

軟弱粘土地盤における岸壁の一施工例

— 国鉄函館第2岸壁延伸工事について —

西 脇 等*
菊 地 宏**

1. ま え が き

本州と北海道を結ぶ国鉄の青函航送設備は、青森側に3バース、函館側に4バース計7バースあるが、このうち函館第2岸壁は延長が108mであり、航送船の長さ(114m~120m)より短く、航送船の着船および繋船に安全性を欠く状態にあつたので、函館第2岸壁を40m延伸することになった。(図-1)

第2岸壁附近の地質は、約40mの厚さの軟弱粘土層

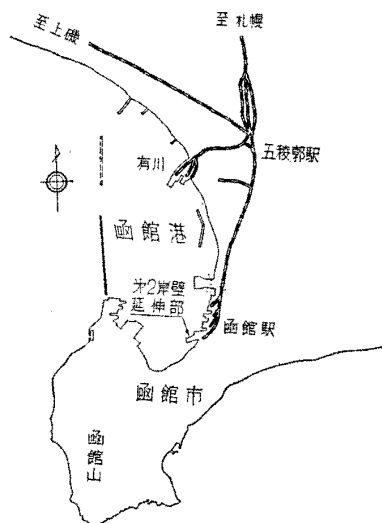


図-1 位置図

が存在するため、既設岸壁は建設当初において安定性がきわめて悪く、また建設してから現在まで35年間に約2.0mにおよぶ大きな圧密沈下を起し、岸壁のカサ上げを数回行って来ているので既設岸壁と同じ構造で延伸することは不適當であると考えられた。

延伸岸壁の構造について種々検討を加え、岸壁基礎は多少の圧密沈下を許し、根入れ先端を硬い地盤まで下げずに、粘土層の中間にとどめた潜函基礎とし、鉄筋コンクリートケタの上部工でつなぎ、ゴム防舷材を取り付けて岸壁の安定性を良くした型式を採用することとした。

