

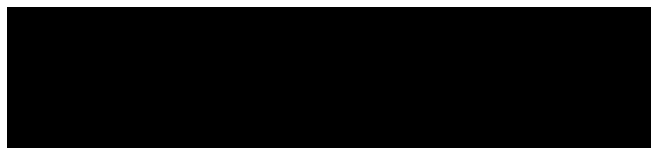
令和 4 年度

関東農政局管内国営事業外部技術者活用業務

手賀沼地区(手賀第二揚排水機場)

参考資料

令和 4 年 10 月



■ 地質調査結果

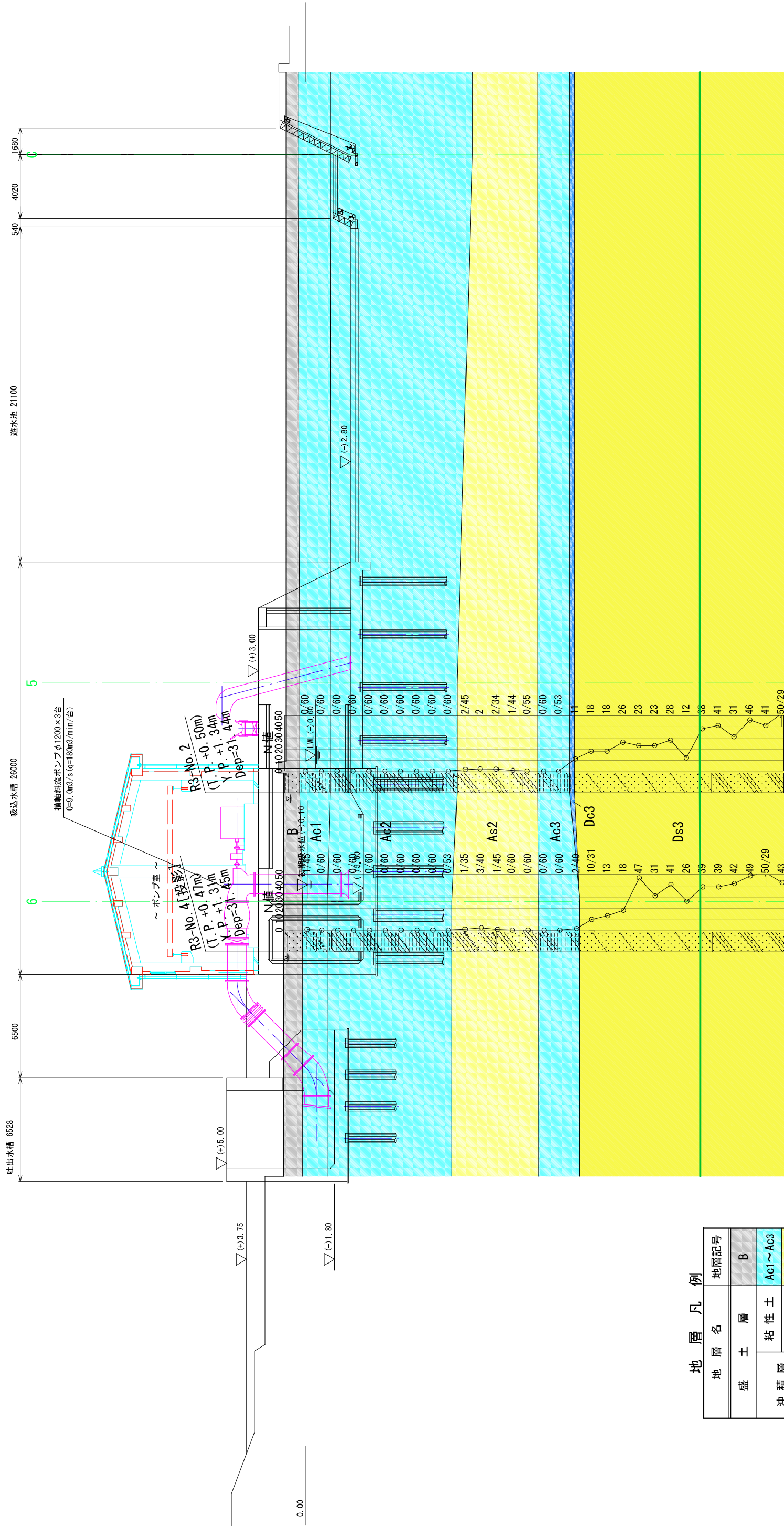
地質調査結果の抜粋を次頁以降に示す。

手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務 報告書（抜粋）

・ 調査位置図(手賀第二揚排水機場)		2
・ 調査地の土層構成	推定土層断面図 A-A	 3
	推定土層断面図 1-1	 4
	推定土層断面図 2-2	 5
	推定土層断面図 B-B	 6
	推定土層断面図 C-C	 7
	推定土層断面図 5-5	 8
	推定土層断面図 6-6	 9
・ まとめと考察	5-1 調査結果のまとめ	 10
	5-2 設計用地盤定数の提案	 18
	表5-2-1 検討に用いる地盤定数一覧表	 22
	5-3 液状化の検討	 23
	5-4 設計・施工上の留意点	 32
・ ボーリング柱状図	R3-No. 1 機場 GH=YP. +1. 31m Dep=25. 45m	 38
	R3-No. 2 機場 GH=YP. +1. 34m Dep=31. 44m	 39
	R3-No. 3 機場 GH=YP. +1. 30m Dep=30. 41m	 41
	R3-No. 4 機場 GH=YP. +1. 31m Dep=31. 45m	 43
	R3-No. 5 機場 GH=YP. +1. 31m Dep=24. 37m	 45
・ スウェーデン式サウンディング試験結果		
	SWS-No. 1 遊水池 GH=YP. +1. 50m Dep=14. 68m	 46
	SWS-No. 2 遊水池 GH=YP. +1. 26m Dep=15. 00m	 51
・ 地質想定断面図		56

A - A
(1 - 1)

ボーリング位置付近での断面図
(地表線は1-1断面を用いる)

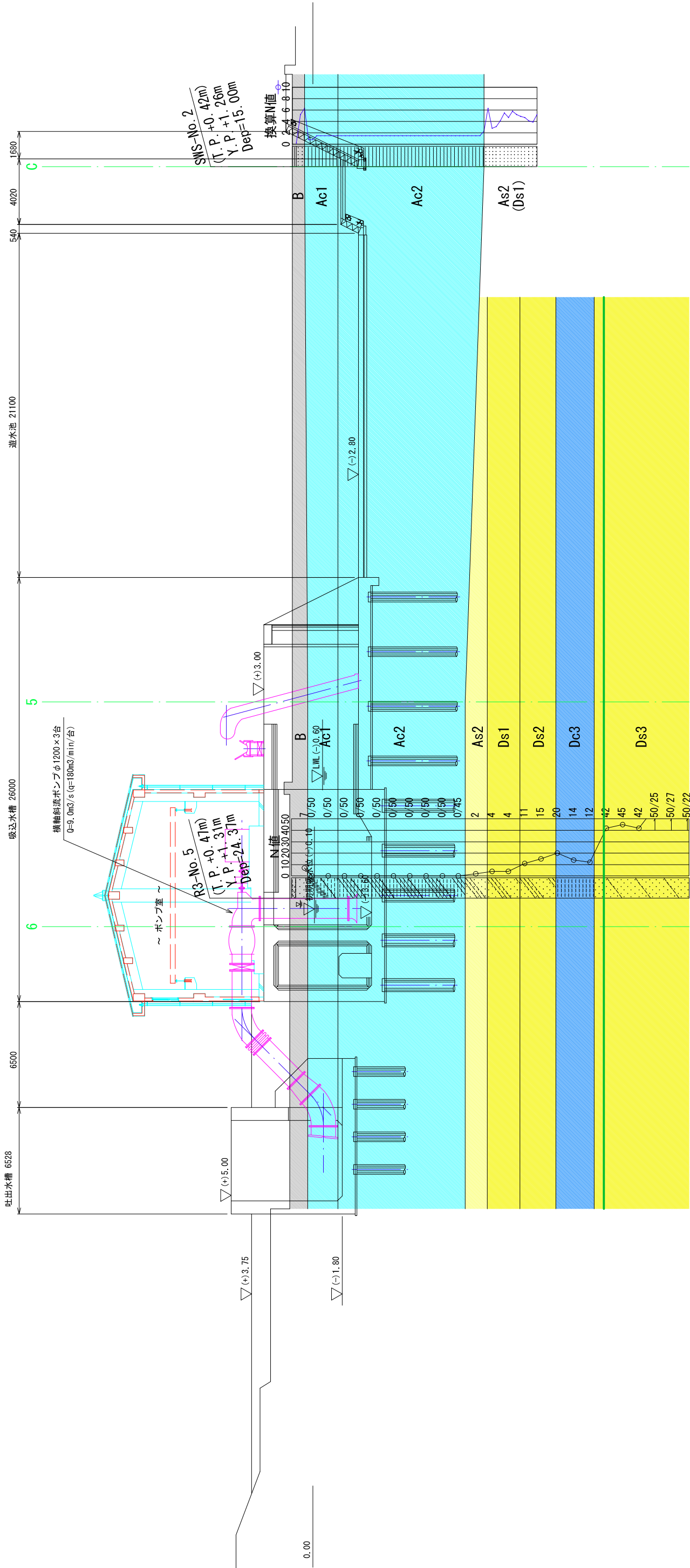


地 層 凡 例	
地 層 名	地層記号
盛 土 層	B
沖 積 層	粘性土 Ac1～Ac3
	砂質土 As1～As3
洪 積 層	粘性土 Dc1～Dc3
	砂質土 Ds1～Ds3

安定した支持層ライン
(N $\geq$ 30)

図面名	地 質 想 定 断 面 図	
縮 尺	(A3)S=1:250	図面番号 図5-1-1

1 - 1

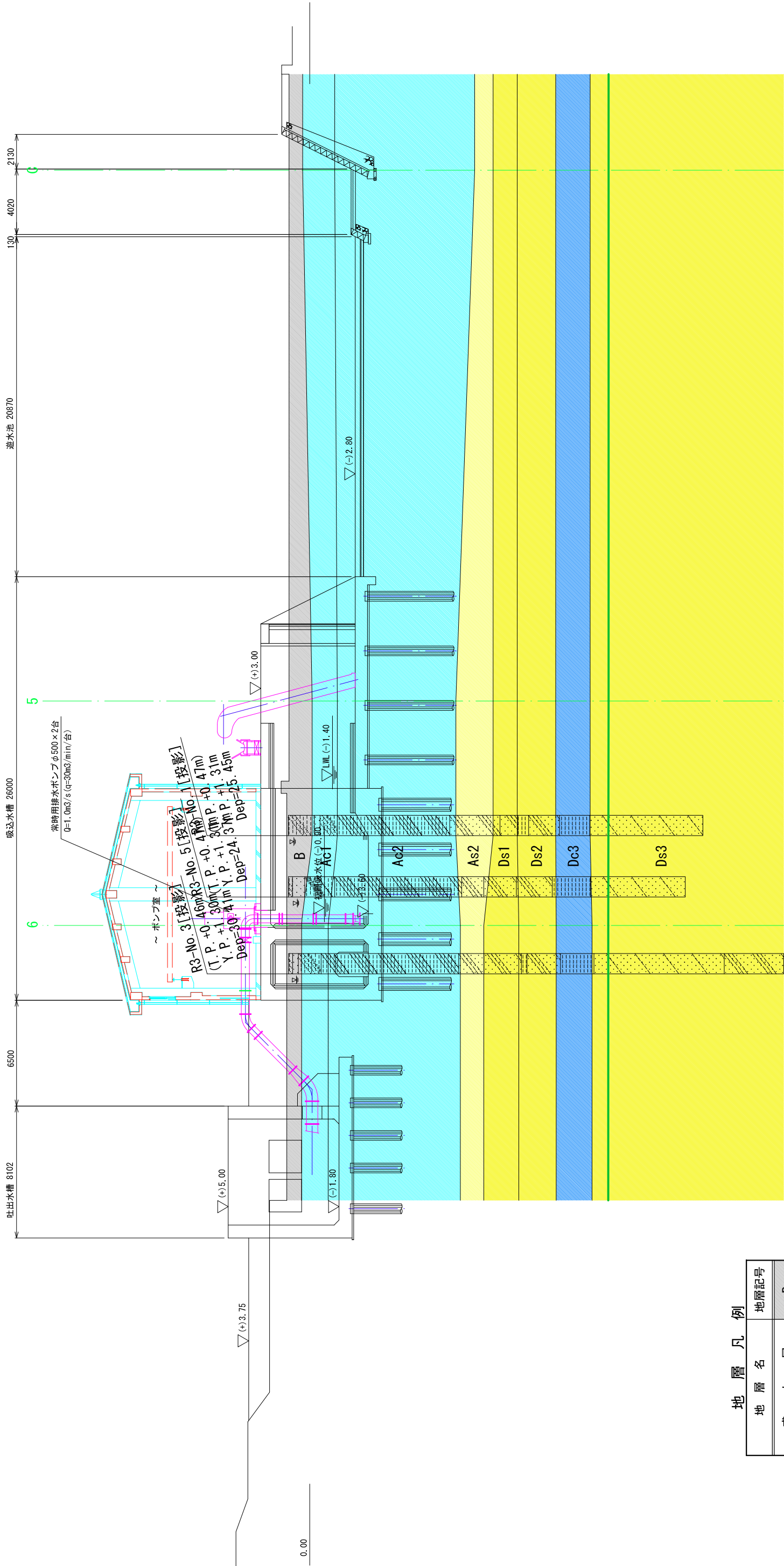


地 層 凡 例		地層記号
盛 土 層	盛 土 層	B
	粘 性 土	Ac1~Ac3
沖 積 層	砂 質 土	As1~As3
洪 積 層	粘 性 土	Dc1~Dc3
	砂 質 土	Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N≥30)

図面名	地 質 想 定 断 面 図	
縮 尺	(A3) S=1:250	図面番号 図5-1-2

2 - 2



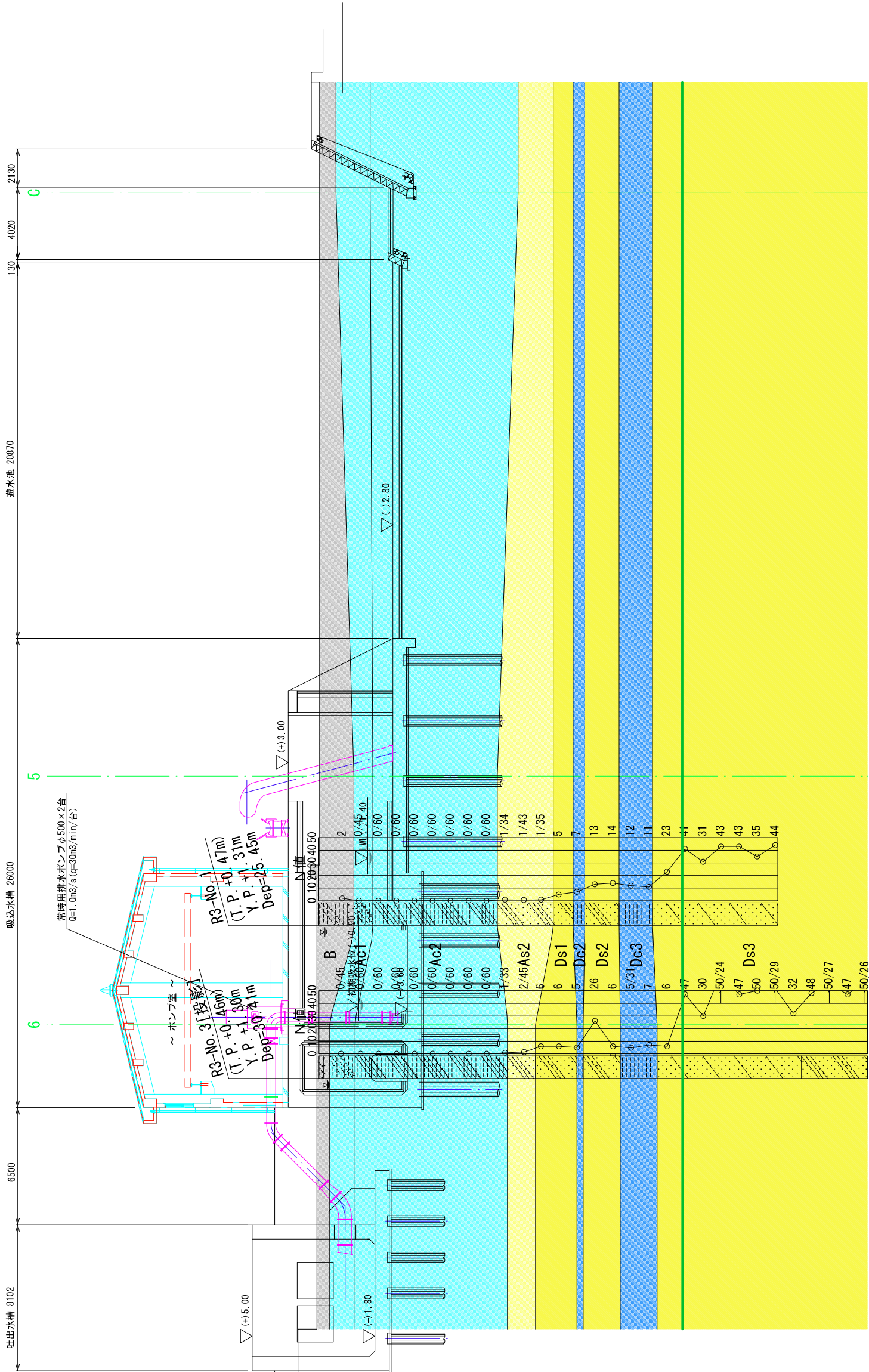
地 層 凡 例	
地 層 名	地層記号
盛 土 層	B
沖 積 層	粘性土 Ac1~Ac3
	砂質土 As1~As3
洪 積 層	粘性土 Dc1~Dc3
	砂質土 Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N≧30)

図面名	地 質 想 定 断 面 図	
縮 尺	(A3) S=1:250	図面番号 図5-1-3

B - B
(2 - 2)

ボーリング位置付近での断面図
(地表線は2-2断面を用いる)

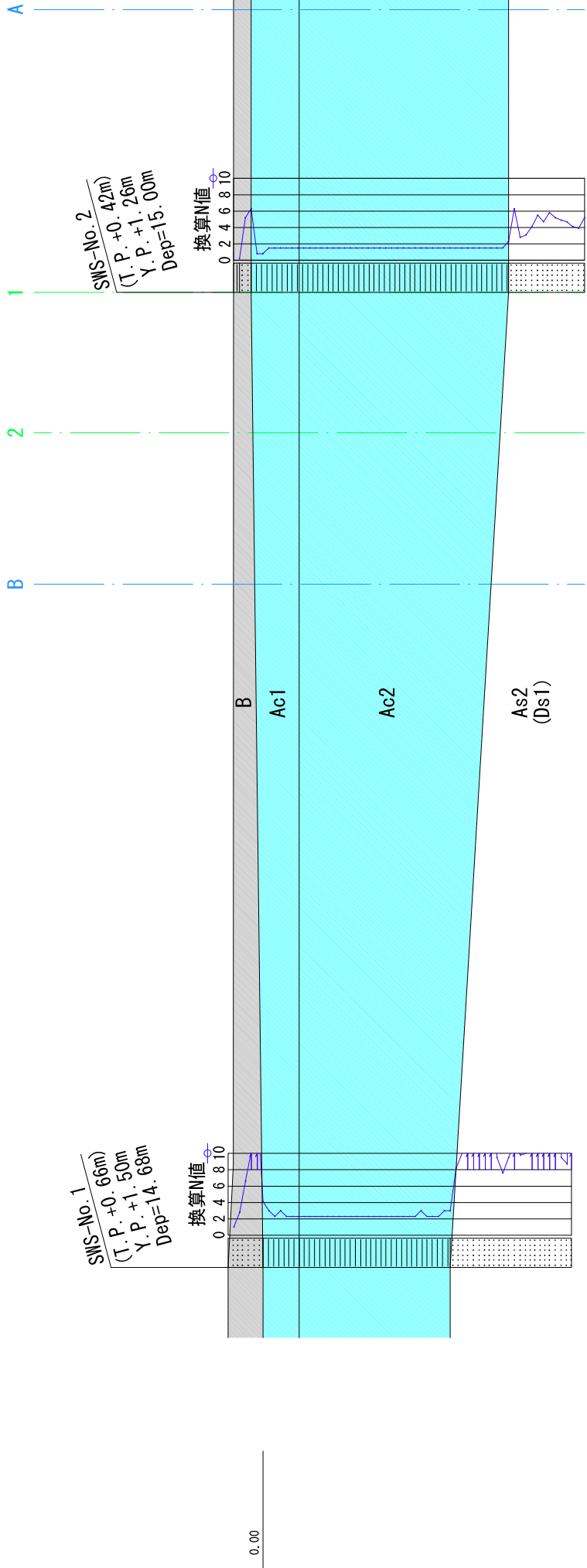


地 層 凡 例	
地 層 名	地層記号
盛 土 層	B
沖 積 層	粘性土 Ac1~Ac3
	砂質土 As1~As3
洪 積 層	粘性土 Dc1~Dc3
	砂質土 Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N₃₀≥30)

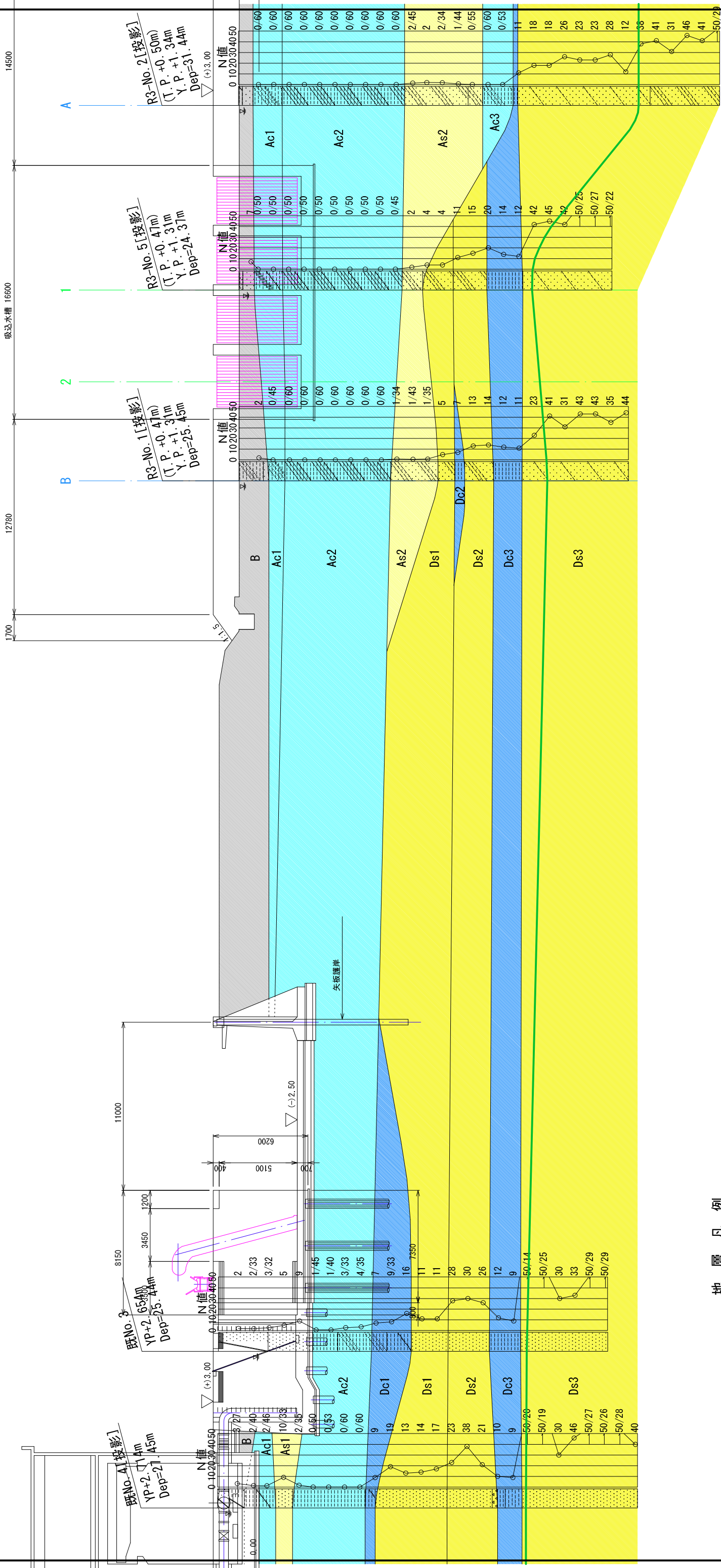
図面名	地 質 想 定 断 面 図	
縮 尺	(A3) S=1:250	図面番号 図5-1-4

C - C



地 層 凡 例	
地 層 名	地層記号
盛 土 層	B
冲 積 層	粘性土 Ac1 ~ Ac3
	砂 質 土 As1 ~ As3
洪 積 層	粘性土 Dc1 ~ Dc3
	砂 質 土 Ds1 ~ Ds3

図面名	地 質 想 定 断 面 図		
縮 尺	(A3) S=1:250	図面番号	図5-1-5

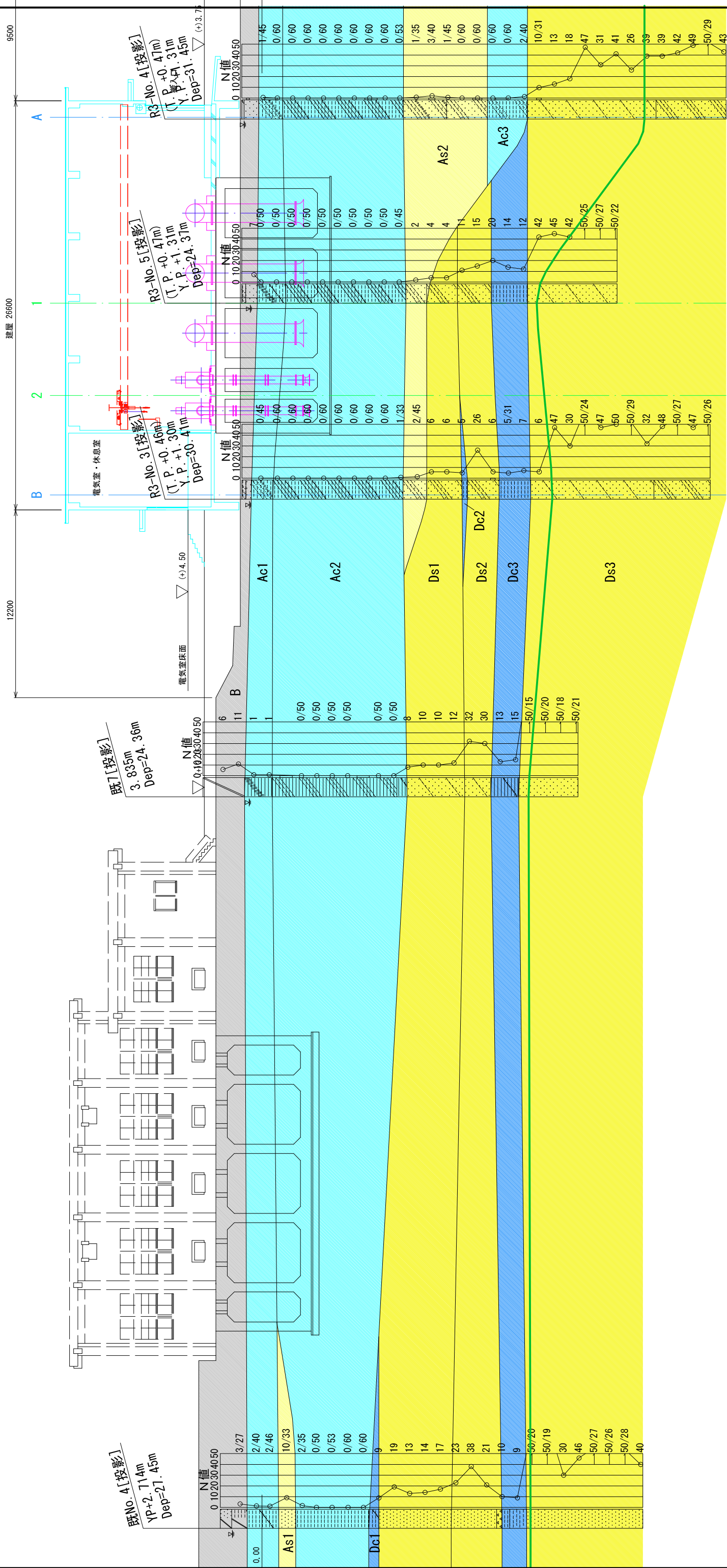


地 層 凡 例

地 層 名		地層記号
盛 土 層	粘性土	B
	冲積層	Ac1~Ac3
	砂質土	As1~As3
洪 積 層	粘性土	Dc1~Dc3
	砂質土	Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N ≥ 30)

図面名	地 質 想 定 断 面 図	
縮 尺	(A3) S=1:250	図面番号 図5-1-6



地層凡例

地層名		地層記号
盛土層	粘性土	B
	砂質土	As1~As3
沖積層	粘性土	Dc1~Dc3
	砂質土	Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N≥30)

図面名 地質想定断面図

縮尺 (A3)S=1:250 図面番号 図5-1-7

§5 まとめと考察

5-1 調査結果のまとめ

ここでは、新設する「手賀第二排水機場」周辺の地形地質及び今回の地質調査結果についてまとめる。

1. 地形について

調査地は、東京から約 20km の距離に位置する千葉県北西部の柏市千間橋地内、手賀沼の東側(手賀川の左岸)の現手賀第二排水機場南東側の圃場である。手賀沼は、もともと「つ」の形をした大きな沼であったが、干拓によって面積が 2,969ha→約 650ha と約 8 割の水域が減少し、北と南に分離された形になっている。この事業により、干拓された地域には水田が開かれ、大津川から沼周辺にかけて広大な農地が広がっている。

今回の調査地周辺は、標高 10～25m を呈する下総台地(北総台地)と、周辺の河川によって台地を削り込んでつくられた谷津と呼ばれる谷地形で標高 5m 未満の低地からなる。この台地と低地の間には、10 数 m の崖状斜面が形成されている。手賀沼は、約 2 万年前に海面が著しく低下していた際に形成された下総台地の侵食谷が縄文海進時には、溺れ谷となり古鬼怒湾と呼ばれた海の一部であった。

今回は、新設する「手賀第二排水機場」の計画地で 5 箇所のボーリング調査と 2 箇所のスウェーデン式サウンディング試験を実施した。



写真 5-1-1 (Google Earth より)

2. 活断層について

調査地付近の地質構造は文献によると、調査地周辺で活断層は確認されていない。南側の習志野市や千葉市付近には、活動度 II (活断層であると推定されるもの) である「1: 東京湾北縁」が記載されている。

