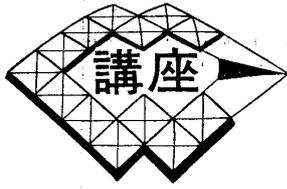


海洋・海岸工学と土質



4. 海洋・海岸の構造物と基礎

4.2 超軟弱地盤上の港湾構造物と基礎

—大阪港の場合—

き 木 やま 山 まさ 正 あき 明*

4.2.1 海岸，海中に造られる構造物の特徴

海岸付近に築造される構造物を分類すると，船舶による貨物の荷役に供される岸壁や物揚場，市街地を高潮や津浪から守る海岸堤防，埋立地造成のための埋立護岸，港を波浪から守り静穏な水域を確保するための防波堤などがある。

岸壁，物揚場，海岸堤防，埋立護岸といった構造物は水際線に築造されるため，構造物の一方が水面，もう一方が陸地に接することになる。そのため，これらの構造物は常に横方向からの荷重を受けるが，平常時は陸地側からの土圧の方が大きな荷重となる。そこで構造物の基礎は，常に水平力を受けた状態になっており，この点において地盤のフラットな場所に建設されることが多い建築構造物の基礎とは異なっているといえよう。

これらの構造物はまた，浮力の影響を受けるとともに構造物の種類によっては構造物を境に水面側と陸地側における水位が異なるため，水圧ばかりではなく揚圧力が作用することも考慮に入れて設計することが必要になる。更に埋立護岸はもち論のこと岸壁や物揚場といった構造物は，構造物を築造した後その背後を埋め立てることがしばしば行われるから，原地盤の状態によっては沈下や側方変位を生ずることも予測しておくことが必要になる。その他構造物のすぐ前面が洗掘されたり，浚渫によって増深されるなど，外的な条件が変化していくことも考慮しておかねばならないことであろう。

海中に造られる防波堤については，風波やうねりによる波圧を繰り返し受ける外，台風来襲時といった異常時には波力はもとより浮力も非常に大きなものとなって外力はもち論，構造物自身も軽くなって浮足立つような状態になることを考慮せねばならない。

地震時については陸上の構造物と同様に考えることになるが，津波といった付加的な要素も考慮しておくことが必要であろう。

以上，海岸や海中に造られる構造物の特異な点を思いつくまに列挙してきたが，以下には我々が大阪港で実施している海岸構造物を例にとって，その基礎工と土質のかかりなどについて報告することとしたい。

4.2.2 地盤条件

大阪港は図-4.2.1に示すように大阪湾の湾奥に位置しており，猪名川，淀川，大和川といった水系から運ばれてきた微細なシルトまじり粘土が厚く堆積している所で，地盤が軟弱なことで有名である。

このシルトまじり粘土層は，沖積粘土層と呼ばれているもので，大阪湾の北東半全体に広がって分布しているが大阪湾の中央部分において最も厚く35m以上になっている。また等層厚線の伸びの方向は，大阪湾の長軸方向に一致している。この層の下には，薄層の砂層やシルトまじり粘土層等が互層となって，合計5～10mの厚さで続いているが，これを転移層（沖積層下部）と呼んでいる。

転移層の下位には，各種構造物の基礎地盤として用いられている洪積層最上部の砂礫層が出現する。この層の標準貫入試験値Nは，50以上を有している。この砂礫層は，天満層と呼ばれているが，先に述べた沖積層堆積前のウルム氷期（約2万年前）による海退によって大阪湾が陸化した時期に堆積したもので，このことがこの層の支持力を大きくしている理由と考えられている。しかし，同時に侵食も

