# 横浜港大黒ふ頭建設工事における軟弱地盤の改良とその問題点について

ざけ	。 見	ort 尚	* 雄*
じん 神	и К	のぶ	<b>å</b> **
柳	漸		** 靖***

## 1. まえがき

昭和45年12月中旬より工事を開始した横浜港大黒ふ頭 は、年々増大の一途をたどる本港の外貿貨物量を処理する ため、本港内にただ一つ残されていた海面を埋立て、島式 にした総面積 1,845,000 m<sup>3</sup>の土地を造成したところに設 けることになったもので、昭和50年度末までに完成させ る計画で、目下鋭意工事を実施している最中である。

本ふ頭を防護するための防波堤や,このふ頭内に設ける 予定の岸壁などの計画地点の基礎地盤は、いずれも軟弱な シルト質粘土で、しかもこれが相当の厚さにタイ積してい ることが判明したため、この軟弱地盤を改良する工事を行 なって、これを良質なものにしてから所要の目的の港湾構 造物を築造することになった。したがって、係船岸を築造 する区域のところは、サンドドレーン工法により改良する ものとし、防波堤築造区域の方は、軟弱土をシュンセツ(掘 削除去)したのち、そこへ良質の山砂を捨て込み、良質な 地盤とする,いわゆる置換工法と,堤体となるケーソンを 据付ける基礎部のマウンド用の砂や割石を荷重にして,海 底下の軟弱地盤の圧密を促進させて,この地盤の支持力を 増加させる緩速圧密工法の両工法により改良することにし た。

これらの改良工事は、これを実施している間は絶えずこ の種の工事の施工管理を行なうことにし、常時、測量調査、 試験観測などを行ない、当初定めた設計値どおりの成果が 得られているか否かを確かめた。このため本工事とは別に 専門のコンサルタントにこの管理業務を委託して、施工中 に発生する事故や手戻りを未然に防止するとともに、あわ せて安全で能率がよく良好な工事が行なえ、当初の目的に 添った構造物が安心して建設できるように対処した。

したがって、ここではこの施工管理の状況を中心に設計 上留意した点、改良の効果、その問題点、注意すべき事項、 実施した対策などについてこれをとりまとめ、報告するも のである。



図-1 橫浜港大黒ふ頭位置図

- \* 運輸省第二港湾建設局京浜港工事事務所所長
- \*\* 運輸省第二港湾建設局京浜港工事事務所建設専門官

\*\*\* 興亜開発㈱技師長

#### 2. 施工場所の土質

大黒ふ頭を建設する場所の選定が始められたのは,昭和 40年ごろからであるが,同時に計画地点の土質調査を開始 した。この調査は以後数個年にわたり実施され,図-1に 示す場所に島式のふ頭の造成が決定された。このとき実施 した土質調査は,ボーリングを主体にし,同時に乱さない 土の試料を採取し,各種の土質試験を行ない,後述する構 造物基礎の設計諸条件を設定した。図-2,3は,この結果 をもとに作成した,法線上の土の成層状態を示す柱状図で ある。

大黒ふ頭の土質はこれらからもわかるとおり,水深が -10~-18m 程度の相当深い海底面下に,軟弱なシルト 質粘土の層が約 20~50m ほどの厚さでタイ積している所 が大部分で,良質な地盤とみられる個所は本ふ頭の東北側 の一隅のみの,ごく限られた部分にしか存在していないこ とが明らかとなった。

### 3. 工事の概要

大黒ふ頭地区に建設する港湾構造物は, 図-4に示す場所に,大黒防波堤 1,614 m,船だまり波除堤 600 m, -4.5 m 岸壁 1,114.14 m, -7.5 m 岸壁 320 m (2バース) は国 (運輸省第二港湾建設局) で, -12 m コンテナバース 2 バース, -10 m ライナバース 11 バースは,京浜外貿ふ頭 公団が,大黒ふ頭連絡橋 735.6 m, および同ふ頭用地の造 成工事は横浜市が,それぞれを分担して施工することになっている。現在これらの工事はこのふ頭内の各所で盛んに施工されている。









図-3 大黒防波堤土質断面図

土と基礎, 21-11 (189)



図一4 大黒ふ頭構造物施工位置図

### 4. 地盤改良工法の選定

数個年にわたって実施した各種の土質調査試験の結果や, 図-2,3の土質断面図などより各施工区域の原地盤強度, 軟弱土層厚,推定沈下量等を検討し,工費,工期,使用目 的などを勘案して,構造物の形式や基礎地盤の改良方法等 を選定して施工するものとした。

