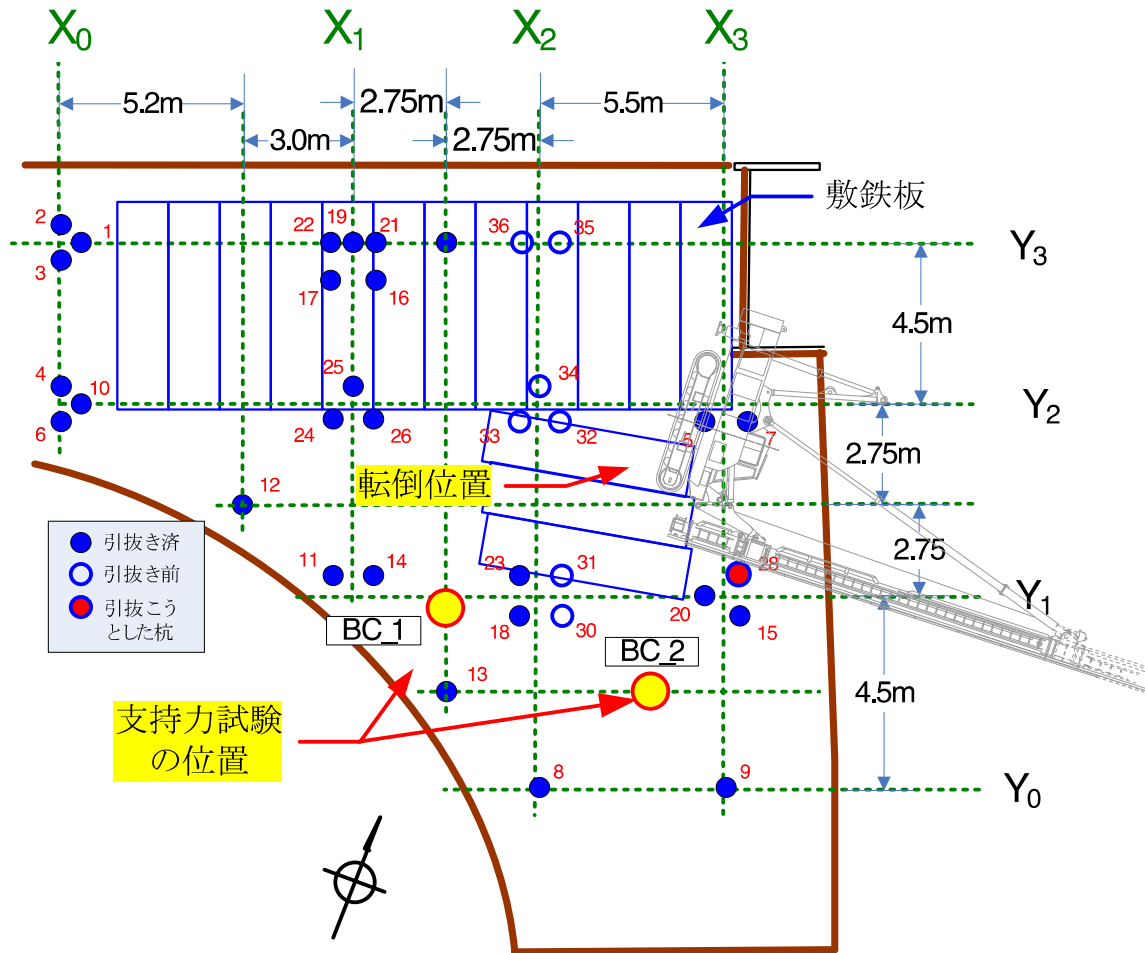


図-2.3 試験を実施した箇所

図-2.4 は荷重の載荷に伴う沈下応答を示す．載荷圧力(q_a)は載荷荷重を載荷板の面積で除した値であり，沈下比は載荷板の沈下量(s)をその直径(D)で除した値である． s はアクチュエータのストローク量にバックホウの浮き上がり量を考慮した値である．