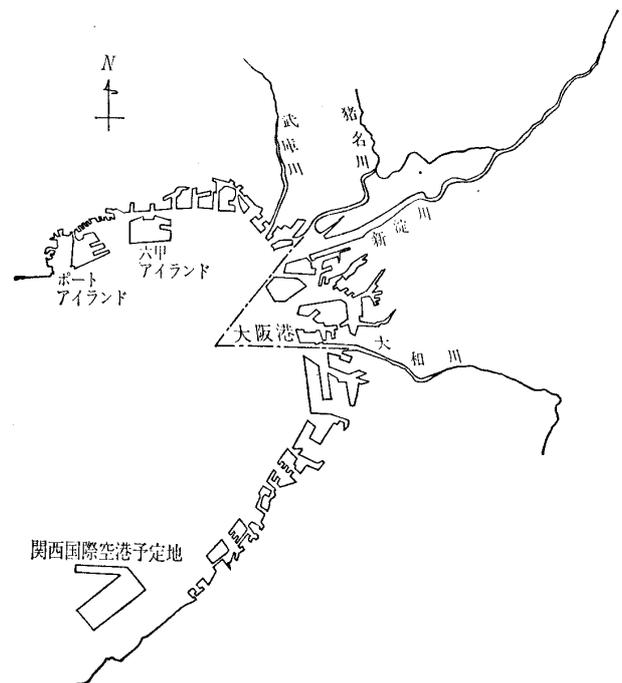


図-4.2.1 位置図

*大阪市港務局 企画振興部計画課 技術係長

講 座

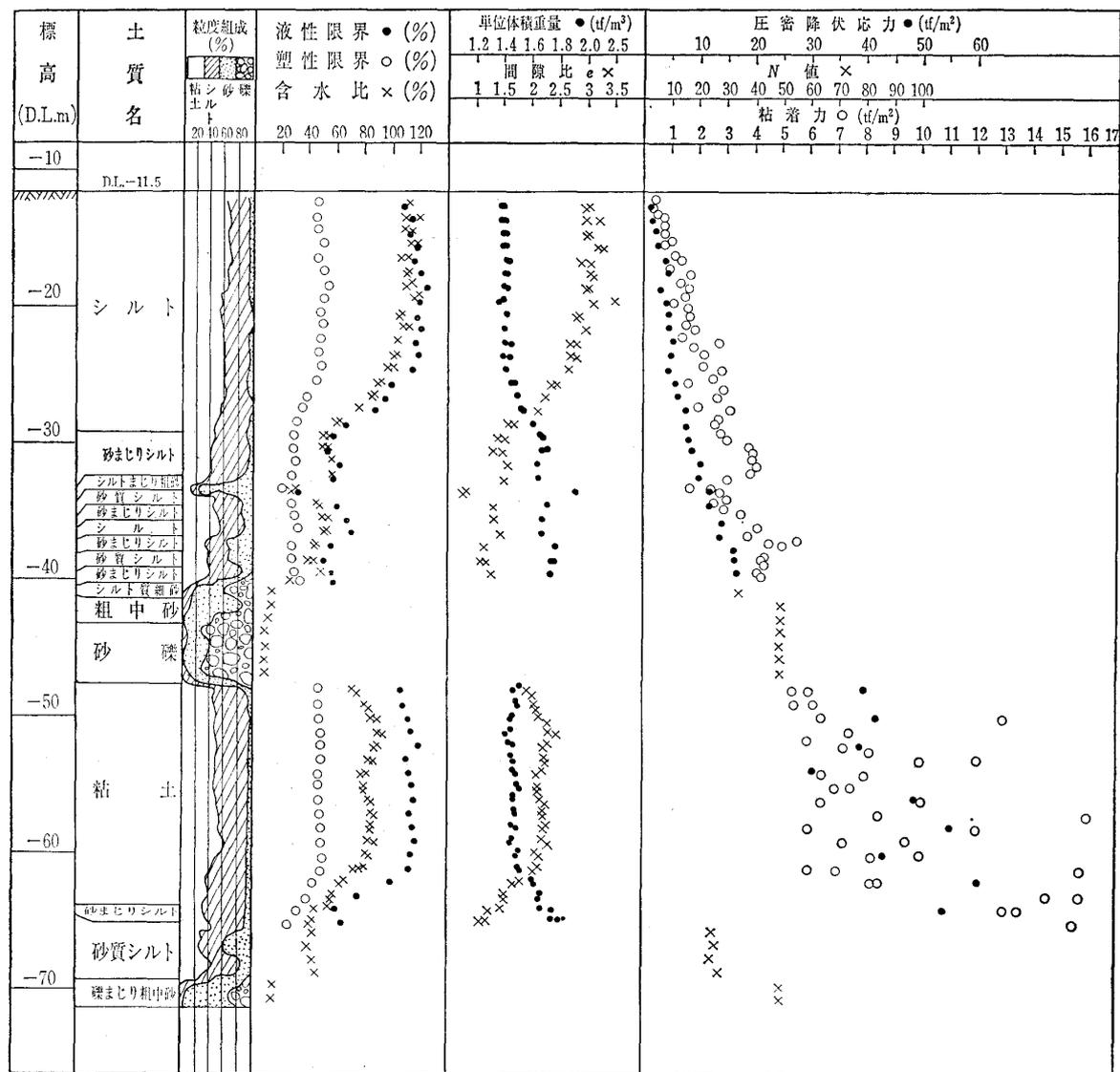


図-4.2.2 土質断面図

受けているから、非常に起伏に富んだ状態を示しており、固い層の厚さは場所によってまちまちである。層を構成する砂礫も、大阪港の北と南で異なっており、北部は比較的よく洗われた古生層の礫からなるのに対して、南部は風化礫の多い淘汰のよくない不規則なレンズ状の砂礫層となっている。しかし、このような状態にあっても、現在までに築造された港湾構造物はすべてこの層を基礎地盤として用いていることに変わりはない。

