# 論說報告

第28卷第2號 昭和17年2月

# 繫船岸構造概論

正會員 嶋野貞三*

**內容梗概** 港に於ける繫船岸の構造に關し其具有すべき主要條件を明にし，岸壁及び棧橋の安定上注意すべき事項を掲げ，更に諸形式の得失を論じ，尙參考として本邦に於ける繫船岸構造の變遷と災害に就て意見を述べた。

目次

1. 總論
  1. 構造條件
  2. 寸法
  3. 荷重
  4. 許容應力の張さ
2. 岸壁構造
  1. 岸壁の構成
  2. 基礎の安定條件
  3. 壁體の質量と地震との關係
  4. 滑出抵抗
  5. 土壓の輕減
3. 棧橋構造
4. 構造形式
  1. 形式の分類
  2. 形式決定の一般的考察
  3. 諸形式の得失
5. 本邦に於ける繫船岸構造の變遷
6. 繫船岸の災害

## 1. 總論

### 1. 構造條件

繫船岸は船を繫留し船客の昇降貨物の積卸しに供する工作物であり，岸壁，棧橋，浮棧橋，物揚場等が之に屬する。岸壁，棧橋，浮棧橋は構造上の區別であるが物揚場は本來其機能に基く名稱である。

港の機能は船の碇泊と貨客の水陸連絡にあるが繫船岸は其主要施設である。繫船岸の此の如き機能を達成せしめるために構造上必要な條件を列擧すれば，(1) 繫船に必要な水深と長さを有すること，(2) 繫船と荷役とに適する水面上の高さを有すること，(3) 船を接着せしむるに適當な前面の形を有すること，(4) 船の繫留及び離着に必要な設備を有すること，(5) 貨物の積置，車輛の通行等に適する平場を有すること，(6) 加へらるべき諸荷重に對し安定を保持すること，(7) 所要の耐久力を有すること。

(1) 第二節に詳說する。

(2) 最高水位以上とするのが原則であり普通朔望平均滿潮位以上 1 m 乃至 2 m とする。之は荷役の安全を目的とした最小限度の高さであつて大船に對しては低きに過ぎ小船に對しては高きに過ぎる場合が多いのであるが背面の土地との關係上此程度が適當と考へられて居る。

(3) 繫船岸上部の船が接する面より突出する部分があつてはならぬ。大船では舷側は略垂直であり船底附近に於てもビルヂキールの出張りがあつたりするから繫船岸の前面は所定の水深迄垂直にする必要がある。從つて岸壁の場合壁に勾配を附しうる限度は防舷材の出幅によつて決まる可きものである。物揚場に於ては前面の僅の勾

---

* 工學士 內務技師 內務省國土局港灣課

配は許される。

(4) 防舷材，繫船柱等を備へ付ける。

(5) 繫船岸の上面は埠頭邊（Apron）或は上屋敷地其他に使用せらるゝものであり從つて必要な載荷力を有する平面である事が要求せられる。

(6) 第三節以下に詳述する。

(7) 使用期限が豫定せられる場合其期間中使用に耐へるだけの耐久力を持たせる必要がある。然らざる場合にも耐久力の大なる程よい筈であるが港勢の變化により移築改築を必要とする場合が少くないから，其點を見極め適當の耐久性を與へるのが賢明とされて居る。