本文は軟弱粘土地盤に対する岸壁施工の一例として、地質調査、設計、施工後の検討等について概要を報告する。

2. 地 質 調 査

1. 地質状況

延伸工事を行うに当つて、昭和29年度以来4箇年にわたつて第2岸壁附近の地質調査を種々行つて来た。図-2は調査地点を示し、表-1は調査の種類を示す。

この結果判明した地質状態を図示すると図-3のとおりである。すなわち延伸予定地点の地質は、次のごとく言える。

(1) L.W.L. 以下 -10m~-15mの間は約3~7m

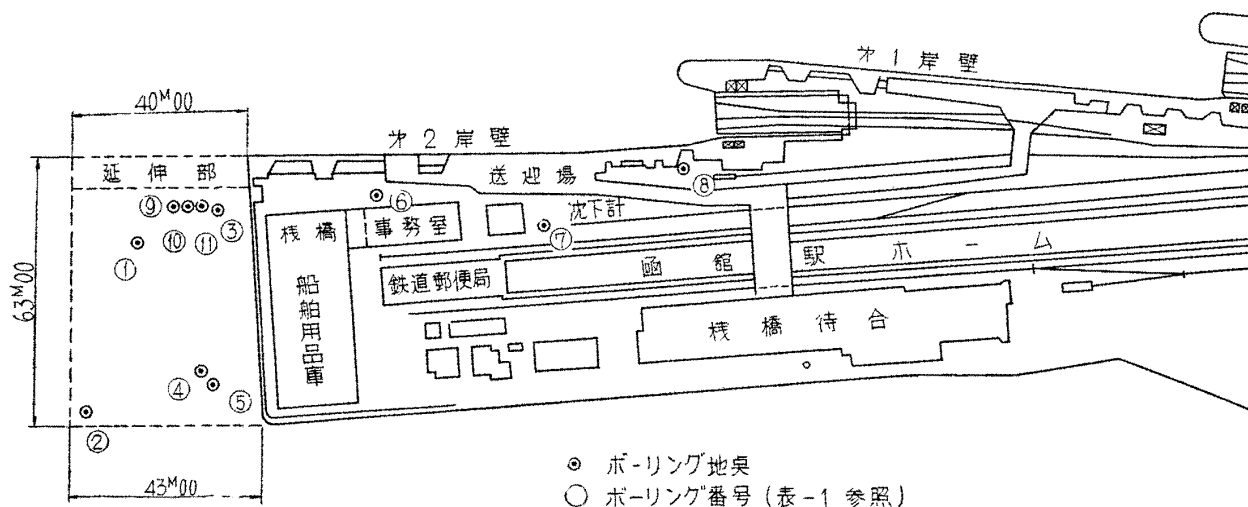


図-2 土質試験位置図

* 国鉄札幌工務局停車場課長

** 国鉄札幌工務局停車場課員

表-1 地 質 調 査 一 覧 表

調査年度	調査位置	ボーリング種類	深 度	調 査 項 目
29	No. 1	パーカッション式	海底面下 60 m	一 般 地 質 状 況
	No. 2	"	" 40	
30	No. 3	シンウォールサンプリング	" 50	標準貫入, 粒度, 含水比, 一軸圧縮その他 ベイン標準貫入
	No. 4	コアボーリング	" 70	
31	No. 5	"	" 30	"
	No. 6	"	陸地面下 37	
	No. 7	"	" "	
	No. 8	シンウォールサンプリング	" 60	
32	No. 9	"	海底面下 40	貫入, 粒度, 含水比, 一軸三軸圧縮, 圧密その他 ベイン, 動的円錐貫入 サンドドレーン
	No.10	コアボーリング	" 30	
	No.11	サンドドレーン	" 25~30 m	

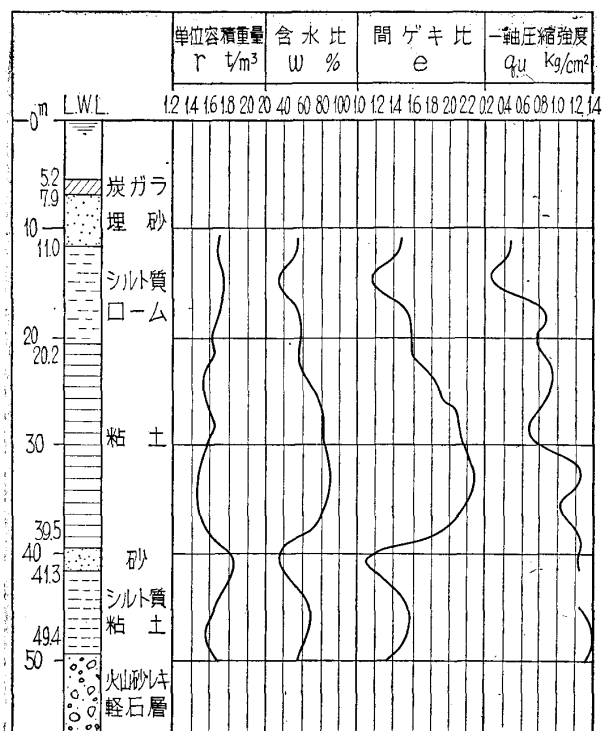


図-3 土 質 試 験 図

の厚さの既設岸壁築造時の置換砂層とみられるシルトまじり砂質土

(2) -40 m 附近までは 25~30 m の厚さの軟弱粘土層

(3) -40 m に薄い砂層をはさみ, -40 m~-50 m の 10 m 厚さはシルト質粘土

(4) -50 m 以深は厚さ 20 m 以上のかかなり粗粒の軽石質火山砂レキを含む軽石層

(5) 延伸予定地の粘土は間ゲキ比がかなり大きく $e=1.4\sim 2.2$ 程度で圧縮性が大であり, また粘着力は一軸圧縮, 三軸圧縮, ベイン等の試験結果から $2.0\sim 3.5 \text{ t/m}^2$, 鋭敏比 $7.0\sim 15.0$ 程度である。特に海底面附近の粘土は非常に弱い部分があると思われる。

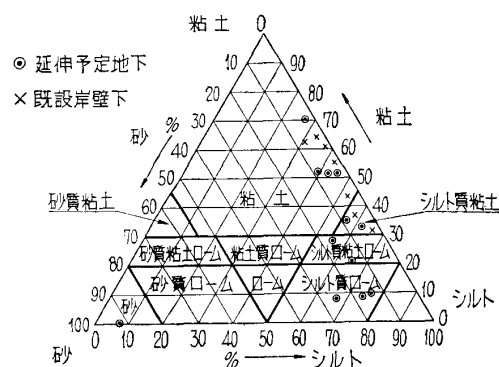
(6) 現在岸壁下の部分の粘土層は間ゲキ比 $e=1.2\sim 2.0$ でやや小さく, 粘着力は $4.0\sim 6.0 \text{ t/m}^2$ でやや強い。これは他の諸性質からみて, 現在岸壁下の粘土は延伸予定地の粘土層と同じような粘土質が, 岸壁荷重のため徐

々に圧密された結果とみることもできる。

以上の点から延伸部の粘土の粘着力は上層で 2.5 t/m^2 下層で 3.0 t/m^2 を設計条件に用いることにした。

なお基礎土質を土質分類図表によって分類すると 図-4 のとおりである。

(a) 三角分類図表



(b) 塑性図表

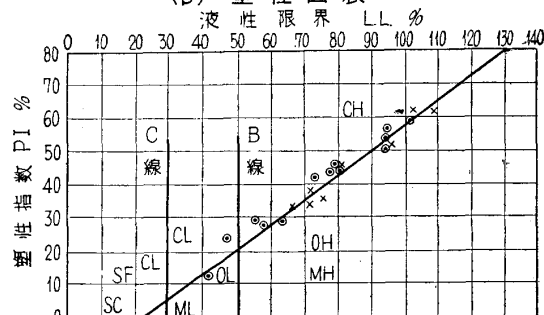


図-4 地盤土質の分類

2. サンドドレーン試験工事

計画した種々の延伸部の構造の中に, 岸壁を埋土する案があり, この場合圧密沈下促進による地盤改良のためサンドドレーンを実施することになるが, サンドパイルの長さが長い点および施工する粘土の粘着力が他の施工例から比較して強い点などから工事の適否を判断する目的でサンドドレーンの試験工事を昭和 33 年 2 月~3 月に行った。延伸岸壁の本工事には採用をみななかったのであるが試験の概要を述べる。

