

神戸港における船台築造工事並びに締切工事について

桂 川 輝 長*

要旨 従来海岸および海底が軟弱地盤であるため海面締切工法の実施が不可能とされていた神戸港西北地域において、川崎重工業 KK が工期の短縮と施工の正確を要する関係上、あえて仮締切工法を採用して成功した低床半ドック式の第 7 号超大型造船台の工事について報告するとともに、仮締切構造の標準型式について若干の提唱を行い、将来この地域でこの種の工法を採用しなければならない場合の資料を提供したものである。

1. 川崎第 7 船台の急造と海上仮締切工法の採用

川崎重工業 KK では米国 Home Shipping Co. から受注した D.W. 45 200 t の鉱石運搬船を、造船工作および艤装工作の関係上、1956 年 3 月 1 日に起工を要することになり、そのための船台を付帯設備を含めて 2 月末日までに竣工しなければならぬことになった。この船台建設予定地点には、旧第 7 および第 8 中型船台があり、旧船台の強固な水中構造物および多くの基礎杭のほか、海辺埋立による大小の障害物が無数に埋没していることがわかつた。これらの障害物を完全に撤去するには、水中工事とすれば潜水夫をして非常に高くつくだけでなく、工期の点からも許されない。しかも地盤軟弱をもつておそれられているこの海辺に、この重要構造物を建造するのであるから、施工の適確と工期の短縮の必要上、もつとも困難な海面仮締切を行つて完全な乾作業をせざるを得ない窮地に追いこまれたのである。

しかしこの地点の隣地 200 m の距離にある川崎第 1 乾船渠築造当時(1896.10~1902.6)、初め仮締切工法を実施し 1 カ年あまりも努力を続けたが、不成功に終つて、ついに全工事を水中施工することになり、5 年 8 カ月を要してようやく完成したという、苦い経験をもつている。それ以来、神戸港内の仮締切工事は不可能という定説になつたので、その後の築造にかかる川崎第 2、同第 3 船渠、新三菱第 1、第 2 および第 3 船渠の 5 基は、ともに浮船渠型式が採用されている。ただ新三菱第 4 乾船渠だけは、戦時中海軍が浮船渠を好まなかつたので、軍艦修理の目的で巨費を投じ、圧搾空気潜函工法を採用している。

本工事には上記の理由であえて海面仮締切工法を採用したが、上述の川崎第 1 乾船渠工事の報告記録(Eng.

News, Vol. L, No. 13, N.Y., Sept. 24, 1903) が重要な参考になつたわけである。

2. 船台築造地点の選定

一般に船渠築造地点を選ぶ場合には、地盤の土質構成を最重要視して決定するが、これは船渠構造物の建設が非常に困難であり、また船渠工場を造船所内の他の工場設備と切り離しても支障が少ないとされる。しかし船台の改造または拡張計画の場合には、既設の起重機その他付帯施設の利用関係条件に拘束されて、建設地点を制限されるのが普通であつて、地盤土質の良否は従となるのが常である。従つて船台の基礎構造は、ボーリングの結果に応じてそれぞれの地盤に適合した設計にしなければならないことになる。

本船台の場合も旧第 7 および第 8 の両船台を撤去したところに大型船台を建設することになり、旧両船台の水中構造物を乾作業で除去するために、前例のない大きな仮締切工事を実施しなければならぬことになった。

3. 船台建設地点の地盤土質の検討

本船台建設地点の土質調査の目的で、日本鑿泉 KK に 4 号のボーリングを行わせたが、その位置は表-1 に示すとおりである(図-1 参照)。このボーリングは本設計の基本となる重要不可欠の資料であるから、土質構成の実体を正確に把握する意味で、改めて浅野物産 KK ボーリング部に表-1 の 4 点についてボーリングを行わしめ、これら両業者の報告書および土質標本を比較対照することにした。なお、浅野物産 KK 施工の分については、各深さごとに慎重に不搅乱試料を採取し、新鮮のまま密閉して京大防災研究協会大阪基礎研究室に送付して、厳密な土質試験を行つてもらつた。

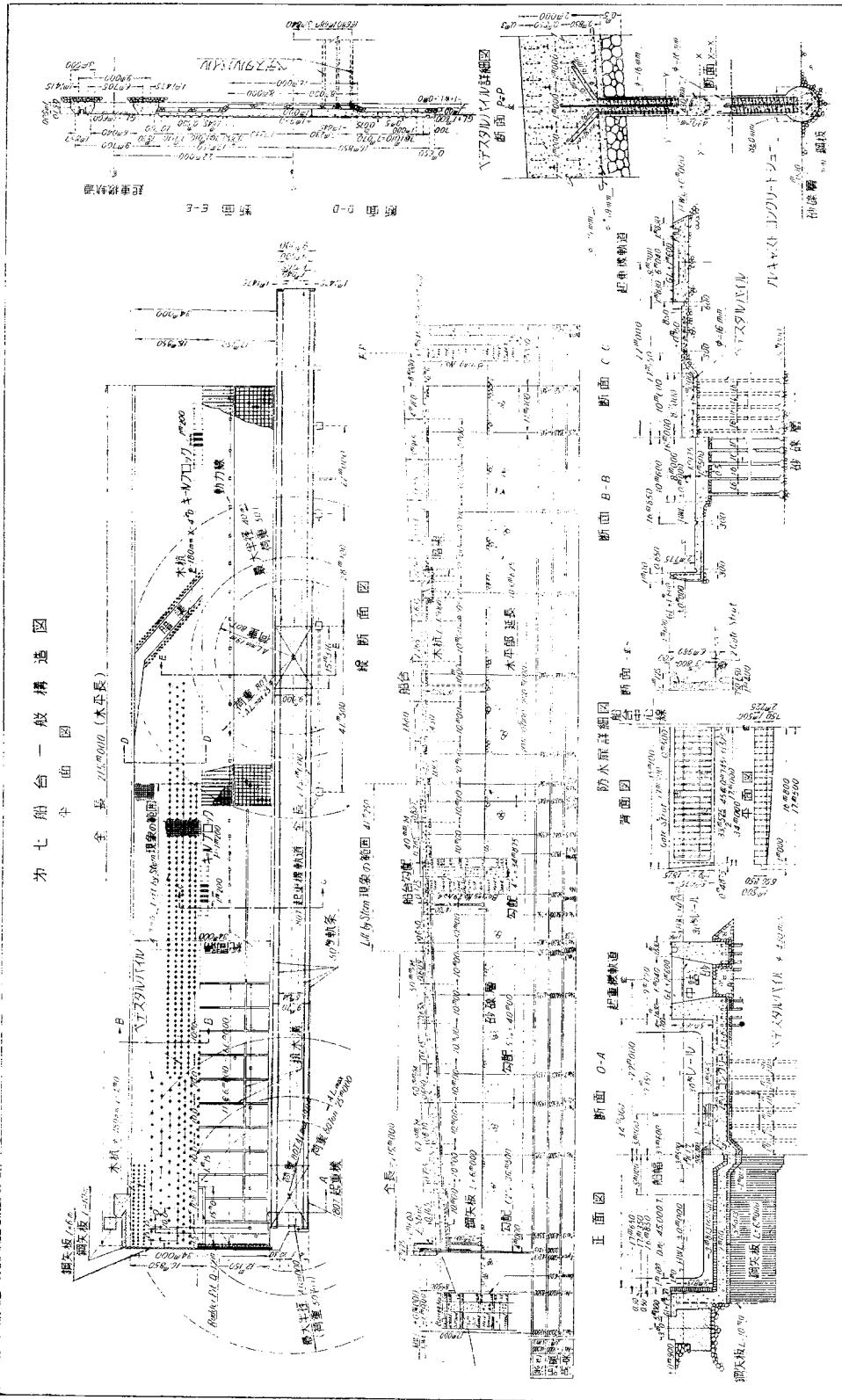
以上のボーリングおよび土質試験の報告書から確認したところによると、図-1 に示すように地盤のボーリングカ所による差異は少なく、大体水平に近い土層から構成されている。満潮面(これを ±0.000 m としている

