

災害調査報告書

配水管工事現場で発生した 土砂崩壊災害

(要約版)

労働安全衛生総合研究所

要旨

地中の配水管からの漏水で地表面が窪んでいたため、地盤を掘削し配水管を取り替える工事を掘削溝内で実施していたところ、溝内の側壁の土砂が崩壊し、作業員2名が埋まった。うち1名は死亡、もう1名は重傷となった。本災害の調査では、ノンプリズム測距儀による地形測量システム装置により、溝の深さ、長さ、幅、溝側面の勾配等の正確な寸法を計測した。同溝は、最深5.0m、最大長さ7.7m、最大幅2.5m、最大勾配80度以上であった。その他、各種の地盤調査及び室内土質試験を実施した。本調査の結果、当該現場は配水管からの漏水で地盤が緩んでいたにもかかわらず、土止め支保工は掘削面の一部にのみ設置され、全面をカバーしない不十分なものであったために本土砂崩壊災害は発生したことが明らかになった。

1 災害発生状況

ゴルフ場内で、埋設管である配水管（塩ビ管、直径12.5cm、長さ3.95m）から漏水が確認され、上部地盤が窪んでいた。その窪みを目印として、1名がドラグ・ショベルを運転し、南西方向から北東方向に長さ最大7.7m、幅最大2.5m、最深5.0mの溝を掘削した。矢板を北東方向に1枚、南東方向の掘削面に3枚（幅1m）、反対側（北西方向）の掘削面に3枚（幅1m）設置し、南東方向と北西方向の矢板を切りばりで支えていた。南東方向の矢板と掘削面との間に隙間があったため、その隙間を土で埋めていた。また、矢板の長さ2.5m（根入れ0.5m）は掘削深さよりも短く、矢板が設置されていたのも掘削場所の全周ではなく限られていた。

その後、掘削溝内で計3名が配水管の交換作業に取り掛かった。ドラグ・ショベルの運転者は、配水管の継ぎ手部品を準備するために掘削溝外にいた。配水管の交換作業中、南東側の掘削面が土砂崩壊し、作業員Aが肩のあたりまで埋まり、作業員Cは、腰まで埋まった。1回目の土砂崩壊からおおよそ2、3分後に作業員Bがスコップで掘削して救助している時、2回目の土砂崩壊が南東側掘削面で生じ、作業員Bも腰まで埋まり、続けて3回目の土砂崩壊が起これ、作業員Bは首のあたりまで埋まり、作業員Aは全身埋まり、作業員Cは胸のあたりまで埋まった。

その後、ドラグ・ショベル運転者が戻り、作業員Cを救出し、レスキューが作業員A、作業員Bを救出したが矢板の付近で作業していた作業員Bは重傷、矢板の設けられていない箇所作業していた作業員Aは死亡した。一段高いところで作業していた作業員Cは軽傷であった。

崩壊箇所・掘削箇所は、過去に盛土により築造された部分である。なお、災害発生日までの降雨量については、観測所において前々日午前1時～2時：1mm、前日：降水なし、当日午後3時まで：3mmが確認されている。

2 調査結果

2.1 災害現場調査

現地調査および原位置試験を実施した。本件の災害現場では被災者の救出作業のため、土砂の撤去を行っていることから、災害発生当時の崩壊状況を完全に把握することは出来なかった。しかし、災害発生後の現地調査による地盤状況、崩壊部の残骸等を総合して、以下の特徴が見られる。

(1) 剥離倒壊型の崩壊

豊澤ら²⁾は小規模の開削工事における死亡災害90件を対象として分析を行っている。それによると、掘削による崩壊形態を図-2.1に示すような4種類に分類している。本件の災害については、調査に立ち会った重機オペレーターの証言や崩壊状況から総合的に判断すると Type-2 (Failure by toppling)である“剥離倒壊型”に分類される。

また、豊澤らは、崩壊の原因として全件数のうち85%において盛土、埋戻し土等乱された土の存在があることを明らかにしているが、本件の災害についても、崩壊箇所付近は盛土により築造されていることから、これに該当するものであり、崩壊しやすい地盤条件だったことが分かる。

(2) 比較的急な勾配

現地を調査したところ、掘削勾配は比較的急勾配にて施工が行われているように見受けられた(例えば、図-2.2及び図-2.3)。災害発生現場は、斜面が急であり危険な状態であったため直接立ち入り勾配を計測することは出来なかった。そこで、本災害調査では当研究所が所有する“ノンプリズム測距儀による地形測量システム”を使用して、崩壊箇所の地形形状や法面勾配等を測定した。

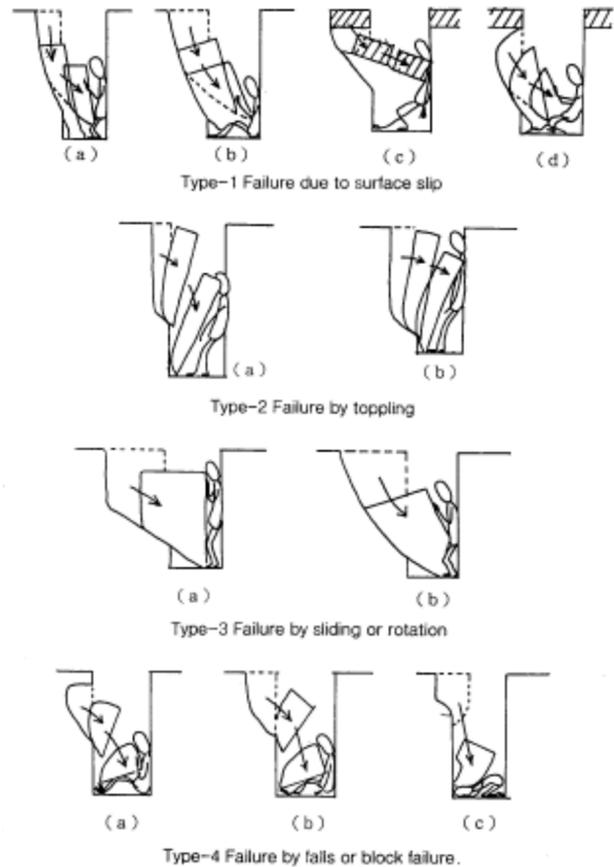


図-2.1 溝掘削工事での崩壊形態²⁾

2.2 簡易測量による崩壊地形の把握

(1) ノンプリズム測距儀による地形測量システムの概要

今回使用した「ノンプリズム測距儀による地形測量システム」(写真-2.1 参照)は、ターゲットが不要な測量機器を利用したシステムであり、急な岩盤斜面や崩壊の危険性のある斜面など、人が容易に入り込めない場所の地形測量を可能とするものである。

