

中城湾港（西原与那原地区）マリーナ土質調査業務委託

報 告 書

平成16年10月

沖縄県中城湾港マリンタウン建設事務所
株式会社 南土木設計

中城湾港（西原与那原地区）マリーナ土質調査業務委託

報 告 書

平成 16 年 10 月

沖縄県中城湾港マリンタウン建設事務所

株 式 会 社 南 土 木 設 計

ま え が き

この報告書は、沖縄県中城湾港マリンタウン建設事務所の依頼により、株式会社南土木設計が実施した土質調査の結果をまとめたものであります。

調査の対象としたマリーナの物揚場（埠頭）では、各地の建設現場で発生した建設残土や砂（海砂）を投入しています。今回の調査では、残土投入部の地盤を対象にして3箇所、砂投入部で1箇所のボーリング調査および原位置試験、室内土質試験を実施しました。

報告書の取りまとめに際しては、既存の文献・資料も参考にして、地盤状況の詳細な把握に努めました。また、軟弱地盤としての沈下・支持力等の検討・解析を行いました。

調査の実施にあたり、マリンタウン建設事務所ならびに関係各位には多大なるご指導とご協力を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

平成 16 年 10 月

株式会社 南 土 木 設 計

那覇市字真地 265-2 TEL(098)-836-5579

代表取締役 金 城 祥 隆

調査地案内図 (国土地理院1/25000数値地図より引用)



目 次
ま え が き
調査地案内図

1. 業 務 概 要	- 1 -
1.1 基本的事項	- 1 -
1.2 調 査 数 量	- 2 -
1.3 調査結果概要	- 3 -
1.3.1 地盤の概要	- 3 -
1.3.2 礫まじり粘土の土性と地盤検討結果	- 4 -
1.3.3 砂の土性と地盤検討結果	- 5 -
1.3.4 まとめ	- 5 -
2. 調 査 方 法	- 6 -
2.1 仮 設 工	- 6 -
2.2 ボーリング	- 7 -
2.3 標準貫入試験	- 8 -
2.4 乱さない試料の採取（シンウォールサンプリング）	- 9 -
2.5 土 質 試 験	- 9 -
3. 地 形 ・ 地 質 概 要	- 11 -
4. 調 査 結 果	- 14 -
4.1 地 盤 状 況	- 14 -
4.2 土質試験結果	- 17 -
4.2.1 砂層（埋土）の物理試験結果	- 17 -
4.2.2 礫まじり粘土（埋土）の試験結果	- 17 -
5. 考 察（地盤解析）	- 20 -
5.1 地盤検討の基本方針	- 20 -
5.1.1 地盤の概要	- 20 -
5.1.2 利用計画について	- 21 -
5.1.3 地盤検討の方針	- 21 -
5.1.4 基礎地盤に及ぼす荷重の想定	- 21 -
5.2 南側埠頭の沈下と支持力の検討	- 22 -
5.2.1 埋土層（礫まじり粘土）の土質特性	- 22 -
5.2.2 設計用地盤定数の検討	- 28 -
5.2.3 圧密沈下の検討	- 33 -
5.2.4 支持力の検討	- 38 -
5.2.5 地盤改良について	- 40 -

5.3	北側埠頭の検討	- 42 -
5.3.1	砂層（埋土）の土質特性	- 42 -
5.3.2	設計用地盤定数の検討	- 42 -
5.3.3	砂地盤の即時沈下の検討	- 46 -
5.3.4	砂地盤の支持力検討	- 47 -

<付図・付表>

- ・調査位置図
- ・土質断面図
- ・ボーリング柱状図
- ・土質試験データ

<記録写真>

- ・コア写真
- ・現場記録写真
- ・土質試験写真

<磁気探査報告書> 別冊

1. 業務概要

1.1 基本的事項

業務名 : 中城湾港（西原与那原地区）マリーナ土質調査業務委託

業務場所 : 中城湾港西原与那原地区

調査目的 : マリーナ施設（物揚場）の埋立地の地盤状況を調べ、状来に向けた利用計画の基礎資料とするとともに、地盤としての安定化について検討する。

調査期間 : 自) 平成 16 年 6 月 9 日
至) 平成 16 年 10 月 6 日

調査内容 :

磁気探査業務	1 式	
調査ボーリング	4 ケ所	延べ 53.0 m
標準貫入試験	1 m 毎	計 53 回
シンウォールサンプリング	4 試料	
室内土質試験	土粒子の密度試験	10 試料
	土の含水比試験	10 試料
	土の粒度試験	10 試料
	液性限界試験	5 試料
	塑性限界試験	5 試料
	三軸圧縮試験 (CU)	4 試料
	圧密試験	4 試料

使用機材 : 試錐機 ; YBM-05D
試錐ポンプ ; GP-3
原動機 ; ヤンマー-NFD605
標準貫入試験器
その他錐具、土質試験器具一式

発注機関 : 沖縄県中城湾港マリントウン建設事務所

調査機関 : 株式会社 南 土 木 設 計
那覇市字真地 265-2 TEL(098)836-8565

管理技術者 玉 城 篤
照査技術者 三 宅 茂 夫
主任技術者 田 中 義 人
試錐担当者 知 念 常 雄

成果品 : 報告書（黒表紙金文字製本） 3 部
電子納品 (CD-R) 1 部
ボーリングコア（標本） 1 式

1.2 調査数量

1) ボーリング

表-1.1 ボーリング調査数量

孔 番		B-1	B-2	B-3	B-4	計
φ 86	粘 性 土	-	-	5.00	5.00	10.00
	砂・砂質土	-	-	-	-	-
	礫混り土	-	-	-	2.00	2.00
	軟 岩	-	-	-	-	-
φ 66	粘 性 土	-	2.35	3.70	2.70	8.75
	砂・砂質土	10.90	8.25	0.60	-	19.75
	礫混り土	0.60	0.40	-	-	1.00
	軟 岩	3.50	1.00	2.70	3.30	10.50
計		15.00	12.00	12.00	13.00	53.00

2) 標準貫入試験

粘 性 土	19 回	
砂・砂質土	19 回	
礫混り土砂	3 回	
軟 岩	11 回	(合計 52 回)

3) 試料採取・原位置試験

シンウォールサンプリング 4 本

4) 土質試験

表-1.2 土質試験数量詳細区分表（試料）

区 分		B-1	B-2	B-3	B-4	計
物 理	土粒子の密度試験	3	-	2	2	7
	土の含水比試験	3	-	2	2	7
	粒度試験（沈降+フルイ）	-	-	2	2	4
	粒度試験（フルイ）	3	-	-	-	3
	液性限界試験	-	-	2	2	4
	塑性限界試験	-	-	2	2	4
力 学	三軸圧縮（CU）	-	-	2	2	4
	圧密試験	-	-	2	2	4

1.3 調査結果概要

1.3.1 地盤の概要

今回の調査は、下の平面図（縮小版）に示す4箇所で行った。すべて埋土した箇所であるが、北側埠頭では砂投入部と残土投入部でそれぞれ1箇所、南側埠頭では、残土投入部で2箇所とした。

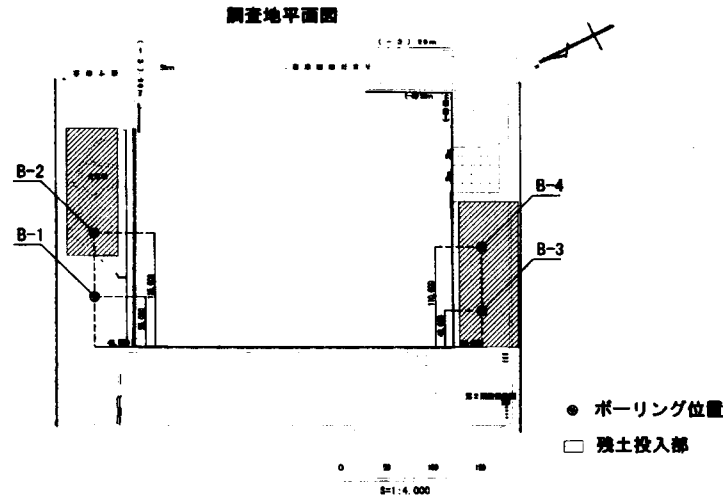


図-1.1 調査位置図

調査で確認した地層の層序は、表-1.3に示す。

表-1.3 地質層序表

時代	地層名	記号	土質・岩質
第四紀	埋土	Bg	砂礫、粘土質砂礫
		Bs	砂(海砂)
		Bc	礫まじり粘土(残土)
	沖積層	As	細砂、砂質シルト
第三紀	島尻層群 (与那原層)	Sh	泥岩、風化泥岩

礫質の埋土 (Bg) は、表層部に薄く分布し、砂の埋土 (Bs) は、建設残土の周囲に投入されており、今回の調査では、B-1孔が砂の投入部である。

マリーナの将来計画（舗装、建築物など）に対して問題になるのは、

- 1) 南側埠頭の建設残土（軟弱な礫まじり粘土層）
- 2) 北側埠頭の砂投入部（非常にゆるい砂）

である。沈下などの地盤解析は、土質試験を行い、これらの軟弱層を対象にした。

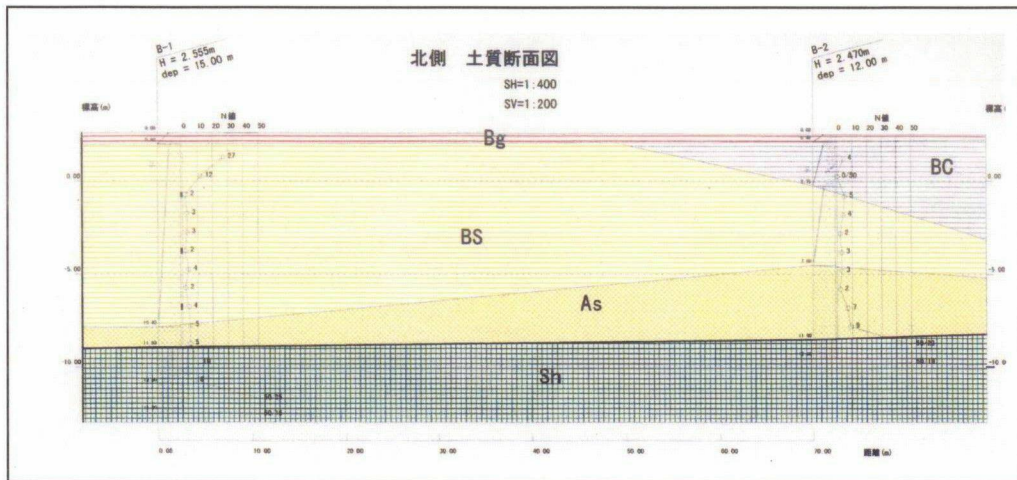


図-1.2 北側埠頭の土質断面図（縮小版）

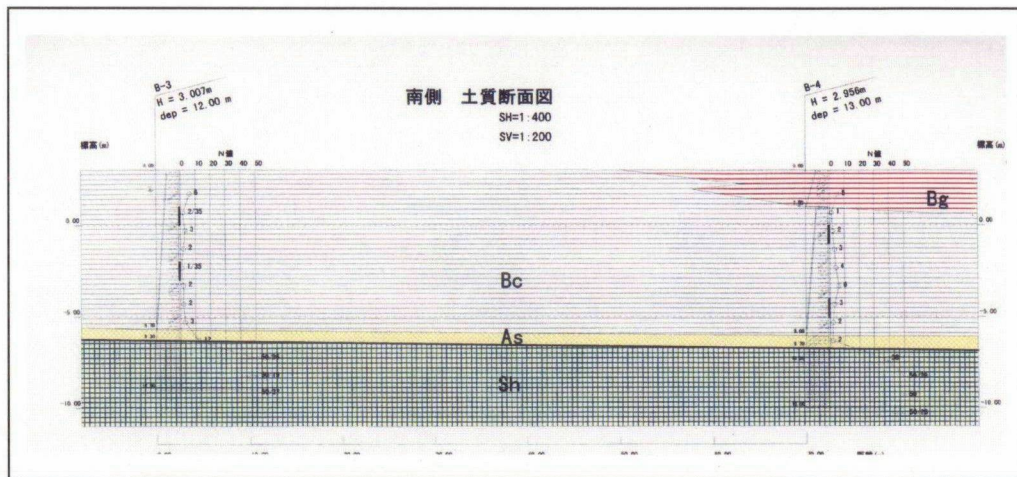


図-1.3 南側埠頭の地質断面図（縮小版）

1.3.2 礫まじり粘土の土性と地盤検討結果

南側埠頭の礫まじり粘土（建設残土）については、乱さない試料を採取して物理・力学試験を実施した。

上層部は、よく締まっており、地盤は下記のように区分した。

- ・ 0.00～1.50m (1.50m) 中位の硬さの粘性土
- ・ 1.50～9.00m (7.50m) N値2程度の軟弱粘性土（圧密層）

地下水位は、安全側に、GL-1.50mに設定した。

礫まじり粘土（埋土）は、間隙比 $e = 1.0 \sim 1.2$ 、自然含水比 $w_n = 35 \sim 40\%$ と、ゆるい砂に匹敵する値を示し、また、圧縮指数 $C_c = 0.25$ 程度とかなり圧縮性の低い中位の塑性を示す粘土である。

圧密荷重は、舗装と上載荷重を合わせた無限等分布荷重 (20kN/m^2) と $20 \times 30\text{m}$ の長方形ベタ基礎 ($q = 30\text{kN/m}^2$ の建築物) とした。

圧密解析の結果、

- ・総沈下量 $s = 10\text{cm}$
- ・80%圧密に要する時間 $t = 200$ 日

となった。なお、 50kN/m^2 の無限等分布荷重による沈下量は約20cmであり、沈下に関して、現時点で対処しなければならない課題はないと判断した。

また、ベタ基礎の許容支持力も想定した 30kN/m^2 以上得られ、小規模の建築物であれば、支持力についても問題ない。

1.3.3 砂の土性と地盤検討結果

北側埠頭の砂（埋土）については、物理試験を実施した。

上層部は、よく締まっており、地盤は下記のように区分した。

- ・0.00～2.50m (2.50m) N値10～30の中位に締まった砂質土
- ・2.50～10.5m (8.00m) N値3程度の非常にゆるい砂質土

地下水位は、安全側に、GL-1.50mに設定した。

N値から、有効土被り圧を考慮して内部摩擦角 ϕ を推定した。 ϕ および湿潤密度（単位体積重量 γ_t ）は次のとおりとして解析を行った。

- ・0.00～2.50m (2.50m) $\dots \gamma_t = 19\text{kN/m}^2$ 、 $\phi = 36^\circ$
- ・2.50～10.5m (8.00m) $\dots \gamma_t = 18\text{kN/m}^2$ 、 $\phi = 28^\circ$

南側埠頭と同様な建物荷重を想定して、即時沈下と支持力の検討を行った。即時沈下量は、7cm程度、許容支持力は、 150kN/m^2 程度となった。

沈下については、基礎地業で対応でき、ほぼ問題はない。なお、許容支持力が 150kN/m^2 程度以上得られるとしても、 50kN/m^2 を超える荷重が働くと即時沈下量が10cm程度以上と大きくなる。

したがって、沈下・支持力を総合した許容地耐力としての上限は、 50kN/m^2 としなければならない。 50kN/m^2 を超える荷重が働く構造物は、別途に調査し、適切な基礎工を検討する必要がある。

1.3.4 まとめ

埋土の主体部分は、N値2～3の軟弱な粘土および非常にゆるい砂である。しかし、その上層部1.5～2.5mはよく締まっており、沈下・地耐力（支持力）の検討の対象になる地層は、7.5～8.0m程度で、そう厚くない。

粘土、砂ともに間隙比 e が $e = 1.0$ 程度であり、軟弱なものにしては圧縮性が低く、また、ここでは沈下に寄与する荷重も小さいため、将来的に問題となるような沈下は生じないことがわかった。

いずれにしても、ボートヤード、舗装および小規模の建築物であれば、地盤改良などの処理は不要であり、無処理で何ら問題はない。荷重の大きな構造物に対しては、杭基礎など、別途に対応すればよい。

2. 調査方法

2.1 仮設工

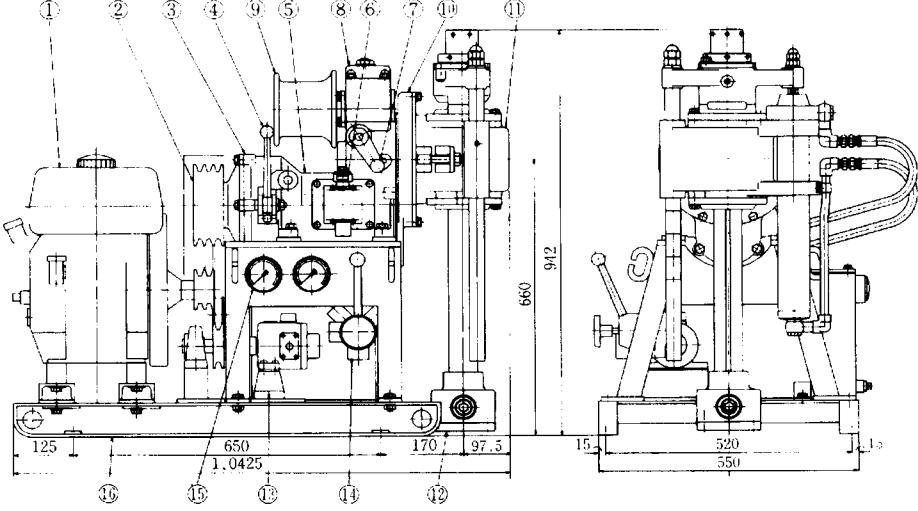
今回の調査箇所は、ほぼ平坦な埋立地であったので、下の写真に示すように、ボーリング機械をクローラに設置して、それらを固定してボーリング作業を行った。

