

8.6. 地形・地質（現況地形・土地の安定性）

8.6.1. 現況調査

(1) 調査内容

地形・地質の現況調査は、表 8.6-1 に示すとおり、「地形・地質の状況」を把握した。

表 8.6-1 調査内容（地形・地質（現況地形・土地の安定性））

調査内容	
地形・地質	地形・地質の状況 ・ 地形分類 ・ 傾斜区分 ・ 土の工学的特性

(2) 調査方法

ア 既存資料調査

調査方法は、表 8.6-2 に示すとおりとした。

表 8.6-2 調査方法（地形・地質（現況地形・土地の安定性））

調査項目	調査方法
地形・地質の状況 ・ 地形分類 ・ 傾斜区分	地形図、空中写真等の既存資料を基に把握することとした。

イ 現地調査

調査方法は、表 8.6-3 に示すとおりとした。

表 8.6-3 調査方法（地形・地質（現況地形・土地の安定性））

調査項目	調査方法
・ 土の工学的特性	地質調査（ボーリング調査）及び土質試験により把握するものとした。

ボーリング調査では、「土層構成の確認」、「標準貫入試験」及び「シンウォールサンプリング」等を行うための試錐孔とすることを目的として実施した。

ボーリング装置は、ハイドロリックフィールド式ボーリング装置（油圧式ボーリングマシン）を使用し、掘削孔径はφ66mm～φ86mmで実施した。

ボーリング掘削に際しては、崩壊性のある地層には孔壁保護のためのケーシング挿入を実施し、孔壁の保護と地層の誤認がないように注意した。

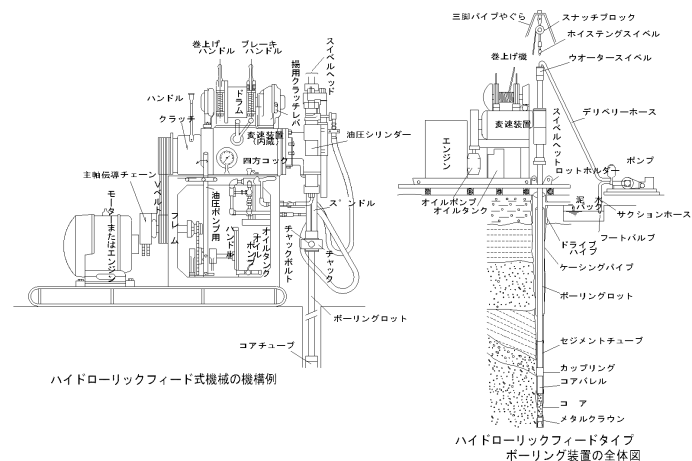


図 8.6-1 ハイドロリックフィード式ボーリング装置全体図及び構造図

(ア) 土層構成の確認

ボーリングによる地層判定は、掘進速度や押し込み圧力、泥水の色調、スライムの種類・量等の他、標準貫入試験で採取した試料を詳しく観察しながら行った。

(イ) 標準貫入試験

標準貫入試験は、「粘性土の硬軟」及び「砂質地盤の締り具合」の概略の指標となる「N値」を求めるとともに、乱した試料の採取を得ることを目的として実施した。

試験方法は、「JIS A 1219:2001」（土の標準貫入試験方法）に準拠し、使用機械は、標準貫入試験用サンプラー、ノッキングヘッド、ハンマー等を使用した。

本試験は、始めに 15cm の予備打ちを行い、次に重量 63.5kg のハンマーを高さ 75cm から自由落下させて、30cm 貫入（本打ち）に要する打撃回数（N 値）を 10cm 毎に測定し、後に約 5cm の後打ちを行った。なお、本打ちの打撃数は、特に必要のない場合は 50 回を限度とし、その時の累計貫入量を測定した。

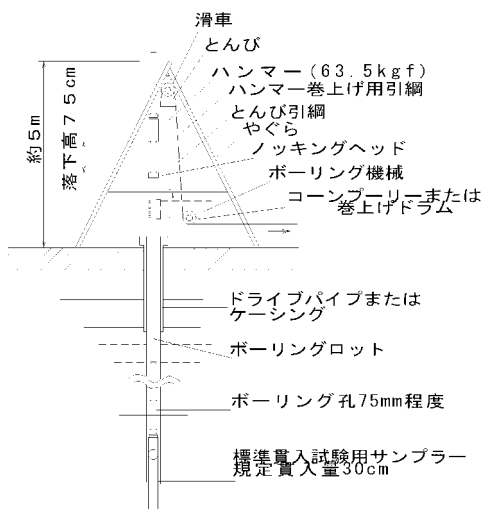


図 8.6-2 標準貫入試験概要図

(ウ) サンプリング

サンプリングは、土質試験用の乱れの少ない試料の採取を目的として行った。

「乱れの少ない試料」とは、土の構造と工学的性質をできるだけ原位置の状態のまま維持し、乱れを最小限にとどめて採取した試料を示す。

本調査では、軟弱な粘性土を対象としているため、「固定ピストン式シンウォールサンプラー（水圧式）」を使用して、乱れの少ない試料を採取した。

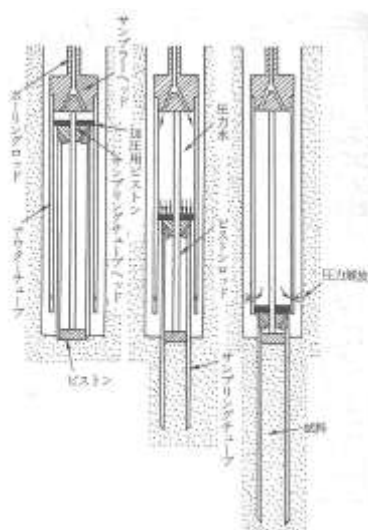
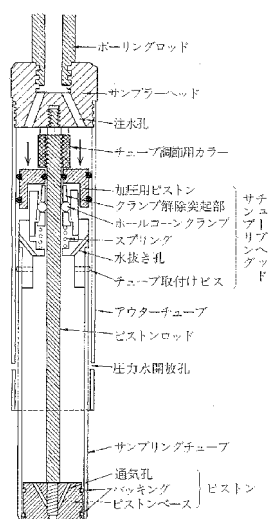


図 8.6-3 水圧式サンプラーの構造例 図 8.6-4 水圧式サンプラーによる資料採取の概念図

ウ 土の工学的特性（土質試験）

土質試験は、JIS、JGS 規格に準じて、表 8.6-4 に示す内容に準拠して実施した。

表 8.6-4 土質試験

試験名	基準	目的
①土の湿潤密度試験	JIS A 1225	土の物理的性質の把握
②土粒子の密度試験	JIS A 1202	
③土の含水比試験	JIS A 1203	
④土の粒度試験	JIS A 1204	
⑤土の液性限界試験	JIS A 1205	
⑥土の塑性限界試験	JIS A 1205	
⑦土の三圧縮試験（UU）	JGS520	強度特性の把握
⑧土の圧密試験	JIS A 1217	圧密特性の把握

(3) 調査地域及び調査地点

ア 既存資料調査

調査地域は、事業実施に伴う土地の形状の変更により現況地形に影響を及ぼすことが想定される地域とし、事業予定地境界より 200m の範囲とした。

また、事業予定地内の推定地質断面図作成にあたり、「（仮称）仙台市立大野田第二小学校新築工事及び（仮称）仙台市大野田第二児童館新築工事に伴う地盤調査業務委託」（平成 19 年 12 月、仙台市）における図 8.6-5 に示す H19No. 9 のボーリング柱状図を参考とした。

イ 現地調査

ボーリング調査は、図 8.6-5 に示すとおり、調査可能な事業予定地内の微地形区分を把握できる 15 箇所において実施した。

ボーリングの箇所数は、宅地開発の基準となる「仙台市開発指導要綱」を参考に、250m 四方に 1 箇所程度とし、深さは支持層が確認できる程度とした。

(4) 調査期間等

ア 既存資料調査

地形・地質に係る既存文献等の最新年度版とした。

「（仮称）仙台市立大野田第二小学校新築工事及び（仮称）仙台市大野田第二児童館新築工事に伴う地盤調査業務委託」（平成 19 年 12 月、仙台市）の調査期間は、表 8.6-5 に示すとおりである。