## 2. 寸　　法

(1) 船の寸法

船を其形式から汽船と帆船に大別し汽船は貨物船と貨客船とに區別して考へるのが適當と思ふ。船名錄に記載されて居る寸法については次の點を了解して置く必要がある。

長――上甲板梁上に於て船首材の前面より船尾材の後面に至る

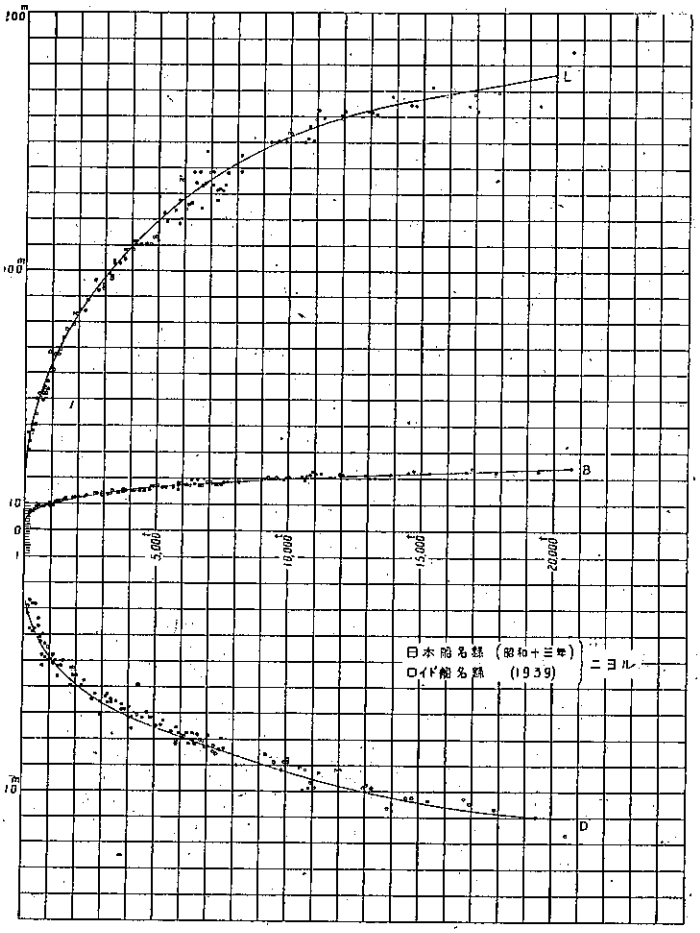
幅――船體最廣部に於て肋骨の外面より外面に至る

深――長さの中央に於て龍骨の上面より上甲板梁の舷側に於ける上面に至る

吃水――長さの中央に於て龍骨の上面より夏期滿載吃水線に至る

船の大さは其總噸數によつて表はすのが普通であり船の寸法は略總噸數に比例して居るが，各船毎に多少差違があるから個々の例によつて判斷する時は誤差が大となり易い。この差をなるべく小ならしむるためには多數の例を集め，適當と思はれる寸法を設定する以外に方法が無い。其手段として船の總噸數を横軸にとり，長，幅，深又は吃水を縦軸にとつて點示し點群の平均として略調和せる曲線を示す如く寸法を設定するものとする。圖-1, 2, 3 は夫々貨物船，貨客船，帆船の寸法を上記の方法によつて設定せんとするものである。圖-1, 2, 3 の點は日本船名錄（昭和 13 年）及びロイド船名錄（1934）より摘出したものである。圖

