

## 1. 調査概要

- (1) 調査名 : 平成20年度 旭川法務総合庁舎敷地調査
- (2) 調査箇所 : 北海道旭川市花咲町4丁目2272（図1-1, 図1-2参照）
- (3) 調査工期 : 平成20年6月30日
- (4) 調査目的 : 本業務の目的は、旭川法務総合庁舎建替え予定地における地盤状況を明らかにし、設計・施工に必要な基礎資料を提供することである。
- (5) 調査内容 : 調査内容は以下のとおりである。数量表を次ページ表1-1に示す。
- |                   |     |      |
|-------------------|-----|------|
| ・ ボーリング (φ 66mm)  | 12孔 | 計77m |
| ・ ボーリング (φ 116mm) | 1孔  | 計 6m |
| ・ 標準貫入試験          |     | 計77回 |
| ・ トリプルサンプリング      |     | 計1試料 |
| ・ 地盤の平板載荷試験       |     | 計2箇所 |
| ・ 室内土質試験          |     | 1式   |
- (6) 調査会社 : 株式会社 ズコーシャ

表 1-1 調査数量表

		ボーリング								サウンディング(標準貫入試験)				土質試験												地盤改良 配合試験	六価クロム 溶出試験	平盤 載荷試験	平盤 載荷試験	掘削孔の 後処理	備考		
		φ116mm				φ66mm				自由地下 水位測定			礫質土	合計	(ロータリー式三重管サ ンプリングによる採 取)	(固定ピストン) による採 取	細 粒 分 含 有 率 試 験	物理的性質試験														力学的性質試験	
		調査 深度 (m)	シルト・ 粘土		礫 質土	合計	シルト・ 粘土		礫 質土		合計	シルト・ 粘土							礫質土	合計	土粒子の 密度試験	含水比試験	粒度試験	液性 限界試験	塑性 限界試験							湿潤 密度試験	土の一軸 圧縮試験
原設計	摘要																							100kg/㎡	100kg/㎡	深さ1.5m 最大荷重 50KN		砂					
	A - 1	10.0	3.3		0.7	4.0			6.0	6.0	1	0	サンプル位置＋ 上方除く	6	6	2		10	2	2	2	2	2	2				1					
	A - 2	10.0	3.3		0.7	4.0			6.0	6.0	1	0	サンプル位置＋ 上方除く	6	6	2		10	2	2	2	2	2	2				1					
	A - 3	10.0	3.3		0.7	4.0			6.0	6.0	1	0	サンプル位置＋ 上方除く	6	6	2		10	2	2	2	2	2	2				1					
	A - 4	10.0	3.3		0.7	4.0			6.0	6.0	1	0	サンプル位置＋ 上方除く	6	6	2		10	2	2	2	2	2	2				1					
	C - 1	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4													1					
	C - 2	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 3	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 4	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 5	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 6	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 7	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	C - 8	4.0					3.3		0.7	4.0	1	3		1	4												1						
	E - 1																							1	1	1	0						
計	72.0	13.2		2.8	16.0	26.4			29.6	56.0	12	24		32	56	8	0	40	8	8	8	8	8	8	1	1	1	0	12				

変更設計	摘要																												最大荷重 100KN	砂	
	A - 1	11.0					0.7=0.7		10.3	11.0	1	1	7m	10	11	0		11												1	
	A - 2	11.0					0.3=0.3		10.7	11.0	1	1	5m	10	11	0		11												1	
	A - 3	12.0					2.0=2.0		10.0	12.0	1	2	6m+7m	10	12	0		12												1	
	A - 4	12.0					3.0=3.0		9.0	12.0	1	3	5m+6m+7m	9	12	0		12												1	
	A - 5	6.0	1.4		4.6	6.0	←A-4隣接								1		1	1	1	1	1	1	1						1		
	C - 1	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 2	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 3	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 4	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 5	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 6	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 7	4.0					0.0=0		4.0	4.0	1	0		4	4														1		
	C - 8	3.0					0.0=0		3.0	3.0	1	0		3	3														1		
E - 1																							0	0	0	1		A-4付近深さ2.2m			
E - 2																							0	0	0	1		A-2付近深さ2.6m			
計	83.0	1.4		4.6	6.0	6.0			71.0	77.0	12	7		70	77	1	0	47	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	2	13	

増減	11	-12		2	-10	-20			41	21	0	-17		38	21	-7	0	7	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-1	-1	-1	2	1	
----	----	-----	--	---	-----	-----	--	--	----	----	---	-----	--	----	----	----	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	---	---	--



図 1-1 調査位置案内図 (S=1:25000) \*

\*国土地理院発行 1/25000 地形図「旭川」、「永山」

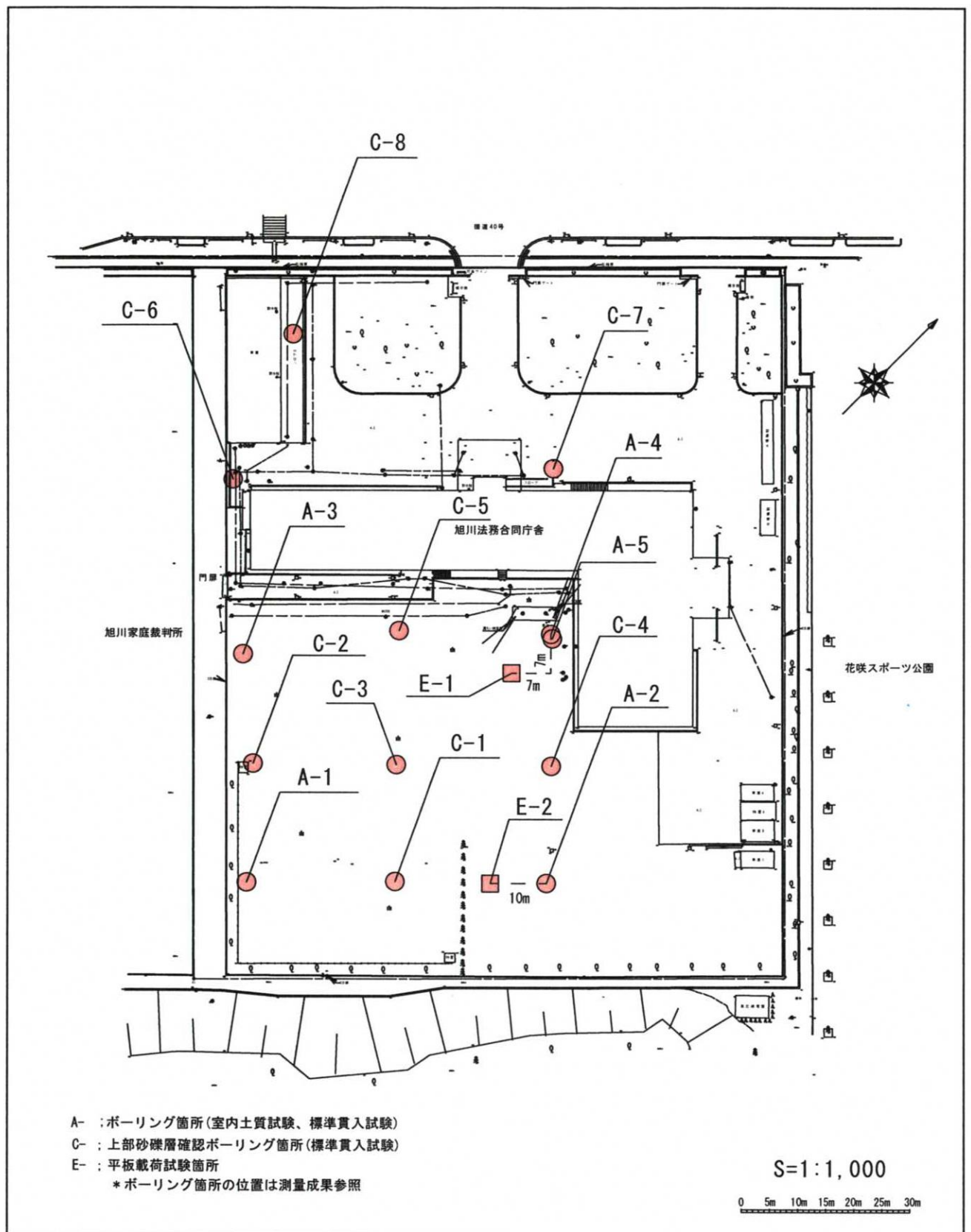


図1-2 調査位置図

## 2. 地形地質概要

調査地周辺の地形・地質概要を、昭和 30 年北海道開発庁発行の「5 万の 1 地質図幅説明書 旭川―第 49 号」を参考にまとめる。

### 2.1 地 形

調査地は旭川市街地に位置している。この西部地域は、中央北海道を南北に走るいわゆる神居古潭変成帯の一部及びこれを貫く火成岩類が露出しており、旭川市を含むその東部には溶結凝灰岩及び第四系よりなる地域が広く分布している。

第四紀よりなる平地の東辺には日高層群及びこれを貫く火成岩よりなる台地の一部が認められる。

第四紀よりなる平地には旭川市街地付近を合流点として北方、東方及び南方から放射状に河川が存在しており、合流点から西方にある神居古潭変成帯の山地を貫いて西方へと流れている。これらの河川は平坦地を削って沖積地を形成しており、調査地は石狩川右岸の沖積平坦地上に位置している。

