

## 第4章：調査計画・方法

### 4.1 調査計画

調査地周辺の地形・地質概要は前節で記述したように、全体的に上位は赤褐色の島尻マーヅ粘土で覆われ、その下位に未固結な琉球石灰岩巨礫が露頭しており、また旧崩積土塊と風化転石が斜面に残積している。特に斜面を被覆している島尻マーヅ粘土は不安定な状態となっている。

概査で把握した斜面不安定性、および地形的特徴を勘案し調査計画(案)を立案する。調査計画に際しては以下の点に留意した。

#### 【推定される斜面災害】

Aゾーン：A-1斜面全体における層厚1.0～2.0m程度の表層崩壊

A-2オーバーハング箇所 of 石灰岩の落石、崩壊。

Bゾーン：露頭箇所における風化石灰岩の落石。

Cゾーン：公園入口における石灰岩の落石。

その他は災害発生する確率は低い。

#### 【保全対象】

Aゾーン：斜面頭部の公園施設および末端の駐車場

Bゾーン：斜面頭部の公園施設および末端の市道

Cゾーン：斜面に隣接する公園施設

## 【留意事項】

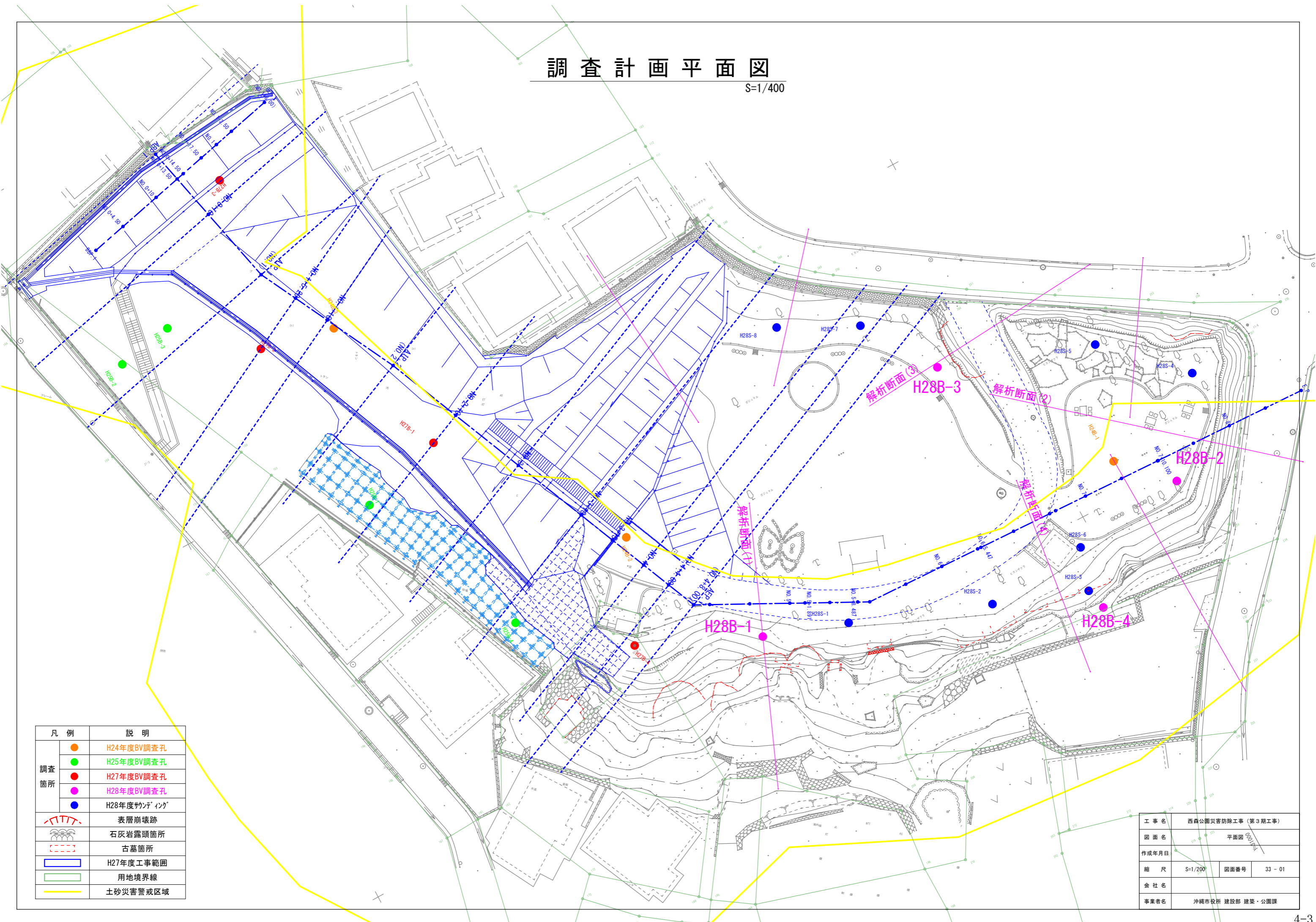
- 1) Aゾーンは、石灰岩急崖地形の上位に風化した粘土層が分布しており、落石防護網が施されている。落石対策工によりリスクは軽減されているが、地形変化点となる層境界部で表層崩壊の発生する可能性が高い。土層区分のため、経済性、効率性を勘案し調査ボーリングと、サウンディング試験を効果的に組み合わせる。
- 2) 一部、旧墓として利用されている箇所があり、オーバーハングした石灰岩が存在し、既設対策工では対応できないと想定される。構造物基礎の確認ボーリングが考慮される。
- 3) Bゾーンの地質分布はAゾーンと同様、露頭した石灰岩斜面は無対策状態である。斜面末端に石灰岩塊の転石を確認したことから、落石対策が必要と考慮する。調査ボーリングと、サウンディング試験を効果的に組み合わせる。
- 4) Cゾーンは、公園入口において、風化粘土層内に分布する石灰岩塊がオーバーハングし、斜面对策に必要な調査ボーリングが考慮される。

これより設定した調査計画を次ページに示す。

調査孔の位置関係は「調査計画平面図」をご参照。

# 調査計画平面図

S=1/400



凡例	説明
● (orange)	H24年度BV調査孔
● (green)	H25年度BV調査孔
● (red)	H27年度BV調査孔
● (magenta)	H28年度BV調査孔
● (blue)	H28年度サンディング
⌒ (red)	表層崩壊跡
⌒ (grey)	石灰岩露頭箇所
⌒ (red dashed)	古墓箇所
□ (blue dashed)	H27年度工事範囲
□ (green)	用地境界線
□ (yellow)	土砂災害警戒区域

工事名	西森公園災害防除工事 (第3期工事)		
図面名	平面図		
作成年月日			
縮尺	S=1/200	図面番号	33-01
会社名			
事業者名	沖縄市役所 建設部 建築・公園課		

## 4.2 調査方法

調査ボーリングは、採取したコアの判読により地層分布と土質状況を把握し、標準貫入試験を実施することによって、地層の力学的状況を把握する。

### 【機械ボーリング調査】

#### (1) 調査機材の搬入搬出

ボーリング調査の資材搬入・搬出作業は、平坦な公園敷地と急傾斜面によるもので、主に平坦地は自走式ボーリング機械で、傾斜地は単管足場の設置が必要となる。

#### (2) 掘削

使用機械は、一般に広く用いられているロータリー式ボーリングマシン（油圧式）を使用して掘削した。

掘削は、原動機（エンジン）によってボーリングマシンのスピンドルを回転させ、ロッドを介してその先端にとりつけたコアチューブおよびメタルビットにより先端の土砂を掘削する方法である。掘削中は、地質状況に応じたビット、コアチューブを使用し、適切な採取法にてコア採取率の向上に努めた。

掘削中は、掘削音・給水圧・スライムや採取コアを詳細に観察して地質構成の把握に努めた。最終深度はコア状況、調査目的などを照合して、監督職員と協議して決定した。

なお、本調査はφ66mmのメタルクラウンで掘削し、掘削方向は鉛直下方とした。

図-4.1は機械ボーリングと標準貫入試験の概念図を示す。

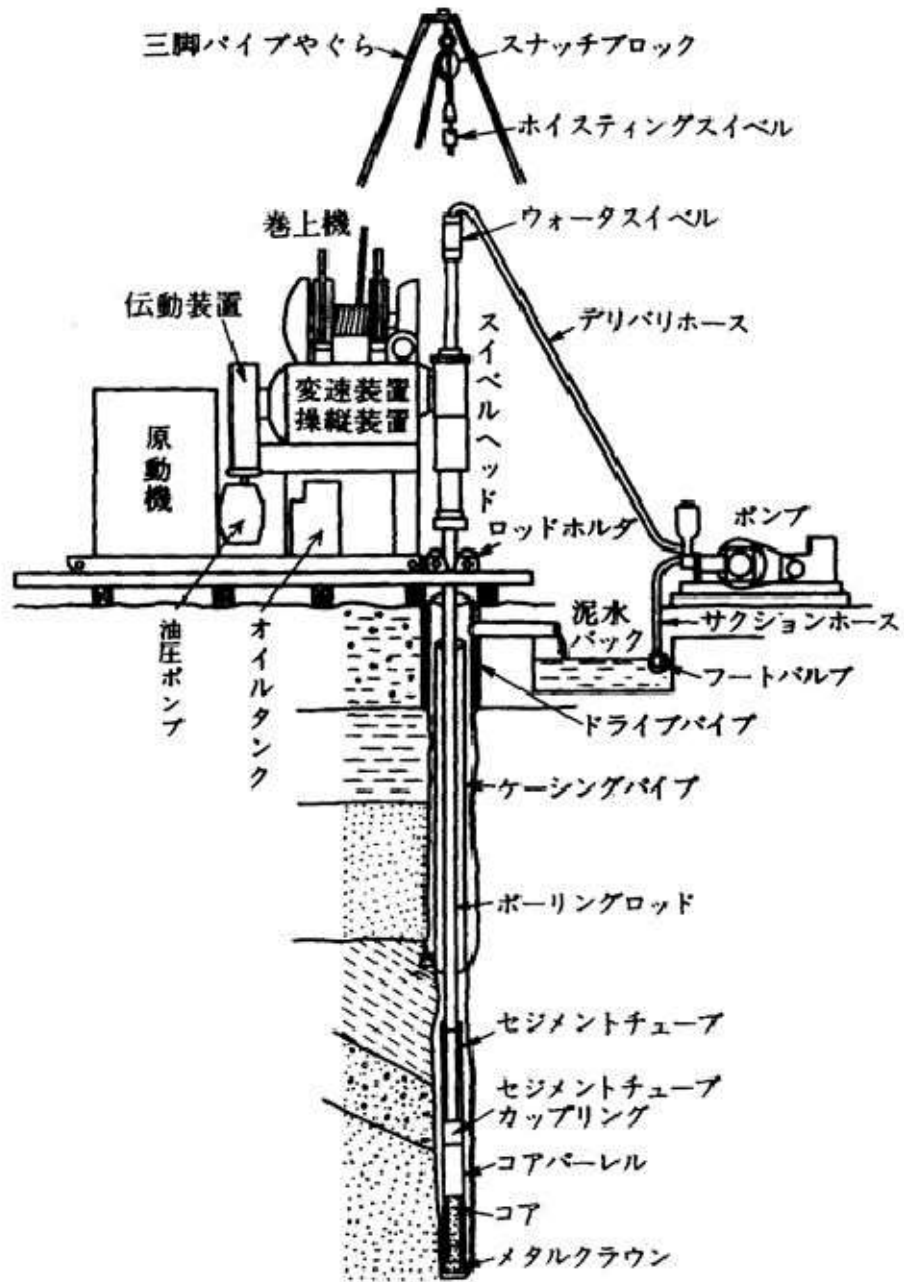


図-4.1 試錐機の一般図

### (3) 標準貫入試験

標準貫入試験は、次頁に示すように「 JIS A 1219-2001 」に準拠して深度1.0m間隔で実施した。

試験実施にあたっては、N値の測定精度を高めることから孔底にスライムが5cm以上残っている場合は、直ちに標準貫入試験用サンプラーを引き上げ、再度孔底を洗浄し、スライムの排除が確認された後に試験を実施する事を心掛けた。

試験は、標準貫入試験用サンプラーを所定深さの孔底までおろし、ドライブハンマー(63.5±0.5kg)を76±1cmの高さから落下(半自動落下型を使用)させ、30cm貫入に要する打撃回数を測定することによって得られるN値を求めた。今回、打撃回数が50回に達しても貫入量が30cmに満たない場合には、50回打撃時の貫入量をもって[50/貫入量cm]とした。

下記に標準貫入試験の装置等の概略図を示す。

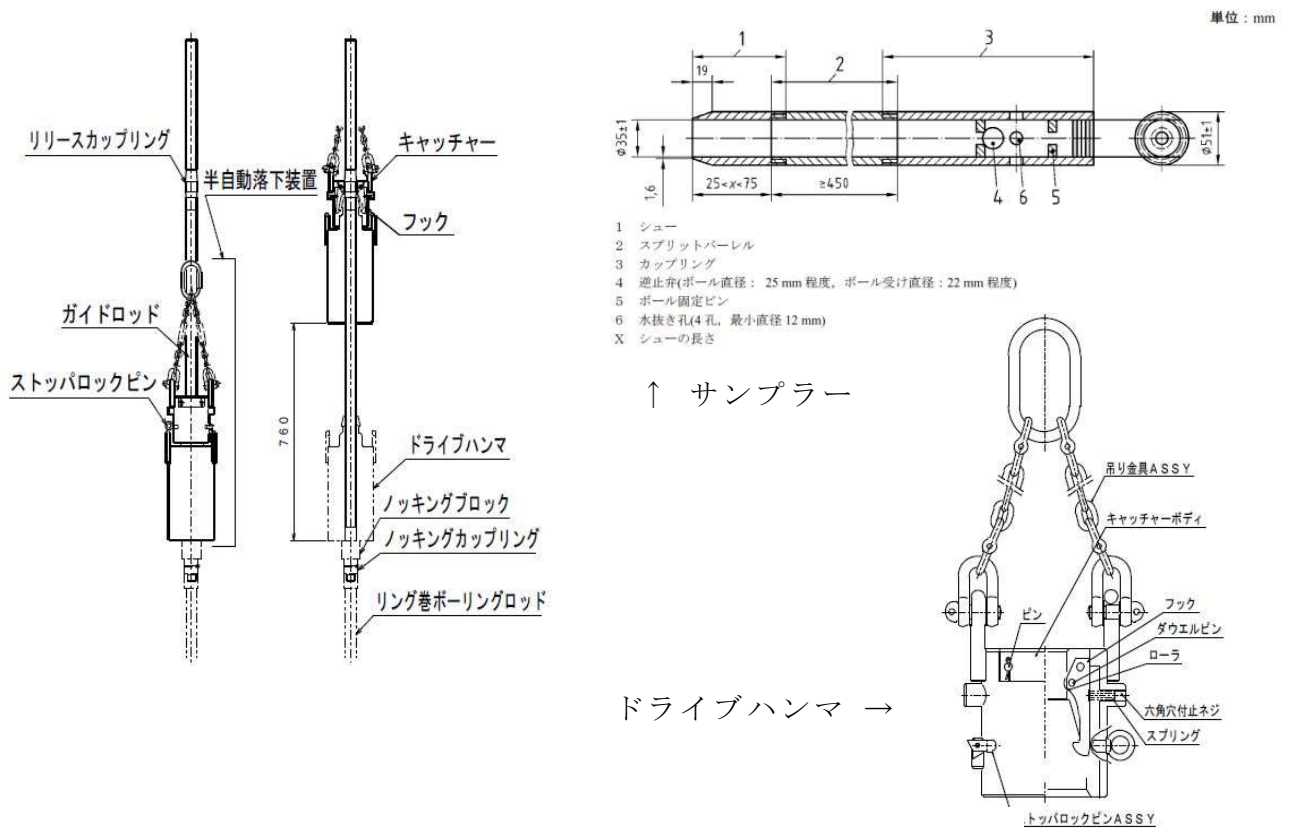


図-4.2 標準貫入試験の概念図

#### (4) 使用機材器具一覧

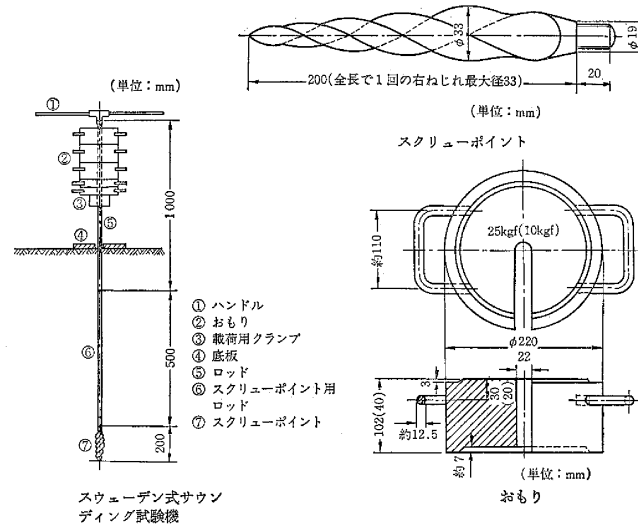
今回のボーリング調査に使用した主要機材は表-4.1の通りである。

表-4.1 使用機材器具一覧表

項目	名称	型式	能力	数量	備考
機械	試錐機	吉田 YBM-05	100m	1台	
	試錐ポンプ	吉田 GP-3	54L/min	1台	
	エンジン	ヤンマーNFD-9	8馬力	1台	
	ロッド	40.5mm			必要数量
	コアチューブ	φ66mm用			必要数量
	ケーシング	89mm			必要数量
仮設工	足場材	単管パイプ他			必要数量
標準貫入試験	モンケン等			1式	
運搬	トラック	2t車	2000kg積	1台	

## 【スウェーデン式サウンディング試験】

スクリーポイントを荷重と回転で貫入し、25cm貫入の半回転数を求め、貫入抵抗から地盤の硬軟や締まりの程度を把握する。



スウェーデン式サウンディング試験の概念図

N値との関係は次式のとおりである。

- ・ 粘土・粘性土のN値との関係

$$N = 0.003W_{sw} + 0.050N_{sw}$$

ここに、 $W_{sw}$ ：1kN以下で貫入した場合の荷重(N)

$N_{sw}$ ：回転により貫入させたときの貫入量1m当たりの半回転数(回/m)

$$N_{sw} = \frac{100\text{cm} \times N_a}{\text{貫入量 (cm)}} \quad N_a : \text{半回転数 (回)}$$

- ・ 一軸圧縮強さとの関係

$$qu = 0.045W_{sw} + 0.075N_{sw}$$

$N_{sw}$ からN値や $qu$ に換算をすることができる。軟弱地盤～中位に締まった粘性土層に適する。



## 【磁気探査業務】

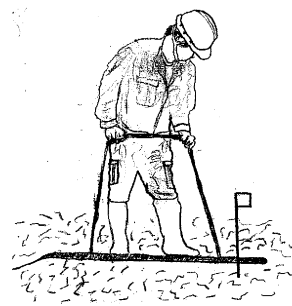
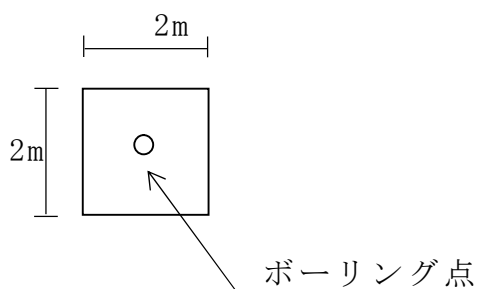
### (1) 一次探査

調査ボーリング地点を中心とした2.0m×2.0mの正方形の区域を設定し、その区域内において水平探査を実施する。

磁気測定は、測線上約0.2mの高さを保持しながら、ほぼ等速で移動させ、センサーが移動する際に生じる起電圧(磁場)の変化を記録する。

また、移動記録と現地との位置関係をつけるため、センサー移動中にセンサー距離測定(起点～終点)上で、測定記録に距離マークを打って対応付け、図上および現地に再現できるようにする。

