

ごみ中継施設建設工事に係る発注図書作成等業務
(地質調査業務)

報 告 書

令和4年9月

田原市
株式会社 日産技術コンサルタント

調査地案内図



出典：国土地理院 地理院地図

目 次

1	調査概要	1
1.1	基本事項	1
1.2	調査目的	1
1.3	発注者、受託者	1
1.4	調査数量	1
1.5	調査位置	2
1.6	適用仕様書等	4
1.7	既存調査資料	4
2	調査方針ならびに調査方法	5
2.1	調査方針ならびに調査手順	5
2.2	機械ボーリング	7
2.3	標準貫入試験	9
2.4	プレッシャーメーター試験（孔内水平載荷試験）	11
2.5	乱れの少ない試料採取（不攪乱試料採取）	14
2.6	室内土質試験	16
3	地形地質概要	18
3.1	地勢	18
3.2	地形	19
3.3	地質	21
4	調査結果	22
4.1	ボーリング調査結果	22
4.1.1	地層構成	22
4.1.2	地下水位	26
4.2	プレッシャーメーター試験結果	27
4.2.1	試験結果	27
4.2.2	一般値との対比	27
4.3	室内土質試験結果	29
4.3.1	試験結果	29
4.3.2	物理的性質試験	31
4.3.3	力学的性質試験	34
5	考察	37
5.1	土質定数の推定	37
5.1.1	検討項目と推定方法	37
5.1.2	土質定数の推定	41
5.2	地震時の液状化について	45
5.3	施工上の留意点	50

巻末資料

- 巻末資料 (1) ボーリング柱状図
- 巻末資料 (2) プレッションメーター試験データ
- 巻末資料 (3) 室内土質試験データ
- 巻末資料 (4) 液状化判定結果図
- 巻末資料 (5) 作業記録写真

1 調査概要

1.1 基本事項

- (1) 調査名：ごみ中継施設建設工事に係る発注図書作成等業務（地質調査）
- (2) 調査場所：愛知県田原市緑が浜二号2番地91（田原リサイクルセンター炭生館敷地内）
- (3) 調査期間：令和4年4月7日 ～ 令和4年4月15日

1.2 調査目的

本地質調査は、「ごみ中継施設建設工事に係る発注図書作成等業務」において、当該施設の整備工事を行うにあたり、建築物の基礎検討等に必要な地盤把握を行うことを目的とする。

1.3 発注者、受託者

- (1) 発注者：田原市
- (2) 受託者：株式会社日産技術コンサルタント
〒460-0008 愛知県名古屋市中区栄5丁目26番39号
TEL：052-249-3121

1.4 調査数量

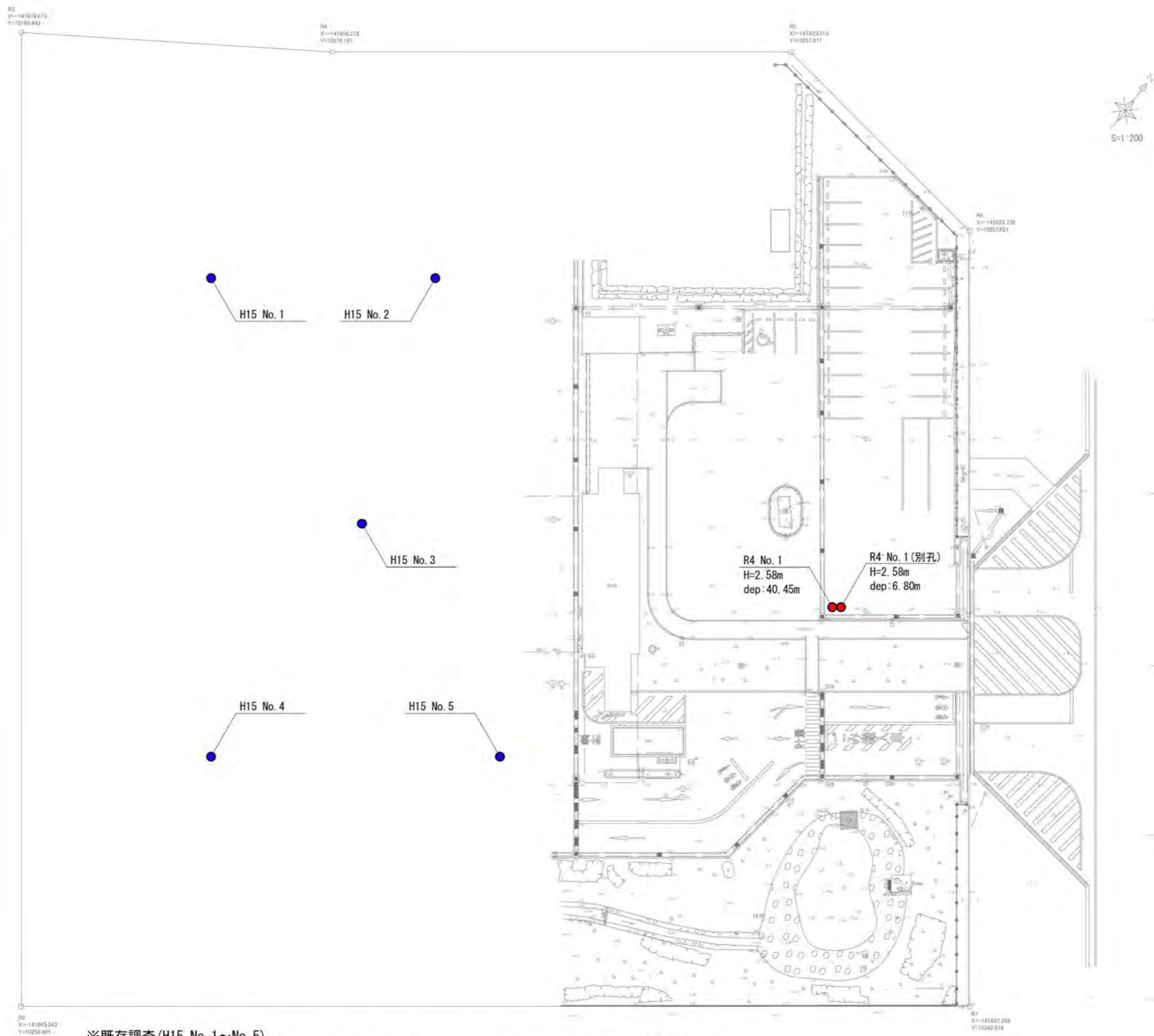
今回実施した調査実施数量を、表1.4.1に示す。

表1.4.1 調査実施数量表

工種・区分		地点	地質調査		合計	
			R4 No. 1	R4 No. 1別孔		
ボーリング	φ 66mm	粘性土、シルト	m	2.00		2.00
		砂、砂質土	m			0.00
		粘性土、シルト	m			0.00
	φ 86mm	粘性土、シルト	m		0.80	0.80
		砂、砂質土	m		5.40	5.40
		礫混じり土砂	m		0.60	0.60
	φ 116mm	粘性土、シルト	m	15.30		15.30
		砂、砂質土	m	16.80		16.80
		礫混じり土砂	m	5.90		5.90
	掘削合計		m	40.00	6.80	46.80
標準貫入試験	粘土、シルト		回	15		15
	砂、砂質土		回	17		17
	礫混じり土砂		回	5		5
	試験合計		回	37		37
プレッシャーメーター試験（普通載荷）		箇所		2		2
乱れの少ない試料採取（シンウォール）		試料	2			2
乱れの少ない試料採取（デニソン）		試料	1			1
室内土質試験	土粒子の密度		試料	8		8
	土の含水比		試料	8		8
	土の粒度（沈降）		試料	8		8
	土の細粒分含有率		試料	5		5
	土の液性限界・塑性限界		試料	6		6
	土の湿潤密度		試料	3		3
	土の一軸圧縮		試料	3		3
	土の圧密（段階載荷）		試料	3		3
仮設他	調査孔閉塞		m	40.45	6.80	47.25
	平坦地足場仮設		基	1	1	2

1.5 調査位置

今回実施した調査位置を、図1.5.1に示す。



※既存調査(H15 No. 1~No. 5)
 (仮称)リサイクルセンター整備事業建設工事に伴う地質調査 平成15年7月：株式会社アオイテック

図1.5.1 調査位置図(1/500)

1.6 適用仕様書等

地質調査の実施ならびに取りまとめにあたっては、以下の仕様書、基準、規格に準じた。

- ・ごみ中継施設建設工事に係る発注図書作成等業務 仕様書 (田原市)
- ・ごみ中継施設建設工事に係る発注図書作成等業務 地質調査施工計画書

- ・愛知県地質・土質調査業務共通仕様書 (愛知県)
- ・日本産業規格 (JIS) (経済産業省)
- ・地盤工学会基準 (JGS) ((社)地盤工学会)
- ・ボーリング柱状図作成要領 (案) (日本建設情報総合センター)
- ・ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領 (案) (全国地質調査業協会連合会)
- ・建築基礎構造設計指針 ((社)日本建築学会)
- ・道路橋示方書・同解説 ((社)日本道路協会)
- ・地盤調査の方法と解説 ((社)地盤工学会)
- ・地盤材料試験の方法と解説 ((社)地盤工学会)
- ・設計要領第二集 (東・中・西 日本高速道路株式会社)

1.7 既存調査資料

報告書作成にあたり、以下に示す既存調査資料を参考とした。

既存調査資料

(仮称) リサイクルセンター整備事業建設工事に伴う地質調査・平成15年7月・(株)アオイテック

2 調査方針ならびに調査方法

2.1 調査方針ならびに調査手順

本地質調査は、愛知県田原市緑が浜二号2番地91（田原リサイクルセンター炭生館敷地内）に計画されている施設の整備工事に先立ち、建築物の基礎検討等に必要な地盤把握を行うことを目的として、地質調査を実施したものである。

地質調査は、地層構成、各地層の物性、地下水の動向等を把握するためにボーリング調査（ボーリング、原位置試験、乱れの少ない試料採取ならびに室内土質試験）を行った。

調査については、前掲の図1.5.1に示すとおり1箇所（2孔）においてボーリングを行った。詳細な位置ならびに地点番号等については事前に監督員と協議し、立会・承認を受けた位置とした。

本業務における調査方針を、図2.1.1に示す。

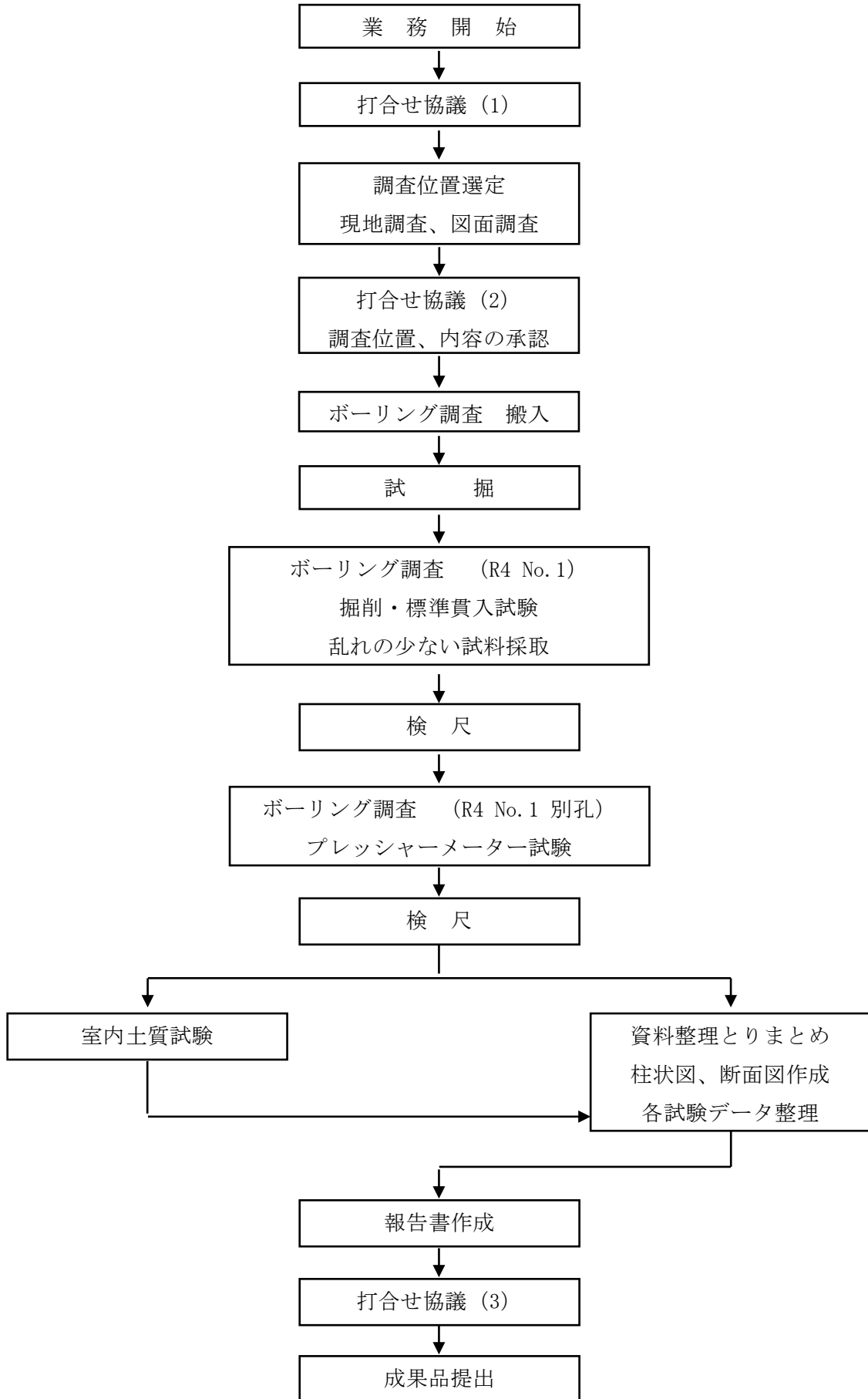


図 2.1.1 本調査業務の流れ

2.2 機械ボーリング

ボーリングは、ハイドロリック式ロータリーボーリング機械を用いて掘削し、必要に応じて、ベントナイト泥水あるいはケーシングパイプを使用して孔壁崩壊を防止した。試験は日本産業規格（JIS A 1219）に基づき、1.0m毎に標準貫入試験を実施して、地盤の相対密度及び相対稠度を測定した。

