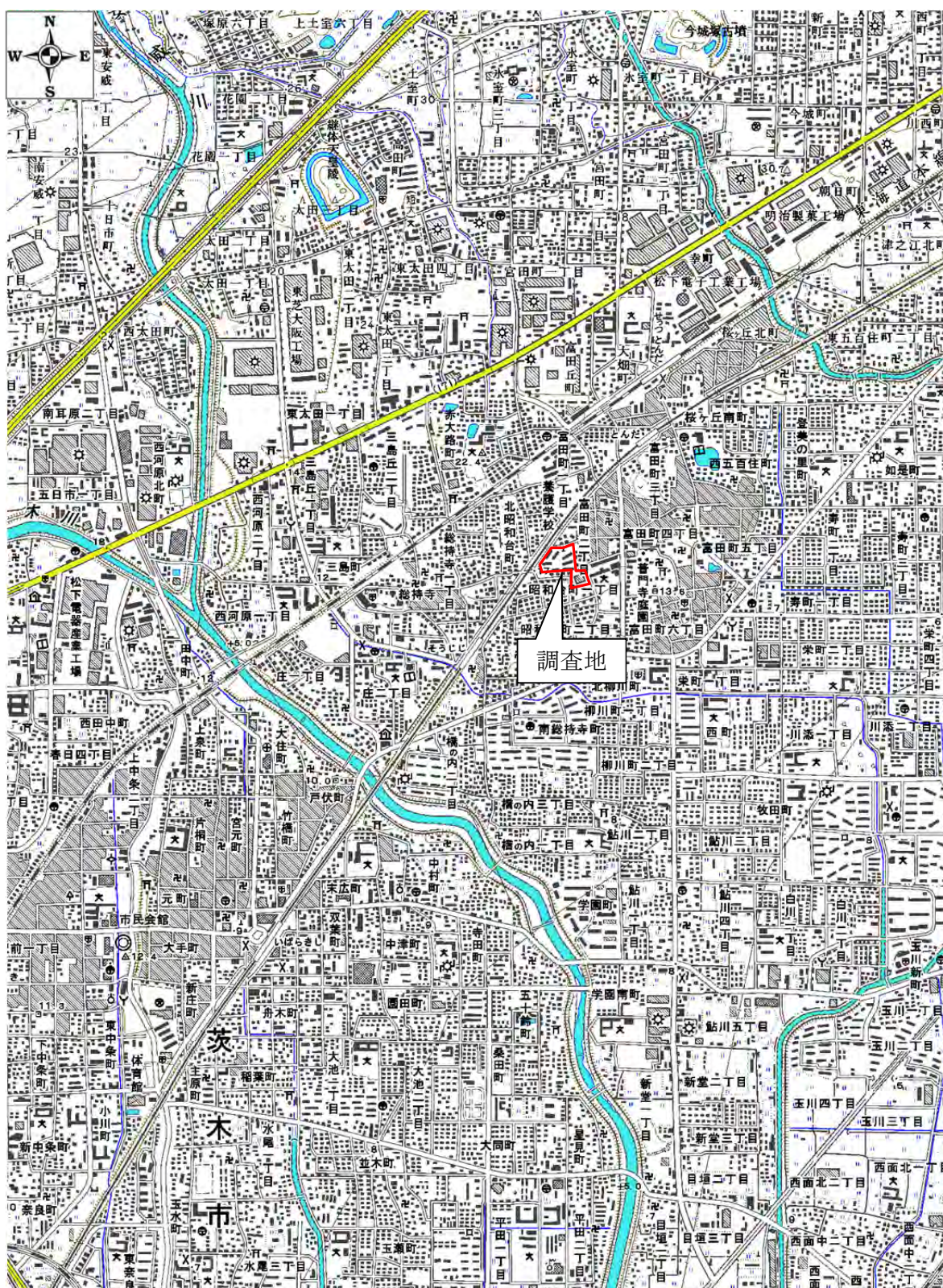


令和元年度高槻市営富寿栄住宅地質調査業務

報 告 書

令和 元 年 1 2 月

高 槻 市 都 市 創 造 部 住 宅 課
株 式 会 社 オ キ コ コ ー ポ レ ー シ ョ ン



調査地案内図 (S = 1/25, 000)

〈地形図：国土地理院発行、高槻(2002)、吹田(2008)を統合〉

本報告書は、『令和元年度高槻市営富寿栄住宅地質調査業務』の調査結果についてまとめたものである。

本業務では、標準貫入試験、プレッシャーメータ試験(旧孔内水平載荷試験)、乱れの少ない試料採取を併行するボーリング調査を主体に実施し、調査地の地盤構成、土の強度特性の把握に努めた。

採取した乱れの少ない試料では、その物理特性を把握するために土粒子の密度、含水比、粒度、液性限界・塑性限界、湿潤密度の各試験を、力学特性を把握するために一軸圧縮、段階載荷による圧密の各試験を実施した。

また、標準貫入試験に伴って採取した土試料では、その代表的な試料で土粒子の密度、含水比、粒度の各試験を実施し、これらの試験結果を反映させて建築基礎構造設計指針に準拠して地震時における地盤の液状化の可能性に対する検討を行った。

なお、本業務の実施に際しては、共通仕様書、特記仕様書、設計書及び図面等によるほか、市職員の指示を厳守、尊重し、かつ業務を遅滞することなく遂行した。

目 次

1. 調査概要	1 頁
2. 調査の方法と解説	3 頁
3. 調査結果	
3.1 調査地付近の地形・地質概要	9 頁
3.2 ボーリング調査	12 頁
3.3 プレッシャーメータ試験	17 頁
3.4 室内土質試験	19 頁
4. 考察	
4.1 地盤の液状化の検討	26 頁
4.2 基礎工に対する留意点	33 頁
4.3 設計用地盤定数の提案	36 頁

〈 添 付 資 料 〉

* 位 置 図	D- 1 頁
* ボーリング柱状図	D- 2 頁
* 推定断面図	D- 6 頁
* プレッシャーメータ試験結果	D- 7 頁
* 室内土質試験結果	D- 15 頁
* 現場記録写真	巻 末

1. 調査概要

(1) 調査名称：令和元年度高槻市営富寿栄住宅地質調査業務

(2) 調査場所：大阪府高槻市富田町二丁目20番4号ほか 地内

(3) 調査期間：自) 令和 元年 9月20日
至) 令和 元年12月27日

(4) 調査目的：高槻市営富寿栄住宅建替事業予定地の地盤構成、土の強度特性を把握し、同事業の基礎の設計、施工に関する地盤情報を得ることを目的とした。

(5) 調査内容：ボーリング調査〔4箇所〕	計	132.00	m
標準貫入試験〔1m毎〕	計	129	回
プレッシャーメータ試験〔LLT* ¹ 〕	計	4	回
乱れの少ない試料採取〔RDS* ² 〕	計	10	本
室内土質試験〔表1.2参照〕	一		式
液状化検討〔* ³ 〕	一		式

*¹；旧孔内水平載荷試験で、LLT法で実施。

*²；ロータリー式二重管サンプラーによる採取の略。

*³；建築基礎構造設計指針(2001)に準じた簡易判定。

注) ・調査、試験数量の詳細は表1.1、表1.2に示す。

・調査孔は調査終了後ベントナイトセメントで閉塞。

(6) 標高基準：別紙の位置図に示す調査地東側の道路上に設置されているマンホールの天端を標高基準(KBM=±0.00m)とした。

(7) 発注者：高槻市 都市創造部住宅課

(8) 受注者：株式会社 オキコ コーポレーション

大阪市北区国分寺1丁目3番4号

TEL 06(6881)1788, FAX 06(6881)1793

管理技術者	大久保具和
担当技術者	小竹 圭祐
照査技術者	木子 篤志

表 1.1 ボーリング調査、各種原位置試験等数量表

調査 地点 No.	地盤高 KBM+(m)	調査 深度 (m)	孔径別地層内訳 (m)							標準貫入試験 (回)				孔内水平 載荷試験 (回)	乱れの少ない 試料採取 RDS (本)	
			φ 66mm			φ 116mm			計	シル ト	粘性 土・ 砂質 土	砂 ・ 砂質 土	礫 土混 じり 砂			計
			粘性 土・ シル ト	砂 質土 ・ 砂	礫 混じ り 土砂	粘性 土・ シル ト	砂 質土 ・ 砂	礫 混じ り 土砂								
1	0.21	30.50	3.00	-	10.00	4.00	-	13.00	30.00	5	-	22	27	1	2	
			3.45	-	-	8.85	4.80	12.90	30.00	14	5	11	30	1	4	
2	1.02	30.50	3.00	-	10.00	4.00	-	13.00	30.00	5	-	22	27	1	2	
			11.10	1.85	1.50	4.45	-	11.10	30.00	17	2	11	30	1	2	
3	2.07	30.50	3.00	-	10.00	4.00	-	13.00	30.00	5	-	22	27	1	2	
			8.20	-	-	4.60	2.75	14.45	30.00	13	3	13	29	1	2	
4	0.90	40.50	3.00	-	10.00	4.00	-	13.00	30.00	5	-	22	27	1	2	
			17.70	5.30	1.40	3.55	0.90	11.15	40.00	21	7	12	40	1	2	
合計		132.00	12.00	-	40.00	16.00	-	52.00	120.00	20	-	88	108	4	8	
			40.45	7.15	2.90	21.45	8.45	49.60	130.00	65	17	47	129	4	10	

注) ・上段が予定、下段が実施数量。
・調査深度には人力による試掘区間(L=1.00m)を含む。

表 1.2 室内土質試験数量表

調査 地点		物理試験(試料)					力学試験(試料)	
		土粒子 の密度	含水比	粒度	液性限界 塑性限界	湿潤密度	一軸 圧縮	圧密
No.1	予定	6	6	6	2	2	2	2
	実施	6	6	6	4	4	4	4
No.2	予定	6	6	6	2	2	2	2
	実施	2	2	2	2	2	2	2
No.3	予定	6	6	6	2	2	2	2
	実施	2	2	2	2	2	2	2
No.4	予定	6	6	6	2	2	2	2
	実施	4	4	4	2	2	2	2
合計	予定	24	24	24	8	8	8	8
	実施	14	14	14	10	10	10	10

注) ・三軸圧縮試験は非圧密非排水(UU)条件。
・圧密試験は段階載荷。

2. 調査の方法と解説

2.1 ボーリング調査

2.1.1 削孔・掘進

ボーリング調査は、ロータリー式ボーリングマシンを使用して実施した。掘進装置の一般図を図2.1.1に示す。

調査ではボーリング孔が垂直になるように機械を正しく据付けた後、地下水が確認できるまで無水掘りを原則として行い、無水掘りが不可能な場合は清水、又はベントナイト泥水を送水した。また、孔壁の状況に併せてケーシングパイプ・ベントナイト泥水を使用して孔壁の安定を保ち、土質に適応したコアチューブ・ビットを使用して掘進し、レバー感覚・送水圧力のほか、土質の変化・孔壁の崩壊等を地表面からの深度毎に記録した。

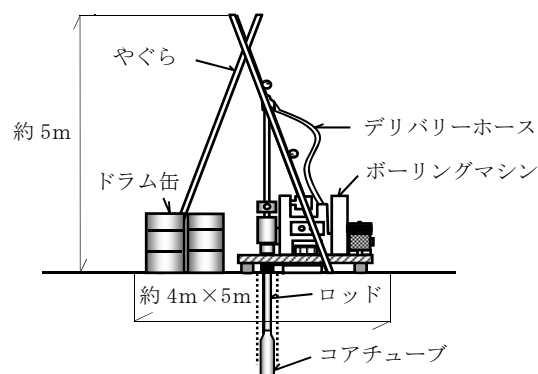


図2.1.1 オイルフィード型掘進装置の一般図

2.1.2 標準貫入試験（JIS-A-1219:2013）

標準貫入試験（SPT）は、原位置における土の硬軟・締まり具合の相対的指数であるN値の測定と試料の採取を目的として実施した。同試験の概念とSPTサンプラーの諸寸法を図2.1.2、図2.1.3に示す。

N値とは、質量 $63.5\text{kg} \pm 0.5\text{kg}$ のハンマーを $760\text{mm} \pm 10\text{mm}$ 自由落下させてSPTサンプラーを 300mm 打ち込むのに要する打撃数で、 150mm の予備打ち、 300mm の本打ち、 50mm の後打ち（省略可）を行った。本打ちでは打撃1回毎の累計貫入量を測定する事を原則とし、打撃数の上限は60回とした。ボーリング柱状図には貫入量 100mm 毎の打撃数をまとめて記録し、N値は折れ線グラフに整理した。また、SPTサンプラーにより採取した土試料をよく観察して土質判別を行い、ボーリング中の観察と併せて地表面からの深度毎のボーリング柱状図を作成し、色調・観察記事を記入した。

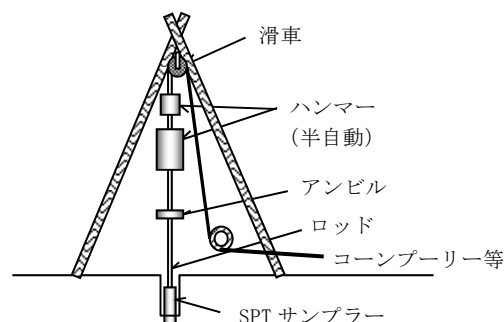
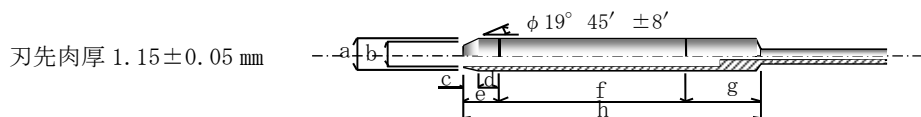


図2.1.2 標準貫入試験の概念図



単位	外径 a	内径 b	シユ- c	シユ- d	シユ- e	バレル長さ f	ヘッド長さ g	全長 h
mm	51 ± 1.0	35 ± 1.0	19	56	75 ± 1.0	560 ± 1.0	175 ± 1.0	810 ± 1.0

図2.1.3 SPTサンプラー寸法

2.2 地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験 (JGS 1531-2012) (旧 孔内水平載荷試験 ; LLT法)

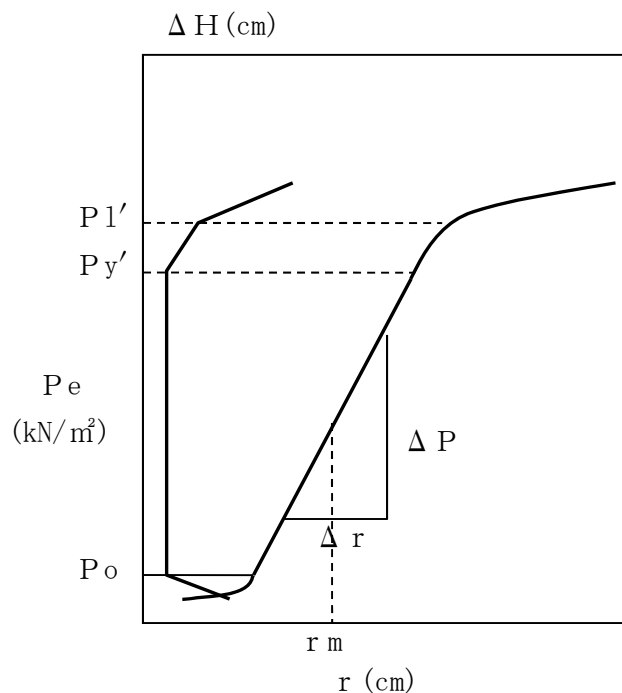
本試験は、ボーリング孔において孔壁面を一様な圧力で載荷することによって、指標値としての地盤の変形係数、降伏圧力及び極限圧力を求めることを目的に行うもので、ボーリング孔壁面が滑らかでかつ自立する地盤が対象となる。

測定原理は「測定管に圧力を加え、測定管のゴムチューブを横方向に膨張させると孔壁は変形するが、その際の圧力と変位量の関係を測定する」ものである。

試験は孔径86mmのボーリング孔を利用して実施した。測定装置は孔内に挿入する測定管、圧力・変位量を制御し測定する部分及び両者の連結部よりなる。測定管は内部に流体圧を受けてゴムチューブが膨張し、孔壁を圧する1室型(旧A型)の「等分布荷重方式」で、直径80mm、加圧長600mmの大きさである。加圧方法はボンベ貯蔵の窒素ガスを地上にて制御しながら加圧する方法で、最大加圧力は2500kN/m²である。

試験は時間－荷重曲線による等速載荷方法で行い、120秒載荷中の地盤の変位量が著しく増大する状態になるまで試験を繰り返した。

測定結果は図2.2.1のように整理した。



$$P_y = P_{y'} - P_o$$

$$P_l = P_{l'} - P_o$$

P_o : 静止圧 (kN/m²)
 P_y : 降伏圧 (kN/m²)
 P_l : 破壊圧 (kN/m²)

$$K = \Delta P / \Delta r$$

$$E = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot K$$

K : 地盤係数 (kN/m³)
 E : 変形係数 (kN/m²)
 ν : ポアソン比
 r_m : 中間半径 (m)

