

災害調査報告書

擁壁工事における土砂崩壊災害

(要約版)

労働安全衛生総合研究所

概要

本災害は擁壁を築造する工事中に土砂崩壊が発生したものであり、2名の作業員が生き埋めとなって死亡したものである。

本工事では、単管パイプとコンパネを組み合わせた非常に簡易な土止めで斜面を押しさえながら掘削をしていたが、この土止め自体の強度が不足していたことと、地中に根入れした単管の水平支持力が通常の土止めに比べて著しく低かったために土圧に耐えきれず崩壊したことが明らかとなった。

1 災害発生状況

既存のコンクリート擁壁を解体し、新たな擁壁を設置するための工事中に土砂崩壊災害が発生した。勾配 65 度、高さ約 4m の法面下部に擁壁の基礎を築造するため、ドラグ・ショベルで深さ約 1.4m、幅約 1.4m を溝状に掘削していた。この法面下部には長さ 3m の単管パイプおよびコンパネを材料とする簡易な土止めが設置されていた。この掘削した溝内で作業をしていたところ、法面の上部が幅約 4m、高さ約 4m、奥行き約 0.8m の規模で崩壊した。この崩壊で二人の作業員が生き埋めとなり死亡したものである(写真-1.1 参照)。



写真-1.1 仮復旧された崩壊箇所(溝は埋め戻され法面はシートで養生されている)

2 災害状況および推定される災害原因

2.1 床掘り作業中の斜面崩壊による被災

当該災害は法面下部に擁壁の基礎を設置する作業中に発生している。過去に発生した災害を分析すると、斜面崩壊による労働災害の約 7 割が当該災害のような擁壁工によって斜面を安定化させる対策工事中の事故であり、中でも擁壁を施工するための掘削作業（地山・法面掘削，床掘り）中に多い（図-2.1）。その原因は、擁壁の施工上の問題と言える。それは、擁壁が完成した後の斜面は安

定であっても、擁壁を設置する施工過程では不安定となる場合が多いためである。特に、基礎の床掘り時に地形的には斜面崩壊の危険性が最大となり、擁壁が完成するまで崩壊危険性が高い状態が続く。また、このような掘削時の作業は、狭い場所での作業が多く、ひとたび土砂崩壊が起きると避難できずに被災することが多い。

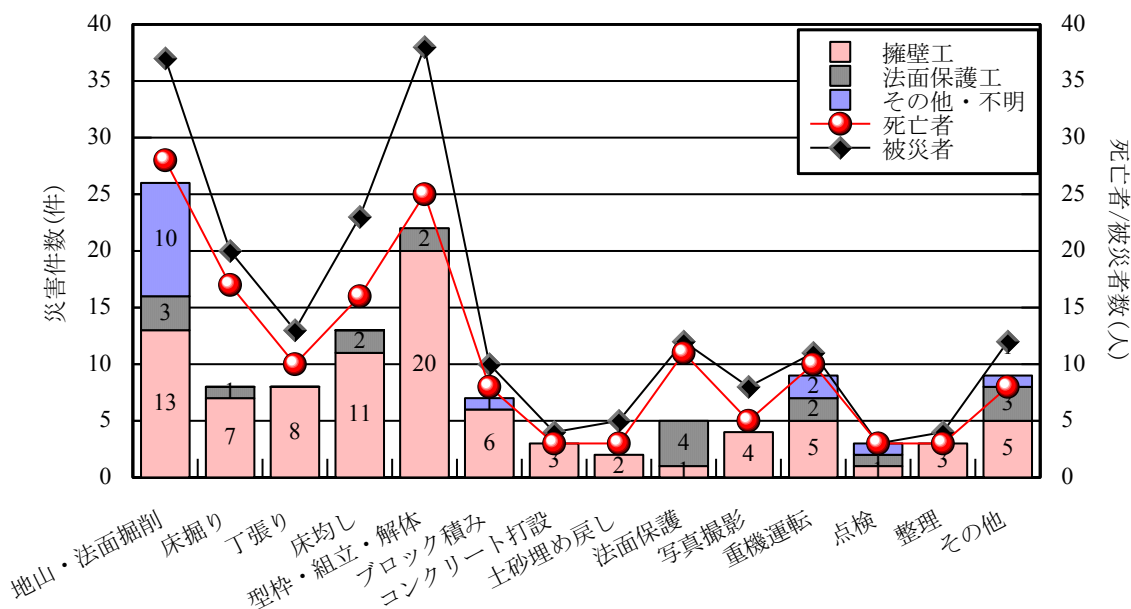


図-2.1 建設工事中の斜面崩壊による労働災害における被災者の作業別分類²⁾

2.2 単管パイプとコンパネによる土砂崩壊防止対策

当該災害現場では、単管パイプとコンパネ（ベニヤ板）を材料とする簡易な土止め（以下、簡易土止め）が設置されていた。写真-2.1は崩壊を免れた部分の状況であるが、この部分でも単管パイプは前方に傾いている。したがって、当該現場では土止め全体に土圧が作用していた(自立していなかった)。



写真-2.1 単管パイプとコンパネによる簡易土止め（崩壊を免れた箇所を撮影）

2.3 集水箇所となった崩壊斜面

写真-2.2 は工事前の状況である。ブロック積みの擁壁には大きな変状が見られ、高さ方向の中間部付近で折れ曲がりが生じている。擁壁面には排水孔が見当たらないことから、背面の地中内に入入した水は排水されにくかったと推察される。そのため、降雨等で土の含水比が増加すれば水平土圧が増加した。増減する土圧の作用によって擁壁の水平変位は累積したものと思われる。

今回の土砂崩壊災害はこの古い擁壁を解体して更新する工事において発生したものである。



写真-2.2 既存のコンクリート擁壁の変状

2.4 採取試料の分析

災害発生現場にて採取した土試料を写真-2.3 に示す。採取した土試料に対して土粒子密度試験、粒度試験および、液性・塑性限界試験を実施し、それぞれの特性について調査した。表-2.1 に土質試験結果、図-2.3 に粒径加積曲線、図-2.4 に三角座標、図-2.5 に塑性図を示す。

試料 No.1(切り取られた斜面の側方から採取した試料)

粗粒分(砂と礫の質量百分率)が 50%以上であることから粗粒土に大分類され、なかでも細粒分質砂 (SF) に分類される。

試料 No.2(切り取られた斜面から採取した試料)

粗粒分が 50%未満であることから細粒土に大分類され、塑性図と質量割合で 2 番目の構成粒子である粗粒分が 15%以上 50%未満であることから砂質シルト (高液性限界) (MHS) に分類される。

試料 No.3(掘削作業後に仮置きされた箇所より採取した試料)

粗粒分(砂と礫の質量百分率)が 50%以上であることから粗粒土に大分類され、なかでも細粒分質砂 (SF) に分類される。

試料 No.1 と試料 No.3 は同じ細粒分質砂 (SF) に分類された。試料 No.2 は砂質シルト (高液性限界) に分類されているが、粒径加積曲線、三角座標、塑性指数から総合的に判断すると試料 No.3 は試料 No.2 と似たような性状となっており、基本的には採取した試料は全て同じ試料と見られる。