1) -4.5 m 岸壁:この地区の原地盤の性質は,基盤層 とみられる土丹岩の層は $-50 \sim -60 \text{ m}$ ほどの深さの所に出 現するのが大半になっているため,その上にタイ積してい る軟弱土層の厚さは22~40 mにも及ぶ。さらに排水層が不 明確で,圧密沈下が長期間にわたり継続する支持力の小さ な土層であると考えられたので,強度不足による円弧スベ リを防止するとともに,残留沈下量をある程度少なくする ことを考慮してサンドドレーン工法による改良を行なって から,図-5に示すような構造の岸壁にすることになった。 本工区で採用したサンドドレーンの砂グイは,直径 50 cm, 間隔は 2.5 mの正方形配置で,施工幅は 65 m,打込み深 さは -24 m までで,載荷高さは +2.0 m までを3回に分 けて載荷し,圧密度が 90% に達した後載荷土の一部を撤去 して,その後にケーソンを設置して完成断面にする構造と した。設計増加強度は 1.5~2.6 t/m<sup>2</sup> を見込み,90% 圧密 期間は正規圧密状態で80日以上を要するものと考えられ た。完成後のドレーン下部の粘土層の沈下量は60~70 cm ほどと推定され、また5年、10年、20年後の残留沈下量は それぞれ、15、25、40 cm 程度になることが推定された。 このため、完成時の岸壁高は一応 +3.8 m に設定したが、 将来沈下が進行した場合は、その都度必要に応じた対策を 講じて対処することとしている。

2) -7.5 m 岸壁:本地区の原地盤の性質は, -4.5 m岸壁とそれほど大きな差異はみられないが, -48 m 付近 に層厚 1.5 m 程度の砂質土の層の存在が認められる。しか し,本地区の軟弱粘土層も強度が低いので,円弧スベリを 防止するために, -35 m までの深さにサンドドレーンを 施工して地盤改良を行なった後,  $\mathbf{20-6}$ に示すような構造 の岸壁を築造することになった。本工区のサンドドレーン の施工幅,砂グイの直径,間隔等は -4.5 m 岸壁の場合と 全く同様で,載荷土砂は +6.0 m までを4回に分けて載せ, 90%圧密に達するまで載荷することにしている。圧密完了 後は荷重土を撤去し,図のような構造の岸壁を築造するこ とにしている。なお,残留沈下量は 10 年後で 20 cm, 20 年後には 40 cm 程度生ずることが 推定されたので,施工 時の天端高さを +4.0 m にし,以後の沈下については,そ の都度かさ上げを行ないながら調整していくものとした。



図一6 大黒ふ頭 -7.5m 岸壁 (ケーソン) 標準断面図(単位:m)







図-8 横浜港大黒防波堤小型かん区間標準断面図

3)大黒防波堤:本地域は、地盤条件がかなり大きく変 化するところにまたがるため、施工区域を三つに区分し、 図-7,8に示すような構造形式の防波堤を築造することに なった。

a)大型かん(函)区間:本工区は西端から595.5 m まで の区域で、上部粘土層の厚さは13~16m、下部粘土層は20 m 程度で軟弱土層の厚い所のため、ケーソンの基礎となる マウンドの砂や石を荷重にして自然圧密を行ない、ある程 度軟弱土の強度を増加させてから、軽量の大型のケーソン (中詰は海水)を据付けて、地盤に作用する荷重の分散をは かるようにした構造にして、軟弱地盤を処理することにし たため、この種の工事を先行することにした。

b)小型かん区間:本工区は大型かんの東隣から本防波 堤の東端までの区間で、上部粘土層は8~12m、下部粘土 層は1~6m程度の厚さになっているため、軟弱層の大部 分(-21~-25mまで)を除去した後、良質な山砂を投入 して置換え、そこへ小型の重力式ケーソン(中詰は山砂) を据付ける形式の構造にしてこの軟弱土を処理するものと した。

このような構造様式をとった本防波堤のケーソン据付後 に生ずる圧密による沈下量は、大型かん区で180~200 cm, 小型かん区の置換砂の下部に粘土層の残っている部分では 約 40 cm 程度生ずるものと推定されたので、マウンド築 造の際,あらかじめこれを余盛りしたかさ上げを行ない, これに対処するものとした。