圖-1. 貨客船寸法圖



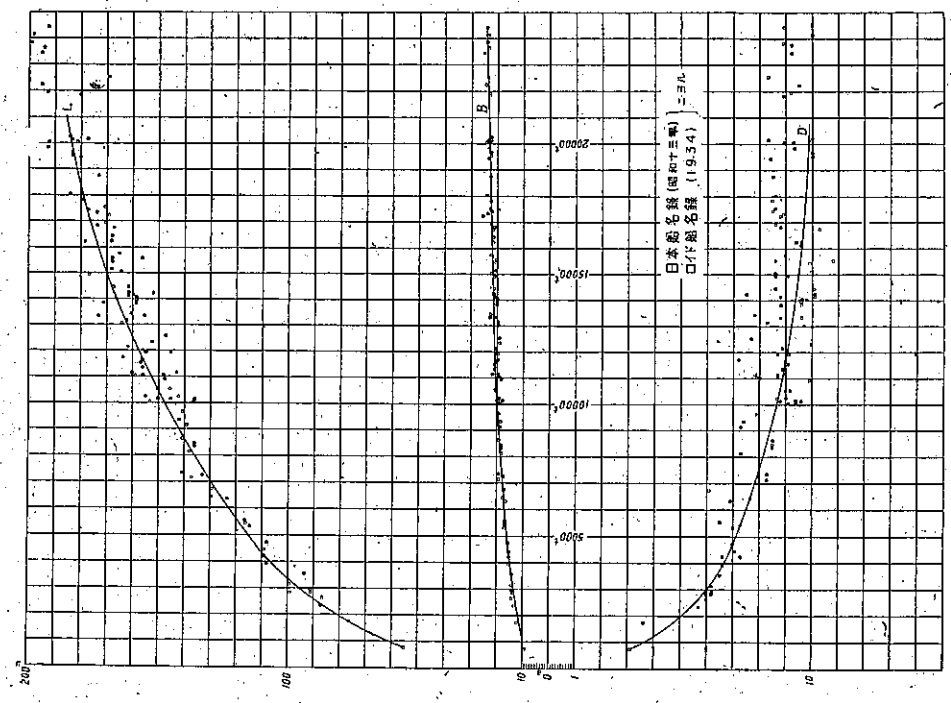



圖-2. 貨客船寸法圖

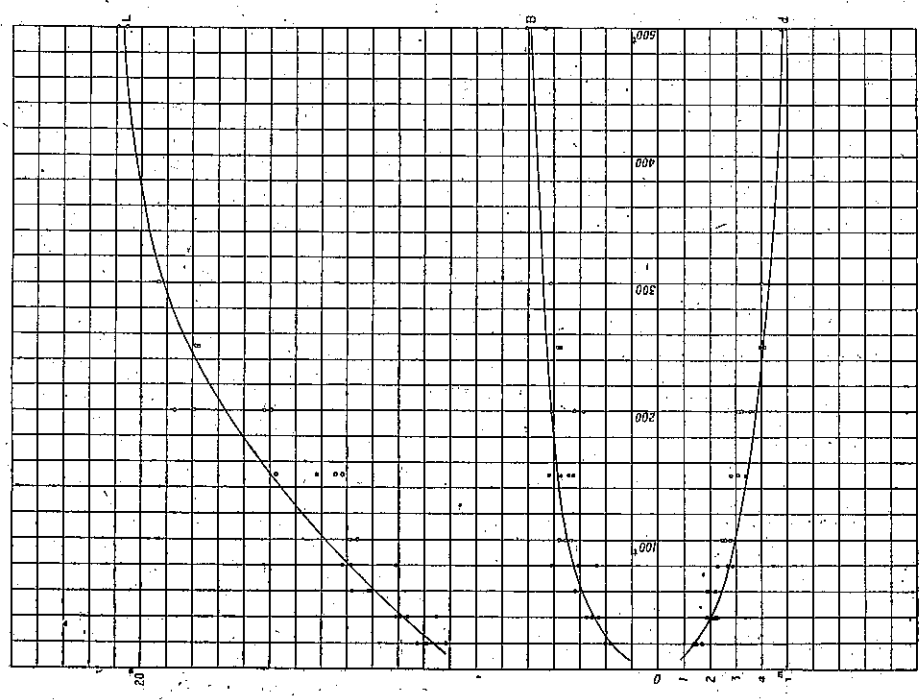



圖-3. 帆船寸法圖

表の曲線より噸數別に寸法を求め整理して表-1 及び 表-2 を得た。

表-1. 汽船基準寸法

| 總噸數 (t) | 長 (m) | 幅 (m) | 吃水 (m) | |
|---|---|---|---|---|
| | | | 貨物船 | 貨客船 |
| 300 | 43 | 6.3 | 3.5 | |
| 500 | 50 | 7.8 | 4.0 | |
| 1 000 | 63 | 8.8 | 4.9 | 3.5 |
| 2 000 | 82 | 11.0 | 6.0 | 5.0 |
| 3 000 | 96 | 12.0 | 6.6 | 6.0 |
| 4 000 | 108 | 13.5 | 7.1 | 6.6 |
| 5 000 | 117 | 14.5 | 7.6 | 7.1 |
| 6 000 | 125 | 15.5 | 8.0 | 7.5 |
| 8 000 | 140 | 17.0 | 8.7 | 8.1 |
| 10 000 | 150 | 17.5 | 9.3 | 8.6 |
| 15 000 | 170 | 19.0 | 10.4 | 9.4 |
| 20 000 | 185 | 22.0 | | 9.9 |

表-2. 帆船基準寸法

| 總噸數 (t) | 長 (m) | 幅 (m) | 深 (m) |
|---|---|---|---|
| 20 | 17 | 4.0 | 1.5 |
| 50 | 21 | 5.5 | 2.3 |
| 100 | 26 | 7.0 | 3.0 |
| 150 | 30 | 7.5 | 3.5 |
| 200 | 33 | 8.0 | 3.8 |
| 300 | 38 | 9.0 | 4.3 |
| 500 | 42 | 10.0 | 4.8 |

表-3. 繫船岸基準寸法（汽船）

| 汽船總噸數 (t) | 長 (m) | 水深 (m) | |
|---|---|---|---|
| | | 貨物船 | 貨客船 |
| 300 | 53 | 3.8 | |
| 500 | 60 | 4.3 | |
| 1 000 | 75 | 5.2 | 3.8 |
| 2 000 | 100 | 6.4 | 5.3 |
| 3 000 | 115 | 7.0 | 6.4 |
| 4 000 | 125 | 7.5 | 7.0 |
| 5 000 | 135 | 8.0 | 7.5 |
| 6 000 | 145 | 8.5 | 8.0 |
| 8 000 | 160 | 9.2 | 8.6 |
| 10 000 | 170 | 9.9 | 9.1 |
| 15 000 | 190 | 11.0 | 10.0 |
| 20 000 | 210 | | 10.5 |