(1)試料 No.1



(2)試料 No.2



(3)試料 No.3

写真-2.3 採取した土質試料近影

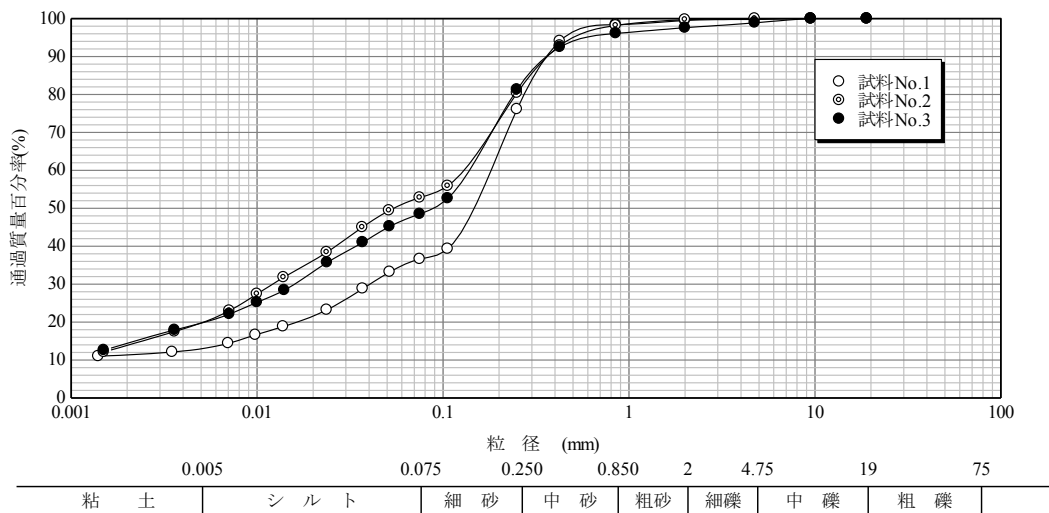


図-2.3 粒径加積曲線

表-2.1 採取試料の物理特性一覧

		試料 No. 1	試料 No. 2	試料 No. 3	
一般	土粒子密度 ρ_s g/cm ³	2.643	2.611	2.610	
	自然含水比 w_n %	28.24	38.95	33.22	
粒 度	粗粒分(0.075mm 以上)%	63.4	47.2	51.5	
	(内訳)	礫分(2~75mm) %	0.5	0.3	2.4
		砂分(0.075~2mm) %	62.9	46.9	49.1
	細粒分(0.075mm 未満)%	36.6	52.8	48.5	
	(内訳)	シルト分(0.005~0.075mm) %	23.3	33.0	28.7
		粘土分(0.005mm 未満) %	13.3	19.8	19.8
	最大粒径 mm	9.5	4.75	9.5	
コン シ ス テ ン シ ー 特 性	液性限界 w_L %	52.4	61.1	58.6	
	塑性限界 w_P %	29.5	38.9	35.7	
	塑性指数 I_P	22.9	22.2	22.9	
	コンシステンシー指数 I_C	1.055	0.998	1.108	
	液性指数 I_L	-0.055	0.002	-0.108	
分類	地盤材料の分類名	細粒分質砂	砂質シルト (高液性限界)	細粒分質砂	
	分類記号	SF	MHS	SF	
	凡例記号	○	◎	●	