表-1 ボーリングの位置および深度

ボーリング番号	戸当りよりの距離	位置	ボーリング深度
1	230.0 m	頭部より 15 m	約 20 m
2	90.0	中央部	〃 30
4	98.7	〃	〃 30
3	-6.0	戸当りより海中 6 m	〃 36

* 正員、三菱造船 KK 長崎造船所大ドック拡張工事相談役
前川崎重工業 KK 臨時建設部長

圖一 船舶構造圖



が、神戸港基準水位以上 1.400 m にある) から約 4 m までは砂または粘土性シルト層であつて、その下に厚さ約 1 m の砂利層がある。その下約 -15.00 m までは非常に軟弱な粘土交りシルトであつて、第 1 船渠建設工事の締切が不成功に終つたのは、この地層の扱いを誤つたためであると考えられる。このシルト層の下は -30 m までは、中間に薄いシルトや粘土層があるが、概して堅固な厚い砂利層である。多量の水を含んで地下水の噴出、湧出をみたことは第 1 船渠工事の報告にも記されているが、巨大な荷重を支え、不可能といわれた仮締切工を確実に成功せしめるためには、どうしてもこの砂利層を利用しなければならないと考えたわけである。

ボーリングのうち第 1、第 2 および第 4 は大体同様であつて、重要性が軽いので詳細な記述を省略することとし、第 3 は船台水中部および仮締切設計に関係が大きいので、要点を列挙するが、表-2 はその土層構成、表-3 は粘土性シルトの性質を表わしたものである。これらからわかるように、この粘土性シルトは構造物の沈下および破壊の点から特に注意しなければならないが、その水密性は相当良好である。つぎに下部の砂利層は標準貫入打撃数 N が 50 以上で十分な固さを持つている。この砂利層における間隙水圧が非常に大きいといわれていたので、基礎杭については特別に注意を払つたが、本工事施工後の結果によると、第 1 船渠工事報告書に試験井戸わく内の杭に沿つて噴湧水したと述べられていることが、事実と相違しているのを確かめることになった。

表-2 第 3 ボーリング地点の土層断面

深度	土 层
- 5.50m	海底
- 6.60	粘土性シルト
- 7.54	砂交り砂利(強固)
- 10.53	細砂
- 14.28	粘土性シルト(非常に軟弱)
- 14.85	砂利(非常に強固)
- 17.85	砂交りシルト
- 19.50	細砂
- 21.54	砂交り砂利

表-3 第 3 ボーリング地点の粘土性シルトの土質試験結果

試験項目	測 定 値
単位重量	1.65~1.68 g/cm ³
間隙比	1.50~1.67
緊硬度	普通より少し高い
現場含水当量	25~70%
塑性限界	22~35%
液性限界	40~95%
塑性指数	18~60%
相対緊硬度	60~70%
単軸圧縮強度	0.36~0.39 kg/cm ²

以上の資料を総合した結論はつきのようである。すなわち本地点は旧湊川尻のデルタ地帯であつて、一般に満潮位以下 1.5 m ほどで強固な厚い砂利層に達するが、中間にある厚さ約 1 m の砂利層は大きい荷重に対しては支持力が不十分である。なお、第 1 船渠工事報告書中の含水砂利層よりの湧水事実を重視し、基礎松杭を含水砂利層に打ち込むことは本工事を不可能にする心配があると考えて、経験から水中でも施工可能と思われるベデスタイル式鉄筋コンクリート基礎杭を採用することにした。

4. 第 7 船台の構造概要

(1) 採用設計荷重

造船部門から要求された新建造船の進水時の自重、進水時の Lift by stern 現象による特殊荷重および船のタンク漲水検査による荷重並びに船台死荷重を加えて基本設計荷重とした。ここに Lift by stern 現象というのは、進水時に海水に達した船尾が浮力で浮き上つても、船首が進水台上を滑りつつあるため、船体が海面と船台の間に横のようにかかり、船尾の浮力の反動が加わって、瞬間的ではあるが非常に大きい圧力が船首のある水際付近に働くようになる特殊現象である。この計算は船の大きさ、構造および種類などにより異なるが、種々の進水船に対しあつかえないように広範囲に設計されるのが常であつて、本船台でも 41.250 m の範囲を採用した。

(2) 船台構造の大要

前項の荷重を考え新船台の構造を次のようにした。

a) 主要寸法 船台の純幅員 34.000 m、船台の全水平距離 215.000 m、このうち水平部分は 103.625 m、傾斜部分は 111.375 m で、後者は海側より勾配 62 mm/m の部分 36.50 mm/m の部分 40.000 m、40 mm/m の部分 34.875 m と三つにわかっている。

b) Lift by stern この現象を生ずる可能区域を測点 74.000 m (No. 5 + 11.250 m) から測点 115.250 m (No. 3 + 10.000 m) まで、41.250 m の範囲とした。

c) 船台構造 コンクリートと鉄筋コンクリートとの併用としたが、重要部分は直径 430 mm のベデスタイル式鉄筋コンクリート杭を -15 m に存在する強固な厚い砂利層まで打ち込んで、その上に構造物を築造した。杭の間隔は各部分の全荷重に応じて合理的に配分したが、図-1 に示すように勾配があるので、杭の最長は 16 m、最短は約 8 m となっている。

