

## 5. 総合解析

## 5.1 土質区分および土質構成について

## 5. 総合解析

### 5.1 土質区分および土層構成について

#### (1) 土質区分

調査地に分布する土層の層序を表 5.1.1 地質層序表に示す。

本地域の基盤層は、山口盆地の基盤を構成する中生代三畳紀の結晶片岩 (Sch) である。また、その結晶片岩中に中生代白亜紀に花崗斑岩が貫入している。

この基盤岩の生成時期は数千万年前であるが、時代を大きく隔てて基盤岩を覆って 165 万年前以降に堆積した新生代第四紀の未固結堆積層が不整合で堆積している。

表 5.1.1 地質層序表

地質時代		地層名	記号	層厚(m)	N値	支持力	層相	地盤性状および特徴
新生代	第四紀	埋土層	Bk	~3.8	2~8	×	礫混じり土砂	現在の市庁舎基礎を作るための埋土および盛土。礫混じり土砂状で緩い。
		崖錐堆積物	dt	1.8	1~3	×	礫混じり土砂	長山城掘割を埋塞した崖錐。No.5孔に分布。
		沖積粘性土層	Ac	1.5~6.2	0~3	×	粘性土	一部は掘割の堆積物。五十鈴川、一の坂川の細粒堆積物。
		沖積砂質土層	As	1.3	4	×	砂質土	五十鈴川、一の坂川の砂質堆積物。
		沖積砂礫層	Ag	1.3~3.4	5~28	△	礫混じり土砂	五十鈴川、一の坂川の砂礫質堆積物。
	更新世	洪積粘性土層	Dc	2.0~4.0	7~16	△	粘性土~硬質粘土	洪積時代の粘性土。やや締まっている。
		洪積砂質土層	Ds	2.0~4.5	19~60	○	砂質土	洪積時代の砂質土。やや締まっている。
		洪積砂礫層	Dg	1.5~2.3	>27	○	礫混じり土砂	洪積時代の基底礫層。
中生代	白亜紀	花崗斑岩	Gp		2~41	△	砂質土~軟岩	結晶片岩に貫入した花崗斑岩。亀山崖部に限定的に分布。
	三畳紀	結晶片岩	Sch		7~>60	△	礫混じり土砂~軟岩 ~中硬岩	山口盆地の基盤をなす結晶片岩。土砂状部のN値はほぼ深度比例的に増加。

#### (2) N 値にもとづく岩盤土層の工学基盤等深線図

ここでの岩盤土層の特性から建築物基礎が杭基礎となる場合、結晶片岩が支持層となる。

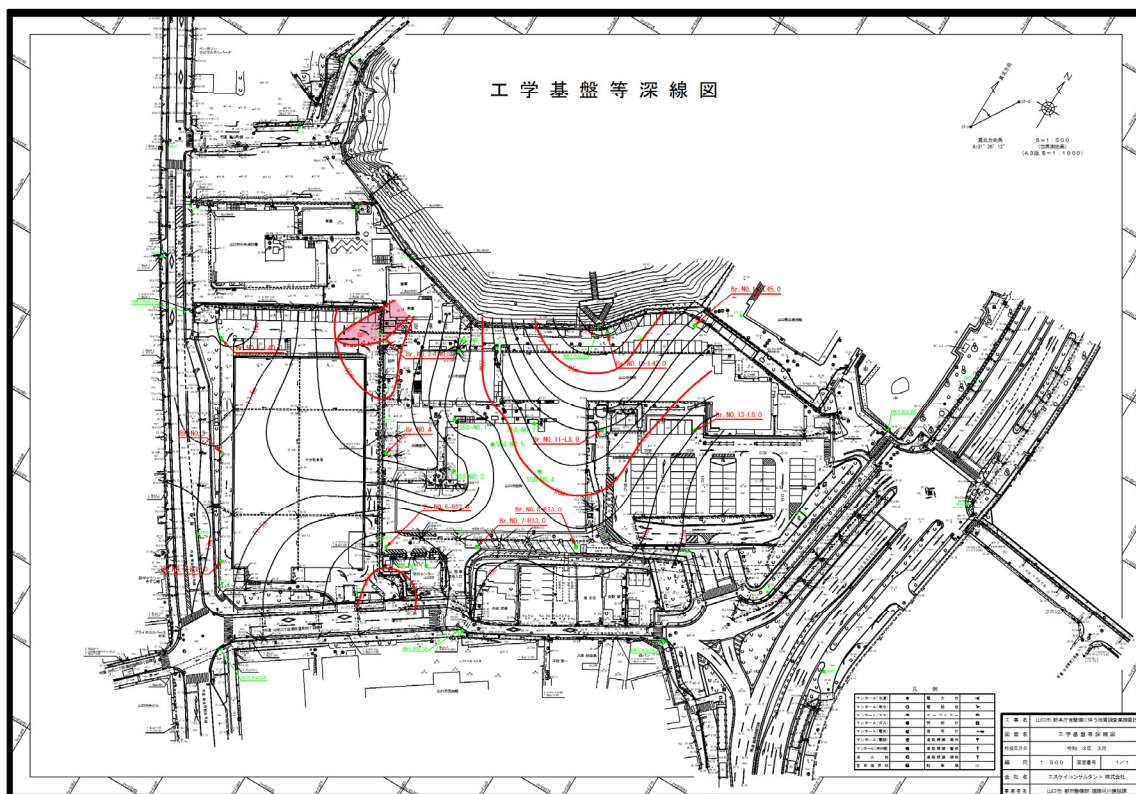
結晶片岩は深度と N 値が増加するが、大まかに言えば、強風化結晶片岩 (N 値 ~50) → 風化結晶片岩 (N 値 50 で貫入量が 30 cm~5 cm 前後) → 結晶片岩 (N 値 50 で貫入量が 5 cm ないし殆ど貫入不能) に分けられる。