(1) サンドパイルの種類と数量

A 径 30 cm, 長さ (海底面より) 25 m 2 本

B₁ 径 20 cm, 長さ (") 25 m 1 本

B₂ 径 20 cm, 長さ (") 30 m 1 本

(2) ケーシングパイプ (図-5)

サンドパイル施工地点に海上足場を仮設し, 高さ 8 m

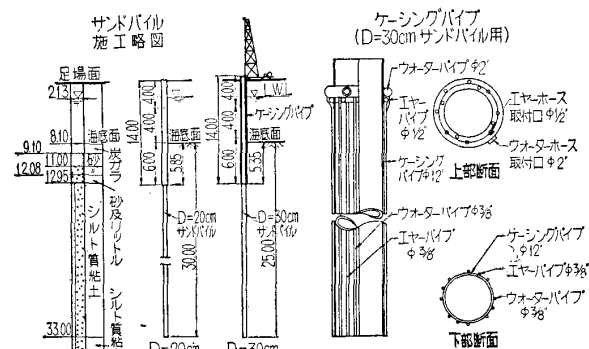


図-5 サンドレーン試験工事

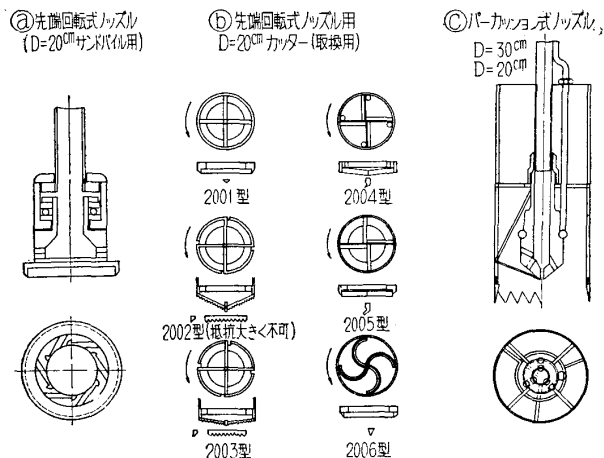


図-6 サンドパイル用カッターとノズル

のヤグラを据付けた。足場面より海底面まで約 8 m あ

り、海底附近の砂層は5.4 mの厚さであるから、この砂層の崩壊防止とサンドパイルの砂の填充を容易にするために長さ14 m(3本継ぎ)のケーシングパイプを準備し、パイプの外側に取り付けた気管、水管に同時に送気、送水して、ジェットによりケーシングを所定の深さまで挿入する。

(3) ノズルとカッター (図-6)

$D=20$ cm および 30 cm のウォータージェットによる先端回転式およびパーカッション式の各種のノズルとカッターを準備し、性能を試験して能率の良いものを求めようと試みた。作業時間の実績をまとめると 表-2 のとおりである。先端回転式のノズルはカッターを6種類程試作してみたがいずれも粘土層に入ると掘進が止ってしまう。この原因は、ウォータージェットによる回転力が非常に弱いことおよびカッターでかく乱した粘土を排除するコウ道が小さいため、泥状になつた粘土が上方に逃げられずカッターの先端で大きな抗抗となつたことによるものと思われる。

パーカッション式ノツズルでは粘土層内で、どうやら目的の深さまで掘進出来たのであるが、気水管(ロッドパイプ)とノツズルが軽量であるため、パーカッションの効果が少ない上、気水管の継足しに大きな時間を要して、能率が良いとは言えない。この点の改良によって施工時分を短縮する必要性を痛感した。

表-2 サンドパイル作業時間実績

[illegible]

表-3 使用電力量, 水量, 空氣量, 砂量

	サントパイル 1 本施工に必要な電力量				サントパイル 1 本施工に必要な使用水量			サントパイル 1 本施工に必要な空気量			サントパイル 1 本施工に必要な填充砂量
	ウインチ	ポンプ	コンプレッサー	計	ケーシングパイプ	ノズル	計	ケーシングパイプ	ノズル	計	
サントパイル D=20 cm L=30 m	45KWH	54KWH	13KWH	112KWH	22.5m ³	39m ³	61.5m ³	11.5m ³	10.0m ³	21.5m ³	2.30m ³
サントパイル D=30 cm L=25 m	45	54	13.5	113	22.5	47.0	70	11.5	12.0	23.5	3.1
摘 要					送水圧力 6.0~6.25 kg/cm ²			送気圧力 2.5~3.8 kg/cm ²			計算値の 30%増
備 考	単位時間当りの 必要水量と空気 量は次のとおり			ケーシングパイプ		D=20 cm ノズル		D=30 cm ノズル			
		水 量 m ³ /min		0.5		0.6		0.6			
		空気圧 m ³ /min		0.25		0.15		0.15			