機材の移動は固定を解除し、クローラで運搬した。

<作業状況遠景>



2.2 ボーリング

<p>概 念 図</p>	 <p style="text-align: center;">図-2.1 ボーリングマシン概念図</p>
<p>機 種</p>	<p>スピンドル型 ハイドロリックフィード</p>
<p>原 理</p>	<p>スピンドル型ボーリングマシンはボーリングロッドを円筒スピンドルの中に貫通させロッドチャックで固定した後に、回転と給進によりボーリングロッド先端に取り付けたビット（掘削ツール）を介して直接地盤および岩盤を掘削する。</p> <p>ハイドロリックフィード式の特徴</p> <ul style="list-style-type: none"> ①回転と給進が別々に操作できる。 ②低速～高速までの回転が得られ、種々のビット（メタル～ダイヤモンド）が使用できる。 ③油圧機構により、適切なビット給圧ができ深掘りも可能である。
<p>結 果 利 用</p>	<p>孔内から採取した試料を試験することで岩石の強さや土の強さを知ることができる。さらに、ボーリング孔を利用した試験から原位置における岩盤や地盤の強さを確かめることもできる。</p> <p>また、結果はボーリング柱状図としてまとめられ、複数のボーリングがある時には地質想定断面図としてまとめることができる。</p>

2.3 標準貫入試験

<p>概 念 図</p>	
<p>目 的</p>	<p>砂質土の場合は『地盤の締まり具合』をまた、粘性土の場合は『土の硬軟』を相対的な指数 (N値) で表すものである。また、試験と同時にレイモンド・サンプラーにて採取される試料を観察し、土質の判断を行うものでJIS - A - 1219に基づいて1 m毎に試験を実施する。</p>
<p>原 理 ・ 試 験 方 法</p>	<p>重量63.5kgのハンマーを75cmの高さから自由落下させ、外径φ51mmの貫入試験用サンプラー (レイモンド・サンプラー) を地中に30cm貫入させるのに 要する打撃回数をN値と言う。 次に試験手順を示す。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① ボーリングで所定の深度まで掘削する。 ② ボーリング孔底のスライムを取り除く。 ③ ロッドの先端にサンプラーを取り付けて孔底に降ろす。 ④ 15cmの予備打ちを行った後、重量63.5kgのハンマーを75cmの高さから自由落下させ、サンプラーを30cm貫入させ、この時の打撃回数 (N値) を測定する。 ⑤ 5cmの後打ちの後、ロッドを引き上げサンプラーの中に入った試料を観察し土質の判断を行った後、ビニール袋に封入する。

図-2.2 標準貫入試験概念図

2.4 乱さない試料の採取（シンウォールサンプリング）

φ86mm のボーリング孔を利用して、固定ピストン式（エクステンションロッド式サンプラー）により乱さない試料を採取した。

この方法は、N 値 0～4 程度のやわらかい粘性土を対象とした乱さない試料の採取に最も一般的に用いられる。なお、近年、水圧式サンプラーも普及している。今回は、地盤工学会 JGS-1221-1995 の規格に基づいて実施した。

採取された試料は、振動や温度変化がないように留意して、パラフィンでシールしてから試験室に運搬した。

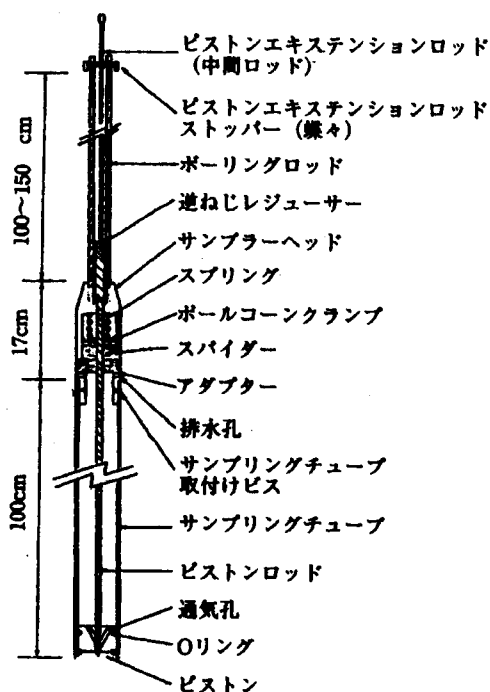


図-2.3 エクステンションロッド式サンプラーの例

2.5 土質試験

今回の調査では、特に埋土地盤（建設残土）の土性を詳細に把握するため、4 本のシンウォール試料について物理・力学試験を実施した。また、海砂の投入部でも基本的な土性を把握するため、物理試験を実施した。

試験の規格・基準は下記のとおりである。

○物理試験

土粒子の密度試験	JIS-A-1202 (JGS-T-111)
土の含水比試験	JIS-A-1203 (JGS-T-121)
土の粒度試験	JIS-A-1204 (JGS-T-131)
土の湿潤密度試験	JGS-T-191

○コンシステンシー試験

土の液性・塑性限界試験 JIS-A-1205 (JGS-T-141)

○力学試験

土の圧密試験 JIS-A-1217 (JGS-T-560)

土の三軸圧縮試験 (CU) JGS-521-2000

3. 地形・地質概要



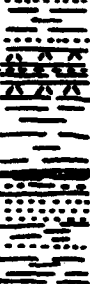
沖縄島は、琉球列島の中央部にある。列島中最大の島であるが、全長 100km の細長い島である。

沖縄の地形は、北部と南部に区分できる。北部は、本部半島を含め、中生代および古生代の地質からなり、起伏の大きな山地が連なる。沖積低地の発達は貧弱である。一方、南部は、第三紀～第四紀の地層からなり、標高 200m 以下の低平な地形が広がっている。

調査地の西原与那原地区は、沖縄島南部にあり、基盤の中生代白亜紀の国頭層群は露頭としては見られず、島尻層群が広く分布する。表-3.1 に沖縄中・南部の地質層序を示す。また、次頁に調査地を含む沖縄中・南部の地質図を示す

表-3.1 沖縄島南部の地質層序

(琉球弧の地質誌より引用)

時代	柱状図	地質区分	岩相・構造	地形	土 壤	
第 新 世		現世サンゴ礁堆積物	サンゴを主体とする圓錐・環状部および環礁の粘土・シルト・砂・礫を主体とする軟弱部	サンゴ礁地形	土壌化せず	
		新期砂丘砂層	石灰質砂層埋没腐植土をはさむ	砂丘	砂質未熟度	
		沖積層	暗灰～暗褐色泥・砂・礫、サンゴ片などの海生化石を含む	沖積低地	灰色低地土壌(沖積土壌)	
四 更 新 紀		段丘石灰岩	褐色粘土質土砂質石灰岩(環石)圓錐し、層理発達分布は南東に高く北西に低い	段丘(中位段丘)60～5m	褐色土壌(黄褐色土)	
		赤褐色土	島尻マージ(石灰岩の風土化)石灰岩は表層数～10mが再結晶作用をうける下部は層理発達し、砂礫主体、圓錐部と砂礫状未圓錐部との互層あり	石灰岩台地(断層ブロックによって断層崖多し)	赤褐色～黄褐色粘度質土壌(島尻マージ)	
		琉球石灰岩				
		知念砂層	石灰質砂層			
第 三 紀		新里層	砂岩(未一半圓錐)と泥岩(圓錐)の互層礫灰岩をはさむ	地形面なし小起伏丘陵面および急傾斜面	灰色台地土壌(一部赤褐色土)(ジャーガル)	
		与那原層	厚い泥岩に薄い砂岩と礫灰岩をはさむ			
		豊見城層	小礫砂岩が上部、泥岩が下部			

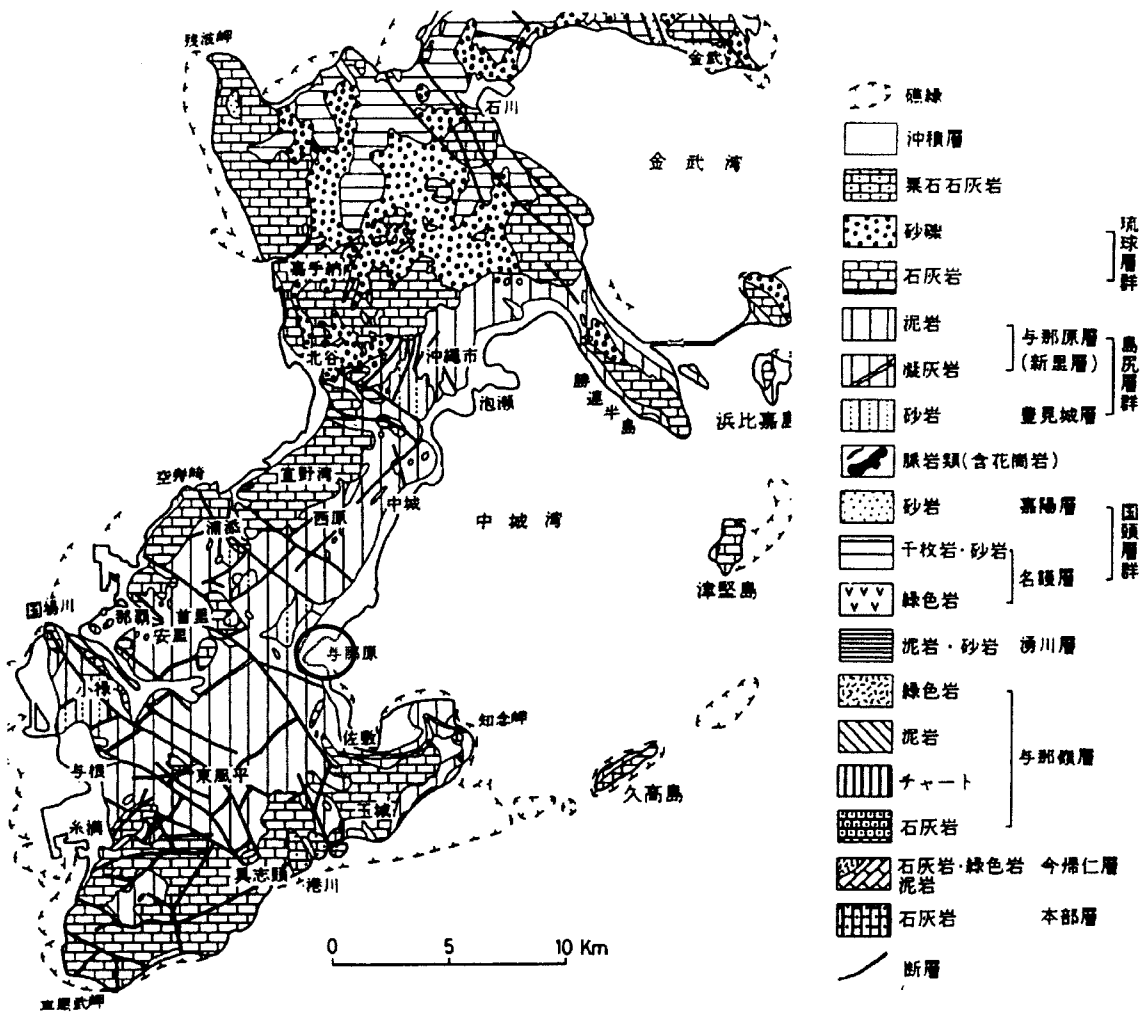


図-3.1 地質図（「琉球弧の地質誌」より引用）

島尻層群は、沖縄本島嘉手納から具志川に抜ける天願断層以南の中南部に分布する。第三紀中新世から鮮新世にかけての海成堆積物であり、上位より新里層、与那原層、那覇層に区分される。いわゆる島尻泥岩とは、与那原層と新里層における泥岩を総称している。これらの島尻層群は、部分的に琉球石灰岩を主とする第四紀堆積物におおわれている。

琉球石灰岩は、琉球列島独特の地層である。第四紀更新世に堆積したさんご礁堆積物のうち、主要なものが「琉球石灰岩」と呼ばれている。

琉球石灰岩は、数十万年前の第四紀更新世に発達したさんご礁が、その後の地殻変動・海水準変動などによって、隆起・沈降を繰り返して、現在のような石灰岩台地をつくったものである。一般には、標高40m~160mまでの範囲に平坦面をつくって分布する。台地周辺は、比高差50m~70mの急崖もみられる。

西原与那原地区の埋立地は、中城湾港の南部の小規模な入り江であり、背後には島尻泥岩からなる丘陵地が迫っている。もともとさんご礁の発達は貧弱であり、また、浅い入り

江で大きな河川の流入もないため、沖積層の発達も貧弱である。

北側埠頭より南側埠頭、背後の丘陵地を臨む



4. 調査結果

4.1 地盤状況

ボーリング調査の結果の詳細は、巻末に添付したボーリング柱状図および地質断面図に示したとおりである。ここではその概要をまとめる。

ボーリング調査は、下の平面図（図-4.1）に示す4点で実施した。全ての孔で基盤の島尻泥岩を確認した。島尻泥岩は、陸地に近いほど浅い位置に分布する傾向がみられるものの、ほぼ平坦であった。その上位に不整合に堆積する沖積層は、最も厚い所で4.0mであったが、全体的には1.0m内外の厚さで薄く分布する。表-4.1に地質層序を示す。

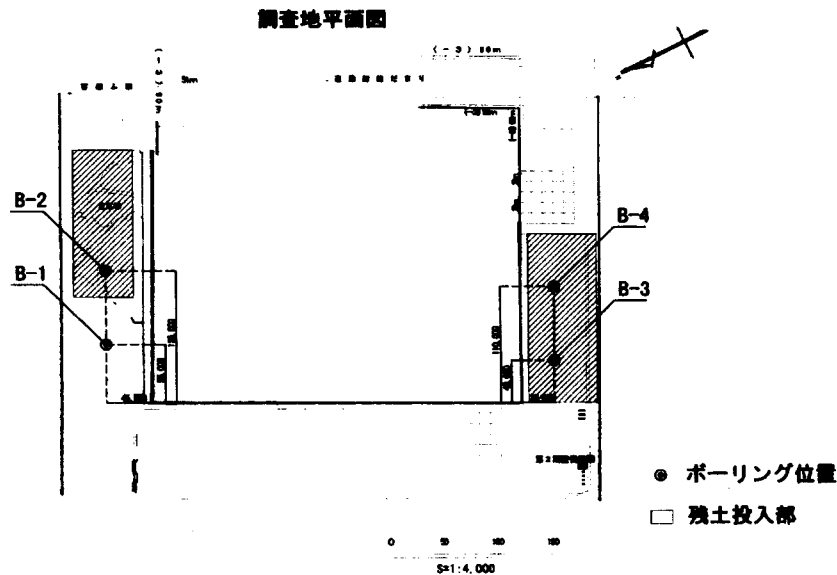


図-4.1 ボーリング位置図

表-4.1 地質層序表

時代	地層名	記号	土質・岩質
第四紀	埋土	Bg	砂礫、粘土質砂礫
		Bs	砂(海砂)
		Bc	礫まじり粘土(残土)
	沖積層	As	細砂、砂質シルト
第三紀	島尻層群 (与那原層)	Sh	泥岩、風化泥岩

B-1孔は、砂(海砂)による埋土部、その他の3孔は、残土投入部である。南側物揚場では、ほぼ所定の残土が確認されたが、北側のB-2孔では、残土の下位に砂の埋土が確認された。