天満砂礫層の下位には、粘土層と砂層が交互に出現するが、この地層を一括して上部洪積層と名づけている。大阪港付近におけるこの層の厚さは100m以上に達することが深層ボーリングにより確かめられている。

図-4.2.2は、大阪港北港地区の代表的な土質断面図である。沖積粘土層についてみると、含水比と液性限界がほとんど同じ位の数字を示しており、液状を呈した状態であるが、特に上半分は含水比が100%を越える極めて軟弱な層となっている。一軸圧縮強さ q_u の深度分布は、通常の正規圧密粘土にみられるように直線分布の形を示している。

転移層は、液性限界、含水比とも60%以下になっている。図にはは示されていないが、この層の N 値は7程度で後に述べる床掘置換工法や締固め砂杭工法といった地盤改良工法を採用する際改良するか、しないでそのままとするか論議の分かれるものである。

天満砂礫層は、 N 値50以上を有しており、その厚さも5m以上になっている。

上部洪積層の最上部の粘土層(Ma 12層)は含水比が液性限界と塑性限界のほぼ中央(約80%)になっており、中央部でふくれた弓形の深度分布を示している。一軸圧縮強さ q_u や圧密降伏応力 p_c はばらつきが大きく、サンプリング技術や試験上の問題等を含んでいることを裏付けているように思われるが、層の上半分の p_c は40tf/m²程度である。

4.2.3 基礎設計上の問題と工法の変遷

(1) 大阪湾における海岸線の変遷

図-4.2.3は、大阪湾における土地造成の変遷を示した

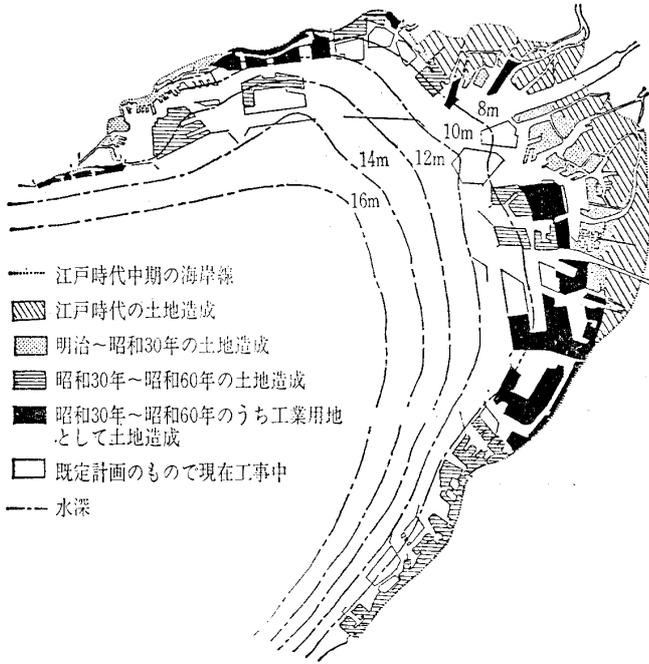


図-4.2.3 大阪湾における臨海部土地造成の経緯

ものであるが、同時に海岸線の変遷を示したものでもある。図には江戸時代中期の海岸線が示されているが、海岸線はその後行われた新田開発や埋立、とりわけ昭和30年代から全国的レベルで大々的に行われた臨海部の造成事業によって、沖へ沖へと進出し現在まで約10km沖合に進出してきている。構造物や築造される場所の水深も5~6mから10~12mラインへと漸次深くなってきており、地盤条件・施工条件とも厳しくなっている。

(2) 基礎設計上の問題

軟弱な地盤の上に港湾構造物を築造する際問題となるのは、すべり破壊に対する安定性の確保と沈下の低減である。前者は最も重要で常に問題になる。特に岸壁や物揚場は、その機能上垂直な高低差を保持することが必須条件であるから、この問題は深刻である。

すべり破壊に対する安定計算は、円形または直線のすべり面を仮定して、二次元の問題として解析するのが一般的である。この方法は、内外で広く利用されており、我が国の港湾地域における被災例の解析結果からも斜面破壊の実情をよく説明するとされているものである。

図-4.2.4に円弧すべりの計算結果の1例を示す。この例は前面水深-10mの岸壁を対象としたもので、基礎工に締め固め砂杭工法を採用して

いる。図には1ケースの結果しか示していないが、実際には締め固め砂杭の打設範囲や改良率を変化させながら、幾ケースもの円弧すべり計算を行い、安定でしかも経済的な断面を求めるのである。このことは、床掘置換工法の断面決定についても同様である。