表 8.6-5 ボーリング調査時期

調査地点	調査時期
H19No.9	平成 19 年 9 月 4 日～平成 19 年 12 月 28 日

イ 現地調査

ボーリング調査は、表 8.6-6 に示す日程で実施した。

表 8.6-6 ボーリング調査時期

調査地点	調査時期
No.1～14	平成 23 年 7 月 21 日

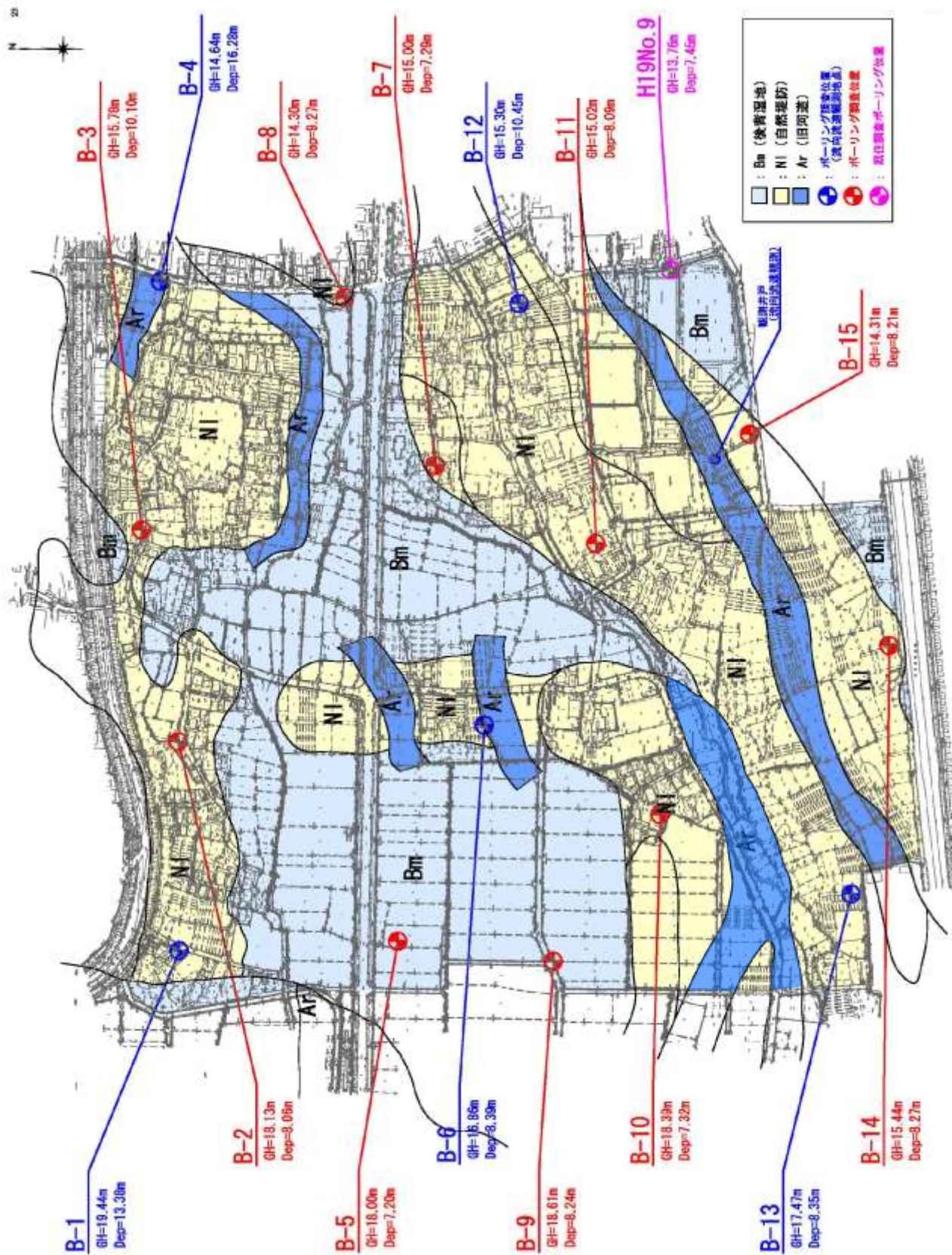


図 8.6-5 ボーリング調査地点図

(5) 調査結果

ア 既存資料調査

(ア) 地形

事業予定地は、仙台市営地下鉄南北線富沢駅の西方、約2km付近にあり、図8.6-6によると、「宮城野原平野」と呼ばれる沖積低地に位置する。

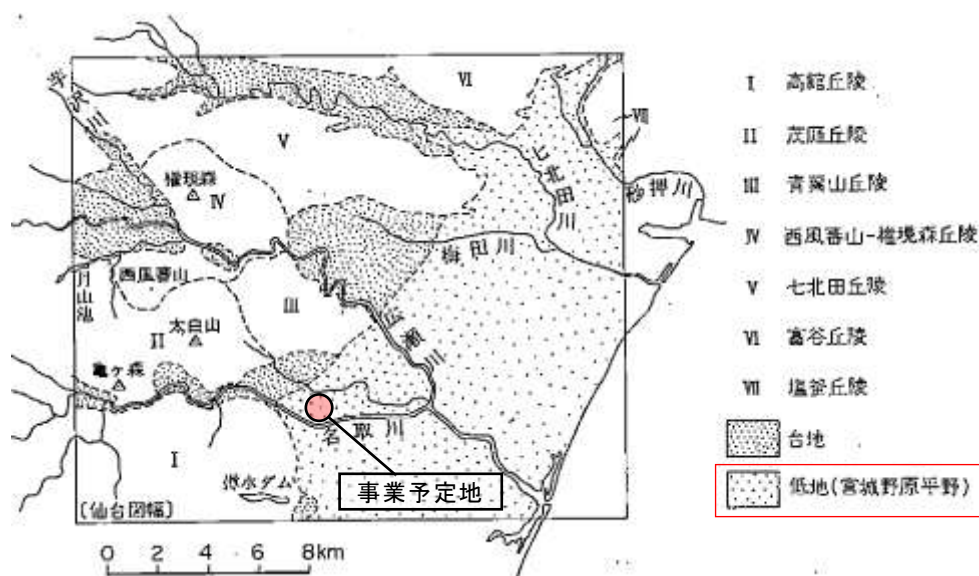
この沖積低地は、七北田川、広瀬川、名取川流域等の主要河川および、その支流沿いに発達し、現河道の運搬・堆積等により形成された低地面である。

事業予定地及び周辺の微地形区分図は、図 8.6-5 ボーリング調査地点図及び「6.1.3 土壌環境」の図 6.1.3-1 (p.6-61 参照) に示したとおりである。

事業予定地周辺の低地内の地形面は、「旧河道」、「自然堤防」とその背後の「後背湿地」に微地形区分される。

事業予定地の標高は、約15～19mであり、ほぼ平坦な地形である。

なお、事業予定地周辺は、急傾斜地崩壊危険箇所、地すべり防止区域、砂防指定地、崩壊危険箇所、地すべり危険箇所、土石流危険箇所、崩壊地などは存在しない。



出典：「仙台地域の地質」（昭和61年 地質調査所）

図 8.6-6 仙台地域の地形区分図

きゅうかどう ○旧河道	洪水時の蛇行流路の変更等で、新たに河道が形成された時に残る、古い河道。
しぜんていぼう ○自然堤防	洪水時の川の水は、平時時の河道から氾濫し、浅い洪水流となって広がる。このとき、水流は、河道を離れると水深が急減し、物質を運搬する力も急減するので、比較的粗流な運搬物質を河道の周辺に堆積させる。氾濫にまで至らなくても、上流から運搬されてきた物質が河道のへりに堆積する。これが繰り返されると、河道に沿って比高数10cm～数m程度の細長い微高地ができる。これを、自然堤防という。
こうはいしっち ○後背湿地	自然堤防の背後に位置し、自然堤防群や山地、台地などに取り囲まれて、浅い凹地になっている部分を後背湿地という。 ここは、氾濫水中の細粒物質が沈んで堆積した所で、一般に、排水状帯が悪く、低湿である。泥炭地や浅い沼沢地になっていることも多い。

(イ) 地質

事業予定地周辺の表層地質図は、「6.1.3 土壌環境」の図 6.1.3-2 (p.6-63 参照) に示したとおりである。

平地部には、全体的に沖積堆積物が広く分布している。

平地部の沖積堆積物は、新第三紀の細粒砂岩を基盤とし、洪積層の礫質土、沖積層の礫質土、砂質土、粘性土の層序となって厚く分布している。

事業予定地周辺の地質は、沖積堆積物でおおわれており、後背湿地堆積物(a:砂及び粘土)及び自然堤防堆積物(I:砂)が東西方向に分布している。

(ウ) 地形・地質の状況

推定断面図作成に際し、「(仮称) 仙台市大野田第二小学校新築工事及び(仮称) 仙台市大野田第二児童館新築工事に伴う地盤調査業務委託」(平成 19 年 12 月)を参考とした (H19No.9)。

イ 現地調査

(ア) 地形・地質の状況

①ボーリング調査結果を踏まえた地盤の分布状況

本事業では、事業予定地内の 15 地点においてボーリング調査を実施している。調査結果は表 8.6-7 に、事業予定地内の推定地質断面図は図 8.6-7(1)～(4)に示すとおりである。(ボーリング柱状図は、資料編 p.2.6-2～17 参照)

事業予定地の地質構成は、盛土層 (B)、第 1 砂質土層 (As1)、第 1 粘性土層 (Ac1)、第 2 粘性土層 (Ac2)、第 2 砂質土層 (As2)、沖積砂礫層 (Ag)、第 3 砂質土層 (As3)、洪積砂礫層 (Dg)、風化岩盤層 (Twr)、岩盤層 (Tr) の 10 層に区分される。

盛土層 (B) は、シルト分を混入する砂が大部分であり、1m 以内の層厚で表層に分布する。

粘性土層は、含水比の高い軟弱な第 1 粘性土層 (Ac1) が B-4 地点のみ局部的に 3.7m の層厚で分布し、含水比の低い非軟弱な第 2 粘性土層 (Ac2) は、B-11 地点で 1.7m の層厚で確認された。砂質土層は、第 1 砂質土層 (As1)、第 2 砂質土層 (As2)、第 3 砂質土層 (As3) の 3 層においては平均 N 値が 4～6 回程度と緩い値を示す。

砂層は透水性に富む地層である。

砂礫層は、沖積砂礫層 (Ag)・洪積砂礫層 (Dg) とともに礫は $\phi 5\sim 60\text{mm}$ の安山岩からなる硬質な礫を主体とする。最大礫径は、沖積砂礫層 (Ag) で $\phi 60\text{mm}$ 、洪積砂礫層 (Dg) で $\phi 150\text{mm}$ である。

岩盤層は、風化岩盤層 (Twr) 及び岩盤層 (Tr) が B-1 地点でのみ確認された。岩盤層 (Tr) は、N 値 50 回以上を示す安定した岩盤層である。

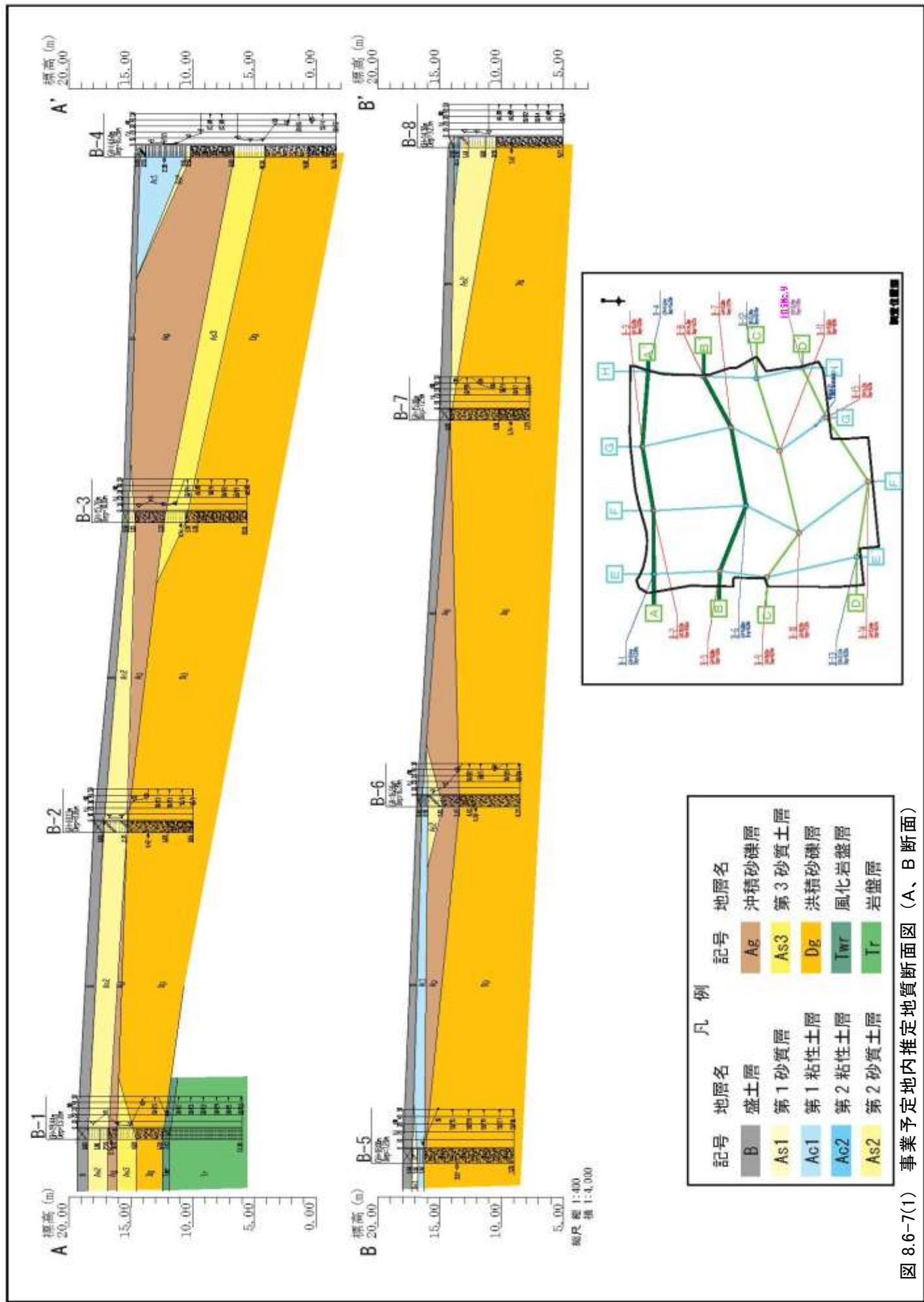
地下水位は全ての地点で確認され、GL-2.18～7.18m の範囲に存在し、概ね GL-4m 以深の深い位置に存在する。