BC_1 と BC_2 の曲線を比較すると，BC_1 のそれが下側に現れており，支持力は相対的に低いことがわかる． $s/D=0.05$ における(q_a)の値を比較すると，BC_2 では約 100kPa であるが，BC_1 は約 70kPa であり，BC_2 の方が約 1.4 倍大きい．

BC_1 では q_a が約 100kPa において一旦除荷し，再載荷している．曲線は明確なピークや屈曲点を示さず，緩やかな曲線を描いている．

BC_2 では，アクチュエータの伸張速度が一定しなかったため，曲線には小さな階段状の変化が部分的に現れている．全体的な傾向としては，緩やかな曲線を描いて q_a は増加している．載荷の初期段階に見られる接線勾配(K)は BC_1 と BC_2 でほぼ一致しており，その値は 2.5MPa 程度であった．

履帯面から支持地盤に作用した接地圧力の求め方は後述するが、その値は120kPaから324kPaの間を変動したと考えられる。なお、履帯は駆動輪と従動輪付近でわずかに持ち上がった形状となっており履帯全面が水平となっていない。したがって、ティッピング時は載荷面積が減少するため接地圧力はさらに増加する可能性がある。

履帯の接地圧力と敷鉄板で分散した接地圧力によって生ずる推定沈下量を表-2.3に示す。BC_1の沈下量がBC_2のそれよりも大きい。具体的には、履帯を直接接地した場合の推定沈下量はBC_1が228mmであり、BC_2は152mmである。敷鉄板の中央に載荷した場合は、BC_1が139mmであり、BC_2は76mmである。なお、本災害のように敷鉄板の端部では荷重の分散率が小さくなるため、実際の沈下量はこれよりも大きくなる。すなわち、履帯を直接接地した場合に近くなる。

以上より、当該現場における支持力試験をBC_1とBC_2の2箇所において実施した。曲線には差が見られたものの、 q_a-s/D 関係には明確なピークや屈曲点は見られず、共通した特徴が確認された。一方、同一載荷圧力に対する沈下比には大きな差が見られ、極めて軟弱な部分が存在することが明らかとなった。