ここでは杭基礎支持層深度として、N 値 50 以上が連続的に続く状態になった深度を「工学的基盤」として、その標高を平面図に、図 5.1.1 「工学基盤等深線図」として表示した。

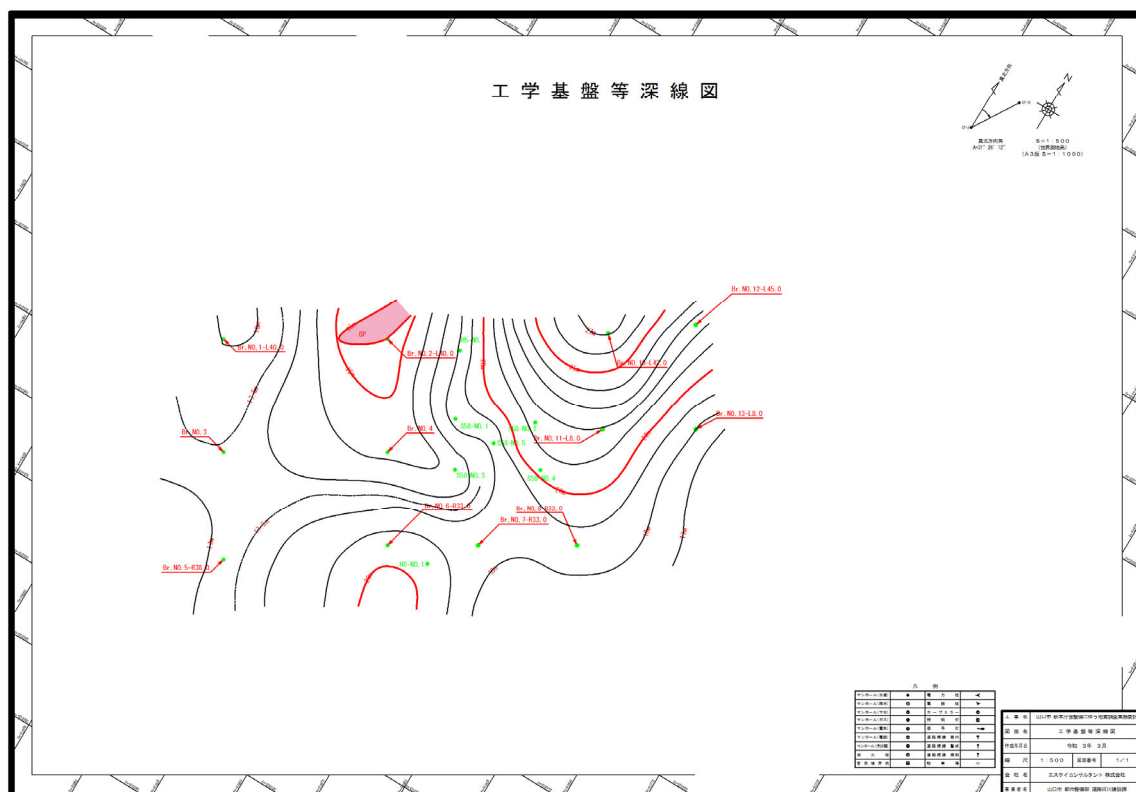
これから見ると、平面位置図の中央部付近では北西の亀山の丘陵部から南東方向への山稜斜面に沿って深度が深くなっており、その西方部、すなわちボーリング No. 1

～No. 6 の矩形範囲では標高 17m～18m 程度、すなわち地表深度的には 12m～13m 程度に位置している。

図 5.1.1 (1) 「工学基盤等深線図」



5.1.1 (2) 「工学基盤等深線図」



## 5.2 必要地耐力

## 5.2 必要地耐力

建造物基礎として必要な地耐力は、その規模、構造等によって左右されるが、ここでは、対象建築物に必要な、概ねの地耐力を求めることとする。

日本建築学会編「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」には、RC造の時の地盤種別と基礎形式について、表5.2.1、表5.2.2が記載されている。

表 5.2.1 地形と表層部の工学的性質による分類

地盤種別	地形	表層部の土質等の工学的性質
I-A種	山岳地	岩盤および硬質土 地耐力 $>100\text{ tf/m}^2$ ( $q_u>10\text{ kgf/cm}^2$ )
I-B種	台地 丘陵地	洪積層（関東ローム、シラス層も含む、扇状地および段丘の堆積物（沖積世のものも含む）、風化土層 地耐力 $>10\sim 100\text{ tf/m}^2$ ( $q_u>1\sim 10\text{ kgf/cm}^2$ )
II種	平野、盆地	一般の沖積層
III種	平野、海浜 人工造成地	液状化のおそれのある地層、鋭敏粘土、腐植土層（泥炭（PEAT）を含む）、盛土埋立土（干拓を含む）、廃棄物層