P_e : 有効圧力 (kN/m²)
 r : 半径 (cm)
 ΔH : 変位量 (cm)

図 2.2.1 試験整理図

2.3 乱れの少ない試料採取

乱れの少ない試料採取は、軟らかい粘性土に対しては固定ピストン式シンウォールサンプラー(JGS 1221-2012、以下 TWS)を、硬質な粘性土に対してはロータリー式二重管サンプラー(JGS 1222-2012、旧デニソン型サンプラー、以下 RDS)、若しくはロータリー式三重管サンプラー(JGS 1223-2012、以下 RTS)を、粗粒土に対しては RTS を用いて行う。採取孔径は、TWS が 86mm 以上、RDS、RTS は 116mm 以上が必要である。

採取した乱れの少ない土試料は長さを測定し、両端をよく観察してその状態を記録した後、パラフィンにて密封し、振動を与えないように土質試験室に納入して所定の室内土質試験を実施した。

各種サンプラーの模式構造を図 2.3.1 に示す。今回は RDS を使用して乱れの少ない試料を採取した。

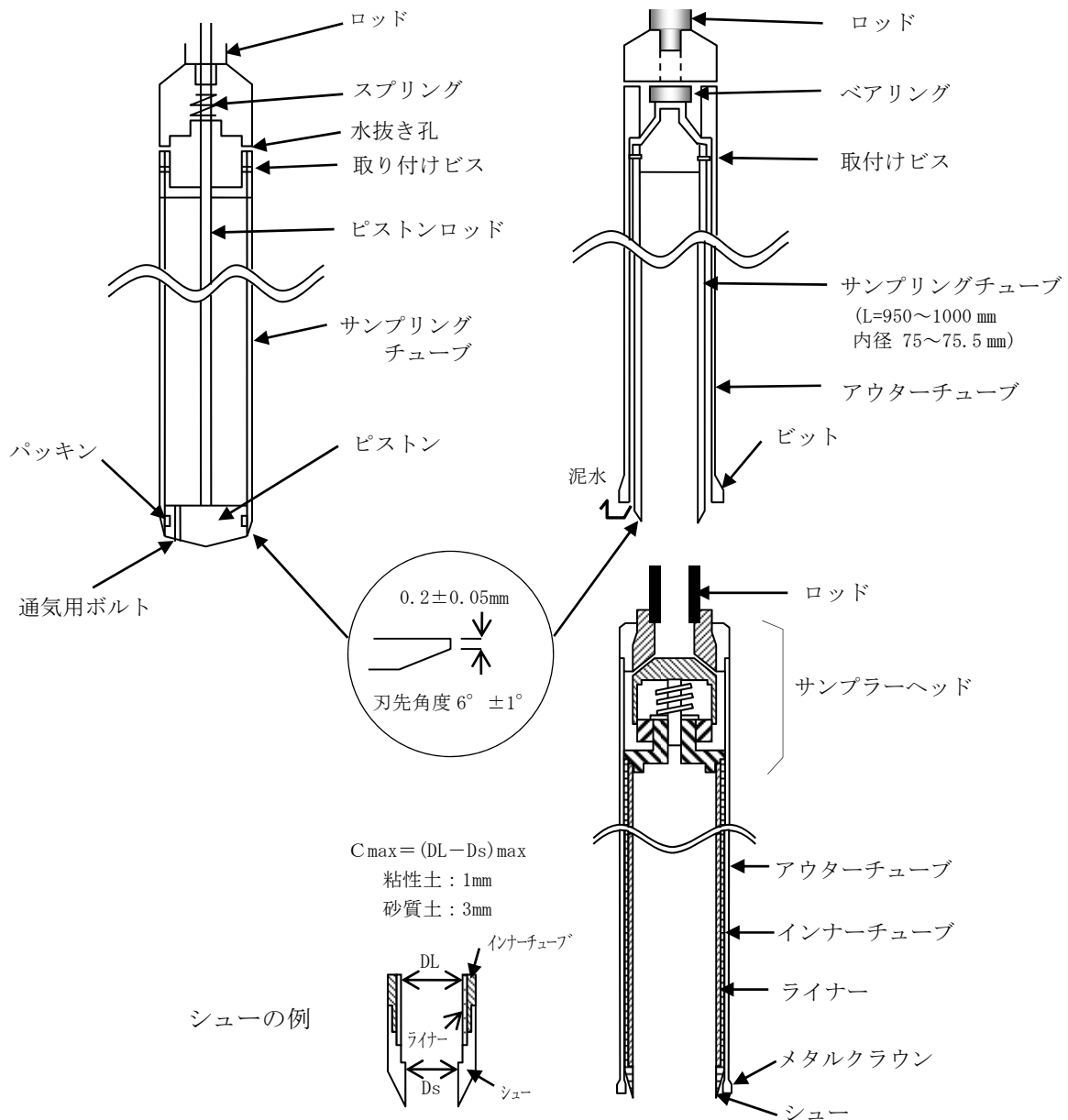


図 2.3.1 模式構造図(左上 ; TWS、右上 ; RDS、右下 ; RTS)

2.4 室内土質試験

2.4.1 物理試験

◎ 土粒子の密度試験 (JIS A 1202 : 2009)

土粒子の密度試験は、土の基本的性質である間隙比や飽和度を求めるほか、土の締固めの程度や有機質土における有機物含有量を知るために実施した。

土粒子の密度(ρ_s)とは土粒子と有機物からなる土の固体部分の単位体積当りの平均質量のことで、土の鉱物組成によってその値は異なり、密度の高い鉄鉱石等を多く含んでいる土ほど高くなり、有機物を含む土は逆に低い値を示す。

我が国における代表的な測定例を表 2.4.1 に示す。

表 2.4.1 代表的な土粒子の密度の測定例

土質名	沖積層・洪積層		関東ローム	まさ土	しらす	泥炭
	粘土	砂				
ρ_s (g/cm ³)	2.50～2.75	2.6～2.8	2.7～3.0	2.6～2.8	1.8～2.4	1.4～2.3

(地盤材料試験の方法と解説 二冊の 1 - 、社団法人 地盤工学会、2010)

◎ 土の含水比試験 (JIS A 1203 : 2009)

土の含水比試験は、土の性質の基本となっている含水比を求めるために実施した。土の含水比(W_n)とは温度 110℃の炉乾燥によって湿潤土中から除去される水分をいい、一般には百分率で表す。

土は土粒子・水・気体の 3 要素で構成され、土の性質は中に含まれている水量の多少によって変わる。したがって土に含まれる水分を定量的に知るとは土の力学的・工学的性質を判断するうえにおいて重要である。

我が国における代表的な測定例を表 2.4.2 に示す。

表 2.4.2 代表的な含水比の測定例

土質名	沖積層		洪積層	関東ローム	まさ土 (中国)	しらす (南九州)	泥炭 (石狩)
	粘性土	砂質土	粘性土				
W_n (%)	150～30	30～10	40～20	80～150	6～30	15～33	110～1300

(地盤材料試験の方法と解説 二冊の 1 - 、社団法人 地盤工学会、2010)

◎ 土の粒度試験 (JIS A 1204 : 2009)

土の粒度試験は、高有機質土以外の土でかつ 75mm ふるいを通過した土を対象に、ふるい分析及び沈降分析によって土の粒度を求めるために実施した。

粒度は土を構成する土粒子の粒径と各粒径の範囲にある粒子を全質量に対する百分率で表し、粒径加積曲線に整理した。

試験結果は「地盤材料の工学的分類方法(JGS 0051-2009)」に準拠して土を工学的に分類した。なお、細粒土については「土の液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205 : 2009)」の結果も加味して分類を行った(RD 試料対象)。

◎ 土の液性限界・塑性限界試験 (JIS A 1205 : 2009)

土の液性限界・塑性限界試験は、細粒土の判別分類及び土の工学的性質を判断するのに実施するもので、土のコンシステンシー限界のうち液性限界、塑性限界、塑性指数等を求めた。

- ・液性限界 (W_L) : 土が液体から塑性の状態に移る境界の含水比で、多量の水分を含む土が塑性体として最小のせん断強さを示す状態の含水比。
- ・塑性限界 (W_P) : 土が塑性体から半固体の状態に移る境界の含水比で、土の含水比がそれ以下になると脆くなり、自由に変形し難くなる境界の含水比。
- ・塑性指数 (I_P) : 液性限界と塑性限界との差で、塑性指数が大きいほど塑性的な土。
- ・コンシステンシー指数 (I_c) $\cdots I_c = (W_L - W_n) / I_P$
- ・液性指数 ($I_L = \text{相対含水比 } W_R$) $\cdots I_L = W_R = (W_n - W_P) / I_P$

我が国における代表的な測定例を表 2.4.3 に示す。

表 2.4.3 代表的な W_L 、 W_P の測定例

土質名	沖積層		洪積層	関東ローム
	シルト	粘土	粘土	
W_L (%)	30~80	50~130	35~90	80~150
W_P (%)	20~50	30~60	20~50	40~80

(地盤材料試験の方法と解説 二冊の1、社団法人 地盤工学会、2010)

◎ 土の湿潤密度試験 (JIS A 1225 : 2009)

土の湿潤密度試験は、土の性質の基本となっている乱さない状態の土の密度を求めるために行った。土の密度とは、土の単位体積当りの質量のことで、湿潤密度 (ρ_t) と乾燥密度 (ρ_d) に分けられる。

我が国における代表的な測定例を表 2.4.4 に示す。

表 2.4.4 土の湿潤密度、乾燥密度の範囲

地層区分	沖 積 層		洪 積 層	関東ローム	有機土
	粘性土	砂質土	粘性土		(PEAT)
ρ_t (g/cm ³)	1.2~1.8	1.6~2.0	1.6~2.0	1.2~1.5	0.8~1.3
ρ_d (g/cm ³)	0.5~1.4	1.2~1.8	1.1~1.6	0.6~0.7	0.1~0.6

(地盤材料試験の方法と解説 二冊の1、社団法人 地盤工学会、2010)

2.4.2 力学試験

◎ 土の一軸圧縮試験 (JIS A 1216 : 2009)

土の一軸圧縮試験は、側圧を受けない状態で自立する供試体の一軸圧縮強さ (q_u) を求めるために実施した。

供試体の形状は円柱で、その直径は3.5cm又は5.0cmを標準とし、高さは直径の1.8～2.5倍とした。試験は毎分1%の圧縮ひずみが生じる割合を標準として連続的に供試体を圧縮し、その供試体の最大圧縮応力である一軸圧縮強さを求めた。

試験結果は基礎地盤の支持力の算定や斜面安定の計算等に用いられるが、一軸圧縮試験は試料の乱れの影響を直接受ける試験で、特に砂分の多い粘性土では応力解放の影響を強く受け、三軸圧縮試験(UU)から得られる非排水せん断強さに比べ著しく小さい値を示すことがある。また、硬質な粘土ではせん断破壊せず引張り破壊し、非排水せん断強さが過小評価される傾向にある。更に、乱さない試料を練り返して一軸圧縮試験を行うことによって鋭敏比を求めることができる(ただし、規定外)。

なお、変形係数 E_{50} (MN/m^2) は次式によって算出した。

$$E_{50} = \frac{q_u/2}{\varepsilon_{50}} / 10 \quad \varepsilon_{50} ; q_u/2 \text{の時の圧縮ひずみ (\%)}$$

◎ 土の段階載荷による圧密試験 (JIS A 1217 : 2009)

土の段階載荷による圧密試験は、飽和粘性土を対象に、土の側面を拘束して軸方向に排水を許しながら載荷する時の圧密定数を求めるために行った。

試験に用いる供試体は、直径 6cm、高さ 2cmで、ここで直径は高さの2.5倍以上、高さは最大粒径の10倍以上を原則とした。載荷段階の数は8、圧密圧力 P_c の範囲は $10\text{kN/m}^2 \sim 1600\text{kN/m}^2$ を標準とした。また、圧密降伏応力 P_c を求めるために、通常 P_c の前後各3載荷段階以上の圧密圧力で載荷することを基本とした。一つの載荷段階で24時間圧密した後、次の載荷段階に移った。

ここでいう圧密とは、水で飽和した粘性土に静的荷重を加えた時、過剰間隙水圧が生じて徐々に間隙水が排出するために起こる土の体積減少をいう。

試験の結果、圧密降伏応力 P_c 、圧縮指数 C_c 、体積圧縮係数 m_v 及び圧密係数 C_v 等の圧密定数が得られ、これらの圧密定数は粘性土地盤上に載荷し、地盤全体が一次元的に圧縮される場合に起こる沈下量と沈下速度を解析する場合に用いる。

試験結果は①圧密沈下量の予想、②圧密沈下量の時間的推移の予測に用い、前者の圧密沈下量の計算には体積圧縮係数 m_v 、圧縮指数 C_c 、 $e - \log P$ 曲線(又は $f - \log P$ 曲線)を用いる3種類の方法がある。

3. 調査結果

3.1 調査地付近の地形・地質概要

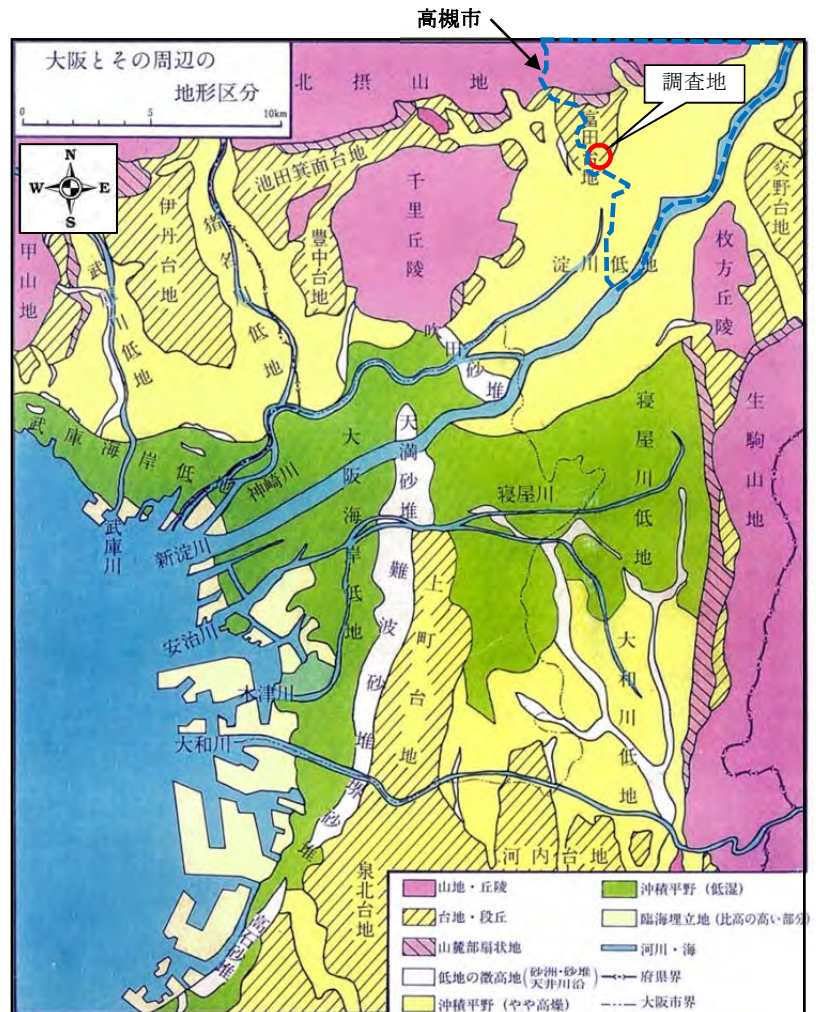
本調査地は高槻市の南西端部、同域を南西－北東方向に走る阪急京都線の南側で、同線の富田駅から南西へ約600mのところに位置する。

大阪とその周辺の地形区分を図3.1.1に示す。高槻市は南北に細長い菱形の形状を呈し、南東縁を淀川に限られる。地形的に北部は北摂山地に属し、標高200～500m程度を有する。南部は全体として南方に従い比高を減じ、北摂山地南縁部に発達する標高60m以下の山麓部扇状地や西端に形成されている富田台地以南には標高10m以下の淀川低地が開けている。水系としては檜尾川・芥川・女瀬川・安威川等が山地から丘陵地を開析して南流し、市南端部で淀川に合流している。

このうち調査地は富田台地の南端に位置し、南方には淀川低地が広がっている。標高はT.P. +16～+17m（電子国土Web）を有する。

富田台地は高槻市西部に広がり、厚さ3m程度の礫層からなる。低位段丘面に対比され、標高は20～15mで南東へやや傾斜する。南縁と西縁は高さ5～10mの急斜面で限られており、東部は芥川の沖積地に覆われる。