次に、政府・地震調査研究推進本部で調査研究されている「相模トラフ」について以下に述べる。

◆相模トラフ[政府・地震調査研究推進本部 HP より引用]

https://www.jishin.go.jp/regional_seismicity/rs_kaiko/k_sagami/

相模湾から房総半島南東沖にかけての相模トラフ沿いの地域及び南関東地域の直下では、これらの領域を震源域とする被害地震が繰り返し発生しています。

相模トラフは、日本列島が位置する陸のプレートの下に、南方からフィリピン海プレートが沈み込んでいる場所です。プレート境界が固着していることにより、沈み込みに伴って、両プレートの間にはひずみが蓄積されています。過去にはこのひずみを解放する大地震が発生しており、近年では大正関東地震(1923 年)がこれにあたります。

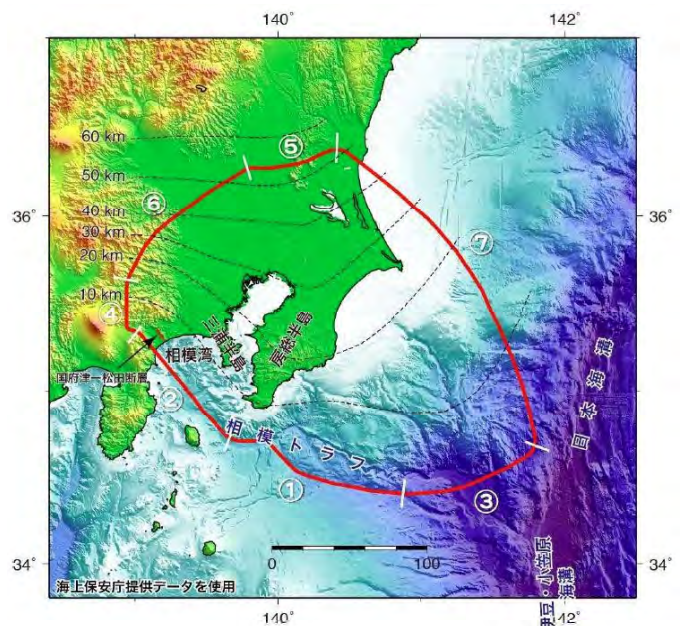
また、南関東地域直下では、南側から沈み込むフィリピン海プレートの下に、東側の日本海溝から太平洋プレートが沈み込んでおり、非常に複雑な地下構造を呈しています。この付近では、これまでに M7 程度の地震が多く発生していることが知られており、近年では千葉県東方沖地震(1987 年)がこの例にあたります。

【相模トラフ沿いの M8 クラスの地震】

地震の規模 : M8 クラス (M7.9~M8.6)
 地震発生確率 : 30 年以内に、ほぼ 0%~6%
 平均発生間隔 : 180 年~590 年
 最新発生時期 : 1923 年大正関東地震

【プレートの沈み込みに伴う M7 程度の地震】

地震の規模 : M7 程度 (M6.7~M7.3)
 地震発生確率 : 30 年以内に、70%程度

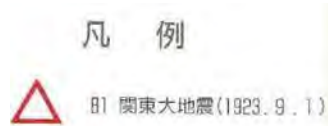


参考図 5-1-1 相模トラフ対象領域図

3. 液状化履歴について

過去の液状化履歴を調べると、文献では調査地付近に「関東大震災：1923」時に液状化の履歴が確認されている。

- ・ 158. 千葉県大森町木下
- ・ 291. 茨城県取手町
駐車場西側の宅地・道路
- ・ 292. 茨城県取手町小学校



参考図 5-1-2

液状化履歴図(日本の地盤液状化履歴図：東海大学出版会, 1996 年)



2011 年に起こった東日本大震災による千葉県での液状化被害をまとめた図を参考図 5-1-3 に示す。

利根川や手賀沼周辺に、いくつかの液状化発生地点が確認されている。

◆同様の地形や地質であるため、液状化履歴からみると大規模な地震時には、調査地点は液状化の発生する可能性が考えられる。



参考図 5-1-3 千葉県内での液状化－流動化の分布図

(平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による液状化－流動化現象と詳細分布調査結果：千葉県環境研究センター, 2014 年)

4. 地質について

調査地の地層構成は、表層から盛土(砂質土主体), 沖積層(粘性土, 砂質土)から洪積層(粘性土, 砂質土)へと続く成層状況である。次頁に、今回実施したボーリング調査に基づいて地層概要一覧表に示す。

◆利用した既往ボーリング調査

- ・「平成元年, 千葉県柏土地改良事務所:株式会社日さく」7
- ・「平成 6 年度県営湛水防除事業手賀沼地区地質調査業務(委託番号第 3 号): 対馬基礎開発株式会社」No. 3, No. 4

表 5-1-1 地層概要一覧表

地質年代	地層名		地層記号	地質名	層厚 (m)	N 値	概 要	
新 生 代 第 四 紀	現世	盛土層	粘砂質土	B	砂混り粘土 砂質粘土 砂質シルト 砂	0.60～ 1.95	2～7	上部15～50cm粘性土からなる耕土。砂分を含む。 盛土層は、砂質土が主体。細砂, 細～中砂主体。少量の貝殻片が混入。
	完 新 世	沖積層	粘性土	Ac1	有機物混り砂質粘土 有機物混り砂混り粘土	1.05～ 2.85	0～ 1/45 (0.7)	細砂を含む。全体に有機物が混入。 少量の貝殻片が混入。
			粘性土	Ac2	砂混り粘土質シルト	6.90～ 8.45	0	細砂を含む。全体に貝殻片が混入。 少量の有機物が混入。下部付近、細砂を多く含む。No. 4地点、 φ2～20mmの礫が点在。
			砂質土	As2	シルト質砂 礫混りシルト質砂	1.35～ 5.45	0～ 3/40 (2.3)	細～中砂主体。粗砂を含み、φ2～10mmの礫が点在。所々に、 少量の貝殻片や有機物が混入。
			粘性土	Ac3	砂質シルト	2.00～ 2.60	0～ 2/40 (1.5)	No. 2, No. 4地点で確認される。 細砂を含む。少量の有機物が混入。No. 2地点、下部付近φ10mm の礫が点在。No. 4地点、GL-15.6m付近、木片や有機物が多く 混入。
	完 新 世	洪積層	砂質土	Ds1	シルト質砂	1.10～ 2.30	4～6	No. 1, No. 3, No. 5地点で確認される。 細～中砂主体。粗砂を含み、φ2～30mmの礫が点在。所々に、 少量の貝殻片や有機物が混入。
			粘性土	Dc2	シルト	0.35～ 0.65	2/11 (5.5) ～7	No. 1, No. 3地点で確認される。 半固結状のシルト。
			砂質土	Ds2	シルト質砂	1.90～ 2.20	6～26	No. 1, No. 3, No. 5地点で確認される。 細砂主体。シルト分を挟んだり、多く含む。少量の貝殻片や 有機物が混入。
			粘性土	Dc3	シルト	0.30～ 2.35	5/31 (4.8)～ 14/20 (21.0)	No. 1, No. 2, No. 3, No. 5地点で確認される。 半固結状のシルト。No. 1地点、φ2～5mmの軽石を挟む。
			砂質土	Ds3	シルト質砂 シルト混り砂	5.82以上 ～ 13.19以上	6～ 50以上	細砂, 細～中砂, 細～粗砂主体。φ2～40mmの礫が点在。所々に、 少量の貝殻片や有機物が混入。部分的に細砂やシルト分 を多く含む。

5. 地下水について

①第1帯水層(自由水位) …… 盛土層(B)

- ・ GL-0.15～-0.55m(Y. P. +1.16～+0.76m)の浅い深度にて帯水している。

②第2帯水層(被圧水位) …… 沖積砂質土層2(As2) [R3-No.4 地点で]

- ・ R3-No.4 地点の沖積砂質土層2(As2)にて、GL+0.35m(Y. P. +1.66m)まで上昇する被圧水位が確認されている。
- ・ 沖積砂質土層2(As2)は、沖積粘性土層1(Ac1)と沖積粘性土層2(Ac2)の厚い粘性土層の下位に各地点で連続して分布しているため、As2層は調査地の範囲では高い被圧水位を形成していると考えられる。

5. 地下水について

今回の調査では、2 層の帯水層が確認されている。

①第 1 帯水層(自由水位) …… 盛土層(B)

- ・ GL-0.15~-0.55m(Y. P. +1.16~+0.76m)の浅い深度にて帯水している。

②第 2 帯水層(被圧水位) …… 沖積砂質土層 2(As2) [R3-No. 4 地点で]

- ・ R3-No. 4 地点の沖積砂質土層 2(As2)にて、GL+0.35m(Y. P. +1.66m)まで上昇する被圧水位が確認されている。
- ・ 沖積砂質土層 2(As2)は、沖積粘性土層 1(Ac1)と沖積粘性土層 2(Ac2)の厚い粘性土層の下位に各地点で連続して分布しているため、As2 層は調査地の範囲では高い被圧水位を形成していると考えられる。

6. 室内土質試験結果について

今回、沖積粘性土層 (Ac1, Ac2, Ac3) において 3 試料のサンプリングを実施した。ここでは、粘性土の乱さない試料について、室内土質試験結果に対して考察を述べる。

①採取深度と含水比、液性指数について

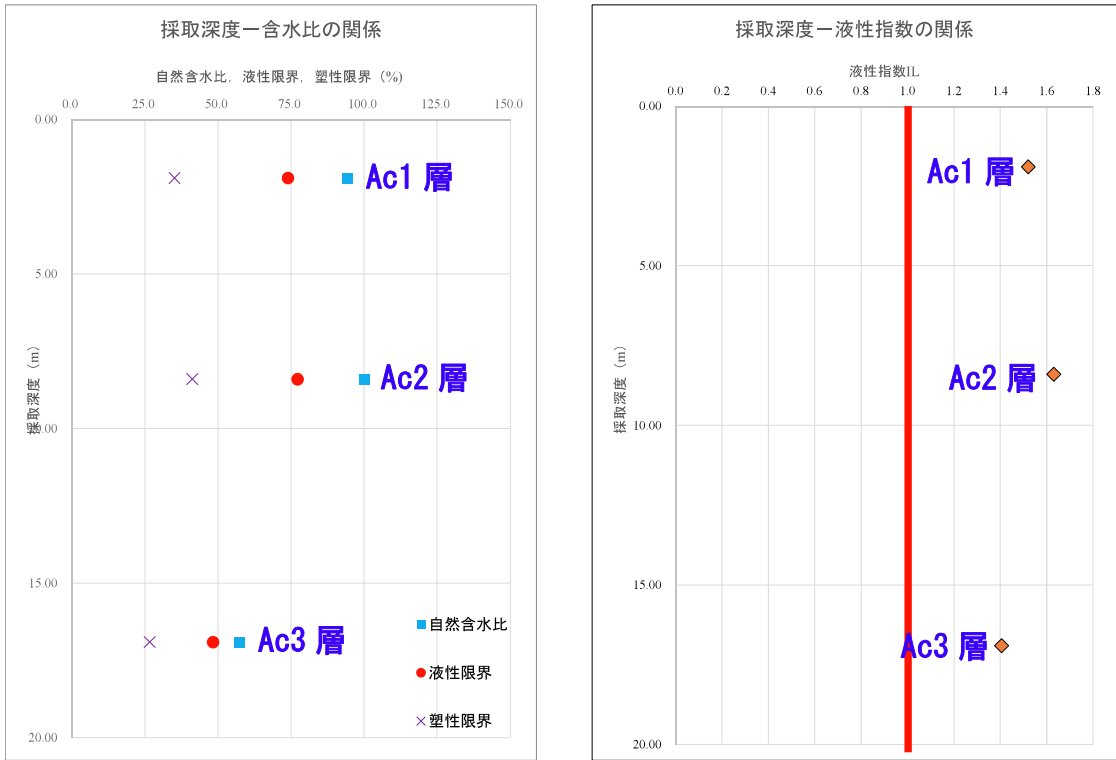


図 5-1-8 採取深度と含水比, 液性指数の関係図

自然含水比と液性限界の関係をみると、Ac1 層と Ac2 層はほぼ同じ値を示し、粘性が強く液性限界が高い値となる。自然含水比は、 $W_n=94.1 \sim 99.9 (\%)$ と沖積粘性土の一般値より高い値を示している。Ac3 層の自然含水比は、 $W_n=57.1 (\%)$ と沖積粘性土の一般値を示している。

液性指数をみると、Ac1 層, Ac2 層, Ac3 層は $IL=1.0$ 以上と軟弱な粘性土の指標を示す。これは、各粘性土層でシルト分を多く含むためであると考えられる。

表 5-1-2 土質試験の一般値 [地盤工学会, 地盤調査・土質試験結果の解釈と適応例: 1998 年]

土の種類	沖積粘土	洪積粘土	砂質土	関東ローム	泥炭	まさ土	シラス
含水比 $w (\%)$	50 ~ 80	30 ~ 60	10 ~ 30	80 ~ 150	110 ~ 1300	6 ~ 30	15 ~ 30
土粒子密度 $\rho_s (g/cm^3)$	2.5 ~ 2.75	2.5 ~ 2.75	2.6 ~ 2.8	2.7 ~ 2.9	1.4 ~ 2.3	2.6 ~ 2.8	2.3 ~ 2.5
湿潤密度 $\rho_i (g/cm^3)$	1.2 ~ 1.8	1.6 ~ 2.0	1.6 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5	0.8 ~ 1.3	1.5 ~ 2.0	1.2 ~ 1.5

②採取深度と粒度分布について

粒度試験結果によると、Ac1 層と Ac3 層は細粒分が 60 (%)、Ac2 層は細粒分が 90 (%) 以上を占めている。

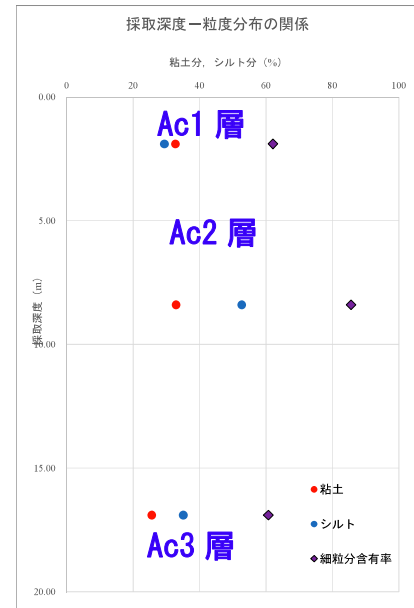


図 5-1-9 採取深度と粒度分布の関係図

③採取深度と一軸圧縮強さ及び圧密降伏応力について

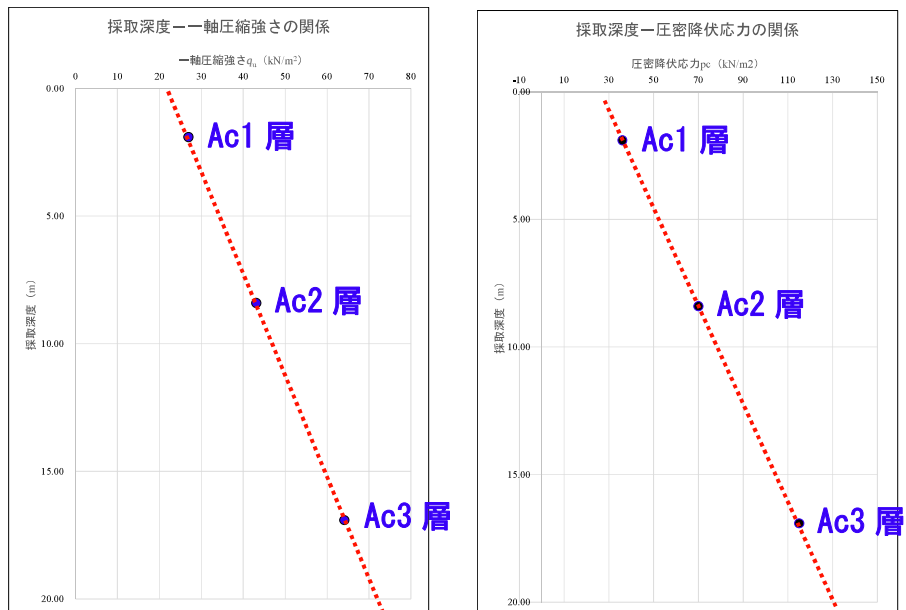


図 5-1-10 採取深度と一軸圧縮強さ及び圧密降伏応力の関係図

一軸圧縮強さの平均値は、 $q_u=26.9\sim64.1$ (kN/m²) の値を示しており、深度方向である下位になるにつれて強度が強くなる傾向がみられる。

圧密降伏応力は、 $p_c=36\sim115$ (kN/m²) の値を示している。深度方向である下位になるにつれて大きくなる傾向がみられる。

④土の圧密試験結果について

圧密試験は、地盤中から採取した飽和粘性土に荷重を上下方向に段階的に加えて圧密をし、その粘性土の圧密性と圧密速度に関する定数を求める試験で乱れの少ない粘性土の圧密に関する定数を求めるのに適応される。

この試験結果は、建設工事において、飽和した粘性土層の地盤上に構造物や盛土などの荷重が加わった場合の圧密沈下量や圧密沈下時間を推定するのに利用される。

今回の試験結果は表 5-1-3 に示すとおりである。

表 5-1-3 土の圧密試験結果一覧表

調査地点	地層名	地層記号	採取深度 (GL-m)	推定有効土被圧 P_0 (kN/m ²)	圧密降伏応力 P_c		圧密指数 C_c	OCR
					(kN/m ²)	(kgf/cm ²)		
R3-No. 4	沖積粘性土1	Ac1	1.50～2.30	16.67	36	0.36	0.88	2.16
	沖積粘性土2	Ac2	8.00～8.80	50.62	70	0.70	1.07	1.38
	沖積粘性土3	Ac3	16.50～17.30	111.98	115	1.15	0.72	1.03

試験の結果から、沖積粘性土層 1, 2, 3 (Ac1, Ac2, Ac3) は、過圧密土[現在の土被り荷重よりも過去に大きな荷重を受けた土]状態で、比較的安定している粘性土あるといえる。

また、地盤の圧力履歴の程度を判定するインデックスとして、過圧密比 (OCR) がある。

$$OCR = P_c / P_0$$

OCR = 1	: 正規圧密
OCR = 1～2	: 軽い過圧密
OCR = 2～8	: 過圧密
OCR > 8	: 強い過圧密

圧密試験結果によると、下記の状態であると判断される。

- ・ 沖積粘性土層 1 (Ac1) は OCR=2.16 を示し、「過圧密」
- ・ 沖積粘性土層 2 (Ac2) は OCR=1.38 を示し、「軽い過圧密」
- ・ 沖積粘性土層 3 (Ac3) は OCR=1.03 を示し、「軽い過圧密」

5-2 設計定数の提案

今回のボーリング調査結果より推定される地盤定数について述べる。

地層別の地盤定数としては、単位体積重量(γ_t)、粘着力(c)、せん断抵抗角(ϕ)、変形係数(E)を試験値及び各種の推定式、推定表により妥当と思われる値をまとめて表 5-2-1 に示した。一覧表の各値は四捨五入、最後の提案値では切り捨ての値で表している。

原則として、原位置試験・室内土質試験の値を採用する必要があるが、これらが行われていない場合、提案値は目安として取り扱うことが望まれる。

◆盛土層(B)は、粘性土である耕土と砂質土に区分される。砂が主体であるため、砂質土として扱い R3-No. 5 地点の N 値を用いて推定する。

①設計 N 値

設計N値は、実測N値の平均値を採用する。

②単位体積重量（ γ_t ）

今回の調査で湿潤密度試験を実施した地層（Ac1層, Ac2層, Ac3層）は、試験値である ρ_t (g/cm³) より γ_t (kN/m³) [$\gamma_t = \rho_t \times 9.807$] を提案する。また、室内土質試験が行われていない地層は、参考表.1を参考として設定する。

参考表.1 土の湿潤密度(単位体積重量)表
〔社団法人 日本道路協会 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 平成 29 年〕

地盤	土 質	ゆるいもの	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) (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 9 を差し引いた値としてよい。
 (2) 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊などの場合は種類、形状、大きさ及び間隙など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たっては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。
 (4) 地下水位は施工後における平均値を考える。

※参考表.1より推定した土層

- ・ B層 : 19 (kN/m³) 盛土、砂質土
- ・ As2層 : 17 (kN/m³) 自然地盤、砂質土、「ゆるいもの」
- ・ Ds1層 : 17 (kN/m³) 自然地盤、砂質土、「ゆるいもの」
- ・ Dc2層 : 16 (kN/m³) 自然地盤、粘性土、「ゆるいもの」と「密なもの」の中間値
- ・ Ds2層 : 18 (kN/m³) 自然地盤、砂質土、「ゆるいもの」と「密なもの」の中間値
- ・ Dc3層 : 16 (kN/m³) 自然地盤、粘性土、「ゆるいもの」と「密なもの」の中間値
- ・ Ds3層 : 19 (kN/m³) 自然地盤、砂質土、「密なもの」

③粘着力（c）、せん断抵抗角（φ）

今回の調査で一軸圧縮試験を実施した地層（Ac1層, Ac2層, Ac3層）は、試験値である q_u (kN/m²)を用いて、 $c=q_u/2$ (kN/m²)より提案する。また、室内土質試験が行われていない地層は、下記の推定式を参考として設定する。

(1)粘性土

●一軸圧縮試験を実施した土層

- ・ $c=q_u/2$ (kN/m²), $\phi=0$ (°)

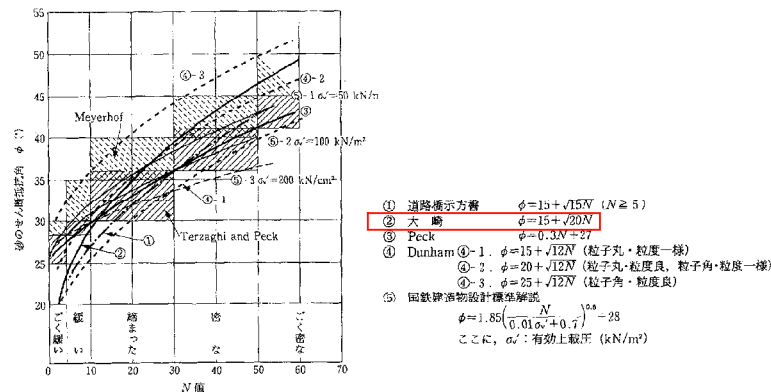
●室内土質試験を実施していない粘性土

「道路土工 擁壁工指針，日本道路協会，4-3 土の設計諸定数 P. 64, 平成 24 年 7 月」に示される以下の式より求める。

- ・ $c=6N\sim 10N$ (kN/m²) 沖積層は $c=6N$ 、洪積層は $c=10N$ を採用する。 $\phi=0$ (°)

(2)砂質土、礫質土

- ・ $c=0$ (kN/m²)
- ・ $\phi=15+\sqrt{20N}$ (大崎の式) より求める。



④変形係数 (E)

孔内水平載荷試験や一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を実施した地層は、試験値から得られた変形係数の値を参考にして提案を行う。その他の地層は、参考表.2(道路橋示方書・同解説 IV下部構造編)に示される「標準貫入試験の N 値より推定する変形係数」式の値を係数 $\alpha=4$ で割って、孔内水平載荷試験と同等の変形係数として示す。

$$\blacklozenge E = E_0/4 = 2,800 \times N/4 (\text{kN/m}^2) = 0.7 \times N (\text{MN/m}^2)$$

参考表.2 変形係数 E_0 と α
((社) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編, 2017 年より引用)

変形係数 E_0 と α	地盤反力係数の推定に用いる係数 α	
	常時	地震時
直径0.3mの剛体円板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又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 $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

※沖積粘性土の変形係数について

沖積粘性土層 2(Ac2)にて、孔内水平載荷試験と一軸圧縮試験から、変形係数の実測値が得られているが、大きな差がみられる。N 値 0 の軟弱な粘性土であるため、ここでは、原位置で実施した孔内水平載荷試験の値である $E=0.1 (\text{MN/m}^2)$ を提案値として採用する。

同様に、沖積粘性土層 1(Ac1)と沖積粘性土層 3(Ac3)も N 値 0 の軟弱な粘性土であるため、Ac2 層の $E=0.1 (\text{MN/m}^2)$ を提案値として採用する。

表 5-2-2 沖積粘性土の変形係数

土層名	孔内水平 載荷試験より $E (\text{MN/m}^2)$	一軸圧縮 試験より $E_0 (\text{MN/m}^2)$	N値より推定 $E_0 (\text{MN/m}^2)$	提案値 $E (\text{MN/m}^2)$
Ac1: 沖積粘性土 1		1.2	0.0	0.1
Ac2: 沖積粘性土 2	0.1	2.7	0.0	0.1
Ac3: 沖積粘性土 3		4.0	0.0	0.1

5-3 液状化地盤の検討(軟弱地盤解析)

5-3-1 地盤の液状化検討について

本節では、手賀第二揚排水機場のボーリング代表箇所として、R3-No. 4 地点において、「土地改良事業設計指針「耐震設計」：平成 27 年 5 月」(以下、耐震設計という)と「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編：平成 14 年版(一部、平成 24 年度版)」(以下、道示 V という)に基づき地盤の液状化についての検討を行う。

これらの指針において液状化の判定で想定する地震動に関しては、概略以下のようにポイントを整理できる。

- ・耐震設計においては、供用期間中に発生する確率が高い地震動「レベル1地震動」と発生する確率は低い、大きな強度をもつ地震動「レベル2地震動」の2段階のレベルの設計地震動を考慮する。
- ・レベル1地震動としては生じる可能性の比較的高い中程度の強度の地震動を想定する。
- ・レベル2地震動としてはプレート境界型の大規模な地震を想定した「タイプI」の地震動及び内陸直下型地震を想定した「タイプII」の地震動の2種類を考慮する。
- ・平成24年3月の道示改訂により、レベル1地震動も液状化計算の対象となった。
- ・液状化が生じると判定された土層は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率FLの値に応じて耐震設計上土質定数を低減させる。

以下には、上記ポイントを踏まえた上で液状化地盤の検討に必要な諸条件を設定する。

5-3-2 液状化検討のための条件設定

1. 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別算出に用いる耐震設計上の基盤面については、耐震設計及び道示Vの「地盤種別」の記載に基づくと、粘性土層ではN値25以上、砂質土層ではN値50以上の土層の上面、またはS波速度が300(m/s)以上の土層の上面とされている。

耐震設計及び道示Vでは、耐震設計上の地盤種別を三種類(I種, II種, III種)に分類している。地盤種別は原則として次頁に示す参考式により算出する地盤の特性値 T_0 を基に区別するが、概略の目安として以下のように考えてよいとされている。

I 種地盤：良好な洪積地盤及び岩盤

II 種地盤：I 種地盤及びIII種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤

III 種地盤：沖積地盤のうち軟弱地盤

今回、ボーリングR3-No. 4地点において、次頁に示す参考式により地盤の特性値 T_G を算出した結果、調査地においては耐震設計上の基盤面と判断できる N 値50以上の地盤が地下深部にしか分布していないことから、耐震設計上の地盤種別は「III種地盤」と扱う。

(参考式) 地盤の特性値 T_G の算出

(土地改良事業設計指針「耐震設計」, H27. 5月, P. 65)

耐震設計上の地盤種別は、原則として次式で算出される地盤の特性値 T_G をもとに、表-4. 2. 3 により区分するものとする。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \quad \dots\dots\dots (4. 2. 1)$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値(s)

H_i : i 番目の地層の厚さ (m)

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

i : 当該地盤が地表面から基盤面まで n 層に区分されるとき、地表面から i 番目の地層の番号。基盤面とは、粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土層の場合は N 値が 50 以上の地層の上面、若しくは平均せん断弾性波速度 $V_{si}=300\text{m/s}$ 程度以上の地層の上面をいう。

ただし、実測値がない場合は(1)、(2)に示す式により求めてもよい。

表-4. 2. 3 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 T_G (s)
I種	$T_G < 0. 2$
II種	$0. 2 \leq T_G < 0. 6$
III種	$0. 6 \leq T_G$

(1) 地上構造物の場合(橋梁、頭首工、擁壁、開水路、ファームポンド(PC、RC)、ポンプ場(吸込、吐出し水槽)、杭基礎)

$$\text{粘性土層の場合 } V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \quad \dots\dots\dots (4. 2. 2)$$

$$\text{砂質土層の場合 } V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \quad \dots\dots\dots (4. 2. 3)$$

ここに、 N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

(地盤の特性値 T_G の算出結果は次頁以降を参照。)

2. 地震動レベル及び地震動タイプ

本検討では、対象の構造物を「ポンプ場」と想定し、レベル1地震動とレベル2地震動（タイプⅠ＋タイプⅡ）の各条件にて地盤の液状化の判定を行う。

3. 設計水平震度

道示Ⅴ及び耐震設計での液状化の判定に際して用いる水平震度は、地盤面における水平震度を用いるものとされ、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、設計水平震度の標準値 k_{hgl0} を用いて、以下の式により算出した値とされている。

$$k_{hgl} = C_z \cdot k_{hgl0}$$

ここに、 k_{hgl} :液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度

k_{hgl0} :液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値

C_z : レベル1～レベル2地震動に対応した地域別補正係数(C_z, C_{Iz}, C_{IIz})

レベル1地震動の地域別補正係数 C_z 、レベル2地震動(タイプⅠ)の地域別補正係数 C_{Iz} 、

レベル2地震動(タイプⅡ)の地域別補正係数 C_{IIz}

耐震設計に示されている各構造物の液状化検討方法によると、以下のような液状化判定に用いる設計水平震度が示されており、Ⅲ種に対しては設計水平震度の標準値 k_{hgl0} を、レベル1の場合0.18、レベル2タイプⅠの場合0.40、レベル2タイプⅡの場合0.60として判定に用いる。

(参考表) 各構造物の液状化検討方法(抜粋)

(土地改良事業設計指針「耐震設計」, H27.5月, P. 65)

①農道橋(小規模農道橋)、④擁壁、⑤開水路 ⑥ファームポンド、⑨暗渠(ボックスカルバート) ⑪ポンプ場(吸込、吐出し水槽)			
① 液状化判定に用いる設計水平震度 k_{hg}			
地盤種別	レベル1	レベル2	
		タイプⅠ	タイプⅡ
Ⅰ種地盤	0.12	0.30	0.80
Ⅱ種地盤	0.15	0.35	0.70
Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

② F_L 値により低減した土質定数(表-4.2.12)を用いて耐震設計を行う。低減させる土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度。

なお、千葉県の地域別補正係数は、耐震設計, P. 63～64より以下のように評価される。

地域別補正係数(C_z, C_{Iz}, C_{IIz}) 地域区分A2:補正係数 $C_z, C_{Iz}, C_{IIz} = 1.00, 1.00, 1.00$

