

第 50320520 号

# 新学校給食センター地質調査業務委託

(福島県福島市飯坂町平野字扇田 外地内)

## 報 告 書

令和 4 年 3 月

福 島 市  
株 式 会 社 協 和 地 質

# まえがき

本報告書は、福島市の発注により、株式会社協和地質が実施した「第 50320520 号 新学校給食センター地質調査業務委託」の調査結果についてとりまとめたものです。

本調査は、福島県福島市飯坂町平野字扇田地内の新学校給食センターの建設計画箇所において、対象箇所の地盤状況を把握する目的で機械ボーリングおよび各種試験等を実施したものです。

ここに調査の結果で明らかになった内容について、ご報告申し上げます。

令和 4 年 3 月  
株式会社協和地質

# 目 次

1. 調査概要	( 1)
・ 調査数量表	( 2)
・ 調査位置案内図 (1:25,000)	( 3)
・ 調査位置平面図 (1:1,000)	( 4)
2. 地形および地質概要	( 5)
2.1 地形概要	( 5)
2.2 地質概要	( 5)
・ 調査地付近地質図 (1:50,000)	( 6)
3. 調査結果	( 7)
3.1 ボーリング概要	( 7)
3.2 ボーリング結果	( 8)
3.3 地下水状況	( 9)
3.4 地質断面図	( 10)
・ 柱状断面図 (S=1:100)	( 10)
3.5 標準貫入試験結果	( 11)
3.6 孔内水平載荷試験結果	( 13)
3.7 室内土質試験結果	( 15)
4. 総合解析とりまとめ	( 18)
4.1 調査地周辺の地形・地質の検討	( 18)
4.2 土質定数の提案	( 23)
4.3 液状化について	( 31)
4.4 基礎工の検討	( 41)
4.5 設計・施工に関する留意点	( 45)
《添付資料》	
・ 調査方法	(巻末)
・ ボーリング柱状図およびコア写真	(巻末)
・ 孔内水平載荷試験結果	(巻末)
・ 室内土質試験結果一覧表	(巻末)
・ 現場、試験記録写真	(巻末)

# 1. 調査概要

①業務名： 第 50320520 号

新学校給食センター地質調査業務委託

②履行場所： 福島県福島市飯坂町平野字扇田 地内

③業務内容： 表 1.1 に調査数量表を示す。

・機械ボーリング(オールコア) -----	計 1 箇所
調査深度 (φ 66mm) -----	計 19.0m
・機械ボーリング(ノンコア) -----	計 1 箇所
調査深度 (φ 66mm) -----	計 5.6m
・標準貫入試験 -----	計 19 回
・孔内水平載荷試験 -----	計 1 回
・室内土質試験	
土粒子の密度試験 -----	計 1 試料
土の含水比試験 -----	計 1 試料
土の粒度試験(1) -----	計 1 試料
土の粒度試験(2) -----	計 2 試料
液性限界試験 -----	計 1 試料
塑性限界試験 -----	計 1 試料
・解析等調査業務 -----	一式

④工期： 着工年月日 令和 4 年 1 月 11 日

竣工年月日 令和 4 年 3 月 31 日

⑤発注者： 福島市 都市政策部交通政策課

監督員：副技査 岸波 哲

⑥受注者： 株式会社協和地質 (TEL 024-555-2600)

住所：福島県福島市南矢野目字中屋敷 51-1

I S O 9001:2015(認証番号M S A-Q S-4635)

主任技術者：蓮沼清史(技術士(建設・応用理学))

担当技術者：藤原雅人

試錐担当者：大内勇人(地質調査技師)

表1.1 調査数量表

上段変更数量 (黒字) / 下段実施数量 (赤字)

孔番	掘削 (φ66mm) オールコア				掘削 (φ66mm) ノンコア				標準貫入試験				現場内試験
	粘土・シルト	砂・砂質土	礫混じり土砂	合計	粘土・シルト	砂・砂質土	礫混じり土砂	合計	粘土・シルト	砂・砂質土	礫混じり土砂	合計	孔内水平載荷試験 (普通載荷)
R3. B-1	2.0	3.3	13.7	19.0	1.2		4.4	5.6	1	2	16	19	1
	2.0	3.3	13.7	19.0	1.2		4.4	5.6	1	2	16	19	1
変更合計	2.0	3.3	13.7	19.0	1.2		4.4	5.6	1	2	16	19	1
実施合計	2.0	3.3	13.7	19.0	1.2		4.4	5.6	1	2	16	19	1

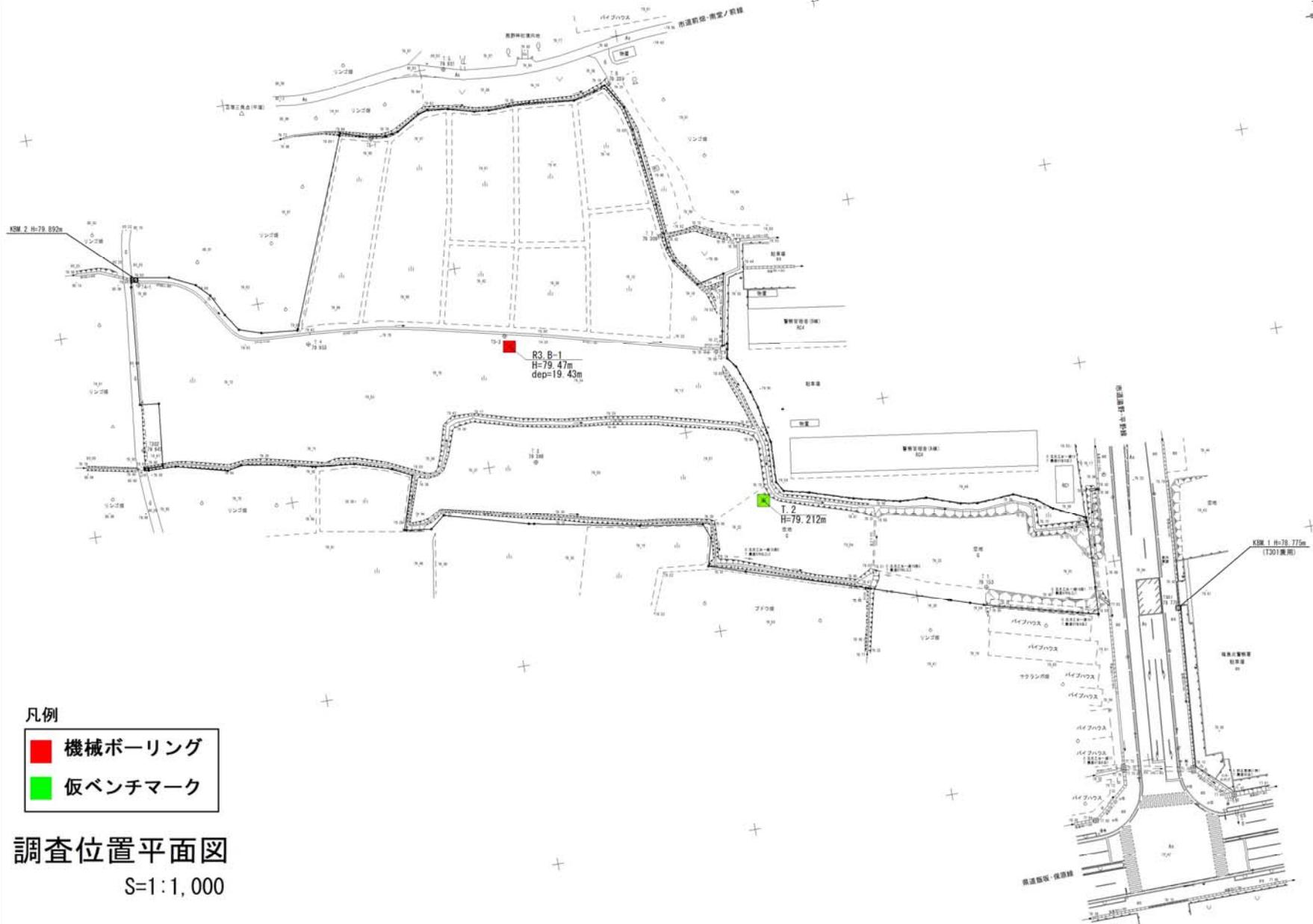
孔番	機械器具等運搬 (2t積2.9t吊) (日)	特装運搬車 (100m以内)	足場仮設	給水費 (ポンプ運転) 20m~150m	調査孔閉塞
			平坦地足場 高さ0.3m以下		
R3. B-1	2.0	1.3	1.0	1.0	1.0
	2.0	1.3	1.0	1.0	1.0
変更合計	2.0	1.3	1.0	1.0	1.0
実施合計	2.0	1.3	1.0	1.0	1.0

番号	室内土質試験					
	密度試験	含水比試験	粒度試験(1)	粒度試験(2)	液性限界試験	塑性限界試験
R3. B-1	1	1	1	2	1	1
	1	1	1	2	1	1
変更合計	1	1	1	2	1	1
実施合計	1	1	1	2	1	1

その他	変更	実施
既存資料の収集・ 現地調査	1.0	1.0
資料整理 とりまとめ	1.0	1.0
断面図等の作成	1.0	1.0
総合解析とりまとめ (0~3種)	1.0	1.0
準備及び跡片付け	1.0	1.0
打合せ(3回)	1.0	1.0

# 調査位置案内図(1:25,000)





凡例

- 機械ボーリング
- 仮ベンチマーク

### 調査位置平面図

S=1:1,000

## 2. 地形および地質概要

### 2.1 地形概要

福島盆地は、北東から南西に細長くのびる盆地で、摺上川付近で中くびれがあり、南部と北部に分けられ、調査地は南部域に位置している。

盆地の西側には標高 1,700～2,000m級の吾妻火山群が位置し、その南には安達太良火山群が連なってそびえている。

盆地南側の盆地縁には、標高 100～200m前後の松川丘陵地が南に向かって次第に標高を増しながら二本松丘陵へと連なっている。

盆地東側には、準平原化された阿武隈山地（標高 500～700m）が南北方向に伸び、阿武隈山地西縁部には起伏量 100m未満のなだらかな小浜丘陵地形が分布し、西側の火山地形と対照的である。

福島盆地は鮮新世末から始まった造盆地構造運動で、高さを増し始めた脊梁山脈に対し、阿武隈川低地帯は沈降運動を始めて低地帯の盆地が形成された。

本調査地は、北の八反田川と南の松川に挟まれた箇所にある。この付近の地形は調査地の東方、盆地の東縁を南から北に流れる阿武隈川に向かって、阿武隈川の支流が流下する方向（おおよそ西→東）に地形面が緩く傾斜している。その河川間では数段の段丘地形や自然堤防、旧河道などの微地形がみられる。

### 2.2 地質概要

福島盆地東側には、阿武隈山地に広く分布している古生代末に結晶片岩類に貫入した古期花崗岩と呼ばれる黒雲母花崗岩類が分布しており、この花崗岩類は盆地の基盤岩をなしている。

本調査地付近は、盆地を埋めた未固結堆積土砂が厚く分布しており、その未固結堆積土砂の上位は、福島Ⅱ層に相当する更新世の地層が主体となっている。福島Ⅱ層は粘土、シルト、砂、砂礫、腐植土などが互層状に堆積している。なお、福島Ⅱ層面は、各所で河川によって開析され、谷幅の狭い谷底が形成され、軟質な粘性土～砂質土を主体とした堆積物が薄く分布する。

今回のボーリングでは、盛土以深に、第四紀完新世の粘性土が薄く分布し、更に以深には第四紀更新世の福島Ⅱ層である粘性土～砂質土～砂礫が互層状に分布しているのが確認された。

調査地付近地質図 (縮尺 1 : 50,000)