次頁の図-4.2に簡易柱状図一覧を示す。

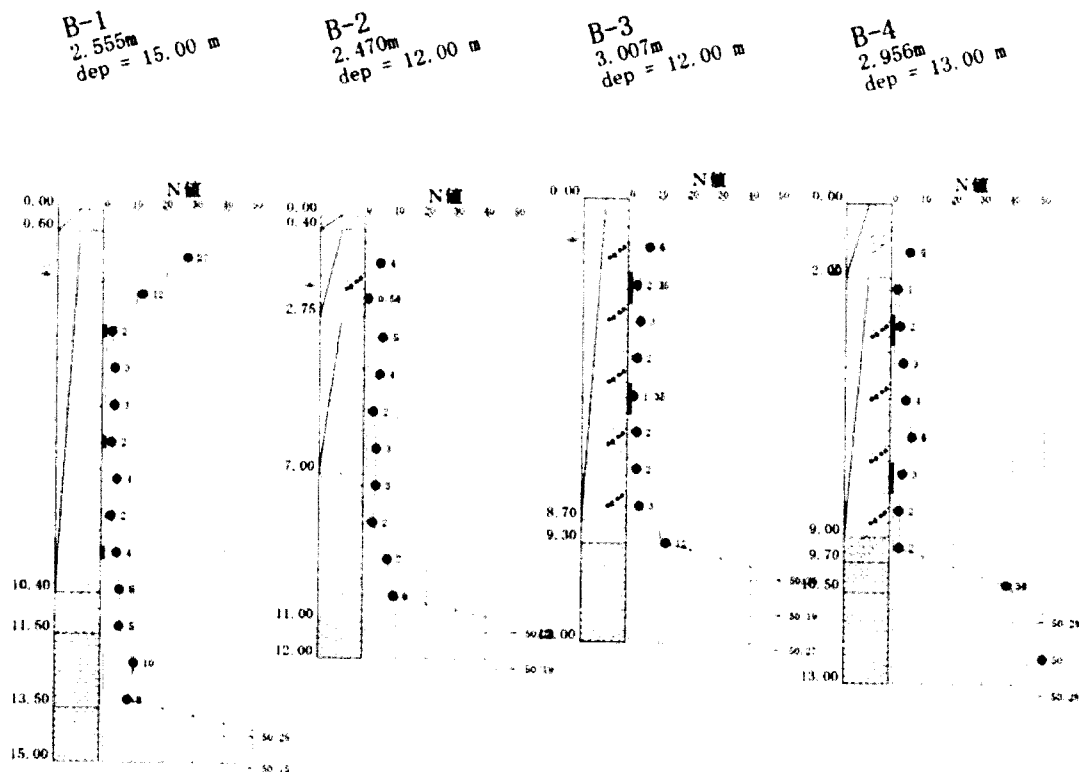


図-4.2 簡易柱状図一覧

次に各層の特徴を整理する。

(砂礫質の埋土 Bg)

全般に表層部にうすく分布する。コーラル主体の土砂が主体であるが、B-4 孔では、残土も含み、やや厚い粘土質の砂礫が確認されている。

工事車両の通行により、全般によく締まっている。ただし、B-4 孔の粘土質の部分では N値=5 を示し、やや軟弱である。

(砂の埋土 Bs)

サンゴ由来の白色を呈するきれいな海砂である。中粒で、非常に粒径が揃っている。

N値は、全般に 2~5 の範囲にあり、平均的には N値 3 程度のゆるい砂である。ただし、上層部 2.5m 付近までは N値 10 以上を示し、これは工事車両の影響で締まったものと推察される。

なお、N値は 3 程度を示すが、サンゴ片が主であるので、N値測定の影響によって粒子破碎を起して N値が低めに測定されている可能性がある。よって、静的な荷重 (軽量) に対しては中位の締まりを発揮する砂と評価してもよいと考える。そうすれば、N値 5 程度のややゆるい砂と評価しておくのが妥当と判断する。

（礫まじり粘土；残土 Bc）

北側物揚場では、B-2 孔の上部で 2.80m 程度の厚さで確認した。本来、この位置では約 10m 程度の厚さで分布すると想定していたが、B-1 孔から続く海砂が確認され、また、在来地盤がやや浅いことが確認できた。

南側では B-3,B-4 孔ともに想定していたとおりの厚さで確認された。現地表面から約 9.0m 程度の厚さであった。

この礫まじり粘土層は、各地の建設現場で発生した建設残土である。全体的には泥岩由来の粘性土が卓越し、石灰岩レキ、枝サンゴおよび泥岩レキを混入している。N値は、概ね 1～3 の範囲にあり非常に軟弱である。ただし、上部の 1.50m 程度までは工事車両の影響でかなり締まっている。また、レキの影響で、N値 4～5 を示す部分もある。

（沖積砂層 As）

泥岩由来の微細砂や砂質シルトからなる。全般に 1.0m 程度以下の厚さで泥岩を覆って分布する。ただし、B-2 孔では、4.0m の厚さで確認されている。B-2 孔では、その上部 2.0m 程度は、N値から判断して、埋土の砂と混ざり合った可能性も否定できない。

N値は、2～9 の範囲にあるが、シルト分が多いところではN値 2～3、均一な細砂が主体の部分では、N値 5 以上を示す傾向がみられる。

（泥岩 Sh）

DL-6.0～9.0m を上面にして、陸側が浅く、海側が深い傾向がみられるものの、ほぼ水平に分布する。

一部で、1.0～2.0m の厚さで上層部が風化脆弱化（N値 10 程度）しているが、ほぼ上面よりN値 50 以上の新鮮な岩盤となっている。ただし、N値 50 以上といっても 15～20cm 程度は貫入しており、軟岩に分類される。

4.2 土質試験結果

土質試験は、砂（埋土）と礫まじり粘土（埋土）を対象にした。

土質試験データおよび結果の詳細は、巻末に添付したデータ集に示す。ここでは、各層のデータをまとめる。

4.2.1 砂層（埋土）の物理試験結果

表-4.2に結果一覧を示す。

表-4.2 試験結果一覧表

孔 番		B-1			平均値
		3.15~3.45	6.15~6.45	9.15~9.45	
深 度 (m)		3.15~3.45	6.15~6.45	9.15~9.45	
一 般	土粒子の密度 ρ_t (g/cm ³)	2.766	2.754	2.751	2.757
	自然含水比 W_n (%)	35.05	37.83	36.92	36.60
粒 度	礫 分 (%)	3.9	6.4	2.0	4.1
	砂 分 (%)	91.3	91.2	92.6	91.7
	シルト・粘土分(%)	4.8	2.4	5.4	4.2
	均等係数 U_c	3.27	2.41	3.07	2.92
分 類	分 類 名	砂	礫まじり砂	シルトまじり砂	-
	分 類 記 号	(s)	(S-G)	(S-M)	-

土粒子の密度は、一般に 2.6~2.8 の間にある。この砂層は、ほぼ一般的な範囲にあるが、やや高めの値を示す。サンゴや貝殻由来の砂であり、細粒土や有機質土などを含まないきれいな砂である所以であろう。

粒度もそれを反映して、砂分が 90%以上、均等係数が 3 以下と、非常に粒径の揃った砂であることがわかる。

4.2.2 礫まじり粘土（埋土）の試験結果

この埋土は、建設残土を利用している。N値 2~3 の軟弱層であり、B-3、B-4 孔で乱さない試料（4本）を採取して物理・力学試験を行った。主な結果は、次頁の表-4.3に示す。

4 試料ともに、一般的土性はほぼ同じであり、ほとんどばらつきはない。深度方向にも水平方向にも土性による地層区分の必要はないと考える。

一般に礫分を 13%程度含有し、細粒分（シルト・粘土）を 50%以上含む粘性土である。ただし、軟弱な沖積粘性土とは明らかに異なり、平均的には下記のような土性を示す。

自然含水比 $W_n=35\sim40\%$

間 隙 比 $e=1.0\sim1.2$

塑性指数 $I_p=30\%$

すなわち、間隙比 $e = 1.0$ などの値は、「ゆるい砂質土」に相当する。塑性指数も低い値となっている。また、圧縮指数 $C_c = 0.25 \sim 0.35$ から判断して、圧縮性は低い。

なお、圧密試験結果としての $e \sim \log p$ 曲線は、供試体がやや乱れているので、正規圧密領域がシャープな直線とならず、 C_c や圧密降伏応力 p_c を無理に求めている。何らかの補正が必要であるが、補正すると C_c はもう少し小さな値となる。これらの補正は次章に譲る。いずれにしても、この粘性土は、「塑性がやや低く圧縮性の小さい粘性土」といえる。

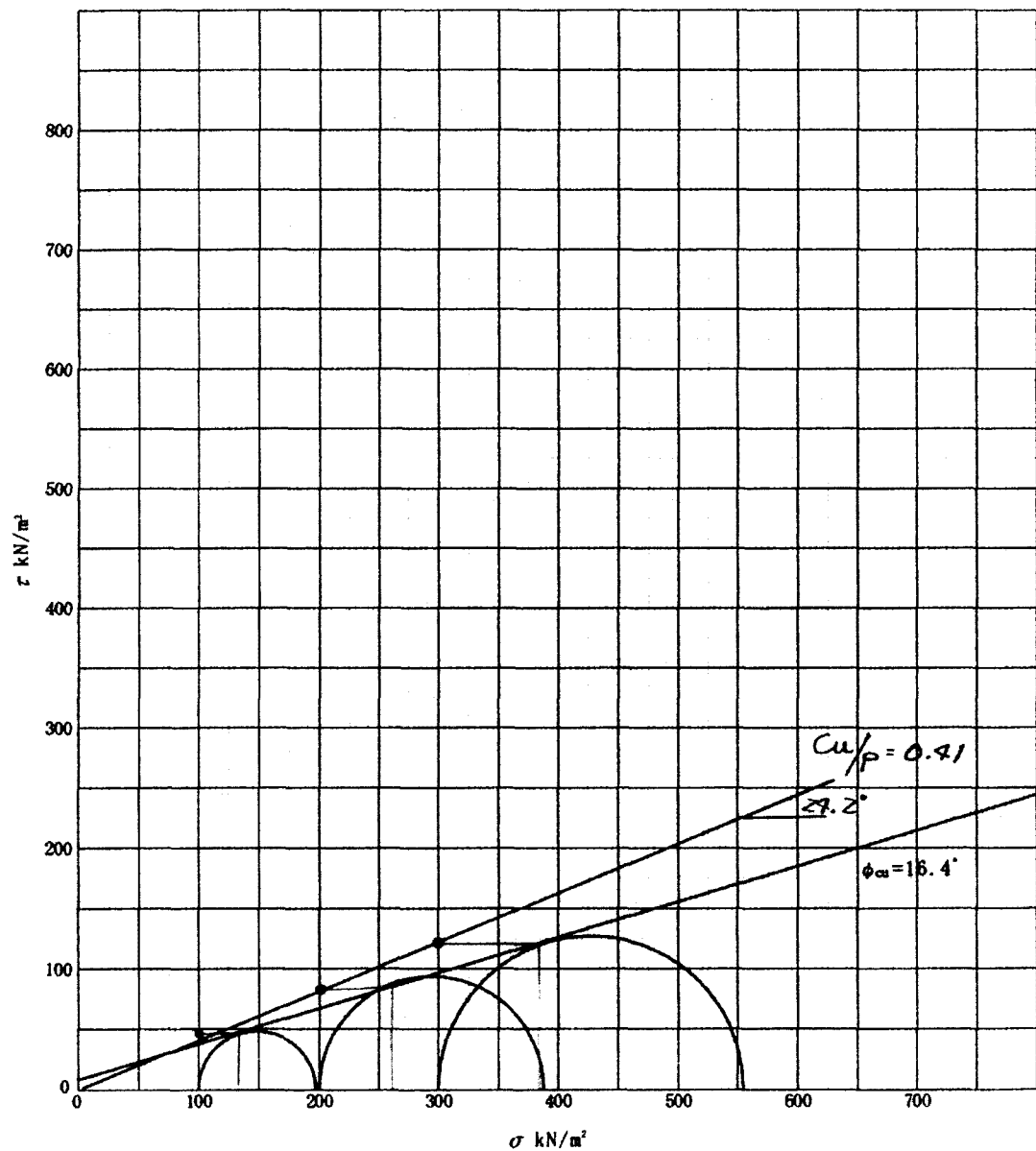
表-4.3 試験結果一覧表

孔 番		B-3		B-4	
深 度 (m)		2.00~2.80	5.00~5.80	3.00~3.80	7.00~7.80
一 般	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.842	1.799	1.856	1.837
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.742	2.743	2.737	2.744
	自然含水比 W_n (%)	35.80	41.82	36.61	37.57
	間隙比 e	1.022	1.155	1.015	1.056
粒 度	礫 分 (%)	13.6	13.3	13.4	9.4
	砂 分 (%)	21.0	27.6	15.4	18.2
	シルト・粘土分 (%)	65.4	59.1	72.0	75.9
	50%粒径 D_{50} (mm)	0.012	0.012	0.0066	0.0052
コン シ ス テ ン シー	液性限界 W_L (%)	57.64	56.17	61.98	60.63
	塑性限界 W_p (%)	28.28	27.69	28.37	27.43
	塑性指数 I_p	29.36	28.48	33.61	33.20
分 類	分 類 名	礫まじり 砂質粘土	礫まじり 砂質粘土	礫まじり 砂質粘土	礫まじり 砂質粘土
	分 類 記 号	(CHS-G)	(CHS-G)	(CHS-G)	(CHS-G)
圧密	圧縮指数 C_c	0.26	0.31	0.22	0.34
	圧密降伏応力 p_c kN/m ²	145.08	72.61	70.98	150.28
三軸	試験条件	CU	CU	CU	CU
	粘着力 C_{cu} kN/m ²	7.98	3.17	9.57	7.70
	内部摩擦角 ϕ°	16.4	15.0	14.0	13.0

三軸圧縮試験は、CU 条件（圧密非排水）で行った。圧密しているにもかかわらず、せん断強度は低い値となっている。この粘土層はその自重により圧縮は進行しているが、圧密による強度増加は小さいものと推察される。ちなみに、強度増加率 Cu/p は 0.40 程度となっている。次頁に強度増加率の算定図（例）を示す。

強度増加率算定図 (例)

JGS 0522		土の強度特性 土の三軸圧縮試験 [CU]			
調査件名 中城湾港(西原与那原地区)マリーナ土質調査		試験年月日 H.16年 月 日			
試料番号(深さ) B-3(2.00~2.80m)		試験者			
強度定数	全 応 力			有 効 応 力	
	c_{cu} kN/m ²	ϕ_{cu}	$\tan \phi_{cu}$	c_{cu} kN/m ²	ϕ_{cu}
応力範囲					
正規圧密領域	7.98	16.4	0.295		
過圧密領域					



特記事項

[1kN/m² \approx 0.0102kgf/cm²]

5. 考 察（地盤解析）

5.1 地盤検討の基本方針

5.1.1 地盤の概要

北側埠頭（物揚場）と南側埠頭に分けて地盤の概要を整理する。

（南側埠頭）

ここでは、建設残土投入部で2箇所のボーリングを行うとともに、乱さない試料を採取して土質試験を行った。

孔口の地盤高さは、DL+3.0m程度であり、岸壁天端より若干高くなっている。したがって、完成時の地盤高さは、おそらくDL+3.0m程度と推察される。

原地盤面は、DL-6.0m程度であり、したがって、約9.0m程度の埋土が施工されている。埋土の厚さに大きな変化はみられない。

埋土は、礫まじり粘土状であり、レキの影響を受けていないN値はほぼ2程度と軟弱である。ただし、表層部1.50m付近までは、砂礫質の埋土（盛土）も分布し、また、工事車輛の影響で締まっている。

地下水位は、潮汐によって変化するが、DL+1.50mとすれば安全側と判断する。

以上から、地表面をDL+3.0mとし、下記のように地層区分して圧密沈下や支持力を検討する。

- ・0.00～1.50m 中位の硬さの粘土層
- ・1.50～9.00m N値2程度の軟弱粘土層（圧密層）

なお、圧密層の土性および設計用定数は、次章の詳細検討で行う。

（北側埠頭）

ここでは砂投入部と建設残土投入部でそれぞれ1箇所、計2箇所のボーリング調査を行った。孔口の地盤高さは、DL=2.50m程度であり、岸壁天端（DL+2.70m）より若干低い。

原地盤面は、DL-5.0～-8.0mであり、したがって、7.0～10.0m程度の埋土が施工されている。陸側ではサンゴ由来の海砂の投入が主体である。海側では建設残土（礫まじり粘土）が投入されているが、今回の調査ではその分布状況は明瞭でない。

埋土の砂層は、非常に粒径の揃った中粒砂である。2.50m付近までは、おそらく工事車輛の通行により、よく締まっている。その下位は、N値2～4を示し、非常にゆるい状態にある。

地盤の支持力や沈下などを検討する際は、埋土の砂層は、下記のように地層区分して検討する。

- ・0.00～2.50m N値10～30の中位に締まった砂質土
- ・2.50m以下 N値2～4の非常にゆるい砂

5.1.2 利用計画について

南側埠頭では、ボートヤード、駐車場および合宿所を兼ねた艇庫が計画されている。ボートや船具ロッカーの荷重はほぼ問題にならないが、駐車場を含めて舗装されることになると推察される。また、艇庫は建築物としての荷重が課題になる。

一方、北側埠頭では、B-1 孔付近に商業施設の立地が計画されている。B-2 孔付近より海側は芝公園となっている。芝公園は基礎地盤の問題は生じないが、商業施設では建築物の荷重が基礎地盤に作用する。

5.1.3 地盤検討の方針

南側埠頭の軟弱な礫まじり粘土（埋土）については、下記の検討を行う。

- 1) 舗装や建物による荷重による圧密沈下
- 2) 建物荷重を想定し、地盤の支持力
- 3) 事前処理としての地盤改良の必要性について
- 4) 必要に応じて、地盤改良工法の検討