従って、調査地においてレベル1地震動での液状化判定に用いる設計水平震度をまとめると次頁のようになる。

表5-3-1 液状化判定に用いる設計水平震度

レベル など 地盤種別	標準値 : k_{hgL0}			地域別補正係数		
	レベル1 地震動	レベル2地震動		(地域区分)	千葉県 A	
		タイプI	タイプII	レベル1 地震動 C_z	レベル2地震動 タイプI C_{Iz}	タイプII C_{IIz}
I種	0.12	0.30	0.80			
II種	0.15	0.35	0.70			
III種	0.18	0.40	0.60	1.00	1.00	1.00

レベル など 地盤種別	液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度 : k_{hgL}					
	レベル1 地震動	レベル2地震動				
		タイプI		タイプII		
I種	0.12	(118 gal)	0.30	(294 gal)	0.80	(784 gal)
II種	0.15	(147 gal)	0.35	(343 gal)	0.70	(686 gal)
III種	0.18	(176 gal)	0.40	(392 gal)	0.60	(588 gal)

「gal」は設計水平震度に重力加速度(980)を乗じた値
 III種地盤 のため
 レベル1の液状化検討では $K_{hg} = 176 \text{ gal}$
 レベル2-タイプIの液状化検討では $K_{hg} = 392 \text{ gal}$
 レベル2-タイプIIの液状化検討では $K_{hg} = 588 \text{ gal}$ を用いる

4. 地盤・土質定数

液状化判定に用いる土質定数・条件は、N値・単位体積重量(γ)・平均粒径(D_{50})・細粒分含有率(F_c)・塑性指数(IP)・地下水位などであり、このうち γ 、 D_{50} 、 F_c 、IPの把握には室内土質試験値が必要となる。

よって、今回調査において室内土質試験を実施している地層については、その値を用いて検討を行う。

なお、R3-No. 4では、盛土層(B) [砂質土]のN値が存在しないため、R3-No. 5地点のN値=7を用いる。

5. 液状化判定の必要性

耐震設計及び道示Vでは、以下の3つの条件すべてに該当する沖積層の砂質土層については、液状化が生じる可能性があるため、液状化の判定を行わなければならないと定めている。

- 1) 地下水位が現地盤から10m以内にあり、かつ、現地盤面から20m以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 (Fc) が35%以下の土層、又は、Fcが35%を越えても塑性指数Ipが15以下の土層
- 3) 平均粒径 (D₅₀) が10mm以下で、かつ、10%粒径 (D₁₀) が1mm以下である土層

耐震設計及び道示Vでは上記のような土層について液状化に対する抵抗率:FLを求め、この値が1.0以下の土層については液状化するとみなすことを規定している。

今回の試験結果に基づく検討では、粘性土区間では液状化検討対象とならず、逆に砂質土区間は液状化検討対象となる傾向を示している。

6. 液状化指数:PLによる判定

液状化に対する抵抗率:FLにより、ある深さにおける土層の液状化に対する安全性は評価されるが、仮にFLにより液状化すると判定された層が存在してもその深さ位置、層厚、不透水層の有無等によって、その地点での液状化の程度や基礎構造物に及ぼす影響の程度は異なると考えられる。

これらの影響を総合的に評価しようとの試みの一つが、液状化指数:PLである。

PL (Potential of Liquefaction) とは、次式に示すように土層毎に求められたFLに重み関数W(z)を乗じ、深さ方向に積分したものである。

$$PL = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz \quad , \quad F \begin{cases} = 1 - FL & (FL < 1.0) \\ = 0 & (FL \geq 1.0) \end{cases} \quad \cdots (1)$$

ここでは、地表面付近は過剰間隙水圧の下方からの浸透によってより液状化しやすいことや基礎構造物に与える液状化の影響の程度も大きいことなどを考慮して、重み関数W(z)を次式で定義した。

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad \cdots (2)$$

(2)式より地表面(z = 0)から地下20mまでの全深度でFL が完全に0の場合にはPL =100となり、逆にこの範囲でFL ≥ 1.0の場合にはPL = 0となる。

したがって、一般にPL は0と100の間の数値をとることになる。

また、既往の地震において液状化地点(64箇所)、非液状化地点(23箇所)に対してPLの算出を行い、実際現象との対比を行った結果より、液状化危険度に対して以下のような判定基準が提案さ

れている。

(参考表) 液状化危険度区分

液状化指数 の区分	危険度の評価	危険度 ランク
$15 < PL$	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。	I
$5 < PL \leq 15$	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。液状化対策が一般に必要。	II
$0 < PL \leq 5$	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。	III
$PL=0$	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。	-

<引用文献:土と基礎, 1983, Vol. 31 No. 4 Ser. 304 P. 39~42>

以上の方法で、R3-No. 4地点において液状化計算を行うと共に、液状化指数:PLによる液状化危険度の評価を与えた。

ただし、PLによる評価はあくまで1mに1回程度の液状化計算結果を基に、深さ方向に積分して求めるものであり、各土層の平均的なFL評価と比較すると過大な評価となる(危険度が大きく判定される)ことがあるため、あくまで地盤の液状化に関する指標の一つとして扱うものとする。

5-3-3 液状化検討結果

前述した条件設定により液状化検討を行った結果を、表5-3-2に示し、詳細な液状化の計算書は巻末の液状化検討資料に添付する。

なお解析ソフトの計算条件上、レベル1地震動における計算ではH24基準しか選択できないため結果表示上「H24」となっているところがあるが、計算式は平成14年基準と同等である。

道示Vによると、液状化に対する抵抗率(F_L)、動的せん断強度比(R)、土層の深度(x)の3条件によって土質定数の低減係数(DE)を下表のように定めている。

(参考表) 土質定数の低減係数 DE (道示V, P. 142より引用)

F_L の範囲	現地面からの深度 x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

液状化抵抗率 F_L が1.0以下となった地層については、上記表に基づいて土質定数(地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度が対象)を低減する必要がある。

液状化検討結果より、以下のことが示される。

レベル1地震動の想定下においては、地下水以深の盛土層(B)及び沖積砂質土層2(As2)で $F_L < 1.0$ の値を示す計算箇所が存在する。

PL値による評価では、 $PL=9.14$ で「危険ランクII」に相当し、液状化危険度が高いと評価される。低減係数については、一部の土層で1/3～2/3とすべき箇所となる。

レベル2地震動の想定下においては、同様に地下水以深の盛土層(B)及び沖積砂質土層2(As2)で $F_L < 1.0$ の値を示す計算箇所が存在する。

PL値による評価では $PL=15.40 \sim 15.76$ で「危険ランクI」に相当し、液状化危険度は極めて高いと評価され、タイプI I (内陸直下型地震)のほうがやや安全率が低い傾向がみられた。低減係数については、一部の土層で1/3～2/3とすべき箇所となる。

設計段階においては、想定する耐震設計レベルに応じて、これらの土質定数の低減の必要性について配慮しながら設計検討を行う必要がある。

表5-3-2 液状化判定結果一覧表

地点	地層	深度 (GL-m)	N値	Fc (%)	Ip	レベル1			レベル2 タイプ I			レベル2 タイプ II			
						R	FL	DE	R	FL	DE	R	FL	DE	
R3-No. 4 水位 GL-0.15m	B	0.80	7	3.8	0.0	0.262	0.869	2/3	0.262	0.391	1/3	0.402	0.400	2/3	
	Ac1	1.38	0.7	62.1	38.8										
		2.30	0												
	Ac2	3.30	0	85.6	36.0										
		4.30	0												
		5.30	0												
		6.30	0												
		7.30	0												
		8.30	0												
		9.30	0												
		10.27	0												
	As2	11.33	0.9	22.9	0.0	0.098	0.249	1/3	0.098	0.112	1/3	0.098	0.075	1/3	
		12.35	2.3			0.137	0.359	2/3	0.137	0.161	1/3	0.153	0.121	1/3	
		13.38	0.7	36.8	28.7										
		14.30	0												
		15.30	0												
	Ac3	16.30	0	60.7	21.7										
		17.30	0												
		18.35	1.5												
	Ds3	19.31	9.7	11.2	0.0				洪積層						
		20.30	13						20m以深						
液状化指数 PL						9.14			15.40			15.76			

5-4 設計・施工上の留意点

今回の調査地において手賀第二揚排水機場が計画されており、各ボーリング地点で支持地盤の分布と設計や施工に対する留意点について述べる。

1. 基礎形式の選定目安

ここでは、一般に用いられている基礎形式の選定目安について述べる。基礎形式の選定については表 5-4-1「各基礎構造形式別の一般的な施工深さ」及び表 5-4-3「基礎形式選定表」により行う。

構造物の基礎として、『社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 平成 29 年』によると「良質な支持層の目安 粘性土:N 値 20 程度以上, 砂層, 砂れき層:N 値 30 程度以上」と記載されている。また、同じことであるが、表 5-4-2 に支持層の目安についての表を示す。

今回は、支持層の確認として、N 値 30 以上(砂質土の場合)の堅固な地層を確認することを目的に調査を実施した。

表 5-4-1 各基礎構造形式別の一般的な施工深さ

工 種 \ 深 度	施 工 深 さ (m)									
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
直 接 基 礎	=====									
R C 杭	=====									
P C 杭	=====									
鋼 杭		=====								
ベ ノ ト 杭	=====	=====								
リ バ ース 杭		=====								
深 礎	=====	=====								
オープンケーソン	=====	=====								
ニューマチックケーソン		=====								
鋼管矢板基礎		=====								

[「設計要領 第二集 橋梁建設編」(H21. 7: 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社)]

表 5-4-2 支持層と N 値

支持層	良質な層	堅固な層
層相の分類		
砂 質 土	$30 \leq N < 50$	$50 \leq N$
粘 性 土	$20 \leq N < 30$	$30 \leq N$

[「設計要領 第二集 橋梁建設編」(H21. 7: 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社)]

表5-4-3 基礎形式選定表

基礎形式 選定条件			直 接 基 礎	打込み杭基礎			中掘り杭基礎			鋼管 ソール セメント 杭基礎	プレ ボー リング 杭基礎	場所打ち杭基礎				ケーソン 基礎		鋼 管 矢 板 基 礎	地 中 連 続 壁 基 礎				
				R P H C 杭 ・ S C 杭	鋼 管 杭 打 撃 工 法	鋼 管 杭 打 撃 工 法	最 終 打 撃 方 式	噴 出 攪 拌 方 式	打 込 機 方 式			最 終 打 撃 方 式	噴 出 攪 拌 方 式	打 込 機 方 式	深	ニ ュ ー マ チ ッ ク	オ ー マ チ ン						
地 盤 条 件	支持層までの状態	中間層に極軟弱層がある	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	○	○	○	○			
		中間層に極硬い層がある	○	×	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	△	△	○			
		れき径 50mm以下	○	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
		れき径 50～100mm	○	×	△	△	○	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	△	△	○			
		れき径 100～500mm	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	×	△			
		液状化する地盤がある	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	支持層の深度	5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×			
		5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△			
		15～25m	×	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
		25～40m	×	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○			
		40～60m	×	×	△	○	△	△	△	○	○	○	○	○	△	×	△	○	○	○			
		60m以上	×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	×	△	△	×	△	△	△			
	支持層の土質	粘性土 (20 ≤ N)	○	○	○	○	○	×	△	○	×	△	△	△	×	○	○	○	○	○			
		砂・砂れき (30 ≤ N)	○	○	○	○	○	○	×	○	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○			
		傾斜が大きい(30度程度以上)	○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	△	△	△	○	○	△	△	△			
		支持層面の凹凸が激しい	○	△	△	○	○	△	△	△	○	△	△	△	○	○	○	△	△	○			
構 造 物 の 特 性	地下水の状態	地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	○	○	○			
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	○	○	○	△			
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×	×	×			
		地下水流速 3m/min以上	×	○	○	○	○	×	×	○	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×			
	荷重規模	鉛直荷重が小さい(支間20m以下)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	△	×			
		鉛直荷重が普通(支間20m～50m)	○	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
		鉛直荷重が大きい(支間50m以上)	○	×	△	○	○	△	△	△	○	○	○	○	△	○	○	○	○	○			
		鉛直荷重に比べ水平荷重が小さい	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△			
		鉛直荷重に比べ水平荷重が大きい	○	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
	支持形式	支持杭	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○			
		摩擦杭	△	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△			
施 工 条 件	水上施工	水深 5m 未満	○	○	○	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	○	△	×			
		水深 5m 以上	×	△	△	○	○	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	△	△	○			
	作業空間が狭い	斜杭の施工	△	○	○	○	×	×	×	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×			
		有毒ガスの影響	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	○	○	○			
	周辺環境	振動騒音対策	○	×	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	△	○	○	△	○			
		隣接構造物に対する影響	○	×	×	△	△	○	○	△	○	○	○	○	○	△	△	△	△	○			

○：適合性が高い △：適合性がある ×：適合性が低い

〔社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, IV, 2002 年〕

2. 設計・施工上の問題点について

今回、N 値 30 以上を示す支持層として洪積砂質土層 3 (Ds3) が挙げられ、支持層深度を表 5-4-4 に示す。

また、調査地において 3D 地盤モデル図を作成し、図 5-4-1 に示す。東方向に、「沖積層、洪積層境界面」及び「支持層分布深度(N 値 30 以上想定面)」が深くなって分布していることがわかる。

基礎形式及び設計・施工上の問題点については、まとめ図 5-4-2 に示す。

表 5-4-4 支持層深度一覧表

調査地点	標高 (Y. P.)	支持層地層名	支持層地層記号	支持層深度 (GL-m)	支持層標高 (Y. P.)	備考
R3-No. 1	1. 31	洪積砂質土層3	Ds3	20. 15	-18. 84	N値30以上
R3-No. 2	1. 34	洪積砂質土層3	Ds3	26. 15	-24. 81	N値30以上
R3-No. 3	1. 30	洪積砂質土層3	Ds3	20. 15	-18. 85	N値30以上
R3-No. 4	1. 31	洪積砂質土層3	Ds3	26. 15	-24. 84	N値30以上
R3-No. 5	1. 31	洪積砂質土層3	Ds3	19. 15	-17. 84	N値30以上

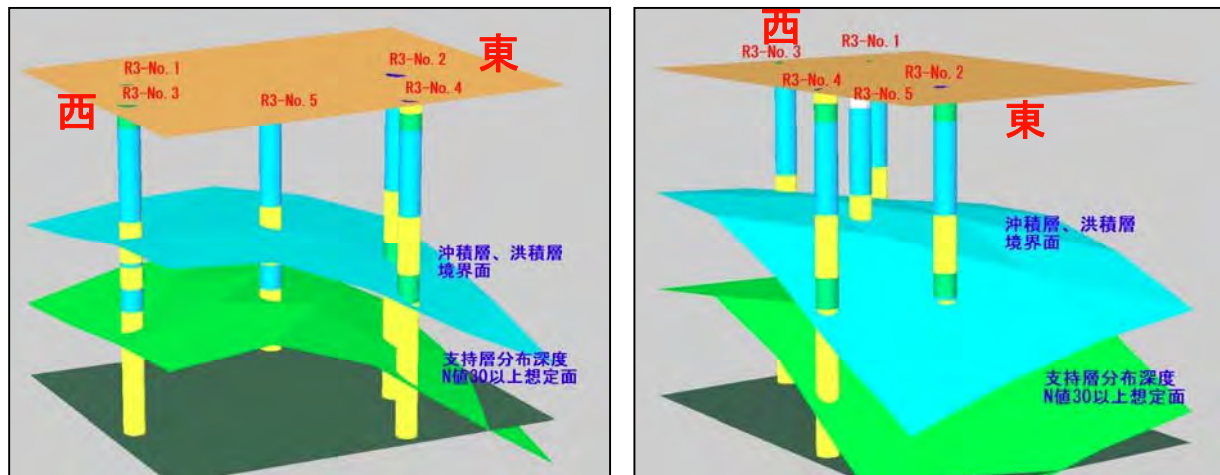
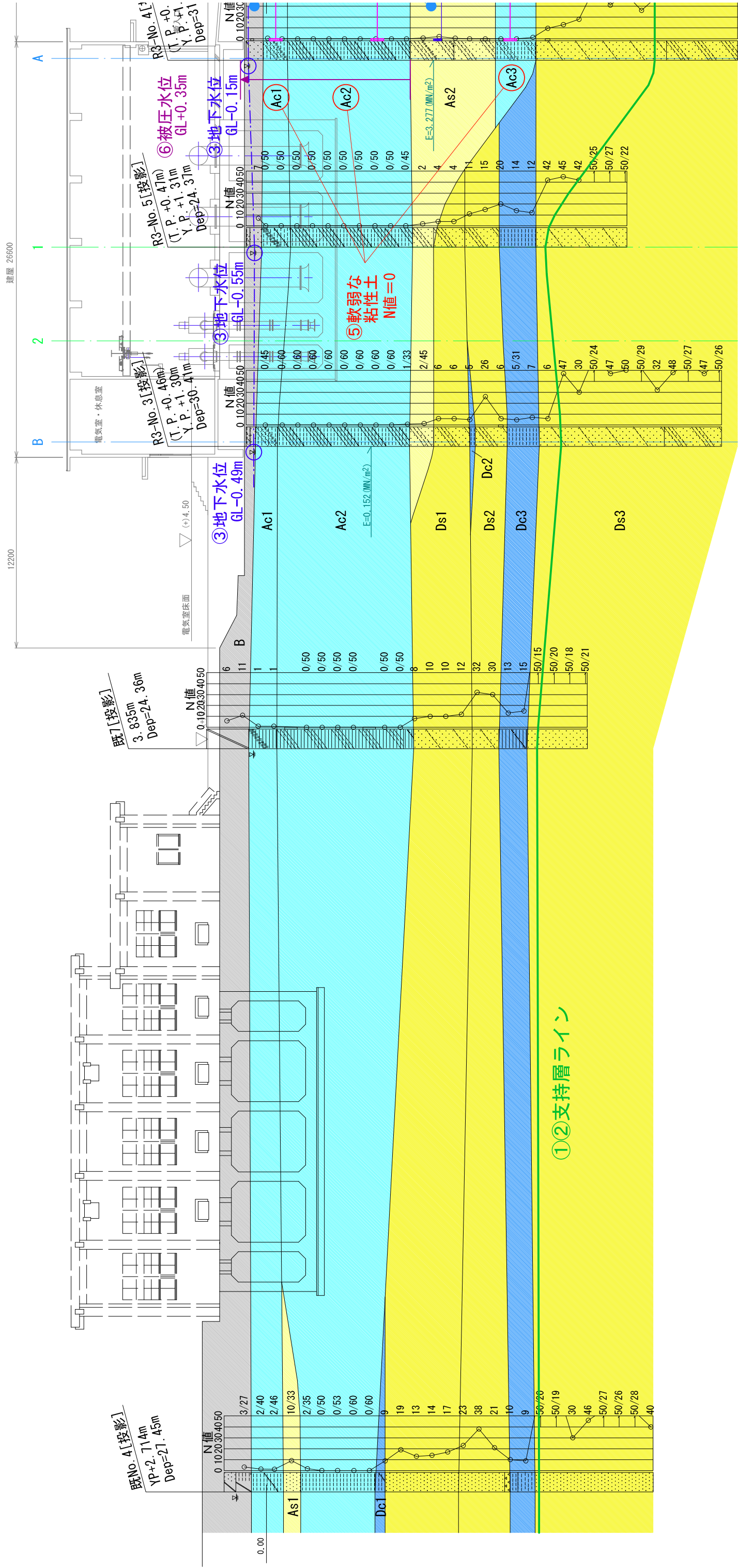


図 5-4-1 調査地 3D 地盤モデル図



地層凡例

地層名		地層記号
盛土層	粘性土	B
	砂質土	As1~As3
沖積層	粘性土	Dc1~Dc3
	砂質土	Ds1~Ds3

安定した支持層ライン
(N $\geq$ 30)

支持層深度一覧表

調査地点	標高 (Y.P.)	支持層 地層名	支持層 地層記号	支持層深度 (GL-m)	支持層 標高 (Y.P.)	備考
R3-No. 1	1.31	洪積砂質土層3	Ds3	20.15	-18.84	N値30以上
R3-No. 2	1.34	洪積砂質土層3	Ds3	26.15	-24.81	N値30以上
R3-No. 3	1.30	洪積砂質土層3	Ds3	20.15	-18.85	N値30以上
R3-No. 4	1.31	洪積砂質土層3	Ds3	26.15	-24.84	N値30以上
R3-No. 5	1.31	洪積砂質土層3	Ds3	19.15	-17.84	N値30以上

◆調査結果のまとめ

①良質な支持層について

- ・支持層となるN値30以上(砂質土)の安定した地盤は、表に示すGL-19.15~26.15m (Y.P.-17.84~24.84m)に分布する洪積砂質土層3 (Ds3) である。
- ・各地点とも支持層深度が深く、重量構造物であるため、「杭基礎」の採用となる。

②支持層の分布深度について

- ・沖積層・洪積層境界面及び支持層となるN値30以上想定面(砂質土)の分布深度は、旧河道の削り込みによる沖積谷が埋没しており、調査地の東方向に向かって6~7m程度深くなっている。構造物の配置計画及び杭の深度については、十分な検討が必要である。

③地下水について

- ・地下水はGL-0.15~-0.55m (Y.P.+1.16~+0.76m)の盛土層(B)で、浅い深度にて帯水している。基礎掘削にあたりルーズな地下水以深の施工となるため、対策を検討する必要がある。

④液状化について

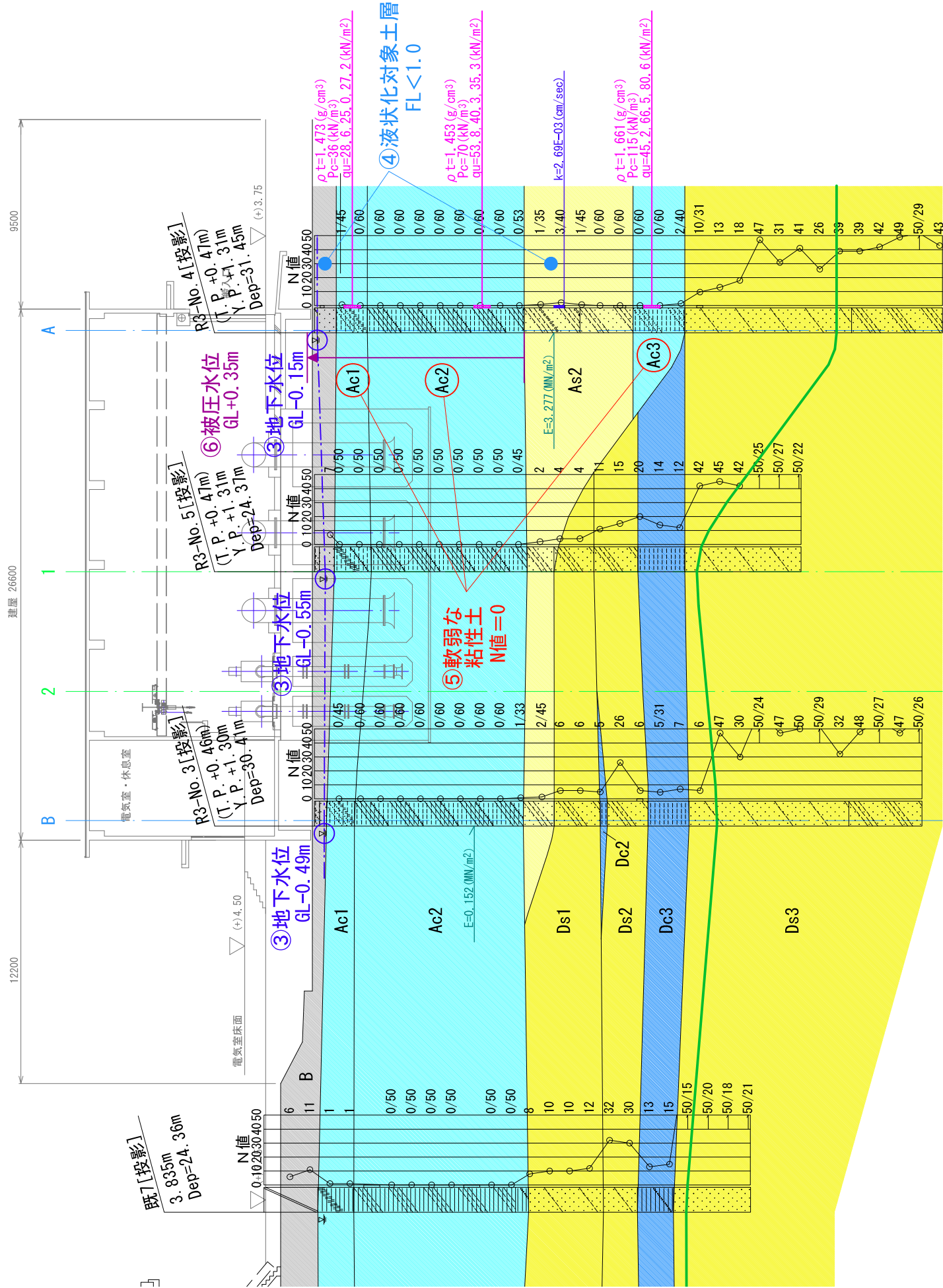
- ・地下水以深であるN値が低い盛土層(B)・沖積砂質土層2 (As2) では、FL<1と判定され、地震時に液状化する可能性が高い地盤と判定される。
- ・過去の地震でも、周辺に液状化発生の履歴が確認されているが、粘性土主体の地盤であるため、大きな被害が発生する可能性は少ないと考えられる。

⑤沖積粘性土について

- ・軟弱な粘性土 (N値=0) が厚く分布している。沖積粘性土層 (Ac1, Ac2, Ac3) は今後も圧密沈下が続くと考えられ、杭に対する負の摩擦力及び杭構造物と周辺構造物との接合部の沈下対策について考慮する必要がある。

⑥被圧水について

- ・R3-No.4地点の沖積砂質土層2 (As2) は、GL+0.35m (Y.P.+1.66m) までの被圧水位が確認されている。今回、確認していないが沖積粘性土層2 (Ac2) の下位に分布する全ての沖積砂質土層2 (As2) には高い被圧水を有する可能性が考えられる。地下構造物の掘削に伴い盤ぶくれ等の検討が必要となる。



5-5 今後の調査提案について

ここでは今回の調査結果を整理して、今後に必要な調査について提案する。

■今回の調査結果にて確認した事項

①地質構成

- ・手賀第二揚排水機場周辺の地層構成を把握(盛土層・沖積層・洪積層)
- ・軟弱な粘土(N 値=0)が厚く分布
- ・「沖積層、洪積層の境界面」及び「支持層分布深度(N 値 30 以上分布想定面)」の傾斜(東方向に下がる)

②地下水について

- ・浅い深度の自由水位 GL-0.15~-0.55m
- ・沖積砂質土層 2(As2) 被圧水位 GL+0.35m

③室内土質試験結果及び液状化判定

- ・代表となる地層で、室内土質試験の実施
- ・盛土層(B)と沖積砂質土層(As2)で液状化 FL<1 **OUT**

■今後の課題点

・支持層分布深度の確認

支持層が安定して GL-20m 付近に分布している西側に構造物を配置することが望ましい。
今後の調査として、配置決定後、あるいは施工前に、構造物の東側でボーリング調査を実施して、支持層の分布深度を確実に確認することを提案する。

■追加調査の提案

追加調査の概要は以下にまとめ、表 5-5-1「調査提案数量」を示す。

表 5-5-1 調査提案数量表

作業項目	提案数量	備考
ボーリング調査	L=25m(1箇所)	構造物計画地 東側隅
標準貫入試験	25回	1m毎

ボーリング柱状図

調査名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

ボーリングNo	5	3	4	0	6	0	1	7	0	0	1
---------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	R3-No. 1		調査位置		千葉県柏市千間橋地内					北緯	35° 50' 54.76"	
発注機関	農林水産省 関東農政局 手賀沼農地防災事業所				調査期間		令和 3 年 10 月 25 日 ～ 3 年 10 月 28 日			東経	140° 5' 58.99"	
調査業者名												
孔口標高	Y. P. +1.31m	角		方		地盤勾配		使用機種	試験機	カノ製 KR-50B 型	ハンマー落下用具	半自動落下装置
総掘進長	25.45m	度		向				エンジン	ヤンマー製 TF90V-E 型	ポンプ	カノ製 V-5 型	

標尺	層高	厚度	深度	柱状図	土質区分	色	相対密度	相対稠度	記述	孔内水位 (m) / 測定月日	標準貫入試験				原位置試験 試験名および結果	深試験度	試験採取番号	室内試験 採取方法	掘進月日
											深	10cmごとの 打撃回数	打撃回数 ／ 貫入量						
(m)	(m)	(m)	(m)							(m)	0	10	20	(cm)		(m)			
1	-0.29	1.60	1.60		砂質粘土	茶褐色		非常に軟らかい	含水多い、粘性強い。 上部50cm、耕土、 細砂を含む。	10.35 25	1.15	1/16	1/14	2/30	2				10.35 25
2	-0.64	0.35	1.95		砂	灰			含水多い、細～中砂主体。 少量の貝殻片が混入する。		1.45			0/45	0				
3	-1.69	1.05	3.00		有機物混り砂質粘土	暗褐色		非常に軟らかい	含水多い、粘性強い。 全体に有機物が混入する。 少量の貝殻片が混入する。		2.45			0/60	0				
4											3.00			0/60	0				
5											3.60			0/60	0				
6											4.00			0/60	0				
7											4.60			0/60	0				
8											5.00			0/60	0				
9											5.60			0/60	0				
10	-8.59	6.90	9.90								6.00			0/60	0				
11											6.60			0/60	0				
12											7.00			0/60	0				
13	-11.69	3.10	13.00								7.60			0/60	0				
14	-12.79	1.10	14.10								8.00			0/60	0				
15	-13.44	0.65	14.75								8.60			0/60	0				
16	-15.34	1.90	16.65								9.00			0/60	0				
17											9.60			0/60	0				
18	-17.19	1.85	18.50								10.15	1/34		1/34	1				
19											10.49								
20											11.15	1/43		1/43	1				
21											11.58								
22											12.15	1/35		1/35	1				
23											12.50								
24											13.15	1	1/9	3/11	5/30	5			
25	-24.14	6.95	25.45								13.45								
26											14.15	2	2	3	7/30	7			
											14.45	4	4	5	13/30	13			
											15.15								
											15.45								
											16.15	4	4	6	14/30	14			
											16.45								
											17.15	5	4	3	12/30	12			
											17.45								
											18.15	2	4	5	11/30	11			
											18.45								
											19.15	7	7	9	23/30	23			
											19.45								
											20.15	11	13	17	41/30	41			
											20.45								
											21.15	7	8	16	31/30	31			
											21.45								
											22.15	10	14	19	43/30	43			
											22.45								
											23.15	10	14	19	43/30	43			
											23.45								
											24.15	10	11	14	35/30	35			
											24.45								
											25.15	9	11	24	44/30	44			
											25.45								