円弧すべりに対する安全率は、土質調査や試験の精度、土質条件の決定方法、計算の精度、施工管理の方法などによる影響を受けるから注意を要するが、港湾構造物の場合常時の安定に対して1.3を標準としている。

円弧すべり計算に用いる土質条件は、土のせん断強さであるが実際には粘着力のみ、あるいは内部摩擦角のみを用いることが多い。粘性土における粘着力は、一軸圧縮強さ qu の1/2を深さに対しプロットしその分布を求めて用いる。

大阪港における沖積粘土の qu は、ひずみ量4~6%で最大強度を発揮することが多いから、円弧すべりに対する安定性は、構造物がいくらか変位した状態で得られることになる。また土がせん断される方向も、水平方向から鉛直に近い方向にまで種々変化することになる。

円弧すべりの計算そのものは、電子計算機を用いて行われるから詳細な計算が可能であるが、こういった点については、今後更に検討が加えられていくべき問題であろうと考えられる。

沈下の問題については、基礎工法の種類によって異なるから一様に述べることはできないが、沈下の量によっては問題になることがある。防波堤は、高さそのものが機能を発揮する上で重要な要素であるから言うまでもないが、岸壁や物揚場、護岸といった構造物についても高潮災害といった防災面から問題になる。岸壁や物揚場の天端高は、防災面より機能面を優先して決められるから構造物築造後の沈下はシビアにきいてくる。また岸壁や物揚場の高さが