調査地付近の明治時代前期の地形を図3.1.2に示す。調査地は旧富田村の西方で、当時周辺は陸田として利用されており、周囲には現在よりも多く溜池が点在していたことが判る。また、地形的には南東方向へ緩やかに傾斜していることが読み取れる。



注) 寝屋川低地、大和川低地を併せて河内低地と呼ぶ。

図3.1.1 大阪とその周辺の地形区分

(航空写真地図、空から見た大阪、日本交通公社出版事業局、1981)

[凡 例]

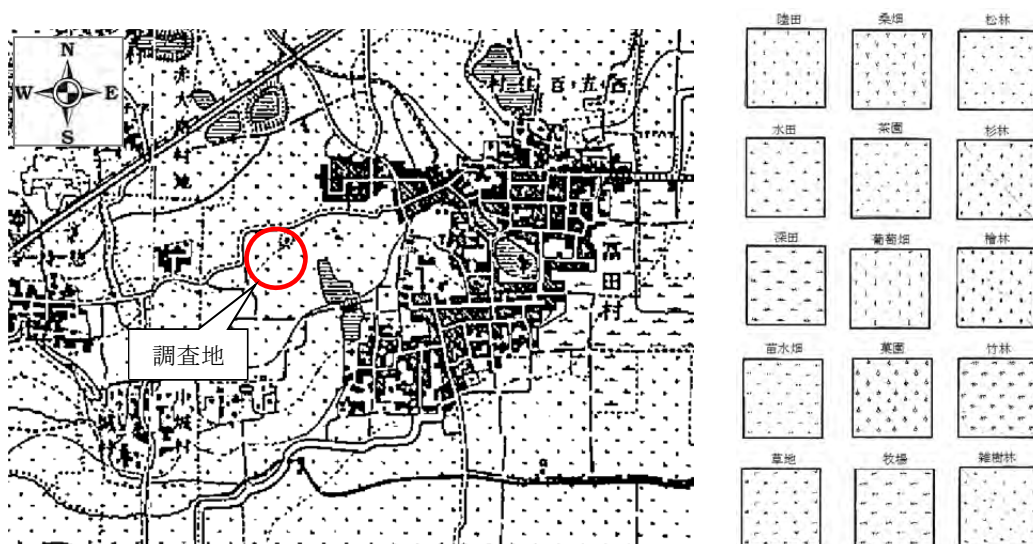


図 3. 1. 2 調査地付近の明治時代前期の地形
{明治前期 関西地誌図集成(明治17年～明治23年)、柏書房株式会社、1989}

大阪平野東部の地表地質を図 3. 1. 3 に示す。地質的に調査地は低位段丘堆積層の分布域で、その下位には大阪層群が出現すると考えられ、芥川沿いや南西方の低地部には沖積層が広がる。

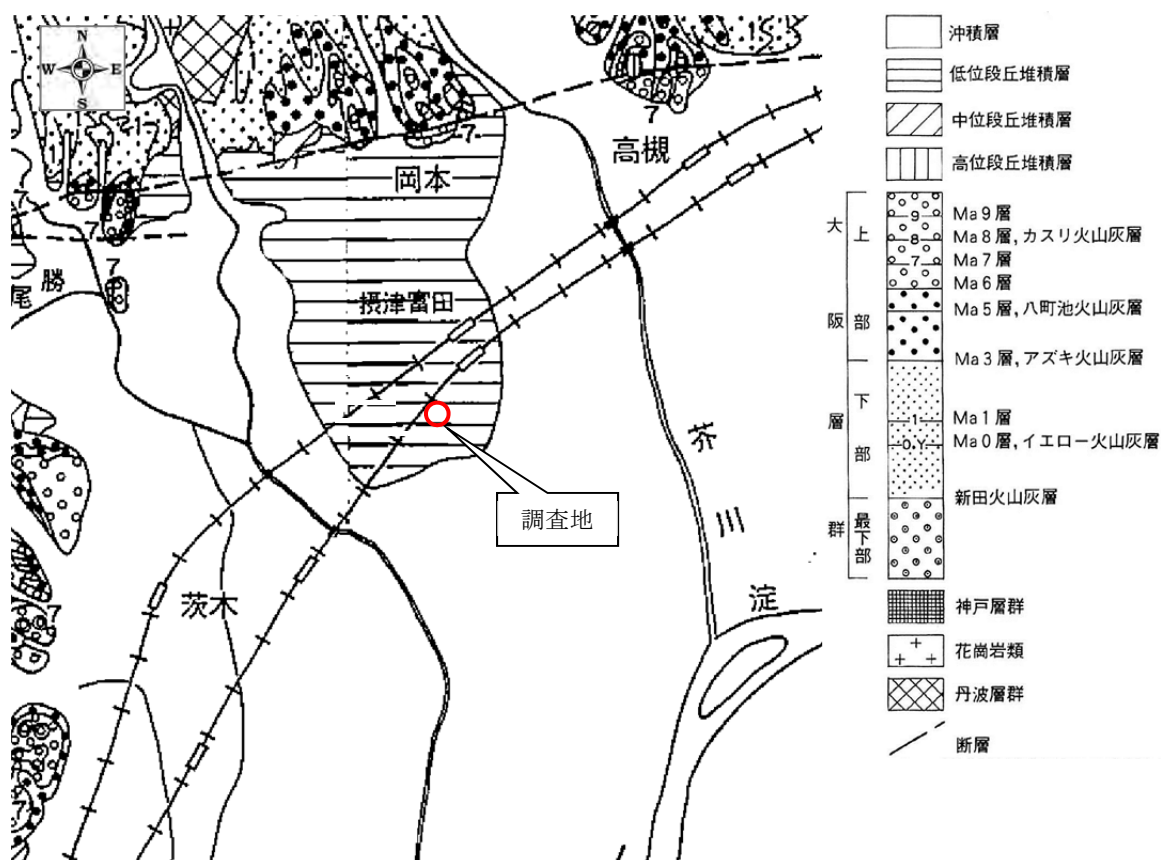


図 3. 1. 3 大阪平野東部の地表地質図
(大阪層群、市原実編著、創元社、1993)

このうち、大阪層群は新生代新第三紀鮮新世後期～第四紀更新世(約300万年～30万年前)に、段丘層は第四紀更新世中期～後期(約30万年～2万年前)に各々堆積した未固結層で、両者は周辺の台地や丘陵地を構成するほか、平野下にも広く厚く分布する。主体は粘土、砂、礫及びそれらの互層で、大阪層群の上半部には下位よりMa-1、Ma0、Ma1、……、Ma10層(Ma ; Marine clay の略)と呼ばれる海成粘土層が介在する。図3. 1. 3では同層群は上部、下部、最下部に区分され、Ma9層までが介在するとされている。一方、段丘層は平野下では上部洪積層とも呼ばれ、その形成年代と分布高度の違いから高位、中位、低位段丘層に区分され、調査地付近のものは前述したように低位段丘層と考えられている。

なお、大阪層群と段丘層の境界年代については、約20万年前とする考え方もある。

最上位の沖積層は第四紀最後の氷期であるウルム氷期最寒冷期(約2万年前)以降の堆積物で、気候の温暖化に伴う海進によって堆積した海成層(Ma13層)を含む細粒土層、及び河川の運搬、氾濫作用による非海成層主体の粗粒土層からなるが、海進が及んでいない調査地付近では後者が主体をなす。

神戸地域～大阪平野北部の沖積相当層の層厚分布を図3. 1. 4に示す。調査地付近は沖積相当層の層厚が0～4mの地域であることが読み取れる。

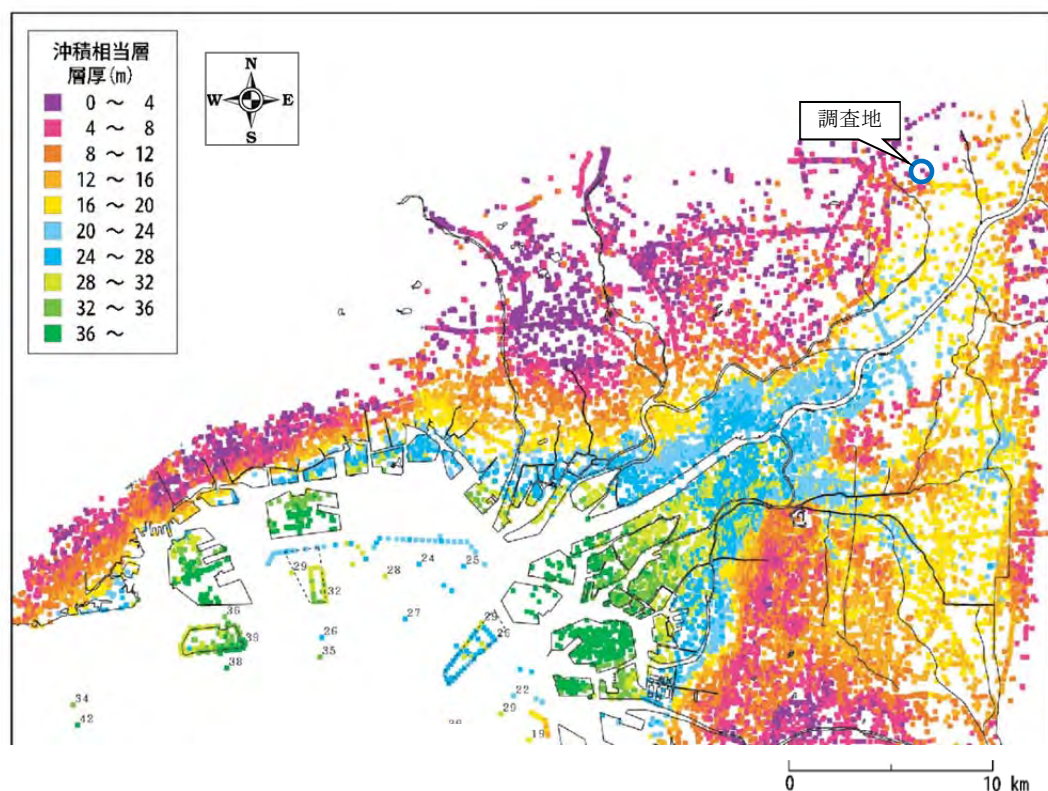
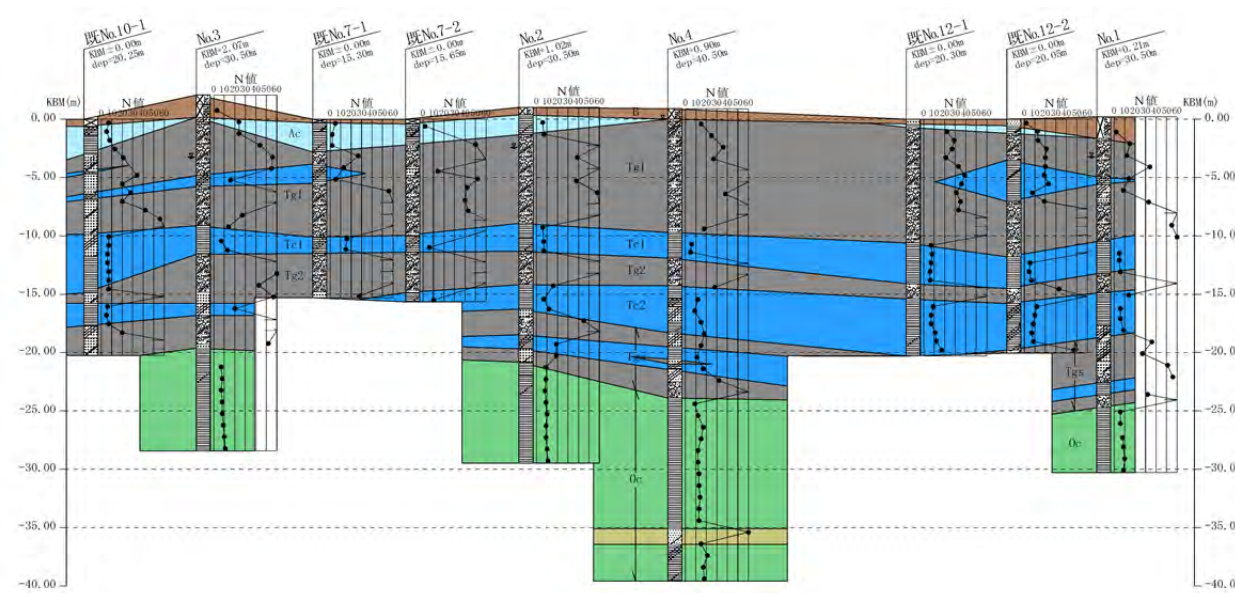


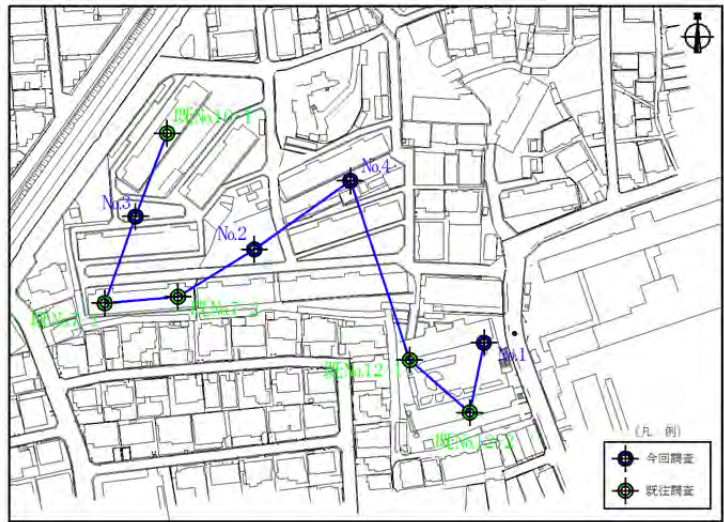
図3. 1. 4 神戸地域～大阪平野北部の沖積相当層の層厚分布図
(新関西地盤 大阪平野から大阪湾、KG-NET・関西圏地盤研究会、2007)

3.2 ボーリング調査

調査結果の詳細は、別紙のボーリング柱状図に整理して記載するとともに、既往調査結果(昭和42～昭和45年他社実施)を含めて推定断面図を作成し、巻末資料として添付した。推定断面図の縮小版を図3.2.1に示す。



縮尺 V:H=1:4



<断面線図>

<凡 例>			
新 生 代	第四紀	完新世	盛 土 層
			沖積層
			粘性土
			段丘層
	鮮新世	更新世	礫質土
		～	礫質土
新 第三 紀	鮮新世	大阪層群	粘性土
			砂質土

※Tgs層は礫・砂質土層

図3.2.1 推定断面図

調査の結果、調査地では盛土層(B)以深、GL-21.70～-24.95m(KBM-19.63～-24.74m)を境に、上位の礫質土層(Tg1、Tg2)や礫・砂質土層(Tgs)といった粗粒土層と下位の堆積サイクルが大きい粘性土層(Oc)からなり、粗粒土層中には3～5枚の粘性土層(Ac、Tc1、Tc2、記号付けしていない粘性土層)が介在する地盤構成であることが判った。

地質的にはN値や層相、図3.1.3、図3.1.4からB層直下に分布するAc層が沖積層、

以深はTgs層の下端のGL-21.70～-24.95m (KBM-19.63～-24.74m)を境に上位を段丘層、下位を大阪層群に区分した。

B層以深、沖積層は粘性土層 (Ac) から、段丘層は礫質土層 I (Tg1)～粘性土層 I (Tc1)～礫質土層 II (Tg2)～粘性土層 II (Tc2)～礫・砂質土層 (Tgs) から、大阪層群は粘性土層 (Oc) からなり、推定断面図より、各地層の連続性は良好で、地点間では概ね水平に分布していることが判る。このうち、Ac層は敷地の西側と南端に分布する。更に段丘層のうちTg1層とTgs層には連続性に乏しい粘性土層が介在し、Tc1、Tc2層は敷地の南西端で薄くなっている。

地下水は、No.1～3 地点では無水掘りによる自然水位として Tg1 層中の GL-3.40～-5.30 m (KBM-2.38～-3.23m)に確認している。したがって、当該地では同層が自由地下水面を有する第一帯水層を形成し、KBM-2～-3m付近に地下水が存在するものと考えられる。

一方、No.4 地点では GL-0.85m (KBM+0.05m)に無水掘りによる水位として確認しているが、これは B 層中の溜り水と判断され、実際の地下水は採取試料の含水状態から GL-3m (KBM-2.10m)以深に存在すると推察される。