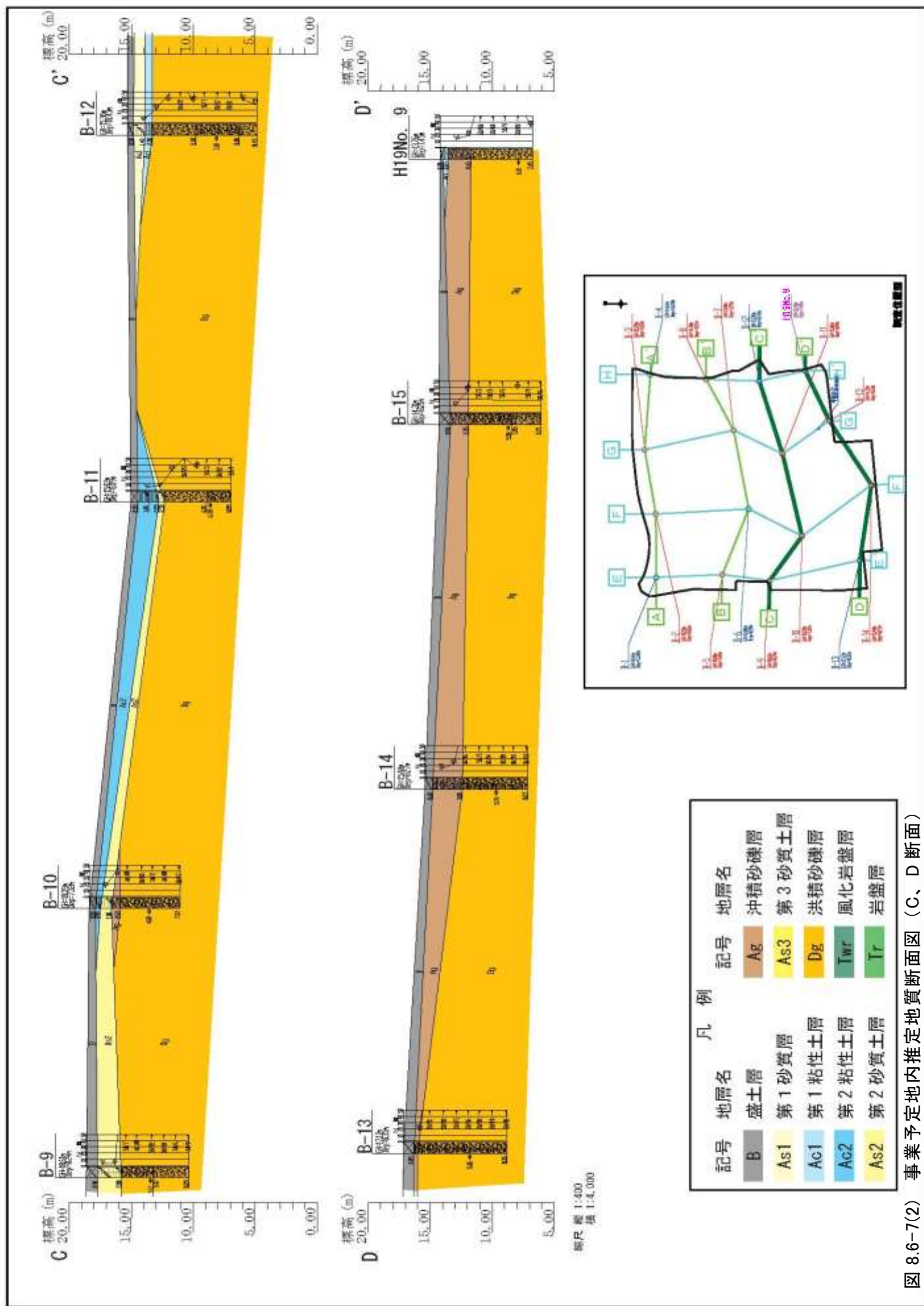
表 8.6-7 事業予定地の地質とその分布状況

時代	地層名	記号	確認層厚 (m)	N 値 (回)		記 事
				確認 N 値	平均 N 値	
盛	土 層	B	0.20 ～ 0.90	-	-	・表層の盛土、耕作土および表土を一括した。 ・シルト分を混入する砂が大部分であり、礫混り砂および砂質粘土からなる。 ・当該調査地では、1m以内の層厚で分布する。
第 完 四 新	沖 積 層	第1砂質土層	As1 0.40 ～ 0.90	-	(4)	・粘性土層 (Ac) 上に分布する砂層として区分した。 ・シルト質細砂状を呈する。 ・N値は4回程度と推定される。 ・0.4～0.9mの層厚でB-5およびB-12地点でのみ局所的に確認した。
		第1粘性土層	Ac1 0.40 ～ 3.70	1～3	2	・有機物を混入する粘土および砂混りシルトからなる。 ・含水比が高く、非常に軟弱である。 ・N値は1～3回の範囲で確認され、平均N値は2回を示す。 ・概ね0.5m程度の層厚で分布し、B-4地点のみ局所的に3.7mの層厚で確認される。
		第2粘性土層	Ac2 0.40 ～ 1.70	5	5	・有機物を混入する粘土、砂質粘土および礫混り粘土からなる。 ・含水比が高く、非常に軟弱な粘性土である。 ・N値は5回を示す。 ・0.4～1.7mの層厚でB-8, 10, 11地点でのみ確認される。
		第2砂質土層	As2 0.40 ～ 3.00	3～21	6	・細～粗砂よりなり、細砂主体である。 ・シルト分を混入する砂である。 ・N値は3～21回の範囲で確認され、平均N値は6回を示す。 ・0.4～3.0mの層厚で確認され、調査地内の北西側エリアに連続分布する。
		沖積砂礫層	Ag 0.60 ～ 3.50	5 ～ 50以上	23	・φ20～40mmの安山岩礫主体であり、礫以外は中～粗砂からなる。 ・最大礫径60mmであり、非常に硬質である。 ・N値は5～50回以上と非常にバラツキが大きい。 ・0.6～3.5mの層厚で確認され、調査地内の南側縁辺部に連続分布する。
		第3砂質土層	As3 1.60 ～ 2.50	3～9	6	・沖積砂礫層と洪積砂礫層間に挟む緩い砂層として区分した。 ・細～粗砂よりなり、概ね細砂主体である。φ2mm以下の軽石を混入する。 ・N値は3～9回の範囲で確認され、平均N値は6回を示す。 ・1.6～2.5mの層厚でB-1, 3, 4地点でのみ確認される。現出深度は東方向に深い。
紀 世	洪 積 層	洪積砂礫層	Dg 2.10 ～ 8.45 以上	22 ～ 50以上	47	・玉石の混入する砂礫層からなる。 ・φ5～60mmの安山岩礫主体であり、礫以外は中～粗砂からなる。 ・最大礫径150mmであり、非常に硬質である。 ・N値は22～50回以上で、概ね40回以上を示す。 ・調査地点全箇所確認され、2.10～8.45m以上の層厚で分布する。
新 鮮 第 新 三 寺 紀 世 層	大年 岩 盤 層	風化岩盤層	Twr 0.55	19	19	・無水掘進により砂状コアとして確認した。 ・砂岩の風化土で、細粒である。 ・固結度低い。N値は19回を示す。 ・0.55mの層厚でB-1地点でのみ確認する。
		岩 盤 層	Tr 6.48 以上	50/29 ～ 50/12	90	・送水掘進により棒状にコアを採取し、手で崩せる程度の硬さである。 ・砂岩からなり、全体に細～中粒である。 ・N値は50回以上の安定した岩盤層である。 ・現出深度はGL=7.45mから分布し、B-1地点でのみ確認する。

※2層にまたがって確認されたN値は除外した。 ※砂礫層のN値は50回を上限とし平均値を算出した。
 ※砂岩層の50回以上のN値においては次式により算定した。換算N値=50(回)×30(cm)/50回打撃時の貫入量(cm)

※ () 内のN値は、10cm 毎の打撃回数からの推定値を示す。





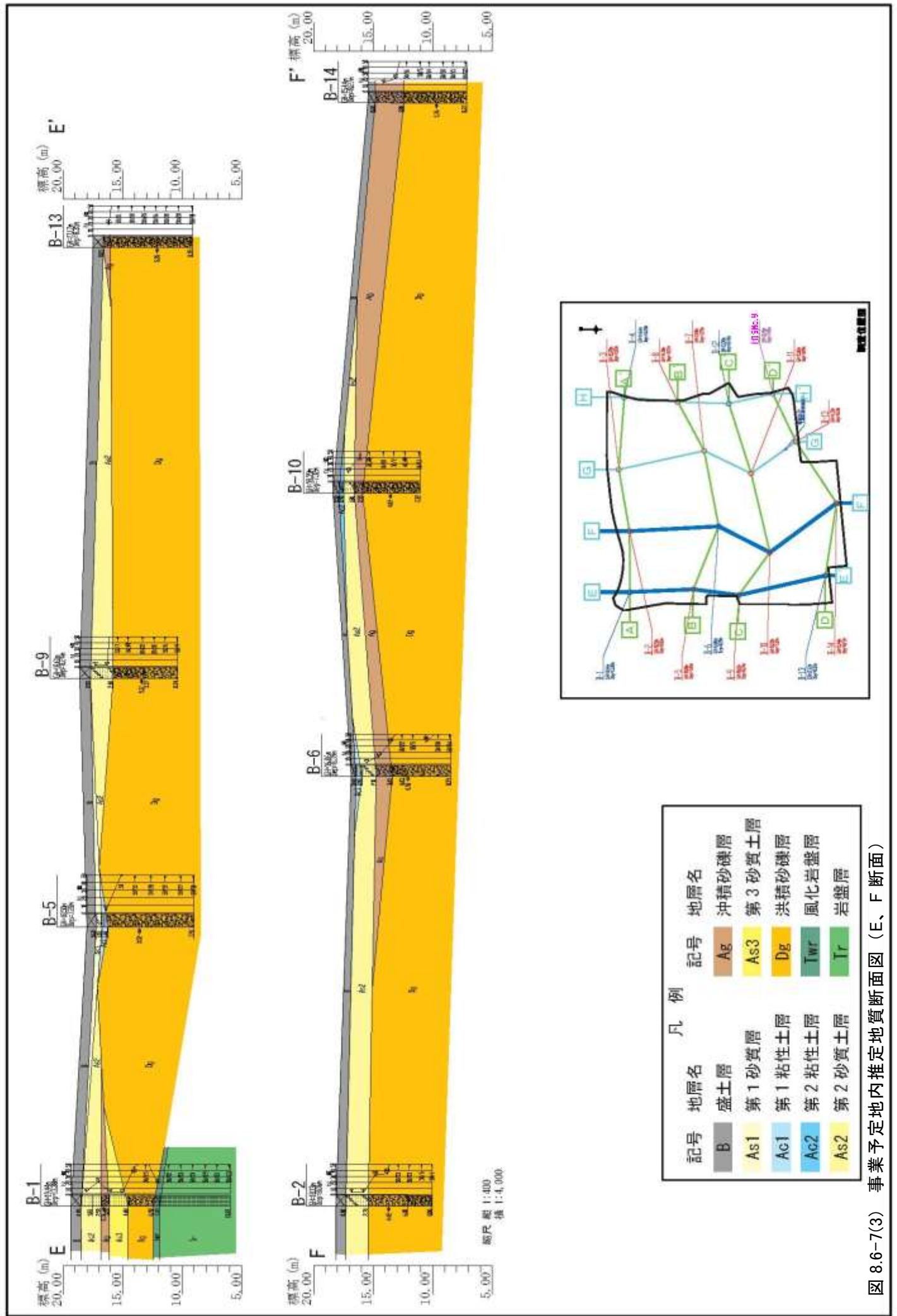
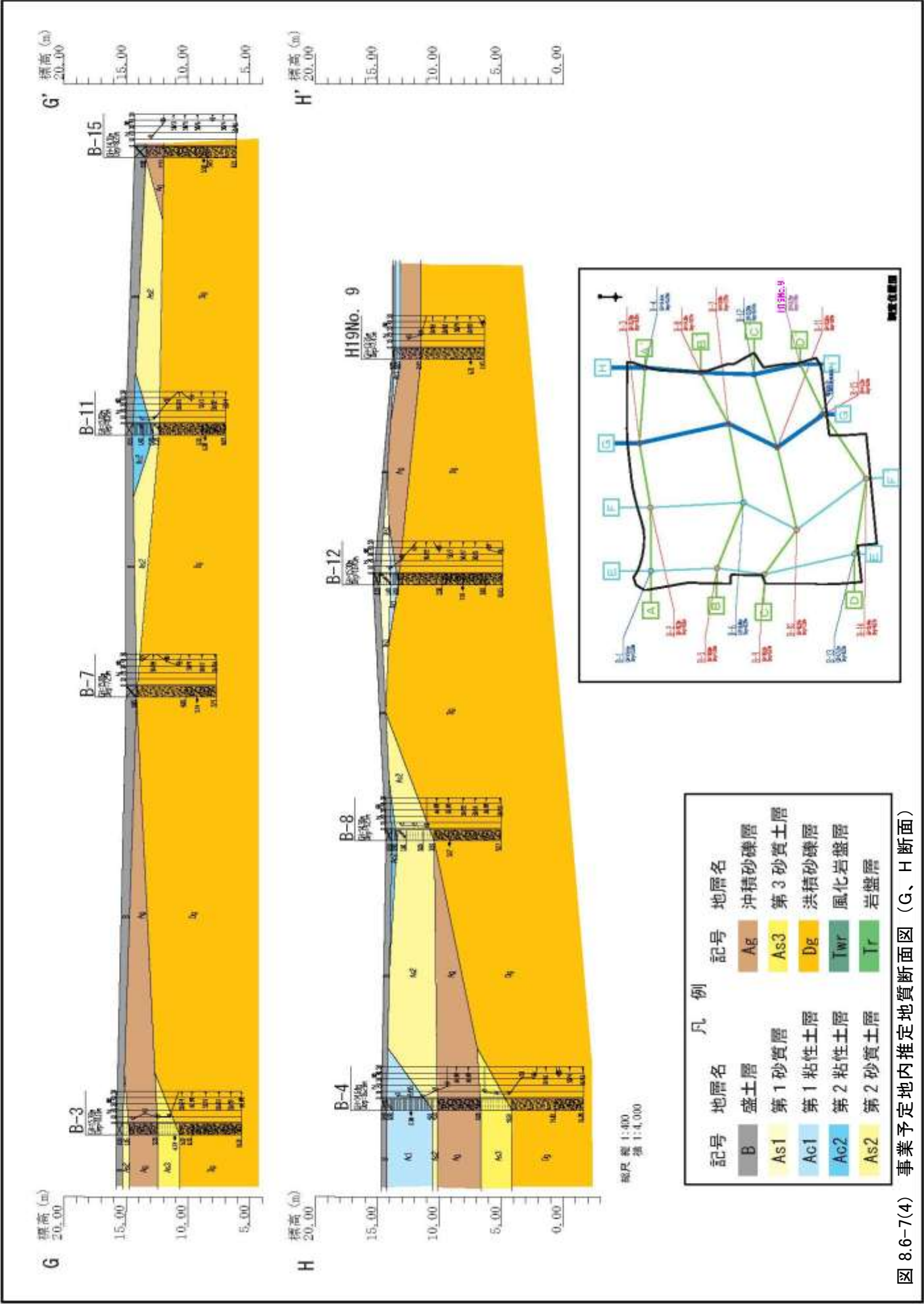


