

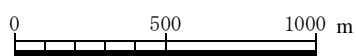
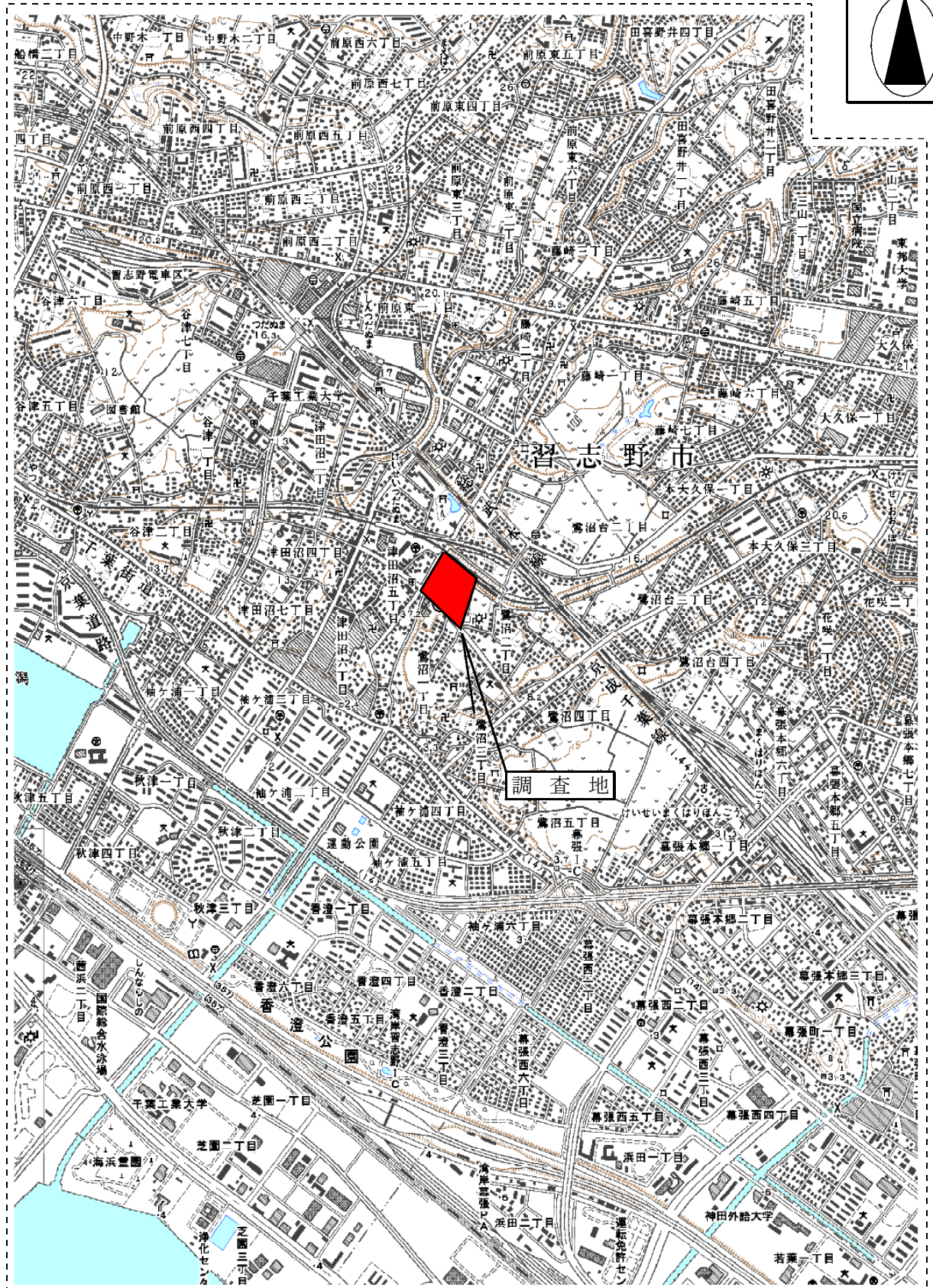
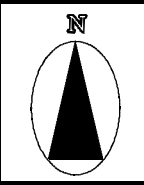
習志野市新庁舎等基本設計業務委託
に伴う地盤調査

報 告 書

平成 26 年 3 月

株 式 会 社 佐 藤 総 合 計 画

株 式 会 社 東 京 ソ イ ル リ サ ー チ



縮尺: 1/25000

出典: 国土地理院数値地図25000 (地図画像)
「習志野」「千葉西部」使用
平成20年4月1日発行

調査地案内図

株式会社 佐藤総合計画 殿

調査件名： 習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴う地盤調査

このたびは上記調査のご用命を賜りまして誠に有難う存じました。

調査結果を別紙の通りご報告いたします。なお、本報告書の内容に関しましてのご質問等は、
下記担当技術員に調査件名と識別コード（右下に記載）でお申し付け下さいますようお願い申し
上げます。

本調査に際しまして関係各位に多大なご協力を賜りましたことに感謝の意を表しますとともに
併せて今後共よろしくご指導、ご鞭撻のほどお願い申し上げます。

平成 25 年 12 月

株式会社 東京ソイルリサーチ

〔営業担当〕 東京支店 千葉営業所：〒260-0016

千葉県千葉市中央区栄町 42-11（日本企業会館）

TEL. 043(225)6604 FAX. 043(225)9451

所 長：上 教 一

〔業務担当〕 東京支店：〒153-0042

東京都目黒区青葉台 3-6-16

TEL. 03(3463)2281 FAX. 03(3463)2286

技 術 担 当 者：仲 田 寛 雄

振動計測担当者：沢 田 亮

室内土質試験担当者：瀬 川 実

東京ソイルリサーチ
識 別 コ ー ド

No. 144910004

目 次

調査地案内図

まえがき

	PAGE
§ 1. 調 査 概 要	1
§ 2. 調 査 方 法	4
2.1 機 械 ボ ー リ ン グ	4
2.2 標 準 貫 入 試 験	9
2.3 現 場 透 水 試 験	11
2.4 孔 内 載 荷 試 験	13
2.5 乱れの少ない試料採取	16
2.6 P S 検 層	21
2.7 常 時 微 動 測 定	30
2.8 室 内 土 質 試 験	36
§ 3. 地 形 地 質 概 要	41
3.1 地 形 概 要	41
3.2 地 質 概 要	46
§ 4. 調 査 結 果	49
4.1 調査地の土層構成(機械ボーリング・標準貫入試験結果)	49
4.2 調査地の地下水(無水堀り水位測定・現場透水試験結果)	59
4.3 孔内載荷試験結果	63
4.4 P S 検 層 結 果	65
4.5 常時微動測定結果	69
4.6 室内土質試験結果	75
4.6.1 物理・力学試験結果	75

4.6.2 動的変形試験結果	87
§ 5. 地盤の液状化検討	92
5.1 地形・地質や過去の液状化履歴等を考慮した判定	92
5.2 国住指第 1335 号による液状化判定	96
§ 6. 支持地盤および基礎形式の選定	114

[巻 末 資 料]

	PAGE
1. ボーリング柱状図	1
2. 現場透水試験結果図表	5
3. 孔内載荷試験結果図表	7
4. P S 検層結果解析図	15
5. 常時微動結果解析図	22
6. 室内土質試験結果図表	24
7. 写真記録	152

§ 1. 調査概要

- (1) 調 査 件 名： 習志野市新庁舎等基本設計業務委託に伴う地盤調査
- (2) 調 査 場 所： 千葉県習志野市鷺沼 2 丁目(巻頭の「調査地案内図」参照)
- (3) 調 査 監 理 者： 株式会社 佐藤総合計画
- (4) 調 査 実 施 者： 株式会社 東京ソイルリサーチ
- (5) 工 期： 平成 25 年 10 月 9 日～平成 25 年 11 月 2 日(現場調査)
- (6) 調 査 目 的： 本地盤調査は、習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴い実施し、
計画構造物の設計・施工に必要な地盤情報を得ることを目的とした。
- (7) 調 査 内 容： 調査内容の概要を下記に、詳細な実施数量を表-1.1 に示す。
 - ① 機械ボーリング(φ66～116mm)……………4 地点, 延べ 213m
(PS 検層用余掘り 5.00m 分含む)
 - ② 標準貫入試験 …………… 4 地点, 計 202 回
 - ③ 現場透水試験(ケーシング法) …………… 1 地点, 計 1 点
 - ④ 孔内載荷試験(1 室型: LLT) …………… 2 地点, 計 2 点
 - ⑤ P S 検層 …………… 1 地点, 計 55 点
 - ⑦ 常時微動測定 …………… 1 地点, 計 3 点
 - ⑧ 乱れの少ない試料採取
 - ・ ロータリー式二重管 …………… 1 地点, 計 1 試料
 - ・ ロータリー式三重管 …………… 1 地点, 計 4 試料
 - ⑨ 室内土質試験
 - ・ 物理試験 …………… 4 地点, 計 34 試料
 - ・ 力学試験 …………… 2 地点, 計 2 試料
 - ・ 動的変形試験 …………… 2 地点, 計 4 試料
- (8) 標 高 の 基 準： 習志野市新庁舎第 3 分室の東端に設置された KBM(NT30: H= T. P. +12.406m)を基準として求めた。なお、その位置を後掲する

図-2.1.1「調査位置図」に併記し、その状況を巻末資料7「写真記録」に示している。

(9) 土 質 標 本：標準貫入試験時に試験用サンプラーで採取した試料を、各調査孔において単一土層ごとに土質標本として整理した。

(10) 提 出 物：報告書(A4版) 5部，土質標本 1式

表-1.1 調査実施数量表

項 目			地点番号	1	2	3	4	合 計
機 械 ボーリング (m)	φ116mm	粘 性 土 ・ シ ル ト	0.00	4.30	0.00	0.00	4.30	
		砂 ・ 砂 質 土	0.00	28.70	0.00	0.00	28.70	
		礫 混 じ り 土 砂	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	φ86mm	粘 性 土 ・ シ ル ト	7.05	0.00	5.70	2.50	15.25	
		砂 ・ 砂 質 土	52.95	0.00	5.30	3.20	61.45	
		礫 混 じ り 土 砂	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	
	φ66mm	粘 性 土 ・ シ ル ト	0.00	1.80	1.90	0.90	4.60	
		砂 ・ 砂 質 土	0.00	13.20	40.10	45.10	98.40	
		礫 混 じ り 土 砂	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	合 計			60.00	48.00	53.00	52.00	213.00
標準貫入試験 (回)	粘 性 土 ・ シ ル ト		6	4	7	3	20	
	砂 ・ 砂 質 土		49	40	44	49	182	
	礫 混 じ り 土 砂		0	0	0	0	0	
	合 計		55	44	51	52	202	
現 場 透 水 試 験 (回)			0	0	1	0	1	
孔 内 載 荷 試 験 (1 室 型 : LLT) (回)			0	0	1	1	2	
P S 検 層 (点)			55	0	0	0	55	
常 時 微 動 測 定 (点)			3	0	0	0	3	
乱れの少ない 試料採取 (試料)	固定ピストン式シンウォール		0	0	0	0	0	
	ロータリー式二重管		0	0	1	0	1	
	ロータリー式三重管		0	4	0	0	4	
室内土質試験 (試料)	土 粒 子 の 密 度 試 験		8	11	4	11	34	
	土 の 含 水 比 試 験		8	11	4	11	34	
	土 の 粒 度 試 験		8	11	4	11	34	
	土 の 液 性 限 界 試 験		0	1	1	0	2	
	土 の 塑 性 限 界 試 験		0	1	1	0	2	
	土 の 湿 潤 密 度 試 験		0	4	1	0	5	
	土 の 一 軸 圧 縮 試 験		0	1	1	0	2	
	土 の 三 軸 圧 縮 試 験 (UU)		0	1	1	0	2	
	土 の 圧 密 試 験		0	1	1	0	2	
	動 的 変 形 試 験		0	3	1	0	4	

※ Bor.No.1の掘進長には、PS検層のための余掘り5mを含む。

§ 2. 調査方法

2.1 機械ボーリング

機械ボーリングは，地盤構成や地下水位を確認するとともに試料を採取し，あわせて原位置試験を実施するために行った。

(1) 調査位置および地盤高

調査位置は，図-2.1.1に示す4箇所である。その詳細な位置は，既設の目標物から巻尺を用いて測定し，地盤高は次の基準点

◎ 習志野市庁舎第3分室の東端に設置されたKBM(NT30：H= T. P. +12.406m)

を基に水準測量にて求めた。なお，使用した基準点の位置を図-2.1.1に併記するとともに，巻末資料7に状況写真を添付している。

表-2.1.1に，各調査地点の諸元を整理する。

表-2.1.1 調査地点の諸元

Bor. No.	1	2	3	4
孔口標高(T. P. m)	12.35	7.60	11.33	12.82
調査深度(m)	55.32	48.36	53.30	52.32

(2) 機械・資材の搬入および設置

ボーリング機械などの調査用資材は，公道および敷地内道路を利用してクレーン装置付トラックで調査地点まで運搬し，搬入した。

機械の設置では，足場の確保と設置面の平坦化を行った。足場や三又櫓は，作業完了まで資機材類を安定かつ効率的な作業が行える状態に据付けた。また，資機材類を安全かつ使いやすい位置に配置し，機械ボーリングや試料採取・原位置試験に必要な作業空間を確保した。



調査名	習志野市新庁舎等建設 基本設計業務に伴う地盤調査		
図 名	調 査 位 置 図		
縮 尺	1:1000	図 番	2.1.1
株式会社 東京ソイルリサーチ			

(3) 掘削

掘削には、図-2.1.2に仕様を記した“ロータリー式オイルフィールド型ボーリング機械”を使用した。掘削はボーリング位置に機械を設置した後、ロッドの回転と油圧の押し込みにより行った。掘進中に孔壁より土砂の崩壊の恐れがある場合には、ケーシングまたは比重の大きい粘土液の使用により、孔壁および孔底の保護を行った。

孔内水位は毎作業日の作業開始前に測定し、観測日時とともに記録した。

掘削孔径は表-1.1に示すように、

- ◎ Bor. No. 1ではP S検層を実施した深度60m(余掘り5m含む)までφ86mm,
- ◎ Bor. No. 2ではロータリー式三重管サンプラーを使用した深度33mまでφ116mm,
- ◎ Bor. No. 3では現場透水試験を実施した深度11mまでφ86mm,
- ◎ Bor. No. 4では孔内載荷試験(プローブ1室型:LLT)を実施した深度6mまでφ86mm,
- ◎ 標準貫入試験のみを実施したその他ではφ66mm

である。

最終の調査深度は、

- ◎ Bor. No. 1：“ $400\text{m/s} \leq \text{S波速度}$ ”が確実に確認できると想定された
- ◎ Bor. No. 2, 3, 4：T.P.-35m以深でN値50以上の土層を層厚5m以上確認した時点とした。

調査終了後の調査孔の埋戻しはセメントミルクによる充填を行い、周辺の作業範囲は速やかに原形に復旧するよう努めた。

(4) 安全対策

現場作業では、写真-2.1.1・図-2.1.3に示すように第三者や作業員の安全を確保するために、機械設置後は作業範囲をカラーコーンやコーンバーで完全に囲んだ。

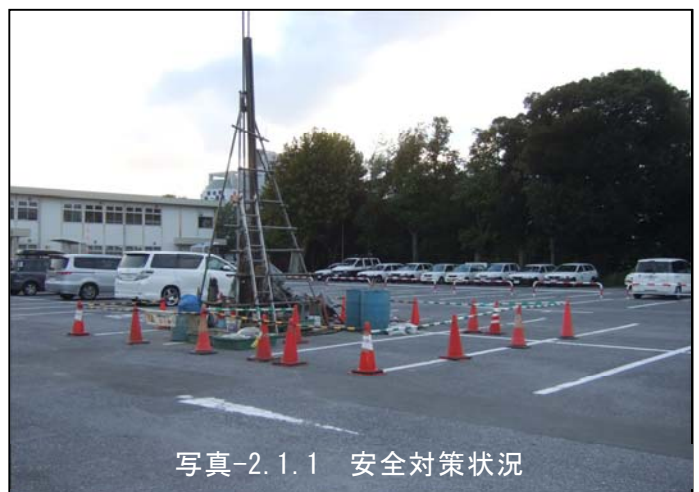
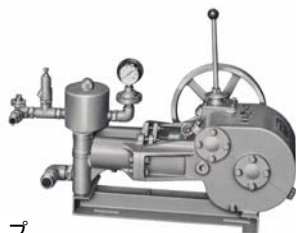


写真-2.1.1 安全対策状況



機 械 本 体



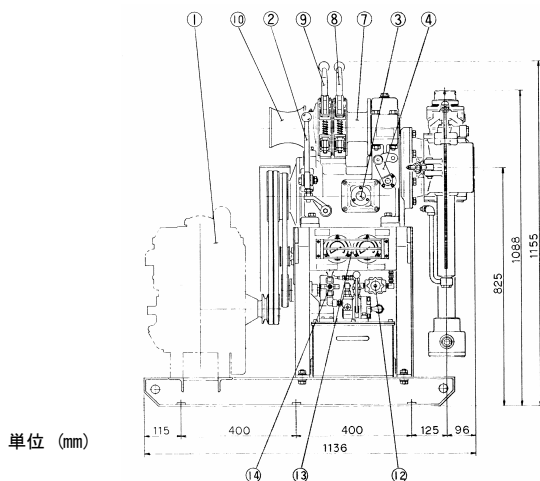
試 錐 ポ ンプ

機械本体

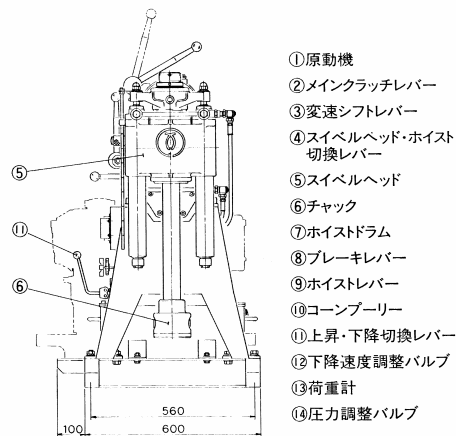
能力	使用ロッド (mm)	40.5
	削孔深度 (m)	100
スィベルヘッド	形 式	ダブルシリンダー・オイルフィード方式
	スピンドル内径 (mm)	43
	スピンドルストローク (mm)	400
	スピンドル回転数 (rpm)	57~270
	給進力 (kN)	上昇 27, 下降 20
	スピンドルトルク (N・m)	620
ホイス	形 式	ブラネタリーギヤ方式
	巻上スピード (m/min)	15~70
	巻上能力 (kN)	9
コーンブリー	(mm)	φ110×125
オイルポンプ	形 式	可変吐出量形ベースポンプ
	圧力 (MPa)	常用 5, 最大 7
重 量	(kN)	3.5
原 動 機	(PS)	5~9

試錐ポンプ

吐出圧力 (最大)	(MPa)	3
吐出量	(l/min)	100
吸入管径	(mm)	250
吐出管径	(mm)	180
重 量	(kN)	1



単位 (mm)



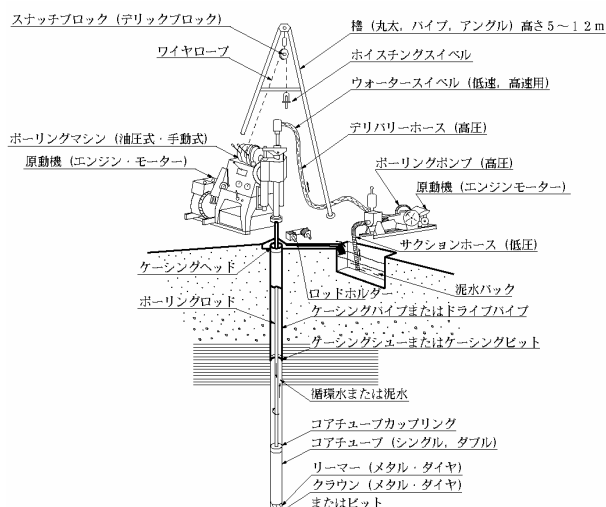
- ①原動機
- ②メインラッチレバー
- ③変速シフトレバー
- ④スィベルヘッド・ホイス切換レバー
- ⑤スィベルヘッド
- ⑥チャック
- ⑦ホイスドラム
- ⑧ブレーキレバー
- ⑨ホイスレバー
- ⑩コーンブリー
- ⑪上昇・下降切換レバー
- ⑫下降速度調整バルブ
- ⑬荷重計
- ⑭圧力調整バルブ

ロータリー式オイルフィード型ボーリング機械仕様



作 業 例

(試錐ポンプを搭載した自走式ボーリング機械)



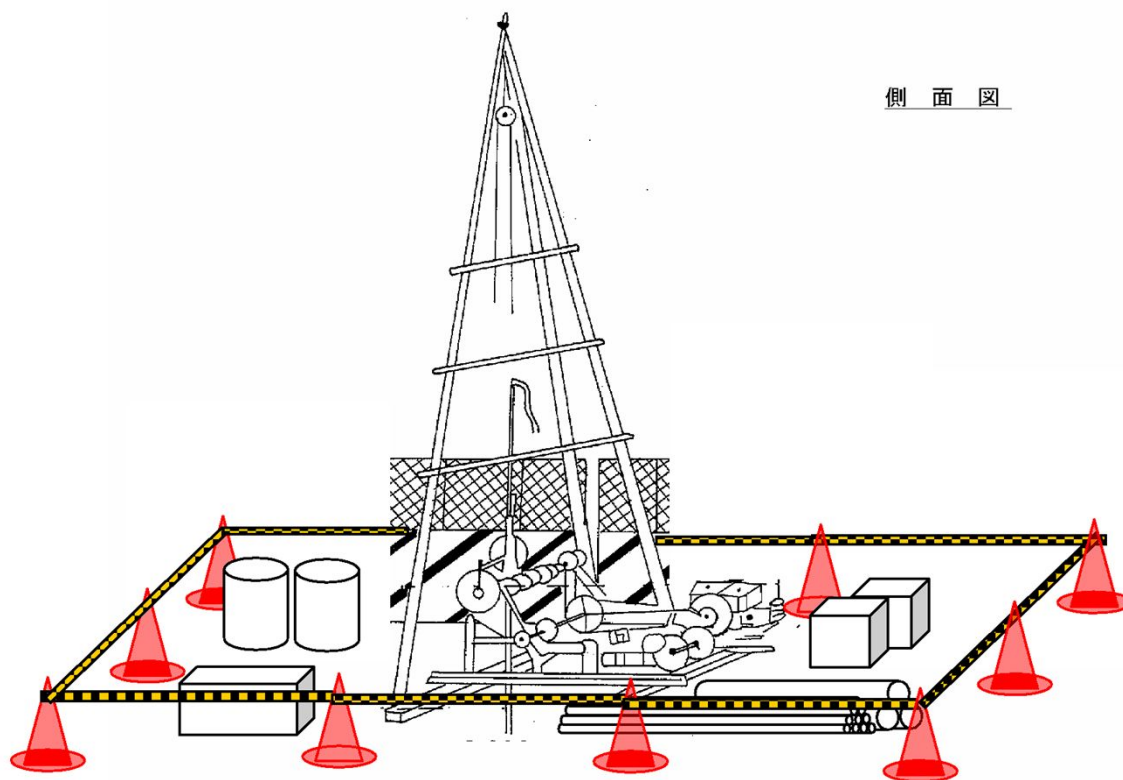
オイルフィード型ボーリング機械による削孔一般図

使用ボーリング機械
(ロータリー式オイルフィード型ボーリング機械)

図

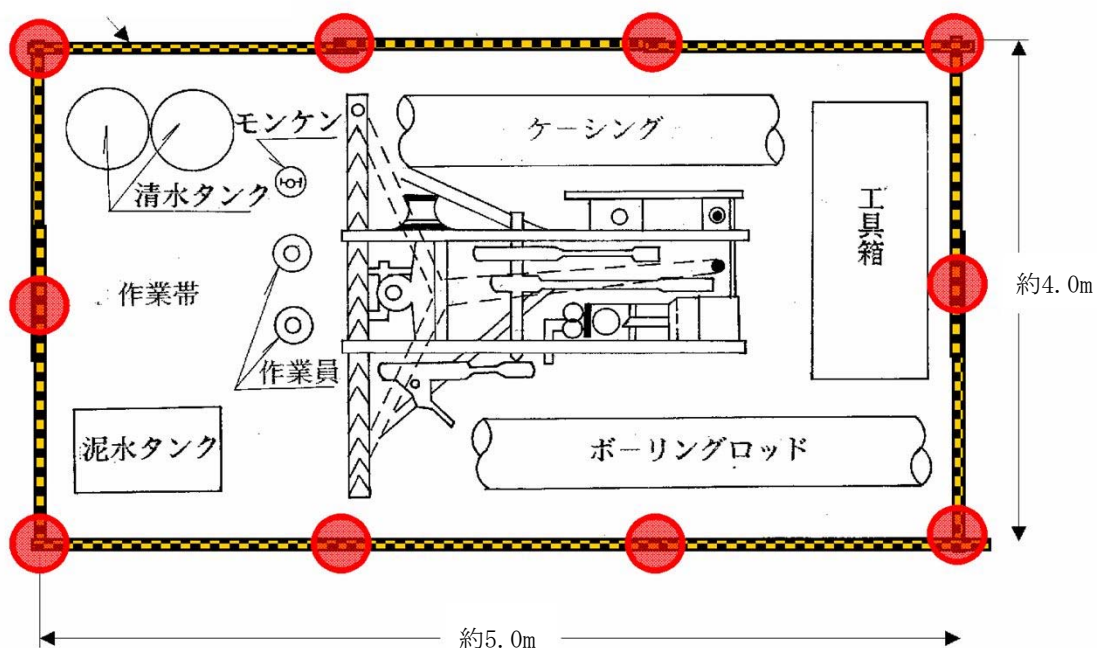
2.1.2

側面図



仮設概念図(側面図)

平面図



仮設概観図(平面図)

仮設概観図

図

2.1.3

2.2 標準貫入試験

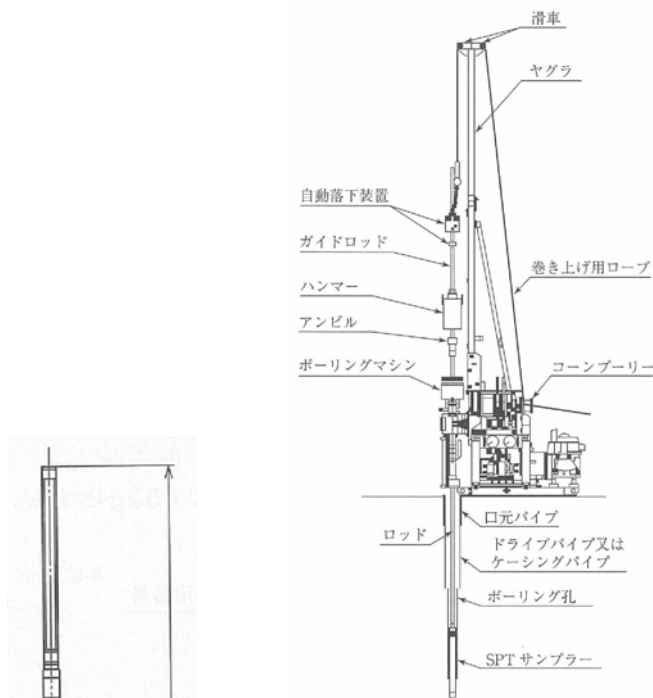
標準貫入試験は、原位置における土の硬軟や締まり具合の相対値を知るとともに、試料を採取するために行う。その結果は、設計に用いる土質定数を求めるために利用される。

試験はJIS A 1219 : 2013 附属書 A (規定)「設計に用いるN値を求めるための標準貫入試験仕様」に基づいて実施し、ハンマーの落下は附属書 B (参考)に示された半自動落下装置使用の「自動落下法」とした。試験の装置を、図-2.2.1に示す。

試験は、地表面下1mから開始し掘削1mごとに実施することを原則としたが、現場透水試験・孔内載荷試験・乱れの少ない試料採取深度では行っていない。

試験は所定の15cmの予備打ちを行った後、質量 63.5 ± 0.5 kgのハンマーを高さ 76 ± 1 cmから自由落下させ、貫入量10cmごとの打撃回数を記録しながら合計30cmの貫入に要した総打撃回数(N値)を求めた。N値は60回を上限とし、60回を越える場合にはそのときの貫入量を記録した。打込完了後、ロッドを1回転以上してからSPTサンプラーを静かに引き上げた。

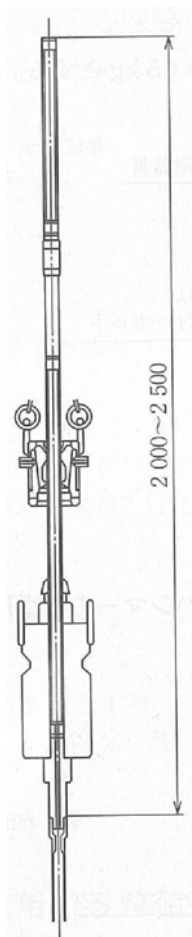
SPTサンプラーにより得られた試料は、土相の観察(土質名・色調・締硬度・においなど)を行った後、一部を標本ビン(地質調査協会規格)に収納した。また、残りは含水比が変わらぬようビニール袋に密封し、当社試験室に運搬し、保管するとともに一部を室内土質試験に供した。さらに、標本ビンには調査件名・調査地点名・土質名・採取深度・N値などを記入したラベルを貼付け、試験ごとに標本箱に収め提出した。



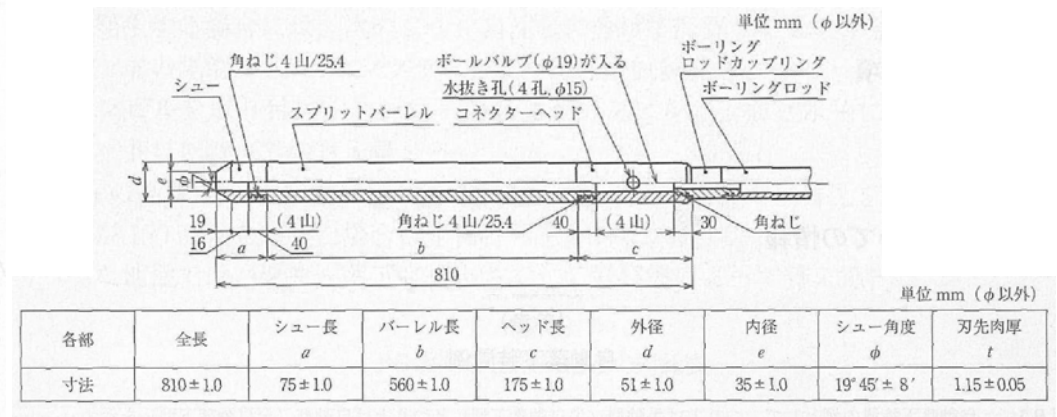
標準貫入試験装置の概略図



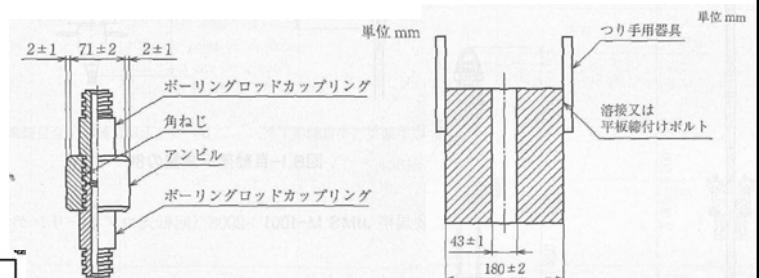
標準貫入試験の実施例



単位：mm
半自動落下装置の一般図



SPT サンプラーの仕様



アンビル・ハンマーの標準形状

標準貫入試験で用いる用語と記録用具

N値

質量63.5±0.5kgのハンマーを76±1cm自由落下させて、ロッド頭部に取り付けたハンマーアンビルを打撃し、ロッド先端に取り付けたSPTサンプラーを地盤に30cm打ち込むのに要する打撃回数

自沈

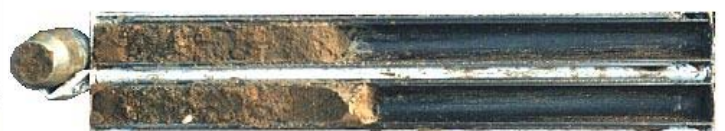
ハンマーの落下を伴わずに、ロッド若しくはハンマーの自重のみで、SPTサンプラーが貫入すること。自沈には、所定の深さにSPTサンプラーを降ろした状態で貫入するロッド自沈、ハンマーをハンマーアンビルに静かに載せた状態で貫入するハンマー自沈がある。

貫入不能

予備打ち及び本打ちにおいて、50回の打撃に対して累計貫入量が1cm未満の場合

記録用具

野帳に打撃回数と貫入量を記録



採取された試料の例(乱した試料)

規格：JIS A 1219-2013_附属書 A(規定), 附属書 B(参考)

設計に用いるN値を求めるための標準貫入試験仕様

図

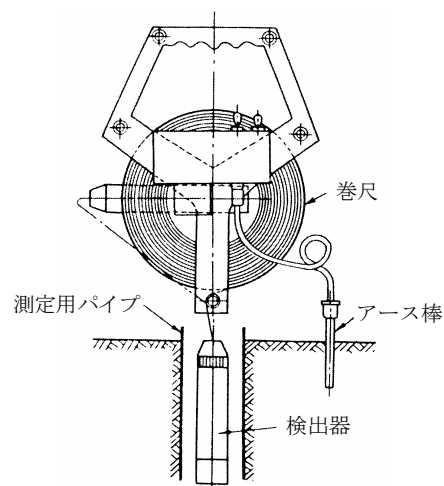
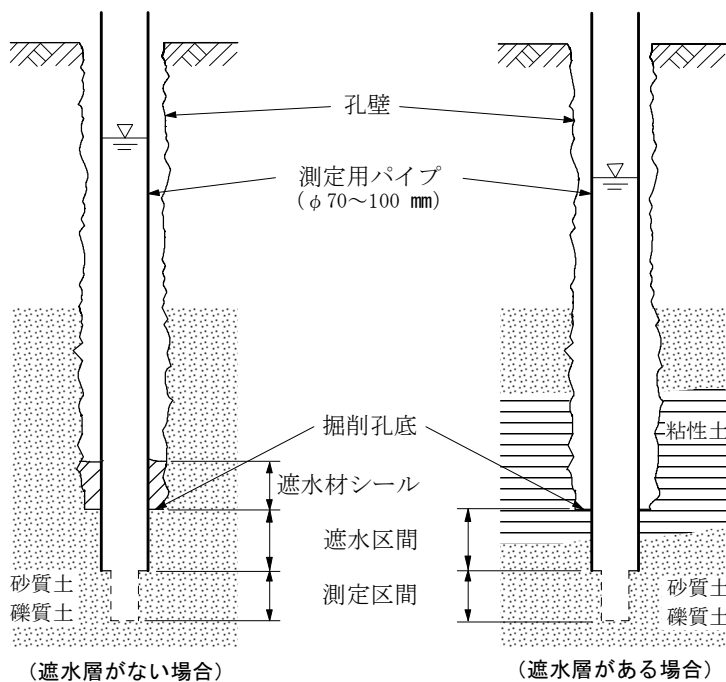
2.2.1

2.3 現場透水試験

調査地の地下水特性(被圧の状態や透水係数など)を把握するために、

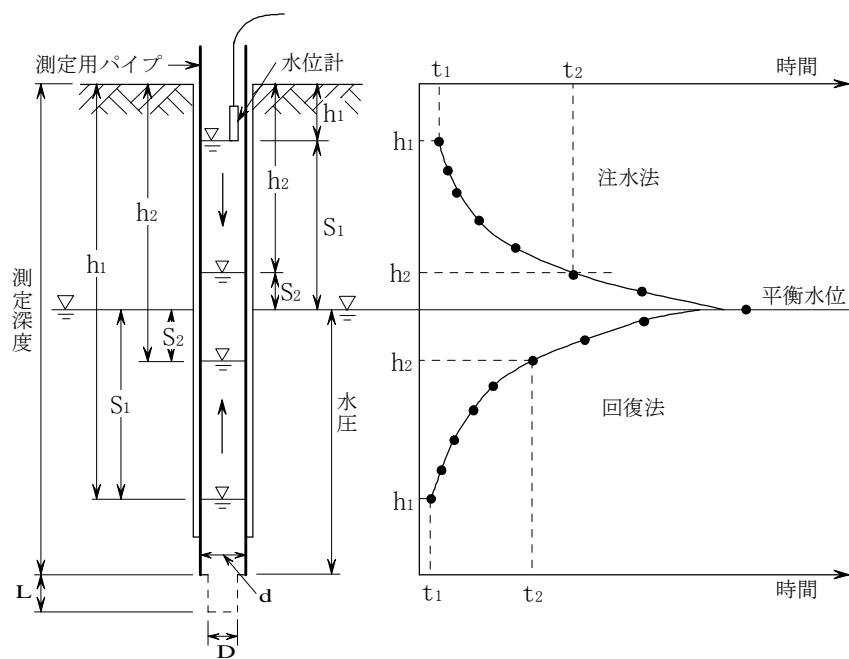
◎ Bor.No.3 : 深度11.00～11.50m間の洪積層第一砂質土(Ds1, シルト質細砂)を対象に現場透水試験を行った。試験方法は土層構成や対象土層によって異なるが、本調査では測定対象深度までケーシング(鋼管)を設置し、非定常法にて実施した。

ケーシング法は、地盤工学会基準 JGS 1314-2012「単孔を利用した透水試験方法」に準じて、孔内洗浄によってスライムや泥水などが完全に除去されたことを確認してから行った。図-2.3.1に示すように、試験では、ケーシング内の水をベアラにて汲み上げ、回復水位を経過時間とともに測定する「回復法」を実施した。測定は、手動式測定器(ロープ式水位計)を用いて孔内水位が安定するまで行い、平衡水位を記録した。

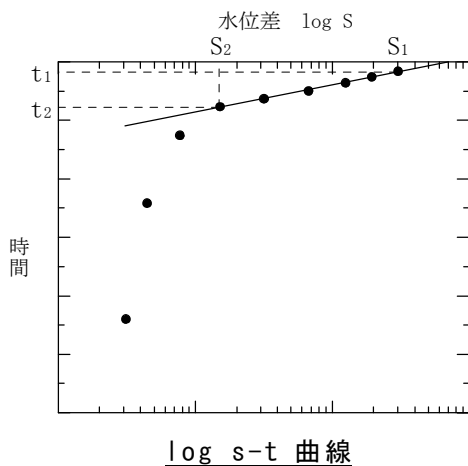


手動式測定器例

遮水方法の例



試験方法の概要



[記号]

- d : 測定用パイプの内径 (cm)
- D : 試験区間 (孔) の直径 (cm)
- L : 試験区間の長さ (cm)
- t1 : $\log s-t$ 曲線において直線状をなす最初の時間 (sec)
- t2 : $\log s-t$ 曲線において直線状をなす最後の時間 (sec)
- s1 : t1 時の平衡水位と測定用パイプ内の水位差 (cm)
- s2 : t2 時の平衡水位と測定用パイプ内の水位差 (cm)
- h1 : t1 時の測定用パイプ内の水位 (cm)
- h2 : t2 時の測定用パイプ内の水位 (cm)

現場透水試験
概要図

図

2.3.1

2.4 孔内載荷試験

孔内載荷試験の測定方法は、対象土層の土性により異なる。今回の調査では、

◎ Bor.No.3：中心深度9.00m，洪積層第一砂質土(Ds1，シルト質細砂，N値15)

◎ Bor.No.4：中心深度5.50m，洪積層第一砂質土(Ds1，シルト質細砂，N値13)
を対象としたため，普通載荷(2.5MN/m²以下)に区分される『プレッシャーメータ試験の
プローブ1室型(LLT)』を使用した。その構造を，図-2.4.1に示す。

試験はJGS 1531-2012「地盤の指標値を求めるためのプレッシャーメータ試験方法」に
準じて次のとおり行い，試験結果から地盤の強さや変形係数を把握した。

- ① ボーリング孔内に測定管(ゾンデ)を所定の深さまで下す。
- ② 高压(窒素)ガスを介した圧力水を送水して測定管のゴムチューブを加圧膨張させ，孔壁面を加圧する。
- ③ 載荷パターン(加圧)は単調階段載荷とし，図-2.4.2 a)に示すように，圧力(P')ごとに圧力を2分間一定に保ち，経過時間t=15秒・30秒・1分・2分における体積変化(スタンドパイプの水位)を読取る。なお，P'は予想最大圧力の1/15～1/20程度とする。
- ④ 測定は，体積の変化が急増する点(降伏圧力)を確認して終了する。

測定後，体積変化量を孔壁変位量(r)に補正した。測定結果は図-2.4.2 b)に示すような「圧力(P)～半径(r)関係図」で表し，P～r曲線における直線部分の勾配から地盤係数(Km)や変形係数(E)が算定される。