北側埠頭では下記の検討を行う。

- 1) 建物荷重を想定した即時沈下
- 2) 建物荷重を想定した支持力

5.1.4 基礎地盤に及ぼす荷重の想定

南側埠頭の現時盤面は、DL+3.0m程度であるので、今後の盛土などはないと考える。ただし、ボートヤードや駐車場はコンクリート舗装が施工される。

舗装構成は、路床が礫まじり粘土であるので、設計 CBR 値が 3%未満となろう。そうすれば、路床土の置き換えあるいは改良をして、路盤は、下記のような構成になると予想される。

表層(コンクリート)	25 cm
路盤(砕石)	20 cm

南側埠頭の大部分は、この舗装が新たに加わる荷重と考える。また、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」（以下“港湾基準”という）、P-229によれば、“通常、構造物全体の安定計算には、エプロン、上屋、倉庫等の一区画について平均した値を用い、一般雑貨埠頭の場合、エプロン上の積載荷重として、10～30 kN/m²をとる例が多い”としている。

舗装は、無限等分布荷重 (q_1) として、その荷重度は次のとおりとなる。なお、単位体積重量は、港湾基準 P298 により、コンクリート=22.6kN/m³、砂利(湿潤)=18kN/m³とする。

$$q_1 = 0.25 \times 22.6 + 0.20 \times 18 = 9.25 \text{ kN/m}^2$$

積載荷重(q_2)は、沖縄県土木建築部港湾課の「沖縄県管内における港湾施設設計のための参考資料」より、-7.5m 未満の係船岸の標準値、 $q_2 = 10 \text{ kN/m}^2$ として、これに舗装荷重を加え、数値を丸めて、 $q = 20 \text{ kN/m}^2$ を現地盤面に働く荷重（無限等分布荷重）とする。

無限等分布荷重とは、円、矩形、帯状などと異なり、一定の範囲（寸法）を持たない、大きな広がりの中で、その荷重が等分布であることを指す。圧密沈下計算などで、地中応力が分散・縮小しないで作用するので安全側となる。

なお、置き換えあるいは改良処理された路床土は、現地盤の重量とほぼ同じ（ 18kN/m^3 ）となるので、新たな増加荷重とはならない。

商業施設および合宿所を兼ねた艇庫は中小規模の建築物を想定する。したがって、木造あるいは鉄筋コンクリート造（壁式あるいはラーメン構造）が予想される。

基礎地盤は、非常にゆるい砂や軟弱な粘土層であるので、圧密沈下促進などの地盤改良をしても大きな支持力は見込めない。したがって、基礎形式はベタ基礎を想定する。

マリーナ計画図から判断して、安全側に考慮すれば、基礎は一辺が $20\sim 30\text{m}$ のベタ基礎（剛性の大きいもの）となるものと推察される。よって、建築物を想定した沈下等の検討では、 $20\times 30\text{m}$ の長方形等分布荷重を用いる。その荷重度(q)は一般的な建築物の値から判断して、 $q = 30\text{kN/m}^2$ とする。その場合、基礎の根入れ深さ (D_f) は、 $D_f = 0.50\text{m}$ とする。

ちなみに、基礎の荷重は基礎幅が大きければ大きいほど、基礎地盤の深い位置まで影響が及ぶ。そのため、先に設定した基礎形式は沈下に対して安全側の値となる。

5.2 南側埠頭の沈下と支持力の検討

5.2.1 埋土層（礫まじり粘土）の土質特性

1) N値

表層部の $1.5\sim 2.0\text{m}$ は、工事車輛の通行あるいは多量のレキの含有によりやや締まっている。その下位は、 N 値= $1\sim 3$ （平均 $N=2$ ）であり、全体的に軟弱である。なお、一部で N 値 3 以上を示すところもあり、砂・礫分の含有量にばらつきがみられる。

全体としては、軟弱ではあるものの、雑多でやや不均質な粘性土といえる。

2) 基本的な土質特性

B-3, B-4 孔で各 2 試料、計 4 試料について物理試験を実施した。結果の概要は下記のとおりである。

・ 湿潤密度	$\rho_t = 1.80\sim 1.85 \text{ g/cm}^3$
・ 土粒子の密度	$\rho_s = 2.73\sim 2.75 \text{ g/cm}^3$
・ 自然含水比	$W_n = 35\sim 40 \%$
・ 間 隙 比	$e = 1.0\sim 1.2$
・ 細粒分含有率	$n = 60\sim 70\%$
・ 液 性 限 界	$W_L = 55\sim 60\%$
・ 塑 性 限 界	$W_p = 27\sim 28\%$
・ 塑 性 指 数	$I_p = 30\%$

・飽和度 $S_r = 96 \sim 100\%$

間隙比 $e = 1.0 \sim 1.2$ 、自然含水比 $W_n = 35 \sim 40\%$ という値は、ゆるい砂にも相当する値である。また、液性限界は 50% を超え、高塑性に分類されるものの、低塑性との境界域にある。これから判断して、圧縮性は低いものと推察される。

3) せん断特性

三軸圧縮試験(CU)の結果は、概ね下記のとおりである。

$$C_{cu} = 3.0 \sim 10.0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{平均 } C_{cu} = 7.0 \text{ kN/m}^2)$$

$$\phi_{cu} = 13 \sim 16^\circ \quad (\text{平均 } \phi_{cu} = 15^\circ)$$

CU 条件で、圧密した後の非排水せん断強さである。圧密後には小さい値を示し、したがって、支持力は小さいものとする。

4) 圧密特性

対象が礫まじり粘土であり、また、近年投入されたものであるため、供試体はやや乱れている。否、乱れているというよりも、まだ乱れた状態にあると見てよい。したがって、得られたデータはやや信頼性に乏しい。

すなわち、 $e \sim \log p$ 曲線では、シャープな直線が引けず、明瞭な圧密降伏応力 p_c が見出せない。試験データでは試験の最終段階の点を無理に結び正規圧密領域とし、 C_c や p_c を求めている。

そこで、正規圧密と考えられる領域について、きれいに直線には載らないが、より実際の直線を設定し、圧縮指数 C_c と圧密降伏応力 p_c を改めて求めてみた。

C_c と p_c を求めた図 ($e \sim \log p$ 曲線) は後頁に示す。

C_c の計算は下式による。

$$C_c = \frac{e_a - e_b}{\log \frac{p_b}{p_a}}$$

・ B-3 2.0～2.8m のデータ

$$p_a = 157 \text{ kN/m}^2 \quad e_a = 0.900$$

$$p_b = 628 \text{ kN/m}^2 \quad e_b = 0.768$$

$$C_c = \frac{0.900 - 0.768}{\log \frac{628}{157}} = 0.21 < \text{試験データ ; } C_c = 0.26$$

$$p_c = 100.0 \text{ kN/m}^2$$

・ B-4 3.0～3.8m のデータ

$$p_a = 157 \text{ kN/m}^2 \quad e_a = 0.807$$

$$p_b = 1256 \text{ kN/m}^2 \quad e_b = 0.625$$

$$C_c = \frac{0.807 - 0.625}{\log \frac{1256}{157}} = 0.20 < \text{試験データ ; } C_c = 0.22$$

$$p_c = 56.0 \text{ kN/m}^2$$

・ B-3 5.0~5.8m のデータ

$$p_a = 157 \text{ kN/m}^2 \quad e_a = 0.951$$

$$p_b = 1256 \text{ kN/m}^2 \quad e_b = 0.693$$

$$C_c = \frac{0.951 - 0.693}{\log \frac{1256}{157}} = 0.28 < \text{試験データ ; } C_c = 0.31$$

$$p_c = 53.0 \text{ kN/m}^2$$

以上のように、 C_c は試験データの 80~90%程度になる。なお、B-4 孔 7.0m のデータはほぼ明瞭な C_c が得られており、試験データに問題はない。

有効土被り圧 p_0 を計算し、圧密降伏応力 p_c と比較したものを表-5.1 に示す。

なお、有効土被り圧 p_0 の計算条件は、下記のとおりとした。

- ・ 地下水位 GL-2.0m
- ・ 地下水より上の土の湿潤単位体積重量 $\gamma_t = 18.5 \text{ kN/m}^3$
- ・ 地下水より下の土の水中単位体積重量 $\gamma_t = 8.5 \text{ kN/m}^3$

表-5.1 有効土被り圧と圧密降伏応力の比較

孔番・深度	計算深度 GL-m	有効土被り圧 p_0		比較	p_c (kN/m^2)
		計 算	$p_0(\text{kN/m}^2)$		
B-3(2.0-2.8)	2.4	$18.8 \times 2.0 + 8.5 \times 0.4$	40.4	<	100.0
B-4(3.0-3.8)	3.4	$18.5 \times 2.0 + 8.5 \times 1.4$	48.9	<	56.0
B-3(5.0-5.8)	5.4	$18.5 \times 2.0 + 8.5 \times 3.4$	65.9	>	53.0
B-4(7.0-7.8)	7.5	$18.5 \times 2.0 + 8.5 \times 5.4$	82.9	<	150.3

B-3(5.0-5.8)のデータが $p_0 > p_c$ となるが、他は p_c のほうが大きい。

圧密降伏応力は、粘土がそれまでに経験した最大の有効土被り圧の値に、時間効果と呼ぶ土粒子骨格結合作用による圧縮抵抗増加分が加わった値を指す。沖積粘土や埋土は時間が経過していないので、圧縮抵抗増加分は小さく、 $p_0 = p_c$ となるのが普通であるが、実際の試験では、試料の乱れなどの影響で、 $p_0 < p_c$ となることが多い。

したがって、総合的に判断して、当地では、土の自重による圧密はほぼ完了していると判断する。

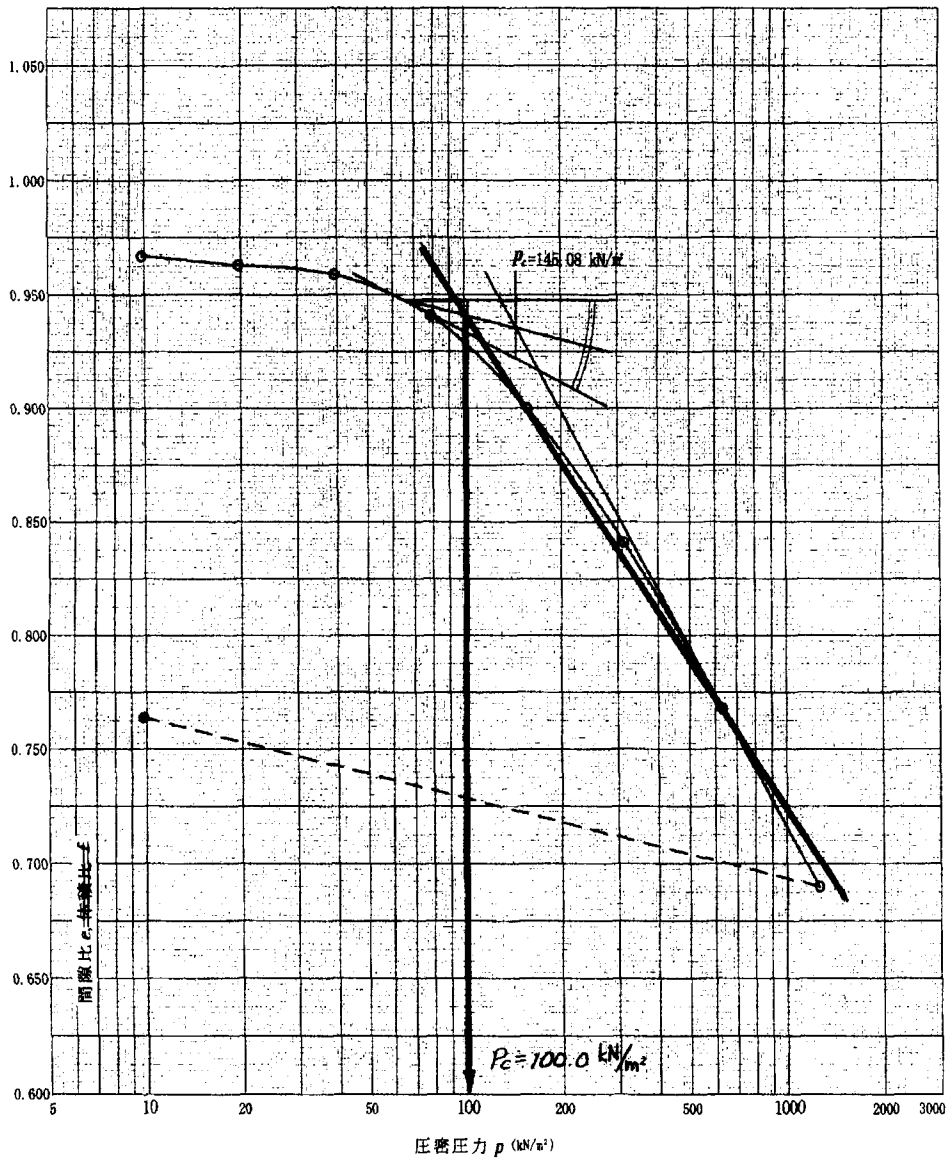
供試体の乱れを反映して、圧密圧力と m_v 、 C_v の曲線も著しくばらついている。これは集積図を描き、安全側となる値を採用することになる。設計用の m_v 、 C_v は、次章で検討する。

JIS A 1217	土の (段階載荷) による圧密試験 (圧縮曲線)	JGS 0411
JIS A 1227	定ひずみ速度載荷	JGS 0412

調査件名 中城湾港(西原与那原地区)マリーナ土質調査 試験年月日 H.16年 月 日

試料番号(深さ) B-3(2.00~2.80m) 試験者

土粒子の密度	液性限界	塑性限界	初期含水比	初期間隙比 e_0	圧縮指数	圧密降伏応力	ひずみ速度 ¹⁾
ρ_s g/cm ³	w %	w %	w %	$\frac{V_0}{V_s}$	C _c	p_c kN/m ²	%/min
2.742			34.92	0.995	0.26	145.08	



特記事項

1) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.0102kgf/cm²]

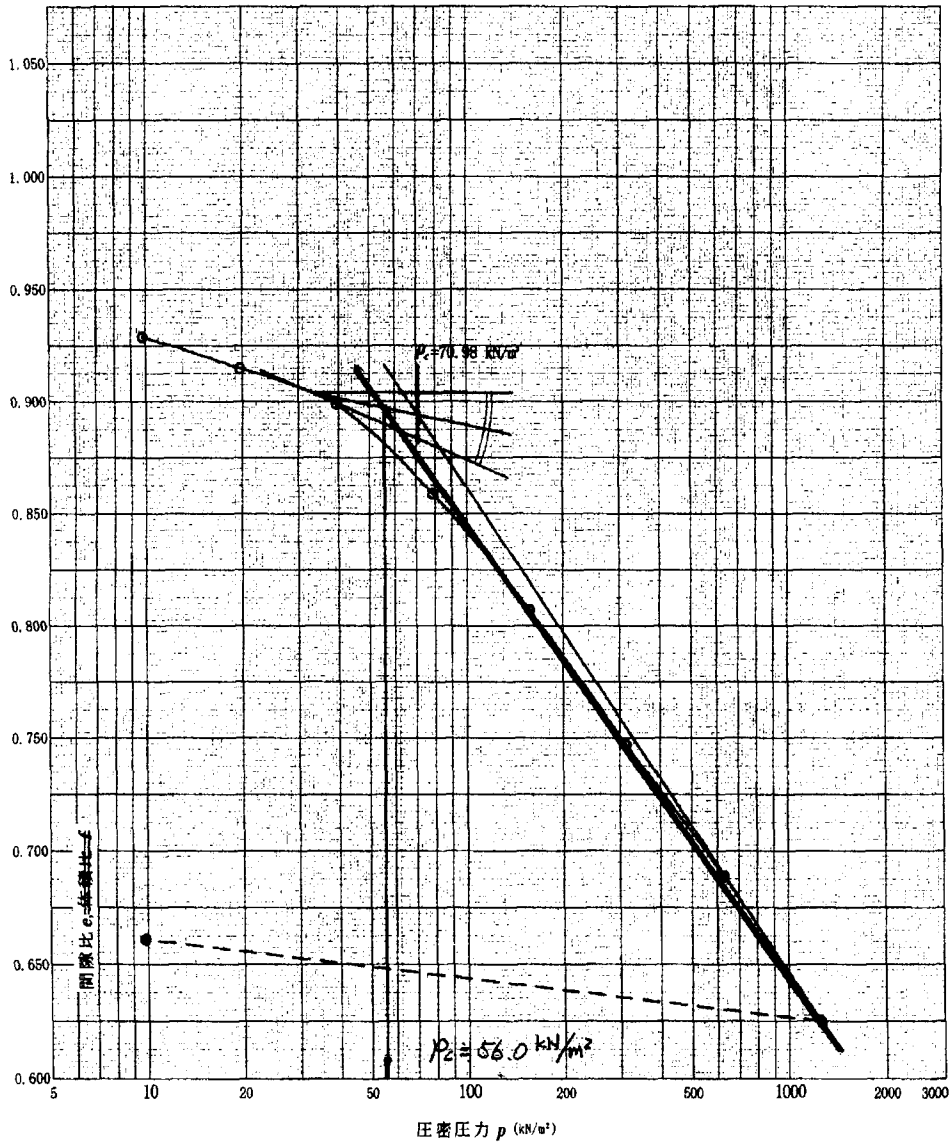
図-5.1 e ~ log p 曲線 (B3-2m)