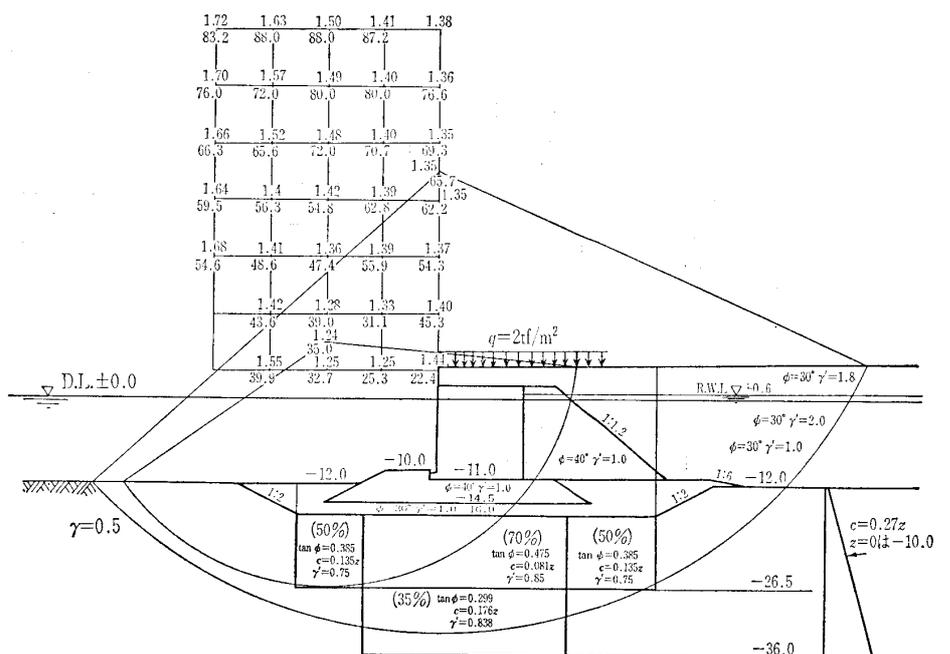


図-4.2.4

講座

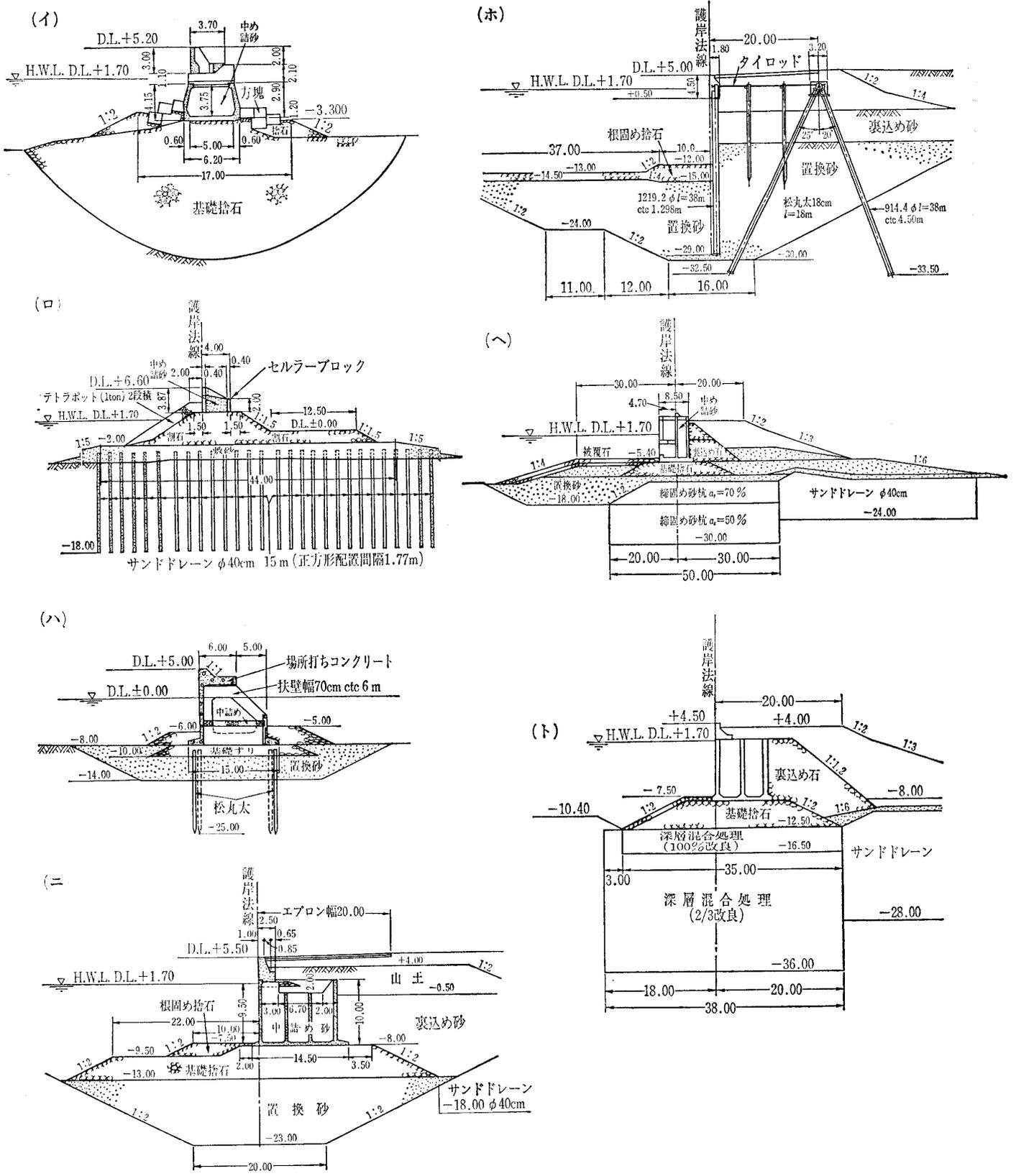


図-4.2.5

決まるとその背後に整備されるエプロンや荷撒きヤードは、荷役機械の走行時の安定性を確保する勾配（約2%）で舗装されるから上屋や倉庫といった建物の床高も自動的に決まってくる。上屋や倉庫は、貨物をより確実に保管する必

要性からそのリスク負担のため保険がかけられるが、高潮災害の被災確率によってその料率が変わってくる。こういった面からもその高さ保持は意味を持つ事になる。

沈下に対する対策としては 図-4.2.5 に示す例のような

表—4.2.1 築造費に占める地盤改良費の割合(%)

前面水深	床掘置換	サンドコンパクションパイル工法	深層混合処理工法
-3.5m	45	55	
-5.5m	47	47	
-7.5m	43	48	60
-6m		50	
-10m	40	48	

基礎工法や埋立地の地盤改良を実施して、供用後の沈下量を低減する努力がなされているが、それでも沈下や側方への変位は生じており種々の問題を提起している。

表—4.2.1は、大阪港を例にとって岸壁や物揚場の築造費に占める地盤改良費の割合を、前面水深、工法別に示したものである。軟弱地盤上に構造物を築造する場合には、工費の約50%を地盤改良費が占めることになり、軟弱な地盤の処理技術に関する問題解決が工費低減に強くつながっている事を物語っていると思う。

(3) 基礎工法の変遷

大阪港で実施された港湾構造物の基礎工法を時系列的に整理すると図—4.2.5のようである。昭和の初期に築造した構造物の基礎構造は、捨石断面が多く用いられている。浚渫船で床掘をするという技術のない時代のことであるから、捨石は軟弱な原地盤の上に直接投入し、入るところまでやみくもに投入するという施工法であるから、先に述べた円弧すべりや沈下について検討した設計断面を満足しているわけではないため、その後の地盤沈下や背後を埋め立の場合の円弧すべりに対する安全性を確保するといった問題に十分対応できない面を生じている。