日本建築学会編「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」 p6

表 5.2.2 地盤種別と基礎形式（RC造の場合）

地盤種別 建物規模	べた基礎にしたときの 平均接地圧	I-A種	I-B種	II種	III種
低層（1～3）階	5 tf/m <sup>2</sup> 以下	直接	直接	直接（杭等）	杭等
中層（4～5）階	5 tf/m <sup>2</sup> ～10 tf/m <sup>2</sup>	直接	直接（杭等）	杭等	杭等
中層（6～10）階	10 tf/m <sup>2</sup> 以上	直接	直接・杭	杭	杭等

[注]（ ）：一部の建物に採用

日本建築学会編「建築基礎設計のための地盤調査計画指針」 p12

表5.2.1によると、平坦地の洪積層および風化土層が対象であるが、洪積層にはN値=17の比較的脆弱な花崗斑岩風化部およびN値=24の結晶片岩風化部が分布し、それを良く締まった洪積砂および砂礫層が覆っていることが、一つの問題である。このため、指示杭の工法に関して十分に留意する必要があるが、洪積層内の浅い深度の摩擦杭などで留める工法が良いものと考えられる。そういう意味で、本件地盤はI-B種と考えることができる。

また今回、必要地耐力にもよるが、周辺条件から深めに掘削置換することが出来ないの  
で、杭基礎となるものとする。

## 5.3 基礎形式の種類

### 5.3 基礎形式の種類

表 5.3.1 によると、地盤改良込みの直接基礎、もしくは杭基礎が適すると考えられる。

次に日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」によると、支持地盤の深度と、適用可能な基礎形式として、図 5.3.1、表 5.3.1 が記載されている。

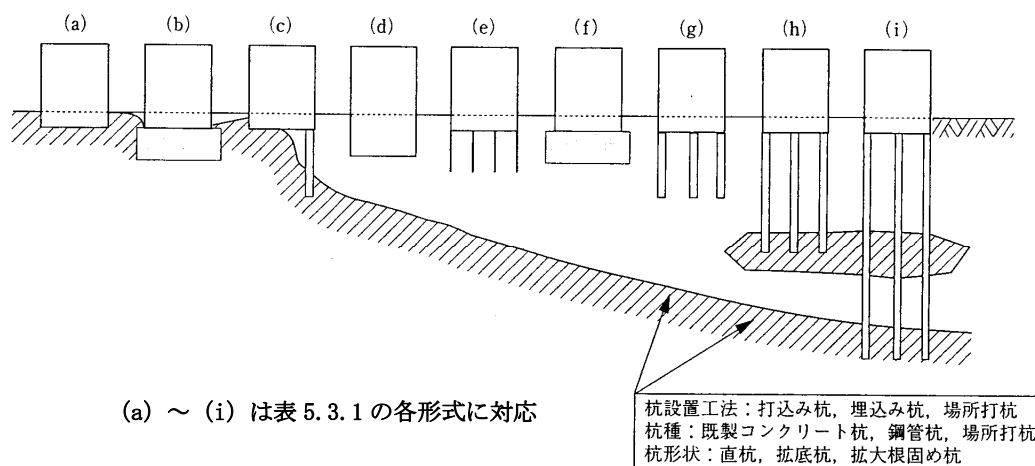


図 5.3.1 支持地盤の深度と適用可能な基礎形式

日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」 p58



表 5.3.1 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 プルコンクリー ト地業を含む）	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		

日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」p58

- (a) 直接基礎は、埋土層で必要地耐力を確保で切れば、採用可能である。
- (b) 直接基礎＋地盤改良（ラプルコンクリート含む）は、地盤改良可能な深度に支持地盤があると考えられるため、適用可能である。
- (c) 併用基礎（異種基礎）は、地盤構成上、該当しない。
- (d) フローティング基礎は、軟弱な沖積層分布はほとんどないため、適用外とする。
- (e) 併用基礎（パイルドラフト）は、適用可能であるが、杭基礎と直接基礎の挙動の違いをどのように取り扱うか等の問題もあるため、採用は慎重に行なう必要がある。
- (g) (h) 杭基礎（摩擦杭）（中間支持層への支持杭）も十分に選択肢となる。ただし、地盤改良可能な比較的浅い深度にN値=10以上を有する層が出現することから、地盤改良工法と比較して明らかに割高となると考える。
- (i) 杭基礎（支持杭）は、下部砂礫層を支持層として適用可能である。ただし、摩擦杭と同様に高価となる危険性が高い。

## 5.4 基礎地盤の設計定数

## 5.4 基礎地盤の設計定数

地盤の設計定数については、土質およびその状態から多様な地盤の設計定数を整理している道路土工盛土工指針を参考にする。なお、表層部の農耕土については、層厚 0.5m～0.6m と薄く、N 値等の土質情報が少ないため、地盤定数の設定対象からは除外する。

### (1) 単位体積重量

表層地質を構成する土の単位体積重量 ( $\gamma_t$ ) は、指針の表 5.2.1 と N 値を参照する。また、土質試験で実測した土層、土質試験結果から計算可能な土層もあることから、設計に必要な地盤と単位体積重量は、以下のように整理できる。