d) 船台床底部の構造 船台水中部先端 35.500 m の区域全部と Lift by stern を生ずる区域の中央部幅員 16.000 m とは、厚さ 2.000 m の鉄筋コンクリート構造とし、これらの区域以外の中央部幅員 16.000 m とその外側とはそれぞれ厚さ 1.500~1.000 m および 1.500~0.500 m のコンクリート構造とした。なお、全長の約半分の水中部分は、旧第 7 および第 8 船台の強固な基礎を利用して、新しい杭の打込みを省略したところが多い。

e) 側壁構造 北側側壁は 80 t 走行クレーンの基礎を兼用するため、堅固なコンクリート造とした。この場合クレーンの荷重が大きい上に走行軌道に 4 条のレール (50 kg/m) を用いる関係上、軌間隔を正確に保つ必要から、二つの軌道基礎間に 17 本の 30 kg/m 古レールを 3 m 間隔に挿入した。南側側壁は現存ヤードクレーン柱の列に沿うため寸法に制限を受けたので、鉄筋コンクリート造として、十分土圧、水圧および載荷重に耐えるよう

にした。なお、側壁先端部にはこのほかに 10 m ごとに 20 kg/m 古レールを入れて補強材とした。

f) 船台戸当部 戸当部の床高は -3.813 m としたが、船台中央部先端には長さ 15.000 m, 深さ 1.200 m, 上幅 3.500 m の Rudder pit を設けて、新造船の進水時に船台内水位が一時的に低下し船首が drop しても、戸当部に激突することのないようとした。この部分の最大掘削深さは -8.000 m であつた。戸当の水中部分は長さ 6.000 m の埋込み鋼矢板列の上に設けた直線型戸当であつて、扉との接触面には水磨き仕上げとしたカコウ岩を据えた。完成後に戸当と扉との接触検査をしたが完全に水密の目的を達し、一滴のろう水もなかつた。このろう水防止には、扉の接觸部に松材の緩衝材を当て、かつ扉構造のヒズミなどを考慮して 20 mm の合成ゴムの緩衝材を用いたことも、大いに役立つようである。

(3) 大型船台の型式と船台防水扉並びに 80 t 走行クレーン

従来わが国造船所の船台は特殊の場合を除きすべて固

写真-1 80 t クレーンで吊つた防水扉

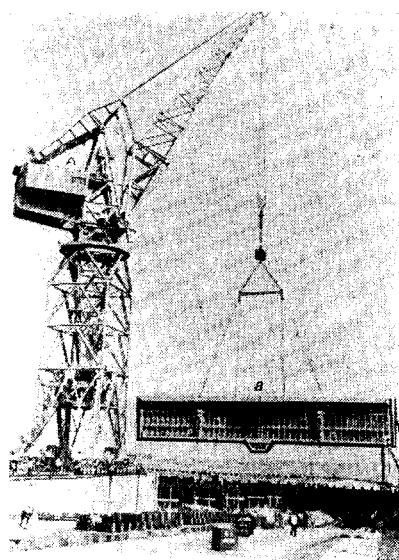
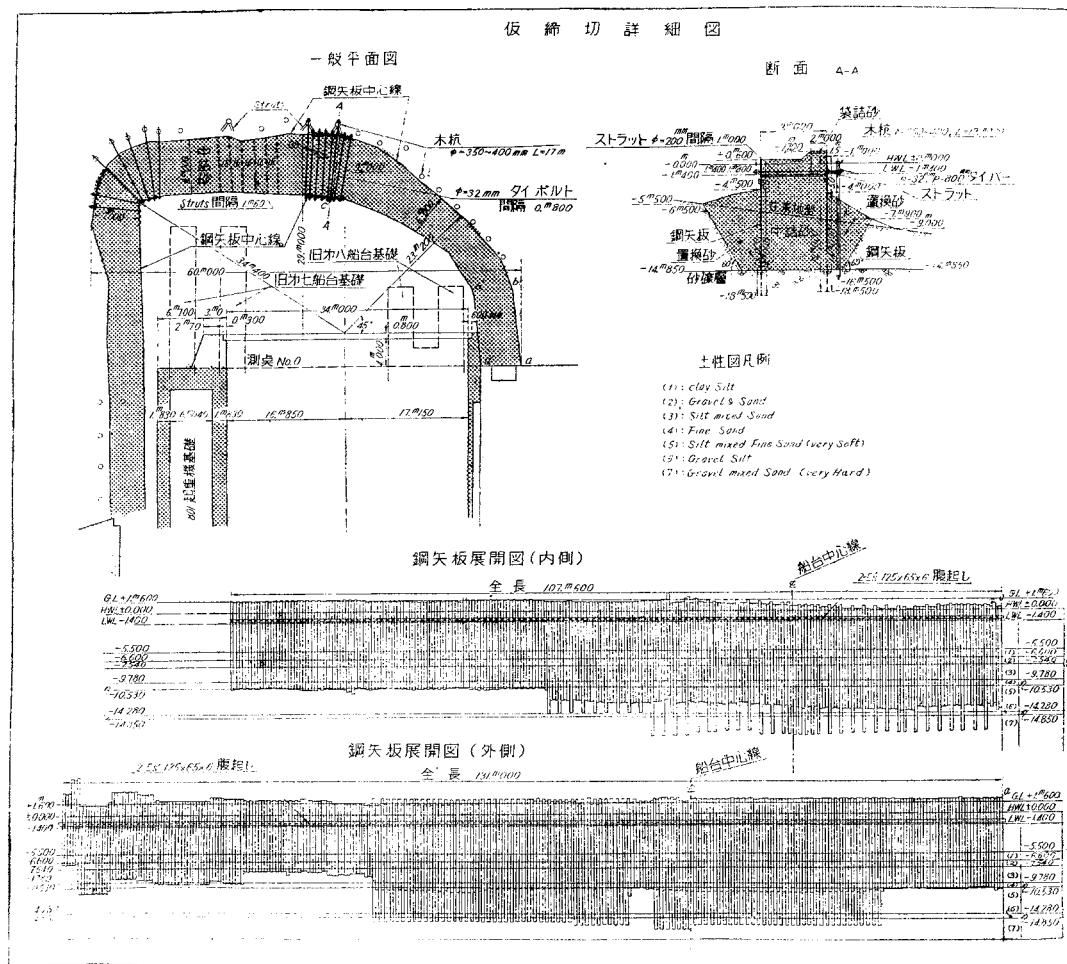