本調査地の大局的な地層構成は先に述べたとおりであるが、各地層の下限深度、層厚、N値等をまとめて表 3.2.1 に示す。

表 3.2.1 地層構成等一覧表

地層区分	地層名	区分記号	下限深度 上段：GL-(m) 下段：KBM±(m)				層厚 (m)	N 値
			No.1	No.2	No.3	No.4		
盛土層		B	1.85 -1.64	0.65 0.37	1.90 0.17	0.90 0.00	0.65～1.90	2、3
沖積層	粘性土層	Ac	—	2.35 -1.33	—	—	1.70	6
段丘層	礫質土層Ⅰ	Tg1	10.70 -10.49	9.95 -8.93	11.20 -9.13	10.60 -9.70	7.60～9.70	9～60以上 C：14、16
	粘性土層Ⅰ	Tc1	13.45 -13.24	12.35 -11.33	13.65 -11.58	12.80 -11.90	2.20～2.75	5～13
	礫質土層Ⅱ	Tg2	15.10 -14.89	15.20 -14.18	17.85 -15.78	15.15 -14.25	1.65～4.20	43～60以上
	粘性土層Ⅱ	Tc2	18.95 -18.74	17.30 -16.28	18.90 -16.83	19.20 -18.30	1.05～4.05	6～28 S：9、20
	礫・砂質土層	Tgs	24.95 -24.74	21.85 -20.83	21.70 -19.63	24.80 -23.90	2.80～6.00	19～60以上 C：11～19
大阪層群	粘性土層	Oc	30.50 -30.29	30.50 -29.48	30.50 -28.43	40.50 -39.60	5.55～15.70	6～21 S：60以上

注)・Oc層の下限深度、層厚は調査最終深度及びそれまでの確認分。

・N 値欄のCは粘性土層、Sは砂質土層。

以下、表 3.2.1 をもとに今回調査のNo.1～4地点を中心に各地層の土性について述べる。

(1) 盛土層 [B]

盛土層は現地表面よりGL-0.65～-1.90m (KBM+0.37～-1.64m)まで分布する。No.1地点は表層の0.15m間に碎石が敷かれているが、No.2～4地点は0.20～0.35m間にコンクリートやアスファルト～碎石、コンクリート～碎石等による舗装が施されている。以深の盛土材は礫質土及び粘性土からなる。礫質土は $\phi 2\sim 15\text{mm}$ 程度の礫が主体で、マトリクスは細砂～粗砂が占め、多量の粘土分を含む。また、No.1、3地点にはコンクリート片や鉄筋入りのコンクリートが混入する。一方、粘性土は粘土が主体で多量の細砂～中砂が混入する。N値は礫質土で2、粘性土で3を記録する。

(2) 沖積層 [A]

沖積層は粘性土層(Ac)からなり、No.2地点の盛土層直下よりGL-2.35m (KBM-1.33m)までに層厚1.70mを有して分布し、既往調査を合せて考えると、敷地の西側と南端にみられる。主体は粘土で、細砂～中砂が混入する。N値は6を記録する。

(3) 段丘層 [T]

段丘層はNo.1、3、4地点がB層、No.2地点がAc層直下より分布し、GL-21.70～-24.95m (KBM-19.63～-24.74m)までに全層厚19.50～23.90mを有する。層相的には礫質土層(Tg1、Tg2)や礫・砂質土層(Tgs)といった粗粒土層が優勢で、2枚の粘性土層(Tc1、Tc2)が介在する。層序は上位より礫質土層 I (Tg1)～粘性土層 I (Tc1)～礫質土層 II (Tg2)～粘性土層 II (Tc2)～礫・砂質土層(Tgs)に区分できる。

① 礫質土層 I (Tg1)

Tg1層はNo.1、3、4地点がB層、No.2地点はAc層直下より分布し、GL-9.95～-11.20m (KBM-8.93～-10.49m)までに層厚7.60～9.70mを有する。礫質土層が優勢で、No.1、3地点には1枚の粘性土層が介在するほか、局所的に砂質土層を伴うが、本書ではこれらも含めてTg1層に一括している。推定断面図では砂質土層は礫質土層として着色している。

優勢な礫質土層は $\phi 2\sim 20\text{mm}$ 程度の礫が主体で、マトリクスは細砂～粗砂が占める。全体に粘土分を含み、局所的に多い。 $\phi 30\sim 70\text{mm}$ 程度の礫が混入するほか、 $\phi 80\sim 100\text{mm}$ 程度の玉石が点在する。砂質土層はNo.1地点のGL-5.80、-6.95m (KBM-5.59、-6.74m)、No.3地点のGL-1.90m (KBM+0.17m)、No.4地点のGL-6.80、-10.15m (KBM-5.90、-9.25m)以深より層厚0.40～0.45mを有して分布する。細砂～中砂が主体で、殆どで粘土分を含み、局所的に $\phi 2\sim 20\text{mm}$ 程度の礫が混入する。全体では含水は概ね中位と感じられる。N値は9～60以上を記録し、ばらついている。多量に含む粘土分の影響でNo.1地点のGL-6mは極端にN値が9と低下しているほか、上部及び下端部では30を下回るが、他の区間は大半で55～60以上と高く、締まり具合は非常に良好である。

介在する粘性土層はNo.1地点のGL-5.15m (KBM-4.94m)とNo.3地点のGL-6.90m (KBM-4.83m)以深より層厚0.65、0.95mを有する。主体はシルト若しくは粘土で、多量の細砂～中砂が混入するほか、 $\phi 2\sim 10\text{mm}$ 程度の礫がみられる。N値は14、16を記録する。

②粘性土層Ⅰ (Tc1)

Tc1層は粘性土層からなり、Tg1層直下よりGL-12.35～-13.65m (KBM-11.33～-13.24m)までに層厚2.20～2.75mを有して分布する。主体はほぼ均質な粘土で、No.2、3地点にはφ2～10mm程度の礫がみられる。N値は5～13の範囲で、大半が5～7を示す。

③礫質土層Ⅱ (Tg2)

Tg2層はTc1層直下よりGL-15.10～-17.85m (KBM-14.18～-15.78m)までに層厚1.65～4.20mを有して分布する。礫質土層が優勢で、No.3地点の下端には砂質土層を伴うが、本書ではこれらを含めTg2層に一括している。なお、推定断面図では砂質土層は礫質土層として着色している。

優勢な礫質土層はφ2～20mm程度の礫が主体で、マトリクスは細砂～粗砂が占め、粘土分も含む。また、φ30～70mm程度の礫が点在する。一方、砂質土層は細砂～中砂を主体とする。礫質土層及び砂質土層の含水は中位と感じられる。N値は43～60以上を記録し、締まり具合は良好である。

④粘性土層Ⅱ (Tc2)

Tc2層はTg2層直下よりGL-17.30～-19.20m (KBM-16.28～-18.74m)までに層厚1.05～4.05mを有して分布する。粘性土層が優勢で、No.1地点の下部とNo.3地点の全て、更にNo.4地点の中央部は砂質土層が介在するが、本書ではこれらを含めTc2層に一括している。なお、推定断面図では砂質土層は粘性土層として着色している。

優勢な粘性土層はほぼ均質な粘土が主体で、No.4地点には細砂が混入する。N値は6～28を記録する。No.4地点の上端で28と高いが、他は6～14を示す。一方、砂質土層はNo.1地点のGL-17.90m (KBM-17.69m)以深、No.3地点、No.4地点のGL-17.00m (KBM-16.10m)以深より層厚1.05～1.30mを有する。主体は細砂～中砂で、多量の粘土分を含む。また、No.1地点にはφ2～5mm程度の礫がみられる。N値は9、20を記録する。

⑤礫・砂質土層 (Tgs)

Tgs層はTc2層直下よりGL-21.70～-24.95m (KBM-19.63～-24.74m)までに層厚2.80～6.00mを有して分布する。礫質土層と砂質土層からなり、礫質土層がやや優勢で、敷地西側のNo.3地点を除いて連続すると思われる粘性土層が介在するが、本書ではこれらを含めてTgs層に一括している。

優勢な礫質土層はφ2～20mm程度の礫が主体で、マトリクスは細砂～粗砂が占め、φ30～50mm程度の礫が混る。部分的に粘土分を含むほか、No.3地点のGL-21.00m (KBM-18m)付近には薄層のシルト質細砂層を挟む。一方、砂質土層は細砂～中砂が主体で、所々にシルト分及び粘土分を含む。また、φ2～10mm程度の礫が混入するほか、木片もみられる。含水は礫質土層で中位、砂質土層では低いと感じられる。N値は全体では19～60以上を記録する。シルト分及び粘土分を含む砂質土層では19～27と低めであるが、他の区間は32～60以上を示し、締まり具合は良好である。

介在する粘性土層はNo.1地点のGL-22.80m (KBM-22.59m)、No.2地点のGL-19.50m (KBM-18.48m)、No.4地点のGL-20.40m (KBM-19.50m)以深より層厚0.50～1.95mを有する。

ほぼ均質若しくは多量の細砂が混入する粘土を主体とし、腐植物がみられる。また、No.4地点のGL-21.45～-21.85m (KBM-20.55～-20.95m)間には砂質土層が介在する。N値は11～32を記録する。

(4) 大阪層群 [0]

大阪層群は段丘層以深に分布し、今回は調査最終深度のGL-30.50～-40.50m (KBM-28.43～-39.60m)までに層厚5.55～15.70mを確認している。粘性土層(0c)が優勢で、No.4地点の下部に1枚の砂質土層が介在するが、本書ではこれらを含めて0c層に一括している。

優勢な粘性土層はほぼ均質な粘土が主体で、局所的に少量の細砂が混入するほか、No.4地点のGL-32m以深には貝殻片がみられる。N値は6～21を記録し、GL-40.50mまで調査を行ったNo.4地点に着目すると下方に移行するに従い漸増する傾向を示す。

No.4地点に介在する砂質土層はGL-36.00m (KBM-35.10m)以深より層厚1.35mを有する。主体は細砂で、シルト分を含むほか、腐植物が点在する。含水は低いと感じられる。N値は60を記録し、締まり具合は良好である。

* 礫径について

一般に、地中に実在する礫や玉石は、重力や河川の運搬作用によって水平方向に長軸をもって堆積している場合が多く、長辺方向の最大礫径は鉛直方向のボーリング調査で確認した大きさよりもさらに大となる可能性がある(図3.2.2参照)。更に標準貫入試験時にはSPTサンプラーの口径が35mmのため、粒子破碎等により原位置に比べ全体的に過小に評価する傾向にある。このため、実際の礫径をボーリング調査から評価する場合には、採取コアの最大径の2.5～3.0倍程度とするのが一般的である。

調査地に分布する地層では、Tg1層及びTg2層中には ϕ max70mm程度の礫に加え前者には ϕ max100mm程度の玉石が認められる。更にTgs層中にも ϕ max50mm程度の礫が存在する。

したがって、施工に際しては当該地では段丘層の礫質土層中には ϕ max150～300mm大の玉石が随所に混入していると考えられる。

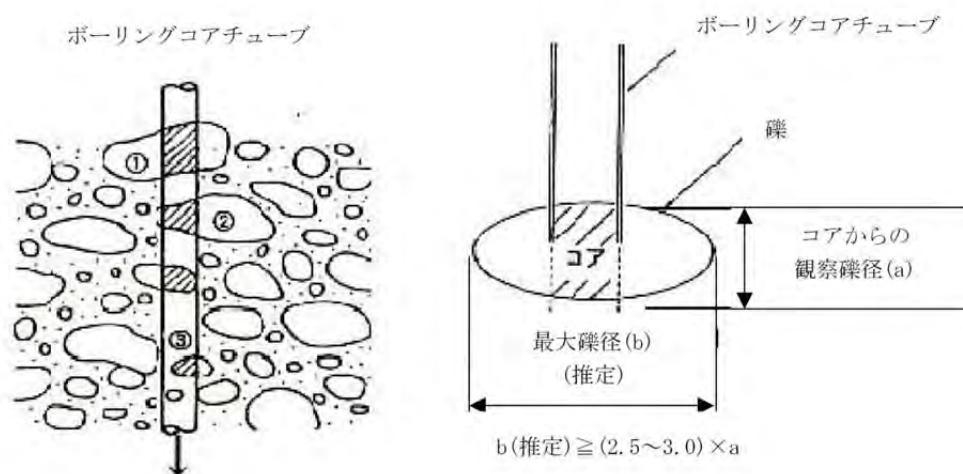


図3.2.2 ボーリングで観察される礫・玉石径
(ボーリングデータの見方と活用ノウハウ、近代図書、1995)

3.3 プレッシャーメータ試験

地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験は、Tg1層を対象にNo.1、3、4地点のGL-3.30mとNo.2地点のGL-4.30mでLLT法にて実施した。

試験方法及び地盤の諸定数の決定については先に示したとおりである。試験から得られる荷重変形曲線は各地層の力学特性を比較的良く反映し、一般に沖積層は段丘層や大阪層群に比較して強度が低く、かつ破壊に至るまでの変形の度合いが大きい。これは沖積層の変形曲線がなだらかで降伏点が明瞭でないことを意味する。

試験結果をもとに算定した変形係数(E_0)及び試験深度近傍のN値から算出した E_0/N を表3.3.1に示す。

表3.3.1 プレッシャーメータ試験結果表

地層区分	調査地点No.	土質名	試験深度GL-(m)	N値	変形係数 E_0 (MN/m ²)	E_0/N
Tg1	1	粘土混り砂礫	3.30	12	20.897	1.7
	2	〃	4.30	39	23.779	0.6
	3	〃	3.30	24	23.624	1.0
	4	〃	3.30	27	24.666	0.9

今井(1971)が、LLTによる大阪周辺約300ヶ所の測定結果を地層毎に区分したものをS I単位に換算して表3.3.2に、それを図化して図3.3.1に示し、図には今回の試験で得られた E_0 値をプロットしている。

表3.3.2 大阪周辺のK値測定結果(今井、1971)

項目	地層名	沖積層	段丘層 上部洪積層	大阪層群
変形係数 E_0 MN/m ²	粘土	0.5~2.5	—	6~14
	砂	1~7	—	16~29
	砂礫	—	7~20	—

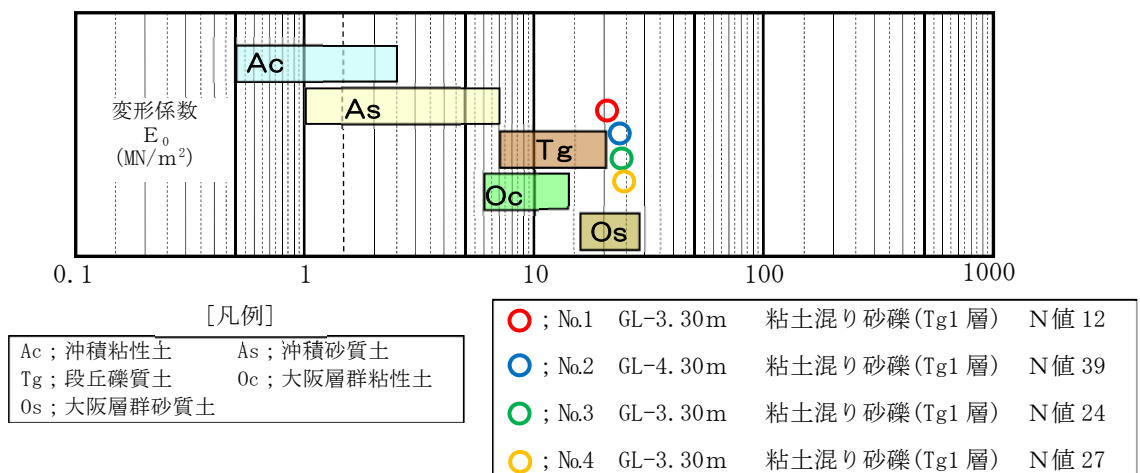


図3.3.1 大阪周辺のK値測定結果図
(今井(1971)の測定結果をもとに作成)

試験結果より得られた変形係数 E_0 を図3.3.1上にプロットすると、No.1～4 地点のGL-3.30、-4.30m (Tg1 層)の E_0 値は全て Tg 層の範囲をやや上回り、段丘層の礫質土層としては妥当な値と判断される。なお、 E_0 は20.897～23.779 kN/m²の範囲で、N値の12～39に比べてばらつきが小さいことから、粗大な礫の影響を受けやすいN値に対して、横方向の強度は比較的一定しているといえる。

ここで、変形係数の算定に用いるポアソン比は通常 $\nu=0.3\sim0.5$ で変化するが、LLTの操作マニュアルには『 $\nu=0.3$ として求めたEに対し、実際のポアソン比が $\nu=0.3\sim0.5$ と変化する時の誤差は10%程度』と記載されており、更に『Eの信頼度は有効数字の1桁、良くて2桁』とされていることに注意する必要がある。