#### 5. 改良工法に対する問題点

本地域の軟弱土層の改良の設計および管理上問題となった点は、圧密試験による圧密降伏応力 *p*<sub>y</sub> が、現在の土カ ブリ荷重より相当大きく、*q*<sub>u</sub> 値から考えても過圧密状態にある土と考えられたため、この強度を増加させるには、 かなり大きな荷重が必要となることや、圧密と強度特性と の関係、載荷重撤去後の強度減少に対する設計値のとりか、 た、軟弱土層が厚いことによるドレーン下部の粘土層の沈 下に対する対処の方法等をあげることができる。なお、設 計上問題になった点と、これの対策を記すと以下の項目のようなものとなる。

1)  $p_y$  値の設定:各施工地区の  $p_y$  値は図—9 に示すように, -4.5 m 岸壁の方が大黒防波堤地区に比べかなり大きい。なお, この深度方向のコウ配は土カブリ荷重の値と同一と考え, 設計値には次の値を用いた。

-4.5 m, 7.5 m 岸壁  $p_y(kg/cm^2) = 0.77 + 0.05z$ 

(z(m) は -10 m 基準)大黒防波堤地区  $p_y(kg/cm^2) = 0.38 + 0.048z$  (z(m) は -17 m 基準)2) 圧密係数  $(c_v)$  値の設定:設計に用いる  $c_y$  値は圧密



図-9 -4.5m 岸壁および大黒防波堤土性図(-4.5m 岸壁地区)

試験から求められた  $c_v'$  値をとり、これに観測結果を入れ て修正していくものとし、載荷による圧密応力と土カブリ 荷重の和が  $p_v$  値を越えるまでは 過圧密領域、越えてから は正規圧密領域の  $c_v'$  値を使用するものとした。計算を行 なうに当っては 簡略化を計り、 両域の  $c_v$  値を施工段階ご とに使い分けることにした。  $c_v'$  値の深度分布は 調査結果 から過圧密,正規圧密両域とも実用的には一定とみなし、 次のような設計値を定めた (図—10 参照)。

地 区 過圧密領域 正規圧密領域
-4.5 m 岸壁 c<sub>v</sub>'=0.8 cm<sup>2</sup>/min c<sub>v</sub>'=0.20 cm<sup>2</sup>/min 大黒防波堤 c<sub>v</sub>'=0.6 cm<sup>2</sup>/min c<sub>v</sub>'=0.18 cm<sup>2</sup>/min 3)体積圧縮係数 (m<sub>v</sub>)の設定:この値も多くの圧密試 験の結果をもとにして,圧密荷重と m<sub>v</sub> 値とは両対数グラ フでは 図−12 のように表わされるとし,沈下計算に用い る m<sub>v</sub> 値は,増加前後の荷重間の m<sub>v</sub>の平均値をとるもの とし, p<sub>y</sub> 値以下の荷重に対する m<sub>v</sub>=m<sub>v0</sub> は一定で, log

60



図-10 -4.5m 岸壁 cv-P 曲線

 $p_{v} \ge \log m_{v}$ の関係は、図—12の $\log p \ge \log m_{v} \ge 同様$ に-1のコウ配を持つ直線で表わせるものとして、全地区 の設計で用いる $m_{v}$ 値を次のように定めた。

> 過圧密領域では  $m_v(\text{cm}^2/\text{kg}) = 0.054/p$ 正規圧密領域では  $m_v(\text{cm}^2/\text{kg}) = 0.14/p$

#### 土と基礎, 21-11 (186)







図-12 log py と log mvの関係 図-13 繰返し圧密膨張試験による強度の変化(中瀬他)

(p:平均圧密荷重)

4)強度増加比(*Ac/Ap*):図-13に示すように,繰返し E密膨張させた土の三軸圧縮試験結果(中瀬他の実験によ る)によると,過圧密状態の範囲内では*cu* と圧密または 膨張圧とは直線関係にあり,圧密による強度増加率と膨張 による強度減少率は等しい。また,この実験結果から,過 E密領域の強度増加率の正規圧密領域のものに対する比は 0.62であり,この関係が本地区の土についても適用できる ものと考えて本設計に用いることにした。したがって,正 規圧密領域の強度増加率は *qu* と深度との関係等より ½ を とり,過圧密領域のものについては ½×0.62≒0.2 をとる ものとした。