- (1) 地盤係数：Km

擬似弾性領域のほぼ直線部分の勾配として，次式(2.4.1)より求められる。

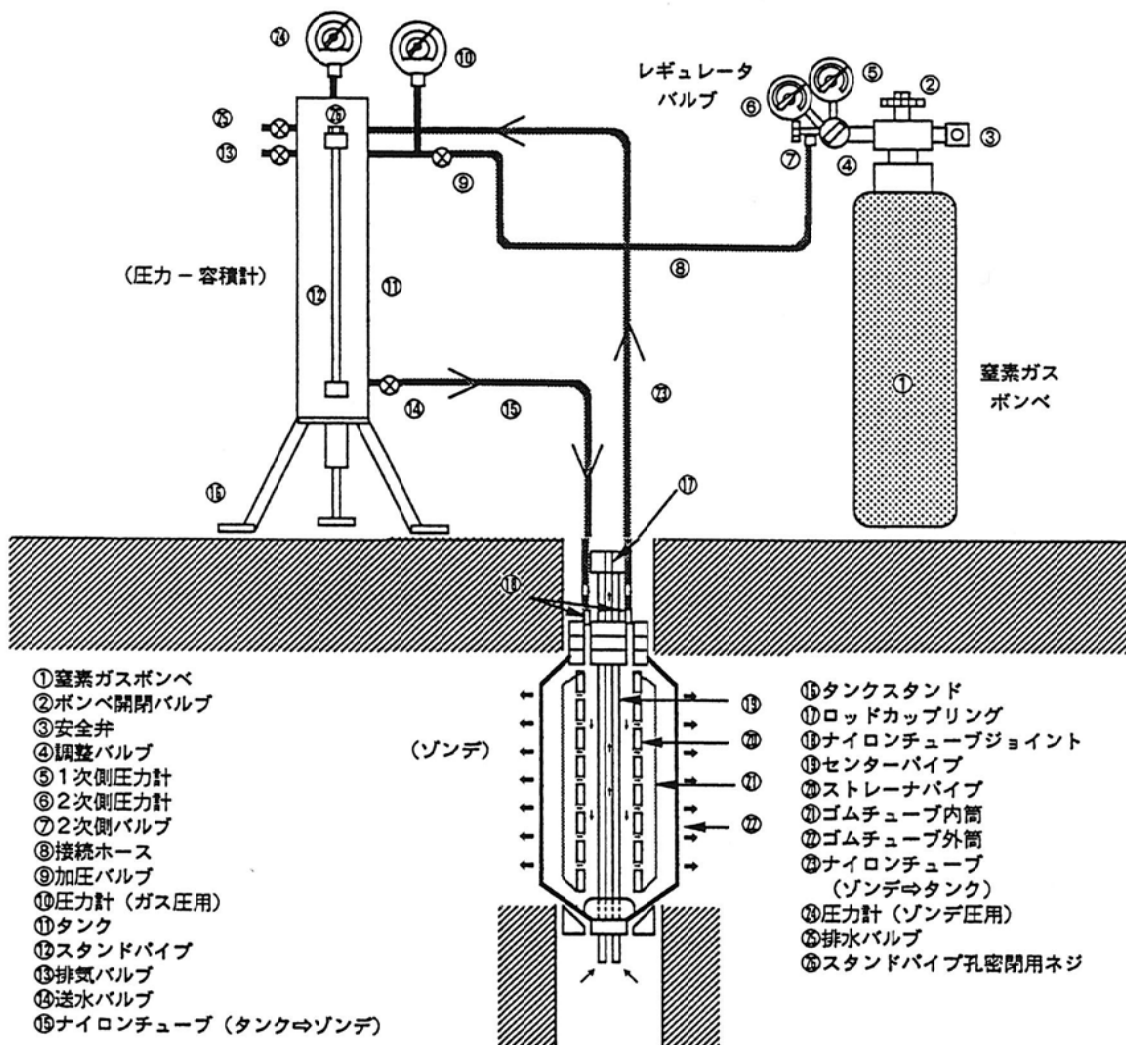
$$Km = \frac{\Delta P}{\Delta r} \dots\dots\dots \text{式(2.4.1)}$$

- (2) 変形係数：E

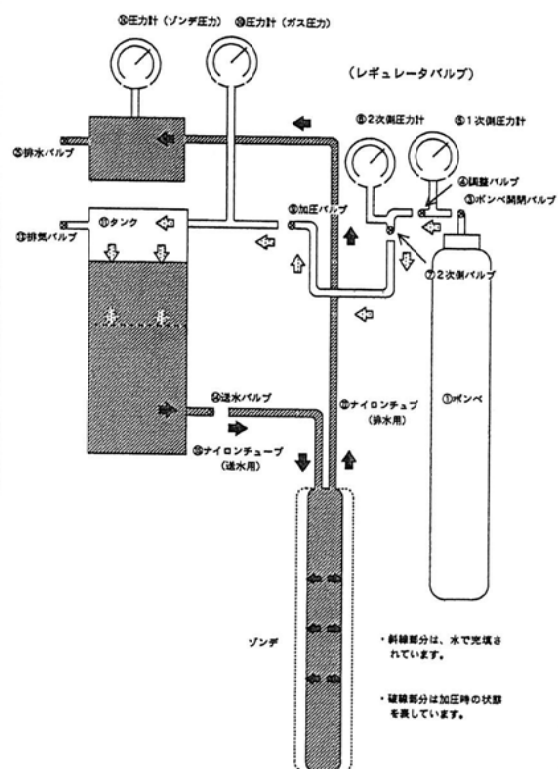
弾性論から二次元歪みの仮定に基づき，次式(3.4.2)より求められる。

$$E = (1 + \nu) \cdot r_m \cdot Km \dots\dots\dots \text{式(2.4.2)}$$

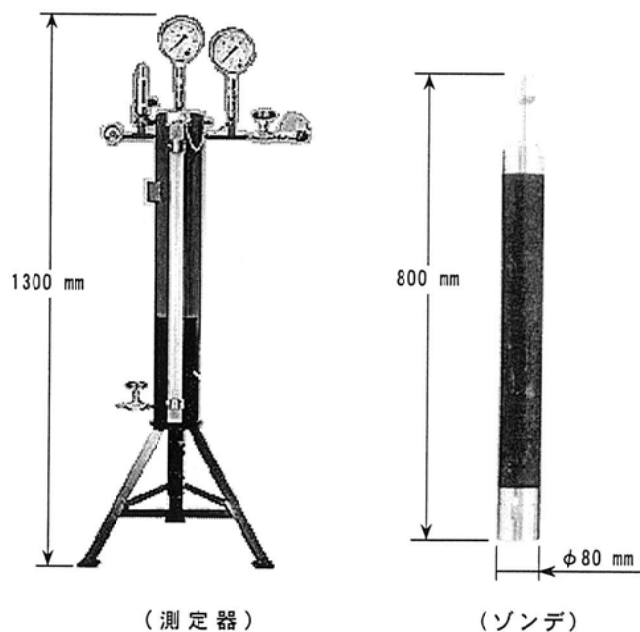
※ ここで， ν ：地盤のポアソン比(通常の軟弱地盤では0.3)
 r_m ：Kmを求めた中間半径(cm)



L L T (Lateral Load Tester) 構造図



圧力伝達図

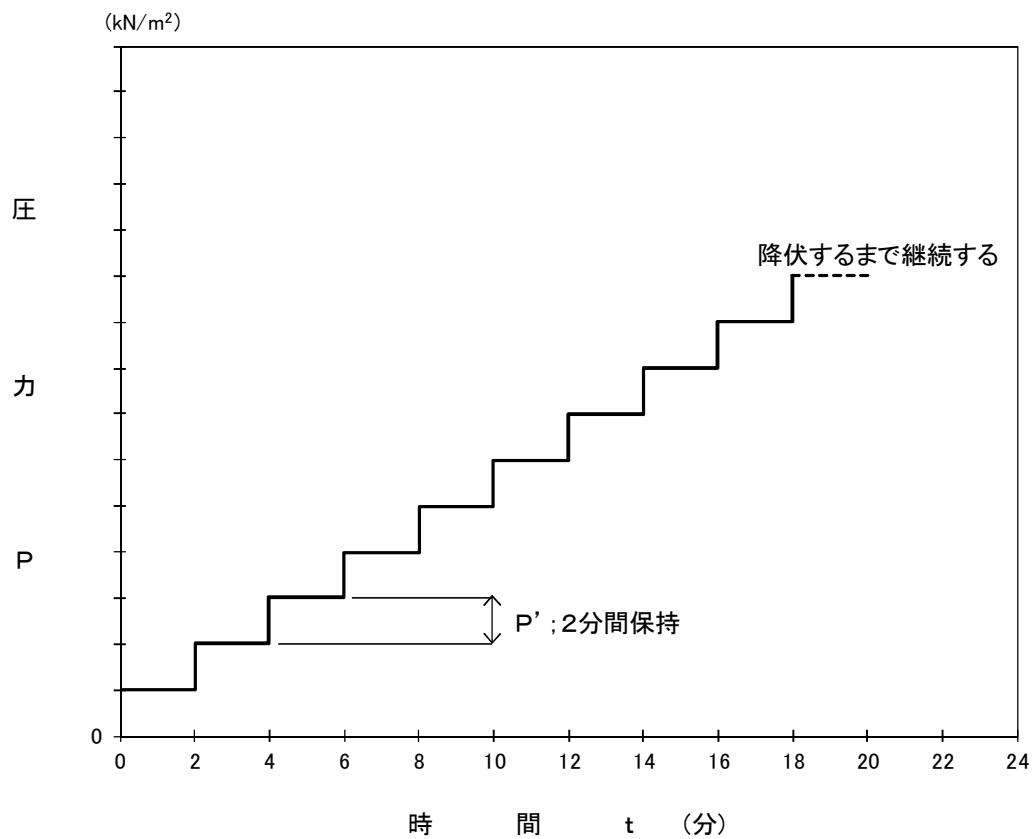


測定器と測定管 (ゾンデ)

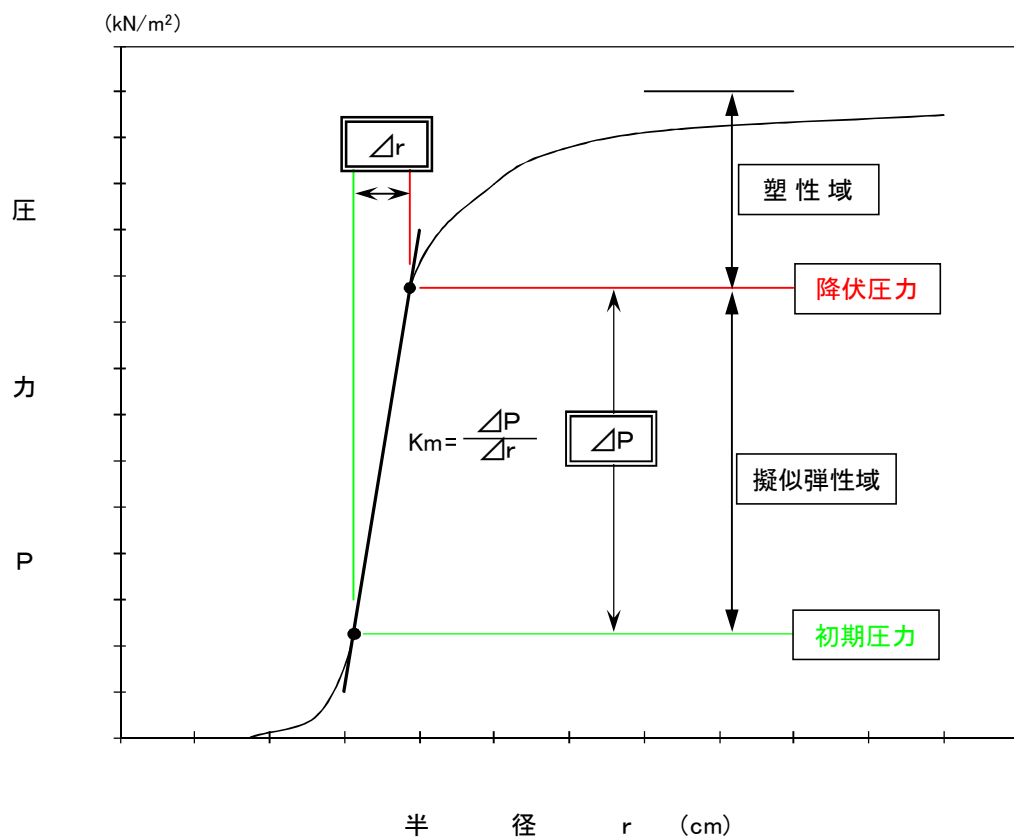
プレッシャーメータ試験
装置構造図 (1室型: LLT)



2.4.1



a) 単調段階載荷試験における圧力(P)と経過時間(t)の関係



b) 単調段階載荷試験における圧力(P)と半径(r)の関係

図-2.4.2 プレッシャーメータ試験試験方法(1室型:LLT)

2.5 乱れの少ない試料採取

乱れの少ない試料採取は、土層の物理・力学・動的変形特性の把握を目的とする室内土質試験実施用に採取した。今回の調査では、“N値より強度の高いことが想定されるローム”ではデニソン式(ロータリー式三重管)サンプラー(JGS 1222)，“砂質土”および“N値が20程度と硬い粘性土”ではトリプル式(ロータリー式三重管)サンプラー(JGS 1223)を使用した。図-2.5.1に各サンプラーの概要、表-2.5.1に適用地盤を示す。

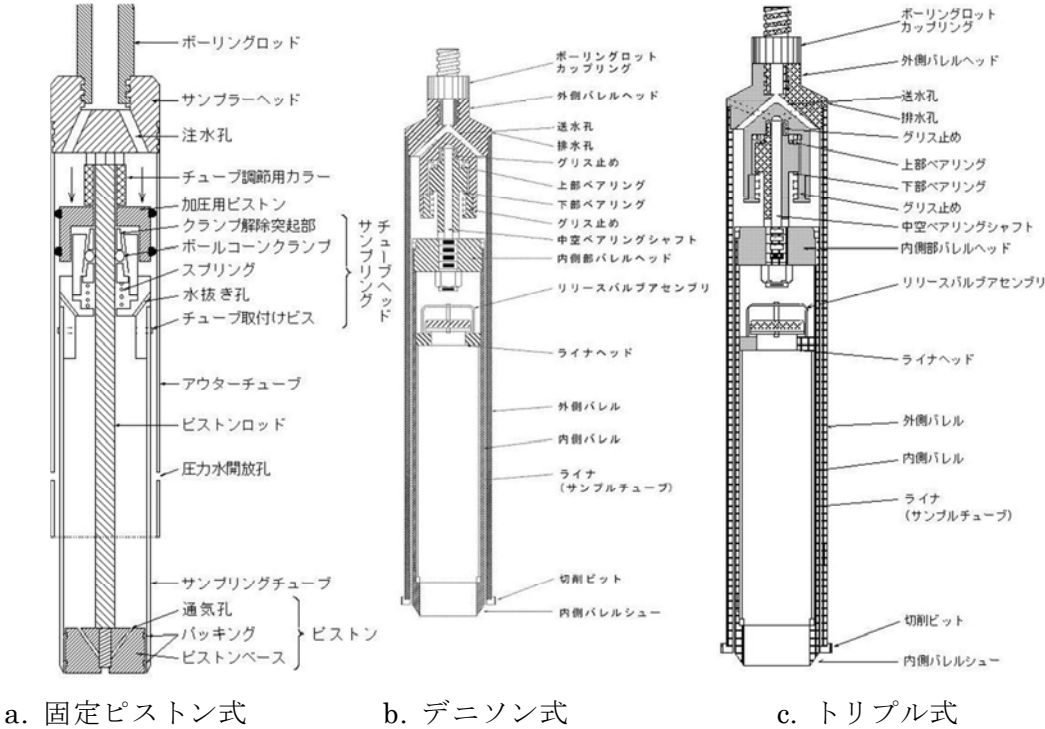


図-2.5.1 乱れの少ない試料サンプラー概要図

表-2.5.1 基準化されたサンプラーの構造と適用地盤の関係

サンプラーの種類		構造	地盤の種類										学会基準 番号			
			粘性土			砂質土			砂礫		岩盤					
			軟質	中位	硬質	緩い	中位	密な	緩い	密な	軟	中軟		硬		
			N値の目安													
			0～4	4～8	8以上	10以下	10～30	30以上	30以下	30以上	岩	中軟岩		硬岩		
固定ピストン式 シンウォール サンプラー	エクステンション ロッド式	単管	◎	○		○								JGS 1221		
	水圧式	単管	◎	◎		○								JGS 1221		
ロータリー式二重管サンプラー (デニソン式)		二重管		◎	○									JGS 1222		
ロータリー式三重管サンプラー (トリプル式)		三重管		◎	◎	○	◎	◎		○				JGS 1223		
ロータリー式スリーブ内蔵 二重管サンプラー		二重管		○	○			○			◎	◎	◎	JGS 1224		
ブロックサンプリング		－	◎	◎	◎	○	○	◎		○	○			JGS 1231		

(注) ◎：最適，○：適
(地盤工学会：地盤工学ハンドブック，p.371，1999.3.)

(1) ロータリー式二重管サンプラーによる土試料の採取

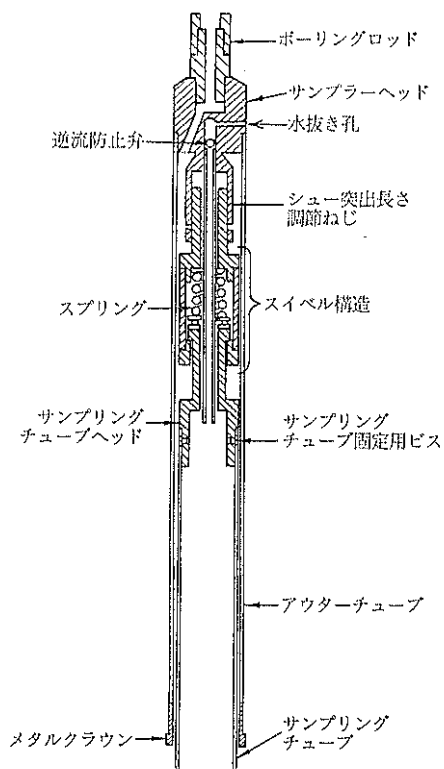
試料の採取にはロータリー式二重管サンプラーを用い、地盤工学会基準JGS1222「ロータリー式二重管サンプラーによる土試料の採取方法」に基づいて実施した。図-2.5.2に、その概要を示す。

採取方法は、次のとおりである。まず、ロータリー式二重管サンプラーを所定の深さの孔底までおろす。この時、試料が乱れないよう、孔底のスライムを完全に除去してから行う。そして、アウターチューブを回転させ、試料を地盤から独立させた後、サンプリングチューブ(内径75mm, 長さ100cmのステンレススチール製のもの)に試料を押し込む。

(2) ロータリー式三重管サンプラーによる土試料の採取

ロータリー式三重管サンプラーを用いて、地盤工学会の基準「JGS 1223：ロータリー式三重管サンプラーによる土試料の採取方法」に基づいて実施した。図-2.5.3に、その概要を示す。

採取方法は、次のとおりである。まず、ロータリー式三重管サンプラーを所定の深さの孔底までおろす。この時、試料が乱れないよう、孔底のスライムを完全に除去してから行うようにする。そして、アウターチューブを回転させ、試料を地盤から独立させた後、インナーチューブの刃先部(シュ)によって、インナーチューブの内側に内蔵されているライニングチューブ(内径71mm, 長さ100cmの塩ビ製のもの)に試料が入る。この際、インナーチューブはアウターチューブとベアリングによって縁が切られており、回転していない。このサンプラーの特徴はインナーチューブおよびシュの剛性が高められており、N値50以上の密な地盤からの乱れの少ない試料の採取が可能であること、乱れの原因となるサンプラーの回転時における振動をインナーチューブに極力伝達しないようにする工夫がなされていることである。しかし、粘性土分をほとんど含まない砂や含水比の高い砂・非常に緩い砂などのサンプリングは難しく、試料の落下が想定される。このためサンプリングの前に、対象土層のN値から締硬度の判定や粒度から粘着力の推定などを行い、必要に応じて地盤の凍結を行わなければな

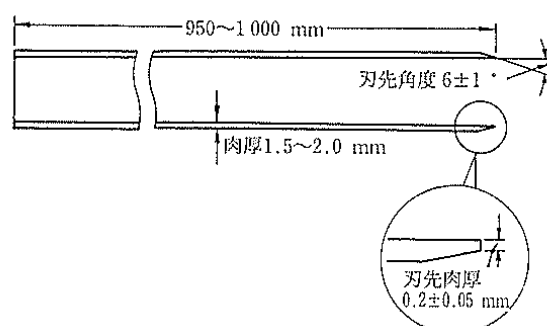


サンプリングチューブの標準仕様

材 質	ステンレス製
内 径	75.0~75.5 mm
肉 厚	1.5~2.0 mm
刃 先 角 度	$6 \pm 1^\circ$
刃 先 肉 厚	0.2 ± 0.05 mm
長 さ	950~1000 mm
偏 平 度	$D_{e(max)} - D_{e(min)} < 1.5$ mm

$D_{e(max)}$, $D_{e(min)}$ はそれぞれ任意の断面における最大外径と最小外径

ロータリー式二重管サンプラーの例



サンプリングチューブ

試料採取方法の概要

地盤工学会基準 (JGS 1222-2012)
「ロータリー式二重管サンプラーによる
土試料の採取方法」に準拠

試料を採取するための孔径	φ116 mm 以上
適用範囲	中位～硬い粘性土
特 徴	ロータリー式二重管サンプラーは二重管構造のサンプラーで、内管にサンプリングチューブを用いる。本サンプラーの外管と内管とはそれぞれ独立しており、外管の回転が内管に伝達しないスイベル構造となっている。サンプリングは、送水しながら外管の先端に取り付けられたビットを回転させることによって行う。

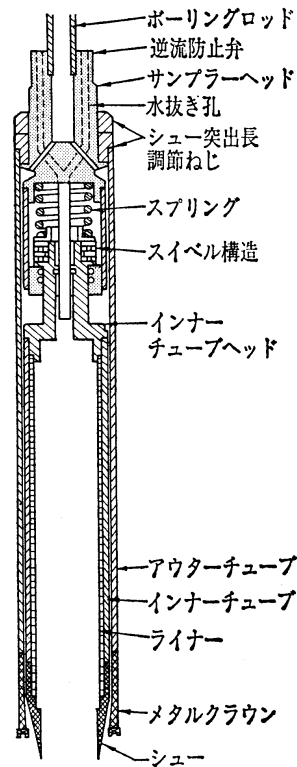


採取試料（乱れの少ない試料）の例

デニソンサンプラー
(ロータリー式二重管式サンプラー)

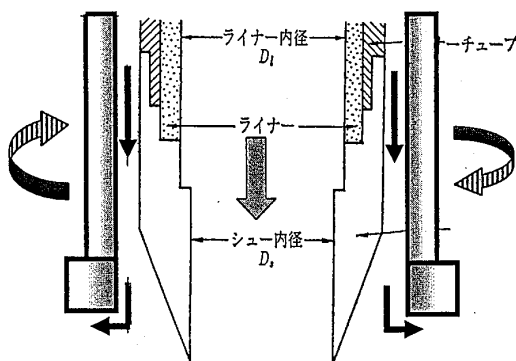
図

2.5.2



トリプルチューブサンプラー（ロータリー式三重管サンプラー）は、外側の回転するアウターチューブで土を切削しながら、内側の回転しないインナーチューブを地盤に押し込み、インナーチューブ内に装着したライナー内に土を採取する。

サンプラーの構造一般図



シューは鋼製で高い剛性を有している。また、肉厚および角度は、土の硬さあるいは締まりの程度に応じて、 $6\sim 20^\circ$ としている。

サンプラー先端シューの例

試料採取方法の概要

地盤工学会基準（JGS 1223-2012） 「ロータリー式三重管サンプラーによる 土試料の採取方法」に準拠	
試料を採取するための孔径	$\phi 116\text{ mm}$ 以上
適用範囲	硬さが中位以上の粘性土または締まりの程度が中位以上の砂質土
特徴	本サンプラーは、デニソンサンプラーを原形として、これを改良したものである。デニソンサンプラーとの大きな相違は、インナーチューブの内側に試料を収納するためのライナーが取り付けられている点にある。 このサンプラーは硬い粘性土や砂質土からの試料採取に多くの実績を有している。



採取試料（乱れの少ない試料）の例

トリプルチューブサンプラー

図

2.5.3

らない。

採取した試料の上・下端面の土相を観察(土質名・色調・締硬度・においなど)した。また、採取した試料が緩い砂質土層である場合には、試験室への運搬中に試料が液状化して乱れないよう、試料の水抜きを行った。その後、サンプリングチューブに業務名・調査地点名・採取深度などの必要事項を記入し、上・下端ともビニール袋で覆い試料の乾燥を防いだ。試料の運搬にはライトバンを使用した。その際にはサンプリングチューブに傷をつけたり、衝撃を与えたりしないように、図-2.5.4に示す内側にウレタンを敷き詰めた専用運搬箱を用いた。

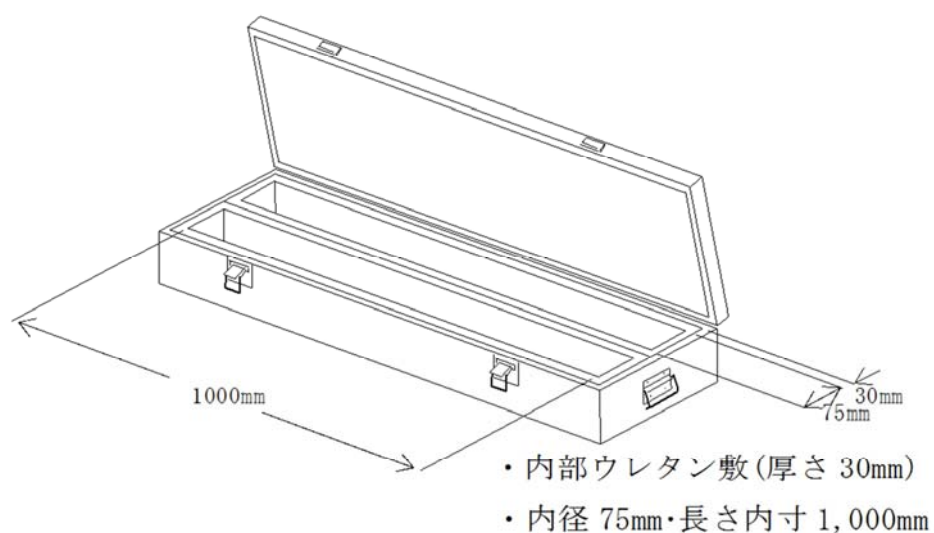


図-2.5.4 乱れの少ない試料用運搬箱

2.6 P S 検層

(1) 概要

PS 検層はボーリング孔を利用して地盤内を伝播する弾性波(P 波・S 波)速度の深度方向分布を測定するものである。測定結果からは地盤のポアソン比・剛性率・ヤング率のほか、SH 波の重複反射理論に基づいた地盤の増幅度特性を計算した。

(2) 測定方法

測定は地盤工学会基準(JGS 1122-2003)に準拠し、Bor. No. 1 の深度 1 ～55m 間(測定間隔 1 m)において実施した。測定方法は、深度 1～12m 間を“ダウンホール方式”，深度 5～55m 間を「孔内起振受振方式（以下，サスペンション方式と称す。）とした。

以下，各方式の概要について述べる。

1) ダウンホール方式

測定の概要を図-2.6.1 に示す。弾性波の発生方法は、P 波については地面に立てた杭を鉛直方向に強打し、S 波については地表面に設置した厚板の木口を水平方向に打撃することにより行った。これらの方法により起振した各弾性波の記録は、孔内に設置した受振器で検出し適切な電圧に増幅した後、A/D 変換を行い測定器のメモリーに収録した。各弾性波の測定は、ある深度において起振を数回繰り返した。S 波については、正反両方向の起振を行い S 波位相の反転を確認した。数回の起振によって得られた波形は、重ね合わせ（スタッキング処理）により S/N 比の向上を図った後、各深度のデータとして測定器に収録した。

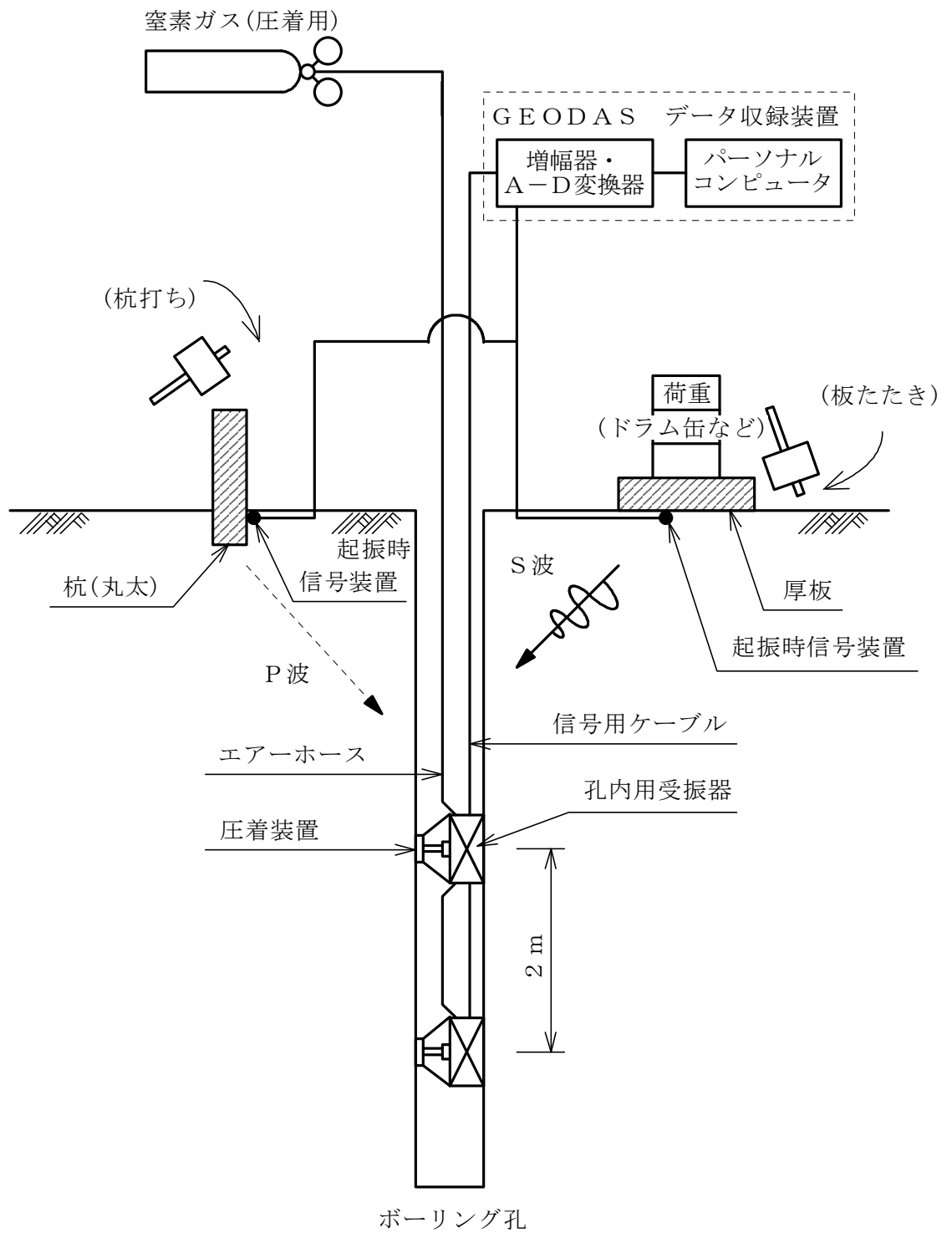


図-2.6.1 PS検層(ダウンホール方式)の概要

2) サスペンション方式

測定の概要を、図-2.6.2 に示す。

サスペンション方式は、起振器と受振器が一体となったゾンデを孔内に挿入し、地中において起振した波動を、1 m 間隔の 2 台の受振器で検知し、その走時差から 2 点間の区間速度を求めるものである。この時、起振波動が、ゾンデを直接伝播しないように、各部はダンパー材によるフィルターチューブにより連結されている。

起振は、地上からの操作で、起振器内の振源を駆動させることにより行った。この際、S 波については、正反両方向の起振を行い、位相の反転をディスプレイ上にて確認した。

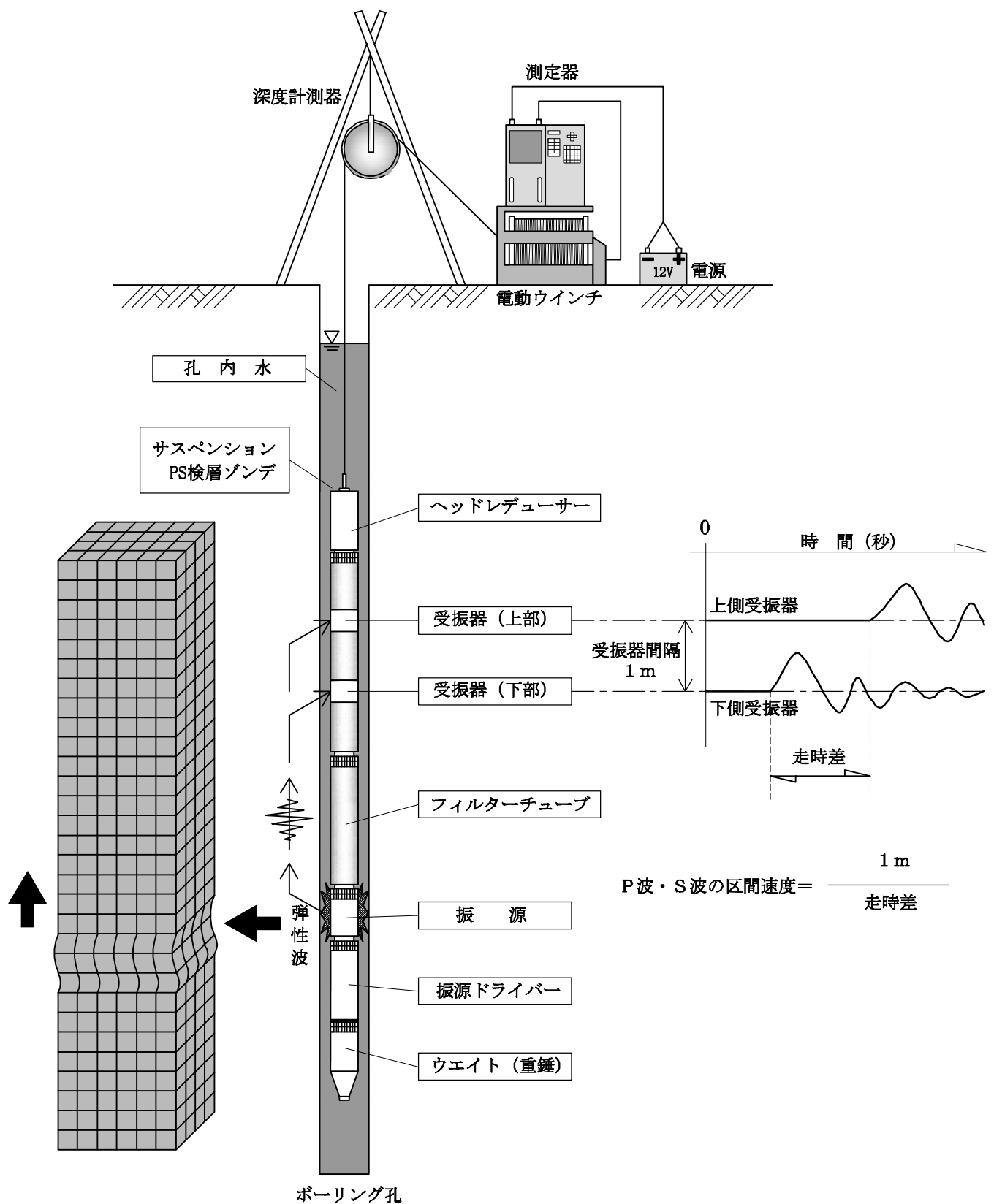


図-2.6.2 サスペンション方式によるP S検層の測定概要

(3) 測定器の仕様

ダウンホール、サスペンション方式の測定器の仕様は、下記のとおりである。

1) ダウンホール方式

a) 孔内式受振器

型 式：ムービングマグネット式速度型（電磁制動方式）
成 分：水平 2 成分，上下 1 成分を一組とする 2 連式（計 6 成分）
感 度： $0.1 \text{ V} \cdot \text{s} \cdot \text{cm}^{-1}$ 内 部 抵 抗： $215 \text{ } \Omega$
付 属 装 置：ガス圧で作動する孔壁圧着装置

b) 記録装置

形 式：GEODAS-15
チャンネル数：18 チャンネル
A / D 分解能：24bit
サンプリング周波数：50, 100, 200, 500, 1k～50kHz

c) ガスボンベ・圧力調整器

窒素ガスボンベ：1500 リットル/ノルマル 初期圧力 15 MPa
圧 力 調 整 器：一次限界圧力（ボンベ側） 25 MPa

2) サスペンション方式

① 検層プローブ

(a) 受振器ユニット

受振器構成：水平垂直各 1 成分，28 Hz， $0.11 \text{ V} \cdot \text{s} \cdot \text{cm}^{-1}$
受 振 方 式：浮遊型
受振器間隔：1.0m
増 幅 度：100
周波数特性：200～5kHz

(b) 起振ユニット

起 振 方 式：間接加振型振源（ソレノイド型）

(c) 振源ドライバーユニット

駆 動 方 式： コンデンサ充放電地上制御型

最大充電量： $300\text{V} \times 330\ \mu\text{F}$

加 振 時 間： $0.1 \sim 1.6\text{ms}$ (5 段階選択)

(d) その他 (フィルターチューブ, ダンパー材, 電源等)

② 地上装置

(a) P S 検層ユニット (増幅アンプ, A/D コントロール)

利 得： $5 \sim 5000$ 倍 (10 ステップ)

フ ィ ル タ ー： ローカットおよびハイカットが可能

メモリーサイズ： $12\text{ビット} \times 1024\text{ワード/ch}$

レ コ ー ド 長： $10, 20, 50, 100\text{ms}$

サンプリング時間： $10, 20, 50, 100\ \mu\text{s}$

ス タ ッ ク 回 数： $1, 2, 4, 8$ 回自動またはマニュアル

(b) 深度計

表 示 深 度： $0 \sim 999.9\text{m}$

測 定 間 隔： $0 \sim 9.9\text{m}$ (0.1m ピッチ)

(c) その他 (パワーユニット, ウィンチユニット等)

(4) 解析方法

ダウンホール, サスペンション方式の解析方法は, 下記のとおりである。

1) ダウンホール方式

ダウンホール方式における記録波形の処理と解析の流れは, 図-2.6.3 に示すとおりである。以下, 順を追って説明する。

① 走時の読み取り

現場測定で得られた P 波と S 波の記録波形を深度順に整理し, 深さ毎に起振時から P 波または S 波が到達する時間 (走時) を読み取る。なお, S 波は, 深度順に整理する前に, 水平 2 成分の波形の粒子軌跡 (パーティクルオービット) から, 起振の方向に対する受振器の角度を求め, この角度により水平 2 成分の波形を合成し,

起振方向と同じ方向に補正している。

② 走時曲線の作成

読み取ったP波とS波の走時を横軸に、深度を縦軸にとって走時曲線を作成する。

この際走時は、図-2.6.3に示すように、弾性波の伝播経路をボーリング孔軸上に設定するため、距離補正を行っている。

③ 弾性波速度の算出

P波とS波速度は、ボーリング調査結果等を参考に層区分を行い、その区間の距離補正した走時曲線の傾きから求める。さらに、求めた弾性波速度と各層の密度値から、ポアソン比 ν_d 、剛性率 G_d およびヤング率 E_d を下式にて算出する。

$$\text{ポアソン比} : \nu_d = \frac{(V_P/V_S)^2 - 2}{2 \{ (V_P/V_S)^2 - 1 \}}$$

$$\text{剛性率} : G_d = \rho V_S^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{ヤング率} : E_d = 2(1 + \nu_d) \cdot G_d \quad (\text{kN/m}^2)$$

[記号]

ν_d : ポアソン比, V_p : P波速度, E_d : ヤング率

V_s : S波速度, G_d : 剛性率, ρ : 密度

2) サスペンション方式

サスペンション方式の測定データは、1m間隔の2つの受振器で記録した。各深度におけるP波とS波の区間速度は、これら上下の受振器の測定波形から走時差を判読することにより求められる。なお、走時の読み取りは、上下の波形の同位相の山または谷を読み取った。