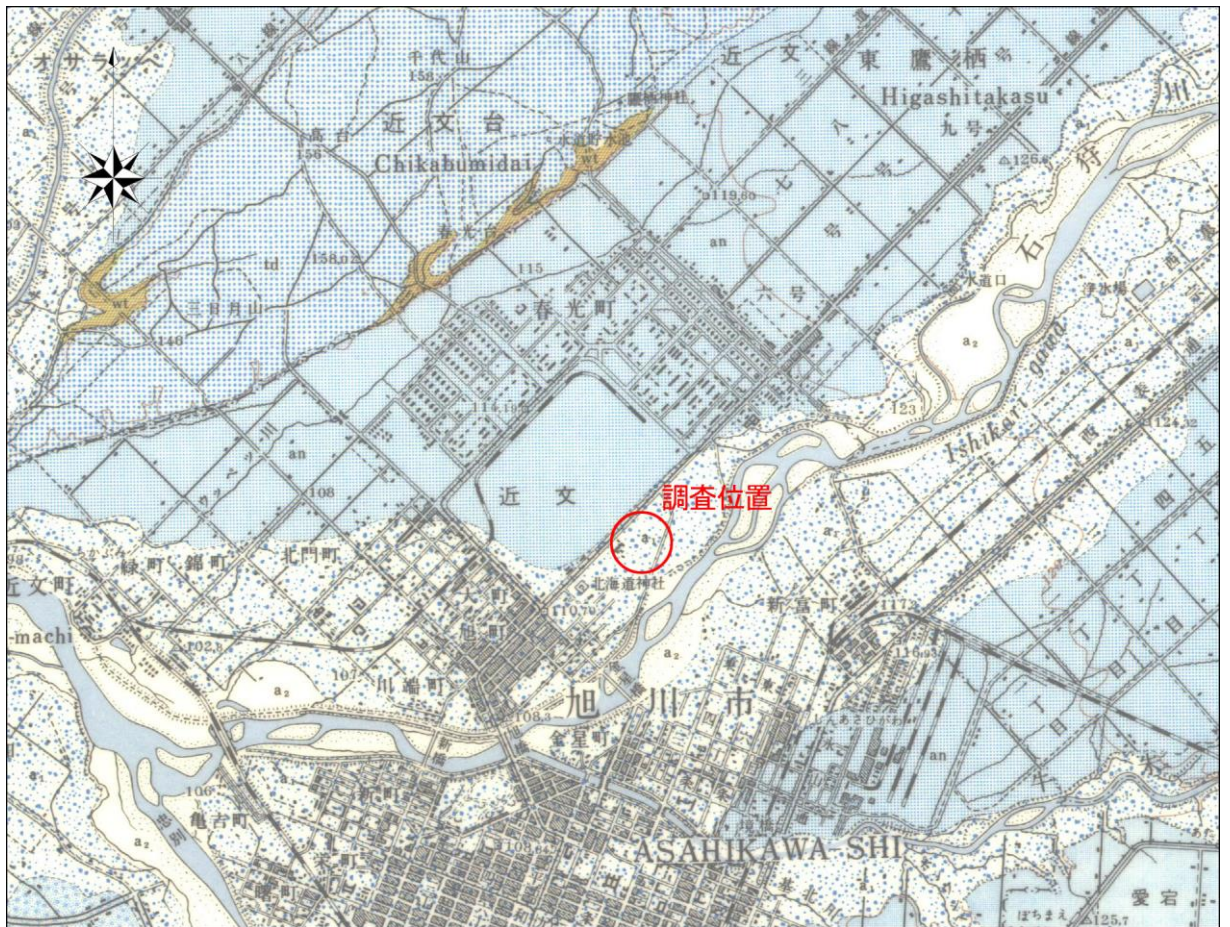
### 2.2 地 質

調査地付近を構成する地質はその性質より 6 つに大別することができる。

- ・ 神居古潭岩層及びこれに伴う火成岩類
- ・ 日高層群及びこれに伴う火成岩類
- ・ 第三系
- ・ 安山岩
- ・ 溶結凝灰岩
- ・ 第四系

これらのうち調査地に分布するのは、石狩川により堆積された第四系の沖積層である。ここの沖積層は地質時代的に新しい河床堆積物である。

この河床堆積物層の層厚は調査地ではおそらく 5 m 前後と思われ、その下位には洪積世前後に堆積した古期沖積層または低位段丘堆積物層が分布するものと考えられる。



## 凡 例

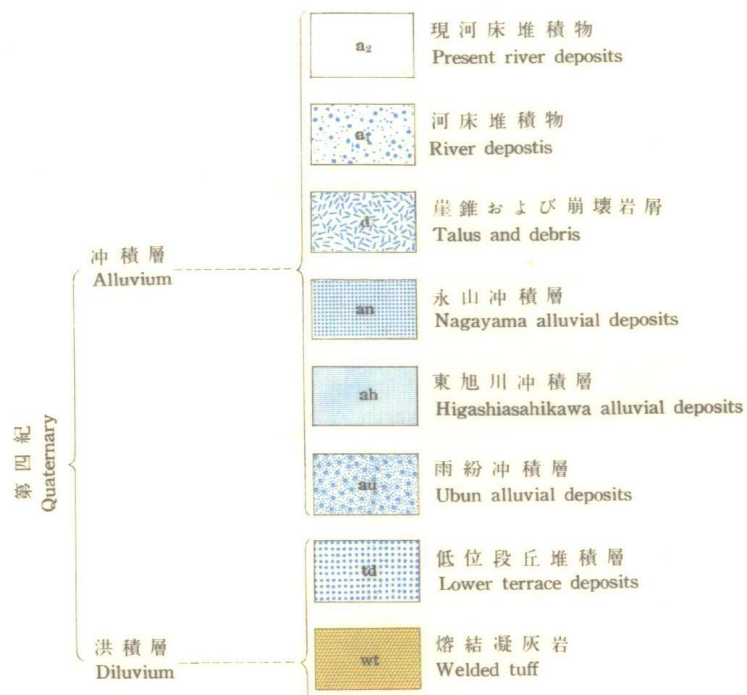


図 2-1 調査地周辺の地質図 (S=1:50000)\*

\*地質調査所：5 万分の 1 地質図幅「旭川 (旭川－第 49 号)」；1955

### 3. 調査方法

#### 3.1 ボーリング

ボーリングは土質構成と地下水位を把握する目的で、ロータリー式オイルフィード型試錐機を用いて行った。掘削孔径は 66mm 及び 116mm とし、N 値 30 以上の土層を層厚 3m 確認又は 1m 確認するまで掘進した。図 3-1 にボーリング概略図を示す。

#### 3.2 標準貫入試験

標準貫入試験は、土の硬軟、あるいは土の相対的締め具合を表す N 値を把握することを目的に、ボーリング調査と並行して実施した。

試験方法は JIS A 1219 に準じ、標準貫入試験用のサンプラーを孔底までおろし、 $63.5 \pm 0.5 \text{ kg}$  のドライブハンマーを  $76 \pm 1 \text{ cm}$  自由落下させて、30cm 貫入するのに要する打撃回数を求めるものである。試験は A-1～A-4 号孔および C-1～C-8 号孔において、1m につき 1 回の頻度で行い、ハンマーの落下は半自動落下装置を用いて行った。

図 3-2 に標準貫入試験概略図を示す。

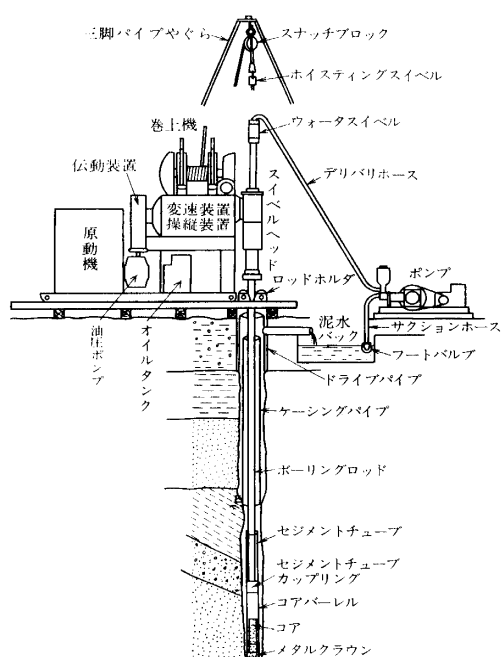


図 3-1 ボーリング概略図

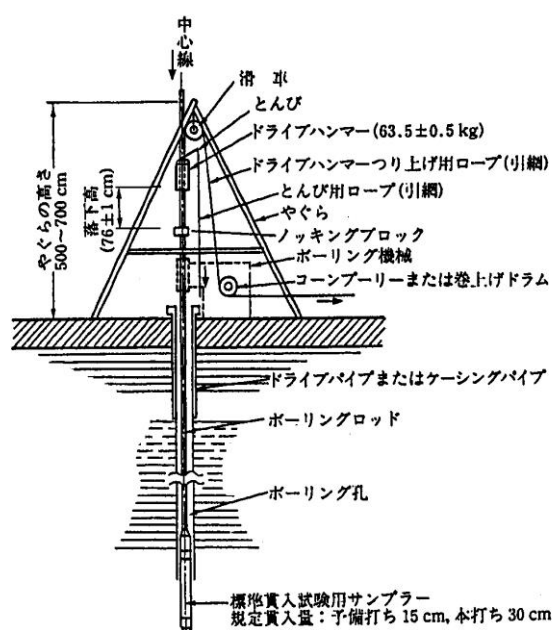


図 3-2 標準貫入試験概略図

### 3.3 サンプルング

土の乱さない試料を採取するために A-5 号孔においてサンプルリングを実施した。  
土質及びその硬軟による適用は以下の通りである。

表 3-1 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										
			粘 性 土			砂 質 土			砂 礫		岩 盤		
			軟 質	中 ぐ ら い	硬 質	ゆ る い	中 ぐ ら い	密 な	ゆ る い	密 な	軟 岩	中 硬 岩	硬 岩
			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			
固定ピストン式 シンウォール サンプラー	エキステンシ ョンロッド式	単管	◎	○		○							
	水圧式		◎	◎		○							
ロータリー式二重管サンプラー		二重管		◎	○								
ロータリー式三重管サンプラー		三重管		◎	◎	○	◎	◎		○			
ロータリー式スリーブ内蔵 二重管サンプラー		二重管		○	○			○			◎	◎	◎
ブロックサンプリング		－	◎	◎	◎	○	○	◎		○	○		

◎ 最適 , ○ 適

今回はサンプルング対象土層が N 値 9～13 のシルト層であるためロータリー式  
三重管サンプラー(図 3-3)を使用した。

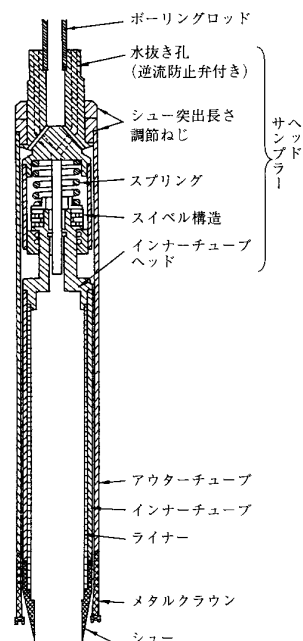


図 3-3 ロータリー式三重管サンプラー

### 3.4 室内土質試験

室内土質試験は、標準貫入試験によって得られる試料を用いて細粒分含有率試験を、トリプルサンプラーにより採取した乱さない試料を用いて物理試験及び力学試験を実施した。試験実施試料について表 3-2 に、試験項目及び試験方法について表 3-3 にまとめる。

表 3-2 試験実施試料

孔番	試料深度 (m)	試料数	実施試験*
A-1	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11,	11	A
A-2	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11,	11	
A-3	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12	12	
A-4	1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12	12	
A-5	5～6	1	A, B, C, D E, F, G, H

\*実施試験の表中のアルファベットは表 3-3 による

表 3-3 試験項目と試験方法

記号	試験項目名	試験方法
A	土の細粒分含有率試験	JIS A 1223:2000
B	土粒子の密度試験	JIS A 1202:1999
C	土の含水比試験	JIS A 1203:1999
D	土の粒度試験	JIS A 1204:2000
E	土の液性限界・塑性限界試験	JIS A 1205:1999
F	土の湿潤密度試験	JIS A 1225:2000
G	土の一軸圧縮試験	JIS A 1216:1998
H	土の圧密試験	JIS A 1217:2000

### 3.5 平板載荷試験

本試験は対象地盤に対して直接載荷重をかけ地盤の地耐力などの設計資料を得るために A-2 号孔及び A-4 号孔近傍の 2 か所で実施した。

根切り底面の試験地点を平面かつ自然の状態に仕上げ、直径 300mm 高さ 25mm の円形鉄板（載荷板）を設置し、その上にオイルジャッキ、サポート、圧力計、球座をセットし、対荷重としては重機を利用した。

沈下量は、載荷板対角 4 点に精度 1/100mm、ストローク 50mm のダイヤルゲージを用いて測定する。その荷重量は圧力計（ロードセル）によって決定した。

なお、試験は 1 サイクル 8 段階とし、各荷重段階の荷重量を表 3-4 に示す。（実荷重は、試験時に実際に作用させる荷重で、1 m<sup>2</sup>あたりの荷重を載荷板面積 0.071 m<sup>2</sup>に換算したもの）

表 3-4 荷重段階

段階 荷重	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧ (最大荷重)
1 m <sup>2</sup> 当たり (kN/m <sup>2</sup> )	176.1	352.1	528.2	704.2	880.3	1056.3	1232.4	1408.5
実荷重 (kN)	12.5	25.0	37.5	50.0	62.5	75.0	87.5	100

載荷順序：①→②→③→④→⑤→⑥→⑦→⑧→⑦→⑥→⑤→④→③→②→①

各荷重保持時間は各段階とも 30 分間、除荷段階では 5 分間とし、沈下量の測定時間は各荷重段階において所定の荷重に達した後、経過時間 1 分、2 分、5 分及び以後 5 分毎に荷重保持時間の間継続して行う。

なお、除荷時は経過時間 1 分、2 分及び 5 分に沈下量の測定を行う。

また、本載荷の前に第一段階を越えない荷重で、急速繰り返しによる予備載荷を行った。

## 4. 調査結果

### 4.1 地層構成

ボーリング結果によると、調査地の地層は第四紀完新世の河床堆積物と完新世～更新世に堆積した河川堆積物で構成されていることが明らかになった。

今回の調査深度内では、上部より盛土層、旧表土層、上部砂礫層、シルト層、礫混じり砂層及び下部砂礫層に区分された。

調査地の地質構成表を表 4-1 に、土層対比図を図 4-1 に、地質断面図を巻末に示す。

表 4-1 調査地の地質構成表

時 代		地 層 名	構 成 土 層 名	記号	N 値	平均 N 値
第 四 紀	完 新 世  更 新 世	盛 土 層	礫、砂、シルト 腐植土	Bk	3～19	8
		旧 表 土 層	腐植土、火山灰質砂	Ss	6～10	8
		上 部 砂 礫 層	砂礫、礫混じり砂	Ag	11～60 以上	33
		シ ル ト 層	シルト、砂質シルト	Mc	9～60 以上	28
		礫 混 じ り 砂 層	礫混じり砂	Sg	32～58	45
		下 部 砂 礫 層	砂礫	Gs	34～60 以上	50