標準貫入試験用サンプラー（SPTサンプラー）によって採取された試料については、肉眼観察にて判別分類し、掘進状況と併せてボーリング柱状図を作成した。

ボーリング装置概念図を、図2.2.1に示す。

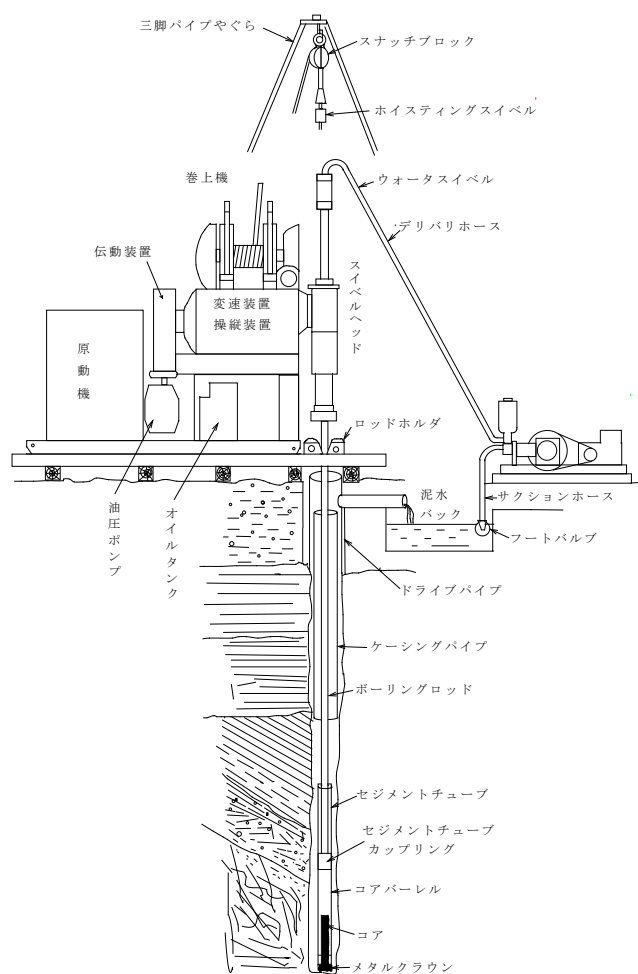


図2.2.1 ボーリング装置概念図

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」一部加筆

なお、本調査ではボーリングの実施にあたり、既設地下埋設物の破損防止を目的として、各地点においてGL-1.5mまでの人力試掘を実施している。



図2.2.2 既存埋設物破損防止を目的とした人力による試掘状況

また、調査終了後の地盤については、セメントミルクにて十分に閉塞を行い、表層については、常温合材にて復旧を行っている。



図2.2.3 調査孔閉塞状況と表層転圧状況

2.3 標準貫入試験

原位置における地盤の密実度を知るため、日本産業規格（JIS A 1219）に基づき原則として深度1.0m毎に標準貫入試験を実施した。当試験は、重量 $63.5 \pm 0.5\text{kg}$ のハンマーを $76 \pm 1\text{cm}$ の高さから自由落下させてSPTサンプラー（標準貫入試験用サンプラー）を 30cm 貫入させるのに必要な落下回数をN値として記録するものであり、その結果をボーリング柱状図に示した。

N値はSPTサンプラーの貫入量 10cm 毎に落下回数を記録した。

SPTサンプラーによって採取した土質試料は、含水が変化しないようにビニール袋に入れて保存し、現地及び室内にて観察を行った。なお、代表的な試料を標本ビンに入れ土質標本とした。

図2.3.1に標準貫入試験方法及び器具、表2.3.1にN値と相対密度、せん断抵抗角との関係、表2.3.2に粘土の相対稠度、一軸圧縮強さとN値との関係を示す。

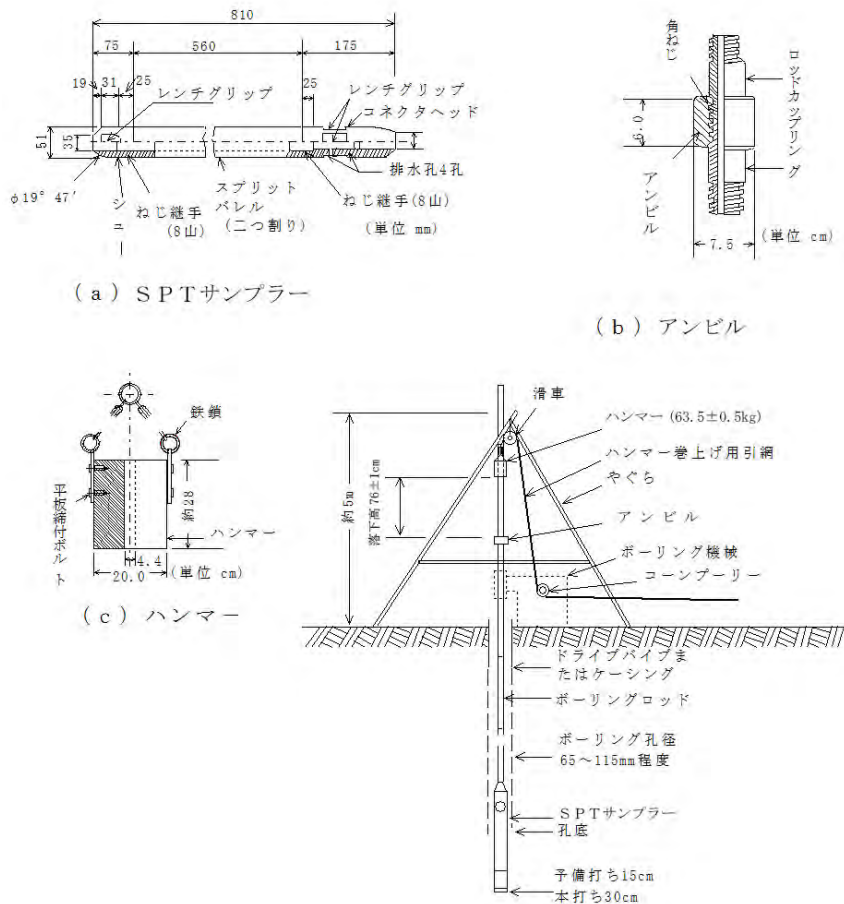


図2.3.1 標準貫入試験方法及び器具

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

表2.3.1 N値と相対密度の関係 (Terzaghi & Peck)

N値	相対密度 (Terzaghi and Peck)	現場判別法
0~4	非常に緩い (very loose)	鉄筋が容易に手で貫入
4~10	緩い (loose)	ショベル (スコップ) で掘削可能
10~30	中位の (medium)	鉄筋を5ポンドハンマで打込み容易
30~50	密な (dense)	同上, 30cm程度貫入
>50	非常に密な (very dense)	同上, 5~6cm程度, 掘削につるはし必要, 打込み時金属音

注) 鉄筋はφ13mm

出典: (社) 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

表2.3.2 N値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さの関係 (Terzaghi & Peck)

N値	q_u (kN/m ²)	コンシステンシー
0~2	0.0~24.5	非常に軟らかい
2~4	24.5~49.1	軟らかい
4~8	49.1~98.1	中位の
8~15	98.1~196.2	硬い
15~30	196.2~392.4	非常に硬い
30~	392.4~	固結した

出典: (社) 地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

2.4 プレッシュャーメーター試験（孔内水平載荷試験）

(1) 試験方法

プレッシュャーメーター試験（旧 孔内水平載荷試験）は、応用地質機製のLLT（Lateral Load Tester）を用いた。

本装置はボーリング孔内の所定の位置にゴムチューブゾンデを挿入した後、高圧ガス（窒素ガス）を介してゾンデ内に送水、加圧膨張させ、この時の圧力とゴムチューブの膨張量、すなわち土に与えた変形量の関係から地盤の変形特性を求めるものである。LLTの測定装置の概要は、図2.4.1に示したとおりであり、圧力-容積計（タンク）、ゾンデ（載荷部）、ガスボンベ（給圧部）と各々を連結するナイロンチューブから構成される。

試験は急速載荷（時間制御）で行い、加圧後15, 30, 60, 120秒にタンクのスタンドパイプの水位を読み、105秒でセル圧（ゾンデ内圧力）を記録する。1段階の載荷は120秒で終了し、直ちに次の加圧段階に入る。

試験は通常、明らかに地盤が破壊状態になるか、タンク内の水がゾンデに注入された時点で終了とするが、本調査では明らかな破壊状態を確認し、試験を終了している。

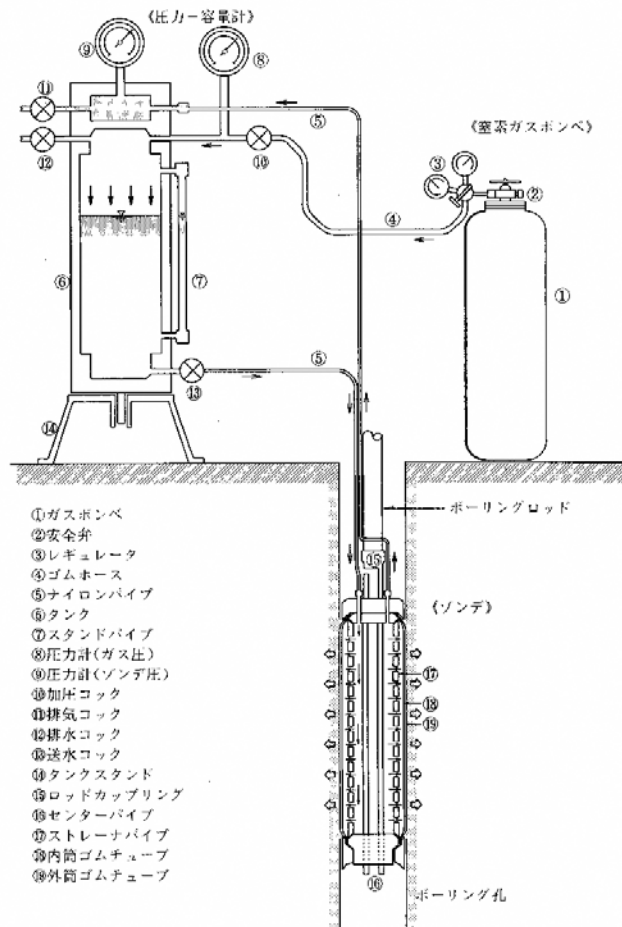


図2.4.1 プレッシュャーメーター試験（LLT）装置略図

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

(2) 解析方法

試験結果は、図2.4.2に示すような載荷圧力 (Pe) ~変形速度 (ΔH) 曲線、載荷圧力 (Pe) ~半径 (r) 曲線として整理する。

測定K値 (Km) は、初期半径以降の擬似弾性領域、すなわちPe-r曲線がほぼ直線をなす部分の勾配として次式のように決定される。

$$K_m = \frac{\Delta P_e}{\Delta r} \quad (\text{kN/m}^3)$$

また、変形係数 (Em) は、弾性論から2次元変形問題として取り扱う。すなわち、応力は弾性領域内にあり、半径方向の面に関して平面歪の条件が満たされていると仮定すると、次式で表される。

$$E_m = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot K_m \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、Em : 変形係数 (kN/m²)

rm : Kmを求めた中間半径 (m)

ν : ポアソン比

Km : 測定K値 (kN/m³)

なお、ポアソン比 (ν) は軟弱地盤においてはν=0.3~0.5程度と考えられるが、一般的にはν=0.3と仮定して用いることが多い。

その他、地盤の力学的特性点 (静止土圧 (P0), 降伏圧 (Py), 破壊圧 (P1)) は、Pe-r曲線, Pe~ΔH曲線の形状から決定され、真の降伏圧 (Py)、破壊圧 (P1) は次式で表すことができる。

$$P_y = P_y' - P_0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_1 = P_1' - P_0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

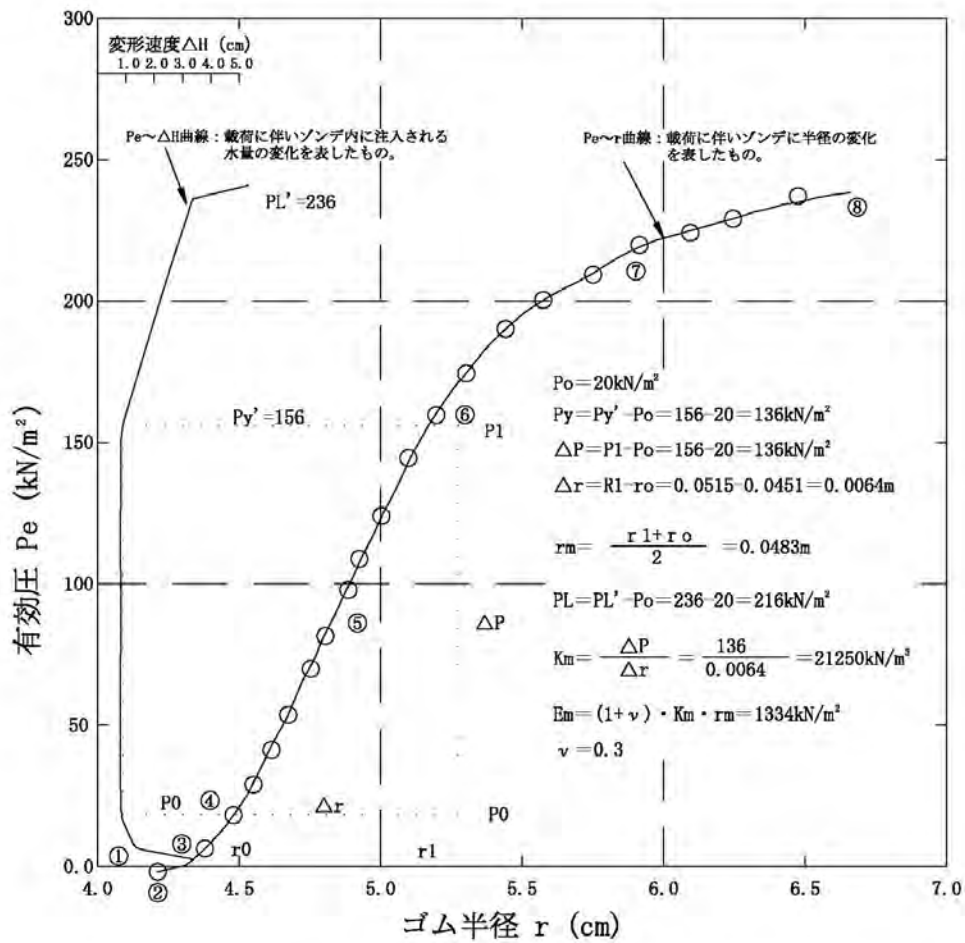
水平方向地盤反力係数 (Kh) は、上記の変形係数 (Em) を用いて次式で算定する。

$$K_h = 0.8 E_m B^{-3/4}$$

ここに、Kh : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

Em : 変形係数 (kN/m²)

B : 杭径 (m)



- ① セル（ゴムチューブ）自身の自由膨張過程で、孔壁には接しておらず地盤への応力伝達はない。
- ② セル（ゴムチューブ）が孔壁に接する点。
- ③ 押し出された孔壁の、主動土圧に抗して押し戻す孔壁の再圧縮過程で、地盤反力を徐々に増大し、変形速度 ΔH は減少する。
- ④ 初期段階の孔壁に達する、いわゆる地盤の静止土圧と均衡を保つ点で、この時点の圧力を静止土圧 P_o とみなす。この状態で地盤反力は急激に増大する変曲点をなし、変形速度は最小値を示す。
- ⑤ 受動土圧を地盤内に生ずる荷重過程の初期直線状段階で、いわゆる地盤の擬似弾性変形領域である。
- ⑥ 地盤の降状点である。
- ⑦ 地盤の流動曲線が徐々に進行して増大し、破壊に至る過程である。
- ⑧ 地盤が破壊に至ったと想定される点。

図2.4.2 プレッシャーメーター試験データ整理模式図

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

2.5 乱れの少ない試料採取（不攪乱試料採取）

乱れの少ない試料採取（旧：不攪乱試料採取）は、主として土の力学的性質試験に用いる試料を得るために行うものである。

試料採取には表2.5.1に示す幾つかの方法があるが、本調査では粘性土層を採取対象としたため、N値ならびに土質性状により下表の「水圧式シンウォールサンプラー」ならびに「デニソンサンプラー」を使用した。図2.5.1にサンプラー概念図を示す。