5)荷重の撤去により生ずる膨張と強度の減少:最近の 港湾構造物設計基準では、この問題を考慮する必要がある として、過圧密比と  $c_u$  値の減少比との関係を図示してい るが、本設計でもこの関係が使えるものとして計算すると、 岸壁法線前面部の載荷土を撤去する部分の強度減少比は、 -4.5 m 岸壁地区で5%、-7.5 m 岸壁地区では 12% ほど に達するものになることが判明した。

#### 6. 改良の効果について

各施工区域ごとに数個所の断面を選んでそこに集中的に 観測計測器類を設置し、沈下観測、間ゲキ水圧測定、チェ ックボーリングによる土性の変化等を調査して、圧密や強 度増加の度合、構造物の安全性等を解析検討し、施工が安 全で合理的に進行できるようにした。図-14 は -4.5m 岸 壁に配置した観測計器の埋設例を示すもので、これの平面 的位置と深さ方向の断面的位置をも示している。表-1 は この計測器類の使用状況を示すものである。

1) 圧密度: 圧密度を計算するにあたっては、ブーシネ スクの弾性解に基づく載荷による分布応力を圧密荷重にと り、全沈下量は圧密層をn等分した分割層の値を総計し、 時間-沈下曲線は全層の平均圧密度から、間ゲキ水圧は埋 設位置における垂直方向の分布応力と、任意時間の圧密度 から求めるものとした。なお、載荷初期の荷重漸増期間は、 定率漸増の条件を入れ、サンドドレーン区域内は水平垂直 方向の圧密度を合成し、ドレーン下部の粘土層については、



図-14 -4.5m 岸壁 b~b′ 断面観測計器設置図

61

観測項目	観測計器	測定個所	測定断面数	設 置 ま た は アンカー深度	計器設置数/断面
沈 下	沈下板	-4.5m岸壁	5	- 8.5m	4~6
		防波堤	5	-15.5m	4~6
	連 続 沈 下 計	-4.5m岸壁	1	-17 m	2
				-60 m	2
		-7.5m "	3	-35 m	2
				-60 m	<b>2</b>
		防波堤	1	-60 m	2
	差動平板 沈 下 計	-7.5m岸壁	4	-35 m	3
				-60 m	5
間ゲキ 水 圧	マノメー タ ー 型	-4.5m "	1	-17 m	10
				-28 m	2
				-36 m	2
		-7.5m "	1	-24 m	1
				-40 m	1
				-45 m	1
	差動トラ ンス型	-4.5m "	1	-17 m	2
		-7.5m "	1	-24 m	3
				-40 m	1
				-45 m	1

表—1 大黑ふ頭観測計器設置内容

砂グイの下端面を排水層と考えて計算を行なうものとした。 なお、本計算値と実測された沈下および間ゲキ水圧の値と 比較すると図-15のようになる。すなわち、この図からも わかるように、ドレーンを施工した区域内の沈下量は、観 測値と計算値が比較的よく一致しているが、間ゲキ水圧の 過圧密領域内での観測値(25時間の平均)の消散速度は計 算値より小さくなり,正規圧密領域の *cv* による計算値に 近づく。また,岸壁の前面部や,防波堤地区で自然圧密工 法をとった部分の観測値は,載荷の初期では大きな値が示 されているが,その後は計算値によく似てくる傾向がみら れる。岸壁の背後部に当る非改良部は,載荷重が大きいた めか観測値のほうが計算値よりかなり大きく示され,*cv*値 を 20 cm<sup>2</sup>/min ほどにしないと合わない。ただし,非改良 部分の間ゲキ水圧の測定は岸壁前面だけであって,これを 多層系地盤と考えての解析は行なっていないので,この種 の沈下については今後さらに検討を加え,これの原因を究 明してゆきたいと考えている。しかしいずれにしろ,間ゲ キ水圧の消散状況からみて,ドレーンによる効果は十分発 揮されたことが明白であったものと考えられる。

2)粘土層の強度:サンドドレーン工事の載荷土撤去前 (-4.5 m 岸壁工事)や、ケーソンマウンド築造完了後(大 型ケーソン据付前)に実施したチェックボーリングから求 められた  $q_u$  と、深度の関係を初めに設定した値と対比し てみると図—16 に示すようになる。すなわち、この増加量 は、各施工段階ごとの荷重による分布応力と圧密度から求 めた計算値に近いことがわかる。しかし、初期強度値につ いては設計値のほうが低目にとってあり、防波堤地区では 中間の砂層を無視して計算してあるので、実測値のほうが 大きく出ていることがわかった。なお、-4.5 m 岸壁の前 面は海底面 (-10 m 付近)から -4.5 m までサンドドレ ーンを行なわないところにも載荷が行なわれているが、こ の部分の強度は 図—6 に示す初期強度とほぼ似たような値 であることがわかった。