ボーリング柱状図

調査名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

ボーリングNo	5	3	4	0	6	0	1	7	0	0	2
---------	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	R3-No. 2		調査位置	千葉県柏市千間橋地内						北緯	35° 50' 54.47"		
発注機関	農林水産省 関東農政局 手賀沼農地防災事業所			調査期間	令和 3 年 10 月 13 日 ～ 3 年 10 月 16 日						東経	140° 5' 59.90"	
調査業者名													
孔口標高	Y. P. +1.34m	角		方		地盤勾配		使用機種	試錐機	カノ製 KR-50B 型	ハンマー 落下用具	半自動落下装置	
総掘進長	31.44m	度	0°	向				エンジン	ヤンマー製 TF90V-E 型	ポンプ	カノ製 V-5 型		

標尺	層高	厚度	柱状図	土質区分	色相対密度	相対稠度	記述	孔内水位(m) / 測定月日	標準貫入試験				原位置試験 試験名 および結果	試験深度	採取番号	室内試験 採取方法	掘進月日
									深 度 (m)	10cm ごと の 打撃回数	打撃回数 / 貫入量 (cm)	値					
									0	10	20	30					
									10	20	30						
									1.00								
									1.60	ハンマー	自沈	0/60					
									2.00								
									2.60	ハンマー	自沈	0/60					
									3.00								
									3.60	ハンマー	自沈	0/60					
									4.00								
									4.60	ハンマー	自沈	0/60					
									5.00								
									5.60	ハンマー	自沈	0/60					
									6.00								
									6.60	ハンマー	自沈	0/60					
									7.00								
									7.60	ハンマー	自沈	0/60					
									8.00								
									8.60	ハンマー	自沈	0/60					
									9.00								
									9.60	ハンマー	自沈	0/60					
									10.00								
									10.60	ハンマー	自沈	0/60					
									11.15	1/15	1/30	2/45					
									11.60								
									12.15	0/5	1/13	1/12	2/30				
									12.45								
									13.15	1/25	1/9	2/34					
									13.49								
									14.15	1/44		1/44					
									14.59								
									15.00								
									15.53	ハンマー	自沈	0/55					
									16.00								
									16.60	ハンマー	自沈	0/60					
									17.00								
									17.53	ハンマー	自沈	0/53					
									18.15	2	3	6	11				
									18.45								
									19.15	5	6	7	18				
									19.45								
									20.15	5	6	7	18				
									20.45								
									21.15	6	9	11	26				
									21.45								
									22.15	6	7	10	23				
									22.45								
									23.15	6	7	10	23				
									23.45								
									24.15	8	9	11	28				
									24.45								
									25.15	3	4	5	12				
									25.45								
									26.15	12	13	38					
									26.45								
									27.15	11	14	16	41				

ボーリング柱状図

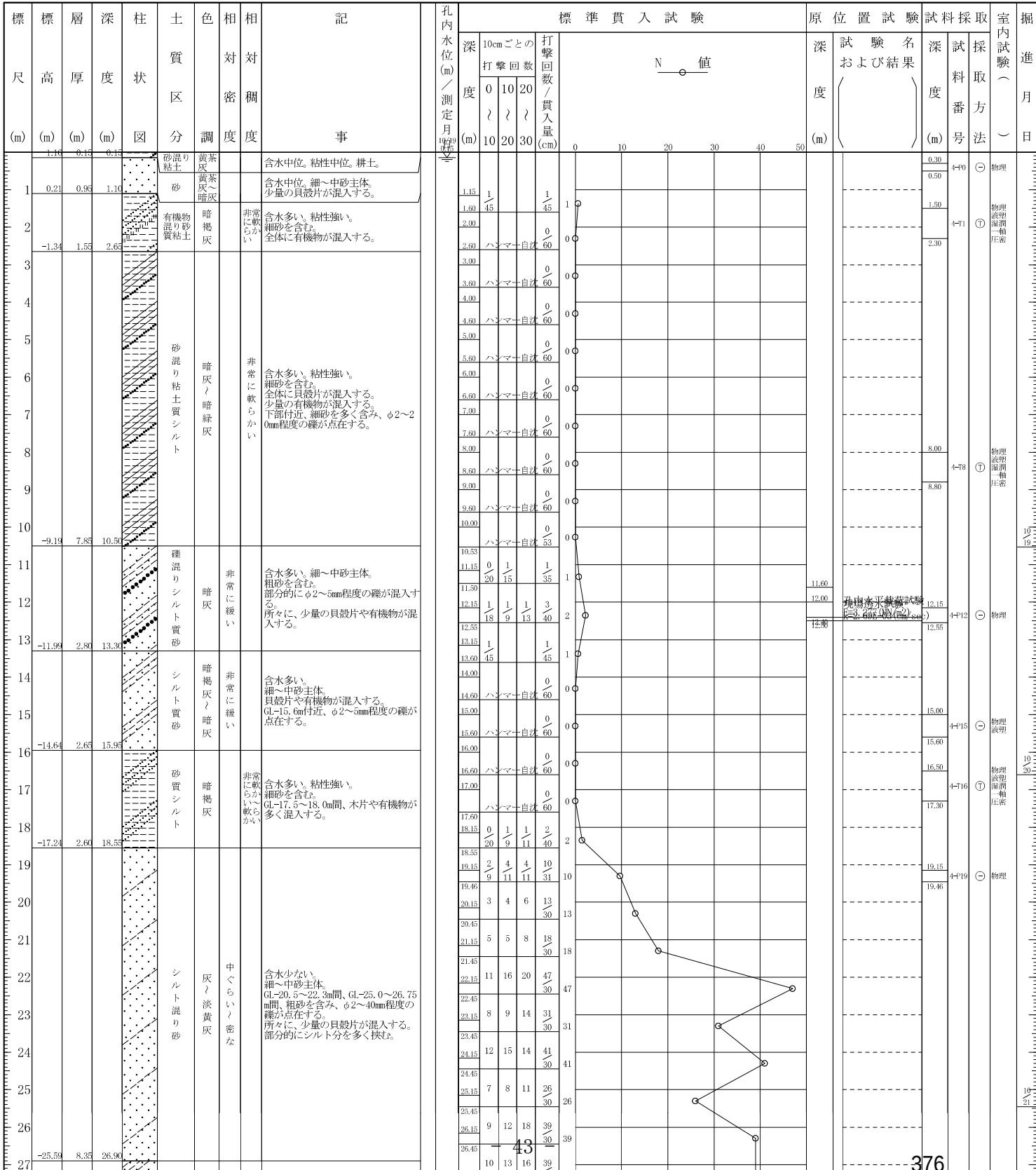
調査名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

ボーリングNo 5 3 4 0 6 0 1 7 0 0 4

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	R3-No. 4	調査位置	千葉県柏市千間橋地内							北緯	35° 50' 54.17"			
発注機関	農林水産省 関東農政局 手賀沼農地防災事業所		調査期間	令和 3 年 10 月 19 日 ～ 3 年 10 月 22 日							東経	140° 5' 59.73"		
調査業者名														
孔口標高	Y.P. +1.31m	角		方		地盤勾配		使用機種	試錐機	カノ製 KR-50B型	ハンマー落下用具	半自動落下装置		
総掘進長	31.45m	度		向				エンジン	ヤンマー製 TF90V-E型	ポンプ	カノ製 V-5 型			



ボーリング柱状図

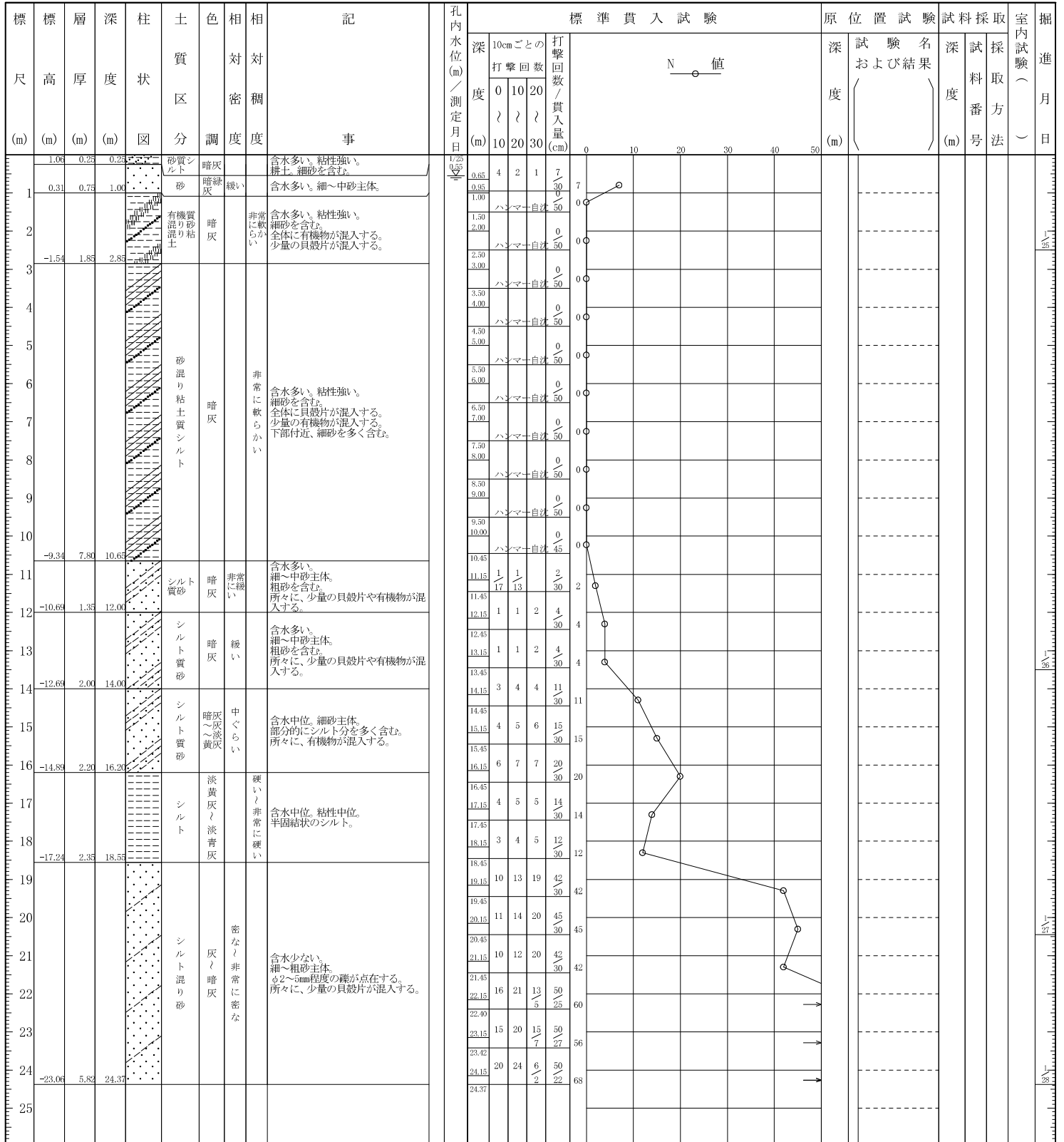
調査名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

ボーリングNo 5 3 4 0 6 0 1 7 0 0 5

事業・工事名

シートNo

ボーリング名	R3-No. 5	調査位置	千葉県柏市千間橋地内	北緯	35° 50' 54.48"
発注機関	農林水産省 関東農政局 手賀沼農地防災事業所	調査期間	令和 4 年 1 月 25 日 ~ 4 年 1 月 28 日	東経	140° 5' 59.38"
調査業者名					
孔口標高	Y.P. +1.31m	角	180° 上 90° 下 0° 0°	方	北 0° 270° 西 180° 東 90° 南
総掘進長	24.37m	度	0° 0°	地盤勾配	鉛直 90° 水平 0°
使用機種	試錐機	ワイビーエム製 YBM-05 型	ハンマー落下用具	半自動落下装置	
エンジン	ヤンマー製 NF-13 型	ポンプ	カノ製 V5 型		



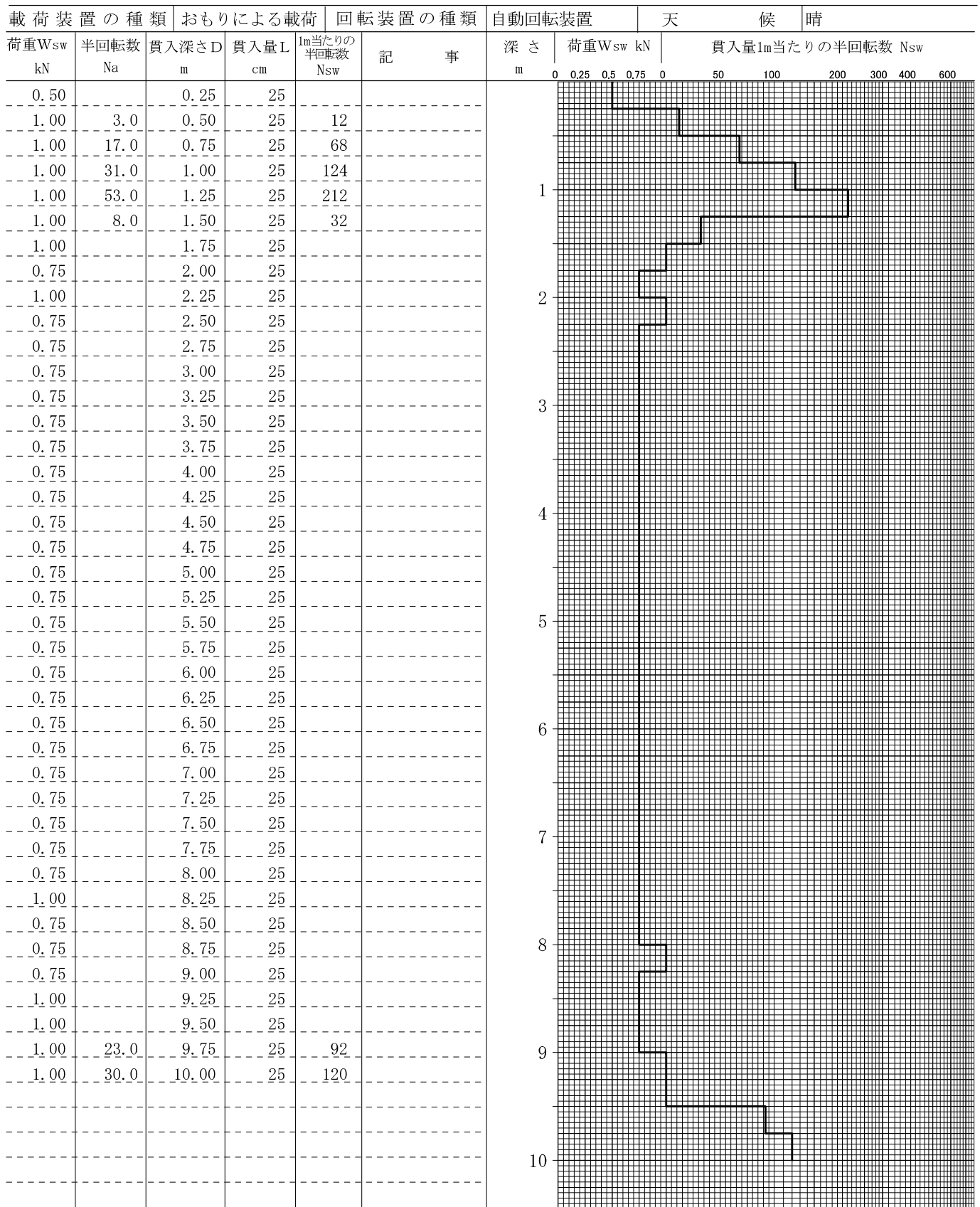
スウェーデン式サウンディング試験

調査件名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

試験年月日 2022年1月25日

地点番号 (地盤高) SWS-No. 1 (Y. P. +1.50)

試 験 者



特記事項

[1kN $\doteq$ 102kgf]

スウェーデン式サウンディング試験

調査件名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

試験年月日 2022年1月25日

地点番号 (地盤高) SWS-No. 1 (Y. P. +1.50)

試 験 者

載 荷 装 置 の 種 類		おもりによる載荷		回 転 装 置 の 種 類		自 動 回 転 装 置		天 候	
荷重W _{sw} kN	半回転数 N _a	貫入深さD m	貫入量L cm	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	記 事	深 さ m	荷重W _{sw} kN	貫入量1m当たりの半回転数 N _{sw}	
							0 0.25 0.5 0.75 0	0 50 100 200 300 400 600	
1.00	32.0	10.25	25	128					
1.00	71.0	10.50	25	284					
1.00	152.0	10.75	25	608					
1.00	92.0	11.00	25	368					
1.00	57.0	11.25	25	228		11			
1.00	28.0	11.50	25	112					
1.00	21.0	11.75	25	84					
1.00	28.0	12.00	25	112					
1.00	35.0	12.25	25	140		12			
1.00	29.0	12.50	25	116					
1.00	30.0	12.75	25	120					
1.00	32.0	13.00	25	128					
1.00	31.0	13.25	25	124		13			
1.00	36.0	13.50	25	144					
1.00	51.0	13.75	25	204					
1.00	111.0	14.00	25	444					
1.00	28.0	14.25	25	112		14			
1.00	25.0	14.50	25	100					
1.00	127.0	14.68	18	706					
						15			
						16			
						17			
						18			
						19			
						20			

特記事項

[1kN $\doteq$ 102kgf]

スウェーデン式サウンディング試験

【 報告用紙 】 1/1

調査名・調査地点：手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

測点番号： SWS-No. 1

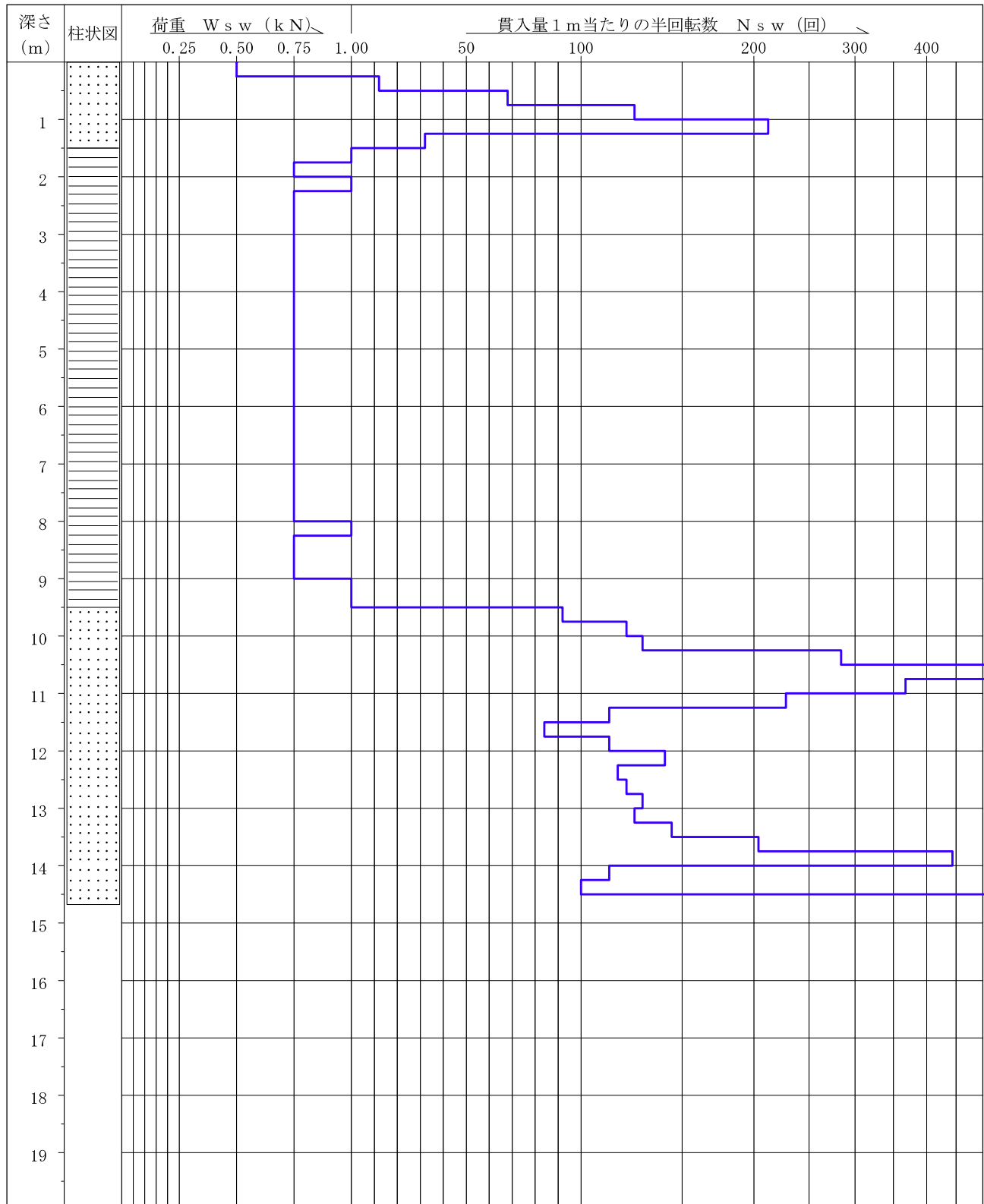
標 高： Y.P. +1.50

試験者：

調査年月日： 2022年1月25日

天 候： 晴

最終貫入深度： 14.68 m



スウェーデン式サウンディング試験					記録用紙		
調査名・調査地点：手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務							
測点番号：SWS-No. 1		標高：Y. P. +1. 50		試験者：			
調査年月日：2022年1月25日				天候：晴			
No.	荷重 W _{sw} (kN)	半回転数 N _a	貫入深さ D (m)	貫入量 L (cm)	1 m 当りの 半回転数 N _{sw}	記 事	N 値
1	0. 50		0. 25	25			1. 0
2	1. 00	3. 0	0. 50	25	12		2. 8
3	1. 00	17. 0	0. 75	25	68		6. 6
4	1. 00	31. 0	1. 00	25	124		10. 3
5	1. 00	53. 0	1. 25	25	212		16. 2
6	1. 00	8. 0	1. 50	25	32		4. 1
7	1. 00		1. 75	25			3. 0
8	0. 75		2. 00	25			2. 3
9	1. 00		2. 25	25			3. 0
10	0. 75		2. 50	25			2. 3
11	0. 75		2. 75	25			2. 3
12	0. 75		3. 00	25			2. 3
13	0. 75		3. 25	25			2. 3
14	0. 75		3. 50	25			2. 3
15	0. 75		3. 75	25			2. 3
16	0. 75		4. 00	25			2. 3
17	0. 75		4. 25	25			2. 3
18	0. 75		4. 50	25			2. 3
19	0. 75		4. 75	25			2. 3
20	0. 75		5. 00	25			2. 3
21	0. 75		5. 25	25			2. 3
22	0. 75		5. 50	25			2. 3
23	0. 75		5. 75	25			2. 3
24	0. 75		6. 00	25			2. 3
25	0. 75		6. 25	25			2. 3
26	0. 75		6. 50	25			2. 3
27	0. 75		6. 75	25			2. 3
28	0. 75		7. 00	25			2. 3
29	0. 75		7. 25	25			2. 3
30	0. 75		7. 50	25			2. 3
31	0. 75		7. 75	25			2. 3
32	0. 75		8. 00	25			2. 3
33	1. 00		8. 25	25			3. 0
34	0. 75		8. 50	25			2. 3
35	0. 75		8. 75	25			2. 3
36	0. 75		9. 00	25			2. 3
37	1. 00		9. 25	25			3. 0
38	1. 00		9. 50	25			3. 0
39	1. 00	23. 0	9. 75	25	92		8. 2
40	1. 00	30. 0	10. 00	25	120		10. 0
備 考：							

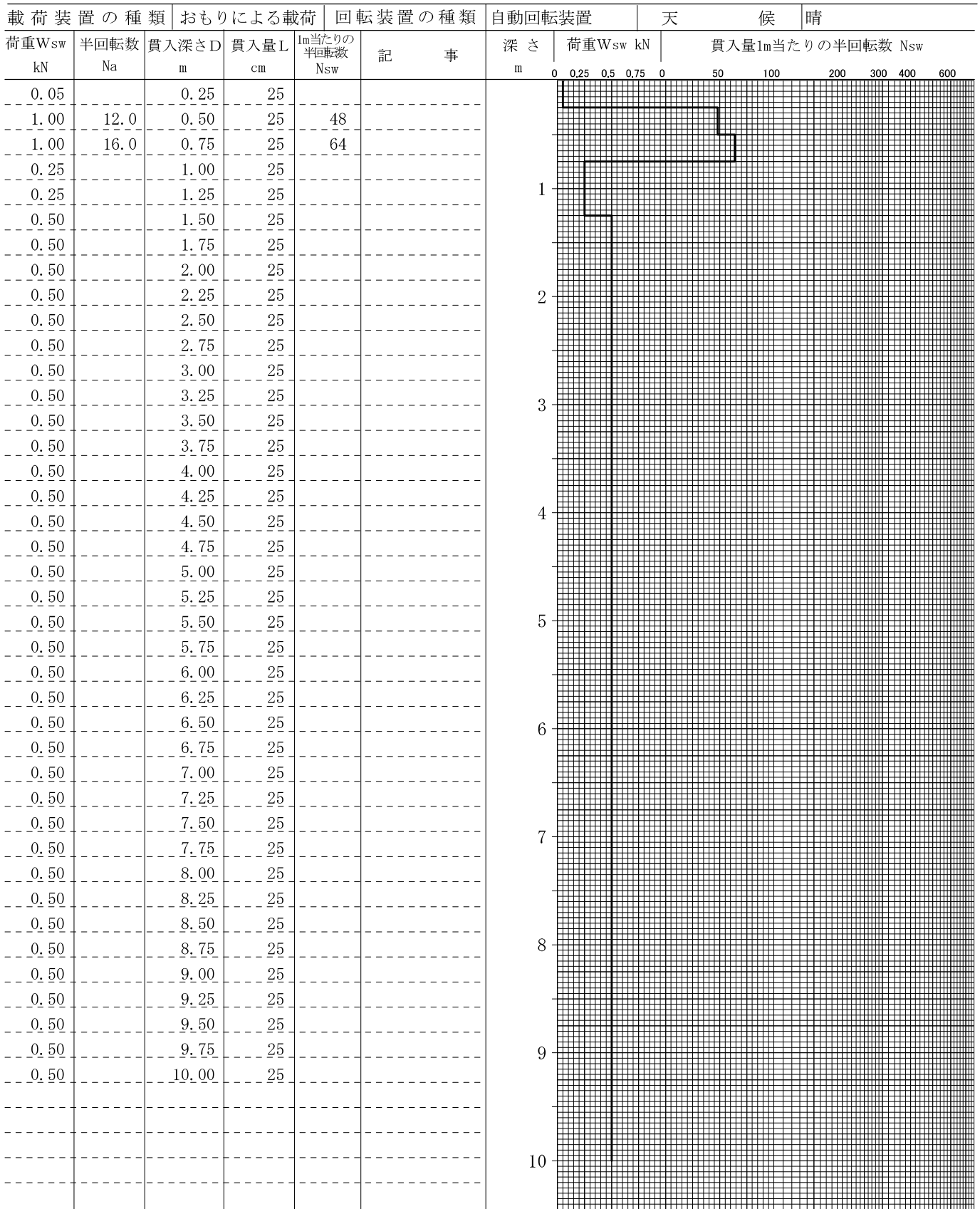
スウェーデン式サウンディング試験

調査件名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

試験年月日 2022年1月25日

地点番号 (地盤高) SWS-No. 2 (Y. P. +1.26)

試 験 者



特記事項

[1kN $\doteq$ 102kgf]

調査件名 手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務 試験年月日 2022年1月25日

地点番号（地盤高） SWS-No. 2 (Y.P. +1. 26) 試験者 XXXXXXXXXX

載荷装置の種類		おもりによる載荷		回転装置の種類	自動回転装置	天	候	晴
荷重W _{sw} kN	半回転数 N _a	貫入深さD m	貫入量L cm	1m当たりの 半回転数 N _{sw}	記 事	深 さ m	荷重W _{sw} kN	貫入量1m当たりの半回転数 N _{sw}
0.50		10.25	25					
0.50		10.50	25					
0.50		10.75	25					
0.50		11.00	25					
0.50		11.25	25			11		
0.50		11.50	25					
0.75		11.75	25					
1.00	16.0	12.00	25	64				
1.00	3.0	12.25	25	12		12		
1.00	4.0	12.50	25	16				
1.00	8.0	12.75	25	32				
1.00	13.0	13.00	25	52				
1.00	10.0	13.25	25	40				
1.00	14.0	13.50	25	56		13		
1.00	12.0	13.75	25	48				
1.00	11.0	14.00	25	44				
1.00	10.0	14.25	25	40				
1.00	8.0	14.50	25	32		14		
1.00	7.0	14.75	25	28				
1.00	12.0	15.00	25	48				
						15		
						16		
						17		
						18		
						19		
						20		

特記事項 [1kN≒102kgf]