サンドパイルの施工の本数が少ないため、載荷して沈下状態を観測することは出来なかった。

3. 岸壁基礎構造の決定

既設岸壁は粘土層の表面を約6mの深さまで砂で置き換えて、その上に函塊を据え付け、重力式の上部工をのせ、函塊背後を埋土してある。この岸壁重量は15 t/m²

であり、背後埋土部は 11 t/m^2 の増加圧力となり、建設当初は粘土基礎の円形破壊に対する安全率は 1.0 ぎりぎり、非常に不安定であった。また圧密沈下状況を図示すると図-7 のとおりである。

延伸岸壁の構造はいろいろ考えられるが、代表的な次の4つの型式を比較してみた。(図-8、表-4)

以上の4案のうち、④潜函式は圧密沈下が多少考えら

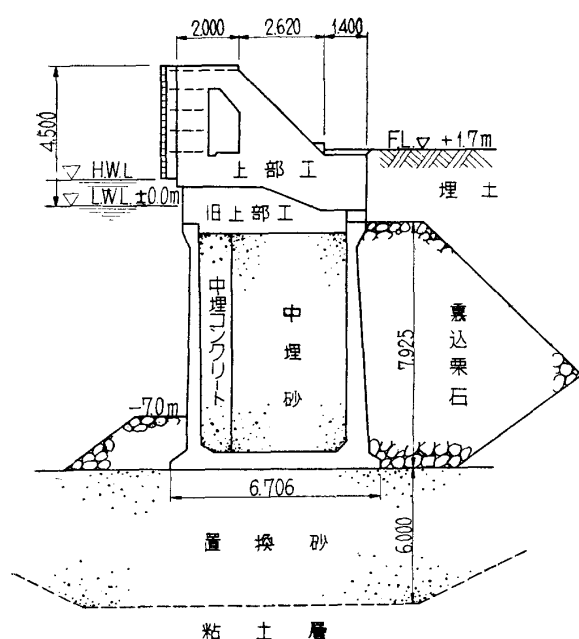


図-7 (a) 既設岸壁構造図

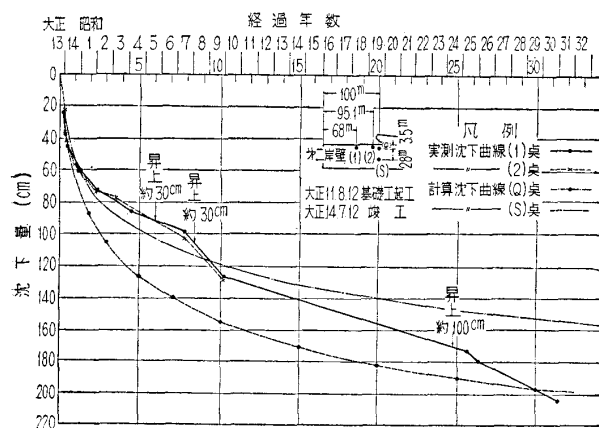
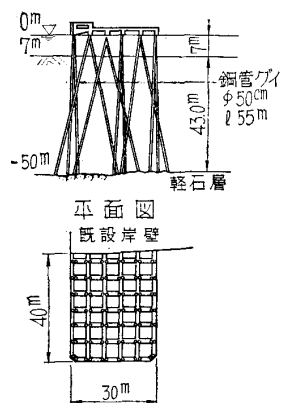