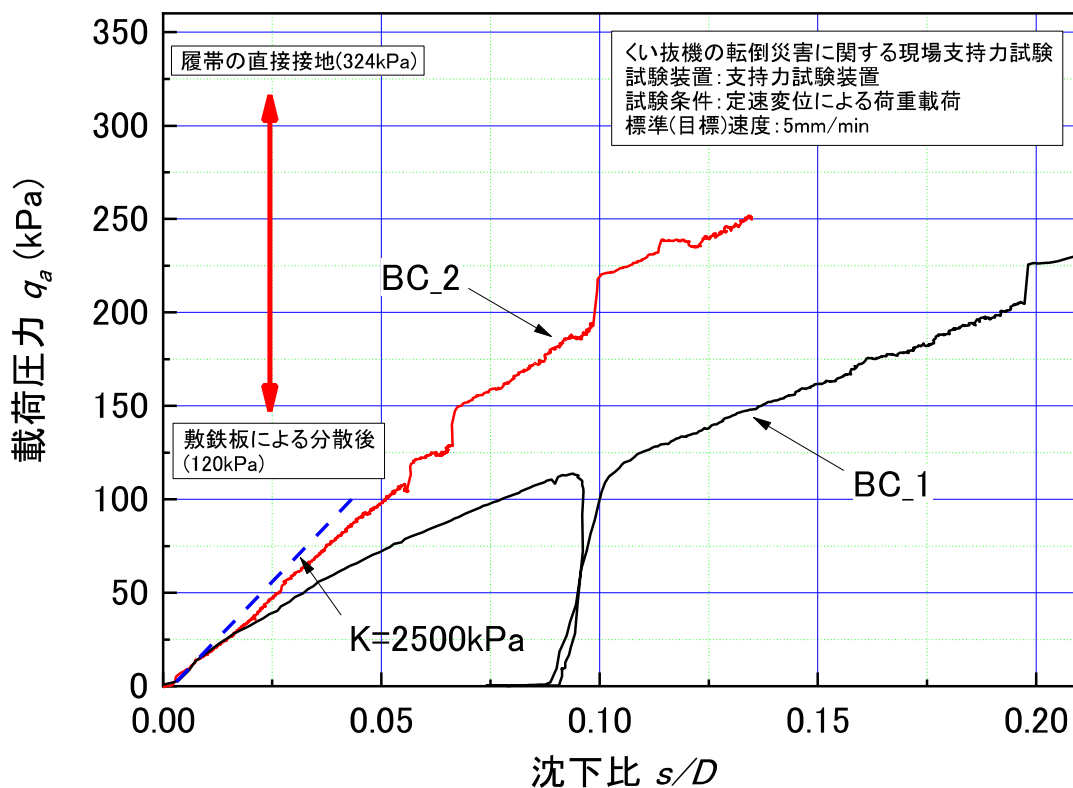


図-2.4 支持力試験で得られた載荷圧力(q_a)と沈下比(s/D)の関係

表-2.3 異なる載荷状態に対して生ずる推定沈下量

載荷面	代表長さ(D)mm	沈下量(s)	
		BC_1	BC_2
履帯	クローラ幅：760	$0.3 \times 760 = 228\text{mm}^{2)}$	$0.2 \times 760 = 152\text{mm}^{2)}$
敷鉄板	中央載荷時の換算幅 ¹⁾ ：1260	$0.11 \times 1260 = 139\text{mm}$	$0.06 \times 1260 = 76\text{mm}$

1) 分散率から換算した辺の長さ

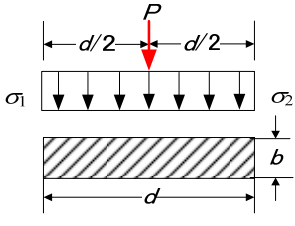
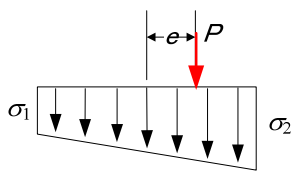
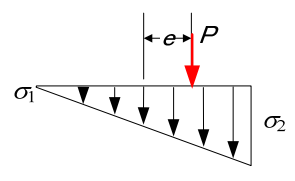
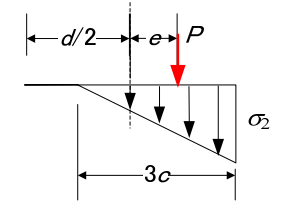
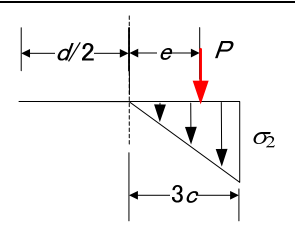
2) 図-2.4の曲線を延長して求めた推定値

3. 履帯面に作用する接地圧力

3.1 履帯接地圧の分布

JIS A 8509-1 では³⁾、くい打機等の履帯面上に生ずる接地圧力の分布種類とその最大値(σ_2)の計算方法を表-3.1 のように示している。接地圧力の分布は機体重心の水平偏心量(e)と履帯諸元の関係から 5 つに分類される。

表-3.1 載荷圧力の分類と最大圧力の関係式(JIS A 8509-1 の通り記述)

集中荷重による 載荷圧力分布	集中荷重 P の 作用位置	載荷圧力の最大値(σ_2)と最小値(e)
	$e=0$ 中間に P	$\sigma_1 = \sigma_2 = P/bd$
	$e < d/6$	$\sigma_1 = \frac{P(1-6e/d)}{bd}$ $\sigma_2 = \frac{P(1+6e/d)}{bd}$
	$e = d/6$	$\sigma_1 = 0$ $\sigma_2 = 2P/bd$
	$e > d/6$ $c = d/2 - e$	$\sigma_2 = 2P/3bc$
	$e = d/3$	$\sigma_2 = 4P/bd$