図-2



内の受注船建設用であつて、通常 15,000 t 級船建造をもつて大型船台とされていた。また船台の頭部には工場施設があつて、陸上頭部の長さの増大は困難な場合が多い。さらに従来の造船方式による船台専用の走行クレーンも、最近の造船方式には能力が不足で非能率となり、塔型クレーンもクレーンアームの関係から船台上の船の高さに自ら制限を受けることになつた。ところが最近外國より受注する超大型タンカーは船の長さ、幅、高さおよび進水時の自重などが急激に大きくなり、従来の船台ではとても建造できないようになつた。例えば本船台で建造される第1船のごときは、D.W. 45,200 t、全長 216.000 m、船幅 30.600 m、高さ 15.400 m である。一方、近代造船工作の革命として、電気溶接の実用化とブロック建造方式とをあげなければならない。すなわち、船の部分を大きいブロックに分け、他の工場で組立てた重量 50~80 t のブロックをクレーンによつて運搬し、船台上でブロックを互いに電気溶接する。従つて大能力のクレーンを必要とし、またクレーンの高さの関係で船台を低床とするようになつた。この低床構造は船長の大型化にも都合がよいが、そのために先端を海中に深く突込むいわゆる Semi-dock type の船台を案出して、各造船所ともこの型式を採用し実施している。従つて船台の先端は満潮位から 4 m 以上も水中に没し、建造中は船台先端部を鉄扉で防水する必要があるが、進水時は鉄扉を撤去して船尾の一部を水中に没したまま進水するので、それだけ安全度が高くなるわけである。一般的船台は全体に傾斜しているが、この第7船台では全長の約半分に当る陸上部を平坦な床面に造り、船台が空いている場合または新船建造初期には造船工作定船を仮据えして、部分品の組立作業場に使用することにした。船の建造工程が進むにつれて、平坦床上に鋼製の台を備えて建造勾配に一致させる。この種の船台型式はほとんど類例がないが工場内に余剰地の少ない造船所における窮余の一策であるとともに、船台が空いているときの利用方法として能率がよい。先端の防水扉としては一般に 2 枚の合掌扉を採用するのが慣例であり、近頃完成しつつある Semi-dock type の大船台もみなこの型式を実施している。

しかし本型式の船台は造船渠の一種であつて、乾船渠の構造と同様であるから、著者は直線戸当の一枚扉を採用したが、現在ではわが国における最初の型式と思われる。扉の自重は約 75 t となつたが、80 t クレーンで容易に吊り上げられ、操作は非常に簡単である。

一般に船台の扉は乾船渠の場合と異なり、戸当の水深が少ないので、戸船の型式とすることは困難である。船台の中には戸船を採用し、直線戸当としたものもあるが、それは特殊の場合である。本船台では先端中央に進水時のドロップに備えて Rudder pit があるが、扉もこれに適合するように特殊の形をしている。2枚の合掌型

扉とすると、水密を要する接触面が増加して、操作が面倒でろう水の機會を増すことになる。また 2 枚の合掌扉を船台両端にそれぞれヒンジで固定し、観音開きの扉のようにした例もある。しかし大型船進水のときに船体によつて船台先端の海水を押し出し、一時的に 1 m 以上の水位差を生ずる例が多く、海水の動搖のために観音開きの扉が衝撃を受けて思わぬ破損を生ずることがある。なお、合掌扉の場合には中央先端の戸当部が三角形を形成するため進水の際に船首が戸当に接触する心配もある。

本船台の一枚扉は中央部に堅型の排水ポンプを備えて、溜水の排除に備えた。また台風時の激浪の衝撃によつて扉におよぼす危険を除くため、中間に 2 カ所の鋼材支柱をつけたが、この支柱は平素は使用しない。扉の水密検定のときに支柱を用いず、前面締切を排水して扉をあて、満潮面まで前面に水をはつて調査したところ、扉の最上部中央の最もひずみの大きい部分で 10 mm であったから、この扉の強度は十分であると考えられる。

本船台防水扉内の水量は満潮位で 4,000 t ある。排水設備として 700 t/h の能力をもつ径 250 mm の電動渦巻ポンプ一組を備え、雨水ろう水などの小量の溜水は 200 t/h の能力のある堅型電動ポンプで排水するようにした。なお、進水直前には急速に注水しなければならないが、このためには径 200 mm の 4 口のスルイスバルブを備え、短時間に水をはりうるようになっている。また扉は開閉がまれであるから、8 カ所の締付クサリで船台に緊繫して風浪の衝撃を避けるようしているが、特に荒天時には中間 2 カ所を鋼製支柱で支えて万全を期した。

超大型船の近代建造が、電気溶接の発達と大型ブロック建造法によつて、建造工期と工費の点で革命的な急進歩をしたこととは前述のとおりであるが、このために従来のクレーンでは能力が不足し能率低下をきたすようになった。本船台ではわが国現存最大の 80 t 能力の走行クレーンを設備することとし、ついで 50 t クレーンを同じ軌道に走らせて、両クレーンで共同吊上げを行うこととしたので、巨大ブロックも容易に取りつけられ、船台上の建造期間短縮に一大飛躍をみることになつた。本クレーンはつぎの性能を備え、能率において造船技術の進歩と相まって画期的なものである。

能力：荷重 50 t、最大可動半径 40.000 m

“ 80 t, “ 25.000 m

“ 80 t, 最小 “ 19.000 m

走行速度 : 30 m/min, 動力 : A.C., 440 V, 60 cycle

主要吊上モーター (220 kW) : 80 t, 25 m/min

30 t, 35 m/min

左右動モーター (60 kW) : 1/3 m/min

(4) 伸縮継手

船台のようなコンクリート造の長大構造物には、適当な距離ごとに伸縮継手を設けるのが常識であるが、今回

は大体次のとおり理由でこれを設けないこととした。

1. 乾船渠や半船渠式船台は完成後には大部分が水線下に没し夏冬間における海水の温度差は割合に少ない。

2. 床面が高温に熱せられても、厚いコンクリート床版の中部および下部に伝達しにくく、これらの熱は海水で冷却され、割合に温度の上昇低下が少ない。

3. 水中構造物に伸縮継手を設けると、その構造に注意を加えても、とかく永久性のろう水の原因となる。また冬季に生じた間隙に鉄サビや砂などの堅い物が充満すると、夏季の膨脹のときに間隙の活用ができる状態になるのが常であつて、かえつて弱い部分に破壊を生じた例がある。

4. 本船台では径 430 mm のペデスタル鉄筋コンクリート基礎杭を密に打ち、中間にある約 1 m 幅の砂利層によつて杭の移動または屈曲ができない状況にあるので、伸縮は事实上不可能と思われる。

5. おもなコンクリート打設作業は冬季最寒期に実施したので、これ以上の収縮はなく、膨張はストレスとして存在する結果となる。

6. 船台全長の約中央が平坦部と傾斜部の勾配変更位置となるので、両部分のコンクリートを全く分離して継手とした。しかし継手部分は床の下面も満潮位以上にあるから、ろう水の心配はない。