図-7 (b) 既設岸壁沈下図

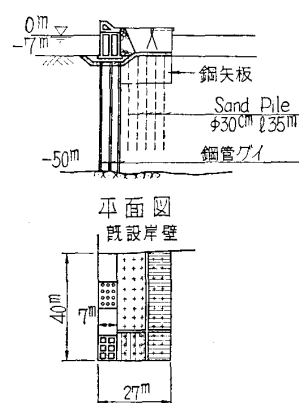
表-4 延伸岸壁型式比較表

型式の特徴	①長尺ゲイ様橋式	②函塊(長尺ゲイ基礎)式	③セル矢板式	④圧気潜函式
型式の特徴	ゲイ径50cm長さ55m, 肉厚13mmの鋼管ゲイの斜クイを硬い地盤まで打ち、クイ頭を鉄筋コンクリートの版で結び様橋とする。	クイ径50cm長さ45m 肉厚13mmの鋼管ゲイを硬い地盤まで打ち、その上に巾7m, 長さ10mの函塊4箇を据えつけ背後埋土する。	長さ15mの直線型鋼矢板を直径18mmの円形に打ち込み内部を砂詰めする。これを4箇連結し上部工を施す。	巾7.5m, 高さ26.8m, 長さ15mの潜函2基を6m間隔に施工し、上部工は桁構造とする。ゴム防舷材を取付ける。
圧密沈下	沈下は全然ない。	埋土部はサンドドレーンするが、2次圧密が残る。	全体にサンドドレーンするが、2次圧密がかなり残る。	若干の圧密沈下がある。
既設岸壁への影響	基礎は既設岸壁に独立しているからほとんど影響ない。	サンドドレーンにより不等沈下の恐れがある。建物改築する必要がある。	サンドドレーンにより不等沈下の恐れがある。	施工中、完成後影響はほとんどない。
安定性	水平力に弱いので水平抵抗力の検討を要する。	函塊の安定性は比較的よい。	圧密沈下によるセルブロックの安定性に理論的に不明確な点がある。	比較的安定性がよい。
施工法	長大な斜クイの打ち込みがやゝ難しい。	施工が複雑である。	セル鋼矢板を円形に建て込めば比較的簡単である。	施工は確実である。
工期	1.0年	2.0年	2.0年	1.0年
工費	160,000千円	155,000千円	120,000千円	120,000千円

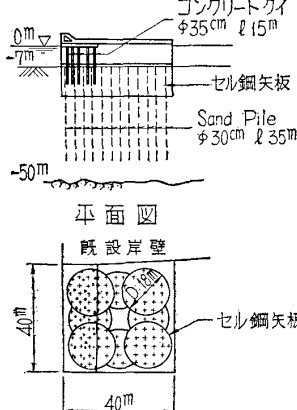
①長尺ゲイ様橋式
断面図



②函塊(ゲイ基礎)式
断面図



③セル矢板式
断面図



④圧気潜函式
断面図

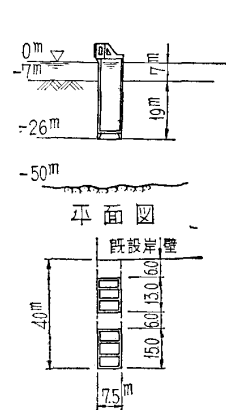


図-8 延伸岸壁構造比較図

れるが、許容出来る程度であり、施工が確実で、安定性がよく、工期、工費の点でも優れているので延伸岸壁の構造として潜函工法を採用することにした。

4. 岸壁基礎の設計

1. 水平力(船舶の衝撃または地震)に対する安定性

船舶の衝撃による水平力に対しては、潜函背後を埋土して、潜函の根入れを浅くすることが考えられるが、埋土部分の圧密沈下による潜函に作用するネガティブフリクションの影響が理論的に不明確なことを考慮して、潜函を独立橋脚的に考えた。安定計算は物部公式により、これに潜かん側壁と底面の摩擦抵抗を加えた。図-9から衝撃力 P による潜函単位巾当りの水平力は $P' = P/B$ 潜函背面に最大反力を生ずる点の深さを y_1 とすると、最大反力

$$p_1' = \frac{P'}{y_1 - \frac{1}{3} \cdot D_f} \times \frac{y_1^2}{D_{f2}}$$

また潜函軸に関する振りモーメント M_H による反力増加

$$p_1'' = \frac{6 \cdot M_H}{B^2 \cdot D_f}$$

報 文・論 文

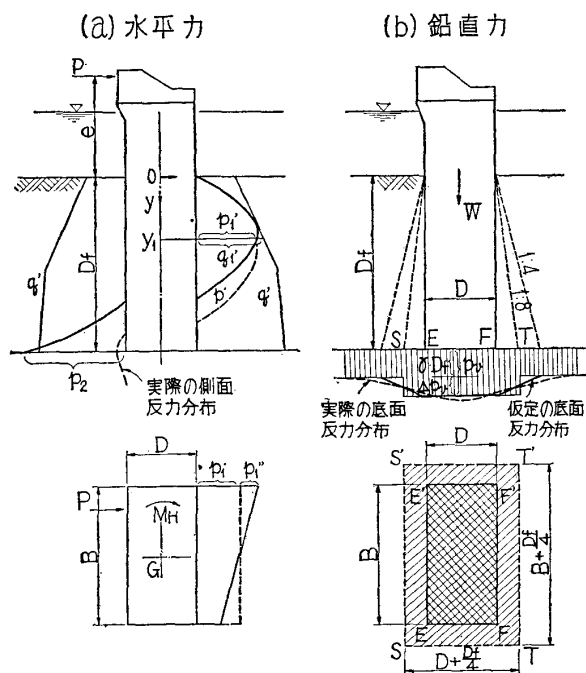


図-9 潜函安定図

よって全反力の最大値

$$p_1 = p_1' + p_1''$$

一方抵抗土圧は根入深さ y の関数であり、

$$0 \leq y \leq \frac{2 \cdot C}{r}$$

のとき

$$q_1' = r \cdot y + 2 \cdot C$$

また潜函の側壁摩擦力による抵抗力

$$q_1'' = \frac{2 \cdot f \cdot D}{B}$$

したがって全抵抗力

$$q_1 = q_1' + q_1''$$

安定条件としては次の式で表わされる。

$$q_1 \geq p_1$$

ここに

D_f : 潜かんの海底面下の根入れ長さ (m)