一方、変形係数とN値の関係について「地盤調査の方法と解説」(公益社団法人 地盤工学会、2013)には図3.3.2の測定データが示されている。同図では両者に $E=670N^{0.986}$ kN/m²なる関係が成立するとしている。建築基礎構造設計指針ではこの関係式を“ $E=700N$ kN/m² (0.7N MN/m²)”と簡略化して推奨している。ただし原文(吉中1967、1968)では、この関係式は「粘性土地盤以外の適用に限定している」との注釈が付けられており、「砂地盤を対象とする算定式」と書かれている文献もあり、粘性土地盤では関係式よりも大きな値が得られることが多い。

また、宇都(1967)はプレシオメーターによる変形係数とN値の関係として、 $E=700N$ kN/m²を中心に $E=400N\sim1000N$ kN/m² (0.4～1.0N MN/m²)の範囲にあることを示している。

今回の試験から得られた E_0 値と上述した宇都及び指針の関係式からNo.1地点は宇都の係数の上限値を大きく上回るが、他の3地点はその範囲内で、No.2地点は指針の係数にも近いことが判る。

また、巻末のデータシートをみると、4地点とも P_e-r の関係にばらつきが少なく、明確な直線部分が得られており、良好な試験結果が得られたと判断される。

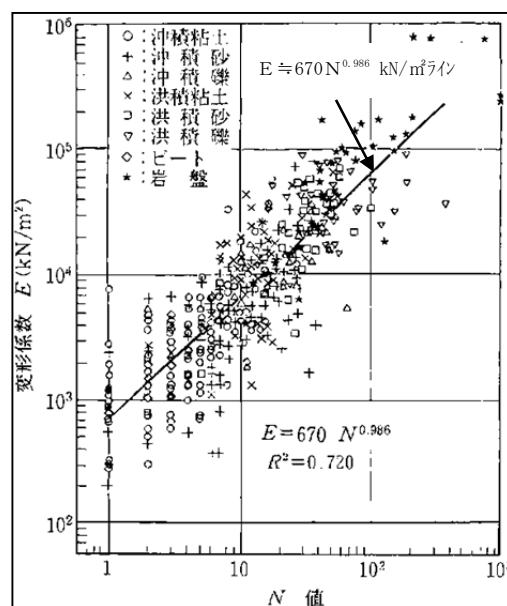


図3.3.2 プレシオメーター試験の変形係数とN値の関係
(地盤調査の方法と解説、公益社団法人 地盤工学会、2013)

3.4 室内土質試験

室内土質試験は、Tc1、Tc2層、Tgs層に介在する粘性土層(以下、Tgs-C)、Oc層の粘性土層で採取した乱れの少ない試料(RD試料)、及び標準貫入試験時に採取した土試料のうちTg1層の代表的な試料(P試料)を対象に実施した。このうちP試料については地震時における地盤の液状化検討に関する基礎資料を得ることを目的として行ったもので、試験結果は次章の『4. 考察』で述べる。

乱れの少ない試料の採取深度及び実施試験項目をまとめて表3.4.1に示す。

表3.4.1 採取深度、及び実施試験項目

調査地点 No.	地層 区分	試料 番号	採取深度 GL-(m)	土質名	物理 試験	力学試験	
						一軸 圧縮	圧密
1	Tc1	1RD-1	10.80～11.40	粘土	○	○	○
	Tc2	1RD-2	15.60～16.15	粘土	○	○	○
	Tgs-C	1RD-3	22.85～23.50	砂質粘土	○	○	○
	Oc	1RD-4	26.55～27.20	粘土	○	○	○
2	Tc1	2RD-1	10.60～11.20	粘土	○	○	○
	Tc2	2RD-2	15.55～16.15	粘土	○	○	○
3	Tc1	3RD-1	11.60～12.20	粘土	○	○	○
	Oc	3RD-2	21.80～22.45	粘土	○	○	○
4	Tc1	4RD-1	10.70～11.30	粘土	○	○	○
	Tc2	4RD-2	15.60～16.20	粘土	○	○	○

注)・物理試験は土粒子の密度、含水比、粒度、液性限界・塑性限界、湿潤密度の各試験。

・圧密試験は段階載荷。

試験結果の詳細は巻末にまとめて添付したが、以下にRD試料の物理、力学特性について略述する。

3.4.1 物理特性

粒度組成、及びコンシステンシー特性等を表3.4.2に、一般特性値を表3.4.3に、粒度組成、土粒子の密度をグラフ化して図3.4.1に示す。

表3.4.2 粒度組成、及びコンシステンシー特性等(No.1～4地点)

地層 区分	試料 番号	採取深度 GL-(m)	土質名	粒度特性(%)					地盤材料の工学的分類	
				礫分	砂分	シルト分	粘土分	細粒分	分類名	分類 記号
Tc1	1RD-1	10.80～11.40	粘土	0.0	0.5	46.8	52.7	99.5	粘土(高液性限界)	CH
	2RD-1	10.60～11.20	粘土	0.0	8.3	52.0	39.7	91.7	砂まじり粘土(高液性限界)	CH-S
	3RD-1	11.60～12.20	粘土	0.0	3.2	57.5	39.3	96.8	粘土(高液性限界)	CH
	4RD-1	10.70～11.30	粘土	0.0	2.6	48.6	48.8	97.4	粘土(高液性限界)	CH
Tc2	1RD-2	15.60～16.15	粘土	0.0	0.5	43.2	56.3	99.5	粘土(高液性限界)	CH
	2RD-2	15.55～16.15	粘土	0.0	10.0	40.7	49.3	90.0	砂まじり粘土(高液性限界)	CH-S
	4RD-2	15.60～16.20	粘土	0.0	4.1	36.5	59.4	95.9	粘土(高液性限界)	CH
Tgs-C	1RD-3	22.85～23.50	砂質粘土	0.1	28.0	41.7	30.2	71.9	砂質粘土(低液性限界)	CLS
Oc	1RD-4	26.55～27.20	粘土	0.0	5.7	46.7	47.6	94.3	砂まじり粘土(高液性限界)	CH-S
	3RD-2	21.80～22.45	粘土	0.0	11.3	56.0	32.7	88.7	砂まじり粘土(高液性限界)	CH-S

注)・礫分; 2～75 mm、砂分; 0.075～2 mm、シルト分; 0.005～0.075 mm、粘土分; 0.005 mm未満

・粒度特性の細粒分はシルト分+粘土分。

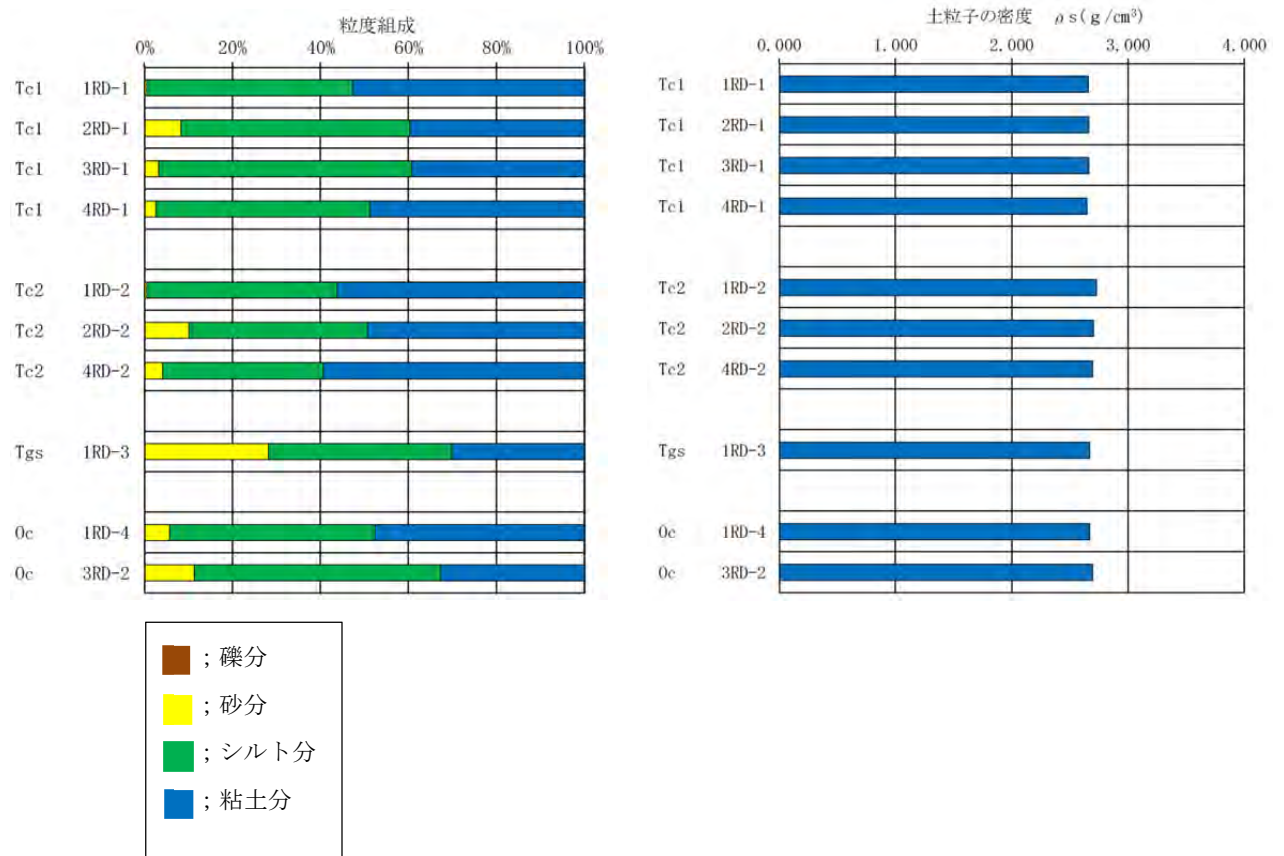


図 3. 4. 1 各試料の粒度組成及び土粒子の密度

表 3. 4. 3 一般特性値 (No.1～4地点)

地層 区分	試料 番号	採取深度 GL-(m)	土質名	一般特性						コンシステンシー特性		
				土粒子 の密度 ρ_s (g/cm³)	自 然 含水比 (%)		湿潤 密度 ρ_t (g/cm³)	乾燥 密度 ρ_d (g/cm³)	間隙比 e	液性 限界 W_L (%)	塑性 限界 W_P (%)	塑性 指数 I_P
					Wn①	Wn②						
Tc1	1RD-1	10.80～11.40	粘土	2.659	48.9	44.0	1.762	1.225	1.175	70.2	27.0	43.2
	2RD-1	10.60～11.20	粘土	2.663	46.5	44.0	1.766	1.226	1.173	70.5	26.7	43.8
	3RD-1	11.60～12.20	粘土	2.662	45.7	44.9	1.756	1.212	1.197	68.8	27.7	41.1
	4RD-1	10.70～11.30	粘土	2.649	43.6	44.0	1.760	1.223	1.167	71.2	27.6	43.6
Tc2	1RD-2	15.60～16.15	粘土	2.728	47.6	44.7	1.777	1.228	1.221	84.4	28.6	55.8
	2RD-2	15.55～16.15	粘土	2.702	55.9	51.9	1.707	1.124	1.407	88.7	28.7	60.0
	4RD-2	15.60～16.20	粘土	2.695	45.5	44.9	1.765	1.218	1.212	79.5	26.9	52.6
Tgs-C	1RD-3	22.85～23.50	砂質粘土	2.669	25.1	22.5	2.042	1.667	0.602	35.8	17.5	18.3
Oc	1RD-4	26.55～27.20	粘土	2.669	72.5	69.9	1.582	0.931	1.868	118.3	36.5	81.8
	3RD-2	21.80～22.45	粘土	2.697	46.9	45.3	1.762	1.213	1.224	85.7	27.4	58.3

注) ・自然含水比のWn①は含水比試験、Wn②は湿潤密度試験から得られた値。

以下、各地層の物理特性及び力学特性について述べる。

・ Tc1 層 (1RD-1、2RD-1、3RD-1、4RD-1 試料)

粒度組成では、粗粒分のうち礫分は含まれず、砂分は 2RD-1 試料が 8.3%、他の 3 試料は 0.5~3.2%と少量である。一方、細粒分は 91.7~99.5%を占める。1RD-1 試料は粘土分が優勢で、シルト分を 5.9%上回る。2RD-1、3RD-1 試料はシルト分が優勢で粘土分を 12.3、18.2%上回る。4RD-1 試料は両者の割合がほぼ同等である。

土粒子の密度は $\rho_s = 2.649 \sim 2.663 \text{ g/cm}^3$ を示し、表 2.4.1 に示す一般的な無機質土の値となっている。また、湿潤密度、乾燥密度については表 2.4.4 に示す洪積層の範囲に収まる。

自然含水比のうち $W_n①$ は 43.6~48.9%と洪積層としてはやや高めで、 $W_n②$ との差は 1RD-1 試料で 5%弱とやや大きい、残りの 3 試料は大きな差はない。

液性限界は 4 試料とも $W_L \geq 50\%$ の高液性限界に区分され、粒度特性を反映した値となっている。

地盤材料の工学的分類は、2RD-1 試料が【砂まじり粘土(高液性限界) : CH-S】、他の 3 試料は【粘土(高液性限界) : CH】に区分される。

・ Tc2 層 (1RD-2、2RD-2、4RD-2 試料)

粒度組成では、粗粒分のうち礫分は含まれず、砂分は 2RD-2 試料が 10.0%とやや多いが、他の 2 試料は 0.5、4.1%と少量である。一方、細粒分は 90.0~99.5%を占める。3 試料とも粘土分が優勢でシルト分を 8.6~22.9%上回る。

土粒子の密度は $\rho_s = 2.695 \sim 2.728 \text{ g/cm}^3$ を示し、一般的な無機質土の値となっている。また、湿潤密度、乾燥密度については表 2.4.4 に示す洪積層の範囲に収まる。

自然含水比のうち $W_n①$ は 45.5~55.9%と洪積層としてはやや高めで、3 試料とも $W_n②$ と大きな差はない。

液性限界は 4 試料とも $W_L \geq 50\%$ の高液性限界に区分され、粒度特性を反映した値となっている。

地盤材料の工学的分類は、2RD-2 試料が【砂まじり粘土(高液性限界) : CH-S】、他の 2 試料は【粘土(高液性限界) : CH】に区分される。

・ Tgs-C 層 (1RD-3 試料)

粒度組成では、粗粒分のうち礫分は 0.1%と僅かであるが、砂分は 28.0%と多い。一方、細粒分は 71.9%を占め、シルト分が優勢で粘土分を 11.5%上回る。

土粒子の密度は $\rho_s = 2.669 \text{ g/cm}^3$ を示し、一般的な無機質土の値となっている。また、湿潤密度、乾燥密度については粗粒分が 28.1%含有することから表 2.4.4 に示す洪積層の範囲をやや上回る。

自然含水比のうち $W_n①$ は 25.1%を示し、 $W_n②$ と大きな差はない。

液性限界は $W_L < 50\%$ の低液性限界に区分され、粒度特性を反映した値となっている。

地盤材料の工学的分類は、【砂質粘土(低液性限界) : CLS】に区分される。

・0c 層(1RD-4、3RD-2 試料)

粒度組成では、粗粒分のうち礫分は含まれず、砂分は5.7、11.3%含有する。一方、細粒分は94.3、88.7%を占める。1RD-4 試料はシルト分と粘土分の割合がほぼ同等であるのに対し、3RD-2 試料はシルト分が優勢で粘土分を23.3%上回る。

土粒子の密度は $\rho_s=2.669、2.697\text{ g/cm}^3$ を示し、一般的な無機質土の値となっている。また、湿潤密度、乾燥密度については表2.4.4に示す洪積層の範囲に収まるが、1RD-4 試料は $\rho_t、\rho_d$ が小さく、 e が高い。

自然含水比のうちWn①は72.5、46.9%と洪積層としてはやや高めで、2 試料ともWn②と大きな差はない。

液性限界は2 試料とも $W_L \geq 50\%$ の高性限界に区分され、粒度特性を反映した値となっている。

地盤材料の工学的分類は、両試料が【砂まじり粘土(高液性限界):CH-S】に区分される。

なお、同層でも各値に差がみられるが、これは物性が異なることが原因と考えられ、1RD-4 試料についてはWn①、②が高いこと、 $\rho_t、\rho_d$ が小さいこと、 W_L が100%を超えること等から海成粘土と思われる特徴が認められる。

3.4.2 力学特性

一軸圧縮試験は全試料を対象に実施した。試験から得られた一軸圧縮強さ(q_u)とその時の破壊ひずみ、変形係数(E_{50})をそれぞれ表3.4.4に、 q_u と深度の関係を図3.4.2に示す。

表3.4.4 一軸圧縮試験結果一覧(No.1~4 地点)