图 8.6-7(3) 事業予定地内推定地質断面図 (E、F 断面)



②土の工学的特性（土質試験結果）

（a）粘性土の土質試験結果

事業予定地の粘性土の土質試験結果は表 8.6-8 に示すとおりである。

粘性土の不攪乱試料を対象とした室内土質試験は、物理特性・力学特性・圧密特性を把握することを目的として実施した。（土質試験結果の詳細は、資料編 p.2.6-18～43 参照）

表 8.6-8 室内土質試験結果一覧（粘性土）

試料番号 (深さ) 地層区分				B-4 2.50 ～ 3.35m Ac1	B-11 1.40 ～ 1.80m Ac2	試料番号 (深さ) 地層区分				B-4 2.50 ～3.35m Ac1	B-11 1.40 ～1.80m Ac2
一般	湿潤密度	ρ_t	g/cm ³	1.590	1.625	コンシ ステ ンシー 特性	液性限界	WL	%	74.3	82.9
	乾燥密度	ρ_d	g/cm ³	1.015	1.085		塑性限界	WP	%	24.4	25.0
	土粒子の密度	ρ_s	g/cm ³	2.529	2.420		塑性指数	IP		49.9	57.9
	自然含水比	W _n	%	56.7	49.8		コンシステンシー 指数	IC		0.35	0.57
	間隙比	e		1.492	1.230	分類	地盤材料 の分類名			砂まじ り粘土	砂まじ り粘土
	飽和度	S _r	%	96.1	98.0		分類記号			(CH-S)	(CH-S)
粒 度	石分 (75mm 以上)		%	0.0	0.0	圧 密	試験方法			段階式 載荷	段階式 載荷
	礫分 ¹⁾ (2～75mm)		%	0.1	0.0		圧縮指数	C _c		0.52	0.49
	砂分 ¹⁾ (0.075～2mm)		%	11.5	6.8		圧密 降伏応力	P _c	kN/m ²	95.86	260.29
	シルト分 ¹⁾ (0.005～0.075mm)		%	61.8	74.6	一 軸 圧 縮	一軸 圧縮強さ	q _u			
	粘土分 ¹⁾ (0.005mm 未満)		%	26.6	18.6		q _u 平均値				
	最大粒径		mm	9.5	4.75		変形係数	E ₅₀			
	均等係数	U _c		—	—		鋭敏比	S _t			
	曲率係数	U _c		—	—	せん 断	試験条件			非圧密 非排水 (UU)	
	50%粒径	D ₅₀	mm	0.032	0.032		全応力	c _U	kN/m ²	17.45	
	20%粒径	D ₂₀	mm	0.0015	0.0060			φ _U	°	2.5	
	10%粒径	D ₁₀	mm	—	—		有効応力	c'	kN/m ²		
								φ'	°		

1) 石分を除いた 75mm 未満の土質材料に対する百分率で表す。
[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]

(b) 粘性土の物理特性

(i) 土粒子の密度

土粒子の密度は、 2.420 、 2.529g/cm^3 と一般値よりやや小さい値を呈しており、有機物を混入していることを示している。

(ii) 湿潤密度・自然含水比

ボーリング調査により得られた湿潤密度は、 $\rho_t = 1.59 \sim 1.63\text{g/cm}^3$ 、自然含水比は、 $W_n = 49 \sim 57\%$ であり、共に沖積粘性土の表8.6-9に示すわが国における一般値を示している。さらに、飽和度はほぼ100%に近い値であり、得られた湿潤密度は飽和密度とみなされる。

表 8.6-9 我が国における土の湿潤密度と含水比の範囲

	沖積層		洪積層 粘性土	関 東 ローム	高有機 質 土
	粘性土	砂質土			
湿潤密度 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
乾燥密度 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
含水比 w (%)	30~150	10~30	20~40	80~180	80~1,200

出典：「地盤材料試験の方法と解説」（平成 21 年、社団法人地盤工学会）

(iii) 粒度特性と土の工学的分類

今回の試料は、細粒分（粘土・シルト分）の含有率が88.4~93.2%を示すことから、粒度分類上は図8.6-8に示す分類体系より、純粋なF_m（細粒土）に区分される。

大 分 類		中 分 類		小 分 類	
土質材料区分		土質区分		観察・塑性図上に基づく分類	
細粒土 F _m 細粒分 ≥ 50%	粘性土 [C _s]	シルト {M}	— WL < 50% — WL ≥ 50%	シルト(低液性限界) シルト(高液性限界)	(ML) (MH)
		粘土 {C}	— WL < 50% — WL ≥ 50%	粘土(低液性限界) 粘土(高液性限界)	(CL) (CH)
	有機質土 [O] 有機質、暗色で有機臭あり	有機質土 {O}	— WL < 50% — WL ≥ 50%	有機質粘土(低液性限界) 有機質粘土(高液性限界)	(OL) (OH)
		有機質で、火山灰質	—	有機質火山灰土	(OV)
	火山灰質粘性土 [V] 地質的背景	火山灰質粘性土 {V}	— WL < 50% — 50% ≤ WL < 80% — WL ≥ 80%	火山灰質粘性土(低液性限界) 火山灰質粘性土(I型) 火山灰質粘性土(II型)	(VL) (VH ₁) (VH ₂)
		高有機質土 {Pt}	— 未分解で繊維質 — 分解が進み黒色	泥炭 黒泥	(Pt) (K)
高有機質土 P _m 有機物を多く含むもの	高有機質土 [Pt]	高有機質土 {Pt}	—	—	—
人工材料 A _m	人工材料 [A]	廃棄物 {Wa}	—	廃棄物	(Wa)
		改良土 {I}	—	改良土	(I)

出典：「土質試験の方法と解説」（平成12年、社団法人地盤工学会）

図 8.6-8 地盤材料の工学的分類体系

(iv) コンシステンシー特性

得られた液性限界WL=74~83%、塑性指数Ip=50~58%を示すコンシステンシー限界から、表8.6-10に示す沖積粘性土の一般値を示す。

求められたコンシステンシー指数Icは、自然含水比が塑性範囲の中で中間的な値に位置している。

表 8.6-10 液性限界・塑性限界の判定例

土の種類	液性限界 WL(%)	塑性限界 IP(%)
粘土(沖積層)	50~130	30~60
シルト(沖積層)	30~80	20~50
粘土(洪積層)	35~90	20~50
関東ローム	80~150	40~80

出典：「土質試験の方法と解」p.103（平成12年、社団法人地盤工学会）

自然含水比とコンシステンシー特性の関係から、コンシステンシー指数Icが求められる（下式参照）。

コンシステンシー指数の計算結果は、Ic=0.35~0.57と1未満となり、自然含水比が液性限界に近い状態にある。

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

I_c : コンシステンシー指数

I_p : 塑性指数

WL : 液性限界(%)

W_n : 自然含水比(%)

W_p : 塑性限界(%)

(c) 粘性土の力学的特性

粘性土の強度特性を把握することを目的として一軸圧縮試験および三軸圧縮試験を実施した。

一般的な軟弱地盤の区分を表8.6-11に示す。

一般に $q_u=100\text{kN/m}^2$ 以下の粘性土は軟弱地盤に区分されるが、B-11は $q_u=120.8\text{kN/m}^2$ が得られたことから、軟弱地盤には該当しない。

表 8.6-11 軟弱地盤の区分と一般的な土質

地 形 的 分 布 地 域	地 区 盤 分	土 層 ・ 土 質 区 分			記 号	wn	en	qu	N 値
						(%)		(kgf/cm ²)	
枝 谷 後背湿地 小おぼれ谷 三角州低地 臨海埋立地 自然堤防 海岸砂州	泥炭質地盤	高 有 機 質 土 {Pt}	ビー ト (Pt)	繊維質の高有機質土層	▽▽▽	300 以上	7.5 以上	0.4 以下	1 以下
			黒 泥 (Mk)	分解の進んだ高有機質土	▽▽▽	300 ～200	7.5 ～5		
	粘土質地盤	細 粒 土 F	有 機 質 土 {O}	塑性図 A 線の下, 有機質	 	200 }	5 }	1 以下	4 以下
			火 山 灰 質 粘 性 土 {V}	塑性図 A 線の下, 火山灰 質二次堆積粘性土	~~~~~	100	2.5		
			シ ル ト {M}	塑性図 A 線の下 ダイレイタンシー大		100	2.5		
			粘 性 土 {C}	塑性図 A 線の上またはその付 近, ダイレイタンシー小		50	1.25		
	砂 質 地 盤	砂 粒 土 S	砂 質 土 {SF}	7 4 μ m 以下 15～50%	●●● ●●●	50 ～30	1.25 ～0.8	—	10 ～15 以下
砂 {S}			7 4 μ m 以下 15%未満	●●● ●●●	30 以下	0.8 以下			