表2.5.1 主なサンプラーとその特徴

サンプラーの種類		ピストンの有無と状態	適応土質	採取試料の状態※	特 徴
オーガーボーリング			固結土を除く	乱した試料	浅い位置の乱した試料の採取。手軽であり、予備的な調査によく用いる。
SPTサンプラー			ほとんど全ての土		物理的特性を知るための試料採取法として最も普遍的ある。
シンウォールチューブを使用するもの	オープンドライブサンプラー	なし	軟らかい粘性土 (N=0~4)	C	試料の脱落や圧縮を生じやすい。操作は簡単である。
	固定ピストン式シンウォールサンプラー	固定	軟らかい粘性土 (N=0~4)	A	チューブ押し込み時にピストンが固定され、高品質の試料が採取できる。最も普及し、信頼度も高い。
	水圧式シンウォールサンプラー	固定	軟らかい粘性土 (N=0~4)	A	サンプリングチューブを水圧で地盤に圧入する。ピストンはサンプラーヘッドに固定されている。
	デニソン式サンプラー	なし	硬質粘性土 (N=4~20)	B	二重管式のサンプラーで、内管はオープンドライブサンプラーと同じ作用をする。外管先端のクラウンより内管が突出しており、内管が地盤に貫入するに伴い外管で周りの地盤を削り取る。硬質粘土の採取によく用いられる。
	トリプルサンプラー	なし	硬質粘性土～砂質土	B	デニソン式サンプラーを原型とし、これに改良を加えたもの。内管の中に更に試料採取用のライナーを装備している。硬質粘土～砂質土の採取に用いられる。

A: ほぼ原地盤の状態を保つとみてよいもの。

B: Aに比べてやや乱れやすいが、注意深い操作が行われた場合、比較的良いサンプルが得られるもの。

C: 乱れの影響を受けやすいもの。

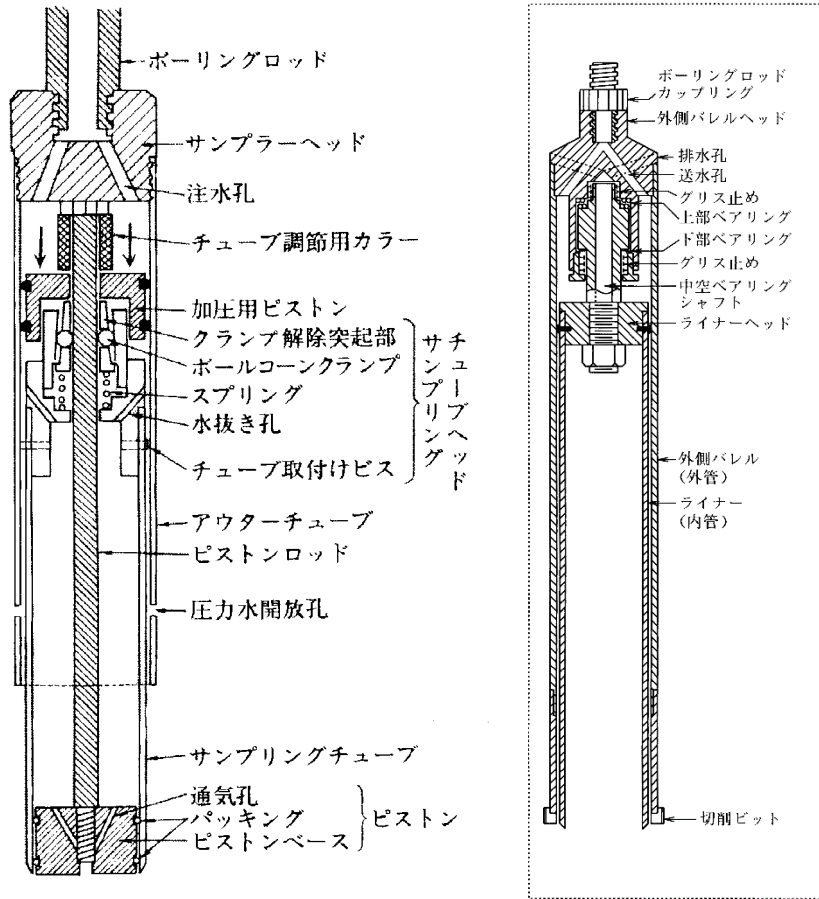


図2.5.1 サンプラー概念図

(左：水圧式シンウォールサンプラー 右：デニソンサンプラー)

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

2.6 室内土質試験

室内土質試験には、土の判別分類を目的とした「物理的性質試験」と強度、変形特性などの「力学的性質試験」がある。主な試験は図2.6.1に示すとおりである。

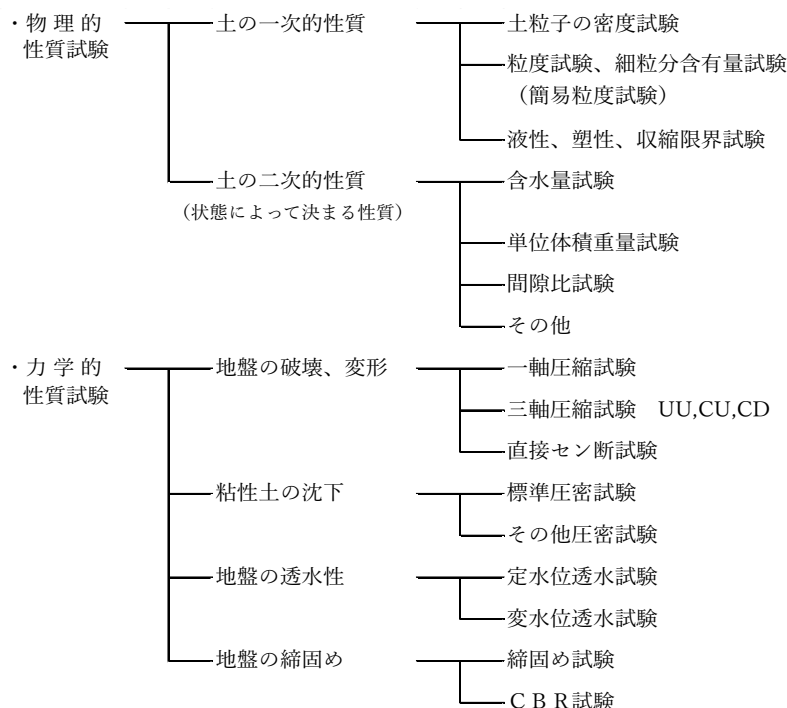


図2.6.1 主な土質試験

室内土質試験に用いた試料は前述のシンウォールサンプラー、デニソンサンプラーにて採取した「乱れの少ない試料」と標準貫入試験時にSPTサンプラーにより採取した「乱した試料」である。

試験は日本産業規格（JIS）および地盤工学会基準（JGS）に基づく方法で実施し、土の物理的特性、力学的特性を判定した。

今回調査で実施した室内土質試験項目を表2.6.1の室内土質試験一覧表に示す。

【室内土質試験項目】

・物理的性質試験	土粒子の密度試験	(JIS A 1202)
	土の含水比試験	(JIS A 1203)
	土の粒度試験	(JIS A 1204)
	土の細粒分含有率試験	(JIS A 1223)
	土の液性・塑性限界試験	(JIS A 1205)
	土の湿潤密度試験	(JIS A 1225)
・力学的性質試験	土の一軸圧縮試験	(JIS A 1216)
	土の圧密試験	(JIS A 1217)

表2.6.1 室内土質試験一覧表（本調査で実施した試験項目）

試験の名称	試験から求める値	試料の状態	結果の利用	規格
A. 土の物理的性質試験				
土粒子の密度試験	土粒子の密度 ρ_s	乱した	土の基本的性質 (間隙比・飽和度)の計算	JIS A 1202 JGS 0111
含水比試験	含水比 W_n	乱した	土の基本的性質の計算	JIS A 1203 JGS 0121
粒度試験	粒径加積曲線 有効径 D_{10} 均等係数 U_c 曲率係数 U_c'	乱した	粒度による土の分類 材料としての土に規定 地震時の液状化判定	JIS A 1204 JGS 0131
細粒分含有率試験	細粒分含有率 F_c	乱した	地震時の液状化判定	JIS A 1223 JGS 0135
コンシステンシー試験 液性限界試験 塑性限界試験 収縮定数試験	液性界 WL 流動指数 I_f 塑性限界 WP 塑性指数 I_p コンシステンシー指数 I_c 収縮限界 Ws 収縮比 R 体積変化 C	乱した	コンシステンシーによる土の分類 土に工学的性質の推定 土工における適性及び凍 上性の判定	JIS A 1205 JGS 0141 JIS A 1209 JGS 0145
湿潤密度試験	湿潤密度 ρ_t 乾燥密度 ρ_d	乱れの少ない	土に基本的性質の計算 地盤の締固め度の判定	JIS A 1225 JGS 0191
B. 土の力学的性質試験				
一軸圧縮試験	一軸圧縮強さ q_u 変形係数 E_{50}	乱れの少ない	基礎、斜面、擁壁などの 安定計算	JIS JGS 0524
圧密試験	間隙比-荷重曲線 体積圧縮係数 m_v 圧縮指数 C_c 圧密降伏応力 時間-圧密度曲線 圧密係数 C_v 一次圧密比 r	乱れの少ない	粘性土の沈下量の計算 粘性土の沈下速さの計算	JIS A 1217 JGS 0411 JIS A 1227 JGS 0412

3 地形地質概要

3.1 地勢

本市は、愛知県南端、渥美半島に位置し、東西約30km、南北約10kmで、北は風光明媚な三河湾、南は勇壮な太平洋、西は伊勢志摩を臨む伊勢湾と三方を海に囲まれ、海岸延長は約100キロメートルにおよび、唯一、東側を陸続きに豊橋市と接している。市の北東部から南西部にかけて蔵王山、大山を始めとする標高300m前後の蔵王山地、大山山地が縦走している。

本調査地は、豊橋鉄道渥美「三河田原駅」より、概ね北北東約6km（愛知県田原市緑が浜二号2番地91）にある。



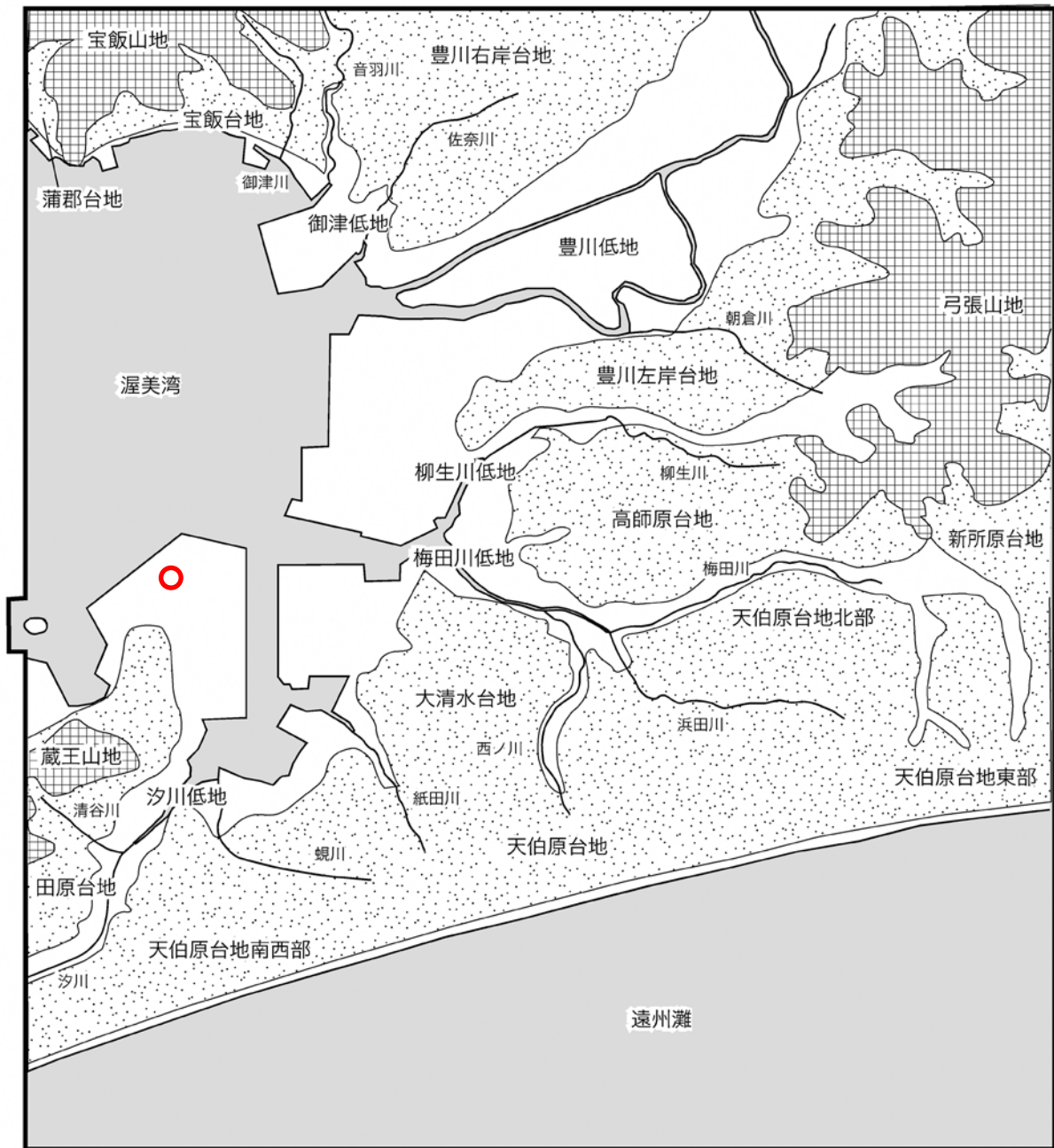
位	置	東経137度16分00秒
		北緯34度39分56秒
行政面積		191.11km ² （令和3年1月1日時点）

図3.1.1 田原市の位置

3.2 地形

本市北東部の地形をみると、図3.2.1、図3.2.2に示すとおり、当該区域の北西側には河川（旧河川）による沖積低地がひろがり、臨海部では低地につながり人工的な埋立地盤が広がる。一方、南側～東側においては段丘台地が広がっている。