ノンプリズム測距儀による地形測量システムの測量精度

測定範囲：300m

測定精度：10cm

測定角度：水平 1.0 度，鉛直 0.3 度

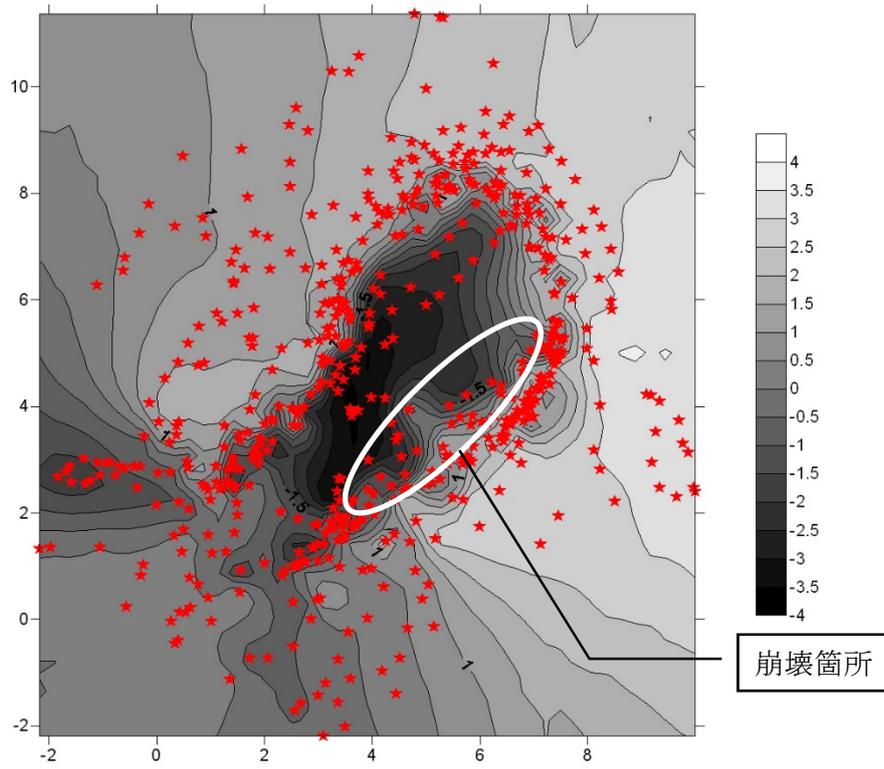


写真-2.1 ノンプリズム測距儀による地形測量システム装置構成

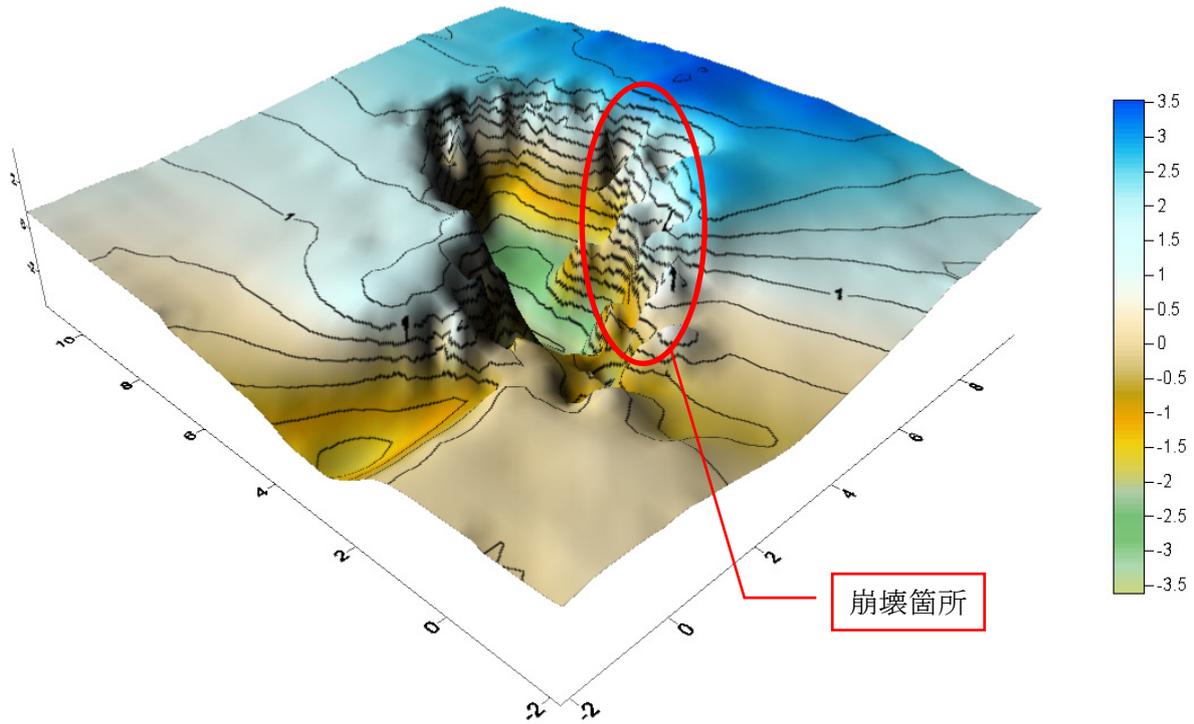
(2) 計測結果による崩壊形状と傾斜区分について

計測結果による崩壊形状図を図-4.2 に示す。計測箇所は図-2.2(a)に示す★印の箇所であり、地形ソフトにより等高線を計測したものである。これを三次元陰影図としたものが図-2.2(b)である。計測は、計3点の測定場所から行った。

得られたデータから、大まかな傾斜区分を算出することが出来る。図-2.3 は各箇所での斜面勾配を 80 度以上→紫，75 度～80 度→赤，45 度～75 度→緑，45 度以下→青として色別に示したものである。