#### 水 平 磁 気 探 査 図



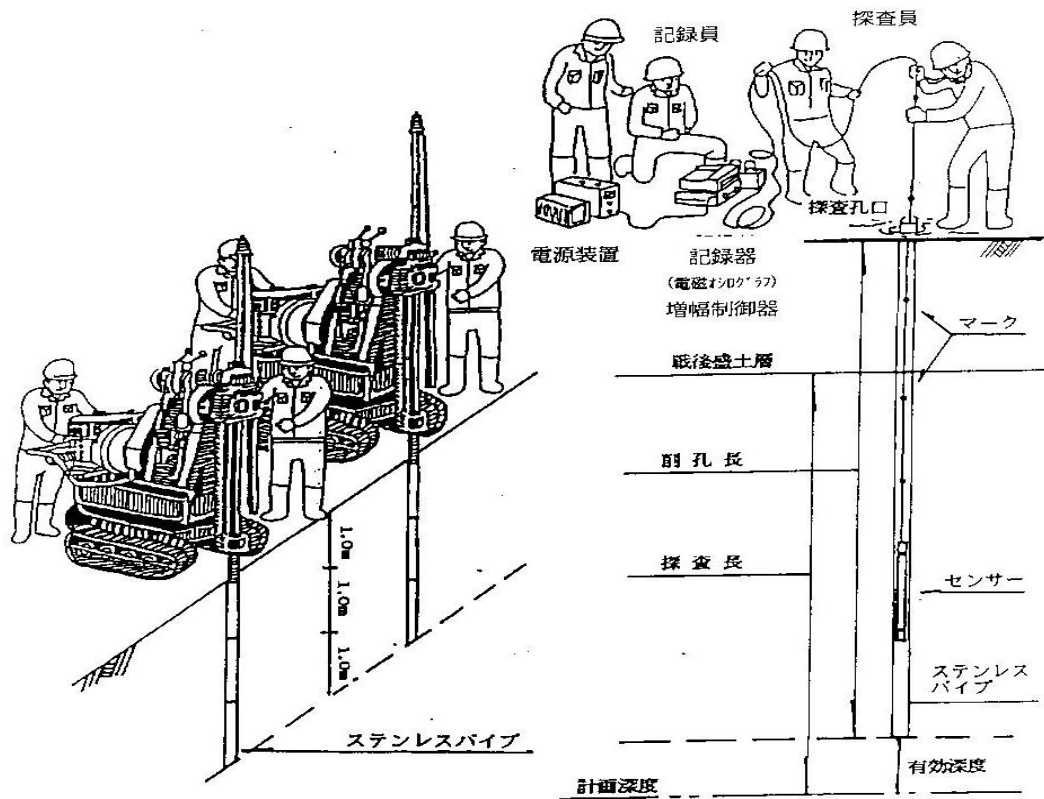
### (2) 鉛直探査

#### ① 探査方法

鉛直探査は、ボーリング機械によって探査孔を探査深度まで掘進してその中に探査コイルを押し込み磁気異常を検出する方法である。

鉛直磁気探査を行うにあたって探査孔の位置出しを測量作業にてマーキングを行う。また、先行して鉛直磁気探査を行う時には、ボーリング機械の削孔器具として非磁性であるステンレス製ケーシングを使用し、探査深度までの掘削を行った後も探査孔の孔壁を保護するために利用する。

測定方法は探査用センサーを孔口より孔底までほぼ低速で下げ又孔底より孔口までほぼ低速で引き上げ、往復測定を繰り返し、その間に測定される磁気傾度を連続的に測定する。この時、探査コイルの先端を基準に吊り下げコードに1.0m毎に印をつけ、この印が孔口を通過する瞬間に記録係に合図を送り、記録紙にマークを入れ測定記録と深度が関係付くようにする。



## ②鉛直探査深度の決め方

埋設深度計算探査深度は、沖縄県磁気探査事業組合の推定穿入深度計算式により計算する。計算式は次のとおりである。

航空機より投下された爆弾の運動は、投下時点より、地表に至るまでの空中での運動と、地表面に激突した後の地中での運動の二種類に分けて考えることができる。

以下に、空中および地中での爆弾の運動方程式を示し、さらに、これをもとにして得られる爆弾の貫入深度を求める計算式を示す。

なお、現地にて想定していた地盤より強度が低い場合は、得られたN値を用いて計算を行い、埋没深度を計算するものとする。

### 1) 爆弾の空中における運動

航空機より投下された爆弾の運動方程式は、次のとおりである。

$$m \times \frac{d^2x}{dt^2} = k \times V^2 \times \cos \theta$$

$$m \times \frac{d^2z}{dt^2} = k \times V^2 \times \sin \theta + m g$$

$$V = \sqrt{\left(\frac{dx}{dt}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dt}\right)^2}$$

$$\tan \theta = \frac{dz}{dx} / \frac{dt}{dt}$$

ただし、 $k = 1/2 \rho S C_D$

V : 爆弾の速度 (m/s)

$\theta$  : 爆弾の進行方向の鉛直面となす角度(度)

m : 爆弾の質量 (=Ws/g)

k : 流体抵抗係数

$\rho$  : 流体の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

S : 運動方向に直角な平面への投影面積 (m<sup>2</sup>)

C<sub>D</sub> : 形状係数 長円形断面 (径比1 : 2) 0.7 (地中)

長円形断面 (径比1 : 2) 0.3 (空气中)

g : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

## 2) 爆弾の地中における運動

航空機より投下された爆弾の運動方程式は、次のとおりである。

$$V = \sqrt{(F'/k + V_0^2) \times \exp(-2 \times k \times Z'/m) - F'}$$

$$F' = F - m \times g$$

$$Z'' = (m/k) \times \log \{1 + (k/F') \times V_0^2\}^{1/2}$$

ここで、

m : 爆弾の質量 (=Ws/g)

V : 層厚 Z の地層を貫通した時の離脱速度 (m/s)

V<sub>0</sub> : 初速度 (m/s)

F : 固体摩擦係数

k : 流体抵抗係数

Z : 層厚(m)

Z' : 貫入長(=Z/cos θ)(m)

Z'' : 最終層での停止深度(m)

g : 重力加速度(m/s<sup>2</sup>)

W<sub>s</sub> : 爆弾の重量(k g)

上記の理論式によって算出された 50kg 爆弾と 250kg 爆弾の計算値を示し、不発弾の埋没深度の計算は、この計算結果を用いる。

### (3) 使用機材器具一覧

今回の磁気探査業務に使用した主要機材は表-4.2 の通りである。

表-4.2 使用機材器具一覧表

名 称	型 式	能 力	数 量	備 考
両コイル型磁気傾度計	小型		1 台	
増幅制御器	H23-24-2-201		1 台	
記録器	卓上型ユニコータ <sup>®</sup> U-329		1 台	
電源装置	ムービング <sup>®</sup> パワー PD1401	AC100V	1 台	
マグネチックロケータ	GA-52Cx		1 台	

## 第5章：機械ボーリング調査解析

本節にて実施した機械ボーリング調査と標準貫入試験結果を取りまとめ、地層地質解析を行い、計画測線ラインに従ってそれぞれ地質断面図を作成し、また標準貫入試験結果と地層特性をまとめる。

### 5.1 ボーリング調査解析

#### 【調査ボーリング結果】

以下は調査孔ごとに調査結果をまとめる。

● H28B-1 (孔口標高:25.15m、掘削長:8.0m、BV仕様:φ66)

・ 深度 0.0~2.0m(礫混じり粘土) :

粘土主体の礫混じり粘性土。全体的に緩んでおり、所々にφ1~2cmの石灰岩礫を有し、低含水状態である。

・ 深度 2.0~7.0m(琉球石灰岩) :

未固結状態の琉球石灰岩。所々に石灰岩礫を挟んだ短棒状コアが存在し、下位に細砂分を多く含んだ石灰岩砂礫土が主体となる。

GL-2.5~3.0m: 固結した短棒状の石灰岩コア

GL-3.7~3.8m: 貝殻片を含む石灰岩

GL-4.5~6.0m: 砂分主体の砂礫。

GL-6.0~7.0m: 古墓により空洞化となる。

・ 深度 7.0~7.8m (風化泥岩) :

島尻層泥岩主体の風化泥岩。石灰岩との境界付近は砂礫土が多く分布。含水比が高い。

・ 深度 7.8m 以深(島尻層泥岩) :

基盤層となる島尻層泥岩。上位に琉球石灰岩層が存在するキャップロック構造の基盤層となる。全体的に低含水で均一な層相を示す。



● H28B-2 ( 孔口標高:25.49m、掘削長:11.0m、BV仕様:φ66)

・ 深度 0.0~2.0m(礫混じり粘土) :

粘土主体の礫混じり粘性土。全体的に緩んでおり、所々にφ1~2cmの石灰岩礫および植物根等を有し、低含水状態である。

・ 深度 1.0~8.7m(琉球石灰岩) :

未固結状態の琉球石灰岩。GL-2.0~3.6m間は固結度が低く砂礫状の石灰岩が存在する。GL-3.6~5.5mでは固結度が高く短棒状コアを採取、下位に従い細砂分を多く含んだ未固結石灰岩礫を主体とする。

GL-6.0~8.6m: 緩んだ細砂分を含んだ石灰岩礫

・ 深度 8.7~10.5m(風化泥岩) :

島尻層泥岩主体の風化泥岩。上位に低含水で均一な粘土層相を示し、GL-9.0~10.0m間は高含水、高塑性状態を示す。

・ 深度 10.5m以深(島尻層泥岩) :

基盤層となる島尻層泥岩。上位に琉球石灰岩層が存在するキャップロック構造の基盤層となる。全体的に均一な層相を示し低含水。



● H28B-3 (孔口標高:25.23m、掘削長:10.0m、BV仕様:φ66)

・ 深度 0.0~1.0m(礫混じり粘土) :

粘土主体の礫混じり粘性土。全体的に緩んでおり、所々にφ1~3cmの石灰岩礫を有し、低含水状態である。

・ 深度 1.0~8.8m(琉球石灰岩) :

未固結状態の琉球石灰岩。全体的に細砂分を多く含んだ未固結状の石灰岩礫を主体とし、固結した石灰岩は連続性が無く細砂を挟在。

GL-1.8m 付近 : 細砂を含む。

GL-3.3~3.4 : 細砂分を含む。

GL-3.6~3.8m : 細砂~シルト質土を挟在。

GL-4.6~4.8m : 砂質土を多く含む。

GL-5.7~5.8m : 貝殻片を含む砂質土。

・ 深度 8.8~9.0m(風化泥岩) :

島尻層泥岩主体の風化泥岩。上位に凝灰岩層の岩塊と礫分が存在し、下位に泥岩を有する。低含水で均一な層相を示す。

・ 深度 9.0m 以深(島尻層泥岩) :

基盤層となる島尻層泥岩。色調は灰色を示す。全体的に均一な層相を示し低含水。GL-9.8 付近に凝灰質砂を介在する。





● H28B-4 (孔口標高:17.36m、掘削長:7.0m、BV仕様:φ66)

・ 深度 0.0~1.5m(礫混じり粘土) :

粘土主体の礫混じり粘性土。全体的に砂質石灰岩が分布、下位に従い泥岩主体の粘土分が多くなる。表層はφ1~3程度の石灰岩礫を有する。

・ 深度 1.5~3.5m(風化泥岩) :

島尻層泥岩主体の風化泥岩。色調は褐灰色を示す。低含水で均一な層相を示す。GL-2.7~3.0m:酸化褐色した亀裂を介在。

・ 深度 3.5m以深(島尻層泥岩) :

基盤層となる島尻層泥岩。色調は灰色を示す。全体的に均一な層相を示し低含水。下位に従い固結度が高く、良質な構造物基礎地盤となる。



## 【地質解析】

上記の調査ボーリングコアの判読およびコーン貫入試験の結果を踏まえて調査地の地層地質解析を行う。調査地は、地質構成が単一で、大きく「表土」、「石灰岩」、「風化泥岩」、「島尻層泥岩」に分けられる。以下に地層の地質特性について概略的に解説する

(H27年度西森公園災害防除実施設計業務委託：土質報告書より抜粋、追加)。

### 表土(礫混じり粘土)

層 厚：1.0～3.0m程度。

分布形態：調査地石灰岩台地の上部には、地山主体の礫混じり粘土層(島尻マーヅ)が1.0～3.0m程分布する。急崖斜面も覆われており、不安定土砂として残存する。層厚は、西森拝所付近を最大(≒3.0m)として、南側から東側にかけて1.0m程度の層厚と薄く分布している。

地質特性：表土は、石灰岩を母材とする赤褐色化した島尻マーヅで石灰岩礫や草根等の有機物を含んだ粘性土、N値<10と推定され比較的軟弱である。

### 琉球石灰岩

層 厚：1.0～9.0m程度。

分布形態：急崖地形を形成している琉球石灰岩の未固結層は、約5.0～9.0m程度の層厚で分布している。北向き斜面の層厚は、1.0m程と薄く、基盤泥岩層が浅い位置にある。

地質特性：砂質石灰岩、砂礫石灰岩等からなる琉球石灰岩。空隙が多く亀裂等も介在している。所々、固結した石灰岩が分布し、不均質な未固結砂礫状態である。N値は、礫分の存在で4～50とバラツキが生じている。

本調査箇所において、古墓の位置は石灰岩と風化泥岩の境界付近に存在していることが分かった。

### 風化泥岩(島尻層泥岩)

層 厚：基盤岩の風化部。

分布形態：地表より深度3.5～8.5m付近から現れている。

地質特性：基盤岩となる島尻層群泥岩与那原層の風化泥岩、半固結シルト～粘土から構成され、含水が低い～中位。上位に琉球石灰岩層が存在するキャップロック基盤層となる。

### 泥岩(島尻層泥岩)

層 厚：基盤岩部。

分布形態：標高13.0～17.5m付近に存在する。

地質特性：基盤岩となる島尻層群泥岩与那原層の泥岩。固結シルト～固結粘土から構成され、含水が低い～中位。良質な構造物の基礎地盤である。

## 5.2 標準貫入試験 N 値と地層特性の関係

機械ボーリングと並行して実施した標準貫入試験によって得られたN値と地層・土質状況との関係を一覧表(表-5.1)で整理した。

※過去のH24年度～H27年度業務に行った調査結果も反映して整理する。

表-5.1 標準貫入試験N値と地層との関係

孔番	H28B-1	孔番	H28B-2	孔番	H28B-3	孔番	H28B-4	孔番	H27B-1	孔番	H27B-2	孔番	H27B-3
標高	25.15m	標高	25.49m	標高	25.23m	標高	17.36m	標高	27.45m	標高	23.69m	標高	18.30m
深度	N値	深度	N値	深度	N値	深度	N値	深度	N値	深度	N値	深度	N値
1.15m	5	1.15m	7	1.15m	50	1.15m	2	1.15m	4	1.15m	19	1.15m	3
2.15m	50	2.15m	11	2.15m	32	2.15m	11	2.15m	11	2.15m	50	2.15m	4
3.15m	11	3.15m	50	3.15m	50	3.15m	10	3.15m	4	3.15m	50	3.15m	50
4.15m	23	4.15m	50	4.15m	50	4.15m	42	4.15m	50	4.15m	50	4.15m	25
5.15m	23	5.15m	50	5.15m	50	5.15m	50	5.15m	27	5.15m	25		
6.15m	0	6.15m	50	6.15m	28	6.15m	50	6.15m	28	6.15m	14		
7.15m	8	7.15m	44	7.15m	23	7.15m	50	7.15m	12	7.15m	12		
8.15m	50	8.15m	28	8.15m	19			8.15m	22	8.15m	33		
		9.15m	23	9.15m	37			9.15m	16	9.15m	36		
		10.15m	48	10.15m	50			10.15m	9				
		11.15m	43					11.15m	44				

孔番	H27B-4	孔番	H24B-1	孔番	H24B-2	孔番	H24B-3	地層	調査数	最小値	最大値	平均値	標準偏差	設計N値
標高	26.87m	標高	25.60m	標高	30.20m	標高	26.68m	礫混じり粘性土 (De-t)	13	2	14	6	3.20	4
深度	N値	深度	N値	深度	N値	深度	N値							
1.15m	6	1.15m	50	1.15m	10	1.15m	6	琉球石灰岩 (RLs)	67	3	50	30	17	21
2.15m	6	2.15m	3	2.15m	9	2.15m	14							
3.15m	19	3.15m	16	3.15m	3	3.15m	5							
4.15m	17	4.15m	50	4.15m	14	4.15m	8							
5.15m	8	5.15m	50	5.15m	50	5.15m	50	風化泥岩 (Tms)	4	8	25	13	7	9
6.15m	16	6.15m	50	6.15m	21	6.15m	50							
7.15m	18	7.15m	34	7.15m	4	7.15m	40	泥岩 (Tm)	14	30	50	41	8	37
8.15m	18	8.15m	50	8.15m	20	8.15m	26							
9.15m	31	9.15m	34	9.15m	19	9.15m	28							
		10.15m	30	10.15m	14	10.15m	50							

※設計N値は、N(平均値)-標準偏差/2とする。  
 ※N値=50以上の値は、最大N=50とする。  
 ※H28B-1孔の琉球石灰岩のN値0は、棄却する。

標準偏差の式

$$s = \sqrt{s^2} = \sqrt{1/n \sum (xi - x)^2}$$

### 5.3 地質断面図の作成

上記の調査・解析結果を踏まえて、西森公園災害防除対策の検討資料等として、「推定土層縦断面図」および「推定土層平・断面図(1)～(4)」を作成する。

# 推定土層縦断図

H=1/200  
V=1/100

## 凡例

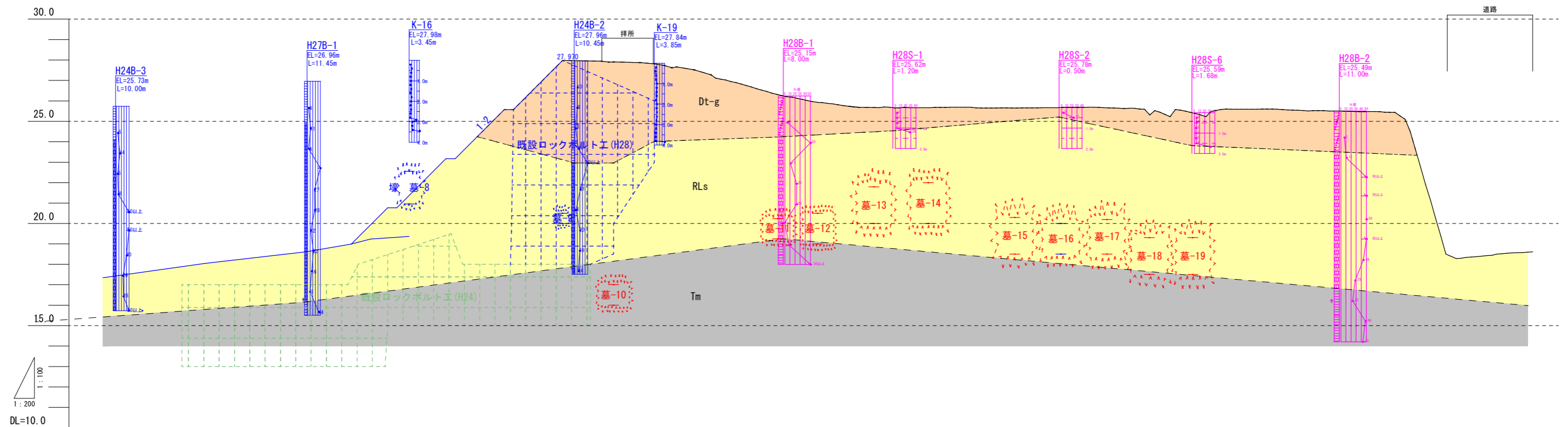
- Dt-c : 粘性土 (石灰岩起源)
  - RLs : 琉球石灰岩
  - Tc : 粘性土
  - Tms : 風化泥岩
  - Tm : 泥岩
- 与那原層

■ 平成28年度西森公園災害防除工事(第3期工事)にて  
古墓の撤去、骨壺の移設の対策済み箇所

■ H28年度西森公園災害防除調査にて目視確認箇所  
古墓の撤去、骨壺の移設の未対策箇所  
※H28工事で墓-16の骨壺は移設完了。

西森公園災害防除工事(第3期工事)区間

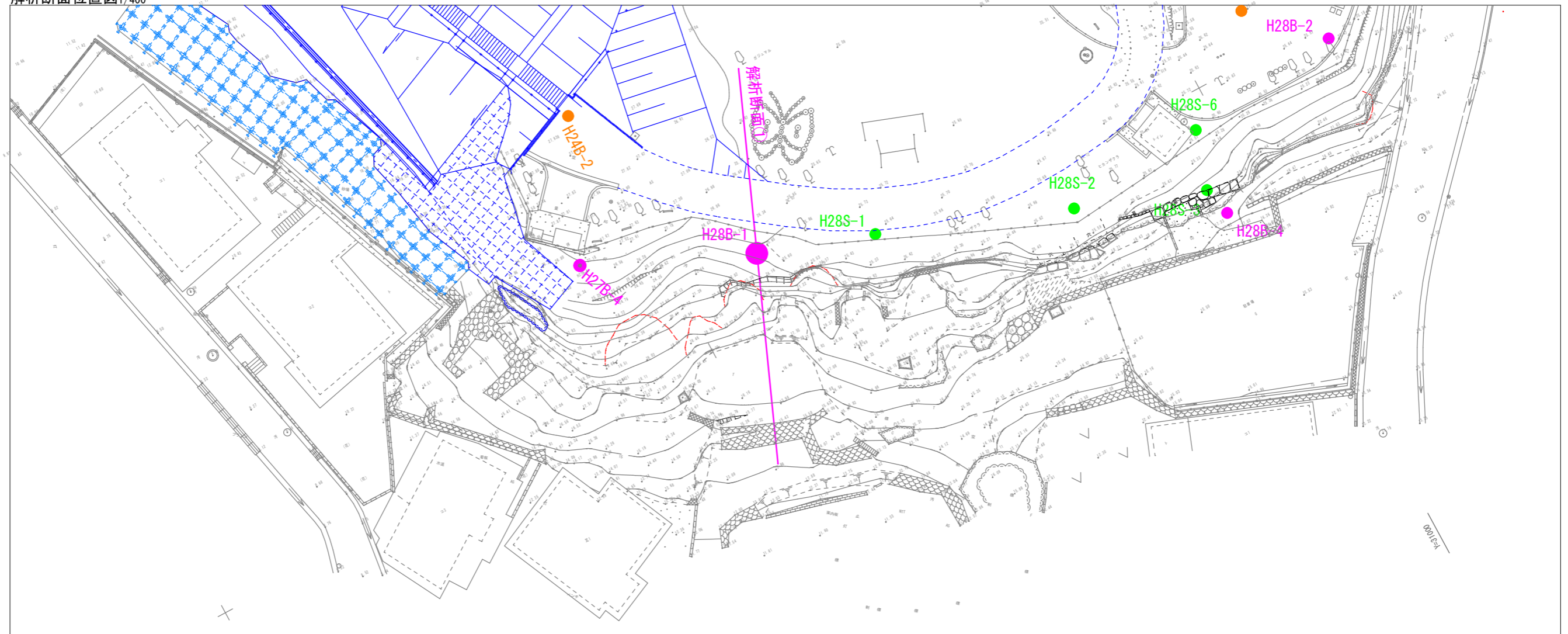
平成28西森公園災害防除基本設計調査区間



地盤高	17.341	18.044	18.617	21.370	25.570	27.91	27.81	27.52	27.27	27.110	26.460	25.930	25.820	25.680	25.670	25.690	25.660	25.680	25.620	25.570	25.600	25.630	25.510	25.510	25.470	21.110	18.400	18.610	
追加距離	30.000	40.000	50.000	60.000	70.000	80.000	84.000	87.901	88.550	90.000	95.000	100.000	101.891	108.487	110.000	115.000	120.000	125.447	130.000	135.000	140.000	145.000	150.000	150.100	155.000	160.000	165.000	170.000	
単距離	4.800	10.000	10.000	10.000	10.000	10.000	4.000	3.901	1.649	0.450	5.000	5.000	1.891	3.487	1.513	5.000	5.000	5.447	4.553	5.000	5.000	5.000	5.000	0.100	4.900	5.000	5.000	5.000	
測点番号	-ANO.1+10	-ANO.2	-ANO.2+10	-ANO.3	-ANO.3+10	-ANO.3+15	-ANO.4	-ANO.4+4.00	-AEP.1	-NO.4+9.55	-NO.4+10	-NO.4+15.00	-NO.5	-NO.5+1.89	-NO.5+8.49	-NO.5+10	-NO.5+15.00	-NO.6	-NO.6+5.45	-NO.6+10	-NO.6+15.00	-NO.7	-NO.7+5.00	-NO.7+10.10	-NO.7+10.10	-NO.7+15.00	-NO.8	-NO.8+5.00	-NO.8+10
平面線形 曲率図																													