注) e は履帯中央に対する重心の偏心量, b は履帯の幅, d は履帯の接地面の長さ, P は履帯に作用する荷重の最大値

3.2 自走時の接地圧力

図-3.1はくい抜機が自走した際の重心位置を示す。2つのオーガとそれぞれにケーシングを搭載した機体の全質量は65.6トン(642.9kN)であった

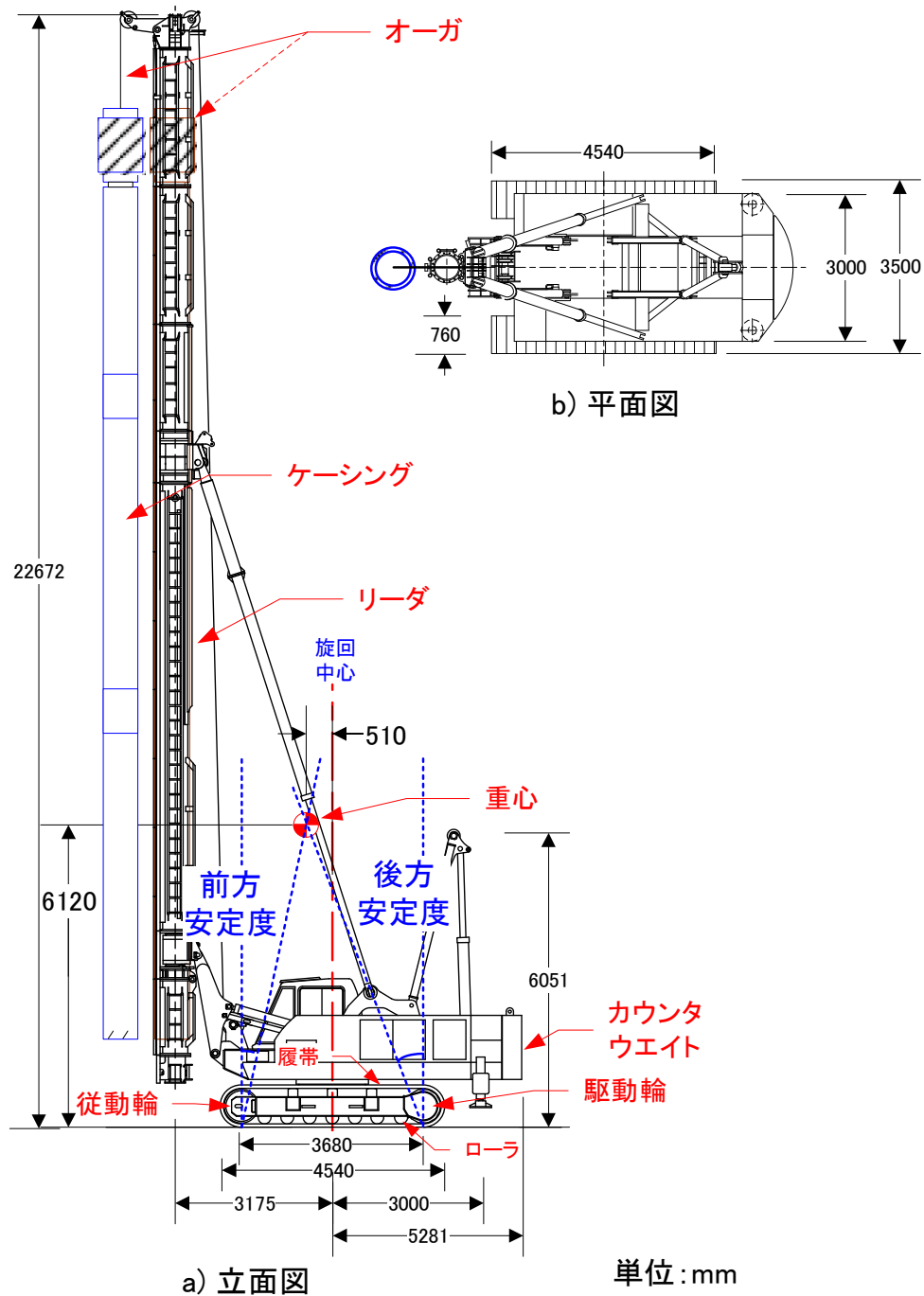


図-3.1 くい抜機の重心位置

上部構造体の向きが下部走行体に対して平行な場合は、左右の履帯面に作用する反力が等しい。よって、左右のクローラに作用する反力 (F_M) は式(3.1)の通り求まる。

$$\begin{aligned}
 F_{R90} &= \frac{M}{2} \\
 &= \frac{65.6}{2} \\
 &= 32.8(t)
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