※平均 N 値は小数点以下を四捨五入し 60 以上のものは 60 として算出。

参考として、表 4-2 に粘性土のコンシステンシーと N 値の関係を、表 4-3 に砂の相対密度と N 値の関係を示す。

表 4-2 粘性土のコンシステンシーと N 値の関係\*

コンシステンシー	非常に 軟らかい	軟らかい	中位の	硬い	非常に 硬い	固結した
N 値	2 以下	2～4	4～8	8～15	15～30	30 以上

表 4-3 砂の相対密度と N 値の関係\*

相対密度	非常に緩い	緩い	中位の	密な	非常に密な
N 値	0～4	4～10	10～30	30～50	50 以上

\*(社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p. 263, 267，2004

# 土層対比図 V=1 : 100 S=任意

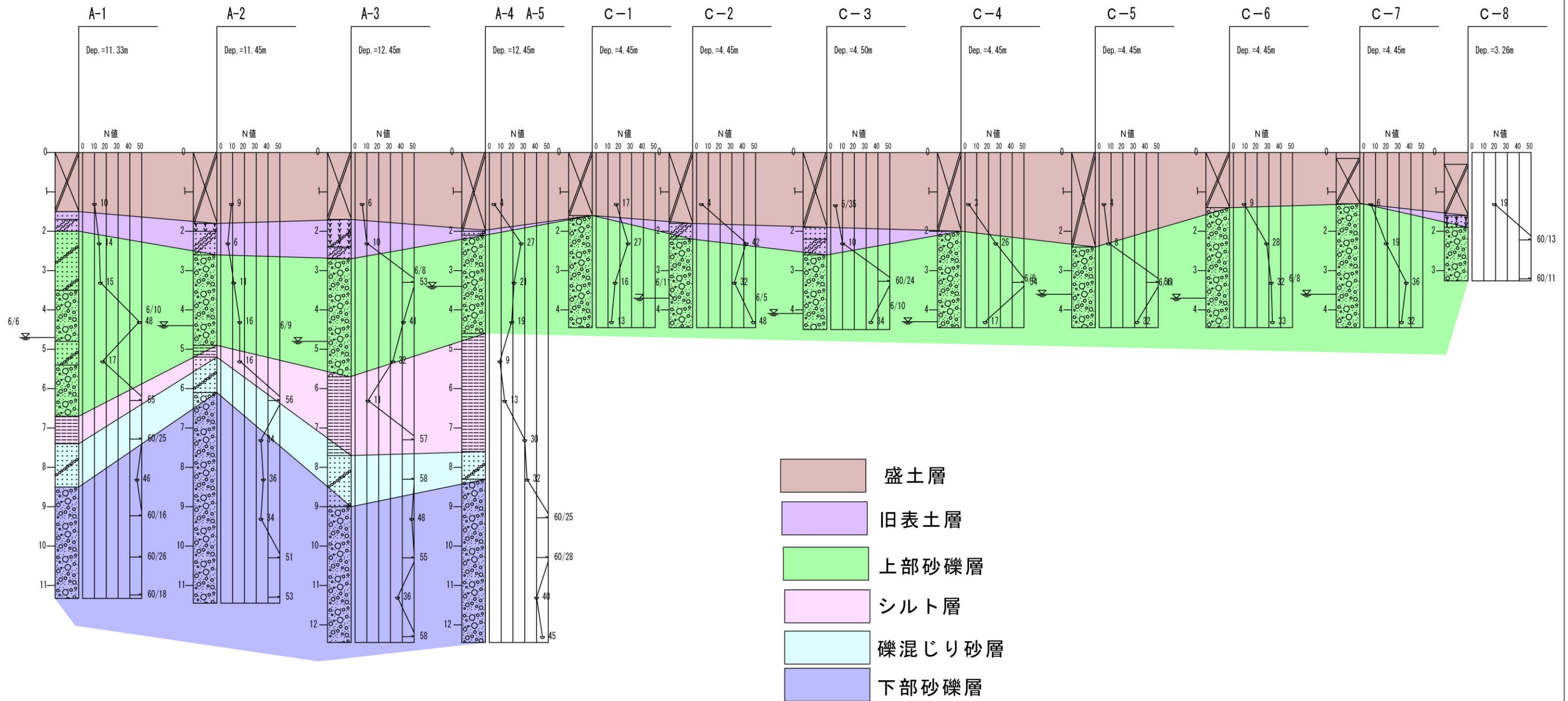


図 4-1 土層対比図

各土層の概要を以下にまとめる。

#### <盛土層>

本層は計画地の地表面に分布し、層厚は 2.0m 前後である。

本層は砂、礫、シルト及び腐植土の混合土で構成され、礫は最大で 200mm 前後のものが確認されている。全体に非常に不均質な土層である。

本層の N 値は 3～19 を示し、平均 N 値は 8 の緩い相対密度であった。

#### <旧表土層>

本層は盛土層下に分布する盛土施工以前の表土層を形成していた土層である。場所によっては欠如している。腐植土層と火山灰質砂層の互層で構成される。層厚は最大で A-3 孔での 1.0m である。

本層の N 値は 6～10 を示し、平均 N 値は 8 の中位のコンシステンシーであった。

#### <上部砂礫層>

本層は表土の盛土層の下位に分布し、層厚は 2.0m 前後である。

基質は細～粗粒の不均一な砂であり、所々で火山灰が混入している。礫は径 2～50mm の垂円～円礫が主体で、礫含有率は 20～60%前後とばらついている。最大礫径は 250～300mm のものが確認されている。基質は緩く孔壁が崩壊しやすい。

全体に礫含有率が極端に低い場合、ボーリング柱状図では礫混じり砂と表現しているが、この層は水平分布に乏しく局所的に多く存在する土層と考えられる。

本層の N 値は 11～60 以上を示し、平均は 33 の密な相対密度であった。

#### <シルト層>

本層は上部砂礫層の下位に分布し、層厚は最大で A-4 孔の 3.0m である。

本層はほぼ均質で青灰色を示し、含水は中程度で粘性はやや強い。所によって細粒～粗粒砂の薄層を挟んでおり、また下部ほど砂分が混入し砂質シルト状のところもある。

所々固結しており非常に硬い。

本層の N 値は 9～60 以上を示し、平均値は 28 の固結したコンシステンシーであった。

#### < 礫混じり砂層 >

本層はシルト層の下位に分布し、層厚は 1.0m 前後である。

本層は細粒～粗粒のシルト分が若干混入する砂を主体とする。礫は径 2～30mm の亜角～角礫が主体であり、礫分は 20% 程度である。

本層の N 値は 32～58 で、平均 N 値は 45 の密な相対密度であった。

#### < 下部砂礫層 >

本層は礫混じり砂層の下位に分布し、層厚は 5m 以上である。

基質は細粒分が混入する細～粗粒の不均一な凝灰質砂である。礫は径 2～50mm の亜角～角礫が主体で、礫含有率は 40～60% である。最大礫径は 200mm のものが確認されている。含水は多い。

全体に礫含有率にはばらつきがみられ、また 5mm 内外の円礫の混入もみられる。

本層の N 値は 34～60 以上を示し、平均は 50 の非常に密な相対密度であった。

## 4.2 地下水位

ボーリング作業時の初期水位観測結果を表 4-4 に示す。

表 4-4 初期水位観測結果

孔 番	掘削深度 (m)	初期水位		観測日	水位を確認した土層
		深度 GL-(m)	標高 (m)		
A-1	11.33	4.70	109.57	H20.6.6	上部砂礫層
A-2	11.45	4.40	110.05	H20.6.10	上部砂礫層
A-3	12.45	4.80	109.68	H20.6.9	上部砂礫層
A-4	12.45	3.40	110.92	H20.6.8	上部砂礫層
A-5	6.00	3.50	110.83	H20.6.12	上部砂礫層
C-1	4.45	確認されず		H20.6.12	—
C-2	4.45	3.70	110.81	H20.6.11	上部砂礫層
C-3	4.50	4.10	110.38	H20.6.5	上部砂礫層
C-4	4.45	4.30	110.25	H20.6.10	上部砂礫層
C-5	4.45	3.60	110.87	H20.6.8	上部砂礫層
C-6	4.45	3.70	110.81	H20.6.11	上部砂礫層
C-7	4.45	3.60	110.84	H20.6.8	上部砂礫層
C-8	3.26	確認されず		H20.6.6	—

ボーリング掘削時の初期水位は深度 4m 前後、標高では 110m 前後で観測されている。これらの水位は上部砂礫層中でいずれも確認されており、本層は透水性が良好な土層であるため、計画地における地下水位と考えられる。

この地下水は自由地下水面であるため、季節や気象の変化に伴い変動するので注意が必要である。また局所的に水量が多くなる（いわゆる水みち）可能性も考えられる。

### 4.3 室内土質試験

室内土質試験結果の詳細は巻末のデーターシートに示すとおりである。

細粒分含有率試験結果を表 4-5 に、A-5 孔の深度 5m～6m の乱さない試料に対する試験結果を表 4-6 にまとめる。

表 4-5 細粒分含有率試験結果

試料深度	A-1 孔	A-2 孔	A-3 孔	A-4 孔	A-5 孔
1m	11.3	33.6	31.6	34.4	—
2m	23.6	63.2	51.7	6.4	—
3m	7.8	10.3	7.4	13.7	—
4m	6.8	8.6	10.1	16.6	—
5m	6.0	41.9	9.1	47.8	55.8
6m	18.4	5.7	34.8	34.5	—
7m	38.1	7.9	25.2	39.3	—
8m	10.0	6.9	11.1	6.0	—
9m	11.2	5.7	10.5	9.7	—
10m	20.6	13.1	9.3	6.4	—
11m	7.7	7.4	6.8	8.3	—
12m	—	—	6.8	8.6	—

単位：％

表 4-6 A-5 孔深度 5m～6m のシルト層に対する試験結果

湿潤密度	土粒子の密度	含水比	粒度組成			液性限界	塑性限界	一軸圧縮	圧密特性	
			砂分	シルト分	粘土分				圧縮指数	圧密降伏応力
$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w_n$ (%)	(%)	(%)	(%)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$C_c$	$P_c$ kN/m <sup>2</sup>
1.756	2.684	47.8	44.4	36.0	19.6	80.7	23.2	51.7 59.0	0.637	524

#### 4.4 平板載荷試験

2 か所で実施した平板載荷試験は、上部砂礫層に対し最大荷重 100kN で実施した。  
データシートは巻末にまとめて付してある。

E－1 箇所では載荷重 75kN で地盤破壊に至ったため試験を中止している。

試験結果から得られる沈下量－荷重強さ曲線 (S-logP 曲線) は以下の通りである。

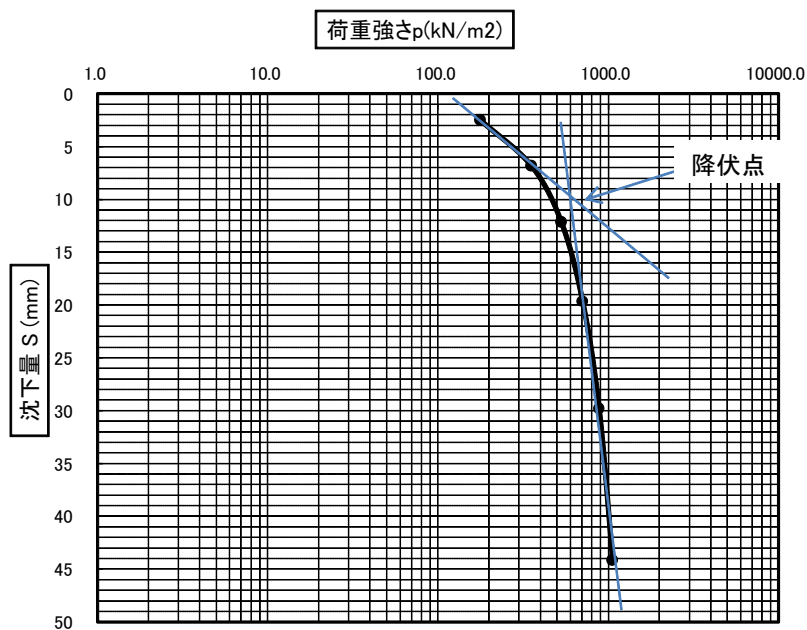


図 4-2 S-logP 曲線 (E-1 地点)

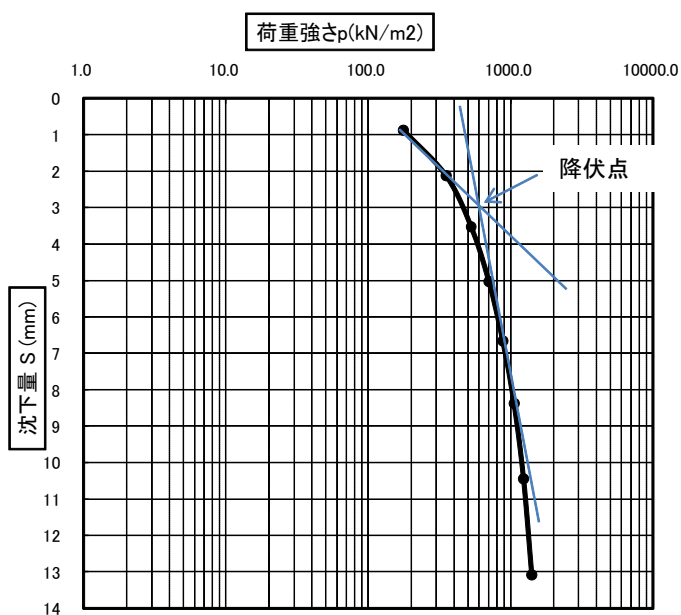


図 4-3 S-logP 曲線 (E-2 地点)

平板載荷試験結果から地盤の極限支持力を求める方法は、S-logP 曲線において沈下量軸と平行となる点とする場合や、曲線の沈下が直線的になる点とする場合などがある。今回はいずれの方法においても明確な点が存在しないため図に示した方法で求めた。