7. 上半分の平坦部は旧船台の既設基礎を利用したので、複雑な基礎構造となつて自由に伸縮しにくい状態にあり、ここにも継手を設けなかつた。

5. 基礎杭の選定とその工法

(1) 基礎杭の種類の選択

第 1 船渠工事の報告書によると、内部を排水乾作業中の試験井戸わくの底部に 1 本の松杭を打ち、これが下部の含水砂利層に達したとき木杭に沿うて湧水し、その量は 12 t/h になつたといふ。この事実に誤りがないとすれば、本工事進捗上大変な結果をもたらすことになる。

当初の設計では一般的船台工事のように多数の松杭を基礎杭とする方針であつたが、1 本の杭でも上記のような湧水があるとすれば、多数の杭はとても打てず、前面締切が成功しても結局湧水のために水中施工のやむなきに至るであろう。そうすれば工事の速成も適確な施工も不可能になる。それで松杭を含水砂利層に達しない長さとし、その数を増して摩擦抵抗のみに頼らうとしたが、超大型船の巨大な荷重にたえず万一進水台が不均一な沈下をしたときは、船台としての生命を失うのみか、進水ごとに新船を重大な危険に直面させることになり本船台建設の重大意義と目的を失うことになるのを苦慮した。

著者は従来の経験から第 1 船渠工事の報告事実に大きな疑問をもつていたので、本工事担任と同時に松杭基礎の計画を捨てて、430 mm の鉄筋コンクリートペデスター

ル杭の採用を決定した。しかしこうした湧水の多い地点に打つた実例がないので、杭打構造と方法に新工夫を加えて、可能の確信を得たわけである。この基礎杭を打つていくには、高くて大きい杭打ヤグラを水平に移動させる必要があり、施工した杭の上部 60cm 程度はうちこわさないとよい杭ができない。この部分の鉄筋は上の床版へ緊繫に利用するとしても、その高さだけ一時盛土して施工後に再掘削しなければならない。また仮盛土の軟弱地盤でしかも傾斜面にヤグラを移動させつつ杭打作業を続行するすれば、地域の関係で 2 台以上のヤグラの使用が不可能になり、実施面で非常な困難に直面した。

(2) ペデスター式鉄筋コンクリート基礎杭工法

これは所要の位置、長さおよび支持力を打撃沈下量によつて確実に計算しつつ現場施工ができるのが特徴である。この工事では径 430 mm の外側鉄管の先端にちようどはめこめる既製のコンクリートシューをつけ、杭打ヤグラの上に据えた 5 000 lbs の蒸気ハンマーで一気に堅固な層まで打ちこみ、最後の一打撃当り沈下量が 0.5 mm 以下となるようにした。この打撃の際には、外管の中に入れた内管の先端につけた打撃錐によつて、内外管が相助けて沈下するようになっている。構造は図-1 に示したとおりであるが、先端のシューが堅固な地層に達し制限打撃沈下量以内となつたときに、内管とその先端の錐をひき抜いて、球根を造成するにたる硬練りコンクリートを投入する。先端シューは外管にはめこまれているから、水中でも管内にろう水する事がない。かりにシューが破壊していても、即時硬練りコンクリートを投入して打撃を加えるから、完全に湧水が止まり、この方法で本工事中一度も失敗することはなかつた。本工事では -15.000 m 以下の砂利層が厚くて堅固であつたから、シューの破壊したものが多いようであつたが、上記のようにして少しも支障はなかつた。

以上のようにして杭径の約 2 倍の球根ができ、ついでカゴ状に造つた鉄筋と相当量のコンクリートを外管内に投入し、内管とその先端のハンマーで打撃を加えつつ、徐々に外管を引き抜いていくので、一撃ごとに杭の胴にふくれができる、側面摩擦を特に大きくするわけである。コンクリートは 1 : 2 : 4 配合の硬練りとし、強い打撃を加えているので、杭体は緊密なコンクリートになつたが、この方法で含水砂利層内の水が外管の中に湧水することなく、844 本の杭を 58 日間で完成した。

(3) 偶然の事故による検討

昭 30.10.23、杭順位 No. 515 の位置は測量点 No. 2 ~3 の間で、掘削面の水位は杭の仕上り点で満潮位以下 2.500 m であつたが、外管を打ちこんでから球根を造成するために、内管とハンマーとを吊りあげたとき、偶然ヤグラの頂部に据えてある滑車が破損して、取替えに約 1 時間を要した。この間外管は空のまま作業を中止した

が、地下水は掘削面まで湧きあがつただけで、流出するようなことはなかつた。もちろん外管が水で満たされては杭の造成が不可能になるから、新たに隣地に打ちこんで代杭を造成したが、このとき前記の外管の穴は土圧のためにただちに埋まり、少しも地下水の流出はなかつた。この偶然の事故によつてつぎのことが推定され、貴重な資料をうることができた。

1. -15.000 mに存在する砂利層は確かに含水層であつて、湧出する孔があればそれから水が上昇する圧力をもつてゐる。しかし水圧は小さく外管を引き抜いて 430 mm の孔が生じても、-2.500 m の掘削地盤から水が見える程度で、地上に噴出し流出することはなかつた。

2. 外管の先端に截頭円錐形のシューをはめこみ（図-1），上から強打していくから、固い砂利層に当つてからはシューが破壊またはキ裂を生じてくると思われる。しかしこのシューの部分の間隙から外管内にもれてくる水はごくわづかであつて、内管とハンマーを引き抜いてただちにコンクリートを投入すれば完全に止水して立派に球根ができることは、全杭数のうちこの杭以外は1回も事故がなかつたことからみて確かである。従つて比較的軟い地層にできる球根は、本工事の場合には砂利層の上に厚いコンクリートの座蒲団の形となるものと推定され、基礎杭と砂利層の間に非常に安定な形の接続構造ができたものと思われる。

3. その後撤去すべき旧第7船台の水中部の松杭を締切内の乾作業で引き抜いたところ、杭頭の水位は-8.000 m であつて、杭長および杭の先端の現形から判断して、この杭は砂利層に 0.500 m 以上打ちこまれていたことがわかつた。しかし径 250 mm のこの杭を約 30 本抜いたのに、杭孔からの湧水はほとんどなかつた。

以上の事実からみると、この地域の基礎杭を砂利層に達せしめる場合、外管の先端にはめこむシューと外管との間を一層水密ならしめる装置（例えはめこみ部分に布類をはさむ）をすることによつて、水中でも完全に施工することができる。従つて本船台と同一構成の地層に建設した第1乾船渠工事の報告書にある湧水の事実には、相当の疑問があるようである。おそらく含水砂利層の水みちにきわめて偶然に木杭が当つたためか、またはその他の理由で生じた湧水のために、杭打不能と誤認したのであろう。