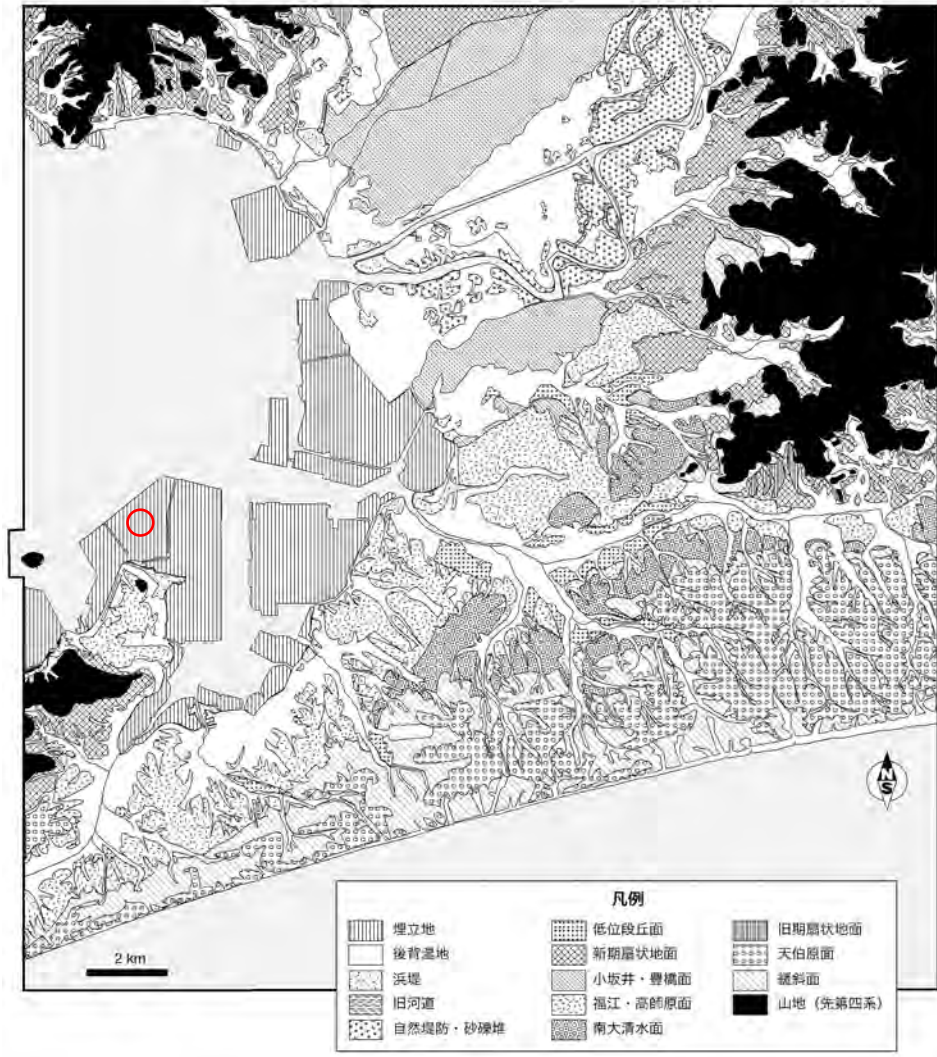
本調査地は、図3.2.1に示すとおり、汐川低地河口部に広がる埋立地に位置する。



○調査地

図3.2.1 本調査地付近の地形区分

出典：地質調査総合センター「豊橋及び田原地域の地質」



○調査地

図3.2.2 本調査地付近の地形分類概略図

出典：地質調査総合センター「豊橋及び田原地域の地質」

3.3 地質

本調査地は、前述のとおり、沿岸部に広がる埋立地にあたる。

当該地における地層構成は人為的に施された埋立土、沖積層を経て洪積層となる。本調査地を含む豊川河口から汐川河口にかけての微高地や干潟は近世以降、埋立や干拓がなされ、水田や養鰻上、工業用地に利用されている。

沖積層は最終氷期最盛期頃（第四紀完新世）に形成されたもので、主に軟質な粘性土、緩い砂質土からなり、ところにより規定の礫層を伴う。層厚は堆積環境により変化するが臨海部では数10mに及ぶこともある。

沖積層の下位には第四紀更新世の堆積物が確認される。洪積層の上位には中位段丘堆積物相当の高師原礫層（福江層）、その下位には渥美層群が分布する。

高師原礫層は「福江面・高師原面」として取り扱われる中位段丘面の地層で、梅田川以南の田原台地、大清水台地、新所原台地などに分布する福江面、梅田川以北の豊川砂岩台地、高師原台地に分布する高師原面からなる。

渥美層群は、渥美半島における第四紀更新世堆積物の総称である。過去の研究により海進、海退により形成された「豊橋層」、「田原層」、「二川層」の3部層に区分されるほか、その内部においてさらに細分化されている。

地層の特徴としては、各部層とも砂層、シルト・泥層、礫層のサイクルを見せており、関西地域の大坂層群と対比される。

4 調査結果

4.1 ボーリング調査結果

4.1.1 地層構成

本調査では、整備工事計画の策定にあたり、計画敷地内にてボーリング調査を行った。ボーリング調査結果の詳細は、巻末資料の「ボーリング柱状図」に示すとおりである。

また、本調査結果を用いて敷地内の図4.1.1に示す切断面線において地層構成を示したものが図4.1.2に示す「地層想定断面図」である。

この断面図によると、

- ①表層は人為的な埋土層 (B) が施されている。層厚は8m程度と厚く、主に砂質土主体であるが、下部にて粘性土主体部層が確認される。
- ②B層直下には「3. 地形地質概要」で述べた沖積層 (As1、Ac、As2) が確認される。砂質土層 (As1、As2) は非常に緩い～中位の性状を呈し、粘性土 (Ac) は非常に軟らかい～軟らかい性状を呈する。得られたN値のうち、N=0も確認される。
- ③沖積層下位には第四紀更新世の礫質土層 (Dg)、粘性土層 (Dc) が確認される。Dg層は概ねN=50以上を示す礫層であり、Dc層は比較的硬質なシルト層である。なお、Dc層にて本調査は掘削を終了しているが、既存調査にて以深で砂質土層 (Ds) が確認されていることから、地層想定断面図には同層までの層序を図化している。
- ④確認された地層の構成については後述する既存調査資料と概ね合致する結果となった*。

との結果が得られた。上述のとおり、本調査により明らかになった地層構成は先の「3 地形地質概要」で述べた地域の地層構成と概ね合致する結果となった。

各地層の概要を、表4.1.1に示す。

※既存調査資料の地盤高において

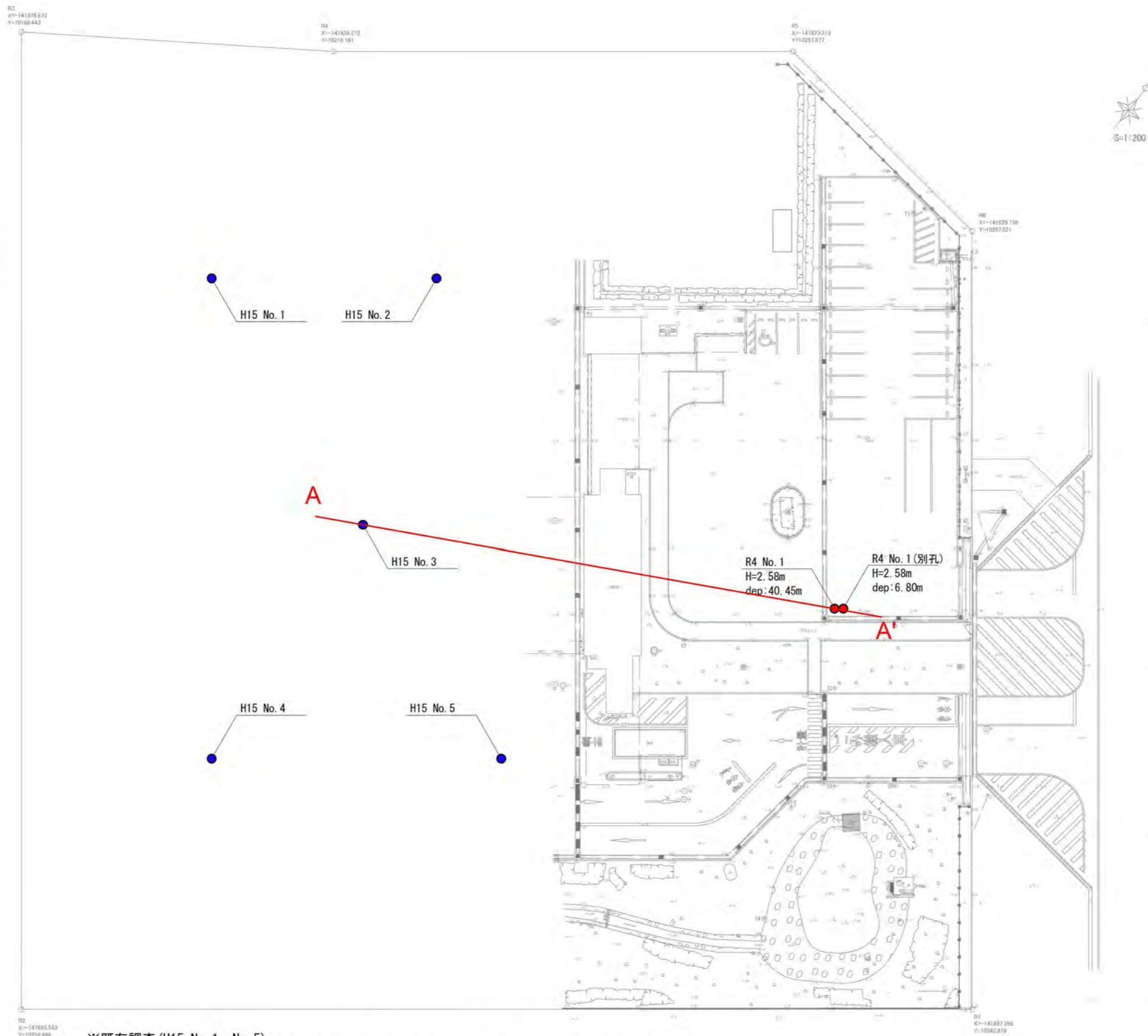
既存資料のボーリング孔口標高は、現在の炭生館建設前の境界杭をKBM±0.00mとした「KBM表記」であり、標高表記している本調査との整合性はないが、既存資料において自然地盤の堆積環境が概ね平坦であることから、ここでは断面図作成にあたり採用した既存調査No.3の地盤高をH=3.58mと推定した。

表4.1.1 調査地における土質層序表

地層名		地層記号	N値（回）		地層の特徴	
			分布	平均		
現世		埋土層	B	1～4 0～3	2.4 1.5	人為的に施された地層。GL-6m付近までは砂質土主体部層であるが、下部で約2m程度粘性土主体部層となる。
四 紀	更	沖積第1砂質土層	As1	3～10	6.1	細砂主体で粒子は比較的均一。全体的にシルトを含む。貝殻細片点在。全般にわたり緩い性状を呈する。
		沖積粘性土層	Ac	0～2	0.6	非常に軟質なシルト。上部にて薄く砂を多く含むほか、不規則に砂を含む。貝殻細片点在。
	新 世	沖積第2砂質土層	As2	6～19	10.3	細砂主体。粒子は比較的均一であるが、シルトを含み、不規則に互層状を呈する。
		洪積礫質土層	Dg	41～60	54.6	φ2～20mm程度の亜角礫～亜円礫。確認最大礫径はφ50mm程度。マトリクスは粗砂からなる。含水量は多い。
		洪積粘性土層	Dc	12～14	13.0	シルト主体。比較的硬質。全体的に細粒砂を多く含む。本調査は本層にて掘削を終了している。
		洪積砂質土層	Ds	---	---	既存調査においてDc層下位で確認される。密実な砂質土層でN=29～60以上、平均N=44が得られている。

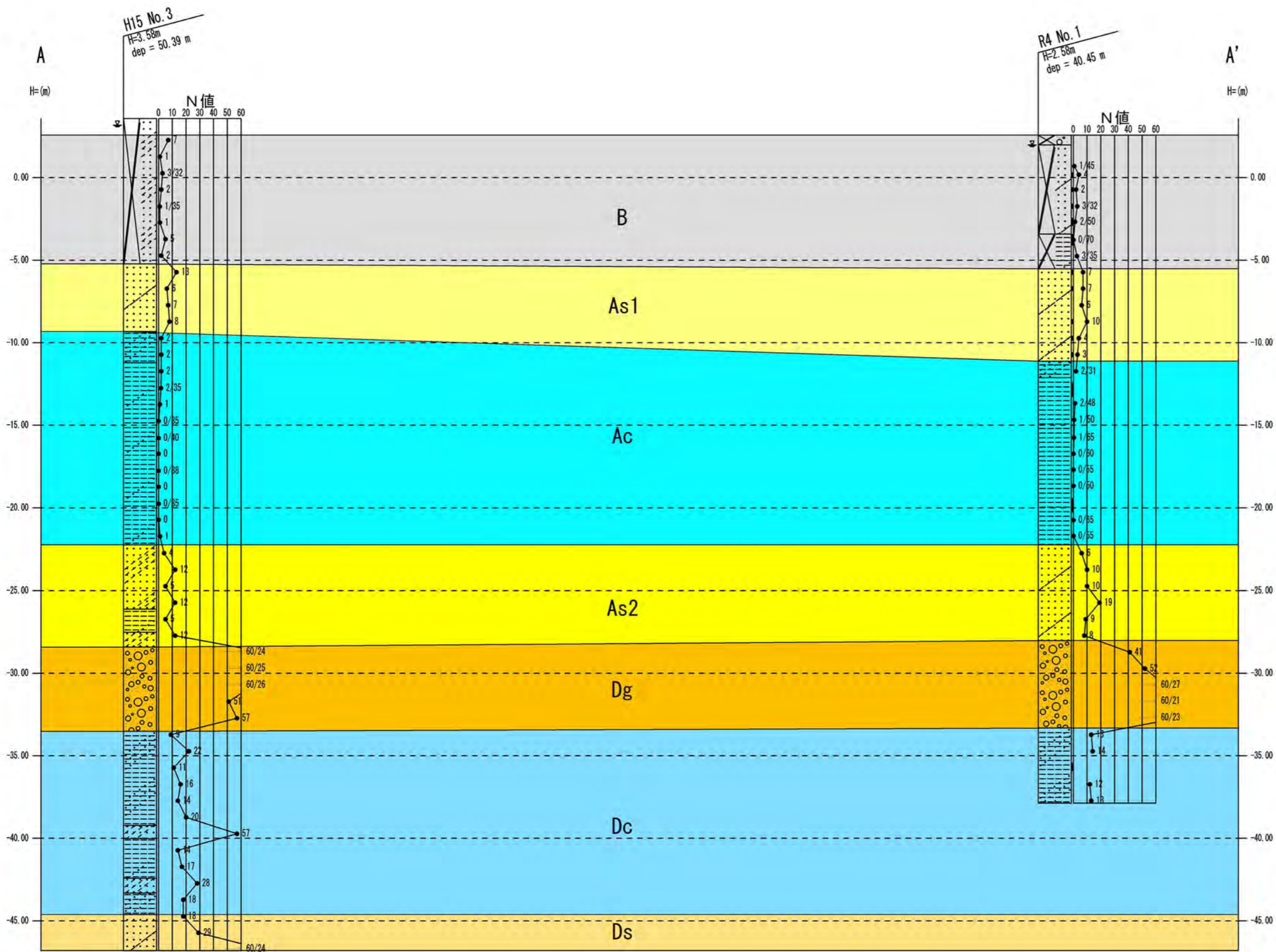
N値、平均N値は本調査結果のみのものである。N値はN=60を上限とした。

B層のN値分布ならびに平均N値は上段が砂質土主体部層、下段が粘性土主体部層によるもの



※既存調査(H15 No. 1~No. 5)
 (仮称)リサイクルセンター整備事業建設工事に伴う地質調査 平成15年7月:株式会社アオイテック

図4.1.1 地層断面切断面線図(1/500)



地層層序

地層年代	地層名称	地層記号
現世	埋土層	B
第四紀	沖積第1砂質土層	As1
	沖積粘性土層	Ac
更新世	沖積第2砂質土層	As2
	洪積礫質土層	Dg
	洪積粘性土層	Dc
	洪積砂質土層	Ds

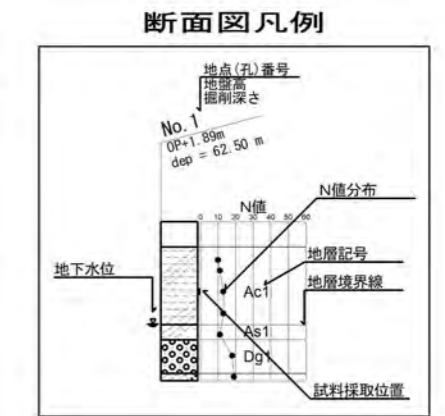


図4.1.2 地層想定断面図(1/250)