(2) 繫船岸の寸法

商港に碇泊する船のうち特殊のものを除外すれば汽船，帆船，機帆船，艀に分類される。機帆船は帆船の一種であり，艀は我國に於ては概ね帆船と同型であるから繫船岸に就ては汽船を繫留するものと帆船を繫留するものとを考へればよい譯である。

1) 汽船の繫船岸

汽船の繫留にあてる水域の深さは船の吃水に餘裕を見込んだものである。貨物積載が不平均な場合の傾斜，船の動搖等に對し安全である爲或は船の操縦上船底と海底との間に若干の間隙を要する爲水深を吃水より大ならしむべき事は當然である。此餘裕は種々の條件に支配され必しも一定し難いが 30 cm を下らず而も吃水の 6% 以上とする式が望ましい。繫船岸の長さは繫留すべき船の全長に 5m 乃至 15m の間隔を加算し繫離作業に支障なからしむべきである。汽船の全長は表-1 に示した長さに約 5% を加へたものと見てよい。斯様にして繫船岸の長さと水深を求めたものが表-3 である。尙總噸數に比し吃水の大なる船を屢々繫留せんとする場合，或は離繫作業を特に容易ならしむる必要ある場合等は水深の餘裕を吃水の 10% 迄高めるのがよいと思ふ。又繫船岸の端に於ては急に水深を減少せしめる事を避け 5 m 乃至 10 m の餘地を設ける事が望ましい。

2) 帆船の繫船岸

帆船の寸法には深さが記載してあるのみで吃水が與へられて居ないから確實な水深を決める事が出來ないが假に深さの 80% 迄貨物を積載するものとし尙 10% の餘裕をとるものとする。船の長さに 5m 乃至 8 m を加へたものを繫船岸の長さとする。彼様にして求めたものが表-4 である。

### 3. 荷　　重

繋船岸に於ける荷重は，(1) 繋船岸及其附屬物の自重，(2) 上載荷重，(3) 土壓及び水壓，(4) 船による牽引力或は壓力，(5) 風壓，(6) 地震による力，(7) 部材の伸縮により生ずる力等である。

(1) 繋船岸を構成する部材，裏込等の自重から水中部分に於ける浮力を差引いたもの。

(2) 繋船岸の上面及び之に沿ふ平場は群衆，車輛，積荷等の荷重をうける。之等に對し特に制限のある場合以外埠頭の用途に從ひ 1 m² 當り 0.5 ton 乃至 4 ton の等布荷重を假定する。即乘客專用埠頭に於ては 0.5 ton 其他に於ては輕易なものは 1 ton 乃至 2 ton 重要なものは 3 ton 乃至 4 ton とする。之等は取扱貨物の種類と集積狀態によつて決める可きものである。起重機の基礎等に就ては別に考へねばならぬ。又棧橋の如きものに就ては部材の設計に車輛其他による荷重を考慮する必要がある。

表-4. 繋船岸基準寸法（帆船）

| 帆船總噸數 (t) | 長 (m) | 深 (m) |
|---|---|---|
| 20 | 22 | 1.4 |
| 50 | 26 | 2.0 |
| 100 | 31 | 2.7 |
| 150 | 35 | 3.2 |
| 200 | 40 | 3.4 |
| 300 | 45 | 3.9 |
| 500 | 50 | 4.3 |

(3) 岸壁構造に於ては土壓の影響が大きい。土壓は土砂の息角に比例するものであり息角は土砂の種類と水分の多小に左右されるものである。背面土砂は水中部分に於ては水分が飽和狀態であり又浮力があるから水上と區別して考へねばならぬ。この界は低潮時に於ては前面の水位より 若干高い。尙高潮位の上と下では水分の含有量が異るから土砂の性質が變化する。

岸壁の前後の水位差により壁體に水壓を及ぼす。水位差は基礎及び裏込に使用する材料の如何により又水拔裝置の可否により異る。安定計算に於ては普通潮差の 1/4 をとるのであるが水拔の不良なる場合には之以上の差を豫想せねばならぬ。

(4) 牽引力が作用するのは着船の際に船を引寄せるために生ずるものと繋留中船の移動を防ぐ爲に生ずるものと二つの場合がある。其大さは確定し難いので 挽索の强度から推定する位のものである。即船の大さにより挽索の强さが規定されて居るから之によつて繋船柱 1 基に加はる牽引力を求めれば前者の場合には 20 ton 乃至 50 ton 後者の場合には 30 ton 乃至 150 ton となる。之等の力の分布は繋船柱の配置や構造と繋船岸の構造とにより適當に判斷せねばならぬ。