(a) 地形陰影図と計測点



(b) 三次元陰影図と等高線

図-2.2 計測結果による崩壊形状図

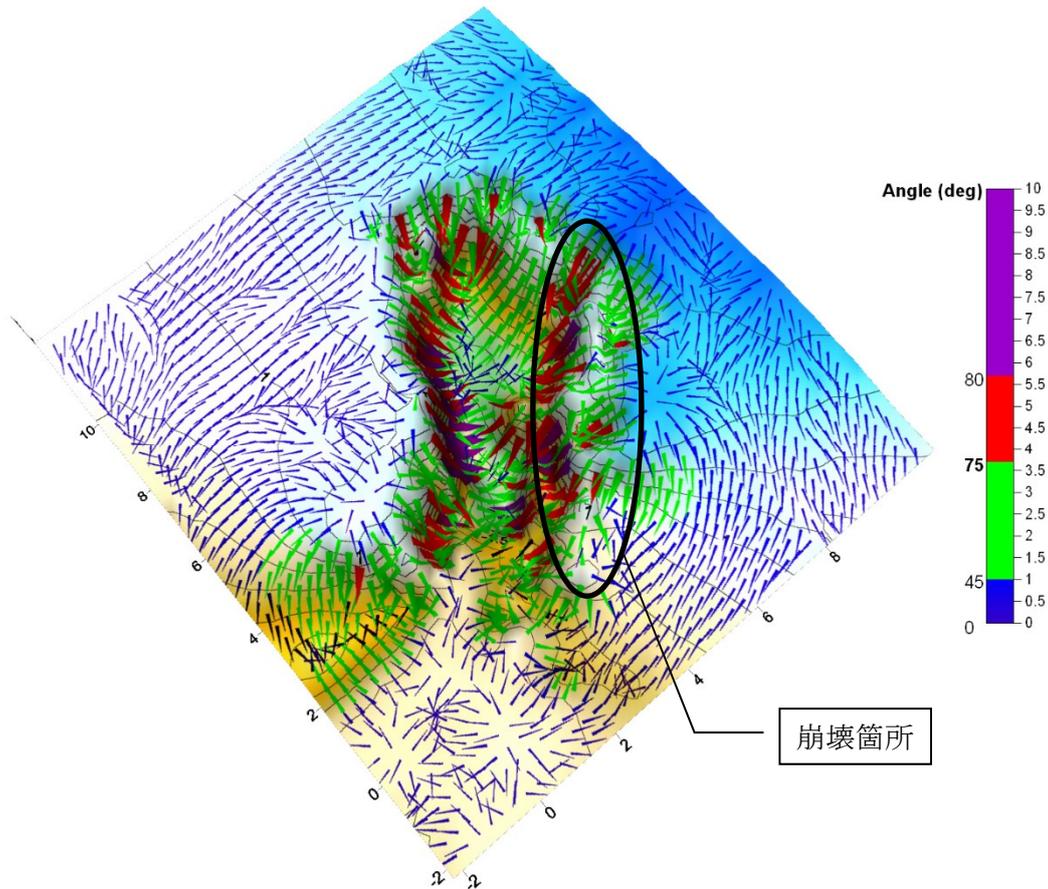


図-2.3 各箇所での傾斜区分

崩壊箇所対面の斜面は、掘削当時の斜面を残していると推察され、斜面勾配の多くが 75～80 度の範囲にあり、80 度以上の箇所も見られており、急勾配に掘削されていたものと言える。

2.3 簡易動的コーン貫入試験による原位置地盤強度測定

(1) 試験の概要

簡易動的コーン貫入試験は、建築物の支持力の判定、地層表層部の調査など簡易なサウンディングの一つとして幅広く用いられているもので、社団法人地盤工学会が「地盤調査の方法と解説」において基準化している（地盤工学会基準(JGS1433-2003)、簡易動的コーン貫入試験方法）。質量 5kg のハンマーを 50cm の高さから自由落下させ、原位置における土の貫入抵抗を簡易に求めることを目的にしたものである（写真-2.2）。

本試験はそれらの基準および試験方法に従って行った。

なお、この試験機は、土工および道路路床の調査・管理に用いられる土研式動的円すい貫入試験を建設省土木研究所（現、独立行政法人土木研究所）が急傾斜の斜面調査用に小型軽量化したものである。地盤調査には、ボーリング、スウェーデン式サウンディング、静的コーン貫入試験などがあるが、簡易動的コーン貫入試験は以下のような優れた特徴を有している。

1. 急傾斜上、かつ狭い区域での作業が容易であり、対象区域をできるだけ面的に数多く調査がで

きるように、据え付け、撤去、移動が容易である。

2. 小型、軽量であり、調査に要する経費が少ない。
3. 深さ 4m までの深さの調査では取り扱いが容易である。
4. 表層と基盤の境界あるいは強度、密度、しまり具合の変化点を連続的に捉えることができる。

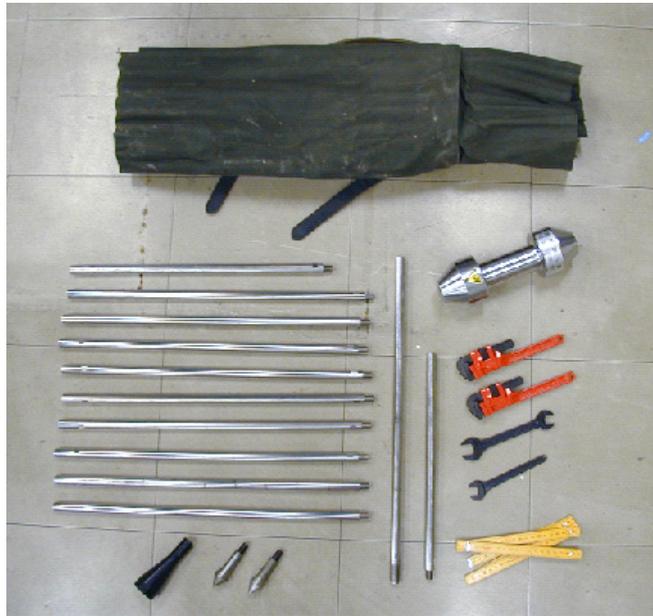


写真-2.2 簡易動的コーン貫入試験（装置の構成）

(2) 実施場所

崩壊場所付近で 2 カ所、崩壊面の反対側で 1 カ所の計 3 カ所にて行った。実施箇所を写真-2.3 に示す。



写真-2.3 試験実施場所

(3) 試験結果

今回実測した換算 N 値の深さ分布を図-2.4 に示す。崩壊箇所付近である計測点 No. 2 は、G.L.-1.0m 以深で換算 N 値は 8 以下であった。また、計測点 No.3 では G.L. -2.0m 付近まで換算 N 値が 8 以下であり、非常に軟弱な状態であったことが分かる。また、計測点 No.1 では 0.6m 以深、計測点 No.2, No.3 では G.L. -2.0m 以深において、10 回の貫入量が 20mm 以下であり、計測を中止した。おそらく、固い岩石等に当たり、それ以上コーンが貫入しなかったと考えられる。これは、表層付近から試料を採取する際にも岩石（礫にあたる粒径）が見られたことから推察される。