いずれも  $600\text{kN/m}^2$ （実荷重  $42.6\text{kN}$ ）付近が降伏点とし、この荷重が極限支持力と考えられる。

## 5. 考 察

### 5.1 土質定数

今回の調査結果から土質定数についてここで提案する。土質定数については各種土質試験などを実施し直接求められている場合はその値を、試験を実施していないものについては文献等を参考に求める。

今回提案される土質定数を表 5-1 にまとめ、以下その根拠について述べる。

表 5-1 土質定数

地層名 (記号)	N 値	単位体積 重 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )
盛 土 層	8	20	26	0	5600
旧 表 土 層	8	14	26	0	5600
上 部 砂 礫 層	33	19	37	0	28655*
シ ル ト 層	28	17.6*	0	27.7*	3450*
礫 混 じ り 砂 層	45	19	41	0	31500
下 部 砂 礫 層	50	20	42	0	35000

\* 試験値

#### (1) N 値

N 値は各土層の平均 N 値とする。

#### (2) 強度定数 $c$ , $\phi$

強度定数のうち粘着力  $c$  は、砂質土については 0、また内部摩擦角  $\phi$  については粘性土については 0 とする。

内部摩擦角  $\phi$  は「建築構造設計基準及び同解説」より次式で算出する。

$$\phi = \sqrt{15N+15} \text{ ----- (式 5-1)*}$$

ただし、 $\phi$  : 土の内部摩擦角 (°)

N : N 値

\*社団法人 公共建築協会:建築構造設計基準及び同解説, p. 185, 1998

各土層の粘着力  $c$  は、 $N$  値から「道路橋示方書・同解説」に示された式 5-2 で推定する。なお、土質試験を行ったシルト層については、一軸圧縮強度  $q_u$  から式 5-3 で推定する。

$$c = 6N \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{-----} \quad (\text{式 5-2})^*$$

$$c = q_u/2 \quad (\text{kN/m}^2) \quad \text{-----} \quad (\text{式 5-3})^{**}$$

ただし、 $c$ ：粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

$q_u$ ：一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

$N$ ： $N$  値

### (3) 土の単位体積重量 $\gamma$

土質試験を行ったシルト層については、湿潤密度試験結果を採用する。その他の土層については、「道路橋示方書・同解説」の一般値を参考に決定する。

表 5-2 土の単位体積重量の目安\*\*\*

地 盤	土 質	単位重量 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	
		ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂 質 土	19	

※ 地下水位面より下の土層については、上表より  $9 (\text{kN/m}^3)$  を差し引く。

\*日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, p. 131, 2002

\*\*日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, p. 236, 1996

\*\*\*日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編, p. 41, 2002

#### (4) 地盤の変形係数 E

地盤の変形係数を求める主な方法は以下の通りである。

- ・ 直径 30cm の剛体円盤による平板載荷試験
- ・ 孔内水平載荷試験
- ・ 供試体の一軸または三軸圧縮試験
- ・ 標準貫入試験の N 値から推定式によって求める方法

今回の土層構成の中では上部砂礫層については平板載荷試験結果から式 5-4 によって求める。シルト層については一軸圧縮試験の  $E_{50}$  値を採用する。その他の土層については、N 値から式 5-5 によって推定した。

地盤工学会によれば、平板載荷試験結果から地盤の変形係数を求める場合、以下の式が示されている。

$$E = I_p B (1 - \nu^2) \frac{\Delta P}{\Delta S} \text{ ----- (式 5-4)*}$$

ただし、E：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I_p$ ：基礎底面の形状と剛性によって決まる係数

(剛で円形の場合 0.79)

$\nu$ ：地盤のポアソン比 (0.3 とする)

B：載荷板の直径 (0.30m)

$\Delta P$ ：単位面積あたりの荷重強さの変化量 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta S$ ： $\Delta P$  に対する沈下量 (m)

計算にあたっては、平板載荷試験時の沈下—荷重曲線で比較的直線性が良好な E-2 のデータを利用する。

$$E = I_p B (1 - \nu^2) \frac{\Delta P}{\Delta S} = 0.79 \times 0.3 \times (1 - 0.3^2) \times \frac{(528.2 - 176.1)}{(0.00353 - 0.00088)} = 28655 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$E = 700N \text{ ----- (式 5-5)**}$$

ただし、E：地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

N：N 値

---

\*社団法人 地盤工学会：地盤調査法, p. 351, 1995

\*\*社団法人 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p. 323, 2004

## 5.2 地盤の液状化

A-1 孔、A-2 孔、A-3 孔及び A-4 孔の各孔では、標準貫入試験によって得られる深度 1m 毎の全試料に対して細粒分含有率試験を実施しており、この試験結果を用いて計画地の液状化の検討を実施した。解析には、中央開発株式会社製の解析ソフト「CKC-Liq Ver.5.40」を使用した。

算出方法を表 5-3 に示し、算出結果を表 5-4～表 5-7 に示す。

いずれも判定基準である F L 値が 1 以上であるため、計画地の地盤が液状化することはないとの判定を得た。

なお、算出にあたり仮定した条件は以下の通りである。

- ・地下水位はボーリング時に確認できた初期水位とした。
- ・マグニチュード  $M=8$ 、地表面最大加速度  $\alpha_{\max}=200 \text{ gal}$

表 5-3 建築基礎構造設計指針による液状化判定方法

## 地盤の液状化判定方法

### (1) 液状化判定の対象とすべき土層

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、細粒分含有率が 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、細粒分含有率が 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-1～図-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。

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

- 記号  $\tau_d$  : 水平面に生じる等価な一定繰返しせん断応力振幅 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_z$  : 検討深さにおける有効土被り圧 (鉛直有効応力) (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_n$  : 等価の繰返し回数に関する補正係数で  $\gamma_n = 0.1 (M-1)$  ただし、M はマグニチュード  
 $\alpha_{\max}$  : 地表面における設計用水平加速度 (cm/s<sup>2</sup>)  
 $g$  : 重力加速度 (980cm/s<sup>2</sup>)  
 $\sigma_z$  : 検討深さにおける全土被り圧 (鉛直全応力) (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_d$  : 地盤が剛体でないことによる低減係数で  $\gamma_d = 1 - 0.015 z$ 、  
 $z$  はメートル単位で表した地表面からの検討深さである。

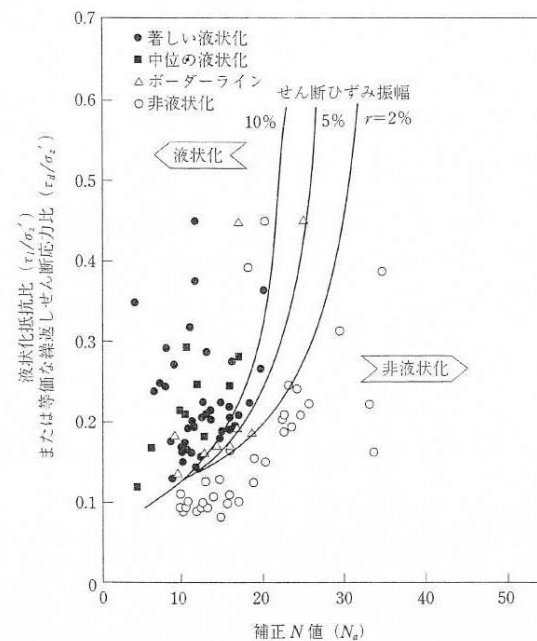


図-1 補正N値と液状化抵抗、動的せん断ひずみの関係

(b) 対応する深度の補正N値 ( $N_a$ ) を、次式から求める。

$$N_1 = C_N \cdot N$$

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

$$N_a = N_1 + \Delta N_f$$

- 記号  $N_1$  : 換算N値  
 $C_N$  : 拘束圧に関する換算係数  
 $\Delta N_f$  : 細粒分含有率  $F_c$  に応じた補正N値増分で、図-2 による。  
 $N$  : トンビ法または自動落下法による実測N値とする。

(c) 図-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。

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

上式から求めた  $F_l$  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 をき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。

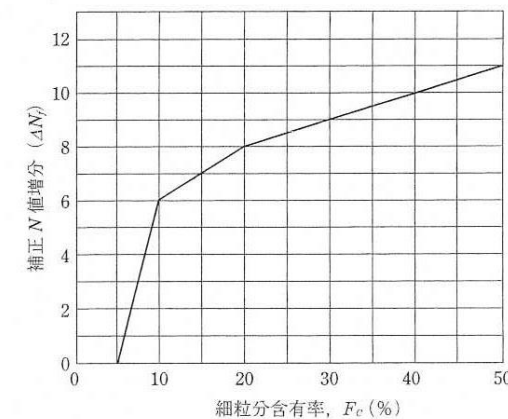


図-2 細粒分含有率とN値の補正係数

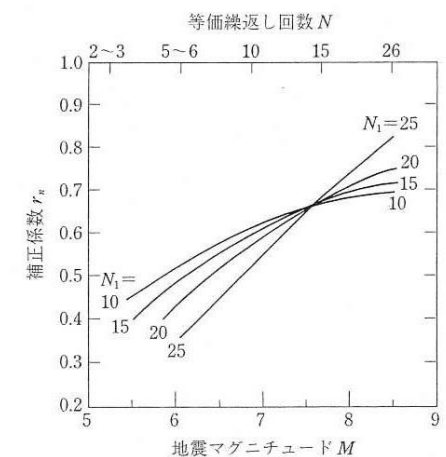


図-3 補正N値、マグニチュード、繰返し回数と補正係数の関係

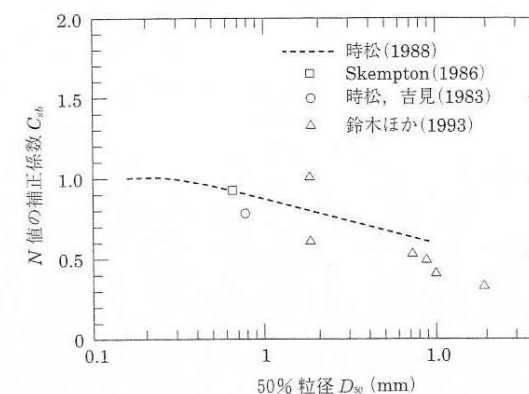


図-4 砂礫地盤のN値補正係数

※ 出典：「建築基礎構造設計指針（日本建築学会）」  
2001 年改定

表 5-4 A-1 号孔の液状化判定結果表

件名： 旭川法務総合庁舎敷地調査

ボーリング No. A-1

地盤標高： 114.27m

地下水位：GL- 4.70m

標尺 (m)	柱状図	地層深度 (m)	層厚 (m)	$\gamma_t$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$\gamma_{\text{sat}}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$\gamma'$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	計算深度 (m)	N 値	$\sigma_v$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\sigma_v'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	シルト分 (%)	粘土分 (%)	塑性指数	補正N 値	M = 8.0 $\alpha_{\text{max}} = 200.0 \text{ gal}$				低減係数	N 値 ●			標尺 (m)
															R	L	F L	判定		F L の深度分布 ○			
																				10	20	30	
																				0.5	1.0	1.5	
5		1.50	1.50	20.0	20.0	10.0	1.30	10	26.0	26.0					*****	*****	*****	*****	○	1.00		5	
		2.00	0.30	14.0	14.0	4.0	2.30	14	42.7	42.7					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
		3.50	1.50	19.0	19.0	9.0	3.30	15	61.7	61.7					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
		4.80	1.30	19.0	19.0	9.0	4.30	48	80.7	80.7					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
		5.40	0.60	19.0	19.0	9.0	5.30	17	99.7	93.7				18.8	0.218	0.140	1.6	○	1.00				
		6.70	1.30	19.0	19.0	9.0	6.30	55	118.7	102.7				62.0	3.960	0.150	26.5	○	1.00				
		7.40	0.70	17.7	17.7	7.7	7.30	60	136.9	110.9				66.8	3.960	0.157	25.2	○	1.00				
		8.50	1.10	19.0	19.0	9.0	8.30	46	155.8	119.8				48.0	3.684	0.163	22.6	○	1.00				
		10						9.30	60	175.6	129.6				58.9	3.960	0.167	23.8	○	1.00			
								10.30	60	195.6	139.6				58.8	3.960	0.169	23.4	○	1.00			
11.33	2.83		20.0	20.0	10.0	11.30	60	215.6	149.6				52.3	3.960	0.171	23.2	○	1.00					

沈下量

0.00 cm

P L 法

0.00

○

F L 値による判定  
X-液状化すると判定  
○-液状化しないと判定  
P L 法による判定  
X- $P L > 15$  液状化危険度が極めて高い  
△- $15 \geq P L > 5$  液状化危険度が高い  
○- $P L \leq 5$  液状化危険度が低い