船による壓力は着船の際に生ずるものと風壓によるものとあり前者は確定し難いが部分的に衝撃を與へる事に注意する必要がある。繋船岸の安定を考へる場合には後者の壓力をとれば前者は其範圍内と認められる。

(5) 繋船岸と之に附屬する固定建造物竝に繋留船等を含め其垂直投影面に對し風壓が働くものと見ねばならぬ。風壓の强さは $p=0.12V^2$ 但し $p$ は 1 kg/m², $V$ は m/sec で表はされる風速である。風速を幾許にとるべきかは問題であるが固定物に對しては 50 m/sec 繋留船に對しては 30 m/sec が適度ではないかと思ふ。風速が非常に大となれば繋船岸に船を繋留して置く事が船に對しても危險であるからである。風壓を受く可き船の面積は空船吃水以上の縱斷面をとる可きで假に平均高を長さの 1/12 とし風速を 30 m とすると風壓は次式によつて計算せられる。

$$P=0.12\times 30^2\times\frac{l^2}{12}\ (\mathrm{kg})\qquad l\cdots\text{船の長さ}$$

$$=9l^2\ (\mathrm{kg})$$

船が繋船岸に接して居るのは長さの 1/4 位と見做されるから繋船岸に對する分布を船の長さの 1/4 と假定し 1 m 當りの壓力を算出すれば表-5 の通りである。

(6) 地震が屢々ある地方では地震の加速度を考慮する必要がある。關東震災當時の横濱港に於ける震度は 0.4 を超えたと推定せられたが斯様な例は稀有の事であり 0.15 乃至 0.2 の震度を假定するのが普通である。但し地盤の性質や裏込の狀態によつては震度は之より大となり易いから强震の多い地方では一層大なる震度をとらねば安全とは云ひ難い。

(7) 溫度による部材の伸縮は表面附近以外は微小であり繫船岸の如く大部分が水中にある構造物では床構以外は餘り問題にならない。從つて伸縮により應力を生ずるのは特殊な構造に限られる。

表-5.

| 總噸數 (t) | 船の長 (m) | 風壓 (t) | 1m當り强さ (t) |
|---|---|---|---|
| 1 000 | 75 | 51 | 2.7 |
| 2 000 | 100 | 90 | 3.6 |
| 4 000 | 125 | 141 | 4.5 |
| 6 000 | 145 | 189 | 5.2 |
| 8 000 | 160 | 230 | 5 8 |
| 10 000 | 170 | 260 | 6.1 |
| 15 000 | 190 | 325 | 6.8 |
| 20 000 | 210 | 397 | 7.6 |

#### 4. 許容應力强さ

部材の應力强さは一般構造物に於けるものと同樣に取扱ひ從つて充分な安全率を見込んで居る。然るに支持力或は滑出抵抗力等は殆んど安全率が 1 に近い數字を用ひて居たのが從來の例である。實際は荷重を相當大にとる事によつて自ら安全率が見込まれて居たと解釋し得るのであるが，荷重が豫期以上になれば忽ち安定を失ふ事になる。水中工事は施行が不完全になり易いので一層安心出來ない筈である。故に出來る限り安全率を高めたいのであるが經濟上の限度もあるので一概に云へないのである。

現場に於て荷重試驗をし支持力或は摩擦係數が知られる場合には許容支持力又は許容摩擦抵抗力は荷重の取方と照合して 2 割乃至 3 割程度の安全率を見込めば普通の場合はよいと思ふ。然らざる場合は 5 割乃至 10 割の安全率をとりたい。實際の設計に於て之丈の安全率をとるのは困難な場合が多いであらうが構造物全體の安定に對し弱點を除くためにはこの程度は當然必要と思ふ。

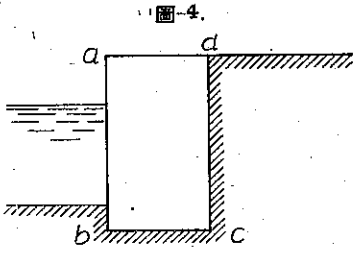
## 2. 岸壁構造

### 1. 岸壁の構成

岸壁は其使用に適する形態を備へ且諸種の荷重に對して常に安定を保つ如き構成を必要とする。壁體が安定を失ひ位置を變へるのは沈下，滑出，傾倒によるのであつて之に耐へる力の釣合ひを考へて見る。

圖-4 の abcd を以て壁體を表はす。諸荷重の總代力の鉛直分力を支持するものは bc 面に於ける反力と ab 及 cd 面の一部に於ける摩擦力及び附着力とであるが後者は輕微であるから考慮外に置く。bc 面の反力は普通 b に於て最大値をもつ等變面力であり基礎の支持力が其最大値より小であれば沈下と前傾を起す事になる。岸壁の如き嵩の多い形式の簡單な構造物にあつては僅の沈下は許容されるのであるが沈下の爲に不安定な狀態になる事は嚴に警戒せねばならぬ。地震をうける箇處では一層充分なる支持力を持たせる必要がある。地盤の堅固でない箇所では土砂の置換へ或は杭打等の方法により基礎を堅固にし支持力を增す工作を施すのである。

圖-4.