三角座標

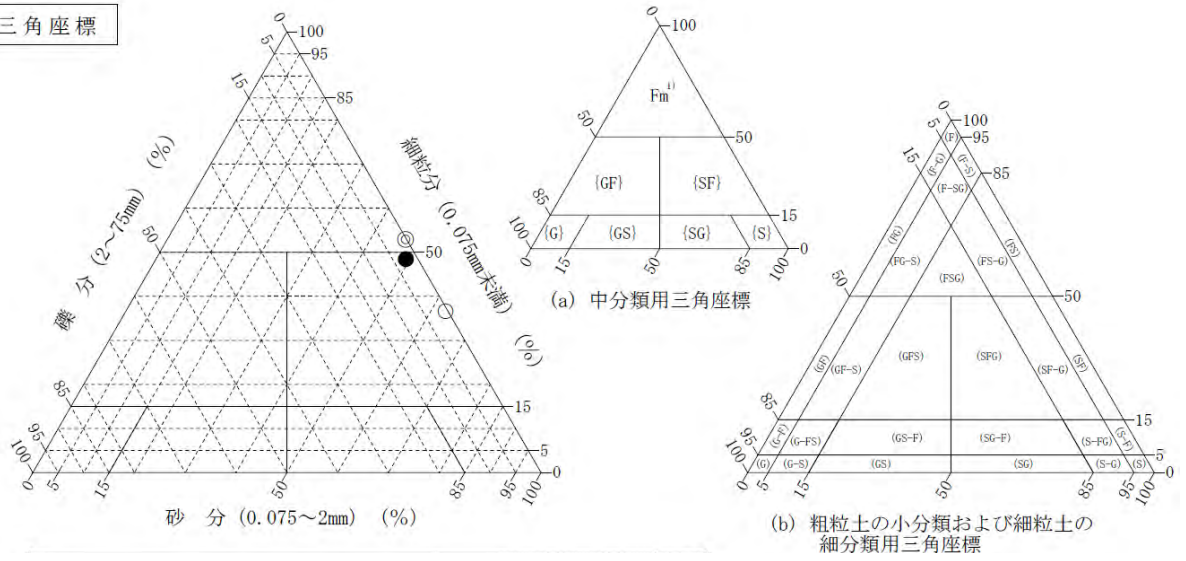


図-2.4 三角座標

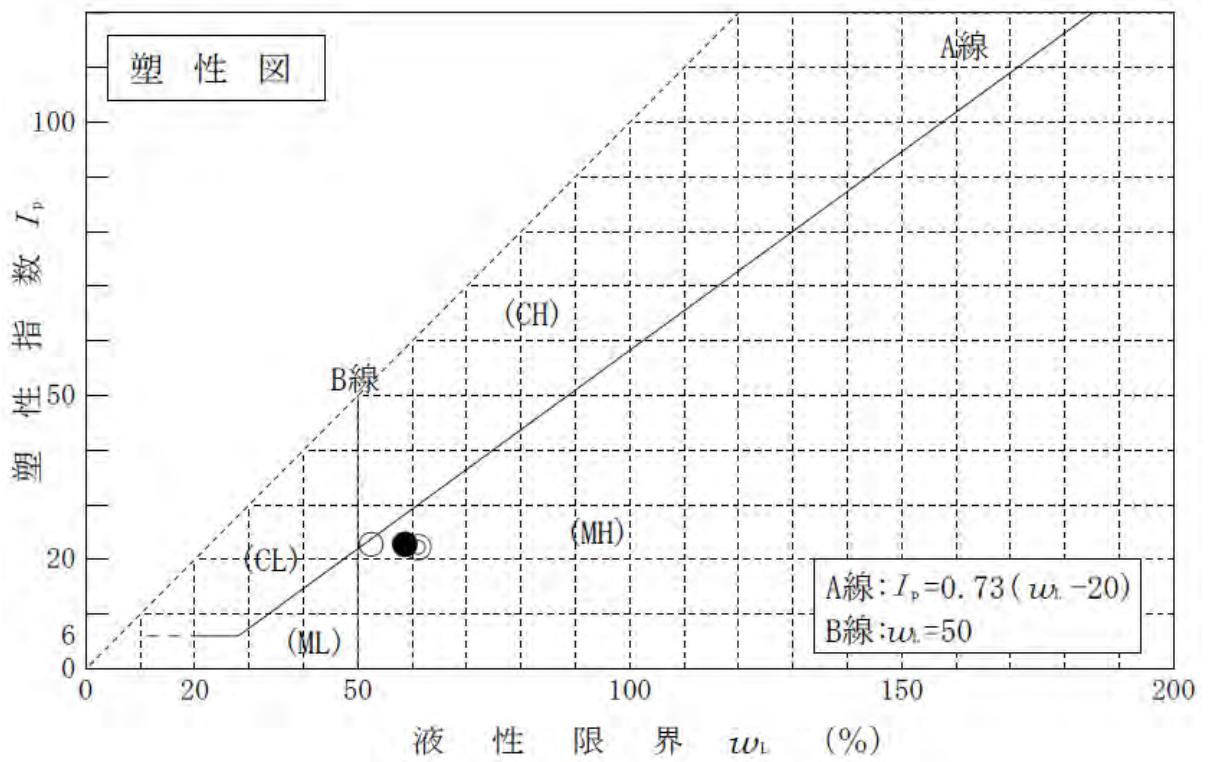


図-2.5 塑性図

2.5 災害発生時の単管パイプとコンパネによる簡易土止め壁の安定性評価

(1) 試行くさび法による簡易土止めにかかる土圧の算定

当該事故現場にて行われていた工法についての安定性を照査するに当たり、一般的に擁壁の設計に利用される土圧計算法の1つである試行くさび法を援用し、土止めにかかる土圧を算定した。また、その値を用いて土止めに対する安定性について検討を行った。

試行くさび法について

試行くさび法とは、土塊のすべり面角度を試行的に変化させて作用する最大の主働土圧 P_A を求めるクーロンのくさび理論の数値計算法である。クーロン式は盛土面が一様な勾配である場合にくさび理論を使って解析した解であり、盛土面が水平もしくは一様な勾配の場合にしか適用できない。一方、試行くさび法は盛土面が複雑に変化している場合にも適用できる。このようなことから試行くさび法はクーロン式とともに我が国の設計技術基準の多くに採用されている(具体的には、道路土工-擁壁工指針(日本道路協会)、土地改良事業計画設計基準(農林水産省構造改善局)、建設基礎構造設計指針(日本建築学会)など)。ここで、粘着力を考慮した試行くさび法の主働土圧 P_A は以下の算定式である式(2.1)にて示される。

$$P_A = \frac{W \sin(\omega - \phi) - c \cdot L \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi - \delta)} \quad (2.1)$$

ここで、 W ：すべり土塊の重量

c ：粘着力

L ：粘着力の抵抗長

ω ：任意のすべり角(°)

ϕ ：せん断抵抗角(°)

δ ：壁面摩擦角(°)

本件現場の断面図を図-2.6のように考えると擁壁高さ H と斜面高さ H_1 の比 H_1/H が1を超えている。実際のすべり面は曲線になるが、クーロンの土圧理論では直線と仮定して土圧を計算しているため、この比が1を超える擁壁にクーロン式を適用すると誤差が大きくなり、土圧を過大に見積もることになる(図-2.7)。このような背景から、道路土工-擁壁工指針(日本道路協会)、土地改良事業計画設計基準(農林水産省構造改善局)では、図-2.8のように H_1/H が1を超える場合でも H_1+H が15m までは H_1/H を1として土圧を算出している。今回の検討でも、これらに基づいて検討を行った。

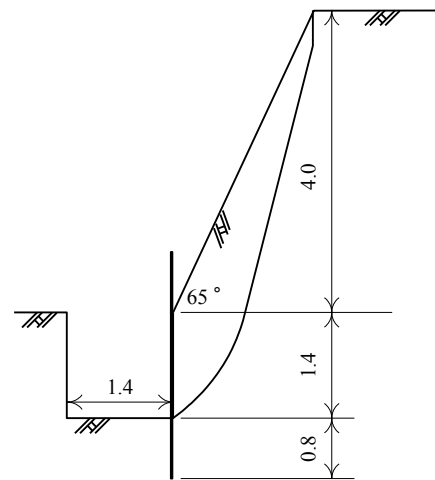


図-2.6 当該現場の想定断面図

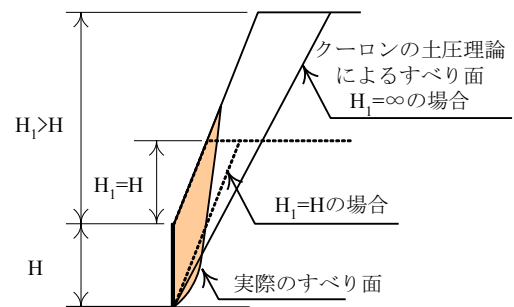


図-2.7 実際と設計の違い

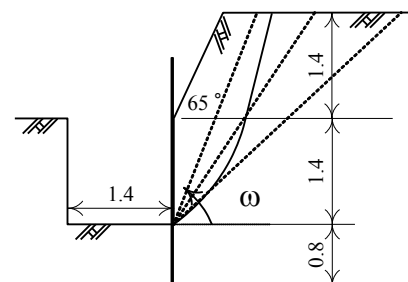


図-2.8 土圧算定の際にモデル化した断面

試行くさび法による土止めに掛かる土圧

粘着力は含水比によってその大きさを著しく変える。土質試験の結果から粘着力を求めても、その時の値を知り得たに過ぎず、その後の粘着力を適切に把握できない。このような事情から、粘性土地盤における土圧の設計計算においては、一般には粘着力を無視し、内部摩擦角を $\phi=25^\circ$ として主働土圧を算定している。

表-2.2 に示したパラメーターを使い、試行くさび法による計算を行ったところ、図-2.9 のような計算結果となり、 $\omega=49.7^\circ$ のときに P_A が最大値 21.71 (kN/m) を示した。したがって、主働すべり角は $\omega_A=49.7^\circ$ 、主働土圧合力は $P_A=21.71$ (kN/m) となる。

(2) 簡易土止めによる防護対策の安定性評価（設計計算）

簡易土止めによる防護対策の安定性について検討を行った。まず、災害現場にて施工されていた条件を用いた設計計算結果を示す。その後、設計を行った場合の各種条件について検討を行う。

災害現場に設置されていた単管パイプは STK500 であり、断面性能は以下に示すようである。

- ・外径 $\phi = 48.6(mm)$
- ・肉厚 $t = 2.4(mm)$
- ・断面積 $A = 348.3(mm^2)$
- ・断面二次半径 $r = 16.4(mm)$
- ・断面係数 $Z = 3830(mm^3)$
- ・ヤング係数 $E = 207000(N/mm^2)$
- ・断面二次モーメント $I_x = 93000(mm^4)$
- ・許容曲げ応力度 $f_b = 235(N/mm^2)$

当該災害現場のように単管パイプで支持する土止めは一般的でないことから設計法に類するものは見当たらない。そこで、ここでは先の求めた P_A を単管の曲げで支持することが可能であったか強度的な観点から検証する。したがって、ここでは地中に打設された単管の水平支持力は十分にあることを仮定する。

表-2.2 使用したパラメーター

土の単位体積重量 γ (kN/m ³)	18.0
内部摩擦角 ϕ	25.0
壁面摩擦 δ (°)	16.6
斜面勾配 β (°)	65
擁壁高さ H (m)	1.4
斜面高さ H_1 (m)	4.0