スウェーデン式サウンディング試験

【 報告用紙 】 1/1

調査名・調査地点：手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務

測点番号： SWS-No. 2

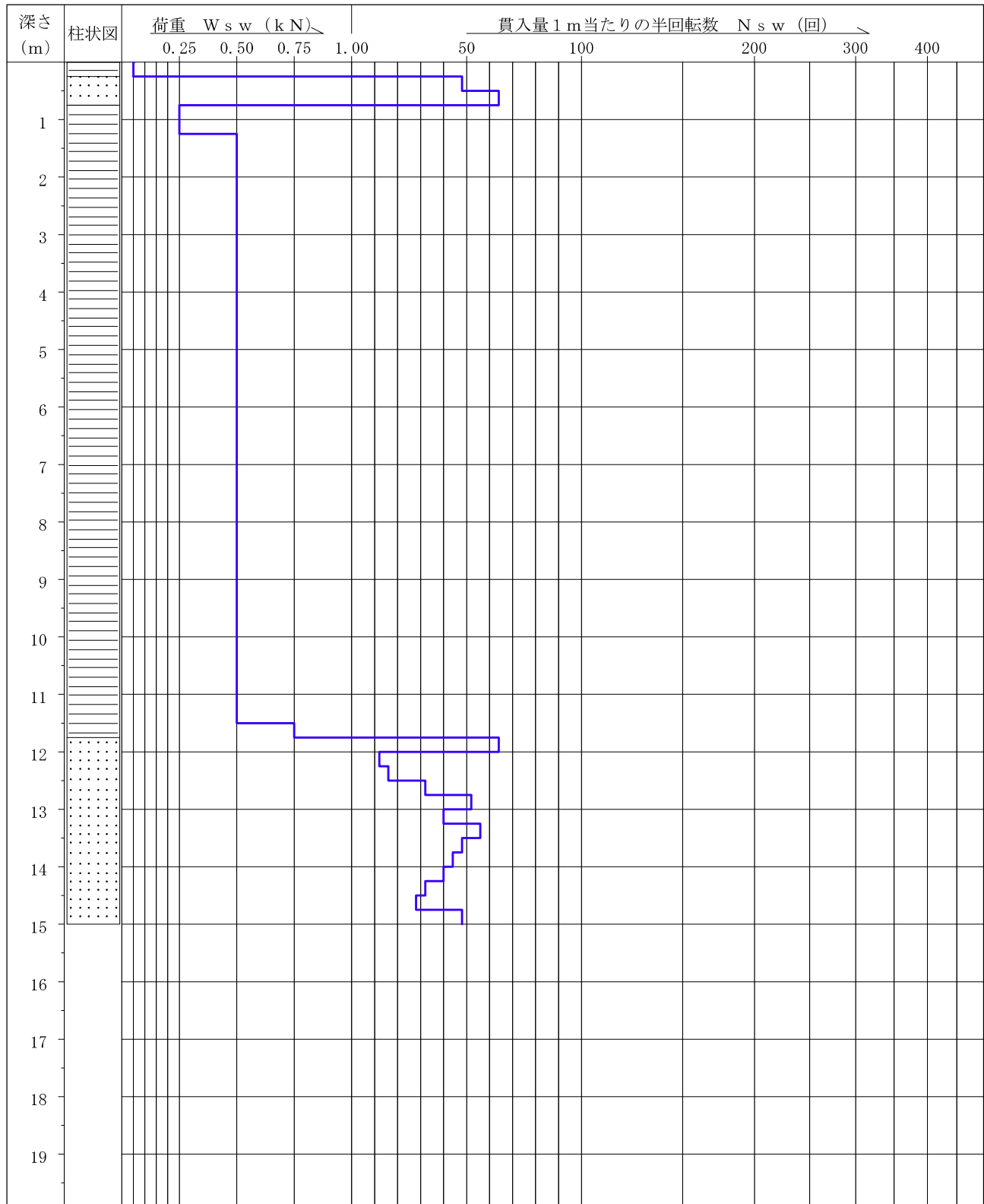
標 高： Y.P. +1.26

試験者：

調査年月日： 2022年1月25日

天 候： 晴

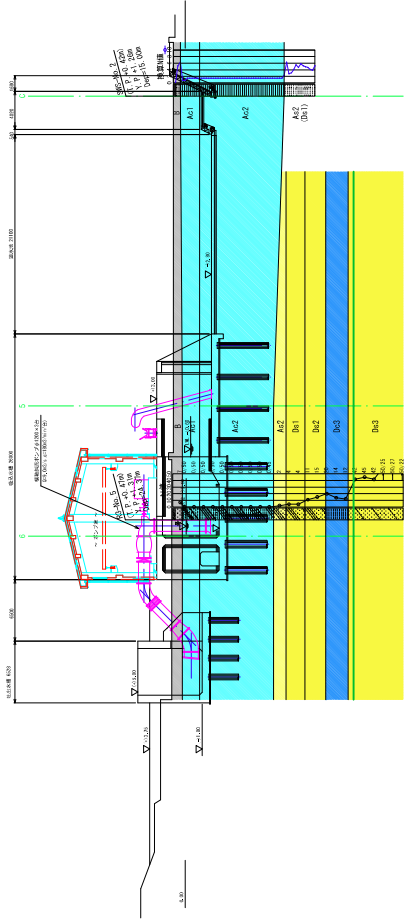
最終貫入深度： 15.00 m



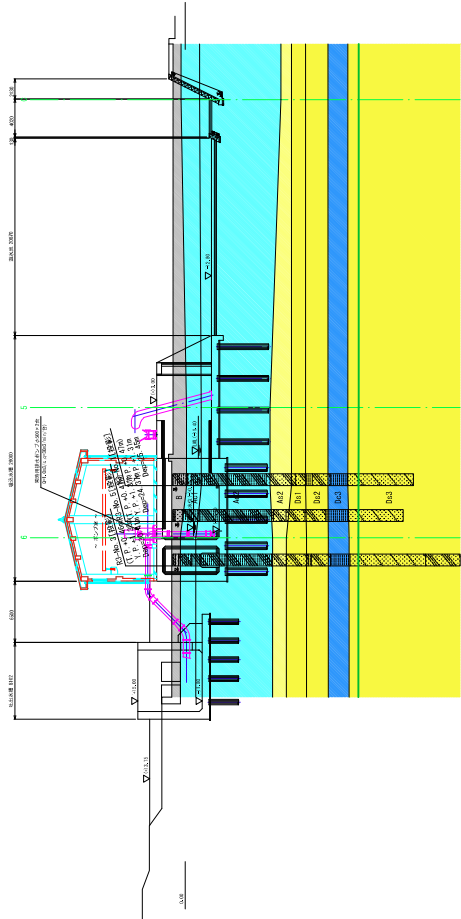
スウェーデン式サウンディング試験					記録用紙		
調査名・調査地点：手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場地質調査業務							
測点番号：SWS-No. 2		標高：Y. P. +1. 26		試験者：			
調査年月日：2022年1月25日				天候：晴			
No.	荷重 W _{sw} (kN)	半回転数 N _a	貫入深さ D (m)	貫入量 L (cm)	1 m 当りの 半回転数 N _{sw}	記 事	N 値
1	0. 05		0. 25	25			0. 2
2	1. 00	12. 0	0. 50	25	48		5. 2
3	1. 00	16. 0	0. 75	25	64		6. 3
4	0. 25		1. 00	25			0. 8
5	0. 25		1. 25	25			0. 8
6	0. 50		1. 50	25			1. 5
7	0. 50		1. 75	25			1. 5
8	0. 50		2. 00	25			1. 5
9	0. 50		2. 25	25			1. 5
10	0. 50		2. 50	25			1. 5
11	0. 50		2. 75	25			1. 5
12	0. 50		3. 00	25			1. 5
13	0. 50		3. 25	25			1. 5
14	0. 50		3. 50	25			1. 5
15	0. 50		3. 75	25			1. 5
16	0. 50		4. 00	25			1. 5
17	0. 50		4. 25	25			1. 5
18	0. 50		4. 50	25			1. 5
19	0. 50		4. 75	25			1. 5
20	0. 50		5. 00	25			1. 5
21	0. 50		5. 25	25			1. 5
22	0. 50		5. 50	25			1. 5
23	0. 50		5. 75	25			1. 5
24	0. 50		6. 00	25			1. 5
25	0. 50		6. 25	25			1. 5
26	0. 50		6. 50	25			1. 5
27	0. 50		6. 75	25			1. 5
28	0. 50		7. 00	25			1. 5
29	0. 50		7. 25	25			1. 5
30	0. 50		7. 50	25			1. 5
31	0. 50		7. 75	25			1. 5
32	0. 50		8. 00	25			1. 5
33	0. 50		8. 25	25			1. 5
34	0. 50		8. 50	25			1. 5
35	0. 50		8. 75	25			1. 5
36	0. 50		9. 00	25			1. 5
37	0. 50		9. 25	25			1. 5
38	0. 50		9. 50	25			1. 5
39	0. 50		9. 75	25			1. 5
40	0. 50		10. 00	25			1. 5
備 考：							

地質想定断面図 (A1) S=1:400
(A3) S=1:800

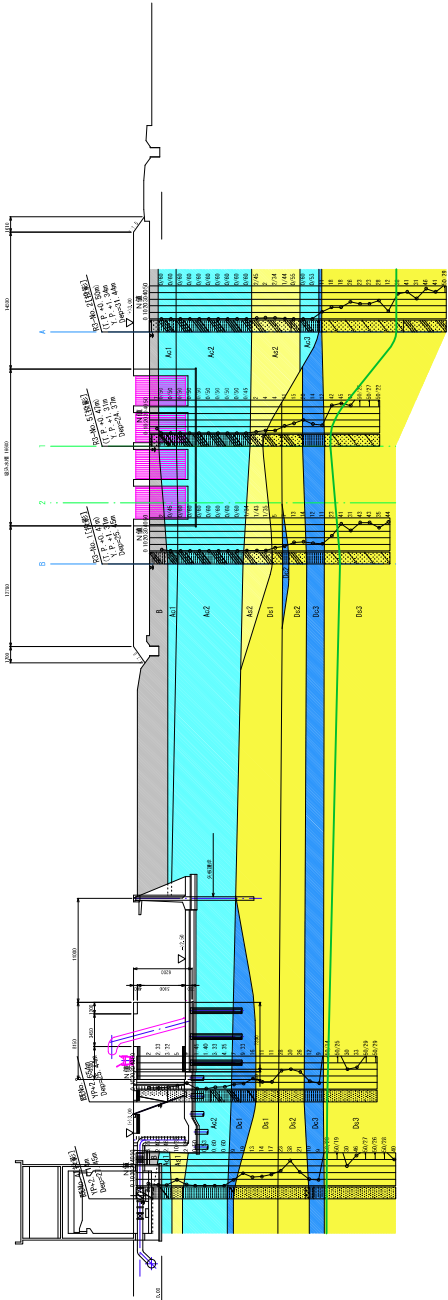
1 - 1



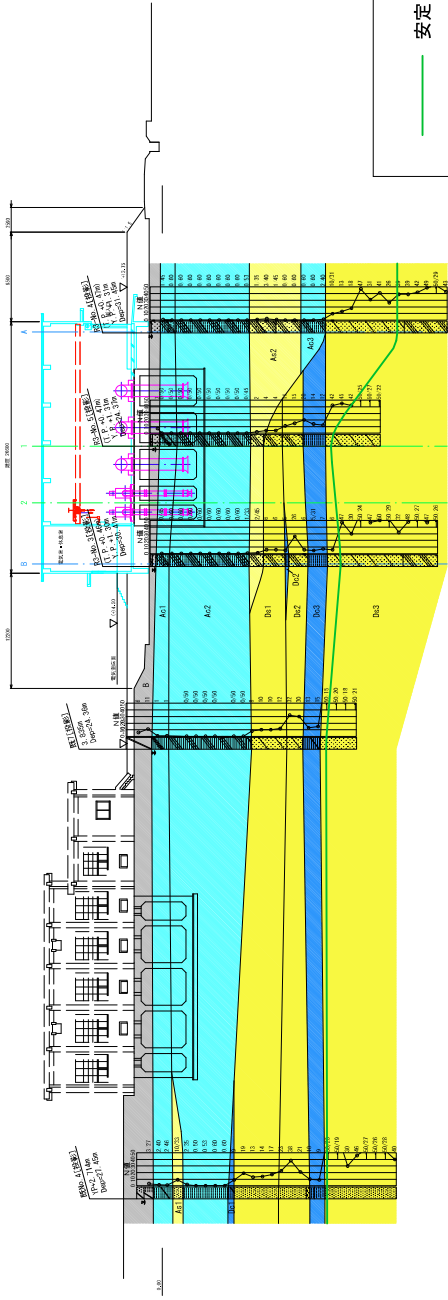
2 - 2



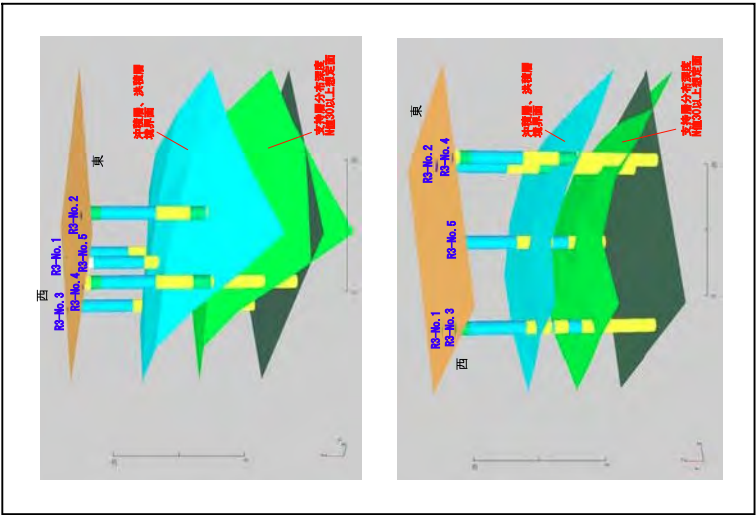
5 - 5



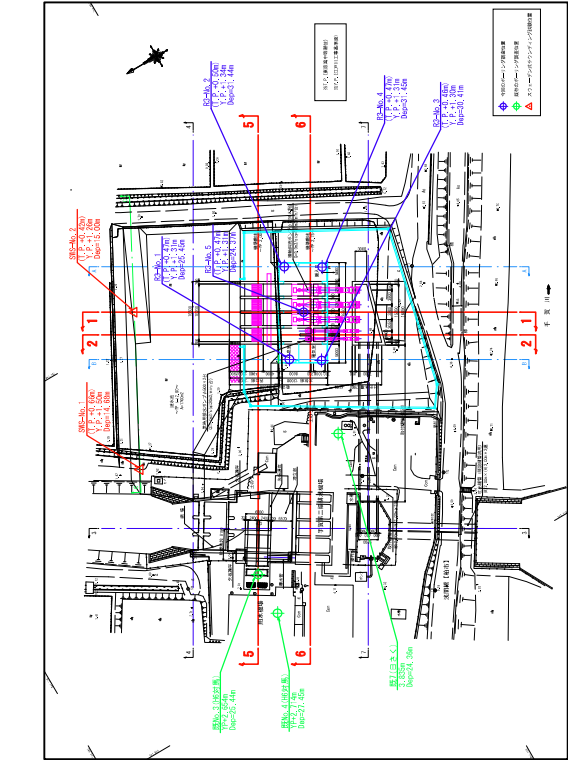
6 - 6



安定した支持層ライン
(N≧30)



3D 地盤モデル図



調査位置図 (A1) S=1:1,000
(A3) S=1:2,000



写真(Google Earthより)

地層概要一覧表

地質年代	地層名・記号	地質名	層厚 (m)	層数	概要
現世	B	砂泥り粘土 砂質シルト 砂	0.00~ 1.95	2~7	上部15~50cm砂性土からなる粘土。砂分を含む。 通土層は、砂質土が主体。細砂、細~中砂主体、少量の貝殻 片が混入。
	Aa1	有機物混り砂質粘土 有機物混り砂泥り粘土	1.05~ 2.65	0~ 1/45 (0.7)	細砂を含む、全粒に有機物が混入。 少量の貝殻片が混入。
突新世	Aa2	砂泥り粘土質シルト	5.30~ 8.45	0	細砂を含む、全粒に貝殻片が混入。 少量の貝殻片が混入。細砂を多く含む、No. 4地点 、φ2~20mmの礫が混入。
	Aa2	シルト質砂 礫混りシルト質砂	1.35~ 5.45	0~ 3/40 (2.3)	細~中砂主体、細砂を含む、φ2~10mmの礫が混入。 所々に 少量の貝殻片や有機物が混入。
新生代	Ab3	砂質シルト	2.00~ 2.60	5~ 2/40 (1.5)	細砂を含む、少量の有機物が混入、No. 2地点、下部付近φ10mm の礫が混入。 No. 4地点、φ15.6mmの礫が混入。 混入。
	Da1	シルト質砂	1.10~ 2.30	4~6	No. 1, No. 3, No. 5地点で確認される。 細~中砂主体、細砂を含む、φ2~20mmの礫が混入。 所々に 、少量の貝殻片や有機物が混入。
第四紀	Da2	シルト	0.35~ 0.65	2/11 (0.5) ~7	No. 1, No. 3地点で確認される。 半固結状のシルト。
	Da2	シルト質砂	1.50~ 2.20	6~26	No. 1, No. 3, No. 5地点で確認される。 細砂主体。シルト分を所々混り、多く含む、少量の貝殻片や 有機物が混入。
突新世	Da3	シルト	0.30~ 2.35	5/31 (4.8) 14/20 (71.0)	No. 1, No. 2, No. 3, No. 5地点で確認される。 半固結状のシルト、No. 1地点、φ2~5mmの礫石を含む。
	Da3	シルト質砂 シルト混り砂	5.0以上 口 19以上	5~ (4.8) 50以上	細砂、細~中砂、細~粗砂主体、φ2~10mmの礫が混入。 所々に 、少量の貝殻片や有機物が混入。 部分的に細砂やシルト分 を多く含む。

■ 参考資料(2)

支持地盤の養生検討 計算書

・ 支持地盤の養生検討 (杭打機)		58
・ 支持地盤の養生検討 (バイブロハンマ矢板打設)		68
・ 支持地盤の養生検討 (バックホウ：盛土部)		78
・ 支持地盤の養生検討 (バックホウ：遊水池)		87
・ 遊水池底の地盤改良の検討		91

支持地盤の養生検討(杭打機)

本機場建設予定地は軟弱な粘土(N値=0)が厚く分布する軟弱地盤であることから、杭打機のための施工ヤードにおける支持地盤の養生を計画する。

検討においては、「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」を参考とする。

検討条件

重機の諸元

クローラ式アースオーガ 機械総重量	931.0 kN	(95.0 tf)
PHC杭(φ800、L=10m)	60.8 kN	(6.2 tf)
計	991.8 kN	(101.2 tf)
クローラの短辺の長さ	B0 =	0.80 m
クローラの長辺の長さ	L0 =	4.90 m

重機の最大接地圧 $P_{max0} \div 402.0 \text{ kN/m}^2$ (41.0 tf/m²)
「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」P. 63より

衝撃係数 0.3
衝撃係数を考慮した最大接地圧 $P_{max} \div 523.0 \text{ kN/m}^2$ ($P_{max'} \times (1+0.3)$)

敷鉄板

敷鉄板の幅	B1 =	1.50 m
敷鉄板の長さ	L1 =	6.00 m
敷鉄板の厚さ		22 mm
敷鉄板の枚数		2 枚

※敷鉄板の枚数は、杭打機に必要な敷鉄板等の目安 より 2枚 とする。

施工地盤面の諸元

ボーリング		R3-No. 5		
施工地盤高	YP	2.30 m		
地下水位	YP	1.43 m	(近傍最高田面標高)	
対象土層	B	(粘性土) (盛土)	B (砂質土) (シルト質砂)	Ac1 (粘性土) (砂質シルト)
層厚		0.99 m	1.00 m	1.85 m
設計N値		2	7	0
単位体積重量	(湿潤土) γ_t	16 kN/m ³	19 kN/m ³	14.4 kN/m ³
	(水中土) γ_{sat}	7 kN/m ³	10 kN/m ³	5.4 kN/m ³
内部摩擦角	ϕ	15.0 °	26.8 °	0.0 °
粘着力	C	0 kN/m ²	0 kN/m ²	13 kN/m ²
変形係数	E	5600 kN/m ²	19600 kN/m ²	400 kN/m ²

地盤改良の必要性の検討

敷鉄板効果による接地圧

$$P_{\max}' = P_{\max} \times B_0 / B_2$$

最大接地圧	$P_{\max} =$	523.0 kN/m ²	
クローラの短辺方向	$B_2 =$	1.60 m	(クローラの幅の2倍とする)
クローラの長辺方向	$L_2 =$	4.90 m	(荷重の広がりは無視)

$$P_{\max}' = 523.0 \times 0.80 / 1.60 = 261.5 \text{ kN/m}^2$$

施工地盤面の許容支持力度

$$q_a = 1 / n \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率	$n =$	1.5 (短期)		
支持地盤の粘着力	$C =$	0.0 kN/m ²		
支持地盤の内部摩擦角	$\phi =$	15.0°		
支持地盤の単位重量	$\gamma_1 =$	16.0 kN/m ³		
根入れ部の単位重量	$\gamma_2 =$	16.0 kN/m ³		
最低地盤面から 基礎底面までの深さ	$D_f =$	0.00 m		
基礎の形状係数	$\alpha =$	1.0 + 0.2 × B ₂ / L ₂ = 1.0 + 0.2 × 1.60 / 4.90 = 1.07		
	$\beta =$	0.5 - 0.2 × B ₂ / L ₂ = 0.5 - 0.2 × 1.60 / 4.90 = 0.43		
支持力係数 ($\phi = 15.0^\circ$ の場合)	$N_c =$	11.0		
	$N_\gamma =$	1.1		
	$N_q =$	3.9		
載荷幅	$B =$	1.60 m (= B ₂)		
荷重傾斜補正係数	$i_c =$	1.0 $i_\gamma =$	1.0 $i_q =$	1.0
基礎寸法補正係数	$\eta =$	1.0		

$$q_a = 1 / 1.5 \times (1.0 \times 1.07 \times 0.0 \times 11.0 + 1.0 \times 0.43 \times 16.0 \times 1.60 \times 1.0 \times 1.1 + 1.0 \times 16.0 \times 0.00 \times 3.9) = 1 / 1.5 \times (0.00 + 12.11 + 0.00) = 8.0 \text{ kN/m}^2$$

地盤改良の必要性の確認

敷鉄板効果による接地圧	$P_{\max}' =$	261.5 kN/m ²	$>$	施工地盤面の許容支持力度	$q_a =$	8.0 kN/m ²	… NG
-------------	---------------	-------------------------	-----	--------------	---------	-----------------------	------

改良地盤の検討

改良地盤の設計強度

$$q_u = 2 \times CS$$

改良地盤の粘着力

$$CS = P_{max}' / \left(1 / n \times (i_c \times \alpha \times N_c) \right)$$

$$\text{敷鉄板効果による接地圧} \quad P_{max}' = 261.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{安全率} \quad n = 1.5 \text{ (短期)}$$

$$\text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.0$$

$$\text{支持力係数 (} \phi = 15.0^\circ \text{ の場合)}$$

$$N_c = 11.0$$

$$\text{荷重傾斜補正係数} \quad i_c = 1.0$$

$$\begin{aligned} CS &= 261.5 / \left(1 / 1.5 \times (1.0 \times 1.0 \times 11.0) \right) \\ &= 35.7 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_u = 2 \times 35.7 = 71.4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 180.0 \text{ kN/m}^2$$

(押抜きせん断の検討より)

荷重分散で下部地盤に働く分散圧

$$P_{max}'' = P_{max}' \times B_2 \times L_2 / (B_3 \times L_3) + Z \times \gamma$$

$$\text{クローラの短辺方向} \quad B_2 = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{クローラの長辺方向} \quad L_2 = 4.90 \text{ m}$$

$$\text{改良地盤厚さ} \quad Z = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{荷重分散角} \quad \theta = 45^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での短辺方向} \quad B_3 &= B_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 1.60 + 2 \times 2.00 \times \tan(45) \\ &= 5.60 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での長辺方向} \quad L_3 &= L_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 4.90 + 2 \times 2.00 \times \tan(45) \\ &= 8.90 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{改良地盤の単位重量} \quad \gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 7.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 5.4 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} P_{max}'' &= 261.5 \times 1.60 \times 4.90 / (5.60 \times 8.90) \\ &\quad + (0.87 \times 16.0 + 0.12 \times 7.0 \\ &\quad \quad + 1.00 \times 10.0 + 0.01 \times 5.4) \\ &= 66.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

下部地盤面の許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{n} \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率 $n = 1.5$ (短期)

支持地盤の粘着力 $C = 13.0 \text{ kN/m}^2$

支持地盤の内部摩擦角 $\phi = 0.0^\circ$

支持地盤の単位重量 $\gamma_1 = 5.4 \text{ kN/m}^3$

根入れ部の単位重量 $\gamma_2 = 12.4 \text{ kN/m}^3$

最低地盤面から

基礎底面までの深さ $D_f = 2.00 \text{ m}$

基礎の形状係数 $\alpha = 1.0 + \frac{0.2 \times B^3}{L^3} = 1.0 + \frac{0.2 \times 5.60^3}{8.90^3} = 1.13$
 $\beta = 0.5 - \frac{0.2 \times B^3}{L^3} = 0.5 - \frac{0.2 \times 5.60^3}{8.90^3} = 0.37$

支持力係数 ($\phi = 0.0^\circ$ の場合)

$N_c = 5.1$

$N_\gamma = 0.0$

$N_q = 1.0$

載荷幅 $B = 5.60 \text{ m}$ ($= B_3$)

荷重傾斜補正係数 $i_c = 1.0$ $i_\gamma = 1.0$ $i_q = 1.0$

基礎寸法補正係数 $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{1.5} \times (1.0 \times 1.13 \times 13.0 \times 5.1 + 1.0 \times 0.37 \times 5.4 \times 5.60 \times 1.0 \times 0.0 + 1.0 \times 12.4 \times 2.00 \times 1.0) \\ &= \frac{1}{1.5} \times (74.92 + 0.00 + 24.80) \\ &\doteq 66.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤の厚さの確認

改良地盤厚さ $Z = 2.00 \text{ m}$

荷重分散で下部地盤に働く接地圧 $P_{\max}'' = 66.0 \text{ kN/m}^2 \leq$ 下部地盤面の許容支持力度 $q_a = 66.4 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

表 6-3 油圧式トラッククレーン、ラフテレーンクレーンの場合浅層混合処理（厚さ1.0m）施工後に必要な鉄板等の目安

土質	元地盤の性状	元地盤のN値	改良後の許容支持力 ²⁾ q _a (tf/m ²)	鉄板厚 (mm)	アウトリガフット1脚に作用する荷重 (tf)									
					10 tf	20 tf	30 tf	40 tf	50 tf	60 tf	70 tf	80 tf	90 tf	100 tf
軟質土	①軟らかい粘性土	2<N≤6	20	25	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (2)	6.0×1.5 m (2)	-
				22									-	
ローム (火山灰質粘性土)	②緩い砂質土	4<N≤10	40	25	0.6×0.6 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)
				22										
	③軟質	N<3	20	25	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (2)	6.0×1.5 m (2)	-
				22									-	

表 6-4 クローラクレーン、クローラ式杭打機の場合浅層混合処理（厚さ1.0m）施工後に必要な敷鉄板等の目安

土質	元地盤の性状	元地盤のN値	改良後の許容支持力 ²⁾ q _a (tf/m ²)	鉄板厚 (mm)	クローラの最大接地圧 (tf/m ²)									
					10 tf/m ²	15 tf/m ²	20 tf/m ²	25 tf/m ²	30 tf/m ²	35 tf/m ²	40 tf/m ²	45 tf/m ²	50 tf/m ²	55 tf/m ² 60 tf/m ²
軟質土	①軟らかい粘性土	2<N≤6	20	25	0	0	0	0	1	1	2	2	2	-
				22								<u>2</u>		
	②緩い砂質土	4<N≤10	40	25	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
				22										
ローム (火山灰質粘性土)	③軟質	N<3	20	25	0	0	0	0	1	1	2	2	2	-
				22										

※1 鉄板は 6.0×1.5 m

※2 表に示す 0 は敷鉄板なし, 1 は敷鉄板 1 枚, 2 は敷鉄板 2 枚。

この配置は図 6-5, 6-6 による。

沈下量の検討

即時沈下量 ※多層地盤の場合 (建築基礎構造設計指針 p.143)

$$SE = \left[Is (H_1 , \nu_1) / E_1 + \sum \{ (Is (H_k , \nu_k) - Is (H_{k-1} , \nu_k)) / E_k \} \right] \times q \times B1$$

敷鉄板の短辺の長さ $B1 = 1.50 \text{ m}$

敷鉄板の長辺の長さ $L1 = 6.00 \text{ m}$

敷鉄板の面積 $A = 9.00 \text{ m}^2 (= B1 \times L1)$

$L1 / B1 = 4.00$

敷鉄板下面の接地圧 $q = 261.5 \text{ kN/m}^2 (= P_{\max}')$

地盤の変形係数 E ※改良後の変形係数

地表面から層下端までの距離 H

地盤のポアソン比 $\nu = 0.30$ ※安全側

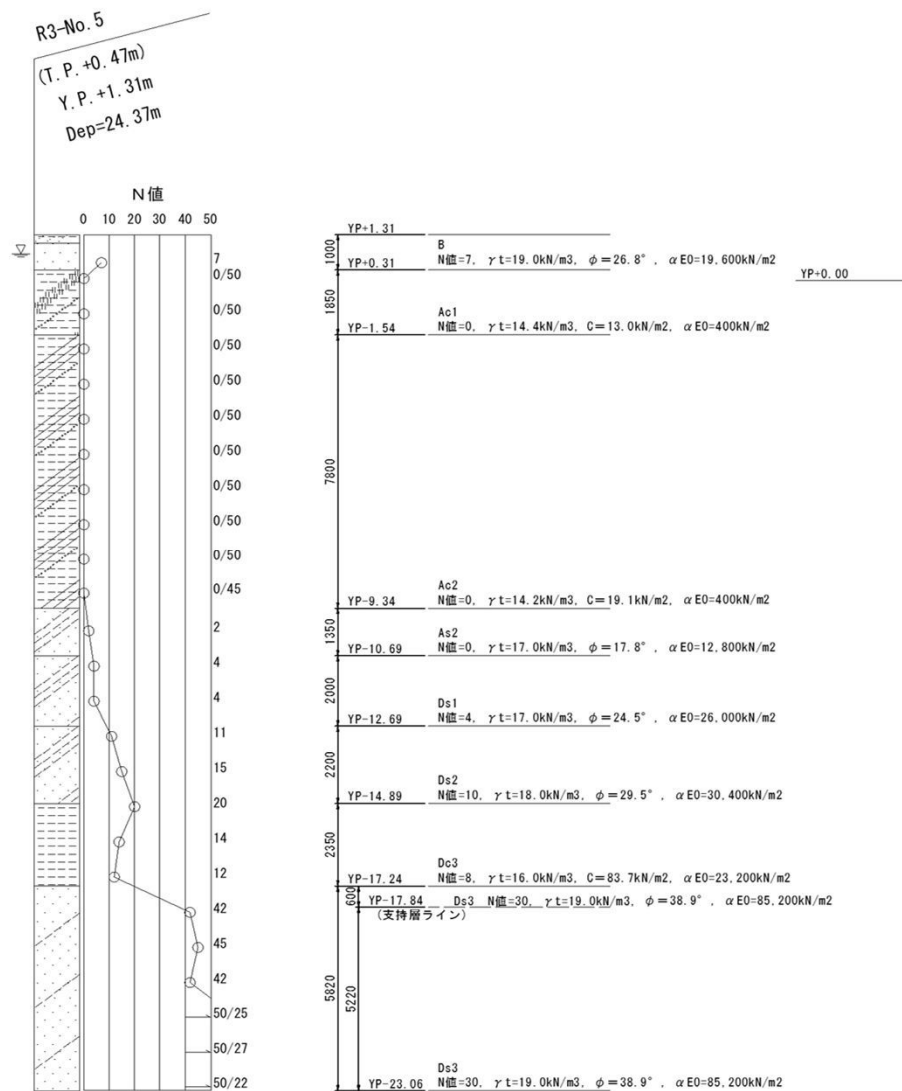
沈下係数 $Is = (1 - \nu^2) \times F1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \times F2$