サンドドレーンを用いて軟弱な海底粘土を改良しながら段階的に護岸を施工した断面が図の(ロ)である。サンドドレーン工法は、昭和27年長崎港の岸壁工事で用いられたのが我が国では最初のことであるが、大阪港では昭和35年に護岸の基礎工に用いている。この工法は、原地盤の強度で支持し得る護岸断面の一部を施工し、その荷重で粘土地盤の強度を増加させ、次の段階を施工するといった作業を繰り返しながら築造していくものであるから工期が長くなること、綿密な施工管理を必要とすることなどがあって大阪港では実績の少ない工法である。施工管理の点で注意を要するのは、粘土の圧密は $e-\log p$ 関係（一般に直線である）に沿って進むからひずみと応力の圧密度が一樣でなく応力の方が遅れるという事である。現場における現実的な施工管理の手法としては、沈下観測による方法が多用されるが、このずれを考慮しないため思わぬ失敗をすることがあるから注意すべきである。

沈下の問題を軽減すべく設計されたのが(イ)に示す断面である。これは、当時の浚渫船の施工能力に応じた深度まで浚渫した後砂に置換し、下部に残った軟弱な粘土層で生ずる沈下に対処するため、基礎杭を打設し支持力を高めるとともに上部構造の軽量化を図ったものである。

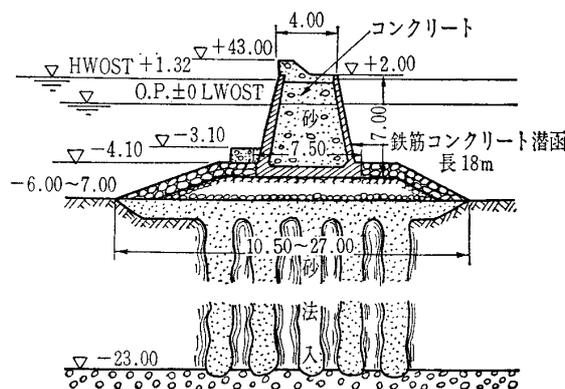
昭和30年代も後半に入ると、折からの臨海部土地造成ブームによって浚渫船が飛躍的に建造されたため、浚渫置換工法が港湾構造物基礎工法の主役を果たすようになってきた。(ニ)(ホ)に示した断面はいずれもこの工法によるものである。(ハ)に示した断面は、昭和40年代に入ってからのものであるが、これは鋼材の開発と利用が進展したのに呼応して大型杭打船の建造がなされたことから可能となったものである。床掘置換工法の設計でしばしば問題になるのが、転移層の取扱いである。この層は土質条件の項でも述べたように砂やシルトまじり粘土が互層を形成している層で、7～10mの厚さを有している。この層の締まり具合は、 N 値で表現すると5～7程度である。一方、置換砂の N 値は、粒度組成にもよるが10程度である。そこでこの転移層を撤去するか、そのまま利用するかが土の強度特性の考え方とともに問題となるのである。

昭和40年代の後半に入ると、環境保全の立場から海水汚濁や自然破壊が大きな社会問題となってきたこと、大都市においては、都市活動に伴って発生する廃棄物の処理・処分が問題となり、しかもその処分地を海面に求めざるを得ない状況にあることから浚渫土の発生を極力抑制する必要が出てきたことなどがあって床掘置換工法は採用しにくい工法になってきた。

これに代わって登場してきたのが図(ケ)に示す締固め砂杭工法である。これは、直径1.5mを越える大口径の締固め砂杭を粘土地盤中に打設して半ば強制的に置き換える工法で、置換率は現在80%程度まで可能になっている。しかし、この工法も強制置換によって押し出された粘土の処分は量的に減少したとはいえ依然として必要であることや置換断面の評価についてもまだ未解明な部分が残されているように思われる。

話は少し横道にそれるが、昭和5年に計画された尼崎港の防波堤断面を紹介しておきたい。図—4.2.6にその断面を示すが、軟弱地盤の対策工法として既に図に示したような工法を計画していたことは特筆されることであろう。

浚渫土の発生量を更に減少させる工法として図—4.2.5(ト)に示した深層混合処理法がある。これは、原地盤をそのままの状態に化学的に固化するもので、固化材としてセメ



図—4.2.6 尼崎防波堤断面図

講座

ントや生石灰が用いられるが現在はセメントが主である。この工法は、セメントモルタルやスラリーなどの安定処理材と海底の軟弱粘土とを攪拌混合し、これらの化学反応により固化するものであるから、これまで説明してきた工法とは改良土の設計上の取扱いが大きく異なるものである。すなわち改良された土は、強度的には通常のコンクリートの1/5程度に相当する数10kgf/cm²、破壊ひずみは1%未満と極端に小さい上破壊後の強度が期待できないもので土というよりコンクリートの性状を示すものである。それゆえ改良土の安定を円弧すべりのような極限つりあい法によって検討するのは適当でなく、むしろ剛体のコンクリート構造物と考えた外部安定と内部安定について検討するのが望ましいとされているものである。いずれにしてもこの工法は、本格的に実施されてからの経過年数も少ないことなので今後の注意深い監視が必要なものと考えている。