「土地分類基本調査 福島」国土調査 福島県 1982 一部抜粋加筆

凡例 Legend

<p>砂 礫 Sand and gravel</p> <p>砂・泥・泥炭 Sand・mud・peat</p> <p>礫・砂・泥(1) Gravel・sand・mud(1)</p> <p>礫・砂・泥(2) Gravel・sand・mud(2)</p> <p>礫・砂・泥・泥炭(1) Gravel・sand・mud・peat(1)</p> <p>礫・砂・泥・泥炭(2) Gravel・sand・mud・peat(2)</p> <p>砂・泥・泥炭 Sand・mud・peat</p> <p>砕石物 Clastic materials</p> <p>礫・砂・泥・泥炭(3) Gravel・sand・mud・peat(3)</p> <p>礫・砂・泥・粘石質凝灰岩 Gravel・sand・mud・pumiceous tuff</p> <p>ガラス質凝灰岩・凝灰質凝灰岩・泥岩 Glassy tuff・tuffaceous sandstone・mudstone</p> <p>凝灰質凝灰岩・頁岩・凝灰岩 Tuffaceous sandstone・shale・tuff</p> <p>凝灰質凝灰岩・シルト岩・粘石質凝灰岩・凝石 Tuffaceous sandstone・siltstone・pumiceous tuff・conglomerate</p> <p>凝石質凝灰岩・凝石質凝灰岩・粘石質凝灰岩 Conglomeratic tuff・tuffaceous sandstone・pumiceous tuff</p> <p>粘石質凝灰岩・凝石質凝灰岩・凝灰質凝灰岩・砂岩 Pumiceous tuff・fine tuff・tuffaceous shale sandstone</p> <p>大山礫凝灰岩・黒色シルト岩・砂岩 Lapilly tuff・black siltstone・sandstone</p> <p>黒色頁岩・シルト岩・砂岩・凝灰岩・凝灰角礫岩 Black shale・siltstone・sandstone・tuff・tuff breccia</p> <p>黒色頁岩・シルト岩・凝灰岩 Black shale・siltstone・tuff</p> <p>凝石・砂岩 Conglomerate・sandstone</p> <p>黒色頁岩・シルト岩・凝石質凝灰岩・凝灰岩 Black shale・siltstone・fine sandstone・tuff</p>	<p>河川床および氾濫原堆積物 River floor and flood plain deposits</p> <p>沼澤堆積物 Swamp deposits</p> <p>更新世の低段段丘堆積物 Holocene lower terrace deposits</p> <p>福島 I 層 Fukushima I Formation</p> <p>福島 II 層 Fukushima II Formation</p> <p>津田層・福島 II 層 Tsuda Formation・Fukushima II Formation</p> <p>田中層・松原層・小宮層 Tanaka F.・Sakurada F.・Ogurui Formation</p> <p>水沢層 Mizusawa Formation</p> <p>新近世堆積物 Cenozoic deposits</p> <p>高田層 Takada Formation</p> <p>清水町層 Shimizu-machi Formation</p> <p>赤川層 Akagawa Formation</p> <p>天王寺層 Ten-noji Formation</p> <p>飯谷層 Ihaya Formation</p> <p>沼平層 Nashibira Formation</p> <p>飯坂層 Iizaka Formation</p> <p>森沢層 Kori Formation</p> <p>釜沢層 Kanzawa Formation</p> <p>松川層 Matsukawa Formation</p> <p>イラビ conglomerate member 土庫峠層 Tsuchiura Formation</p>	<p>第四紀 Quaternary</p> <p>更新世 Holocene and Pleistocene</p> <p>中世 Miocene</p> <p>新第三紀 Neogene</p> <p>白垩紀 Cretaceous</p> <p>中生代 Mesozoic</p> <p>前第三紀 Pre-Tertiary</p>
<p>火山砕屑物(1) Pyroclastic material (1)</p> <p>火山砕屑物(2) (火山岩塊・火山岩塊・スフィア・砕石) Pyroclastic material (2) (volcanic block・scoria・lava)</p> <p>安山岩質凝灰岩(1) (塊状凝灰岩・アア凝灰岩・黒角岩) Andesitic rocks (1) (block lava・a lava・agglomerate)</p> <p>火山砕屑物(3) (火山砕屑物堆積物) Pyroclastic material (3) (pyroclastic flow deposits)</p> <p>安山岩質凝灰岩(2) (凝石・黒角岩・凝灰角礫岩) Andesitic rocks (2) (lava・agglomerate・tuff breccia)</p> <p>火山砕屑物(4) (火山砕屑物堆積物) Pyroclastic material (4) (pyroclastic flow deposits)</p> <p>安山岩質凝灰岩(3) (凝石・火山角礫岩) Andesitic rocks (3) (lava・volcanic breccia)</p> <p>石炭山岩質凝灰岩 Dacitic tuff</p> <p>凝灰角礫岩・火山角礫岩・凝石 Tuff breccia・volcanic breccia・lava</p> <p>流紋岩質凝灰岩 Rhyolitic rocks</p> <p>安山岩 Andesite</p> <p>花崗岩質凝灰岩 Granitic rocks</p> <p>結晶片岩 Crystalline schists</p>	<p>沖土平火山砕屑物 Jodohira pyroclastic material</p> <p>吾妻小富士・鶴岡火山砕屑物堆積物 Aizumakofuji・Okama pyroclastic cone deposits</p> <p>吾妻小富士噴岩 Aizumakofuji lava</p> <p>吾妻火山・安達太夫火山新期 Younger-Older pyroclastic flow deposits of Aizuma and Adatara volcanoes</p> <p>吾妻火山砕屑物堆積物 前一期 1-III Aizuma volcanic flow deposits 1-3</p> <p>吾妻山 1-2 期噴岩 1 Aizumayama 1-2 lava flow 1</p> <p>基礎層 3, 2, 1 及び吾妻山 2 凝灰岩 Basemental lavas of Aizuma volcano group</p> <p>沖土平火山砕屑物堆積物 Fushingami pyroclastic flow deposits</p> <p>中作山火山砕屑岩 Nakasakiyama pyroclastic rocks</p> <p>木地小屋層 Kijigoya Formation</p> <p>雲山層 Ryuzo Formation</p> <p>貫入岩・輝岩 Intrusive rocks・lava</p> <p>貫入岩 Intrusive rock</p> <p>角閃石黒雲母花崗閃緑岩 Hornblende-biotite-granodiorite・fine grained biotite gneiss</p> <p>緑色片岩・黒雲母片岩 Green schist・biotite schist・two mica quartz schist・muscovite-quartz schist</p>	<p>第四紀 Quaternary</p> <p>更新世 Holocene and Pleistocene</p> <p>白垩紀 Cretaceous</p> <p>中生代 Mesozoic</p> <p>前第三紀 Pre-Tertiary</p>

昭和五十六年調査



### 3. 調査結果

#### 3.1 ボーリング概要

調査ボーリングは、以下の表 3.1.1 の通り実施している。

表 3.1.1 ボーリング箇所 の 諸元

孔番	地盤標高	調査深度
R3. B-1	H=79.47m	Dep=19.43m

以下には、実施したボーリングについてまとめる。

今回のボーリングで確認された地質状況は、地表部に**盛土 (Bn)**が分布し、その下位には第四紀完新世の低位段丘堆積物である**有機質シルト 1 (Ao)**が分布している。さらに下位に第四紀更新世の福島Ⅱ層である**有機質シルト 2 (Do)**、**粘性土 (Dc)**、**砂質土 (Ds)**、**砂礫 1, 2 (Dg1, 2)**の分布が確認された。

表 3.1.2 地質状況等の一覧表

時代	地層区分		記号	測定N値	設計N値
現世	地表部	盛土	Bn	—	—
第四紀完新世	低位段丘堆積物	有機質シルト1	Ao	—	—
第四紀更新世	福島Ⅱ層	砂礫1	Dg1	11~34	18
		有機質シルト2	Do	—	—
		粘性土	Dc	(9)	9
		砂質土	Ds	6~(27)	10
		砂礫2	Dg2	39~68	45

注: () 内の値は10cmの打撃回数を3倍した値である。

### 3.2 ボーリング結果

#### (1) R3.B-1 のボーリング結果

標 高：H=79.47m 掘進長：GL-19.43m

孔内水位：GL-0.32m(無水掘削時に確認)

分布深度	分布地質	記事
0.00～0.70m	盛土 (Bn)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・シルトを主体とする。</li> <li>・上部は山砂および草根が混入する。</li> <li>・含水は多い状態である。</li> <li>・層厚が薄く、N値は測定されていない。</li> </ul>
0.70～1.20m	有機質シルト 1 (Ao)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・有機物が多量に混入する。</li> <li>・コアは指圧で容易に貫入する。</li> <li>・含水は多い状態である。</li> <li>・層厚が薄く、N値は測定されていない。</li> </ul>
1.20～6.40m 6.60～8.40m	砂礫 1 (Dg1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・径 10～40mm 程度の亜円～亜角礫を主体とする。</li> <li>・最大礫径は 60mm 程度である。</li> <li>・礫間の中～粗砂で構成される。</li> <li>・上部に若干シルトが混入する。</li> <li>・孔壁の崩壊が著しい。</li> <li>・含水は多い状態である。</li> <li>・N値はN=11～34 の範囲で 8 回測定され、締まりの程度は「中位～密な」状態である。</li> </ul>
6.40～6.60m	有機質シルト 2 (Do)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・腐植物が混入する。</li> <li>・含水は多い状態である。</li> <li>・層厚が薄く、N値は測定されていない。</li> </ul>
12.70～13.30m	粘性土 (Dc)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・シルトを主体とする。</li> <li>・コアは指圧の中位程度の力で貫入する。</li> <li>・含水は中位の状態である。</li> <li>・N値はN=9 が測定され、粘性土としては「固い」状態である。</li> </ul>
8.40～11.20m 12.50～12.70m 13.30～13.60m	砂質土 (Ds)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・シルト質砂～礫混じり砂～シルト混じり砂からなる。</li> <li>・細砂を主体とする。</li> <li>・径 5～20mm 程度の亜角礫が混入する。</li> <li>・シルトが混入する。</li> <li>・含水は中位～多い状態である。</li> <li>・N値はN=6～27 が測定され、締まりの程度は「緩い～中位」の状態である。</li> </ul>
11.20～12.50m 13.60～19.43m	砂礫 2 (Dg2)	<ul style="list-style-type: none"> <li>・径 5～30mm 程度の亜円～亜角礫を主体とする。</li> <li>・最大コア長は 50mm 程度である。</li> <li>・礫間は細～粗砂で構成される。</li> <li>・所々にシルトが混入する。</li> <li>・15.8m 付近および 16.8～16.9m 間は砂分優勢の箇所みられる。</li> <li>・含水は多め～多い状態である。</li> <li>・N値はN=39～68 の範囲で 8 回測定され、締まりの程度は「密な～非常に密な」状態である。</li> </ul>

### 3.3 地下水状況

ボーリング各孔で確認された孔内水位は、表 3.3.1 に示される通りである。

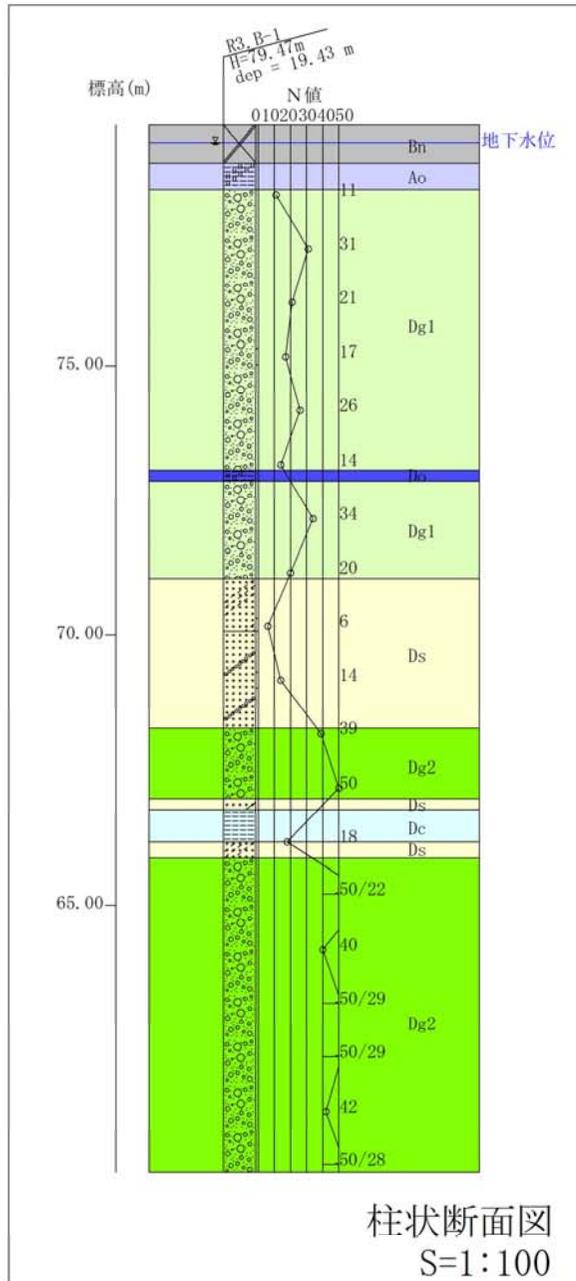
表 3.3.1 地下水状況一覧表

孔番	月日	孔内水位 (GLm)	水位標高 (H=)	備考
R3. B-1	2/1	-0.32	79.15m	GL-1.45m まで無水で掘削時に確認。 ケーシング 0m
	2/2	-0.37	79.10m	GL-1.45m まで無水で掘削後の翌朝に 確認。ケーシング 1.0m
	2/3	-0.26	79.21m	GL-7.45m まで泥水で掘削後の翌朝に 確認。ケーシング 6.5m