さらに、履帯面上に作用する接地圧力の最大値を先に示した表-3.1にしたがって計算する。

ここで、 L は表-3.2 に示す下部走行体の前方転倒支点 A と後方転倒支点 B の和とした。また、 L は JIS A 8509-1 の d と同意である。したがって、本事例では $L=2.76\text{m}$ である。

表-3.2 下部走行体における転倒支点

タンブラー間距離 L_a (m)	3.68
前方転倒支点 A(m)	1.37
後方転倒支点 B (m)	1.39
側方転倒支点 C(m)	1.37

偏心量(e)は 0.51m である。一方 $L/6$ の値は式(3.2)の通りであり、式(3.3)の関係が分布判定の条件となる。

$$\begin{aligned}
 \frac{L}{6} &= \frac{2.76}{6} \\
 &= 0.46
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

したがって、

$$e > \frac{L}{6}
 \tag{3.3}$$

である。よって、接地圧力の分布は「三角形」(表-3.1 の下から 2 行目) を選択する。最大値 σ_2 は式(3.4)の通り求まる。

$$\begin{aligned}
 \sigma_2 &= \frac{2P}{3bc} \\
 &= \frac{2 \times 32.8 \times 9.8}{3 \times 0.76 \times (2.76/2 - 0.51)} \\
 &= 324(\text{kPa})
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

履帯から作用する最大接地圧力の値は $324(\text{kPa})$ と推定された。

3.3 ティッピング時の集中接地圧

タンブラー下面と転倒支点の間に高低差がある。したがって、ティッピング時に機体が傾斜するとタンブラーと転倒支点の短い部分が接地面となり圧力は増加すると考えられる。この圧力を集中接地圧(σ_c)と定義して、その値を本項で試算する。

図-3.2はティッピング時における履帯の接地圧力分布を示す。タンブラー(以下、車軸と呼ぶ)下面と転倒支点となる車輪(以下、補助輪と呼ぶ)の下面の高さは、先に述べたとおり当該機械では同一でない。そのため、ティッピング時に機体が進行方向に傾斜すると、後方には浮きが生じ、接地圧力が車軸と補助輪の間の履帯部分に集中する。したがって、当該くい抜機においてはティッピング時の接地圧力が表3-1に示すJISの圧力分布と異なる。

本項ではこの集中接地圧(σ_c)について、その分布を等分布と仮定して式(3.5)により計算した。

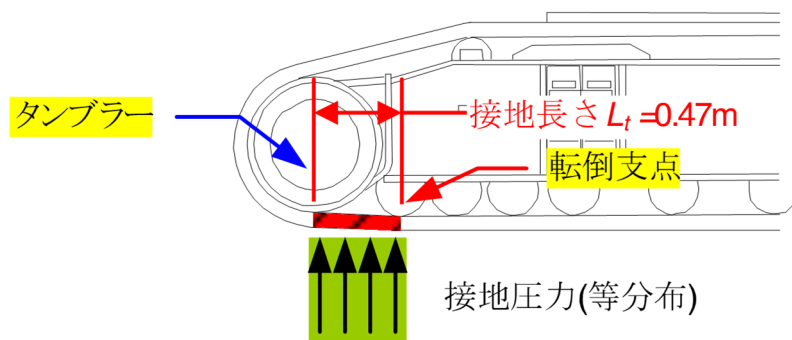


図-3.2 ティッピング時における履帯の接地圧力分布

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{F_M \cdot g}{b \cdot L_t} \\ &= \frac{32.8 \times 9.8}{0.76 \times 0.47} \\ &= 900 \text{ kPa}\end{aligned}\tag{3.5}$$