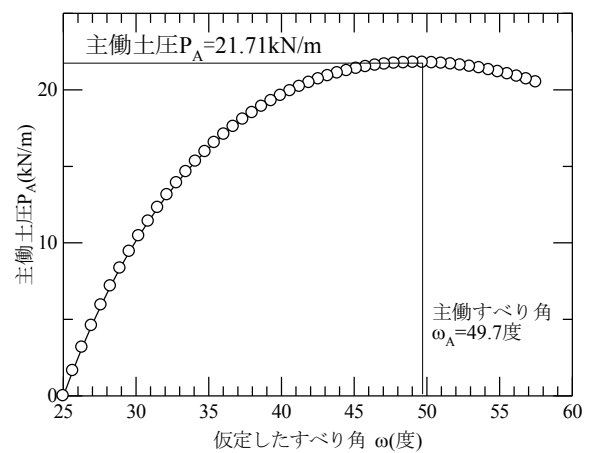
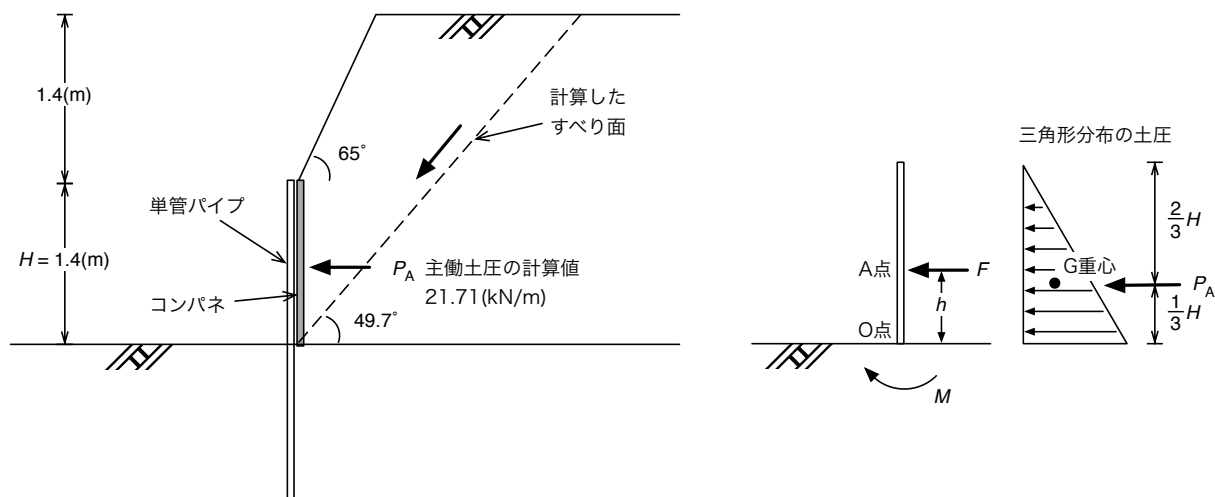


図-2.9 当該現場の想定断面図



a) 試行くさび法によって計算したすべり面と主働土圧
 b) 単管パイプの強度を検証したモデル

図-2.10 単管パイプとコンパネによる土止めのモデル化

図-2.10 の a)は先の試行くさび法から計算したすべり面と主働土圧 P_A の作用を示す。単管パイプは1m 当り 2 本設置されており、単管一本に作用する荷重 F は式(2.2)のとおり求まる。

$$F = \frac{P_A}{2(\text{m}^{-1})} = 10.86(\text{kN}) \quad (2.2)$$

単管パイプを片持ち梁でモデル化し、 F が作用するA点とこれを支持するO点の間の長さを h とする(図-2.10 の b))。O点に生じる曲げモーメント M は式(2.3)で表される。

$$M = F \cdot h \quad (2.3)$$

M によって単管の断面に生じる曲げ応力度 σ_b は式(2.4)で表される。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} \quad (2.4)$$

σ_b が許容曲げ応力度 f_b よりも小さくなる条件は式(2.5)のとおりである。

$$\sigma_b < f_b \quad (2.5)$$

式(2.5)に式(2.2)、式(2.3)、式(2.4)を代入すると式(2.6)のように支持可能な長さ h_b が求まる。

$$\frac{F \cdot h_b}{Z} < f_b$$

$$h_b < \frac{f_b \cdot Z}{F}$$

$$\frac{f_b \cdot Z}{F} = \frac{235000(\text{kN}/\text{m}^2) \cdot 3830 \times (10^{-3})^3 (\text{m}^3)}{10.86(\text{kN})}$$

$$\approx 0.08(\text{m})$$

$$h_b < 0.08(\text{m}) \quad (2.6)$$

以上より、単管パイプが F を支持できる h_b は0.08m以下と求まった。 P_A の作用位置 h_a の特定には土圧の分布を正しく求める必要がある。しかしながら、主働土圧を図-2.10のb)に示すように三角形分布を仮定して h_a を小さく見積もっても、 h_a は $\frac{1}{3}H$ であり本事例では約0.47mとなる。したがって、 h_b の値は h_a よりも明らかに小さいことから当該事例では仮に地盤側が十分な水平支持力を有していたとしても単管の強度不足により地山を支持することはできないことがわかった。

3 崩壊原因の実験的推定

3.1 遠心模型実験による土砂崩壊の再現

本調査では写真-3.1に示す遠心模型実験装置を用いて土砂崩壊の発生を再現し、簡易な土止めの崩壊抑止効果について検証した。(参照：付録)

当該現場の断面を図-3.1に示す。図-3.2はこれを縮尺1/25でモデル化した模型地盤であり、これに遠心加速度25G場を作用させて崩壊実験を行った。

災害発生までのプロセスを再現するために25Gの遠心場において掘削を行った。実験ケースを表-3.1に示す。実験では土止め壁の違いによる性能の差を比較した。比較した種類は、災害発生時に使用されていた単管パイプとコンパネによる「簡易土止め」と土止めとして通常用いられる「鋼矢板による土止め」の2種類である。また、簡易土止めでは単管パイプの根入長さの違いが抑止効果に与える影響を比較するため、実物換算で80cmと40cmに相当する2ケースの実験を行った。

実験に用いたモデル単管パイプとモデル鋼矢板は、曲げ剛性EIが実際と等価となるような部材を用いた。具体的には単管パイプのモデルには $\phi 2\text{mm}$ のアルミ棒(写真-3.2)を、鋼矢板のモデルには波板状に加工した厚さ0.3mmのアルミ板(写真-3.3)を用いた。また、コンパネは磁気カードでモデル化した(写真-3.4)。