地層区分	試料番号	土質名	一軸圧縮強さ q_u (kN/m^2)	破壊ひずみ ε_f (%)	変形係数 E_{50} (MN/m^2)	平均一軸 圧縮強さ (kN/m^2)	近傍の N値
Tc1	1RD-1	粘土	212、216	2.26、2.35	16.4、16.9	214	5
	2RD-1	粘土	179、196	3.99、2.90	9.65、13.8	188	6
	3RD-1	粘土	221、256	2.38、1.93	15.5、20.5	239	7
	4RD-1	粘土	213、221	3.34、1.86	14.0、19.5	217	6
Tc2	1RD-2	粘土	201、231	2.82、3.32	19.3、11.7	216	6
	2RD-2	粘土	195、205	1.55、1.17	19.2、27.9	200	7
	4RD-2	粘土	222、183	3.22、1.02	16.5、48.4	203	12
Tgs-C	1RD-3	砂質粘土	317	4.41	14.1	317	32
0c	1RD-4	粘土	236、350	1.05、0.81	31.2、54.0	293	6
	3RD-2	粘土	412、376	1.31、1.88	41.1、27.2	394	7

注) 1RD-3 試料の供試体No.1の q_u 値は混入する砂分の影響を大きく受けているため除外している。

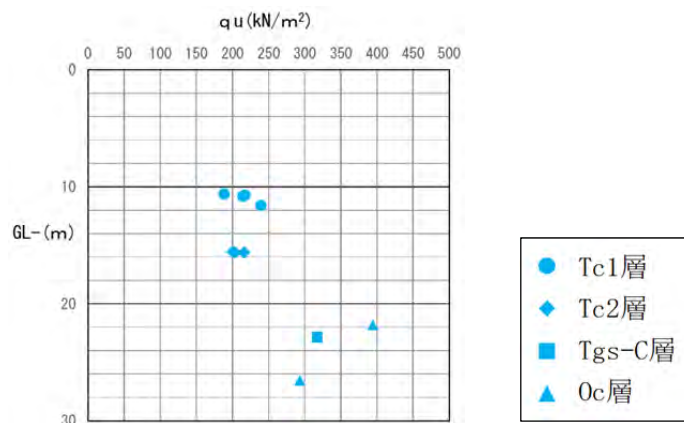


図3.4.2 q_u と深度の関係

一般に、一軸圧縮試験は非常に簡便な試験で、粘性土の非排水状態におけるせん断強さを容易に知ることができる。しかし、試料の物性、状態に応じて原地盤とは異なった強度が得られる場合がある。

強度が過大に表れる原因としては、試験の載荷速度が関係する。通常は毎分 1% のひずみ量を目安として供試体を圧縮するが、原地盤ではこのような急激なせん断は生じず、破壊機構が延性的になる。これに対し、室内試験では圧縮速度が速いために脆性的な破壊となり、結果として圧縮強さを過大評価してしまう傾向にある。

一方、強度が過小に表れる原因としては、拘束圧のない試験機構のほか、試料の採取時に必然的に生じる応力解放や試料運搬～供試体作成に至る過程において避けることのできない“乱れ”が挙げられる。ただし、上述した試験の載荷速度を考慮すると、強度の増減はバランスされているともいわれている。一般に“乱れ”の影響はピーク強度時の破壊ひずみで評価でき、沖積粘性土層が 5% 以内、洪積粘性土層では 3% 以内なら乱れの影響は低いと考えられている。なお $\varepsilon_f > 5\%$ となる原因としては粘土分の占める割合が小さい等が挙げられるが断定できるほどの特徴はない。

その他、試料の状態によっても強度が左右され、例えば供試体に砂分がシーム状やレンズ状に介在する場合、潜在クラック等がある場合、更には硬質な粘土でせん断ではなく引張り破壊が発生する場合等は強度低下すると考えられている。

巻末に示した応力-ひずみ曲線をみると、Tgs 層の 1RD-3 試料を除く残りの各供試体は破壊ひずみが $\varepsilon_f = 0.81 \sim 4.41\%$ と洪積層の 3% 以内若しくは 3% をやや超える程度で、破壊形態も脆性的であることから良好な試験結果と判断される。一方、1RD-3 試料は粗粒分を 28.1% 含有するが、供試体 No.1 と供試体 No.2 とでは、その混入量の違いが破壊ひずみ ($\varepsilon_f = 15.00, 4.41\%$) や破壊形態にも表れており、前者は混入する粗粒分の影響を明らかに受けたと判断される。よって、1RD-3 試料の q_u 値やその他の値については供試体 No.1 の値を採用しており、表 3.4.4 にもその値のみを記載している。また、図 3.4.2 に示す q_u と深度の関係をみると、Tc1 層及び Tc2 層の各試料の q_u 値は深度に係らず概ね $q_u = 200 \text{ kN/m}^2$ 前後を示すことが判る。更に採取深度の深い Tgs-C 層及び Oc 層では Tc1、Tc2 層の試料よりも高い q_u 値が得られている。このうち、Oc 層の 1RD-4 試料と 3RD-2 試料を比較すると深度と強度が逆転し、1RD-4 試料の q_u 値が低い、これは硬質のため、潜在クラックに沿った引張り破壊が発生している可能性が考えられる。

設計値としては、1RD-3 試料以外は高い方の値を採用しても問題はないものと思われるが、安全側を考慮すると 2 供試体の平均値を採用することが望まれる。また、各試料の変形係数は、近傍の N 値を考慮すると高いことが判る。

圧密試験は全試料を対象に段階載荷で実施した。試験から得られた圧密降伏応力(P_c)及び圧縮指数(C_c)を表3.4.5に、 P_c 値と深度の関係を図3.4.3に、 C_c 値と深度及び W_L と深度の関係を図3.4.4、3.4.5に示す。なお表には、現在の圧密度合いを把握するために、当該試料の midpoint における有効上載圧(σ_z')を概算して過圧密比とともに併記した。

表 3.4.5 圧密試験結果(No.1~4 地点)

地層区分	試料番号	土質名	圧密降伏応力 P_c (kN/m^2)	圧縮指数 C_c	有効上載圧 σ_z' (kN/m^2)	過圧密比 OCR
Tc1	1RD-1	粘土	359	0.60	135	2.7
	2RD-1	粘土	296	0.61	175	1.7
	3RD-1	粘土	403	0.65	185	2.2
	4RD-1	粘土	368	0.52	220	1.7
Tc2	1RD-2	粘土	726	0.71	175	4.1
	2RD-2	粘土	481	0.86	220	2.2
	4RD-2	粘土	756	0.65	265	2.9
Tgs-C	1RD-3	砂質粘土	766	0.28	240	3.2
Oc	1RD-4	粘土	585	1.69	270	2.2
	3RD-2	粘土	423	0.72	285	1.5

注) 過圧密比 ; $\text{OCR} = P_c / \sigma_z'$

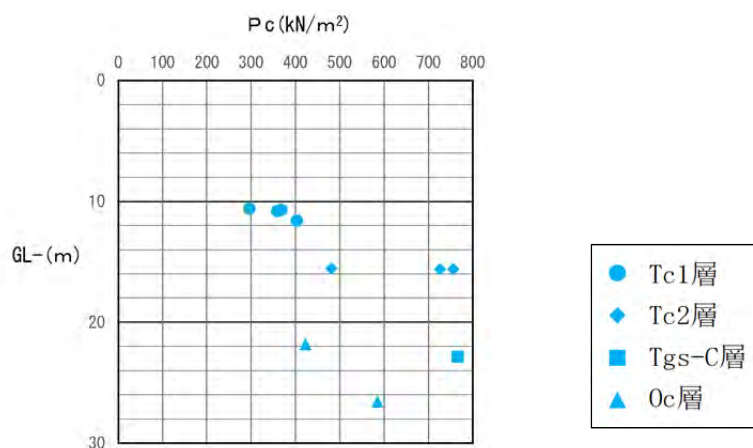


図 3.4.3 P_c と深度の関係

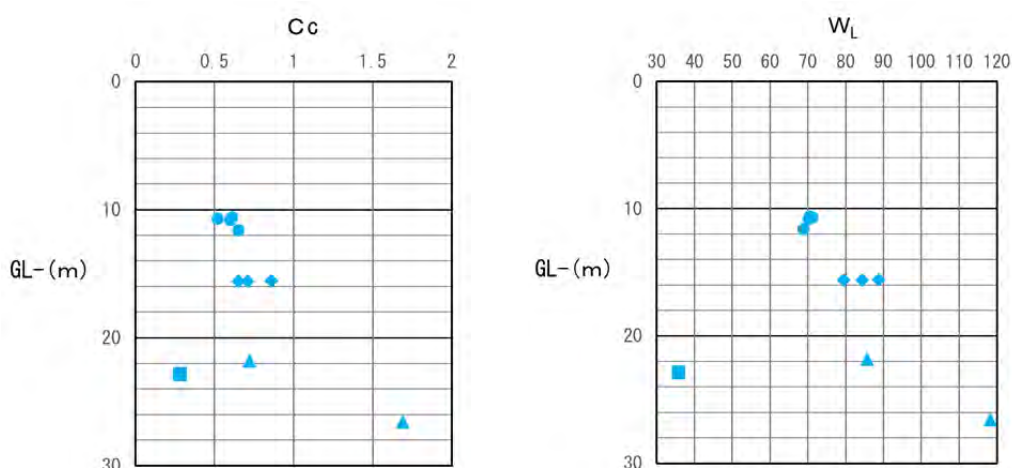


図 3.4.4 C_c と深度の関係

図 3.4.5 W_L と深度の関係

巻末の $e-\log P$ 曲線を見ると、全試料とも P_c 値付近で各曲線の変化が明確に表れていることから、得られた P_c 値は妥当な値と判断できる。図 3.4.3 をみると、 P_c 値は Tc2 層の 1RD-2、4RD-2 試料、Tgs-C 層の 1RD-3 試料で $P_c=726\sim 766\text{kN/m}^2$ と高めの値が得られているが、それ以外の試料では深度方向へ P_c 値が増加する傾向を示すことが判る。

図 3.4.3 をみると、圧縮指数は Tc1 層で $C_c=0.52\sim 0.65$ 、Tc2 層で $C_c=0.65\sim 0.86$ 、Tgs-C 層で $C_c=0.28$ 、Oc 層で $C_c=1.69$ 、 0.72 を示す。このうち Tgs-C 層は砂分を多く含むため C_c 値が小さい。これに対し、Oc 層の 1RD-4 試料では C_c が 1.69 と極端に高く海成粘土と思われる特徴が認められる。図 3.4.5 に示す C_c と W_L の関係図より、各層は圧縮指数と相関関係があるとされる液性限界の値に呼応していることが読み取れる。

圧密降伏応力と有効上載圧から求まる過圧密比は Tc1 層で $OCR=1.7\sim 2.7$ 、Tc2 層で $OCR=2.2\sim 4.1$ 、Tgs-C 層で $OCR=3.2$ 、Oc 層で $OCR=2.2$ 、 1.5 が得られ、対象試料を含む Tc1、Tc2、Tgs-C、Oc 層は全て過圧密な状態にあるといえる。

4. 考察

4.1 地盤の液状化の検討

地震時における飽和砂質土地盤等の液状化は、基礎構造の設計において注意を要する問題である。一般に液状化とは、地盤内に働く繰返しせん断応力によって生じる過剰間隙水圧が、土粒子を拘束していた初期有効上載圧(初期有効拘束応力)と等しくなる結果、有効応力が“0”になる現象をいう。

新潟地震(1964. 6)を契機に飽和地盤の液状化の発生メカニズムや液状化抵抗が次第に明らかにされてきた。それによると、液状化が起こりやすい要因として下記の事象が指摘されている。

- ・ 飽和地盤の細粒土の含有率が低い
- ・ 飽和地盤のN値が低い
- ・ 地下水位面が地表面に近い
- ・ 地震入力が大きい

地盤に液状化が発生すると原地盤の条件で求められた直接基礎の短期許容応力度や杭の短期許容鉛直支持力、更に短期許容引抜き抵抗力等は意味を持たなくなり、直接基礎では沈下と傾斜を引き起こす。また緩い砂地盤では液状化が発生すると、せん断抵抗が殆どなくなり、水の約2倍の単位体積重量をもつ地盤が液体のように振る舞い、これより単位体積重量が小さい地中構造物は浮力の増加と摩擦力の減少により浮き上がる。

一方、密な砂質地盤では正のダイレイタンスー(dilatancy：せん断による体積の膨張)の影響で、せん断応力が大きくなるにつれて有効応力が回復するので地盤に生じるせん断ひずみは極端に小さくなく、せん断抵抗が0になることはない。このような現象をサイクリックモビリティ(cyclic mobility)と呼び、液状化とは区別している。

(1) 液状化判定の対象とすべき土層

「建築基礎構造設計指針」〔社団法人 日本建築学会、2001年10月〕(以下、指針)では液状化判定を行う必要がある土層の条件を明記しているが、それを要約して下記に示す。ここで、“ F_c ”はシルト分と粘土分を合わせた細粒分の含有率を意味する。

- ①地表面から20m以浅の飽和状態にある $F_c \leq 35\%$ の沖積層
- ② $F_c > 35\%$ であっても、粘土含有率が10%以下、又は塑性指数(I_p)が15以下の埋土
あるいは盛土地盤
- ③細粒土を含む礫、透水性の低い土層に囲まれた礫

埋土あるいは盛土地盤については $F_c > 35\%$ の低塑性シルト、液性限界に近い含水比を持ったシルト等が液状化した事例が報告されていることによるものと記述されている。更に、建築基準法等の一部改正(2007. 6. 20施行)によると、上記の条件のほかに、④N値が概ね15以下であること、が追記されている。

(2) 液状化の判定方法

①せん断応力比(L)の算定

$$L = \frac{\tau_d}{\sigma_z'} = \gamma_n \cdot \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_z}{\sigma_z'} \cdot \gamma_d \quad \cdots \cdots \cdots 4.1.1 \text{ 式}$$

〔記号〕

τ_d : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kN/m²)

σ_z' : 検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力) (kN/m²)

γ_n : 等価な繰返し回数に関する補正係数

$\gamma_n = 0.1(M-1)$ Mは地震のマグニチュード

α_{\max} : 地表面における設計用水平加速度 (cm/s²=gal)

g : 重力加速度 (980 gal)

σ_z : 検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力) (kN/m²)

γ_d : 地盤が剛体でないことによる低減係数

$\gamma_d = (1 - 0.015z)$ ただし z (m)は地表面からの深さ

このうち地表面における設計用水平加速度の値は、本来、地震応答解析から求める必要があるが指針では損傷限界検討用として $\alpha_{\max} = 150 \sim 200 \text{ gal}$ 、終局限界検討用として $\alpha_{\max} = 350 \text{ gal}$ を推奨している。このうち前者は中地震動に、後者は大地震動に対応する設計用水平加速度である。

「限界耐力計算法」における損傷限界とは、基礎構造が構造的な被害を受けることにより、構造物を再使用するためには構造上の補修・修復等を必要とする限界で、地盤や基礎構造が原因で、上部構造が構造上の補修・修復等を必要とする状態も含まれる。損傷限界状態で想定される荷重は、1回～数回遭遇する荷重(再現期間が50年程度)である。

また、終局限界とは、地盤や基礎構造が破壊することにより、上部構造を支持することができなくなる状態で、もはや補修・補強して構造物を再使用できなくなる限界を意味する。更に、地盤や基礎構造が原因で、上部構造が終局限界に至る状態も含まれる。終局限界状態で想定される荷重は、最大級の荷重(再現期間が500年程度)である。

一方、前述の建築基準法等の一部改正によると、『(限界耐力計算法においては)液状化のおそれのないことの判断基準として、地表面の加速度150gal以上で液状化しないこと、及び地表面の加速度350gal以上で液状化の程度が軽微、又は液状化の危険度が低いことを確かめるものとする。』とされており、中地震動用の水平加速度としては指針の下限值($\alpha_{\max} = 150 \text{ gal}$)を強調している。

②液状化抵抗比(R)の算定

補正N値(N_a)と飽和土層の液状化抵抗比($R = \tau_1 / \sigma_z'$)の関係を図4.1.1に示す。ここに、 τ_1 は水平断面における液状化抵抗である。液状化抵抗比(R)は図4.1.1のせん断ひずみ振幅5%曲線を用いて求める。