ここで、 F_M は履帯に作用する最大荷重であり、自走時における履帯の載荷荷重 32.8t とする。 b は履帯のシュー幅 0.76m であり、 L_t はティッピング時における履帯の接地長さ 0.47m である。

計算の結果、 σ_t の値は約 900kPa であり σ_2 の約 2.8 倍である。したがって、機体が傾斜して転倒に至る過程では、支持地盤への接地圧力はかなり増大することがわかった。

3.4 敷鉄板による接地圧力の分散

敷鉄板等を敷設した上に重機を設置する場合は、履帯の接地圧力(q)が分散されるため、支持地盤に作用する正味の載荷圧力(q_n)は低減される。その関係式は式(3.6)で表される。

$$q_n = \eta \times q \quad (3.6)$$

ここで、 q は履帯に生じる載荷圧力であり、安定性の検討では生じうる最大値が用いられる。したがって、機体の重量と安定度などの諸条件を考慮した値であり、その値は先に述べた σ_2 の計算により得られる。

η は q_n と q の換算係数であり荷重分散率と呼ばれ、その関係は式(3.7)で定義される。

$$A_n = \frac{A}{\eta} \quad (3.7)$$

ここで、 A は q が作用する載荷面積であり、 A_n は敷鉄板を介して支持地盤に q_n が作用する時の載荷面積である。したがって式(3.8)の等式が成り立つ。

$$q_n A_n = q A \quad (3.8)$$

敷鉄板による履帯の荷重分散率を表-3.3に示す。当該現場では22mm厚の敷鉄板が1枚敷きで使用されていた。また、現場地盤における浅い層のN値は3程度であった。したがって、同表から荷重分散率は0.38となる。

支持地盤に作用する接地圧力の比較を表-3.4に示す。接地圧力の値を4つの条件に分けて示す。履帯に生じる値(q)はくい抜機を直接、地盤に接地させた場合を意味する。この q はJIS基準における「 $e > L/6$ 」条件に相当し、その値は324kPaであった。一方、敷鉄板により養生した場合は接地圧力が分散され、その値(q_n)は120kPa程度に低減される。一方、履帯下面の高低差を考慮して計算したティッピング時における接地圧力は900kPaであるが、敷鉄板を使用した場合は333kPaと推定された。

以上より、一枚敷の敷鉄板上をくい抜機が移動する際は分散効果が連続的に変化するため、支持地盤に作用する接地圧力も変動する。本災害のケースでは120kPaから324kPaであった。さらに、この圧力の作用によって沈下が生じ、転倒の危険は増加する。

表-3.3 敷鉄板による履帯の荷重分散率(η の値)

地盤の状態		敷鉄板の種類と枚数		
		一枚敷き		重ね敷き(2枚)
地盤の種別	強度	22mm厚	25mm厚	22mm×2
一般土質地盤 ¹⁾	N値=3	0.38	0.37	0.36
	N値=5	0.42	0.39	0.36
	N値=10	0.48	0.44	0.42
改良地盤 ²⁾	$q_u=2$	0.61	0.57	0.55
	$q_u=4$	0.67	0.64	0.62
	$q_u=6$	0.69	0.67	0.65
採石地盤	C-40	0.70	0.69	0.68

- 1) N値とは標準貫入試験により得られる値であり，値が大きいほど強度は高い
 2) q_u は一軸圧縮強さであり，単位は kgf/cm^2 である

表-3.4 支持地盤に作用する理論接地圧力の比較

		接地圧力(kPa)	
		q (履帯に生じる値)	$q_n (=0.37 \times q)$ (敷鉄板による分散後の値)
機体の 安定状態	$e > L/6$ (JIS基準)	324	120
	ティピング時	900	333

4. 転倒原因と再発防止対策

4.1 転倒原因

4.1.1 地盤の耐力不足

1) 降雨による土の軟化

土の含水状態はせん断強度を左右する重要な要因である。土のコンシステンシー（土の含水量の変化による状態の変化や変形に対する抵抗の大小の総称）は含水比の増加に伴って固体、塑性、液体の順に変化する。そして、各状態間の限界における含水比をそれぞれ塑性限界(w_p)と液性限界(w_L)という。さらに不飽和土は最適含水比(w_{opt})において、その密度が最大となり、そのせん断強度も最大を示す。したがって、含水比が液性限界に近づくと、土は軟化する。