※ $1\text{kN/m}^2 \doteq 0.0102\text{kgf/cm}^2$

出典：「道路土工 軟弱地盤対策工指針」（平成 24 年、社団法人 日本道路協会）

B-4の試料は、 $C_u=17.45\text{kN/m}^2$ 、 $\phi_u=2.5^\circ$ が得られた。一軸圧縮強度 q_u から非排水せん断強さを求める場合は、飽和した粘性土を前提に以下の関係がある。

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

この関係より、B-4の一軸圧縮は $q_u=34.9 \text{ kN/m}^2$ と 100kN/m^2 以下であることから、軟弱地盤と判断される。

(d) 粘性土の圧密特性

(i) e-log p 曲線

図8.6-9に示す e-log p 曲線より、圧密降伏応力 P_c は、B-4では 95.86kN/m^2 、B-11では 260.29kN/m^2 が得られた。圧縮指数 C_c は P_c 以降の曲線の傾きを表しており、 C_c が大きいほど曲線勾配が急であることを示し、圧密沈下量も大きくなる。

B-4及びB-11は、 P_c 以降の勾配が並行であり、角度は比較的緩傾斜となっていることから、圧密沈下量も大きくはないことを示唆している。

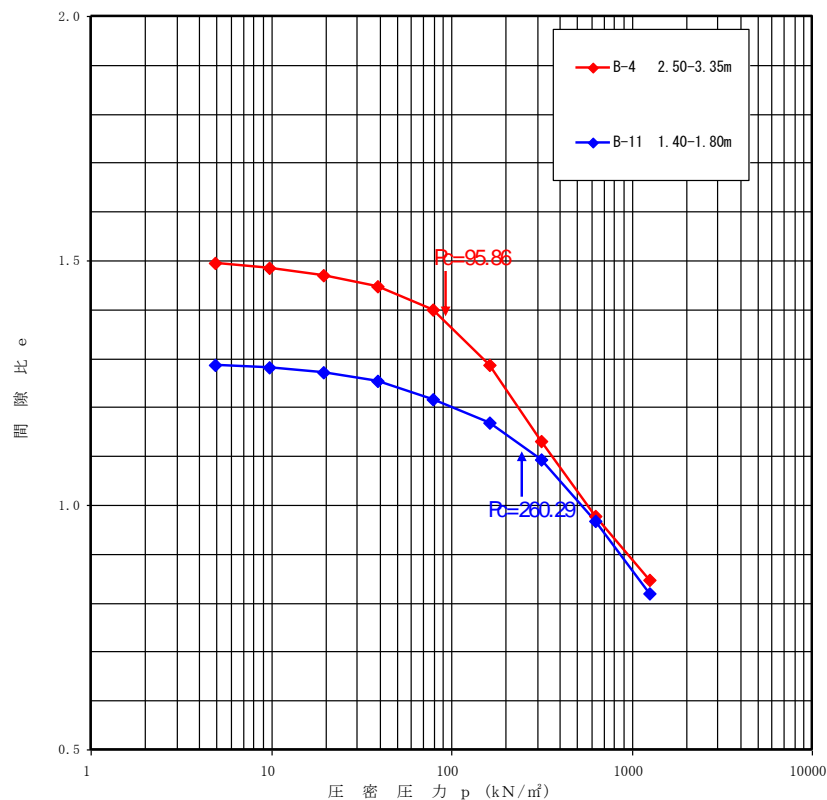


図 8.6-9 $e - \log p$ 曲線

(ii) $\log P - \log C_v$ 曲線

試験結果より、B-4およびB-11は、全体として緩く右肩下がりとなっており、載荷荷重が増加すると、沈下速度が遅くなることを表している。したがって、 P_c 付近より圧密係数 C_v が小さくなり、この付近から沈下速度が遅くなるといえる。

総合的には、初期の間隙比が比較的小さく、沈下時間に関しては、それほど遅くならないような結果である。載荷加重が大きいほど沈下量が大きく、沈下時間が長期間となる一般的な傾向である。

表 8.6-12 $e - \log p$ 曲線データ

試料名	圧密圧力 P (kN/m²)	4.9	9.8	19.6	39.2	78.5	157.0	313.9	627.8	1255.7
B-4 2.50-3.35m	間隙比 e	1.495	1.485	1.470	1.447	1.399	1.286	1.130	0.978	0.846
B-11 1.40-1.80m	間隙比 e	1.287	1.282	1.272	1.253	1.217	1.169	1.092	0.967	0.820

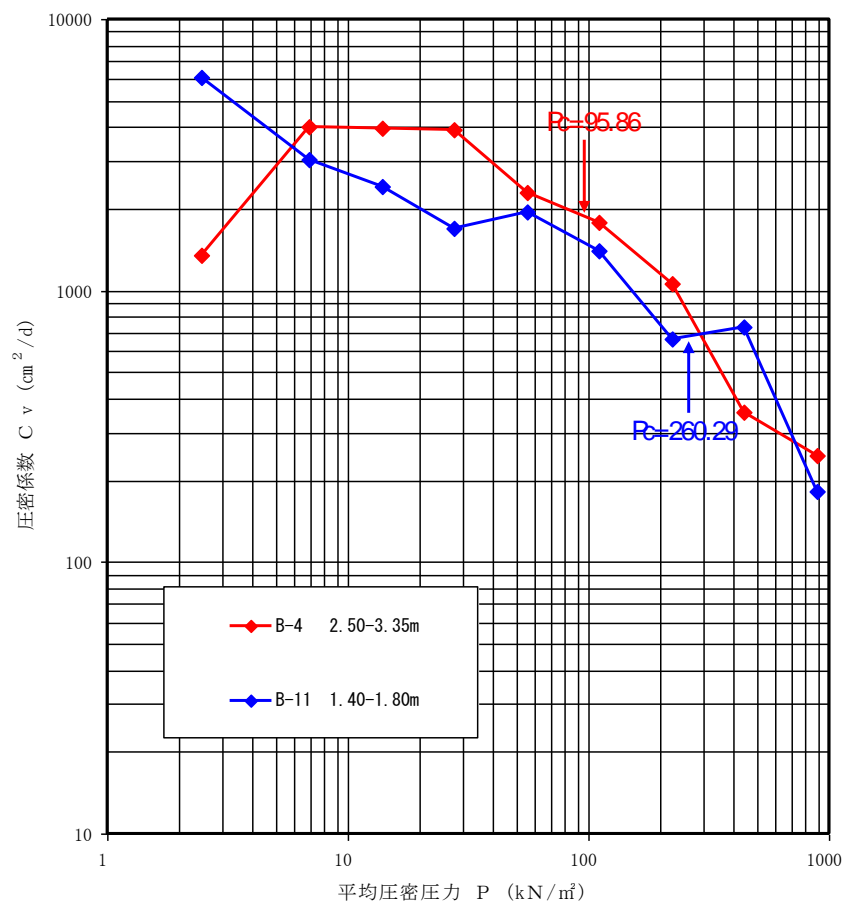


図 8.6-10 $\log p - \log C_v$ 曲線

表 8.6-13 $\log p - \log C_v$ 曲線データ

試料名	平均圧密圧力 P (kN/m²)	2.45	6.93	13.86	27.72	55.47	111.02	222.00	443.92	887.88
B-4 2.50-3.35m	圧密係数 C_v (cm²/d)	1351.5	4026.1	3985.7	3925.6	2288.7	1781.4	1055.7	357.5	245.6
B-11 1.40-1.80m	圧密係数 C_v (cm²/d)	6100.0	3040.9	2418.1	1704.7	1940.9	1401.1	661.6	738.4	181.6

(e) 砂質土の土質試験結果

室内土質試験結果の一覧は、表 8.6-14 に示すとおりである。

標準貫入試験試料を対象とした室内土質試験は、砂質土の物理特性の把握、特に液状化判定を行うための粒度特性を把握することを目的として実施した。(土質試験結果の詳細は、資料編 p.2.6-18～43 参照)

表 8.6-14 室内土質試験結果一覧 (砂質土)

試料番号 (深さ)		B-1	B-3	B-4	B-4	B-8	B-10
地層区分		4.15-4.45	4.15-4.45	4.15-4.45	9.15-9.45	3.15-3.45	1.15-1.45
		As3	As3	As2	As3	As2	As2
一般	湿潤密度 ρ_t g/cm ³						
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³						
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	2.600	2.609	2.598	2.581	2.482	2.591
	自然含水比 W_n %	25.9	20.5	17.6	32.1	50.4	15.3
	間隙比 e						
粒度	飽和度 S_r %						
	石分 (75mm 以上) %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	礫分 ¹⁾ (2～75mm) %	6.3	3.4	7.0	1.8	0.3	31.2
	砂分 ¹⁾ (0.075～2mm) %	80.9	89.6	75.7	71.0	58.0	54.8
	シルト分 ¹⁾ (0.005～0.075mm) %	4.8	3.6	10.9	19.9	22.5	7.4
	粘土分 ¹⁾ (0.005mm未満) %	8.0	3.4	6.4	7.3	19.2	6.6
	最大粒径 mm	19	9.5	9.5	19	9.5	19
	均等係数 U_c	27.9	3.35	29.3	26.8	—	81.3
	曲率係数 U_c	10.5	1.49	6.29	3.36	—	8.89
	50% 粒径 D_{50} mm	0.34	0.50	0.33	0.19	0.11	0.91
コンシ ンシ ス テ ン シー 指 数	10% 粒径 D_{10} mm	0.014	0.17	0.014	0.0097	—	0.016
	液性限界 W_L %	—	—	—	—	45.6	—
	塑性限界 W_P %	—	—	—	—	25.0	—
	塑性指数 I_P	—	—	—	—	20.6	—
分 類	コンシステンシー指数 I_C	—	—	—	—	—	—
	地盤材料の分類名	細粒分礫まじり砂	細粒分まじり砂	礫まじり細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分まじり礫質砂
分類記号		(S-FG)	(S-F)	(SF-G)	(SF)	(SF)	(SG-F)

(f) 砂質土の物理特性

(i) 土粒子の密度

わが国における一般値は、表8.6-15に示すとおりである。

得られた土粒子の密度 $\rho_s=2.48\sim 2.61\text{g/cm}^3$ 、と流積の砂質土層の一般的な値である。自然含水比については、B-8試料のみ $W_n=50.4\%$ と高い。これは、細粒分を多く含むためと考えられる。

表 8.6-15 我が国における土の湿潤密度と含水比の範囲

	沖 積 層		洪 積 層 粘性土	関東ローム	高有機質土
	粘性土	砂質土			
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.2～1.8	1.6～2.0	1.6～2.0	1.2～5.0	0.8～1.3
乾燥密度 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
含水比 W_n (%)	30～150	10～30	20～40	80～180	80～1200

出典：「地盤材料試験の方法と解説」p.181 (平成 21 年、社団法人 地盤工学会)

(ii) 粒度特性

試験結果より得られる粒径加積曲線は、図 8.6-11 に示すとおりである。

図によると、B-1・B-3・B-4 (4.15～4.45) は細砂～中砂の領域で、B-4 (9.15～9.45) と B-8 の試料は細砂の領域でそれぞれ比較的急傾斜をなす曲線をなしている。B-10 は礫が 31%を占め、中砂～粗砂の領域で傾斜をなす曲線をなしている。

均等係数および曲率係数は、全体には、細砂～中砂の範囲で急勾配を示しており、砂を主体とした試料である。B-10 試料のみ、なだらかな曲線形態を示しており、細粒分～礫までの各粒径を含む粒径幅が広い試料と言える。