B : 潜かんの巾 (m)

r : 粘土の単位容積重量 (t/m^3)

C : 粘土の粘着力 (t/m^2)

f : 潜かん側壁単位面積当り摩擦力 (t/m^2)

潜かん最下端の反力 p_2 については、安定条件には考慮しないこととした。

今荷重、 $P=310t$ 、 $M_H=1,700t \cdot m$ を安定条件に入れて根入れ長を求めると $D_f=19m$ となる。

なお地震の場合も以上と同様に考えた。

2. 鉛直荷重 (自重) に対する安定性

潜函はほぼ一様な粘土層に摩擦クイのような状態に入っているの、C.W. Dunham の方法によった。潜函底面の地耐力は Terzaghi の支持力公式で、帯状基礎で局部セン断破壊の場合を適用した、今 図-9 (b) に

いて、潜函底面の反力

$$p_v = \frac{W + \left[\left(B + \frac{1}{4} D_f \right) \left(D + \frac{1}{4} D_f \right) - B \cdot D \right] \cdot r \cdot D_f}{\left(B + \frac{1}{4} D_f \right) \left(D + \frac{1}{4} D_f \right)}$$

増加有効圧力は次のとおり、

$$\Delta p_v = p_v - r \cdot D_f$$

これに対抗する潜函先端の支持力は粘着力に関する項で

$$\Delta q_d = \frac{2}{3} \cdot C \cdot N_c' = \frac{2}{3} \times 3.0 \times 5.7 = 11.4 t/m^2$$

安定条件は安全率を 3.0 として次式で表わされる。

$$3.0 \Delta p_v \leq \Delta q_d$$

この場合潜かん周壁の摩擦力が許容値以下になっていることを check する必要がある。

ここに

N_c' : Terzaghi 公式の支持力係数

W : 潜かんの水中重量 (t) + 上部工重量 (t)

粘土層における浮力は多くの施工例から判断して 100% と 60% 作用する 2 つの場合を想定した。

設計上、潜かんの壁厚をできる限り薄くし、中埋なしで海水のみとし、上部工についても、扶壁式構造と中空の桁を採用し、極力軽量化を計り、安全率 3.0 を確保した。

3. 圧密沈下量の計算

延伸部の粘土層は延伸岸壁荷重による粒子間増加有効圧力によって圧密沈下が生じるものと考え、不攪乱資料採取による試料の圧密試験のデータにより計算した結果は 図-10 のとおりである。いずれも 30 cm 以下であるが、2 つの潜函と既設岸壁先端部の間に不等沈下が生じると想定されるので、上部工の設計においてこの点を考慮に入れることにした。

潜函の断面形、箇數、根入れ長、上部工との関係等幾通りも考えられるが、以上述べた安定条件をもとにして、図-11に示す潜函を採用した。潜かんの根入れは L.W.L. から 26 m、海底からは 19 m である。