JIS A 1217 土の (段階載荷) による圧密試験 (圧縮曲線) JGS 0411
~~JIS A 1227~~ ~~定ひずみ速度載荷~~ JGS 0412

調査件名 中城湾港(西原与那原地区)マリーナ土質調査 試験年月日 H.16年 月 日

試料番号(深さ) B-4(3.00~3.80m) 試験者

土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	液性限界 w _L %	塑性限界 w _p %	初期含水比 w ₀ %	初期間隙比 e_0 初期体積比 v_0	圧縮指数 C _c	圧密降伏応力 p_c kN/m ²	ひずみ速度 ¹⁾ %/min
2.737			34.87	0.971	0.22	70.98	



特記事項

1) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。

[1kN/m² ≈ 0.102kgf/cm²]

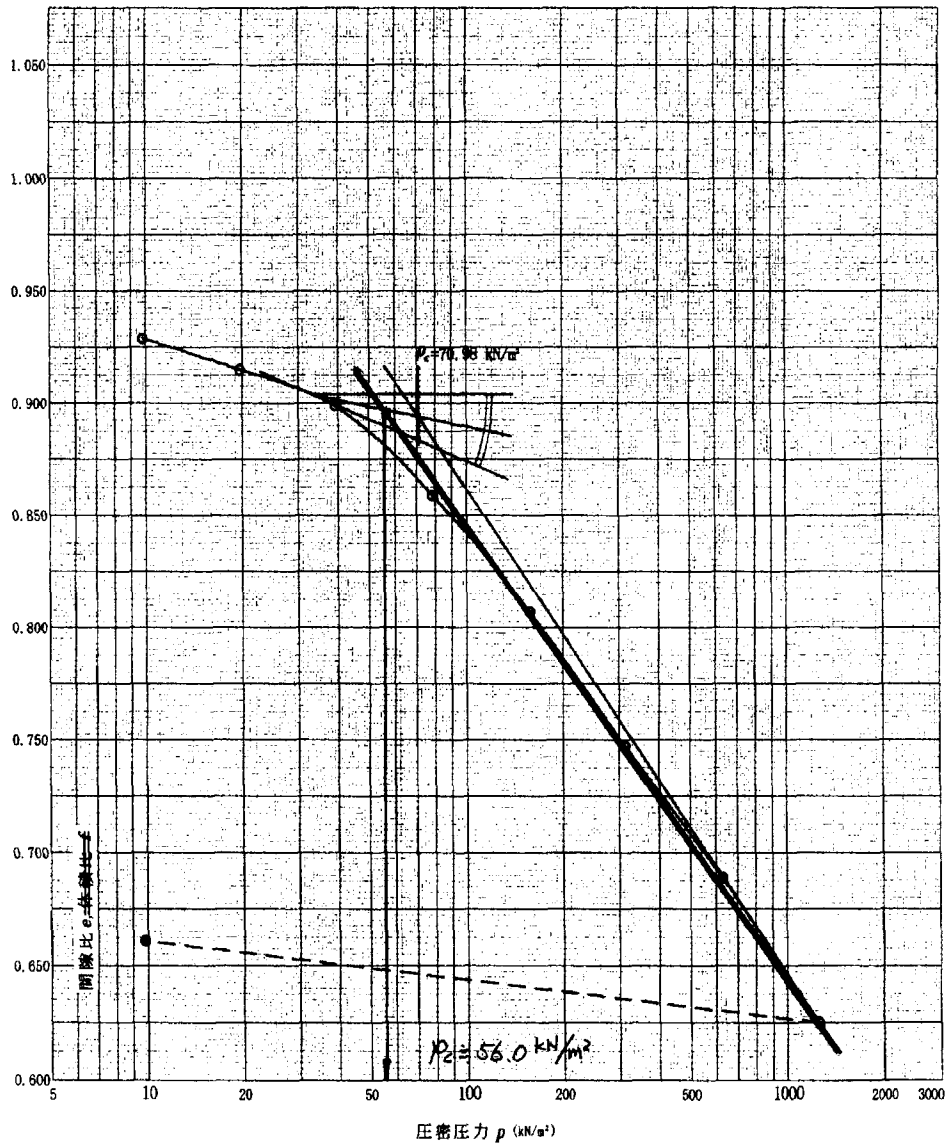
図-5.2 e ~ logp 曲線 (B4-3m)

JIS A 1217	土の (段階 載荷) による圧密試験 (圧縮曲線)	JGS 0411
JIS A 1227		JGS 0412

調査件名 中城湾港(西原与那原地区)マリーナ土質調査 試験年月日 H.16年 月 日

試料番号(深さ) B-4(3.00~3.80m) 試験者

土粒子の密度	液性限界	塑性限界	初期含水比	初期間隙比 e_0	圧縮指数	圧密降伏応力	ひずみ速度 ¹⁾
ρ_s g/cm ³	w _L %	w _p %	w ₀ %	初期体積比 v_0	C_c	p_c kN/m ²	%/min
2.737			34.87	0.971	0.22	70.98	



特記事項 1) 定ひずみ速度載荷による圧密試験の時のみ記入する。

[1kN/m² ≒ 0.102kgf/cm²]

図-5.3 e ~ log p 曲線 (B3-5m)

5.2.2 設計用地盤定数の検討

浅い位置より順に試験データを整理すると下表のとおりである。

表-5.2 地盤データ表

孔番・深度	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	密度 ρ_s g/cm ³	含水比 wn(%)	間隙比 e	圧縮指数 Cc	C_{cu} kN/m ²	ϕ_{cu} (度)
B-3(2m)	1.842	2.742	35.80	1.022	0.21	7.98	16.4
B-4(3m)	1.856	2.737	36.61	1.015	0.20	9.75	14.0
B-3(5m)	1.799	2.734	41.82	1.155	0.28	3.17	15.0
B-4(7m)	1.837	2.744	37.57	1.056	0.34	7.70	13.0
平均値	1.834	2.739	37.95	1.062	0.26	7.11	14.6

全体にばらつきが小さく、ほぼ同じような値を示す。沈下などの検討に際しては、地層区分の必要はないと判断する。したがって、設計用地盤定数は、平均値を丸めた値とする。

<設計用地盤定数>

- ・ 湿潤密度 $\rho_t = 1.83$ g/cm³ ($\gamma_t = 18.3$ kN/m³)
- ・ 土粒子の密度 $\rho_s = 2.74$ g/cm³
- ・ 自然含水比 $W_n = 38$ %
- ・ 間隙比 $e = 1.05$
- ・ 圧縮指数 $C_c = 0.25$
- ・ 粘着力 $C_{cu} = 7.0$ kN/m²
- ・ 内部摩擦角 $\phi_{cu} = 15.0$ °

なお、地下水面より上の土の湿潤密度は、含水比や飽和度が不明であるので、一般的な値、 $\gamma_t = 18.0$ kN/m³ とする。

参考までに、海成粘土の土質諸数の相関図を図-5.4、図-5.5に示す。

当地の埋土は、海成粘土の相関関係によく一致するが、圧縮指数はかなり低い値であることがわかる。

圧密試験の試験データを重ね合わせて、その範囲で安全側（沈下大、時間大）になるように大胆に決定する。設計用データは次頁の図-5.8、図-5.9に示す。

m_v 値が大きいほど沈下量は大きくなり、設計上安全側になる。当地の4試料では、B-3孔 2.0~2.8mの試料が大きく外れ、また、最小圧密圧力の m_v 値が大きすぎる。よって、これらの値を除外して設計用 m_v 値を図-5.8に示すように、高めに設定した。

C_v 値は、著しくばらついている。 C_v 値は小さいほど沈下時間が長くなり、設計上安全側になる。ここでは、著しくグループから外れるB-3孔 5.0~5.8mのデータを除外し、低め

に設定する。なお、圧密圧力が低いレベルでは C_v 値は一定となることが知られており、ここでは、大きな圧力が作用することはないので、図-5.9 に示すように、 $C_v=400\text{cm}^2/\text{d}$ で一定とした。

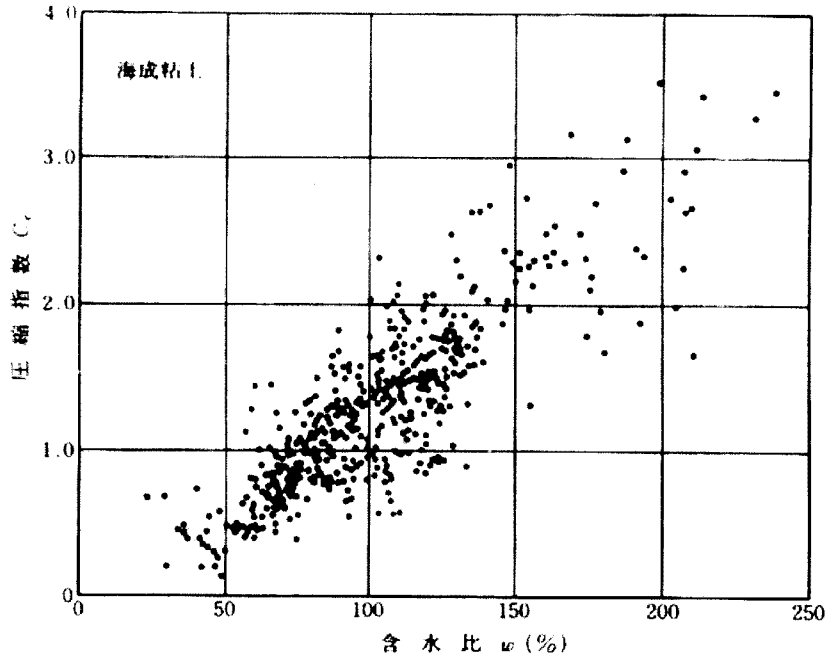


図-5.4 圧縮指数と含水比の相関図

(地盤工学会；「地盤調査・土質試験結果の解釈と適応例」より引用)

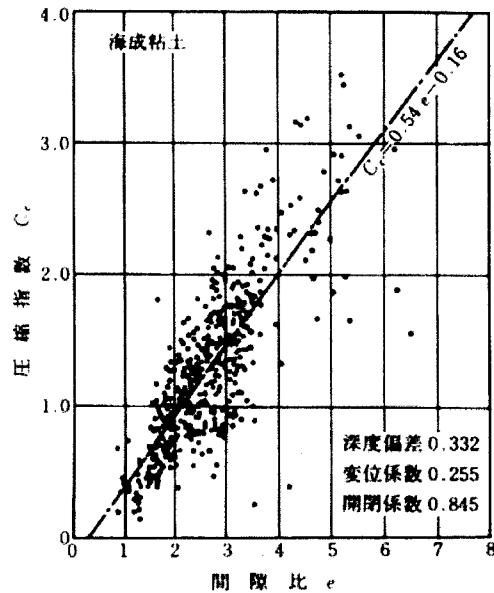


図-5.5 圧縮指数と間隙比の相関図

(地盤工学会；「地盤調査・土質試験結果の解釈と適応例」より引用)