(4) ベデスタル基礎杭の工程

施工場所は一部は平坦であるが、大部分は傾斜しており、ことに狭い場所に大きく高い杭打ヤグラを据えて蒸気ハンマーで杭を打ちこむ作業は非常に困難で危険であったが、昭.30.9.2～30.11.30 に予定数 844 本を完了することができた。杭の長さは船台の勾配の関係上 8～16 m であつて、1 本の完成に要した時間は約 40～60 分である。杭打ヤグラは大部分 1 基であつたが、後半は 2 基

として急速に施工した。降雨時および 4 回の台風前後の危険時には作業を中止したが、全期間を通算し平均 1 日に 15 本を完成したわけで相当良好な成績といえよう。

本地点では粘土層の中間に存在する棚のような厚さ 1 m の砂利層を貫徹するのに、先端のシューが鈍角の関係上相当困難を感じ、4～5 時間を要した杭も十数本あつたが、大体は順調に進捗した。なお、水中の先端から 10 m の区域は、床版下部の水深も大きく、台風時に突發する高潮の際に水中部の浮力が激増することを考えて、ベデスタル基礎杭を抗張杭として利用することにした。このために ø16 mm の主鉄筋 6 本を用いたのを抗張杭では特に 9 本とし、これらの主鉄筋を特に船台底部の鉄筋コンクリートの主鉄筋に繋繫しておいた。また先端戸当部付近は地中に埋没した障害物が多く、先端に打ちこんだ埋込矢板施工のときに困難をきわめたので、杭の先端にはめこむコンクリート既成シューの尖角に適合する厚さ 3 mm 鋼板の陣笠様の被覆尖端をあて、障害物によるシュー端の破損を防いだが、結果はすこぶる良好であつた。

(5) ベデスタル基礎杭の支持力

本基礎杭の安全支持力 R の計算は、Wellington 公式から導いたつぎの太洋組実験式によつたが、割合に長い杭に対しては Wellington 公式よりも少し安全度が高いようである。

$$R = WH / (5S + 1 + 0.02H) ; \text{t-cm 単位}$$

ここに、 W ：使用ハンマーの重量、 H ：ハンマーの落下距離、 S ：杭の一撃により生ずる最終沈下量である。

本工事では S の標準値を 0.5 mm と定め、連続 10 回打撃による全沈下量を観測してその 1/10 をとつて最終沈下量と認定したから、むしろ安全側となつてゐる。大体の杭はこの値が 0.2 mm 程度であつたが、中には 1.00 mm のものもわづかに数えられた。しかし杭が堅い砂利層に突入していたため、大体予期以上の優秀な止まりを示した。設計荷重による 1 本の杭に対する最大瞬間荷重は約 70 t であるが、5 000 lbs のハンマーを用いて最終沈下量を 0.5 mm とした場合の安全支持力を上式から計算する 77.353 t となり、十分な強度をもつものと考えられる。しかし船台の場合は、杭の先端が堅くて厚い砂利層に突入しているので、鉄筋コンクリートの長柱とみてよい。従つて単なる支持杭ではなく、長柱が破壊するまで安全であり、杭の密度と断面によつてはさらに巨大な荷重にも耐えうるはずである。またベデスタル柱の胴にはところどころにふくれができているから、側面摩擦力が非常に増加し、従つて ø16 mm の鉄筋 9 本を用いて抗張杭とした場合、高潮時の水中部の浮力に対しても安全であると考えられる。

6. 本工事で実施した海中仮縫切工事の構造

本工事を新地点で行うならば、船台先端から 3～4 m

の位置に仮締切の内側矢板を施工すればよく、締切構造は割合簡単であろう。しかし本工事地点には旧第7、第8船台の強固な水中進水台基礎コンクリートがあり、多数の松杭の上に厚さ1mのコンクリートが2条づつついているから、これらを水中で除去するとすれば、施工が困難だけでなく所要工期が非常に長くなつて、とても間にあわない。これらを乾作業で撤去するとすれば、船台先端から約20mの位置に締切の内側矢板を施工するを要し、締切の全幅は60m以上になつて、わが国最大の規模の仮締切工事とならざるを得ない。

第1乾船渠建設当時小規模な締切に1年半以上努力してついに不成功に終り、全工事を水中施工のやむなきに至り、ついに5年8ヶ月かかつて竣工した苦い経験にかんがみ、会社主脳部も本工事締切に関して、たとえ技術や器材の進歩があつても、はたして成算があるかどうかについて深い不安をもつていた。著者は本工事の設計施工の責任者として非常な決意のもとに真剣な研究検討を加え、成算を得たのでただちに実施に着手したが、その経過の概要を述べるとつぎのようである。

当初はボーリングの地質標本より中間粘土層を警戒しながらも多少甘く考へて締切は「L」字型とし、両袖の上幅を6m、前面の上幅を8mと計画したが、実施中海底の障害物のために最大幅9mの屈曲した矢板列となつた。図-2は現実に竣工した仮締切の形である。

初め粘土層も多少支持力をもつものと判定し、新註文製作の鋼矢板も八幡型Ⅲ型長さ14mとした。ところがボーリングの土の試料を新鮮のまま密閉して京大防災研究協会大阪基礎研究室に送付して土質試験を求め、昭和30.8.4に入手したその報告書によると、このシルト交り粘土層が最も扱いにくい軟弱性のものであることが判明し、締切設計を再検討すべきことを痛感した。

一方施工現場ではすでに打ちこんだ矢板が自重で予定位置以下に沈下し、中には接続溝の摩擦でやつと位置を保つており、矢板は800kgの打込み用ハンマーを頭部にのせただけで、所定の位置に沈降する有様であつた。矢板列は溝型鋼2コよりなる腹起材を通じて800mm間隔(矢板1枚置き)にφ32mmのタイボルトで内外を締めつけ、これを砂利層に打ちこんだ松材の親柱(φ450mm、長さ17m)に縫いついたが、海水の干満と締切前面の内海航路を通る船の波浪によつて不規則な沈下を生じ、タイボルトは「L」型に自然屈曲して締切を吊つているような形になつた。これまで内外矢板列の内側に砂を充填すれば、矢板の接続溝が外れて締切が破壊するか、またはボルトが切断して沈下埋没する心配があつた。こうした現場の事態と京大防災協会の報告書を対照して、当初粘土層に関する判定を誤つていたことを認め、急速に補強施工をすることとした。すなわち、予備の新品鋼矢板を利用して、14mの現矢板を5m打増し