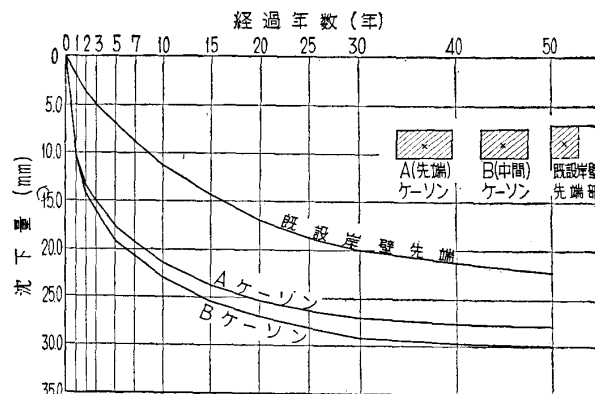


図-10 延伸岸壁沈下予想曲線図

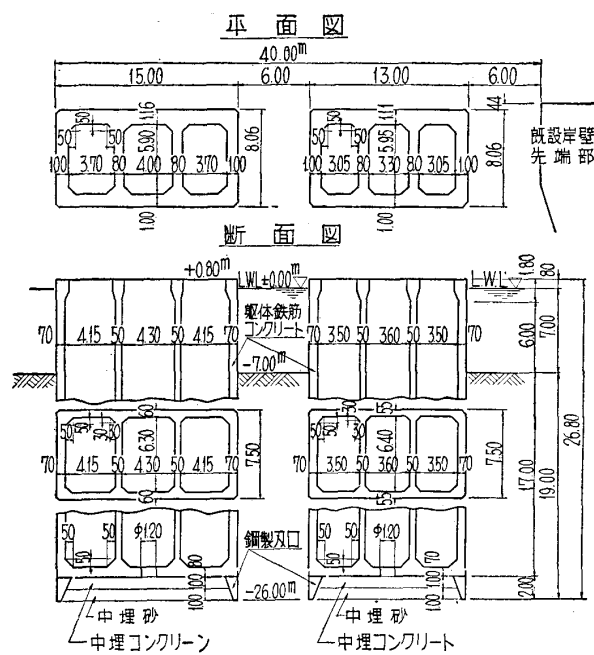


図-11 潜函一般図

5. 施工後の検討

1. 潜かん地耐力試験

潜函の掘さく沈下にともなって、作業室の中で粘土層の強度を、ベインテスト、コーンペネトロメーターテスト、一軸圧縮強度試験等により試験を行った。その一例を図示すると図-12のとおりである。これにおいてコーンペネトロメーターテストによる粘土の粘着力は、異状に大きな値が得られており、しかもロッドの長さに応じて増大しているがこれはロッドの摩擦抵抗の影響が試験の拙劣のため表われたものと思われる。ベインテストによる粘着力はロッドの長さに関係せずほぼ一定の値である。一軸圧縮強度試験結果などから考えて、粘着力は $C=3.5 \text{ t/m}^2$ 程度あると考えられる。

さらに潜函の最終予定深度における地耐力試験の一例をあげると図-13のとおりである。この地耐力試験の方法をのべると載荷板の大きさは潜函の断面に相似とし $0.38 \text{ m} \times 0.526 \text{ m} = 0.2 \text{ m}^2$ の鋼板を使用し、荷重の段階

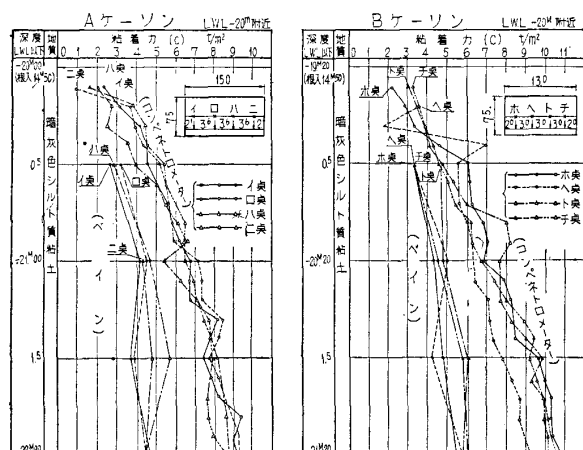


図-12 潜函作業室内土質強度試験図

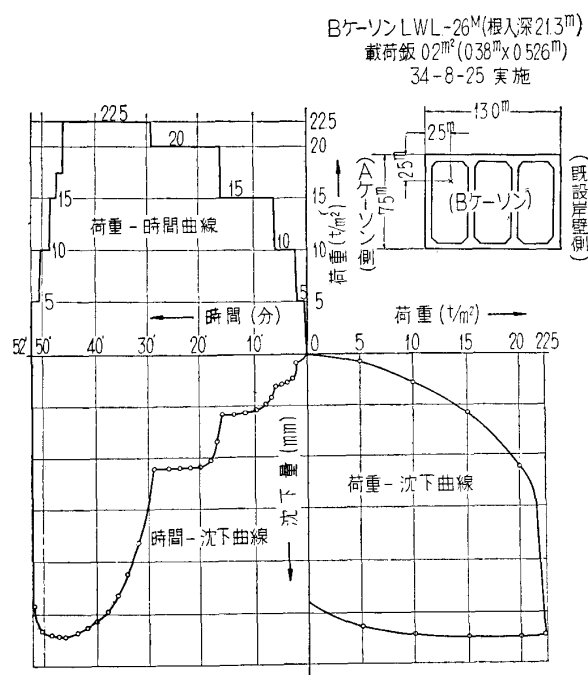


図-13 潜函作業室内地盤支持力試験

は 5.0 t/m^2 とした。一段階ごとの載荷時間は、この作業が $26 \sim 34 \text{ psi}$ 程度の高気圧内で行われるため時間的制約を受けて、十分な時間をかけ得なかった。この荷重沈下曲線から極限支持力を求めると、曲線が急折する点の荷重強度を極限支持力とし、これを安全率 3.0 で割るこれによると極限支持力は 20.0 t/m^2 と考えられる。又沈下曲線の形から、設計では局部セン断破壊の場合を仮定しているが、むしろ全般セン断破壊とみるのが適切と考えられる。

$$4q_d = C \cdot N_c$$

$$\therefore C = \frac{4q_d}{N_c} = \frac{20.0}{5.7} \approx 3.5 \text{ t/m}^2$$

すなわち地耐力試験からも 3.5 t/m^2 と得られる。以上の諸点から粘着力は 3.5 t/m^2 あると判断される。したがって鉛直荷重に対する支持力の安全率は施工の結果では 4.0 以上あると思われる。