今回の調査で確認された水位は、上記の通りである。

今回の調査では、R3. B-1 では無水掘りおよび泥水掘りで確認されている。無水掘りで確認された水位と泥水掘りで確認された水位は、掘削深度による水位の変化がほとんどみられないことから、GL-0.26m~0.37m(H=79.10~79.21m)付近に自然地下水があると考えられる。

3.4 地質断面図



〔凡例〕

時代	地層区分	記号	測定N値	設計N値	記事	
現世	地表部 盛土	Bn	—	—	シルト主体の盛土。含水多い。上部に山砂および草根混入。層厚が薄く、N値は測定されていない。	
第四紀完新世	低位段丘堆積物 有機質シルト1	Ao	—	—	有機物多量に混入。含水多い。コアは指圧で容易に貫入する。層厚が薄く、N値は測定されていない。	
第四紀更新世	福島Ⅱ層	砂礫1	Dg1	11~34	18	径10~30mm程度の垂円~垂角礫主体。最大礫径は60mm程度。礫間は中~粗砂で構成。シルト混入。孔壁の前壊着しい。含水多い。
		有機質シルト2	Ds	—	—	腐植物混入。含水多い。砂礫1(Dg1)の間に薄く分布。層厚が薄く、N値は測定されていない。
		粘性土	Dc	(9)	9	シルト主体。含水中位。コアは指圧の中位程度のみで貫入する。砂質土(Ds)の間に分布。
		砂質土	Ds	6~(27)	10	シルト質砂~礫混じり砂~シルト混じり砂からなる。細砂主体。全体にシルト混入。含水中位~多め。9.4~11.2m間は径5~20mm程度の垂角礫混入。
		砂礫2	Dg2	39~68	45	径5~30mm程度の垂円~垂角礫主体。最大礫径は50mm程度。礫間は細~中砂で構成。所々シルト混入。含水多め~多い。15.8m付近および16.8~16.9m間は砂分優勢。

注：○内の値は10cmの打撃回数を3倍した値である。

### 3.5 標準貫入試験結果

設計地盤定数設定時に必要となる設計N値を求める。設定にあたっては、以下の参考文献-1に示される方法により設計N値を設定した。

参考文献-1：社団法人 全国地質調査業協会連合会 報告書作成マニュアル，土質編，P74

#### a) 平均値を選択する方法

通常よく用いられている方法である。

#### b) データの最小(最大)値を設計値とする方法

得られたデータのうち、抵抗側の諸定数に関しては最小値またはそれに近い値を選択する方法である。この方法はデータが少ない場合や、地盤の最弱点が構造物の力学的挙動や安全性を支配しているいわゆる「極値問題」を扱う場合によく用いられる。

#### c) データの平均と分散を考慮して設計値を設定する方法

データのばらつきを統計処理し、標準偏差を用いて平均値を補正し、設計値とする方法である。例えば、

$$\text{設計値} = \text{平均値} - (1/2) \cdot (\text{標準偏差})$$

としてデータのばらつきの影響を設計値の設定に反映させている。

N値 50 以上の値を換算N値として表す場合は、以下のように求められる。

$$\text{換算N値} = 50 \text{ 回} \times \frac{30(\text{cm})}{50\text{回打撃時の貫入量}(\text{cm})}$$

ただし、換算N値により推定する方法を適用できる範囲は、標準貫入試験の換算N値が300以下（すなわち、50回打撃時の貫入量が5cm以上）とするとされている。

また、地層境界で標準貫入試験を行った場合も、各層に対する打撃回数を貫入量30cmに換算して求める。

#### ①砂礫1(Dg1)

N値は、N=11～34の範囲で8回測定されており、測定値にバラツキがみられることから、ここでは標準偏差を利用し設計値を提案する。

$$\cdot \text{設計N値} = \text{平均値}(21.8) - (1/2) \cdot \text{標準偏差} \sigma_{n-1}(8.1) = 17.7 \approx 18$$

② 粘性土 (Dc)

本層は唯一の測定値である N=9 を設計値として提案する。

- ・設計 N 値=9

③ 砂質土 (Ds)

N 値は、N=6~27 の範囲で 3 回測定されており、測定値にバラツキがみられることから、ここでは標準偏差を利用し設計値を提案する。

- ・設計 N 値=平均値 (15.7) - (1/2) ・ 標準偏差  $\sigma_{n-1}$  (10.6) = 10.4  $\approx$  10

④ 砂礫 2 (Dg2)

N 値は、N=39~68 の範囲で 8 回測定されており、測定値にバラツキがみられることから、ここでは標準偏差を利用し設計値を提案する。

- ・設計 N 値=平均値 (49.6) - (1/2) ・ 標準偏差  $\sigma_{n-1}$  (9.5) = 44.9  $\approx$  45

表 3.5.1 N 値のとりまとめ

土質	砂礫1 Dg1	粘性土 Dc	砂質土 Ds	砂礫2 Dg2
	11 B-1	9 B-1 <sup>※1</sup>	6 B-1	39 B-1
	31 B-1		14 B-1	50 B-1
	21 B-1		27 B-1 <sup>※2</sup>	68 B-1
	17 B-1			40 B-1
	26 B-1			52 B-1
	14 B-1			52 B-1
	34 B-1			42 B-1
	20 B-1			54 B-1
算出方法	c	b	c	c
N値の範囲	11~34	9	6~27	39~68
標準偏差	8.1		10.6	9.5
1/2標準	4.0		5.3	4.8
合計	174	9	47	397
個数	8	1	3	8
平均	21.8		15.7	49.6
設計N値	18	9	10	45

・※1 : B-1の13mのN値は、砂質土の層境界となっているため、13.15~13.25mの10cm区間の打撃回数である3回を3倍した値であるN=9として評価する。

・※2 : B-1の13mのN値は、粘性土の層境界となっているため、13.35~13.45mの10cm区間の打撃回数である9回を換算した値であるN=27として評価する。

### 3.6 孔内水平載荷試験結果

孔内水平載荷試験を実施した結果は下記の通りである。

表 3.6.1 孔内水平載荷試験結果表

孔番号	試験実施 中心深度	地盤 標高 (H=m)	対象 地盤	設計 N 値	試験結果			設計N値か らの推定値 E(MN/m <sup>2</sup> )
					降伏圧 Py(kN/m <sup>2</sup> )	地盤係数 Km(MN/m <sup>2</sup> )	変形係数 E(MN/m <sup>2</sup> )	
R3. B-1	GL-5.30m	74.17	砂 礫	18	410.86	261.965	11.044	12.6

変形係数Eは、図 3.6.1 に示した通り、N値からも推定可能であり、近似値としてE=0.7N(MN/m<sup>2</sup>)の関係式が得られている。

#### ・福島Ⅱ層 砂礫 1(Dg1)

設計N値=18 からの推定値では、E=12.6(MN/m<sup>2</sup>)の推定値が得られる。孔内水平載荷試験から得られる変形係数は、E=11.044MN/m<sup>2</sup>を示した。

今回の試験値は、礫が多く混入する礫層であるためボーリングにより孔壁が乱れ、若干低めの変形係数が得られたものと考えられる。

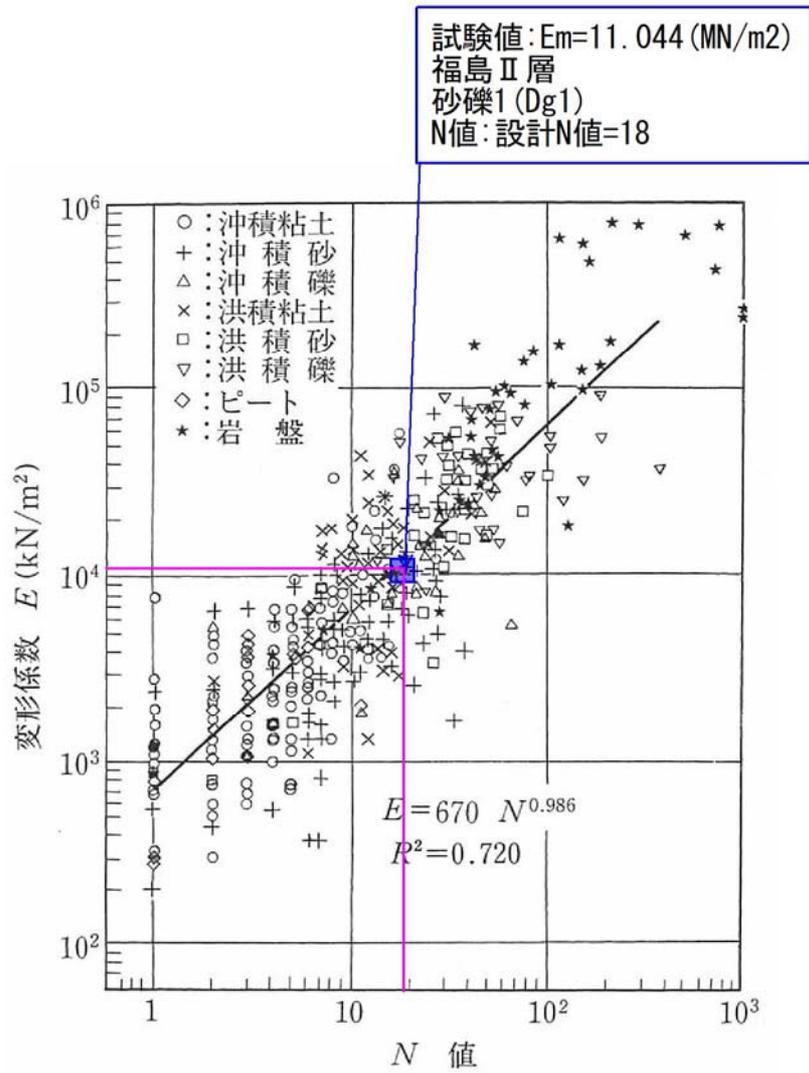


図 3.6.1 孔内水平載荷試験より得られた変形係数と N 値との関係  
 (地盤工学会：地盤調査の方法と解説，P687，平成 25 年 3 月)

### 3.7 室内土質試験結果

土質試験は、各地層の物理特性を把握する目的で、標準貫入試験試料を使用して各試験を実施した。

試験結果については、所定の試験記録用紙に記載し巻末にまとめて添付した。

ここでは、実施した試験結果についてとりまとめる。

#### (1) 室内土質試験結果一覧表

室内土質試験の結果一覧表を表 3.7.1 に添付する。

表 3.7.1 室内土質試験結果一覧表

孔番		R3. B-1		
地盤高さ		H=79.47m		
試料番号		P1-1	P1-2	P1-3
土層		砂礫1	砂質土	
地層区分		Dg1	Ds	
採取深度 (GL-m)		4.15~4.45	9.15~9.40	10.15~10.45
一般	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )			
	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )			
	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.801	
	自然含水比 $W_n$ (%)		47.18	
	間隙比 $e$			
	飽和度 $S_r$ (%)			
粒度特性	礫分 (%)	60.1	3.0	42.3
	砂分 (%)	31.4	51.8	44.5
	シルト分 (%)	8.5	36.9	13.2
	粘土分 (%)		8.3	
	最大粒径 (mm)	26.5	19.0	37.500
	均等係数 $U_c$	50.97	23.01	*
	平均粒径 $D_{50}$	3.6788	0.0970	1.3232
	20%粒径 $D_{20}$	0.6477	0.0174	0.2001
コンシステンシー	液性限界 $W_L$ (%)		55.1	
	塑性限界 $W_p$ (%)		35.3	
	塑性指数 $I_p$		19.8	
分類名	細粒分質 砂質礫	粘性土質砂	細粒分混り 礫質砂	
分類記号	GS-F	SCs	SG-F	