細粒分含有率と補正N値増分(ΔN_f)の関係を図4.1.2に示す。補正N値(N_a)は4.1.2～4.1.4式から求める。

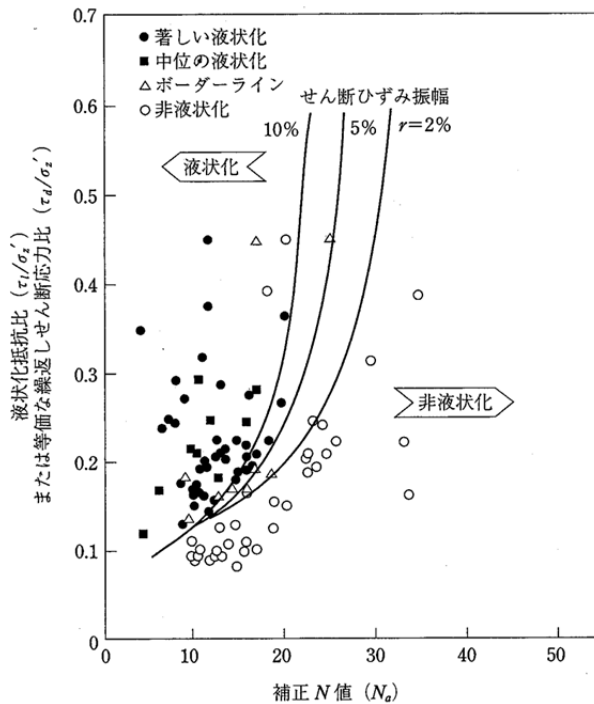


図 4. 1. 1 補正N値と飽和土層の液状化抵抗比 (τ_1/σ'_z) の関係

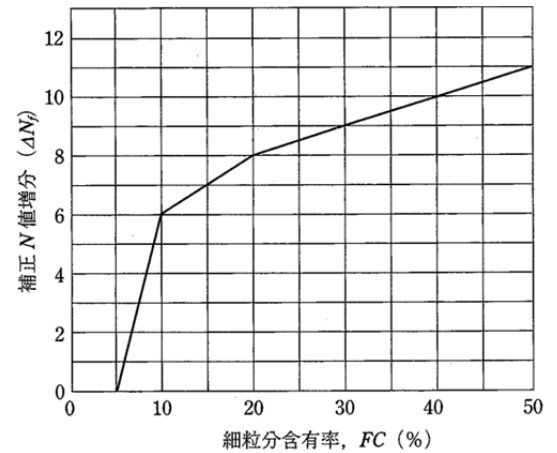


図 4. 1. 2 細粒分含有率と補正N値増分 (ΔN_f) の関係

$$\begin{aligned}
 & \bullet N_a = N_1 + \Delta N_f \quad \dots\dots\dots 4.1.2 \text{ 式} \\
 & \bullet N_1 = C \cdot N \quad \dots\dots\dots 4.1.3 \text{ 式} \\
 & \bullet C = \sqrt{98 / \sigma'_z} \quad \dots\dots\dots 4.1.4 \text{ 式}
 \end{aligned}$$

〔記号〕 N_a : 補正N値

N_1 : 換算N値

ΔN_f : 図 4. 1. 2 に示す細粒分含有率に応じた補正N値の増分

C : 換算N値係数

N : 実測N値

③安全率FLの算定(算定結果表では液状化係数として表示)

$$FL = R/L = \frac{\tau_1/\sigma'_z}{\tau_d/\sigma'_z} = \frac{\tau_1}{\tau_d} \quad \dots\dots\dots 4.1.5 \text{ 式}$$

以上のような方法で求められた安全率が $FL \leq 1$ の場合には、液状化発生の可能性が高いと判断され、液状化の程度と液状化・側方流動に伴う地盤変位の予測、地盤物性(地盤剛性、水平地盤反力係数、摩擦力、浮力)の変化で評価する。

なお、評価方法の詳細は指針を参照されたい。

(3) 液状化の判定

液状化の判定は地下水位以深のTg1層を対象に調査結果を用いて行う。

算定に際しての条件を下記にまとめて示す。ここで、Tg1層は段丘層(洪積層)に区分した地層で、本来なら液状化検討の対象外となるが、同層ではN値の低下がみられることから、今回は単にそのN値低下部が地震時に液状化するか否かを確認するために検討対象とする。また、No.4地点の地下水位は安全側を考慮して溜り水の可能性が考えられる水位をそのまま用いている。

- ・地下水位 ; No.1 GL-3.40m(無水掘りによる自然水位)
No.4 GL-0.85m(無水掘りによる自然水位)
- ・設計用マグニチュード ; $M=7.5$
- ・設計用水平加速度 ; $\alpha_{max}=150、200、350gal$
- ・単位体積重量 ; $16.0\sim21.0\text{ kN/m}^3$ (推定値)

指針の定義に準じ、室内土質試験から下記のような物理特性が判明した地層については液状化の検討から除外する。

- ・細粒分含有率(F_c)が $F_c>35\%$ の地層
- ・盛土層、埋土層では $F_c>35\%$ でかつ粘土分含有率が10%超、 $I_p>15$ の場合

Tg1層の計4試料で実施した物理試験結果及び液状化検討の要否をまとめて表4.1.1に示す。

表4.1.1 物理試験結果及び検討要否判定表

調査地点 No.	地層 区分	試料 番号	採取深度 GL-(m)	土質名	土粒子 の密度 ρ_s (g/cm^3)	自 然 含水比 W_n (%)	粒度組成 (%)				細粒分 F_c (%)	判定
							礫 分	砂 分	シルト分	粘土分		
1	Tg1	1P-6	6.15~6.45	粘土質細砂	2.662	23.0	2.4	36.2	33.0	28.4	61.4	否
		1P-7-1	7.15~7.35	砂	2.659	22.2	7.5	73.6	9.6	9.3	18.9	要
4	Tg1	4P-7-1	7.15~7.25	粘土質砂	2.670	16.8	7.7	36.0	34.9	21.4	56.3	否
		4P-10	10.15~10.45	礫混り粘土混り砂	2.747	20.9	38.6	31.0	16.4	14.0	30.4	要

注) ・細粒分はシルト分+粘土分。

試験の結果、土粒子の密度は $\rho_s=2.659\sim2.747\text{ g}/\text{cm}^3$ を示し、表2.4.1に示す一般的無機質土の値の範囲に収まるが、4P-10試料は礫分が多いために高めの値となっている。

自然含水比(W_n)は $W_n=16.8\sim23.0\%$ を示す。

粒度組成では、1P-6、4P-7-1試料が細粒分(粘土分+シルト分)を61.4、56.3%含有し、50%を超えているが、巻末のボーリング柱状図では「粘土質細砂、粘土質砂」と表記している。一方、他の1P-7-1、4P-10試料は細粒分が18.9、30.4%を占め35%以下となっている。

したがって、1P-6、4P-7-1試料の計2試料は $F_c>35\%$ であるため検討対象外となり、検討は残りの2試料について進める。

算定結果の詳細は表 4. 1. 3、表 4. 1. 4 及び図 4. 1. 3、4. 1. 4 にまとめたとおりである。ここでは算定例について省略するが、FL 値一覧表を表 4. 1. 2 (1)、表 4. 1. 2 (2) に示す。

表 4. 1. 2 (1) FL 値一覧表

調査 地点 No.	地層 区分	試料 番号	算定深度 GL-(m)	土質名	N 値	水平加速度別 FL 値		
						150gal	200gal	350gal
1	Tgl	1P-7-1	7.250	砂	18	4.126	3.094	1.768
PL 値						0.000	0.000	0.000

注) ・1P-7-1 試料の N 値は N_{10} からの推定値。

表 4. 1. 2 (2) FL 値一覧表

調査 地点 No.	地層 区分	試料 番号	算定深度 GL-(m)	土質名	N 値	水平加速度別 FL 値		
						150gal	200gal	350gal
4	Tgl	4P-10	10.300	礫混り粘土混り砂	18	3.322	2.491	1.424
PL 値						0.000	0.000	0.000

注) ・4P-10 試料の N 値は N_{10} からの推定値。

算定の結果、大地震動の水平加速度の $\alpha_{\max}=350\text{gal}$ でも No.1 地点の 1P-7-1 試料及び No.4 地点の 4P-10 試料は $FL>1$ を示す。

表 4. 1. 3 計算結果一覧表 (No.1 地点)

適用式		建築基礎構造設計指針式 (2001)							
タイトル 1		令和元年度高槻市宮富寿栄住宅地質調査業務							
ボーリング名		No.1							
孔口標高 (m)		KBH+0.21							
地下水水位		GL-3.40 (m)							
水平加速度		150.000 200.000 350.000 (gal)							
計算対象範囲		地下水位以深 (補正 N 値の上限を 30 とした)							
No	下限深度 (m)	γ_t (kN/m^3)	σ_v (kN/m^2)	土質区分					
1	1.850	18.00	33.30	盛土 (粘土質砂礫)					
2	5.150	19.00	96.00	粘土混り砂礫					
3	5.800	17.00	107.05	砂質シルト					
4	6.500	17.00	118.95	粘土質細砂					
5	6.950	19.00	127.50	粘土混り砂礫					
6	7.350	18.00	134.70	砂					
No	計算深度 (m)	N 値 (回)	σ_v (kN/m^2)	σ_v' (kN/m^2)	D50 (mm)	FC (%)	砂礫地盤 補正係数	補正 N 値	R
1	6.300	9.00	115.55	87.13	-----	61.40	-----	-----	-----
2	7.250	18.00	132.90	95.17	-----	18.90	-----	26.046	0.511
No	外力係数 L	液状化係数 FL	外力係数 L	液状化係数 FL	外力係数 L	液状化係数 FL	注) $\sigma_v = \sigma_z$ 、 $\sigma_v' = \sigma_z'$		
1	-----	-----	-----	-----	-----	-----			
2	0.124	4.126	0.165	3.094	0.289	1.768			
	水平加速度 150.000 液状化指数 PL= 0.000		水平加速度 200.000 液状化指数 PL= 0.000		水平加速度 350.000 液状化指数 PL= 0.000				

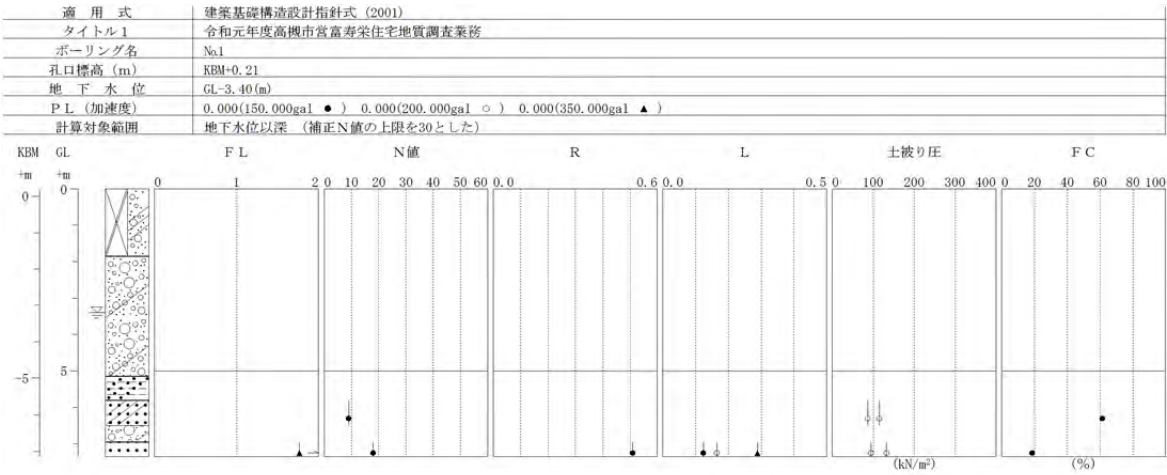


図 4. 1. 3 深度分布図 (No.1 地点)

表 4. 1. 4 計算結果一覧表 (No.4 地点)

適用式	建築基礎構造設計指針式(2001)		
タイトル1	令和元年度高槻市営富寿栄住宅地質調査業務		
ボーリング名	No.4		
孔口標高(m)	KBM+0.90		
地下水位	GL-0.85(m)		
水平加速度	150.000 200.000 350.000 (gal)		
計算対象範囲	地下水位以深 (補正N値の上限を30とした)		

No	下限深度 (m)	γt (kN/m^2)	σv (kN/m^2)	土質区分
1	0.900	16.00	14.40	盛土(砂質粘土)
2	3.000	19.00	54.30	粘土質砂礫
3	6.800	20.00	130.30	粘土混り砂礫
4	7.250	17.00	137.95	粘土質砂
5	10.150	21.00	198.85	粘土混り砂礫
6	10.600	17.50	206.72	礫混り粘土混り砂

No	計算深度 (m)	N 値 (回)	σv (kN/m^2)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	D50 (mm)	FC (%)	砂礫地盤 補正係数	補正N値	R
1	7.200	9.00	137.10	74.87	-----	56.30	-----	-----	-----
2	10.300	18.00	201.48	108.87	-----	30.40	-----	26.118	0.517

No	外力係数 L	液状化係数 FL	外力係数 L	液状化係数 FL	外力係数 L	液状化係数 FL
1	-----	-----	-----	-----	-----	-----
2	0.156	3.322	0.208	2.491	0.363	1.424
	水平加速度 150.000 液状化指数 PL= 0.000		水平加速度 200.000 液状化指数 PL= 0.000		水平加速度 350.000 液状化指数 PL= 0.000	

注) $\sigma v = \sigma z$ 、 $\sigma v' = \sigma z'$

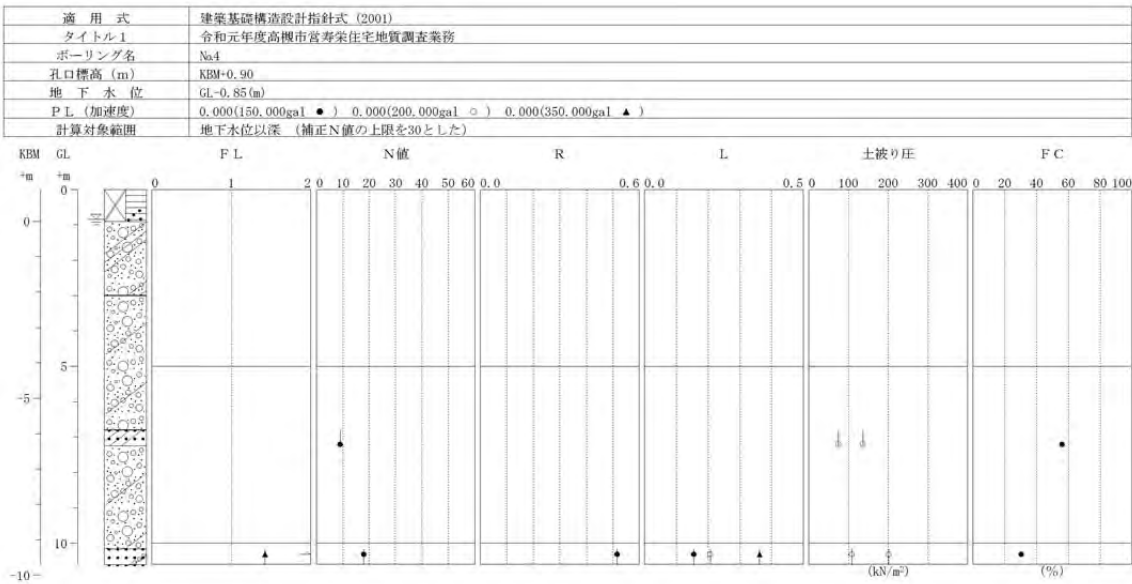


図 4. 1. 4 深度分布図 (No.4 地点)

一方、岩崎・龍岡らは液状化危険度を地層全体で評価する指標として液状化指数(PL)を提唱しており、PL 値による液状化危険度は表 4. 1. 5 のように区分される。表 4. 1. 2 には液状化指数 PL 値も併記している(ただし、4. 1. 6 式における不等号の記号は液状化計算プログラムのマニュアルに掲載されているものを採用)。

$$PL = \int_0^{20} F \cdot W(z) \, dz \quad \cdots \cdots \cdots 4.1.6 \text{ 式}$$

$$FL \leq 1.0 \text{ のとき } F = 1 - FL$$
$$FL > 1.0 \text{ のとき } F = 0$$
$$W(z) = 10 - 0.5z \quad (z : \text{地表面からの深さ})$$

表 4. 1. 5 PL 値による危険度区分

PL値	危険度区分	補足説明
PL=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<PL≤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、より詳細な調査は必要。
5<PL≤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。液状化対策が一般に必要。
15<PL	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。

(土と基礎 Vol. 28, No.4、土質工学会、1980)

前述したようにNo.1、4地点の2試料はαmax=350galの水平加速度でもFL>1を示すことから、PL値もPL=0.000となる。したがって、表 4. 1. 5 から同水平加速度では『液状化危険度はかなり低い』という判定になる。

以上より、大地震動の水平加速度のαmax=350galを採用する場合でも、本調査地では地震時に液状化が発生する可能性は低いものと判断される。

4.2 基礎工に対する留意点

調査地の地層構成については『3.2 ボーリング調査』で述べたとおりで、ここでは推定断面図の縮小版を図4.2.1に再掲し、同図に示したエリア別の支持層等について考察する。