表 5-5 A-2 号孔の液状化判定結果表

件名： 旭川法務総合庁舎敷地調査										ボーリング No. A-2					地盤標高： 114.45m				地下水位：GL- 4.40m				
標尺 (m)	柱状図	地層深度 (m)	層厚 (m)	$\gamma_t$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$\gamma_{\text{sat}}$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	$\gamma'$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	計算深度 (m)	N 値	$\sigma_v$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	$\sigma_v'$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	シルト分 (%)	粘土分 (%)	塑性指数	補正 N 値	M= 8.0 $\alpha_{\text{max}}=200.0 \text{ gal}$				低減係数	N 値 ● 10 20 30 40 F L の深度分布 ○ 0.5 1.0 1.5			標尺 (m)
															R	L	F L	判定					
5		1.80	1.80	20.0	20.0	10.0	1.30	9	26.0	26.0					*****	*****	*****	*****	○	1.00		5	
		2.60	0.60	14.0	14.0	4.0	2.30	6	43.0	43.0					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
							3.30	11	60.5	60.5					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
							4.30	16	79.5	79.5					*****	*****	*****	*****	○	1.00			
		4.90	2.30	19.0	19.0	9.0	5.30	16	98.1	89.1					27.1	0.760	0.145	5.2	○	1.00			
		6.10	0.90	19.0	19.0	9.0	6.30	56	117.3	98.3					57.3	3.960	0.154	25.7	○	1.00			
							7.30	34	137.3	108.3					36.1	2.021	0.161	12.5	○	1.00			
							8.30	36	157.3	118.3					35.4	1.913	0.166	11.5	○	1.00			
							9.30	34	177.3	128.3					30.9	1.280	0.170	7.5	○	1.00			
							10.30	51	197.3	138.3					50.0	3.958	0.172	23.0	○	1.00			
							11.33	53	217.3	148.3					46.4	3.456	0.174	19.9	○	1.00			
10																							
15																							
20																							
														沈下量		P L 法		0.00	F L 値による判定 X-液状化すると判定 ○-液状化しないと判定 P L 法による判定 X-PL>15 液状化危険度が極めて高い △-15≦PL>5 液状化危険度が高い ○-PL≦5 液状化危険度が低い				
														0.00 cm						○			

表 5-6 A-3 号孔の液状化判定結果表

件名： 旭川法務総合庁舎敷地調査      ボーリング No. A-3      地盤標高： 114.48m      地下水位：GL- 4.80m

標 尺 (m)	柱 状 図	地 層 深 度 (m)	層 厚 (m)	γ t (kN /m³)	γ sat (kN /m³)	γ ' (kN /m³)	計 算 深 度 (m)	N 値	σ v (kN /㎡)	σ v' (kN /㎡)	シル ト 分 (%)	粘 土 分 (%)	塑 性 指 数	補 正 N 値	M= 8.0 α m a x =200.0 gal				低 減 係 数	N 値 ● 10 20 30 40				標 尺 (m)
															R	L	F L	判 定		F L の深度分布 ○ 0.5 1.0 1.5				
5		1.70	1.70	20.0	20.0	10.0	1.30	6	26.0	26.0				*****	*****	*****	*****	○	1.00					
		2.40	0.70	14.0	14.0	4.0	2.30	10	42.4	42.4				*****	*****	*****	*****	○	1.00					
							3.30	53	59.4	59.4				*****	*****	*****	*****	○	1.00					
							4.30	41	78.4	78.4				*****	*****	*****	*****	○	1.00					
		5.70	3.00	19.0	19.0	9.0	5.30	32	97.4	92.4				38.2	2.309	0.139	16.7	○	1.00					
							6.30	11	115.6	100.6				20.4	0.250	0.149	1.7	○	1.00					
		7.70	2.00	17.7	17.7	7.7	7.30	57	133.3	108.3				63.3	3.960	0.157	25.3	○	1.00					
							8.30	58	151.8	116.8				59.9	3.960	0.163	24.4	○	1.00					
		9.00	1.30	19.0	19.0	9.0	9.30	48	171.1	126.1				48.8	3.798	0.167	22.8	○	1.00					
							10.30	55	191.1	136.1				52.3	3.960	0.170	23.3	○	1.00					
10							11.30	36	211.1	146.1				31.9	1.432	0.171	8.4	○	1.00					
		12.45	3.45	20.0	20.0	10.0	12.30	58	231.1	156.1				48.6	3.762	0.172	21.8	○	1.00					
15																							15	
20																							20	

沈下量

0.00 cm

PL 法

0.00

○

FL 値による判定  
X—液状化すると判定  
○—液状化しないと判定  
PL 法による判定  
X—PL > 15      液状化危険度が極めて高い  
△—15 ≤ PL < 5      液状化危険度が高い  
○—PL ≤ 5      液状化危険度が低い

表 5-7 A-4 号孔の液状化判定結果表

件名： 旭川法務総合庁舎敷地調査														ボーリング No. A-4		地盤標高： 114.32m		地下水位：GL- 3.40m					
標尺 (m)	柱状図	地層深度 (m)	層厚 (m)	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	計算深度 (m)	N 値	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )	シルト分 (%)	粘土分 (%)	塑性指数	補正 N 値	M= 8.0 $\alpha_{max}=200.0 \text{ gal}$				低減係数	N 値 ● 10 20 30 40			標尺 (m)
															R	L	F L	判定		F L の深度分布 ○ 0.5 1.0 1.5			
5		2.00	2.00	20.0	20.0	10.0	1.30	4	26.0	26.0					*****	*****	*****	*****	○	1.00		5	
		2.30	27	45.2	45.2					*****	*****	*****	*****	○	1.00								
		3.30	21	64.2	64.2					*****	*****	*****	*****	○	1.00								
		4.30	19	83.2	74.2					29.4	1.073	0.150	7.2	○	1.00								
		5.30	9	101.3	82.3					20.7	0.256	0.162	1.6	○	1.00								
		6.30	13	119.0	90.0					23.2	0.333	0.171	1.9	○	1.00								
		7.30	30	136.7	97.7					40.3	2.600	0.178	14.6	○	1.00								
		8.30	32	155.3	106.3					32.2	1.473	0.183	8.1	○	1.00								
		9.30	60	175.3	116.3					61.3	3.960	0.185	21.4	○	1.00								
		10.30	60	195.3	126.3					55.1	3.960	0.187	21.2	○	1.00								
		11.30	40	215.3	136.3					38.2	2.311	0.187	12.3	○	1.00								
		12.30	45	235.3	146.3					41.5	2.773	0.187	14.8	○	1.00								
15																					15		
20																					20		
														沈下量		P L 法		0.00	F L 値による判定 X-液状化すると判定 ○-液状化しないと判定 P L 法による判定 X-PL>15 液状化危険度が極めて高い △-15≧PL>5 液状化危険度が高い ○-PL≦5 液状化危険度が低い				
														0.00 cm				○					

### 5.3 支持層および基礎形式

調査結果に基づき、建築構造物の支持層と基礎形式についての検討を行う。

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としており、明確な支持層の基準は設けていない\*。従って支持地盤は、所定の支持力が得られ、かつ基礎に生じる沈下量が上部構造や基礎構造自体の許容変形量内に収まる地盤と考えることができる。支持地盤の深度と適応可能な基礎形式の概念図を図 5-1 に示す。

調査結果によると、深度 2.0m～2.7m より N 値 11～60 以上とバラつくが平均 N 値 33 を示す砂礫層(上部砂礫層)が分布している。本層の層厚は 3m 前後であり、N 値のばらつきから考えても良好な支持層と言いきれない。また、本層直下にはシルト層が分布しており、基礎形式の選定においては二層地盤の検討も必要であると思われる。従って、比較的軽量の構造物であれば、直接基礎の検討が可能と思われるが、3～4 階建てあるいはそれ以上の規模を有する建築物において直接基礎を採用する場合、布基礎やべた基礎を用いるなど、支持地盤への荷重値をある程度小さく抑える工夫が必要と考えられる。

上部砂礫層で必要な地耐力が得られない場合は深度 6m～7m より出現する N 値が全て 30 以上を示す砂礫層(下部砂礫層)を支持層とした支持杭基礎が考えられる。

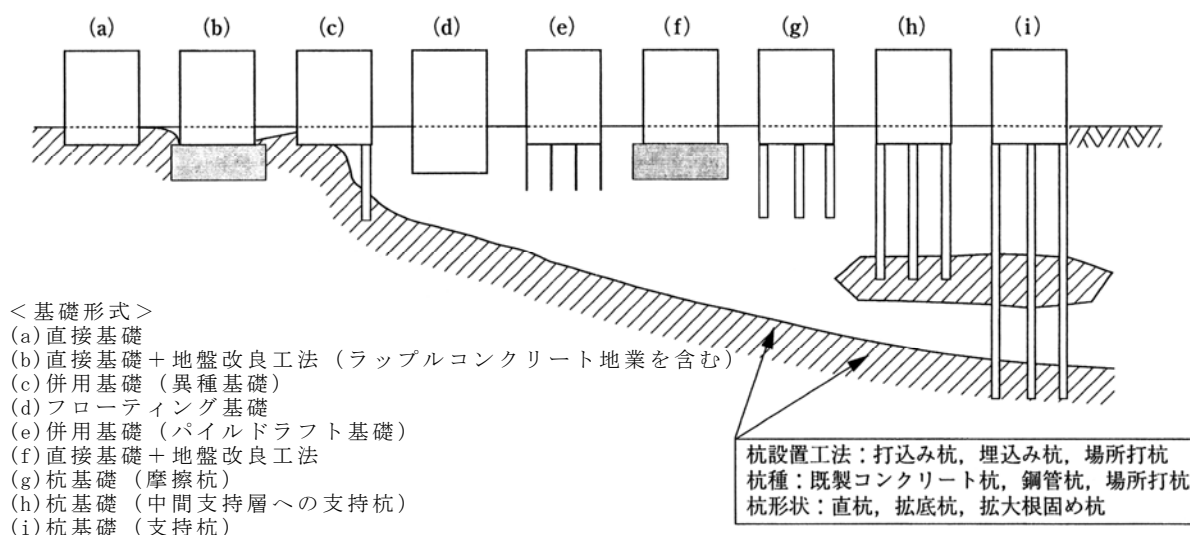


図 5-1 支持地盤の深度と適応可能な基礎形式の概念図\*\*

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p. 57, 2001

\*\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p. 58, 2001

## 5.4 直接基礎

### (1) 許容支持力の検討

前節で述べたとおり、基礎形式としては、上部砂礫層への直接基礎の採用が考えられるが、直下にシルト層が分布しているため、二層地盤の検討が必要となる。

本節では、以下の 3 ケースで砂礫層の許容支持力を試算し、最も小さい値を砂礫層の許容支持力として採用する。

#### ① 平板載荷試験結果を用いて支持力を求める方法

「国土交通省告示第 1113 号第二(2)式」によると、地盤の長期許容支持力は、以下に示す式 5-6 で求められる。

$$qa = qt + \frac{1}{3} N' \gamma_2 D_f \quad \text{-----} \quad (\text{式 5-6})^*$$

ただし、 $qa$ ：地盤の長期許容支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

$qt$ ：平板載荷試験による降伏荷重の 1/2 もしくは、極限荷重の 1/3 のうち、いずれか小さい値 (kN/m<sup>2</sup>)

ここでは試験の降伏荷重 600kN/m<sup>2</sup> を極限荷重として扱うこととして、 $qt=200\text{kN/m}^2$  とする。

$N'$ ：地盤の支持力係数で締まった砂質地盤では 12、緩い砂質地盤では 6、粘性土地盤では 3 とする。上部砂礫層の平均  $N$  値は 33 なので、ここでは締まった砂質地盤の値 12 を採用する。

$\gamma_2$ ：基礎底面より上にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ここでは、基礎底面上部にある土の単位体積重量の加重平均値である 18(kN/m<sup>3</sup>)を採用する。

$D_f$ ：基礎底面までの深さ(m)

ここでは、砂礫出現深度が最も深かった A-3 孔のボーリング結果を参考に、2.7m と仮定した。

以上から長期許容支持力は以下のようになる。

$$qa = 200 + \frac{1}{3} \times 12 \times 18 \times 2.7 = 394.4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

---

\*社団法人 地盤工学会：地盤調査の方法と解説, p. 501, 2004

## ② 支持力式を用いて支持力を求める方法

「国土交通省告示第 1113 号第二(1)式」によると、地盤の長期許容支持力は、以下に示す式 5-7 で求められる。

$$qa = \frac{1}{3}(i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \text{-----} \quad (\text{式 5-7})^*$$

ただし、 $qa$ ：地盤の許容応力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$i_c, i_\gamma, i_q$ ：基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて、次式で計算した数値

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2 \quad i_\gamma = (1 - \theta/\phi)^2$$

$\theta$ ：基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 (度)

( $\theta$  が  $\phi$  を超える場合は、 $\phi$  とする)

$\phi$ ：地盤の特性によって求めた内部摩擦角 (度)

$\alpha \cdot \beta$ ：基礎荷重面の形状に応じて表 5-8 に掲げる係数

$c$ ：基礎荷重面下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$ ：基礎荷重面の短辺あるいは短径 (m)

$L$ ：基礎荷重面の長辺あるいは長径 (m)

$N_c, N_\gamma, N_q$ ：地盤内部の摩擦角に応じて表 5-9 に掲げる支持力係数

$\gamma_1$ ：基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$ ：基礎荷重面より上方にある地盤の平均単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$D_f$ ：基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ (m)