# 推定土層平・断面図(1)

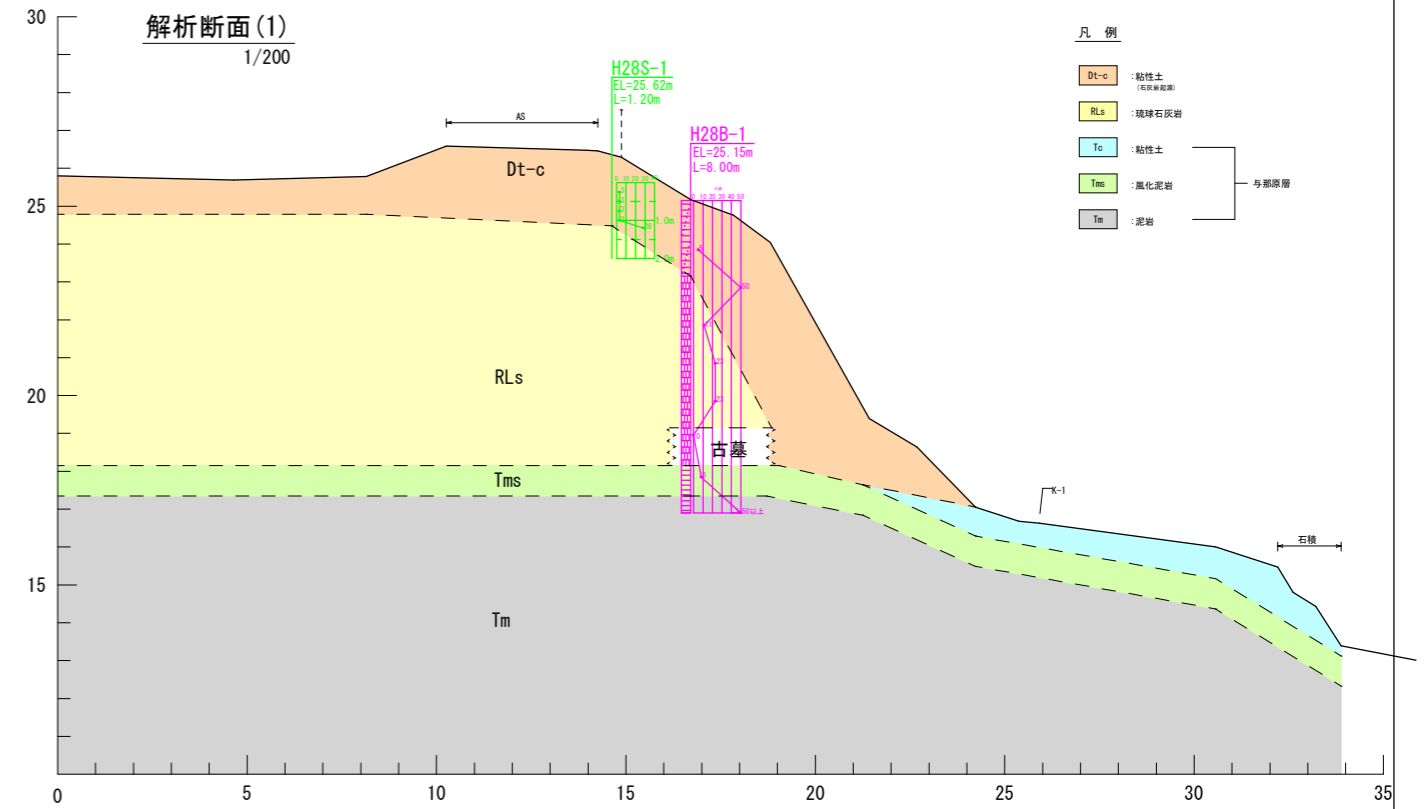
解析断面位置図 1/400



H28B-1 コア写真



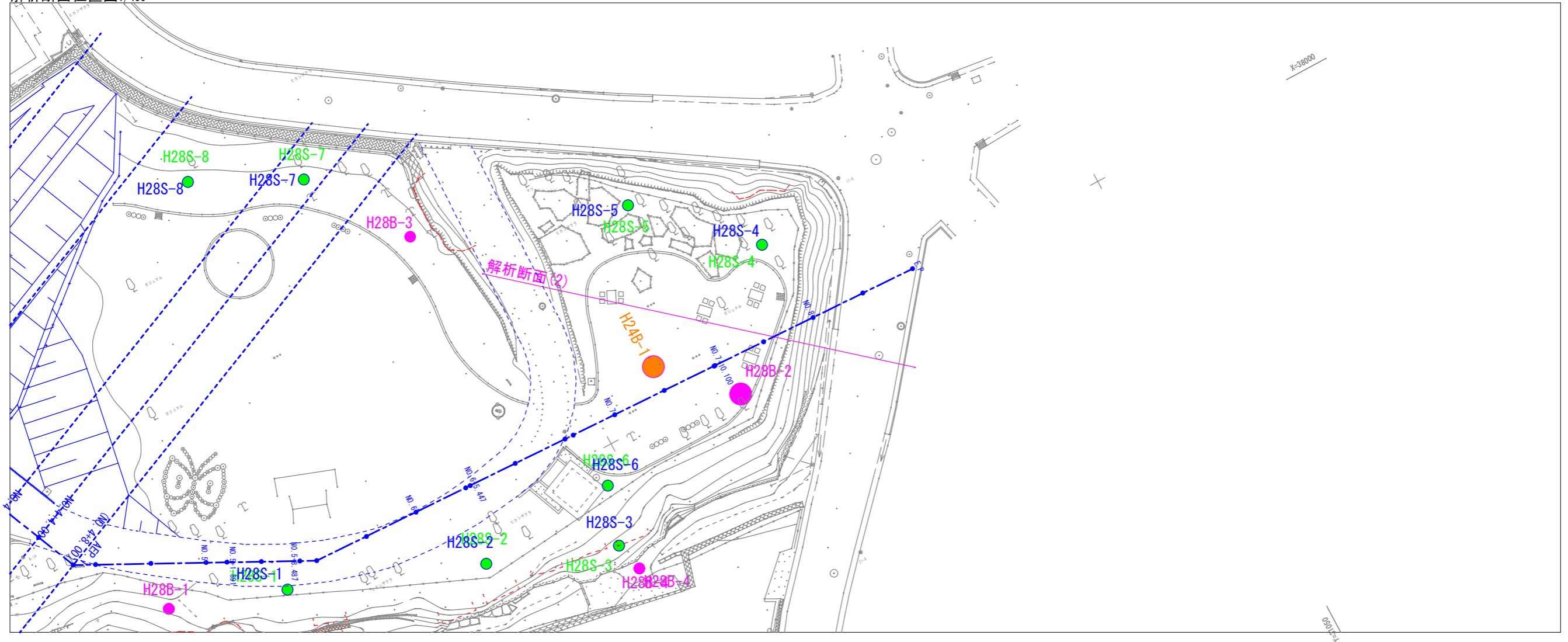
- Dt-c** 粘土主体の礫混じり粘性土。  
色調は赤褐色を示す。  
全体的に均一な層相を示し、所々φ1~2cmの石灰岩礫が混入。
- RLs** 未固結状態の琉球石灰岩。  
色調は乳白色を示す。  
上位は、所々に石灰岩礫を挟んだ短棒状コアが存在し、  
下位に従い細砂分を多く含んだ石灰岩砂礫土が主体となる。  
GL-2.5~3.0m: 固結した短棒状の石灰岩コア  
GL-3.7~3.8m: 貝殻片を含む石灰岩  
GL-4.5~6.0m: 砂分主体の砂礫石灰岩  
GL-6.0~7.0m: 古墓により空洞化。
- Tms** 島尻層泥岩主体の風化泥岩。  
色調は褐~灰色を示す。  
上位に琉球石灰岩層戸の境界付近は、砂礫土が多く分布。
- Tm** 基盤層となる島尻層泥岩。  
色調は灰色を示す。  
上位に琉球石灰岩層が存在するキャップブロック基盤層。





# 推定土層平・断面図(2)

解析断面位置図 1/400

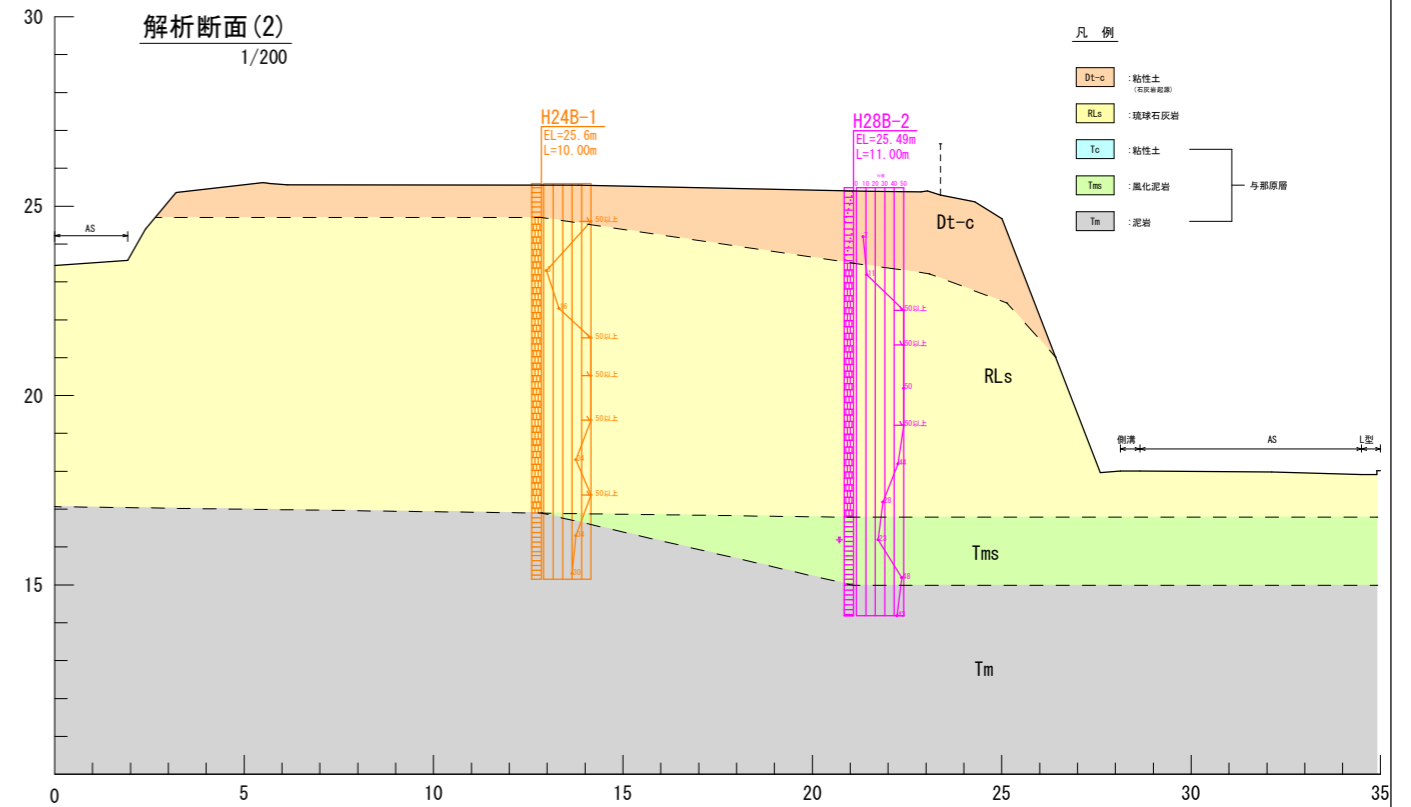


H28B-2 コア写真



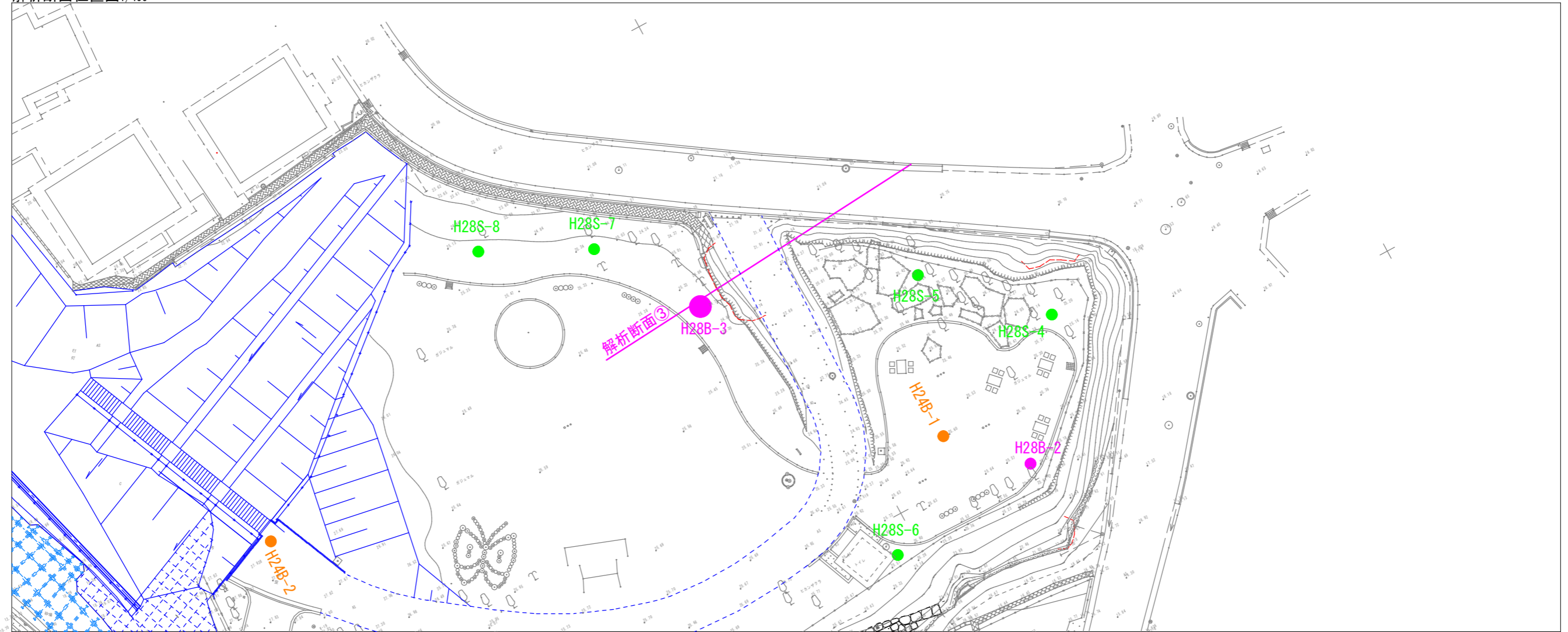
- Dt-c** 粘土主体の礫混じり粘性土。  
 色調は赤褐色を示す。  
 全体的に均一な層相を示し、所々φ1~2cmの石灰岩礫が混入。
- RLs** 未固結状態の琉球石灰岩。  
 色調は乳白色を示す。  
 GL-2.0~3.6m間は固結度が低く砂礫状の石灰岩が存在。  
 GL-3.6~5.5mでは固結度が高く短棒状コアで採取、下位に細砂分を多く含んだ未固結状の石灰岩礫が主体となる。  
 GL-2.6~3.0m: 砂層性石灰岩  
 GL-3.6~4.7m: 固結度の高い石灰岩礫、所々に空隙を含む  
 GL-6.0~8.6m: 緩んだ細砂分を含んだ石灰岩礫
- Tms** 島尻層泥岩主体の風化泥岩。  
 色調は褐~灰色を示す。  
 上位に低含水で均一な粘土層相を示し、GL-9.0~10.0m間は高含水、高塑性状態を示す。
- Tm** 基盤層となる島尻層泥岩。  
 色調は灰色を示す。  
 上位に琉球石灰岩層が存在するキャップロック基盤層となる。  
 全体的に均一な層相を示し低含水。