#### 1) 第四紀堆積層

- ① 沖積粘性土層： $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 実測値 (No. 1 孔 3.0m～4.0m 試料)
- ② 沖積砂層： $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 推定値 (表 5.4.1 砂質 土密実なもの)
- ③ 沖積砂礫層： $\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 試験値 (表 4.7.2 No. 5 孔)
- ④ 洪積粘性土： $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 実測値 (No. 4 孔 6.0m～7.0m 試料)
- ⑤ 洪積砂層： $\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 実測値 (No. 1 孔 8.0m～9.0m 試料)
- ⑥ 洪積砂礫層： $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3 \rightarrow$ 試験値 (表 4.7.2 No. 13 孔)

#### 2) 結晶片岩 DL～DM 級 (Sch-DL～DM)：

表 4.4.5.1 (2) から N 値を 24 とすると、 $\gamma_t = 1.173 + 0.4 * \text{Log}N = 17 \text{ kN/m}^3$

#### 3) 花崗斑岩 D 級 (Gp-D)：

表 4.4.5.1 (2) から N 値を 17 とすると、 $\gamma_t = 1.173 + 0.4 * \text{Log}N = 16 \text{ kN/m}^3$

#### 4) 結晶片岩 CL 級以上：表 4.8.1 から $\gamma_t = 22 \text{ kN/m}^3$

#### 5) 結晶片岩 CM 級以上：表 4.8.1 から $\gamma_t = 25 \text{ kN/m}^3$

表 5.4.1 地盤の単位体積重量および設計定数の参考値

(出典：Nexco 設計要領第2集)

種類	状態	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	地盤工学会基準 <sup>(注2)</sup>		
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}	
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}	
		粒径幅の広いもの 分級されたもの	19	30	0		
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30以下	{SF}	
	粘性土	締め固めたもの	18	15	50以下	{M}, {C}	
	関東ローム	締め固めたもの	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>	やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入) <sup>(注1)</sup>	18	25	50以下	{M}, {C}
			軟らかいもの(指が容易に貫入) <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	
			固いもの(指で強く押し多少へこむ) <sup>(注1)</sup>	17	20	50以下	
粘土およびシルト	やや軟らかいもの(指の中程度の力で貫入) <sup>(注1)</sup>	軟らかいもの(指が容易に貫入) <sup>(注1)</sup>	16	15	30以下	{M}, {C}	
		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(α)	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。

※          は第四紀堆積層相当を表す。

## (2) 土のせん断定数（粘着力 $c$ および内部摩擦角 $\phi$ ）

三軸圧縮試験を行っていないため、粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  は、砂質土は  $\phi = \sqrt{(20N) + 15}$ （大崎の式）、粘性土は  $c = 1/2qu$ 、 $qu = 1/8N$ （ $\text{kg f/cm}^2$ ）（日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」、地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」）から求めた。この結果、

①埋土層（採用  $N$  値（表 4.4.5.1 より）=2）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 2) + 15} = 21.3 \doteq \underline{21^\circ}、\underline{c} = 0$$

②沖積粘土層（採用  $N$  値=2）

三軸圧縮試験を行っているので、No.1 孔（深度 4.00m～5.00m 間）沖積粘性土層の不攪乱試料を用いて三軸圧縮試験（U-U 非圧密非排水条件）を行った。結果は、自然含水比 40.5%、湿潤密度 1.780 時で、全応力（UU 条件）で  $c = 26.1$ （kpa）、 $\phi' = 4.34^\circ$  を採用する。

③沖積砂層（採用  $N$  値=14）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 14) + 15} = 31.7 \doteq \underline{31^\circ}、\underline{c} = 0$$

④沖積砂礫層（採用  $N$  値=17）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 17) + 15} = 33.4 \doteq \underline{33^\circ}、\underline{c} = 0$$

⑤洪積粘土層（採用  $N$  値=9）

$$c = 1/2 * qu、qu = 1/8 * N \text{ (kg f/cm}^2\text{) から}$$
$$qu = 1.125 \text{ (kg f/cm}^2\text{)} = 113 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$
$$c = 1/2 * qu = 56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

⑥洪積砂層（採用  $N$  値=23）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 23) + 15} = 36.4 \doteq \underline{36^\circ}、\underline{c} = 0$$

⑦洪積砂礫層（採用  $N$  値=28）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 28) + 15} = 38.7 \doteq \underline{38^\circ}、\underline{c} = 0$$

⑧花崗斑岩強風化部（採用  $N$  値=6）

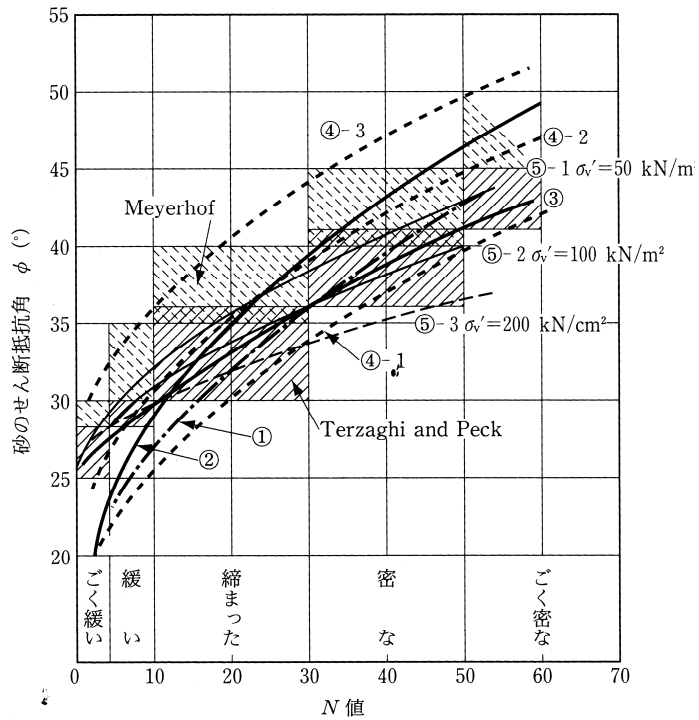
$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 6) + 15} = 26.0 \doteq \underline{26^\circ}、\underline{c} = 0$$