して19mとし、砂利層に約3m打ちこんで沈下を防ぐ方法を講じた。しかし800mmごとにφ32mmのタイボルトで親柱に縫いつけてあるので、その間の矢板、すなわち1枚おきに19mとしたわけである。なお、内側の矢板列も不均一沈下を防ぐために大体3枚おきに19mに打ちこんで、ようやく危機を脱することができた。実際施工した締切の現状は、図-2のとおりであるが、このうち海側の前面9枚の矢板は何か大きい埋没障害物のために打ちこめず、この障害物によつて沈下を支えられた。締切列の両袖部は中間の1m厚の砂利層に支えられて沈下しなかつたので、安心して中央部を施工したことが欠点となつて、上記のような中央部の危機を招いたように思われる。なお、中央前面は旧第7、第8船台の進水目的のために中間の1m厚の砂利層がしゆんせつされており、軟い粘土層に直接矢板がさげられたので、上記の結果を招いたようである。

鋼矢板は八幡製Ⅲ型の新品で、5m増強接続矢板も同型の新品であったが、既設の14m矢板が無理な荷重によつてひずみを生じて接続溝が一致せず、やむを得ず既設矢板の溝に沿つてガス切断をしてやつと増強矢板を溝にはめこみ、強引に打ちこまざるを得なかつた。海側外面の矢板列の最上部は+1.000mとし、さらに波浪防備のために松杭に高さ+1.700mの板張防浪壁をとりつけ、締切上面を土俵で保護して波で押し流されることのないようにした。図-2の断面AAは、これらの標準構造を示したものである。

親柱はなるべく矢板列に接近せしめた方がよいが、矢板列が屈曲して親柱列も不規則となつた。なお、親柱の数は多い方が安全であるが、工費の関係で最少限度に制限された。親柱は打込み当時先端が砂利層に打ちこまれるようにしたが、大部分は立込み杭の形であつた。しかし前面保護の捨石のために固定され、完工後の引抜きには相当の労力を必要とした。

矢板列の腹起し材としては、125×65×6mmの溝型鋼2コを背合わせに結び、その間をφ32mmのボルトを通して縫い合わせたが、成績は良好であつた。また内外矢板列の間には、16m間隔に木材の杭材をおいて内外間の間隔保持に備えた。

鋼矢板による締切構造の水密は、矢板で完全に保たれるので、内外列の内側には砂を充填するのが有効である。経験によると、荒砂または小砂利交り砂50%，普通細砂(海浜砂)30%，粘土性土20%の割合のものが最もよく固まり成績がよいようである。タイボルトの穴からのろう水は、孔を干潮面以上に設ける関係上、大した量でない。もし水中に中間タイボルトを必要とするときは、ボルト孔および座金に板ゴムのパッキングを挿入することが必要である。これは水圧が大きく孔の数も多いので、ろう水が相当量になるおそれがあるからである。

本工事は以上の構造の締切工法により、内部の掘削を-8.000 mまで支障なく施工できた。ときには内外水位差が9.000 mにもおよび、26号台風のときは大波が締切の上を越して流れこんだこともあつたが、なんらの破損や異常もなかつた。過去の記録を参照して大事をふみすぎたように思えるが、万一破壊などのことを考えると相手が天然現象だけに適当であつたものといえよう。

7. 海面仮締切の方法と神戸港で実施できる標準仮締切構造について

乾船渠やセミドック式船台の建設には完全な乾作業を必要とし、このためには仮締切のほかに適当な方法がない。仮締切工事は全くの仮設工事で多大の工費と日時を要し、しかも本工事完成後に全く撤去して旧態にもどさねばならないから、実に不経済な消耗である。

(1) 仮締切工法の種類

乾作業を要する掘削の深さや地点の環境によつて、重力式堤構造と鋼構橋梁式の二つにわけられるが、締切工法を用いずに建築する潜函式工法をとることもある。

(2) 重力式仮締切工法の計画

この計画において重要な条件を列挙すれば、1. 締切設置位置およびその地層土質条件、2. 締切を実施し継続利用する季節、3. 締切を利用する期間の長短、4. 締切の構造、5. 使用する鋼矢板の型式および型種、6. 乾作業を必要とする面積、7. 乾作業の掘削を要する深さの大小、などである。これらのうちで締切の構造決定に最も重要なものは、1. 3. および 7. である。

従来大型乾船渠の建設には1~2年を要したので、当然台風時期にあうことを考慮しなければならない。台風は風の強さ、方向、通過時間などによつて、締切におよぼす影響が非常に違つてくる。例えは本工事中に来襲した26号台風のごときは、来襲時間が昼間であつたから万全の措置がとれたが、もし夜間であれば猛風豪雨に際し対策の施し方がなく、締切の破壊をみたかもしれない。従つて締切の設計は、必要以上に堅固な構造とするのが熟練技術者の常識とされている。

以上に列挙した条件のうち締切設定位置は不動の条件である。地震は突発事故として非常にまれであり、しかも構造物が低いから、ほとんど考慮を要しないが、地震にともなう津波については、場所によつて相当の考慮を必要とする。なお神戸港内では非常に波高の大きいものは考えられないが、主として東および東南の風浪が地域的に危険であるから、台風が神戸市から西方100~200 kmの距離を通るときに危険暴風圏に入り警戒を必要とした。著者の経験した締切の破壊事故は、台風中心から100 kmの右側にあつて夜半来襲に際し、締切内が空虚になつた場合が多い。台風対策としては、締切内に満水することによつて風浪の衝撃をある程度緩和するこ

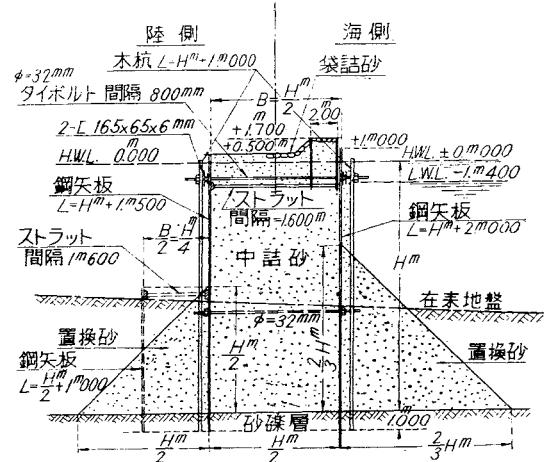
とができる、危険を脱することができよう。

本工事では工費と資材入手の都合で、八幡製Ⅲ型の鋼矢板を用いたが、事情が許すならばIV型がよい。これによつて多少工費の増加となるが、施工中安全であつて補強を要せず、構造が単純化されて、かえつて利益が多いようである。親柱はできれば矢板列の両側に対称の位置に打つて、タイボルトで締めることを要する。しかし本工事では-15.000 mに存在する砂利層に補強矢板が十分打ちこまれたことを確認できたので、工費の関係上海側のみ親柱を打ちこむことにした。