解析断面(2)  
1/200



# 推定土層平・断面図(3)

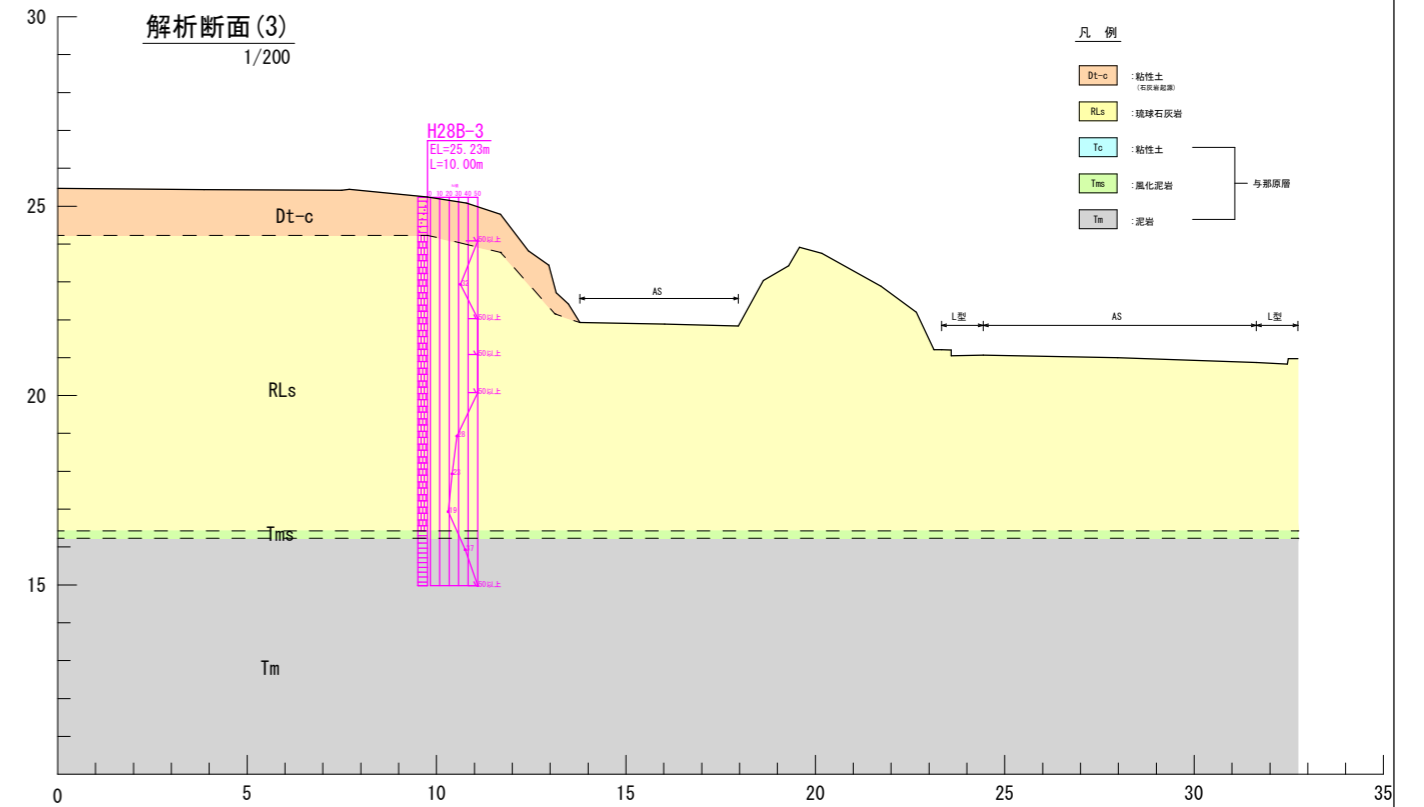
解析断面位置図 1/400



H28B-3 コア写真

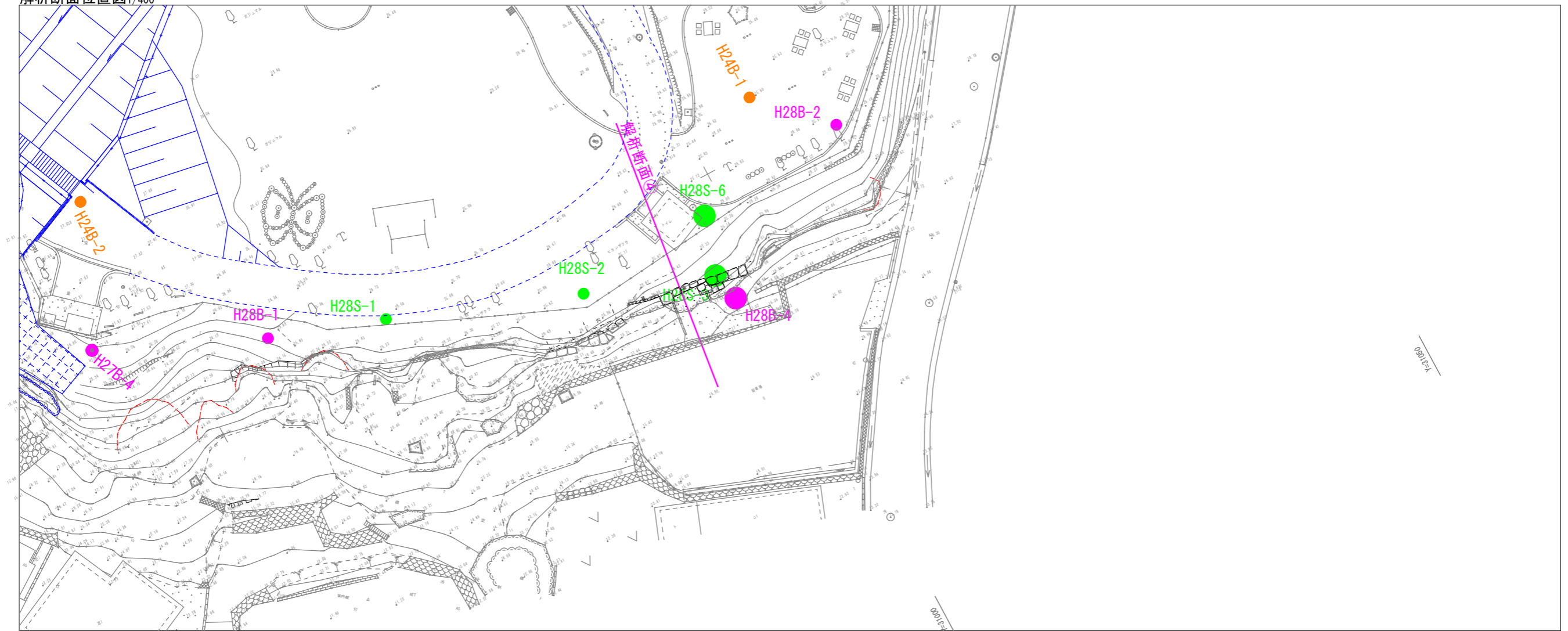


- Dt-c** 粘土主体の礫混じり粘性土。  
色調は赤褐色を示す。  
全体的に均一な層相を示し、所々φ1~23mの石灰岩礫が混入。
- RLs** 未固結状態の琉球石灰岩。  
色調は乳白色を示す。  
全体的に細砂分を多く含んだ未固結状主体の石灰岩礫。  
固結した石灰岩は連続性が無く細砂を挟在  
GL-1. 8m付近：細砂。  
GL-3. 3~3.4m：細砂分を多く含む。  
GL-3. 6~3.8m：細砂~シルト質土を挟在  
GL-4. 6~4.8m：砂質土を多く含む。  
GL-5. 7~5.8m：貝殻片を含む砂質土
- Tms** 島尻層泥岩主体の風化泥岩。  
色調は灰色を示す。  
上位に琉球石灰岩礫が存在し、下位に泥岩層を有する。
- Tm** 基盤層となる島尻層泥岩  
色調は灰色を示す。  
全体的に均一な層相、低含水。GL-9.8m付近に凝灰質砂を介在。



# 推定土層平・断面図(4)

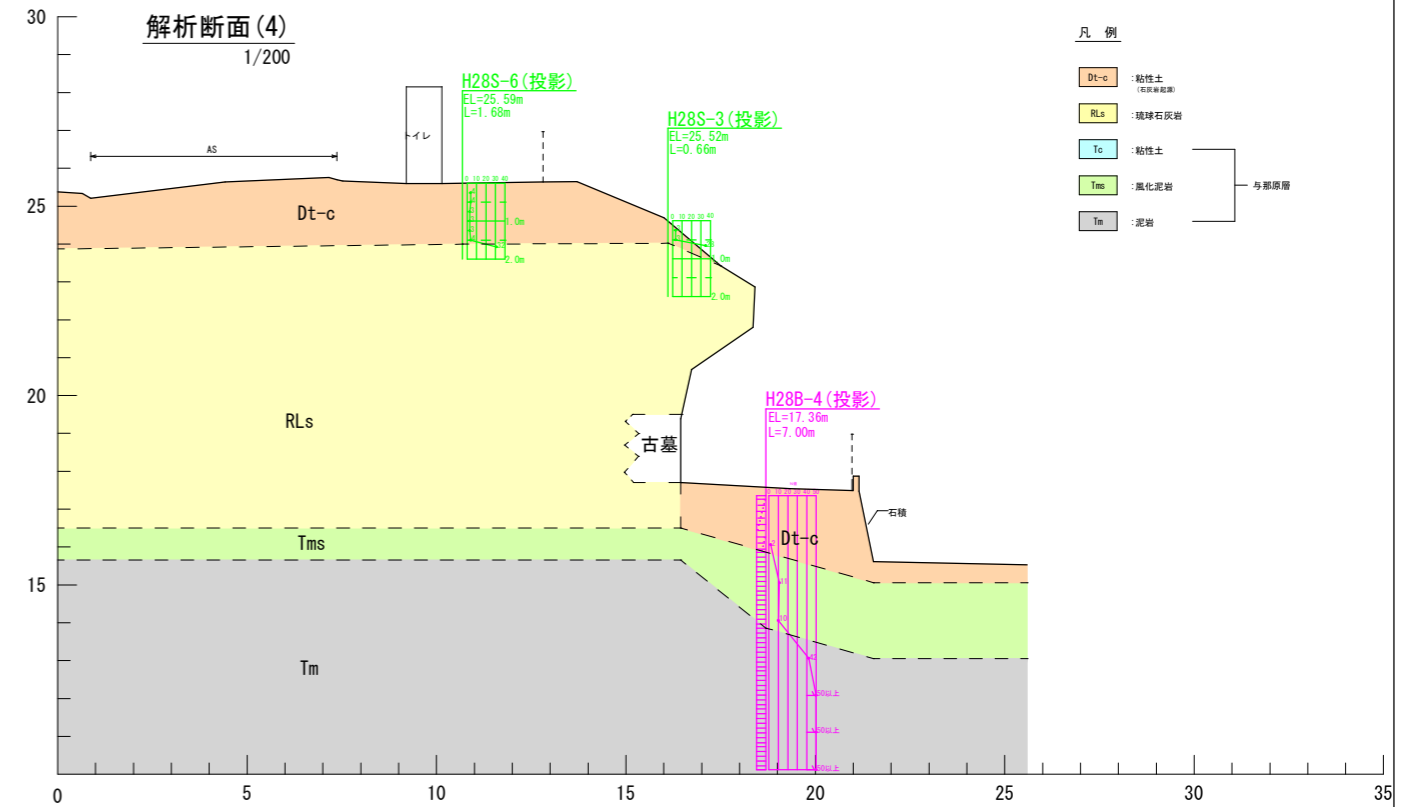
解析断面位置図1/400



H28B-4 コア写真



- Dt-c** 粘土主体の礫混じり粘性土。  
色調は褐色を示す。  
全体的に砂質石灰岩が分布、下位に従い泥岩主体の粘土が多くなる。
- Tms** 島尻層泥岩主体の風化泥岩  
色調は褐灰色を示す。  
低含水で均一な層相を示す。  
GL-2.7~3.0m: 酸化褐色した亀裂を介在。
- Tm** 基盤層となる島尻層泥岩  
色調は灰色を示す。  
全体的に均一な層相を示し低含水。  
下位に従い固結度が高く、良質な構造物基礎地盤となる。



## 第 6 章：地盤定数の設定

斜面崩壊対策の法面工設計に用いる重要な地盤定数として、下記項目について設定した。

- ・土質定数の単位体積重量
- ・土質強度定数(粘着力と内部摩擦角)
- ・地盤支持力
- ・地盤の極限周面摩擦抵抗

各地層の地盤定数は、地層地質状況や調査ボーリング、標準貫入試験結果等の調査解析結果(既存資料も参考)と「土質報告書」にて検討した採用 N 値を踏まえて、付表(1)～(5)を参照し設定した。各層の地盤定数を表-6.1 に示す。

表-6.1 各層の設定地盤定数

地 層	地層地質		地層土質定数の設定値				
	層厚 (m)	設計N値	単位体積 重量 $\gamma_t$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) <sup>※1</sup>	粘着力 $c$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) <sup>※2</sup>	内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ ) <sup>※3</sup>	長期 許容支持力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	極限週面摩 擦抵抗 $\tau_p$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
表土層 (礫混じり砂)	1.0～ 2.0m	4	18	25 <sup>※4</sup>	0	30	0.02
琉球石灰岩層 (未固結状態)	5.0～ 9.0m	21	20	0	36 <sup>※5</sup>	100	0.14
風化泥岩層 (島尻層群泥岩)	0.2～ 9.0m	9	18	56 <sup>※4</sup>	0	100	0.04
泥岩層 (島尻層群泥岩)	-	37	18	230 <sup>※4</sup>	0	200	0.18

※1 日本道路協会「道路橋示方書IV」(平成24年3月)p47 表一解 2.2.4 土の単位体積重量表より推定。

※2 粘着力は「沖縄県土木工事設計要領 H23p121」の式  $C=N/0.16$  を用いて算出する。

※3 砂質土、砂礫土の内部摩擦角は、日本道路協会「道路橋示方書IV」(平成24年3月)p604 N値から $\phi$ を推定する場合の参考式より算定する。

※4 粘性土であり、内部摩擦角 $\phi=0$ とする。

※5 砂質土であり、粘着力 $c$ は考慮しない。

## 各定数の設定の考え方

各地層の定数設定の考え方および算定結果を下記に示す。

### (1) 単位体積重量： $\gamma_t$

- ・表土層(粘性土密実なもの)として、 $18(\text{kN/m}^3)$ とする。
- ・石灰岩層(砂及び砂れきの密なもの)は $20(\text{kN/m}^3)$ とする。
- ・島尻層風化泥岩層(粘性土密実なもの)は $18(\text{kN/m}^3)$ とする。
- ・島尻層泥岩(粘性土密実なもの)は $18(\text{kN/m}^3)$ とする。

表-解 2.2.4 土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

地盤	土質	緩いもの	密なもの
自然 地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

- (注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれの表中の値から9を差し引いた値としてよい。
- (2) 砕石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。
- (3) 砂利まじり砂質土、又は砂利まじり粘性土については、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
- (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

道路橋示方書下部構造編：(社)日本道路協会、H24.3p47より引用

### ○ 単位体積重量の評価手法

表 1-1 現地土の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )

土質	密なもの	ゆるいもの
礫質土	20	18
砂質土	19	17
粘性土	18	14

注1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から9.0を差し引いた値としてよい。

注2) 「密なもの」とは以下を示す。

砂質土 N値  $\geq 10$

粘性土 N値  $\geq 4$

沖縄県土木工事設計要領 H23p119より引用

## (2) 土質強度定数

- ・表土層は粘性土の評価手法より  $C=25 \text{ (kN/m}^2\text{)} / \phi = 0^\circ$  とする。
- ・石灰岩層は砂質土評価手法より  $\phi = 36^\circ / c=0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  とする。
- ・島尻層風化泥岩層は粘性土の評価手法より  $C=56 \text{ (kN/m}^2\text{)} / \phi = 0^\circ$  とする。
- ・島尻層泥岩層は粘性土の評価手法より  $C=230 \text{ (kN/m}^2\text{)} / \phi = 0^\circ$  とする。

### ○粘性土の評価手法

粘性土の粘着力は、「沖縄県土木工事要領 H23 第 1 編共通編 p121」の提案式  $C=N/0.16$  を用いた。

<p>基本式 <math>C = \frac{N}{0.16}</math></p> <p>N : 標準貫入試験値</p>						
<p>表 1-3 粘性土の粘着力とN値の関係</p>						
かたさ	非常に やわらかい	やわらかい	中位の	かたい	非常に かたい	固結した
N	2以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30以上
C	12以下	12~25	25~50	50~100	100~200	200以上
<p>正規圧密荷重を受けた沖積層粘土については下記の式を用いて粘着力を算定してもよい。</p> <p><math>C=0.2 \sum y h + 2.0Z</math></p> <p><math>\sum y h</math> : 有効土かぶり圧 (kN/m<sup>2</sup>)</p> <p>Z : 基準面からの深さ (m)</p>						

沖縄県土木工事要領 H23 第 1 編共通編 p121 より引用

### ○砂質土の評価手法

砂質土の内部摩擦角の算定には下式を用いた。

<p>標準貫入試験の N 値から有効上載圧の影響を考慮して砂のせん断抵抗角 <math>\phi</math> を推定する場合の参考式を式 (参 2.1) に示す。</p> <p><math>\phi = 4.8 \log N_1 + 21, \quad (N &gt; 5) \dots \dots \dots</math> (参 2.1)</p> <p><math>N_1 = \frac{170N}{\sigma'_v + 70} \dots \dots \dots</math> (参 2.2)</p> <p><math>\sigma'_v = \gamma_1 h_w + \gamma'_{12} (x - h_w) \dots \dots \dots</math> (参 2.3)</p> <p>ここに、</p> <p><math>\phi</math> : 砂のせん断抵抗角 (°)</p> <p><math>\sigma'_v</math> : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>) で、標準貫入試験を実施した時点の値</p> <p><math>N_1</math> : 有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算した N 値。ただし、原位置の <math>\sigma'_v</math> が <math>\sigma'_v &lt; 50 \text{ kN/m}^2</math> である場合には、<math>\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2</math> として算出する。</p> <p>N : 標準貫入試験から得られる N 値</p> <p><math>\gamma_1</math> : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)</p> <p><math>\gamma'_{12}</math> : 地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)</p> <p>x : 地表面からの深さ (m)</p> <p><math>h_w</math> : 地下水位の深さ (m)</p>
--

道路橋示方書・同解説 下部構造編 : 日本道路協会, H24. 3p604 より引用

石灰岩(未固結部)におけるせん断抵抗角  $\phi$  の推定(道示)

$\phi = 4.8 \log N_1 + 21$  ただし、 $N > 5$

$N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_{\nu} + 70)$

$\sigma'_{\nu} = \gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)$

$\phi$  : 砂のせん断抵抗角(°)

$\sigma'_{\nu}$  : 有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)で、標準貫入試験を実施した時点の値

$N_1$  : 有効上載圧100kN/m<sup>2</sup>相当に換算したN値。ただし、原位置の $\sigma'_{\nu}$ が

$\sigma'_{\nu} < 50$  kN/m<sup>3</sup>である場合には、 $\sigma'_{\nu} = 50$  kN/m<sup>2</sup>として算出する

$N$  : 標準貫入試験から得られるN値

$\gamma_{t1}$  : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t2}$  : 地下水面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$X$  : 地表面からの深さ(m)

$h_w$  : 地下水位の深さ(m)

孔番	地下水位	層厚	地表面からの深さ	標準貫入試験から得られるN値	地下水面より浅い位置での土の単位体積重量	地下水面より深い位置での土の有効単位体積重量	各層の有効上載圧	有効上載圧標準貫入試験を実施した時点の値	有効上載荷圧100kN/m <sup>2</sup> に換算したN値	砂のせん断抵抗角	
	$h_w$ (m)				$h$ (m)	$x$ (m)		$N$ (回)			$\gamma_{t1}$ (kN/m <sup>3</sup> )
H28B-1		2.30	2.30	50	20	11		46.0	46.0	70.83	41.4
		1.00	3.30	11				20.0	66.0	13.75	33.6
		1.00	4.30	23				20.0	86.0	25.06	36.5
		1.00	5.30	23				20.0	106.0	22.22	35.9
H28B-2		2.30	2.30	11				46.0	46.0	15.58	34.2
		1.00	3.30	50				20.0	66.0	62.50	40.8
		1.00	4.30	50				20.0	86.0	54.49	40.2
		1.00	5.30	50				20.0	106.0	48.30	39.6
		1.00	6.30	50				20.0	126.0	43.37	39.1
		1.00	7.30	44				20.0	146.0	34.63	38.0
H28B-3		1.00	8.30	28				20.0	166.0	20.17	35.4
		1.30	1.30	50				26.0	26.0	70.83	41.4
		1.00	2.30	32				20.0	46.0	45.33	39.3
		1.00	3.30	50				20.0	66.0	62.50	40.8
		1.00	4.30	50				20.0	86.0	54.49	40.2
		1.00	5.30	50				20.0	106.0	48.30	39.6
		1.00	6.30	28				20.0	126.0	24.29	36.3
		1.00	7.30	23				20.0	146.0	18.10	34.9
H27B-1		1.00	8.30	19				20.0	166.0	13.69	33.6
		2.30	2.30	11				46.0	46.0	15.58	34.2
		1.00	3.30	4		20.0	66.0	5.00	-		
		1.00	4.30	75		20.0	86.0	81.73	42.1		
		1.00	5.30	27		20.0	106.0	26.08	36.7		
		1.00	6.30	28		20.0	126.0	24.29	36.3		
		1.00	7.30	12		20.0	146.0	9.44	31.8		
		1.00	8.30	22		20.0	166.0	15.85	34.3		
		1.00	9.30	16		20.0	186.0	10.63	32.3		
H27B-2		1.00	10.30	9		20.0	206.0	5.54	29.2		
		1.30	1.30	19		26.0	26.0	26.92	36.8		
		1.00	2.30	50		20.0	46.0	70.83	41.4		
		1.00	3.30	107		20.0	66.0	133.75	44.5		
		1.00	4.30	50		20.0	86.0	54.49	40.2		
		1.00	5.30	25		20.0	106.0	24.15	36.3		
H27B-3		1.00	6.30	14		20.0	126.0	12.14	33.0		
		1.00	7.30	12		20.0	146.0	9.44	31.8		
		1.00	8.30	33		20.0	166.0	23.77	36.2		
		3.30	3.30	50		66.0	66.0	62.50	40.8		
		1.00	4.30	17		20.0	86.0	18.53	35.0		
H27B-4		1.00	5.30	8		20.0	106.0	7.73	30.8		
		1.00	6.30	16		20.0	126.0	13.88	33.6		
		1.00	7.30	18		20.0	146.0	14.17	33.7		
		1.00	8.30	18		20.0	166.0	12.97	33.3		
H24B-1		1.30	1.30	50		26.0	26.0	70.83	41.4		
		1.00	2.30	3		20.0	46.0	4.25	-		
		1.00	3.30	16		20.0	66.0	20.00	35.4		
		1.00	4.30	50		20.0	86.0	54.49	40.2		
		1.00	5.30	50		20.0	106.0	48.30	39.6		
		1.00	6.30	50		20.0	126.0	43.37	39.1		
		1.00	7.30	34		20.0	146.0	26.76	36.8		
H24B-2		1.00	8.30	50		20.0	166.0	36.02	38.2		
		5.30	5.30	50		106.0	106.0	48.30	39.6		
		1.00	6.30	21		20.0	126.0	18.21	34.9		
		1.00	7.30	4		20.0	146.0	3.15	-		
		1.00	8.30	20		20.0	166.0	14.41	33.8		
		1.00	9.30	19		20.0	186.0	12.62	33.2		
H24B-3		1.00	10.30	14		20.0	206.0	8.62	31.3		
		2.30	2.30	14		46.0	46.0	19.83	35.3		
		1.00	3.30	5		20.0	66.0	6.25	-		
		1.00	4.30	8		20.0	86.0	8.72	31.4		
		1.00	5.30	50		20.0	106.0	48.30	39.6		
		1.00	6.30	50		20.0	126.0	43.37	39.1		
		1.00	7.30	40		20.0	146.0	31.48	37.6		
		1.00	8.30	26		20.0	166.0	18.73	35.1		
平均		1.00	9.30	28		20.0	186.0	18.59	35.0		
		1.00	10.30	50		20.0	206.0	30.80	37.5		