得られたP波、S波の区間速度は、深度順に並べ整理した。さらに、全体的な速度分布やボーリング調査結果を参考に層区分を行い、その区間の平均速度値を算出した。

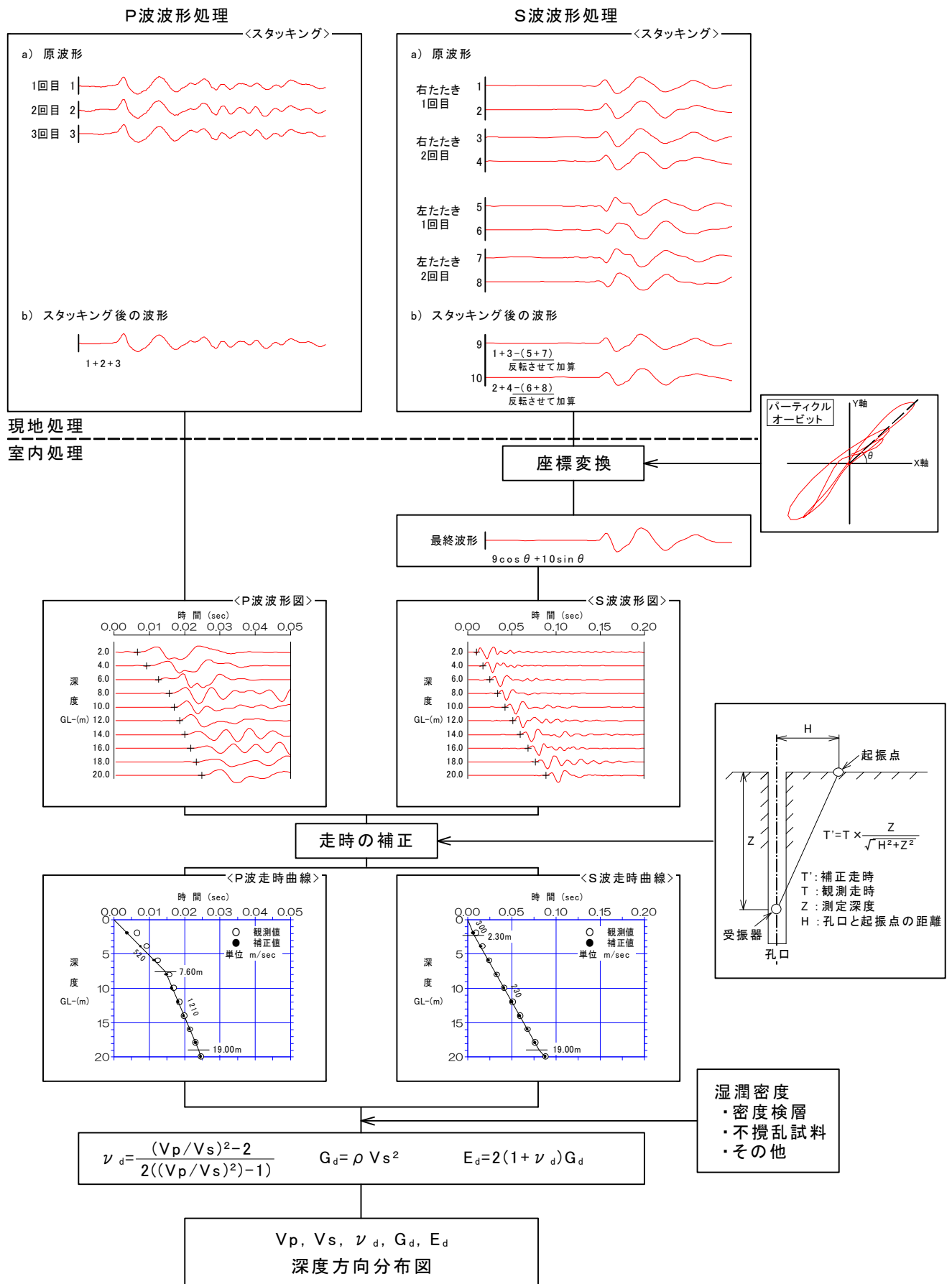


図-2.6.3 P S 検層解析の流れ(ダウンホール方式)

(5) 重複反射による地盤の増幅度特性

調査地盤を、P S 検層から得られた S 波速度構造を持つ水平多層地盤と仮定する。

この時、基盤層とした下層から真上に上昇してくる入力波を想定すると、上部の各層を透過上昇して行く波動と途中の各土層境界で反射し下降する波動とに分かれる（図-2.6.4 参照）。

この下降する波動は下部の土層境界で一部が反射し再び上昇する波動となる。この現象は、多層地盤の各層により繰り返し起こり波動は上昇および下降を繰り返し複雑に重合する。一般に、堅い地盤から軟らかい地盤への伝播は透過波が優勢となり、逆に軟らかい地盤から堅い地盤への伝播においては反射波が優勢となる。このため、表層に軟弱層が存在すると地中から伝播してきた波動は地表部に集中し、その表層地盤の特性に基づいた特有の周期（周波数）成分の波動が増幅されるようになる。

この地盤の振動特性は、S 波速度、層厚、密度、減衰特性（Q 値）などから、理論的に計算される。本調査では、減衰定数（Q 値）を仮に周波数依存のない $V_s/15$ とし、入射角 0 度の時の SH 波の地盤増幅度計算を行った。

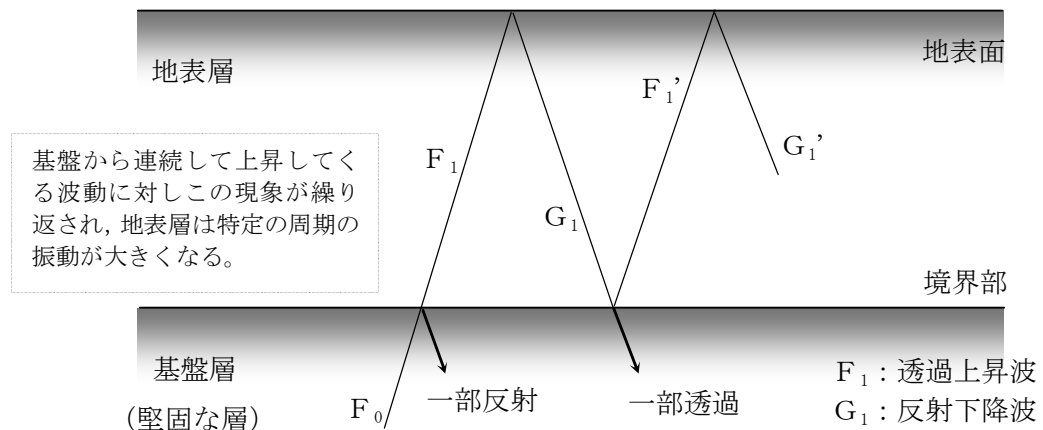


図-2.6.4 重複反射の概念図

2.7 常時微動測定

(1) 概要

常時微動の測定は地盤の振動特性(卓越周期特性)をフーリエスペクトル解析結果から求めることを目的とし,その結果から建築基準法施行令による地盤種別を判定した。

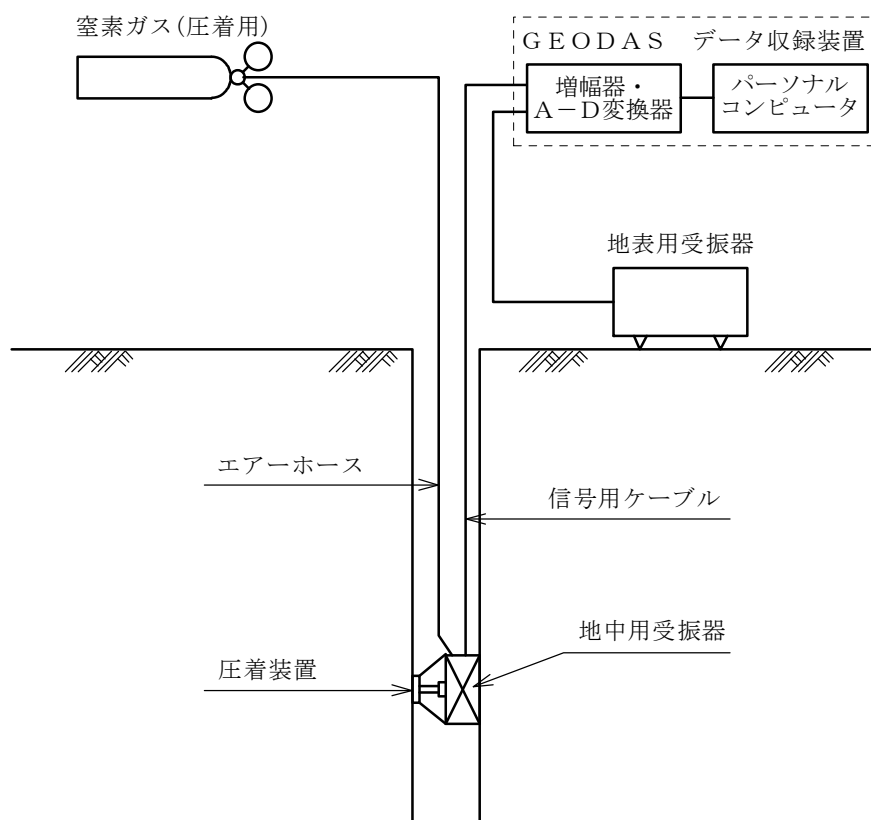
(2) 測定方法

測定は, Bor. No. 1 (P S 検層実施孔)において1秒計により地表と地中(深度 49m)の計2点で同時測定を行い, 地表では5秒計による長周期微動の測定も併せて行った。

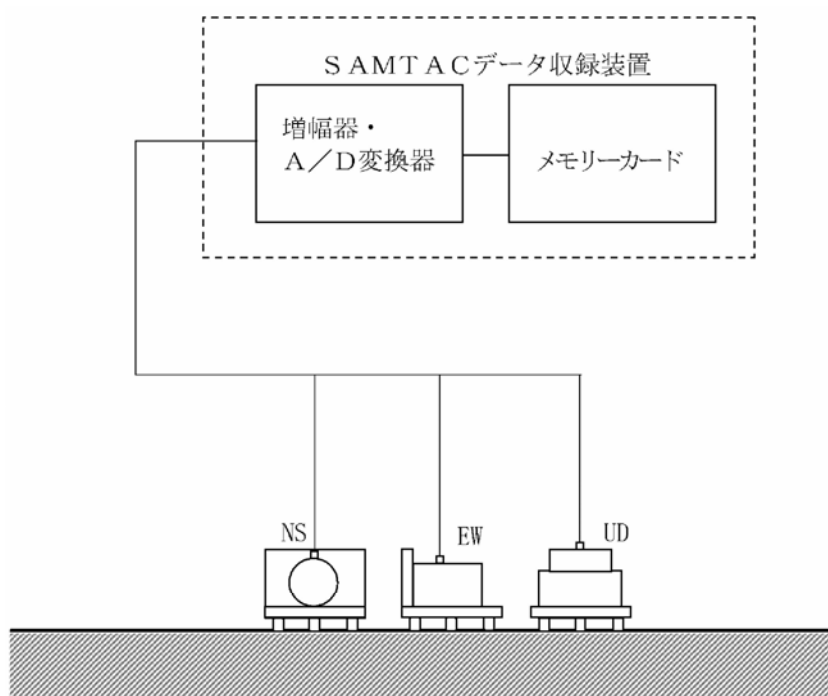
測定概要を, 図-2.7.1 に示す。地表用の受振器は地面上に水平かつ安定した状態に設置し, 孔内用の受振器は測定深度まで吊り下ろした後, 圧着装置に高圧ガスを送り込み孔壁に固定させた。

地表および孔内用受振器は水平2成分, 上下1成分の計3成分で構成され, 受振した信号は増幅器で適正な電圧レベルに増幅後, 収録装置のA/D変換器により数値化し, 1秒間に100個のデジタルデータ(100Hz サンプリング)として各記録媒体に収録した。

なお, 測定はディスプレイ上で波形を目視し, 正常に測定が実施されていることを確認しながら実施した。



① 1秒計



② 5秒計

図-2.7.1 常時微動測定概要図

(3) 測定器の仕様

① 1 秒計

1 秒計の仕様を表-2.7.1 に，総合周波数特性を図-2.7.2 に示した。

表-2.7.1 常時微動測定器仕様(1 秒計)

3 成分 受振器	型式	CR4.5-1(地表用)，MBPU-4.5M(地中用)
	固有周期	1 秒
	測定周波数	1～20Hz
	感度	$0.0338\text{V}\cdot\text{s}\cdot\text{cm}^{-1}$
記録装置	形式	GEODAS-15
	チャンネル数	1～18 チャンネル
	A/D 変換部	分解能 24bit，変換速度 50kHz
	記録部	PC 内蔵 HDD

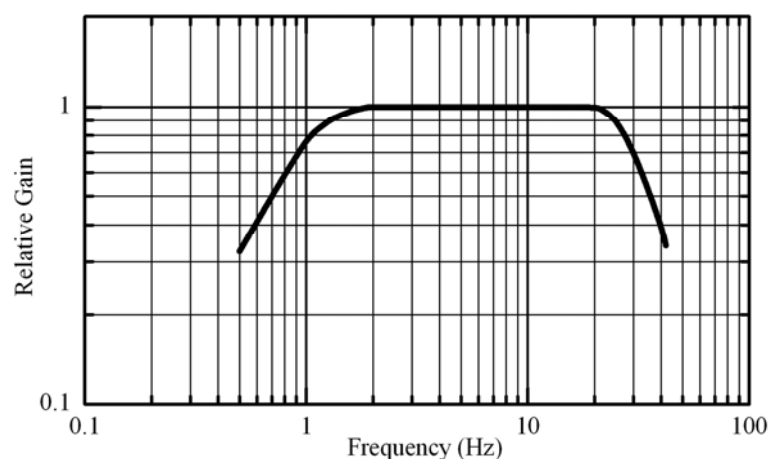


図-2.7.2 総合周波数特性(1 秒計)

② 5 秒計

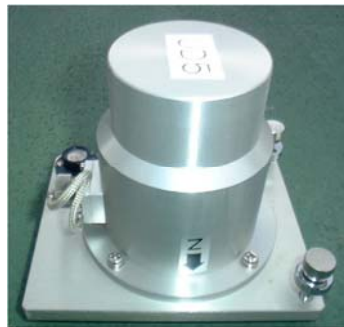
5 秒計の仕様を表-2.7.2, 測定系統を図-2.7.3, 総合周波数特性を図-2.7.4 に示す。

表-2.7.2 常時微動測定器仕様(5 秒計)

高感度 5 秒計 [株東京測振 製]	型式	電磁式微動計 SE-21(H) 次頁写真① SE-22(V) 次頁写真②
	周波数範囲	0.2Hz～50Hz
	測定範囲	$\pm 0.02\text{m/s}$
	動作温度	$-10^{\circ}\text{C}\sim+50^{\circ}\text{C}$
	感度	500V/m/s
データロガー [株東京測振 製]	型式	SAMTAC-TSR023 次頁写真③
	入力形式	差動入力
	アンプゲイン	0, 20, 40dB のメニュー選択
	入力範囲	$\pm 10.24\text{V}$ at 0dB
	記録周波数範囲	DC～0.8Nyquist Digital Filter
	データ記録媒体	コンパクトフラッシュカード
	電源	リチウムバッテリー2 個



写真① SE-21 (H)



写真② SE-22 (V)



写真③ SAMTAC-TSR023

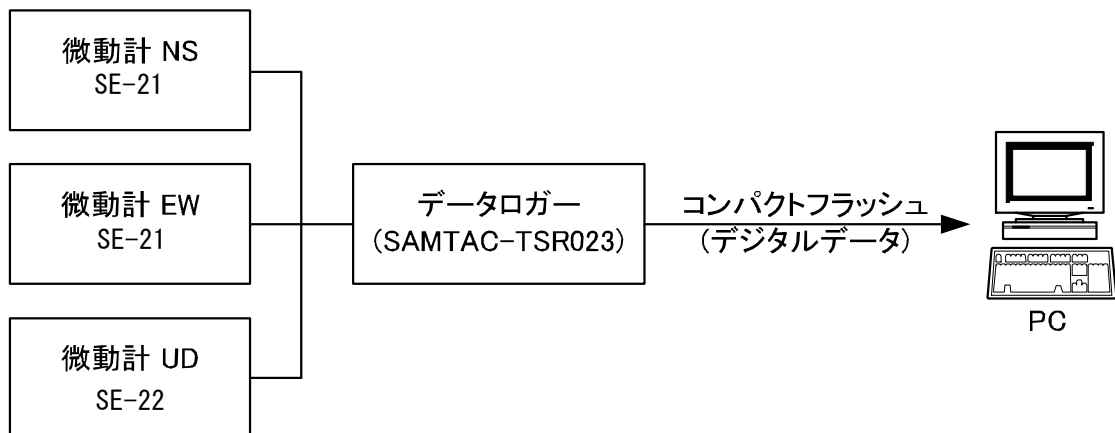


図-2.7.3 5秒計と収録装置の測定系統

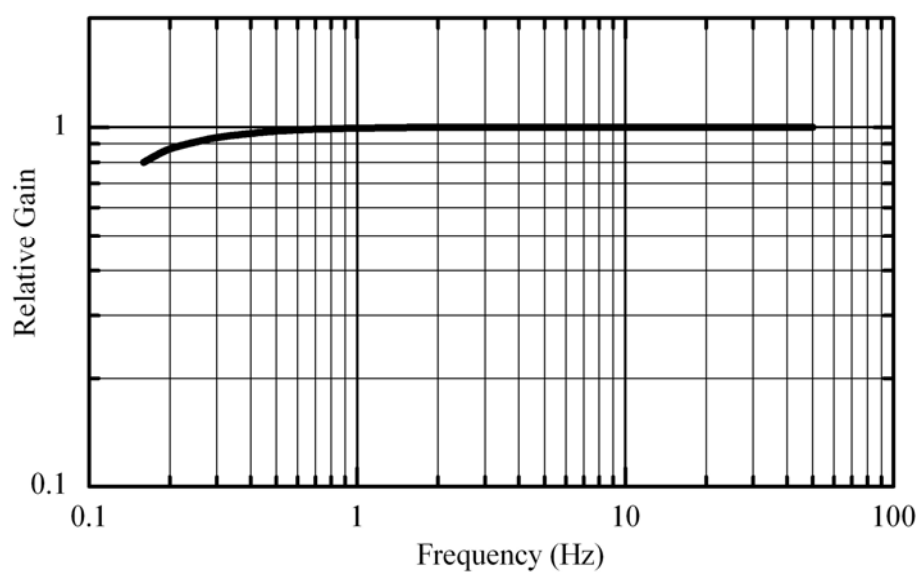


図-2.7.4 総合周波数特性 (5秒計)

(4) 解析方法

現地で記録した波形をすべて出力し、その中から比較的振幅変動の少ない部分を抽出して解析データとした。この解析データは、約 40 秒間 (H/V スペクトルを求める場合、約 160 秒間) の記録である。これらの記録に対する解析内容の主なものは以下のとおりである。

1) 振幅の計算

波形のゼロ線ドリフトを補正するため、解析データの振幅値の平均を新たに振幅ゼロとし、次に補正した記録に校正係数を乗じて実振幅の波形記録に変換した。

① 最大振幅

常時微動の波形は、振幅ゼロを示す基準線を中心とするプラス側とマイナス側の半波形の集まりである。この中で両側の最大値を最大振幅とした。

② 平均振幅 (RMS)

すべての半波形の振幅値の実効値 (RMS) を求め、記録波形の平均振幅とした。

2) フーリエスペクトル解析^{※1}

上述の波形データはリンク効果 (解析上、無限に連続する波形の一部を取り出すために発生することがある障害) を防止するため、記録の両端部でデータ長の約 10% の範囲を緩やかにゼロに収束させた後にフーリエ計算を行い、解析時間の約 1/8 波長のパルツェンウィンドウを用いてスペクトルの平滑化を行った。

さらに、常時微動の場合は地震動のような時刻歴に依存したスペクトル変動があまりないことからスペクトルを算出後、 $T/2$ (T は解析時間) により除算を行った。

したがって、速度の場合、通常スペクトル解析後は単位が $\text{cm/s} \cdot \text{s}$ となるところを cm/s としている。

※1 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994

3) H/V スペクトル^{※2, ※3}

H/V スペクトルは微動から地盤情報を抽出する簡便な方法の 1 つで、微動測定データの水平成分を鉛直成分で除したスペクトル比である（水平成分は NS と EW 成分を二乗和の平方根で合成したスペクトルを指す）。

H/V スペクトルはフーリエスペクトルと比較して日変化がなく、安定していることから振動源の影響が少なく、地盤構造がより強く反映していると考えられている。

本調査では約 160 秒間を 1 解析区間とし、数解析区間の平均スペクトルを H/V スペクトルとした。

※2 中村豊・上野真：地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み，第 7 回日本地震工学シンポジウム講演集，pp.265～270，1986

※3 時松孝次・宮寺泰生：短周期微動に含まれるレイリー波の特性と地盤構造の関係，日本建築学会構造系論文集，第 439 号，pp.81～87，1992

2.8 室内土質試験

室内土質試験は、採取した試料を用いて物理・力学・変形特性を把握するために行った。表-2.8.1に、実施した室内土質試験の試験名や規格・基準・適用・用途などを示す。また、動的変形試験の詳細について記す。

表-2.8.1 室内土質試験方法一覧表

分類	土 質 試 験 名 (規格・基準)	適 用	供試体 数	求められる値・用途	備 考
物理 試 験	土 粒 子 の 密 度 JIS A 1202	粒径 9.5 mm 以下の土 を対象とする。	3	基本的性質 土粒度の密度 ρ_s 他の試験値の計算	沈降分析，間隙比，飽和度 の計算。
	土 の 含 水 比 JIS A 1203	すべての土を対象と する。	3	基本的性質 含水比 W_n 他の試験値の計算	
	土 の 粒 度 フルイ分析 沈降分析 JIS A 1204	高有機質土以外の土 を対象とする。	1	粒径加積曲線，土の分類 均等係数 U_c ，曲率係数 $U_{c'}$ 液状化の判定 透水係数の推定	砂はフルイ分析 砂質土および粘性土はフ ルイと沈降分析
	土の液性・塑性限界 JIS A 1205	細粒分含有率 15 % 以上の試料。	液性 6 塑性 3	液性限界 W_L ・塑性限界 W_p 塑性指数 I_p 細粒土の分類 安定度の判定	土の物理的性質や力学特 性の推定にも利用。
	土 の 湿 潤 密 度 (単位体積重量) JIS A 1225	自立する塊状の土を 対象とする。	3	湿潤密度 ρ_t 地盤の応力状態 土圧の算定	ノギス法が一般的。
力学 試 験	土 の 圧 密 JIS A 1217	飽和粘性土を対象と する。	1	圧密降伏応力 P_c 圧密指数 C_c ，圧密係数 C_v 体積圧縮係数 m_v	圧密沈下の算定。 圧縮性と圧密速度に関す る定数が求められる。
	土 の 一 軸 圧 縮 JIS A 1216	主として飽和粘性土 を対象とする。	2	一軸圧縮強度 q_u 変形係数 E_{s0}	粘着力 C の推定。 変形係数 E の算定。
	土 の 三 軸 圧 縮 非圧密非排水 (UU) 条件 JGS 0521	主として飽和粘性土 を対象とする。	3	粘着力 C 内部摩擦角 ϕ	非排水せん断強さの推定。 粘性土地盤の短期安定。 支持力・土圧の算定。

※ 1. JIS：日本工業規格，JGS：地盤工学会基準
2. 供試体数は1試料あたりの試験体数を意味する。

【 動的変形試験(地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験) 】

動的変形試験は、採取した乱れの少ない試料を対象として「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験(JGS 0542-2009)」に準じて実施した。

本試験は、図-2.8.1 に示す応力制御方式の動的三軸圧縮(繰返し三軸)試験機を用いて、土の発生ひずみに対する剛性の変化特性($G/G_0 \sim \gamma$ の関係)および減衰定数の変形特性($h \sim \gamma$ の関係)を求めることを目的とする。

試験は等方圧密非排水条件のもとで、軸差応力振幅を制御する応力制御により行った。繰返し荷重の载荷は、ひずみの小さい方から大きい方へ 10 段階変化させるステージテスト方式により载荷し、各段階において周波数 0.1~0.5 Hz の正弦波を 11 程度回加えた。载荷条件および試験プログラム例を、図-2.8.2 に示す。

試験では、軸ひずみ(ε_1)・軸差応力($\sigma_1 - \sigma_3$)・拘束応力(σ_3)および間隙水圧(u)を測定した。測定したデータは動ひずみアンプにより増幅した後、A/D 変換を行い、パーソナルコンピュータを介してハードディスクなどに記録した。測定データの処理法を、図-2.8.3 に示す。

装 置 名	仕 様 お よ び 性 能		
加圧装置	シリンダ	定格ストローク	±26 mm
		有効断面積	24 cm ²
	拘束圧システム	定格圧力	980 kN/m ²
	背圧システム	定格圧力	980 kN/m ²
チャンバー	適用供試体		φ 50 mm×H100～125 mm
	負荷容量	最大軸力	196 N
		最大拘束圧	980 kN/m ²
		最大背圧	980 kN/m ²
センサー類	ロードセル	耐圧防水型	
		定格荷重	196 N
	軸変位計（大）	定格変位	50 mm
	軸変位計（小）	耐圧防水型	
	測定範囲		±1 mm
デジタルコントローラー	CPU		8086
	RAM		1 MB
	A/D, D/A コンバータ		12 Bit
	アンプ最小分解能	軸荷重	0.15 kN/m ²
		軸変位（大）	1.56 μm
		軸変位（小）	0.0625 μm
		拘束圧	0.5 kN/m ²

注）標準供試体寸法；直径φ5 cm，高さH10 cm

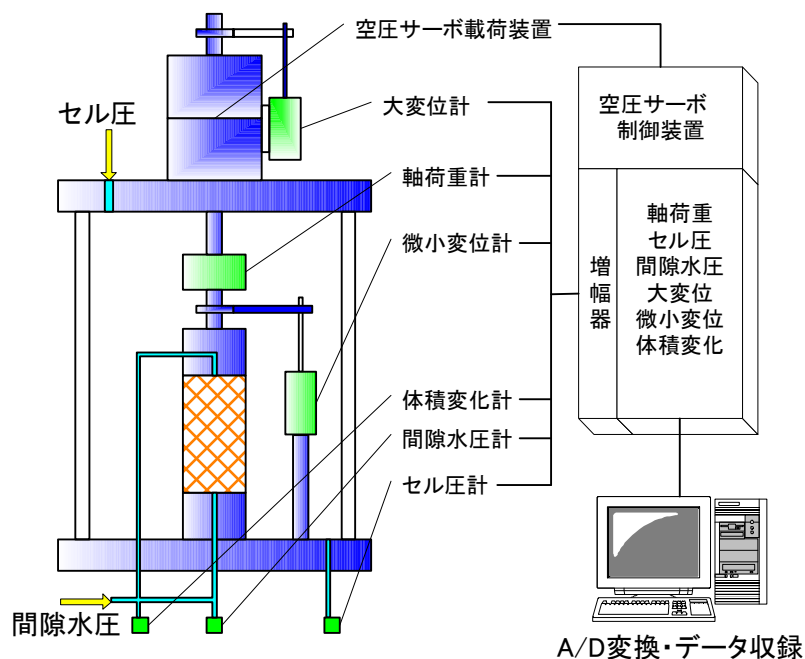


図-2.8.1 動的三軸圧縮（繰返し三軸）試験機概要図

載荷条件一覧表

ステージ 番 号	軸差応力振幅 (kN/m ²)	周波数	繰返し回数
1	0.01 σ_{dmax}	0.1～ 0.5Hz (正弦波)	11 回
2	0.02 σ_{dmax}		
3	0.05 σ_{dmax}		
4	0.10 σ_{dmax}		
5	0.15 σ_{dmax}		
6	0.20 σ_{dmax}		
7	0.30 σ_{dmax}		
8	0.50 σ_{dmax}		
9	0.75 σ_{dmax}		
10	1.00 σ_{dmax}		

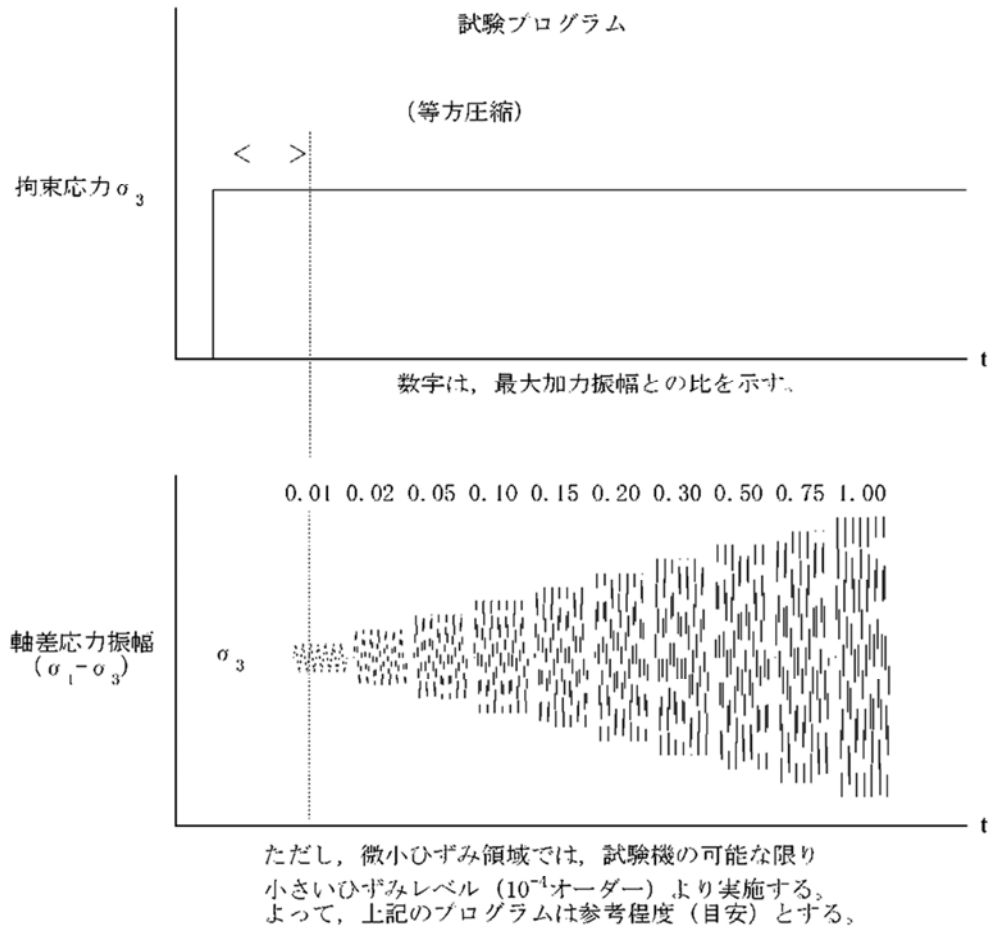


図-2.8.2 載荷条件一覧表および試験プログラム例(動的変形試験)

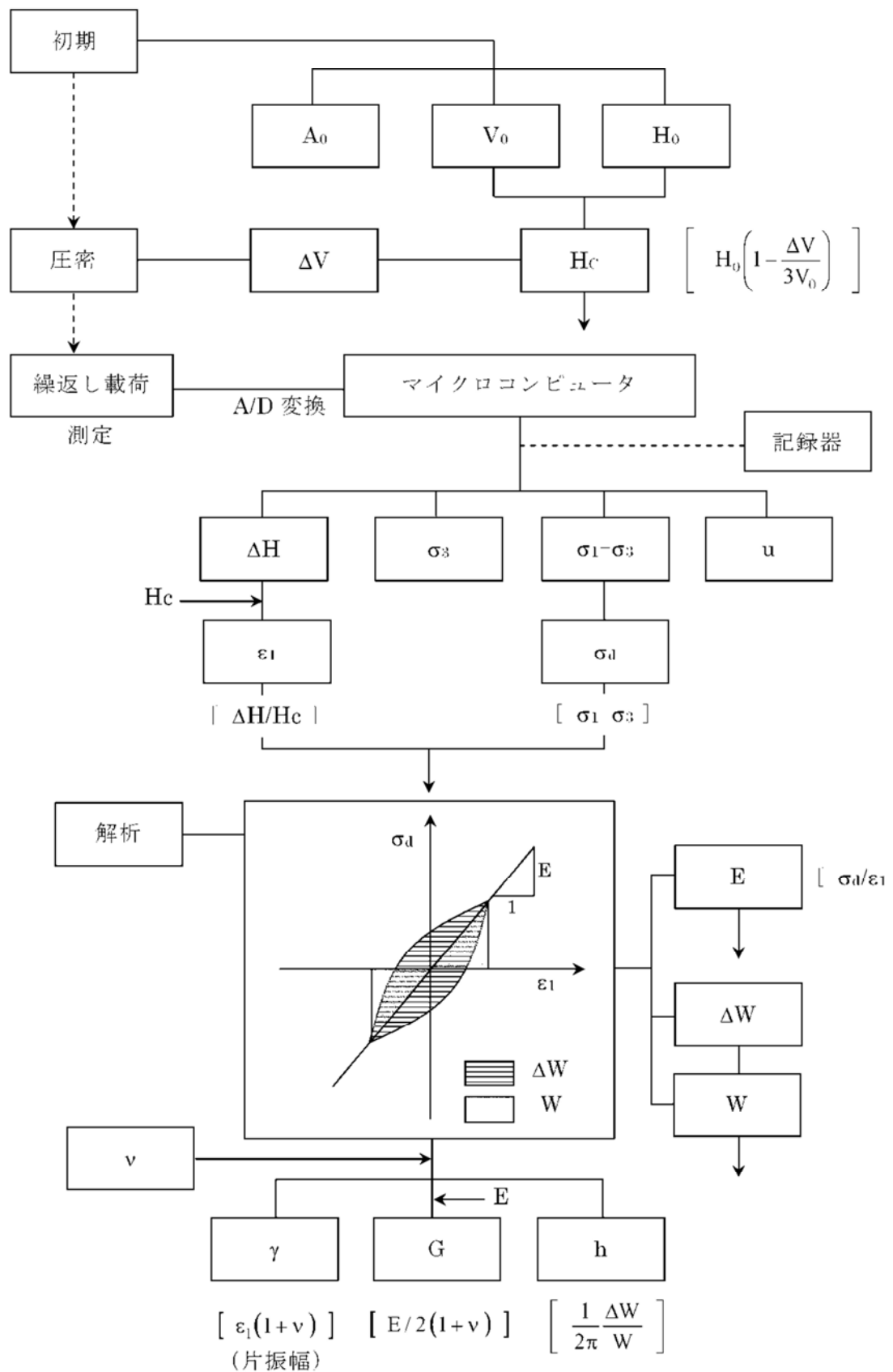


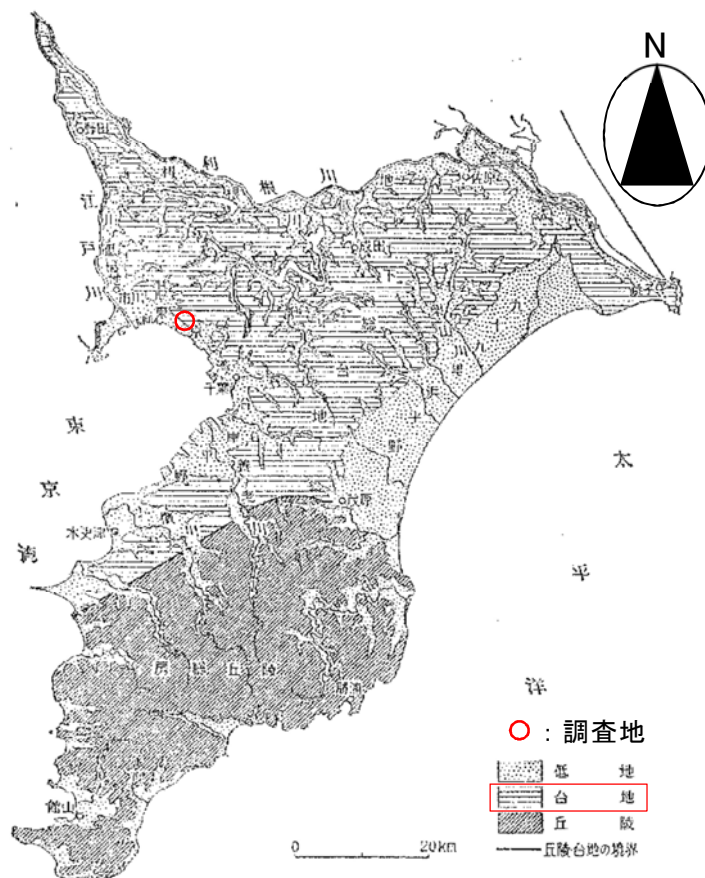
図-2.8.3 データ処理法(動の変形試験)

§ 3. 地形地質概要

3.1 地形概要

調査地は、京成電鉄本線「京成津田沼」駅の南東方約0.4kmに位置している。調査地の位置する千葉県の地形は、全体に平坦で標高200m程度以下の地域が大部分を占め、図-3.1.1に示すほぼ5つの地形に細分される。このうち、調査地付近は“2)下総台地”に属する。

- 1) 富津市磯根岬～茂原線以南の房総丘陵
- 2) 房総半島中央部・北部に分布する下総台地
- 3) 下総台地とは一般に急崖線で境される海拔20m以下の東京湾沿岸平野地区
- 4) 千葉県北部の利根川低地，江戸川低地地区
- 5) 太平洋に面する九十九里平野地区



【出典】日本地誌研究所(1981)
日本地誌第8巻
『千葉県・神奈川県』
二宮書店発行

図-3.1.1 千葉県の地形区分

下総下位面は、東京湾沿岸部と利根川下流部流域に分かれて分布している。市川から千葉に至る東京湾沿岸部の下総下位面は、下総上位面の前面に幅2～4kmで東京湾北東岸にはほぼ平行に分布している。下総上位面との比高差は約5mで、一般に緩傾斜を呈し、境は不明瞭であることが多い。標高は18～22mで、全体に東京湾に向けて徐々に低下し、台地末端では約15mとなる。地表面には中小河川の侵食による開析谷が、北東から東京湾方向に櫛上に発達している。利根川下流部の下総下位面は、柏市北部に広く分布していると同時に手賀沼や印旛沼周辺に幅2～4kmで認められる。下総上位面との比高差は3～5mで、明瞭な段丘崖で接している。標高は20～25mで、全体に北西方向に緩やかに傾斜している。

千葉段丘は下総台地を刻む谷の縁辺に分布している小段丘群で、谷の南岸ないし南東岸に分布する傾向が認められる。また、谷の中央部に向って緩やかに傾斜している場合が多い。

さらに、調査地周辺の詳細な地形区分を図-3.1.3 に示す。これによれば、調査地は“平坦化地”に分類される。“平坦化地”は「山地・丘陵地・台地などの斜面を主として切取り(切土)により造成した平坦地または緩傾斜地」のことで、調査地では北および東方にて接する地形の区分から“台地・段丘の上位面”を平坦化したものと想定される。なお、調査地の西方では“砂(礫)堆・砂(礫)州”，南方では“砂丘”に接しているため、平坦化地の一部に低地が含まれている可能性がある。

図-3.1.4「現旧対比地形図」に、“**明治 15 年**に参謀本部陸軍部測量局が測量した第一軍管区地方迅速測図”と“**平成 20 年**に更新測量を実施した国土地理院の地形図”を併記した。明治 15 年における調査地周辺は畑として利用され、集落は街道沿いに限られていた。また、低地には水田が広がり、台地との境界が明瞭であった。一方、現在では市街地が大きく広がり、鉄道・道路・宅地の整備が進み、地形区分の境が不明瞭となっている。



傾斜	尾根型	谷型	直線型その他
緩急	緩急	緩急	緩急
緩急	緩急	緩急	緩急
緩急	緩急	緩急	緩急

人工地形

平坦化地	山地・丘陵地、台地などの斜面を、主として切取り(切土)により造成した平坦地または緩傾斜地。
農耕平坦化地	農耕に利用されている平坦化地。
切土斜面	切取りでつくられた斜面
盛土地	主として低地に土を盛って造成した土地。
高い盛土地	周囲の土地との比高が約2m以上の盛土地。
埋土地	沼沢地、河川敷、谷などを周囲の土地とほぼ同じ高さまで埋立てて造成した土地。
干拓地	潮汐平地や内陸水面を排水して造成した土地。記録から干拓したことが明らかな土地を表示しています。
凹陥地	砂利採取跡、溜池跡などの人工的な凹地。

凹地・浅い谷

凹地・浅い谷	凹地・浅い谷は、台地・段丘や扇状地などの表面に形成された凹地や浅い流路跡、または、隣合う扇状地の境界付近の相対的に低い部分などであって、豪雨時に地表水が集中しやすい。
--------	-------------------------------------------------------------------------------------