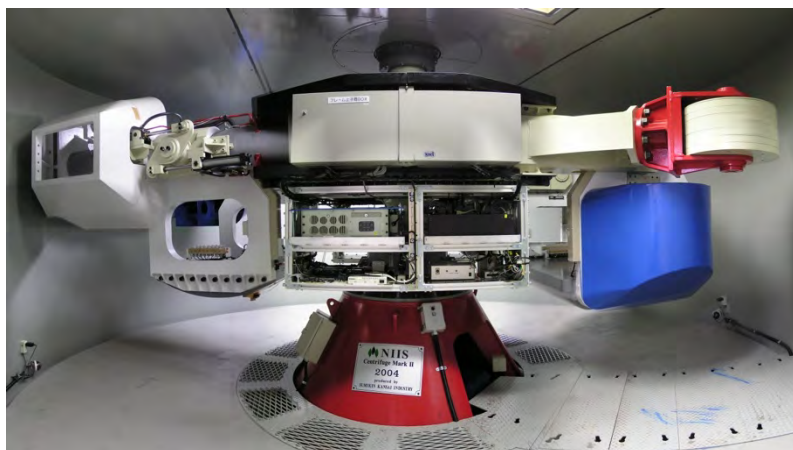


写真-3.1 労働安全衛生総合研究所 遠心模型実験装置

表-3.1 実験ケース

ケース	土止め種類	根入長(cm)
1	簡易土止め	80
2		40
3	鋼矢板	40

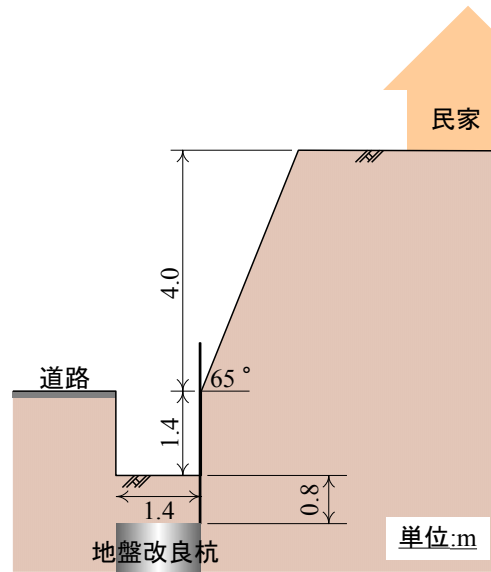


図-3.1 当該災害現場の断面図

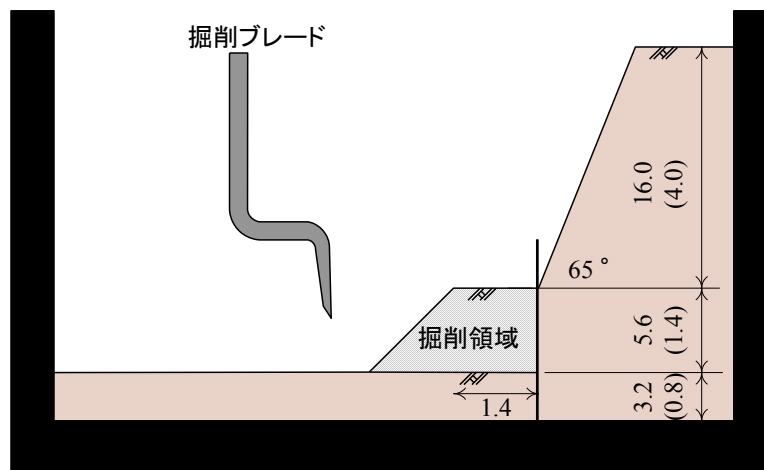


図-3.2 縮尺 1/25 の斜面モデル

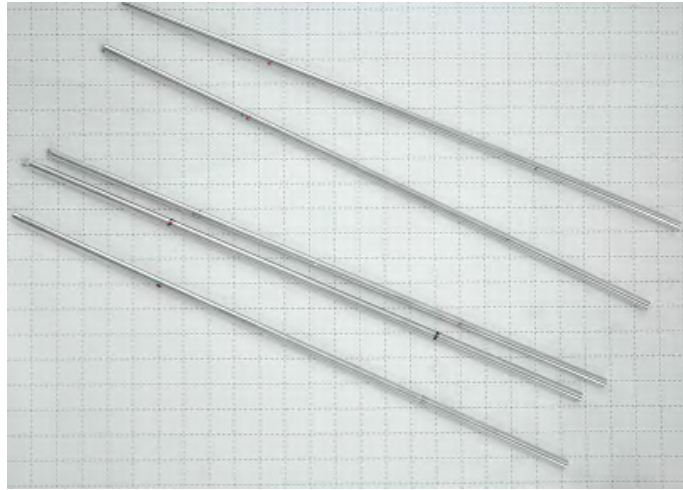


写真-3.2 単管パイプをモデル化したアルミ棒

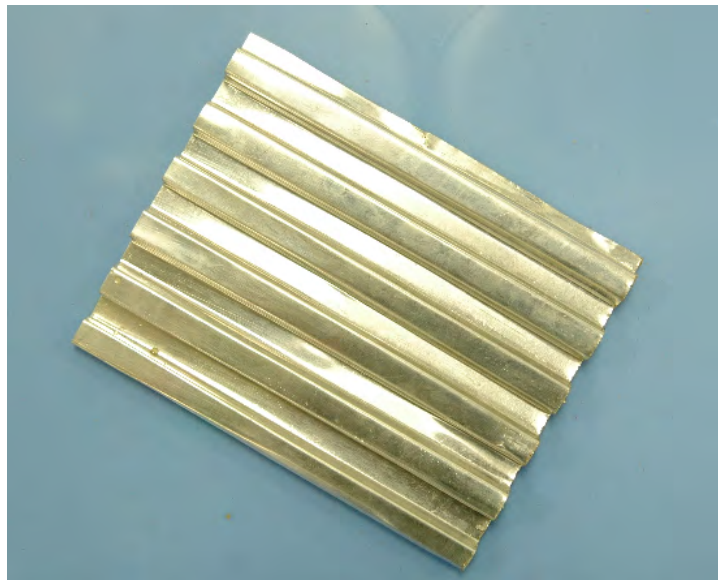


写真-3.3 鋼矢板をモデル化したアルミ板

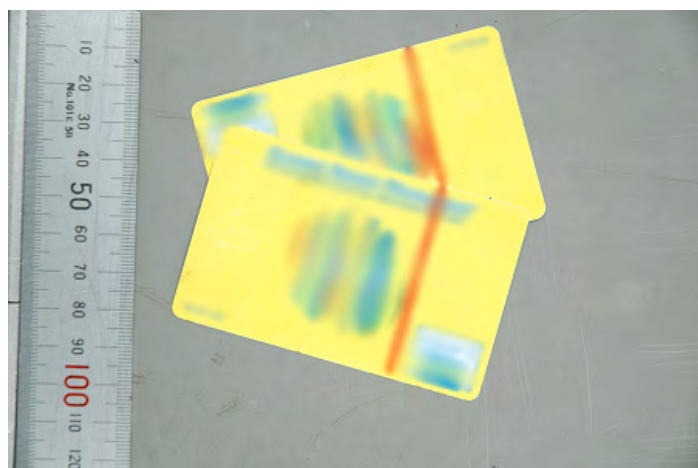


写真-3.4 コンパネをモデル化した磁気カード

3.2 実験的に再現された崩壊挙動の比較

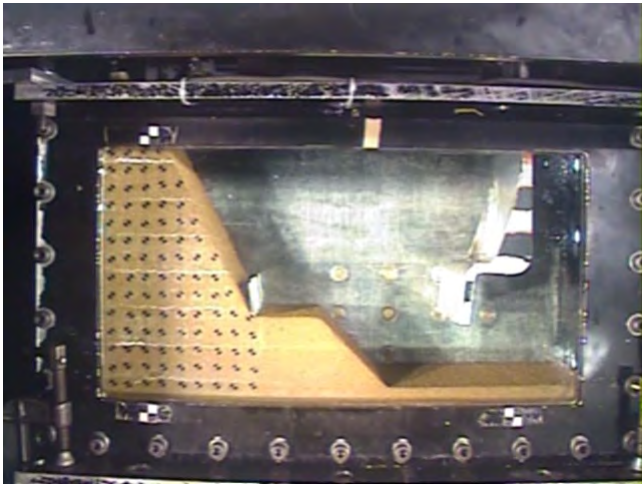
(1) 簡易土止めの崩壊抑止効果

単管の根入長さが実物換算 80cm と 40cm での崩壊挙動を写真-3.5 と写真 3.6 に示す。どちらの崩壊も、30 コマ/秒のビデオカメラで挙動を把握できないほど急激に崩壊に至った。実際の災害でも溝掘削して深さが限界に達すると短時間で崩壊に至った可能性がある。また当時の報道では、土止めが前倒れした様子が映像で紹介されており、実験で再現された崩壊形状は実際と類似していた。