(3) 許容支持力 :  $q_u$

許容支持力については、付表-3に準拠する。

- ・表土層は設計 N 値 4、軟らかい粘土質地盤とし  $q_u = 30$  (kN/m<sup>2</sup>)。
- ・石灰岩層は設計 N 値 21 であり、砂質地盤中位と評価し  $q_u = 100$  (kN/m<sup>2</sup>)。
- ・島尻層風化泥岩層は設計 N 値 9 であり、砂質地盤中位と評価し  $q_u = 100$  (kN/m<sup>2</sup>)。
- ・島尻層泥岩層は設計 N 値 37 であり、砂質地盤中位と評価し  $q_u = 200$  (kN/m<sup>2</sup>)。

付表-3 長期許容支持力度表

地 盤	長期許容支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	標準貫入試験 N 値
土 丹 盤	300	30 以上
礫 盤	密実なもの	50 以上
	密実でないもの	30 以上
砂 質 地 盤	密なもの	30~50
	中 位	<u>200</u> 20~30
		<u>100</u> 10~20
	緩 い	50 5~10
	非常に緩い	30 以下 5 以下
粘土質地盤	非常に硬い	200 15~30
	硬 い	100 8~15
	中 位	50 4~8
	軟らかい	<u>30</u> 2~4
	非常に軟らかい	20 以下 2 以下

(日本建築学会：小規模建築物基礎設計の手引より)

付表-4 支持地盤の種類と許容支持力度 (常時値)

支持地盤の種類		長期許容支持力度 $q_a$ (kN/m <sup>2</sup> )	備 考	
			$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000以上	-
	亀裂の多い硬岩	600	10000以上	-
	軟岩・土丹	300	1000以上	-
礫 層	密実なもの	600	-	-
	密実でないもの	300	-	-
砂 質 地 盤	密なもの	300	-	30~50
	中位なもの	200	-	20~30
粘土質地盤	非常に堅いもの	200	200~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

((社)日本道路協会：道路土工・擁壁工指針より)



#### (4) 極限周面摩擦抵抗

鉄筋挿入工の補強材と地盤との極限極限周面摩擦抵抗については、「道路土工：切土工、斜面安定工指針 p299」の付表-5に照らして設定する。

- ・表土層は、風化粘土(粘性土)と評価し、 $\tau = 0.8 \times c$ の式を用いて、 $0.8 \times 25\text{kN/m}^2 = 20\text{kN/m}^2$  ( $0.02\text{N/mm}^2$ )を採用する。
- ・石灰岩層は、標準貫入試験の結果を基に砂礫 N 値 = 21 とし、 $0.14\text{N/mm}^2$ を採用する。
- ・島尻層風化泥岩層は、粘性土と評価し  $\tau = 0.8 \times c$  の式を用いて、 $0.8 \times 56\text{kN/m}^2 = 44.8\text{kN/m}^2$  ( $0.04\text{N/mm}^2$ )を採用する。
- ・島尻層泥岩層は、粘性土と評価し  $\tau = 0.8 \times c$  の式を用いて、 $0.8 \times 230\text{kN/m}^2 = 184\text{kN/m}^2$  ( $0.18\text{N/mm}^2$ )を採用する。

付表-5 補強材の極限周面摩擦抵抗の推定値

地盤の種類		極限周面摩擦抵抗 $\tau$ p (N/mm <sup>2</sup> )	
岩 盤	硬 岩		1.20
	軟 岩		0.80
	風化岩		0.48
	土 丹		0.48
砂 礫	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N 値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土	$0.8 \times C$		C:粘着力

参照：道路土工、切土工・斜面安定工指針，平成21年度版，p299

## 第7章：斜面安定解析（地すべり調査）

### 7.1 崩壊形態の分類と判定

#### (1) 崩壊形態の分類

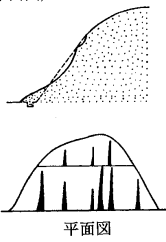
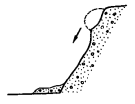

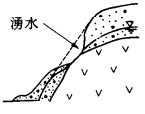
本現場は、琉球石灰岩の自然斜面で、斜面全体の表層に風化粘土（島尻マーヅ）、下方斜面に基盤層の石灰岩が露頭している。

崩壊形態は「斜面崩壊の分類」と「落石の分類」の両方から分類する。

#### ① 斜面崩壊の分類

下記に、切土のり面の崩壊および斜面崩壊の分類を示す。

本現場における斜面変状は、「B 表層崩壊①」と類似する。

分類	解説	模式図	代表地質	備考
④浸食、崩落	①乾湿、凍結、雨食等により表面がはく離、あるいはガリー(掘れ溝)ができる。放置すると深い崩壊に移行することがある。	(平面図)  平面図	火山灰土、まさ土、細砂、凝灰岩（新第三紀）、風化した粘板岩、表土	切り放しのり面か、活着度の悪い植生工において発生することが多い。
	②斜面上のオーバーハング状を呈する部分が崩落する。		しらす、段丘砂礫層、崩積土、火山砕屑物	特に斜面で発生し易いが、切土のり面の下部斜面が抜け落ちた場合等にも発生する。
	③亀裂や節理に富んだ岩が崩落する。		中・古生層、火成岩	同上。個々に分かれて発生する小規模のものは落石に分類され、大規模なものは岩盤崩壊に分類される。
⑤表層崩壊	①表土が滑落する。時には下層の強風化岩層を含んで滑落する。湧水が誘因となることが多い。		砂質土、粘性土、崩積土、花こう岩、凝灰岩、泥岩、粘板岩、安山岩等の強風化層	

## ② 落石の分類

落石発生形態を大まかに分類すると「抜け落ち（転石）型落石」、「はく離（浮石）型落石」、「その他」の3種類に分けられる。

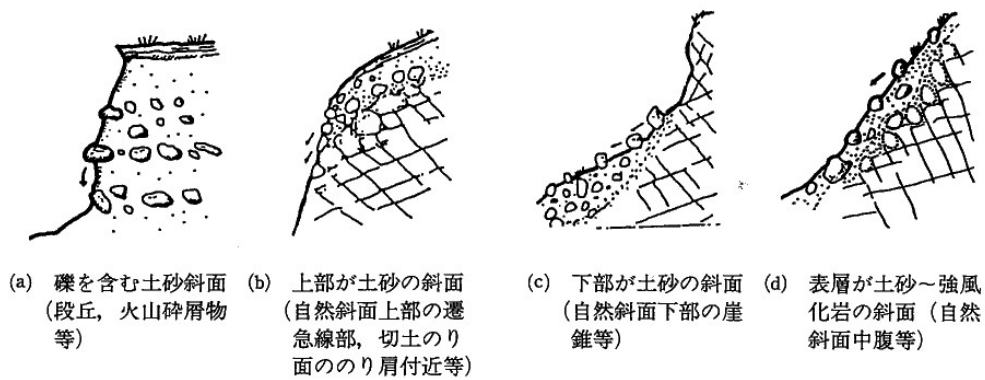


図1-1 抜け落ち（転石）型落石の発生形態

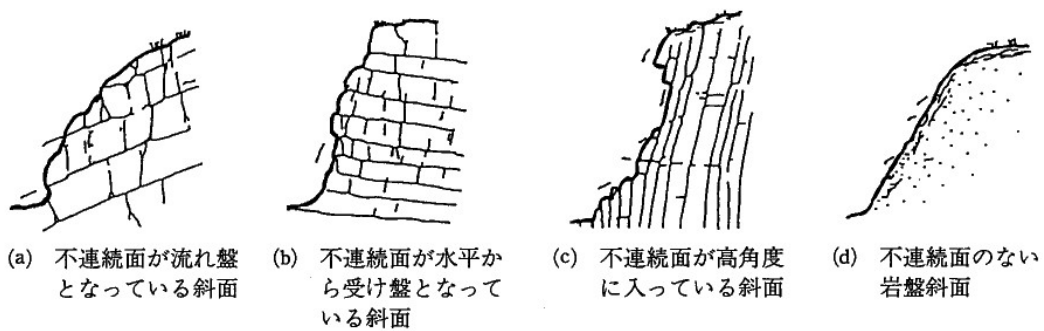


図1-2 はく離（浮石）型落石の発生形態

風化花こう岩地帯で風化・浸食に強い岩塊や風化し残った部分が、また凝灰角礫岩地帯でも浸食されなかった礫が不安定な状態で残存する場合がある。これらも特殊なケースではあるが、落石の発生原因の一つである。



風化・浸食で残留した尾根上の巨礫等

図1-3 その他の落石発生形態

落石のパターン分類

落石

Aゾーン Bゾーン Cゾーン

		転石型 (抜落ち型) (礫と土砂の境界が分離し落石となるもの)				浮石型 (はく離型) (岩盤中の不連続面が分離し落石となるもの)				その他								
		土砂斜面				岩盤斜面												
		岩盤上の土砂斜面 (複合斜面)																
分類	特徴	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など)	下部が土砂の斜面 (自然斜面、下部の急峻部など)	表層が土砂~強風化岩の斜面 (自然斜面中層など)	不連続面 (節理、層理、片理、弱層など) が中程度の勾配の流れ盤をなす斜面	礫を含む土砂斜面 (砂丘、火山砕屑物など)	下部が土砂の斜面 (自然斜面、下部の急峻部など)	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など)	表層が土砂~強風化岩の斜面 (自然斜面中層など)	不連続面 (節理、層理、片理、弱層など) が中程度の勾配の流れ盤をなす斜面	流れ盤と受け盤の複合斜面や、方向が不規則な不連続面を持つ傾面	急勾配の受け盤~垂直の不連続面を持つ斜面	急勾配の流れ盤の不連続面を持つ斜面	不連続面の流れ盤の歪れ盤~受け盤をなす斜面	急勾配の流れ盤の不連続面を持つ斜面	不連続面のない岩盤斜面	風化・侵食で残留した尾根上の巨礫など	
		落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	
		小	小	中	大	小	中	大	大	大	大	大	中	小	小	小	小	
		礫を主とするものと泥~砂からなる悪質中に礫が含まれるものがあつり後者のの方が侵食されやすい。	礫を主とするものと泥~砂からなる悪質中に礫が含まれるものがあつり後者のの方が侵食されやすい。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	急斜面であることが多い。転石も不安定な場合が多い。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。
その他	特徴	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	急斜面であることが多い。転石も不安定な場合が多い。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。
予想される崩壊形態 (カフコ内は、可能性は低いが発生し得るもの)	落石による斜面の不安定化 (より大規模な崩壊への発展性)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)	落石 (土砂崩壊)
その他	特徴	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	上部が土砂の斜面 (自然斜面、上部の急峻部、切土の面のり層付近など) が多い。	急斜面であることが多い。転石も不安定な場合が多い。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。	転石により上部の岩塊が不安定化する。

# A-1 ゾーン

崩壊・落石形態：

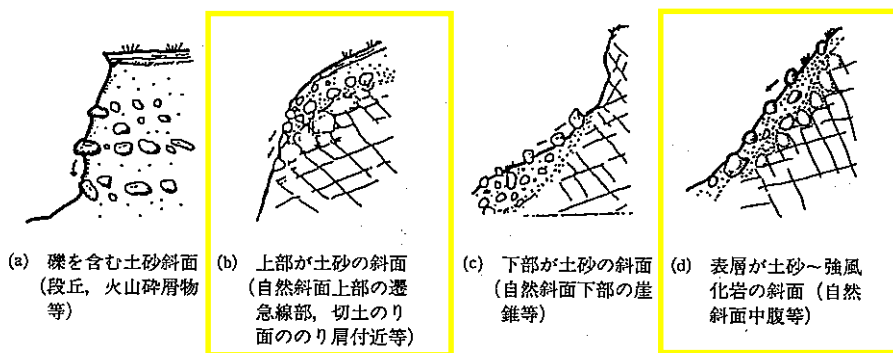


図1-1 抜落ち（転石）型落石の発生形態



## A-2 ゾーン

崩壊・落石形態：

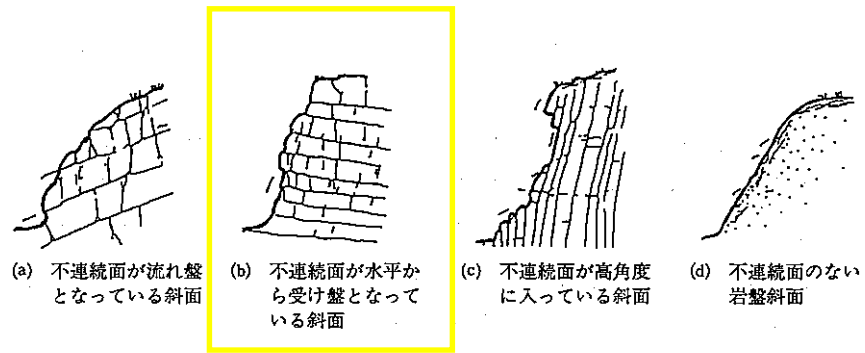


図1-2 はく離（浮石）型落石の発生形態

### オーバーハング区間



## B ゾーン

崩壊・落石形態：

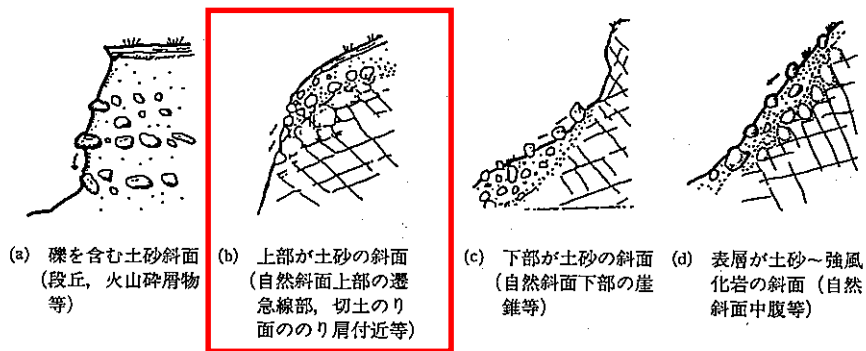


図1-1 抜落ち（転石）型落石の発生形態

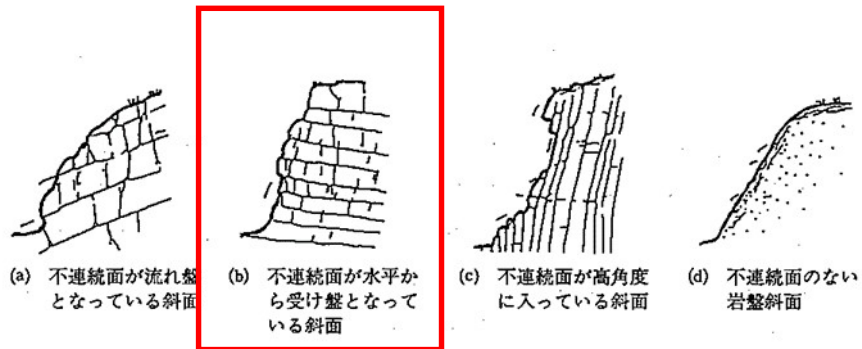


図1-2 はく離（浮石）型落石の発生形態



## C ゾーン

落石・崩壊形態：

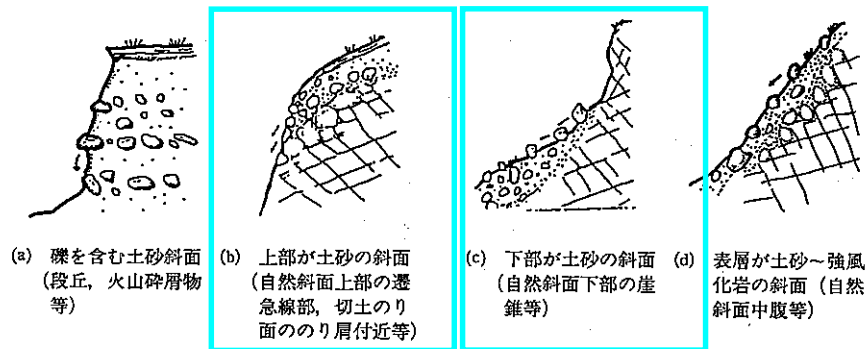


図 1-1 抜落ち（転石）型落石の発生形態

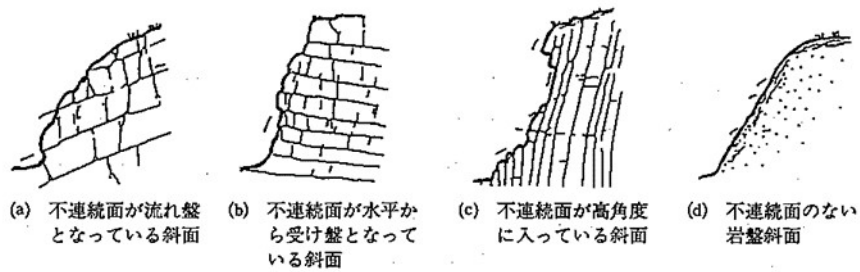


図 1-2 はく離（浮石）型落石の発生形態





## 7.2 各ゾーンにおける斜面状況および対策課題

○A-1 ゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設と斜面下部の民家

- ・斜面状況：対象斜面は、全体的に層厚 1～2m 程度の風化粘土で覆われている。部分的に斜面下部に石灰岩が露頭し、ほぼ直立な斜面を形成している。

西向き斜面と同様に古墓がいくつも存在しており、目視によって、墓口 8 箇所を確認したが、他にも土砂に埋もれ潜在している可能性がある。

【対策課題】斜面上部に存在する風化粘土の表層崩壊防止および石灰岩礫の落石防止を兼用した対策工法を検討。また、斜面内の古墓として形成した空洞に対応した対策工を検討。

○A-2 ゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設と斜面下部の駐車場

- ・斜面状況：対象斜面は、全体的に層厚 1～2m 程度の風化粘土で覆われている。古墓の構築により斜面末端が空洞化し、オーバーハングした石灰岩が露頭している。

【対策課題】オーバーハング形状した石灰岩区間を対象とする。現在、利用されている古墓(空洞)の保全を考慮した対策工法の検討。

○Bゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設、斜面に接する市道

- ・斜面状況：対象斜面は、全体的に道路沿いに面している。斜面上位には、植生が繁茂しており、中腹から下位にかけて石灰岩が露頭している。表面形状は、石灰岩の溶食作用によって凹凸を形成する。斜面平坦部に存在する石灰岩巨礫は、安定しており斜面安定度への影響は無いと思われる。

【対策課題】対象斜面沿いの道路は、生活路・通学路として利用され、小さな落石でも重大な事故を引き起こす恐れがある。

露頭した石灰岩は比較的堅固だが、将来的な斜面安定度を見越した落石対策工の検討が必要。

○Cゾーン：保全対象：公園施設および道路

- ・斜面状況：Cゾーン区間は、北向き～北東向き斜面に間知ブロック擁壁が存在。公園入口において、無対策状態の急斜面が存在し、風雨によって表面の土砂が侵食を受け、石灰岩塊のオーバーハングを形成している。

【対策課題】無対策区間において、オーバーハングしている岩塊の固定もしくは除去および表面侵食の防止を兼ね備えた対策工の検討。

### 7.3 想定される斜面災害メカニズム

崩壊・落石の発生には、地形、地質、地盤構造から推定される素因、自然的・人為的な誘因等がある。各ゾーンについて崩壊、落石の推定される斜面災害メカニズムを記する。

○A-1 ゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設と斜面下部の民家

素 因：

- ・地 形：H27 度災害防除工事により施工された西向き斜面から連続した南向き自然斜面。石灰岩丘として存在し、対象斜面の勾配は  $\theta = 40 \sim 90^\circ$ 、比高  $\Delta h = 7 \sim 9\text{m}$  の急崖形状となっており、常時、表層崩壊が発生する危険性を有する。
- ・地 質：調査地盤の土質構成は、上位から「風化粘土」、「風化石灰岩」、「風化泥岩」、「基盤層泥岩」を示す。基盤層泥岩を第四紀琉球層群琉球石灰岩が被覆したキャップロック構造を呈している。表層崩壊は、斜面を覆う風化粘土層で発生する。

誘 因：

- ・自然的誘因：降雨によって地表面水が斜面へ流入することで、表層の風化粘土が飽和状態となり、土塊重量のバランスが崩れ崩壊に至る。

○A-2 ゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設と斜面下部の駐車場

素 因：

- ・地 形：A-1 ゾーンと同様な斜面形態を示す。一部、オーバーハングしており、石灰岩の付け根は、常に応力を受け危険な状態。
- ・地 質：A-1 ゾーンと同様な地層構成を示す。空隙有する石灰岩層において、弱部の存在により落盤する恐れがある。

誘 因：

- ・自然的誘因：落盤は、短期的な降雨との関係性は低い。
- ・人為的誘因：斜面下方において、石灰岩を掘削して古墓(空洞)を形成したため、支持部が不足している。

OBゾーン：保全対象：斜面上部の公園施設、斜面に接する市道

素因：

- ・地 形：西森公園の東側に位置する石灰岩が露頭した斜面。斜面勾配は $\theta = 50 \sim 60^\circ$ （一部、直立面を形成）、比高 $\Delta h = 3 \sim 9\text{m}$ 程度の急崖形状となっている。
- ・地 質：Aブロックと同様な土質構成を示す。露頭した石灰岩の表面は、比較的堅固な状態を示す。Aゾーンとの境界付近では、一部激しく風化を受け、砂礫状態となって脆い箇所が存在する。