4.1.2 地下水位

ボーリング調査実施には各地点にて無水掘りによる掘削を行い、自然地下水位を確認した。確認された孔内自然地下水位を表4.1.2に示す。

表4.1.2 孔内水位一覧表

地 点	地盤高 H= (m)	孔内水位 (m)		
		GL	H=	地層
R4 No. 1	2.58	-0.60	1.98	B

ボーリングにて確認された自然地下水位は、上表のとおりである。

確認された水位高は、GL-0.60m (H=1.98m) と地表面に近い深度で確認されており、盛土中のたまり水的水位である可能性もあるが、既存調査においても表層付近にて自然地下水位が確認されており、これらも含め、恒常的な地下水位であると考えることが妥当といえる。なお、この水位は季節変動に加え、海面の上昇下降と連動する自由地下水位であると推測される。

4.2 プレッシュャーメーター試験結果

4.2.1 試験結果

地盤の変形係数を求めるためにプレッシュャーメーター試験を実施した。試験結果の詳細は、巻末資料「プレッシュャーメーター試験データ」に示すとおりである。試験結果の概要を表4.2.1に示す。

表4.2.1 プレッシュャーメーター試験結果

地層記号	地点番号	試験深度 GL (m)	試験深度 H= (m)	土質	N値 (回)	変形係数 E_m (kN/m ²)	EとN値の関係
B (S)	R4 No. 1 (別孔)	-3.50	-0.92	盛土 (シルト混じり細砂)	2	0.731	$E=0.365N$
B (C)	R4 No. 1 (別孔)	-6.50	-3.92	盛土 (砂混じりシルト)	0	1.231	----

試験深度、試験深度高はそれぞれ試験区間中心を示す。

B (S) : 盛土層 (B) のうち、砂質土主体部層

B (C) : 盛土層 (B) のうち、粘性土主体部層

4.2.2 一般値との対比

一般に地盤の変形係数 (E) とN値の間には、相関があるとされ、地盤工学会によると、両者には、図4.2.1に示すとおり、

$$E=670N^{0.986} \approx 700N \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.7N \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{式4.4.1}$$

の関係が成り立つとされる (「地盤調査の方法と解説」より)。

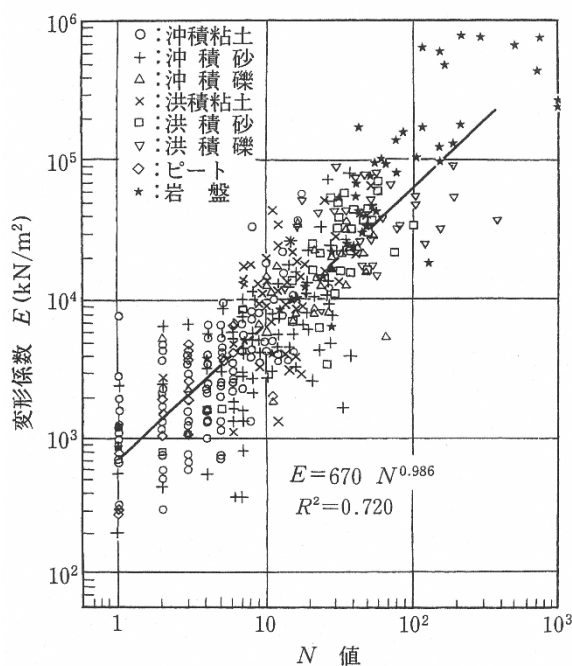


図4.2.1 プレッシュャーメーター試験による変形係数 (E) とN値の関係

出典：(社)地盤工学会「地盤調査の方法と解説」

ここでは上記の関係を用いて、地層ごとの変形係数 (E) とN値の関係を求める。地層ごとの関係図を図4.2.2に示す。なお、N=0となるGL-6.5mの試験値については、図4.2.2が対数グラフであるため、正確にはプロットできないが、ここでは軸の最小値にプロットする。

表4.2.1ならびに図4.2.2に示すとおり、盛土層 (B) の砂質土主体部層「B (S)」は関係式を下回り、粘性土主体部層「B (C)」は関係式を上回る関係が成り立っている。

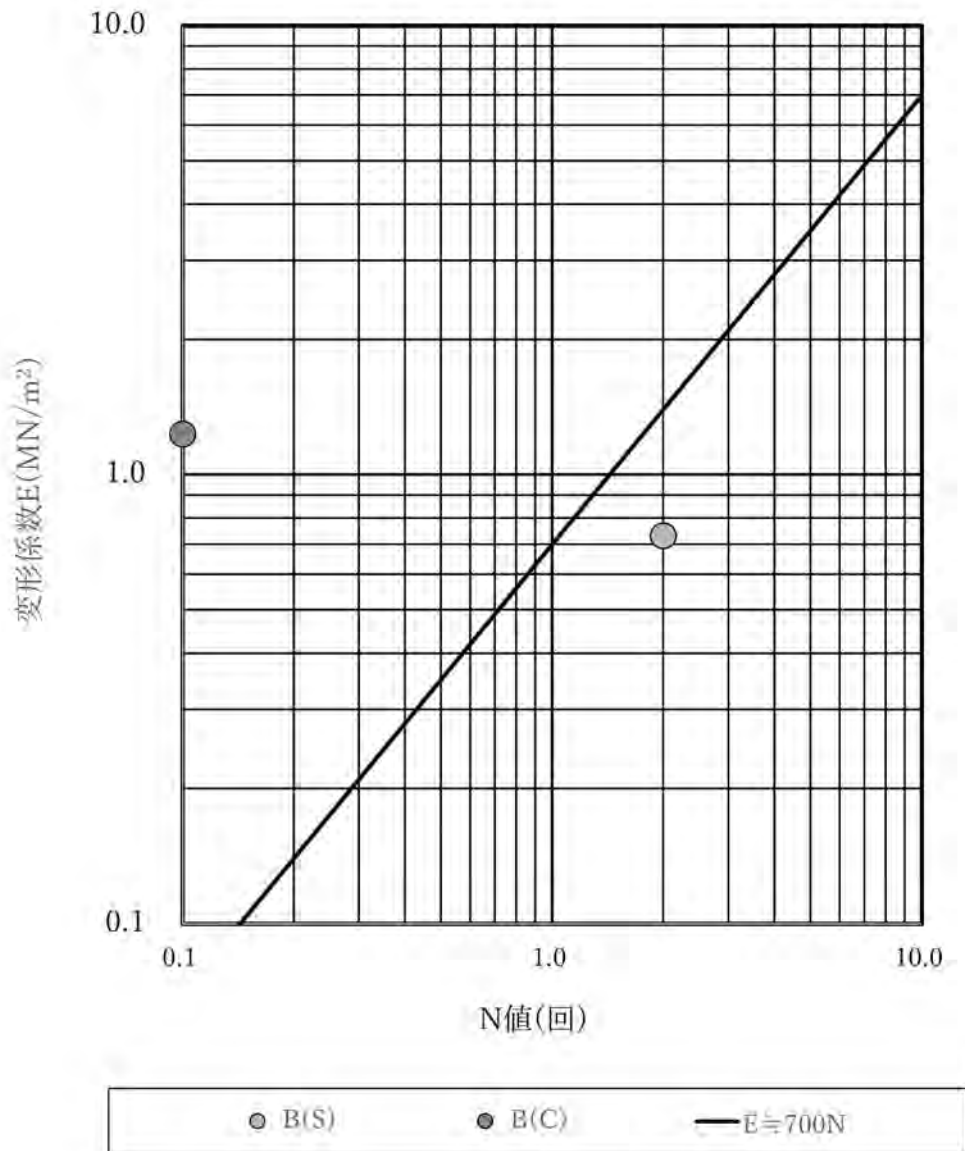


図4.2.2 プレッシャーメーター試験値 (変形係数) とN値の関係

4.3 室内土質試験結果

4.3.1 試験結果

ボーリング調査時に採取した「乱れの少ない試料（不攪乱試料）」ならびに「乱した試料（攪乱試料）」を用いて、各種室内土質試験を実施した。

試験結果の詳細は巻末資料の「室内土質試験データ」に示すとおりである。

以下、試験結果を表4.3.1にまとめ、各試験値について概要を述べる。なお、以降の各表に示す「試料番号」については、以下のとおりとしている。

<試料番号の付け方>

・乱れの少ない試料採取

シンウォールサンプラーにより採取した試料

→ (孔番号) - (シンウォールサンプラーによる採取) - (上部より1…2…3)

(Thin-walled Tube Sampler)

例 T-1 柱状図の記載 ①

デニソンサンプラーにより採取した試料

→ (孔番号) - (その他サンプラーによる採取) - (上部より1…2…3)

(Denison Sampler)

例 D-1 柱状図の記載 ②

・乱した試料採取

標準貫入試験用サンプラー（SPTサンプラー）により採取した試料

→ (孔番号) - (SPTサンプラーによる採取) - (試験実施順に上部より1…2…3)

(Standard Penetration test Sampler)

例 P-2 柱状図の記載 ③

「ボーリング柱状図作成要領（案）」

表4.3.1 室内土質試験結果一覧表

ボーリング地点		R4 No. 1													
試料番号		P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-8	P-9	P-11	P-12	P-13	T-1	T-2	D-1	
採取深度 GL- (m)		2.25~ 2.55	3.15~ 3.45	4.15~ 4.47	5.00~ 5.50	6.00~ 6.70	8.15~ 8.45	9.15~ 9.45	11.15~11.45	12.15~12.45	13.15~13.45	15.00~15.85	22.00~22.85	38.00~38.50	
地層記号		B (S)	B (S)	B (S)	B (S)	B (C)	As1	As1	As1	As1	As1	Ac	Ac	Dc	
一般	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	1.753	1.714	1.901	
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.684	2.672	2.710	2.699	2.672	---	---	---	---	---	2.673	2.659	2.710	
	自然含水比 W_n (%)	29.0	40.8	31.6	55.8	62.9	---	---	---	---	---	41.5	45.7	29.9	
粒度	礫分 (%)	0.8	0.0	0.0	0.0	0.0	---	---	---	---	---	0.3	0.0	0.0	
	砂分 (%)	93.4	56.6	74.6	49.3	17.8	---	---	---	---	---	45.1	29.9	33.5	
	シルト分 (%)	5.8	33.3	16.0	31.2	42.6	---	---	---	---	---	32.6	37.3	56.2	
	粘土分 (%)		10.1	9.4	19.5	39.6	---	---	---	---	---	22.0	32.8	10.3	
	細粒分含有率 F_c (%)	---	---	---	---	---	12.8	10.8	13.0	25.1	34.4	---	---	---	
コンシ テンシー	液性限界 WL (%)	---	NP	---	NP	73.9	---	---	---	---	---	42.8	43.5	45.0	
	塑性限界 WP (%)	---		---		---	---	---	---	---	---	---	25.5	24.0	21.3
	塑性指数 IP	---		---		---	---	42.6	---	---	---	---	---	17.3	19.5
分類	分類名	粘性土まじり砂	粘性土質砂	粘性土質砂	砂質シルト	砂質粘土 (高液性限界)	---	---	---	---	---	砂質粘土 (低液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	砂質粘土 (低液性限界)	
	日本統一分類	(S-Cs)	(SCs)	(SCs)	(MS)	(CHS)	---	---	---	---	---	(CLS)	(CLS)	(CLS)	
一軸	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	75.0 74.1	113 121	141 119	
	※上段：試験値 下段：平均値	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	74.5	117	130	
圧密	試験方法	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	段階載荷	---	---	
	圧縮指数 C_c	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	0.32	---	---	
	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	201	---	---	

4.3.2 物理的性質試験

実施した物理的性質試験結果の概要について述べる。

1) 土粒子の密度 (ρ_s)

土粒子の密度 (ρ_s) は、土の固有性質であり、一般にはその土が生成された起源の岩石鉱物・堆積環境及び混入物により定まり、 $\rho_s=2.5\sim 2.7\text{g/cm}^3$ の値を示すが、これ以上の値を示す場合は岩石鉱物を多く、これ以下の値を示す場合は有機物を含む場合が多い。また盛土、埋土については主体土質による。

今回試験を実施した各層の土粒子の密度は概ね一般値の範囲内といえる。

2) 自然含水比 (W_n)

自然含水比 (W_n) は、同一層内では応力履歴や不均質性によって異なり、土質が異なれば同様にその値も異なってくる。一般的に粘性土層では30～150%、砂質土で20%前後の値を示す場合が多い。また、混入物により若干の差異はある。

今回試験を実施した地層のうち、自然地盤のAc層、Dc層は一般値の範囲内といえるが、B層については一部試料で一般値を逸脱するものがある。

3) 粒度特性

粒度試験の結果は、巻末の「室内土質試験データ」内の粒径加積曲線に示されているとおりである。本調査の結果より得られる土質分類は概ね目視による観察結果と類似するものとなった。ただし、B層の砂質土主体部層で実施したP-5試料においては細粒土に分類された。ただし、同試料は砂分=49.3(%)、シルト分と粘土分の合算である細粒分=50.7(%)と中間土状を呈していることが判る。及び図4.3.1の各図に地層ごとの粒径加積曲線を示す。

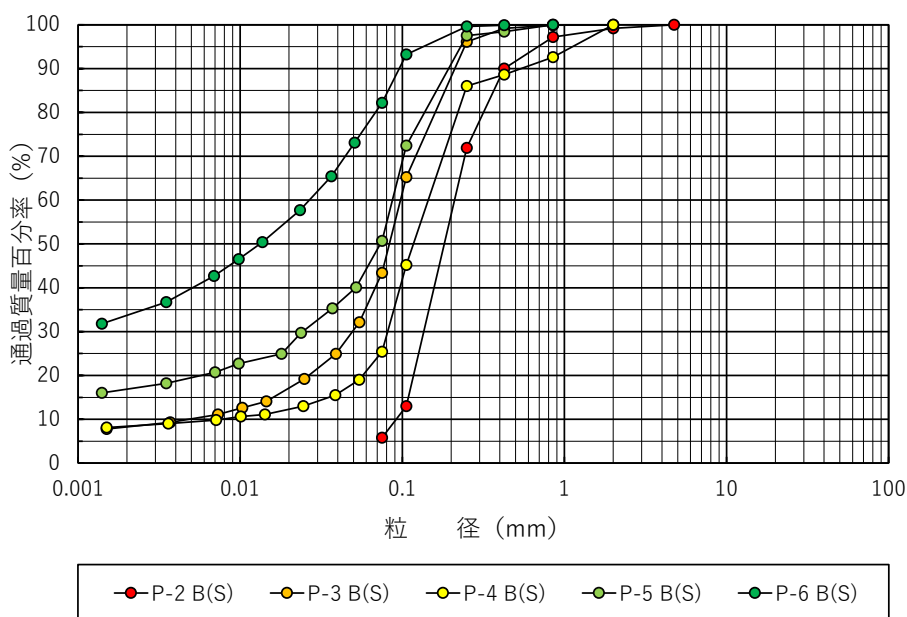


図4.3.1 (1) 粒径加積曲線 (B層)