低地の一般面

低地の一般面	低地の一般面は、海岸や河川との比高(高度差)が小さい土地です。このため低地の微高地に比べて浸水しやすく、排水性が悪い。また、細粒の物質からなり、地盤が軟弱です。
谷底平野・氾濫平野	河川の堆積作用により形成された低平な土地。砂、粘土などからなり、地盤は軟弱です。
海岸(湖岸)平野・三角州	相対的に海(湖)面の低下によって陸地となった平坦地や、河口における河川の堆積作用によって形成された平坦地。砂、粘土などからなり、地盤は軟弱です。
後背低地	自然堤防や砂堆等の背後にある低地のほか、河川の堆積作用があまり及ばない低湿地。非常に排水性が悪い。また、旧河道を埋土または盛土したところは、それぞれ後述の埋土地または盛土地として表示しています。
旧河道	低地の一般面の中で周囲より低い帯状の凹地で過去の河川流路の跡。非常に浸水しやすく、排水性が悪い。なお、旧河道を埋土または盛土したところは、それぞれ後述の埋土地または盛土地として表示しています。

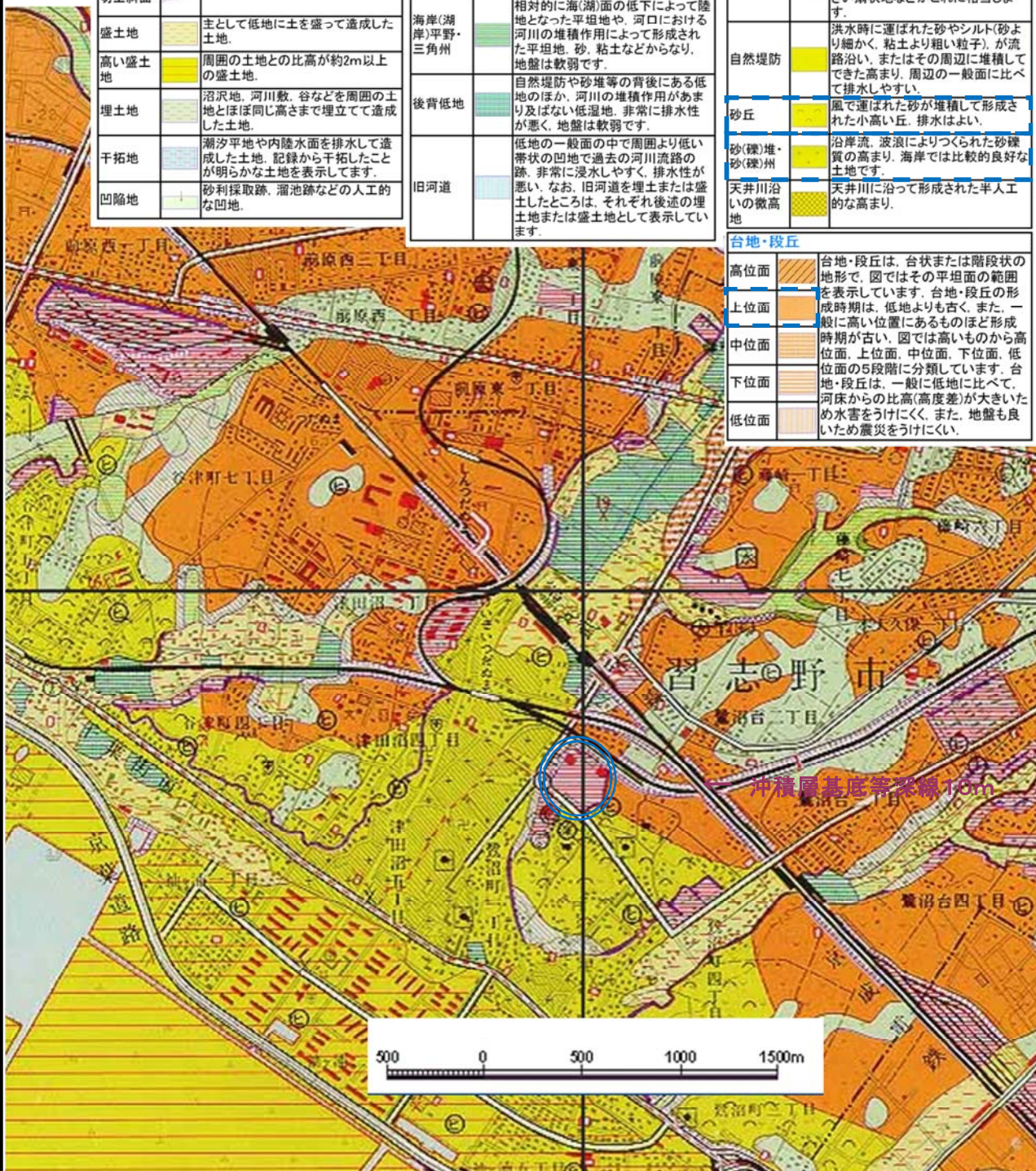
低地の微高地

低地は、台地に比べれば浸水しやすく、排水が悪く、また地盤も軟弱な土地です。その低地の中では微高地は、後に述べる低地の一般面に比べて、河床からの比高(高度差)がやや大きくなっているために排水しやすい。また、構成物質が相対的に粗粒なものからなるために地盤も良い。

扇状地	河川が山地から出た地点に河川が運び出す土砂が堆積して形成された扇形の地形。主として砂礫からなり、地盤は良い。出水時には、水害をうける可能性があります。
緩扇状地	扇状地に比べて傾斜が緩いものを表示しています。扇状地と周辺の低地の一般面との漸移部や規模の大きい扇状地などがこれに相当します。
自然堤防	洪水時に運ばれた砂やシルト(砂より細かく、粘土より粗い粒子)が流路沿い、またはその周辺に堆積してできた高まり。周辺の一般面に比べて排水しやすい。
砂丘	風で運ばれた砂が堆積して形成された小高い丘。排水はよい。
砂(礫)堆・砂(礫)州	沿岸流、波浪によりつくられた砂礫質の高まり。海岸では比較的良好な土地です。
天井川沿いの微高地	天井川に沿って形成された半人工的な高まり。

台地・段丘

高位面	台地・段丘は、台状または階段状の地形で、図ではその平坦面の範囲を表示しています。台地・段丘の形成時期は、低地よりも古く、また、一般に高い位置にあるものほど形成時期が古い。図では高いものから高位面、上位面、中位面、下位面、低位面の5段階に分類しています。台地・段丘は、一般に低地に比べて、河床からの比高(高度差)が大きいため水害をうけにくく、また、地盤も良いため震災にうけにくい。
上位面	
中位面	
下位面	
低位面	



【出典】国土地理院(1980)
1:25,000 土地条件図『佐倉』

◎: 調査地

調査地周辺の土地条件

図

3.1.3

◆ 旧地形図

【明治15年の地形】

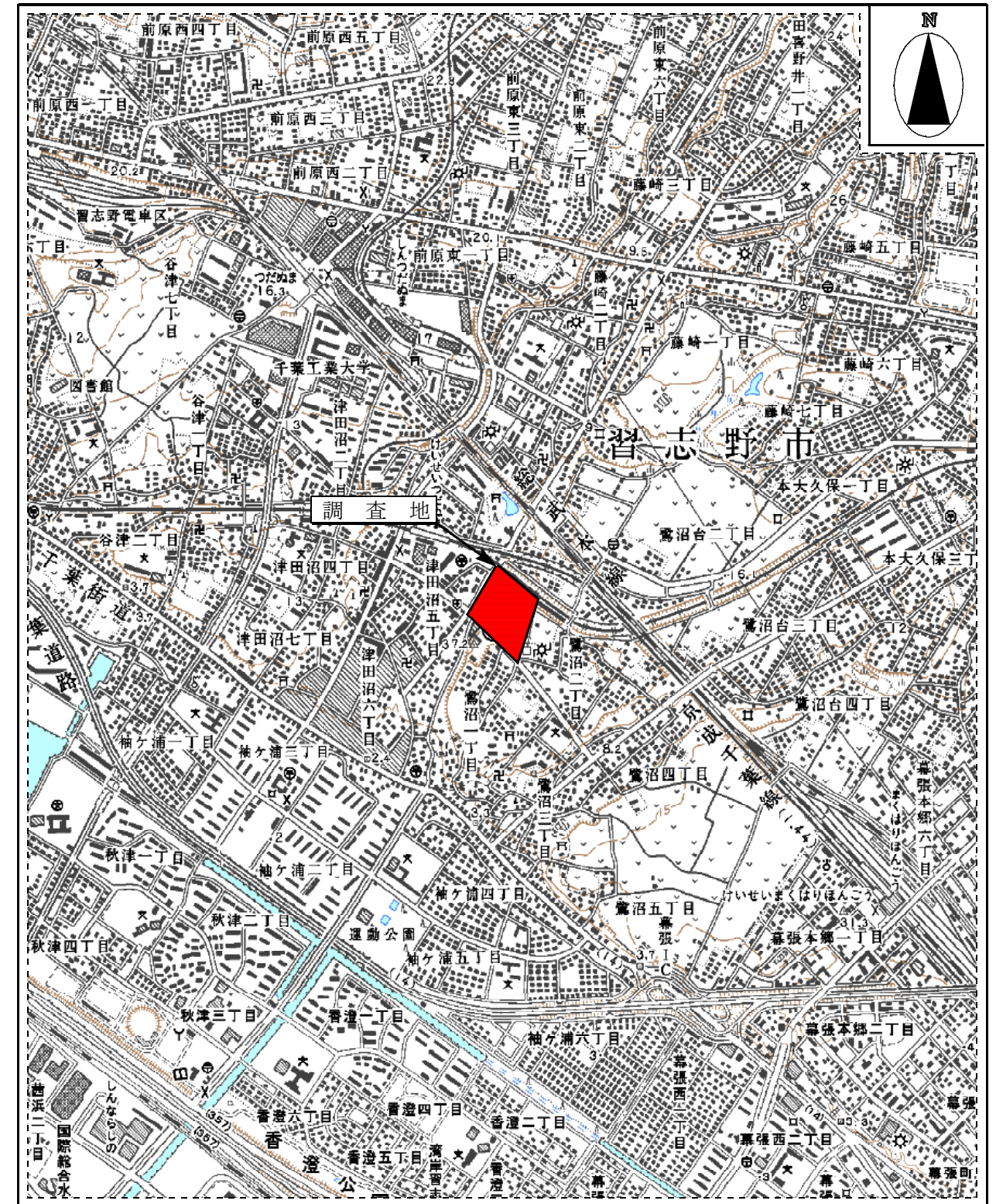


出典：第1軍管地方迅速測図（1：20000）
参謀本部陸軍部測量局発行
佐倉近傍より「習志野」
東京近傍より「船橋駅」使用

0 500 1000 m
縮 尺：1/20000

◆ 現地形図

【平成20年の地形】



出典：国土地理院数値地図25000（地図画像）
平成20年4月1日発行
「習志野」「千葉西部」
を1：20,000に拡大

0 500 1000 m
縮 尺：1/20000

現旧対比地形図

図

3.1.4

3.2 地質概要

調査地近傍における地質は地形と密接な関係があり、表-3.2.1「下総層群の総合地質層序」・図-3.2.1「千葉県の概略地質」に示すように、

- ① 低地は第四紀完新世に堆積した沖積層・埋立地
- ② 台地は第四紀更新世に堆積した新期ローム層・下総層群上部層：調査地から主になる。新期ローム層は、層序や含まれる火山灰の物性値の違いから上部の立川ローム層と下部の武蔵野ローム層に細分される。下総層群上部層は、層相や予想される堆積環境・シーケンス境界(海水準低下期に形成された不整合面とそれに連続する整合面)などから常総粘土層、姉崎層・竜ヶ崎層、木下層に細分される。

以下に、各地層の詳細について記す。

(1) 沖積層

軟弱な砂や粘土からなる。

(2) 新期ローム層

降下火山灰を起源とし、下総台地の全域に分布する火山灰土である。厚さは4～5 m、N値は5以下であることが多い。

1) 武蔵野ローム層

新期ローム層の上部を構成する武蔵野ローム層は主に褐色を呈し、下部に厚さ3～10cmの橙色を呈する中粒～極粗粒軽石が散在あるいは団塊上に混じる。この軽石層は火砕質鍵層である「T P (東京軽石層)」に対比されている。

2) 立川ローム層

下部を構成する立川ローム層は色調の違いから、明褐色を呈する上部と暗褐色を呈する下部に分けられる。両層の境界部には火山ガラスが多く混じり、この火山ガラスは火砕質鍵層である「A T (始良^{あいら}T n 火山灰)」に対比されている。

(3) 下総層群上部層

1) 常総粘土層

厚さは1～4 m、青灰～灰色を呈する粘着性の高い火山灰質粘土からなる。炭化した植物遺骸片を多く含むほか、原地性の植物根化石を混入することから、湿地の

堆積物と考えられている。

2) 竜ヶ崎層

シルトの礫や軽石を混入する砂礫層からなる。斜交葉理が発達していることから、鬼怒川や小貝川などの氾濫原堆積物と考えられている。厚さは1～4mで、印西町～我孫子～流山～野田にかけて、主に利根川沿いに分布している。

※ 姉崎層は、本層の同時異相(近接した異なる場所で同時に堆積した土層が異なる土質を示している関係)で、木更津市～市原市の東京湾沿岸地域に分布している。このため、調査地には出現しない。

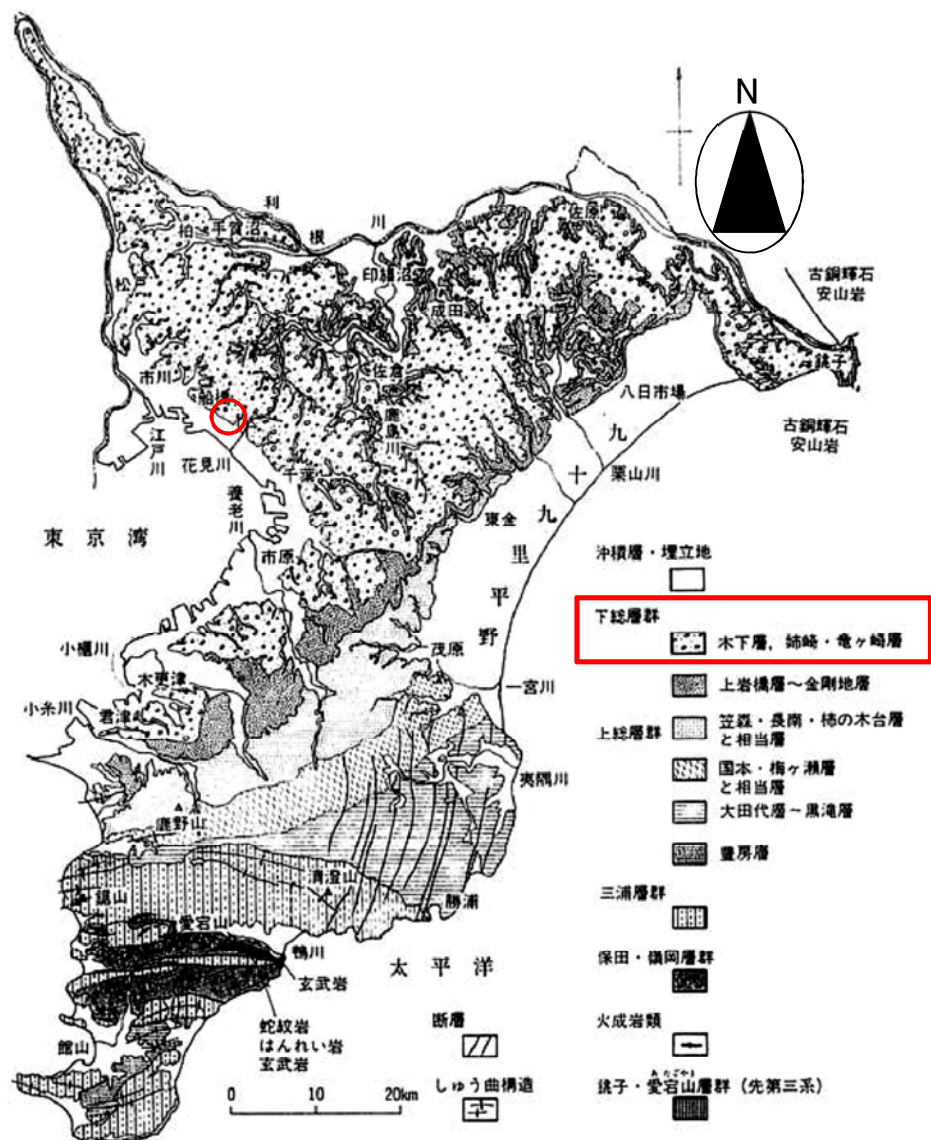
3) 木下層

上部の含化石砂層と下部の砂質泥層に区分される。上部砂層は中砂が主体で、貝化石の密集している化石床がみられる。上部にて、泥層～砂質泥層に層相が変化する箇所がある。下部泥層は基底の谷状の凹地に主に堆積し、最下部に淘汰の悪い礫質中砂を局所的に伴う。厚さは基底が凹地である地域では30m、それ以外では15m程度である。

表-3.2.1 下総層群の総合地質層序

地質年代	地層名	岩相	火砕質地層	化石帯
後期更新世	立川ローム層	南総段丘 I～III	AT	
	武蔵野ローム層	市原段丘 I, II	TP	
新世	常総粘土層		OP	
	姉崎層	竜ヶ崎砂層	Pm-1 KmP アリタマ軽石 Ko-D=Klp群 Kol-TAu-12 TAm-3～5 コウジミソ軽石	木下 上岩橋
中総層群	木下層		Ky3-TB-8 Km3-4=KiI-III Km1-2	
	上岩橋層			
	清川層			
	上泉層			
更新世	蔵層		Yb0～1 J12 J4=TE-5=Hy-5 J3=TE-1=Hy-4 J1=ly	瀬又 丹原 地蔵堂 泉谷
	地蔵堂層			
	(泉谷層)			
上総層群	金剛地層		Ks5	
	笠森層			

【出典】日本の地質「関東地方」編集委員会編(1985)
日本の地質3 関東地方、共立出版社



○: 調査地

【出典】近藤清造(1996)「千葉県地盤と地質環境」近代文芸社出版

図-3.2.1 千葉県の概略地質図

§ 4. 調査結果

ここでは、今回の調査で得られた、機械ボーリング・標準貫入試験・現場透水試験・孔内載荷試験・P S 検層・常時微動測定・室内土質試験結果について述べる。

4.1 調査地の土層構成(機械ボーリング・標準貫入試験結果)

機械ボーリングおよび標準貫入試験結果の詳細については、巻末資料 1 の『ボーリング柱状図』に報告している。ここでは、

表-4.1.1 に「土質層序表」

図-4.1.1 に「土層断面想定図」

図-4.1.2 に「N値深度方向分布図」

図-4.1.3 に「N値ヒストグラム」

を示すとともに、確認された土層構成について記す。

調査地は前述したように下総台地に位置し、その地形は“台地・段丘の上位面を切土した平坦化地”に区分される。今回の調査では、上位より第四紀完新世の盛土層(B)，第四紀更新世の関東ローム層(Lm)・下総層群(洪積層：D)の分布が認められた。また、下総層群(洪積層：D)は構成土質の違いから“粘性土(Dc)”と“砂質土(Ds)”に、砂質土(Ds)は分布深度・土相・N値などの違いから“第一～第七砂質土(Ds1～Ds7)”に細分した。なお、表-4.1.1 に記したN値の解析(範囲および平均)には、次式(4.1.1)から求めた換算N値を用い、平均値の算出はN値の上限を 100 としている。

$$\text{換算N値} = (N / x) \times 30 \quad \cdots \cdots \text{式(4.1.1)}$$

※ ここで、換算N値：30cmの貫入に要する打撃回数(回)

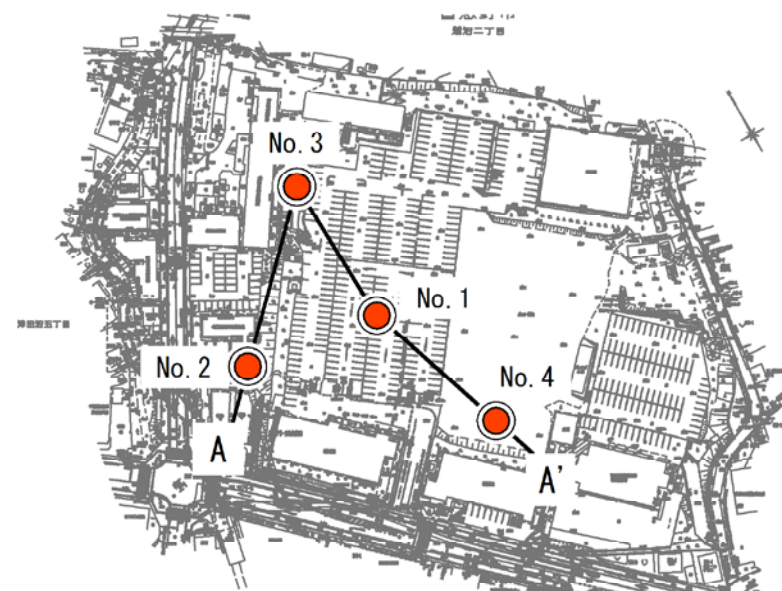
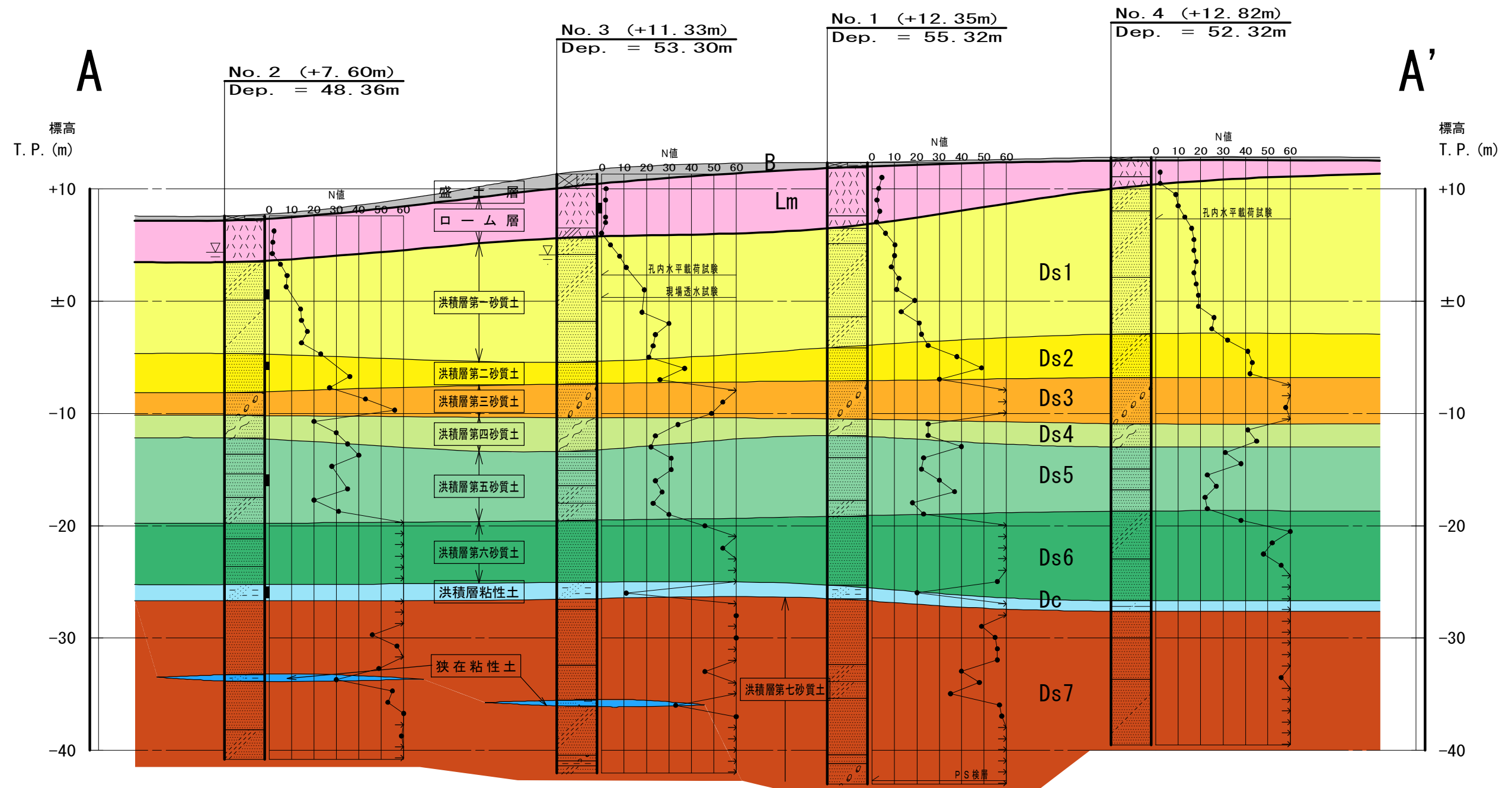
N：実測N値(回)

x：実測貫入量(cm)

表-4.1.1 土質層序表

地質時代		土層名		土層号	主構成土質	主色	な調	(出現標高:T.P.m) [層厚:m]	N 値 (平均値)
第四紀	更新世	盛土層		B	シルト質粘土 シルト質粘土 シルト質粘土	白黒	黄灰褐	(7.60 ~ 12.82) [0.30 ~ 1.25]	測定値なし
		関東ローム層	ローム層	Lm	ローム	黄茶暗褐 黄	褐褐灰	(7.20 ~ 12.52) [2.50 ~ 5.35]	0.00 ~ 4.54 (2.13)
	新世	下層	第一砂質土	Ds1	シルト質細砂	黄黄	褐灰	(3.50 ~ 10.02) [8.15 ~ 12.95]	4.00 ~ 30.00 (15.52)
			第二砂質土	Ds2	シルト質細砂	黄黄	褐灰	(-5.42 ~ -2.93) [1.95 ~ 3.85]	26.00 ~ 49.00 (36.45)
			第三砂質土	Ds3	貝殻混じり細砂	白白白暗 黄黄褐	灰灰灰灰	(-8.15 ~ -6.78) [2.00 ~ 4.10]	43.00 ~ 94.73 (63.88)
			第四砂質土	Ds4	火山灰質細砂	白淡黄	黄黄灰	(-10.88 ~ -10.15) [1.50 ~ 3.00]	20.00 ~ 45.00 (30.12)
		洪積層	第五砂質土	Ds5	シルト質細砂	黄黄褐淡 黄	褐灰灰灰	(-13.37 ~ -11.95) [5.70 ~ 7.60]	18.00 ~ 40.00 (28.48)
			第六砂質土	Ds6	シルト質細砂	黄暗褐暗 黄褐	灰灰灰灰	(-19.75 ~ -18.68) [5.45 ~ 8.00]	38.00 ~ 112.50 (70.12)
			粘性土	Dc	砂質シルト粘土 シルト質粘土	黄暗褐	褐灰	(-26.68 ~ -25.02) [0.90 ~ 1.50]	11.00 ~ 100.00 (43.66)
			(狭在粘性土)	第七砂質土	Ds7	シルト質細砂	暗褐灰，黒灰，黄褐，暗黄，暗青	灰褐灰灰	(-27.58 ~ -26.45) [11.92 ~ 16.52 + α]
	(c)	シルト質シルト		暗青	黄緑灰	30.00 ~ 75.00 (52.50)			

※ N値の平均は、N値の上限を100として算出している。

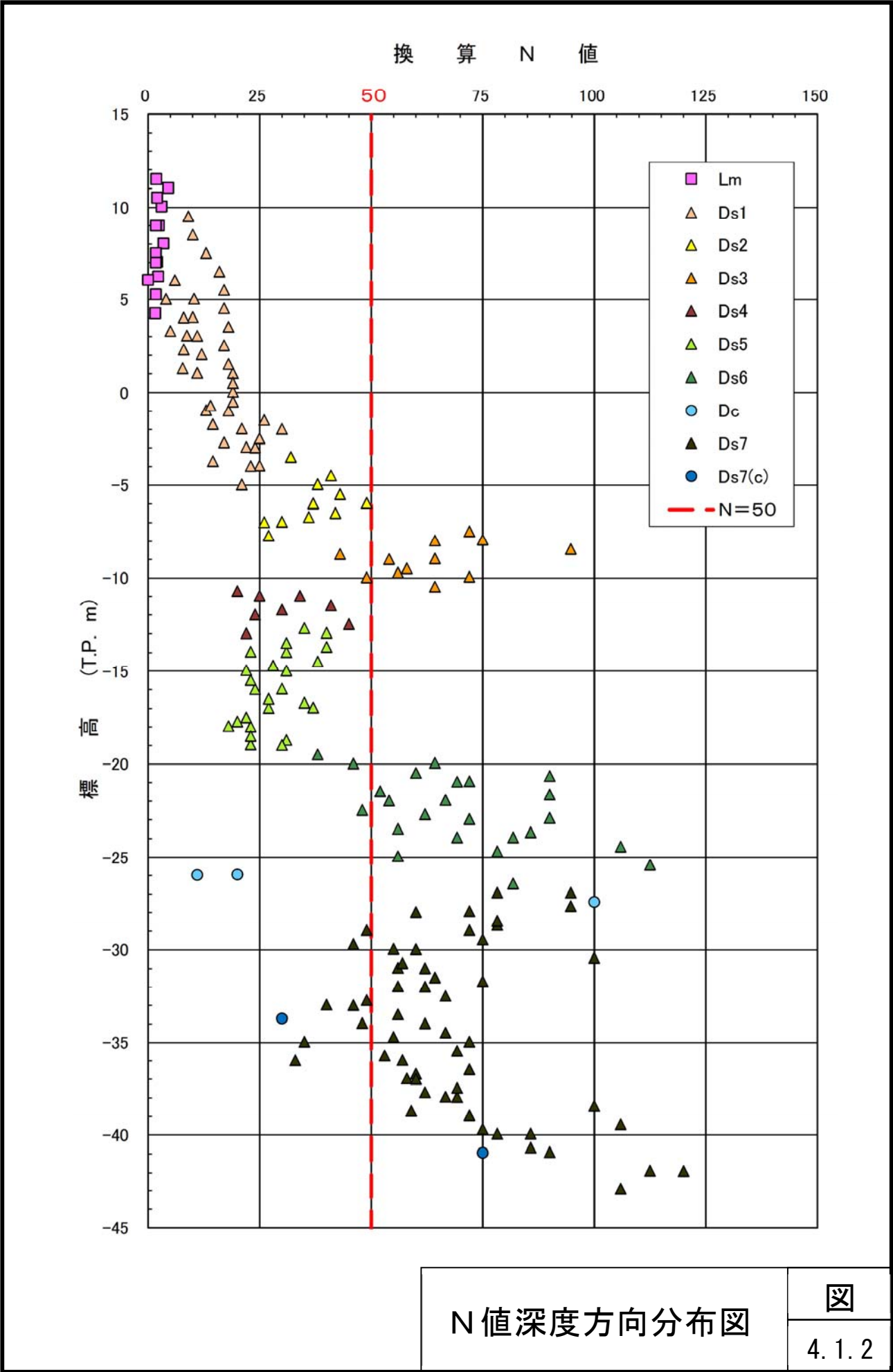


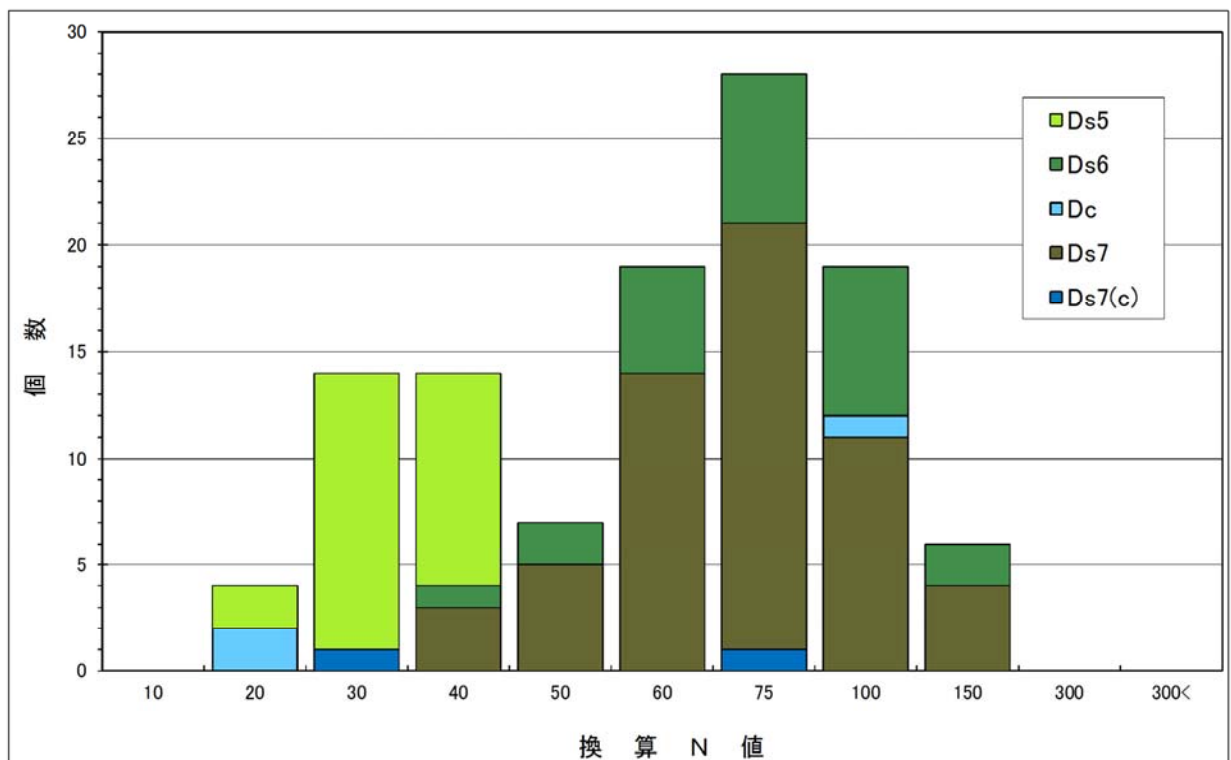
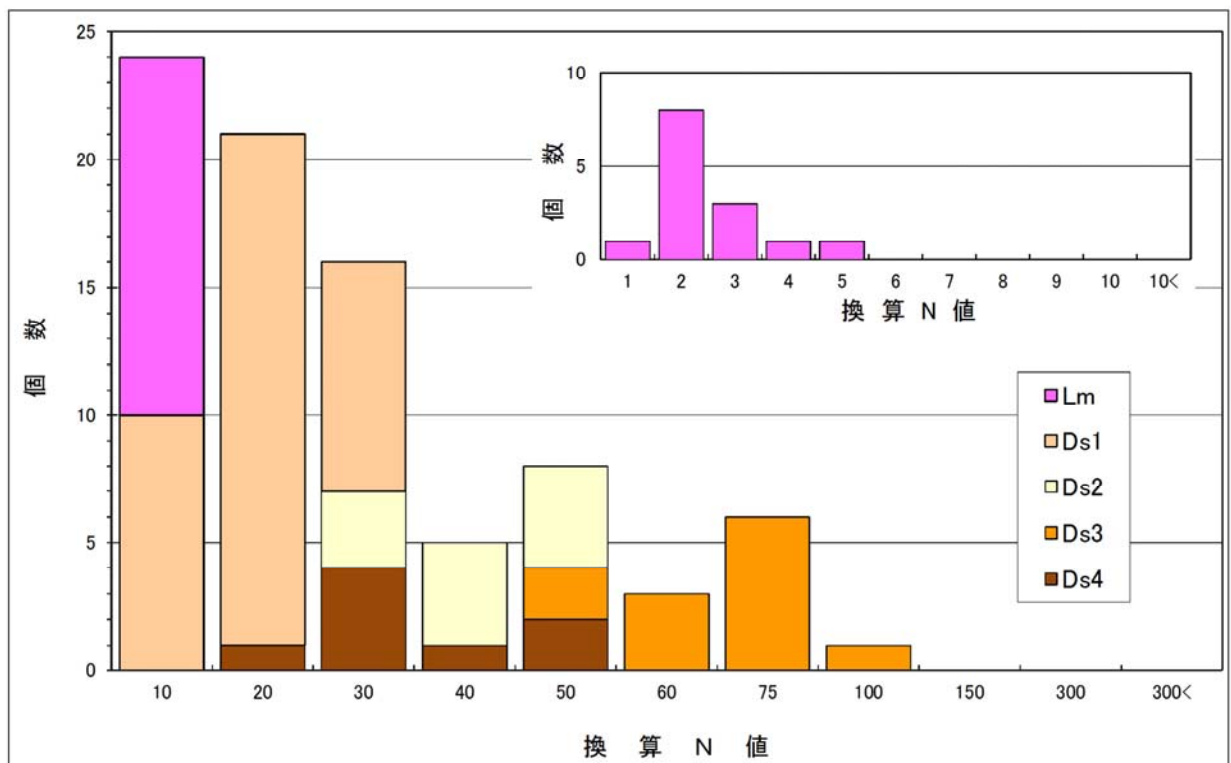
切断図 S=1/3000

土層断面想定図



4.1.1





N値ヒストグラム

図

4.1.3

(1) 盛土層：B

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P.+7.60～+12.82m、層厚は 0.30～1.25m である。

ボーリング地点ごとに構成土質が次のように異なり、N 値は測定していない。

1) Bor.No. 1

暗褐色の非常に不均質な砂混じり粘土からなり、細砂を不規則に混じえる。表層にはアスファルト舗装が施され、アスファルトの厚さは 5cm、碎石の厚さは 20cm である。

2) Bor.No. 2

暗褐色の不均質な礫混じり粘土からなり、角礫(φ2～20mm)・コンクリート片などを多量混入する。

3) Bor.No. 3

暗褐色の不均質なシルト質粘土からなり、腐植物を少量混入する。黒ボクを不規則に、細砂をブロック状に混じえる。

4) Bor.No. 4

表層より、厚さ 10cm の暗褐色粗砂、5cm のコンクリート、15cm の黒褐色砂礫からなる。砂礫の礫は角礫で、その大きさは主に φ2～10mm、最大 φ30mm である。マトリックスは粗砂を主体とする。

(2) 関東ローム層：Lm

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P.+7.20～+12.52m、層厚は 2.50～5.35m である。

ほぼ均質なローム(細粒火山灰)からなり、色調が黄褐・茶褐・暗黄褐・褐灰色に変化する。炭化物を少量混入する。一部にてやや粘土化している。Bor.No. 4 の下部にて粒子がやや粗く、不均質で浮石を少量混入している。

N 値の範囲は 0.00(0/55 ハンマー自沈)～4.54、平均は 2.13、個数は 14 個である。

1<N 値≤3 の値が全体の約 78%(=11/14)を占め、その範囲は 1.57～3.00、平均は 1.98

である。

(3) 下総層群(洪積層) : D

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P+3.50～+10.02mである。層厚は 44.26～49.52mを確認しているが、下限については不明である。

構成土質の違いから“粘性土(Dc)”と“砂質土(Ds)”に、砂質土(Ds)は分布深度・土相・N値などの違いから“第一～第七砂質土(Ds1～Ds7)”に細分した。

1) 第一砂質土 : Ds1

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P+3.50～+10.02m、層厚は 8.15～12.95mである。

黄褐灰・黄灰色のシルト質細砂から主になり、黄褐灰色のシルト混じり細砂・細砂に変化する。粒径は不均一で、シルト質細砂の粒子は非常に細かい。一部に、中砂を多量混じえる。

N値の範囲は 4.00～30.00, 平均は 15.52, 個数は 40 個である。図-4.1.2 によれば、N値は標高が低くなるに従い、大きくなる傾向がみられる。

2) 第二砂質土 : Ds2

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P-5.42～-2.93m, 層厚は 1.95～3.85mである。

Bor.No. 1～3 では黄褐灰色の細砂, No. 4 では黄灰色のシルト質細砂からなる。粒径は不均一である。細砂では、全体にシルトを、一部に中砂を少量混じえる。シルト質細砂の粒子は非常に細かい。

N値の範囲は 26.00～49.00, 平均は 36.45, 個数は 11 個である。

3) 第三砂質土 : Ds3

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P.-8.15～-6.78m, 層厚は 2.00～4.10mである。

貝殻混じり細砂からなり、色調が白黄灰・白灰・白黄褐灰・暗黄褐灰色に変化する。粒径は不均一である。全体にシルトを、一部に中砂・火山灰を少量混じえる。上部および一部に、貝殻の密集層を薄く挟む。

N値の範囲は 43.00～94.73, 平均は 63.88, 個数は 12 個である。突出した値である N 値 94.73 (Bor. No. 4 の深度 21m) を除いた範囲は 43.00～75.00, 平均は 61.07 である。

4) 第四砂質土 : Ds4

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P. -10.88～-10.15m, 層厚は 1.50～3.00m である。