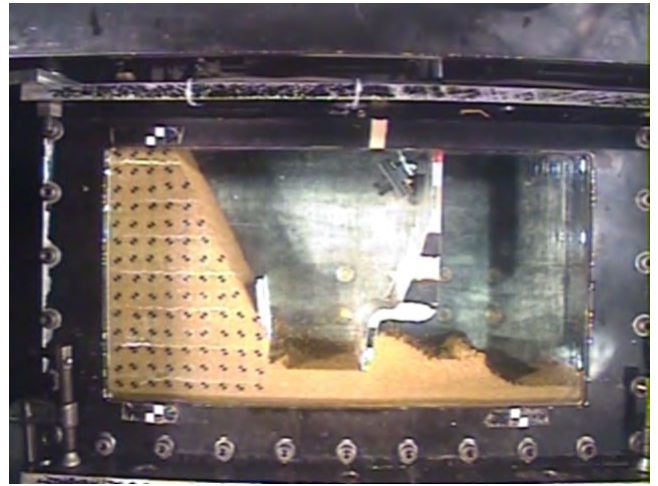
簡易土止めのケースでは、斜面全体が大きく変形しており、単管パイプによる根入れではほとんど抑止効果は得られないことが分かる。なお、根入長が 80cm のケースでは掘削完了直後に崩壊したため、簡易土止めが掘削ブレードと衝突した。すなわち、崩壊は幾分押さえられており、この衝突がなければ土止めの前倒れはさらに大きくなっていたはずである。

根入れを 40cm 相当に変えて行った浅いケースでは、80cm の場合と異なった崩壊形状が見られた。単管パイプの根入が深いケースでは、完全崩壊には至らず変形はある程度抑制されたが(写真-3.7 の(1))、浅い場合は単管パイプごと土砂に押し倒され完全に崩落している(写真-3.7 の(2))。

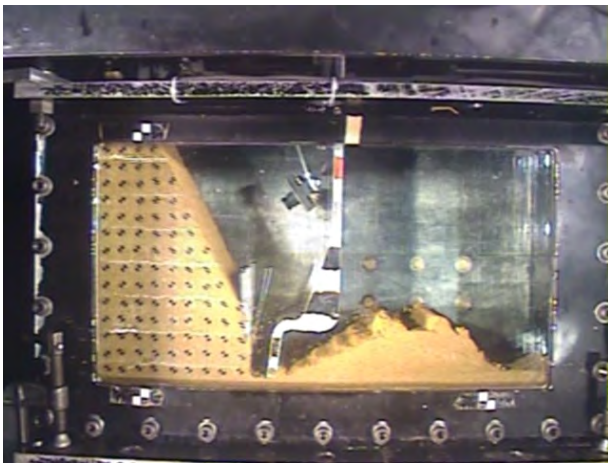
当該災害では後者に類似した状況が見られたことから、根入が予定よりも浅かった可能性も考えられる。具体的には、単管パイプを所定の深さ(80cm) まで圧入していなかったことや、溝を予定より深く掘削してしまったために結果的に根入が浅くなったのと同じような効果を生じた可能性がある。



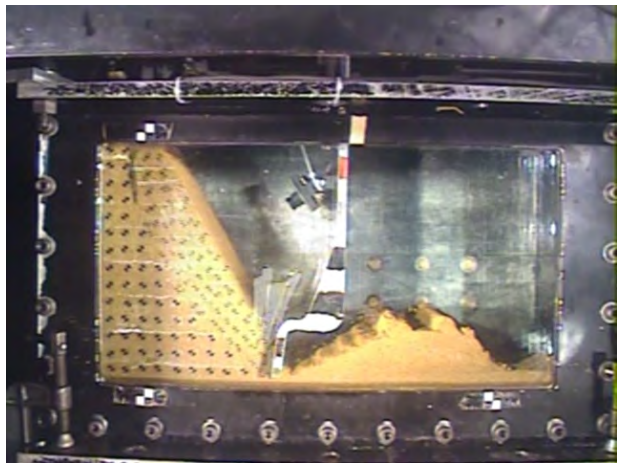
①25G 到達, 掘削前



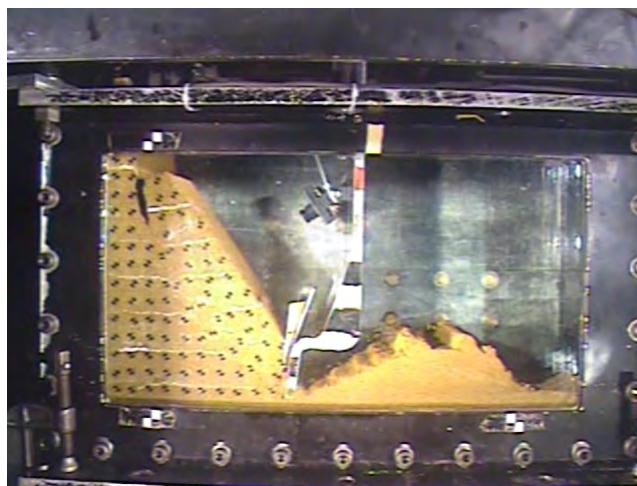
②約 1.2m 掘削中



③崩壊初期

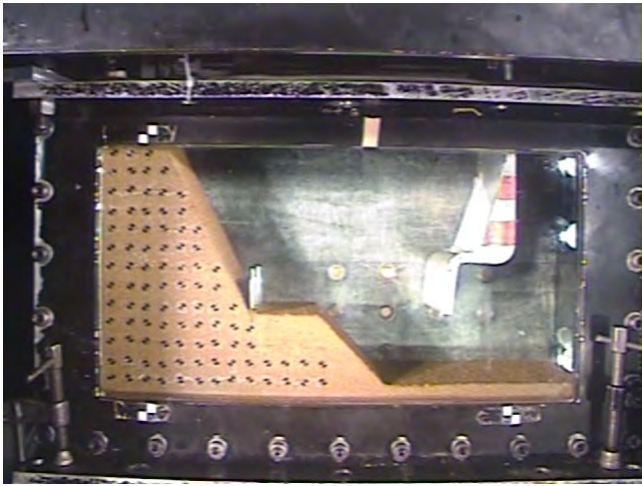


④崩壊の瞬間 (多重露出で残像有り)