4.2.4 海岸構造物の沈下と変形

軟弱地盤上に築造した構造物は、その基礎に先に述べたような工法を採用しても延長方向、断面方向にわたって沈下や変形を生ずる。

図-4.2.7は構造物築造後の沈下状況を示したものである。置換率50~70%の締固め砂杭を用いたものと100%置換した床掘置換工法の沈下量が倍ぐらい異なっていること、同じ床掘置換工法でも背後を埋め立てない防波堤の沈下量が約1/5と非常に少ないことを示している。こういった現象を考え合わせるとその差異をそのまま置換断面の評価とするのは問題があると考えられる。

断面方向の変形は、基礎工の施工が構造物の安定に必要な範囲にしか行われないうこと、背後地盤を改良するとしても施工時期や改良期間にずれを生ずることなどがあって不同沈下を生じ、主としてこのことが原因となって起こるものと考えられる。この変形は、構造物の形式によっては、設計外力以上の応力を発生することがあるから特に注意を要するものである。

図-4.2.8は、水深-10mの鋼管矢板岸壁の変形量を示したものである。岸壁の構造は、床掘置換をした基礎の上に直径90cm、長さ24mの鋼管矢板を打設し、直径90cm、長さ16mの鋼管杭を2.4mピッチに打設した控工に長さ38mの鋼索によってアンカーした形式になっている。図に示した変形量は、元法線と対比したもので、背後の埋立を完了してから1年3か月から1年8か月経過した時点のものである。図によると、標準部は最大23~24cm陸側に後退しているのに対し、隅角部はほとんど変化がみられない。この変形量の相違は、鋼索の張力に大きな影響を及ぼしている。図-4.2.9に標準部と隅角部の鋼索に働く張力の測定結果を示すが、設計張力58tf（常時における許容張力90.5tf）に対し標準部では、60~70tfと安定した状態を保っているが、隅角部では時間と共に増加を続け120tfに