誘因：

- ・自然的誘因：降雨によって地表面水が斜面へ流入することで、表層の風化粘土が浸食を受けている。斜面末端の砂礫状態で脆い箇所は、表面水によって削られている。
- ・人為的誘因：戦後、迂回路を構築するため、西森を削って発生した急崖が落石発生源となる。

OCゾーン：保全対象：公園施設および道路

素因：

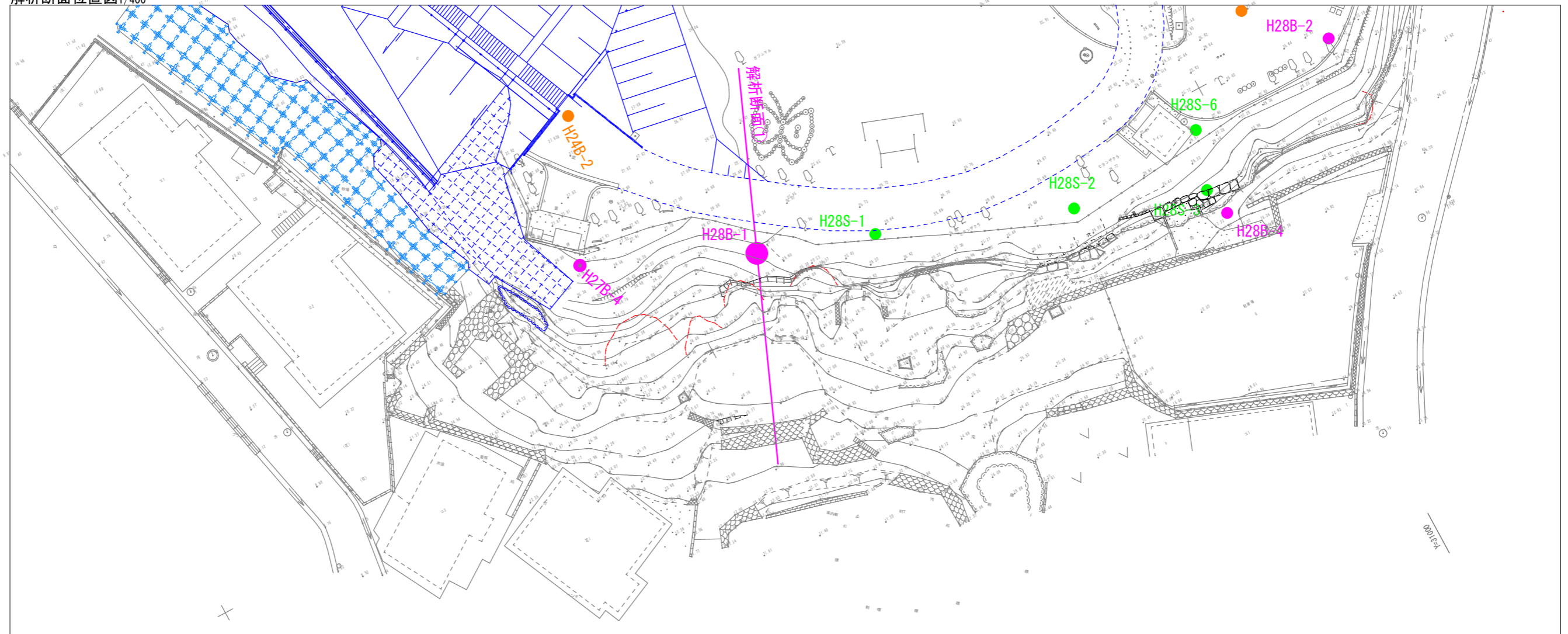
- ・地 形：公園構築により施した切土斜面の崩壊跡。比高 $\Delta h = 3.0\text{m}$ 程度、勾配 $\theta = 40^\circ$ 程度の急斜面。
- ・地 質：無対策区間の公園入口付近において、石灰岩礫が混入する粘土層が分布し、風雨によって石灰岩塊が露出している。間知ブロック壁背後地盤は、石灰岩が浅い位置に存在する。

誘因：

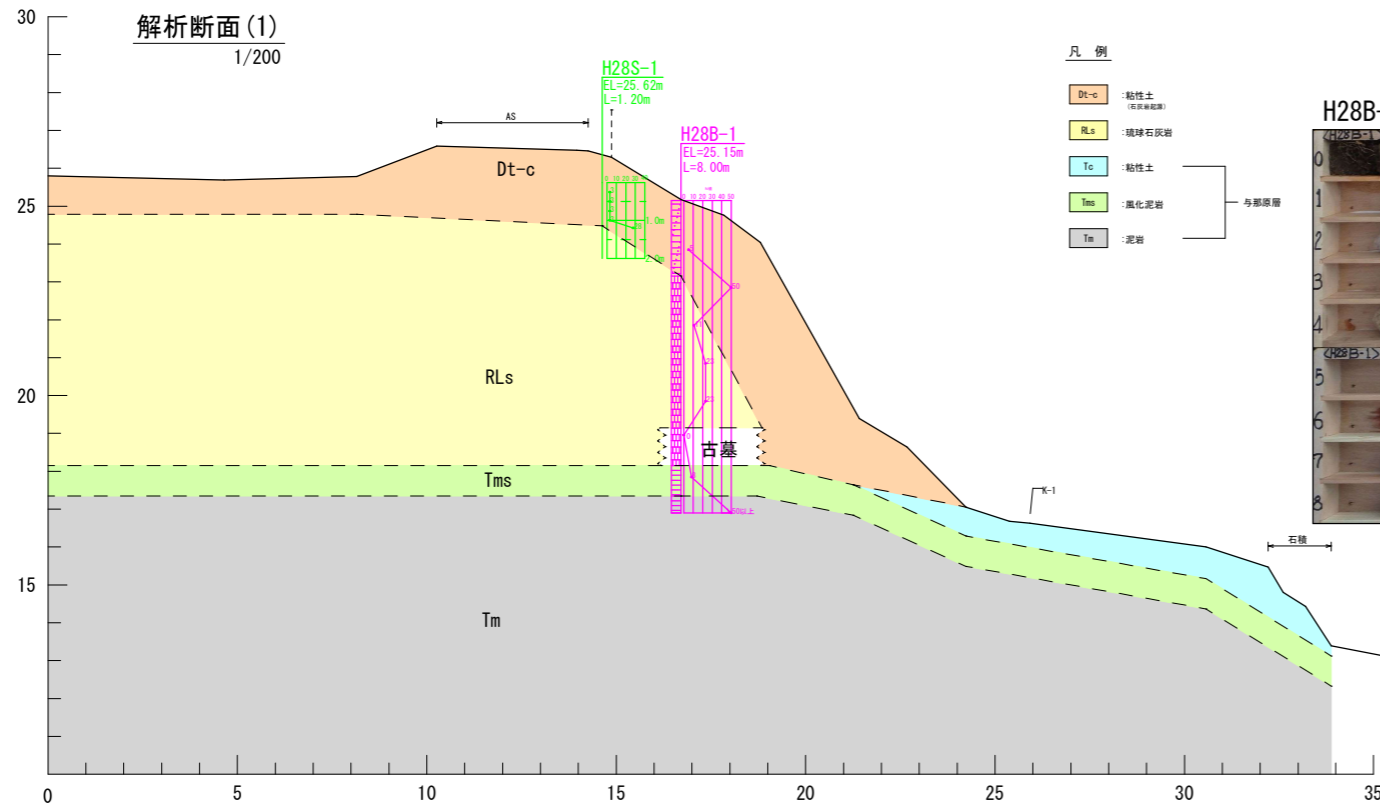
- ・自然的誘因：降雨によって表面水が斜面側へ流入することで、表層の風化粘土が飽和状態となり、土塊重量のバランスが崩れ崩壊に至る。
- ・人為的誘因：園路構築のための掘削によって、急斜面が形成される。

# 推定解析平・断面図(1)

解析断面位置図 1/400



解析断面(1) 1/200



凡例

- Dt-c : 粘性土 (吹砂層)
  - RLs : 琉球石灰岩
  - Tc : 粘性土
  - Tms : 風化泥岩
  - Tm : 泥岩
- 与那原層

H28B-1 コア写真



## 素因

地形：H27度災害防除工事により施工された西向き斜面から連続した南向き自然斜面。石灰岩丘として存在し、対象斜面の勾配は $\theta = 40 \sim 90^\circ$ 、比高差 $\Delta h = 7 \sim 9\text{m}$ の急崖形状となっており、常時、表層崩壊が発生する危険性を有する。

地質：調査地盤の土質構成は、上位から「風化粘土」、「風化石灰岩」、「風化泥岩」、「基盤層泥岩」を示す。

基盤層泥岩を第四紀琉球層群琉球石灰岩が被覆したキャップロック構造を呈している。

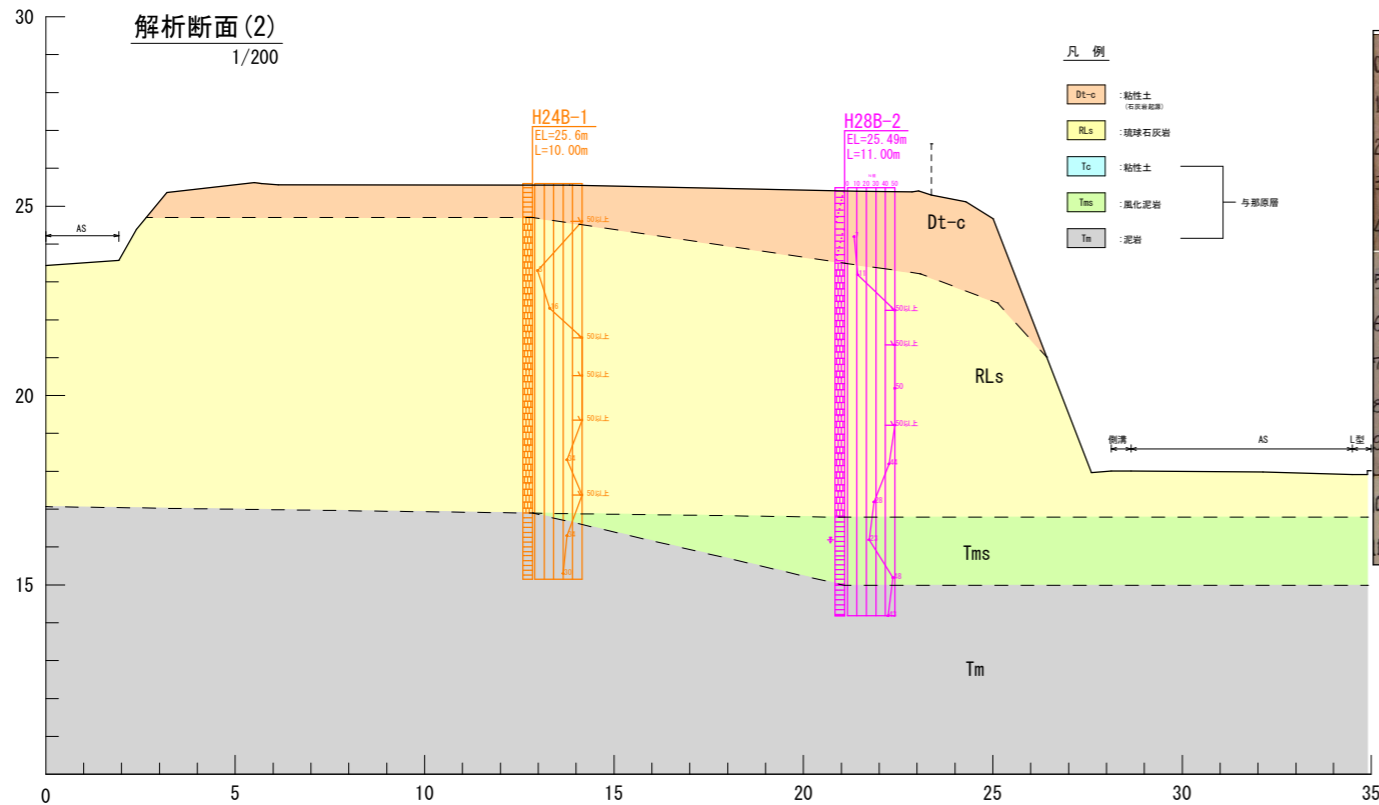
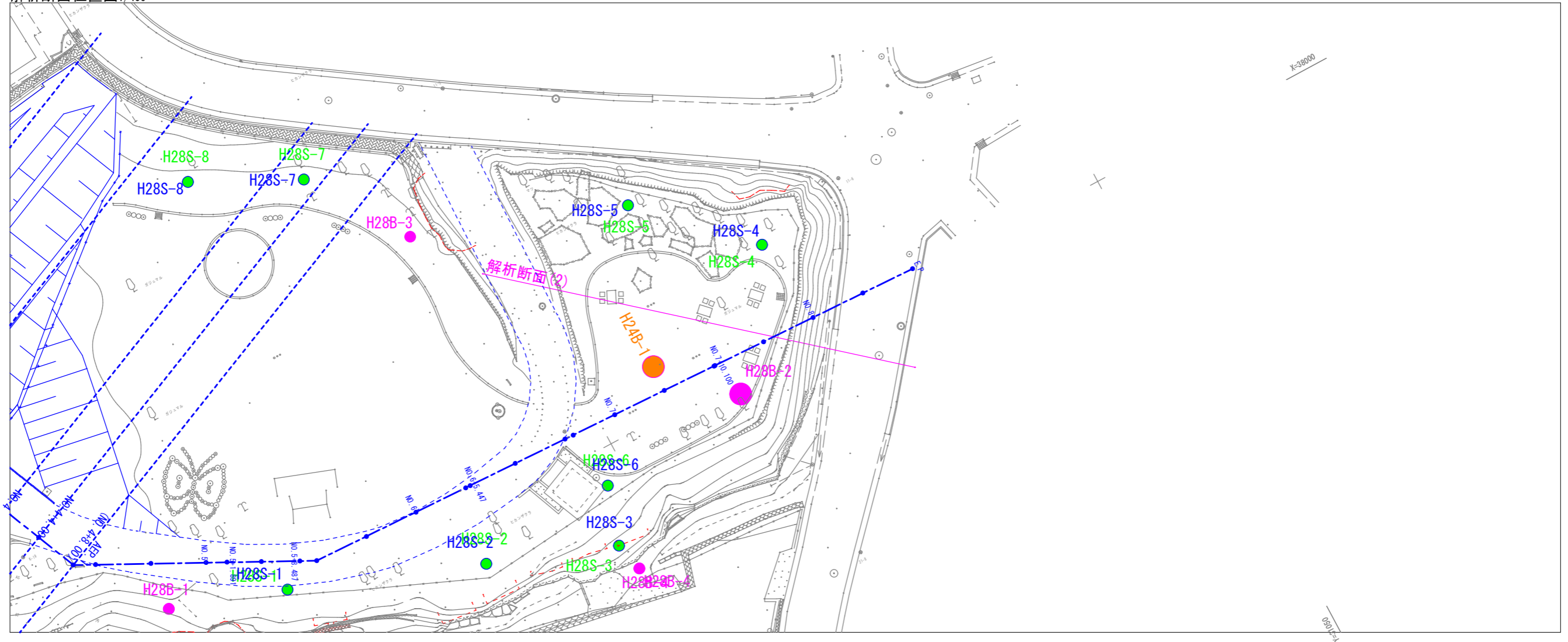
表層崩壊は、斜面を覆う風化粘土層で発生。

## 誘因

・自然的誘因：降雨によって地表面水が斜面へ流入することで、表層の風化粘土が飽和状態となり、土塊重量のバランスが崩れ崩壊に至る。

## 推定解析平・断面図(2)

解析断面位置図 1/400



H28B-2 コア写真



### 素因

地形：西森公園の東側に位置する石灰岩が露頭した斜面。斜面勾配は $\theta=50\sim60^\circ$  (一部、直立面を形成)、比高差 $\Delta h=2\sim8m$ 程度の急崖形状となっている。

### 地質

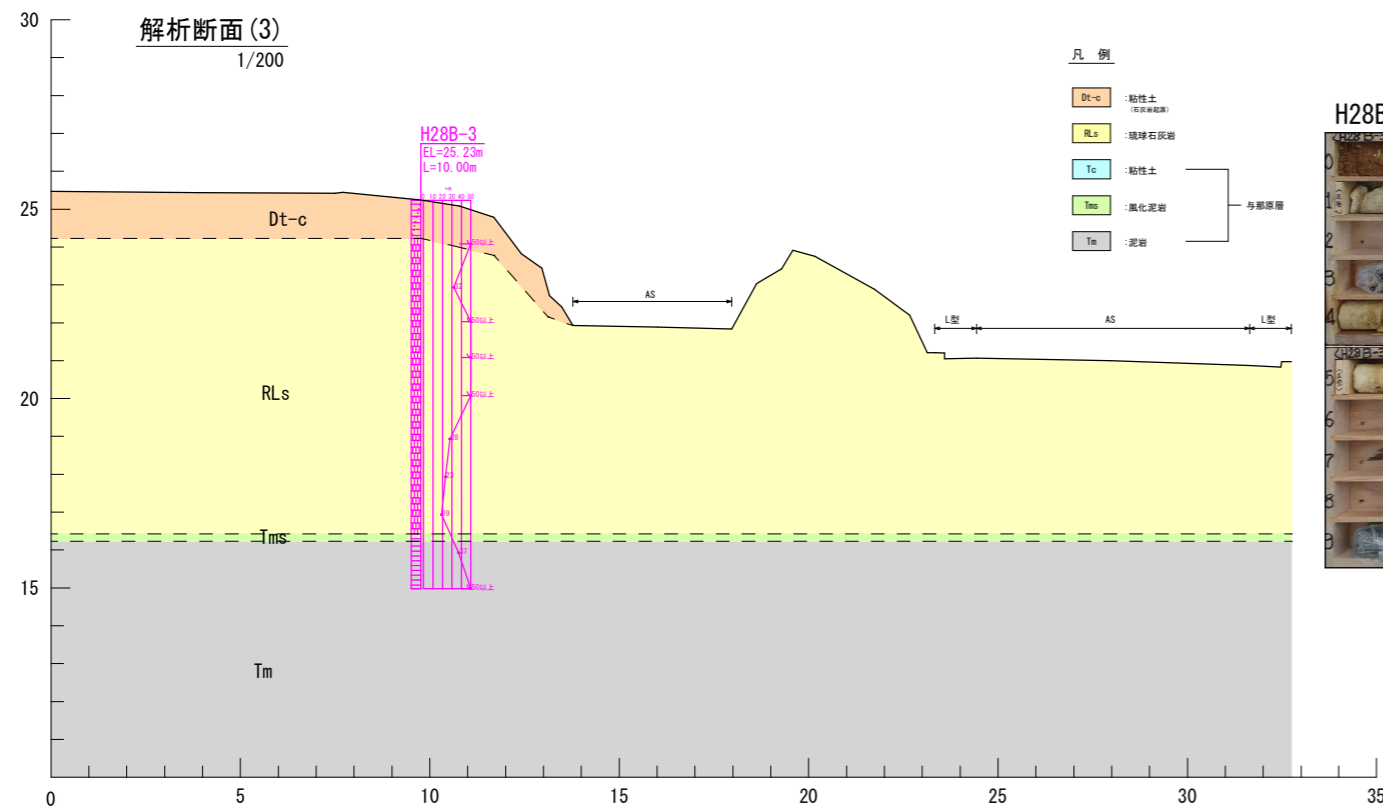
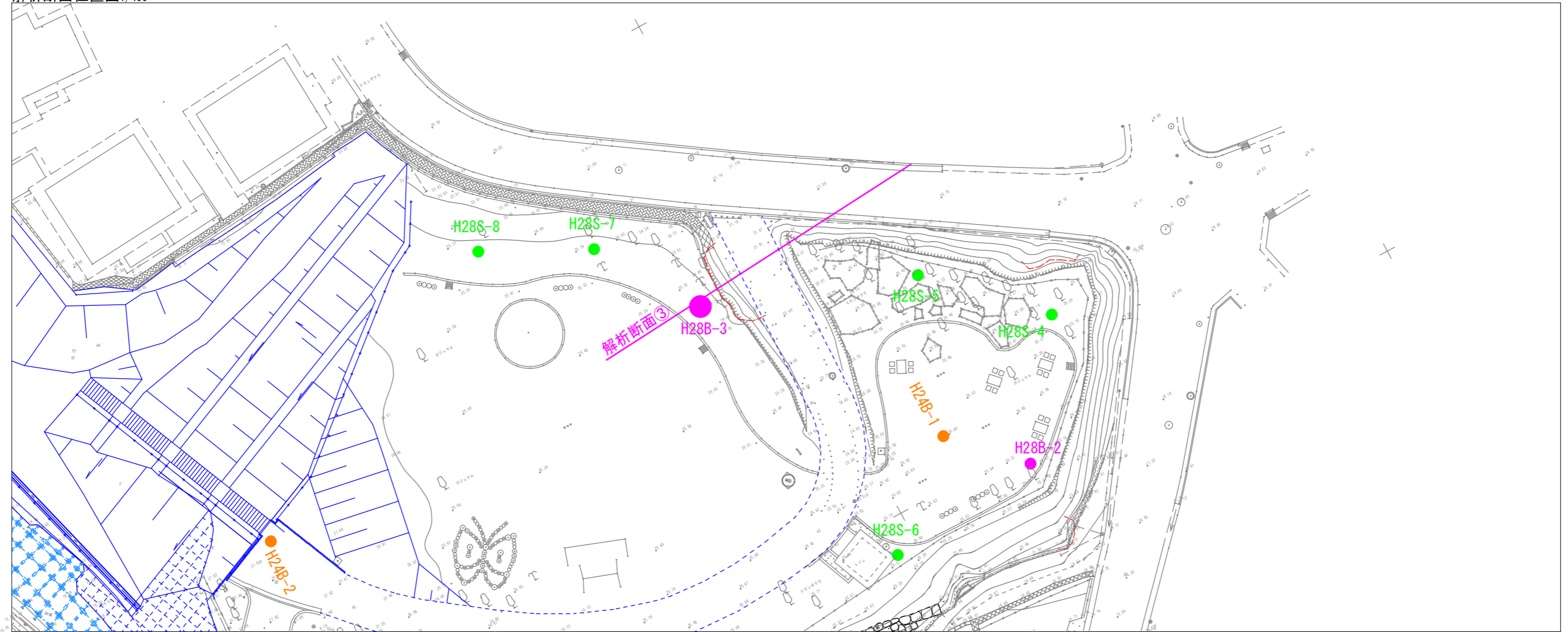
Aブロックと同様な土質構成を示す。露頭した石灰岩の表面は、比較的堅固な状態。Aゾーンとの境界付近では、一部激しく風化を受け、砂礫状態となって脆い箇所が存在する。