以上を整理して、設計用のモデル地盤図を下に示す。

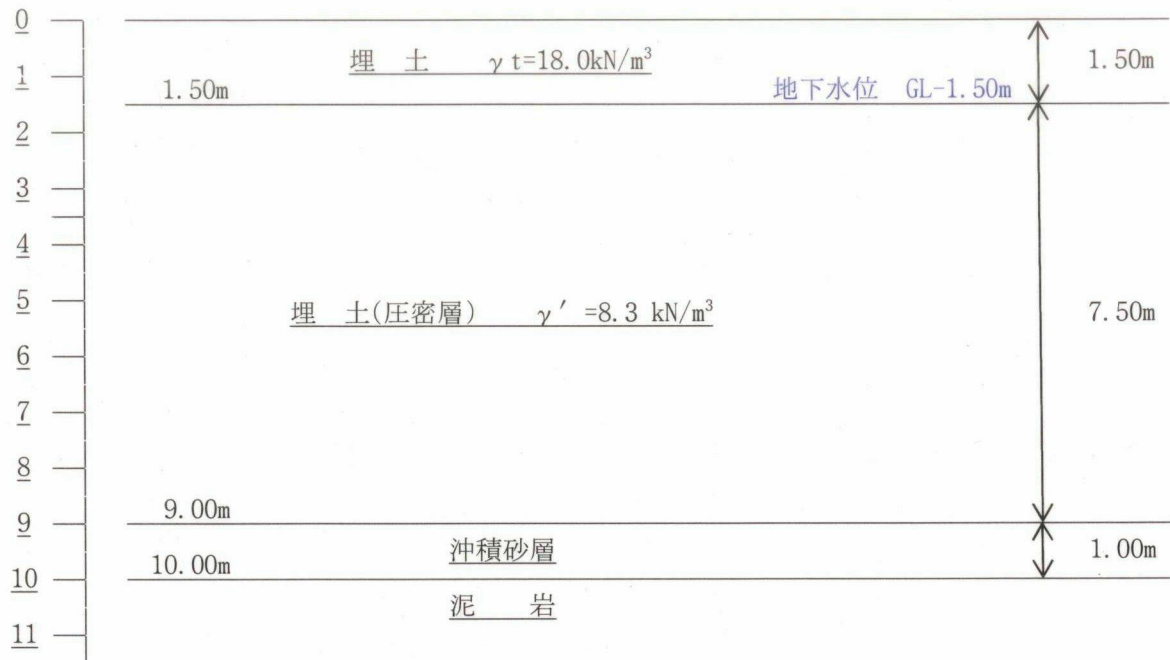


図-5.6 設計用モデル地盤図

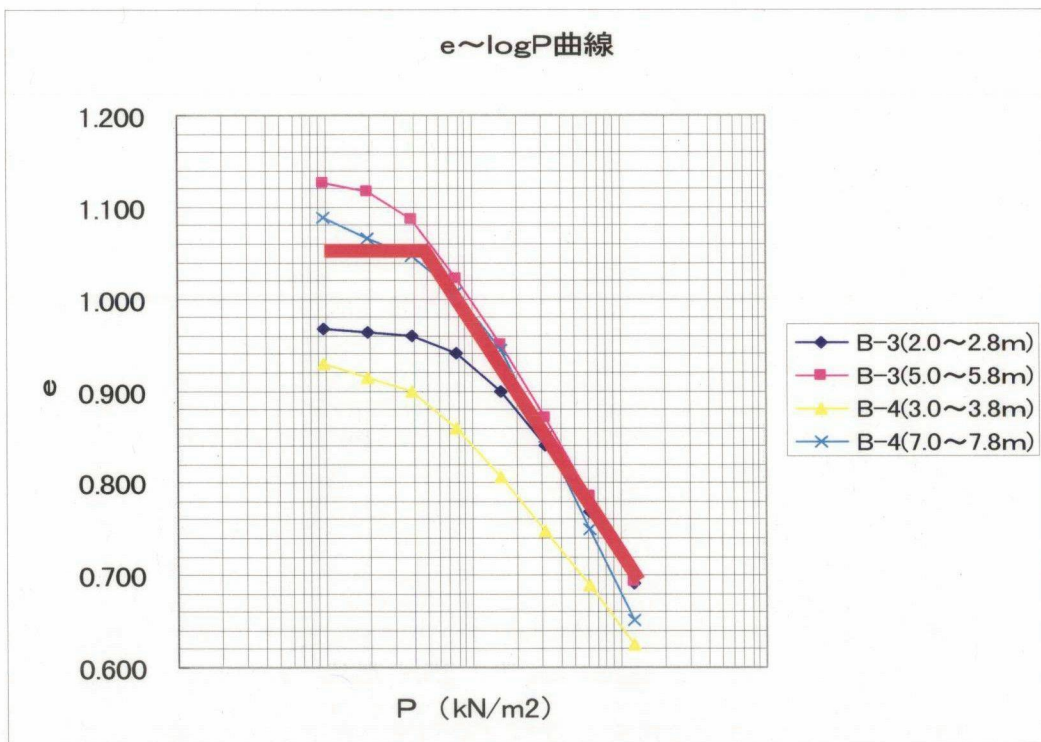


図-5.7 e ~ log p 曲線の集積と設計用 e ~ log p 曲線

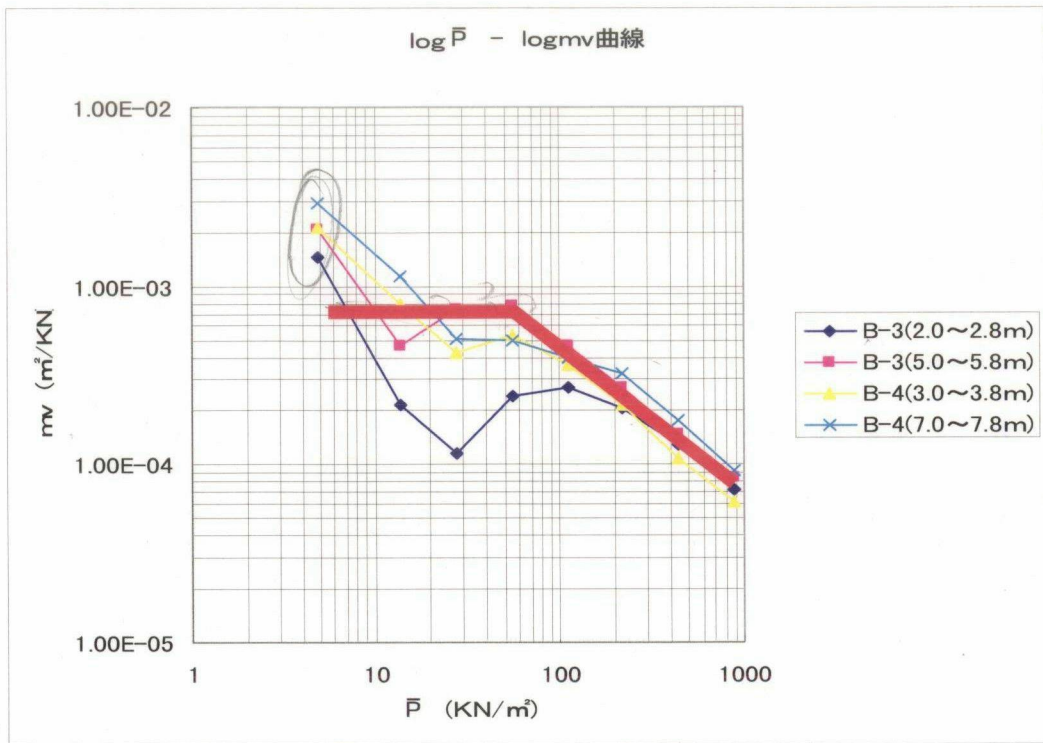


図 5.8 log \bar{P} ~ logmv 曲線図の集積と設計値

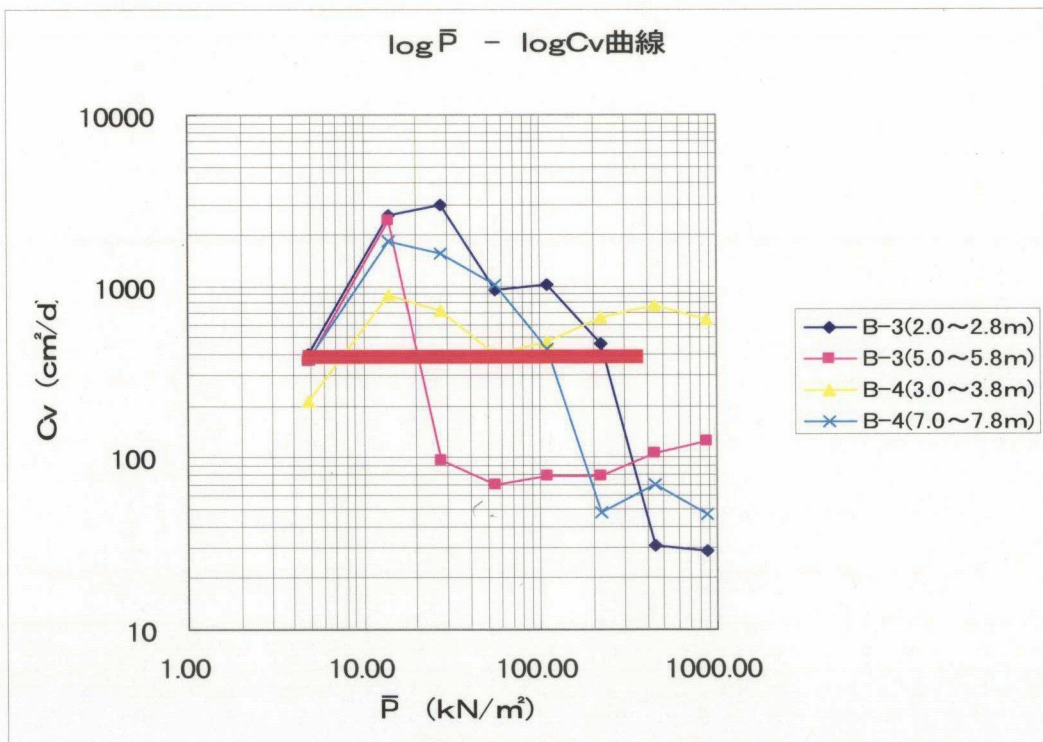


図-5.9 log \bar{P} ~ logCv 曲線図と設計値

参考資料 土質定数（日本道路公団設計要領一集）

種類		状態	単位体積重量 kN/m ³ (tf/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 kN/m ² (t/m ²)	摘要 (統一分類)	
盛 土	礫および 礫混じり砂	締め固めたもの	20(2.0)	40	0(0)	(GW), (GP)	
	砂	締め固めたもの	粒度の良いもの	20(2.0)	35	0(0)	(SW), (SP)
			粒度の悪いもの	19(1.9)	30	0(0)	
	砂質土	締め固めたもの	19(1.9)	25	30(3)以下	(SM), (SC)	
	粘性土	締め固めたもの	18(1.8)	15	50(5)以下	(ML), (CL) (MH), (CH)	
関東ローム	締め固めたもの	14(1.4)	20	10(1)以下	(VH)		
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの	20(2.0)	40	0(0)	(GW), (GP)	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	18(1.8)	35	0(0)		
	礫混じり砂	密実なもの	21(2.1)	40	0(0)	(GW), (GP)	
		密実でないもの	19(1.9)	35	0(0)		
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの	20(2.0)	35	0(0)	(SW), (SP)	
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	18(1.8)	30	0(0)		
	砂質土	密実なもの	19(1.9)	30	30(3)以下	(SM), (SC)	
		密実でないもの	17(1.7)	25	0(0)		
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少凹む）	18(1.8)	25	50(5)以下	(ML), (CL)	
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）	17(1.7)	20	30(3)以下		
		軟らかいもの（指が容易に貫入する）	16(1.6)	15	15(1.5)以下		
	粘土および シルト	固いもの（指で強く押し多少凹む）	17(1.7)	20	50(5)以下	(CH), (MH), (ML)	
やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）		16(1.6)	15	50(5)以下			
軟らかいもの（指が容易に貫入する）		14(1.4)	10	15(1.5)以下			
関東ローム		14(1.4)	5(ϕ_u)	30(3)以下	(VH)		

5.2.3 圧密沈下の検討

1) 計算式

最終圧密沈下量 S_0 の計算は、次式による・

$$S_0 = m_v \cdot \Delta p \cdot h$$

ここに S_0 : 最終圧密沈下量 (m)

m_v : 体積圧縮係数 (m^2/kN)

$p_1 + \Delta p$ に対応する値

P_1 : 有効土被り圧 (kN/m^2)

Δp : 増加応力 (kN/m^2)

h : 圧密層の厚さ (m)

圧密の経過時間の計算は下式による。

$$t = \frac{T_v \left(\frac{h}{2}\right)^2}{C_v}$$

ここに T_v : 時間係数

C_v : 圧密係数 (cm^2/day)

平均圧密圧力 $p = \sqrt{p_1 \times p_2}$ に相当する値を用いる

$p_2 : p_1 + \Delta p$

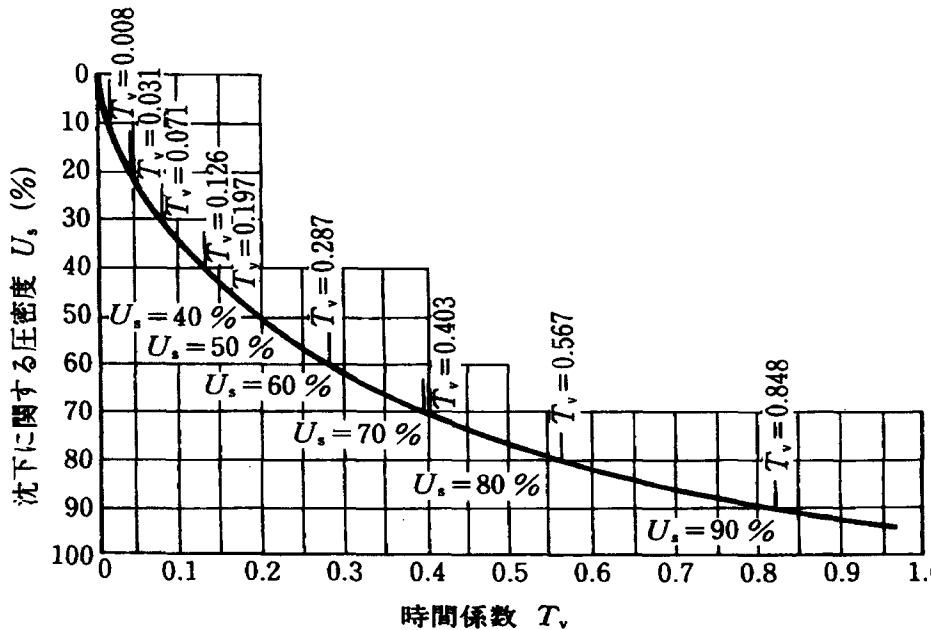


図-5.10 圧密度-時間係数の関係

2) 沈下量の算定 (その1)

地表面に $q = 20 \text{ kN/m}^2$ の無限等分布荷重が作用した場合を想定して計算を行う。

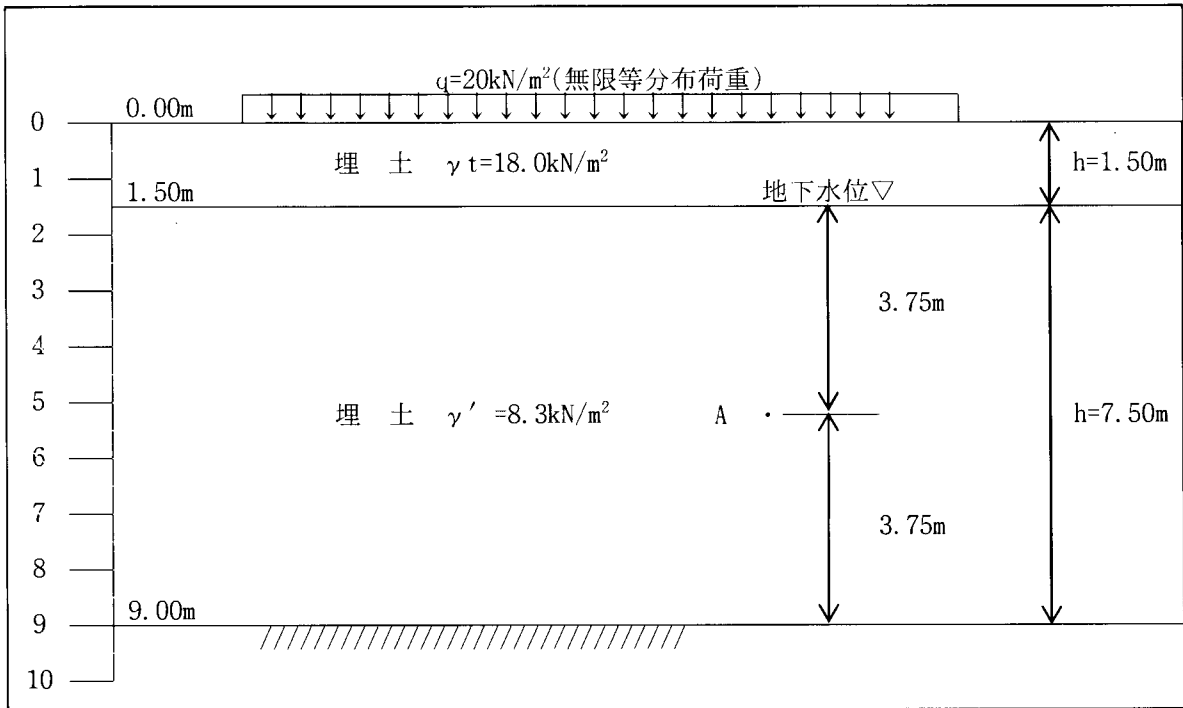


図-5.11 設計条件

- 有効土被り圧 p_1

$$p_1 = 18.0 \times 1.50 + 8.3 \times 3.75 = 58.13 \text{ kN/m}^2$$

- 増加応力 Δp

無限等分布荷重として、地中応力は分散せず、そのまま圧密荷重として働くものとする。よって、 $\Delta p = q = 20 \text{ kN/m}^2$

- 体積圧縮係数 m_v

$$p_1 + \Delta p = 58.13 + 20/2 = 68.13 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{設計用 } \log m_v - \log p \text{ 曲線より、} m_v = 6.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$$

- 最終圧密沈下量 s_0

$$s_0 = 6.2 \times 10^{-4} \times 20.0 \times 7.5 = 0.093\text{m} \quad (\text{約 } 10\text{cm})$$

このように、常識的な圧密荷重では、最終沈下量は 10cm 程度以下となる。

日本住宅公団は、軟弱地盤上に造成し、5~10 年を経過した住宅団地について、地下埋設物および建物を調査した結果、造成盛土の許容沈下の目安として、下記の値を得ている。

- ・ 軟弱層の基底の起伏が著しい地区 10cm
- ・ 軟弱層の厚さに大きな変化がない地区 30cm

当工区の埋土による軟弱層は、逆台形状の分布である。軟弱層の基底の起伏が著しい地区に該当し、よって、許容沈下量の目安は 10cm となる。

したがって、当地での 10cm 程度の沈下は許容できる。ちなみに、無限等分布荷重度を 20~50 kN/m² の範囲で段階的に計算した最終沈下量を表-5.3 に示す。50 kN/m² の荷重が働くことはないが、それでも最終沈下量は、20cm 程度である。

表-5.3 沈下量計算表

増加応力 Δp (kN/m ²)	有効土被り圧 p_1 (kN/m ²)	$p_1 + \Delta p$	体積圧縮係数 m_v (m ² /kN)	最終沈下量 S_0 (m)
20	58.13	68.13	6.2×10^{-6}	0.093
25		70.63	6.1×10^{-6}	0.114
30		73.13	6.0×10^{-6}	0.135
35		75.63	5.8×10^{-6}	0.152
40		78.13	5.6×10^{-6}	0.168
50		83.13	5.4×10^{-6}	0.203

3) 沈下の経過時間の計算

80%圧密度に対する時間を計算してみる。

圧密係数 C_v 値は、平均圧密圧力に関わらず、 $C_v = 400$ cm²/day 一定とした。

$U=80\%$ の場合、 $T_v=0.567$ 、 $h=750$ cm として、

$$t = \frac{0.567 \times \left(\frac{750}{2} \right)^2}{400} = 199.3 \text{ day (約 200 日)}$$

圧密増加応力 (荷重 $q = 20$ kN/m²) に対応して、圧密度を変えて段階的に計算した結果を表-5.4 に示す。

表-5.4 圧密経過時間の計算表

圧密度 (%)	沈下量 (cm)	T_v	C_v (cm ² /d)	h (cm)	時間 t (日)
10	0.93	0.008	400	750	3
20	1.86	0.031			11
30	2.79	0.071			25
40	3.72	0.126			44
50	4.56	0.197			69
60	5.58	0.287			100
70	6.51	0.403			140
80	7.44	0.567			200
90	8.37	0.848			300

3) 沈下量の算定 (その2)