当該地盤については、労働安全衛生規則第 356 条に関する地山分類としては N 値が 8 以下であるため、「その他の地山」に分類される。

なお、本試験で得られる N_d 値と土の標準貫入試験から得られた N 値との相関について過去に幾つかの換算式が提案されている。小川ら⁴⁾は急傾斜地で実施した調査から、地層の種類とその硬軟にかかわらず、

$$N = (0.33 \sim 1)N_d \quad (2-1)$$

となることを示している。同様に新任⁵⁾は凝灰岩と凝灰角礫岩の風化した崩積土の調査から、 $N_d < 20$ において N_d は $(1 \sim 2)N$ の範囲にばらつき、平均的には、

$$N = 0.67N_d \quad (2-2)$$

を提案している。

また、岡田ら⁶⁾はスウェーデン式サウンディング試験による W_{sw} 、 N_{sw} と N 値の関係式から N_d 値と N 値の関係を求めた。これによれば、

$N_d > 4$ では、

$$\text{粗粒土： } N = 0.7 + 0.34N_d \quad (2-3)$$

$$\text{砂質土： } N = 1.1 + 0.30N_d \quad (2-4)$$

$$\text{粘性土： } N = 1.7 + 0.34N_d \quad (2-5)$$

$N_d < 4$ では、

$$\text{粗粒土： } N = 0.50N_d \quad (2-6)$$

$$\text{砂質土： } N = 0.66N_d \quad (2-7)$$

$$\text{粘性土： } N = 0.75N_d \quad (2-8)$$

という換算式を提案している。

ここで、それぞれの値の定義は以下のようなものである。

- N_d 値：質量 $5 \pm 0.05\text{kg}$ のハンマーを $500 \pm 10\text{mm}$ の高さから自由落下させ、コーンを 100mm 貫入させるのに要する打撃回数
- W_{sw} ：貫入開始後 1000N 以下で貫入に必要な最低荷重
- N_{sw} ： $W_{sw} = 1000\text{N}$ の荷重で貫入が止まった後、回転により所定の目盛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表した静的貫入抵抗値

今回、対象とする地盤が粗粒土であること（「2.5 (2) 採取試料の分析 粒度試験」参照）、全ての計測点において $3 \leq N_d \leq 20$ であったことから、ここでは、新任が提案した式(2-2)によって、 N 値を計算することとした。

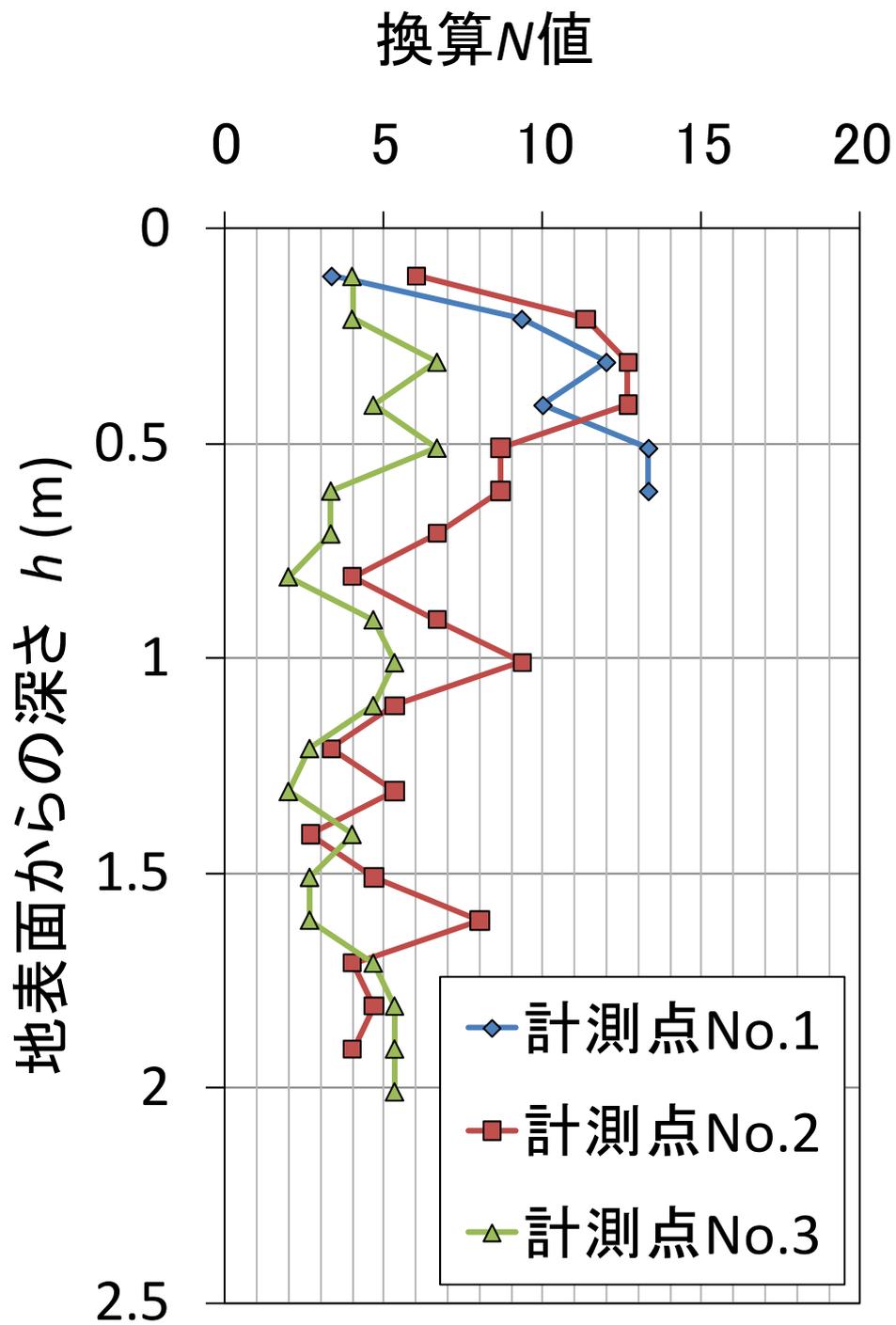


図-2.4 各計測場所における換算 N 値と深さ h の関係

2.4 RI 計器による土の現場密度測定

(1) 試験概要

RI 計器による土の密度試験は、自然地盤および造成地盤の土をラジオアイソトープ (radioisotope: 放射性同位元素) を用いた RI 計器で、土の密度および含水比を求めることを目的とし、公益社団法人地盤工学会が基準化している (地盤工学会基準(JGS1614-2003), RI 計器による土の密度試験方法)。