總代力の水平分力に對抗するものは bc 面に於ける摩擦力と ab 面に於ける受働土壓である。摩擦力は壓力と摩擦係數との積に等しいが水中構造的では浮力のため壓力が減ずるから陸上に比して摩擦力が著しく少ない事に注意せねばならぬ。摩擦係數の決め方に就ては物體の運動を目的とする場合は最大値を，靜止を目的とする場合は最小値をとるべき事は云ふ迄もない。摩擦係數は普通物質別に基本均値が知られて居るが最小値は之より小であ

る筈であるから適當に割引きせねばならぬ。岸壁の滑出を妨げる爲の別の手段は壁體を後方に引張する裝置を施すか或は前方から突張りを施す事である。前者は矢板式岸壁に於て後者は棚式岸壁に於て適用せられる。

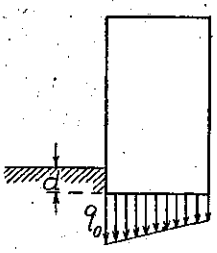
壁體が顚倒するのは總代力の作用點が壁底外に出る場合であつて最も不安定な狀態を示すものであるが然らざる場合にも總代力の作用點が壁底の中央から遠ざかるに從ひ傾き易くなる。彼樣な場合には水平方向の反力即受働土壓，控工の抗張力，突張材の抗壓力竝に鉛直方向の反力即ち基礎の支持力等が夫々の應力に匹敵しうる事によつて傾位に耐へ得るのである。

岸壁は上記の如き安定を保持するのに最も有效に構成せられる事を理想とし之がため荷重と地盤の狀態により數種の形式が工夫されて居る。其等は重力式，棚式，矢板式に大別せられる。其等の形式につき安定保持の力の作用を擧げて見れば重力式に於ては，壁底下の支持力と摩擦力，土の受働土壓，壁體の應力等であり，棚式に於ては杭による支持力，土砂の受働土壓，壁，棚及び杭の應力等であり，矢板式に於ては土砂の受働土壓，控工及矢板の應力等である。

**2. 基礎の安定條件**

基礎が安定を保つ爲には任意の水平斷面に於て其上の荷重に抵抗し得る支持力と摩擦力を有する事及垂直斷面に於て左右の土壓が平衡を保ちうる事が必要である。このうち横方向の安定條件を少しく研究して見たいのである。水平移動に對する弱點は概ね壁底との接觸面であるから此面に於ける摩擦力が充分であれば以下の層は普通安全な筈である。然るに特に軟弱な地層に於ては壁底より下方に於て滑出を見る場合があるから斯樣な心配があるときには最弱の面を假想し其以上の水平力の不均衡に對し其面に於ける摩擦抵抗が移動を防ぎうるや否やを調べて見る必要がある。

圖-5.



重力式岸壁の壁體の根入に就ては壁底に於ける土の平衡條件を考慮せねばならぬ。圖-5 に於て壁底前端の壓力の强さが $q_0$ であるとき其點の土が平衡を保つ爲には受働土壓の强さが能働土壓の壓さより小であつてはならぬ。此關係を Rankin の式で表はし根入の所要深さ $d$ を求むれば

$$d \geqq \frac{cq_0}{w}$$

但し　$d$…根入

$w$…土の單位重量

$$c \equiv \left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)^2$$

$\varphi$…土の息角

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| $c$ の値は | $\varphi$ | 15° | 30° | 45° |
| | $c$ | 0.35 | 0.11 | 0.03 |

上記の關係を Coulomb の式で表はすのは稍疑問の點があるが $p$ を壁底前端に於ける土壓の强さ，$p_0$ を受働土壓の强さとし假想鉛直面に對する $p$ と $p_0$ の傾きは直角より $\varphi$ であると假定すれば

$$p = \frac{q_0 \cos\varphi}{(1+\sqrt{2}\sin\phi)^2}, \qquad p_0 = \frac{wd\cos\theta\cos\varphi}{[\sqrt{\cos\theta-\sqrt{2}\sin\varphi\sin(\varphi+\theta)}]^2}$$

$$d \geqq \frac{q_0[\sqrt{\cos\theta-\sqrt{2}\sin\varphi\sin(\varphi+\theta)}]^2}{w\cos\theta(1+\sqrt{2}\sin\varphi)^2}$$