$SE = 0.430 \text{ m} > \text{許容沈下量 } 0.05 \text{ m} \cdots \text{NG}$

※クローラ式杭打機の許容安定度5° に影響しない範囲

名称	E kN/m ²	層厚 m	H m	H/B1	ν	F1	F2	I _s (H _i , ν_i)	I _s (H _{i-1} , ν_i)	SE m
B(盛土)(粘性土)※	42000	0.99	0.99	0.66	0.30	0.060	0.102	0.107	0.000	0.001
B(砂質土)※	42000	1.00	1.99	1.33	0.30	0.169	0.128	0.221	0.107	0.001
Ac1(粘性土)※	42000	0.01	2.00	1.33	0.30	0.170	0.129	0.222	0.221	0.000
(粘性土)	400	1.84	3.84	2.56	0.30	0.343	0.127	0.378	0.222	0.154
Ac2(粘性土)	400	7.80	11.64	7.76	0.30	0.680	0.072	0.656	0.378	0.273
As2(砂質土)	12800	1.35	12.99	8.66	0.30	0.707	0.066	0.678	0.656	0.001
Ds1(砂質土)	26000	2.00	14.99	9.99	0.30	0.740	0.059	0.704	0.678	0.000
Ds2(砂質土)	30400	2.20	17.19	11.46	0.30	0.769	0.052	0.727	0.704	0.000
Dc3(粘性土)	23200	2.35	19.54	13.03	0.30	0.793	0.047	0.745	0.727	0.000
Ds3(砂質土)	85200	0.60	20.14	13.43	0.30	0.798	0.045	0.750	0.745	0.000
(砂質土)	85200	5.22	25.36	16.91	0.30	0.834	0.037	0.778	0.750	0.000

0.430



パンチング破壊に対する検討

敷鉄板下面の接地圧、下部地盤の許容支持力度及び改良地盤側面の粘着力によるせん断抵抗力のつり合い条件である、下式によりパンチング破壊に対する安全性を検討する。

$$P_{\max}' \leq \frac{2 \times (B_2 + L_2) \times CS \times Z}{(B_2 \times L_2 \times F_{sp})} + q_a$$

敷鉄板下面の接地圧	$P_{\max}' = 261.5 \text{ kN/m}^2$
改良地盤厚	$Z = 2.00 \text{ m}$
クローラの短辺方向	$B_2 = 1.60 \text{ m}$
クローラの長辺方向	$L_2 = 4.90 \text{ m}$
改良地盤の粘着力	$CS = 90.00 \text{ kN/m}^2 \quad (=q_u/2)$
改良地盤の設計強度	$q_u = 180.00 \text{ kN/m}^2$
下部地盤の許容支持力度	$q_a = 66.40 \text{ kN/m}^2$
パンチング破壊安全率	$F_{sp} = 1.50$

上式の両辺に諸数値を代入して

$$(\text{左辺}) = P_{\max}' = 261.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} (\text{右辺}) &= \frac{2 \times (1.60 + 4.90) \times 90.00 \times 2.00}{(1.60 \times 4.90 \times 1.50)} + 66.40 \\ &= 265.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・判定 (左辺) $\leq$ (右辺) なのでパンチング破壊に対して安全である。

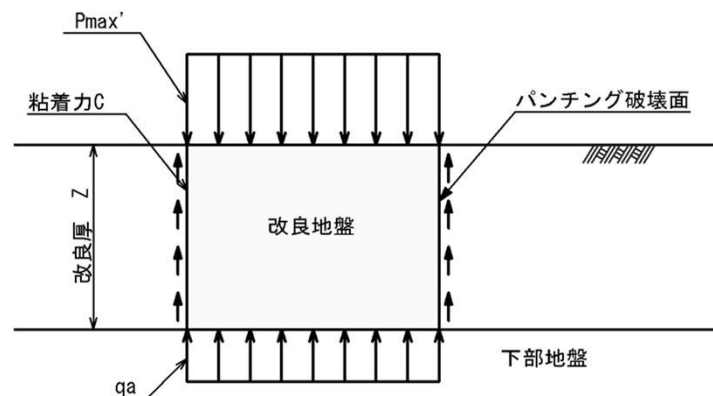


図 パンチング破壊検討図

固化材添加量の算定

現場固化材添加量は設計強度を(現場/室内)強さ比で除した室内目標強度から算定する。

これまでの検討より、改良地盤の必要設計強度は以下のとおりとなる。

$$\text{必要設計強度 } q_u = 180 \text{ kN/m}^2$$

本工事の場合、改良深さが2.00mであり、浅層混合処理が選定されると想定されるため、その場合の(現場/室内)強さ比 から、室内目標強度は以下のとおりとなる。

(現場/室内)強さ比 0.3 (砂質シルトのため、粘性土と想定)

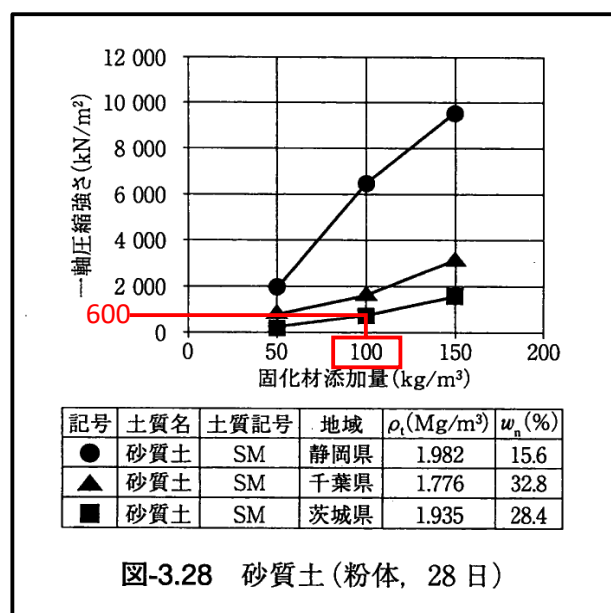
表-4.1 浅層改良の(現場/室内)強さ比の目安			
固化材の混合方式	改良対象土	施工機械	(現場/室内)強さ比 α_{kl}
粉体	一般的な軟弱土 (粘性土、砂質土等)	スタビライザ	0.5~0.8
		バックホウ	0.3~0.7
		自走式土質改良機	0.7~0.9
スラリー	粘土 高含水有機質土	クラムシェル	0.2~0.5
		バックホウ	
	一般的な軟弱土 (粘性土、砂質土等)	スタビライザ	0.5~0.8
		バックホウ	0.4~0.7
		処理船	0.5~0.8
スラリー	粘土 高含水有機質土	泥上作業車	0.3~0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3~0.6
		プラント式連続処理機	0.7~0.8

注) 締固めを行う場合も含む
1980~1985年、2020年のセメント協会調査データ

セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 135

$$\text{室内目標強度 } q_u = 180.0 / 0.3 = 600 \text{ kN/m}^2$$

よって、固化材添加量は「粉体添加の配合試験例(砂質土(粉体、28日))」より推定する。



セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 121

上図より、本工事における固化材添加量は 100 kg/m³ とする。

ただし、上記は推定量であるため、工事実施時に室内配合試験により添加量を再決定する。

支持地盤の養生検討(バイプロハンマ矢板打設)

本機場建設予定地は軟弱な粘土(N値=0)が厚く分布する軟弱地盤であることから、杭打機のための施工ヤードにおける支持地盤の養生を計画する。

検討においては、「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」を参考とする。

検討条件

重機の諸元

クローラクレーン 機械総重量	521.4 kN	(53.2 tf)
吊上げ荷重(Ⅲ型L=11.0m : 作業半径10m)	137.2 kN	(14.0 tf)
計	658.6 kN	(67.2 tf)
クローラの短辺の長さ	B0 =	0.76 m
クローラの長辺の長さ	L0 =	4.71 m

重機の最大接地圧 $P_{max0} \div 294.0 \text{ kN/m}^2$ (30.0 tf/m²)
「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」P.59より

衝撃係数 0.3
衝撃係数を考慮した最大接地圧 $P_{max} \div 383.0 \text{ kN/m}^2$ ($P_{max'} \times (1+0.3)$)

敷鉄板

敷鉄板の幅	B1 =	1.50 m
敷鉄板の長さ	L1 =	6.00 m
敷鉄板の厚さ		22 mm
敷鉄板の枚数		1 枚

※敷鉄板の枚数は、クローラクレーンに必要な敷鉄板等の目安 より 1枚 とする。

施工地盤面の諸元

ボーリング		R3-No. 5		
施工地盤高	YP	2.30 m		
地下水位	YP	1.43 m	(近傍最高田面標高)	
対象土層	B	(粘性土) (盛土)	B (砂質土) (シルト質砂)	Ac1 (粘性土) (砂質シルト)
層厚		0.99 m	1.00 m	1.85 m
設計N値		2	7	0
単位体積重量	(湿潤土) γ_t	16 kN/m ³	19 kN/m ³	14.4 kN/m ³
	(水中土) γ_{sat}	7 kN/m ³	10 kN/m ³	5.4 kN/m ³
内部摩擦角	ϕ	15.0 °	26.8 °	0.0 °
粘着力	C	0 kN/m ²	0 kN/m ²	13 kN/m ²
変形係数	E	5600 kN/m ²	19600 kN/m ²	400 kN/m ²

地盤改良の必要性の検討

敷鉄板効果による接地圧

$$P_{\max}' = P_{\max} \times B_0 / B_2$$

最大接地圧	$P_{\max} =$	383.0 kN/m ²	
クローラの短辺方向	$B_2 =$	1.52 m	(クローラの幅の2倍とする)
クローラの長辺方向	$L_2 =$	4.71 m	(荷重の広がりは無視)

$$P_{\max}' = 383.0 \times 0.76 / 1.52$$

$$= 191.5 \text{ kN/m}^2$$

施工地盤面の許容支持力度

$$q_a = 1 / n \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率	$n =$	1.5 (短期)		
支持地盤の粘着力	$C =$	0.0 kN/m ²		
支持地盤の内部摩擦角	$\phi =$	15.0°		
支持地盤の単位重量	$\gamma_1 =$	16.0 kN/m ³		
根入れ部の単位重量	$\gamma_2 =$	16.0 kN/m ³		
最低地盤面から 基礎底面までの深さ	$D_f =$	0.00 m		
基礎の形状係数	$\alpha =$	$1.0 + \frac{0.2 \times B_2}{L_2}$ $= 1.0 + \frac{0.2 \times 1.52}{4.71}$ $= 1.06$		
	$\beta =$	$0.5 - \frac{0.2 \times B_2}{L_2}$ $= 0.5 - \frac{0.2 \times 1.52}{4.71}$ $= 0.44$		
支持力係数 ($\phi = 15.0^\circ$ の場合)	$N_c =$	11.0		
	$N_\gamma =$	1.1		
	$N_q =$	3.9		
載荷幅	$B =$	1.52 m ($= B_2$)		
荷重傾斜補正係数	$i_c =$	1.0 $i_\gamma =$	1.0 $i_q =$	1.0
基礎寸法補正係数	$\eta =$	1.0		

$$q_a = 1 / 1.5 \times (1.0 \times 1.06 \times 0.0 \times 11.0 + 1.0 \times 0.44 \times 16.0 \times 1.52 \times 1.0 \times 1.1 + 1.0 \times 16.0 \times 0.00 \times 3.9)$$

$$= 1 / 1.5 \times (0.00 + 11.77 + 0.00)$$

$$\doteq 7.8 \text{ kN/m}^2$$

地盤改良の必要性の確認

敷鉄板効果による接地圧		施工地盤面の許容支持力度
$P_{\max}' = 191.5 \text{ kN/m}^2$	$>$	$q_a = 7.8 \text{ kN/m}^2 \dots \text{NG}$

改良地盤の検討

改良地盤の設計強度

$$q_u = 2 \times CS$$

改良地盤の粘着力

$$CS = P_{max}' / \left(1 / n \times (i_c \times \alpha \times N_c) \right)$$

$$\text{敷鉄板効果による接地圧} \quad P_{max}' = 191.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{安全率} \quad n = 1.5 \text{ (短期)}$$

$$\text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.0$$

$$\text{支持力係数 (} \phi = 15.0^\circ \text{ の場合)}$$

$$N_c = 11.0$$

$$\text{荷重傾斜補正係数} \quad i_c = 1.0$$

$$\begin{aligned} CS &= 191.5 / \left(1 / 1.5 \times (1.0 \times 1.0 \times 11.0) \right) \\ &= 26.2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_u = 2 \times 26.2 = 52.4 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 110.0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{押抜きせん断の検討より})$$

荷重分散で下部地盤に働く分散圧

$$P_{max}'' = P_{max}' \times B_2 \times L_2 / (B_3 \times L_3) + Z \times \gamma$$

$$\text{クローラの短辺方向} \quad B_2 = 1.52 \text{ m}$$

$$\text{クローラの長辺方向} \quad L_2 = 4.71 \text{ m}$$

$$\text{改良地盤厚さ} \quad Z = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{荷重分散角} \quad \theta = 45^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での短辺方向} \quad B_3 &= B_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 1.52 + 2 \times 2.00 \times \tan(45) \\ &= 5.52 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での長辺方向} \quad L_3 &= L_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 4.71 + 2 \times 2.00 \times \tan(45) \\ &= 8.71 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{改良地盤の単位重量} \quad \gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 7.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 5.4 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} P_{max}'' &= 191.5 \times 1.52 \times 4.71 / (5.52 \times 8.71) \\ &\quad + (0.87 \times 16.0 + 0.12 \times 7.0 \\ &\quad \quad + 1.00 \times 10.0 + 0.01 \times 5.4) \\ &= 53.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

下部地盤面の許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{n} \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率 $n = 1.5$ (短期)

支持地盤の粘着力 $C = 13.0 \text{ kN/m}^2$

支持地盤の内部摩擦角 $\phi = 0.0^\circ$

支持地盤の単位重量 $\gamma_1 = 5.4 \text{ kN/m}^3$

根入れ部の単位重量 $\gamma_2 = 12.4 \text{ kN/m}^3$

最低地盤面から

基礎底面までの深さ $D_f = 2.00 \text{ m}$

基礎の形状係数 $\alpha = 1.0 + \frac{0.2 \times B^3}{L^3} = 1.0 + \frac{0.2 \times 5.52^3}{8.71^3} = 1.13$

$\beta = 0.5 - \frac{0.2 \times B^3}{L^3} = 0.5 - \frac{0.2 \times 5.52^3}{8.71^3} = 0.37$

支持力係数 ($\phi = 0.0^\circ$ の場合)

$N_c = 5.1$

$N_\gamma = 0.0$

$N_q = 1.0$

載荷幅 $B = 5.52 \text{ m}$ ($= B_3$)

荷重傾斜補正係数 $i_c = 1.0$ $i_\gamma = 1.0$ $i_q = 1.0$

基礎寸法補正係数 $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{1.5} \times (1.0 \times 1.13 \times 13.0 \times 5.1 + 1.0 \times 0.37 \times 5.4 \times 5.52 \times 1.0 \times 0.0 + 1.0 \times 12.4 \times 2.00 \times 1.0) \\ &= \frac{1}{1.5} \times (74.92 + 0.00 + 24.80) \\ &\doteq 66.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤の厚さの確認

改良地盤厚さ $Z = 2.00 \text{ m}$

荷重分散で下部地盤に働く接地圧 $P_{\max}'' = 53.4 \text{ kN/m}^2 \leq$ 下部地盤面の許容支持力度 $q_a = 66.4 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

表 6-3 油圧式トラッククレーン、ラフテレーンクレーンの場合浅層混合処理（厚さ1.0m）施工後に必要な鉄板等の目安

土 質	元地盤 の性状	元地盤の N値	改良後の許 容支持力 ²⁾ q _a (tf/m ²)	鉄板厚 (mm)	アウトリガフット1脚に作用する荷重 (tf)									
					10 tf	20 tf	30 tf	40 tf	50 tf	60 tf	70 tf	80 tf	90 tf	100 tf
軟質土	①軟らか い粘性 土	2<N≤6	20	25	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (2)	6.0×1.5 m (2)	—
				22									—	
ローム (火山灰質 粘性土)	②緩い砂 質土	4<N≤10	40	25	0.6×0.6 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)
				22									—	
	③軟 質	N<3	20	25	1.2×1.2 m	1.2×1.2 m	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (1)	6.0×1.5 m (2)	6.0×1.5 m (2)	—
				22									—	

表 6-4 クローラクレーン、クローラ式杭打機の場合浅層混合処理（厚さ1.0m）施工後に必要な敷鉄板等の目安

土 質	元地盤 の性状	元地盤の N値	改良後の許 容支持力 ²⁾ q _a (tf/m ²)	鉄板厚 (mm)	クローラの最大接地圧 (tf/m ²)									
					10 tf/m ²	15 tf/m ²	20 tf/m ²	25 tf/m ²	30 tf/m ²	35 tf/m ²	40 tf/m ²	45 tf/m ²	50 tf/m ²	60 tf/m ²
軟質土	①軟らか い粘性 土	2<N≤6	20	25	0	0	0	1	1	2	2	2	2	—
				22										
	②緩い砂 質土	4<N≤10	40	25	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
				22										
ローム (火山灰質 粘性土)	③軟 質	N<3	20	25	0	0	0	1	1	2	2	2	2	—
				22										

※1 鉄板は 6.0×1.5 m

※2 表に示す 0 は敷鉄板なし、1 は敷鉄板 1 枚、2 は敷鉄板 2 枚。

この配置は図 6-5、6-6 による。

沈下量の検討

即時沈下量 ※多層地盤の場合 (建築基礎構造設計指針 p.143)

$$SE = \left[Is (H_1 , \nu_1) / E_1 + \sum \{ (Is (H_k , \nu_k) - Is (H_{k-1} , \nu_k)) / E_k \} \right] \times q \times B1$$

敷鉄板の短辺の長さ $B1 = 1.50 \text{ m}$

敷鉄板の長辺の長さ $L1 = 6.00 \text{ m}$

敷鉄板の面積 $A = 9.00 \text{ m}^2 (= B1 \times L1)$

$L1 / B1 = 4.00$

敷鉄板下面の接地圧 $q = 191.5 \text{ kN/m}^2 (= P_{\max}')$

地盤の変形係数 E ※改良後の変形係数

地表面から層下端までの距離 H

地盤のポアソン比 $\nu = 0.30$ ※安全側

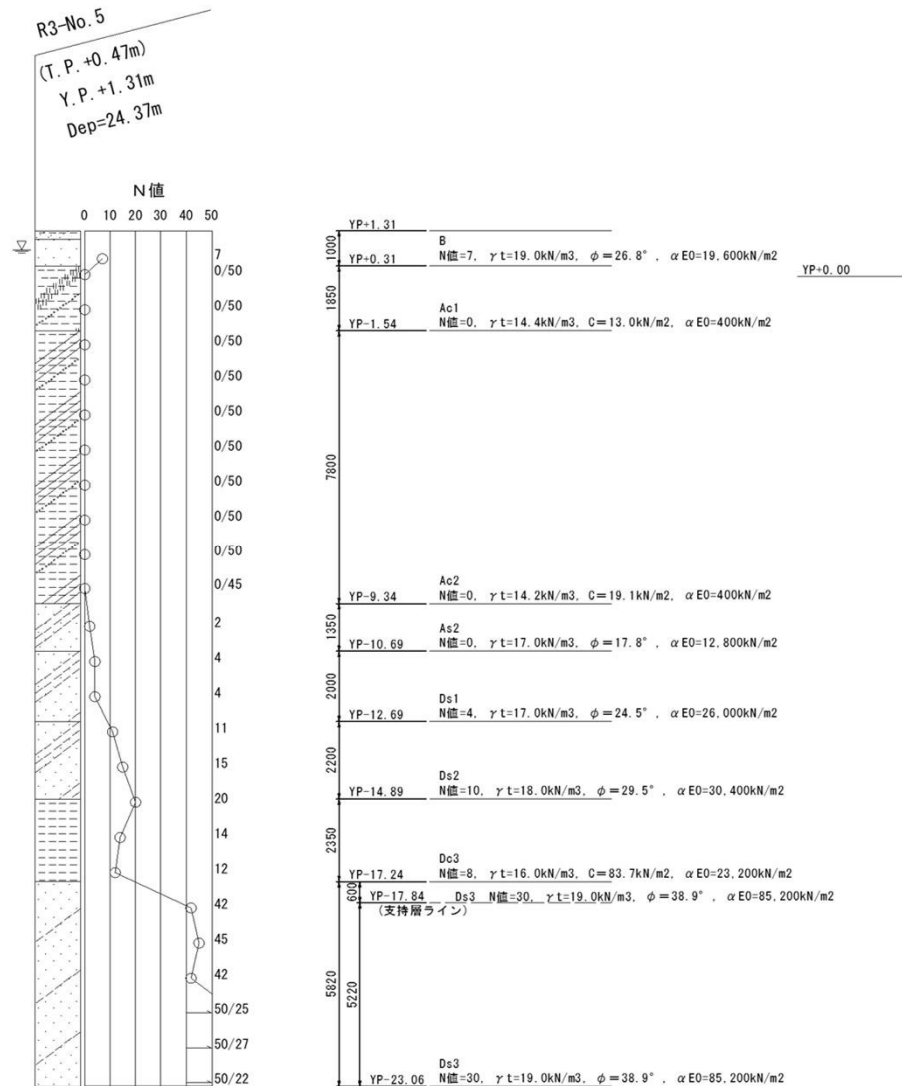
沈下係数 $Is = (1 - \nu^2) \times F1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \times F2$

$SE = 0.316 \text{ m} > \text{許容沈下量 } 0.05 \text{ m} \cdots \text{NG}$

※クローラ式杭打機の許容安定度5° に影響しない範囲

名称	E kN/m ²	層厚 m	H m	H/B1	ν	F1	F2	Is (H_i, ν_i)	Is (H_{i-1}, ν_i)	SE m
B(盛土)(粘性土)※	25200	0.99	0.99	0.66	0.30	0.060	0.102	0.107	0.000	0.001
B(砂質土)※	25200	1.00	1.99	1.33	0.30	0.169	0.128	0.221	0.107	0.001
Ac1(粘性土)※	25200	0.01	2.00	1.33	0.30	0.170	0.129	0.222	0.221	0.000
(粘性土)	400	1.84	3.84	2.56	0.30	0.343	0.127	0.378	0.222	0.112
Ac2(粘性土)	400	7.80	11.64	7.76	0.30	0.680	0.072	0.656	0.378	0.200
As2(砂質土)	12800	1.35	12.99	8.66	0.30	0.707	0.066	0.678	0.656	0.000
Ds1(砂質土)	26000	2.00	14.99	9.99	0.30	0.740	0.059	0.704	0.678	0.000
Ds2(砂質土)	30400	2.20	17.19	11.46	0.30	0.769	0.052	0.727	0.704	0.000
Dc3(粘性土)	23200	2.35	19.54	13.03	0.30	0.793	0.047	0.745	0.727	0.000
Ds3(砂質土)	85200	0.60	20.14	13.43	0.30	0.798	0.045	0.750	0.745	0.000
(砂質土)	85200	5.22	25.36	16.91	0.30	0.834	0.037	0.778	0.750	0.000

0.316



パンチング破壊に対する検討

敷鉄板下面の接地圧、下部地盤の許容支持力度及び改良地盤側面の粘着力によるせん断抵抗力のつり合い条件である、下式によりパンチング破壊に対する安全性を検討する。

$$P_{\max}' \leq \frac{2 \times (B_2 + L_2) \times CS \times Z}{(B_2 \times L_2 \times F_{sp})} + q_a$$

敷鉄板下面の接地圧	$P_{\max}' = 191.5 \text{ kN/m}^2$
改良地盤厚	$Z = 2.00 \text{ m}$
クローラの短辺方向	$B_2 = 1.52 \text{ m}$
クローラの長辺方向	$L_2 = 4.71 \text{ m}$
改良地盤の粘着力	$CS = 55.00 \text{ kN/m}^2 \quad (=q_u/2)$
改良地盤の設計強度	$q_u = 110.00 \text{ kN/m}^2$
下部地盤の許容支持力度	$q_a = 66.40 \text{ kN/m}^2$
パンチング破壊安全率	$F_{sp} = 1.50$

上式の両辺に諸数値を代入して

$$(\text{左辺}) = P_{\max}' = 191.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} (\text{右辺}) &= \frac{2 \times (1.52 + 4.71) \times 55.00 \times 2.00}{(1.52 \times 4.71 \times 1.50)} + 66.40 \\ &= 194.0 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・判定 (左辺) $\leq$ (右辺) なのでパンチング破壊に対して安全である。

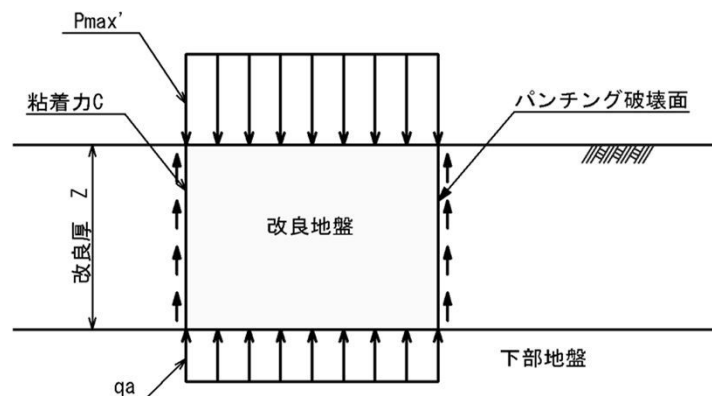


図 パンチング破壊検討図

固化材添加量の算定

現場固化材添加量は設計強度を(現場/室内)強さ比で除した室内目標強度から算定する。

これまでの検討より、改良地盤の必要設計強度は以下のとおりとなる。

$$\text{必要設計強度 } q_u = 110 \text{ kN/m}^2$$

本工事の場合、改良深さが2.00mであり、浅層混合処理が選定されると想定されるため、その場合の(現場/室内)強さ比から、室内目標強度は以下のとおりとなる。

(現場/室内)強さ比 0.3 (砂質シルトのため、粘性土と想定)

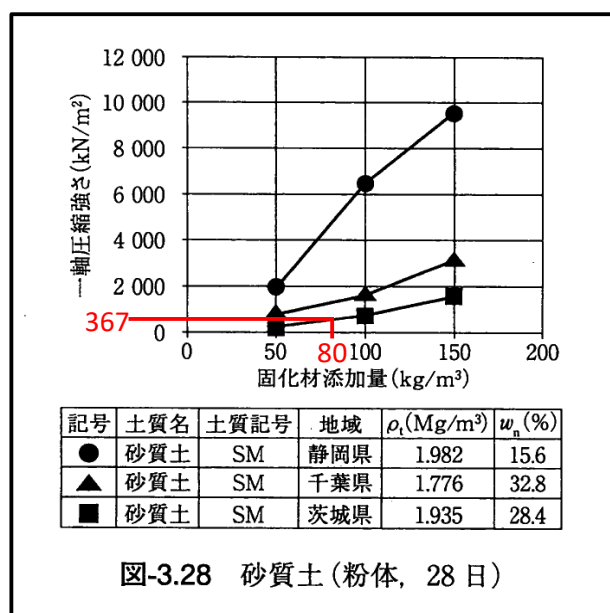
表-4.1 浅層改良の(現場/室内)強さ比の目安			
固化材の混合方式	改良対象土	施工機械	(現場/室内)強さ比 α_{kl}
粉体	一般的な軟弱土 (粘性土、砂質土等)	スタビライザ	0.5~0.8
		バックホウ	0.3~0.7
		自走式土質改良機	0.7~0.9
スラリー	粘土 高含水有機質土	クラムシェル	0.2~0.5
		バックホウ	
	一般的な軟弱土 (粘性土、砂質土等)	スタビライザ	0.5~0.8
		バックホウ	0.4~0.7
		処理船	0.5~0.8
スラリー	粘土 高含水有機質土	泥上作業車	0.3~0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3~0.6
		プラント式連続処理機	0.7~0.8

注) 締固めを行う場合も含む
1980~1985年、2020年のセメント協会調査データ

セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 135

$$\text{室内目標強度 } q_u = 110.0 / 0.3 \approx 367 \text{ kN/m}^2$$

よって、固化材添加量は「粉体添加の配合試験例(砂質土(粉体、28日))」より推定する。



セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 121

上図より、本工事における固化材添加量は 80 kg/m³ とする。

ただし、上記は推定量であるため、工事実施時に室内配合試験により添加量を再決定する。

支持地盤の養生検討(バックホウ：盛土部)

本機場建設予定地は軟弱な粘土(N値=0)が厚く分布する軟弱地盤であることから、バックホウ掘削のための施工ヤードにおける支持地盤の養生を計画する。

検討においては、「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」を参考とする。

検討条件

重機の諸元

バックホウ	0.8m ³	195.0 kN	(19.9 tf)
計		195.0 kN	(19.9 tf)
クローラの短辺の長さ	B0 =	0.60 m	
クローラの長辺の長さ	L0 =	3.40 m	
重機の最大接地圧	Pmax0 ≒	49.0 kN/m ²	(5.0 tf/m ²)
衝撃係数		0.3	
衝撃係数を考慮した最大接地圧	Pmax ≒	64.0 kN/m ²	(Pmax' × (1+0.3))

敷鉄板

敷鉄板の幅	B1 =	1.50 m
敷鉄板の長さ	L1 =	6.00 m
敷鉄板の厚さ		22 mm
敷鉄板の枚数		1 枚

施工地盤面の諸元

ボーリング		R3-No. 2		
施工地盤高	YP	2.30 m		
地下水位	YP	1.43 m		
対象土層	B (粘性土) (盛土)	B (砂質土) (砂質シルト)	Ac1 (粘性土) (砂質粘土)	
層厚	0.96 m	0.95 m	1.90 m	
設計N値	2	7	0	
単位体積重量 (湿潤土)	γ_t	16 kN/m ³	19 kN/m ³	14.4 kN/m ³
(水中土)	γ_{sat}	7 kN/m ³	10 kN/m ³	5.4 kN/m ³
内部摩擦角	ϕ	15.0 °	26.8 °	0 °
粘着力	C	0 kN/m ²	0 kN/m ²	13 kN/m ²
変形係数	E	5600 kN/m ²	19600 kN/m ²	400 kN/m ²

地盤改良の必要性の検討

敷鉄板効果による接地圧

$$P_{\max}' = P_{\max} \times B_0 / B_2$$

最大接地圧	$P_{\max} =$	64.0 kN/m ²	
クローラの短辺方向	$B_2 =$	1.20 m	(クローラの幅の2倍とする)
クローラの長辺方向	$L_2 =$	3.40 m	(荷重の広がりは無視)

$$P_{\max}' = 64.0 \times 0.60 / 1.20 = 32.0 \text{ kN/m}^2$$

施工地盤面の許容支持力度

$$q_a = 1/n \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率	$n =$	1.5 (短期)		
支持地盤の粘着力	$C =$	0.0 kN/m ²		
支持地盤の内部摩擦角	$\phi =$	15.0°		
支持地盤の単位重量	$\gamma_1 =$	16.0 kN/m ³		
根入れ部の単位重量	$\gamma_2 =$	0.0 kN/m ³		
最低地盤面から 基礎底面までの深さ	$D_f =$	0.00 m		
基礎の形状係数	$\alpha =$	1.0 + 0.2 × B ₂ / L ₂ = 1.0 + 0.2 × 1.20 / 3.40 = 1.07		
	$\beta =$	0.5 - 0.2 × B ₂ / L ₂ = 0.5 - 0.2 × 1.20 / 3.40 = 0.43		
支持力係数 ($\phi = 15.0^\circ$ の場合)	$N_c =$	11.0		
	$N_\gamma =$	1.1		
	$N_q =$	3.9		
載荷幅	$B =$	1.20 m (= B ₂)		
荷重傾斜補正係数	$i_c =$	1.0 $i_\gamma =$	1.0 $i_q =$	1.0
基礎寸法補正係数	$\eta =$	1.0		

$$q_a = 1/1.5 \times (1.0 \times 1.07 \times 0.0 \times 11.0 + 1.0 \times 0.43 \times 16.0 \times 1.20 \times 1.0 \times 1.1 + 1.0 \times 0.0 \times 0.00 \times 3.9) = 1/1.5 \times (0.00 + 9.08 + 0.00) = 6.0 \text{ kN/m}^2$$