原位置における土の湿潤密度を簡易に求めることを目的にしたものである。本試験はそれらの基準および試験方法に従って行った。

なお、用いた装置について表-2.1, 現場に設置し計測を行った状況を写真-2.4 に示す。

表-2.1 RI 水分・密度計 FT-102S の仕様

測定方式	湿潤密度	ガンマ線透過方式
	含水量	速中性子透過方式
測定範囲	湿潤密度	1.000~2.500 g/cm ³
	含水量	0.050~0.900 g/cm ³
	含水比	2.000~300.000%
線源	ガンマ線源	⁶⁰ Co(コバルト) 2.6MBq 密度測定 半減期5.2年
	速中性子線	²⁵² Cf(カリフォルニウム) 1.1MBq 水分測定 半減期2.6年
測定時間		標準体:10分
		現場:1分
印字		プリンタ内蔵
演算回路		湿潤密度, 水分密度, 乾燥密度, 含水比 空気間隙率, 飽和度, 平均値, 動作検定
本体寸法		W310×D360×H160 mm
標準体寸法		W330×D400×H410 mm
トランク外寸法		W440×D685×H595 mm
オプション		メモリーカードシステム
重量		計器本体11kg(標準体15kg)



写真-2.4 RI計器による土の密度測定

(2) 実施場所

RI計器による土の密度試験の実施場所は、「2.3(2) 簡易動的コーン貫入試験による地盤強度測定実施場所」と同様である。ただし、簡易動的コーン貫入試験により地盤が乱されるため、密度試験はその点から $10 \times D$ (コーン直径) = 250mm 以上離して行った。

(3) 試験結果

測定結果を表-2.2のようにまとめた。RI計器において、湿潤密度はほぼ正確に計測できるが、含水比については、若干の誤差を含む。そこで、RI計器を設置した各計測点において、試料を採取し研究所内に持ち帰り、土の含水比試験 (JIS A 1203: 1999) ⁷⁾を室内実験室において行った。含水比が求めれば、以下の式により、乾燥密度が求まる。

$$\rho_d = \frac{\rho_t}{\left(1 + \frac{w}{100}\right)} \tag{2-9}$$

ここで、 ρ_d : 乾燥密度, ρ_t : 湿潤密度, w : 含水比 (%)

表-2.2 各計測場所における地盤の物理的性質

計測点No.			1	2	3
湿潤単位体積重量	γ_t	(kN/m ³)	19.7	19.7	19.3
乾燥単位体積重量	γ_d	(kN/m ³)	16.8	16.6	16.1
湿潤密度	ρ_t	(g/cm ³)	2.010	2.008	1.963
乾燥密度	ρ_d	(g/cm ³)	1.710	1.694	1.640
含水比	w	(%)	17.5	18.5	19.7

2.5 採取試料の分析

前述のように、土質試料はRI密度試験を行った箇所から採取した。写真-2.6に示すように、採取場所ごとに粒度、鉍物に大きな相違が見られなかったこと、試料の量が限られていたことから、それぞれの試料を混合し、土質試験に供した。

土質試験は、土粒子密度試験(JIS A 1202: 1999)、粒度試験(JIS A 1204: 2000)、突固めによる土の締固め試験(JIS A 1210: 1999)⁷⁾を実施し、それぞれの特性について調査を行った。



(1)採取試料 No.1



(2)採取試料 No.2



(3)採取試料 No.3

写真-2.6 採取した土質試料

表-2.3 に土質試験結果を示す。採取試料の特性は以下のようなものである。

表-2.3 採取試料の物理特性一覧

一般	土粒子密度 ρ_s g/cm ³	2.655	
粒 度	粗粒分(0.075mm 以上)%	60.5	
	(内訳)	礫分(2~75mm) %	13.5
		砂分(0.075~2mm) %	47.0
	細粒分(0.075mm 未満)%	39.5	
	(内訳)	シルト分(0.005~0.075mm) %	21.0
		粘土分(0.005mm 未満) %	18.5
	平均粒径 D_{50} mm	0.133	
	最大粒径 mm	26.5	
締 固 め 特 性	最大乾燥密度 ρ_{dmax} g/cm ³	1.731	
	最適含水比 w_{opt} %	16.4	
分 類	地盤材料の分類名	礫まじり細粒分質砂	
	分類記号	SF-G	
	凡例記号	●	

(1) 土粒子の密度試験結果

2.655g/cm³を示しており、石英（二酸化ケイ素 SiO₂ 100%、比重 2.65）を多く含んだ土であると推測される。当該災害発生箇所の表層地質は、主な構成鉱物が石英である砂岩や珪岩（中生代）、または礫がち堆積物（沖積世）とあり、切り取りした土を盛土することで、ゴルフ場を造成したものと推察される。土粒子の密度 ρ_s が求められると次式により、間隙比 e 、飽和度 S_r が求まる。

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \quad (2-10)$$

$$S_r = \frac{w\rho_s}{e\rho_w} \quad (2-11)$$

ここで、 ρ_d : 乾燥密度、 w : 含水比、 ρ_w : 水の密度

「2.4 (3) RI 計器による土の現場密度測定 試験結果」で得られた現場の乾燥密度と式(2-10)から、現場の間隙比 e が求まり、さらに式(2-11)から飽和度 S_r が求まる。

表-2.4 に各計測点における間隙比、飽和度を示す。どの計測地点においても、飽和度 S_r が 84% 以上にあり、高い飽和度にあることがわかる。飽和度が高い場合、土粒子間に働く付着力（土粒子同士を結び付ける力）が弱くなり、地盤もより不安定となる。今回採取した試料は表層付近の

ものであり、漏水した配水管付近の試料はより高い飽和度にあったことが想像できる。

表-2.4 各計測点における間隙比，飽和度，締固め度

計測点No.		1	2	3
間隙比	e -	0.552	0.567	0.619
飽和度	S_r (%)	84.2	86.7	84.6

(2) 粒度試験

図-2.5 に粒径加積曲線を示す。この図から、礫から粘土まで幅広い粒径を有していることがわかる。最大粒径は 26.5mm，平均粒径は 0.133mm である。日本統一分類法によると，大分類は粗粒土（砂分が 50%以上）となり，小分類は礫まじり細粒分質砂（SF-G）となる。

このように，この地盤は粗粒土に分類されることから，新任の式(2-2)による換算 N 値は高めに導いているものの，1m 以深は換算 N 値が 8 以下となり，労働安全衛生規則第 356 条に関する地山分類として，「その他の地山」に分類されることがわかった。