粒度試験結果から図 8.6-12 を参考に、日本統一土質分類に区分すると、表 8.6-16 のように区分される。

また、B-8 以外の砂は細粒分の含有率が 35%以下であり、液状化の判定を行う必要がある土層と判定される。

表 8.6-16 地盤材料の分類

試 料 番 号 (深 さ)		B-1	B-3	B-4	B-4	B-8	B-10
		4.15-4.45	4.15-4.45	4.15-4.45	9.15-9.45	3.15-3.45	1.15-1.45
分類	地盤材料の分類名	細粒分礫まじり砂	細粒分まじり砂	礫まじり細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分質砂	細粒分まじり礫質砂
	分類記号	(S-FG)	(S-F)	(SF-G)	(SF)	(SF)	(SG-F)

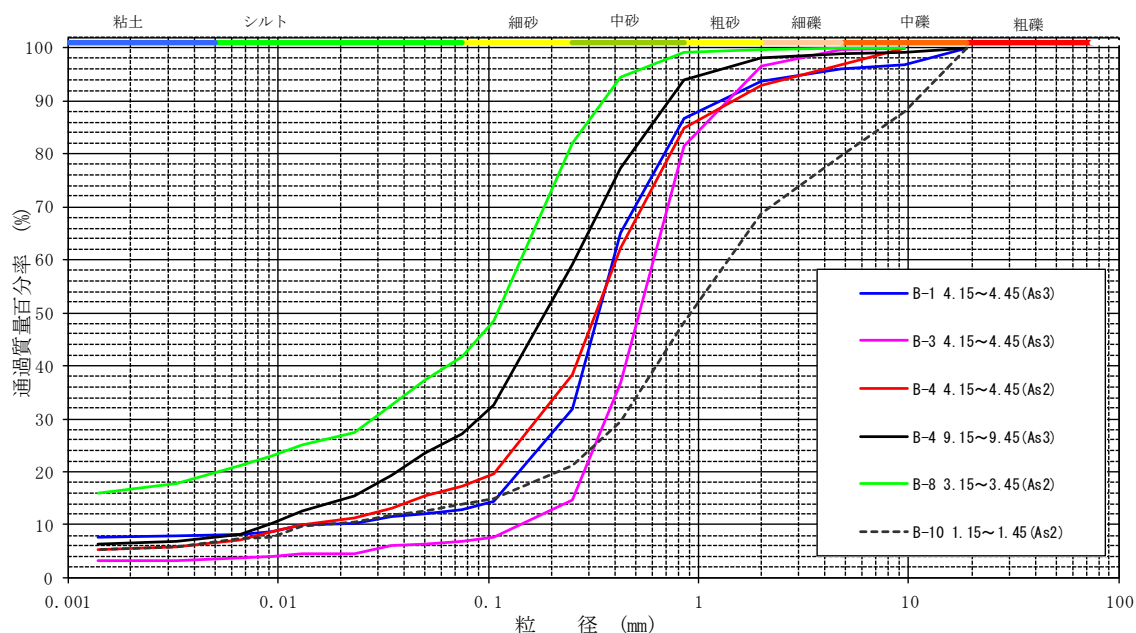
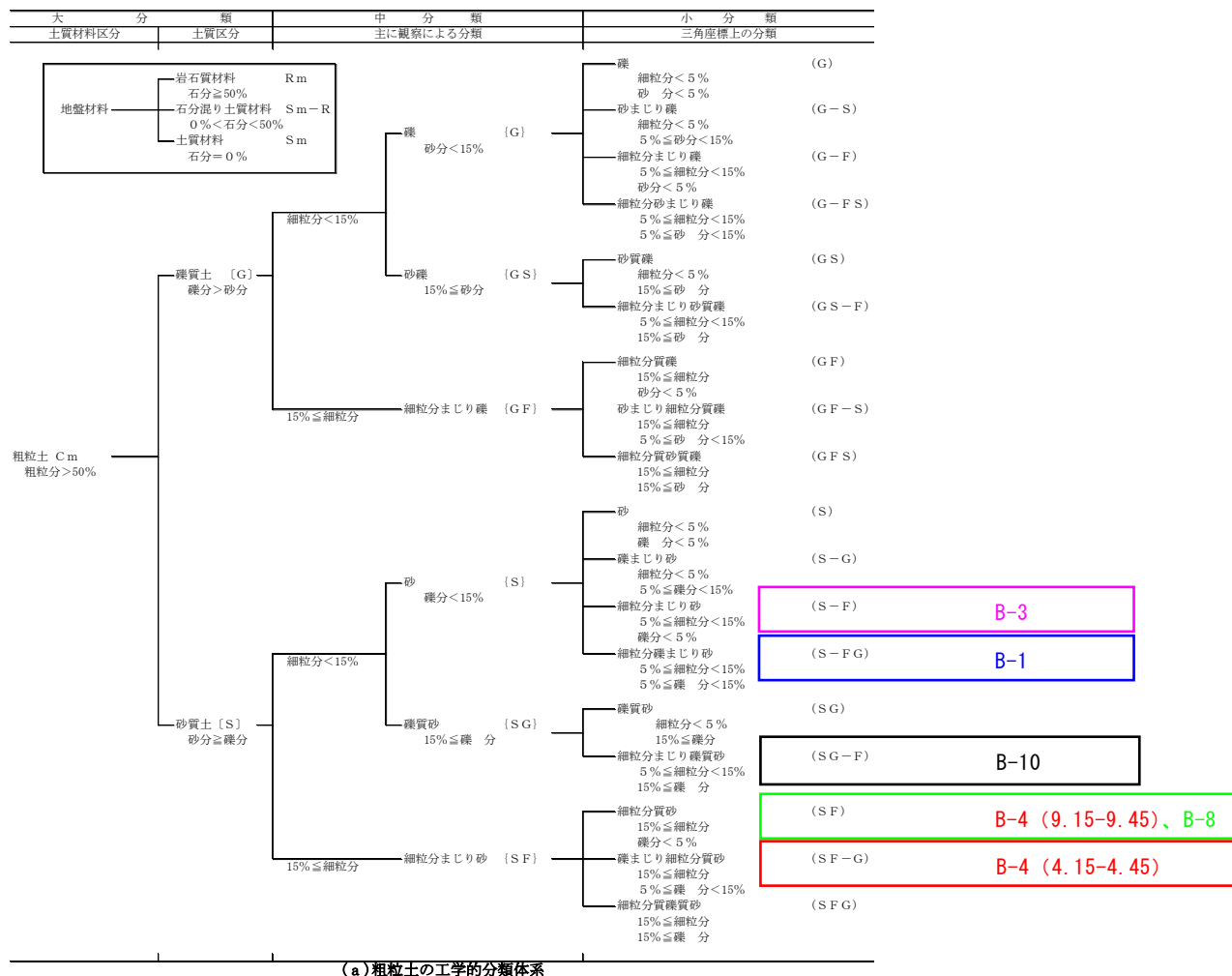


図 8.6-11 粒径加積曲線



「土質試験の方法と解説」(平成12年、社団法人地盤工学会)
 図 8.6-12 地盤材料の工学的分類体系

(iii) コンシステンシー特性

B-8の砂から得られた液性限界 $WL=45.6\%$ 、塑性指数 $Ip=20.6\%$ を示すコンシステンシー限界から、表8.6-17に示す細粒分を多く含む砂、いわゆるシルトの一般値を示している。

表 8.6-17 液性限界・塑性限界の判定例

土 の 種 類	液性限界 WL (%)	塑性限界 IP (%)
粘 土 (沖 積 層)	50～130	30～60
シルト (沖 積 層)	30～80	20～50
粘 土 (洪 積 層)	35～90	20～50
関 東 ロ ー ム	80～150	40～80

出典：「土質試験の方法と解説」p.103 (平成12年、社団法人地盤工学会)

(iii) 粒度特性より想定される透水係数

粒度試験結果より透水係数を推定する方法は種々提示されているが、ここでは 20%通過有効径 (D_{20}) を用いて Creager による方法から推定する (下式参照)。表 8.6-18 に Creager による D_{20} と透水係数の関係を示す。

$$k \doteq 0.359 \cdot D_{20}^{2.327} (\text{cm/sec})$$

D_{20} : 土の 20%通過有効径 (mm)

表 8.6-18 液性限界・塑性限界の判定例

D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類	D_{20} (mm)	k (cm/sec)	土質分類
0.005	3.00×10^{-6}	粗 粒 粘 土	0.18	6.85×10^{-3}	微 粒 砂
0.01	1.05×10^{-5}	細 粒 シ ル ト	0.20	8.90×10^{-3}	
0.02	4.00×10^{-5}	粗砂シルト	0.25	1.40×10^{-2}	
0.03	8.50×10^{-5}		0.30	2.20×10^{-2}	中 粒 砂
0.04	1.75×10^{-4}		0.35	3.20×10^{-2}	
0.05	2.80×10^{-4}		0.40	4.50×10^{-2}	
0.06	4.60×10^{-4}	極 微 粒 砂	0.45	5.80×10^{-2}	
0.07	6.50×10^{-4}		0.50	7.50×10^{-2}	粗 粒 砂
0.08	9.00×10^{-4}		0.60	1.10×10^{-1}	
0.09	1.40×10^{-3}		0.70	1.60×10^{-1}	
0.10	1.75×10^{-3}		0.80	2.15×10^{-1}	
0.12	2.60×10^{-3}	微 粒 砂	0.90	2.80×10^{-1}	
0.14	3.80×10^{-3}		1.00	3.60×10^{-1}	細 礫
0.16	5.10×10^{-3}		2.00	1.80	

出典：「土質試験の方法と解説」p. 84 (平成 12 年、社団法人地盤工学会)

表 8.6-19 に透水係数の推定結果を示す。

表 8.6-19 D_{20} と推定透水係数

試料番号	深さ	地層区分	D_{20} (mm)	推定透水係数 k (cm/sec)
B-1	4.15～4.45	As3	0.16	5.10×10^{-3}
B-3	4.15～4.45	As3	0.30	2.20×10^{-2}
B-4	4.15～4.45	As2	0.11	2.11×10^{-3}
B-4	9.15～9.45	As3	0.041	2.12×10^{-4}
B-8	3.15～3.45	As2	0.0060	2.42×10^{-6}
B-10	1.15～1.45	As2	0.22	1.06×10^{-2}

以上より、As2 層の透水係数は概ね $10^{-2} \sim 10^{-3}$ (cm/sec) 程度、As3 層の透水係数は概ね $10^{-2} \sim 10^{-4}$ (cm/sec) 程度と推定される。B-8 のみ、 10^{-6} (cm/sec)オーダーと最も低い値である。これは、細粒分を多く含むことに起因する。

8.6.2. 予測

(1) 存在による影響（現況地形・土地の安定性）

ア 改変後の地形

（ア）予測内容

事業予定地周辺における現況地形の変化の程度について予測した。

（イ）予測地域及び予測地点

予測地域は、現況地形の変化を十分に把握できる範囲として、調査地域と同様とした。予測地点は、予測地域全域とした。

（ウ）予測時期

予測時期は、工事が完了した時点とした。

（エ）予測方法

現況地形と事業計画との重ね合わせから、現況地形の改変の程度を定性的に予測した。

（オ）予測条件

予測条件は、事業計画は「地形改変の範囲、施工方法等」、「構造物の配置、規模、構造等」、将来環境条件は「周辺の土地利用」、「水象」とした。

（カ）予測結果

事業予定地は現在、西側を主に水田及び耕作地として土地利用されており、事業実施により、事業区域の西側を主に 56%となる約 40ha を盛土造成し、東側の既成市街地にすり付ける造成計画としている。

土工量は、盛土約 36 万 m³であり、事業予定地外から約 35 万 m³の土砂を搬入する計画である。平均盛土厚さは H=0.9m としており、事業予定地東側の既成市街地との高低差は造成により解消し、事業予定地西側境界は、既存道路の高さにほぼ合わせるとともに事業予定地内に大規模な盛土法面を生じさせない計画としている。