## (2) 土粒子の密度試験

表 3.7.2 土粒子の密度試験結果

土質	記号	試料番号	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	一般値 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	備考
砂質土	Ds	P1-2	2.801	2.6~2.8	一般値よりも若干大きい

表 3.7.3 主な鉱物と土粒子の密度の例

鉱物名	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	土質名	密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )
石英	2.6~2.7	豊浦砂	2.64
長石	2.5~2.8	沖積砂質土	2.6~2.8
雲母	2.7~3.2	沖積粘性土	2.50~2.75
角閃石	2.9~3.5	洪積砂質土	2.6~2.8
輝石	2.8~3.7	洪積粘性土	2.50~2.75
磁鉄鉱	5.1~5.2	泥炭(PEAT)	1.4~2.3
クロライト	2.6~3.0	関東ローム	2.7~3.0
イライト	2.6~2.7	まさ土	2.6~2.8
カオリナイト	2.5~2.7	しらす	1.8~2.4
モンモリロナイト	2.0~2.4	黒ぼく	2.3~2.6

出典：地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」平成21年度版, p. 101

## (3) 土の含水比試験

表 3.7.4 土の含水比試験結果

土質	記号	試料番号	自然含水比 W <sub>n</sub> (%)	一般値 W <sub>n</sub> (%)	備考
砂質土	Ds	P1-2	47.18	10~30	砂質土の一般値よりも若干大きい。細粒分含有率が45.2%と多く、中間土的な性質を持つことが含水比の高い要因と考えられる。

表 3.7.5 我が国における土の密度のおおよその範囲

	沖積層		洪積層 粘性土	関東 ローム	高有機 質土
	粘性土	砂質土			
湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.2~1.8	1.6~2.0	1.6~2.0	1.2~1.5	0.8~1.3
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0.5~1.4	1.2~1.8	1.1~1.6	0.6~0.7	0.1~0.6
含水比 $\omega$ (%)	30~150	10~30	20~40	80~180	80~1200

出典：地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」平成21年度版, p. 181

#### (4) 土の粒度試験

表 3.7.6 土の粒度試験結果

孔番		R3. B-1		
地盤高さ		H=79.47m		
試料番号		P1-1	P1-2	P1-3
土層		砂礫1	砂質土	
地層区分		Dg1	Ds	
採取深度 (GL-m)		4.15~4.45	9.15~9.40	10.15~10.45
粒度特性	礫分 (%)	60.1	3.0	42.3
	砂分 (%)	31.4	51.8	44.5
	シルト分 (%)	8.5	36.9	13.2
	粘土分 (%)		8.3	
	最大粒径 (mm)	26.5	19.0	37.500
	均等係数 $U_c$	50.97	23.01	*
	平均粒径 $D_{50}$	3.6788	0.0970	1.3232
	20%粒径 $D_{20}$	0.6477	0.0174	0.2001

: 粒度構成が最も多い箇所

#### (5) 土の液性限界試験・塑性限界試験

表 3.7.7 土の液性限界試験・塑性限界試験結果

土質	記号	試料番号	コンシステンシー特性	値	一般値	備考
砂質土	Ds	P1-2	液性限界 $W_L$ (%)	55.1	-	
			塑性限界 $W_p$ (%)	35.3	-	
			塑性指数	19.8	-	
			コンシステンシー指数 $I_c$	0.37	-	

## 4. 総合解析とりまとめ

### 4.1 調査地周辺の地形・地質の検討

#### (1) 地質各説

調査地周辺に分布する地層は、表4.1.1に示す通りである。各層相の特徴を以下に述べる。

今回の調査箇所分布する地層は、第四紀完新世の低位段丘堆積物および第四紀更新世の福島Ⅱ層である。

表4.1.1 地質層序表(調査地周辺地域)

地層時代		地層の区分	記号	土質・岩質	記事
第四紀	完新世	低位段丘堆積物	g・s・m(1)	有機質シルト	表土の下に分布する層。 有機質シルトからなる。 福島Ⅱ層の上部に薄く堆積している。
	更新世	福島Ⅱ層	g・s・m・p(1)	有機質シルト シルト シルト質砂 礫混じり砂 シルト混じり砂 砂礫	低位段丘堆積物の下位に分布する層。 粘性土・砂質土・砂礫の互層状を呈する。 GL-1.20m以深より分布している。 砂礫層の層厚は5m以上確認されている。

#### ■ 低位段丘堆積物 (g・s・m(1))

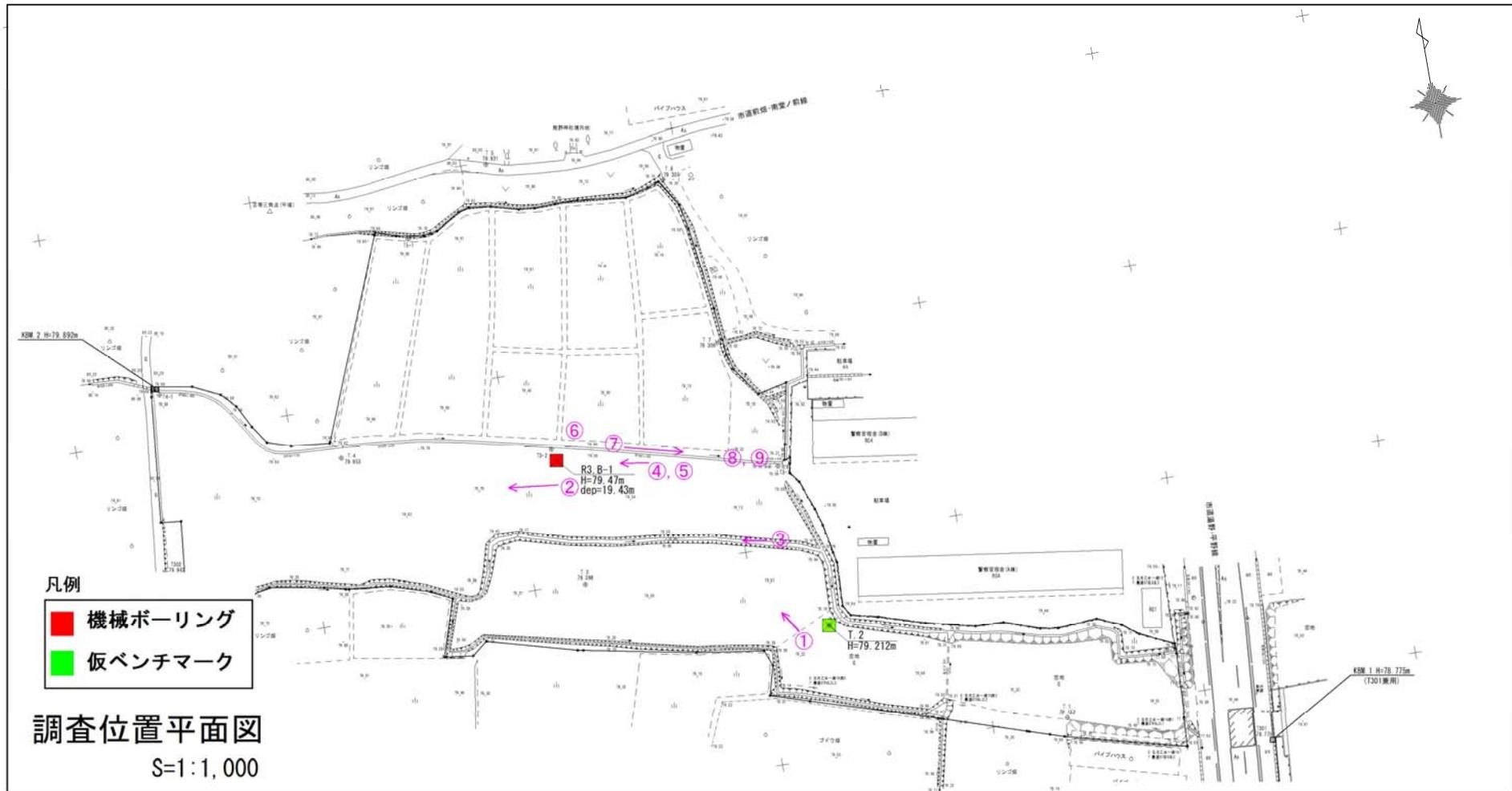
盛土の下位に確認された地層。分布標高は78.77m程度。堆積物の層厚は、ボーリング調査結果より0.5m程度と薄い。土質は有機質シルトからなる。

#### ■ 福島Ⅱ層 (g・s・m・p(1))

低位段丘堆積物の下位に分布が確認された地層。分布標高は78.27m程度。堆積物の層厚は、ボーリング調査結果より18.2m程度確認された。土質は粘性土(シルト～有機質シルト)・砂質土(シルト質砂～礫混じり砂～シルト混じり砂)・砂礫の互層状を呈する。

(2) 現地踏査

調査位置の現況およびその周辺状況について、現況写真を撮影した。写真の位置は以下に示す平面図の通りである。



現地踏査写真1

撮影日(2022.3.16)

写真①

調査位置は平坦である。  
表層は山砂が盛られている。  
調査位置の周辺は水田および  
果樹園となっていることから、  
周辺の表層地質は、シルトが主体  
であると想定される。



現地踏査写真2

撮影日(2022.3.16)

写真②

写真①と同様



現地踏査写真3

撮影日(2022.3.16)

写真③

水路のあとがみられる。  
調査時は雪解け水が流れていた。  
水は西から東に流れていること  
から、調査位置は西から東に  
緩く傾斜していると考えられる。



現地踏査写真4

撮影日(2022.3.16)

写真④

盛土はシルト主体。  
シルトは有機物が多量に混入し、  
周辺と同様に水田もしくは果樹園  
として利用されていたと考えられる。  
山砂が混入する。  
ポールは容易に刺さる。



現地踏査写真5

撮影日(2022.3.16)

写真⑤

写真④の近景。  
シルト主体。  
山砂および草根が混入する。



現地踏査写真6

撮影日(2022.3.16)

写真⑥

調査位置の北側の水田。  
水路からの水が若干溜まっている。  
表層はシルト等の透水性不良の  
地層が分布すると考えられる。



写真⑦

調査地にある水路。  
 水は西から東に流れている。  
 水の流れより調査地は西から東に  
 緩く傾斜していると考えられる。



写真⑧

草根が多量に詰まっている。  
 水路より水が溢れている。  
 水深は40cm程度である。



写真⑨

写真⑧の近景。  
 溢れた水で水路の脇は  
 削られている。



## 4.2 土質定数の提案

学校給食センター建設に伴う工事において必要な土質定数としては、基本的な物理特性、強度・変形特性等がある。ここでは、主にN値を基にボーリングで確認した地層ごとの土質定数を提案する。

表 4.2.1 土質定数一覧表

地層区分		設計 N 値 (回)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (度)	変形係数 E (MN/m <sup>2</sup> )
地表部	盛土 Bn	—	16	15 以下	0	—
低位段丘 堆積物	有機質 シルト 1 Ao	—	14	15 以下	0	—
福島Ⅱ層	砂礫 1 Dg1	18	20	0	35	11.044※
	有機質 シルト 2 Do	—	16	30 以下	0	—
	粘性土 Dc	9	17	58	0	6.3
	砂質土 Ds	10	18	0	30	7.0
	砂礫 2 Dg2	45	21	0	40	31.5