$\theta$ は根固の傾斜角度であり之が $d$ との關係を見易くするため例をとつて計算すると

$$\varphi=30° \qquad \theta=0 \qquad d \geqq 0.031\frac{q_0}{w}$$

$\theta=-15°$　$d\geqq 0.088\dfrac{q_0}{w}$

$\theta=-30°$　$d\geqq 0.345\dfrac{q_0}{w}$

$\varphi=45°$　　$\theta=0$　　$d\geqq 0$

$\theta=-15°$　$d\geqq 0.005\dfrac{q_0}{w}$

$\theta=-30°$　$d\geqq 0.029\dfrac{q_0}{w}$

$\theta=-45°$　$d\geqq 0.290\dfrac{q}{w}$

上記の例によれば傾斜が增すに從ひ著しく根入を增す必要のある式が了解される。

土留矢板の根入は背面からの土壓に對して前面の受働土壓が耐へうる丈の深さにする。矢板の前面基礎は岸壁の構造によつては傾斜面とする場合があり此場合傾斜角の變化につれ受働土壓が著しく變化することに注意せねばならぬ。

Coulomb の式によれは受働土壓は

$$P_0=\frac{wh^2}{2}\cos\theta\frac{\cos^2\varphi}{[\sqrt{\cos\theta\cos\phi_0}-\sqrt{\sin(\phi+\theta)\sin(\phi+\phi_0)}]^2}$$

但し　　$h$……根入

で示され假に $\phi=30°$, $\phi_0=20°$, $w=1$ を當てはめて見ると

$$P_0=\frac{h^2}{2}\cos\theta\frac{0.75}{[\sqrt{\cos\theta\times 0.94}-\sqrt{\sin(30°+\theta)\times 0.77}]^2}$$

$\theta=0$　　$P_0=3.1\,h^2$

$\theta=-15°$　　$P_0=1.4\,h^2$

$\theta=-30°$　　$P_0=0.4\,h^2$

の如く傾斜が增すと $P_0$ が著しく小となりそれを補ふには根入を增さねばならぬ事になる。故に棚式岸壁或は横桟橋背部の土留に矢板を用ふる場合矢板前の斜面を急にして矢板の長さを減ずる考へ方は疑問であつて斜面の傾斜度と矢板の長さとの關係は個々の場合に就て充分比較研究を要する問題なのである。

### 3. 壁體の質量と地震との關係

一般に物體が地震を受けたとき其質量の大なるほど安定であると云はれて居る。然し乍ら如何なる點に於て安定なのであるか又質量を增す事がどれ程有效であるかを吟味して見ねばならぬ。

圖-6.

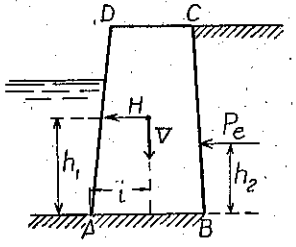



圖-6 に於て ABCD を壁體とし之に水平加速度 $\alpha$ が作用した場合壁體の質量の大小が其安定に及ぼす影響を檢討して見る事にする。

$m$を壁體の質量，$m'$ を浮力とすれば

$$H=m\alpha$$

$$V=(m-m')g$$

壁體の容積が一定の場合には $m'$ は常數であり壁體の容積を變ずる場合には浮力も略比例して變ると見做しうる。前者を $A$ とし後者を $B$ として區別して考へる。

(1) 顚倒に對する安定

$$(A)\qquad K_1=\frac{\text{抵抗モーメント}}{\text{顚倒モーメント}}=\frac{(m-m')g\cdot i}{P_e h_2+m\alpha h_1}=\frac{gi}{\dfrac{P_e h_2}{m}+\alpha h_1}=\frac{m'gi}{P_e h_2+m\alpha h_1}$$

右邊第 1 項は $m$ が大なる程大となり第 2 項は $m$ が大なる程小となるから $K_1$ は $m$ が大なる程大である。

(B) 此場合は $m'\fallingdotseq Cm$　　$C$……常數

$$\frac{1}{K_1}=\frac{P_e h_2+m\alpha h_1}{(m-m')gi}=\frac{\dfrac{P_e h_2}{m(1-C)}+\dfrac{\alpha h_1}{(1-C)}}{gi}$$