$q = 30\text{kN/m}^2$ の建物荷重 (ベタ基礎) を想定して圧密沈下の計算を行う。

地中応力 Δp の計算は、詳細な建物荷重が不明な段階であるので、簡便なボストン・コード法で求める。

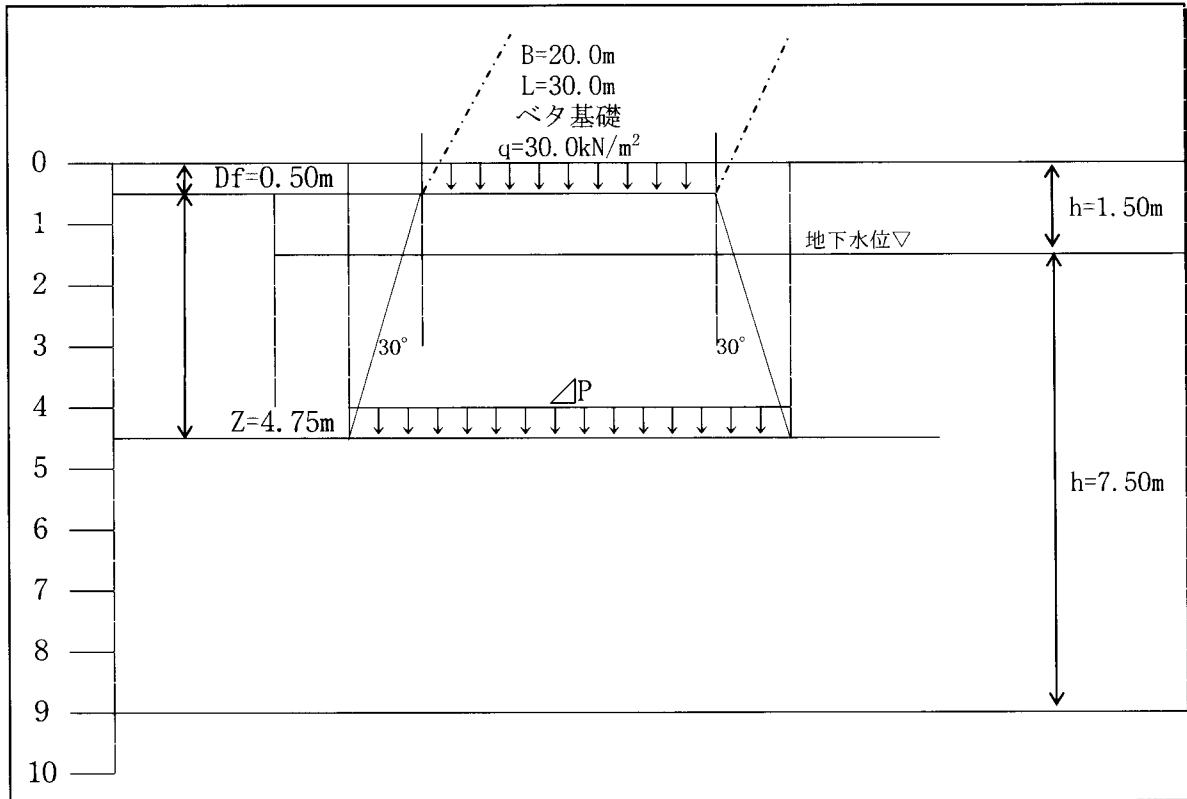


図-5.12 設計条件

- 有効土被り圧 p_1

$$p_1 = 18.0 \times 1.50 + 8.3 \times 3.75 = 58.13 \text{ kN/m}^2$$

- 増加応力 Δp

$$\begin{aligned} \Delta p &= \frac{qBL}{(B + 2D \tan 30)(L + 2D \tan 30)} \\ &= \frac{qBL}{(B + 2 \times 4.75 \times \tan 30) \times (30 + 2 \times 4.75 \times \tan 30)} \\ &= 19.91 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- 体積圧縮係数 m_v

$$p_1 + \Delta p = 58.13 + 19.91/2 = 68.26 \text{ kN/m}^2$$

設計用 $\log m_v - \log p$ 曲線より、 $m_v = 6.2 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$

- 最終圧密沈下量 s_0

$$s_0 = 6.2 \times 10^{-4} \times 20.0 \times 7.5 = 0.093\text{m} \quad (\text{約 } 10\text{cm})$$

増加応力がほぼ同じとなるので、当然最終沈下量も 20 kN/m^2 の無限等分布荷重での沈下

量と同じになる。

圧密増加応力 ($\Delta p = 19.9 \text{ kN/m}^2$) に対応して、圧密度を変えて段階的に計算した結果を表-5.5に示す。

表-5.5 圧密経過時間の計算表

圧密度 (%)	沈下量(cm)	Tv	Cv(cm ² /d)	h (cm)	時間 t(日)
10	0.93	0.008	400	750	3
20	1.86	0.031			11
30	2.79	0.071			25
40	3.72	0.126			44
50	4.56	0.197			69
60	5.58	0.287			100
70	6.51	0.403			140
80	7.44	0.567			200
90	8.37	0.848			300

表-5.6に圧密沈下の場合の許容相対沈下および許容最大沈下量を示す。

鉄筋コンクリート造でベタ基礎の場合、許容最大沈下量の標準値は10cmである。

建物の配置、構造および建築時期が現時点では不明であるが、ベタ基礎とすれば、最大沈下量は許容の範囲にある。

相対沈下量（不同沈下量）が問題となるが、ポートヤードおよび駐車場の建設の際に、建物敷きも砂礫・碎石等で載荷し、2ヶ月程度放置（圧密度50%程度）しておけば残留沈下量が5cm以下になるので、相対沈下量は許容できる値になるものと推察される。

なお、粘土質の埋土は、同じ厚さではなく、逆台形の形状で分布する。したがって、中央部と端部では沈下の挙動が異なるので、これを念頭において建築計画を立案する必要がある。

表-5.6 許容相対沈下量、最大許容沈下量 (cm) (建築基礎構造設計指針より)

	構造種別	鉄筋コンクリート造			
		コンクリート ブロック造	連続(布)基礎	独立基礎	連続(布)基礎
許容相対沈下量	標準値	1.0	1.5	2.0	2.0~(3.0)
	最大値	2.0	3.0	4.0	4.0~(6.0)
許容最大沈下量	標準値	2	5	10	10~(15)
	最大値	4	10	20	20~(30)

() は大きい乗せあるいは2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

5.2.4 支持力の検討

先の図-5.12に示す基礎（根入れDf=0.50m、B=20m、L=30mのベタ基礎）を想定して基礎地盤の許容支持力度を算定する。

地下水位は、GL-1.50mであるが、安全側に考慮し、かつ計算を容易にするため、基礎底面を地下水面とする。

計算は、建築基礎構造設計指針の下式を用いる。

$$q_u = \alpha C N_c + \gamma_2 D_f N_q + 1/2 \gamma_1 \beta B N_\gamma$$

$$q_a = q_u / 3$$

ここに q_u : 極限支持力度 (kN/m²)

q_a : 許容支持力度 (kN/m²)

α 、 β : 基礎の形状係数

Df : 基礎の根入れ深さ (m)

γ_2 : 基礎底面より上の土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_1 : 基礎底面下の土の単位体積重量 (kN/m³)

N_c 、 N_q 、 N_γ : 内部摩擦角 ϕ で決まる支持力係数

表-5.7 形状係数

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円形
α	1.0	1.3	$1.0 + 0.3 \frac{B}{L}$	1.3
β	0.5	0.4	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$	0.3

[注] B: 長方形の短辺長さ
L: 長方形の長辺長さ

表-5.8 支持力係数

ϕ	N_c	N_γ	N_q
0°	5.3	0	3.0
5°	5.3	0	3.4
10°	5.3	0	3.9
15°	6.5	1.2	4.7
20°	7.9	2.0	5.9
25°	9.9	3.3	7.6
28°	11.4	4.4	9.1
32°	20.9	10.6	16.1
36°	42.2	30.5	33.6
’以上	95.7	114.0	83.2

基礎地盤の地盤定数は、次のとおりとする。

- 粘着力 $C=7.0\text{kN/m}^2$
- 内部摩擦角 $\phi = 15^\circ$
- 湿潤単位体積重量 $\gamma = 18.0\text{kN/m}^3$
- 水中重量 $\gamma' = 8.0\text{kN/m}^3$

・形状係数 α

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.3 \times \frac{20}{30} = 1.2$$

・形状係数 β

$$\beta = 0.5 - 0.1 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.1 \times \frac{20}{30} = 0.43$$

・支持力係数

内部摩擦角 $\phi = 15^\circ$ より、 $N_c = 6.5$ 、 $N_q = 4.7$ 、 $N_\gamma = 1.2$

よって、

$$q_u = 1.2 \times 7.0 \times 6.5 + 18.0 \times 0.5 \times 4.7 + 1/2 \times 8.0 \times 0.43 \times 20 \times 1.2$$

$$= 139.7 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 139.7/3 = 46.5 \text{ kN/m}^2 > q = 30 \text{ kN/m}^2$$

このように、ベタ基礎を前提とすれば、支持力に関してはほぼ問題ない。

参考までに、基礎幅と根入れ深さを変えて計算した結果を次表に示す。なお、基礎は正方形とした。

表-5.9 支持力度の計算表

根入れ深さ Df(m)	基礎幅 B(m)	極限支持力度 q_u kN/m ²	許容支持力度 q_a kN/m ²
0.5	2.0	100.88	33.6
	5.0	106.85	35.6
	10.0	116.80	38.9
	15.0	126.75	42.3
	20.0	136.70	45.6
1.0	2.0	143.18	47.7
	5.0	149.15	49.7
	10.0	159.10	53.0
	15.0	169.05	56.4
	20.0	179.00	59.7

5.2.5 地盤改良について

$q = 20\text{kN/m}^2$ の無限等分布荷重および $B=20\text{m}$, $L=30\text{m}$, $D_f=0.50\text{m}$ のベタ基礎による沈下と支持力の検討を行った。

両方ともに最終沈下量は 10cm 程度、80%圧密度に要する時間は約 200 日となった。もともと間隙比 $e = 1.0$ 程度、圧縮指数 $C_c=0.25$ 程度で、圧縮性は低い粘土であり、また、自重による圧密はほぼ完了している粘性土である。

将来、荷重の大きな構造物が計画されても、支持地盤の泥岩層が浅い位置に分布するので、それは杭基礎で対応できる。

したがって、現時点での地盤改良などは必要ないと考える。

敢えて地盤改良を行い、残留沈下をほぼ 0 にしておく必要があるれば、沖縄では実績の多いカードボードドレーンが検討の対象になる。プレロードは時間を要するし、また、岸壁の設計に際して、そのような荷重を想定していないと考えられるので適応性が低い。

なお、カードボードドレーンにしても、礫を多量に含有しているので、ここでは施工性に劣ると考える。

参考までに、カードボードドレーンによる地盤改良で、圧密経過時間がどの程度短縮できるかの目安を算定してみる。圧密度 80%であれば、残留沈下量はほぼ許容できるので、80%圧密度を目標とする。

<ドレーンによる地盤改良の試算>

ドレーンの設計条件は、下記のとおりとする。

打設間隔 $d = 2.0\text{m}$ 正方形配置

ドレーンの直径 $d_w = 5.0\text{cm}$

・等価有効円の直径 d_e

$$d_e = 1.13d = 1.13 \times 200 = 226\text{cm}$$

・係数 n

$$n = d_e / d_w = 226 / 5.0 = 45.2$$

図-5.10 より、 $n = 45.2$ 、 $U=80\%$ として、 $Th=0.6$

$$C_h = C_v = 400\text{cm}^2/\text{day}$$

$$t = \frac{T_h d_e^2}{C_h}$$
$$= \frac{0.6 \times (226)^2}{400}$$

$$= 76 \text{ day} \quad (\text{約 2 ヶ月})$$

となり、無処理では 200 日であったのに対して、約 1/3 に短縮される。

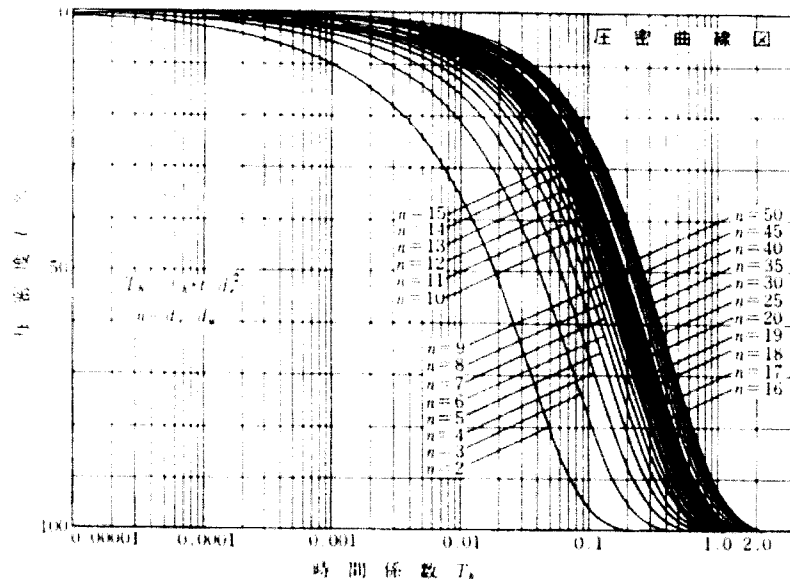


図-5.13 鉛直排水工における $U \sim T_v$ の関係図

5.3 北側埠頭の検討

5.3.1 砂層（埋土）の土質特性

1) N 値

GL-2.50m までは、N 値 10 以上（測定N 値=27、12）と中位に締まっている。

GL-2.50m 以下は、N 値=2~5 の範囲にあり、ばらつきは小さい。そこで、設計用N 値は平均値を採用する。

データ数 n=11

平均値 N=3.09

となる。よって、設計用N 値は、N=3 とする。

2) 基本的な土質特性

B-1 孔の貫入試験試料を用いた物理試験の結果は下記のとおりである。

- ・土粒子の密度 $\rho_s = 2.751 \sim 2.766 \text{ g/cm}^3$ (平均 $\rho_s = 2.76$)
- ・自然含水比 $W_n = 35.5 \sim 37.83 \%$ (平均 $W_n = 36.6\%$)
- ・細粒分含有率 $n = 2.4 \sim 5.4 \%$ (平均 $n = 4.2\%$)
- ・均等係数 $U_c = 2.4 \sim 3.3$ (平均 $U_c = 3.1$)

非常に粒径がそろった、いわゆる均等粒度の砂である。

含水量は、貫入試料であるので、やや信頼性に乏しいが、それにしても 35%程度と高い値を示す。かなりゆる詰めめの砂であることがわかる。なお、試料観察により、粒子は角ばっているので、ゆるいもののせん断強度は普通の砂より大きめの値を示すものとする。

ちなみに、湿潤密度 $\rho_t = 18 \text{ kN/m}^3$ と仮定して、間隙比 e を算定してみる。

$$e = \frac{\rho_s \cdot \gamma_w}{\rho_t} \left(1 + \frac{w_n}{100} \right) - 1$$

$\rho_s = 2.76$ 、 $W_n = 36.6$ として、

$$e = \frac{2.76 \times 1.03}{1.8} \times \left(1 + \frac{36.6}{100} \right) - 1$$
$$= 1.16$$

このように、ゆるい砂であり、角ばった粒子であるので、荷重が加われば、圧縮してよく締まったものになると考える。

5.3.2 設計用地盤定数の検討

埋土地盤（砂）は、GL-2.50m までとそれ以下に区分する。

湿潤単位体積重量は、後頁の参考資料 2 から、

- ・ 0.00~2.50m の中位に締まった砂(Bs-1) $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$
- ・ 2.50m 以下のゆるい砂層(Bs-2) $\gamma_t = 18 \text{ kN/m}^3$

とする。

砂地盤の内部摩擦角 ϕ は、港湾基準 P-245 の下式で、B-1 孔について計算してみる。

$$\phi = 25 + 3.2 \sqrt{\frac{100N}{70 + p_{v0}}}$$

ここに ϕ : 砂の内部摩擦角

N : 標準貫入試験のN値

p_{v0} : 標準貫入試験を測定した時の有効土被り圧 (kN/m²)

2.50m までの Bs-1 層の湿潤重量は 19.0kN/m²、地下水位は、GL-1.80m として水中重量はとする。2.50m 以下の Bs-2 層の水中重量は、8.0kN/m² とし、 ϕ の計算表を下に示す。

表-5.10 内部摩擦角 ϕ の計算表

計算深度	測定N値	p_{v0} (kN/m ²)	$70 + p_{v0}$	100N	ϕ
2.3	12	$19 \times 1.8 + 9 \times 0.5 = 38.7$	108.7	1200	35.6
3.3	2	$19 \times 1.8 + 9 \times 0.7 + 8 \times 0.8 = 46.9$	116.9	200	29.2
4.3	3	$46.9 + 8 \times 1.0 = 54.9$	124.9	300	30.0
5.3	3	$54.9 + 8 \times 1.0 = 62.9$	132.9	300	29.8
6.3	2	$62.9 + 8 \times 1.0 = 70.9$	140.9	200	28.8
7.3	4	$70.9 + 8 \times 1.0 = 78.9$	148.9	400	30.2
8.3	2	$78.9 + 8 \times 1.0 = 86.9$	156.9	200	28.6
9.3	4	$86.9 + 8 \times 1.0 = 94.9$	164.9	400	30.0

GL-2.5m までの Bs-1 層は、最低のN値 12 で計算して、 $\phi = 35.6^\circ$ となる。全体的には $N > 12$ であるので、数値を丸めて $\phi = 36^\circ$ とする。

GL-2.5m 以下の Bs-2 層は、 $28 \sim 30^\circ$ の範囲にあり、よって、安全側に数値を丸めて、 $\phi = 28^\circ$ とする。