※：試験値を用いた。

次頁以降に土質定数の算出方法として、下記項目について説明する。

- (1) 単位体積重量  $\gamma_t$
- (2) 粘着力 c
- (3) 内部摩擦角  $\phi$
- (4) 変形係数 E

設計方法について、以下にまとめて示す。

(1) 単位体積重量  $\gamma_t$

単位体積重量  $\gamma_t$  は、表 4.2.2 を参考とした。

表 4.2.2 土質定数一覧表

種類	状態	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断抵抗角 (度)	粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )	地盤工学会基準 <sup>注2)</sup>		
盛土	礫および礫まじり砂	締固めたもの	20	40	0	{G}	
	砂	締固めたもの	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
			分級されたもの	19	30	0	
	砂質土	締固めたもの	19	25	30以下	{SF}	
	粘性度	締固めたもの	18	15	50以下	{M}、{C}	
	関東ローム	締固めたもの	14	20	10以下	{V}	
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0		
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}	
		密実でないもの	19	35	0		
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}	
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0		
	砂質土	密実なもの	19	30	30以下	{SF}	
		密実でないもの	17	25	0		
	粘性土	固いもの(指で強く押し多少へこむ) <sup>注1)</sup>	18	25	50以下	{M}、{C}	
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入) <sup>注1)</sup>	17	20	30以下		
		軟らかいもの(指が容易に貫入) <sup>注1)</sup>	16	15	15以下		
	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ) <sup>注1)</sup>	17	20	50以下	{M}、{C}	
		やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入) <sup>注1)</sup>	16	15	30以下		
		軟らかいもの(指が容易に貫入) <sup>注1)</sup>	14	10	15以下		
関東ローム		14	5( $\phi_u$ )	30以下	{V}		

注1 ; N値の目安は次のとおりである。

固いもの(N=8~15)、やや軟らかいもの(N=4~8)、軟らかいもの(N=2~4)

注2 ; 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

出典：東日本高速道路株式会社「設計要領第一集保全編建設編」, 令和2年7月, p. 参1-2)

### ①盛土 (Bn)

本層は、N 値が測定されていない。現地および試料の状態から、表 4.2.2 の自然地盤「粘性土：軟らかいもの」相当の値である  $\gamma t = 16 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ②有機質シルト 1 (Ao)

本層は、N 値が測定されていない。試料の状態から、「粘土およびシルト：軟らかいもの」相当の値である  $\gamma t = 14 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ③砂礫 1 (Dg1)

本層は、設計 N 値=18 を示すことから、表 4.2.2 の自然地盤「礫混じり砂」の中間値相当の値である  $\gamma t = 20 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ④有機質シルト 2 (Do)

本層は、N 値が測定されていない。試料の状態から、表 4.2.2 の自然地盤「粘土およびシルト：やや軟らかいもの」相当の値である  $\gamma t = 16 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ⑤粘性土 (Dc)

本層は、設計 N 値=9 を示すが、コアが中位程度の力で貫入することから、表 4.2.2 の自然地盤「粘性土：やや軟らかいもの」相当の値である  $\gamma t = 17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ⑥砂質土 (Ds)

本層は、設計 N 値=10 を示す。表 4.2.2 の自然地盤「砂質土」の中間値相当の値である  $\gamma t = 18 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

### ⑦砂礫 2 (Dg2)

本層は、設計 N 値=45 を示すことから、表 4.2.2 の自然地盤「礫混じり砂：密実なもの」相当の値である  $\gamma t = 21 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  を提案する。

## (2) 粘着力 c

解析や設計等には、粘性土の初期強さ（粘着力）が必要となる。この時、一軸圧縮試験および三軸圧縮試験が実施されている場合は試験値を採用するが、その他ではN値等から推定する。

今回調査した地盤に分布する地層のうち、砂質土(Ds), 砂礫 1, 2(Dg1, 2)の粘着力は、安全側に  $c = 0$  (kN/m<sup>2</sup>)を提案する。

N値と一軸圧縮強さの関係は、種々提案されているが、最も一般に用いられている提案式は、Terzaghi, Peckの式である。

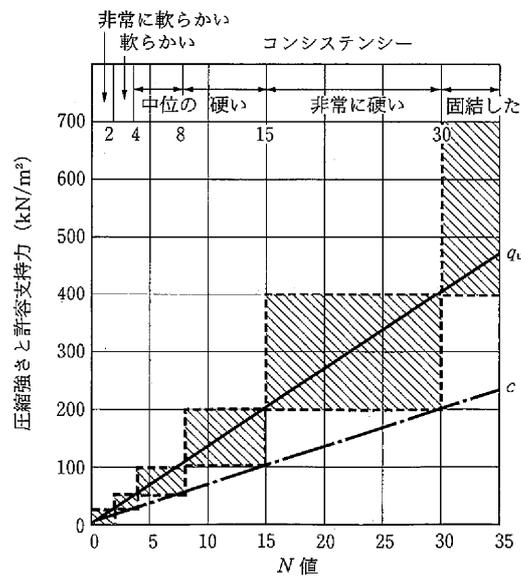


図 4.2.1 N値と粘土のコンシステンシー、一軸圧縮強さ及び許容支持力との関係 (Terzaghi, Peck)

出典：地盤工学会「地盤調査の方法と解説」P308 平成 25 年 3 月版

この図から、N値と  $q_u$  値の関係は、次の関係式が得られる。

$$\begin{aligned} q_u &= 4/3 \cdot N \quad (\text{tf/m}^2) \\ &= 13.1 \cdot N \quad \text{kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{式(4.2.1)} \end{aligned}$$

ここに、 $q_u$ ：一軸圧縮強さ (tf/m<sup>2</sup>) {=9.81kN/m<sup>2</sup>}

N：N値

粘着力  $C$  は、 $c = 1/2 \cdot q_u$  より

$$\begin{aligned} c &= 1/2 \cdot q_u = 0.667N \quad (\text{tf/m}^2) \\ &= 6.54N \quad \text{kN/m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{式(4.2.2)} \end{aligned}$$

ここでは、上記の式(4.2.2)を採用し、土砂相当の各地層の粘着力を提案する。

①盛土 (Bn)

N 値の測定がないことから、表 4.2.2 の自然地盤「粘性土：軟らかいもの」の値に相当する  $c=15$  以下 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する

②有機質シルト 1 (Ao)

N 値の測定がないことから、表 4.2.2 の自然地盤「粘土およびシルト：軟らかいもの」の値に相当する  $c=15$  以下 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する

③砂礫 1 (Dg1)

安全側に  $c=0$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する。

④有機質シルト 2 (Do)

N 値の測定がないことから、表 4.2.2 の自然地盤「粘土およびシルト：やや軟らかいもの」の値に相当する  $c=30$  以下 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する

⑤粘性土 (Dc) は、設計 N 値=9 を示すことから、

$$c = 6.54 \times 9 = 58.8 \approx 58 (\text{kN}/\text{m}^2) \text{ を提案する。}$$

⑥砂質土 (Ds)

安全側に  $c=0$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する。

⑦砂礫 2 (Dg2)

安全側に  $c=0$  ( $\text{kN}/\text{m}^2$ ) を提案する。

### (3) 内部摩擦角 $\phi$

一般に砂(土砂)の強度評価のための特別な試験(三軸圧縮試験等)を実施していない場合、図4.2.2に示すようなN値との関係から求める手法がとられる。

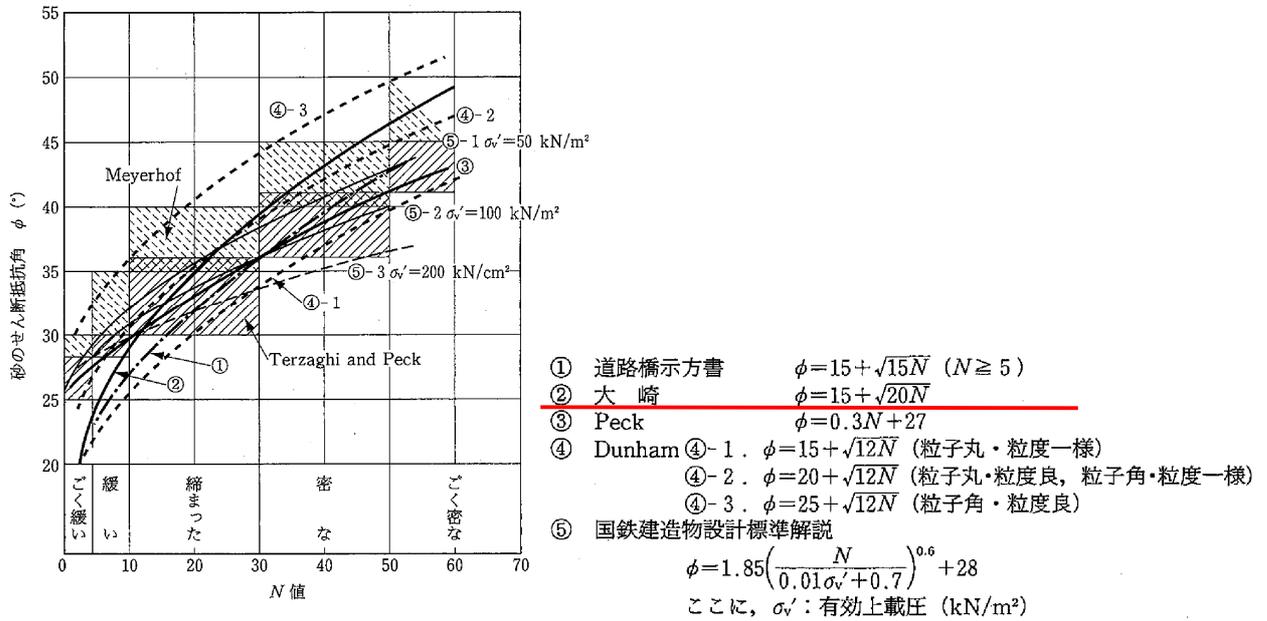


図 4.2.2 N 値と砂のせん断抵抗角の関係

出典：地盤工学会「地盤調査の方法と解説」P306 平成 25 年 3 月版

種々の推定式があるが、建築基礎構造等では次の大崎の式がよく採用されていることから、下式を利用し内部摩擦角を提案する。

$$\phi = 15 + \sqrt{20N} \leq 45^\circ \text{ ただし、} N > 5 \text{ …… 式(4.2.3)}$$

①盛土(Bn)

粘性土層であるために、安全側に  $\phi = 0(^{\circ})$  を提案する。

②有機質シルト1(Ao)

粘性土層であるために、安全側に  $\phi = 0(^{\circ})$  を提案する。

③砂礫1(Dg1) の設計 N 値=18 を代入し、

$$\phi = 15 + \sqrt{20N} = 15 + \sqrt{20 \times 18} = 34.5(^{\circ}) \rightarrow \phi = 30(^{\circ}) \text{ となる。}$$

計算の結果、内部摩擦角は  $\phi = 34.5(^{\circ}) \rightarrow 30(^{\circ})$  である。

ただ、地層が砂礫であることを考慮し、ここでは、表 4.2.2 の自然地盤「礫まじり砂：密実でないもの」の値である  $\phi = 35(^{\circ})$  を提案する。

④有機質シルト2(Do)

粘性土層であるために、安全側に  $\phi = 0(^{\circ})$  を提案する。

⑤粘性土(Dc)

粘性土層であるために、安全側に  $\phi = 0(^{\circ})$  を提案する。

⑥砂質土(Ds) の設計 N 値=10 を代入し、

$$\phi = 15 + \sqrt{20N} = 15 + \sqrt{20 \times 10} = 29.1(^{\circ}) \rightarrow \phi = 30(^{\circ}) \text{ を提案する。}$$

⑦砂礫2(Dg2) の設計 N 値=45 を代入し、

$$\phi = 15 + \sqrt{20N} = 15 + \sqrt{20 \times 45} = 45.0(^{\circ}) \rightarrow \phi = 45(^{\circ}) \text{。}$$

計算の結果、内部摩擦角は  $\phi = 45(^{\circ})$  である。

ただ、地盤の不均一性を考慮し、ここでは、表 4.2.2 の自然地盤「礫まじり砂：密実なもの」の値である  $\phi = 40$  度を提案する。

#### (4) 変形係数 E

孔内水平載荷試験から得られた変形係数 E と標準貫入試験の N 値の関係について、両者を比較した例は多い。土砂の場合には地盤材料にかかわらず、以下の関係が近似的に成立している。

$$E = 700N \text{ (kN/m}^2\text{)} \rightarrow 0.7N \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad \text{式(4.2.4)}$$