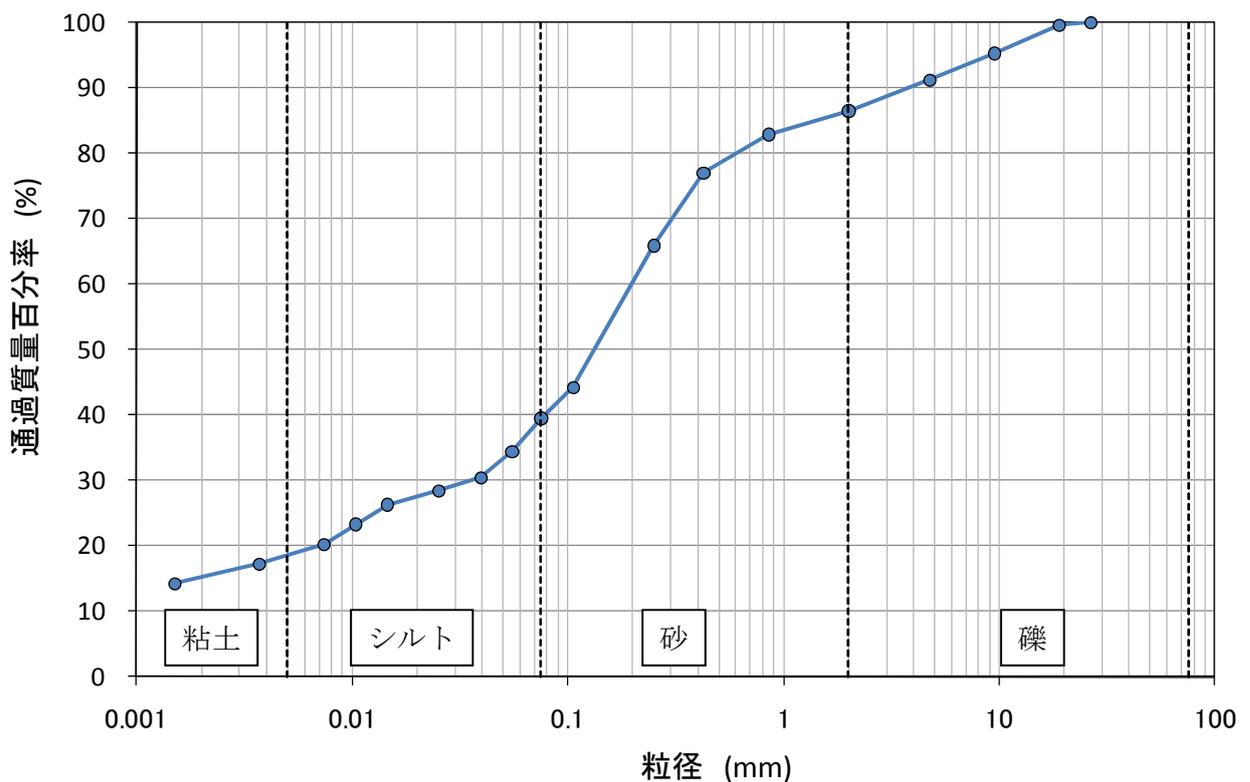


図-2.5 粒径加積曲線

(3) 突固めによる土の締固め試験

突固めによる土の締固め試験結果を図-2.6 に示す。乾燥密度と含水比の関係である締固め曲線から、最大乾燥密度が 1.731g/cm^3 、最適含水比が 16.4% と求まる。■のプロットには、RI 密度試験・含水比試験から得られた現位置の乾燥密度と含水比の関係を示している。同図から、現場の含水比は最適含水比以上にあり、また現場の乾燥密度は最大乾燥密度よりも低く、おおよそ締固め曲線上にある。

盛土を築造する際の密度管理は、多くの場合、締固め度を用いてなされる。締固め度 D_c は次式により定義される。

$$D_c(\%) = \frac{\text{現場で測定された締固め土の乾燥密度 } \rho_d}{\text{突固め試験から得られた最大乾燥密度 } \rho_{d \max}} \times 100 \quad (2-12)$$

多くの場合、締固め度 90% 以上が施工管理の基準である。

「2.4 RI 計器による土の現場密度測定」で得られた現場の乾燥密度、締固め試験から得られた最大乾燥密度から、上式により締固め度を算出し、表-2.5 に示した。この表より、締固め度はいずれの計測箇所でもおおよそ 95% 以上であり、表層付近はよく締固められていることがわかる。しかしながら、「2.3 簡易動的コーン貫入試験による原位置地盤強度測定」から、表層付近（表層から深さ 1m まで）では換算 N 値が 8 以上であり、 1m 以深では 8 以下となっている。このことから、盛土を構築する際、表層のみを締固め、 1m 以深では地盤がより緩い状態になっていたものと推察される。