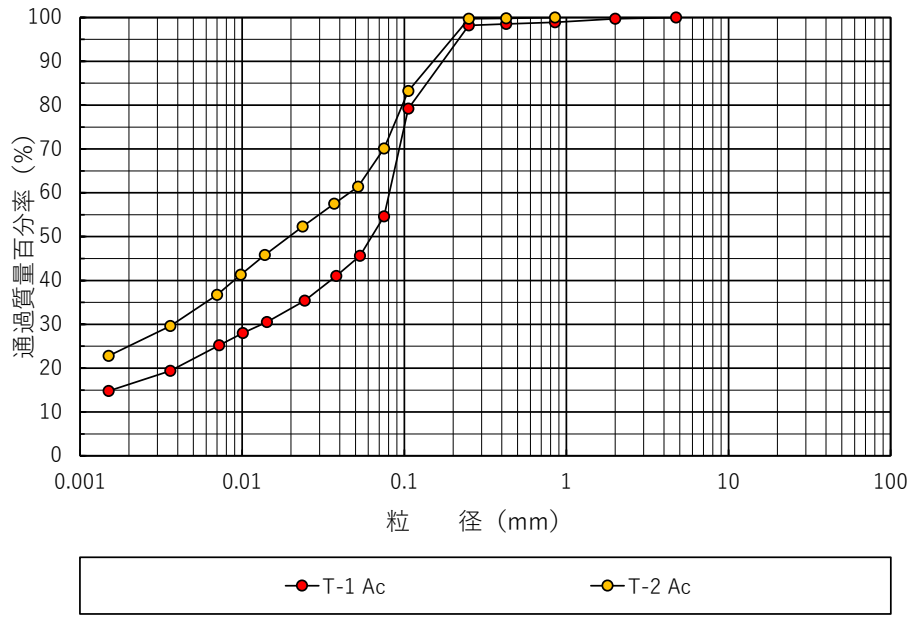


図4.3.1 (2) 粒径加積曲線 (Ac層)

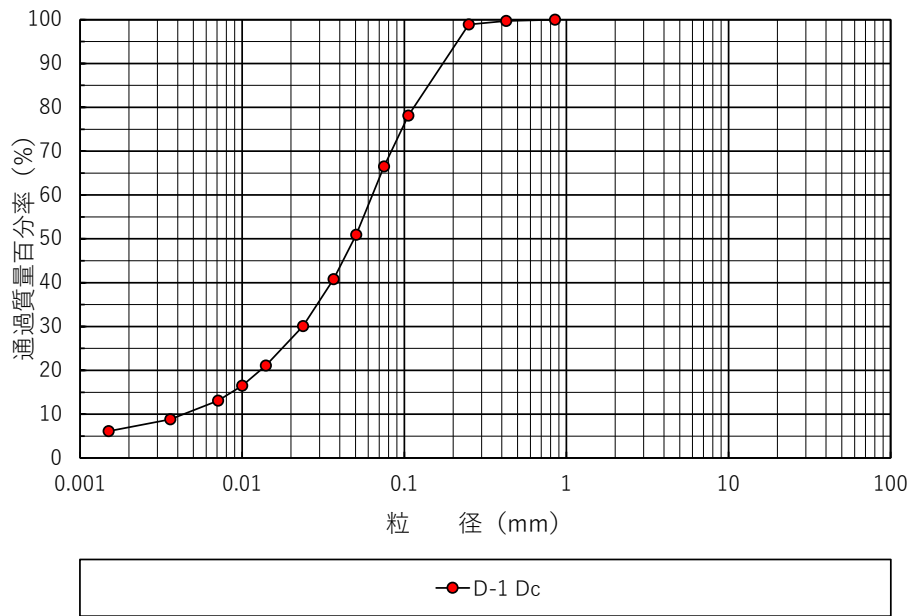


図4.3.1 (3) 粒径加積曲線 (Dc層)

4) コンシステンシー特性

液性限界 (WL) とは、土が液体から塑性体に移る境界の含水比である。塑性限界 (Wp) とは、土が塑性体から半固体に移る境界の含水比である。塑性指数とは、液性限界と塑性限界の差を言う。コンシステンシー試験から得られる特性値のうち、自然状態の粘性土地盤に外力が働いた場合の粘性土の流動化等に対する安定度の指標として、コンシステンシー指数 (Ic) がある。Ic値は次式により求められる。

$$I_c = \frac{WL - W_n}{I_p}$$

ここに WL : 液性限界 %
 W_n : 自然含水比 %
 W_p : 塑性限界 %
 I_p : 塑性指数

ここで、Ic ≥ 1の場合は、自然含水比が塑性限界に近いかそれ以下という事になり、安定した粘性土である事を示し、Ic ≒ 0である場合は、自然含水比が液性限界に近く、攪乱を受けた場合、流動化して不安定化する危険性のあることを示している。

同様に液性指数 (IL) は、相対含水比とも呼ばれ、与えられた含水比 (W) における土の相対的な硬軟を表す指数で、ゼロに近いほど土は安定であり、大きくなるほど圧縮性は大きく、また鋭敏なことを示す。

$$IL = \frac{W_n - W_p}{I_p}$$

表4.3.2 自然含水比をコンシステンシーで評価した表

指 数 \ 状 態	液 性 状	塑 性 状	半 固 結 状
自然含水比	WL < W	WP < W < WL	W < WP
コンシステンシー指数	Ic < 0	0 < Ic < 1	1 < Ic
液性指数	1 < IL	0 < IL < 1	IL < 0
分 類	流動粘土	塑性粘土	弾性粘土

今回、試験を行った粘性土層のコンシステンシー指数、液性指数を表4.3.3に示す。

表4.3.3 Ic・Ip指数

地層	試験結果より求まる指数		分 類	状 態
	コンシステンシー指数 Ic	液性指数 IL		
B (C)	0.258	0.742	塑性粘土	塑性状
Ac	-0.113~0.075	0.925~1.113	流動~塑性粘土	液性~塑性状
Dc2	0.637	0.363	塑性粘土	塑性状

5) 湿潤密度 (ρ_t)

土の湿潤密度 (ρ_t) は土質区分ならびに粒度組成により異なるが、概ね $\rho_t = 1.2 \sim 2.0$ (g/cm³) 程度を示す。本試験結果は一般値の範囲内といえる。

4.3.3 力学的性質試験

実施した力学的性質試験について結果の概要について述べる。

1) 土の一軸圧縮試験 (q_u)

土の力学的特性を把握するため、土の一軸圧縮試験を実施した。試験結果の概要を表4.3.4に示す。

表4.3.4 一軸圧縮試験結果

地層 記号	一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)		推定される 粘着力 c (kN/m ²)
	試験値	平均値	
Ac	74.5~117	95.7	47.8
Dc	130	---	65.0

試験値は2供試体の平均を示す。

一般に粘性土のN値と q_u の間には、

$$q_u = 40 + 2.5 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{※沖積粘土 (東京湾岸低地の関係式)} \quad \dots \text{ 式4.3.1 (1)}$$

$$q_u = 12.5 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{※洪積粘土 (Terzaghi & Peckの提案式)} \quad \dots \text{ 式4.3.1 (2)}$$

の関係が成り立つとしている。

また、 $\phi = 0^\circ$ とすると、 c と q_u の間には、

$$c = 1/2 \times q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

の関係が成り立つことから、 c とN値の間には、

$$c = 1/2 \times q_u = 1/2 \times (12.5 \times N) = 6.25 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ 式4.3.1 (3)}$$

の関係式が導かれる。

試験値と採取深度付近の実測N値からの推定値の対比を行う。

【Ac層 (沖積層) : N=0~2】

$$q_u = 40 + 2.5 \times N = 40 + 2.5 \times (0 \sim 2) = 40 \sim 45 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad < \text{試験値} = 74.5 \sim 117 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

【Dc層 (洪積層) : N=12~14】

$$q_u = 12.5 \times N = 12.5 \times (12 \sim 14) = 150 \sim 175 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad > \text{試験値} = 130 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上記対比結果のとおり、Ac層はN値と q_u の関係式を上回る試験値といえる。一方、Dc層はN値からの推定値を下回る結果となっている。

2) 土の圧密試験 (Pc、Cc)

今回実施した圧密試験は、段階載荷方法で行い、圧密降伏応力 (Pc) 及び圧縮指数 (Cc) を測定し、粘性土地盤の圧密状態を判定するために行った試験である。

圧密試験結果から得られた各層の圧密降伏応力は、巻末資料IV「室内土質試験データ」に示すとおりである。

圧密降伏応力は、土が過去に受けた最大の応力とみなすことができ、原位置において正規圧密領域にあるか過圧密領域にあるかを判定する重要な指標となる。

圧密降伏応力と採取地点深度における有効土被り応力 ($\sigma v'$) との比 ($Pc/\sigma v'$) により過圧密比 (OCR) が求められる。過圧密比によって、以下のように土の圧密状態を判定することができる。

$OCR \leq 1$ ($Pc \leq \sigma v'$) ……正規圧密粘土

$OCR > 1$ ($Pc > \sigma v'$) ……過圧密粘土

また、圧密降伏応力と採取地点深度における有効土被り応力 ($\sigma v'$) との比 ($Pc/\sigma v'$) により過圧密比 (OCR) が求められる。過圧密比によって、以下のように土の圧密状態を判定することができる。

圧密降伏応力 (Pc) と有効応力 ($\sigma v'$) により求まる過圧密比OCRを表4.3.5に、Pcと $\sigma v'$ の関係図を図4.3.2にそれぞれ示す。

表4.3.5 圧密降伏応力と有効土被り圧との関係

地点	地層	試料番号	試料採取 深度中心 GL (m)	圧密降伏 応力 Pc (kN/m ²)	有効応力 $\sigma v'$ (kN/m ²)	過圧密比 OCR ($Pc/\sigma v'$)
R 4 No. 1	Ac	T-1	15.425	201	122.9	1.635
H15 No. 1	Dc	1-37	37.400	529	294.9	1.793

既存H15 No. 1のDc層については試験結果を本調査のR4 No. 1に組込んだ結果である

図表に示すように、圧密試験を実施した各層は、圧密降伏応力が有効土被り応力よりも大きい値 (Pcが図4.3.2の有効応力線の右側にプロットされる) を示し、計算上は「過圧密粘土」と判定される。

表中に示すとおり、Dc層は既存調査結果を用いて過圧密比を計算している。一般には採取した試験孔の地層構成でOCRを算出するが、ここでは本調査で確認された地層構成を用いて算出を行っている。なお、既存調査においてはOCRの算出を行っていないが、ここで示したものと同様の結果が得られている。

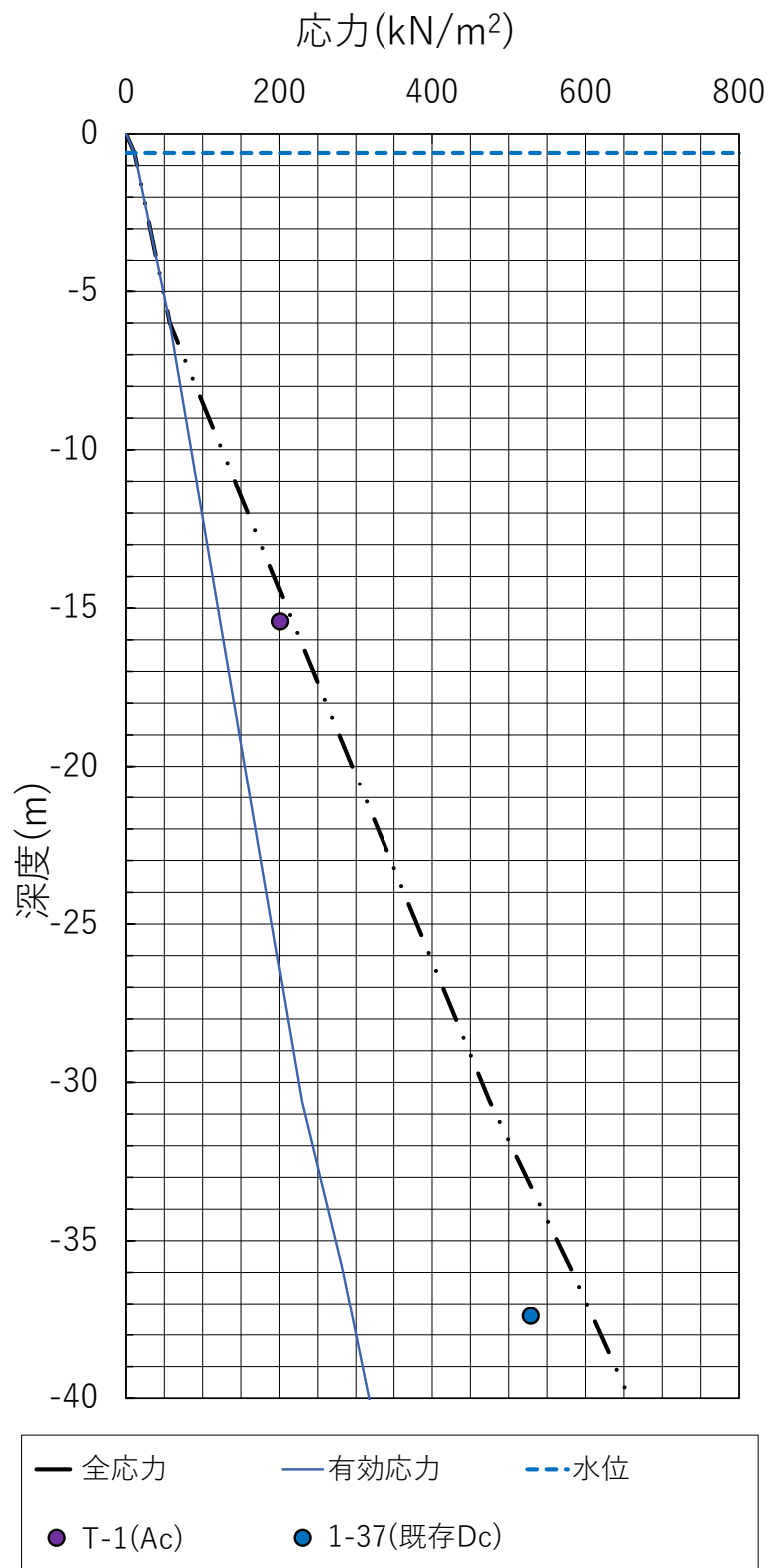


図4.3.2 圧密降伏応力 (P_c) と有効応力 (σ_v') の関係図

5 考察

5.1 土質定数の推定

本調査結果に基づき、建設工事計画策定に必要となる設計定数（土質定数）を推定する。

各定数値の推定にあたっては、原則として原位置試験結果ならびに室内土質試験結果を優先するものとするが、各試験値が得られていない地層については、実測N値（または設計N値）を用いて各種推定式により提案値を設定する。

5.1.1 検討項目と推定方法

(1) 検討項目

今回、設計業務に必要と考えられる以下の項目について設計上の土質定数を提案する。

- ①設計N値
- ②単位体積重量（ γ ）
- ③粘着力（ c ）
- ④せん断抵抗角（ ϕ ）
- ⑤変形係数（ E ）

土質定数の推定方法を以下に示す。なお、埋土層（B）においては本調査で砂質土、礫質土主体部層と粘性土主体部層が確認されており、提案定数値は部層ごとに設定することとする。

(1) 設計N値：N

設計N値は本調査で得られた実測N値の平均値を採用する。ただし、別紙地層想定断面図に示す洪積砂質土層（Ds）は本調査で掘削が到達しておらず、実測N値が得られていないため、既存調査による同層の平均N値を採用する。