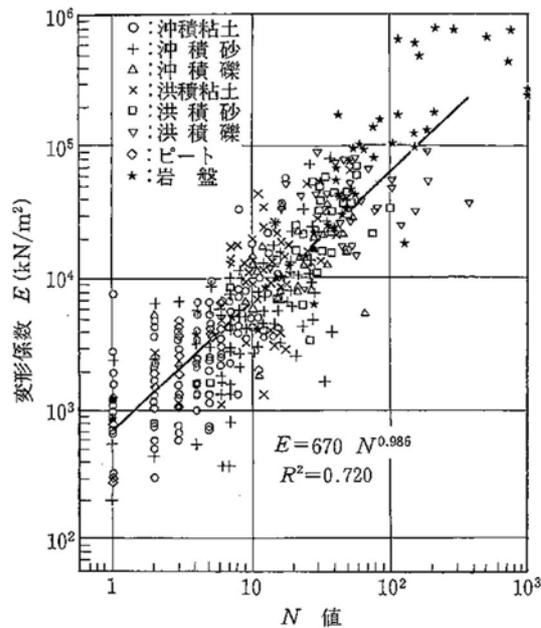


図 4.2.3 孔内水平載荷試験より得られた変形係数と N 値との関係 (土砂)

出典:地盤工学会「地盤調査の方法と解説」P.324 平成 16 年 6 月

##### ①盛土 (Bn)

N 値は測定されていないため、算出しない。

##### ②有機質シルト 1 (Ao)

N 値は測定されていないため、算出しない。

##### ③砂礫 1 (Dg1) は、孔内水平載荷試験を実施していることから試験値を採用し、

$E_m = 11.044 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ を提案する。

##### ④有機質シルト 2 (Do)

N 値は測定されていないため、算出しない。

##### ⑤粘性土 (Dc) は、設計 N 値=9 で、式(4.2.4)より

$E = 0.7 \times 9 = 6.3 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ を提案する。

##### ⑥砂質土 (Ds) は、設計 N 値=10 で、式(4.2.4)より

$E = 0.7 \times 10 = 7.0 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ を提案する。

##### ⑦砂礫 2 (Dg2) は、設計 N 値=45 で、式(4.2.4)より

$E = 0.7 \times 45 = 31.5 \text{ (MN/m}^2\text{)}$ を提案する。

## 4.3 液状化について

### (1) 液状化の恐れのある地層について

一般に、地震時に液状化を生じる恐れのある地層としては、「地下水位に飽和された締まりのゆるい粒径の均一な細砂またはシルト質砂等」が分布している場合とされている。また、「建築基礎構造設計指針」P62 には、液状化の判定を行う必要のある土質として、下記の条件が上げられている。

○GL-20.0m以浅の沖積飽和土層

○細粒分含有率 FC が 35%以下の土層。

ただし、埋立あるいは盛土地盤については、粘土分含有率が 10%以下または、塑性指数が 15 以下の土層についても判定を行う。

○細粒土を含む礫層や、透水性の低い土層に囲まれた礫層についても判定を行う。

今回の確認された地層のうち、砂礫 1(Dg1)および砂質土(Ds)は、洪積層であるが測定N値が比較的低位のため、液状化の判定を行う土層に該当する。

それ以外の地層は、下記の理由により、液状化の判定を行う必要がある土層には該当しない。

#### ①盛土(Bn)

- ・地下水位以浅であるため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

#### ②有機質シルト 1(Ao)

- ・粘性土層であるため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

#### ③有機質シルト 2(Do)

- ・粘性土層であるため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

#### ④粘性土(Dc)

- ・粘性土層であるため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

#### ⑤砂質土(Ds)

- ・シルト質砂は、細粒分含有率 FC が 45.2%であるため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

#### ⑥砂礫 2(Dg2)

- ・洪積層かつ測定N値が高いため、液状化の判定を行う土層に該当しない。

## (2) 地層の物性値と地震力の設定

### ①地層の物性値

液状化判定に必要な物性値としては、単位体積重量，細粒分含有率，平均粒径がある。単位体積重量については、本報告書 4.2 で設定した値を用いる。平均粒径および細粒分含有率は、表 4.3.1 に示す値を用いる。

表 4.3.1 土質分類と単位体積重量，平均粒径，細粒分含有率の値

土質		平均粒径 $D_{50}$ (mm)	細粒分含有率 (%)
砂礫 1 Dg1		3.6788 (試験値)	8.5 (試験値)
砂質土 Ds	シルト質砂	0.0970 (試験値)	45.2 (試験値)
	礫混じり砂	1.3232 (試験値)	13.2 (試験値)

※：平均粒径  $D_{50}$  は砂礫の補正のためにのみ設定する。

### ②地震力

液状化検討に適用する地表面水平加速度は、「2015 年度版，建築物の構造関係技術基準解説書」の規定に準じ、次のように定めた。

限界体力計算 …………… 150 gal, 350 gal

終局限界検討用の 350 gal は、1995 年兵庫県南部地震の際、液状化した地盤上で観測された最大値に対応している。

### (3) 液状化判定の方法

液状化判定は、FL法に基づいて実施する。

液状化判定式において、液状化抵抗率FLが1を超えると液状化発生の可能性はないと判断する。

以下に、日本建築学会「建築基礎構造設計指針」P62～65に示される液状化判定手法について記載する。

#### 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20m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(0.005mm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ってよい。

(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。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_z} = r_n \frac{\alpha_{\max}}{g} \frac{\sigma_z}{\sigma'_z} r_d \quad (4.5.1)$$

ここに、 $\tau_d$ は水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅(KPa)、 $\sigma'_z$ は検討深さにおける有効土被り圧(鉛直有効応力)(KPa)、 $r_n$ 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、 $\alpha_{\max}$ は地表面における設計用水平加速度( $\text{cm/s}^2$ )、 $g$ は重力加速度( $980 \text{ cm/s}^2$ )、 $\sigma_z$ は検討深さにおける全土被り圧(鉛直全応力)(KPa)、 $r_d$ 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。

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

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、 $\Delta N_f$ 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。

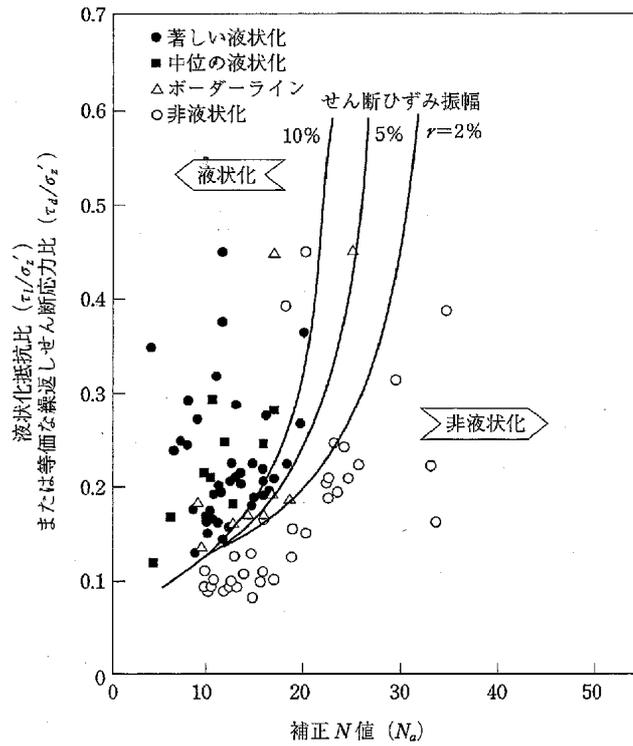


図 4.5.1 補正  $N$  値と液状化抵抗, 動的せん断ひずみの関係<sup>4.5.3)</sup>

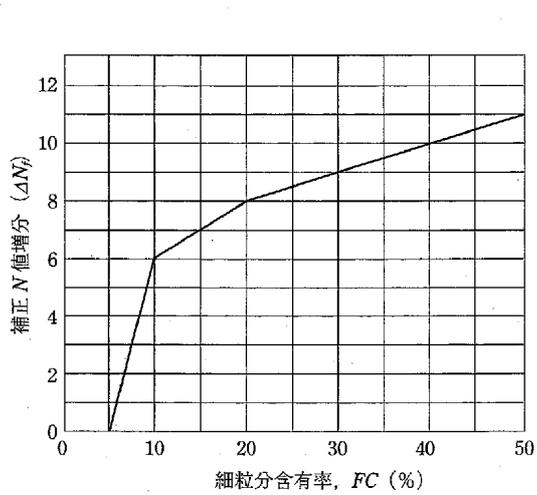


図 4.5.2 細粒分含有率と  $N$  値の補正係数<sup>4.5.3)</sup>

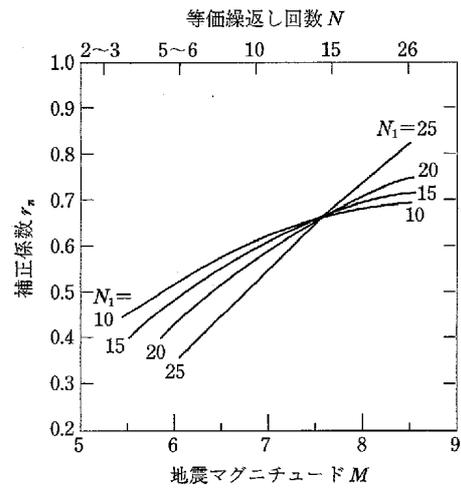


図 4.5.3 補正  $N$  値, マグニチュード, 繰り返し回数と補正係数の関係<sup>4.5.3)</sup>

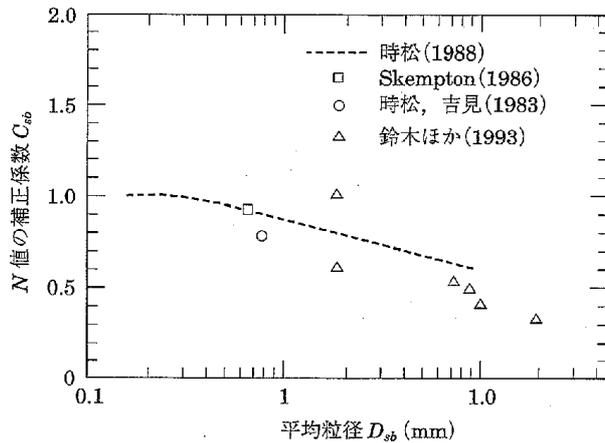


図 4.5.4 砂礫地盤の  $N$  値補正係数<sup>4.5.3)</sup>

(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 ( $N_c$ ) に対応する飽和土層の液状化抵抗比  $R = \tau_l/\sigma'_z$  を求める。ここに、 $\tau_l$  は、水平面における液状化抵抗である。

(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 ( $\tau_d/\sigma'_z$ ) 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  $350 \text{ cm/s}^2$  程度と推奨する。 $350 \text{ cm/s}^2$  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  $r_n$  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  $r_n$  を乗じて ( $\tau_d/\sigma'_z$ ) 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  $r_n$  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。

#### (4) 計算結果

液状化検討結果は、巻末資料に添付する。

##### ① R3.B-1 の結果

- ・ 150gal の地震力では、すべての層において、液状化抵抗率が  $FL > 1$  となり液状化する危険性がない地盤と判定された。
- ・ 350gal の地震力では、砂礫 1(Dg1) の GL-4m, 6m, 8m および砂質土(Ds)の GL-10m において、液状化抵抗率が  $FL \leq 1$  となり液状化する危険性がある地盤と判定された。

表 4.3.2 液状化判定結果 (150gal)

No	外力係数 L	液状化係数 FL	$\gamma_{cy}$	H (m)	低減係数 $\beta$
1	0.189	4.272			1.000
2	0.189	5.471			1.000
3	0.187	5.530			1.000
4	0.185	1.841			0.632
5	0.182	5.688			1.000
6	0.179	1.036			0.240
7	0.177	5.836			1.000
8	0.174	1.359			0.369
9					
10	0.172	1.475			1.000
	水平加速度(m/s <sup>2</sup> )		1.500		
	液状化指数		PL=0.000		
	最大水平変位(m)		Dcy=0.000		

表 4.3.3 液状化判定結果 (350gal)