地盤改良の必要性の確認

敷鉄板効果による接地圧	$P_{\max}' =$	32.0 kN/m ²	$>$	施工地盤面の許容支持力度	$q_a =$	6.0 kN/m ²	… NG
-------------	---------------	------------------------	-----	--------------	---------	-----------------------	------

改良地盤の検討

改良地盤の設計強度

$$q_u = 2 \times CS$$

改良地盤の粘着力

$$CS = P_{max}' / \left(1 / n \times (i_c \times \alpha \times N_c) \right)$$

$$\text{敷鉄板効果による接地圧} \quad P_{max}' = 32.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{安全率} \quad n = 1.5 \text{ (短期)}$$

$$\text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.0$$

$$\text{支持力係数 (} \phi = 15.0^\circ \text{ の場合)}$$

$$N_c = 11.0$$

$$\text{荷重傾斜補正係数} \quad i_c = 1.0$$

$$\begin{aligned} CS &= 32.0 / \left(1 / 1.5 \times (1.0 \times 1.0 \times 11.0) \right) \\ &= 4.4 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_u = 2 \times 4.4 = 8.8 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 50.0 \text{ kN/m}^2$$

荷重分散で下部地盤に働く分散圧

$$P_{max}'' = P_{max}' \times B_2 \times L_2 / (B_3 \times L_3) + Z \times \gamma$$

$$\text{クローラの短辺方向} \quad B_2 = 1.20 \text{ m}$$

$$\text{クローラの長辺方向} \quad L_2 = 3.40 \text{ m}$$

$$\text{改良地盤厚さ} \quad Z = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{荷重分散角} \quad \theta = 45^\circ$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での短辺方向} \quad B_3 &= B_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 1.20 + 2 \times 1.00 \times \tan (45) \\ &= 3.20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下部地盤での長辺方向} \quad L_3 &= L_2 + 2 \times Z \times \tan \theta \\ &= 3.40 + 2 \times 1.00 \times \tan (45) \\ &= 5.40 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{改良地盤の単位重量} \quad \gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 7.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma = 10.0 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} P_{max}'' &= 32.0 \times 1.20 \times 3.40 / (3.20 \times 5.40) \\ &\quad + (0.87 \times 16.0 + 0.09 \times 7.0 + 0.04 \times 10.0) \\ &= 22.6 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

下部地盤面の許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{n} \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率 $n = 1.5$ (短期)

支持地盤の粘着力 $C = 0.0 \text{ kN/m}^2$

支持地盤の内部摩擦角 $\phi = 26.8^\circ$

支持地盤の単位重量 $\gamma_1 = 10.0 \text{ kN/m}^3$

根入れ部の単位重量 $\gamma_2 = 14.6 \text{ kN/m}^3$

最低地盤面から

基礎底面までの深さ $D_f = 1.00 \text{ m}$

基礎の形状係数 $\alpha = 1.0 + \frac{0.2 \times B_3}{L_3} = 1.0 + \frac{0.2 \times 3.20}{5.40} = 1.12$

$\beta = 0.5 - \frac{0.2 \times B_3}{L_3} = 0.5 - \frac{0.2 \times 3.20}{5.40} = 0.38$

支持力係数 ($\phi = 26.8^\circ \rightarrow 25^\circ$ の場合

$N_c = 20.7$

$N_\gamma = 6.8$

$N_q = 10.7$

載荷幅 $B = 3.20 \text{ m}$ ($= B_3$)

荷重傾斜補正係数 $i_c = 1.0$ $i_\gamma = 1.0$ $i_q = 1.0$

基礎寸法補正係数 $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{1.5} \times (1.0 \times 1.12 \times 0.0 \times 20.7 + 1.0 \times 0.38 \times 10.0 \times 3.20 \times 1.0 \times 6.8 + 1.0 \times 14.6 \times 1.00 \times 10.7) \\ &= \frac{1}{1.5} \times (0.00 + 82.69 + 156.22) \\ &\doteq 159.2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤の厚さの確認

改良地盤厚さ $Z = 1.00 \text{ m}$

荷重分散で下部地盤に働く接地圧 $P_{\max}'' = 22.6 \text{ kN/m}^2 \leq$ 下部地盤面の許容支持力度 $q_a = 159.2 \text{ kN/m}^2 \dots \text{OK}$

沈下量の検討

即時沈下量 ※多層地盤の場合 (建築基礎構造設計指針 p.143)

$$SE = \left[Is (H_1 , \nu_1) / E_1 + \sum \{ (Is (H_k , \nu_k) - Is (H_{k-1} , \nu_k)) / E_k \} \right] \times q \times B1$$

敷鉄板の短辺の長さ $B1 = 1.50 \text{ m}$

敷鉄板の長辺の長さ $L1 = 6.00 \text{ m}$

敷鉄板の面積 $A = 9.00 \text{ m}^2 (= B1 \times L1)$

$L1 / B1 = 4.00$

敷鉄板下面の接地圧 $q = 32.0 \text{ kN/m}^2 (= P_{\max}')$

地盤の変形係数 E ※改良後の変形係数

地表面から層下端までの距離 H

地盤のポアソン比 $\nu = 0.30$ ※安全側

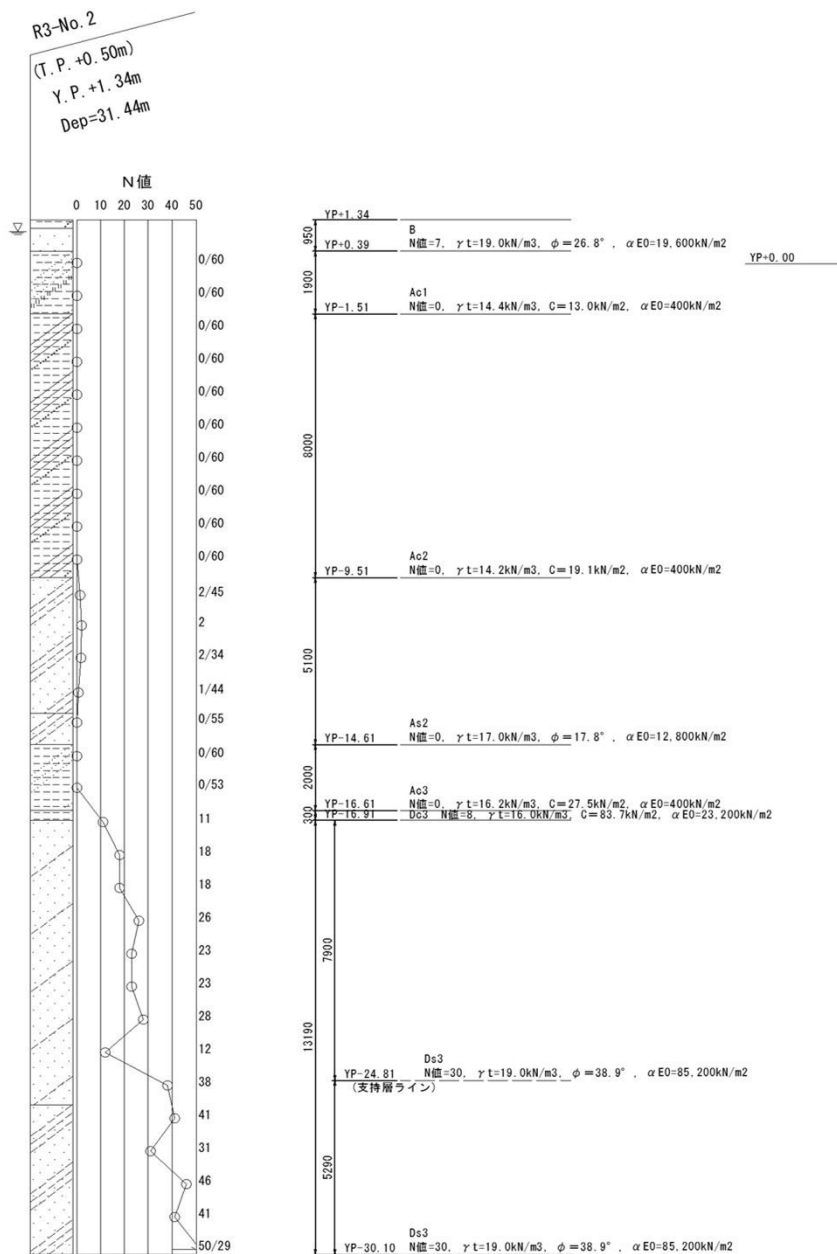
沈下係数 $Is = (1 - \nu^2) \times F1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \times F2$

$SE = 0.057 \text{ m} > \text{許容沈下量 } 0.05 \text{ m} \cdots \text{NG}$

※クローラ式杭打機の許容安定度5° に影響しない範囲

名称	E kN/m ²	層厚 m	H m	H/B1	ν	F1	F2	Is (H _i , ν_i)	Is (H _{i-1} , ν_i)	SE m
B (粘性土)※	11200	0.96	0.96	0.64	0.30	0.057	0.100	0.104	0.000	0.000
B (砂質土)※	11200	0.04	1.00	0.67	0.30	0.061	0.102	0.108	0.104	0.000
(砂質土)	19600	0.91	1.91	1.27	0.30	0.161	0.128	0.212	0.108	0.000
Ac1 (粘性土)	400	1.90	3.81	2.54	0.30	0.341	0.127	0.376	0.212	0.020
Ac2 (粘性土)	400	8.00	11.81	7.87	0.30	0.684	0.072	0.659	0.376	0.034
As2 (砂質土)	12800	5.10	16.91	11.27	0.30	0.765	0.053	0.724	0.659	0.000
Ac3 (粘性土)	400	2.00	18.91	12.61	0.30	0.787	0.048	0.741	0.724	0.002
Dc3 (粘性土)	23200	0.30	19.21	12.81	0.30	0.789	0.047	0.743	0.741	0.000
Ds3 (砂質土)	85200	7.90	27.11	18.07	0.30	0.843	0.034	0.785	0.743	0.000
(砂質土)	85200	5.29	32.40	21.60	0.30	0.865	0.029	0.803	0.785	0.000

0.057



パンチング破壊に対する検討

敷鉄板下面の接地圧、下部地盤の許容支持力度及び改良地盤側面の粘着力によるせん断抵抗力のつり合い条件である、下式によりパンチング破壊に対する安全性を検討する。

$$P_{max}' \leq \frac{2 \times (B_2 + L_2) \times CS \times Z}{(B_2 \times L_2 \times F_{sp})} + q_a$$

敷鉄板下面の接地圧	$P_{max}' =$	64.0 kN/m ²
改良地盤厚	$Z =$	1.00 m
クローラの短辺方向	$B_2 =$	1.20 m
クローラの長辺方向	$L_2 =$	3.40 m
改良地盤の粘着力	$CS =$	25.00 kN/m ² (= $q_u/2$)
改良地盤の設計強度	$q_u =$	50.00 kN/m ²
下部地盤の許容支持力度	$q_a =$	159.20 kN/m ²
パンチング破壊安全率	$F_{sp} =$	1.50

上式の両辺に諸数値を代入して

$$(\text{左辺}) = P_{max}' = 64.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} (\text{右辺}) &= \frac{2 \times (1.20 + 3.40) \times 25.00 \times 1.00}{(1.20 \times 3.40 \times 1.50)} + 159.20 \\ &= 196.8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・判定 (左辺) ≤ (右辺) なのでパンチング破壊に対して安全である。

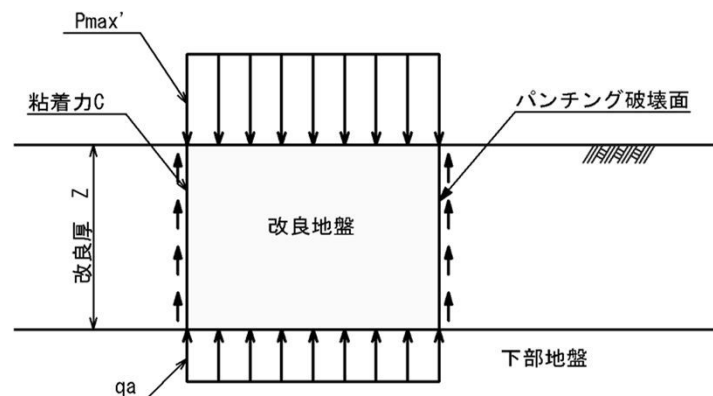


図 パンチング破壊検討図

固化材添加量の算定

現場固化材添加量は設計強度を（現場/室内）強さ比で除した室内目標強度から算定する。

これまでの検討より、改良地盤の必要設計強度は以下のとおりとなる。

$$\text{必要設計強度 } q_u = 50 \text{ kN/m}^2$$

本工事の場合、改良深さが1.00mであり、浅層混合処理が選定されると想定されるため、その場合の（現場/室内）強さ比 から、室内目標強度は以下のとおりとなる。

（現場/室内）強さ比 0.3 （盛土であり、粘性土と想定）

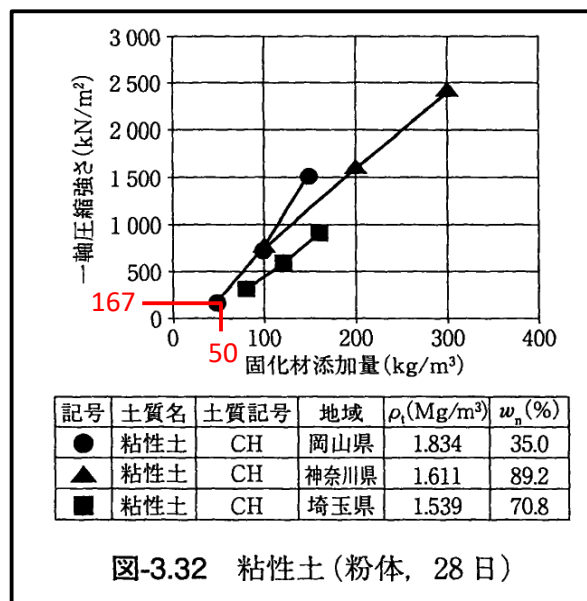
表-4.1 浅層改良の（現場/室内）強さ比の目安			
固化材の混合方式	改良対象土	施工機械	（現場/室内）強さ比 α_{kl}
粉体	一般的な軟弱土（粘性土、砂質土等）	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.3～0.7
		自走式土質改良機	0.7～0.9
スラリー	粘土 高含水有機質土	クラムシェル	0.2～0.5
		バックホウ	
	一般的な軟弱土（粘性土、砂質土等）	スタビライザ	0.5～0.8
		バックホウ	0.4～0.7
		処理船	0.5～0.8
スラリー	粘土 高含水有機質土	泥上作業車	0.3～0.7
		クラムシェル・バックホウ	0.3～0.6
		プラント式連続処理機	0.7～0.8

注) 締固めを行う場合も含む
1980～1985年、2020年のセメント協会調査データ

セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 135

$$\text{室内目標強度 } q_u = 50.0 \div 0.3 \approx 167 \text{ kN/m}^2$$

よって、固化材添加量は「粉体添加の配合試験例（粘性土（粉体、28日）」より推定する。



セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 122

上図より、本工事における固化材添加量は 50 kg/m³ とする。

ただし、上記は推定量であるため、工事実施時に室内配合試験により添加量を再決定する。

支持地盤の養生検討(バックホウ：遊水池)

本機場建設予定地は軟弱な粘土(N値=0)が厚く分布する軟弱地盤であることから、バックホウ掘削のための施工ヤードにおける支持地盤の養生を計画する。

検討においては、「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」を参考とする。

検討条件

重機の諸元

バックホウ	0.8m ³	195.0 kN	(19.9 tf)
計		195.0 kN	(19.9 tf)

クローラの短辺の長さ	B0 =	0.60 m
クローラの長辺の長さ	L0 =	3.40 m

重機の最大接地圧	Pmax0 ≒	49.0 kN/m ²	(5.0 tf/m ²)
衝撃係数		0.3	
衝撃係数を考慮した最大接地圧	Pmax ≒	64.0 kN/m ²	(Pmax' × (1+0.3))

敷鉄板

敷鉄板の幅	B1 =	1.50 m
敷鉄板の長さ	L1 =	6.00 m
敷鉄板の厚さ		22 mm
敷鉄板の枚数		1 枚

施工地盤面の諸元

ボーリング		R3-No. 2		
施工地盤高	YP	1.34 m		
地下水位	YP	1.09 m		
対象土層		B (砂質土) (シルト質砂)	Ac1 (粘性土) (砂質粘土)	Ac2 (粘性土) (粘質土シルト)
層厚		0.95 m	1.90 m	8.00 m
設計N値		7	0	0
単位体積重量	(湿潤土) γ_t	19 kN/m ³	14.4 kN/m ³	14.2 kN/m ³
	(水中土) γ_{sat}	10 kN/m ³	5.4 kN/m ³	5.2 kN/m ³
内部摩擦角	ϕ	26.8 °	0 °	0 °
粘着力	C	0.0 kN/m ²	13.0 kN/m ²	19.1 kN/m ²
変形係数	E	19600 kN/m ²	400 kN/m ²	400 kN/m ²

地盤改良の必要性の検討

敷鉄板効果による接地圧

$$P_{\max}' = P_{\max} \times B_0 / B_2$$

最大接地圧	$P_{\max} =$	64.0 kN/m ²	
クローラの短辺方向	$B_2 =$	1.20 m	(クローラの幅の2倍とする)
クローラの長辺方向	$L_2 =$	3.40 m	(荷重の広がりは無視)

$$P_{\max}' = 64.0 \times 0.60 / 1.20 = 32.0 \text{ kN/m}^2$$

施工地盤面の許容支持力度

$$q_a = 1/n \times (i_c \times \alpha \times C \times N_c + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)$$

安全率	$n =$	1.5 (短期)		
支持地盤の粘着力	$C =$	0.0 kN/m ²		
支持地盤の内部摩擦角	$\phi =$	26.8°		
支持地盤の単位重量	$\gamma_1 =$	19.0 kN/m ³		
根入れ部の単位重量	$\gamma_2 =$	0.0 kN/m ³		
最低地盤面から 基礎底面までの深さ	$D_f =$	0.00 m		
基礎の形状係数	$\alpha =$	1.0 + 0.2 × B ₂ / L ₂ = 1.0 + 0.2 × 1.20 / 3.40 = 1.07		
	$\beta =$	0.5 - 0.2 × B ₂ / L ₂ = 0.5 - 0.2 × 1.20 / 3.40 = 0.43		
支持力係数 ($\phi = 26.8^\circ \rightarrow 25^\circ$ の場合)	$N_c =$	20.7		
	$N_\gamma =$	6.8		
	$N_q =$	10.7		
載荷幅	$B =$	1.20 m (= B ₂)		
荷重傾斜補正係数	$i_c =$	1.0 $i_\gamma =$	1.0 $i_q =$	1.0
基礎寸法補正係数	$\eta =$	1.0		

$$q_a = 1/1.5 \times (1.0 \times 1.07 \times 0.0 \times 20.7 + 1.0 \times 0.43 \times 19.0 \times 1.20 \times 1.0 \times 6.8 + 1.0 \times 0.0 \times 0.00 \times 10.7) = 1/1.5 \times (0.00 + 66.67 + 0.00) = 44.4 \text{ kN/m}^2$$

地盤改良の必要性の確認

敷鉄板効果による接地圧	$P_{\max}' =$	32.0 kN/m ²	$\leq$	施工地盤面の許容支持力度	$q_a =$	44.4 kN/m ²	… OK
-------------	---------------	------------------------	--------	--------------	---------	------------------------	------

沈下量の検討

即時沈下量 ※多層地盤の場合 (建築基礎構造設計指針 p.143)

$$SE = \left[Is (H_1 , \nu_1) / E_1 + \sum \{ (Is (H_k , \nu_k) - Is (H_{k-1} , \nu_k)) / E_k \} \right] \times q \times B1$$

敷鉄板の短辺の長さ $B1 = 1.50 \text{ m}$

敷鉄板の長辺の長さ $L1 = 6.00 \text{ m}$

敷鉄板の面積 $A = 9.00 \text{ m}^2 (= B1 \times L1)$

$L1 / B1 = 4.00$

敷鉄板下面の接地圧 $q = 32.0 \text{ kN/m}^2 (= P_{max}')$

地盤の変形係数 E

地表面から層下端までの距離 H

地盤のポアソン比 $\nu = 0.30$ ※安全側

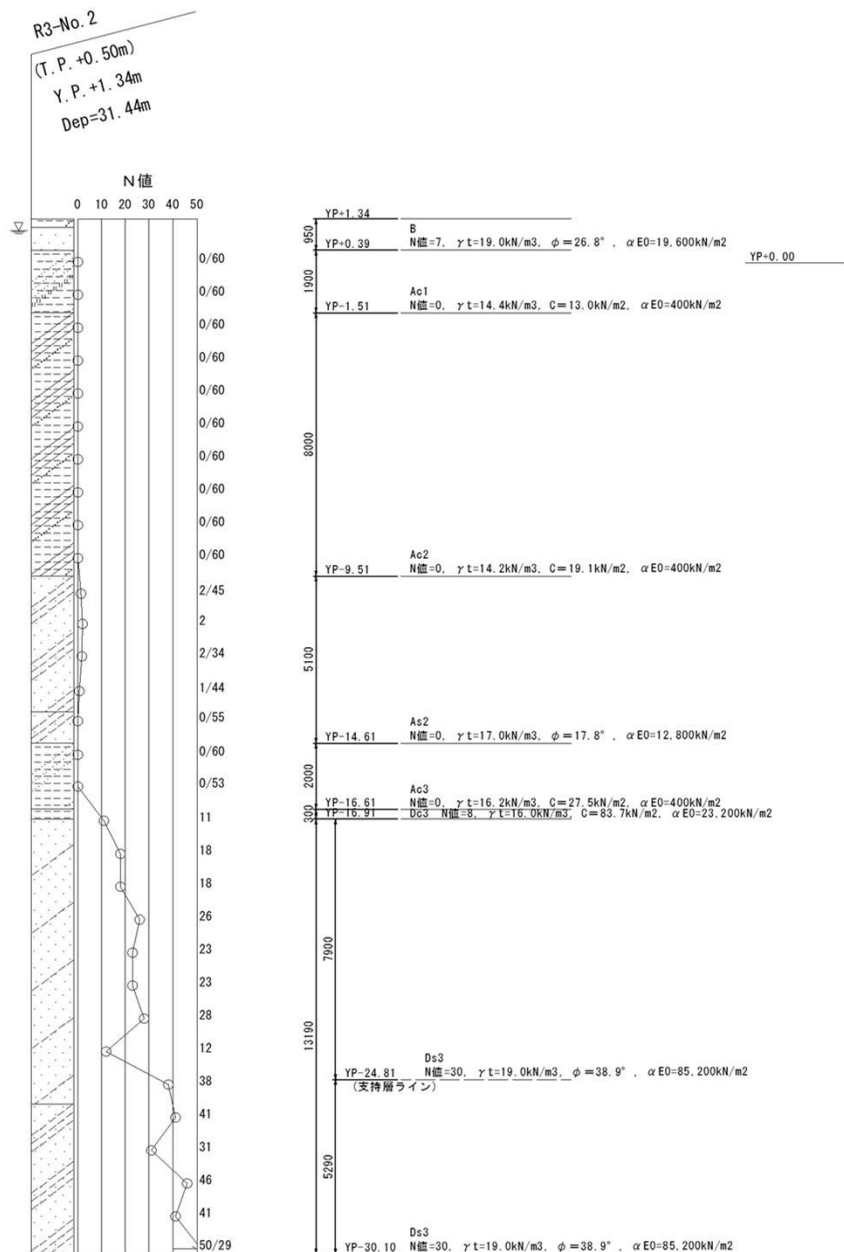
沈下係数 $Is = (1 - \nu^2) \times F1 + (1 - \nu - 2\nu^2) \times F2$

$SE = 0.068 \text{ m} > \text{許容沈下量 } 0.05 \text{ m} \cdots \text{NG}$

※クローラ式杭打機の許容安定度5° に影響しない範囲

名称	E kN/m ²	層厚 m	H m	H/B1	ν	F1	F2	I _s (H _i , ν_i)	I _s (H _{i-1} , ν_i)	SE m
B (砂質土)	19600	0.95	0.95	0.63	0.30	0.056	0.099	0.102	0.000	0.000
Ac1 (粘性土)	400	1.90	2.85	1.90	0.30	0.257	0.131	0.302	0.102	0.024
Ac2 (粘性土)	400	8.00	10.85	7.23	0.30	0.662	0.076	0.642	0.302	0.041
As2 (砂質土)	12800	5.10	15.95	10.63	0.30	0.753	0.056	0.715	0.642	0.000
Ac3 (粘性土)	400	2.00	17.95	11.97	0.30	0.777	0.050	0.733	0.715	0.002
Dc3 (粘性土)	23200	0.30	18.25	12.17	0.30	0.780	0.050	0.736	0.733	0.000
Ds3 (砂質土)	85200	7.90	26.15	17.43	0.30	0.838	0.036	0.781	0.736	0.000
(砂質土)	85200	5.29	31.44	20.96	0.30	0.862	0.030	0.800	0.781	0.000

0.068



遊水池底の地盤改良の検討

遊水池底 (YP1.60m) の地盤は、ボーリング R3-No.2 より、設計N値 0 の沖積粘性土層2 (Ac2) となる。

遊水池内に堆積した土砂を掻き出すための管理重機の進入等を考慮して、遊水池底の地盤改良を計画する。

検討においては、「移動式クレーン、杭打機等の支持地盤養生マニュアル(第2版)」を参考とする。

検討条件

管理重機の諸元

バックホウ(クローラ型)

標準バケット容量 (山積) 0.8 m^3
(平積) 0.6 m^3

機械質量 19.8 t

土地改良工事積算基準(機械経費) p. 26

$Q \div 195 \text{ kN}$

クローラの幅 $B0 = 0.60 \text{ m}$

クローラの長さ $L0 = 3.40 \text{ m}$

載荷荷重強度

遊水池底に作用する載荷荷重強度は、以下の式により算定する。

$$\text{載荷荷重強度} \quad q = \frac{Q \times (1 + i)}{2 \times (B0 \times L0)}$$

ここに、

衝撃荷重 $i = 0.3$ ※ 設計基準「水路工」p. 229 を準用

$$\begin{aligned} q &= \frac{195 \times (1 + 0.3)}{2 \times (0.60 \times 3.40)} \\ &= 62.13 \text{ kN/m}^2 \\ &\rightarrow 63 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

施工地盤面の諸元

ボーリング		R3-No.2
施工地盤高	YP	-1.60 m
地下水位	YP	-1.60 m
対象土層		Ac2 (粘性土)
層厚		7.91 m
設計N値		0
単位体積重量	(湿潤土) γ_t	14.4 kN/m ³
	(水中土) γ_{sat}	5.4 kN/m ³
内部摩擦角	ϕ	0°
粘着力	C	19.1 kN/m ²
変形係数	E	400 kN/m ²

支持力の検討

直接基礎の場合

許容支持力度

地盤の許容支持力度は、「土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」」 p.660 により算定する。

$$\begin{aligned} \text{許容支持力度} \quad q_a &= 1/n \times q_u \\ \text{極限支持力度} \quad q_u &= (i_c \times \alpha \times C \times N_c \\ &\quad + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma \\ &\quad + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} \text{安全率} \quad n &= 3 \text{ (長期)} \\ \text{支持地盤単位重量} \quad \gamma_1 &= 5.4 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma_1 = \gamma_t) \\ \text{根入れ部単位重量} \quad \gamma_2 &= 5.4 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma_2 = \gamma_t) \\ \text{基礎の形状係数} \quad \alpha &= 1.0 + \frac{0.2 \times B}{L} \\ &= 1.0 + \frac{0.2 \times 0.60}{3.40} \\ &= 1.04 \\ \beta &= 0.5 - \frac{0.2 \times B}{L} \\ &= 0.5 - \frac{0.2 \times 0.60}{3.40} \\ &= 0.46 \\ \text{支持力係数 (} \phi &= 0^\circ \text{ の場合)} \\ N_c &= 5.1 \quad N_\gamma = 0.0 \quad N_q = 1.0 \\ \text{底面までの深さ} \quad D_f &= 0.00 \text{ m} \\ \text{傾斜補正係数} \quad i_c &= 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_q = 1.0 \\ \text{荷重の載荷幅} \quad B &= 0.60 \text{ m} \\ \text{荷重の載荷長} \quad L &= 3.40 \text{ m} \\ \text{基礎寸法補正係数} \quad \eta &= 1.0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_u &= (1.0 \times 1.04 \times 19.1 \times 5.1 \\ &\quad + 1.0 \times 0.46 \times 5.4 \\ &\quad \times 0.60 \times 1.0 \times 0.0 \\ &\quad + 1.0 \times 5.4 \times 0.00 \times 1.0) \\ &= 101.31 \text{ kN/m}^2 \\ q_a &= 1/3 \times 101.31 \\ &= 33.77 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

判定

$$\begin{aligned} \text{載荷荷重強度} \quad q &= 63 \text{ kN/m}^2 > \text{許容支持力度} \quad q_a = 33.77 \text{ kN/m}^2 \cdots \text{NG} \end{aligned}$$

荷重強度が許容支持力度を上回るため、地盤改良を検討する。

地盤改良基礎の場合

改良地盤の厚さを仮定して、改良地盤の下端に作用する荷重強度を算定する。

$$\begin{aligned}
 \text{改良厚さ} \quad D_f &= 1.00 \text{ m} \\
 \text{荷重の分散角} \quad \theta &= 45^\circ \\
 \text{載荷幅} \quad B &= B_0 + 2 \times D_f \times \tan 45^\circ \\
 &= 0.60 + 2 \times 1.00 \times \tan 45^\circ \\
 &= 2.60 \text{ m} \\
 \text{載荷長} \quad L &= L_0 + 2 \times D_f \times \tan 45^\circ \\
 &= 3.40 + 2 \times 1.00 \times \tan 45^\circ \\
 &= 5.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

改良地盤の下端に作用する荷重強度

重機による荷重強度

$$\begin{aligned}
 q'_1 &= B_0 \times L_0 \times q \div (B \times L) \\
 &= 0.60 \times 3.40 \times 63 \div (2.60 \times 5.40) \\
 &= 9.15 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

改良地盤の自重による荷重強度

$$\begin{aligned}
 q'_2 &= D_f \times \gamma \\
 &= 1.00 \times 5.4 \\
 &= 5.40 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