火山灰質細砂からなり、色調が白黄灰・淡白黄灰・黄灰色に変化する。粒径は不均一である。全体にシルトを、一部に中砂・貝殻を少量混じえる。

N値の範囲は 20.00～45.00, 平均は 30.12, 個数は 8 個である。

5) 第五砂質土 : Ds5

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P. -13.37～-11.95m, 層厚は 5.70～7.60m である。

黄褐灰色の細砂から主になり、色調が黄灰・褐灰・淡黄灰色に変化する。また, Bor. No. 1～3 の下部にて黄褐灰色のシルト質細砂に変化する。粒径は不均一である。細砂では、全体にシルトまたは中砂を、一部に粗砂・貝殻を少量混じえる。シルト質細砂の粒子は非常に細かく、一部にシルト塊を少量混入する。

N値の範囲は 18.00～40.00, 平均は 28.48, 個数は 25 個である。

6) 第六砂質土 : Ds6

すべてのボーリング地点にて確認され、出現標高は T.P. -19.75～-18.68m, 層厚は 5.45～8.00m である。

暗褐灰・褐黄灰・黄灰・暗黄褐灰色の細砂から主になり、Bor. No. 4 の上部にて黄灰色のシルト質細砂に変化する。粒径は不均一である。細砂では、シルト・中砂・粗砂・

貝殻を少量混じえる。シルト質細砂の粒子は非常に細かい。

N値の範囲は 38.00～112.50, 上限を 100 とした平均は 70.12, 個数は 24 個である。

7) 粘性土 : Dc

すべてのボーリング地点にて確認され, 出現標高は T.P. -26.68～-25.02m, 層厚は 0.90～1.50m である。

Bor. No. 1～3 では砂質シルトからなり, 色調が黄褐灰・暗褐灰・褐灰色に変化する。No. 4 では黄褐灰色の砂混じり粘土からなる。非常に不均質～不均質で, ボーリング地点ごとに次の混入物が認められた。

① Bor. No. 1

腐植物を少量混入する。細砂をブロック状に混じえる。下部に有機質シルトを薄く挟む。

② Bor. No. 2

上部に貝殻を少量混入する。深度 33.85～34.00m 間に砂質土, 深度 34.00～34.10m 間に青緑灰色シルト, 34.10～34.25m 間に黒褐色有機質シルトを挟む。

③ Bor. No. 3

シルト質細砂を不規則に混じえる。

④ Bor. No. 4

浮石を少量混入する。細砂をブロック状に混じえる。

N値の範囲は 11.00～100.00, 平均は 43.66, 個数は 3 個である。突出した値である N 値 100.00 (Bor. No. 4 の深度 40m) を除いた範囲は 11.00～20.00, 平均は 15.50 である。

8) 第七砂質土 : Ds7

すべてのボーリング地点にて確認され, 出現標高は T.P. -27.58～-26.45m である。層厚は 11.92～16.52m を確認しているが, 下限については不明である。

暗褐灰・黄灰・暗灰・黄褐色の細砂から主になり, 暗黄褐灰・暗青緑灰・暗褐灰色

のシルト質細砂，黄灰色のシルト混じり細砂に変化する。粒径は不均一である。細砂では，全体に中砂・粗砂を，一部にシルトを少量混じえる。シルト混じり細砂では，中砂を少量混じえる。シルト質細砂の粒子は非常に細かい。

後述する狭在粘性土(Ds7(c))を除いたN値の範囲は 33.00～120.00，上限を 100 とした平均は 68.23，個数は 57 個である。

【狭在粘性土：Ds7(c)】

暗黄灰色の火山灰質な砂質シルト，青緑灰色のシルトからなり，不均質である。砂質シルトでは，シルト質細砂の薄層を互層状に挟む。シルトでは，細砂・貝殻を少量混じえる。

N値の範囲は 30.00～75.00，平均は 52.50，個数は 2 個である。

4.2 調査地の地下水(無水掘り水位測定・現場透水試験結果)

掘削時の地下水位は、作業日ごとに測定し、巻末資料1の『ボーリング柱状図』に報告している。また、自然水位を確認するために無水掘りを行い、以下の結果を得た。

(1) Bor. No. 1

深度 7.00m (T. P. +5.35m) まで無水掘りを行い、水位は確認できなかった。それ以後では、掘削効率が著しく低下したため送水掘りとした。

(2) Bor. No. 2

深度 4.00m までの無水掘り後に行った標準貫入試験時に、深度 3.20m (T. P. +4.40m) の水位を確認した。

(3) Bor. No. 3

深度 2.50m (T. P. +8.83m) まで無水掘りを行い、水位は確認できなかった。それ以後では、ロータリー式二重管サンプラーを用いて乱れの少ない試料を採取したことから送水掘りとした。

(4) Bor. No. 4

深度 5.00m (T. P. +7.82m) まで無水掘りを行い、水位は確認できなかった。それ以後では、孔内載荷試験を実施したことから送水掘りとした。

一般に、多量の地下水が賦存する土層は透水性の良い砂層や砂礫層で、調査地で確認された土層では下総層群(洪積層)第一～第七砂質土(Ds1～Ds7)が該当する。

今回の調査では、調査地における第一帯水層と想定される洪積層第一砂質土(Ds1)の透水係数および平衡水位(間隙水圧)を把握することを目的として、現場透水試験を実施した。ここでは、試験結果の概要を表-4.2.1 に整理し、結果の妥当性について述べる。なお、試験結果の詳細については、巻末資料2の『現場透水試験結果図表』に報告している。

算出された洪積層第一砂質土(Ds1)の透水係数は、 5.95×10^{-4} (cm/s) である。この透水係数は、表-4.2.2「透水係数の目安」によれば“【微細砂、シルト、砂ーシルトー粘土混合土】の上限”付近に該当し、構成粒子の粒径が細かいことを考慮すれば妥当な値であ

る。なお、現場透水試験の結果より算定される透水係数は、測定時のタイムロスや循環用水の影響など不確実な要素が多く含まれる可能性もある。また、“現場透水試験による透水係数”と“揚水試験による透水係数”との関係を示した図-4.2.1によれば、現場透水試験の透水係数に対して、現場での揚水試験による透水係数は、2～10 倍程度の値が示される。このため、透水係数の設定にあたっては、土質や粒度あるいは過去の実績なども合せて総合的に判断する必要がある。

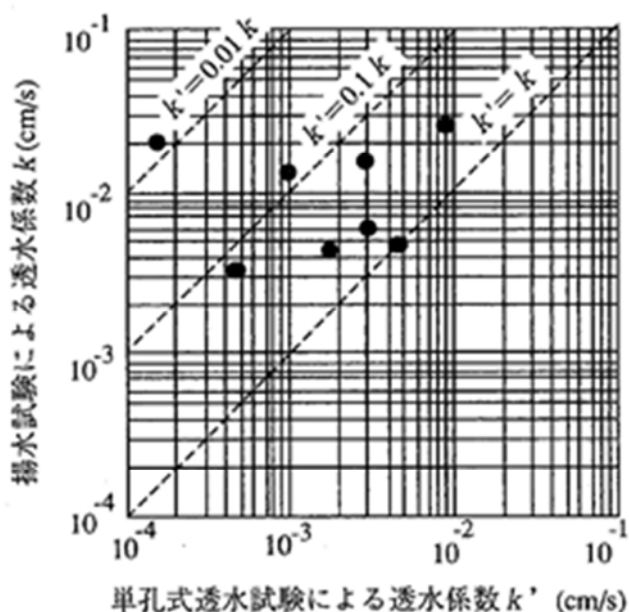
表-4.2.1 現場透水試験結果一覧表

Bor. No.	試験区間深度 (標高 T.P.)	土 層 名	土 質 名	平衡水位 (標高 T.P.)	透水係数 k (cm/s) 復水法
3	11.00～11.50m (+0.33～-0.17m)	洪積層第一 砂質土(Ds1)	細 砂	7.20m (+4.13m)	5.95E-04

表-4.2.2 透水係数の目安

透 水 係 数 k (cm/s)									
10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10^0
実質上不透水			非常に低い		低い	中位		高い	
粘性土			微細砂, シルト 砂-シルト-粘土混合土			砂および礫		清浄な礫	

(社)地盤工学会：土質試験－基本と手引き－，2000 年



【出典】日本建築学会(2002)
「山留め設計施工指針」 p. 19

図-4.2.1 透水係数(k)の比較

現場透水試験で得られた洪積層第一砂質土(Ds1)の平衡水位は T.P. +4.13m (深度 7.20 m) と、直上に分布している不透水層(Lm)の下限標高 T.P. +5.63m (深度 5.70m) より低い。したがって、洪積層第一砂質土(Ds1)中の地下水は不圧(自由)地下水と判断される(図-4.2.2 参照)。

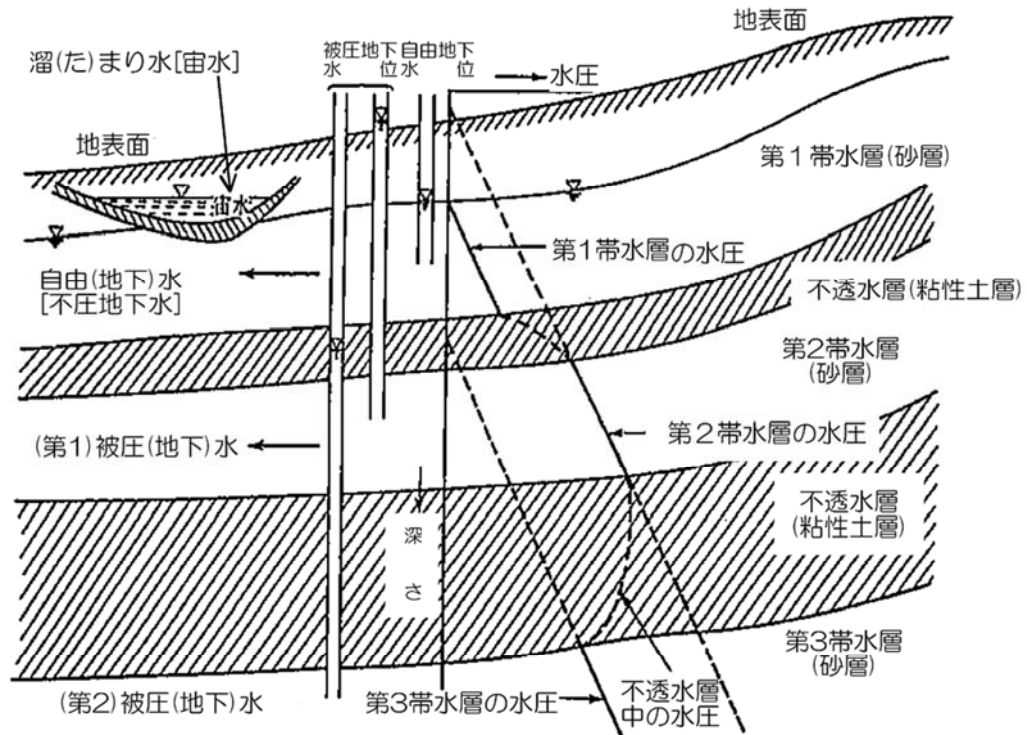


図-4.2.2 地下水位(模式図)

無水掘りと現場透水試験で確認した水位を整理した表-4.2.3によれば、調査地における第1の地下水は洪積層第一砂質土(Ds1)中に存在すると判断される。また、表-4.2.3に併記した確認日直前の10日間に測定された降水量(アメダス“千葉”)と地下水位における次の関係から、降水量による地下水位への影響が大きいことが推察される。

◎ 降水量 : Bor. No. 2(369.5mm) > No. 3(140.0mm)

→ 地下水位 : Bor. No. 2(T.P. +4.40m) > No. 3(T.P. +4.13m)

今回の調査では、詳細な地下水調査を行っていないので、帯水層の位置や地下水の賦存量、季節や周辺地域における地下水の利用状況などによる地下水の詳細な変動については不明である。

表-4.2.3 確認地下水位

Bor. No.	確認年月日	確認深度/ 掘削深度 (G. L m)	確認標高 (T. P. m)	地下水 の種類	確認土層(土質)名	降水量 (mm)
1	2013/10/09	なし/ 7.00	+5.35 水位なし	無水	なし	64.5
2	2013/10/21	3.20/ 4.45	+4.40	無水	洪積層第一砂質土： Ds1(シルト質細砂)	369.5
3	2013/10/28	なし/ 2.50	+8.83 水位なし	無水	なし	142.0
	2013/10/30	7.20/ 11.50	+4.13	現 場 透 水	洪積層第一砂質土： Ds1(シルト質細砂)	140.0
4	2013/10/21	なし/ 5.00	+7.82 水位なし	無水	なし	369.5

※ 降水量：確認年月日直前 10 日間の総降水量(アメダス“千葉”)

2013/10/16：台風 26 号による降水量 238mm を観測

4.3 孔内載荷試験結果

原位置における横方向の変形係数を求めることを目的として、Bor. No. 3 の深度 9.00 m (ゾンデ中心深度) および No. 4 の深度 5.50m (ゾンデ中心深度) にて孔内載荷試験を実施した。試験結果を、表-4.3.1 および図-4.3.1 に示す。また、試験結果の詳細については、巻末資料3の『孔内載荷試験結果図表』に報告している。

表-4.3.1 孔内載荷試験結果一覧表

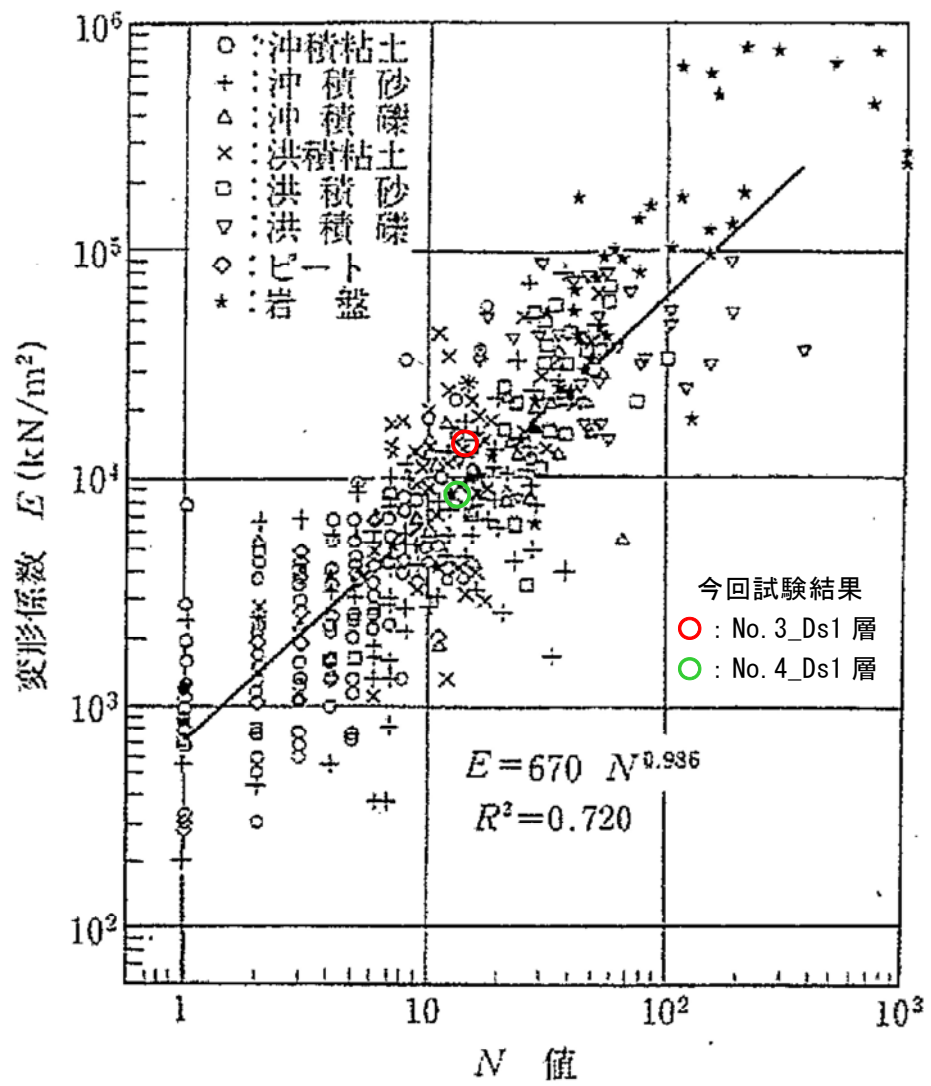
Bor. No.	中心深度 (標高 T.P.)	土層名 (記号)	N 値	地盤係数 K_m (kN/m ³)	変形係数 E (kN/m ²)	解析に用いた ゾンデの半径 r (cm)	E/N
3	9.00m (+2.33m)	シルト質細砂 (Ds1)	15/30	240,000	13,000	4.108 ~ 4.191	867
4	5.50m (+7.32m)	シルト質細砂 (Ds1)	13/30	150,000	8,900	4.507 ~ 4.633	685

今回調査の結果から、

◎ 洪積層第一砂質土 (Ds1) の変形係数 (E) : $E = 8,900 \sim 13,000 \text{ kN/m}^2$

が得られた。図-4.3.1 に示すように、一般に N 値と変形係数 (E) の間には相関性が認められ、その関係は $E = 670 N^{0.986} = 700 N \text{ (kN/m}^2\text{)}$ を中心に $E = (400 \sim 1000) N \text{ [kN/m}^2\text{]}$ の範囲にあるといわれている。ただし、同図の縦軸目盛りは対数であり、個々の N 値と変形係数の関係はかなり大きくばらついている。

今回の試験結果では、 E/N の係数は 685～867 と、一般的な値の範囲内にある。また、地盤係数 (K_m) を求めたゾンデの半径が最大 4.633cm と 5.0cm 以下であり試験結果への孔壁の乱れによる影響は少ないこと、試験状況や測定値に問題がないことから、試験結果は良好で、信頼性が高いと判断できる。以上より、設計に用いる変形係数として、孔内載荷試験から得られた値を採用することに問題はないと判断する。



【出典】地盤工学会 (2013)
「地盤調査の方法と解説」 p. 687

図-4.3.1 変形係数と N 値の関係

4.4 P S 検層結果

(1) ダウンホール方式の記録波形

ダウンホール方式の記録波形は、巻末資料4に示すとおりである。ダウンホール方式の記録波形図の縦軸と横軸は、それぞれ深度と時間を示している。なお、各弾性波の起振時は0秒の位置であり、各弾性波が測定深度に到達したときの初動の位置は、●印で示している。

(2) 走時曲線（ダウンホール方式）

ダウンホール方式の記録波形から読み取ったP波とS波の走時曲線は、巻末資料に示すとおりである。走時曲線の縦軸と横軸は、それぞれ深度と走時を示している。P波およびS波の読み取り走時は、○印で示している。P波およびS波の伝播速度は、各走時の補正值を示す●印を結んだ直線の傾きから求められ、これらの値は各直線上に併せて示している。

(3) サスペンション方式の記録波形と区間速度

サスペンション方式のP波とS波の記録波形と区間速度の値は、巻末資料4に示すとおりである。

サスペンション方式のP波とS波速度は、それぞれの記録波形から読み取った区間速度を、全体的な速度分布やボーリング調査結果を参考に層区分を行い、その区間の平均速度値とした。なお、これらの値は、区間速度図に併せて示している。

(4) P波とS波の速度分布

調査地地盤におけるP波とS波の速度分布と、これらの速度値から計算された弾性諸定数は、表-4.4.1、図-4.4.1に示すとおりである。

同図表にあるとおり、調査地はP波速度、S波速度とも11層に区分される。これらを、土層区分やS波速度分布を参考に3層に大別し、それぞれの概要を以下に示す。

1) 深度±0.00～-5.85m：盛土層(B)・関東ローム層(Lm)

P波速度は 820 m/s, S波速度は 160 m/s である。

P波速度は、水中伝播速度 ($V_p \approx 1500$ m/s) を大きく下回り、飽和度が低下した地盤にみられる値を示す。

S波速度は、軟らかい粘性土地盤にみられる値を示す。

2) 深度-5.85～-47.70m：洪積層第一～第七砂質土上部(Ds1～Ds7 上部)

P波速度は 1,600～1,810 m/s, S波速度は 250～430 m/s である。

P波速度は、飽和した地盤にみられる値を示す。

S波速度は、砂質土では中位～締まっている地盤にみられる値を示し、粘性土では硬い地盤にみられる値を示す。

3) 深度-47.70～-55.00m：洪積層第七砂質土下部(Ds7 下部)

P波速度は 1,690 m/s, S波速度は 430 m/s である。

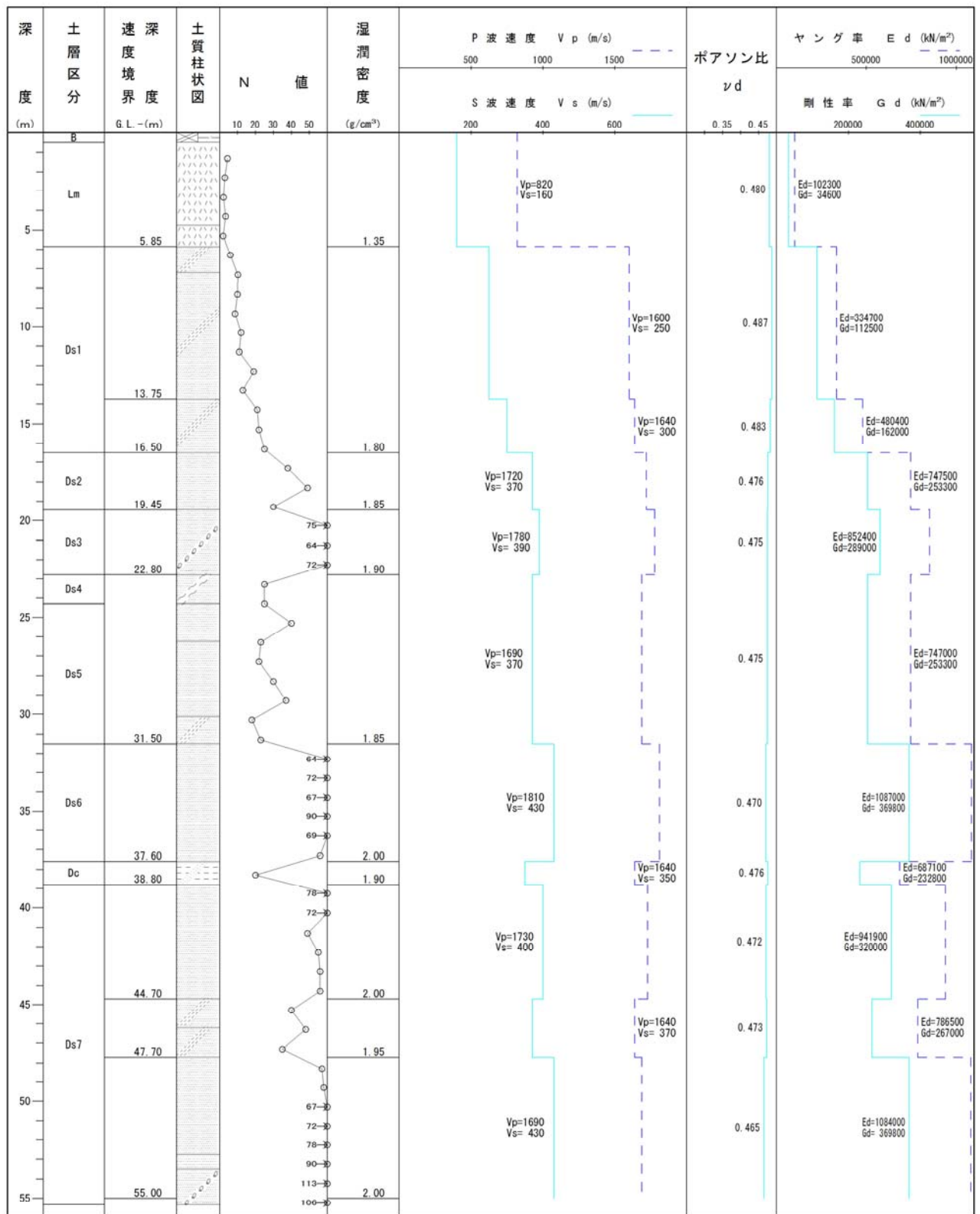
P波速度は、飽和した地盤にみられる値を示す。

S波速度は、剛性の高い地盤にみられる値を示す。

表-4.4.1 P S 検層結果一覧表 (Bor. No. 1)

深 度 GL-(m)	P波速度 V_p (m/s)	S波速度 V_s (m/s)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	ポアソン比 ν_d	ヤング率 E_d (kN/m ²)	剛 性 率 G_d (kN/m ²)
0.00 ～ 5.85	820	160	1.35	0.480	102300	34600
5.85 ～ 13.75	1600	250	1.80	0.487	334700	112500
13.75 ～ 16.50	1640	300	1.80	0.483	480400	162000
16.50 ～ 19.45	1720	370	1.85	0.476	747500	253300
19.45 ～ 22.80	1780	390	1.90	0.475	852400	289000
22.80 ～ 31.50	1690	370	1.85	0.475	747000	253300
31.50 ～ 37.60	1810	430	2.00	0.470	1087000	369800
37.60 ～ 38.80	1640	350	1.90	0.476	687100	232800
38.80 ～ 44.70	1730	400	2.00	0.472	941900	320000
44.70 ～ 47.70	1640	370	1.95	0.473	786500	267000
47.70 ～ 55.00	1690	430	2.00	0.465	1084000	369800

[1kN/m² \approx 0.0102kgf/cm²]



[1kN/m²≒0.0102kgf/cm²]
(注) Vp、Vsから計算される弾性常数は、微小な歪みレベル下における動的な値である。

図-4.4.1 P S 検層結果図 (Bor. No. 1)

(5) 重複反射理論による地盤の増幅度特性

P S 検層の S 波速度分布から S H 波の重複反射理論に基づいて、調査地盤の増幅度特性を計算した。計算に用いた地盤の諸定数は、表-4.4.2 に示すとおりである。ここで、地盤の減衰特性を表す Q 値は、周波数依存を考慮せず一律 $V_s/15$ と設定した。また、計算時の入射面として、深度 19.45m ($V_s=390$ m/s) を想定した。計算された地盤の増幅度特性は、図-4.4.2 に示すとおりである。同図にあるとおり、1 次周期に着目すると、0.23 秒付近にそれが認められている。

表-4.4.2 増幅度を計算した地盤のモデル

深 度 (m)	層 厚 (m)	S 波速度 V_s (m/s)	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	備 考
0.00 ~ 5.85	5.85	160	1.34	
5.85 ~ 13.75	7.90	250	1.78	
13.75 ~ 16.50	2.75	300	1.78	
16.50 ~ 19.45	2.95	370	1.85	
19.45 ~ 22.80	3.35	390	1.90	入射面
22.80 ~ 31.50	8.70	370	1.85	
31.50 ~ 37.60	6.10	430	2.00	
37.60 ~ 38.80	1.20	350	1.90	
38.80 ~ 44.70	5.90	400	2.00	
44.70 ~ 47.70	3.00	370	1.95	
47.70 ~ 60.00	12.30	430	2.00	

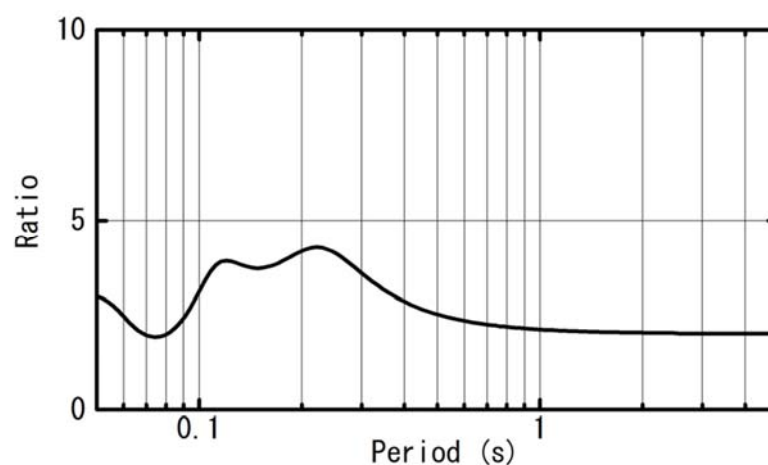


図-4.4.2 S H 波の増幅度特性（入射面：深度 19.45m）

4.5 常時微動測定結果

(1) 地盤種別の判定(1 秒計)

1) 微動のフーリエスペクトル

微動のフーリエスペクトル解析結果は、図-4.5.1 に示すとおりである。また、同図から読み取った代表的な卓越周期を表-4.5.1 に示す。

同図より、約 40 秒間のデータを用いた解析結果では、地表の水平成分のスペクトルにおいて 0.18 秒, 0.25～0.26 秒, 0.29～0.32 秒および 0.40～0.43 秒にピークがみられる。これらのうち、0.18 秒, 0.29～0.32 秒および 0.40～0.43 秒のピークは水平成分だけでなく、上下動成分においてもピークがみられることから、交通振動等によるものである可能性が高いと判断される。

これに対して、0.25～0.26 秒のピークは水平成分のみにみられ、さらに前述した SH 波の増幅特性（入力面を深度 19.45m ($V_s=390$ m/s) とした場合) の 1 次周期に概ね近いことから、調査地の地盤種別に関する卓越周期である可能性が高いと判断される。

一方、地中のスペクトルは、地表に比較すると、短周期成分ほど振幅が非常に小さくなっている。

表-4.5.1 常時微動の卓越周期

測定点		方 向	卓 越 周 期 (秒)			
地 表		N－S	0.18,	0.26,	0.29,	0.44
		E－W	0.18,	0.25,	0.29,	0.42
		U－D	0.18,		0.30,	0.40
地 中		N－S			0.30,	0.43
	GL-49m	E－W			0.32,	0.43
		U－D			0.30,	0.40

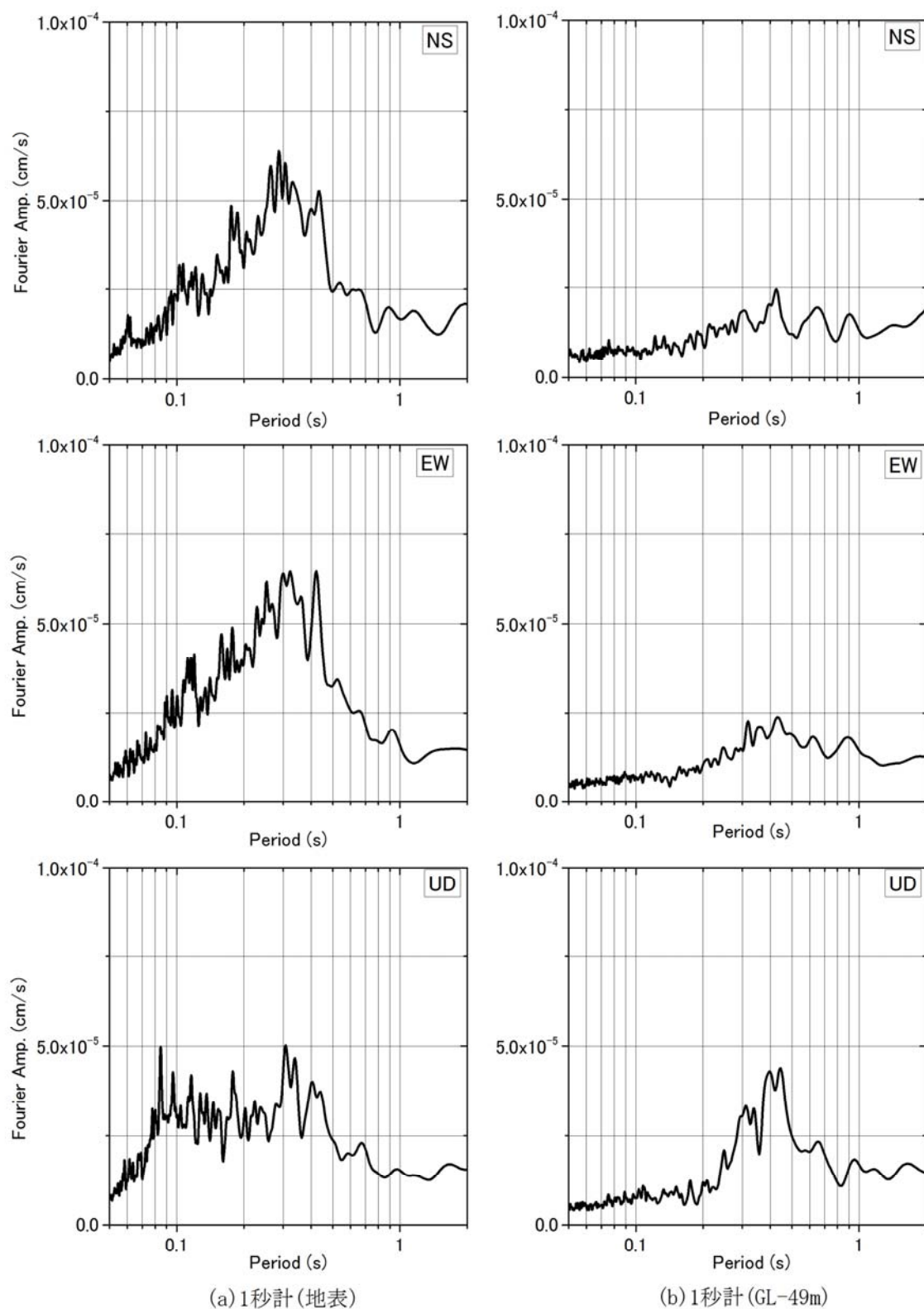


図-4.5.1 地表と地中(深度 49m)のフーリエスペクトル

2) 微動のフーリエスペクトル比(1 秒計)

地表と地中で同時測定された微動のフーリエスペクトル比は、図-4.5.2 に示すとおりである。

“地表/深度 49m”の水平成分のスペクトル比に共通してみられるピークは、0.10～0.11 秒および 0.14～0.16 秒付近である。一方、上下動成分では、0.085 秒および 0.18 秒付近にピークがみられている。

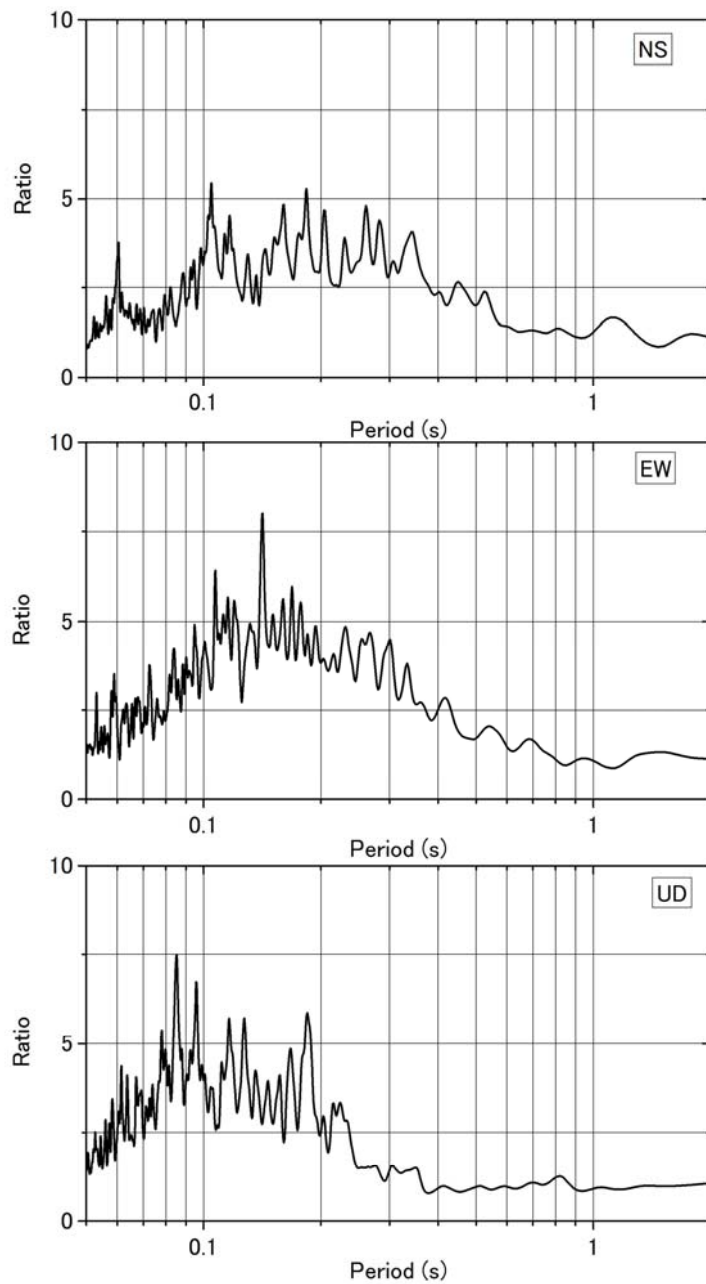


図-4.5.2 フーリエスペクトル比図（地表/深度 49m）

3) 地盤種別の判定

建築基準法施行令によると、地盤種別の判定基準を表-4.5.2(1)～(2)に示すとおりに定めている。

1)で述べたように、40 秒のデータを用いた微動のフーリエスペクトルからは0.25～0.26 秒が調査地の卓越周期である可能性が高いと判断された。

この卓越周期を表-4.5.2(1)と照合すると、0.2 秒 $<T_g \leq 0.75$ 秒に該当し、調査地の地盤種別は「第2種地盤」とであると判断される。

表-4.5.2(1) 地盤種別と地盤周期の対応

地盤種別	地盤周期 T_g (秒)
第1種	$T_g \leq 0.2$
第2種	$0.2 < T_g \leq 0.75$
第3種	$0.75 < T_g$

表-4.5.2(2) 地盤種別に関する記述

第1種地盤	岩盤，硬質砂礫層その他主として第三紀以前の地層によって構成されているもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの
第2種地盤	第1種および第3種地盤以外のもの
第3種地盤	腐植土，泥土その他これらに類するもので大部分が構成されている沖積層（盛土がある場合においてはこれも含む。）で、その深さが概ね30 m以上のもの、沼沢，泥海等を埋め立てた地盤の深さが概ね3 m以上であり、かつ、これらで埋め立てられてから概ね30年経過していないもの又は地盤周期等についての調査若しくは研究結果に基づき、これと同程度の地盤周期を有すると認められるもの

(2) 地盤の振動特性

1) 微動のフーリエスペクトル(長周期含む)

5秒計のデータを用いた調査地の長周期を含めたフーリエスペクトル解析結果(約160秒間のデータを用いて求めた)は、図-4.5.3に示すとおりである。

2秒以上の周期に着目すると、4～6秒付近にピーク周期が認められた。これは脈動⁴⁾に起因するものと考えられる。

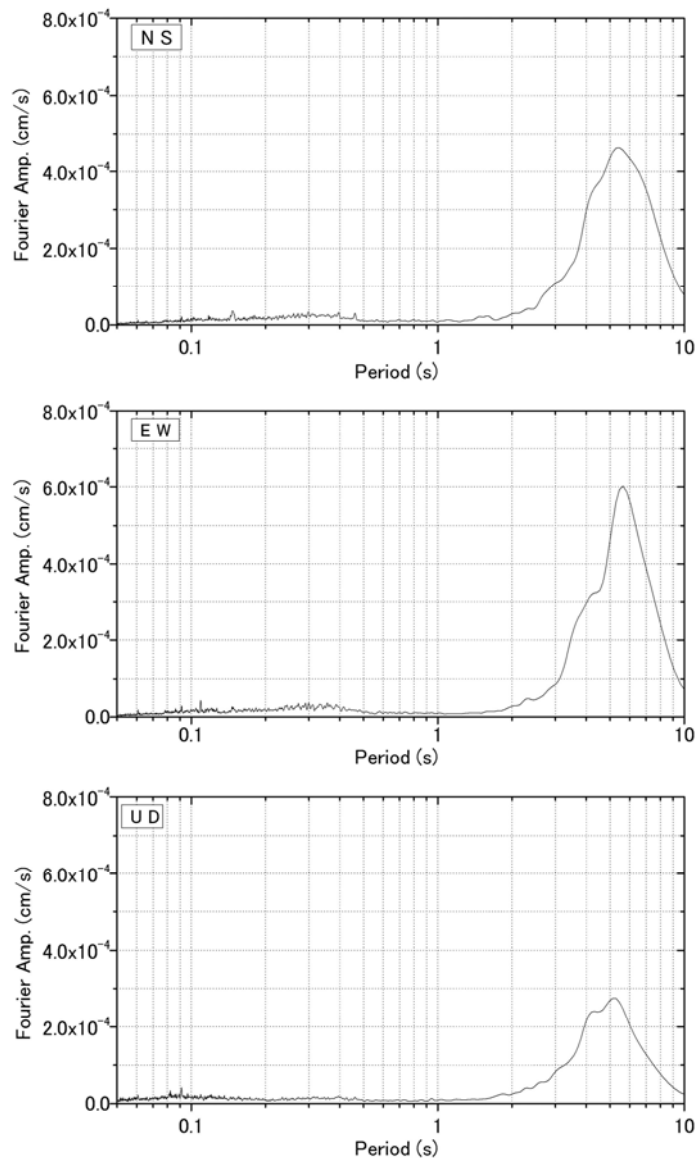


図-4.5.3 地表(5秒計)のフーリエスペクトル

4) 香村一夫：東京湾埋立地域で観測された微動の安定性とその振動源，地震時の地盤震動特性評価のための微動の活用に関する研究成果報告書，pp. 47-53，1997.