締切地点の軟弱粘土層はできるだけしゆんせつして、砂でおきかえた。両矢板列間の残留粘土は、補強しなかつた矢板列の部分が窓のような空隙になつていたので、充填砂の重量になつて逸失し、自然に砂でおきかえられたものと推定される。

この締切方法で完全に防水し、ろう水も割合は少なく締切内は-9.000 mまで乾作業で掘削することができた。しかし最近の大型船渠は水深が大きく、満潮面から戸当面まで12~13 mを要求されるので、この場合には内面矢板列の内側に図-3のように背面保護の矢板列を

図-3 神戸港北西地区に推奨する仮締切構造断面図



打つて保護しないと破壊事故を突発するおそれがある。

(3) 神戸港における仮締切工事に推奨する標準構造

神戸港の西北地域は大体同一の地層で構成されていると考えられるが、位置によつて堅い砂利層の深さに多少の相違があり、和田岬付近には相当堅固な地層が存在する。こうした神戸港の西北地域における仮締切工事に対して、著者の推奨する構造は図-3のとおりであるが、これを少し具体的に説明しよう。ここに、H(m)は満潮面から堅固層までの深さである。

1. 前面締切の上部幅員をH/2とし、捨砂の深さは、海面側2H/3、陸地側H/2として、ともに45°の傾斜に盛上げる。タイボルトはφ32 mmとし、その間隔を

矢板1枚おき、すなわち800mmとし、波浪防護壁の高さを満潮面以上1.700mとする。

2. 矢板は原則として堅固層へ1.000m程度打ちこむべきであるが、本工事の締切では前記の理由によつて、海側矢板列は1枚おきに、陸側矢板列は3枚おきに堅い砂利層に打ちこんだ。

3. 一般に陸側矢板列はできれば1枚おきに、やむを得なければ3枚おきに深く打ちこんで、両矢板列内の残留粘土の逸出に備える方がよい。両矢板列を完全に堅固層へ打ちこむことは望ましくない。これは2.と矛盾するようであるが、残留粘土の逸出口を造る意味で適当な考慮を要するわけである。

4. 堅固層の上にあるシルト性粘土は、ボーリングの乾燥試料のみで判断すると相当支持力があると誤認されやすい。しかし完全な土質試験の結果によると非常に軟弱であるから、これはしゆんせつして砂でおきかえるべきでありその一部は前面および背面の保護捨砂となる。

5. 本工事の締切構造では、-9.000mまで掘削になんらの障害もなく完全に乾作業ができた。しかし大型乾船渠工事になると-15.000mくらいまで掘削を必要とするから、背面に高さH/2、上幅H/4の保護締切をすべきある。この場合に水中のタイボルトには、ろう水防止のために板ゴムの座金を用いる必要がある。水圧も大きく数も多いので、ボルト穴のろう水が相当量になるおそれがあるからである。

6. 両矢板列間の充填砂は、荒砂50%、細砂30%、粘土質土壤20%の割合のものがよい。こうした配合のものは水中でよくしまるので都合がよいが、実際にはなかなか得られない。実施のときにはこの割合に近く交互に投入すると、水中で自然混和して大体目的を達することができる。

7. 図-3は著者が神戸港地区で推奨する標準構造であるが、締切の方向と台風による波浪の衝撃について慎重に考慮しなければならない。(2)に列挙した条件によつて設計し、経験者の意見を参考として修正することが必要である。

8. 前面および背面の保護捨砂には、石ケズや小砂利を多く含んだ荒砂が適当である。この種の捨砂は波浪による流失が少なく、自然安息角も大きくて経済的である大型の石塊を交えると、完成後捨砂の撤去に際してしゆんせつが困難となるので注意を要する。

9. 適当の深さに砂利層がない場合は、適当の深さにかなり堅い層が存在するのを常とする。これを堅固層として本構造を準用すれば成功する。

10. 単なるボーリング標本のみで判定すると重大な誤りを生じやすいから、必ずボーリングとともに現地土壌を密閉して厳密な土質試験を求め、その報告にもとづ

いて締切構造を計画しなければならない。

8. 結論

最小の工費をもつて最も適当した仮締切工事を行うことは、きわめて困難である。前章(2)に列挙した多くの重要な設計条件をいづれも確実に算出できない関係上、これらに左右される締切構造の理論的解法が困難なことは当然といわなければならない。従来の締切破壊事故の原因は、すべて台風による波浪の衝撃であるから、前記の各条件によつて算定した構造台風による波浪衝撃の影響を加えたものが、実際に適した設計というべきであろう。しかし台風による波浪衝撃が締切におよぼす影響については、締切の方向、対岸距離その他の条件に支配され、確実な算定は困難である。しかも仮締切は仮設工事であつて、完工後撤去を要し、最小工費をもつて目的を達することが望ましく、万一破壊したときの損害はきわめて大きい。従つて普通は類似地点で成功した実例を参考とし、計算以上に丈夫な構造とするのが常である。川崎船台の締切工事は-9.000mまで完全に乾作業による掘削を可能としたが、これは予期以上の成功であった。結果から見れば必要以上の強度であつたかもしれないが、8カ月の工程を6カ月で完成したのも、締切の無事故がおもな原因であったと思われる。著者の多年の経験から必要以上に堅牢な構造とすることが、大局から見て賢策であると信ずるものである。図-3に示した標準構造は、著者の経験と川崎船台の締切から帰納したものであつて、将来この種の計画を立てる際の参考となれば幸いである。最近の地質学ないしは土質力学の進歩には見るべきものが多く、著者も締切構造物の理論的解法を研究し、近くある程度の結論をうる見込みであるが、ここでは川崎船台の建設工事で実施した仮締切の構造および施工法をありのまま報告して参考に供した次第である。

本工事は工程の絶対厳守を条件として、慎重な計画と注意の下に進めた。そして当初の工程表は忠実に実行し、少しの遅延もなんらかの方法で回復させた。工期を25%短縮し得たおもな理由は、工事の施工上常に二段構えの計画をしたことによるところが大きい。ある方法を実施しようとするときには、それが不適当か不成功と思われたら即時つぎの方法に転換できるようにして、方法変更による時間の消費をしないように、万全の用意をしたのである。これによつて、工期を短縮しなんらの事故をださずに完成できたことを喜んでいる。

最後に本工事の設計施工にたえず御指導を仰いだ京大的石原、村山両教授に深謝するとともに、工事の完成に向つて大いに努力された川崎重工業KKの関係職員、船台工事請負業者の大本組KKおよびベデスタル基礎杭施工者の大洋組KKに対して深く敬意を表する。