⑨花崗斑岩風化部（採用  $N$  値=17）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 17) + 15} = 33.4 \doteq \underline{33^\circ}、\underline{c} = 0$$

⑩結晶片岩強風化部（採用  $N$  値=24）

$$\underline{\phi} = \sqrt{(20 \times 24) + 15} = 36.9 \doteq \underline{36^\circ}、\underline{c} = 0$$



- ① 道路橋示方書  $\phi = 15 + \sqrt{15N}$  ( $N \geq 5$ )
- ② 大崎  $\phi = 15 + \sqrt{20N}$
- ③ Peck  $\phi = 0.3N + 27$
- ④ Dunham
  - ④-1.  $\phi = 15 + \sqrt{12N}$  (粒子丸・粒度一様)
  - ④-2.  $\phi = 20 + \sqrt{12N}$  (粒子丸・粒度良, 粒子角・粒度一様)
  - ④-3.  $\phi = 25 + \sqrt{12N}$  (粒子角・粒度良)
- ⑤ 国鉄建造物設計標準解説
 
$$\phi = 1.85 \left( \frac{N}{0.01\sigma'_v + 0.7} \right)^{0.6} + 28$$
 ここに,  $\sigma'_v$ : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

図 5.4.1 N 値 -  $\phi$  相関図

(日本建築学会, 建築基礎構造設計指針) p115

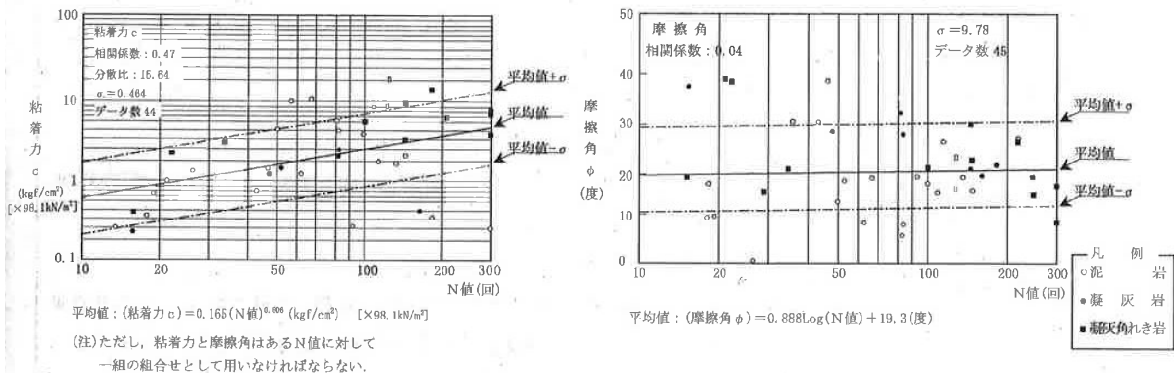


図 4-2-9 強度定数の測定例 (泥岩・凝灰岩・凝灰角れき岩)

図 5.4.2 強度上流の測定例 (Nexco 設計要領 第 2 集)

①結晶片岩風化岩

表 5.4.2 は泥岩・凝灰岩であるが、他に結晶片岩の強度定数を推定可能な文献値がないことから、これを使用するものとする。また、工学的基盤以深の結晶片岩風化岩の N 値=60/20 とすると、換算 N 値=90 とする。

$\phi = 21^\circ$ 、 $c = 247 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

表 5.4.2 換算 N 値による場合のせん断定数の推定

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

表 5.4.3 地盤強度定数一覧表

区分 土質	土層記号	湿潤密度 $\rho_t$	飽和密度 $\rho_{sat}$	水中密度 $\rho_{sub}$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	内部摩擦角 $\phi(^{\circ})$
埋土	Bk	19.0	20.0	10.2	0	21.0
沖積粘性土※試験値	Ac	17.8	17.8	8.0	26.1	4.4
沖積砂質土	As	19.0	19.0	9.2	0	31.0
沖積砂礫	Ag	21.0	21.0	11.2	0	33.0
洪積粘性土	Dc	18.0	18.0	8.2	56.0	0.0
洪積砂質土	Ds	21.0	21.0	11.2	0	36.0
洪積砂礫	Dg	22.0	22.0	12.2	0	28.0
花崗斑岩D級	Gp	16.0	16.0	6.2	0	33.0
結晶片岩D級	W-Sch	17.0	17.0	7.2	0	36.0
結晶片岩 風化岩	Sch	22.0	22.0	12.2	247.0	21.0