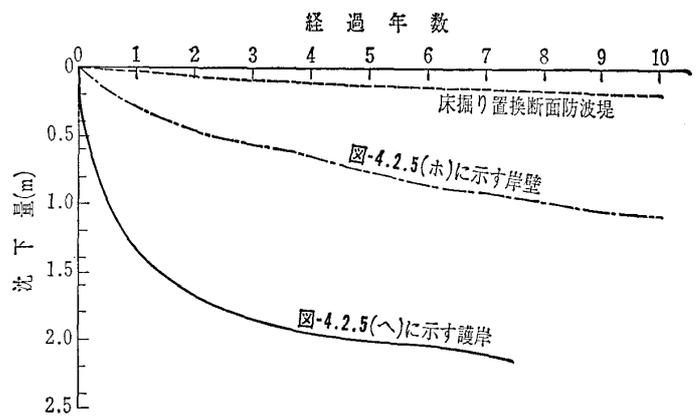


図-4.2.7 港湾構造物の沈下

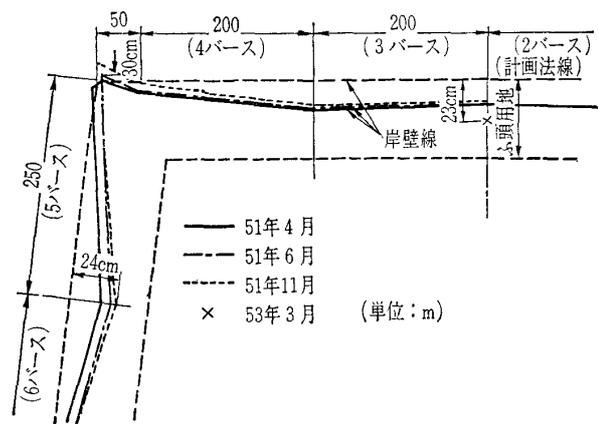


図-4.2.8 埠頭水平変位調査

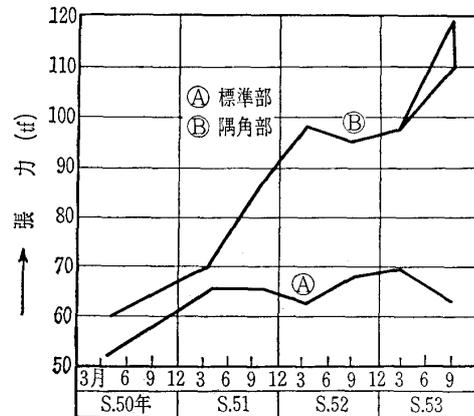


図-4.2.9 控かん張力

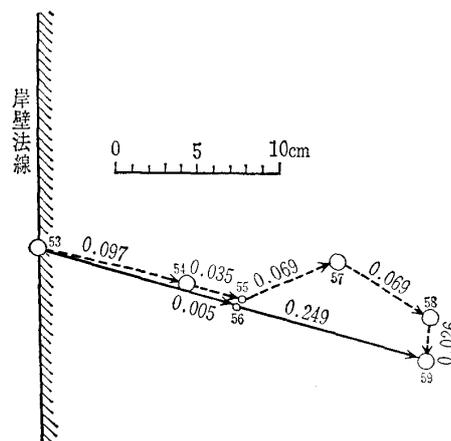


図-4.2.10 岸壁の水平変位

達している。このためナットをゆるめておおよそ 60 tf の張力になるよう調整し構造物の安全性を確保した経緯がある。隅角部においては、鋼管矢板上部を緊結している上部工 (RC 造高さ 3.6m, 幅 0.7~1.7m) によって、背後への動きが拘束されるためこのような現象を生ずるものと考えられる。

図-4.2.5 (a) に示した構造物の変形量を図-4.2.10 に示す。この構造物と先に述べた構造物は基礎工, 上部工ともよく似ているが, 控工の構造が前者は単杭で杭長が短く, その先端が置換砂断面内に収まっているのに対して, この例は組杭形式で杭長が長く支持層に到達している。この構造物もやはり陸側に 25cm 程度変形しているが, 変形を生ずる原因についてはいろいろな問題を暗示しているように思われ興味深いものがある。

以上に述べたような現象は, 視点を変えて見れば軟弱地盤上に築造する構造物のあり方を示しているとも言えよう。すなわち構造物は, その全体が地盤の変形に柔軟に対応して一様に変形するような構造が望ましいとも言えようし, 変形が構成部材に余分な応力となってはね返らないような単純な単体構造が望ましいとも言えよう。しかし, いずれにしてもその変形が施設の果たすべき機能を損う大きさになることは許されないから変形を抑制する努力が必要なことはいうまでもない。

4.2.5 今後の問題

これまで軟弱な地盤上に築造する港湾構造物の基礎構造

やその変形について述べてきたが, ここでは今後に残された問題を思いつくままに述べて本稿のまとめとしたい。

軟弱な地盤上に築造される構造物は, 沈下や変形を生じその結果, 構造物に異常な応力を発生させている場合があることは既に述べた。沈下や変形は, 時間の経過とともに増大されていくものであるから応力もまた増大していくものと思われる。一方構造物自身の耐力も時間の経過とともに少しずつ低下していくと考えねばならぬであろう。鋼材については腐食, コンクリート構造物については, 塩害といった海域特有の悪条件下にあるから耐力を低下させる要因を持っている。予期せぬ応力の発生と予想以上の耐力低下が重なって構造物の寿命を縮めていることは認めざるを得ないことのように思われる。こういった問題に対しては, 従来ややもすれば軽視されがちであった構造物建設後の動態観測や耐力測定を実施し, そこから得られた情報をもとに適切な維持管理を確実にこなしていく努力が何にもまして必要なことであろう。既存の施設に対しても同様な調査を実施して, 適切で有効な治療法を見つけ出すことが急務であろう。

港湾構造物は, 今後増々大水深でしかも土質条件の厳しい場所で施工されるであろうが, これに加えて水際線に築造されるがために生じる海底地盤への伝播応力の不均等がもたらす影響などを勘案すると, 本稿ではふれなかった洪積層の沈下特性や変形についても十分な調査と解析が必要, かつ重要なことになってこようと考えている。

——土質工学会視聴覚教材発行案内——

○土質工学オートスライド“土質試験法”(全5巻)	367こま	定価 178,000円	会員特価 148,000円	〒 1,500円
○土質工学オートスライド“土質調査法”(全4巻)	290こま	定価 130,000円	会員特価 108,000円	〒 1,000円
○スライドライブラリー1“連続地中壁工法”	63こま	定価 35,000円	会員特価 28,000円	〒 900円
○スライドライブラリー2“地盤改良”	69こま	定価 35,000円	会員特価 28,000円	〒 900円
○スライドライブラリー3“薬液注入工法”	55こま	定価 34,000円	会員特価 26,000円	〒 900円
○スライドライブラリー4“アースアンカー”	68こま	定価 35,000円	会員特価 28,000円	〒 900円

※スライドの形式は, 縦送りのロールフィルムスライドとこまスライドがあります。

問合せ・注文先: 土質工学会販売係 電話 03-251-7661 FAX 03-251-6688