なお、本事業の実施により、事業予定地内を西から東方向に通っていた大野田幹線をはじめとする農業用水路については、事業予定地内に新設する管渠に接続し、事業予定地東側の既存雨水管渠に流下させる計画である。

これらのことから、供用後において事業予定地とその周辺との高低差は生じず、平坦な地形が出現すると予測した。

イ 液状化現象

(ア) 予測内容

事業予定地内では、大規模な地震が発生した場合、液状化現象を起こす可能性がある砂層の存在があることから、液状化現象が生じる可能性を予測した。

(イ) 予測地域及び予測地点

予測地域は、事業予定地全域とした。

(ウ) 予測時期

予測時期は、工事が完了した時点とした。

(エ) 予測方法

①地盤定数の設定

事業予定地で区分した各構成地層の地盤定数をボーリング結果及び参考資料をもとに設定した。

②液状化判定

存在による影響としては、供用後の土地の安全性という視点から、「建築基礎構造設計指針」（2001 年、日本建築学会）に基づき、地震時における液状化現象の発生する可能性の判定を行った。

指針によると、以下の土層においては、液状化の判定を行う必要があるとされている。

- ㉑ 地表面から 20m 程度の飽和土層。（GL-20m 以深で液状化が発生しても、地表面が急傾斜しており地盤全体がすべる場合を除けば、構造物に直接被害を与えることが少ないと考えられることによる。）
- ㉒ 細粒土含有率が 35%以下の砂質土。
- ㉓ 細粒土含有率が 35%以上でも、粘土含有率が 10%以下で塑性指数 15%以下の低塑性シルト。
- ㉔ 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。

事業予定地内に分布する全ての砂質土層は、「㉑及び㉒」の項目が該当することから、液状化の判定を行う必要がある。

(a) 液状化の判定手順

液状化の判定の手順は、以下に示す「建築基礎構造設計指針, p62～64」のN値を用いた簡易予測法のうち、時松・吉見によるFL法（液状化に対する安全率）とした。

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から求める。

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

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(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	: 等価な繰返し回数に関する補正係数で、 $\gamma_n = 0.1(M-1)$ ただし、Mは地震のマグニチュード
	α_{max}	: 地表面における設計用水平加速度(cm/s ²)
	g	: 重力加速度(980 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	: 地盤が剛体でないことによる低減係数で(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

対応する深度の補正N値(N_a)を次式及び図 8.6-13 から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma'_z}$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

記号	N ₁	: 換算N値
	C _N	: 拘束圧に関する換算係数
	N _a	: 対応する深度の補正N値
	ΔN_f	: 細粒土含有率FCに応じた補正N値増分で図 8.6-13 による
	N	: トンビ法または自動落下法による実測N値

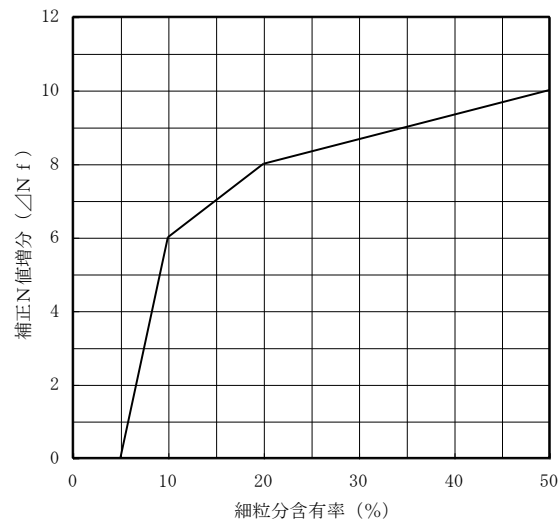


図 8.6-13 細粒土含有率と補正N値増分 ΔN_f の関係

図 8.6-14 中のせん断ひずみ振幅 5% 曲線を用いて、補正 N 値(N_a)に対応する飽和土層の液状化抵抗比 $R = \tau_l / \sigma'_z$ を求める。ここに、 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。

$$F_L = \frac{\tau_l / \sigma'_z}{\tau_d / \sigma'_z} = \frac{\tau_l}{\tau_d}$$

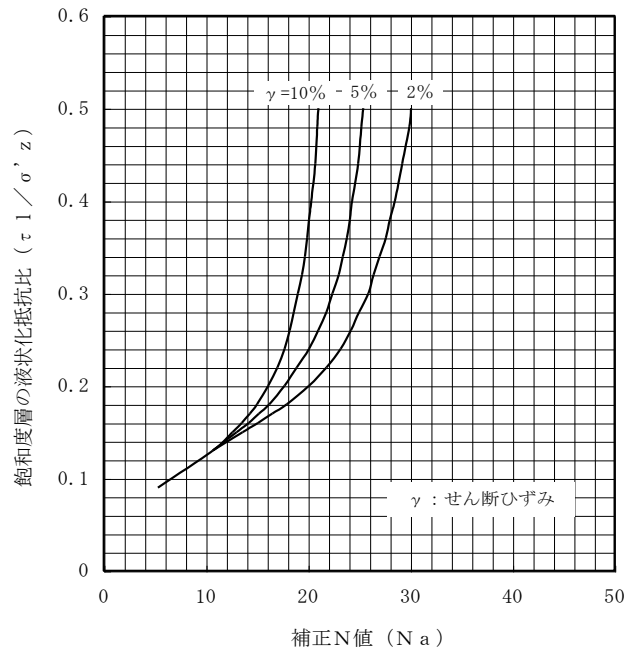


図 8.6-14 補正 N 値 N_a と飽和土層の液状化抵抗比 τ_l / σ'_z の関係

(b) 液状化の判定方法

液状化の判定は以下のように行う。

$F_L > 1$: 液状化の可能性はないものと判定。

$F_L \leq 1$: 液状化の発生の可能性があり、値が小さくなるほどその土層の液状化発生危険度は高いと判定する。

判定地点で求めた F_L 値に、深さの重み関数をかけることにより、その地点での液状化の危険度を表す指標 PL 値を求めることが出来る。

$$P_L = \sum F \cdot W(z) \cdot \Delta Z \quad (2.4.7.1)_{i=1}$$

$$F = 1.0 - F_L \quad (\geq 0.0) \quad (2.4.7.2)$$

$$W(z) = 10.0 - 0.5 \times z \quad (2.4.7.3)$$

ここで、
 F_L : F_L 値
 $W(z)$: 深さ方向の重み関数
 z : 地表面からの深さ(m)
 ΔZ : ある深度での F_L の分布すると想定される土層圧
 ΔZ 算定のための境界は下のように定める。
 隣接する F_L が同一な土層のとき… 両 F_L の深度の中間深度
 隣接する F_L が異なる土層のとき… 土層の境界深度

液状化の危険度を下記のような P_L の範囲で表している。

- $P_L = 0.0$: 液状化危険度はかなり低い。
 $0.0 < P_L \leq 5.0$: 液状化危険度は低い。
 $5.0 < P_L \leq 15.0$: 液状化危険度が高い。
 $15.0 < P_L$: 液状化危険度がかなり高い。

(オ) 予測条件

①地盤定数の設定

設定した地盤定数は、表 8.6-20 に示すとおりである。

表 8.6-20 地盤定数一覧表

地 層 名	記号	代表N値 (回)	単位 体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ (度)
盛土層	B	—	19	10	25
第 1 砂質土層	As1	4	17	0	23
第 1 粘性土層	Ac1	1	16	17	0
第 2 粘性土層	Ac2	5	16	60	0
第 2 砂質土層	As2	3	18	0	23
沖積砂礫層	Ag	15	19	0	30
第 3 砂質土層	As3	5	18	0	23
洪積砂礫層	Dg	43	20	0	40
風化岩盤層	Twr	19	18	0	31
岩盤層	Tr	74	19	62	38

(a) 代表N値

各土層の粘着力およびせん断抵抗角を推定するために代表N値を設定した。
代表N値はバラツキを考慮し下式にて求めた値とした。

$$\text{代表N値} = \text{平均N値} - (\text{標準偏差 } \sigma_n - 1/2)$$

岩盤層のN値は、以下の式で換算した値を平均N値とする。

換算N値 = $50 \text{ 回} \times (30 \text{ cm} / 50 \text{ 回打撃時の貫入量})$ ただし最大 300 とする。

例) 換算N値 = $50 \times (30/28) = 53.6 \rightarrow 53 \text{ 回}$

出典：日本道路公団 日本道路公団 設計要領 第二集 橋梁・擁壁・カルバート, p4-6, 平成12年

(b) 盛土層 (B) の土質定数

盛土層 (B) の土質定数は表 8.6-21 より推定した。

表 8.6-21 盛土の土質定数

種 類		状 態		湿 潤 密 度 (t/m ³)	せん断 抵抗角 (度)	粘 着 力 (kN/m ²)	地盤工学会基準
盛 土	礫及び礫混り砂	締固めたもの		2.0	40	0	{ G }
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	2.0	35	0	{ S }
			分級されたもの	1.9	30	0	
	砂 質 土	締固めたもの		1.9	25	30 以下	{ S F }
	粘 性 土	締固めたもの		1.8	15	50 以下	{ M }, { C }
	関東ローム	締固めたもの		1.4	20	10 以下	{ V }

出典：「設計要領第一集 土工・舗装・排水・造園」（平成 22 年、日本道路公団）

事業予定地の盛土層は、主に砂質土からなる。せん断抵抗角と粘着力については上表の値を採用するが、粘着力の値は安全側を考慮して 10kN/m² と設定した。

表 8.6-22 盛土の土質定数

盛土の土質状況	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断強度 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
シルト混り細砂	19	25	10

(c) 単位体積重量

土質状況及びN値等をもとに、下表より推定した。

表 8.6-23 土の単位体積重量 (kN/m³)

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂 お よ び 砂 礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂 お よ び 砂 礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土（ただし、WL<50%）	18	

注) (1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から9kN/m³ (0.9tf/m³) 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) 砂利混り砂質土、あるいは砂利混り粘性土にあつては、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と考える。

出典：「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」p.41（平成 14 年 3 月、社団法人日本道路協会）

- ・ As1 : 非常に緩い砂質土層 $\gamma t = 17 \text{ kN/m}^3$
- ・ Ac1 : 土質試験値 $\gamma t = 16 \text{ kN/m}^3$
- ・ As2 : 緩い砂層 $\gamma t = 18 \text{ kN/m}^3$
- ・ Ac2 : 土質試験値 $\gamma t = 16 \text{ kN/m}^3$
- ・ As3 : 緩い砂層 $\gamma t = 18 \text{ kN/m}^3$
- ・ Ag : 中位の砂礫層 $\gamma t = 19 \text{ kN/m}^3$
- ・ Dg : 密な砂礫層 $\gamma t = 20 \text{ kN/m}^3$

なお、岩盤層については以下のように設定した。(経験値)

- ・ Tr : 砂岩 $\gamma t = 19 \text{ kN/m}^3$

風化岩については 1 kN/m^3 小さい値を採用した。

- ・ Twr : 風化砂岩 $\gamma t = 18 \text{ kN/m}^3$

(d) 粘性土層のせん断強度 (c、 ϕ)

(i) Ac1 層、Ac2 層

粘性土層のせん断強度は、土質試験値を採用した。

Ac1 層 → 粘着力 $C = 17 \text{ kN/m}^2$

内部摩擦角 $\phi = 2.5^\circ$ → 内部摩擦角は、小さいことから $\phi = 0^\circ$ とした。

Ac2 層 → 一軸圧縮強度 $q_u = 120.84 \text{ kN/m}^2$

$$\begin{aligned} \text{粘着力 } C &= 1/2 \cdot q_u \\ &= 1/2 \cdot 120.84 \\ &= 60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