表 5-8 形状係数

基礎形状 係数	円形	円形以外の形状
$\alpha$	1.2	1.0+0.2(B/L)
$\beta$	0.3	0.5-0.2(B/L)

表 5-9 支持力係数

内部摩擦角 支持力係数	0 度	5 度	10 度	15 度	20 度	25 度	28 度	32 度	36 度	40 度 以上
$N_c$	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
$N_\gamma$	0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.0	93.7
$N_q$	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

※この表に掲げる内部摩擦角以外については、表中の値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

以下の計算条件を仮定して、許容支持力を算定する。なお、計算は平板載荷試験を実施した A-4 孔の土層モデルに基づいて行う。

【計算条件】

- ・  $N = 11$  (砂礫層の最低  $N$  値を採用)
- ・  $\phi = \sqrt{15N} + 15 = 27.8$
- ・  $N_c = 25.5$
- ・  $N_\gamma = 10.9$
- ・  $N_q = 14.4$
- ・  $B = 45.5$  (現時点における計画基礎短辺長)
- ・  $L = 67.0$  (現時点における計画基礎長辺長)
- ・  $\alpha = 1.0 + 0.2 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.2 \left( \frac{45.5}{67.0} \right) = 1.14$
- ・  $\beta = 0.5 - 0.2 \frac{B}{L} = 0.5 - 0.2 \left( \frac{45.5}{67.0} \right) = 0.36$
- ・  $c = 0.0$
- ・  $D_f = 2.7$  (現時点における計画基礎底面深度)
- ・  $\gamma_1 = 19.0$
- ・  $\gamma_2 = (20 \times 2.0 + 14 \times 0.1 + 19 \times 0.6) / 2.7 = 19.6$
- ・  $i_c, i_\gamma, i_q = 1.0$  (ここでは、水平方向の荷重は考慮しない)

砂礫層の長期許容支持力計算過程を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 qa &= \frac{1}{3} (i_c \alpha c N_c + i_\gamma \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \\
 &= \frac{1}{3} (1.0 \times 1.14 \times 0.0 \times 25.5 + 1.0 \times 0.36 \times 19.0 \times 45.5 \times 10.9 + 1.0 \times 19.6 \times 2.7 \times 14.4) \\
 &= \frac{1}{3} (0 + 3392.298 + 762.048) \\
 &= 1385 (kN / m^2)
 \end{aligned}$$

計算結果から、支持力式で求めた砂礫層の長期許容支持力は  $1385 \text{ kN/m}^2$  と試算された。

### ③ 二層地盤を考慮した長期許容支持力の計算

「日本建築学会：建築基礎構造設計指針」を参考に、基礎底面下における応力拡散を考慮し、シルト層に生じる荷重が降伏支持力以内に収まるように、砂礫層の許容支持力を設定する。

二層地盤の検討概念図を図 5-2 に示す。なお、図中に示した  $p'$  をシルト層の降伏支持力  $q_y$  として、基礎底面にかかる荷重  $p$  (シルト層が降伏する許容支持力) を逆算する。なお、一般に降伏支持力は極限支持力の  $2/3$  程度と考えられている\*。

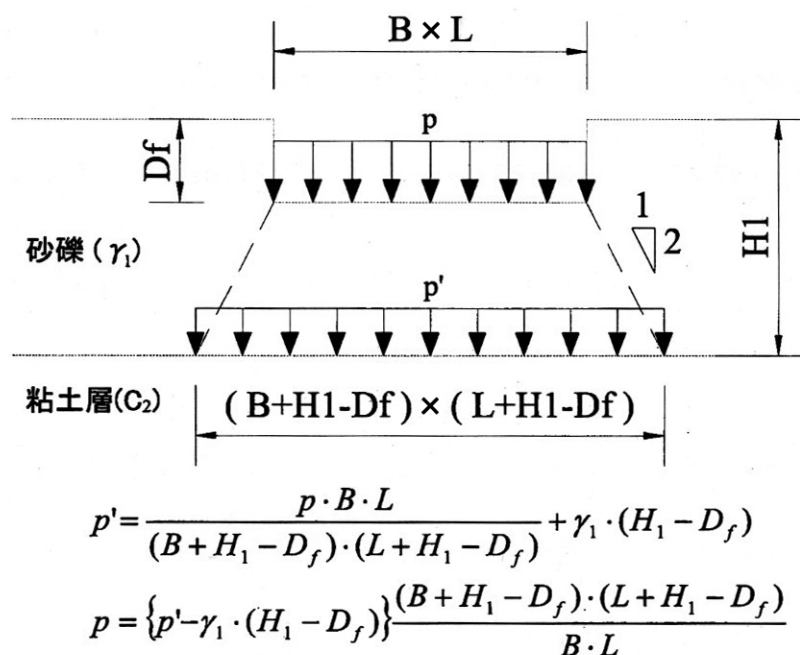


図 5-2 二層地盤の検討概念図\*\*

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.98，2001

\*\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.117，2001

以下の計算条件を仮定して、シルト層の降伏支持力  $q_y$  を算定する。なお、計算は平板載荷試験を実施した A-4 孔の土層モデルに基づいて行う。

【計算条件】

- $\phi = 0.0$
- $c = 27.7$
- $N_c = 5.1$
- $N_\gamma = 0.0$
- $N_q = 1.0$
- $B' = (B + H_1 - D_f) = 45.5 + 4.6 - 2.7 = 47.4$  (シルト層上面における短辺荷重幅)
- $L' = (L + H_1 - D_f) = 67.0 + 4.6 - 2.7 = 68.9$  (シルト層上面における長辺荷重幅)
- $\alpha = 1.0 + 0.2 \frac{B'}{L'} = 1.0 + 0.2 \left( \frac{47.4}{68.9} \right) = 1.14$
- $\beta = 0.5 - 0.2 \frac{B'}{L'} = 0.5 - 0.2 \left( \frac{47.4}{68.9} \right) = 0.36$
- $D_f' = 4.6$  (A-4 孔におけるシルト層上面深度)
- $\gamma_1' = 8.6$  (シルト層の水中単位体積重量)
- $\gamma_2' = (20 \times 2.0 + 14 \times 0.1 + 19 \times 1.3 + 10 \times 1.2) / 4.6 = 17.0$   
(シルト層上位に分布する土の平均単位体積重量)
- $i_c, i_\gamma, i_q = 1.0$  (ここでは、水平方向の荷重は考慮しない)

シルト層の降伏支持力  $q_y$  の計算過程を以下に示す。

$$\begin{aligned}
 q_y &= \frac{2}{3} (i_c \alpha N_c + i_\gamma \beta \gamma_1' B' N_\gamma + i_q \gamma_2' D_f' N_q) \\
 &= \frac{2}{3} (1.0 \times 1.14 \times 27.7 \times 5.1 + 1.0 \times 0.36 \times 8.6 \times 47.4 \times 0.0 + 1.0 \times 17.0 \times 4.6 \times 1.0) \\
 &= \frac{2}{3} (161.0478 + 0 + 78.2) = 159.5 (kN/m^2)
 \end{aligned}$$

計算結果から、シルト層の降伏支持力  $q_y$  は  $159.5 \text{ kN/m}^2$  と試算された。

次に、シルト層の降伏支持力  $q_y$  から、砂礫層の基礎底面にかかる荷重  $p$ （長期許容支持力）を逆算する。

【計算条件】

- $B = 45.5$
- $L = 67.0$
- $H_1 = 4.6$ （A-4 孔におけるシルト層上面深度）
- $D_f = 2.7$ （現時点の計画基礎底面深度）
- $\gamma_1 = 19.0$ （基礎底面下に分布する砂礫層の単位体積重量）
- $p' = 159.5$

$$\begin{aligned} p &= \{p' - \gamma_1 \cdot (H_1 - D_f)\} \frac{(B + H_1 - D_f) \cdot (L + H_1 - D_f)}{B \cdot L} \\ &= \{159.5 - 19.0 \times (4.6 - 2.7)\} \frac{47.4 \times 68.9}{45.5 \times 67.0} \\ &= 123.4 \times \frac{3265.86}{3048.50} = 132.2 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{aligned}$$

計算結果から、シルト層の降伏支持力を考慮した場合の砂礫層の長期許容支持力は  $132.2 \text{ kN/m}^2$  と試算された。

④ 砂礫層の長期許容支持力

①～③の計算結果のうち、最も値が小さい  $132.2 \text{ kN/m}^2$  を砂礫層の長期許容支持力とする。

なお、本報告で求めた許容支持力は、現時点で想定される設計条件に基づいて試算したものである。よって、設計条件が確定した段階で、許容支持力の再検討が必要である。

## (2) 沈下量の検討

直接基礎の場合、沈下を考慮しなければ建物に不同沈下等が生じ安全とはいえない。

一般に地盤の沈下は砂質土の場合は即時沈下、粘性土の場合は圧密沈下について考え、即時沈下＋圧密沈下が総沈下量となる。

ここでは、RC3 階建てのべた基礎を想定し、建物荷重として  $100 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  が作用した場合の圧密沈下量と即時沈下量について、圧密対象土層がもっとも厚い A-4 孔のボーリングデータを用いて試算を行う。沈下量検討モデル図を図 5-3 に示す。

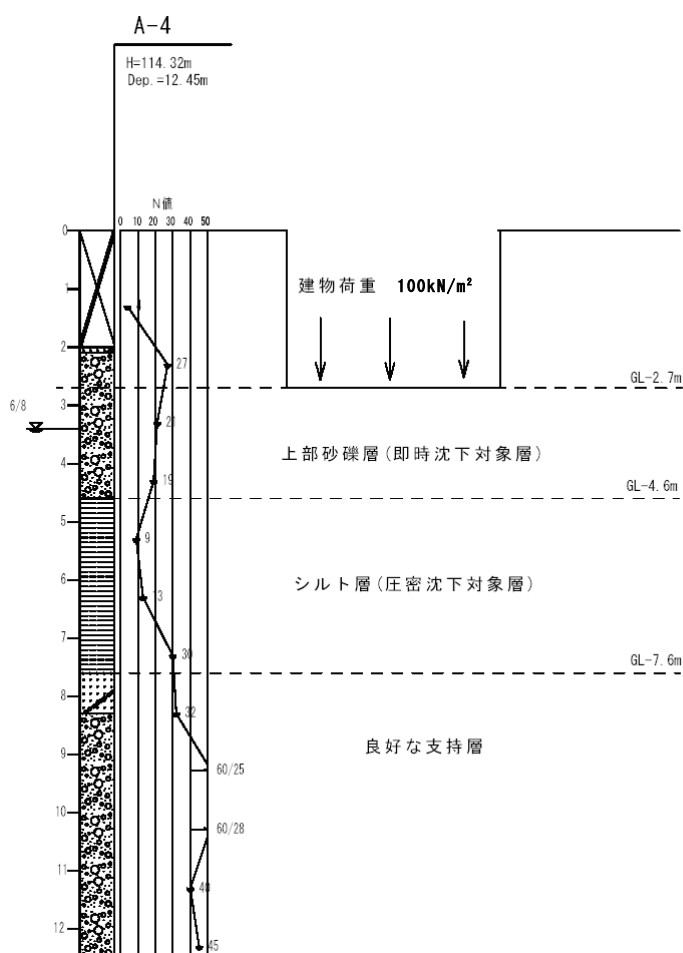


図 5-3 沈下量検討モデル図

## ① 圧密沈下量

対象土層のシルト層では圧密試験を実施しており、この結果を用いて以下の式を利用して圧密沈下量  $S_c$  を算出する。

$$S_c = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

ここに、  $S_c$  : 圧密沈下量 (m)

$H$  : 圧密層の層厚 (m)

$e_1$  : 建築前の土被り圧  $P_1$  に対する間隙比

$e_2$  : 建築後の土被り圧 + 増加荷重  $P_2$  に対する間隙比

建築前にシルト層中心に作用している荷重  $P_1$  (土被り圧) は以下の通りである。

$$P_1 = 20 \times 2.0 + 14 \times 0.1 + 19 \times 1.3 + 10 \times 1.2 + 8.6 \times 1.5 = 91.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

建築後に作用する荷重  $P_2$  は根入れ部分の土の重量を除いた、土被り圧に建物の重量を加えたものとする。

長方形荷重面隅角下の地中応力は、以下の式で求めることができる。

$$\triangle P = q \cdot f_B(m, n) \quad \text{ただし、} f_B(m, n) \text{ は図 5-4 にて求める。}$$