No	外力係数 L	液状化係数 FL	$\gamma_{cy}$	H (m)	低減係数 $\beta$
1	0.442	1.831			1.000
2	0.442	2.345			1.000
3	0.437	2.370			1.000
4	0.431	0.789	0.5	1.000	0.632
5	0.425	2.438			1.000
6	0.418	0.444	2.0	0.600	0.240
7	0.414	2.501			1.000
8	0.407	0.583	1.0	0.600	0.369
9					
10	0.401	0.632	1.0	1.800	1.000
	水平加速度(m/s <sup>2</sup> )		3.500		
	液状化指数		PL=8.797		
	最大水平変位(m)		Dcy=0.041		

  :液状化係数 $FL \leq 1$ となり、液状化が生じると判断された地盤

## (5) 液状化指数 $P_L$ の評価とまとめ

液状化抵抗率  $F_L$  だけでは検討地点の液状化の激しさが分からないため、これを表す指標として液状化指数  $P_L$  を示した。 $P_L$  による液状化危険度の程度は、以下の通りである。

$$P_L = \int_0^{20} F \cdot W(z) dz$$

$$W(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

ここに、 $P_L$  : 液状化指数

$F$  : 液状化に対する安全率

$$F_L \leq 1.0 \text{ のとき } F = 1 - F_L$$

$$F_L > 1.0 \text{ のとき } F = 0$$

$W(z)$  : 重み係数

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$P_L = 0$  : 液状化危険度はかなり低い。液状化に関する詳細な調査は一般に不要。

$P_L = 0 \sim 5$  : 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。

$P_L = 5 \sim 15$  : 液状化危険度が高い。重要な構造物に対してより詳細な調査が必要。液状化対策が一般に必要。

$15 < P_L$  : 液状化危険度が極めて高い。液状化に関する詳細な調査と液状化対策は不可避。

表 4.3.4  $P_L$  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

出典：2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書

- ・ 150gal の液状化指数  $P_L$  は、 $P_L = 0.000$  となり、液状化の危険度は「かなり低い」地盤である。
- ・ 350gal の液状化指数  $P_L$  は、 $P_L = 8.797$  となり、液状化の危険度は「高い」地盤である。

## (6) 地盤変形量の予測

「建築基礎構造設計指針」では、液状化発生の危険性が高いと判断された地盤においては、対象とする建物の基礎設計に必要な情報を下記に示す方法により評価している。

### (1) 液状化の程度と液状化・側方流動に伴う地盤変位の予測

(a) 水平地盤での動的水平変位，残留水平変位，沈下量，液状化の程度と動的水平変位の予測は，適当な応答解析によるほか，液状化判定の後，以下の手順によることができる。

- 1) 図4.5.7から  $N_a$ ， $\tau_d/\sigma'_z$  に対応する各層の繰返しせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  を推定する。
- 2) 各層のせん断ひずみ  $\gamma_{cy}$  が同一方向に発生すると仮定して，これを鉛直方向に積分して，振動中の最大水平変位分布とする。

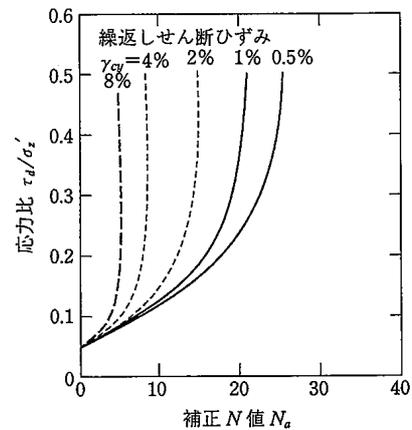


図4.5.7 補正  $N$  値と繰返しせん断ひずみの関係<sup>4.5.2)</sup>

液状化変位を  $D_{cy}$  とし、液状化程度の指標とする。

$D_{cy}$ (cm)	液状化の程度
0	なし
—05	軽微
05—10	小
10—20	中
20—40	大
40—	甚大

出典：「建築基礎構造設計指針」2001年度版 P66

### ①液状化変位 (150gal)

150gal 相当では、 $D_{cy}=0.0\text{cm}$  となり、液状化程度としては「なし」と評価される。

### ②液状化変位 (350gal)

350gal 相当では、 $D_{cy}=4.1\text{cm}$  程度の変位であるため、液状化程度としては「軽微」と評価される。

## (7) 液状化判定結果の評価

「2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書」においては、地盤に液状化のおそれがないことの判定として、以下のことを確認することとしている。

- 最大加速度150gal 以上に対して、次の a) を満足すること
- 最大加速度350gal 以上に対して、次の a), b), c) のいずれかを満足すること

### a) 液状化発生の可能性がないこと

液状化発生の可能性の判定は、基礎指針に従い指標値 ( $F_L$  値) を算定した上で、 $F_L$  値が 1 を超えると液状化発生の可能性はないと、 $F_L$  値が 1 以下の場合には液状化発生の可能性があるとして、それぞれ判断される。

### b) 液状化の程度が軽微な範囲に収まること

基礎指針に、液状化に伴う予測地盤変位量の略算値 ( $D_{eq}$ ) と液状化の程度との関係が、表7.3-1 のようにまとめられている。この表に従い、 $D_{eq}$  が 5 cm 以下の場合には、液状化の程度が軽微であると判断される。

表7.3-1 地盤変位略算値 ( $D_{eq}$ ) と液状化の程度の関係<sup>1)</sup>

$D_{eq}$ (cm)	液状化の程度
0	なし
5 以下	軽微
5 を超え10以下	小
10 を超え20以下	中
20 を超え40以下	大
40 を超える	甚大

### c) 液状化による危険度が低いこと

液状化による影響度を示す指標 ( $P_L$  値)<sup>2),3)</sup>に基づいて判定する方法である。 $P_L$  値は、 $F_L$  値を用いて、下式により算定される。なお、このとき  $F_L$  が 1 以下の層のみを算定の対象とする。

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

ここで、 $z$  は地表面からの深さ (m)、 $w(z)$  は深さに対する重み関数で、 $w(z) = 10 - 0.5z$  を用いる。

過去の被害事例から、 $P_L$  値と液状化危険度の関係が、表7.3-2 のように示されている<sup>2)</sup>。この表に従い、 $P_L$  値が 5 以下であると、液状化の危険度が低いと判断される。

表7.3-2  $P_L$  値と液状化の危険度の関係<sup>2)</sup>

$P_L$	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

出典：「2015 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書」

表 4.3.5 液状化判定の結果の評価

水平加速度	判定基準	評価
150 gal	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 液状化抵抗率 <math>FL &gt; 1</math> となり、基準を満足する。</li> </ul>	○ : ok
350 gal	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ a) 液状化抵抗率 <math>FL \leq 1</math> となり、基準を満足しない。</li> <li>・ b) <math>D_{cy} = 4.1\text{cm}</math> であり、液状化程度としては「軽微」の評価であり、基準を満足する。</li> <li>・ c) 液状化指数 <math>P_L = 8.797</math> である。液状化危険度は「高い」評価であり、基準を満足しない。</li> <li>・ b の項目を満足することから、350gal の評価に対して基準に満足すると判断する。</li> </ul>	○ : ok

- ・ 液状化抵抗率および液状化変位の評価より、当該地盤は「液状化の恐れがある地盤」でないと判断する。

## 4.4 基礎工の検討

### (1) 支持地盤の許容支持力度の推定

各地層の許容支持力度は、表 4.4.2 から以下のように推定される。

表 4.4.1 各層の推定許容支持力度

地 層 名	土質記号	設計N値	地 盤 の 種 類	支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )	
福島Ⅱ層	砂礫 1	Dg1	18	表 4.4.2 より 砂質地盤；「中位」と想定	100
	有機質シルト 2	Do	—	表 4.4.2 より 粘土質地盤；「中位」と想定※	50
	粘性土	Dc	9	表 4.4.2 より 粘土質地盤；「硬い」と想定	100
	砂質土	Ds	10	表 4.4.2 より 砂質地盤；「中位」と想定	100
	砂礫 2	Dg2	45	表 4.4.2 より 礫層；「密実でないもの」と想定	300

※：有機質シルト 2(Do)は、試料の状態から「粘土質地盤；中位」相当とする。

表 4.4.2 長期許容地耐力表

地 盤	長期許容地耐力*1 (t/m <sup>2</sup> )	備 考		
		N 値	N <sub>sw</sub> 値	
土 丹 盤	30	30 以上		
礫 層	密実なもの	60	50 以上	
	密実でないもの	30	30 以上	
砂 質 地 盤	密なもの	30	30~50	400 以上
	中 位	20	20~30	250~400
		10	10~20	125~250
	ゆるい*1	5	5~10	50~125
	非常にゆるい*1	3 以下	5 以下	50 以下
粘 土 質 地 盤	非常に硬い	20	15~30	250 以上
	硬い	10	8~15	100~250
	中位	5	4~8	40~100
	軟らかい*2	3	2~4	0~40
	非常に軟らかい*2	2 以下	2 以下	W <sub>sw</sub> 100 以下
関 東 ロ ーム	硬 い	15	5 以上	50 以上
	やや硬い	10	3~5	0~50
	軟らかい*3	5 以下	3 以下	W <sub>sw</sub> 100 以下

[注] \*1 液状化の検討を要す

\*2 過大な沈下に注意を要す

\*3 2次たい積土では長期許容地耐力2t/m<sup>2</sup>以下のこともある

\*4 短期許容地耐力は長期の1.5~2.0倍をとることができる

出典：日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」，1992年5月，p. 36」

## (2) 建築物の支持地盤および基礎形式の選定

「建築構造設計基準及び同解説」では、基礎構造について以下のように示される。

- ① 基礎構造は、敷地及び地盤の調査等に基づき、建築物の規模及び構造種別を十分考慮して、地盤性状に応じたものとする。
- ② 基礎の施工方法は、敷地及び地盤条件に応じて選定し、騒音、振動等、敷地周辺に有害な影響を及ぼすことのないようにする。
- ③ 基礎は、沈下等による障害を生じさせることなく、上部構造を安全に支持し、かつ、上部構造に対して耐力的及び経済的に均衡のとれたものとする。
- ④ 水平力に対する設計は、上部構造の機能確保に有害な影響を与える損傷を生じないように行う。
- ⑤ 建築物が隣地と近接している場合には、地盤掘削等による地中応力度の変化の隣地へ及ぼす影響を考慮する。
- ⑥ 異種基礎の併用は、原則として行わないこととし、やむを得ず併用する場合は、基礎及び上部構造に有害な障害が生じないようにする。

基礎は良質な地盤に支持させることを原則とする。ここでいう良質な地盤とは、建築物の重要度や基礎に作用する荷重の規模等によっても異なり、一律に定められるものではないが、一般的には以下の事項を目安としている。

- ・ 粘性土層は、N値が20程度以上（一軸圧縮強度が $0.4\text{N/mm}^2$ 程度以上）あれば良質な支持層と考える良い。
- ・ 砂層・砂礫層は、N値が30程度以上あれば良質な支持層とみなして良い。

ただし、砂礫層では礫をたたいてN値が過大にでる傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。

なお、選定にあたっては、上部構造からの荷重によって沈下等障害が生じることのないように設計する。また、地盤条件や構造物の特性だけでなく、施工性や経済性も要求される。

### ①支持層について

支持層としては、地盤強度の他、十分な層厚および下位層の安定性なども考慮して総合的に判定されるものである。

今回の確認された地層で最も上記条件を満たし、支持地盤として適切な地層は、砂礫2(Dg2)は設計N値=45(N=39~68)である。

ただし、砂礫1(Dg1)の許容地耐力は $100(\text{kN/m}^2)$ 程度が期待できるため、砂礫1(Dg1)は、建物の荷重によっては支持地盤にすることが可能であると判断される。その場合、下位層の影響も考慮した設計が望まれる。