表-2.5 各計測点の締固め度 D_c

計測点 No.		1	2	3
締固め度	D_c (%)	98.8	97.9	94.7

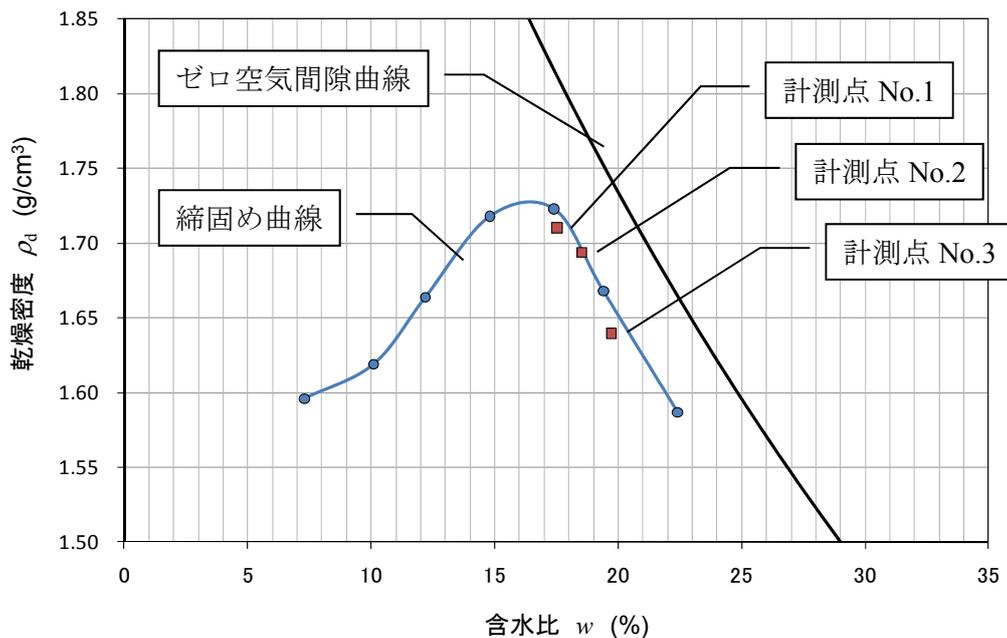


図-2.6 締固め曲線

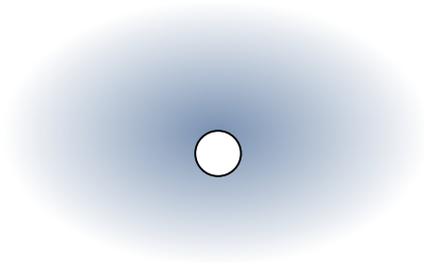
3 災害の発生メカニズム

本件の災害現場での各種原位置試験および採取試料による物理力学試験の結果から、本件の災害発生メカニズムには、以下の3点が重要なポイントである。すなわち、

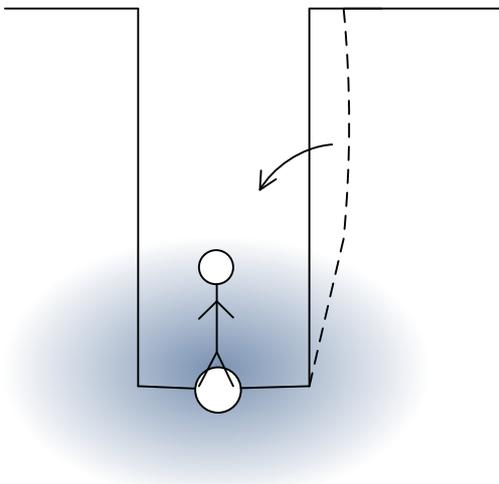
- ・ 水分を多く含んだ地盤
地盤が高い飽和度であり、土粒子間の付着力（土粒子を結び付ける力）が低下し、地盤が不安定な状態にあったこと（2.5項 参照）。
- ・ 急勾配な斜面
崩壊箇所の対面にある残存箇所の斜面勾配は75度以上の箇所が多く見られた（2.2項 参照）。
- ・ 剥離崩壊が生じやすい地盤強度分布
地表面付近において地盤強度が高い状態にあり、逆に深くなると強度が低い状態にあったことで、剥離崩壊が発生しやすい状況であった（2.3項 参照）。

以上を踏まえ、本件の災害発生メカニズムを図-3.1のように推測する。

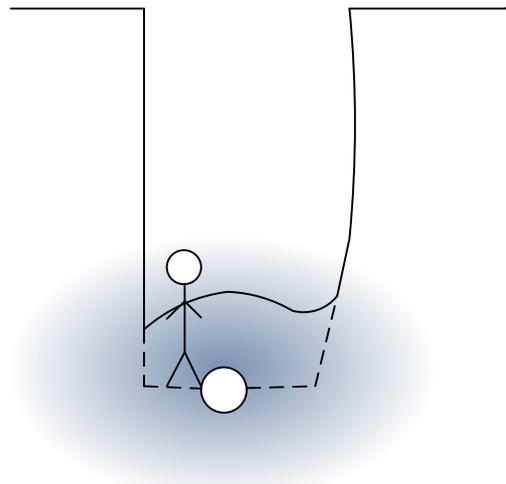
- ① 掘削前に配水管から水が漏れ、地表面を陥没させる（図-3.1①）。
- ② 第1回目の崩壊が発生（図-3.1②）。
- ③ 第1回目の崩壊により、掘削面がより不安定となる（図-3.1③）。
- ④ 第2回目の崩壊が生じる（図-3.1④）。
- ⑤ 第2回目の崩壊により、掘削面がさらに不安定となる（図-3.1⑤）。
- ⑥ 第3回目の崩壊が生じる（図-3.1⑥）。
- ⑦ 現在の崩壊面が現れる（図-3.1⑦）。