### (3) 直接基礎における極限支持力 $q_u$ 及び許容支持力 $q_a$

Terzaghi の式 ( $q_u = c N_c + 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q$ ) を用いて、極限支持力を求める。ただし、基礎幅や根入れ深さ等不明であるため、根入 1.0m、方形基礎 2.0m の直接基礎と仮定して、参考程度に極限支持力を求める。なお、基礎支持層となり得る上部砂礫層、下部砂礫層について求める。

#### 1) 第四紀堆積層

第四紀堆積層は、表 5.1.1 に示すように沖積層（下位から砂礫層、砂層、粘性土層）と洪積層（下位から砂礫層、砂層、粘性土層）に区分される。最大地盤反力として日本道路協会編「道路橋示方書IV下部構造編」では、表 5.4.5 に示す上限値が示されている。

表 5.4.5 常時における最大地盤反力度の上限値

地盤の種類	最大地盤反力度 (KN/m <sup>2</sup> )
砂礫地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

((社)日本道路協会編、道路橋示方書 IV 下部構造編)

①埋土層・・・ $N=2$ 、 $\phi=21^\circ$ 、 $N_q=7.1$ 、 $N_r=3.4$

$$\begin{aligned} q_u &= 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q \\ &= 1/2 \times 19.0 \times 2 \times 3.4 + 1.0 \times 19.0 \times 7.1 \\ &= 64.6 + 134.9 = \underline{199.5 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a=66\text{kN/m}^2$  となる。

当地の埋土層は、その施工環境や粒度および相対密度から N 値(平均 2) が大きくない。この実態から、上記の文献の砂層や砂礫層の上限値を採用できるケースではない。

②沖積粘土層 (採用 N 値=2)

三軸圧縮試験を行っているので、No.1 孔 (深度 4.00m~5.00m 間) 沖積粘性土層の不攪乱試料を用いて三軸圧縮試験 (U-U 非圧密非排水条件) を行った。結果は、自然含水比 40.5%、湿潤密度 1.780 時で、全応力 (UU 条件) で  $c=26.1$  (kpa)、 $\phi' = 4.34^\circ$  を採用する。



沖積粘性土層・・・ $N=2$ 、 $\phi=4.34^\circ$ 、 $N_q=1.5$ 、 $N_r=0.05$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q \\ &= 1/2 \times 17.8 \times 2 \times 0.05 + 1.0 \times 17.8 \times 1.5 \\ &= 0.89 + 26.7 = \underline{25.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a=8\text{kN/m}^2$  となる。

③ 沖積砂層 (採用 N 値=14)

沖積砂層・・・ $N=14$ 、 $\phi=31^\circ$ 、 $N_q=20.6$ 、 $N_r=18.5$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q \\ &= 1/2 \times 19.0 \times 2 \times 18.5 + 1.0 \times 19.0 \times 20.6 \\ &= 351.5 + 391.4 = \underline{742.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a=247\text{kN/m}^2$  となる。

④ 沖積砂礫層 (採用 N 値=17)

沖積砂礫層・・・ $N=17$ 、 $\phi=33^\circ$ 、 $N_q=26.0$ 、 $N_r=26.0$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q \\ &= 1/2 \times 21.0 \times 2 \times 26.0 + 1.0 \times 21.0 \times 26.0 \\ &= 546 + 546 = \underline{1092 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a=364\text{kN/m}^2$  となる。

⑤ 洪積粘性土層 (採用 N 値=9)

洪積粘性土層・・・ $N=9$ 、 $\phi=0^\circ$ 、 $N_q=1.0$ 、 $N_r=0$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_o N_q \\ &= 1/2 \times 18.0 \times 2 \times 0. + 1.0 \times 18.0 \times 1.0 \\ &= 0 + 18 = \underline{18 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a=6\text{kN/m}^2$  となる。

また、 $c=1/2*qu$ 、 $qu=1/8*N$  ( $\text{kg f/cm}^2$ ) から

$$qu = 28 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

この計算方法では安全率 3 の  $q_a=9\text{kN/m}^2$  となる。

⑥ 洪積砂層（採用 N 値 = 23）

洪積砂層・・・N = 23、 $\phi = 36^\circ$ 、 $N_q = 37.8$ 、 $N_r = 44.4$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_0 N_q \\ &= 1/2 \times 21.0 \times 2 \times 44.4 + 1.0 \times 21.0 \times 37.8 \\ &= 932.4 + 793.8 = \underline{1726.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a = 575 \text{ kN/m}^2$  となる。

⑦ 洪積砂礫層（採用 N 値 = 28）

洪積砂礫層・・・N = 28、 $\phi = 38^\circ$ 、 $N_q = 48.9$ 、 $N_r = 64.1$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_0 N_q \\ &= 1/2 \times 22.0 \times 2 \times 64.1 + 1.0 \times 22.0 \times 48.9 \\ &= 1410.2 + 1075.8 = \underline{2486.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a = 828 \text{ kN/m}^2$  となる。

⑧ 花崗斑岩強風化部（採用 N 値 = 6）

N = 6、 $\phi = 26^\circ$ 、 $N_q = 11.8$ 、 $N_r = 22.2$

$$\begin{aligned} \underline{qu} &= 1/2 \gamma B N_r + P_0 N_q \\ &= 1/2 \times 16.0 \times 2 \times 22.2 + 1.0 \times 16.0 \times 11.8 \\ &= 355.2 + 188.8 = \underline{544.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a = 181 \text{ kN/m}^2$  となる。