(2) 単位体積重量： γ

室内土質試験（湿潤密度試験）を実施している地層は室内土質試験値より提案値を採用する。なお、湿潤密度試験（ ρt ）より単位体積重量（ γ ）を算出する場合は以下の式5.1.1を用いる。

室内土質試験を実施していない地層については、表5.1.2と土質性状ならびに設計N値から γ を推定する。

$$\gamma = \rho t \times 9.81 \quad (\text{kN/m}^3) \quad \dots\dots\dots \text{式5.1.1}$$

γ ：土の単位体積重量（ kN/m^3 ）

ρt ：土の湿潤密度（ g/cm^3 ）

表5.1.2 土質による単位体積重量の目安

種類	状態		湿潤密度 γ (kN/m)	土の代表分類	
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20.0	{G}	
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20.0	{S}
			分級されたもの	19.0	
	砂質土	締固めたもの	19.0	{SF}	
	粘性土	締固めたもの	18.0	{M}, {C}	
関東ローム	締固めたもの	14.0	{V}		
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20.0	{G}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18.0		
	礫まじり砂	密実なもの	21.0	{G}	
		密実でないもの	19.0		
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20.0	{S}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18.0		
	砂質土	密実なもの	19.0	{SF}	
		密実でないもの	17.0		
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ)		18.0	{M}, {C}
		やや軟いもの (指の中程度の力で貫入)		17.0	
		軟いもの (指が容易に貫入)		16.0	
	粘土及びシルト	固いもの (指で強く押し多少へこむ)		17.0	{M}, {C}
やや軟いもの (指の中程度の力で貫入)		16.0			
軟いもの (指が容易に貫入)		14.0			
関東ローム			14.0	{V}	

(設計要領第一集 NEXCO 3社を加筆)

※礫および砂の区分でN値の目安はおおむね、密実なもの (N \geq 30)、密実でないもの (N<30) とし、粘性土、粘土及びシルトの区分では固いもの (N=8~15)、やや軟い (N=4~8)、軟いもの (N=2~4) とする。

(3) 粘着力 : c

本調査で室内土質試験 (一軸圧縮) を実施した地層については得られた一軸圧縮強さ (qu) と以下の式5.1.2 (1) から提案値を推定する。

一軸圧縮試験を実施していない埋土層の粘性土主体部層については、設計N値と式5.1.2 (2) を用いて提案値を設定する。

確認される地層のうち、砂質土層、礫質土層についてはc=0 (kN/m²) を提案値とする。

$$qu = 12.5 \times N \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$c = 1/2 \times qu \quad (\text{kN/m}^2) \quad (\phi = 0^\circ) \text{ の場合} \quad \dots\dots\dots \text{式5.1.2 (1)}$$

$$= 6.25 \times N \quad (\text{kN/m}^2) \quad \dots\dots\dots \text{式5.1.2 (2)}$$

c : 粘着力 (kN/m²)

qu : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

N : 実測N値 ここでは設計N値とする

表5.1.3 室内土質試験値を用いた提案値の設定方法

試験位置の実測（近傍）N値と設計N値の関係	提案値の設定方法
実測（近傍）N値＝設計N値	試験値を採用
実測（近傍）N値＜設計N値	試験値を採用
実測（近傍）N値＞設計N値	実測N値と設計N値の比に応じて試験値を低減

(4) 内部摩擦角：φ

砂・砂礫の内部摩擦角は、設計N値と式5.1.3を用いて提案値を推定する。ただし、φの上限値はφ=40（°）とする。

粘性土層についてはφ=0（°）とする。

$$\phi = 15 + \sqrt{20 \times N} \quad (^\circ) \quad \dots\dots\dots \text{式5.1.3}$$

φ：内部摩擦角（°）

N：N値 ここでは設計N値とする

（建築基礎構造設計指針（社）日本建築学会より）

(5) 変形係数：E

原位置試験（プレッシャーメーター試験）を実施した地層は試験値を採用する。試験を実施していない地層については、近傍の同一層において試験値が得られている場合はその値を参考値とする。原位置試験を実施していない地層は式5.1.4と設計N値を用いる。

粘着力（c）の推定と同様に原位置試験を参考にする場合は以下の表5.1.4に示す方法にて提案値を設定する。

なお、ここで提案値するEについては、表5.1.5に示すEの推定方法のうち、「プレッシャーメーター試験」で測定した変形係数（α：常時=4、地震時=8）のものである。

$$E = 700 \times N \quad (\text{kN/m}^2) = 0.7 \times N \quad (\text{MN/m}^2) \quad \dots\dots\dots \text{式5.1.4}$$

E：変形係数（kN/m²、MN/m²）

N：実測N値 ここでは設計N値とする

表5.1.4 原位置試験結果を用いた提案値の設定方法

試験位置の実測N値と設計N値の関係	提案値の設定方法
実測N値＝設計N値	試験値を採用
実測N値＜設計N値	試験値を採用
実測N値＞設計N値	実測N値と設計N値の比に応じて試験値を低減

表5.1.5 変形係数 (E_0) と α

変形係数 (E_0) の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常 時	地震時
直径0.3cmの剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験のN値より $E_0=2800N$ (kN/m^2) で推定した変形係数	1	2

(出典：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編・(社)日本道路協会)

※孔内水平載荷試験：試験名改訂後から出典元未改訂のため旧試験名で記載（現プレッシャーメーター試験）

以降に提案値を示す。

5.1.2 土質定数の推定

(1) 設計N値：N

実測N値の平均値より各層の設計N値を表5.1.6に示す。

表5.1.6 提案土質定数（設計N値）

地層名	地層記号	N値		設計N値
		分布	平均値	
埋土層（砂質土・礫質土主体）	B	1～4	2.4	2
埋土層（粘性土主体）		0～3	1.5	1
沖積第1砂質土層	As1	3～10	6.1	6
沖積粘性土層	Ac	0～2	0.6	0.5
沖積第2砂質土層	As2	6～19	10.3	10
洪積礫質土層	Dg	41～60	54.6	54
洪積粘性土層	Dc	12～14	13.0	13
洪積砂質土層	Ds	29～60	44 ^{**}	44

※Ds層は既存調査結果に基づく

(2) 土の単位体積重量： γ

確認される各層の単位体積重量（ γ ）の提案値を表5.1.7に示す。

表5.1.7 提案土質定数（単位体積重量（ γ ））

地層記号 （土質）	設計 N 値	推定根拠	提案値 γ (kN/m ³)
B（砂・礫）	2	表5.1.2の砂主体の盛土から設計N値を考慮して低減	18.5
B（粘性土）	1	表5.1.2の粘性土の盛土から設計N値を考慮して低減	17.0
As1	6	表5.1.2の「密実でない砂質土」を採用	17.0
Ac	0.5	湿潤密度試験の平均値（ $\rho_t=1.733\text{g/cm}^3$ ）より	17.0
As2	10	表5.1.2の「密実でない砂質土」を採用	17.0
Dg	54	表5.1.2の「密実な礫」を採用	20.0
Dc	13	湿潤密度試験結果（ $\rho_t=1.901\text{g/cm}^3$ ）より	18.5
Ds	44	表5.1.2の「密実な礫」を採用	19.0

(3) 粘着力： c

各層の粘着力（ c ）の提案値を表5.1.8に示す。

表5.1.8 提案土質定数（粘着力（ c ））

地層記号 （土質）	設計 N 値	推定根拠	提案値 c (kN/m ²)
B（砂・礫）	2	砂・礫主体の盛土のため考慮しない	0
B（粘性土）	1	設計N値と式5.1.2（2）より $c=6.25 \times (1) = 6.25$ (kN/m ²)	6
As1	6	砂質土であるため考慮しない	0
Ac	0.5	一軸圧縮試験の平均値（ $q_u=95\text{kN/m}^2$ ）と式5.1.2（1）より	47
As2	10	砂質土であるため考慮しない	0
Dg	54	礫質土であるため考慮しない	0
Dc	13	一軸圧縮試験結果（ $q_u=130\text{kN/m}^2$ ）と式5.1.2（1）より	65
Ds	44	砂質土であるため考慮しない	0

(4) 内部摩擦角： ϕ

確認される各層の内部摩擦角（ ϕ ）の提案値を表5.1.9に示す。

表5.1.9 提案土質定数（内部摩擦角（ ϕ ））

地層記号 (土質)	設計 N 値	推定根拠	提案値 ϕ (°)
B (砂・礫)	2	設計N値と式5.1.3より $\phi=21.3$ (°)	21
B (粘性土)	1	粘性土であるため考慮しない	0
As1	6	設計N値と式5.1.3より $\phi=25.9$ (°)	25
Ac	0.5	粘性土であるため考慮しない	0
As2	10	設計N値と式5.1.3より $\phi=29.1$ (°)	29
Dg	54	設計N値と式5.1.3より $\phi=47.8$ (°) 上限値を採用	40
Dc	13	粘性土であるため考慮しない	0
Ds	44	設計N値と式5.1.3より $\phi=44.6$ (°) 上限値を採用	40

(5) 変形係数：E

確認される各層の変形係数（E）の提案値を表5.1.10に示す。

表5.1.10 提案土質定数（変形係数（E））

地層記号 (土質)	設計 N 値	推定根拠	提案値 E (MN/m ²)
B (砂・礫)	2	プレッシャーメーター試験結果より $E=0.731$ (MN/m ²) 実測N=設計N	0.7
B (粘性土)	1	プレッシャーメーター試験結果より $E=1.231$ (MN/m ²) 実測N<設計N	1.2
As1	6	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (6) =4.2$ (MN/m ²)	4.2
Ac	0.5	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (0.5) =0.35$ (MN/m ²)	0.3
As2	10	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (10) =7.0$ (MN/m ²)	7.0
Dg	54	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (54) =37.8$ (MN/m ²)	37
Dc	13	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (13) =9.1$ (MN/m ²)	9.1
Ds	44	設計N値と式5.1.4より $E=0.7 \times N=0.7 \times (44) =30.8$ (MN/m ²)	30

(6) 土質定数総括表

当該地点の土質定数総括表を表5.1.11に示す。

表5.1.11 提案土質定数（提案値総括表）

地層 記号	提案土質定数值				
	設計N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	変形係数 E (MN/m ²)
B (砂・礫)	2	18.5	0	21	0.7
B (粘性土)	1	17.0	6	0	1.2
As1	6	17.0	0	25	4.2
Ac	0.5	17.0	47	0	0.3
As2	10	17.0	0	29	7.0
Dg	54	20.0	0	40	37
Dc	13	18.5	65	0	9.1
Ds	44	19.0	0	40	30

5.2 地震時の液状化について

地震時における地盤の液状化については、日本建築学会の「建築基礎構造設計指針」に、液状化の判定を行うべき土層の条件が下記のように記載されている。

- ・液状化の判定を行う必要がある飽和土層は、一般に地表面から20m程度以浅の沖積層で、考慮すべき土の種類は、細粒分含有率が35%以下の土とする。
- ・埋立地盤など人工造成地盤では、細粒分含有率が35%以上の低塑性シルト、液性限界に近い含水比をもったシルトなどが液状化した事例も報告されているので、粘土分（0.005 mm以下の粒径をもつ土粒子）含有率が10%以下、または塑性指数が15%以下の埋立あるいは盛土地盤については液状化の検討を行う。
- ・細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫は液状化の可能性が否定できないので、そのような場合にも液状化の検討を行う。

当指針の改訂版によると、上記に加え、人為的な盛土、埋土については、液状化の懸念がある場合は深さ20m程度にこだわることなく、判定を行う必要があるとしている。

本調査地では盛土層厚が比較的厚く、判定を行う必要がある土層としては、深度20m以浅の地下水で飽和された沖積層および盛土地盤となる。

(1) 液状化の判定手順

検討地点の地盤内の各深さに発生する等価な繰返しせん断応力比を次式により計算する。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z'} = \gamma_n \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} \cdot \gamma_d$$

τ_d : 水平面に生ずる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (KPa)

σ_z' : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (KPa)

γ_n : 等価繰返し回数に対する補正係数で、 $\gamma_n = 0.1 (M-1)$
ただし、Mは地震のマグニチュード。ここではM=7.5とする。

α_{max} : 地表面における設計用水平加速度 (cm/s^2)
今回は $\alpha_{max} = 150, 200, 350 (\text{cm/s}^2)$ に対して検討する

g : 重力加速度 (cm/s^2)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (KPa)

γ_d : 地盤が剛体でない事による補正係数で $(1 - 0.015z)$ 、 z はメートル単位で表した地表面からの検討深さ。

各深さにおける補正N値 (N_a) を下式及び図5. 2. 1を用いて計算する。

$$N_1 = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{100 / \sigma_z'}$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

N_a : 補正N値

N_1 : 換算N値

C_N : 拘束圧に関する換算係数

ΔN_f : 細粒分含有率に応じた補正N値増分

N : 実測N値

- 図5. 2. 2中の限界せん断ひずみ曲線5%を用いて、補正N値 (N_a) に対応する飽和土層液状化抵抗比 $R = \tau_l / \sigma_z'$ を求める。ここで、 τ_l は水平断面における液状化抵抗である。
- 各深さにおける液状化発生に対する安全率 (F_L) を次式により計算する。

$$F_L = \frac{\frac{\tau_l}{\sigma_z}}{\frac{\tau_d}{\sigma_z}} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$$

上式から求めた F_L 値が1より大きくなる土層については液状化発生の可能性はないものと判定し、逆に1以下となる場合は、その可能性があり、値が小さくなるほど液状化発生危険度が高く、また、 F_L の値が1を切る土層が厚くなるほど危険度が高くなるものと判断する。

また、N値が大きくなりやすい礫質土に対しては、その平均粒径 (D_{sb}) により図5. 2. 3のようなN値補正係数 (C_{sb}) を暫定的に用いることができる。