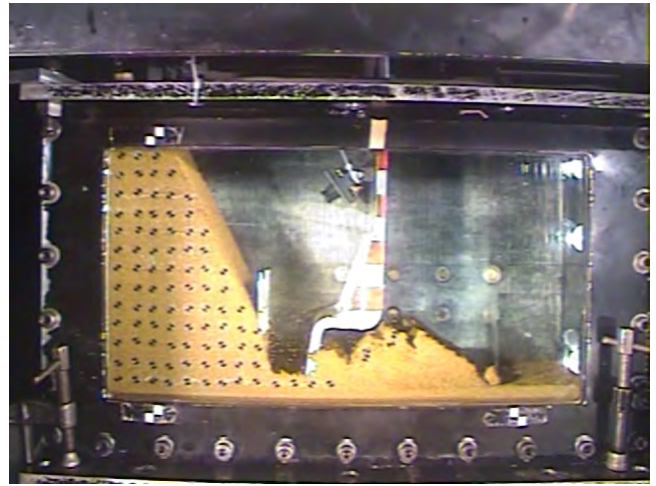


⑤崩壊後

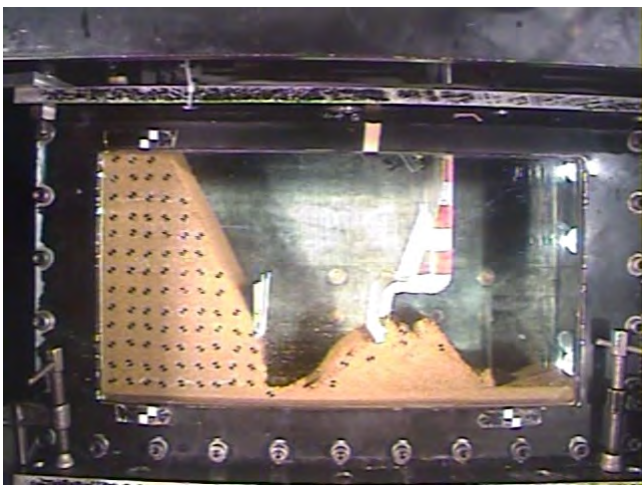
写真-3.5 簡易土止め壁 (根入長 80cm) による崩壊挙動



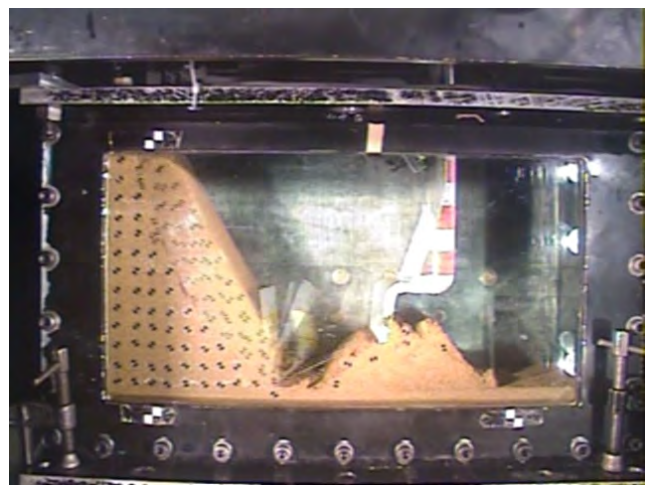
①25G 到達, 掘削前



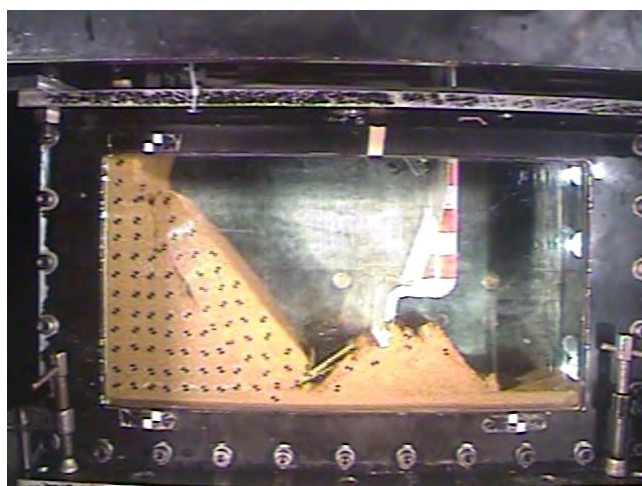
②約 1.2m 掘削中



③崩壊直前 (斜面が滑り始めている)

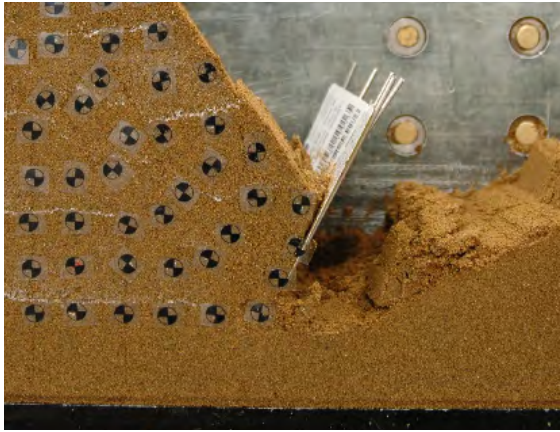


④崩壊時の挙動 (一瞬の崩壊)

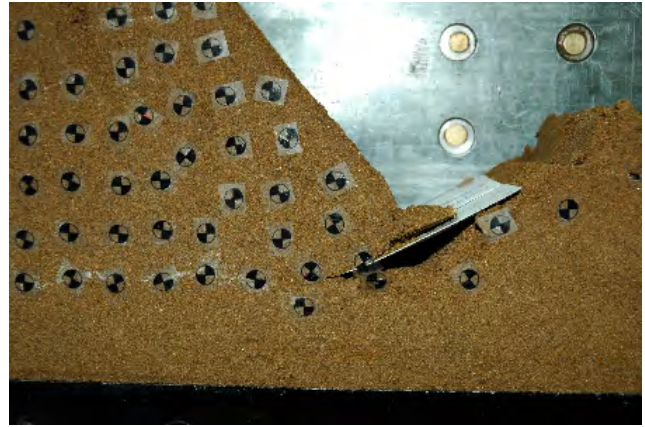


⑤崩壊後

写真-3.6 簡易土止め壁 (根入長 40cm) による崩壊挙動



(1) 根入長 80cm



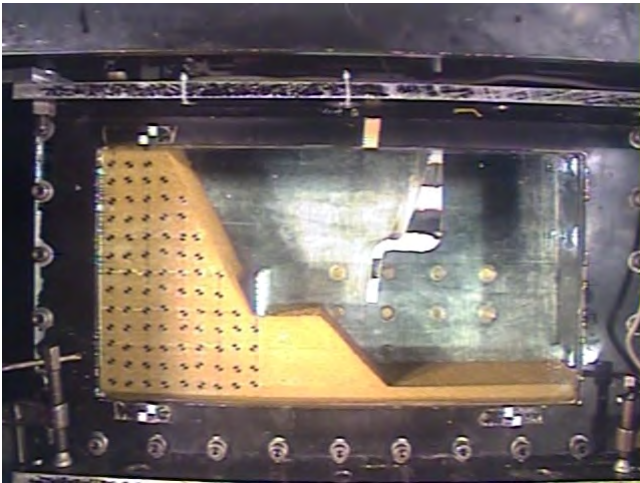
(2) 根入長 40cm

写真-3.7 簡易土止めでの崩壊形状

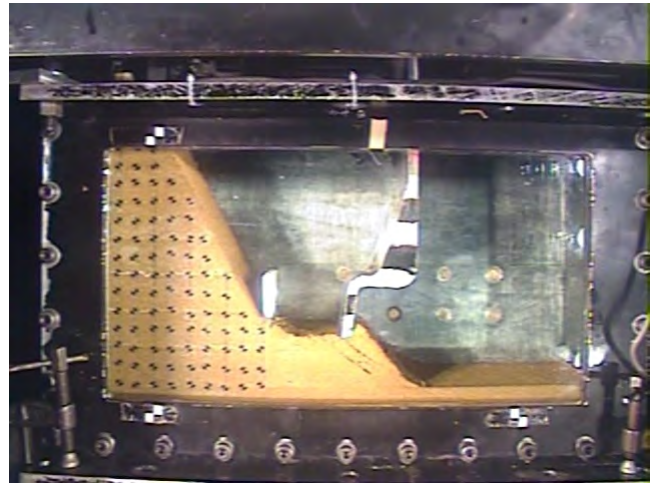
(2) 鋼矢板による土止めの崩壊抑止効果

鋼矢板を用いた場合の掘削過程を写真-3.8 に示す。鋼矢板の根入れは 40cm 相当とした。写真に示すように、鋼矢板を用いた場合は変形が少なく無事に掘削を完了できている。その後、遠心加速度をさらに 25G から 36G まで増加させたが写真-3.9 のように斜面は崩壊しなかった。したがって、鋼矢板による土止めは簡易な土止めよりも崩壊抑止効果が高いことが確かめられた。