2) 微動の H/V スペクトル

5 秒計を用いた約 160 秒間のデータから求めた H/V スペクトルは、図-4.5.4 に示すとおりである。

同図から、2 秒以上の長周期側に着目すると、約 9 ～10 秒付近にピークがみられる。これは、深い地盤（いわゆる地震基盤などに相当する基盤）から励起される 1 次周期である可能性が高いと判断される。

一方、短周期側に着目すると 0.25 秒付近にピークがみられる。これは、前述したように表層付近の地層のコントラストにより励起された周期と考えられる。

時松・新井(1998)⁵⁾によると、常時微動の H/V スペクトルは、その物理量自体はレイリー波の楕円率(扁平率: R/V)とも言われ、地盤構造から計算されるレイリー波基本モード水平鉛直スペクトル比の周期特性と概ね一致すると報告している。このことは、H/V スペクトルが地盤の速度構造を反映した振動特性を表現していることを意味している。

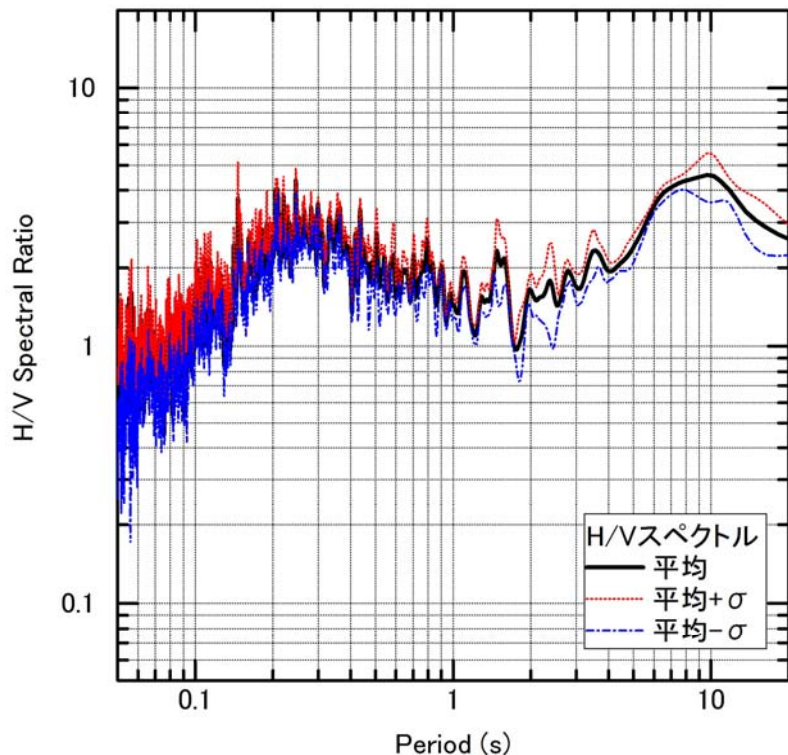


図-4.5.4 地表(5 秒計)の H/V スペクトル

5) 時松孝次・新井洋：レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響，日本建築学会構造系論文集，第 511 号，pp. 69-75，1998.

4.6 室内土質試験結果

室内土質試験は、採取した試料に対し物理・力学・動的変形試験を行った。表-4.6.1に、室内土質試験に供した試料ごとに実施した試験の項目をまとめる。なお、試験結果の詳細については、巻末資料6に『室内土質試験結果図表』を添付している。

表-4.6.1 室内土質試験実施内容一覧表

Bor. No.	試料 No.	試料採取深度 (G.L- m)	採取方法	土層名	試 験 項 目									
					密度	含水	粒度	液性	塑性	湿密	一軸	三軸(UU)	圧密	変形
1	P6	6.15 ~ 6.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P7	7.15 ~ 7.47	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P8	8.15 ~ 8.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P9	9.15 ~ 9.46	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P10	10.15 ~ 10.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P11	11.15 ~ 11.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P12	12.15 ~ 12.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P13	13.15 ~ 13.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
2	P4	4.15 ~ 4.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P5	5.15 ~ 5.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P6	6.15 ~ 6.46	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	1	6.50 ~ 7.40	三重管	Ds1	○	○	○			○				○
	P8	8.15 ~ 8.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P9	9.15 ~ 9.46	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P10	10.15 ~ 10.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P11	11.15 ~ 11.46	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	2	13.00 ~ 13.70	三重管	Ds2	○	○	○			○				○
	3	23.00 ~ 24.00	三重管	Ds5	○	○	○			○				○
	4	33.00 ~ 34.00	三重管	Dc	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
3	1	2.50 ~ 3.45	二重管	Lm	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	P6	6.15 ~ 6.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P7	7.15 ~ 7.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P8	8.15 ~ 8.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
4	P3	3.15 ~ 3.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P4	4.15 ~ 4.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P5	5.15 ~ 5.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P6	6.15 ~ 6.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P7	7.15 ~ 7.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P8	8.15 ~ 8.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P9	9.15 ~ 9.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P10	10.15 ~ 10.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P11	11.15 ~ 11.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P12	12.15 ~ 12.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
	P5	13.15 ~ 13.45	標準貫入	Ds1	○	○	○							
実 施 数 量 (試 料)					34	34	34	2	2	5	2	2	2	4

4.6.1 物理・力学試験結果

ここでは、土層ごとに整理した物理・力学試験の結果を表-4.6.2に、作成した土性図を図-4.6.1(1)～(4)に示すとともに、土層ごとに試験結果の概要を記す。

表-4.6.2 室内土質試験結果一覧表(物理・力学試験)

地 層 名			Lm	Ds1	Ds2	Ds5	Dc
一般	湿 潤 密 度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$		1.340	1.775	1.875	1.833	1.896
			1.340	1.775	1.875	1.833	1.896
	乾 燥 密 度 $\rho_d(\text{g/cm}^3)$		0.663	1.283	1.494	1.435	1.410
			0.663	1.283	1.494	1.435	1.410
	土 粒 子 の 密 度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.682	2.624 ～ 2.701	2.669	2.660	2.750
			2.682	2.663	2.669	2.660	2.750
	自 然 含 水 比 Wn(%)		102.3	9.7 ～ 38.3	25.5	27.7	34.5
			102.3	25.5	25.5	27.7	34.5
	間 隙 比 e		3.049	1.076	0.786	0.854	0.950
			3.049	1.076	0.786	0.854	0.950
粒 度	飽 和 度 Sr(%)		90.0	94.8	86.6	86.3	99.7
			90.0	94.8	86.6	86.3	99.7
	礫 分 (%)		0.0	0.0 ～ 1.1	0.0	0.0	0.0
			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂 分 (%)		9.1	56.7 ～ 89.2	95.3	94.2	46.4
			9.1	80.8	95.3	94.2	46.4
	シ ル ト 分 (%)		26.2	8.2 ～ 20.4			35.9
			26.2	12.8			35.9
コ ン シ ス テ ン シ ー 特 性	液 性 限 界 WL(%)		130.3				45.5
			130.3				45.5
	塑 性 限 界 Wp(%)		38.3				24.9
			38.3				24.9
一 軸	一 軸 圧 縮 強 さ qu(kN/m ²)		80.1				1204.5
			80.1				1204.5
三 軸	変 形 係 数 E ₅₀ (MN/m ²)		19.5				494.9
			19.5				494.9
全 応 力 (UU)	粘 着 力 Cu(kN/m ²)		38.7				543.1
			38.7				543.1
	せん断抵抗角 $\phi_u(^{\circ})$		2.0				10.8
			2.0				10.8
圧 密	圧 縮 指 数 Cc		1.62				0.64
			1.62				0.64
	圧 密 降 伏 応 力 Pc(kN/m ²)		233.4				4083.7
			233.4				4083.7

[凡例] 上段:最小値～最大値 下段:平均値

土 性 図

調査件名 習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴う地盤調査

ボーリング No. 1

標 高 +12.35m

整理担当者 仲田 寛雄

整理年月日 2013年12月 3日

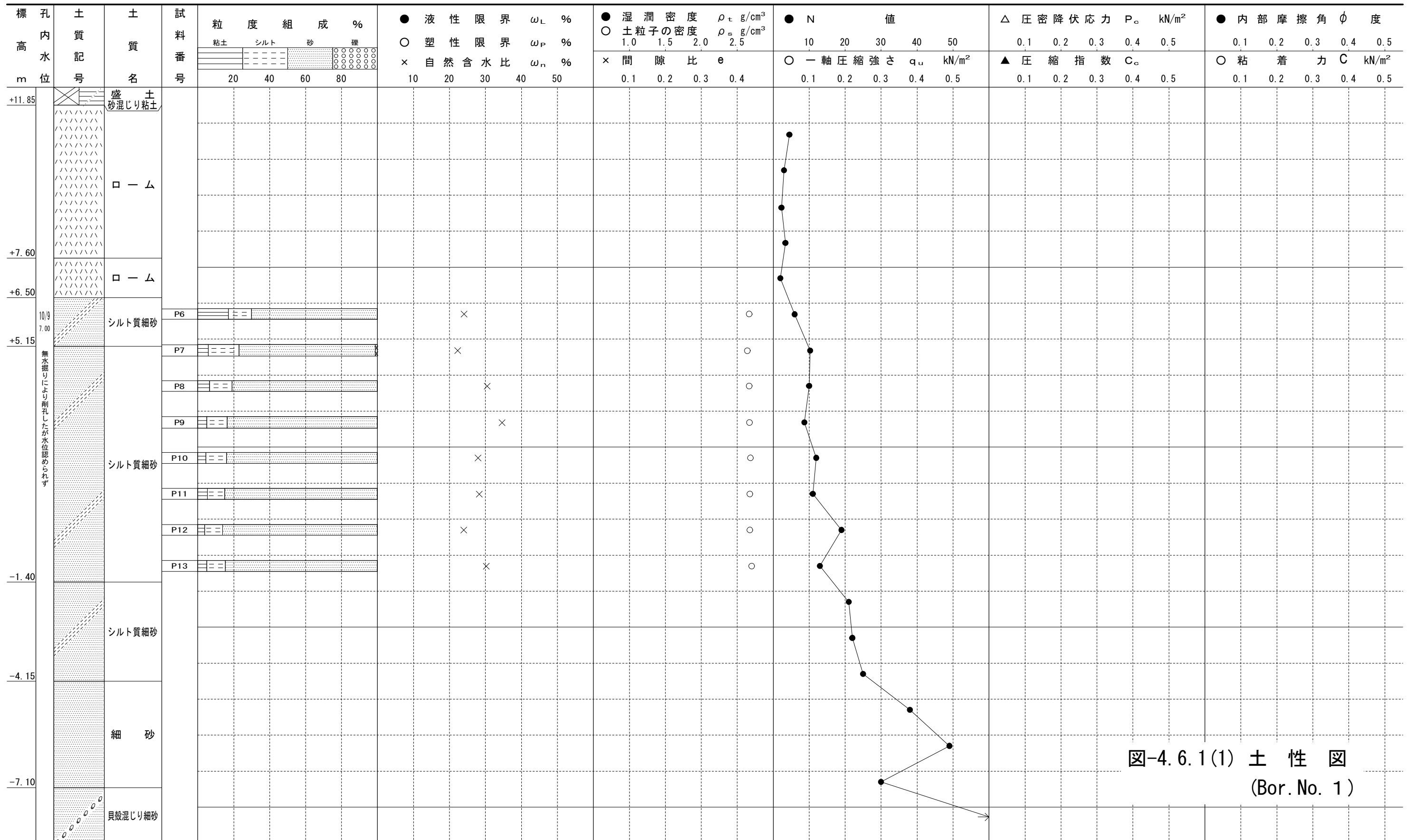


図-4.6.1(1) 土性図
(Bor. No. 1)

土 性 図

調査件名 習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴う地盤調査

ホーリング No. 2

標 高 +7.60m

整理担当者 仲田 寛雄

整理年月日 2013年12月 3日

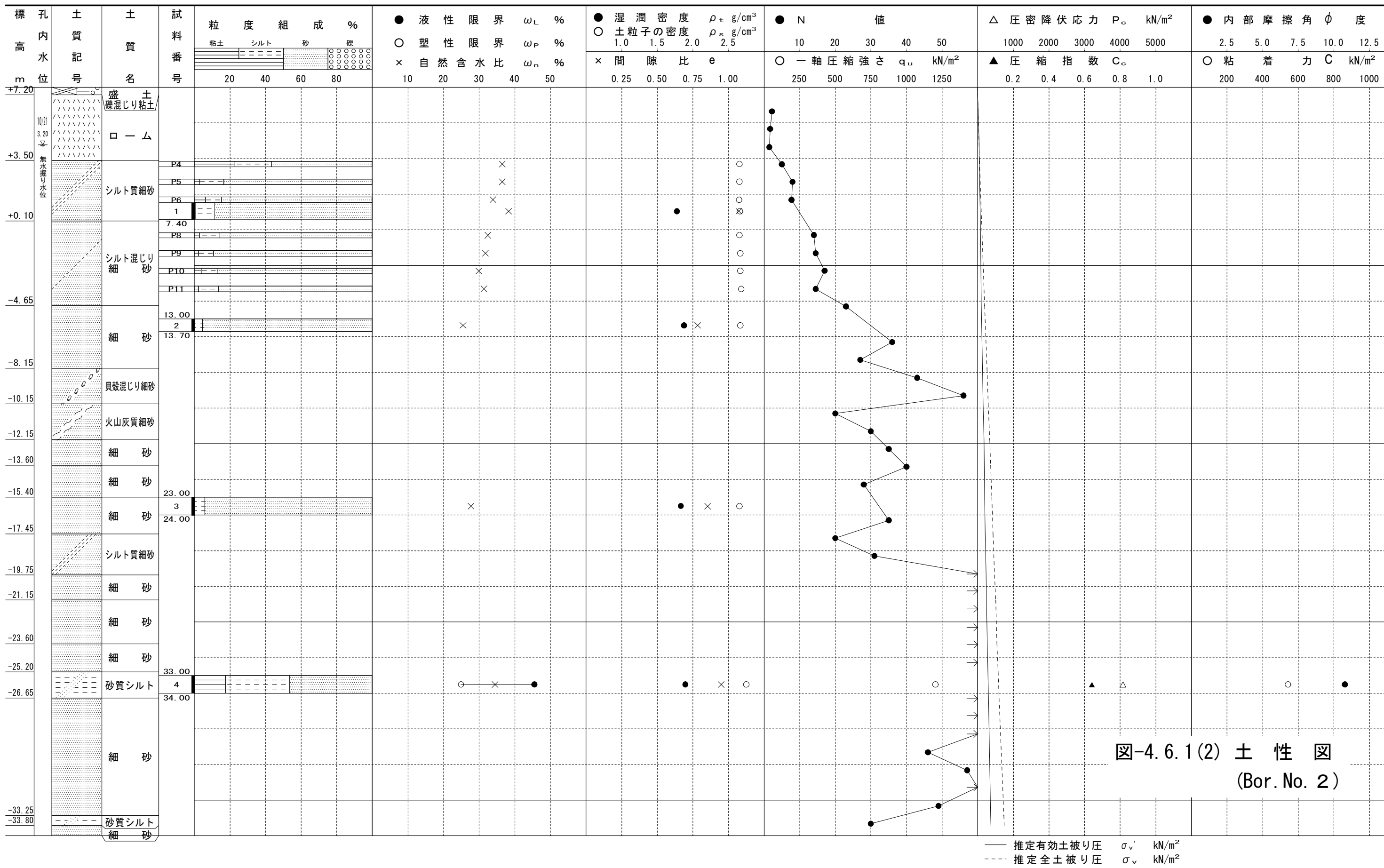


図-4.6.1(2) 土性図
(Bor. No. 2)

土 性 図

調査件名 習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴う地盤調査

ボーリング No. 3

標 高 +11.33m

整理担当者 仲田 寛雄

整理年月日 2013年12月 3日

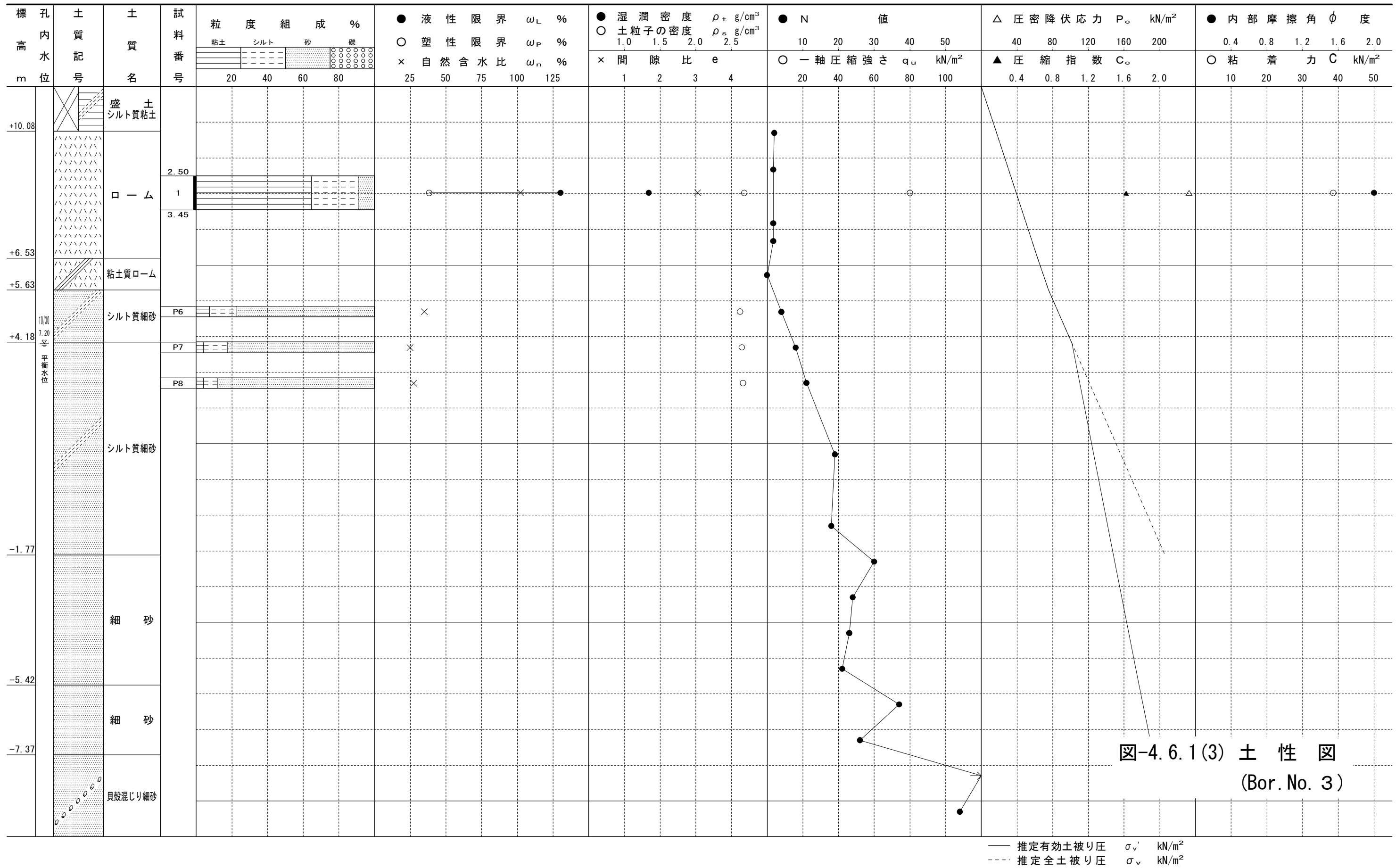


図-4.6.1(3) 土性図
(Bor. No. 3)

—	推定有効土被り圧	σ_v'	kN/m ²
---	推定全土被り圧	σ_v	kN/m ²

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

土性図

調査件名

習志野市新庁舎等建設基本設計業務に伴う地盤調査

ボーリングNo.

4

標高

+12.82m

整理担当者

仲田 寛雄

整理年月日

2014年 2月17日

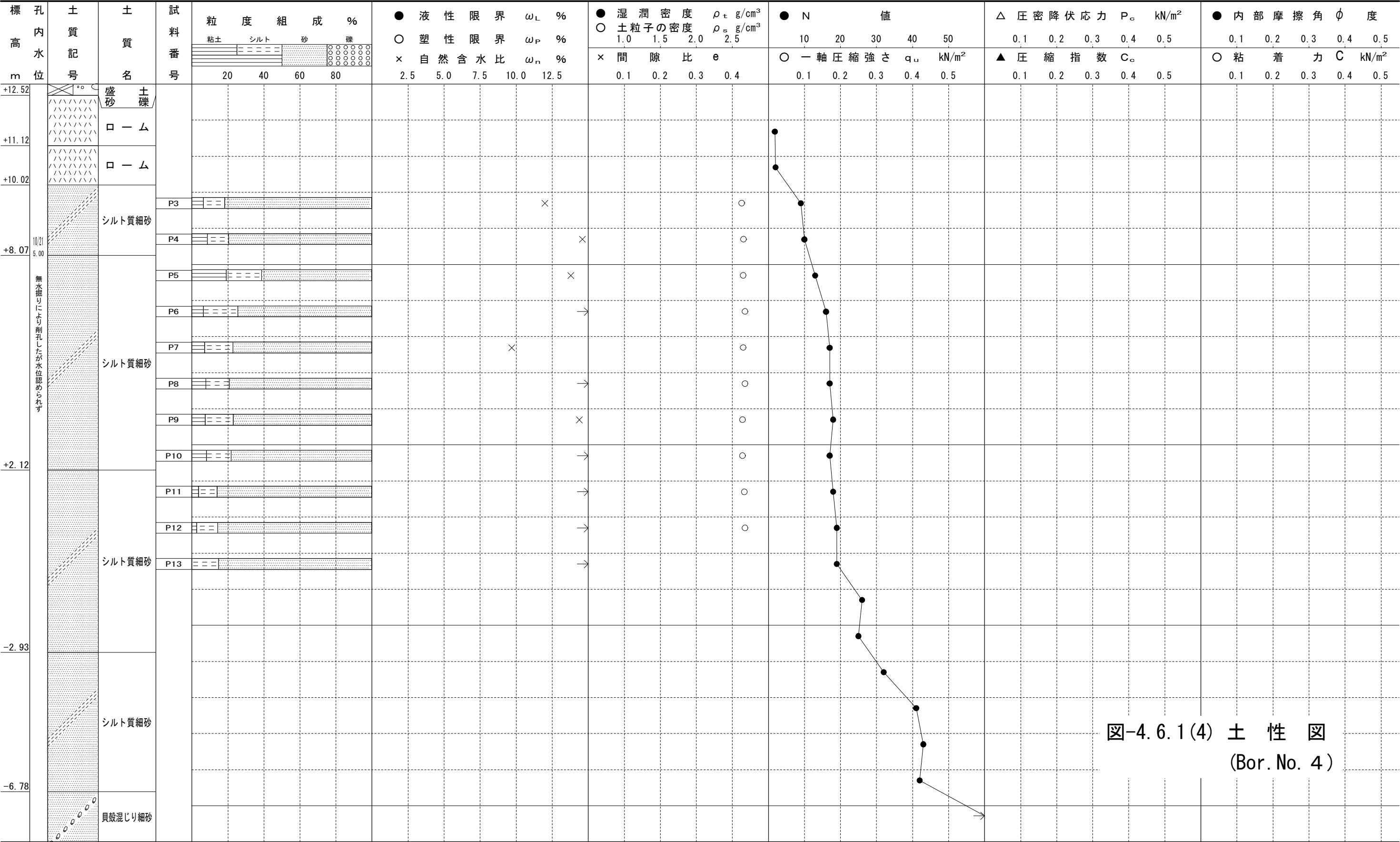


図-4.6.1(4) 土性図
(Bor. No. 4)

(1) 関東ローム層 : Lm

湿潤密度(ρ_t)は 1.340 g/cm^3 , 乾燥密度(ρ_d)は 0.663 g/cm^3 と, 一般的な関東ローム層($\rho_t=1.2\sim1.5 \text{ g/cm}^3$, $\rho_d=0.6\sim0.7 \text{ g/cm}^3$)の範囲内にある。

土粒子の密度(ρ_s)は 2.682 g/cm^3 と, 一般的な土粒子の密度($\rho_s=2.60\sim2.80 \text{ g/cm}^3$)の範囲内にある。

自然含水比(ω_n)は 102.3% と, 一般的な関東ローム層($\omega_n=80\sim180\%$)の範囲内にある。

湿潤密度(ρ_t)と自然含水比(ω_n)・土粒子の密度(ρ_s)から算出される間隙比 e は 3.049 である。

粒度組成は, 礫分 0.0% , 砂分 9.1% , シルト分 26.2% , 粘土分 64.7% からなり, 細粒分(シルト分+粘土分)が全体の 50% 以上を占める。

液性限界(ω_L)は 130.3% , 塑性限界(ω_p)は 38.3% , 塑性指数(I_p)は 92.0 である。また, 液性限界($\omega_L=130.3 \%$) $>$ 自然含水比($\omega_n=102.3 \%$)なる関係から, 試験試料は鋭敏(地盤の攪拌に伴う強度低下が顕著)でないと判断される。

以上の試験結果と目視による土質観察より, 地盤材料の工学的分類(図-4.6.2 参照)は「砂まじり火山灰質粘性土(Ⅱ型): (VH2-S)」となる。

一軸圧縮強さ(q_u)は 80.1 kN/m^2 , 変形係数(E_{50})は 19.5 MN/m^2 である。

粘着力(c)は 38.7 kN/m^2 , せん断抵抗角(ϕ)は 2.0 度である。

圧縮指数(C_c)は 1.621 , 圧密降伏応力(P_c)は 233.4 kN/m^2 である。

圧密降伏応力($P_c=233.4 \text{ kN/m}^2$)は, 表-4.6.3「過圧密比(O.C.R)の算出」に示すように現在の推定有効土被り圧($\sigma_v' = 39.3 \text{ kN/m}^2$)を 194.1 kN/m^2 上回る。

圧密の状態を表す過圧密比(O.C.R)は $\ll P_c / \sigma_v' \gg$ で求められ, その値によって表-4.6.4のように区分できる。過圧密比(O.C.R)は 5.90 で, “過圧密”状態にある。

図-1 地盤材料の粒径区分とその呼び名

図-1 地盤材料の粒径区分とその呼び名

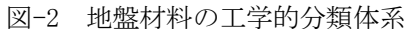


図-2 地盤材料の工学的分類体系

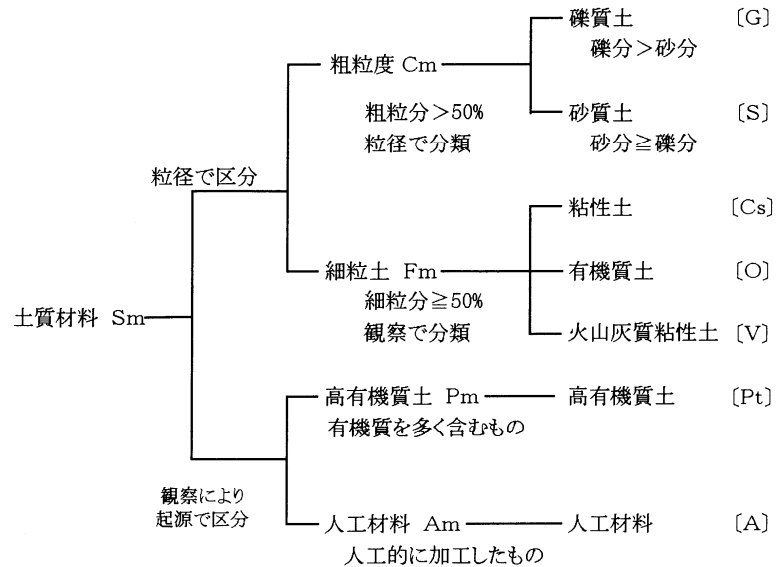


図-3 土質材料の工学的分類体系

図-4(a) 土質材料の工学的分類体系（粗粒土の工学的分類体系）

図-4(a) 土質材料の工学的分類体系（粗粒土の工学的分類体系）

図-4(b) 土質材料の工学的分類体系（主に細粒土の工学的分類体系）

図-4(b) 土質材料の工学的分類体系（主に細粒土の工学的分類体系）

表-1 粗粒分 5 %以上混入細粒土の細分類

砂分混入量	礫分混入量	土質名称	分類記号
砂分<5 %	礫分<5 %	細粒土	F
	5 %≤礫分<15 %	礫まじり細粒土	F-G
	15 %≤礫分	礫質細粒土	FG
5 %≤砂分<15 %	礫分<5 %	砂まじり細粒土	F-S
	5 %≤礫分<15 %	砂礫まじり細粒土	F-SG
	15 %礫分	砂まじり礫質細粒土	FG-S
	礫分<5 %	砂質細粒土	FS
15 %≤砂分	5 %≤礫分<15 %	礫まじり砂質細粒土	FS-G
	礫分<15 %	砂礫質細粒土	FSG

注：含有率%は土質材料に対する質量百分率

表-2 分類記号の意味

記 号		意 味
地盤材料区分	Gm	地盤材料 (Geomaterial)
	Rm	岩石質材料 (Rock material)
	Sm	土質材料 (Soil material)
	Cm	粗粒土 (Coarse-grained material)
	Fm	細粒土 (Fine-grained material)
	Pm	高有機質土 (Highly organic material)
	Am	人工材料 (Artificial material)
主記号	R	石 (Rock)
	R ₁	巨石 (Boulder)
	R ₂	粗石 (Cobble)
	G	礫粒土 (G-soil または Gravel)
	S	砂粒土 (S-soil または Sand)
	F	細粒土 (Fine soil)
	Cs	粘性土 (Cohesive soil)
	M	シルト (Mo: スウェーデン語のシルト)
	C	粘土 (Clay)
	O	有機質土 (Organic soil)
	V	火山灰質粘性土 (Volcanic cohesive soil)
	Pt	高有機質土 (Highly organic soil) または泥炭 (Peat)
	Mk	黒泥 (Muck)
	Wa	廃棄物 (Wastes)
副記号	I	改良土 (I-soil または Improved soil)
	W	粒径幅の広い (Well-graded)
	P	分級された (Poorly Graded)
	L	低液性限界 ($\omega_L < 50\%$) (Low liquid limit)
	H	高液性限界 ($\omega_L \geq 50\%$) (High liquid limit)
	H ₁	火山灰質粘性土のⅠ型 ($\omega_L < 80\%$)
	H ₂	火山灰質粘性土のⅡ型 ($\omega_L \geq 80\%$)
補助記号	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; margin-right: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; margin-right: 5px;"></div> </div> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; margin-right: 5px;"></div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; margin-right: 5px;"></div> </div>	観察などによる分類 (* ○ ○ と表示してもよい) 自然堆積ではなく盛土、埋立などによる 土や地盤 (# ○ ○ と表示してもよい)

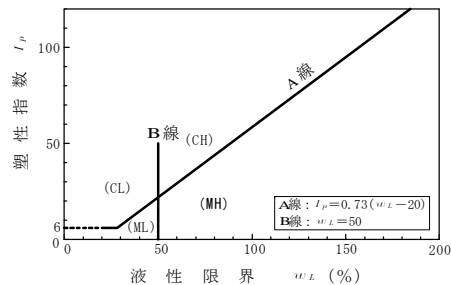
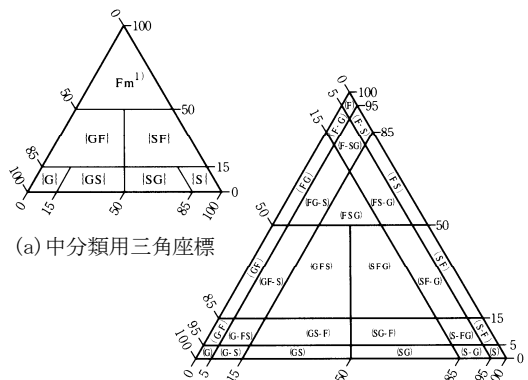


図-5 塑性図



(b)粗粒土の小分類および細粒土の細分類用三角座標

図-6 三角座標による表示

表-3 地盤材料の分類

(a)粗粒土

地盤材料の分類名			現場土質名	
大分類	中分類	小 分 類	大区分	小 区 分
粗粒土	礫質土 {G}	礫 (G)	礫質土	礫(粗礫・中礫・細礫)
		砂まじり礫 (G-S)		砂まじり礫
		細粒分まじり礫 (G-F)		腐植物(貝殻・火山灰)まじり礫
		細粒分砂まじり礫 (G-FS)		
		砂礫 {GS}		砂礫
		細粒分まじり砂質礫 (GS-F)		粘土まじり砂礫
	砂質土 {S}	細粒分質礫 (GF)	砂質土	粘土質礫(砂礫)
		砂まじり細粒分質礫 (GF-S)		有機質礫(砂礫)
		細粒分質砂質礫 (GF'S)		火山灰質礫(砂礫)
				凝灰質礫(砂礫)
Cm	砂質土 {S}	砂 (S)	砂質土	砂(粗砂・中砂・細砂)
		礫まじり砂 (S-G)		礫まじり砂
		細粒分まじり砂 (S-F)		粘土(シルト)まじり砂
		細粒分礫まじり砂 (S-FG)		腐植物(貝殻・火山灰)まじり砂
	砂質土 {S}	礫質砂 {SG}	砂質土	砂礫
		細粒分まじり礫質砂 (SG-F)		粘土まじり砂礫
		細粒分質砂 (SF)		粘土(シルト)質砂
		礫まじり細粒分質砂 (SF-G)		有機質(火山灰質・凝灰質)砂
		細粒分質礫質砂 (SFG)		

(b) 細粒土等					
地盤材料の分類				現場土質名	
大分類	中分類	小 分 類		大区分	小 区 分
細粒土 Fm	粘性土 {Cs}	シルト {M}	シルト (低液性限界) (ML) シルト (高液性限界) (MH)	粘性土	砂質シルト 礫 (砂) まじりシルト 腐植物 (貝殻) まじりシルト シルト
		粘土 {C}	粘土 (低液性限界) (CL) 粘土 (高液性限界) (CH)		シルト (砂) 質粘土 礫 (砂) まじり粘土 腐植物 (貝殻) まじり粘土 火山灰 まじり粘土 粘土
		有機質土 {O}	有機質粘土 (低液性限界) (OL) 有機質粘土 (高液性限界) (OH) 有機質火山灰土 (OV)		有機質粘土 火山灰 まじり有機質土 有機質火山灰
	火山灰質粘性土 {V}	火山灰質粘性土 (低液性限界) (VL) 火山灰質粘性土 (I 型) (VH ₁) 火山灰質粘性土 (II 型) (VH ₂)	火山灰土	ローム 凝灰質粘土 (火山灰質粘性土)	
		高有機質土 {Pt}	泥炭 (Pt) 黒泥 (Mk)	高有機質粘土	泥炭 黒泥
		人工材料 Am	廃棄物 (Wa) 改良土 (I)		その他

出典) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp. 54～59，2009 年

地盤材料の工学的分類法

4. 6. 2

表-4. 6. 3 過圧密比 (O. C. R) の算出 : Bor. No. 3

地層名	地下水位	試料No.	深 度 G.L- (m)	単位体積重量 ρ t(g/cm ³)	有効土被り圧 σ_v' (kN/m ²)	全土被り圧 σ_v (kN/m ²)	圧密降伏応力 P_c (kN/m ²)	$P_c - \sigma_v'$ (kN/m ²)	OCR
B	<div>▽ =</div>		1.25	1.35	16.5	16.5	—	—	—
Lm			2.975	1.35	39.3	39.3	233.4	194.1	5.90
			5.70	1.35	75.4	75.4	—	—	—
Ds1			7.20	1.80	101.8	101.8	—	—	—
			16.75	1.80	176.7	270.3	—	—	—

表-4. 6. 4 過圧密比 (O. C. R) による圧密状態

過圧密比 (O. C. R)	圧 密 状 態	試験結果
< 1	圧 密 未 了	
1	正 規 圧 密	
1 ~ 2	軽い過圧密	
2 ~ 8	過 圧 密	Lm 層
8 <	強い過圧密	Dc 層

(2) 洪積層第一砂質土層 : Ds1

湿潤密度 (ρ_t) は 1.775 g/cm³, 乾燥密度 (ρ_d) は 1.283 g/cm³ と, 一般的な沖積砂質土 ($\rho_t = 1.6 \sim 2.0$ g/cm³, $\rho_d = 1.2 \sim 1.8$ g/cm³) の範囲内にある。なお, 洪積砂質土の一般値が明らかでないため, 沖積砂質土の一般値と比較した。

土粒子の密度 (ρ_s) は 2.624 ~ 2.701 (平均 2.663) g/cm³ と, 一般的な土粒子の密度 ($\rho_s = 2.6 \sim 2.8$ g/cm³) の範囲内にある。

自然含水比 (ω_n) は 9.7 ~ 38.3 (平均 25.5) % と, 一般的な沖積砂質土 ($\omega_n = 10 \sim 30\%$) の上限よりやや大きい値がみられる。このことは, 試験試料に細粒分が多く含まれていたためと推察される。なお, 洪積砂質土の一般値が明らかでないため, 沖積砂質土の一般値と比較した。

湿潤密度(ρ_t)と自然含水比(ω_n)・土粒子の密度(ρ_s)から算出される間隙比 e は1.076である。

粒度組成は、礫分 0.0～1.1(平均 0.0) %，砂分 56.7～89.2(平均 80.8) %，シルト分 8.2～20.4(平均 12.8) %，粘土分 0.0～22.9(平均 6.4) %で、粗粒分(礫分+砂分)が全体の 50%以上を占める。

以上の試験結果と目視による土質観察より、地盤材料の工学的分類(図-4.6.2 参照)は「細粒分質砂：(SF)」20 試料>「細粒分まじり砂：(S-F)」10 試料となる。

(3) 洪積層第二砂質土層：Ds2

湿潤密度(ρ_t)は1.875 g/cm³，乾燥密度(ρ_d)は1.494 g/cm³と，一般的な沖積砂質土($\rho_t=1.6\sim2.0$ g/cm³， $\rho_d=1.2\sim1.8$ g/cm³)の範囲内にある。なお，洪積砂質土の一般値が明らかでないため，沖積砂質土の一般値と比較した。

土粒子の密度(ρ_s)は 2.669 g/cm³ と，一般的な土粒子の密度($\rho_s=2.6\sim2.8$ g/cm³)の範囲内にある。

自然含水比(ω_n)は25.5 %と，一般的な沖積砂質土($\omega_n=10\sim30\%$)の範囲内にある。なお，洪積砂質土の一般値が明らかでないため，沖積砂質土の一般値と比較した。

湿潤密度(ρ_t)と自然含水比(ω_n)・土粒子の密度(ρ_s)から算出される間隙比 e は0.786である。

粒度組成は，礫分 0.0 %，砂分 95.3 %，シルト分+粘土分 4.7 %で，粗粒分(礫分+砂分)が全体の 50%以上を占める。

以上の試験結果と目視による土質観察より，地盤材料の工学的分類(図-4.6.2 参照)は「砂：(S)」1 試料となる。

(4) 洪積層第五砂質土層：Ds5

湿潤密度(ρ_t)は1.833 g/cm³，乾燥密度(ρ_d)は1.435 g/cm³と，一般的な沖積砂質土($\rho_t=1.6\sim2.0$ g/cm³， $\rho_d=1.2\sim1.8$ g/cm³)の範囲内にある。なお，洪積砂質土の一般値が明らかでないため，沖積砂質土の一般値と比較した。

土粒子の密度(ρ_s)は 2.660 g/cm³ と，一般的な土粒子の密度($\rho_s=2.6\sim2.8$ g/cm³)

の範囲内にある。

自然含水比(ω_n)は27.7 %と、一般的な沖積砂質土($\omega_n=10\sim30\%$)の範囲内にある。

なお、洪積砂質土の一般値が明らかでないため、沖積砂質土の一般値と比較した。

湿潤密度(ρ_t)と自然含水比(ω_n)・土粒子の密度(ρ_s)から算出される間隙比 e は0.854である。

粒度組成は、礫分 0.0 %，砂分 94.2 %，シルト分+粘土分 5.8 %で、粗粒分(礫分+砂分)が全体の50%以上を占める。

以上の試験結果と目視による土質観察より、地盤材料の工学的分類(図-4.6.2 参照)は「細粒分まじり砂：(S-F)」1 試料となる。

(5) 洪積層粘性土：Dc

湿潤密度(ρ_t)は1.896 g/cm³，乾燥密度(ρ_d)は1.410 g/cm³と、洪積粘性土の一般値($\rho_t=1.6\sim2.0$ g/cm³， $\rho_d=1.1\sim1.6$ g/cm³)の範囲にある。