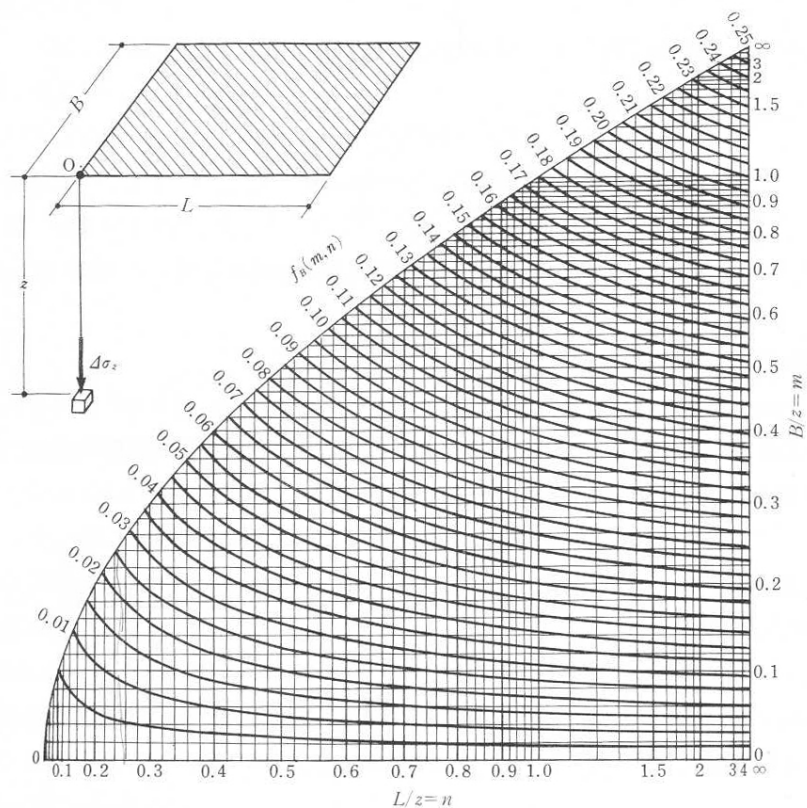


図 5-4 長方形上の等分布荷重に対する  $f_B(m, n)^*$

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.134, 2001

現時点の計画基礎幅は  $B=45.5\text{m}$ 、 $L=67.0\text{m}$  であるので、べた基礎中央における地中応力を図 5-5 に示す長方形分割法によって求める。

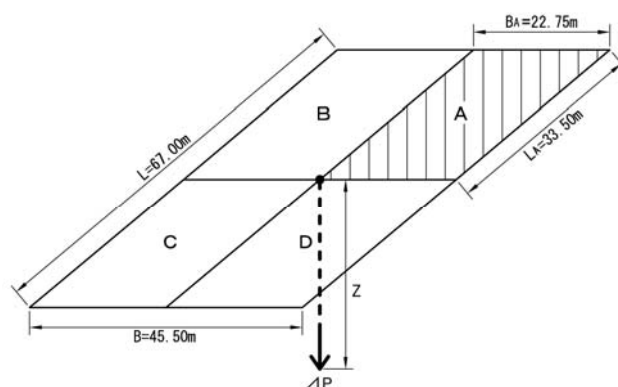


図 5-5 長方形分割法の概念図

べた基礎中央の地中応力は、各長方形隅角下の地中応力の和と考えることができる。長方形 A, B, C, D の面積は同じなので、べた基礎中央の地中応力は長方形 A 隅角下における地中応力の 4 倍と等しくなる。

長方形 A について、建物荷重  $q=100(\text{kN}/\text{m}^2)$  が深度  $2.7\text{m}$  に作用したときのシルト層中心深度に及ぼす地中応力  $\Delta P_A$  は、以下のように求められる。

$$B_A/z=22.75/(6.1-2.7)=6.7 \quad L_A/z=33.5/(6.1-2.7)=9.9 \rightarrow f_B(m, n)=0.25$$

$$\Delta P_A = q \times f_B(m, n) = 100 \times 0.25 = 25 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

よって、べた基礎中央における地中応力  $\Delta P$  は、以下ようになる。

$$\Delta P = 25 \times 4 = 100 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

以上から、建築後のシルト層中心に作用する荷重  $P_2$  は（建築後の土被り圧）＋（べた基礎中央における地中応力）となる。

$$P_2 = (19 \times 0.7 + 10 \times 1.2 + 8.6 \times 1.5) + 100 = 138.2 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

$P_1$  及び  $P_2$  の荷重に対する間隙比  $e_1$ 、 $e_2$  は圧密試験結果の  $e$ - $\log P$  曲線（圧縮曲線）より求められ、圧密沈下量は以下ようになる。

$$S_c = \frac{e_1 - e_2}{1 - e_1} H = \frac{1.332 - 1.32}{1 + 1.332} \times 3.0 = 0.015 (\text{m}) \rightarrow 1.5\text{cm} \text{ と試算された。}$$

## ② 即時沈下量

有限厚さの地盤面に載る荷重面の沈下量は、以下に示す Steinbrenner の近似解で求めることができる。この解は、厚さ  $H$  の弾性層表面にかかる載荷面の隅角部における沈下量  $\Delta S_E$  を求めるものである。

$$\Delta S_E = q \frac{B}{E_s} I_s \quad \text{-----} \quad (\text{式 5-8})^*$$

ここに、

$$I_s = (1 - \nu_s^2) F_1 + (1 - \nu_s - 2\nu_s^2) F_2$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \left[ l \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1}) \sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right]$$

$$F_2 = \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d \sqrt{l^2 + d^2 + 1}}$$

$L$  : 矩形面の長さ ( $m$ )

$B$  : 矩形面の幅 ( $m$ )

$l = L / B$

$H$  : 地盤の厚さ ( $m$ )

$d = H / B$

$q$  : 基礎に作用する荷重 度 ( $kN / m^2$ )

$E_s$  : 地盤のヤング率 ( $kN / m^2$ )

$\nu_s$  : 地盤のポアソン比 (ここでは 0.3 とする)

式 5-8 によって求まる即時沈下量は、荷重面隅角部における即時沈下量である。よって、べた基礎中央における即時沈下量は、図 5-5 に示した長方形分割法の場合と同様に、長方形 A 隅角下における即時沈下量の 4 倍に等しいと考える。

---

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.124, 2001

長方形 A の隅角下における即時沈下量  $\Delta S_{EA}$  は、以下のように求められる。

$$q = 100(kN/m^2)$$

$$B_A = 22.75(m)$$

$$L_A = 33.5(m)$$

$$l = L_A / B_A = 33.5 / 22.75 = 1.472527$$

$$H = 4.6 - 2.7 = 1.9(m)$$

$$d = H / B_A = 1.9 / 22.75 = 0.083516$$

$$\nu_s = 0.3$$

$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{\pi} \left[ l \cdot \log_e \frac{(1 + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{l^2 + d^2}}{l(1 + \sqrt{l^2 + d^2 + 1})} + \log_e \frac{(l + \sqrt{l^2 + 1})\sqrt{1 + d^2}}{l + \sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \right] \\ &= 0.31831 \times (1.472527 \times \log_e \frac{4.100177}{4.096482} + \log_e \frac{3.263832}{3.254467}) \\ &= 0.31831 \times (1.472527 \times 0.000902 + 0.002873) \\ &= 0.001337 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_2 &= \frac{d}{2\pi} \tan^{-1} \frac{l}{d\sqrt{l^2 + d^2 + 1}} \\ &= 0.013292 \times \tan^{-1} \left( \frac{1.472527}{0.148821} \right) \\ &= 0.013292 \times 1.470073 \\ &= 0.01954 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= (1 - \nu_s^2)F_1 + (1 - \nu_s - 2\nu_s^2)F_2 \\ &= 0.91 \times 0.001337 + 0.52 \times 0.01954 \\ &= 0.001217 + 0.010161 \\ &= 0.011378 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta S_{EA} &= q \frac{B_A}{E_s} I_s \\ &= 100 \times \frac{22.75}{28655} \times 0.011378 \\ &= 0.000903(m) \end{aligned}$$

べた基礎中央における即時沈下量  $\Delta S_E$  は、長方形 A の隅角下における即時沈下量  $\Delta S_{EA}$  の 4 倍となる。

$$\begin{aligned}\Delta S_E &= \Delta S_{EA} \times 4 = 0.000903 \times 4 = 0.003612 \text{ (m)} \\ &= 0.3612 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

以上から、建物荷重を 100 (kN/m<sup>2</sup>)、基礎幅 B=45.5m、L=67.0m のべた基礎を想定した場合、基礎中央における上部砂礫層の即時沈下量は 0.4cm と試算された。

### ③ 総沈下量

建築基礎構造設計指針によれば、建物の総沈下量の限界として表 5-10 が示されている。

表 5-10 構造別の総沈下量の限界値の例\* (単位:cm)

支持地盤	構造種別	CB	RC・RCW		
圧密層	基礎形式	布	独立	布	べた
	標準値	2	5	10	10～(15)
	最大値	4	10	20	20～(30)
風化花崗岩 (まさ土)	標準値	—	1.5	2.5	—
	最大値	—	2.5	4.0	—
砂 層	標準値	1.0	2.0	—	—
	最大値	2.0	3.5	—	—
洪積粘性土	標準値	—	1.5～2.5	—	—
	最大値	—	2.0～4.0	—	—
圧密層	構造種別	基礎形式		標準値	最大値
	W	布 べた		2.5 2.5～(5.0)	5.0 5.0～(10.0)
即時沈下	W	布		1.5	2.5

[注] 圧密層については圧密終了時の沈下量(建物の剛性無視の計算値)、そのほかについては即時沈下量、

( ) は2重スラブなど十分剛性の大きい場合

W造の全体の傾斜角は標準で1/1 000、最大で2/1 000～(3/1 000)以下

現時点の仮定条件に基づく計算の結果、べた基礎の総沈下量は以下のように試算された。

総沈下量＝圧密沈下量＋即時沈下量

＝1.5＋0.4＝1.9 (cm)

基礎底面の土質が砂礫層であることから、調査地の支持地盤は表 5-11 の“砂層”に相当すると考えられる。砂層については、べた基礎の限界値が示されていないが、試算された総沈下量は RC 独立基礎の標準値 2cm 以内に収まる結果となった。

なお、本報告で求めた沈下量は、現時点で想定される設計条件に基づいて試算したものである。よって、設計条件が確定した段階で、沈下量の再検討が必要である。

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.154，2001

## 5.5 杭基礎

計画地において諸条件より直接基礎が困難な場合、杭基礎が検討対象となるため杭の鉛直支持力について試算してみる。ここでは、埋め込み杭の場合を想定して、その極限支持力を求める。埋め込みの杭 1 本あたりの極限支持力を、以下の支持力算出式を用いて求める。

$$R_u = q_p \cdot A_p + \tau_s \cdot L_s \cdot \phi + \tau_c \cdot L_c \cdot \phi \quad \text{----- (式 5-9)*}$$

ここで、 $R_u$  : 極限支持力 (kN)

$q_p$  : 極限先端支持力度 (kN)

$A_p$  : 杭先端の閉塞断面積 (kN/m<sup>2</sup>)

$\tau_s$  : 砂質土部分の極限周辺摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_s$  : 砂質土部分の長さ (m)

$\phi$  : 杭の周長 (m)

$\tau_c$  : 粘性土部分の極限周辺摩擦力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L_c$  : 粘性土部分の長さ (m)

埋め込み杭における周辺摩擦力は以下の式より求める。

砂質土 :  $\tau_s = 2.5 N$

粘性土 :  $\tau_c = 0.8 C = 0.8 q_u / 2 = 0.4 q_u$  (上限 125kN/m<sup>2</sup>)

なお、本計算では埋め込み杭を想定しているので、 $q_p = 200 \bar{N}$ を採用する。その場合、式 5-9 は以下のような式になる。

$$R_u = 200 \bar{N} \cdot A_p + (2.5 N_s \cdot L_s + 0.4 q_u \cdot L_c) \phi$$

ただし、 $\bar{N}$  : 杭先端から下の 1 d、上に 4 d 間の平均 N 値  
(上限  $\bar{N} = 60$ )

d : 杭径 (m)

$N_s$  : 砂質土の杭周面地盤の平均 N 値

$N_c$  : 粘性土の杭周面地盤の平均 N 値

長期支持力  $R_a = 1/3 \cdot R_u$

---

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p. 204, 2001

( 計算条件 )

- ① 計算にあたっては A-4 孔のデータを用いる。
- ② 杭頭深度は GL-1m、杭先端深度は GL-8m とする。(杭長 7m)
- ③ 杭は杭径  $d=300\sim600$  mm を仮定する。
- ④ 杭の諸元を表 5-11 に示す。

表 5-11 杭の諸元

諸元	杭径 $d$ (mm)		
	300	450	600
断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )	0.071	0.159	0.283
杭周長 $\phi$ (m)	0.942	1.414	1.885

( 計 算 )

$$\bar{N} = (32+30)/2 = 31$$

砂質土 :  $L_s = 3.6$  m 平均  $N$  値 = 17.8 → 深度 1m ~ 4.6m

粘性土 :  $L_c = 3.0$  m  $q_u = 55.35$  (試験結果より) → 深度 4.6m ~ 7.6m

$$\begin{aligned}
 R_u &= 200\bar{N} \cdot A_p + (2.5N_s \cdot L_s + 0.4q_u \cdot L_c)\phi \\
 &= 200 \times 31 \times A_p + (2.5 \times 17.8 \times 3.6 + 0.4 \times 55.35 \times 3.0)\phi \\
 &= 6200A_p + 226.62\phi
 \end{aligned}$$