ロウ (Rowe) は  $c_v \ge 0.18 \text{ cm}^2/\text{min}$  の粘土層では、サン ドドレーンを行なってもその効果が少ないと報告している が、観測された沈下曲線、間ゲキ水圧の消散状況、載荷後 の粘土の強度増加量、含水比の変化状況等からみて、ドレ ーン施工部と非施工部との圧密度の差異は明りょうで、サ



図-15 沈下,間ゲキ水圧観測結果

土と基礎, 21-11 (189)



ンドドレーンにより軟弱地盤を改良した効果は,ほぼ当初 の設計どおりであったものと考えられる。しかし,圧密進 行度合の判定については,沈下観測だけに頼ることはかな り不十分で,間ゲキ水圧の観測とあわせて検討する必要性 のあることが強調される。

4) 置換砂の土性について:大黒防波堤の小型かん区の 置換部は,良質の山砂(千葉県産のもの)を捨て込んだの ちチェックボーリングを行なったが,この結果,置換砂の 断面は当初の設計どおりに施工され,この砂の N 値が 10 ~25 程度に置換えられていたことが確認された。なお,こ の値は改良後の設計目標値  $\phi=30^\circ$  をほぼ満足できる値で あると考えられる。

#### 7. 施工面から捕えられた問題点とその対策

a)サンドドレーンの砂グイ用の砂の決定にあたっては, 施工前に各産地のサンプルをとりよせて試験打ちを行なっ たところ,適当な粒径のものでパイプ内の砂の落ちがよく, 押さえがよく効いて,引抜きのときにはえん切れのよい砂 は,伊豆新島産の坑火石を破砕したものが一番よいと判断 されたためこれを用いることにした。しかし,この砂は産 出量が少なく,採取量にも制限がある上,運搬距離が長く, 海上運搬になるため海が荒れるとすぐ欠航となり,円滑な 入手を続けるのが相当困難なものとなった。このため,と きには工事を一時中断して砂の入荷を待つ必要にせまられ ることがしばしば生じたので,後には千葉産の良質の山砂 と適当にミックスして用いるようにしてこれに対処したが, このように最近の工事は,良質の砂の入手方が一段と困難 となってきているので,これらの選定にあたっては,施工 性のみならずこれらの入手の難易等についても十分検討し たうえでこれを決定する必要があるものと考えられた。

b)自然圧密工法により地盤改良を行なうことにしたと ころは,軟弱土が厚くタイ積している区域で,ここに置換 工法を用いた場合には,大きな置換断面を必要とし,工費 が増大する上,置換砂の入手に相当な困難が予測されたた めに,この工法をとることになった。

したがって、載荷砂は軟弱土のタイ積している海底面へ 直接捨て込む方法をとったので、この砂はすぐ軟弱土中に めり込み、載荷と同時に沈下も発生して設計断面にするま でに相当余分な砂を捨て込まなければならなくなった。ま た、こうした断面のところはでき上がった後も圧密沈下が だらだらと続いてケーソンの据付けに遅れを生じた。特に このケーソンの中詰は、海水を用いることにしているため、 これを傾けたままにしておくと中の海水も傾いた側に片寄 ってしまい、偏心荷重の形で地盤を圧密することが考えら れたので、傾斜のひどいものは据え直しを行なう必要が生 じた。また、地盤が特に軟らかい部分にはあらかじめケー ソンを仮置きしておいて、ある程度の圧密を生じさせてか ら本据えを行なうようにした。しかし、これらの工法だけ で全く沈下をなくすことができないので、この構造断面の 工事は相当やっかいな工事になることがわかった。

# 8. あとがき

大黒ふ頭の工事は、これからも超軟弱土におおわれたと ころを対象として、各種の工事が行なわれるので種々の問 題の発生することが予想される。しかし、これらの問題は 最新の軟弱地盤を処理する技術を駆使して、問題の解決に 当っていかざるをえないと考えられる。

(原稿受理 1973.8.13)

\*

\*

\*