当該現場では災害前日に時間雨量が 10mm を超える比較的強い降雨があった。発生から 3 日後に採取した試料の含水比(w)を調査したところ、液性指数($I_p=(w-w_p)/(w_L-w_p)$)は 0.83 のものが確認された。発生当日はこれ以上であったとみられ、地盤は相当に軟化した状態であったと推察できる。埋め戻し土の存在に加えて、降雨の影響が重なり、現場地盤の支持力は大きく低下していたと考えられる。

2) 地盤の養生不足

くい抜き工事では掘削と埋め戻しが繰り返されたため地盤支持力は場所毎に異なる。転倒した箇所は地中梁が撤去され、土のみが埋め戻されていた。くい抜き機のような大型機械を設置する場合は、表層安定処理と敷鉄板を併用して養生することが一般的である。当該現場では、杭を引き抜いた箇所についてはセメント安定処理と敷鉄板の敷設が行われていたものの、地中梁を撤去した部分は単なる土の埋め戻しと敷鉄板の敷設のみであった。したがって、地盤支持力は低い状態であった。

以上より、地盤支持力が低かったために履帯に過大な沈下を生じてくい抜き機は転倒したものと考えられる。

4.1.2 その他の要因

1) 支持地盤の確認不足

支持地盤の安定確認が不十分であった。自重が数十トンに達するくい抜き

機の安定性を，目視や踏査のみで判断することは適当でない．地盤調査による客観的な安定確認が本来必要であったが行われていなかった．

2) 地盤養生の不備

地盤養生が統一的な方法で実施されていなかった．具体的には，杭を引き抜いた部分にはセメント安定処理が施されていたものの，地中梁を解体した部分は土を埋め戻したのみで，セメント安定処理は行われていなかった．埋め戻し土はセメント安定処理土に比べてせん断強さが低いばかりでなく降雨によって軟化しやすいため，沈下の危険が高かった．また，面的な支持力差は不等沈下を招くこともくい抜機には危険要因であった．

4.2 再発防止対策

1) 十分な安定度の確保

車両系建設機械構造規格では，くい打機及びくい抜機の安定度を5度以上と定めている．しかし，その値は水平堅固な地盤に対する設置（沈下ゼロ）を前提としたものである．地盤に生じる不等沈下は，くい抜機を傾斜させ，静的に不安定化させる．さらに凹凸のある地盤を自走すると機体は揺動し，機体を動的に不安定化する．したがって，基礎の解体工事ではくい抜機に傾斜を生じやすいことから，機体の安定度はあらかじめ高めに設定しておくことが必要である．

2) 確実な地盤養生の実施

基礎の解体工事では埋め戻した部分を，くい抜機が移動する可能性があることから確実な地盤養生が不可欠である．セメント安定処理ではせん断強さにバラツキを生じやすい．さらに，敷鉄板による分散効果は載荷位置によって左右される．隣り合う敷鉄板を架橋するように重ね敷することで分散効果を高めて圧力変動を小さくするなど，地盤養生については予め方法を検討し，確実に実施することが必要である．

参考文献

- 1) 土質試験の方法と解説：(社)地盤工学会，2000.
- 2) 地盤調査法：(社)地盤工学会，pp.345-353，1999. .
- 3) 基礎工事機械 安全 第一部 くい打ち機の要求事項，日本工業規格，JISA8509-1-2007，2007.
- 4) 移動式クレーン・杭打ち機械等の支持地盤養生マニュアル：(社)日本建設機械化協会，pp.9-22，2000.
- 5) セメント系固化剤による地盤改良マニュアル(第二版)：(社)セメント協会，pp.49-87，2000.
- 6) 玉手 聡：移動式クレーンの安定設置に必要な地盤の支持力要件，産業安全研究所安全資料，NIIS-SD-No.22(2006)，2006.