⑨ 花崗斑岩風化部（採用 N 値 = 17）

N = 17、 $\phi = 33^\circ$ 、 $N_q = 11.8$ 、 $N_r = 22.2$

$$\begin{aligned} &= 1/2 \times 21.0 \times 2 \times 26.0 + 1.0 \times 21.0 \times 26.0 \\ &= 546 + 546 = \underline{1092 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a = 364 \text{ kN/m}^2$  となる。

⑩ 結晶片岩強風化部（採用 N 値 = 24）

N = 24、 $\phi = 36^\circ$ 、 $N_q = 37.8$ 、 $N_r = 44.4$

$$\begin{aligned} &= 1/2 \times 21.0 \times 2 \times 44.4 + 1.0 \times 21.0 \times 37.8 \\ &= 932.4 + 793.8 = \underline{1726.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}} \end{aligned}$$

したがって、安全率 3 の  $q_a = 575 \text{ kN/m}^2$  となる。

表 5.4.6 支持力係数

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	11.0	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22.0
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40° 以上	75.3	64.2	93.7

((日本建築学会編「建築基礎構造設計指針」) p108)

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \cdot \exp(\pi \tan \phi) \quad (\text{Prandtl の解})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi \quad (\text{Reissner の解})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1.4\phi) \quad (\text{Meyerhof の近似解})$$

2) 基盤（花崗斑岩および結晶片岩：風化岩）

日本道路協会編「道路橋示方書IV下部構造編」では、岩盤の最大地盤反力度は、以下の表の値を採用するよう記載されている。

表 5.4.7 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		目安とする値	
		常時	レベル1 地震時	一軸圧縮強度 (MN/m <sup>2</sup> )	孔内水平載荷試験による変形 係数(MN/m <sup>2</sup> )
硬 岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10 以上	500 以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500 未満
軟岩・土丹		600	900	1 以上	

((社) 日本道路協会編、道路橋示方書 IV 下部構造編)

花崗斑岩および結晶片岩 (D 級)

軟岩→Q<sub>max</sub>=600(kN/m<sup>2</sup>) とする。

(4) 孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E

ここでは、孔内水平載荷試験から求められる変形係数 E を求めた。未固結堆積物については、以下の試験結果および文献から求めた。

地盤工学会編「地盤調査の方法と解説」p309, 以下「地盤」

$$E = 700 \times N \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

※日本道路協会編「道路橋示方書IV下部構造編」p255 にも記載

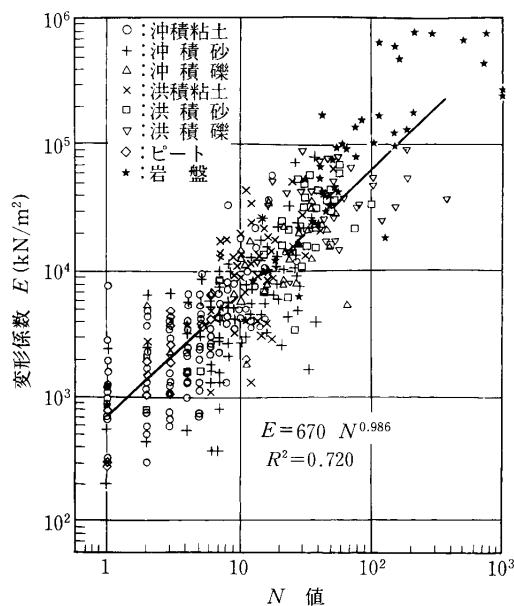


図 5.4.3 孔内水平載荷試験より得られた変形係数と N 値との関係

- 1) 埋土…平均 N 値=2  
「地盤」… $E=700 \times 2$   
 $=1400\text{kN/m}^2=1.4\text{MN/m}^2$
- 2) 沖積粘性土層…代表 N 値=2  
「地盤」… $E=700 \times 2$   
 $=1400\text{kN/m}^2=1.4\text{MN/m}^2$
- 3) 沖積砂層…代表 N 値=14  
「地盤」… $E=700 \times 14$   
 $=9800\text{kN/m}^2=9.8\text{MN/m}^2$
- 4) 沖積砂礫層…代表 N 値=17  
「地盤」… $E=700 \times 17$   
 $=11900\text{kN/m}^2=11.9\text{MN/m}^2$
- 5) 洪積粘性土層…代表 N 値=9  
「地盤」… $E=700 \times 9$   
 $=6300\text{kN/m}^2=6.3\text{MN/m}^2$
- 6) 洪積砂層…代表 N 値=23  
「地盤」… $E=700 \times 23$   
 $=16100\text{kN/m}^2=16.1\text{MN/m}^2$
- 7) 洪積砂礫層…代表 N 値=28  
「地盤」… $E=700 \times 28$   
 $=19600\text{kN/m}^2=19.6\text{MN/m}^2$
- 8) 風化花崗斑岩岩…代表 N 値=17  
「地盤」… $E=700 \times 17$   
 $=11900\text{kN/m}^2=11.9\text{MN/m}^2$
- 9) 風化結晶片岩…代表 N 値=24  
「地盤」… $E=700 \times 24$   
 $=16800\text{kN/m}^2=16.8\text{MN/m}^2$