### 誘因

- ・自然的誘因：降雨によって地表水が斜面へ流入することで、表層の風化粘土が浸食を受けている。斜面末端の砂礫状態で脆い箇所は、表面水によって削られている。
- ・人為的誘因：戦後、迂回路を構築するため、西森を削って発生した急崖が落石発生源となる。

### 推定解析平・断面図(3)

解析断面位置図1/400



H28B-3 コア写真



**素因**

地形：公園構築により施した切土斜面の崩壊跡。  
比高差 $\Delta h=3.0m$ 程度、勾配 $\theta=40^\circ$ 程度の急斜面。

**地質**

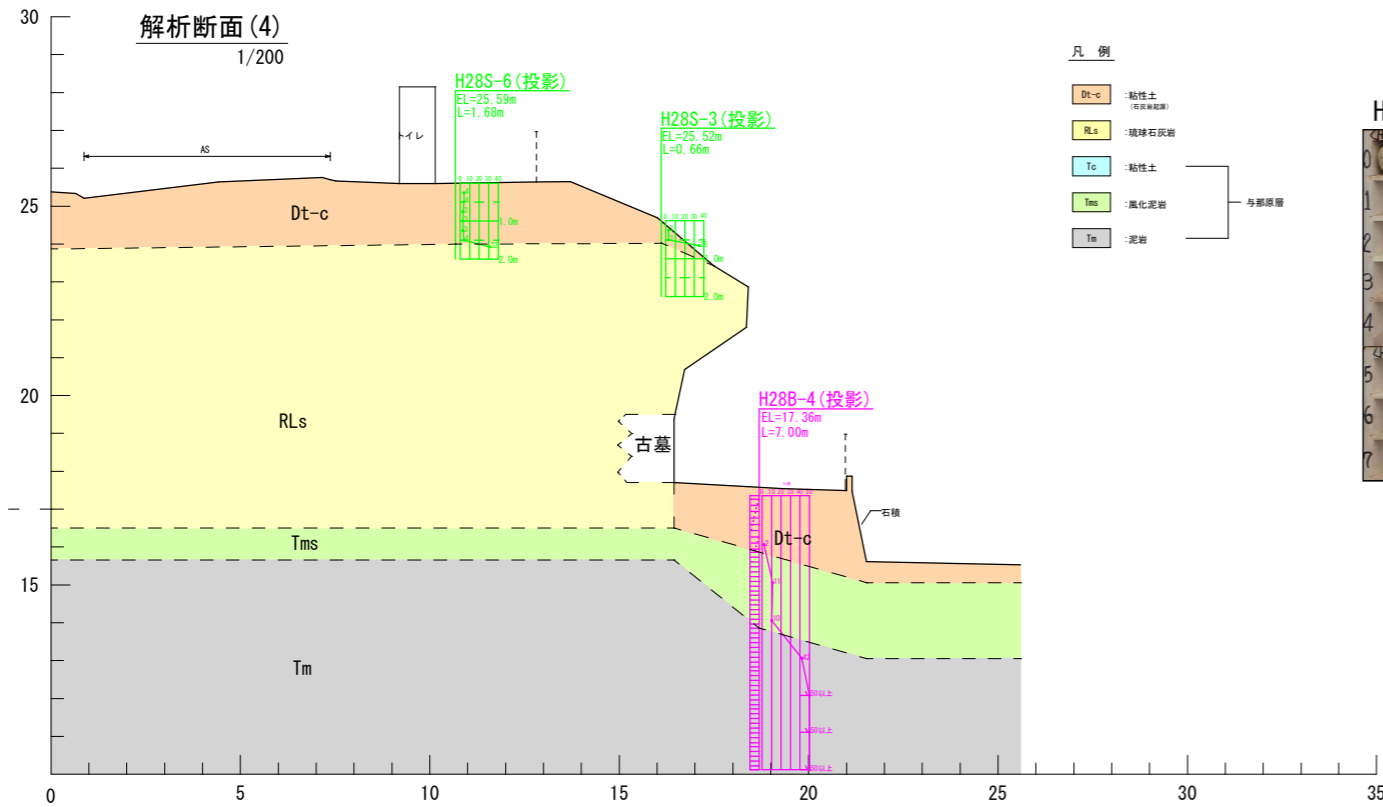
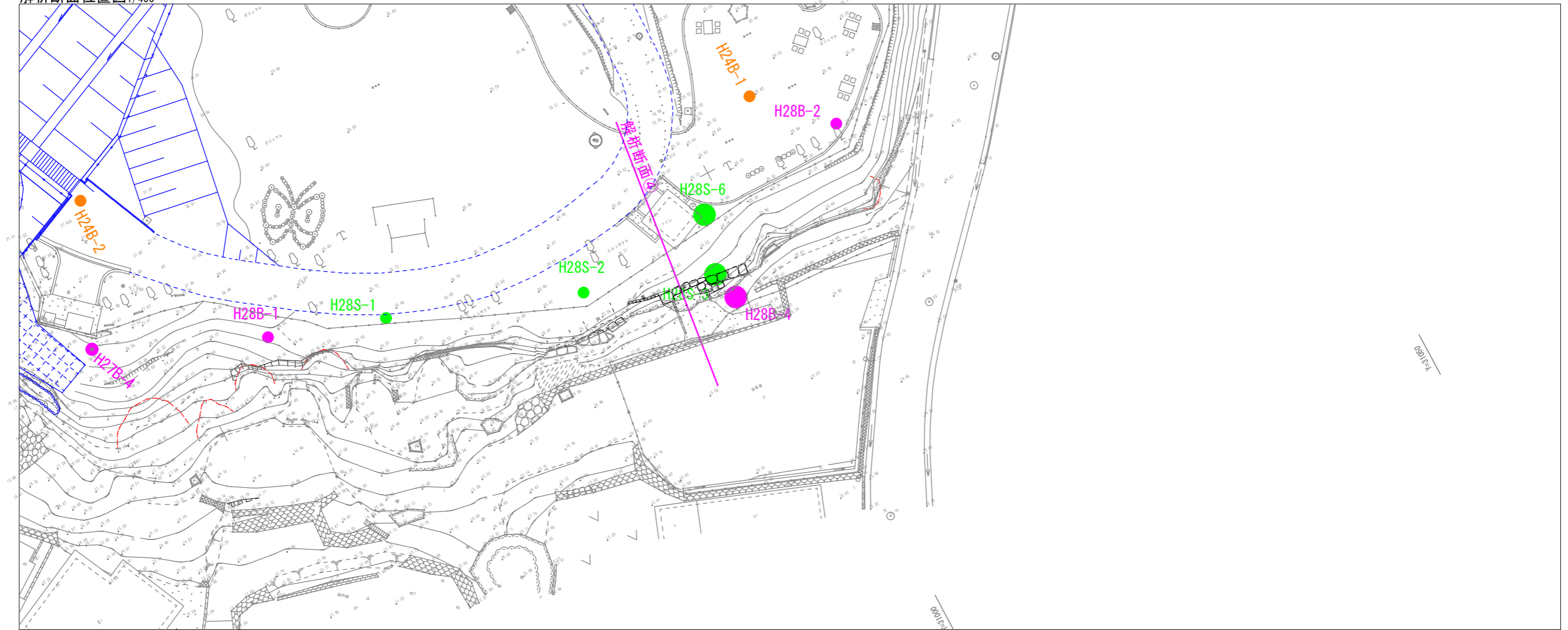
無対策区間の公園入口付近において、石灰岩礫が混入する粘土層が分布し、風雨によって石灰岩塊が露出している。間知ブロック壁背後地盤は、石灰岩が浅い位置に存在する。

**誘因**

- ・自然的誘因：降雨によって地表面水が斜面側へ流入することで、表層の風化粘土が飽和状態となり、土塊重量のバランスが崩れ崩壊に至る。
- ・人為的誘因：園路構築のための掘削によって、急斜面が形成される。

# 推定解析平・断面図(4)

解析断面位置図 1/400



凡例

Dt-c	粘性土 (吹掃地盤)	与那原層
RLs	塊状石灰岩	
Tc	粘性土	
Tms	風化泥岩	
Tm	泥岩	

H28B-4 コア写真



**素因**

地形：A-1ゾーンと同様な斜面形態を示す。  
一部、オーバーハングして、石灰岩の付け根は、常に応力を受け危険な状態。

**地質**

A-1ゾーンと同様な地層構成を示す。  
空隙を有する石灰岩層において、弱部の存在により落盤する恐れがある。

**誘因**

- ・自然的誘因：落盤は、短期的な降雨との関係性は低い。
- ・人為的誘因：斜面下方において、石灰岩を掘削して古墓(空洞)を形成したため、支持部が不足。



## 7.4 斜面安定解析

### 【基本的な考え方】

新たな斜面土砂災害を防止し、対策工設計の基本資料として、各解析測線に対して現況安定解析を行い、推定すべり面と計画安全率を達成するために必要な抑止力( $P_r$ )を求める。

次頁に安定解析フロー図を示す。

## (1) 安定解析フロー

下記のフロー図において安定解析を行い、斜面安定に必要な抑止力を算出、対策工法・工種設計の基本資料とする。

### ① 現況の安定度評価の条件

#### 【条件】

- ・ 発生前の斜面：各層に土質強度を設け、繰返し円弧計算(順算法)を行う。
- ・ 安定計算：簡便法(修正フェレニウス法)
- ・ 地盤強度：N値からの推定値(礫混じり粘性土、琉球石灰岩、風化泥岩)
- ・ モデル斜面：解析断面(1)～(3)



### ② 対象斜面におけるすべり変状の確認

- ・ 地表踏査により、表層崩壊の発生および斜面変状等を確認する。
- ・ 現地において保全対象を確認し、対策範囲を確定する。
- ・ 発生原因の推定：斜面頭部の表層崩壊、表面水の流入等。



### ③ 斜面安定計算(円弧すべり)の検討

- ・ 対象斜面において、小規模な崩壊・崩落(層厚 1.0～2.0m 程)が発生しており、円弧すべり面が形成されると推定。
- ・ 各検討断面において繰返し円弧すべりによる試行計算し、最小安全率を示したすべり面を算出する。
- ・ 算出した円弧すべり面の安全率を  $F_s=1.00$  と設定し、計画安全率  $F_s=1.20$  までの必要抑止力を算出する。
- ・ 算出した円弧の安全率が  $F_s > 1.00$  の場合、不足分の抑止力を算出する。



### ④ 対策工の検討

- ・ 表層崩壊は部分的に発生しており、対策工法(法面工)は、斜面全体を覆い一体化となる工法を検討する必要がある。
- ・ 法面保護工は、落石等も考慮した対策工を選定する。

斜面安定解析の検討フロー図

(2) 計画安全率(道路土工：切土工斜面安定工指針 H21 年 6 月, p403)

一般に斜面安定工を計画する場合の計画安全率は崩壊規模、想定された被害の範囲及び保全対象の重要度により 1.05~1.20 の範囲内で決定する。

検討箇所は、上位に公園施設と末端部に民家・市道(通学路として利用)が保全対象として存在するため、計画安全率  $F_{sp}=1.20$  とする。

(3) 現況安全率(道路土工：切土工斜面安定工指針 H21 年 6 月, p400)

調査の結果、急傾斜面において約 1.0~2.0m 層厚の緩んだ表土が存在し、表層崩壊が発生する危険性があった。地盤強度定数を与えた斜面に対して、繰返し円弧計算を行い、最小安全率を示す円弧を決定し、現状で最も危険なすべりの形状を確定する。決定した円弧を想定すべり面とした上で、安全率が 1.00 となるようにすべり面平均強度定数( $c$ 、 $\phi$ )を逆算で求める。

斜面全体で大きなすべり滑動は確認されなかったため、現況安全率  $F_s = 1.00$  とする。

(4) 安定解析手法(道路土工：切土工斜面安定工指針 H21 年 6 月, p297)

斜面安定解析に常用する Fellenius 法(スライス分割法)で行う。計算式は極限つり合い法を用いる。

$$\text{安全率}(F_s) = \text{すべり抵抗力}(\Sigma S) / \text{すべり滑動力}(\Sigma T)$$

〈常時〉

$$F_s = \frac{\Sigma c \cdot l + \Sigma (N - U) \cdot \tan \phi}{\Sigma T}$$

$$P_r = P F_s \cdot \Sigma T - [\Sigma \{(N - U) \cdot \tan \phi\} + \Sigma (c \cdot l)]$$

$F_s$  : すべり安全率

$P F_s$  : 計画安全率

$P_r$  : 必要抑止力(kN/m)

$N$  : 分割片の重力による法線力( $N=W \cdot \cos \alpha$ ) (kN/m)

$U$  : 分割片に働く間隙水圧( $U=u \cdot b$ ) (kN/m)

$T$  : 分割片の重力による接線力( $T=W \cdot \sin \alpha$ ) (kN/m)

$l$  : 分割片のすべり面長(m)

$\phi$  : すべり面の内部摩擦角(°)

$c$  : すべり面の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

また、すべり面平均強度定数は、対策工の設計強度定数となり、 $c - \tan \phi$  直線式において、滑動層の平均層厚から粘着力  $c$  を仮定して内部摩擦角  $\phi$  を算定する。

解表 11-7  $c$  の経験値

すべり面の平均鉛直層厚(m)	粘着力 $c$ KN/m <sup>2</sup>
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

道路土工「切土・斜面安定工指針」H21年度 p400より、引用

### 【安定解析の留意点】

- ・安定解析は、解析断面図(1)～(3)を用いて行った。
- ・N値から推定した強度値から土質強度定数を設定し、繰返し試行計算を行う。
- ・繰返し円弧は、無作為に安定計算を行うと深度Hの浅いすべりが発生するため、 $H > 0.5\text{m}$  を安定計算の対象とした。
- ・計算した結果、解析断面(1)、(3)の繰返し円弧(臨界円弧)は  $F_s > 1.20$  の高い値を示した。しかし、現状斜面は、部分的な表層崩壊が発生しており、将来的に表層すべり面に移行すると推定されるため、安全率を  $F_s = 1.00$  と設定した。
- ・解析断面(2)においては、繰返し円弧は  $F_s < 1.00$  の値を示した。斜面は大きな変動は見られず、全体的に安定していると考え、現況安全率  $F_s = 1.00$  と設定する。
- ・現況での繰返し円弧の形状は、各解析断面図に示すとおりである。

## 【現状安定解析の結果】

現況地形において、上記の条件より安定解析を行い、すべり面平均強度定数を算出し、計画安全率達成に必要な抑止力を計算する。

検討解析結果は「解析断面図(1)～(3)」に示す。安定解析計算書は、巻末資料に添付し、ここでは、計算結果を示す。

### 解析断面(1)(すべり面強度定数逆算)結果

内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	すべり面長 (m)	間隙水圧 $U$ (kN/m)	地すべり抵抗力 $S$ (kN/m)	地すべり力 $T$ (kN/m)	計画安全率達成に必要な抑止力 $Pr$ (kN/m)
38.968	2.23	13.63	0.00	245.40	245.40	49.1

現況安全率  $F_s=1.00$ 、計画安全率  $pF_s=1.20$ 、粘着力  $c$  (kN/m<sup>2</sup>)=平均移動層厚  $H$ (m)

### 解析断面(2)(すべり面強度定数逆算)結果

内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	すべり面長 (m)	間隙水圧 $U$ (kN/m)	地すべり抵抗力 $S$ (kN/m)	地すべり力 $T$ (kN/m)	計画安全率達成に必要な抑止力 $Pr$ (kN/m)
47.562	2.54	9.24	0.00	195.32	195.32	39.1

現況安全率  $F_s=1.00$ 、計画安全率  $pF_s=1.20$ 、粘着力  $c$  (kN/m<sup>2</sup>)=平均移動層厚  $H$ (m)

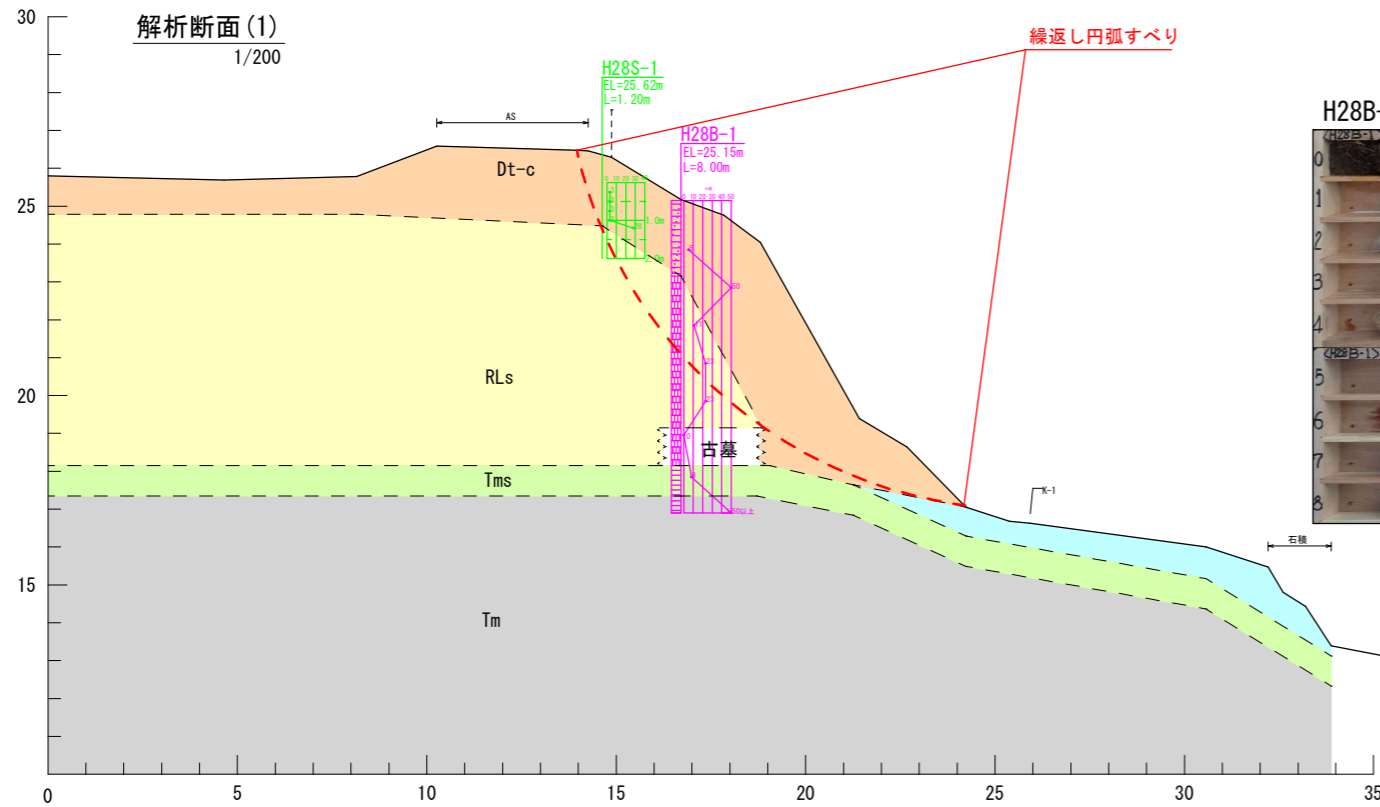
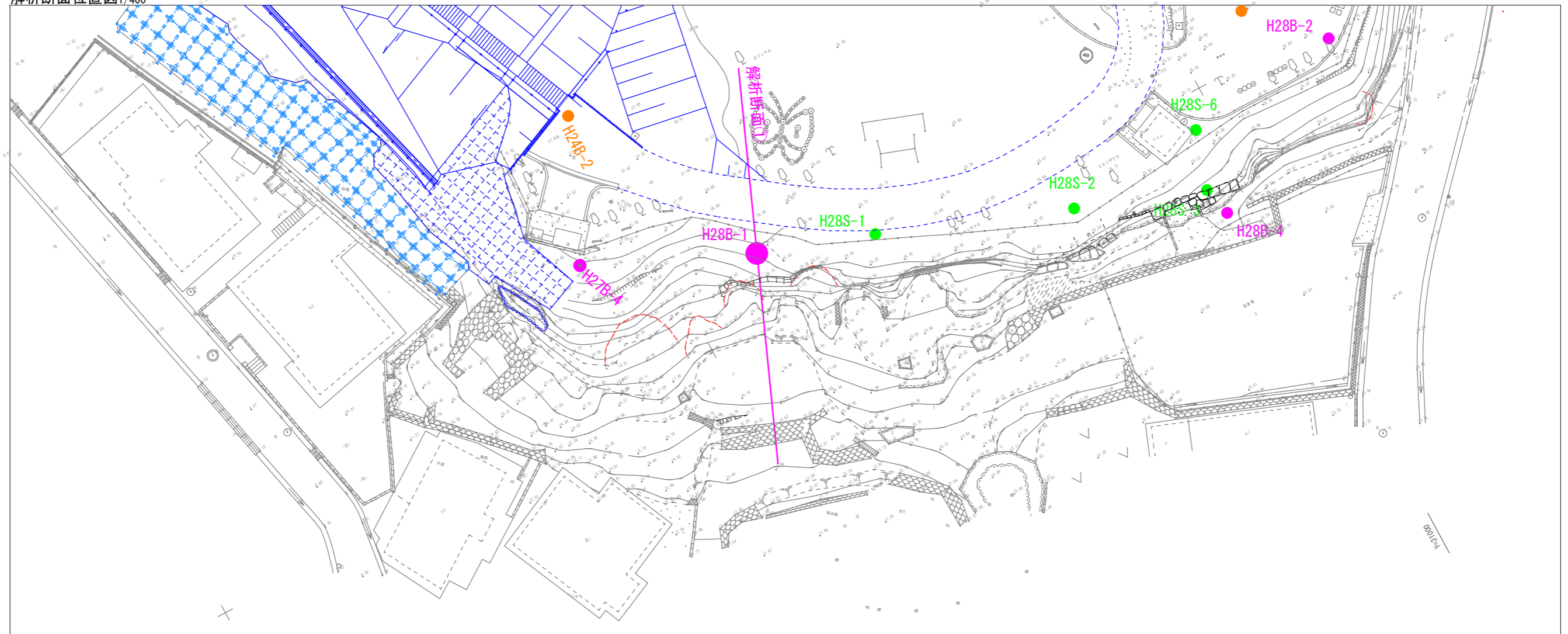
### 解析断面(3)(繰返し円弧：順算法)結果