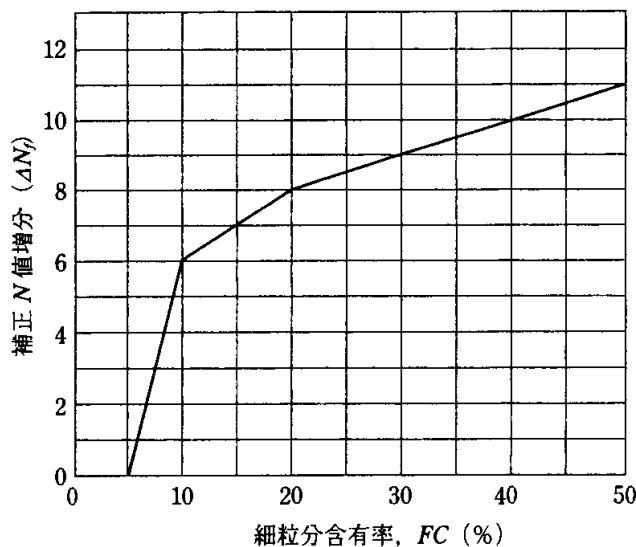


図5. 2. 1 細粒分含有率とN値の補正係数

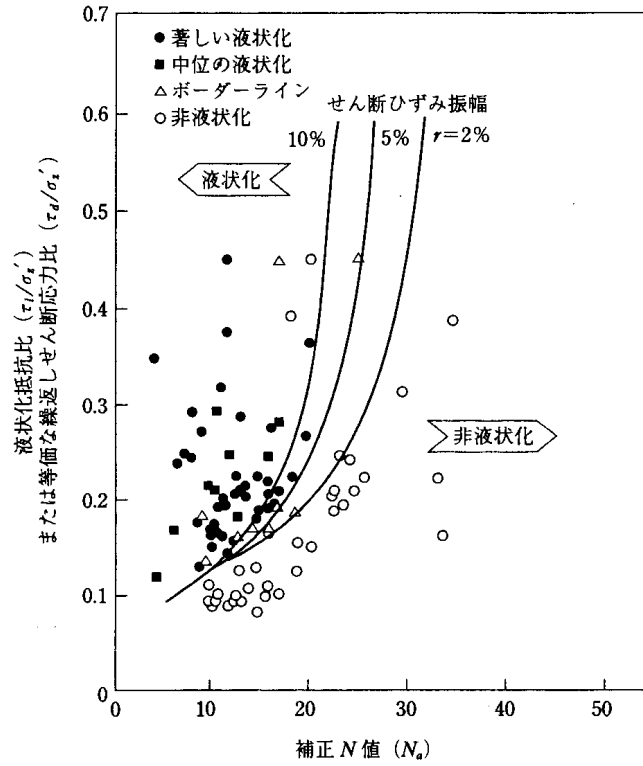


図5.2.2 補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係

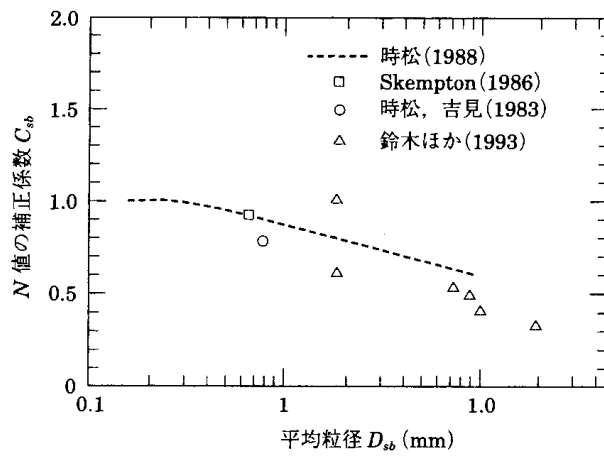


図5.2.3 砂礫地盤のN値補正係数

(2) 液状化の判定

今回の調査結果から、当該地における地表面以下、GL-20m以浅の盛土層、沖積土層を対象に液状化の検討を行った。

検討に必要な地盤の諸定数については、室内土質試験結果による値を用いることを原則とし、試験を実施していない土層については、推定値を用いた。

なお、判定は前出判定式に示すとおり、「建築基礎構造設計指針」による「損傷限界」相当条件として、水平加速度 (α_{max}) は $\alpha_{max}=150, 200$ (cm/s^2)、「終局限界」相当条件として $\alpha_{max}=350$ (cm/s^2) とした。判定計算結果は表5.2.1に示すとおりである。

表5.2.1 液状化の判定結果

深度 GL (m)	地層 記号	液状化判定結果 (No. 51)					
		設計加速度 α_{max} (cm/s^2)					
		損傷限界				終局限界	
		150		200		350	
		FL	低減率 β	FL	低減率 β	FL	低減率 β
1.65	B (S)	0.471	0.02	0.353	0.02	0.202	0.02
2.30	B (S)	0.750	0.07	0.562	0.07	0.321	0.07
3.30	B (S)	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
4.30	B (S)	0.867	0.14	0.650	0.14	0.372	0.14
5.33	B (S)	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
6.30	B (C)	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
7.30	B (C)	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
8.30	As1	0.909	0.17	0.682	0.17	0.390	0.17
9.30	As1	0.878	0.16	0.658	0.16	0.376	0.16
10.33	As1	0.827	0.29	0.620	0.29	0.354	0.29
11.30	As1	1.032	1.00	0.774	0.55	0.442	0.55
12.30	As1	0.837	0.29	0.628	0.29	0.359	0.29
13.30	As1	0.840	0.28	0.630	0.28	0.360	0.28
14.30	Ac	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
16.32	Ac	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
17.30	Ac	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
18.30	Ac	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
19.30	Ac	*****	1.00	*****	1.00	*****	1.00
液状化指数PL		12.94		22.94		35.98	

黒字無着色：判定対象でFL>1.0を示すもの

赤字着色：判定対象でFL<1.0を示すもの () はFLの数値

*****：判定対象外 (地下水位以浅また粒度組成より)

同表に示すとおり、液状化指数 (PL) (後掲参照) は、「損傷限界」相当条件では、液状化危

危険度は「高い」～「極めて高い」、「終局限界」相等条件では「極めて高い」と判定される結果となった。

表5.2.2 液状化危険度 P_L

P_L 値	液状化の判定
$P_L=0$	液状化危険度はかなり低い。 液状化に関する詳細な調査は一般に不要。
$0 < P_L \leq 5$	液状化危険度は低い。 特に重要な構造物の設計に際しては、より詳細な調査が必要。
$5 < P_L \leq 15$	液状化危険度が高い。 重要な構造物に対して、より詳細な調査が必要。
$15 < P_L$	液状化危険度が極めて高い。 液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。

※液状化指数について

前述した液状化抵抗率 (F_L) は、ある地点の計算深度毎の液状化に対する安全率を示す指数であるのに対して、液状化指数 (P_L) は計算深度毎ではなく計算地点（地盤全体として）での液状化の程度を示す指数を表すものである。

P_L の算定式は次のように規定されている。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) (10 - 0.5x) dx \quad (\text{道路橋示方書・同解説 V耐震設計編})$$

P_L ：液状化指数

F_L ：液状化に対する抵抗率で、 $F_L > 1.0$ のとき $F_L = 1$ とする

x ：地表面からの深さ (m)

また、「建設省土木研究所，土木研究所資料第1729号，地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究（昭和56年9月）」によると、 P_L の評価基準は表5.2.2のように示される。

5.3 施工上の留意点

調査結果に基づき、整備工事計画における設計、施工上の留意点について述べる。

(1) 基礎計画

地盤の強さは、土質の種類によっても異なるが、一般に密度に比例する。この密度は標準貫入試験のN値にも関係し、よく締まったN値の大きい地盤ほど密度も大きい。建物や構造物を支持する地盤は、良好な地盤を支持層とするとされている。この良好な地盤というのは、一般にボーリング調査を実施してN値を測定し、建築物の規模や基礎形式に応じた必要なN値を有し、しかも層厚の厚い連続した地盤であることを指す。

基礎とは、構造物の重さを地盤に伝える工作物そのものであるが、ある時はその下の地盤も含めて指すこともある。

したがって、満足な基礎の条件は、

- ① 安全に荷重を支えること
- ② 沈下量が許容限度以下であること
- ③ 基礎構造そのものの強度が十分で変形がないこと
- ④ 耐久性と安全性があること
- ⑤ 既存及び将来の隣接構造物に支障を与えたり受けたりしないこと
- ⑥ 施工が容易で経済的に安く、かつ工期の短いもの

を満足するものと定められる。

本調査地での基礎計画の策定においては、対象となる建築物（構造物）の重要性、規模、設計荷重により、各種基礎を選定する必要があるほか、外構部など荷重に応じて直接基礎（地盤改良工事等を含む）を選定するなどの工夫が必要となる。

以上の計画建築物（構造物）を対象とした基礎計画の策定においては、計画建築物の規模、地盤の条件により、次頁以降に示す図表より、基礎の選定を行い、安全性、経済性に優れた基礎計画を選定されたい。

表5.3.1 直接基礎工の選定表

構造規模	低 層 RC造：2階以下 S 造：3階以下		中 低 層 RC造：3～6階 S造：4～6階		中 高 層 各種構造 7～9階		低層～中低層～中高層 地下室有		備 考	
必要な地耐力	50 kN/m ² 以上		100 kN/m ² 以上		200～300 kN/m ² 以上		100～200～300 kN/m ² 以上		地耐力 $f_e > 200 \text{ kN/m}^2$ の場合は、原則として平板載荷試験を行う。	
地質例	砂質地盤 50 kN/m ² ローム層 50 kN/m ²		堅い粘土質地盤 100 kN/m ² 堅いローム層 100 kN/m ²		密実な砂質地盤 200 kN/m ² 密実な礫層 300 kN/m ² 固結した砂 500 kN/m ² 岩盤 1000 kN/m ²					
必要なN値の目安	Df効果	有	無	有	無	有	無	有	無	建物の密集した市街地においては、Df効果は無の値を採用することが望ましい。
	砂質地盤	N \geq 5	N \geq 15	N \geq 10	N \geq 20	N \geq 20	N \geq 25	N \geq 10～20	N \geq 20～25	
	粘土質地盤	N \geq 5	N \geq 10	N \geq 8	N \geq 10	N \geq 15～20	N \geq 15～25	N \geq 8～20	N \geq 10～25	
必要な支持地盤の深さ	1.0～1.5m (3m)		1.0～1.8m (4m)		1.5～2.5m (5m)				() は地盤改良または栗コンの場合	
必要な支持層の厚さ	2.0～3.0m以上		3.0m以上		3.0m以上 5～10mが望ましい		3～5m以上 5～10mが望ましい			
選択する基礎の種類	独立基礎 布基礎		独立基礎 布基礎		独立基礎 布基礎、べた基礎 独立基礎+耐圧板		べた基礎 独立基礎+耐圧板			

出典：学芸出版社 著；上野嘉久「実務から見た基礎構造設計」

表5.3.2 杭基礎工の選定表

構造規模		低層 RC造：2階以下 S造：3階以下		中低層 RC造：3～6階 S造：4～6階		中高層 各種構造 7～9階	低層～中低層～中高層 地下室有
必要な N値の 目安	杭の種類	支持杭	摩擦杭	支持杭	摩擦杭	支持杭	支持杭
	砂質地盤	$N \geq 20$	液状化の恐れのあるものを除く	$N \geq 30$	液状化の恐れのあるものを除く	$N \geq 50$	$N \geq 20 \sim 30 \sim 50$
	粘土質地盤	$N \geq 15$	地盤沈下の恐れのあるものを除く	$N \geq 20$	地盤沈下の恐れのあるものを除く	$N \geq 30$	$N \geq 15 \sim 20 \sim 30$
必要な支持地盤の深さ		5～10m	10m以上	5～20m	20m以上	7～30m	10～30m
必要な支持層の厚さ		2～3m以上		3m以上		3m以上 5～10mが望ましい	3～5m以上 5～10mが望ましい
杭の 種類と 杭径	既製杭	$\phi 300 \sim 450\text{mm}$		$\phi 300 \sim 600\text{mm}$		$\phi 450 \sim 600\text{mm}$	$\phi 450 \sim 600\text{mm}$
	場所打ち コンクリート杭	——	——	$\phi 800 \sim 1000\text{mm}$		$\phi 1000 \sim 2000\text{mm}$	$\phi 1000 \sim 2000\text{mm}$
選択する基礎の種類		独立基礎	布基礎 独立基礎	独立基礎	布基礎 独立基礎	独立基礎	独立基礎+耐圧板

出典：学芸出版社 著；上野嘉久「実務から見た基礎構造設計」

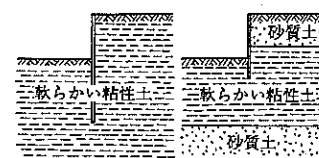
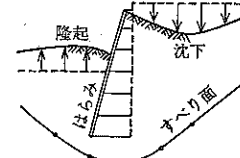
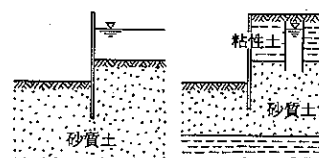
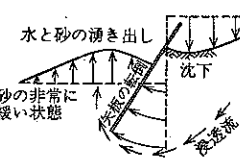
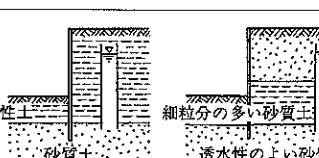
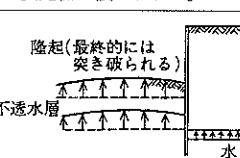
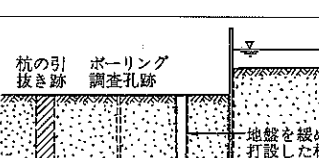
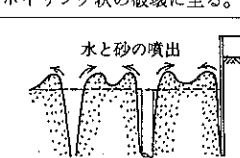
(2) 掘削計画

調査結果にて述べたとおり、本調査地での自然地下水は地表面近くで確認されることが想定される。

工事において掘削計画が生じる場合、図5.3.1掘削時に生じる可能性がある地盤破壊現象に示す、「ヒービング」、「ボイリング」、「盤ぶくれ」ならびに「パイピング」等の地盤破壊現象が懸念される。

これらが生じる恐れのある場合においては、事前に検討を要する。その際、適切な地層構成、設計用土質定数値ならびに地下水位の設定が必要となる。

図5.3.1 掘削時に生じる可能性がある地盤破壊現象

分類	地盤の状態	現象
ヒービング	 <p>掘削底面付近に軟らかい粘性土がある場合、主として沖積粘性土地盤で、塑性、含水比の高い粘性土が厚く堆積する場合。</p>	 <p>土留め背面の土の重量や土留めに近接した地表面荷重などにより、すべり面が生じ、掘削底面の隆起、土留め壁のはらみ周辺地盤の沈下が生じ、最終的には土留めの崩壊に至る。</p>
ボイリング	 <p>地下水位の高い砂質土の場合、土留め付近に河川、海など地下水の供給源がある場合。</p>	 <p>透水性の土留め壁を用いた場合、水位差により上向きの浸透流が生じる。この浸透圧が土の有効重量を超えると、沸騰したように湧き上がり、掘削底面の土がせん断抵抗を失い、土留めの安定性が損なわれる。</p>
盤ぶくれ	 <p>掘削底面付近が不透水層、水頭の高い透水層の順で構成されている場合、不透水層には粘性土だけでなく、細粒分の多い砂質土も含まれる。</p>	 <p>不透水層のため上向きの浸透流は生じないが、不透水層下面に上向きの水圧が作用し、これが上方の土の重さ以上となる場合は掘削底面が浮き上がり、最終的には不透水層が突き破られ、ボイリング状の破壊に至る。</p>
パイピング	 <p>ボーリング調査孔跡、杭の引抜き跡、地盤を緩めて打設した杭</p> <p>ボイリング、盤ぶくれと同じ地盤で、水みちがしやすい状態がある場合、人工的な水みちとしては上図に示すものがある。</p>	 <p>調査孔跡など 杭の周辺 矢板の周辺</p> <p>地盤の弱い箇所の細かい土粒子が浸透流によって洗い流され、土中に水みちが形成され、それが順次上流側に及び、粗い粒子をも流し出し、水みちが拡大する。最終的にはボイリング状の破壊に至る。</p>

出典：(社)地盤工学会「シールド工法の調査・設計施工まで」

また、掘削計画に伴い、必要に応じ地下水位対策、掘削時の安定計算、軽量構造物基礎のための地盤改良計画等を策定する必要がある。

地下水位対策については、事前に小規模の掘削を行うなど、地下水の有無、その高さについて把握することが望ましい。

また、軽量構造物基礎として、表層地盤を安定処理工法により地盤改良を施し、支持力を増強させる計画を策定する場合、事前に改良対象地盤の室内配合試験を実施し、支持力増強に必要な固化材の添加量を求め施工する必要がある。

なお、固化材としてセメントおよびセメント系固化材を用いる場合は、同時に六価クロム溶出試験も行う必要がある。

安定処理により基礎地盤が十分な支持力を得られるものとなった場合でも下位の未改良地盤の安全性（新規増加荷重の伝達に対する支持・沈下の検討）確認が必要となる。

(以上)