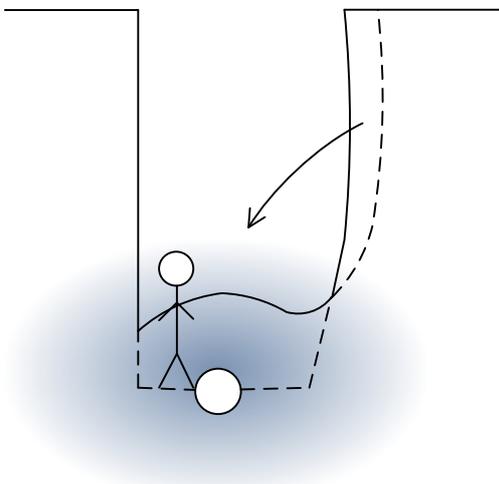
① 掘削前



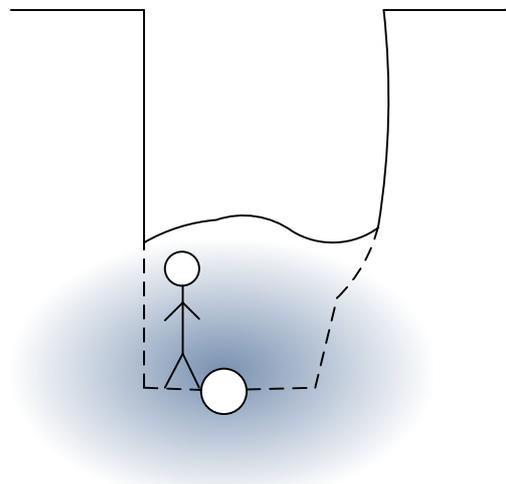
② 掘削後 1 回目の剥離崩壊



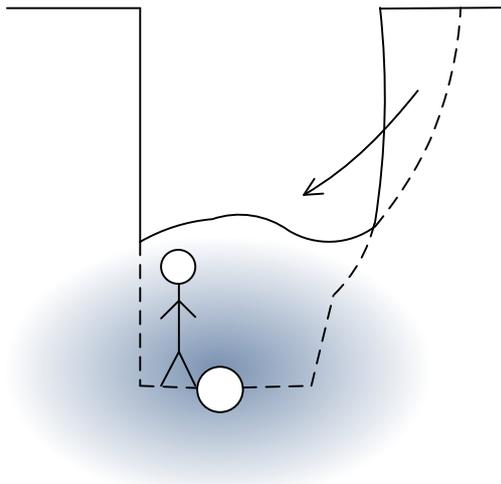
③ 崩壊面が不安定化



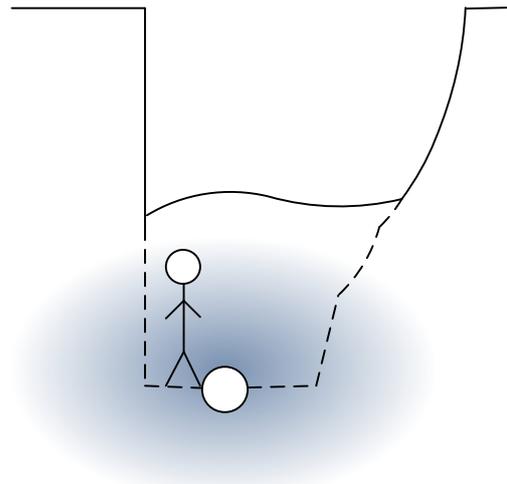
④ 2 回目の剥離崩壊



⑤ 崩壊面が不安定化



⑥ 3回目の崩壊



⑦ 現在の崩壊面が現れる

図-3.1 災害発生メカニズム

4 災害発生原因及び再発防止策

4.1 災害発生原因について

(1) 軟弱な地盤であったこと

G.L.-1.0m 以深で換算 N 値が 8 以下であり，労働安全衛生規則第 356 条に関する地山分類としては「その他の地山」に分類される。

(2) 掘削法面勾配が急であったこと

崩壊箇所の対面にある残存箇所の斜面勾配は 75 度以上の箇所が多く見られた。

(3) 土止め支保工が不十分であったこと

労働安全衛生規則第 534 条によると，「地山を安全なこう配とし，落下のおそれのある土石を取り除き，又は擁壁，土止め支保工等を設けること」とある。今回の現場では，土止め支保工を設けていた。しかしながら，それは掘削面のごく一部であり，深さ方向にも全面をカバーするに至っていなかった。

4.2 再発防止対策について

①地盤の強度を事前に把握する，②地山を安全な勾配とする，③土止め支保工などにより掘削面全面を拘束する，といった土砂崩壊を防止するための対策が必要である。

(1) 地盤の強度を事前に把握する

本件の地盤において，配水管からの漏水で地盤が緩み地表面が窪んでいたこと，地表面の強度が 1m 以深の地盤よりも強度が高かったことから，事前に地盤を調査して，深さ方向の強度を把握する必要がある。

(2) 地山を安全な勾配とする

現場は，労働安全衛生規則第 356 条の「その他の地山」に該当するものであり，掘削面の高さが 2m 以上 5m 未満の場合，掘削面の勾配を 75 度以下としなければならない。

(3) 掘削面全面に土止め支保工を設ける

土止め支保工が作業員全員を土砂崩壊から守るために全面に設置されていなかった。本件の災害現場においては，掘削面全周および深さ方向にも土止め支保工を全面に設ける必要がある。

参考文献

1. 国土地理院 電子国土ポータル : <http://cyberjapan.jp/>
2. 豊澤康男, 堀井宣幸, 玉手聡(1995): 溝掘削工事における土砂崩壊による死亡災害の分析, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-No. 14, pp.7-18.
3. 地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会編 (2004): 地盤調査の方法と解説, (社)地盤工学会, 889p.
4. 小川義厚, 滝田喜久男 (1986): 簡易貫入試験の適用における 2, 3 の問題点, 地すべり学会発表会, pp.210-213.
5. 新任修 (1986): 既存試料の重要性和面的調査, 地質と調査, '86 年第 1 号, pp. 73-76.
6. 岡田勝也, 杉本友康, 村石尚, 野口達雄 (1992): 盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性, 土と基礎, Vol. 40, No. 4, pp. 11-16.
7. 地盤工学会「土質試験の方法と解説」改訂編集委員会編 (2000): 土質試験の方法と解説 (第一回改訂版), (社)地盤工学会, 902p.

付録-1 土質用語の簡単な説明

土質用語について簡単な説明を以下に示す。(出典：地盤工学用語辞典，地盤工学会)

土粒子密度 土粒子の単位体積当たりの質量。土粒子の密度は次式

$$\rho_s = m_s / V_s$$

で表される。ここで， m_s ：土粒子の質量， V_s ：土粒子の体積

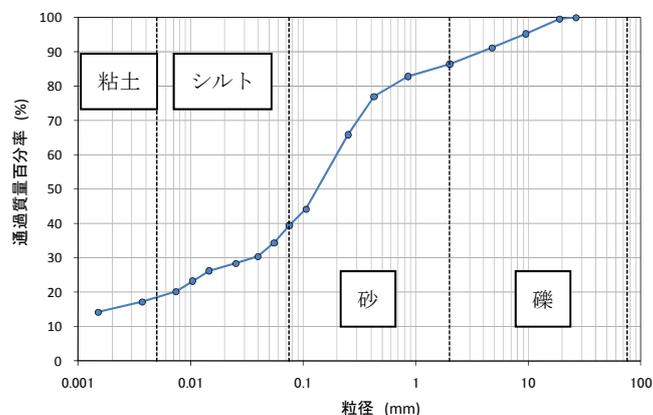
含水比 土に含まれる水の質量(含水量) m_w をその土の乾燥質量 m_s に対する比で表されたもの。一般に百分率で表す。

粒径 土粒子の形状を球と仮定したときの仮定の直径で，粒子径ともいう。地盤工学の分野では付表-1 に示す粒径を境にして粒径区分をし，各区分の範囲の粒子を石，礫，砂，シルト，粘土などの呼び名で表す。

付表-1 粒径区分

		粒径(mm)								
		0.005	0.075	0.250	0.850	2	4.75	19	75	300
粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石(コブル)	巨石(ボルダー)	
		砂			礫			石		
細粒分		粗粒分					石分			

粒径加積曲線 土の粒度組成を表すために粒度試験の結果を図示したもので，横軸に粒径を対数目盛でとり，横軸に各々の粒径より細かいものの質量百分率(通過質量百分率)をプロットした曲線。この曲線の位置あるいは傾きから土の粒度特性を知ることが出来る。



付図-1 粒径加積曲線 (一例)

粒度	土を構成する土粒子を粒径によって区分けしたときの分布状態のこと
粒径分布	で粒径加積曲線によってこれを知ることが出来る. 粒径加積曲線の勾配
粒度分布	がなだらかで, 粒径の異なる粒子を広い範囲に含む土を“粒径幅の広い” といい, その勾配が急で特定の粒径に集中する土を“分級された”ある いは“集中粒径の土”という. 粒度は粗粒土にあっては, 密度, 透水性, せん断強さなどの工学的性質 を左右する重要な要素であり, この主の土の分類は大半これによってい る. しかし, 細粒土にあっては粒度と工学的性質との相関性は薄く, 土 質分類においては, むしろコンシステンシー (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) 特性が利用される.