内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	すべり面長 (m)	間隙水圧 $U$ (kN/m)	地すべり抵抗力 $S$ (kN/m)	地すべり力 $T$ (kN/m)	計画安全率達成に必要な抑止力 $Pr$ (kN/m)
32.896	1.24	5.12	0.00	47.62	47.62	9.6

現況安全率  $F_s=1.00$ 、計画安全率  $pF_s=1.20$ 、粘着力  $c$  (kN/m<sup>2</sup>)=平均移動層厚  $H$ (m)

# 安定解析平・断面図(1)

解析断面位置図 1/400



H28B-1 コア写真



- 凡例
- Dt-c : 粘性土
  - RLs : 塊状石灰岩
  - Tc : 粘性土
  - Tms : 風化泥岩
  - Tm : 泥岩
- } 与那原層

土質定数の設定

地層区分	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
表土	18	25.0	0.0
石灰岩	20	0.0	36.0
風化泥岩	18	56.0	0.0
島尻泥岩	18	230.0	0.0

※N値より推定。

①安定計算結果: 最小安全率の円弧を求める。

解析条件

地形: 現況地形 地下水位: 無し

安全率  $F_s=1.22$  計画安全率  $pF_s=1.20$

現況安定解析(スライス計算)結果

すべり面全長	L=14.72m
地すべり抵抗力	S=299.76kN/m
地すべり滑動力	T=245.40kN/m
すべり面上の間隙水圧	U=0.0kN/m

②最小安全率の円弧 ( $F_s=1.22$ )  $\Rightarrow$   $F_s=1.00$  と仮定

解析条件

地形: 現況地形 地下水位: 無し

最小安全率: 円弧すべりを  $F_s=1.00$  とする。

計画安全率  $pF_s=1.20$

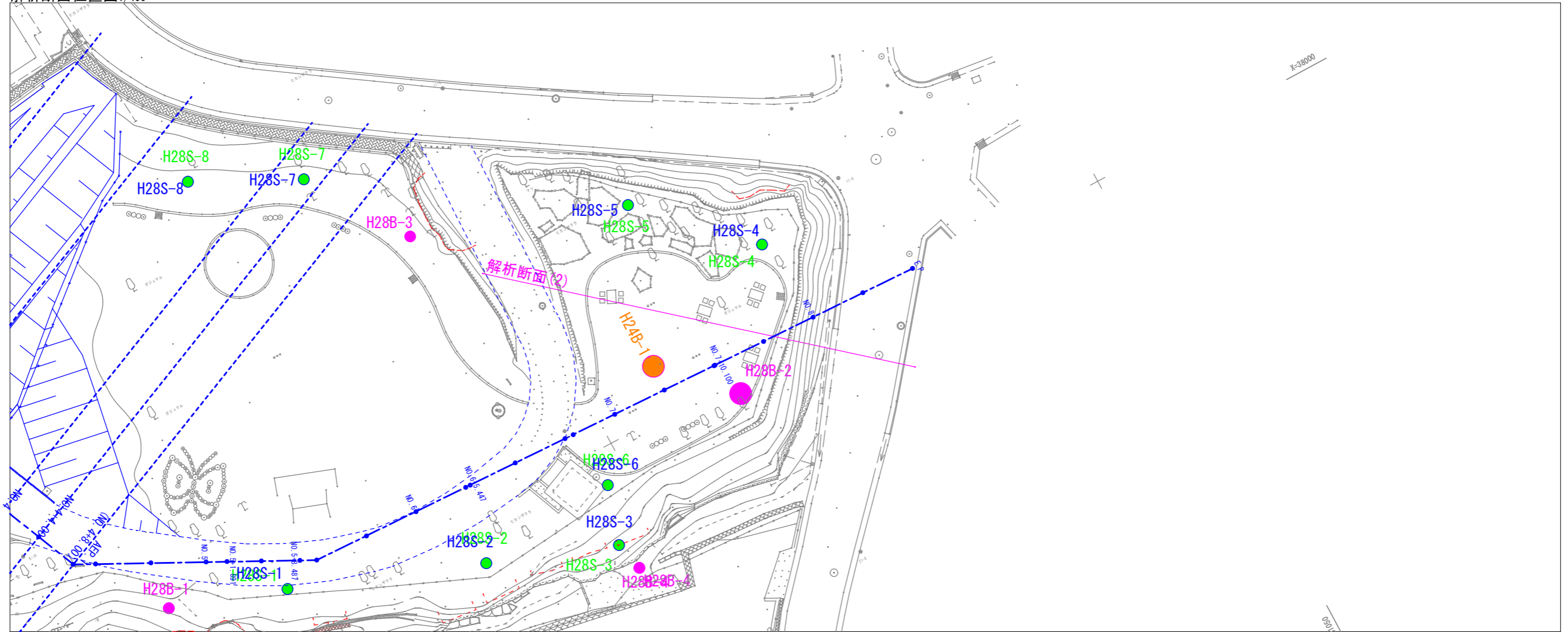
現況安定解析(スライス計算)結果

すべり面全長	L=13.63m
地すべり抵抗力	S=245.40kN/m
地すべり滑動力	T=245.40kN/m
すべり面上の間隙水圧	U=0.0kN/m

計画安全率達成に必要な抑止力  $Pr=49.1kN/m$

# 安定解析平・断面図(2)

解析断面位置図 1/400



土質定数の設定

地層区分	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
表土	18	25.0	0.0
石灰岩	20	0.0	36.0
風化泥岩	18	56.0	0.0
島尻泥岩	18	230.0	0.0

※N値より推定。

①安定計算結果:最小安全率の円弧を求める。

解析条件  
 地形: 現況地形 地下水位: 無し  
 安全率  $F_s=0.87$  計画安全率  $pF_s=1.20$

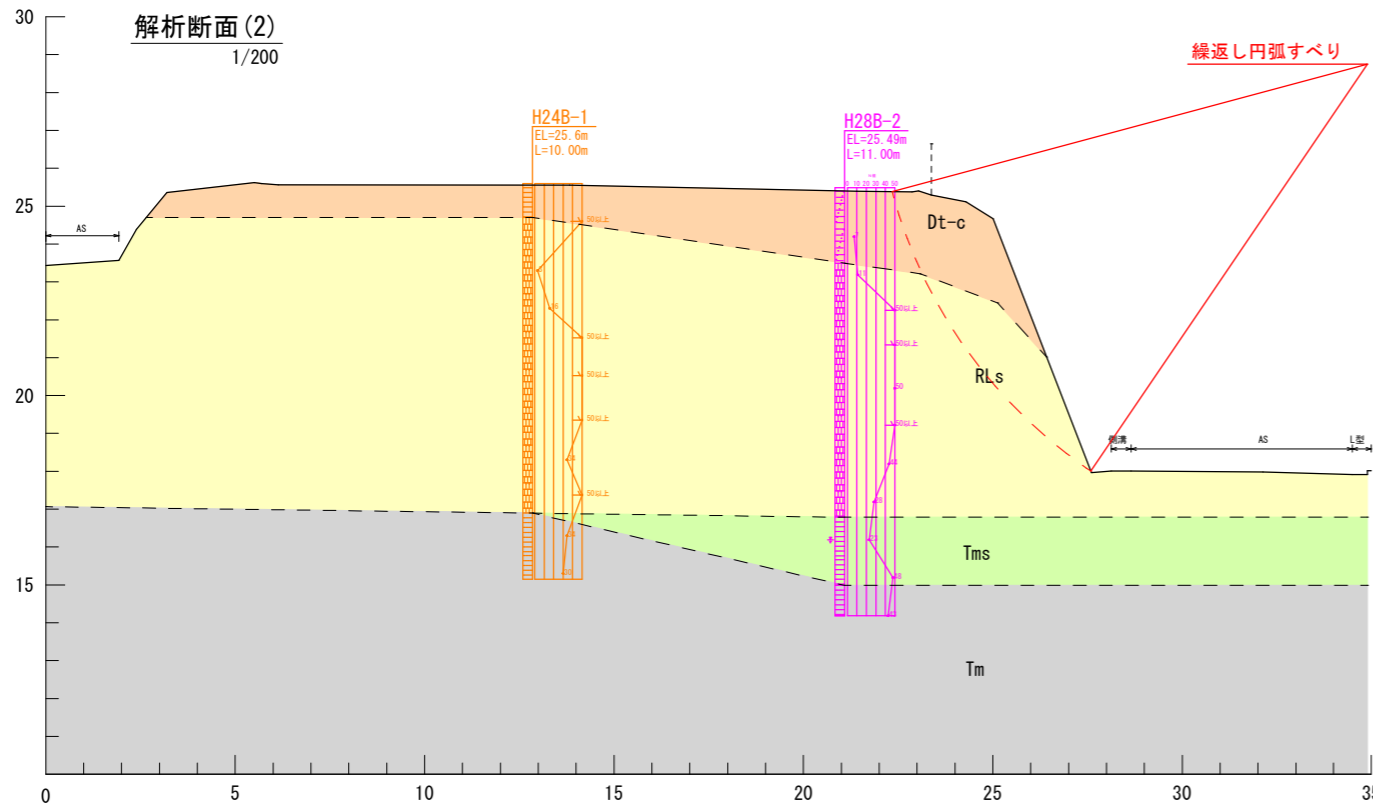
現況安定解析(スライス計算)結果  
 すべり面全長  $L=9.11m$   
 地すべり抵抗力  $S=163.83kN/m$   
 地すべり滑動力  $T=187.56kN/m$   
 すべり面上の間隙水圧  $U=0.0kN/m$

②最小安全率の円弧 ( $F_s=0.87$ )  $\Rightarrow F_s=1.00$  と仮定

解析条件  
 地形: 現況地形 地下水位: 無し  
 最小安全率: 円弧すべりを  $F_s=1.00$  とする。  
 計画安全率  $pF_s=1.20$

現況安定解析(スライス計算)結果  
 すべり面全長  $L=11.57m$   
 地すべり抵抗力  $S=325.04kN/m$   
 地すべり滑動力  $T=325.04kN/m$   
 すべり面上の間隙水圧  $U=0.0kN/m$

計画安全率達成に必要な抑止力  $Pr=65.1kN/m$



H28B-2 コア写真



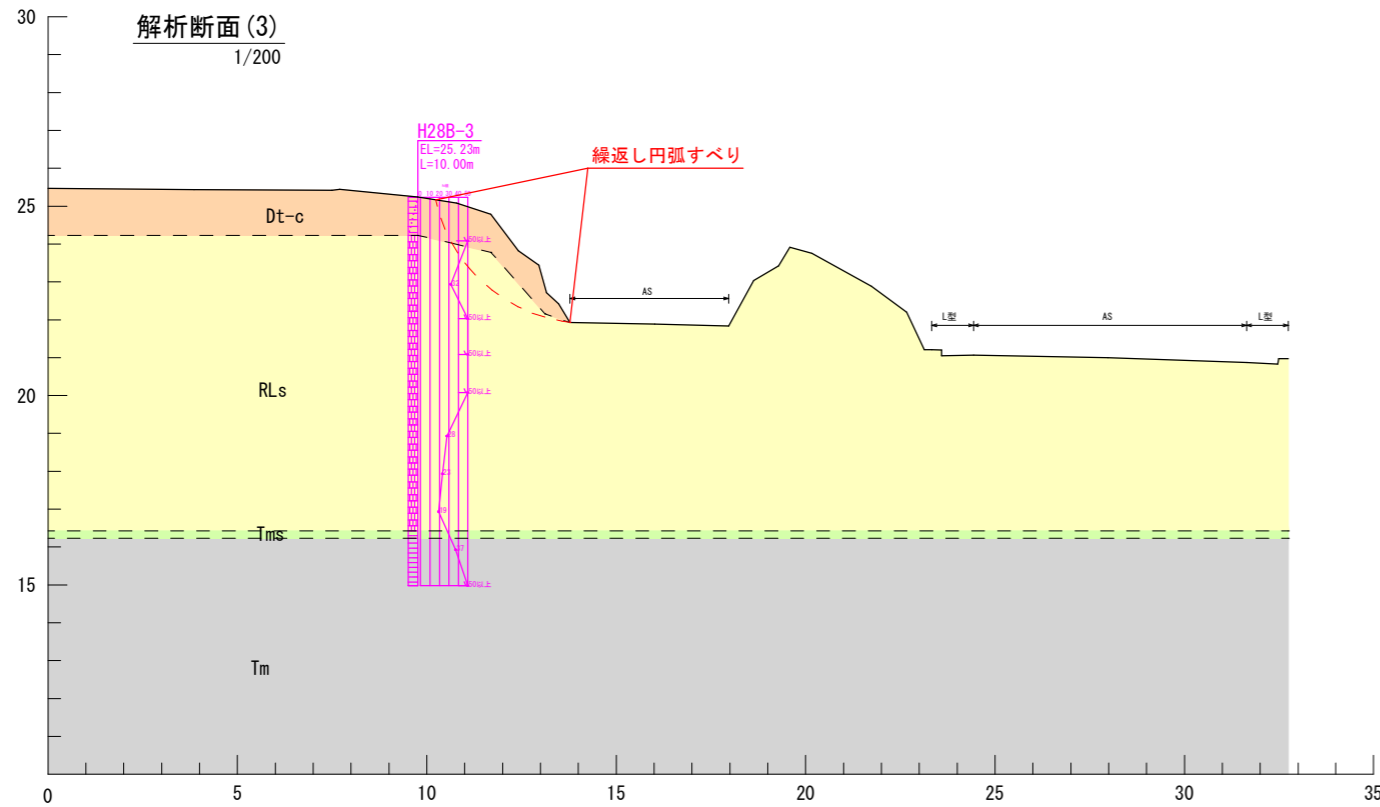
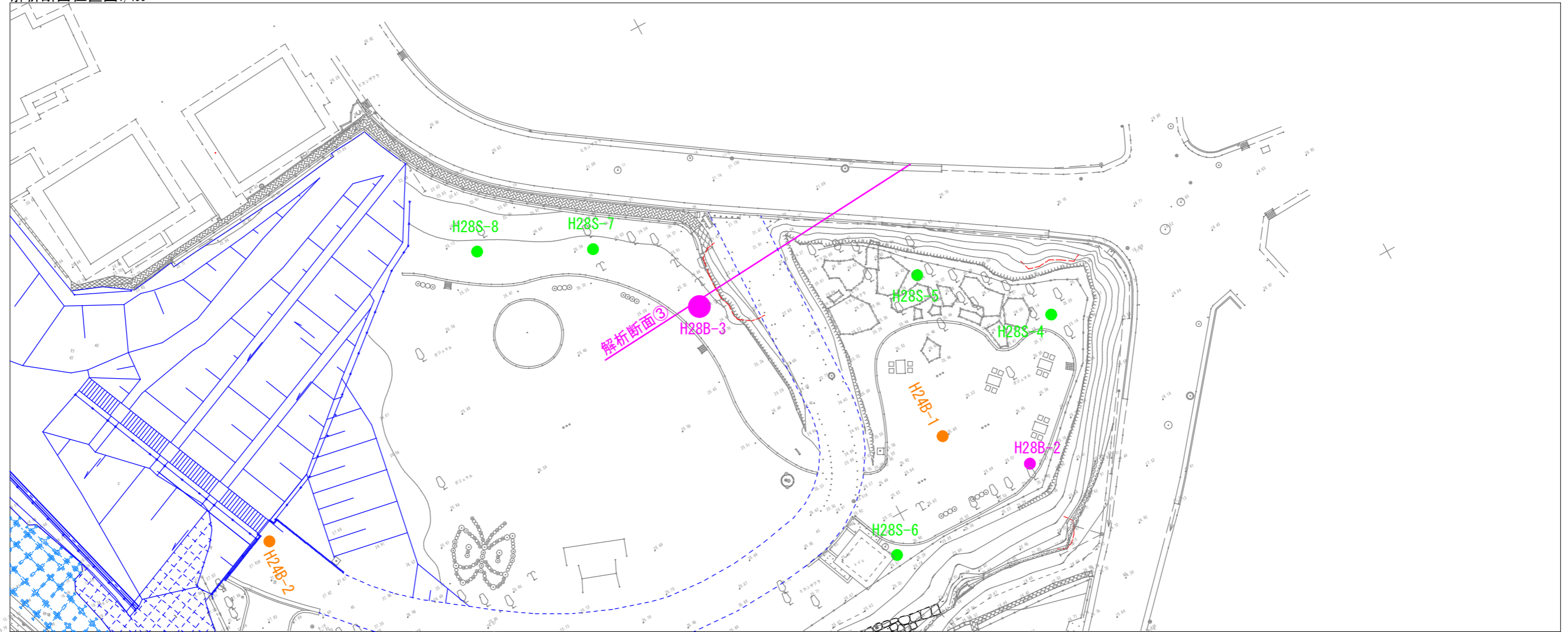
凡例

Dt-c	: 粘性土 (石灰岩粘土)
RLs	: 塊状石灰岩
Tc	: 粘性土
Tms	: 風化泥岩
Tm	: 泥岩

※ 身原原層

# 安定解析平・断面図(3)

解析断面位置図 1/400



H28B-3 コア写真



凡例

- Dt-c 粘性土 (改良土)
  - RLs 塊状石灰岩
  - Tc 粘性土
  - Tms 風化泥岩
  - Tm 泥岩
- } 母岩層

土質定数の設定

地層区分	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
表土	18	25.0	0.0
石灰岩	20	0.0	36.0
風化泥岩	18	56.0	0.0
島尻泥岩	18	230.0	0.0

※N値より推定。

①安定計算結果:最小安全率の円弧を求める。

解析条件	
地形: 現況地形	地下水位: 無し
安全率 $F_s=1.58$	計画安全率 $pF_s=1.20$
現況安定解析(スライス計算)結果	
すべり面全長	$L=5.12m$
地すべり抵抗力	$S=75.74kN/m$
地すべり滑動力	$T=47.87kN/m$
すべり面上の間隙水圧	$U=0.0kN/m$

②最小安全率の円弧 ( $F_s=1.58$ )  $\Rightarrow F_s=1.00$  と仮定

解析条件	
地形: 現況地形	地下水位: 無し
最小安全率: 円弧すべりを $F_s=1.00$ とする。	計画安全率 $pF_s=1.20$
現況安定解析(スライス計算)結果	
すべり面全長	$L=5.12m$
地すべり抵抗力	$S=47.62kN/m$
地すべり滑動力	$T=47.62kN/m$
すべり面上の間隙水圧	$U=0.0kN/m$
計画安全率達成に必要な抑止力	$Pr=9.6kN/m$