土粒子の密度(ρ_s)は2.750 g/cm³と、一般的な土粒子の密度($\rho_s=2.60\sim2.80$ g/cm³)の範囲にある。

自然含水比(ω_n)は34.5 %と、一般的な洪積粘性土($\omega_n=20\sim40\%$)の範囲内にある。

湿潤密度(ρ_t)と自然含水比(ω_n)・土粒子の密度(ρ_s)から算出される間隙比 e は0.950 である。

粒度組成は、礫分0.0 %，砂分46.4 %，シルト分35.9 %，粘土分17.7 %からなり、細粒分(シルト分+粘土分)が全体の50 %以上を占める。

液性限界(ω_L)は45.5 %，塑性限界(ω_p)は24.9 %，塑性指数(I_p)は20.6である。

また、液性限界($\omega_L=45.5$ %) > 自然含水比($\omega_n=34.5$ %)なる関係から、試験試料は鋭敏(地盤の攪拌に伴う強度低下が顕著)でないと判断される。

以上の試験結果と目視による土質観察より、地盤材料の工学的分類(図-4.6.2 参照)は「砂質粘土(低液性限界)：(CLS)」1 試料となる。

一軸圧縮強さ(q_u)は1204.5 kN/m²，変形係数(E_{50})は494.9 MN/m²である。

粘着力(c)は543.1 kN/m²，せん断抵抗角(ϕ)は10.8 度である。

圧縮指数(C_c)は0.637、圧密降伏応力(P_c)は4083.7 kN/m²である。

圧密降伏応力($P_c=4083.7$ kN/m²)は、表-4.6.5「過圧密比(0.C.R)の算出」に示すように現在の推定有効土被り圧($\sigma_v' = 295.6$ kN/m²)を3788.1 kN/m²上回る。

圧密の状態を表す過圧密比(0.C.R)は $\ll P_c / \sigma_v' \gg$ で求められ、その値によって表-4.4.4のように区分できる。過圧密比(0.C.R)は13.80で、“強い過圧密”状態にある。

表-4.6.5 過圧密比(0.C.R)の算出 : Bor. No. 2

地層名	地下水位	試料No.	深 度 G.L- (m)	単位体積重量 ρ_t (g/cm ³)	有効土被り圧 σ_v' (kN/m ²)	全土被り圧 σ_v (kN/m ²)	圧密降伏応力 Pc(kN/m ²)	Pc- σ_v' (kN/m2)	OCR
B	▽ =		0.40	1.35	5.2	5.2	—	—	—
Lm			3.20	1.35	42.3	42.3	—	—	—
			4.10	1.35	45.4	54.2	—	—	—
Ds1			12.25	1.80	109.3	198.0	—	—	—
Ds2			15.75	1.85	138.4	261.4	—	—	—
Ds3			17.75	1.90	156.1	298.7	—	—	—
Ds4			19.75	1.85	172.7	334.9	—	—	—
Ds5			27.35	1.85	236.0	472.7	—	—	—
Ds6			32.80	2.00	289.4	579.5	—	—	—
Dc		2-4	33.500	1.90	295.6	592.6	4083.7	3788.1	13.80
			34.25	1.90	302.2	606.5	—	—	—

4.6.2 動の変形試験結果

ここでは、動的三軸圧縮試験機を用いて求めた土の発生ひずみに対する剛性の変化特性 ($G/G_0 \sim \gamma$ の関係) および減衰定数の変形特性 ($h \sim \gamma$ の関係) について記す。

(1) 概 要

動の変形試験は、乱れの少ない試料を用いて実施した。対象とした土層および土質を表-4.6.6、各試料の試験条件および供試体諸元を表-4.6.7に示す。なお、試験結果のデータシートおよび結果表は、一括して巻末資料6の『室内土質試験結果図表』に報告している。また、動的三軸圧縮試験により得られた5サイクル目における圧縮応力と圧縮ひずみ ϵ の関係から弾性定数 E を求め、ポアソン比 ($\nu = 0.5$) を仮定しせん断剛性・せん断ひずみを算出した。以上の結果を $G \sim \gamma$ および $h \sim \gamma$ として整理し図-4.6.3に示した。なお、 $G \cdot h$ は応力ひずみ関係を等価線形モデルで置き換えて求めたものであり、等価せん断剛性ならびに等価減衰定数と呼ばれるものである。

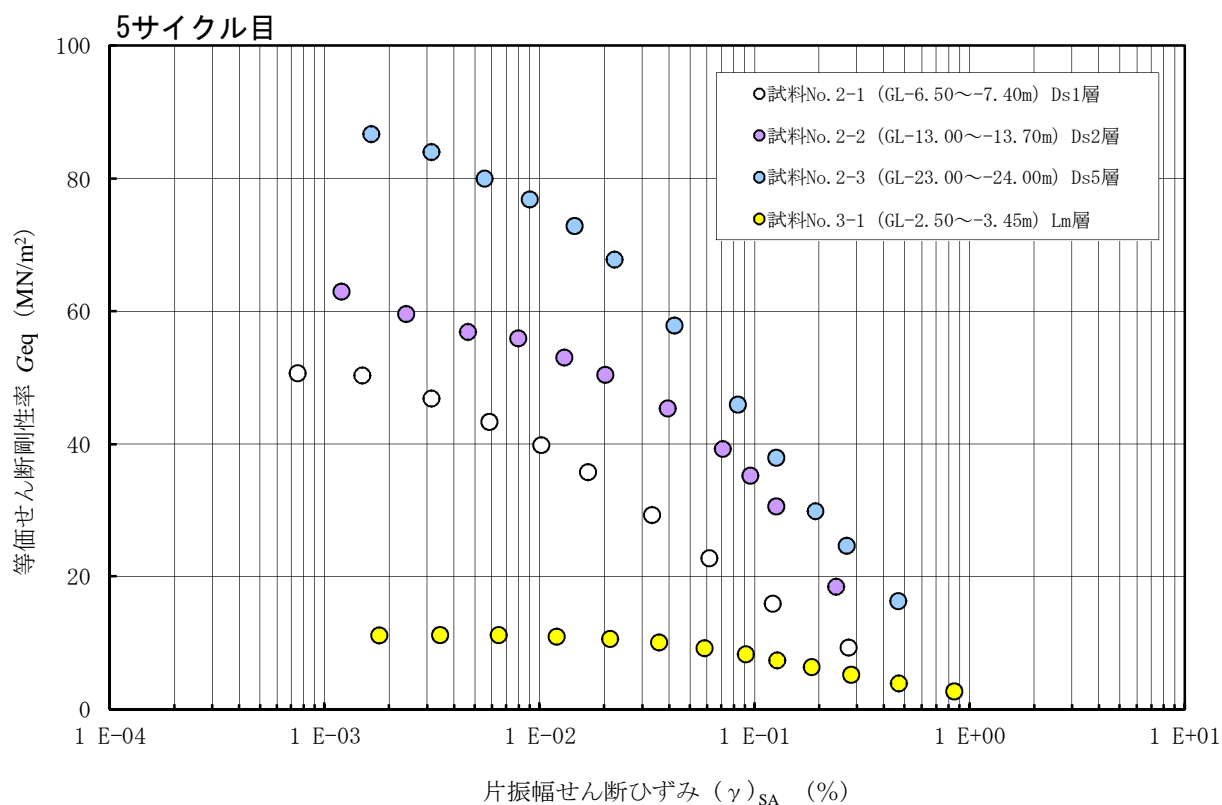
表-4.6.6 動の変形試験実施試料

試料 No.	試料採取深度 GL- (m)	土 層 区 分	土 質 名	細 粒 分 含有率 (%)	塑性指数 I_p	参 考 N 値
2-1	6.50～7.35	Ds1	シルト質細砂	11.6	—	8/31
2-2	15.00～16.50	Ds2	細 砂	4.7	—	36/30
2-3	15.00～16.50	Ds5	細 砂	5.8	—	28/30～35/30
3-1	24.00～25.60	Lm	ローム	90.9	92.0	2/35

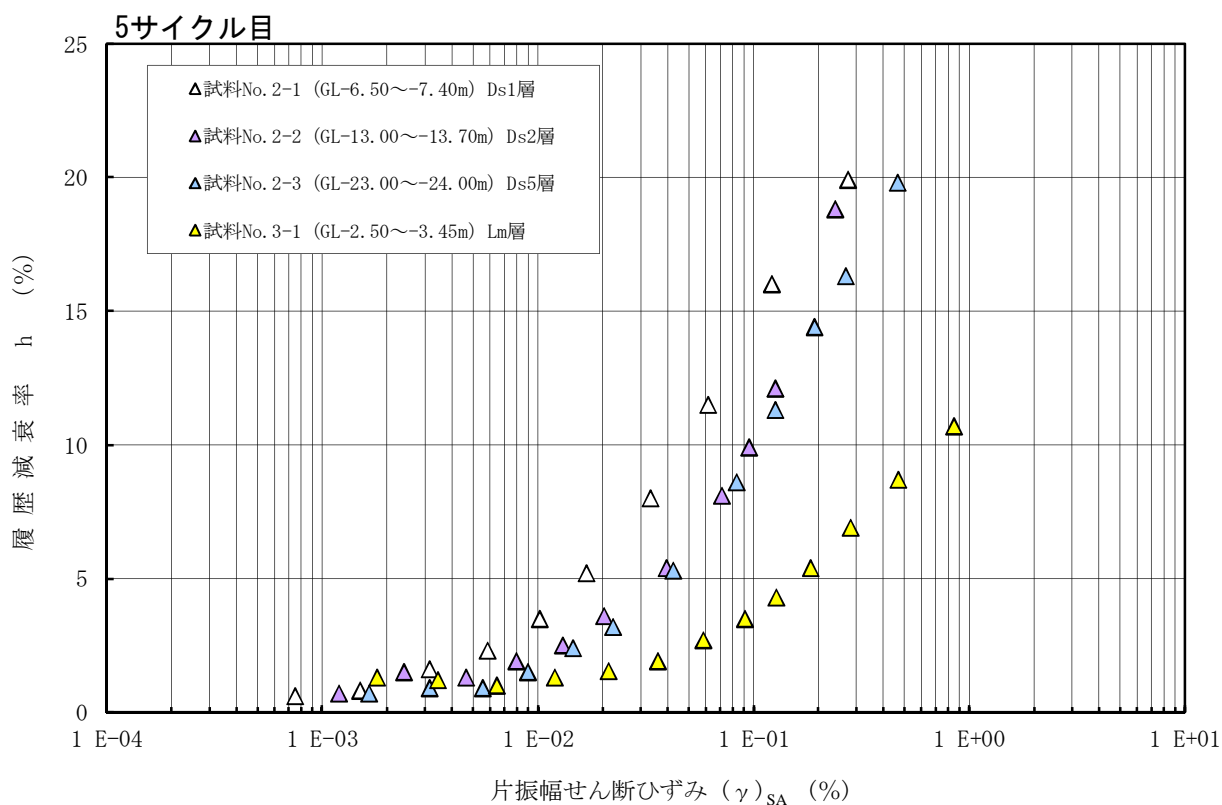
注) 表中の参考N値は試料採取深度付近のN値。

表-4.6.7 試験条件および供試体諸元

試料 No.	拘束圧 $\sigma_{c'}$ (kN/m ²)	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)
2-1	70	2.664	1.283
2-2	120	2.669	1.494
2-3	200	2.660	1.435
3-1	50	2.682	0.663



a) 等価せん断剛性率 G_{eq} と片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ の関係 (5サイクル目)



b) 履歴減衰率 h と片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ の関係 (5サイクル目)

図-4.6.3 $G \sim \gamma$ と $h \sim \gamma$ の関係

(2) 初期せん断剛性： G_0

室内による動的変形試験の5サイクル目に得られた初期せん断剛性(G_0 =等価せん断剛性率(G_{eq})の最大値)と原位置で実施したP S検層のS波速度(V_s)から求めたせん断剛性(G_d)を、表-4.6.8 に併記する。このような G_0 と G_d の差異は、試験対象土層が厳密には一致しないため単純に比較することができないが、試料採取に伴う応力解放や土粒子の微視的構造の変化、拘束圧条件の原位置との違いなどが影響していると考えられる。

表-4.6.8 初期せん断剛性

試料 No.	土層名	室内初期せん断剛性 (G_0 :MN/m ²)	原位置せん断剛性 (G_d :MN/m ²)	G_0 / G_d
2-1	Ds1	50.7	111.3	0.46
2-2	Ds2	62.9	160.2	0.39
2-3	Ds5	86.7	253.3	0.34
3-1	Lm	11.2	34.3	0.33

(3) 変形特性のひずみ依存性

動的変形試験の5サイクル目に得られた等価せん断剛性率(G_{eq})をその最大値である初期せん断剛性(G_0)で正規(無次元)化した“ G_{eq} / G_0 ”と片振幅せん断ひずみ(γ (SA))の関係を、図-4.6.4 に示す。

原位置の土の変形特性(G_F — γ (SA) 関係)を推定する方法として、一般には原位置試験(P S 検層など)と室内試験(動的変形試験)を併合する方法が用いられる。これは、動的変形試験より求めた“ G_{eq} — γ (SA)”関係に、原位置から求めたせん断剛性(G_d)と動的変形試験より求めた G_0 との比率分(G_d/G_0)を G_{eq} に一律に乗じて G_{eq} を補正する等比率補正方法である(式 4.6.1 参照)。今回の結果を補正した“ G_F — γ (SA)”関係図を、図-4.6.5 に示す。

$$G_F = G \left(\frac{G_d}{G_0} \right) \dots\dots\dots \text{式(4.6.1)}$$

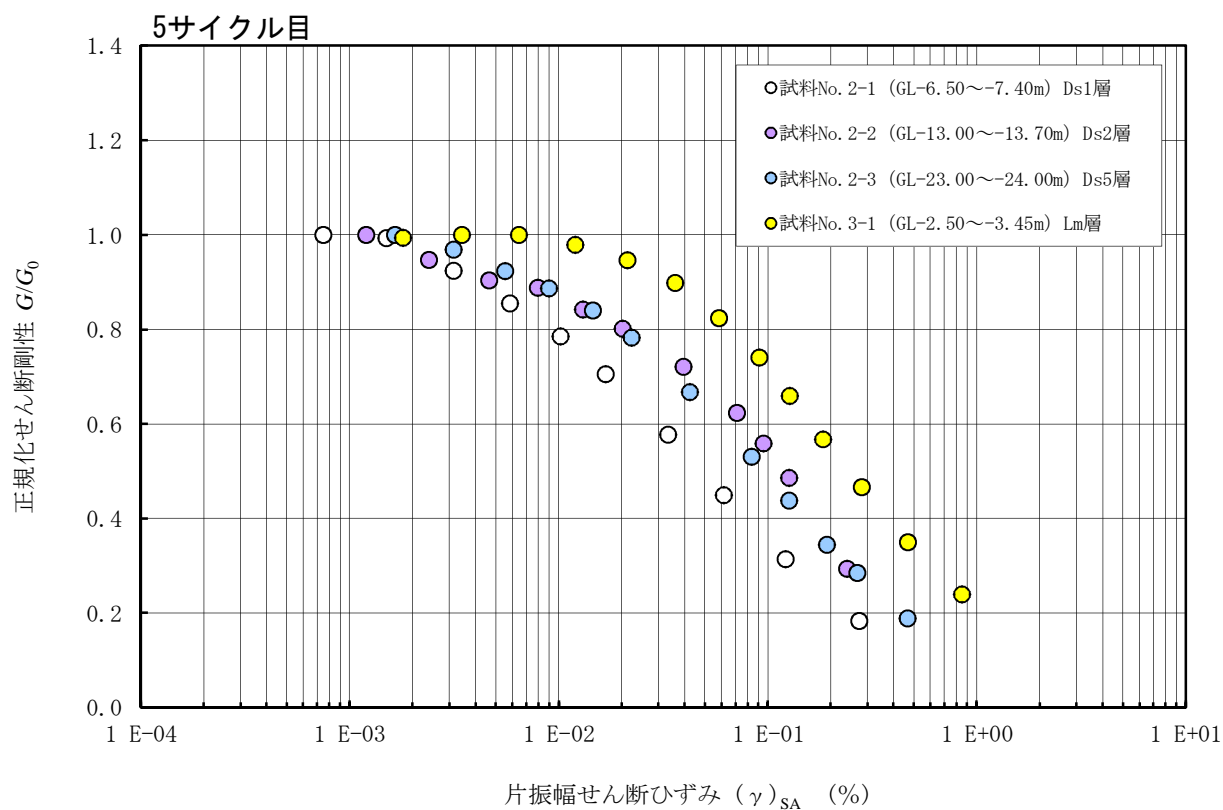


図-4. 6. 4 正規化せん断剛性 G_0/G_0 と片振幅せん断ひずみ $(\gamma)_{SA}$ の関係

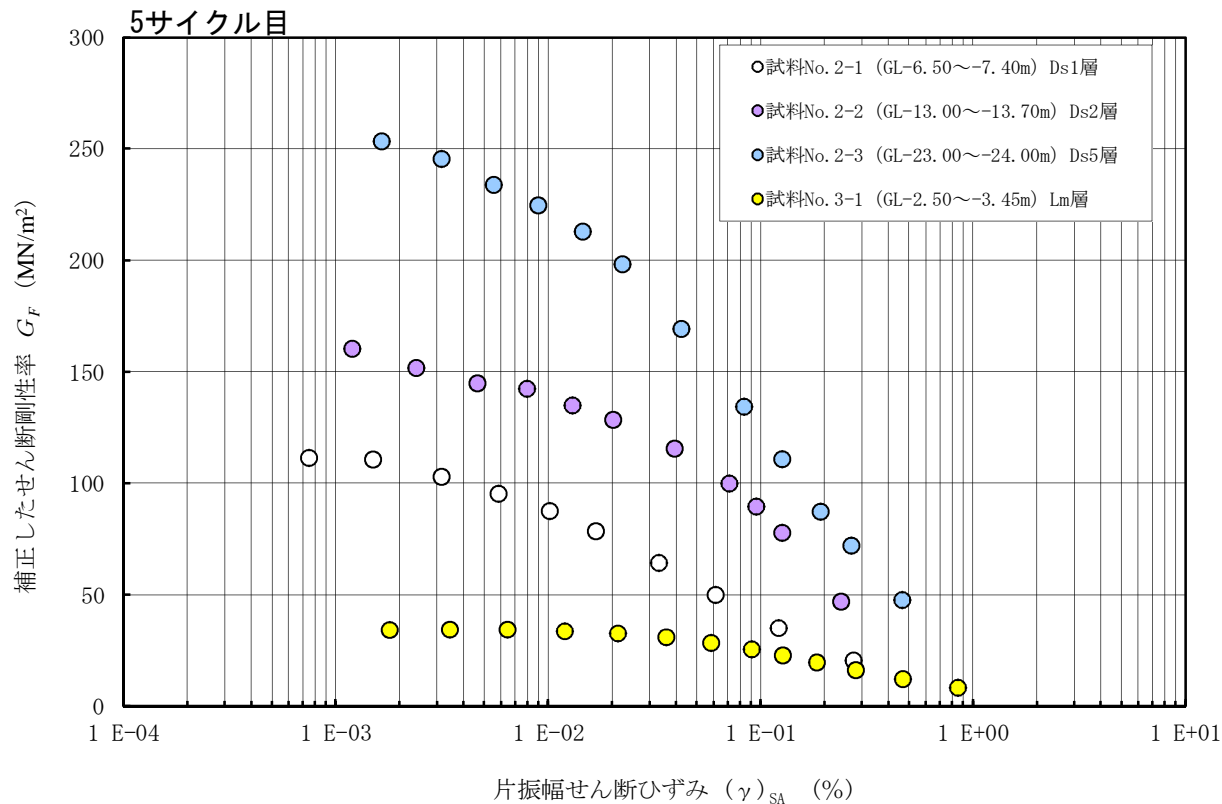
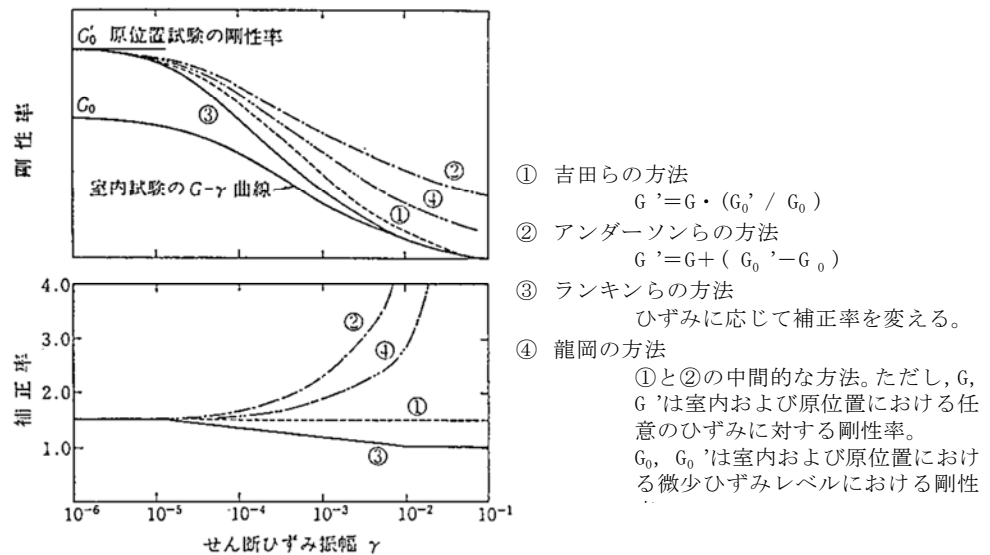


図-4. 6. 5 補正したせん断剛性率 G_F と $(\gamma)_{SA}$ の関係

ただし、補正比率に関しては、ひずみレベルにより補正比率を変化させる方法（ひずみの増加に伴い、補正比率を変化させる）も提案されている（図-4.6.6 参照）。



【出典】土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー24

「土質地震学」，p. 53，1984

図-4.6.6 原位置試験と室内試験から得られるせん断剛性の対応

§ 5. 地盤の液状化検討

5.1 地形・地質や過去の液状化履歴等を考慮した判定

地震時における深度 20m 以浅の沖積層の飽和砂質地盤の液状化は、基礎構造においては特に重要な問題の一つである。深度 20m 以浅の沖積層の液状化、側方流動地盤で生じる動のおよび残留水平変位と沈下は杭基礎の被害につながることもある。

液状化の程度およびその被害程度は、土の密度によって大きく異なる。緩い砂では、強度や剛性が小さいまま変形が進行し、甚大な被害に繋がるのに対し、密な砂では変形がある程度生じると地盤強度が回復するため、被害も相対的に軽微となる。一方、洪積層は兵庫県南部地震を含む既往の地震において液状化したという事例は確認されていない。また、洪積層は続成作用により液状化に対する抵抗が高いため、一般には液状化の可能性は低いと言われている。

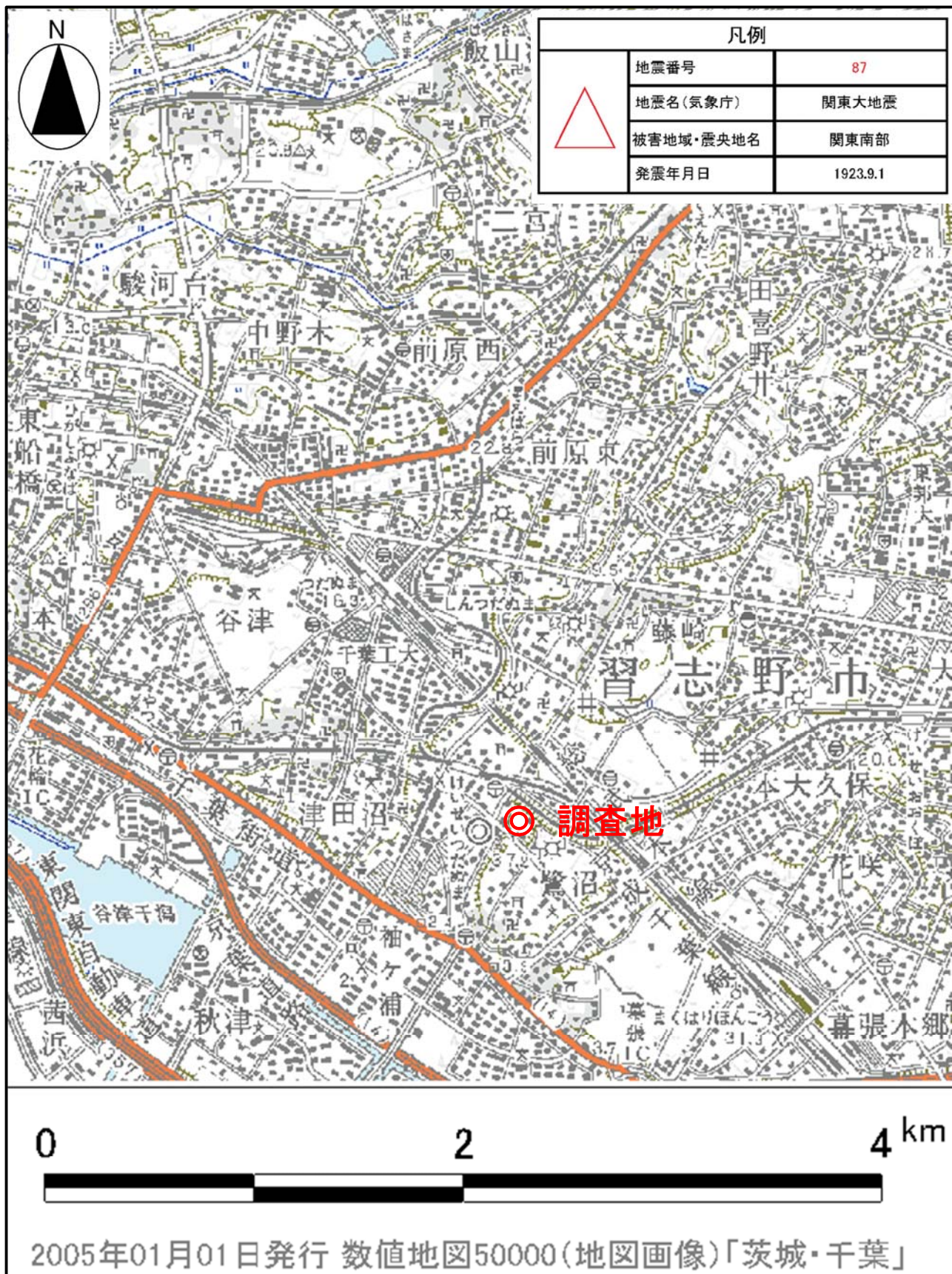
以上のことから、建築基礎構造設計指針では、液状化の判定を行う土層を以下の地盤条件としている。

- ① 地下水位面以深にある飽和土層で、地表面から 20m 程度以浅の沖積層
- ② 細粒土含有率が 35% 以下の土
- ③ 細粒土含有率が 35% 以上で、粘土分含有率が 10% 以下または塑性指数が 15% 以下の人工造成地盤における低塑性シルト
- ④ 細粒土を含む礫や透水性の低い土層に囲まれた礫

これに対して、調査地では深度 20m までに液状化の発生が予想される沖積砂層の分布は認められない。

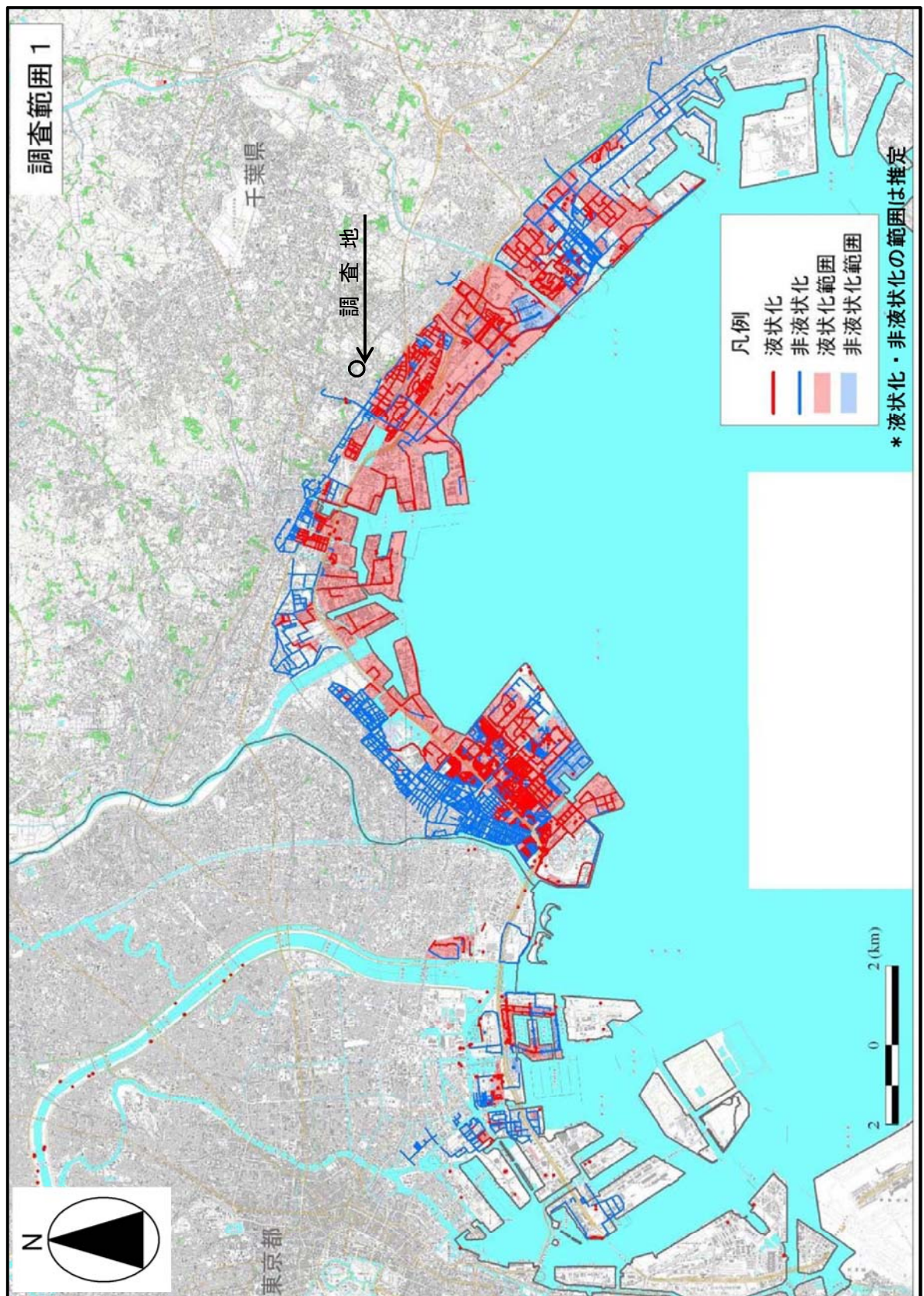
さらに、「調査地周辺の液状化履歴」によれば、2011 年 3 月 11 日に生じた東北地方太平洋沖地震を含めた既往の地震では調査地周辺の台地上にて液状化の発生は確認されていない。また、図-5.1.2 に示す千葉県が作成した「液状化しやすさマップ」によれば、調査地周辺の台地上は液状化対象外に区分されている。

以上より、調査地では、地震時に液状化が発生する可能性はないと考える。



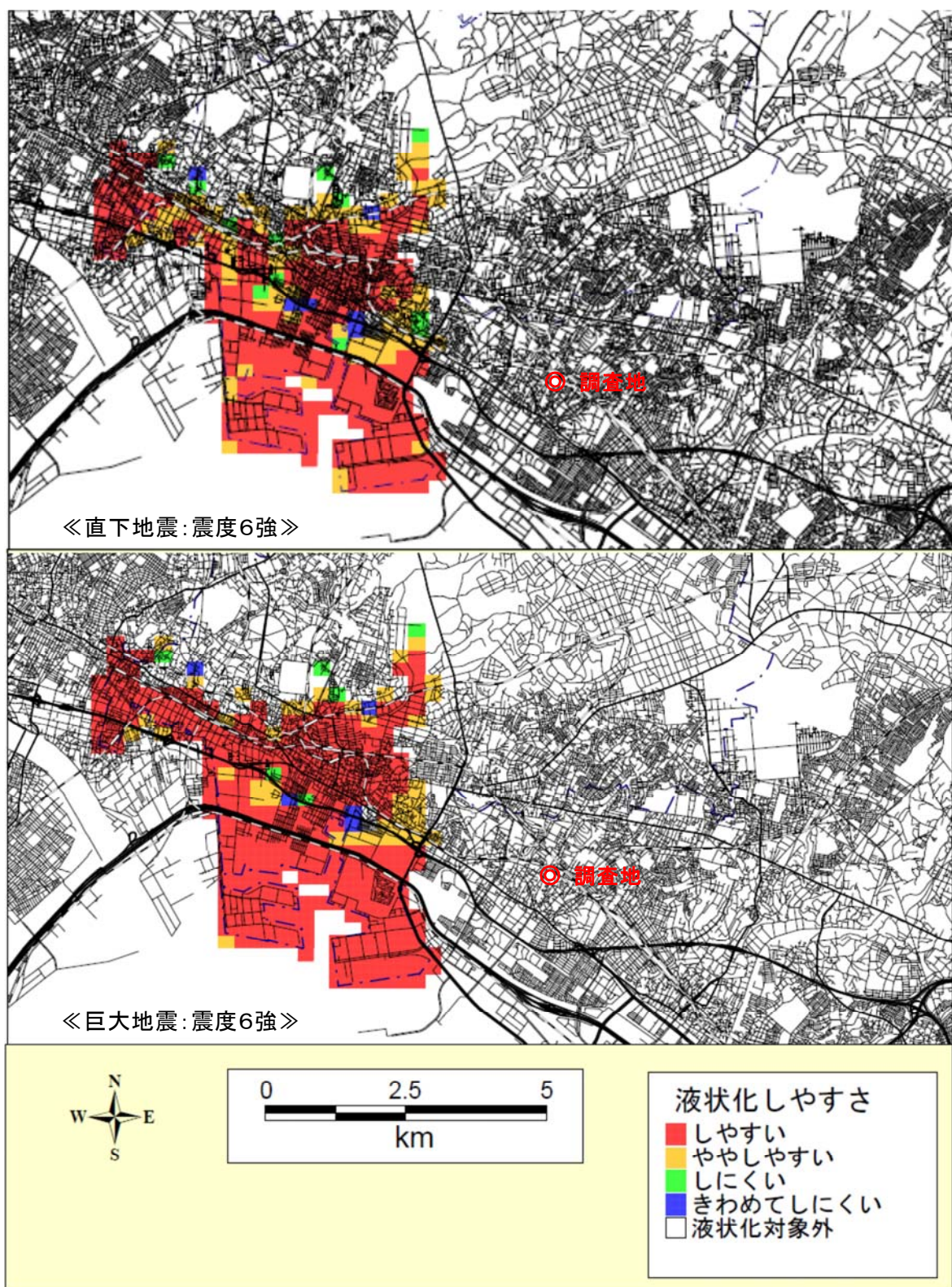
【出典】若松加寿江(2011年3月)「日本の液状化履歴マップ 745-2008」
 東京大学出版会，製品シリアル番号：JLM0399

図-5.1.1(1) 調査地周辺の液状化履歴(745～2008年発生地震)



【出典】国土交通省関東地方整備局・公益社団法人地盤工学会(2011年8月)
「東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明」報告書
http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000043569.pdf

図-5.1.1(2) 関東地方の液状化発生分布(東北地方太平洋沖地震)



【出典】千葉県 防災ポータルサイト “千葉県のハザードマップ”
「千葉県市町村別液状化しやすさマップ、ゆれやすさマップ」
http://www.bousai.pref.chiba.lg.jp/portal/05_sonae/58_hazard/ejk/

図-5.1.2 調査地周辺の液状化しやすさマップ

5.2 国住指第 1335 号による液状化判定

ここでは、参考までに調査地にて地下水位以深かつ地表面下 20m 以浅に分布している砂質土層のうち N 値が概ね 15 以下である洪積層第一砂質土(Ds1)を対象として、建築基礎構造設計指針による F_L 値および日本建築学会『建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計』による P_L 値を用いて液状化判定を行う。

(1) 判定方法

国住指第 1335 号(平成 19 年・改正建築基準法令の運用に関する「技術的助言」)では、液状化のおそれの確認方法として

- ① 日本建築学会『建築基礎構造設計指針』による F_L 値
- ② 日本建築学会『建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計』による P_L 値

に基づく方法を挙げている。

①の F_L 値とは液状化に対する安全率であり、 F_L 値が 1 を超えると液状化の可能性はなく、 F_L 値が 1 以下の場合には液状化の可能性があると判断される。また、液状化の程度については液状化に伴う予測地盤変形量の略算値(Dcy)が定められており、Dcy が 0 であれば液状化がないものと扱うことができとしている。

一方、②の P_L 値とは液状化による影響度を示す指標であり、 P_L 値が 0 であれば液状化の危険度はかなり小さいものと判断される。

参考までに『建築基礎構造設計指針』では、 F_L 値を算定した結果より液状化発生の可能性が高いと判断された地盤に対する設計に必要な情報として液状化程度の予測を挙げており、地表変位 Dcy を指標の 1 つとしている。

本節では国住指第 1335 号と『建築基礎構造設計指針』の共通項である既述①の F_L 値と予測地盤変形量(地表変位)Dcy, ならびに② P_L 値を算定し、液状化発生の可能性について判定する。

(2) F_L 値算定条件

標準貫入試験実施時に採取した乱れた試料での物理試験結果図表を巻末資料 6 に添付するとともに、本節で設定した F_L 値算定条件を表-5.2.1、『建築基礎構造設計指針』の F_L 値算定方法を図-5.2.1 に示す。

設定条件のうち、地表面水平加速度(α_{max})は国住指第 1335 号に基づく 150cm/s^2 および 350cm/s^2 とし、参考までに『建築基礎構造設計指針』における損傷限界検討用の推奨値に挙げられている 200cm/s^2 での条件でも F_L 値の算定を試みるものとした。これらの地表面水平加速度(α_{max})は、表-5.2.2 に示す気象庁震度階級および関連解説表を基に整理した「震度の階級：地震と加速度の目安」によれば、

- ・ 地表面水平加速度(α_{max}) = $150, 200\text{cm/s}^2$: 震度 5
- ・ 地表面水平加速度(α_{max}) = 350cm/s^2 : 震度 6

に相当する。なお、参考として過去の大震災における地表面水平加速度(α_{max})を以下に記す。

- ・ 関東大震災：地表面水平加速度(α_{max}) = $300 \sim 400\text{cm/s}^2$ 震度 6

※ 発生時に加速度計が設置されていなかったための推定値

- ・ 阪神淡路大震災：最大地表面水平加速度(α_{max}) = 818cm/s^2 震度 7
- ・ 東日本大震災：最大地表面水平加速度(α_{max}) = 2933cm/s^2 震度 7

表-5.2.1 液状化判定条件

判定地点	Bor. No. 1 ~ 4
設定地下水位	Bor. No. 1, 3, 4 : Ds1 層の上端深度 Bor. No. 2 : 無水掘り水位
判定対象層	洪積層第一砂質土(Ds1)の概ね N 値 15 以下
湿潤単位体積重量 $\gamma_t (\text{kN/m}^3)$	後掲する表-5.2.3(1)~(4) 参照
マグニチュード	M=7.5
地表面水平加速度	$\alpha_{max}=150\text{cm/s}^2 \cdot 200\text{cm/s}^2 \cdot 350\text{cm/s}^2$

表-5.2.2 震度の階級：地震と加速度の目安

階 級	説 明	相当加速度
震度 0	人体には感じない。地震計に記録される程度。	0～0.8 ガル
震度 1	静止している人や、特に注意深い人のみを感じる。	0.8～2.5 ガル
震度 2	大勢の人が感じる程度、戸障子がわずかに動く。	2.5～8.0 ガル
震度 3	家屋が揺れ電灯等の吊下げものは相当揺れる。	8.0～25 ガル
震度 4	家屋の揺れは相当激しく花瓶などは倒れ多くの人は戸外に飛び出す。	25～80 ガル
震度 5	壁に亀裂が走り、煙突／石垣等が破損する程度。 多くの人が強い恐怖を感じ、行動の支障を感じる。 棚においてある物、食器、本、TV が落ちたり、家具が倒れたりする。 耐震性の低い家屋は壁、柱に破損を生ずる。 中程度の地震：普通は震度 5 でも 80～100 ガルが多い	80～250 ガル
震度 6	家屋の倒壊は 30%以下で多くの人は立っていることができない。 固定していない重い家具が殆ど移動、転倒する。 耐震性の低い家屋は倒壊する。 極めて大きい地震(300～400 ガル)の表現が該当 関東大震災：震度 6 300～400 ガル	250～400 ガル
震度 7	家屋の倒壊は 30%以上で山崩れ／地割れ／断層を生ずる。 耐震性の高い建物でも傾いたり、大きな破壊を受けるたりする。 自分の意思では行動できないほど揺れる。 阪神淡路大震災：震度 7 600～800 ガル	400 ガル以上