内部摩擦角は、 $\phi = 0^\circ$ とする。

$$\begin{aligned} C &= 1/2 \cdot q_u \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi = 0^\circ \\ C : &\text{ 粘着力 (kN/m}^2\text{)} \\ \phi : &\text{ せん断抵抗角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

出典：「建築構造設計基準及び同解説」p.203 (平成 17 年 2 月、社団法人 公共建築協会)

(e) 砂質土、砂礫層のせん断強度 (c、 ϕ)

砂地盤及び砂礫地盤のせん断強度は、N 値を用いて下式により推定した。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ, C = 0^\circ$$

ただし、 $N \geq 5$ 、 $5 > N$ の場合は 23° とする。

出典：「建築構造設計基準及び同解説」p.203 (平成 17 年 2 月、社団法人 公共建築協会)

風化岩層 (Twr) については、風化により砂状コアであることから、砂層と同等とみなして定数を設定した。

- ・ As1 層: N 値 = 4 である。 $N < 5$ であることから、
 $\phi = 23^\circ$ 、 $C = 0^\circ$
- ・ As2 層: N 値 = 3 である。 $N < 5$ であることから、
 $\phi = 23^\circ$ 、 $C = 0^\circ$

・ Ag 層

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \times 15} \rightarrow 30^\circ \text{、} C = 0^\circ$$

・ As3 層: N 値 = 5 であることから、

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \times 5} \rightarrow 23^\circ \text{、} C = 0^\circ$$

・ Dg 層

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \times 43} \rightarrow 40^\circ \text{、} C = 0^\circ$$

・ Twr 層

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \times 19} \rightarrow 31^\circ \text{、} C = 0^\circ$$

(f) 岩盤層のせん断強度 (c、φ)

岩盤層(Tr)の定数は、表 8.6-24 を参考にして推定する。

当調査地の岩盤層は砂岩であることから、下表の砂岩に該当すると見なし設定する。

・ Tr

代表N値が 74 であるから、

$$C = 15.2 \times N^{0.327} = 15.2 \times (74)^{0.327} = 62.1 \rightarrow 62 \text{ (kN/ m}^2\text{)}$$

$$\phi = 5.10 \times \log N + 29.3 = 5.10 \times \log(74) + 29.3 = 38.8 \rightarrow 38^\circ \text{ ※}$$

※：安全側となるよう切捨てとした。

表 8.6-24 N 値による岩の粘着力とせん断抵抗角の推定

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備 考
粘着力 kN/m ²	換算 N 値と 平均値の関係	15.2N ^{0.327}	25.3N ^{0.334}	16.2N ^{0.606}	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・ log 軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	5.10LogN + 29.3	6.82LogN + 21.5	0.888LogN + 19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

出典：「設計要領第二集」p.4-9（平成 12 年 1 月、日本道路公団）

(g) 液状化の判定に必要な条件

液状化の判定に必要な条件は以下のように設定した。

- 検討対象地点：B-1、B-3、B-4
- 地下水位：ボーリングで確認された水位
- 水平加速度： $\alpha_{\max}=200 \text{ cm/s}^2 \Rightarrow$ 損傷限界検討として
- 土質試験を行っていない土層については下表の値を参照した。

表 8.6-25 土質分類と平均粒径，細粒分含有率の概略値（参考）

土質分類	平均粒径 D ₅₀ (mm)	細粒分含有率 F _c (%)
表土	0.02	80
シルト	0.025	75
砂質シルト	0.04	65
シルト質細砂	0.07	50
微細砂	0.1	40
細砂	0.15	30
中砂	0.35	10
粗砂	0.6	0
砂れき	2.0	0

出典：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」p.357（平成 14 年、社団法人
日本道路協会編）

(カ) 予測結果

液状化判定結果は、図 8.6-15(1)～(3)及び表 8.6-26 に示すとおりである。

深度 GL-20m以内に砂層の分布する箇所であつ地下水位以下の砂層を対象に検討地点を選定した。その結果、本調査地内では、B-1 地点、B-3 地点および B-4 地点において対象となる砂層が分布するため、この地点で液状化の検討を実施した。他の地点においては、地下水位以下の飽和砂質土層は分布していない。

判定結果より、今回の調査地点における飽和砂質土は、液状化する可能性が低いと判断される。

FL \leq 1 を示す液状化の可能性があるのは、B-1 地点の 3m(Ag)と B-4 地点の 9m(As3)及び 10m(As3)地点である。

液状化の可能性として PL 値が 1 より小さい場合は液状化の可能性が低く、1 以上の場合は、大きいほど液状化が起こりやすいとされている。B-1 地点の PL=1.14、B-4 地点の PL=1.50 であり、判定結果より、予測地点における液状化危険度は低いと予測した。

表 8.6-26 液状化判定結果

地点	深さ (地質)	FL 値 (FL \leq 1)	PL 値	判 定
B-1	3m(Ag)	0.855	1.14	液状化危険度は低い
B-3	—	該当なし	0.00	液状化危険度はかなり低い
B-4	9m(As3)	0.833	1.50	液状化危険度は低い
	10m(As3)	0.819		

地点名

B-3

PL値

0.00

(注) 判定外

水の単位体積重量 10.0 (kN/m³)

土の単位体積重量 20.0 (kN/m³)

使用曲線 $\gamma = 5$ (%)

設計加速度 200.00 (gal)

マズニチュード 7.5

基礎名 建築基礎構造設計指針

判定方法 地表面設計用水平加速度と、実測N値

液状化の判定外とする

**1 地下水位より上(液状化の可能性は低い)
**2 τ_d/σ'_v が0.0以下である(液状化の可能性は低い)
**3 $P_c \sim \angle N$ グラフ範囲外(液状化の可能性は低い)
**4 全土載圧または有効土載圧が0.0以下となる層である

標尺	深さ (m)	層厚 (m)	土質種類	N値	土質特性						圧入出力比法	液状化判定	せん断係数				液状化の判定				判定
					飽和度 (%)	飽和重量 (kN/m ³)	総重量 (kN/m ³)	総重量 (kN/m ³)	平均粒径 (mm)	圧入抵抗 (kN/m ²)	圧入抵抗 (kN/m ²)		せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	せん断係数 (kN/m ²)	
0	0.0	0.50	砂質土	5.0	13.0	13.0	13.0	13.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.000	0.0	10.07	0.131	0.000				
	0.50	0.56	砂質土	15.0	18.0	18.0	18.0	18.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.000	0.0	22.61	0.332	0.000				
	1.06		砂質土	8.0	19.0	19.0	19.0	19.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.000	0.0	10.06	0.131	0.000				
	3.26	2.30	砂質土	9.0	4.30				0.000	0.00	0.00	N値	0.000	0.0	10.06	0.131	0.000				
5.10	5.10	1.75	砂質土	50.0	18.0	18.0	18.0	18.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.921	13.0	41.85	0.600	0.140	4.275			
	6.85	1.00	砂質土	50.0	20.0	20.0	20.0	20.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.909	13.8	39.95	0.600	0.148	4.066			
			砂質土	50.0	7.20				0.000	0.00	0.00	N値	0.932	15.2	37.80	0.600	0.154	3.884			
			砂質土	50.0	8.26				0.000	0.00	0.00	N値	0.876	18.3	36.01	0.600	0.159	3.762			
10.10	10.10	4.00	砂質土	50.0	9.24				0.000	0.00	0.00	N値	0.861	20.3	34.56	0.600	0.162	3.700			
			砂質土	50.0	10.10	20.0	20.0	20.0	0.000	0.00	0.00	N値	0.849	21.9	33.44	0.600	0.164	3.660			
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
20			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
30			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									
			砂質土	50.0					0.000	0.00	0.00	N値									

PL = 0.0 : 液状化危険度はかなり低い。
0.0 < PL ≤ 5.0 : 液状化危険度は低い。
5.0 < PL ≤ 15.0 : 液状化危険度が高い。
15.0 < PL : 液状化危険度がかなり高い。

図 8.6-15(2) 液状化判定結果

8.6.3. 環境の保全及び創造のための措置

(1) 存在による影響（現況地形・土地の安定性）

ア 保全方針の検討

（ア）改変後の地形

事業予定地内における改変後の地形は、事業予定地東側の既成市街地との高低差は造成により解消し、事業予定地境界及び事業予定地内に大規模な盛土法面を生じさせないことから、供用後において事業予定地とその周辺との高低差は生じず、平坦な地形が出現することから、環境の保全及び創造のための措置は行わないものとする。

（イ）液状化現象

事業予定地内の一部では、液状化の可能性がある飽和砂質土が確認されたものの、液状化の危険度は低いと判断したが、本事業の実施にあたっては、液状化現象の影響を可能な限り最小限にするために、「液状化現象による危険性の低減」を保全方針とする。

イ 環境の保全及び創造のための措置の検討結果

（ア）液状化現象

本事業において液状化現象に対し、実行可能な環境の保全のための措置は、以下に示すとおりである。

また、その実施期間、内容、及びその効果等については表 8.6-27 に示すとおりである。

①液状化の危険度の再確認と対策

- ・工事着手前に補足ボーリング調査を実施して、液状化現象についてはさらなる検討を行なうとともに、必要に応じて地盤改良といった液状化対策の検討や土地購入予定者への説明などの対応を図る。

表 8.6-27 環境の保全のための措置の検討結果整理

環境保全措置	液状化の危険度の再確認と対策
実施期間	工事中、工事終了後
実施位置	事業予定地内
実施内容	・補足ボーリング調査を実施し、必要に応じた対策などの対応を図る。
効果及び変化	効果を定量的に把握できないが、実行可能な範囲で影響を低減できる。
副次的な影響	なし

8.6.4. 評価

ア 回避・低減に係る評価

(ア) 評価方法

① 改変後の地形

調査及び予測の結果並びに保全対策を踏まえ、改変後の地形への影響が、事業者の実行可能な範囲で回避され、または、低減されているものであるか否かについて判断する。

② 液状化現象

調査及び予測の結果並びに保全対策を踏まえ、液状化現象への影響が、事業者の実行可能な範囲で回避され、または、低減されているものであるか否かについて判断する。

(イ) 評価結果

① 改変後の地形

事業予定地内における改変後の地形は、供用後において事業予定地とその周辺との高低差は生じず、平坦な地形が出現することから、環境の保全及び創造のための措置を講ずる必要はない。

② 液状化現象

事業予定地内の一部では、液状化の可能性のある飽和砂質土が確認されたものの、液状化の危険度は低いと判断したが、工事着手前に補足ボーリング調査を実施して、液状化現象についてはさらなる検討を行なうとともに、必要に応じて地盤改良といった液状化対策の検討や土地購入予定者への説明などの対応を図る計画であることから、液状化現象による危険性は、実行可能な範囲で回避・低減できるものと評価する。

イ 基準や目標との整合に係る評価

(ア) 評価方法

① 改変後の地形

予測結果が以下に示す基準や目標との整合が図られているかを評価する。

- ・ 周辺地域に対する影響を未然に防止すること

② 液状化現象

予測結果が以下に示す基準や目標との整合が図られているかを評価する。

- ・ 周辺地域に対する影響を未然に防止すること

(イ) 評価結果

① 改変後の地形

供用後において事業予定地とその周辺との高低差は生じず、平坦な地形が出現することから、周辺地域に対する影響を未然に防止することと整合が図られていると評価する。

② 液状化現象

事業予定地内の一部では、液状化の可能性がある飽和砂質土が確認されたものの、液状化の危険度は低いと判断したが、工事着手前に補足ボーリング調査を実施して、液状化現象についてはさらなる検討を行なうとともに、必要に応じて地盤改良といった液状化対策の検討などの対応を図る計画であることから、周辺地域に対する影響を未然に防止することと整合が図られていると評価する。