2. 岸壁沈下量の測定

潜函施工後の岸壁の沈下状況を引継ぎ測定しているが経時沈下曲線を示すと図-14のとおりである。これを

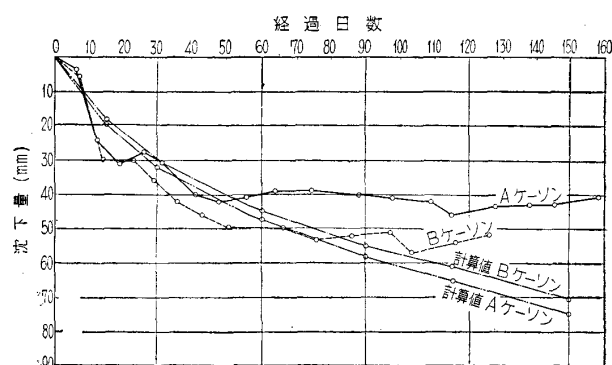


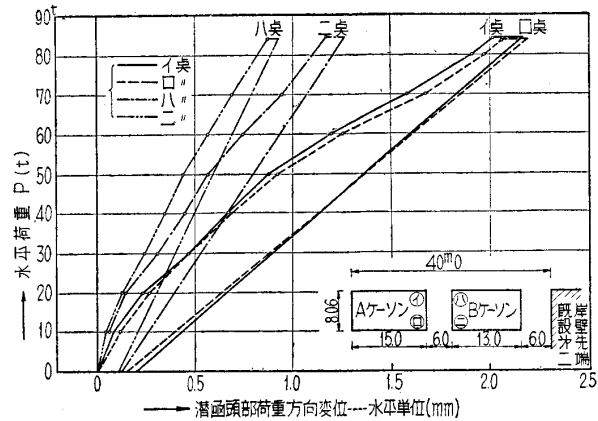
図-14 延伸岸壁経時沈下曲線図

報 文・論 文

計算による沈下想定曲線と比較してみる。最初の 60 日間は計算値より幾分沈下が大きい。これは、潜かんの重量を軽減するためおよび工費節約のためから、潜かん作業室の中埋に高さ 2.0 m の下半分を砂で行ったのであるがこの締め固めが不十分であり、砂の落ち着きの影響と思われる。その後は粘土の強度が計算時の仮定値より強いために沈下が小さくなっている。今後も沈下量の測定を長期間続けていく予定である。岸壁延伸工事の計画前においては、沈下量の測定は現場附近にしっかりした基準点がないため不確かなものであったので、今回 L.W.L.-70 M まで軽石層に約 20 m 入ったスチールパイプを打ちこれをベンチとして比較的正確に測定を行っている。

3. 潜函水平荷重試験

潜函の船の衝撃力または地震の場合の水平力に対する抵抗力の大きさを求めるため、ごく簡単な水平荷重試験を行った。A, B 2 箇の潜かんの間に 100 t オイルジャッキ 2 台をはさみ、約 90 t の荷重を水平に潜函の頂部に加えて潜函を互に押しひらき、荷重と水平変位量を測定した。90 t の荷重方向は船の衝撃の場合と直角方向であり、しかも設計衝撃力の 1/2 程度の換算値となり満足すべき荷重条件ではないのであるが試験結果を図示すると図一



図一15 潜函水平荷重試験図

15のとおりである。この図から設計水平力に対して抵抗力は十分にあると判断される。

6. あとがき

軟弱な粘土地盤において、潜函の根入先端が硬い地盤まで達していないで、多少の圧密沈下を許容した基礎構造を持った岸壁を施工したのであるが、工事が完了した現在では、種々の点から検討した結果比較的安定性の良い岸壁となっていると考えられる。(以上)

昭和 35 年度 春季 講演会

土質工学会 35 年度春季講演会は昭和 35 年 5 月 27 日(金)の総会後午後 1 時から四つ谷の土木学会会議室において開催された。演題および講演者は下記の通りである。

1. 国際土質力学基礎工学会議アジア地域会議に出席して。 星 埜 和 教授
2. 欧州の土質工学展望 赤井浩一助教授
3. 東京国際空港の拡張工事現場について。 林 鋼太郎氏

会員が三三五五つめかけ、会議室は一杯になり、スライドを使用しての各氏講演に熱心に耳を傾けていた。

昭和 35 年度 春季 見学会

例年にならって総会終了後の見学会も地方会員上京の機会をとらえて開催され前記講演者林鋼太郎氏の案内で東京国際空港の拡張工事現場を見学した。

小雨模様の天候にもかかわらずバス 2 台に分乗して、大変盛会であった。