※ 本表は、気象庁震度階級および関連解説表を基に整理したものである。

$$1 \text{ ガル} = 1 \text{ cm/s}^2$$

4.5節 地盤の液状化

1. 飽和砂地盤においては、地震時における液状化発生の可能性を適切な方法により評価する。
2. 液状化の可能性が高いと判断された地盤においては、液状化の程度、液状化後の地盤変形、変状の程度と地盤剛性、地盤反力の低下などを適切な方法により評価する。
3. 液状化の可能性の高いと判断された地盤における基礎構造設計の際には、液状化による影響を考慮して基礎形式の選定を行うとともに、必要に応じて適切な対策を講じるようにする。

1. 液状化判定

(1) 対象とすべき土層

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

(2) 液状化危険度予測

液状化判定は図4.5.1～4.5.4を用い、以下の手順により行つてよい。

- (a) 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。

$$\frac{\tau_d}{\sigma_z} = \gamma_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma_z} \gamma_d \quad (4.5.1)$$

ここに、 τ_d は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 は検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)(KPa)、 γ_n は等価の繰返し回数に関する補正係数で0.1($M-1$)、 M はマグニチュード、 α_{\max} は地表面における設計用水平加速度(cm/s^2)、 g は重力加速度(980 cm/s^2)、 σ_z は検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力)(kPa)、 γ_d は地盤が剛体でないことによる低減係数で次式で与えられる。

$$\gamma_d = 1 - 0.015z \quad (4.5.2)$$

ここに、 z はメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

- (b) 対応する深度の補正 N 値(N_a)を、次式から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (4.5.3)$$

$$C_N = \sqrt{98 / \sigma_z} \quad (4.5.4)$$

$$N_a = N_1 + \Delta N_f \quad (4.5.5)$$

ここに、 N_1 は換算 N 値、 C_N は拘束圧に関する換算係数、 ΔN_f は細粒土含有率 FC に応じた補正 N 値増分で、図4.5.2による。 N はトンビ法または自動落下法による実測 N 値とする。

- (c) 図4.5.1中の限界せん断ひずみ曲線5%を用いて、補正 N 値(N_a)に対応する飽和土層の液状化抵抗 $R = \tau_l / \sigma_z$ 比を求める。ここに、 τ_l は水平面における液状化抵抗である。

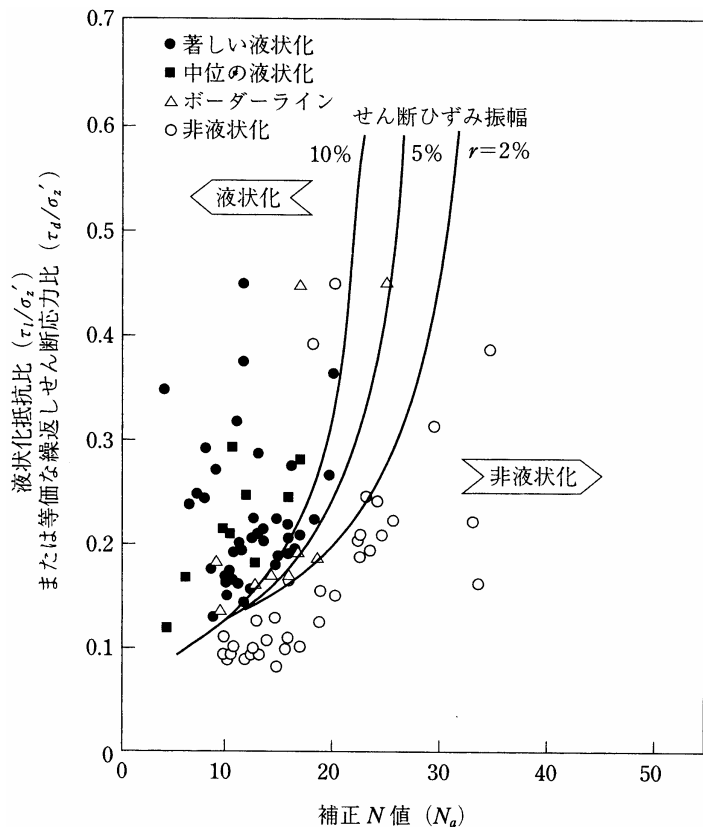


図4.5.1 補正 N 値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係^{4.5.3)}

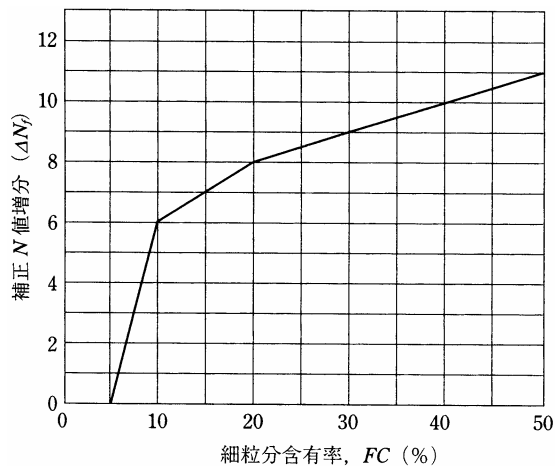


図4.5.2 細粒分含有率と N 値の補正係数^{4.5.3)}

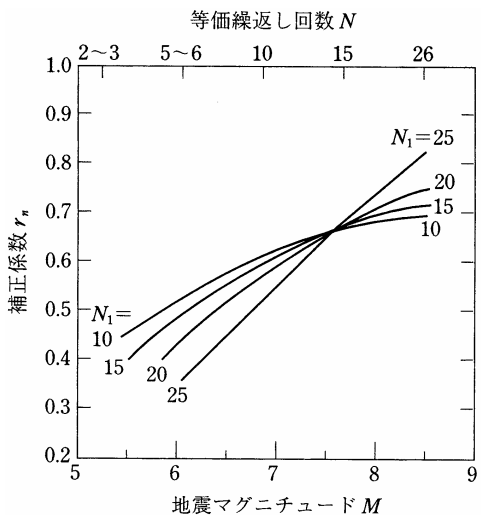


図4.5.3 補正 N 値、マグニチュード、繰返し回数と補正係数の関係^{4.5.3)}

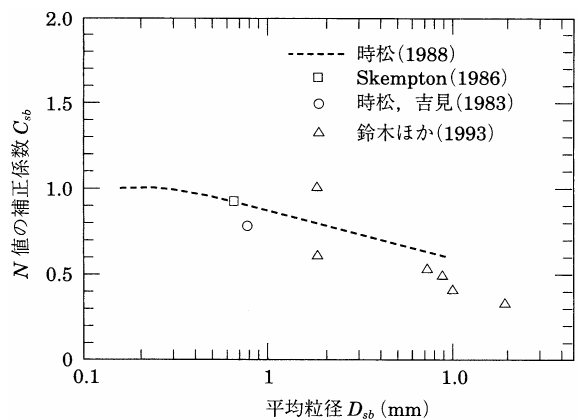


図4.5.4 砂礫地盤の N 値補正係数^{4.5.3)}

- (d) 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。

$$F_l = \frac{\tau_l / \sigma_z}{\tau_d / \sigma_z} \quad (4.5.6)$$

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

上記手順中、繰返しせん断応力比(τ_d / σ_z)の算定における地表面水平加速度値は、本来、地盤応答の結果であり、地盤特性に大きく影響を受ける。しかし、以下では、損傷限界検討用として $150 \sim 200 \text{ cm/s}^2$ 、終局限界検討用として 350 cm/s^2 程度を推奨する。 350 cm/s^2 は、1995年兵庫県南部地震などの際、液状化した地盤上で観測された最大値にほぼ対応している。より適切にせん断応力を求めたい場合、工学的基盤に対する入力地震動を最大速度やスペクトルで定義し、(1)応答解析を行ってせん断応力の深度分布を求める、(2)地表加速度を推定した後、上記(a)の方法によりせん断応力を求めるなどの方法をとることができる。なお、(4.5.1)式の γ_d の精度は、深度が深くなるほど悪くなる。このような事態が予想される場合も、応答解析を用いることが推奨される。これらの解析は等価線形解析でも許されるものと考えられる。この場合、求められた最大せん断応力比に(4.5.1)式の γ_n を乗じて(τ_d / σ_z)とし、以下指針の手順にしたがうことができる。また、計算された地震波形の有効繰返し回数と地盤密度を考慮して図4.5.3から γ_n を決定することも可能である。

N 値が大きくなりやすい礫質土に対しては、その平均粒径 D_{sb} により図4.5.4のような N 値補正係数 C_{sb} を暫定的に用いることができる。しかし、その信頼性に鑑み、大型貫入試験による推定法、S波速度を用いた推定法などにより総合的に検討することが望まれる。また、細粒土含有率が比較的高く、 N 値の信頼性が低いと考えられる土に対しては N 値を用いた推定法に頼らず、例えばコーン貫入試験を用いた推定法または不かく乱試料に対する室内試験法を用いて液状化抵抗を求めることが望ましい。

出典) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，pp. 61～65，2001年10月

建築基礎構造設計指針による
液状化の判定法

図

5.2.1

(3) 安全率(F_L 値)算定結果

マグニチュード $M=7.5$ ，地表面水平加速度 $\alpha_{\max}=150\text{cm/s}^2 \cdot 200\text{cm/s}^2 \cdot 350\text{cm/s}^2$ の条件における F_L 値算定結果を表-5.2.2 にまとめる。また，各ボーリング孔の深度ごとにおける算定の詳細について，表-5.2.3(1)～(4)に示す。

表-5.2.2 液状化判定結果

土層名	地表面水平 加速度 (α_{\max})	FL の 範 囲	検 討 試 料 数		
			$FL \leq 1$	$1 < FL$	対象外
Ds1	150 cm/s ²	1.365 ～ 6.105	0	27	2
	200 cm/s ²	1.024 ～ 4.579	0	27	2
	350 cm/s ²	0.585 ～ 2.617	15	12	2

① $\alpha_{\max}=150\text{cm/s}^2$

すべての検討試料にて $1 < F_L$ または判定対象外(細粒土含有率 35%以上)の結果となった。

② $\alpha_{\max}=200\text{cm/s}^2$

すべての検討試料にて $1 < F_L$ または判定対象外(細粒土含有率 35%以上)の結果となった。

③ $\alpha_{\max}=350\text{cm/s}^2$

約 51.7% (=15/29) の検討試料で“液状化発生の可能性あり”，残る 48.3% (=14/29) の検討試料で $1 < F_L$ または判定対象外(細粒土含有率 35%以上)の結果となった。

表-5.2.3(1) 液状化判定結果一覧表

(建築基礎構造設計指針準拠)

＜土層区分・単位体積重量＞

Bor. No 1

上限(m)	下限(m)	単位体積重量
0.00	5.85	13.1 (kN/m ³)
5.85	16.50	17.4
16.50	19.45	18.1

地下水位

GL- 5.85 m(洪積層第一砂質土(Ds1)の上端深度と仮定)

＜対象土層＞:Fc≤35% ただし、埋立あるいは盛土地盤ではFc≥35%でも
粘土分≤10%または塑性指数≤15の土層

地表面水平加速度値(α_{max}): 150 200 350 (cm/s²)

＜F_l 計算結果＞

マグニチュード = 7.5

せん断ひずみ = 5 %

土層名	計算条件					繰返しせん断応力比						液状化抵抗比				安全率		
	深度 GL-(m)	N値	細粒分 Fc(%)	粘土分 Cc(%)	塑性指数 Ip	土被圧(kPa)		γ d	τ d / σ z'			N1	Δ Nf	Na	τ _v / σ z'	F _l [α _{max} (cm/s ²)]		
						σ z	σ z'		150	200	350					150	200	350
Ds1	6.30	6.0	29.9	17.2	－	84.7	80.3	0.906	0.095	0.127	0.222	6.6	9.0	15.62	0.172	1.807	1.355	0.774
	7.31	10.3	23.0	5.9	－	102.3	88.0	0.890	0.103	0.137	0.240	10.9	8.3	19.17	0.220	2.133	1.600	0.914
	8.30	10.0	19.1	6.7	－	119.6	95.6	0.876	0.109	0.145	0.254	10.1	7.8	17.95	0.199	1.826	1.370	0.783
	9.30	8.7	16.4	5.0	－	137.0	103.2	0.861	0.114	0.152	0.265	8.5	7.3	15.76	0.173	1.523	1.142	0.653
	10.30	12.0	16.2	4.7	－	154.4	110.8	0.846	0.117	0.156	0.274	11.3	7.2	18.52	0.208	1.775	1.331	0.761
	11.30	11.0	15.0	5.4	－	171.9	118.5	0.831	0.120	0.160	0.280	10.0	7.0	17.00	0.187	1.556	1.167	0.667
	12.30	19.0	13.8	3.9	－	189.3	126.1	0.816	0.122	0.162	0.284	16.7	6.8	23.51	0.366	3.003	2.252	1.287
	13.30	13.0	15.6	5.2	－	206.8	133.8	0.801	0.123	0.164	0.287	11.1	7.1	18.25	0.204	1.654	1.240	0.709

表-5.2.3(2) 液状化判定結果一覧表

(建築基礎構造設計指針準拠)

＜土層区分・単位体積重量＞

Bor. No 2

上限(m)	下限(m)	単位体積重量	
0.00	3.20	13.1 (kN/m ³)	
3.20	4.10	13.1	地下水位
4.10	12.25	17.4	GL- 3.20 m(無水掘り水位と仮定)
12.25	15.75	18.1	

＜対象土層＞:Fc≤35% ただし、埋立あるいは盛土地盤ではFc≥35%でも
粘土分≤10%または塑性指数≤15の土層

地表面水平加速度値(α_{max}): 150 200 350 (cm/s²)

＜F_l 計算結果＞

マグニチュード = 7.5

せん断ひずみ = 5 %

土層名	計算条件					繰返しせん断応力比						液状化抵抗比				安全率		
	深度	N値	細粒分	粘土分	塑性指数	土被圧(kPa)		γ_d	τ_d / σ_z'			N1	ΔN_f	Na	τ_v / σ_z'	F _l [α_{max} (cm/s ²)]		
	GL-(m)		Fc(%)	Cc(%)	Ip	σ_z	σ_z'		150	200	350					150	200	350
Ds1	4.30	5.0	43.3	22.9	—	57.3	46.6	0.936	0.115	0.153	0.267	7.3	10.3	17.58	0.194	<対象外>	<対象外>	<対象外>
	5.30	8.0	16.7	3.0	—	74.8	54.2	0.921	0.126	0.168	0.295	10.8	7.3	18.10	0.201	1.593	1.195	0.683
	6.31	7.7	15.3	6.3	—	92.4	61.9	0.905	0.134	0.179	0.314	9.7	7.1	16.75	0.183	1.365	1.024	0.585
	8.30	14.0	14.5	2.8	—	127.1	77.1	0.876	0.144	0.191	0.335	15.8	6.9	22.68	0.325	2.266	1.699	0.971
	9.30	14.5	10.8	2.4	—	144.6	84.8	0.861	0.146	0.195	0.341	15.6	6.2	21.75	0.288	1.974	1.481	0.846
	10.30	17.0	12.9	3.8	—	162.0	92.4	0.846	0.147	0.197	0.344	17.5	6.6	24.09	0.399	2.706	2.030	1.160
	11.30	14.5	13.7	2.4	—	179.4	100.1	0.831	0.148	0.198	0.346	14.4	6.7	21.09	0.266	1.798	1.349	0.771

表-5.2.3(3) 液状化判定結果一覧表

(建築基礎構造設計指針準拠)

＜土層区分・単位体積重量＞

Bor. No 3

上限(m)	下限(m)	単位体積重量
0.00	5.70	13.1 (kN/m ³)
5.70	16.75	17.4
16.75	18.70	18.1

地下水位

GL- 5.70 m(洪積層第一砂質土(Ds1)の上端深度と仮定)

＜対象土層＞:Fc≤35% ただし、埋立あるいは盛土地盤ではFc≥35%でも
粘土分≤10%または塑性指数≤15の土層

地表面水平加速度値(α_{max}): 150 200 350 (cm/s²)

＜F_l 計算結果＞

マグニチュード = 7.5

せん断ひずみ = 5 %

土層名	計算条件					繰返しせん断応力比						液状化抵抗比				安全率		
	深度	N値	細粒分	粘土分	塑性指数	土被圧(kPa)		γ_d	τ_d / σ_z'			N ₁	ΔN_f	N _a	τ_v / σ_z'	F _l [α_{max} (cm/s ²)]		
	GL-(m)		Fc(%)	Cc(%)	I _p	σ_z	σ_z'		150	200	350					150	200	350
Ds1	6.30	4.0	22.8	7.6	—	85.3	79.4	0.906	0.097	0.129	0.226	4.4	8.3	12.72	0.149	1.536	1.152	0.658
	7.30	8.0	17.5	4.3	—	102.8	87.1	0.891	0.105	0.139	0.244	8.5	7.5	15.99	0.175	1.677	1.258	0.719
	8.30	11.0	12.3	4.1	—	120.2	94.7	0.876	0.111	0.147	0.258	11.2	6.5	17.65	0.195	1.763	1.322	0.755

表-5.2.3(4) 液状化判定結果一覧表

(建築基礎構造設計指針準拠)

＜土層区分・単位体積重量＞

Bor. No 4

上限(m)	下限(m)	単位体積重量
0.00	2.80	13.1 (kN/m ³)
2.80	15.75	17.4
15.75	19.60	18.1

地下水位

GL- 2.80 m(洪積層第一砂質土(Ds1)の上端深度と仮定)

＜対象土層＞:Fc≤35% ただし、埋立あるいは盛土地盤ではFc≥35%でも
粘土分≤10%または塑性指数≤15の土層

地表面水平加速度値(α_{max}): 150 200 350 (cm/s²)

＜F_l 計算結果＞

マグニチュード = 7.5

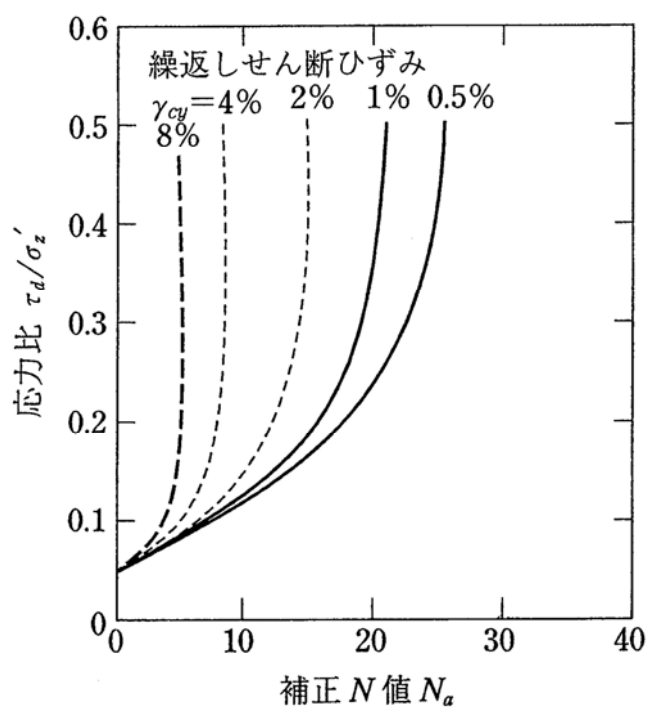
せん断ひずみ = 5 %

土層名	計算条件					繰返しせん断応力比						液状化抵抗比				安全率		
	深度 GL-(m)	N値	細粒分 Fc(%)	粘土分 Cc(%)	塑性指数 Ip	土被圧(kPa)		γ d	τ d/ σ z'			N1	ΔNf	Na	τ l / σ z'	F l [α max(cm/s²)]		
						σ z	σ z'		150	200	350					150	200	350
Ds1	3.30	9.0	18.3	6.4	－	45.5	40.6	0.951	0.106	0.141	0.247	14.0	7.7	21.64	0.284	2.684	2.013	1.150
	4.30	10.0	20.5	8.7	－	62.9	48.2	0.936	0.121	0.162	0.283	14.3	8.1	22.30	0.309	2.546	1.910	1.091
	5.30	13.0	38.7	19.2	－	80.4	55.9	0.921	0.132	0.176	0.307	17.2	9.9	27.09	0.663	<対象外>	<対象外>	<対象外>
	6.30	16.0	25.4	6.4	－	97.8	63.5	0.906	0.139	0.185	0.324	19.9	8.5	28.41	0.847	6.105	4.579	2.617
	7.30	17.0	22.8	7.1	－	115.3	71.2	0.891	0.143	0.191	0.335	19.9	8.3	28.23	0.818	5.703	4.277	2.444
	8.30	17.0	20.9	7.8	－	132.7	78.8	0.876	0.147	0.196	0.342	19.0	8.1	27.05	0.658	4.489	3.367	1.924
	9.30	18.0	23.1	7.5	－	150.2	86.5	0.861	0.149	0.198	0.347	19.2	8.3	27.47	0.712	4.786	3.590	2.051
	10.30	17.0	21.8	8.2	－	167.6	94.1	0.846	0.150	0.200	0.350	17.3	8.2	25.53	0.504	3.366	2.525	1.443
	11.30	18.0	14.2	3.7	－	185.0	101.7	0.831	0.150	0.200	0.351	17.7	6.8	24.51	0.426	2.836	2.127	1.215
	12.30	19.0	14.5	2.7	－	202.5	109.4	0.816	0.150	0.200	0.350	18.0	6.9	24.88	0.453	3.016	2.262	1.293
	13.30	19.0	14.9	0.0	－	219.9	117.0	0.801	0.150	0.200	0.349	17.4	7.0	24.37	0.417	2.786	2.089	1.194

(4) Dcy による液状化の程度の判定

ここでは、液状化発生の可能性がある土層における地表変位(地盤変形量:Dcy)を算定する。液状化に伴う地表変位Dcy(沈下量S)は日本建築学会『建築基礎構造設計指針』p. 66 に記載の下記の方法により、算定地点は $F_L < 1$ が得られた Bor. No. 1~3 とした。

- ① 図-5.2.2 から N_a , τ_d/σ'_z に対応する各層の繰返しせん断ひずみ γ_{cy} を推定
- ② 地表変位(地盤変形量)を Dcy とし、液状化程度の指標とする(沈下量 S を求める場合、図-5.2.2 の γ_{cy} を体積ひずみ ε_v に読み替える)
- ③ 液状化の程度は Dcy の値により表-5.2.4 のように評価する



(日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p. 66，2001. 10.)

図-5.2.2 補正 N 値と繰返しせん断ひずみの関係

表-5.2.4 Dcy と液状化の程度の関係

Dcy(cm)	液状化の程度
0	なし
~5	軽微
5~10	小
10~20	中
20~40	大
40~	甚大

(日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p. 66，2001. 10.)

算定した Dcy と前掲の表-5.2.4 を照合した結果を，表-5.2.5 に整理する。また，表-5.2.6(1)～(3)に各ボーリング孔における算定の詳細を示す。

表-5.2.5 地表変位(Dcy)算定と液状化の程度判定結果一覧表

Bor.No.		1	2	3
Dcy (cm)	150 cm/s2	0.00	0.00	0.00
	200 cm/s2	0.00	0.00	0.00
	350 cm/s2	7.13	5.80	5.90
液状化の 程度	150 cm/s2	なし	なし	なし
	200 cm/s2	なし	なし	なし
	350 cm/s2	小	小	小

表-5.2.6(1) 地表変位(Dcy)算定と液状化の程度判定結果: Bor. No. 1

[illegible]

α_{max} : 地表面水平加速度
 τ_d / σ_z : 繰返しせん断応力比
 γ_{cy} : 繰返しせん断ひずみ
 ε_v : 体積ひずみ
 D_{cy} : 地表変位

表-5.2.6(2) 地表変位(Dcy)算定と液状化の程度判定結果：Bor. No. 2

[illegible]

α_{\max} : 地表面水平加速度
 τ_d / σ_z : 繰返しせん断応力比
 γ_{cy} : 繰返しせん断ひずみ
 ε_v : 体積ひずみ
 D_{cy} : 地表変位

表-5.2.6(3) 地表変位(Dcy)算定と液状化の程度判定結果：Bor. No. 3

判定深度 (m)	層厚 (m)	補正N値 Na	$\alpha \max 150 \text{ cm/s}^2$			$\alpha \max 200 \text{ cm/s}^2$			$\alpha \max 350 \text{ cm/s}^2$		
			τ_d / σ'_z	γ_{cy}, ϵ_v (%)	D _{cy} (cm)	τ_d / σ'_z	γ_{cy}, ϵ_v (%)	D _{cy} (cm)	τ_d / σ'_z	γ_{cy}, ϵ_v (%)	D _{cy} (cm)
6.30	1.30	12.7	0.10	0.0	0.00	0.13	0.0	0.00	0.23	2.0	2.60
7.30	1.00	16.0	0.10	0.0	0.00	0.14	0.0	0.00	0.24	1.3	1.30
8.30	2.00	17.6	0.11	0.0	0.00	0.15	0.0	0.00	0.26	1.0	2.00
合　計			/	/	0.00	/	/	0.00	/	/	5.90
液状化の程度			なし			なし			小		

α_{\max} : 地表面水平加速度
 τ_d / σ_z : 繰返しせん断応力比
 γ_{cy} : 繰返しせん断ひずみ
 ε_v : 体積ひずみ
 D_{cy} : 地表変位

(5) P_L 値による液状化の危険度の判定

ここでは F_L 値算定結果を踏まえ、液状化の危険度について P_L 値による判定を試みる。 P_L 値の算定式を、下記に示す。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) w(z) dz$$

P_L : 液状化による影響度を示す指標

F_L : 液状化に対する安全率

z : 地表面からの深さ (m)

$w(z)$: 深さに対する重み係数 $w(z) = 10 - 0.5z$

過去の被害事例による P_L 値と液状化の危険度との関係を表-5.2.7 に示す。基本的には、 P_L 値が 5 以下であると液状化の危険度は低いとされている。

表-5.2.7 P_L 値と液状化の危険度の関係

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え 15 以下	高い
15 を超える	極めて高い

(建築物の構造関係技術基準解説書, p. 440, 2007)

算定した P_L 値と前掲の表-5.2.7 を照合した結果を、表-5.2.8 に整理する。また、表-5.2.9(1)～(3)に各ボーリング孔における算定の詳細を示す。

表-5.2.8 P_L 値算定と液状化の危険度判定結果一覧表

Bor. No.		1	2	3
P_L 値	150 cm/s ²	0.00	0.00	0.00
	200 cm/s ²	0.00	0.00	0.00
	350 cm/s ²	8.79	8.92	7.69
液状化の 程度	150 cm/s ²	かなり低い	かなり低い	かなり低い
	200 cm/s ²	かなり低い	かなり低い	かなり低い
	350 cm/s ²	高い	高い	高い

表-5.2.9(1) PL値算定と液状化による影響判定結果：Bor. No. 1

[illegible] α_{may} : 地表面水平加速度
$$W(z): 10 - 0.5z$$
$$W(z) = 10^{-0.5z}$$

z : 深さ (判定深度)

$$F: 1-F_1 \quad (\text{ただし, } F_1 \geq 1 \text{ のときは } F=0)$$
$$P_1 \text{ 值: } F \times W(z) \times \text{層厚}$$

表-5.2.9(2) PL値算定と液状化による影響判定結果 : Bor. No. 2

判定深度 (m)	層厚 (m)	W(z)	レベル1地震動						レベル2地震動		
			$\alpha_{max} 150 \text{ cm/s}^2$			$\alpha_{max} 200 \text{ cm/s}^2$			$\alpha_{max} 350 \text{ cm/s}^2$		
			F _L 値	F	P _L 値	F _L 値	F	P _L 値	F _L 値	F	P _L 値
4.30	0.90	7.85	<対象外>	0.00	0.00	<対象外>	0.00	0.00	<対象外>	0.00	0.00
5.30	1.00	7.35	1.593	0.00	0.00	1.195	0.00	0.00	0.683	0.32	2.33
6.31	1.50	6.85	1.365	0.00	0.00	1.024	0.00	0.00	0.585	0.41	4.26
8.30	1.50	5.85	2.266	0.00	0.00	1.699	0.00	0.00	0.971	0.03	0.25
9.30	1.00	5.35	1.974	0.00	0.00	1.481	0.00	0.00	0.846	0.15	0.82
10.30	1.00	4.85	2.706	0.00	0.00	2.030	0.00	0.00	1.160	0.00	0.00
11.30	1.25	4.35	1.798	0.00	0.00	1.349	0.00	0.00	0.771	0.23	1.25
合 計					0.00			0.00			8.92
液状化による影響			かなり低い			かなり低い			高い		

α_{max} : 地表面水平加速度
W(z): $10-0.5z$
z: 深さ (判定深度)
F: $1-F_L$ (ただし, $F_L \geq 1$ のときは $F=0$)
P_L値: $F \times W(z) \times \text{層厚}$

表-5.2.9(3) PL値算定と液状化による影響判定結果 : Bor. No. 3

判定深度 (m)	層厚 (m)	W(z)	レベル1地震動						レベル2地震動		
			$\alpha_{max} 150 \text{ cm/s}^2$			$\alpha_{max} 200 \text{ cm/s}^2$			$\alpha_{max} 350 \text{ cm/s}^2$		
			F _L 値	F	P _L 値	F _L 値	F	P _L 値	F _L 値	F	P _L 値
6.30	1.30	6.85	1.536	0.00	0.00	1.152	0.00	0.00	0.658	0.34	3.04
7.30	1.00	6.35	1.677	0.00	0.00	1.258	0.00	0.00	0.719	0.28	1.79
8.30	2.00	5.85	1.763	0.00	0.00	1.322	0.00	0.00	0.755	0.24	2.86
合 計					0.00			0.00			7.69
液状化による影響			かなり低い			かなり低い			高い		

α_{max} : 地表面水平加速度
W(z): $10-0.5z$
z: 深さ (判定深度)
F: $1-F_L$ (ただし, $F_L \geq 1$ のときは $F=0$)
P_L値: $F \times W(z) \times \text{層厚}$

§ 6. 支持地盤および基礎形式の選定

調査地には、習志野市新庁舎の建築物が計画されている。ここでは、社団法人 日本建築学会（2001）「建築基礎構造設計指針」に記された以下の設計指針に基づいて、支持地盤および基礎形式を選定する。また、図-6.1に支持地盤と基礎形式の関係および基礎形式ごとの検討事項を示す。

【支持地盤および基礎形式の選定】

1. 支持地盤や基礎の選定にあたっては、要求性能を満足する組み合わせを抽出し、その構造性能のほか、施工性や経済性等に関する比較検討を行ったうえで、最も合理的な基礎形式を選定する。
 - (1) 建物の要求性能を満たす（鉛直・水平）支持性能と沈下・変形性能が確保できること
 - (2) 施工性で優れ、施工品質に対する信頼性が高いこと
 - (3) 敷地周辺への環境保全上の影響が少ないこと
 - (4) そのうえで経済性に優れている
2. 基礎の選定にあたっては、敷地周辺に及ぼす影響を十分に考慮する。また、将来隣接地で新しい建物の基礎工事が行われるのを予想し、それによって与えられる影響のこともあらかじめ考慮に入れておくことが望ましい。

社団法人 日本建築学会（2001 年）「建築基礎構造設計指針」

基礎を「良好な支持地盤」に支持させることは重要であるが、支持地盤よりも上位の地層や軟弱層に支持させた方が、合理的な場合（支持地盤までの深さが非常に深く基礎の施工が技術的に困難または確実性に乏しい場合、支持地盤に支持させるための基礎構造費が上部構造の建築費より不当に高額な場合など）がある。したがって、分布する地層の土質工学的特性と上部構造の特性を把握し、上部構造にみあった合理的な支持地盤を選定する必要がある。

「良好な支持地盤」とは、構造物の重要度や基礎に作用する荷重の大きさなどにより異なるため一律には定められないが、一般には砂質土：N値 ≥ 30 、粘性土：N値 ≥ 20 の地盤は良好な支持地盤とされている。今回調査で確認した地層のうち、この目安に概ね該当する土層は洪積層第三砂質土(Ds3)・第六砂質土(Ds6)・第七砂質土(Ds7)である(図-6.2「支持地盤選定図」参照)。以下に、各支持地盤の適用性について記す。なお、本調査では確認されていないが、支持地盤面に大きな傾斜や凸凹が存在する可能性がある

ことから、杭長の決定には注意が必要である。

(1) 洪積層第三砂質土：Ds3

層厚が 2.00m と薄い箇所があること、直下に N 値 30 未満を含む洪積層第四砂質土 (Ds4) が堆積していることから、その採用には慎重な検討 (杭長の決定や先端 N 値の低減など) が必要である。

(2) 洪積層第六砂質土：Ds6

直下に N 値 20 未満を含む洪積層粘性土 (Dc) が堆積しているものの、本層の層厚が 5.45～8.00m と厚いこと、洪積層粘性土 (Dc) の強度 (一軸圧縮強さ: $q_u = 1204.5 \text{ kN/m}^2$, 粘着力: $c = 543.1 \text{ kN/m}^2$) および圧密降伏応力 ($P_c = 4083.7 \text{ kN/m}^2$) が大きいことから、その採用に問題は少ないと判断される。

(3) 洪積層第七砂質土：Ds7

確認された層厚が 11.92～16.52m と厚いこと、N 値低下部は認められるものの砂質土では N 値 ≥ 30 、粘性土では N 値 ≥ 20 を示すことから、その採用に問題はないと判断される。

したがって、計画建築物の規模や重要度を勘案すると、洪積層第六砂質土層 (Ds6) を支持地盤とした杭基礎の採用が最も確実と考える。ただし、調査地に分布している盛土層 (B) より下位の土層は洪積層で、施工方法によっては大きな周面摩擦力を期待できることから、洪積層第六砂質土層 (Ds6) より上位の洪積層を支持地盤とした杭基礎の方が経済性に勝ることも考えられる。なお、不等沈下が生じる可能性を小さくするために、支持地盤は同一層を選定することが望ましい。

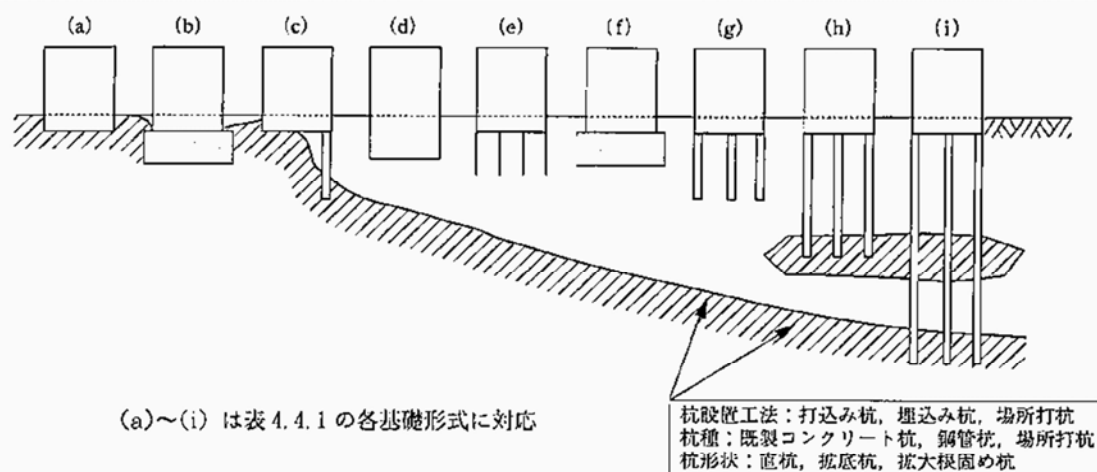


図 4.4.1 支持地盤の深度と適用可能な基礎形式

表 4.4.1 基礎形式ごとの検討事項・チェック事項一覧

基礎形式	基礎部材	検 討 事 項	本文該当節
(a) 直接基礎	基礎スラブ／べた基礎・布基礎・独立基礎等	地盤の鉛直支持力，滑動抵抗力，浮上がり抵抗力 即時沈下，圧密沈下 凍結震度，地下水位	5 章
(b) 直接基礎＋地盤改良工法（ラッフルコンクリート地盤を含む）	同上＋改良体，改良地盤	改良地盤の鉛直（水平）支持力，改良地盤の滑動抵抗力，支持地盤の鉛直支持力 即時沈下，圧密沈下 改良体の設計基準強度，発生（圧縮・せん断）応力度	4.8 5.5 9.4
(c) 併用基礎（異種基礎）	基礎スラブ，改良体，改良地盤，杭基礎（摩擦杭，中間支持層への支持杭，支持杭）	直接基礎，地盤改良工法，杭基礎の該当欄のほか，傾斜地盤の鉛直支持力，境界部応力，基礎のねじれ	7.2
(d) フローティング基礎	基礎スラブ	直接基礎の項のほか，排土重量，地中応力など	
(e) 併用基礎（パイルドラフト基礎）	べた基礎，摩擦杭	同上＋平均鉛直ばね定数，ラフトの相対剛性	7.3
(f) 直接基礎＋地盤改良工法	同上＋改良体，改良地盤	(b) 直接基礎＋地盤改良工法の検討事項＋層状地盤の鉛直支持力	4.8 5.5 9.4
(g) 杭基礎（摩擦杭）	パイルキャップ，杭頭接合部各種の杭種，杭工法	杭の鉛直支持力，引抜き抵抗力，水平抵抗力 群杭効率，負の摩擦力，地盤変位を考慮した耐震設計，液状化地盤の水平抵抗，傾斜地盤の鉛直支持力・水平抵抗力	6 章
(h) 杭基礎（中間支持層への支持杭）	同上	杭基礎の即時沈下，圧密沈下，基礎の変形角・傾斜角 杭体（圧縮，曲げ，せん断）耐力，杭頭接合部耐力	
(i) 杭基礎（支持杭）	同上		

【出典】日本建築学会（2001 年）「建築基礎構造設計指針」

図-6.1 支持地盤と基礎形式の関係および基礎形式ごとの検討事項

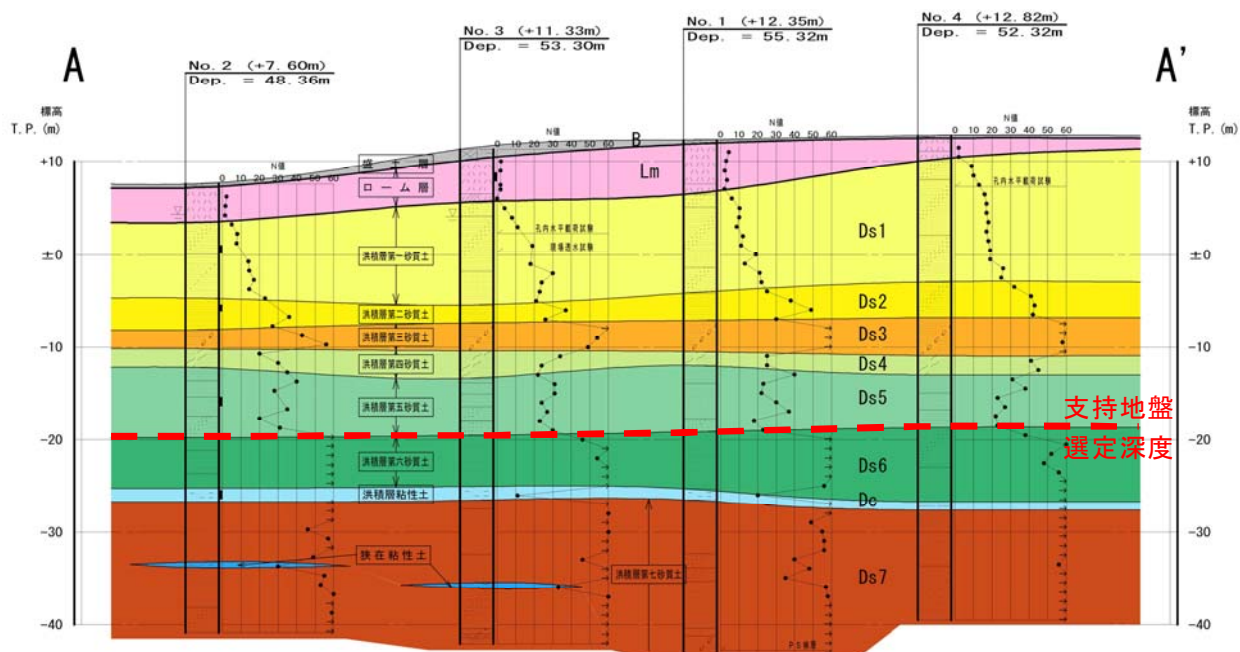


図-6.2 支持地盤選定図