以上から各杭径における鉛直支持力の計算結果を表 5-12 にまとめる。

表 5-12 地盤の支持力の計算結果

諸元	性能レベル	杭径 $d$ (mm)		
		300	450	600
断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )		0.071	0.159	0.283
杭周長 $\phi$ (m)		0.942	1.414	1.885
極限支持力 (kN/本)	終局限界状態	654	1306	2182
極限支持力 $\times 2/3$ (kN/本)	損傷限界状態	436	871	1455
極限支持力 $\times 1/3$ (kN/本)	使用限界状態 (沈下検討を省略する場合)	218	435	727

(基準水平地盤反力係数  $K_{h0}$ )

ここでは地盤調査結果から  $K_{h0}$  を推定する。

今回の調査では標準貫入試験での  $N$  値が測定されているので、 $N$  値により以下の式で推定してみる。

$$K_h = \alpha \times \xi \times E_0 \times B^{-3/4} \quad (\text{kN/m}^3) \quad \text{-----} \quad (\text{式 5-10})^*$$

- ただし、 $K_h$  : 基準水平地盤反力係数 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 $\xi$  : 群杭の影響を考慮した係数で単杭の場合は 1.0  
 $E_0$  : 対象土層の変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\alpha$  : 評価法によって決まる定数で、砂質土の場合  $\alpha = 80$  ( $\text{m}^{-1}$ )  
 $B$  : 杭径を  $\text{cm}$  で表した無次元数値

計算にあたって対象とすべき範囲は、杭の水平抵抗に支配的な影響を与える深さ、すなわち基礎底面下  $1/\beta$  注 までとするのが原則であり、表 5-13 に杭径に応じた  $1/\beta$  の概算値を示した。

表 5-13  $E$  を求めるための範囲

杭径 $B$ (cm)	基礎底面からの深さ (m)
$B < 50$	3～4
$50 \leq B \leq 100$	4～5

よって杭の水平抵抗に支配的な影響を与える深度 4m 付近までは上部砂礫層であり、計算にあたっては上部砂礫層の変形係数を用いる。

---

$$\text{注} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{Kh \cdot B}{4E}}$$

\*日本建築学会：建築基礎構造設計指針；p.277，2001

以上から、杭径 B に対する基準水平地盤反力係数  $K_{h0}$  は次のように計算される。

$$\begin{aligned} K_{h0} &= 80 \times 28655 \times B^{-3/4} \\ &= 2292400 \times B^{-3/4} \quad (\text{kN/m}^3) \end{aligned}$$

よって、杭径毎の基準水平地盤反力係数  $K_{h0}$  は表 5-14 のようになる。

表 5-14  $K_{h0}$  の計算結果

諸 元	杭径 d (mm)		
	300	450	600
基準水平地盤反力 係数 $K_h$ ( $\text{kN/m}^3$ )	178834	131941	106335

## 5.6 その他設計・施工上の留意点

### (1) 地盤掘削について

直接基礎の施工の場合、ほぼ掘削深度が 2.7m 前後になると思われる。今回のボーリング調査では、この深度までに地下水位は確認されておらず排水工法の必要はないものと思われる。ただ、深度 4m 前後より確認されている地下水位は自由地下水であるため、地下水位が高くなる時期（雪解け時期等）や、降雨が多い時期には上昇する可能性が高いため注意する必要がある。

また基礎底面は径 300mm 前後を最大径とする砂礫層が分布しており、基礎に点荷重がかからないよう施工する必要がある。

さらに、この砂礫層をさらに掘削する場合などは自立性が不良であることから適切な山留工法の採用が望まれる。

### (2) 掘削土について

掘削はほとんど現盛土層となる。この盛土層は砂、礫及び腐植土の混合土である。全体的に砂質土～礫質土であることから流用が可能と思われる。ただ黒色の腐植土層の混入が見られる。腐植土層は一般に圧縮性があり透水性も悪いため、再利用にあたっては注意が必要である。

### (3) 杭基礎の施工について

杭基礎が採用された場合、市街地であるため低騒音・低振動の工法が望まれる。普通この場合埋め込み式の杭工法が採用され、杭設置に先立ちプレボーリングが実施される。計画地に分布する上部砂礫層中には径 300mm 前後の玉石が存在するため、礫径に応じた適切な施工機械の選定が必要である。

また上部砂礫層では崩壊性が認められるため適切な掘削泥水が必要と思われる。

## 6. まとめ

現旭川法務総合庁舎の敷地内に計画されている新設建築物に対する地質調査結果についてここでまとめる。

### (1) 計画地の地質構成

ボーリング及ぶ標準貫入試験結果より計画地の地質構成は以下のとおりである。

表 6-1 調査地の地質構成表

時 代		地 層 名	構 成 土 層 名	記 号	N 値	平均 N 値
第 四 紀	完 新 世  更 新 世	盛 土 層	礫、砂、シルト 腐植土	Bk	3～19	8
		旧 表 土 層	腐植土、火山灰質砂	Ss	6～10	8
		上 部 砂 礫 層	砂礫、礫混じり砂	Ag	11～60 以上	33
		シ ル ト 層	シルト、砂質シルト	Mc	9～60 以上	28
		礫 混 じ り 砂 層	礫混じり砂	Sg	32～58	45
		下 部 砂 礫 層	砂礫	Gs	34～60 以上	50

※平均 N 値は小数点以下を四捨五入し 60 以上のものは 60 として算出。

地下水位は深度 4m 前後で確認されている。地下水位は自由地下水面であるため、季節や気象の変化による変動があるものと思われる。

### (2) 平板載荷試験結果

上部砂礫層に対し、2 か所で平板載荷試験を実施した。最大実荷重は 100kN で実施した。

荷重一沈下の関係から上部砂礫層の載荷試験による極限荷重は 600kN/m<sup>2</sup> との結果を得た。

### (3) 室内土質試験結果

標準貫入試験によって得られる試料を用いて細粒分含有率試験を、またトリプルサンプラーによる試料を採取したシルト層に対しては物理試験及び力学試験を実施した。結果は以下の通りである。

表 6-2 A-5 孔深度 5m～6m のシルト層に対する試験結果

湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 $w_n$ (%)	粒度組成			液性限界 $W_L$ (%)	塑性限界 $W_P$ (%)	一軸圧縮 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	圧密特性	
			砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)				圧縮指数 $C_c$	圧密降伏応力 $P_c$ kN/m <sup>2</sup>
1.756	2.684	47.8	44.4	36.0	19.6	80.7	23.2	51.7 59.0	0.637	524

表 6-3 細粒分含有率試験結果

試料深度	A-1 孔	A-2 孔	A-3 孔	A-4 孔	A-5 孔
1m	11.3	33.6	31.6	34.4	—
2m	23.6	63.2	51.7	6.4	—
3m	7.8	10.3	7.4	13.7	—
4m	6.8	8.6	10.1	16.6	—
5m	6.0	41.9	9.1	47.8	55.8
6m	18.4	5.7	34.8	34.5	—
7m	38.1	7.9	25.2	39.3	—
8m	10.0	6.9	11.1	6.0	—
9m	11.2	5.7	10.5	9.7	—
10m	20.6	13.1	9.3	6.4	—
11m	7.7	7.4	6.8	8.3	—
12m	—	—	6.8	8.6	—

単位：％

#### (4) 土質定数

今回の調査結果から提案される土質定数は以下の通りである。

表 6-4 土質定数

地層名 (記号)	N 値	単位体積 重 量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	粘着力 C (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 E <sub>o</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
盛 土 層	8	20	26	0	5600
旧 表 土 層	8	14	26	0	5600
上 部 砂 礫 層	33	19	37	0	28655*
シ ル ト 層	28	17.6*	0	27.7*	3450*
礫 混 じ り 砂 層	45	19	41	0	31500
下 部 砂 礫 層	50	20	42	0	35000

注：水中単位体積重量は上表の値から 9kN/m<sup>3</sup> 差し引いた値とする。

\*試験値

#### (5) 地盤の液状化について

ボーリング調査、標準貫入試験結果及び細粒分含有率試験結果から算出される簡易液状化判定によれば、計画地において深度 12m までに分布する土層は液状化の危険性はないものと考えられる。

#### (6) 直接基礎について

深度 2.5m 前後より出現する上部砂礫層は、平均 N 値 33 で 3m 前後の層厚を有することから、直接基礎の許容支持力に関する検討を行った。砂礫層下位に分布するシルト層を考慮した二層地盤の検討結果から、砂礫層の長期許容支持力は 132.2kN/m<sup>2</sup> と試算された。

また、上部荷重を 100kN/m<sup>2</sup> と仮定した場合、べた基礎の総沈下量は約 1.9cm となった。

## (7) 杭基礎について

直接基礎での施工が困難な場合、杭基礎が採用される。計画地では深度 6m 前後より N 値 30 以上の下部砂礫層が分布することから、本層を支持層とした支持杭の杭 1 本の支持力の試算を行った。結果は以下通りである。

### ( 計算条件 )

- ① 計算にあたっては A-4 孔のデータを利用。
- ② 杭頭深度は GL-1m、杭先端深度は GL-8m とする。(杭長 7m)
- ③ 杭は杭径  $d=300\sim600$  mm を仮定する。

表 6-5 杭の支持力の計算結果

諸 元	性能レベル	杭径 $d$ (mm)		
		300	450	600
断面積 $A_p$ (m <sup>2</sup> )		0.071	0.159	0.283
杭周長 $\phi$ (m)		0.942	1.414	1.885
極限支持力 (kN/本)	終局限界状態	654	1306	2182
極限支持力 $\times 2/3$ (kN/本)	損傷限界状態	436	871	1455
極限支持力 $\times 1/3$ (kN/本)	使用限界状態 (沈下検討を省略する場合)	218	435	727

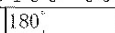
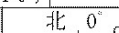

## (8) その他設計・施工上の留意点

- ・地下水位面は深度 4m 前後の上部砂礫層中で確認されており水位の変動に注意が必要である。
- ・上部砂礫層には径 300mm 前後の玉石が分布しており、基礎底面の仕上げ及び杭基礎施工時の掘削径に注意が必要である。
- ・掘削土はほぼ砂質～礫質土であり流用が可能と思われるが、一部腐植土が含まれるため取扱いに注意が必要である。

以 上

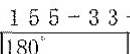
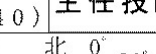
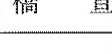


[illegible]

ボーリング名	A-3		調査位置		旭川市花咲4丁目2272番地					北緯					
発注機関	法務省大臣官房施設課					調査期間	平成20年6月9日～20年6月10日				東経				
調査業者名	株式会社 ズコーシャ 電話(0155-33-8140)		主任技師		高橋 宣之		現代場人	井上 誠司		コ鑑 定 者	井上 誠司		ボーリング責任者	久保 直樹	
孔口標高	H=114.48m	角 	方 	地盤勾配 	使用機種	試錐機	TEC-1			ハンマー落下用具		自動落下装置			
総掘進長	12.45m					エンジン	NFD-12			ポンプ					





ボーリング名	C - 1			調査位置	旭川市花咲 4 丁目 2 2 7 2 番地					北	緯		
発 注 機 関	法務省大臣官房施設課					調査期間	平成 20 年 6 月 11 日 ~ 20 年 6 月 12 日			東	経		
調 査 業 者 名	株式会社 ブコーシャ 電話 ( 0 1 5 5 - 3 3 - 8 1 4 0 )		主任技師	高橋 宣之		現 場 代 理 人	井上 誠司	コ 鑑 定 者	井上 誠司	ボーリング 責 任 者	高橋 常雄		
孔 口 標 高	H= 114.52m	角 度		方 向		地盤 勾 配		使用機 種	試 錐 機	O E - 8		ハンマー 落下用具	自動落下装置
総 掘 進 長	4.45m								エ ン ジ ン	N F D - 1 2		ポ ン プ	

[illegible]









ボーリング名	C - 6		調査位置	旭川市花咲 4 丁目 2272 番地				北 緯			
発 注 機 関	法務省大臣官房施設課				調査期間	平成 20 年 6 月 11 日 ~ 20 年 6 月 11 日		東 経			
調 査 業 者 名	株式会社 ズコーシャ 電話 (0155-33-8140)		主任技師	高橋 宣之		現 場 代 理 人	井上 誠司 コ 鑑 定 者 井上 誠司	ボーリング 責 任 者	高橋 常雄		
孔 口 標 高	H= 114.51m	角 度	180° 上 90° 下 0°	方 向	北 0° 270° 西 90° 東 180° 南	地盤勾配 鉛直 水平 0° 90° 0°	使用機種	試 錐 機	TEC - 1	ハンマー 落下用具	自動落下装置
総 掘 進 長	4.45m							エ ン ジ ン	NFD - 1 2	ポ ン プ	