## ②基礎形式について

基礎形式としては、建物の荷重条件にもよるが、以下に示す案が考えられる。

砂礫 2(Dg2)を支持層とした場合、当該層は GL-13.6m 以深からの分布となっていることから、「杭基礎」が適当であると考えられる。

砂礫 1(Dg1) を支持層とした場合、当該層は GL-1.20m 以深からの分布となっていることから、「直接基礎」が適当であると考えられる。

なお、いずれの基礎にしても、施工性、経済性を含めて総合的に判断する必要がある。

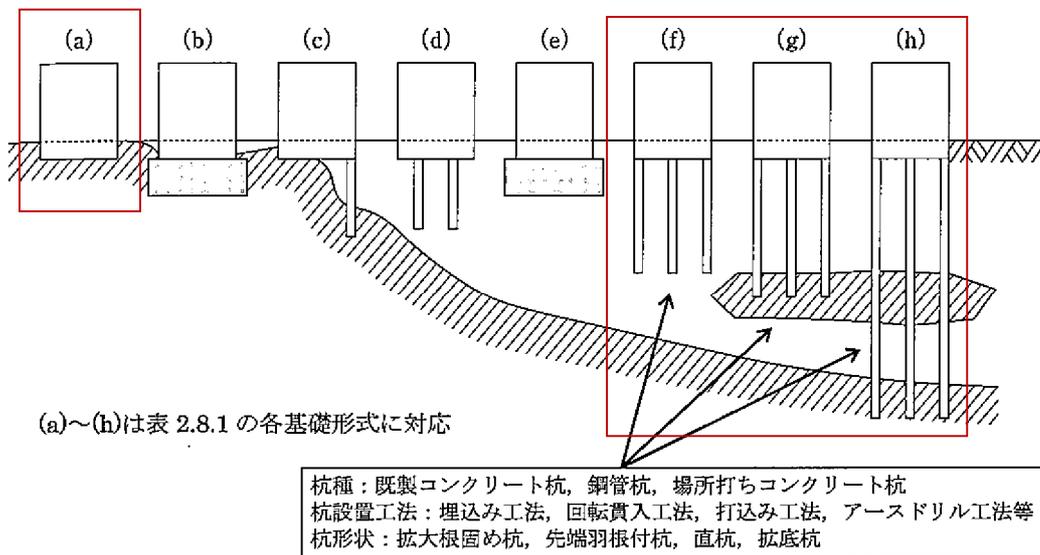


図 4.4.1 支持地盤の深度と適応可能な基礎形式

出典：日本建築学会「建築基礎構造設計指針」P. 35 2019年11月

表4.4.3 基礎毎の検討項目

基礎形式	基礎部材	検討事項	本分該当章
(a)直接基礎	基礎スラブ(べた基礎), フーチング(連続基礎, 独立基礎),基礎梁	地盤の鉛直支持力,滑動抵抗力,即時沈下,圧密沈下,液状化,凍結深度,地下水位	5章
(b),(e)直接基礎+地盤改良(ラップルコンクリート地業を含む)	同上	改良地盤の鉛直(水平),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,液状化,凍結深度,地下水位	5章
(c)異種基礎	基礎スラブ(べた基礎), フーチング(連続基礎, 独立基礎),基礎梁,杭基礎(摩擦杭,薄層支持杭,支持杭)	直接基礎,杭基礎の検討事項,境界部応力,基礎のねじれ	8章
(d)パイルド・ラフト基礎	基礎スラブ,基礎梁,杭体	直接基礎,杭基礎の検討事項,杭とラフトの(鉛直・水平)荷重分担	7章
(f)杭基礎(摩擦杭)	パイルキャップ,杭頭接合部,基礎梁,杭体,杭体継手部	杭の鉛直支持力,引抜き抵抗力,水平抵抗力,負の摩擦力,即時沈下,圧密沈下,液状化,杭体(軸力,曲げ,せん断)応力,杭頭接合部応力,杭体継手部応力	6章
(g)杭基礎(薄層支持杭)			
(h)杭基礎(支持杭)			

出典：日本建築学会「建築基礎構造設計指針」P.35 2019年11月)

表4.4.4 必要な許容地耐力の目安値(長期t/m<sup>2</sup>)

構造階数 基礎形式	木 造			コンクリートブロック造	
	平 屋	2 階 建	3 階 建	平 屋	2 階 建
布 基 礎	3以上	3以上 (多雪地5以上)	5以上	5以上	10以上 (屋根,床木造のとき) 5以上
べた基礎	3未満	3未満 (多雪地5未満)	5未満	5未満	10未満 (屋根,床木造のとき) 5未満

出典：日本建築学会「小規模建築物基礎設計の手引き」P.35 昭和63年3月25日

## 4.5 設計・施工に関する留意点

新学校給食センターの設計および施工の際に留意する点について以下にまとめる。

### (1) 地盤の圧密沈下について

道路土工「軟弱地盤対策工指針」においては、圧密沈下を検討する上での軟弱地盤のN値の目安としてN値が4以下の粘性土を挙げている。

今回のボーリング結果では、表層の有機質シルト 1 にN値4以下の「軟らかい」コンシステンシーを示す粘性土であるため、新規荷重あるいは、地下水位低下に伴う圧密沈下に留意する必要がある。

### (2) 最大礫径の推定

掘削や杭施工等の工事においては、礫・玉石の分布状況と共に含まれる礫・玉石の大きさが問題となる。

ボーリングにより推定された礫径は、その層における最大礫径を示したものではない。工事・設計には  $\text{最大礫径} \geq (2.5 \sim 3.0) \times \text{観察礫径}$  として提案している場合が多い。

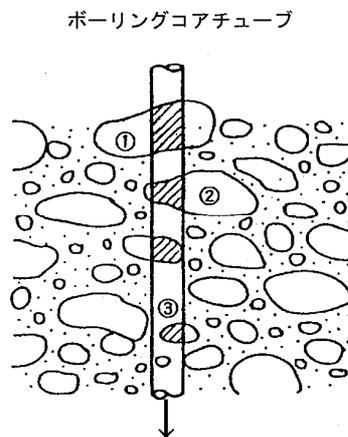


図 4.5.1 玉石・礫の堆積とボーリング

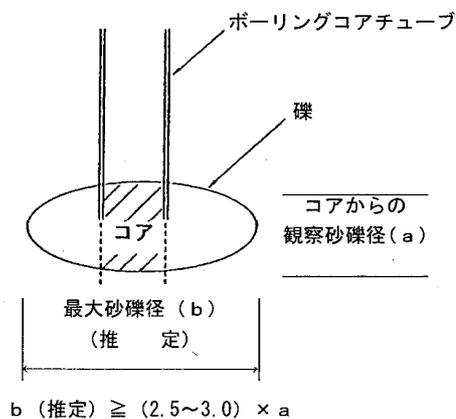


図 4.5.2 ボーリングで観察される礫・玉石径

(道路調査設計研究会：道路調査設計ノウハウ集，P.168，1999年11月)

今回のボーリングで確認された砂礫 1, 2 (Dg1, 2) 中に確認された礫のコア観察最大径は以下の通りである。

- ・ 砂礫 1 (Dg1)

層中に確認された礫のコア観察最大径は、60mm 程度であった。

したがって、観察礫径 60mm の (2.5~3.0) 倍として、150~180mm 程度の玉石の分布が推定される。

- ・ 砂礫 2 (Dg2)

層中に確認された礫のコア観察最大径は、50mm 程度であった。

砂礫 1 (Dg1) を支持層とし、直接基礎を採用した場合は、特に礫径が施工の障害となることはないが、柱状改良あるいは下位層の砂礫 2 (Dg2) を支持層とした杭基礎の場合は、混入する礫に注意する必要がある。

### (3) 掘削地盤の透水性について

砂礫 1 (Dg1) 以深を支持地盤とする場合、地下水位以深を掘削することとなる。

クレーガーによる  $D_{20}$  と透水係数の関係から、各地層の推定される透水係数は、表 4.5.1 のようになる。

表 4.5.1 透水係数の推定

地層区分	試料番号	試験深度 (m)	20%粒径 $D_{20}$ (mm)	透水係数 $k$ (m/sec)
砂礫 1 (Dg1)	P1-1	4.15～4.45	0.6477	$1.10 \times 10^{-3}$
砂質土 (Ds) シルト質砂	P1-2	9.15～9.40	0.0174	$4.00 \times 10^{-7}$
砂質土 (Ds) 礫混じり砂	P1-3	10.15～ 10.45	0.2001	$8.90 \times 10^{-5}$

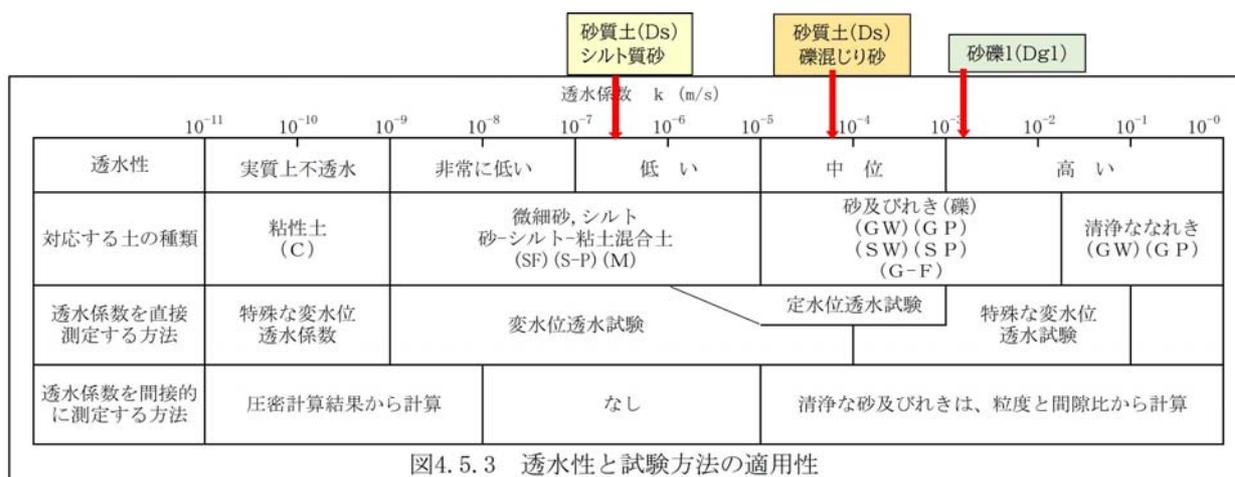


図4.5.3 透水性と試験方法の適用性

出典：独立行政法人土木研究所「河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント」H26年7月, p55

表4.5.2 20%粒径 ( $D_{20}$ ) と飽和透水係数の関係 (クレーガーの法則)

$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/s)	土質分類	$D_{20}$ (mm)	$k$ (cm/s)	土質分類
0.005	$3.00 \times 10^{-6}$	粗粒粘土	0.18	$6.85 \times 10^{-3}$	微粒砂
0.01	$1.05 \times 10^{-5}$	細粒シルト	0.20	$8.90 \times 10^{-3}$	
0.02	$4.00 \times 10^{-5}$	粗粒シルト	0.25	$1.40 \times 10^{-2}$	中粒砂
0.03	$8.50 \times 10^{-5}$		0.3	$2.20 \times 10^{-2}$	
0.04	$1.75 \times 10^{-4}$		0.35	$3.20 \times 10^{-2}$	
0.05	$2.80 \times 10^{-4}$		0.4	$4.50 \times 10^{-2}$	
0.06	$4.60 \times 10^{-4}$	極微粒砂	0.45	$5.80 \times 10^{-2}$	粗粒砂
0.07	$6.50 \times 10^{-4}$		0.5	$7.50 \times 10^{-2}$	
0.08	$9.00 \times 10^{-4}$		0.6	$1.10 \times 10^{-1}$	
0.09	$1.40 \times 10^{-3}$		0.7	$1.60 \times 10^{-1}$	
0.10	$1.75 \times 10^{-3}$	微粒砂	0.8	$2.15 \times 10^{-1}$	細礫
0.12	$2.60 \times 10^{-3}$		0.9	$2.80 \times 10^{-1}$	
0.14	$3.80 \times 10^{-3}$		1.0	$3.60 \times 10^{-1}$	
0.16	$5.10 \times 10^{-3}$		2.0	1.80	

出典：掘削のポイント 土質工学会

基礎掘削の対象となるのは、浅所に分布する砂礫 1 (Dg1) である。表 4.5.1 より透水性は  $K=10^{-1}$  (cm/s) と非常に高い。

砂礫層の掘削深度が深くなると湧水が多量となる可能性が高いことから、余裕を持ったポンプ排水計画としたい。

また、掘削面への湧水量が多い場合は、地下水位が低位することによって周辺に井戸がある場合は、井戸が枯れる可能性がある。また、砂分が流されることによってごく近隣では、地盤沈下する可能性が考えられる。基礎掘削計画によっては、周辺の家屋調査および井戸調査が必要と考えられる。