(5) 設計地盤定数

以上によって決定した基礎地盤に対する地盤定数を表 5.4.8 のように決定した。

表 5.4.8 地盤定数一覧表

土質 \ 定数		単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	許容支持力 (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 (MN/m <sup>2</sup> )
埋土 (Bk)		19.0	21.0	0	66	1.4
第四紀 沖積層	粘性土層	17.8 (試験値)	4.4 (試験値)	26.1 (試験値)	8	1.4
	砂質層	19	31	0	247	9.8
	砂礫層	21	33	0	364	11.9
第四紀 洪積層	粘性土層	18	0	56	6	6.3
	砂質層	21	36	0	575	16.1
	砂礫層	22	28	0	828	19.6
花崗斑岩	D 級 軟岩 (Gp-D)	16.0	33.0	0	364	11.9
結晶 片岩	D 級 軟岩 (Sch-D)	17.0	36.0	0	575	16.8

## 5.5 基礎地盤の液状化について

## 5.5 基礎地盤の液状化について

### (1) 液状化現象

地下水位以深の飽和した緩い砂地盤に、地震のような動的な外力が加わると地盤の変形にともなって間隙水圧が発生する。それによって、砂地盤の強度は、低下して土粒子がバラバラの状態となる。この現象を“液状化”と言う。当地の地形は、河川によって作られた谷底平野のために、地震時において液状化の起こる危険性を否定できない。

### (2) 液状化の判定

沖積砂層であり、地下水位下で液状化の危険性が考えられる箇所において、液状化判定を実施した。

判定は、標準貫入試験で採取した試料によって行った物理試験（ボーリング No.1 孔-深度 1.00m～11.00m、ボーリング No.4 孔-深度 1.00m～7.00m、ボーリング No.5 孔-深度 1.00m～12.00m、ボーリング No.7 孔-深度 2.00m～6.00m、ボーリング No.8 孔-深度 2.00m～6.00m、ボーリング No.13 孔-深度 1.00m～7.00m）結果に基づいて行った。

結果は、350gal 以上の場合 No.13 孔-4.00m～4.50m に分布する N 値=10 の沖積砂礫層において液状化する判定結果となった。

液状化程度はいずれも小～軽微程度となる。



## 5.6 水文調査について

## 5.6 水文調査について

### (1) 井戸水量調査

ボーリング調査により調査地周辺の地下水に影響が及んでいるか確認するため、井戸水を使用している箇所の井戸の水量調査を実施した。調査方法は各井戸のポンプ揚水量を確認する流量調査とし、ボーリング調査実施前とボーリング調査実施後の変化について確認した。

### (2) 水質調査

ボーリング調査により調査地周辺の地下水に影響が及んでいるか確認するため、井戸水の水質調査を実施した。調査方法は各井戸の水を採取し、食品環境検査センターで飲用用水 13 項目の検査を実施し、ボーリング調査実施前とボーリング調査実施後の変化について確認した。

### (3) 調査結果

井戸水量調査、水質調査の調査結果は巻末調査結果に示すが、まとめると表 5.6.1 に示す通りである。

ボーリング調査前とボーリング調査後では各調査箇所のポンプ揚水の流量と水質に大きな変化はなく、影響はない。なお、一部の調査箇所にて所有者の意向により「ボーリング調査後の調査は辞退する。」と事で調査が出来なかった。

表 5.6.1 井戸水量調査・水質調査一覧表

No.	1		2		3		4		5	
調査場所	サビエル カンパーナ 株式会社		ザビエル 教会		林 邸		メモリス 山口		チューリップ 薬局	
調査日	調査 前	調査 後	調査 前	調査 後	調査 前	調査 後	調査 前	調査 後	調査 前	調査 後
	R2年 3月 3日	R2年 9月 25日	R2年 3月 3日	R2年 9月 25日	R2年 3月 3日	—	R2年 3月 3日	R2年 9月 25日	R2年 3月 3日	R2年 9月 25日
井戸水量 調査[L/分]	20.26	21.78	31.48	33.41	20.60	—	13.24	15.18	4.23	4.50
水質検査 (飲用用水) 13項目	水質 基準 内	水質 基準 内	水質 基準 内	水質 基準 内	水質 基準 内	—	水質 基準 内	水質 基準 内	水質 基準 内	水質 基準 内

## 5.7 まとめ

## 5.7 まとめ

各層の土質定数および適用性を以下に示す。

表 5.7.1 各層の土質定数および適用性

地層名	単位	埋土層	沖積粘性土層	沖積砂質土層	沖積砂礫層	洪積粘性土層	洪積砂質土層	洪積砂礫層
代表N値		2	2	14	17	9	23	28
杭基礎 支持層適用性		×	×	×	×	×		
単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	19	17.8	19	21	18	21	22
粘着力 c	kN/m <sup>2</sup>	0	26.1	0	0	56	0	0
内部摩擦角 $\phi$	°	21	4.4	31	33	0	36	28
孔内水平載荷 試験による変 形係数 Ep	MN/m <sup>2</sup>	1.4	1.4	9.8	11.9	6.3	16.1	19.6
150gal 液状化程度		○	○	○	○	○	○	○
200gal 液状化程度		○	○	○	○	○	○	○
350gal 液状化程度		○	○	○	×	○	○	○