改良地盤の下端に作用する荷重強度

$$\begin{aligned}
 q' &= q'_1 + q'_2 \\
 &= 9.15 + 5.40 \\
 &= 14.55 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

改良地盤の下端における許容支持力度

$$\begin{aligned}
 \text{許容支持力度} \quad q_a &= 1 \div n \times q_u \\
 \text{極限支持力度} \quad q_u &= (i_c \times \alpha \times C \times N_c \\
 &\quad + i_\gamma \times \beta \times \gamma_1 \times B \times \eta \times N_\gamma \\
 &\quad + i_q \times \gamma_2 \times D_f \times N_q)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 \text{安全率} \quad n &= 3 \text{ (長期)} \\
 \text{支持地盤単位重量} \quad \gamma_1 &= 5.4 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma_1 = \gamma_t) \\
 \text{根入れ部単位重量} \quad \gamma_2 &= 5.4 \text{ kN/m}^3 \quad (\gamma_2 = \gamma_t) \\
 \text{基礎の形状係数} \quad \alpha &= 1.0 + 0.2 \times B \div L \\
 &= 1.0 + 0.2 \times 2.60 \div 5.40 \\
 &= 1.10 \\
 \beta &= 0.5 - 0.2 \times B \div L \\
 &= 0.5 - 0.2 \times 2.60 \div 5.40 \\
 &= 0.40 \\
 \text{支持力係数} \quad N_c &= 5.1 \quad N_\gamma = 0.0 \quad N_q = 1.0 \\
 \text{底面までの深さ} \quad D_f &= 1.00 \text{ m} \\
 \text{傾斜補正係数} \quad i_c &= 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_q = 1.0 \\
 \text{荷重の載荷幅} \quad B &= 2.60 \text{ m} \\
 \text{荷重の載荷長} \quad L &= 5.40 \text{ m} \\
 \text{基礎寸法補正係数} \quad \eta &= 1.0
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
q_u &= (1.0 \times 1.10 \times 19.1 \times 5.1 \\
&+ 1.0 \times 0.40 \times 5.4 \\
&\quad \times 2.60 \times 1.0 \times 0.0 \\
&+ 1.0 \times 5.4 \times 1.00 \times 1.0) \\
&= 112.55 \text{ kN/m}^2 \\
q_a &= 1 / 3 \times 112.55 \\
&= 37.52 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

判定

$$D_f = 1.00 \text{ m}$$

荷重強度 許容支持力度

$$S_{z1} = 14.55 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = 37.52 \text{ kN/m}^2 \quad \cdots \text{ OK}$$

許容支持力度が荷重強度を上回るため、改良厚は1.0mとする。

3) 改良強度の検討

改良強度は、改良地盤の支持力が遊水池底に作用する荷重を上回る強度とする。

遊水池底に作用する荷重

$$\text{荷重強度} \quad q = 63 \text{ kN/m}^2$$

改良地盤の必要改良強度

改良地盤は粘性土として扱うため、 $\phi=0^\circ$ となる。

よって、必要改良強度は次式により算定する。

$$\text{必要改良強度} \quad q_{u'} = 2 \times q \times n / (i_c \times \alpha \times N_c)$$

ここに、

$$\text{安全率} \quad n = 3 \text{ (長期)}$$

$$\text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.0$$

$$\text{支持力係数} \quad N_c = 5.1$$

$$\text{傾斜補正係数} \quad i_c = 1.0$$

$$\begin{aligned} q_{u'} &= 2 \times 63 \times 3 / (1.0 \times 1.00 \times 5.1) \\ &= 74.12 \text{ kN/m}^2 \\ &\rightarrow 75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4) 固化材添加量の算定

現場固化材添加量は設計強度を(現場/室内)強さ比で除した室内目標強度から算定する。

これまでの検討より、改良地盤の必要設計強度は以下のとおりとなる。

$$\text{必要設計強度 } q_{u'} = 75 \text{ kN/m}^2$$

施工形態別に(現場/室内)強さ比の目安を以下に示す。

表-4.1 浅層改良の(現場/室内)強さ比の目安			
固化材の混合方式	改良対象土	施工機械	(現場/室内)強さ比 α_{kl}
粉体	一般的な軟弱土(粘性土、砂質土等)	スタビライザ バックホウ 自走式土質改良機	0.5~0.8 0.3~0.7 0.7~0.9
	泥土 高含水有機質土	クラムシエル バックホウ	0.2~0.5
スラリー	一般的な軟弱土(粘性土、砂質土等)	スタビライザ	0.5~0.8
		バックホウ	0.4~0.7
	泥土 高含水有機質土	処理船	0.5~0.8
		泥上作業車 クラムシエル・バックホウ プラント式連続処理機	0.3~0.7 0.3~0.6 0.7~0.8

注) 締固めを行う場合も含む
1980~1985年, 2020年のセメント協会調査データ

セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 135

本工事の場合、現地盤面からの改良を想定し、中層混合が選定されるため、(現場/室内)強さ比 0.5 とすると、室内目標強度は以下のとおりとなる。

$$\text{室内目標強度 } q_{u''} = 75 / 0.5 \div 150 \text{ kN/m}^2$$

よって、固化材添加量は「紛体添加の配合試験例(粘性土(紛体、28日))」より推定する。

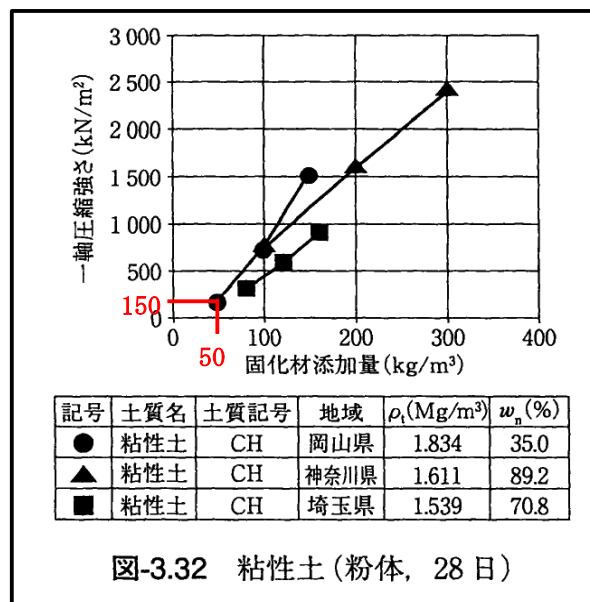


図-3.32 粘性土(粉体, 28日)

セメント系固化材による地盤改良マニュアル[第5版]p. 122

上図より、本工事における固化材添加量は 50 kg/m^3 とする。

ただし、上記は推定量であるため、工事実施時に室内配合試験により添加量を再決定する。

・事業スケジュール

[国営総合農地防災事業手賀沼地区 事業スケジュール] [R4年2月時点]

(凡例)

調査測量設計

工事実施

	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	R13	R14
事業工期 (R3～14)												
手賀第二排水機場												
	設計等		工事									

R5～7 土木、ポンプ工事
R8 既設機場撤去、場内整備

3.2.4.3 第2回設計業務打合せ

手賀沼地区(手賀第二揚排水機場) 第2回設計業務打合せ

開催日時：令和 4 年 12 月 7 日（水）9：30～11：30

場所：WEB 会議方式

【 議事次第 】

- | | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| 1. 開会あいさつ | ・ ・ ・ ・ ・ 9 : 30 ~ 9 : 35 |
| 2. 資料説明 | ・ ・ ・ ・ ・ 9 : 35 ~ 10 : 30 |
| 3.1 基礎構造及び施工方法 | |
| 3.2 土留め工法及び施工方法 | |
| 3.3 全体の工程表 | |
| ただし、特に基礎・土留の施工順序や機械足場等について整 | |
| 3. 意見交換（３項目に絞り実施） | ・ ・ ・ ・ ・ 10 : 30 ~ 11 : 30 |
| 3.1 基礎構造及び施工方法 | |
| 3.2 土留め工法及び施工方法 | |
| 3.3 全体の工程表 | |
| 4. 解　　散 | ・ ・ ・ ・ ・ 11 : 30 |

参加者

外部技術者 清水建設 株式会社 土木技術本部
上席エンジニア 入江 正樹
大成建設 株式会社 土木本部 土木技術部
地盤・環境技術室 次長 望月 聖

関東農政局手賀沼農地防災事業所：松本調査設計課長・森川課長補佐・朝長設計係長・
篠原技官・高須技官

土地改良技術事務所：尾美專門技術指導官・黒岩施工技術係長・井村技官

[REDACTED] • [REDACTED] [REDACTED]
• [REDACTED]

3.2.4.3.1 議事録

関東農政局 土地改良技術事務所 済 事業所 済
外部技術者 確認 済

手賀第二揚排水機場 第2回設計業務打合せ議事録

冒頭、関東農政局土地改良技術事務所（以下「土技所」）より「手賀沼地区（手賀第二揚排水機場）第2回打合せの主旨」について説明した後、手賀沼農地防災事業所発注「令和4年度手賀沼農地防災事業 手賀第二揚排水機場実施設計業務」の受注者より「手賀沼地区（手賀第二揚排水機場）第2回打合せ資料」等について説明し、外部技術者より助言・指導を行った。概要は以下のとおり。

手賀沼地区（手賀第二揚排水機場）第2回打合せの主旨

土技所	手賀沼地区（手賀第二揚排水機場）第1回打合せでいただいた助言事項を踏まえ、手賀沼農地防災事業所（以下「事業所」）及び設計コンサルタント（以下「 」）が作成した資料を基に、ご意見をいただきたい。
-----	---

意見交換

土技所	前回の打合せを踏まえ、土留工についてはパワーブレンダー工法、機械足場についてはバックホウ攪拌工法による表層改良工、構造物基礎工については CI-CMC-HG 工法、遊水池の改良についてはパワーブレンダー工法で計画することとして、工程を説明したということか。
-----	--

 	然り。
--	-----

望月	P11～12の施工手順図のSTEP3及びSTEP4について、STEP3が構造物の深層改良の施工、STEP4が土留工としての地盤改良のような順で書かれているが、STEP3と4の順番が逆ではないかと思う。STEP3では、深層混合機械のキャタピラ部分が、機械足場の改良範囲からはみ出して図示されており、機械の転倒防止の観点から条件を満足していないと思う。この順番には、何か意図があるのか。
----	---

 	STEP2の表層改良については、改良深さを2.0m、設計基準強度を180kN/mで計画している。
--	--

 	P8のSTEP2で図示されている未改良の部分が改良されないと、改良機械の動きが悪いということか。先に表層改良を行い、機械足場を確保すべきということか。
--	---

望月	然り。
----	-----

 	検討する。
--	-------

望月	前回指摘した施工順序の件については、図示されて非常に理解しやすくなった。P24の1-1断面図について、ボックスカルバートを杭で支持する計画となっているが、図示された区間以外では、杭基礎を施工しないということか。
----	---

 	全区間で基礎杭を打設し、施工することとしている。
--	--------------------------

望月	承知した。
----	-------

 	関連して、最近、本省から二次製品で計画できないかという話が出ている。その方針によっては、基礎形式を再検討しなければいけないが、場所的に、地盤改良基礎とすることは難しいと思っている。
--	--

望月	同意する。小型の杭打ち機で施工すべきではないか。
----	--------------------------

	どうしても杭基礎でないといけないと考えている。
望月	承知した。P22 の STEP7 及び STEP8 について、黄色着色された工事用道路の図示範囲が、STEP7 と STEP8 で若干ずれている。STEP8 では、既設の道路側に振っており、STEP7 では、躯体側に振っているが、STEP8 のルートから枝分けする方が、合理的ではないか。
	工事用道路の計画については、再検討する。
望月	合理的な計画として欲しい。また、ここの掘削土は、第三種建設発生土の改良土となり、産廃にはならないように検討、計算されているように読み取れるが、数量を算出する時、産廃か、公共残土として再利用かで費用が変わってくるため、一度、確認された方が良いと思う。
	最後は盛土になるため、掘削土を使い切れると思っている。
望月	承知した。仮置き場が必要ということか。
	然り。
望月	盛土材としてそのまま使用不可能な土は、改質する必要がある。その際、広い改良ヤードが必要となるため、仮設ヤード等の検討を入念に行った方が良いと思う。また、既設の建屋を撤去する計画となっており、撤去後の最終的な計画平面図が無い為、最終の目的物が明確ではない。
	作成するが、最終形については、事業所と詰めるべき事項が残っているため、作成できていない。ただし、条件として、建屋は撤去されるが、敷地内に水路があり、川から逆流して、田んぼ側に水が入るため、取壊し方法が確定していない。
望月	承知した。
入江	最初に訂正をお願いしたい。P2「土留工について」の対応について、前回の打合せで「現状の土質から困難と指摘を受けている」と記述されているが、私は困難とは言っていない。困難というのは「できない」ということであり、きちんとしたものを作るのであれば、補助工法や材料等を含めて検討が必要と言った。
	訂正する。
入江	外部技術者検討業務の目的は、事業所が作成する施工計画が妥当かという観点から、外部技術者の意見を伺うものと理解している。妥当性について、提案されている計画ができるかできないかという観点と、もう少し突っ込んで、こうした方がトータルで良いのではないかという二つの観点があると思う。できるかできないかという観点で意見を申し上げると、今回、説明を受けた内容については、これでできないということは無く、特に意見することも無いが、全体的に、相当な費用がかかる計画ではないかと思う。地盤改良が非常に多く、もう少し減らせるのではないか。例えば、Ds3 層に支持を設けることについて、構造物を直接載せるだけでなく、地盤改良体の支持地盤にもならないとのことで、敢えて硬い Dc3 層を抜いて、更に深いところまで入れる計画となっており、示方書にそのような記述があるから仕方ないで終わっている。浅い基礎であれば良いが、Dc3 層を全て改良することが果たして妥当なのか、これだけ深い基礎に本当に示方書がそのまま適用されたとしたら、個人的にもったいない気がする。Dc3 層がフラットに全体をカバーしていないとのことであったが、Dc3 層が部分的に無いところだけを改良して、他のところは Dc3 層の上で止めることは、決して構造物の性能を阻害するものではないと思う。また、地盤改良のゾーニングについて

	て、掘削時の盤膨れ対策としては 100%改良が必要と思うが、盤膨れ対策の必要がないところでは、直接基礎の地耐力を確保する地盤としては 100%でなくても大丈夫ではないかと思う。地盤改良の産廃費用は、相当な費用になるのではないかと思う。事業所内で、現地施工場所の中で土砂収支を収められるとのことだが、周囲が水田であり、強アルカリの大きな排泥の塊が残置された場合に耕作などに影響がないか懸念する。
土技所	只今のご指摘は、仮設土留工、基礎工が豪華ではないかということで、その中で Ds3 層まで地盤改良する必要があるのか、Dc3 層が無い場所では、深さを変えるなどの対応ができないのかということであった。その点について、設計コンサルタントとしては、N 値 20 前後で、かつ、ある程度の厚さが必要という前提で検討したということで良いか。
■■■■■	おそらくテルツァギーの式では、Dc3 層まででも Df 値を十分に取れるため、支持力が確保されると思う。他方、設計コンサルタント会社としての経験では、土質調査結果から得られた平均 N 値 8 程度の粘性土で、半固結状のシルトではあるが、基礎の下端をここで止めて良いかというところの判断が難しい。おそらく計算では「OK」が出ると思うが、実際に、工事中～将来に渡り、沈下しないのかと問われると、Df 値を計算したテルツァギーの式でしか回答できないと思う。また、ボーリング調査位置と、今回の実施設計で決めた位置が少しずれており、特に問題となるのが、参考資料 P2 のボーリング R3-No. 2（以下「2 番」）やボーリング R3-No. 4（以下「4 番」）が、ボーリング R3-No. 5（以下「5 番」）と全く異なっており、実際、Dc3 層がどこまであるのか判定できないため、建物の一歩東側の端部の土質は想定に過ぎない。参考資料 P2 の図面には、実施設計によるポンプ場の配置図と、それに対するボーリング計画位置を示している。5 番は後から追加調査を行った孔だが、2 番と 4 番を入れると、どうしても地盤がどうなっているのかが分からない。地盤調査会社が想定線を入れているだけであり、設計としては非常に難しい。地質調査結果を地形測量結果と新機場の計画に合わせると、洪積層及び沖積層が、A-A 断面付近で突然、分かれた形になっている。不透水層である Dc3 層が 5 番に出ているが、2 番及び 4 番では非常に少ないこともあり、その境界はどこかというのが想定でしかない。取付樋管の基礎は、参考資料 P2 の既設（■■■■■）ボーリング結果を基に計画したが、もう少し平坦かと思っていた。
入江	Dc3 層が構造物下面に一樣に存在しない場合、無いところだけを改良することも可能ではないかと発言した。Dc3 層より下まで全面改良する費用がすごいことになると思う。工事発注後でも構わないので、通常の土質調査ボーリングではなく、Dc3 層の有無を確認するためだけのボーリングを行ってはどうか。何箇所か確認してから、地盤改良範囲を決めるという判断もあると思う。そのように精査すると、トータルの工事費が抑えられる。面的、部分的に足りないところだけを地盤改良するといった設計は、十分に成立すると思う。ただし、洪積の粘性土であっても N 値平均が 8 であり、とにかく Dc3 層は信用できないということであれば、この議論は不要となる。
土技所	判断が難しいが、本件については、助言に基づき、工事発注時に追加ボーリングを行うべきか、事業所、土技所及び設計コンサルタントで再検討する。また、100%改良でなくても良いのではないかとのご指摘があったが、既存の改良範囲の話で良いか。

入江	P21 の縦断図及び横断図には、構造物及び地盤改良のゾーニングが示されている。まだ概略図かもしれないが、地盤改良の下端、着底部分が Ds3 層に入っている。この Ds3 層からの盤膨れ対策が目的であれば、Ds3 層からの水圧に対して抵抗できる厚みがあれば良い訳で、構造物の下端まで全層 100%改良する必要はないと思う。盤膨れ対策に必要な厚みを確保すれば、そこから上は、構造物に対する地耐力が満足できる改良で良い訳で、100%改良ではなく、改良率を落としたものでも成り立つと思う。仮に 100%改良としても、ベタ基礎なので、上の部分の強度を落とすなど、構造物が求める支持力に必要な強度を確保できれば、改良の数量をいくらかでも減らすことができるのではないかな。
土技所	その点について工夫できそうか。
■■■■	検討する。
土技所	底版部の強度は今のままにして、盤膨れ対策に必要な強度を出した後の上の方については、基礎として最低限の強度とすることが可能ではないかというご指摘で良いか。
入江	然り。今回の地盤改良工法に新しい工法を適用するということで、P55 に被圧水に対して抵抗できるかという計算書が付いているが、下層の水圧に対して、攪拌している地盤改良中のスラリーの重量が抵抗できるかという計算であり、これはこれで良いと思っている。CI-CMC-HG 工法を実際に見たことも使ったことも無いが、軸回転のトルクを高く設定できるということで、中間層に硬いものや玉石層があったり、下層に玉石層があったりなど、固いところを抜く能力を持たせた工法であると思っており、通常の CDM や DJM 等と基本的に変わらない気がする。だから駄目ということではないが、異なるのは高圧空気を噴射し改良径を大きくしている点であり、排泥を目的に積極的に上に圧力を逃がすような仕組みが組み込まれていると思う。被圧水を引っ張る可能性のある工法であるため、施工業者の範疇になると思うが、この工法を適用したからといってきちんと施工できるかは不明である。Dc3 層は、かなりの強度があり、目的とは逆に地盤改悪になる可能性があるため、本来であれば触りたくない。きちんとしたものができる 100%素晴らしい工法という意識は少し置いておいて、注意は必要であるという意識を持っておいた方が良いと思う。
土技所	今回の現場では、改良が難しい固い層が一番下端にあり、その中でうまく改良できない部分があったとしても、ここまで高級な工法でなくても、DJM や CDM 等でも十分に効果が得られると考えることができるのか。または、やはり強制的に攪拌する工法の方が良いのか。
入江	この工法を採用する理由は、Dc3 層を抜くためには、DJM や CDM では難しいと判断したためか。
■■■■	然り。被圧水の課題もあるため、採用した。最初に、硬質地盤である Dc3 層を抜く工法として、ある程度実績があるものを選んだ。Dc3 層の固い層を抜けるような工法はどれかということから始まり、その後、被圧水に対して施工可能なものはどれかということで選定した。Dc3 層があるところと無いところでは、工法が変更することもあると思う。
望月	適用地盤として、エポコラム工法で $N \leq 20$ 、CI-CMC-HG 工法で $N \leq 30$ であるため、硬質地盤対応としての改良は可能だと思う。被圧水対応としてどうかという点については、その辺りの知識は無いが、エアレーションで水を上げてしまう

	可能性はある。工法協会に確認し、被圧水対策として適用できるか再確認した方が良いと思う。ただし、被圧が 1.6MPa に対し、地盤改良圧力を 2.3MPa まで上げて自重で抑えるという検討については理解する。
■■■■	工法協会に確認した上で P3 の表を作成し、採用工法以外の工法については、「被圧地下水・硬質地盤への対応不可」として着色しているが、指摘事項について、再確認する。
土技所	設計コンサルタントとしては、Dc3 層を抜くとなると、CI-CMC-HG 工法しかないという考えでよろしいか。Dc3 層を抜くか抜かないかについて、追加ボーリング調査の実施を検討すべきだが、発注後に大きな工法変更となると困ると思う。あらかじめ実施すべきか検討する。
入江	カタログの適用地盤では、CI-CMC-HG 工法について、粘性土の $N \leq 30$ に適用可能と書いているが、粘性土で N 値が 20~30 程度のものを地盤改良することはあり得ないと思う。おそらく、硬い地盤を抜くために、攪拌翼を広げずに下まで降りていく時に、ここを削っていけるだけのトルクを持つ機械であるというだけではないかと思う。専門者に確認し、抜けがないようにお願いしたい。また、被圧水対策用に作っている機械ではなく、高压空気で、排泥を積極的に上に上げましようというものであり、通常の CDM や DJM と比較して引っ張りやすいというのは間違いないと思う。具体的な実績等を含め、確認が必要だと思う。
土技所	設計コンサルタントより、本地区の事情について、もう少し詳しく工法協会等に説明し、具体的な実績を確認すること。必要に応じて、P3 の修正をお願いする。
■■■■	承知した。
望月	土質の調査方法について、ボーリング調査より簡易なラムサウンディングという試験がある。N 値 30 程度まで調べることが可能であり、スウェーデン式サウンディングよりも高深度調査が可能でボーリングより簡易に実施できるので、調べてみると良い。
土技所	値段が安いものであれば、ある程度メッシュ的に調べてみるのも良いのではないか。
盛土に関する河川協議について	
事業所	最終的に、堤防側の河川境界ギリギリまで盛土するような計画となっているが、堤防に対する影響を検討しているか。盛土による影響が無いことについて、河川管理者と協議しないといけない可能性がある。
■■■■	検討していない。
事業所	必要となる可能性がある。
■■■■	どのように実施すべきか見当がつかないが、既設堤防の土質等が必要になるということか。
事業所	必要事項については、事業所で確認する。
■■■■	例えば、有限要素法により検討するということか。
事業所	そこまでは必要ないと思うが、おそらく、盛土時の滑り等の検討かと思う。
土技所	堤防の側道が斜路となっており、東側を下るため、近接した盛土はほとんどできないのではないか。その辺りについては、別途、検討して欲しい。設計コンサルタントにおかれては、本日の助言内容を踏まえ、検討、修正すること。

	以上

3.2.4.3.2 検討結果の整理

外部技術者からの助言一覧

(手賀沼地区：手賀第二排水機場改修 第2回設計業務打合せ)

1. 設計・施工計画及び仮設計画に係る留意点

施設名	項目	助言内容	対応について (別紙)
手賀第二揚排水機場	仮設計画 (安全対策)	P11～12の施工手順図のSTEP3及びSTEP4について、STEP3が構造物の深層改良の施工、STEP4が土留工としての地盤改良のような順で書かれているが、私のイメージでは、STEP3と4の順番が逆ではないかと思う。STEP3では、深層混合機械のキャタピラ部分が、機械足場の改良範囲からはみ出して図示されており、機械の転倒を考えた時、安心して施工できないのではないかと思う。	
	工事用道路について	P22のSTEP7及びSTEP8について、黄色着色された工事用道路の図示範囲が、STEP7とSTEP8で若干ずれている。STEP8では、既設の道路側に振っており、STEP7では、躯体側に振っているが、STEP8のルートから枝分けする方が、無駄が少ないのではないか。	
	仮設計画 (ヤード)	多様な土が出てくるため、分別して置き土する必要がある。その際、広いヤードが必要となるため、仮設ヤード等の検討を入念に行った方が良いと思う。また、既設の建屋を撤去する計画となっており、撤去後の最終的な計画平面図が必要ではないか。	
	仮設計画 (地盤改良等)	・説明を受けた内容について、全体的に、相当な費用がかかる計画ではないかと思う。地盤改良が非常に多く、もう少し減らせるのではないか。例えば、Ds3層に支持を設けることについて、構造物を直接載せるだけでなく、地盤改良体の支持地盤にもならないとのことで、敢えて硬いDc3層を抜いて、更に下まで入れる計画となっており、示方書にそのような記述があるから仕方ないで終わってしまう。浅い基礎であれば良いが、Dc3層を全て改良することが果たして、これだけ深い基礎で本当に示方書がそのまま適用されるのかということについては、個人的にもったいない気がする。Dc3層がフラットに全体をカバーしていないとのことであったが、無いところだけを改良して、他のところはDc3層の上で止めることは、決して構造物の性能を阻害するものではないと思う。 ・また、地盤改良の鉛直、平面のゾーニングについて、盤膨れ対策としては100%改良が必要と思うが、盤膨れ対策の必要な厚さ以外のところでは、直接基礎の地耐力を	

		確保する地盤としては 100%でなくても大丈夫ではないかと思う。	
	仮設計画 (産廃について・環境影響について)	・産廃費用については、自分の経験では、ほぼ産廃扱いとなり、相当な費用になるのではないかと思う。事業所内で、現地施工場所の中で土砂収支を収められるとのことだが、周囲が水田であり、強アルカリの大きな塊がそこに存在することが、生育を考えた時に、どこかで悪さをするのではないのかと思う。	
	仮設計画 (工法検討について)	・地盤改良工法に新しい工法を適用するということで、P55 に被圧水に対して抵抗できるかという計算書が付いているが、下の水位に対して、攪拌している地盤改良中のスラリーの重量が抵抗できるかという計算であり、これはこれで良いと思っている。CI-CMC-HG 工法を実際に見たことも使ったことも無いが、軸回転のトルクを高く設定できるということで、中間層に硬いものや玉石層があったり、下層に玉石層があったりなど、固いところを抜く能力があると思っており、通常の CDM や DJM 等と基本的に変わらない気がする。だから駄目ということではないが、いずれも高圧空気を噴射し、中層混合ではどんどんスラリーを入れることにより周りを押すことがあるため、おそらく積極的に上に圧力を逃がすような仕組みが組み込まれていると思う。そのため、高圧空気が噴いて、上げようとする被圧水があれば、積極的にその被圧水を引っ張ろうとする工法であることは間違いなく、施工業者の範疇になると思うが、この工法を適用したからといって Dc3 層の下をきちんと施工できるかについては不明である。Dc3 層は、かなりの強度があり、地盤改悪になるため、本来であれば触りたくない。きちんとしたものができる 100%素晴らしい工法という意識は少し置いておいて、注意は必要であるという意識を持っておいた方が良いと思う。 ・カタログの適用地盤では、CI-CMC-HG 工法について、粘性土の $N \leq 30$ に適用可能と書いているが、粘性土で N 値が 20~30 程度のものを地盤改良することはあり得ないと思う。おそらく、硬い地盤を抜くために、攪拌翼を広げずに下まで降りていく時に、ここを削っていけるだけのトルクを持つ機械であるというだけではないかと思う。専門者に確認し、抜けがないようにお願いしたい。また、被圧水対策用に作っている機械ではなく、高圧空気、積極的に上にも上げましょうというものであり、通常の CDM や DJM と比較して引っ張りやすいというのは間違いはないと思う。具体的な実績等を含め、確認が必要だと思う	

	追加土質調査方法について	・土質の調査方法について、ボーリング調査より簡易なラムサウンディングという試験がある。N値 30 程度まで調べることが可能であり、スウェーデン式サウンディングより少し規模は大きくなるが、ボーリングより簡易に実施できるので、調べてみると良い。	
--	--------------	--	--

令和 4 年度外部技術者活用業務
手賀第二排水機場第二回検討会の補足説明について

令和 4 年 12 月 7 日に実施しました手賀第二排水機場第二回検討会において助言を頂き未回答となっていました事項につきまして、下記のとおり説明させていただきます。

【基礎地盤の考え方について】

地盤改良が非常に多く、もう少し減らせるのではないかと。例えば、Ds3 層に支持を設けることについて、構造物を直接載せるだけでなく、地盤改良体の支持地盤にもならないとのことで、敢えて硬い Dc3 層を抜いて、更に下まで入れる計画となっており、示方書にそのような記述があるから仕方ないで終わってしまう。浅い基礎であれば良いが、Dc3 層を全て改良することが果たして、これだけ深い基礎で本当に示方書がそのまま適用されるのかということについては、個人的にもったいない気がする。Dc3 層がフラットに全体をカバーしていないとのことであったが、無いところだけを改良して、他のところは Dc3 層の上で止めることは、決して構造物の性能を阻害するものではないと思う。

Dc3 層は、土質調査より確認された平均 N 値 8 程度の粘性土で、半固結状のシルトとの評価ですが、出現箇所も安定しておらず、基礎の下端をここで止めて良いかとの判断が難しい状況となっています。

土地改良事業計画設計基準及び運用「ポンプ場」において「基礎工は良質な地盤に支持させることを原則」としており良質な支持層とは、「砂・砂礫で N 値 30 以上、粘土で N 値 20 以上」と規定し、この良質な基礎地盤において、テルツアギーの式を用いて地盤の許容支持力を確認することとされています。

本地区においては、設計基準と過去の軟弱な機場の施工事例も踏まえ、N 値 30 以上の砂層を基礎地盤とし設計します。

【地盤改良による水田への影響について】

産廃費用については、自分の経験では、ほぼ産廃扱いとなり、相当な費用になるのではないかと思います。事業所内で、現地施工場所の中で土砂収支を収められるとのことだが、周囲が水田であり、強アルカリの大きな塊がそこに存在することが、生育を考えた時に、どこかで悪さをするのではないのかと思う。

改良土は、農地から離れた位置の埋戻しに使用します。また、印旛沼地区の事例や、本地区（小森揚水機場導水路工事）の事例を踏まえ、問題はないと考えています。なお、遊水池の水位を周辺水田地盤より最低でも△1m 以上低く管理しますので、この点でも影響はないと考えています。

3.2.4.3.3 打合せ資料

- ・手賀沼地区（手賀第二排水機場）第 2 回打合せ 資料
- ・手賀沼地区（手賀第二排水機場）第 1 回打合せ 参考資料