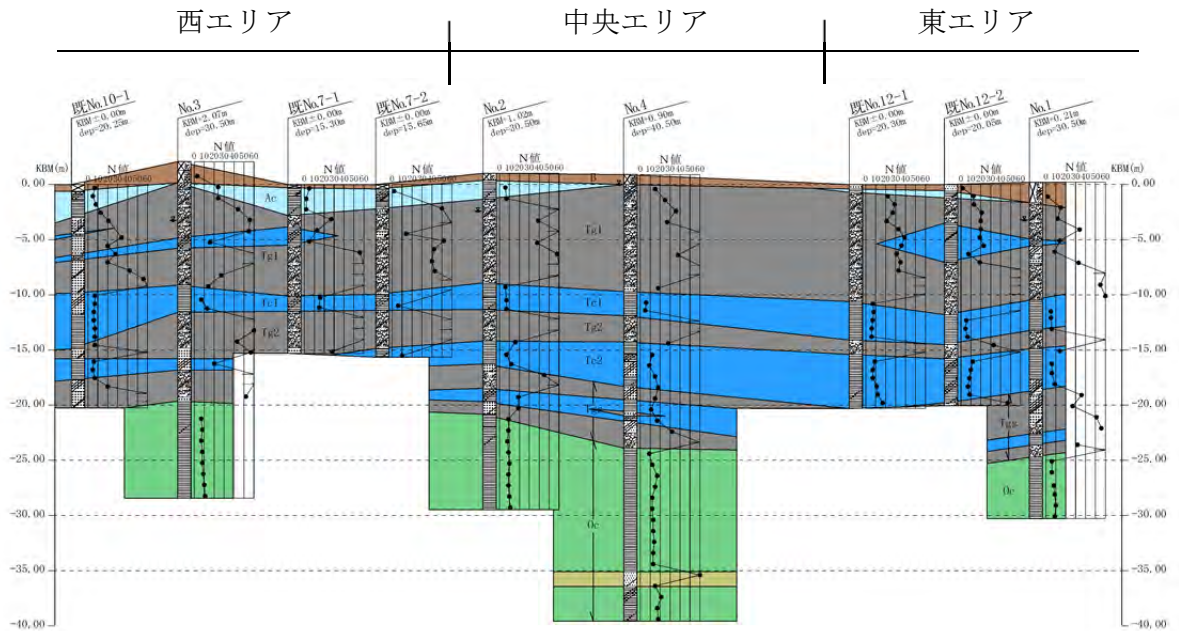


図4.2.1 推定断面図

調査結果より、層相、N値等を考慮すると基礎形式は、西エリアではTg1層を支持層とする直接基礎形式、杭基礎形式、更にはTg2層を支持層とする杭基礎形式が、中央エリアではTg1層を支持層とする直接基礎形式、東エリアではTg1層を支持層とする直接基礎形式、杭基礎形式が挙げられる。なお、今回調査では液状化層が分布しないことから、液状化に対する特別な対策等はないと判断され、杭基礎に関しては段丘層では杭周辺摩擦も期待できると考えられる。

以下に各基礎形式の留意点等についてエリア別に述べる。

〔西エリア〕

・Tg1層を支持層とした直接基礎形式を採用する場合

Tg1層は今回調査のNo.3地点で層厚8.90mを確認しており、既往調査を含め十分な層厚を有する。当エリアのうちNo.3地点と既No.7-2地点では、N値がGL-3、-2m (KBM-1、-2m)以深で30前後～60以上と高いことから良好な支持層と考えられる。ただし、既No.7-1、既No.10-1地点はB層直下のAc層や混入する粘土分の影響により全体にN値が低い。

以上より、直接基礎形式を採用する場合は、N値の低下区間を地盤改良する、N値低下部を避けた位置に基礎底を設定する等で対処することが望まれる。また、Tg1層中には1枚の粘性土層が介在し、この粘性土層よりも上方に基礎底を設定する場合は、粘性土層を地

盤改良するか、若しくは同層の圧密沈下に対する検討を行って安全性を確認する必要がある。しかし、今回調査では同層での圧密試験は実施していない。

地下水については今回調査のNo.3地点でGL-5.30m (KBM-3.23m)に確認している。掘削が地下水位以深に及ぶ場合は掘削面からの湧水の発生が懸念されるため、基礎底をこれ以浅に設定することが望まれる。そのため掘削が地下水以深に及び場合は、遮水性の高い土留め壁を打設するほか、地盤改良や釜場排水工を併用して対処することが必要である。

- ・Tg1層を支持層とした杭基礎形式を採用する場合

杭基礎を採用する場合、既No.7-1、既No.7-2 地点は高いN値が連続する GL-5m (KBM-5m)以深、No.3、既No.10-1 地点では介在する粘性土層より下方である GL-8、-7m (KBM-6、-7m 付近)以深に杭先端深度を設定することが望まれるが、杭長が非常に短くなり、杭基礎採用するか、直接基礎にするかは費用対効果を考える必要が出てくる。

なお、同層直下にはTc1層が分布する。したがって、杭先端深度や設計荷重によってはTc1層に対する応力伝播を考慮した二層地盤及び圧密沈下に対するチェックが必要となるが、今回はTc1層で一軸圧縮試験と圧密試験を実施しており、 q_u 値から算出した粘着力は $C_u=129\text{kN/m}^2$ 、圧密降伏応力は $P_c=403\text{ kN/m}^2$ が得られている。

- ・Tg2層を支持層とした杭基礎形式を採用する場合

Tg2層はNo.3、既No.7-1、既No.7-2 地点で高いN値が得られており、層厚も3.30～4.20mを有するが、既No.10-1 地点は0.90mと薄層であるため、既No.10-1 地点付近に対しては杭基礎の採用は不適切と考えられる。

なお、同層直下にはTc2層が分布する。したがって、杭先端深度や設計荷重によってはTc2層に対する応力伝播を考慮した二層地盤及び圧密沈下に対するチェックが必要となるが、近傍のNo.2 地点のTc2層で一軸圧縮試験と圧密試験を実施しており、 q_u 値から算出した粘着力は $C_u=100\text{kN/m}^2$ 、圧密降伏応力は $P_c=481\text{ kN/m}^2$ が得られている。

〔中央エリア〕

- ・Tg1層を支持層とした直接基礎形式を採用する場合

Tg1層は今回調査のNo.2、4 地点で層厚9.95、9.70mを確認しており、十分な層厚を有する。N値は殆どで30を超え、所々で60以上を示すことから良好な支持層と考えられる。

地下水についてはGL-3.40m (KBM-2.38m)に確認している。掘削が地下水位以深に及ぶ場合は掘削面からの湧水の発生が懸念される。そのため、遮水性の高い土留め壁を打設するほか、地盤改良や釜場排水工を併用して対処することが望まれる。

〔東エリア〕

- ・Tg1層を支持層とした直接基礎形式を採用する場合

Tg1層は今回調査のNo.1地点で層厚8.85mを確認しており、既往調査を含め十分な層厚を有する。既No.12-1地点は殆どでN値30を超えるが、No.1、既No.12-2地点では介在する粘性土

層及び混入する粘土分の影響でN値が低下している。

以上より、直接基礎形式を採用する場合は、介在する粘性土層よりも上方に基礎底を設定する場合は、粘性土層を地盤改良するか、若しくは同層の圧密沈下に対する検討を行って安全性を確認する必要がある。しかし、今回調査では同層での圧密試験は実施していない。

地下水については今回調査のNo.1 地点で GL-3.40m (KBM-3.19m)に確認している。掘削が地下水位以深に及ぶ場合は掘削面からの湧水の発生が懸念される。そのため、遮水性の高い土留め壁を打設するほか、地盤改良や釜場排水工を併用して対処することが望まれる。

・ Tg1 層を支持層とした杭基礎形式を採用する場合

杭基礎を採用する場合、No.1、既No.12-2 地点についてはN値が 30 を超える GL-7m (KBM-7 m) 付近以深に杭先端深度を設定することになる。既No.12-1 地点も含め直下に分布する Tc1 層までの距離が短くなる場合は、Tc1 層の二層地盤及び圧密沈下に対するチェックが必要となるが、No.1 地点の Tc1 層で一軸圧縮試験と圧密試験を実施しており、 q_u 値から算出した粘着力は $C_u=107\text{kN/m}^2$ 、圧密降伏応力は $P_c=359\text{ kN/m}^2$ が得られている。

各エリアの Tg1、Tg2 層中には $\phi 150\sim 300\text{mm}$ 大の玉石が随所に混入していることが考えられ、工法の選定には注意を要する。

4.3 設計用地盤定数の提案

ここでは、調査結果を基に以下に示す方法で、各地層の設計用のN値、単位体積重量(γ_t)、変形係数(E)、一軸圧縮強さ(q_u)、粘着力(C_u)、内部摩擦角(ϕ_u)、圧密降伏応力(P_c)を求め、設計用地盤定数として提案する。なお、各種設計用地盤定数のうち実測値についてはその妥当性を考慮して採用するが、各種文献からの引用に関しては全体のバランスを考慮して設定する。

◎N値

各層のN値は今回の調査結果をもとに、N値の上限を60とし、平均値と標準偏差 σ から算出した値〔設計N値＝平均N値－ $\sigma/2$ 〕を採用している。

◎単位体積重量 γ_t (kN/m^3)

各層の単位体積重量(γ_t)はTc1、Tc2、Oc層が室内土質試験で得られた値、他の地層は表4.3.1、4.3.2を参考にN値や土質区分も加味した値を採用している。

表4.3.1 単位体積重量一覧表

土質		状 態	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 C_u (kN/m^2)	せん断抵抗角 ϕ_u ($^\circ$)	地 盤 工学会 基 準
盛 土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20	0	40	{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	30 以下	25	{SF}
	粘性土	締固めたもの	18	50 以下	15	{M}, {C}
	関東ローム	締固めたもの	14	10 以下	20	{V}
自然 地 盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	0	40	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	0	35	
	礫まじり砂	密実なもの	21	0	40	{G}
		密実でないもの	19	0	35	
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	0	35	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	0	30	
	砂質土	密実なもの	19	30 以下	30	{SF}
		密実でないもの	17	0	25	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少へこむ）	18	50 以下	25	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）	17	30 以下	20	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）	16	15 以下	15	
	粘土およびシルト	固いもの（指で強く押し多少へこむ）	17	50 以下	20	{M}, {C}
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）	16	30 以下	15	
		軟らかいもの（指が容易に貫入）	14	15 以下	10	
	関東ローム		14	30 以下	5 (ϕ_u)	{V}

*上表の使用にあたっては、次の点に注意するものとする。

- 地下水水位以下にある土の湿潤密度は、それぞれの表中の値から飽和土の場合は10を、不飽和土の場合は9を差し引いた値とする。
- 湿潤密度の値を決定する場合は次の点に注意すること。
 - 砕石は、礫と同じ値とする。
 - トンネルずりや岩塊などでは、粒径や間隙により値が異なるので既往の実績や現場試験により決定する。
 - 礫まじり砂質土や礫まじり粘性土は、礫の混合割合および状態により適宜値を定める。
- せん断抵抗角及び粘着力の値は、圧密非排水せん断に対する概略的な値である。この場合、盛土に対する地下水、湧水などの影響は考慮していない。
- 砕石・トンネルずり、岩塊などのせん断抵抗角及び粘着力は、礫の値を用いてよい。
- 粒径幅の広い土とは、さまざまな粒径の土粒子を適当な割合で含んだ土で締固めが行いやすい。分級された土とは、ある狭い範囲に粒径のそろった土で、密な締固めが行いにくいものをいう。
- 粘性土、粘土及びシルトの区分でN値の目安は、おおむね次のとおりである。

固いもの（ $N=8\sim15$ ）、やや軟らかいもの（ $N=4\sim8$ ）、軟らかいもの（ $N=2\sim4$ ）
- 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

（設計要領第一集、東日本・中日本・西日本高速道路株式会社、2010）

表 4. 3. 2 土の単位体積重量(kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂及び砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘 性 土	18	

注) ・地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれの表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。
 ・砂利混り砂質土、あるいは砂利混り粘性土にあっては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
 ・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・同解説 I 共通編、公益社団法人 日本道路協会、2017)

◎変形係数(E)

変形係数は Tg1 層が実測値、他の地層は一般に用いられている 4. 3. 1 式から求めた値を採用している。また、Tc1、Tc2、0c 層については一軸圧縮試験から得られた変形係数 E_{50} を併記している。

・変形係数： $E_p = 0.7N$ 値 [MN/m²] 4. 3. 1 式

◎一軸圧縮強さ(q_u)

一軸圧縮強さは、Tc1、Tc2、0c 層について室内土質試験で得られた値を採用している。

◎粘着力 C_u

粘着力は、Tc1、Tc2、0c 層について $C_u = q_u/2$ から求めた値を採用している。

◎内部摩擦角 ϕ_u

内部摩擦角は、B、Tg1、Tg2、Tgs 層について粘着力を $C_u = 0$ として、下記の 4. 3. 2 式を用いて算出した値若しくは表 4. 3. 1 の値を採用している。

$\phi = \sqrt{20N \text{ 値}} + 15^\circ$ (大崎の式) 4. 3. 1 式

* 建築基礎構造設計指針(社団法人 日本建築学会、2001)より

◎圧密降伏応力(P_c)

圧密降伏応力は、Tc1、Tc2、0c 層について室内土質試験で得られた値を採用している。

以下の表 4. 3. 3～4. 3. 5 に設計用地盤定数の提案値を示す。

表 4. 3. 3 設計用地盤定数の提案値(No.1 地点 東エリア)

調査 地点 No.	地層 区分	地層名	区分 記号	N値	単 位 体積重量 γ t (kN/m ³)	変形 係数 (MN/m ²)		一軸圧縮 強 さ q u (kN/m ²)	粘着力 C u (kN/m ²)	内 部 摩擦角 φ u (°)	圧密降伏 応 力 P c (kN/m ²)
						E	E ₅₀				
1	盛土層		B	2	18	1.4	—	—	0	21	—
	段丘層	礫質土層Ⅰ	Tg1①	11	19	20.897	—	—	0	30	—
			Tg1②	45	20	31.5	—	—	0	40	—
		粘性土層Ⅰ	Tc1	5	17.27	—	16.4 16.9	214	107	—	359
		礫質土層Ⅱ	Tg2	60	21	42.0	—	—	0	40	—
		粘性土層Ⅱ	Tc2	6	17.41	—	19.3 11.7	216	108	—	726
		礫・砂質土層	Tgs	39	20	27.3	—	—	0	35	—
	大阪 層群	粘性土層	0c	7	15.50	—	31.2 54.0	293	146	—	585

注) Tg1 層は GL-6.50m (KBM-6.29m) を境に上部の Tg1①と下部の Tg1②に区分。

表 4. 3. 4 設計用地盤定数の提案値(No.2、4 地点 中央エリア)

調査 地点 No.	地層 区分	地層名	区分 記号	N値	単 位 体積重量 γ t (kN/m ³)	変形 係数 (MN/m ²)		一軸圧縮 強 さ q u (kN/m ²)	粘着力 C u (kN/m ²)	内 部 摩擦角 φ u (°)	圧密降伏 応 力 P c (kN/m ²)
						E	E ₅₀				
2、4	盛土層		B	—	—	—	—	—	0	—	—
	沖積層	粘性土層	Ac	6	16	4.2	—	—	0	—	—
	段丘層	礫質土層Ⅰ	Tg1	37	20	23.779～ 24.666	—	—	0	35	—
		粘性土層Ⅰ	Tc1	5	17.31 17.25	—	9.65～ 19.5	188～ 217	94～ 108	—	296～ 368
		礫質土層Ⅱ	Tg2	60	21	42	—	—	0	40	—
		粘性土層Ⅱ	Tc2	10	16.73～ 17.30	—	16.5～ 48.4	200～ 203	100～ 101	—	481～ 756
		礫・砂質土層	Tgs	34	20	23.8	—	—	0	35	—
	大阪 層群	粘性土層	0c	10	16	7	—	—	0	—	—

表 4. 3. 5 設計用地盤定数の提案値 (No.3 地点 西エリア)

調査 地点 No.	地層 区分	地層名	区分 記号	N値	単 位 体積重量 γ t (kN/m ³)	変形 係数 (MN/m ²)		一軸圧縮 強 さ q u (kN/m ²)	粘着力 C u (kN/m ²)	内 部 摩擦角 φ u (°)	圧密降伏 応 力 P c (kN/m ²)
						E	E ₅₀				
3	盛土層		B	3	18	2. 1	—	—	0	23	—
	段丘層	礫質土層Ⅰ	Tg1	35	20	23. 624	—	—	0	35	—
		粘性土層Ⅰ	Tc1	7	17. 21	—	15. 5 20. 5	239	129	—	403
		礫質土層Ⅱ	Tg2	50	21	35. 0	—	—	0	40	—
		粘性土層Ⅱ	Tc2	20	18	14. 0	—	—	—	—	—
		礫・砂質土層	Tgs	55	21	38. 5	—	—	0	40	—
	大阪 層群	粘性土層	0c	7	17. 27	—	41. 1 27. 2	394	197	—	423