以上をまとめて次頁の図-5.14 に設計用のモデル地盤を示す。

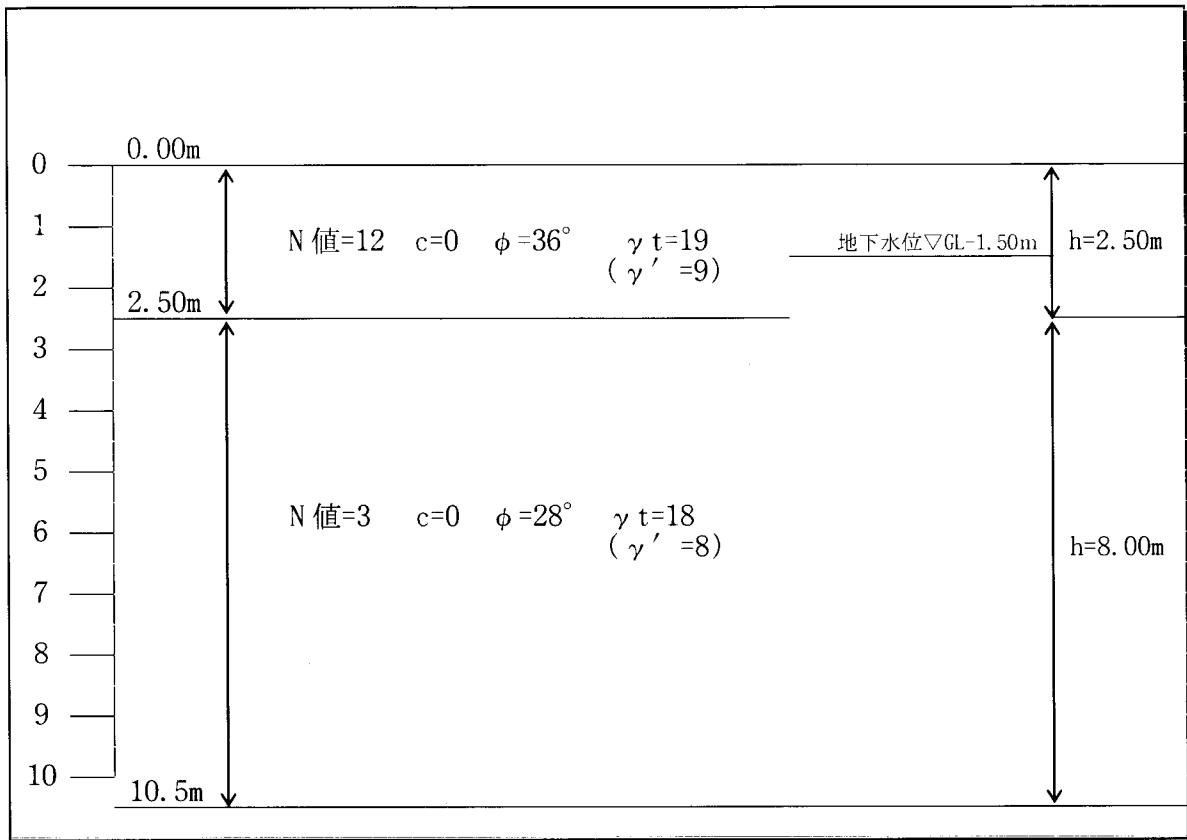


図-5.14 北側埠頭の設計用モデル地盤図

<参考資料-1> 砂地盤のN値と内部摩擦角 ϕ (旧港湾基準より)

N値	相対密度 D_r	せん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ (度)	
		ペック(Peck)	マイヤホフ(Meyerhof)
0~4	0~0.2	28.5以下	30以下
4~10	0.2~0.4	28.5~30	30~35
10~30	0.4~0.6	30~36	35~40
30~50	0.6~0.8	36~41	40~45
50以上	0.8~1	41以上	45以上

(ダナム(Dunham)による)

	せん断抵抗角(内部摩擦角) ϕ (度)
丸い粒子で粒径が一樣	$\phi = \sqrt{12N} + 15$
〃 粒径分布がよい	$\phi = \sqrt{12N} + 20$
角ばった粒子粒径が一樣	$\phi = \sqrt{12N} + 20$
〃 粒径分布がよい	$\phi = \sqrt{12N} + 25$

注) 表中のマイヤホフの ϕ の値に対しては、次のような注がつけられている。

1) ϕ の下限

一樣な粒径に砂に対して安全側である。シルト質砂では、せん断試験で値を確認しない場合は5°以上減小して考える。

2) ϕ の上限

粒度分布の良い砂に対して、安全側である。砂とれきの混合土では、せん断試験を行えば、5°以上増大すると考えられる。

＜参考資料 2＞ 土質定数（日本道路公団設計要領一集）

種類		状態		単位体積重量 kN/m ³ (tf/m ³)	内部 摩擦角 (度)	粘着力 kN/m ² (t/m ²)	摘要 (統一分類)
盛 土	礫および 礫混じり砂	締め固めたもの		20(2.0)	40	0(0)	(GW), (GP)
	砂	締め固めたもの	粒度の良いもの	20(2.0)	35	0(0)	(SW), (SP)
			粒度の悪いもの	19(1.9)	30	0(0)	
	砂質土	締め固めたもの		19(1.9)	25	30(3)以下	(SM), (SC)
	粘性土	締め固めたもの		18(1.8)	15	50(5)以下	(ML), (CL) (MH), (CH)
関東ローム	締め固めたもの		14(1.4)	20	10(1)以下	(VH)	
自 然 地 盤	礫	密実なものまたは粒度の良いもの		20(2.0)	40	0(0)	(GW), (GP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		18(1.8)	35	0(0)	
	礫混じり砂	密実なもの		21(2.1)	40	0(0)	(GW), (GP)
		密実でないもの		19(1.9)	35	0(0)	
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの		20(2.0)	35	0(0)	(SW), (SP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの		18(1.8)	30	0(0)	
	砂質土	密実なもの		19(1.9)	30	30(3)以下	(SM), (SC)
		密実でないもの		17(1.7)	25	0(0)	
	粘性土	固いもの（指で強く押し多少凹む）		18(1.8)	25	50(5)以下	(ML), (CL)
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）		17(1.7)	20	30(3)以下	
		軟らかいもの（指が容易に貫入する）		16(1.6)	15	15(1.5)以下	
	粘土および シルト	固いもの（指で強く押し多少凹む）		17(1.7)	20	50(5)以下	(CH), (MH), (ML)
		やや軟らかいもの（指の中程度の力で貫入）		16(1.6)	15	50(5)以下	
軟らかいもの（指が容易に貫入する）		14(1.4)	10	15(1.5)以下			
関東ローム			14(1.4)	5(φ _u)	30(3)以下	(VH)	

5.3.3 砂地盤の即時沈下の検討

多くの即時沈下の計算式があるが、ここではN値が利用でき、また層厚を考慮できる下式（地盤工学会「土と基礎の設計計算演習-旧版-」）で計算してみる。この式で求めた即時沈下量Sは、即時沈下の最大値を与えるとされている。

$$S = 0.4 \frac{p_0 \cdot H}{N} \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

ここに S : 即時沈下量 (cm)

p_0 : 有効土被り圧 (kg/cm²)

Δp : 増加応力 (kg/cm²)

N : 砂層の設計用N値

H : 沈下を考慮する砂層の厚さ (m)

即時沈下は、先に検討したような建物荷重を想定して計算する。

設計条件は、下の図-5.15に示す。

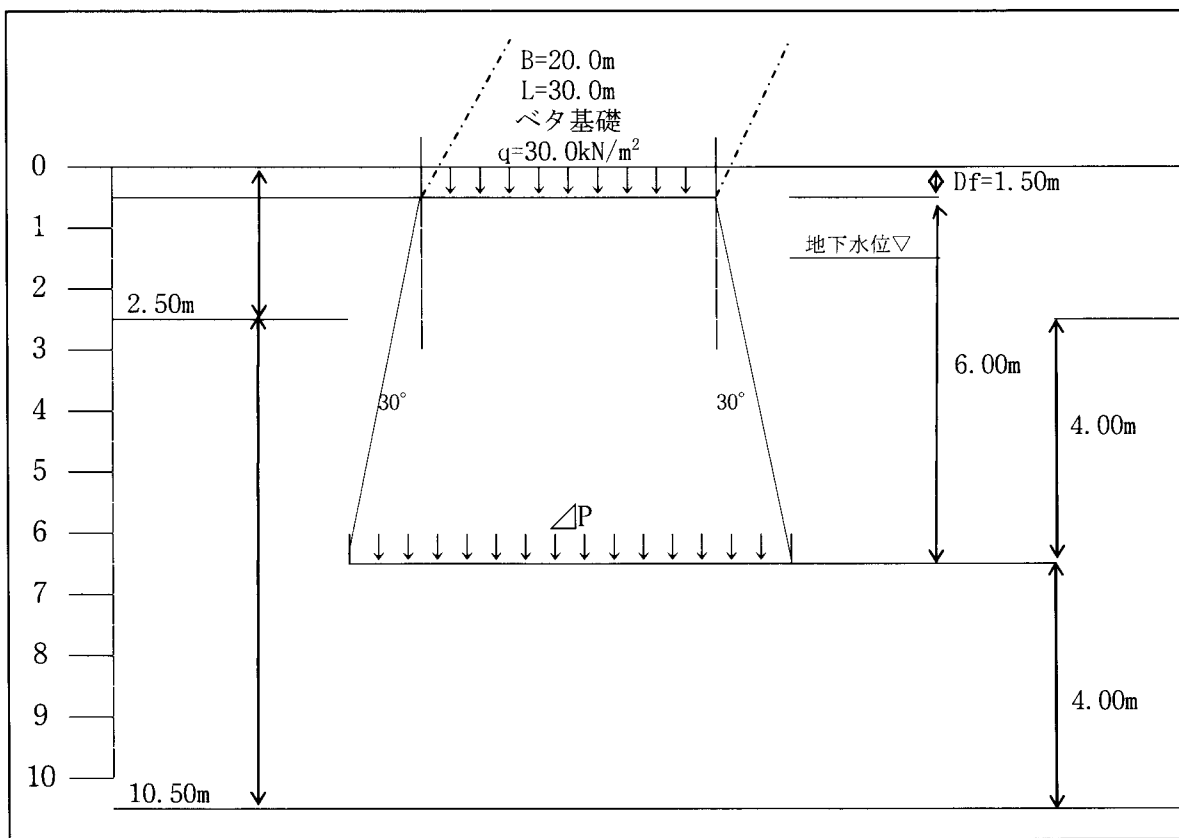


図-5.15 沈下計算用条件図（モデル地盤）

・有効土被り圧 p_0

$$p_0 = 19 \times 1.5 + 9 \times 1.0 + 8 \times 4.0 = 69.5 \text{ kN/m}^2 \quad (0.70 \text{ kg/cm}^2)$$

・増加応力 Δp

$$\begin{aligned}\Delta p &= \frac{qBL}{(B + 2D \tan 30)(L + 2D \tan 30)} \\ &= \frac{30 \times 20 \times 30}{(20 + 2 \times 6.0 \times \tan 30) \times (30 + 2 \times 6.0 \times \tan 30)} \\ &= 18.1 \text{ kN/m}^2 \quad (0.18 \text{ kg/cm}^2)\end{aligned}$$

・即時沈下量 S

$$\begin{aligned}S &= 0.4 \frac{0.70 \times 800}{3} \times \log \frac{0.70 + 0.18}{0.70} \\ &= 7.4 \text{ cm}\end{aligned}$$

最大でこの程度の沈下量であれば、予め基礎栗石の上面を 5.0cm 程度上げておけばよいと判断する。また、不同沈下に対しては、剛性の高い基礎とすればよい。

したがって、南側埠頭と同様に、現時点で対処しなければならない問題はないと考える。

5.3.4 砂地盤の支持力検討

図-5.14 に示す条件で、支持力の計算を行う。計算は、根入れ深さ 0.50m の中位に締まった砂層を対象にし、さらに、その荷重が分散してゆるい砂層に及んだ場合の 2 通りで計算する。基礎は、先の検討と同様に、20×30m の長方形ベタ基礎とする。

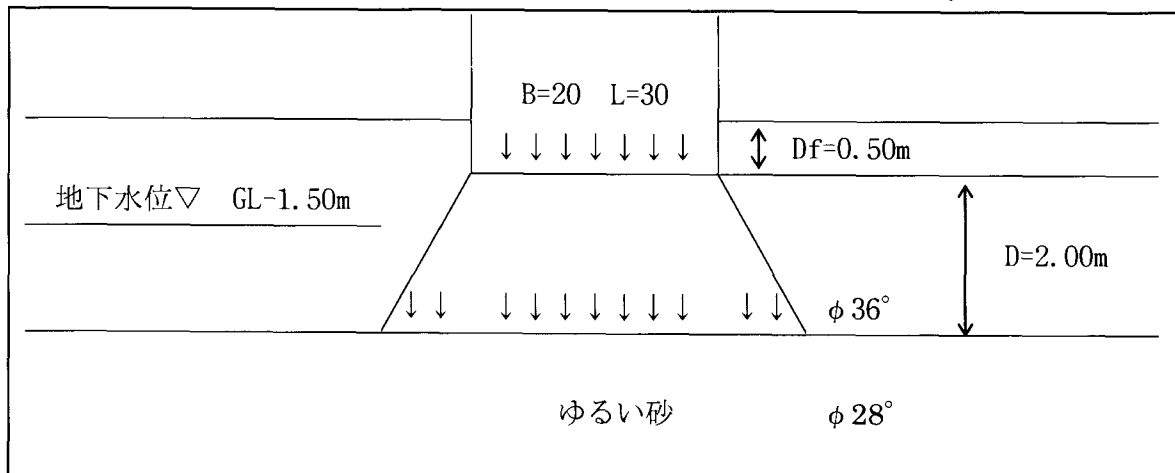


図-5.16 支持力検討図

基礎地盤の地盤定数は、次のとおりとする。

- ・湿潤単位体積重量 $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$
- ・水中重量 $\gamma' = 8.0 \text{ kN/m}^3$
- ・形状係数 α

$$\alpha = 1.0 + 0.3 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.3 \times \frac{20}{30} = 1.2$$

・形状係数 β

$$\beta = 0.5 - 0.1 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.1 \times \frac{20}{30} = 0.43$$

・支持力係数

内部摩擦角 $\phi = 36^\circ$ の場合、 $N_c = 42.2$ 、 $N_q = 33.6$ 、 $N_\gamma = 30.5$

内部摩擦角 $\phi = 28^\circ$ の場合、 $N_q = 9.1$ 、 $N_\gamma = 4.4$

よって、

$$q_u = 1.2 \times 0 \times 42.2 + 18.0 \times 0.5 \times 33.6 + 1/2 \times 8.0 \times 0.43 \times 20 \times 30.5 \\ = 1351.6 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 1351.6/3 = 450 \text{ kN/m}^2 > q = 30 \text{ kN/m}^2$$

一方、荷重が分散して、緩い砂層に作用した場合、GL-2.50mでの仮定の基礎（2層地盤）を想定して、支持力を計算する。

・荷重の分布幅 B'

$$B' = B + 2D \tan 30^\circ = 20 \times 2 + 2.0 \times \tan 30^\circ = 22.3 \text{ m}$$

・根入れ深さ Df' = 2.50m

$$\gamma_2 \cdot Df' = 18 \times 1.5 + 8 \times 1.0 + 8 \times 1.0 = 35.0$$

よって、

$$q_u = 35.0 \times 9.1 + 1/2 \times 8.0 \times 0.43 \times 22.3 \times 4.4 \\ = 487.3 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 487.3/3 = 162.4 \text{ kN/m}^2 > q = 30 \text{ kN/m}^2$$

このように、20×30mのベタ基礎を想定した支持力は、GL-2.50m以下のゆるい砂地盤に支配され、その許容支持力は、162.4 kN/m²となる。

ただし、大きな支持力が得られても即時沈下量やそれに伴う不同沈下が大きくなれば、いわゆる地耐力は小さくなる。沈下を考慮した許容支持力度を検討する必要がある。

そこで、基礎形式は先に設定したとおりの、20×30mのベタ基礎に50kN/m²の荷重が作用したときの即時沈下量sを算定してみる。地盤モデルは5.3.3の図-5.15と同じとする。

・有効土被り圧 p_0

$$p_0 = 19 \times 1.5 + 9 \times 1.0 + 8 \times 4.0 = 69.5 \text{ kN/m}^2 \quad (0.70 \text{ kg/cm}^2)$$

・増加応力 Δp

$$\Delta p = \frac{qBL}{(B + 2D \tan 30)(L + 2D \tan 30)} \\ = \frac{50 \times 20 \times 30}{(20 + 2 \times 6.0 \times \tan 30) \times (30 + 2 \times 6.0 \times \tan 30)} \\ = 30.2 \text{ kN/m}^2 \quad (0.30 \text{ kg/cm}^2)$$

・即時沈下量 S

$$S = 0.4 \times \frac{0.70 \times 800}{3} \times \log \frac{0.70 + 0.30}{0.70}$$
$$= 11.6 \text{ cm}$$

このように、50kN/m²の荷重では、即時沈下量は約10cmとやや大きくなる。この程度の即時沈下量が基礎地業などで対処できる限度と考える。したがって、総合的に判断して、当地の砂地盤の許容地耐力は、qa=50kN/m²としておくのがよい。これを超える荷重が作用する場合は、ジャストポイントで再度地盤調査を行い、杭基礎など適切な基礎工を検討する必要がある。