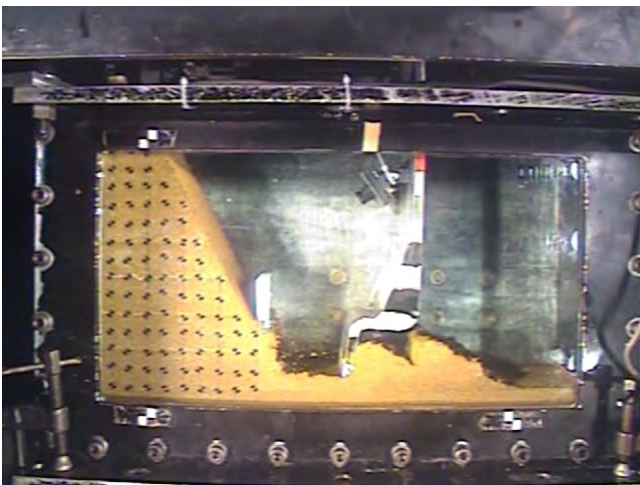
以上より、模型斜面に遠心加速度を作用させて実物と同レベルの応力状態を地中内に再現し、さらに掘削を行って斜面を不安定化させる実験を行った。その結果、単管パイプによる簡易な土止めは掘削に伴って増加する土圧に耐えられず前倒れし、その前倒れの程度は根入れが浅いほど大きく危険なことがわかった。一方、鋼矢板による土止めは同一根入れ(40cm 相当)のケースで変形は非常に少なく崩壊抑止効果は高いことがわかった。



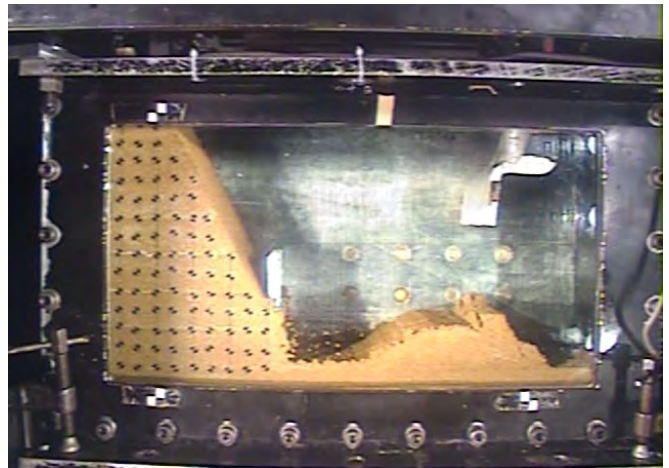
①25G 到達, 掘削前



②約 0.5m 掘削中



③約 1.2m 掘削中



④最終形状 (25G 場で変形無し)

写真-3.8 鋼矢板 (根入長 40cm) による掘削過程



①掘削底盤から若干の滑りが発生



②崩壊した土砂は鋼矢板により抑制

写真-3.9 遠心加速度上昇による崩壊挙動 (遠心加速度を 25G から 36G まで増加)

4 災害発生原因および再発防止策

4.1 災害発生原因について

当該災害の発生原因を現場調査、採取試料の土質試験及び遠心模型実験により検討した。その結果、以下のことが分かった。

1. 現場調査等から
 - ・ 当該災害は法面下部に擁壁の基礎を設置する作業中に発生した。当該災害現場では単管パイプとコンパネを用いて簡易的な土止めを行っていたが、崩壊状況からも明らかなように土砂崩壊を抑止する性能は有していなかったと見られる。
2. 採取試料を用いた土質試験結果から
 - ・ 当該災害現場における採取試料から地盤材料の工学的分類を行ったところ、細粒分質砂と砂質シルト（高液性限界）の2種類の材料が確認されたが、総合的にはシルト系の地盤材料で有ることがわかった。
3. 単管パイプとコンパネによる簡易的な土止めについての設計計算から
 - ・ 当該災害現場にて行われていた簡易的な土止めについて、試行くさび法により土止めに作用した土圧を推定した上で、単管パイプの曲げ圧縮応力度を計算したところ、その値は明らかに許容曲げ応力度を超えていた。したがって、仮設構造物として不安定な構造であったことがわかった。
4. 災害発生状況をモデル化した遠心模型実験から
 - ・ 災害を再現した遠心模型実験を行った結果、簡易土止めのモデルでは掘削により限界の高さに達すると斜面は急激に不安定化し、一気に崩壊に至ることがわかった。また、再現された崩壊の様子は実際と同じ前倒れであった。
 - ・ 単管パイプを根入れした簡易土止めの崩壊抑止効果は鋼矢板のそれに比べて明らかに低いことがわかった。したがって、使用されていた簡易土止めは発生した土圧に対して必要な支持性能を有していなかったために土砂崩壊は発生したものと考えられる。

4.2 再発防止対策について

同種災害の再発防止には、①作業前に地山の状況を確認する、②崩壊のおそれがある場合には地山を安全な勾配とする、又は、③土圧に耐え得るような強固な土止めや支保工により掘削面を支持するなどの対策が必要である。

付録 遠心模型実験における相似則

一般に、土構造物の挙動は自重応力によるものが支配的である。そこで、1G 場での縮尺模型では自重による応力が実地盤とは異なるため、そこでの挙動は当然実地盤とは異なったものとなる。従って、このような 1G 場での縮尺模型では実際に起こる現象を再現できない。

遠心模型実験は、相似則のもと、実物と相似な $1/n$ の縮尺模型を nG の遠心加速度場におくことで、自重による応力レベルを実物と等しいものとし、実際に起こり得る現象を精度良く再現することが可能となる。

以下では、実物の $1/n$ の幾何学的縮尺模型を実物と全く同じ土質構成で作り、これを nG の遠心力場に置いた場合の実物と模型を関連づける相似則を考えた高田らについて述べる。まず、幾何学的には

$$\text{長さに関して} \quad l_m = l_p / n \quad (\text{付録.1})$$

$$\text{面積に関して} \quad A_m = A_p / n^2 \quad (\text{付録.2})$$

$$\text{体積に関して} \quad V_m = V_p / n^3 \quad (\text{付録.3})$$

土の単位体積重量は $\gamma_m = n \cdot \gamma_p$ ，従って土の重さ $W (= V \cdot \gamma)$ に関しては以下の式が成り立つ。

$$W_m = W_p / n^2 \quad (\text{付録.4})$$

また、深さ $z_m (= z_p / n)$ における自重による鉛直応力 $\sigma (= z \cdot \gamma)$ は、

$$\sigma_m = \gamma_m \times z_m = (n \cdot \gamma_p) \times (z_p / n) = \sigma_p \quad (\text{付録.5})$$

となる。模型は実物と同一材料を用いていると仮定している。そのため、鉛直応力が等しいことは両者の土圧の値も等しいと言える。従って、鉛直応力のみならず全方向の応力が実物と等しいと言え、発生する間隙水圧も等しい。従って、土要素のひずみは、

$$\varepsilon_m = \varepsilon_p \quad (\text{付録.6})$$

沈下量、一般的には変位量 S_m はひずみ ε_m を長さ l_m で積分した値であるため、

$$S_m = \int_0^{l_m} \varepsilon_m ds = \int_0^{l_p/n} \varepsilon_p ds = S_p / n \quad (\text{付録.7})$$

というように与えることが出来る。