右邊は $m$ が大なる程小なる式を示し從つて $K_1$ は大となる。

(2) 滑出に對する安定

$$(A)\qquad K_2=\frac{\text{滑出抵抗力}}{\text{總代水平力}}=\frac{(m-m')g\cdot f}{P_e+m\alpha}=\frac{gf}{\dfrac{P_e}{m}+\alpha}=\frac{m'gf}{P_e+m\alpha}$$

右邊第 1 項は $m$ が大なる程大となり第 2 項は $m$ が大なる程小となるから $K_2$ は $m$ が大なる程大となる。

$$(B)\qquad \frac{1}{K_2}=\frac{P_e+m\alpha}{(m-m')gf}=\frac{\dfrac{P_e}{m(1-C)}+\dfrac{\alpha}{1-C}}{gf}$$

右邊は $m$ が大なる程小となる事を示し從つて $K_2$ は大となる。

(3) 沈下に對する安定

壁底に於ける壓力の分布に就て考へれば總代力の作用する位置と $A$ との距離を $a$ とすると

$$(m-m')gi-m\alpha h_1-P_e h_2=a(m-m')g$$

$$(A)\qquad a=i-\frac{\alpha h_1}{g\left(1-\dfrac{m'}{m}\right)}-\frac{P_e h_2}{(m-m')g}$$

右邊第 2 項及び第 3 項は $m$ が大なる程小となり從つて $a$ が $i$ に接近する。換言すれば支持力の分布が平均化されるので安定がよくなる筈である。

$$(B)\qquad a=i-\frac{\alpha h_1}{g(1-C)}-\frac{P_e h_2}{m(1-C)g}$$

右邊第 2 項は常數であり第 3 項は $m$ が大なる程小となり從つて $a$ が $i$ に接近する。

壁底に於ける壓力の强さに就ては壁體の質量が增す程大となるから安定上不利になり勝である。

上記の檢討によつて壁體の質量を增す事は基礎の支持力が充分大なる事を前提とすれば安定上有利であると云ふ結論に達した。

壁體の質量を增す事によつて安定を增大せしめんとする考へ方は重力式岸壁の場合であり此種の岸壁に於ては壁體の重量が大なる結果底面に於ける摩擦力も大となり之によつて水平外力に耐へしむる構造となつて居る。然るに地震による水平外力の增加に對しては抵抗しきれぬ場合が起るために其對策として壁體の質量を增す事が一應考へられるのであるが其事がどれ程有效なりや否やが問題である。壁體の容積を一定とし材料の比重を變へる事により質量を增す場合を考へれば

$$\frac{1}{K_2}=\frac{P_e+m\alpha}{(m-m')gf}=\frac{P_e}{(m-m')gf}+\frac{\alpha}{\dfrac{(m-m')}{m}gf}$$

なる式に於て $m'=1$ とし $m$ を 1.5 から 2.5 迄變化せしめて比較すれば $m$ の增加により $(m-m')$ は夫に比例して增すが $\frac{m-m'}{m}$ は增加率が少い。例へば表-6 に示す通りである。

表-6.

| $m$ | $m-m'$ | $\frac{m-m'}{m}$ |
|---|---|---|
| 1.5 | 0.5 | 0.333 |
| 1.7 | 0.7 | 0.412 |
| 2.0 | 1.0 | 0.500 |
| 2.5 | 1.5 | 0.600 |

卽壁體の質量を增す事は土壓に對する抵抗を增すのに有效であるが，壁體自身のうける水平加速度に對する抵抗力の增加は微小である事を知るのである。

壁體の比重によらず容積を增す場合を考へれば $m$ の增加は $m'$ の增加を來し從つて滑出抵抗を增さんとする效果は一層輕減せられる筈である。實際問題としては壁體材料の比重を增す事は適用困難な場合が多く容積を增す方法が考へられるのであるが容積を增しても地震力に對してはそれ程滑出抵抗力を增し得ぬ事を認めるのである。

### 4. 滑出抵抗

壁體が水平力を受けて前方に滑出せんとする事に對し抗力としては壁底に於ける摩擦，壁前の土壓，補助材の添加による應力が考へられるが之等の抵抗力を增す方法としては，(1) 壁體の重量を增すこと，(2) 壁底に於ける摩擦係數を大ならしむる事，(3) 根入を大ならしむる事，(4) 壁底を後方に傾斜せしむる事，(5) 前面根固を强くする事，(6) 壁を前方より抗壓材にて支持すること，(7) 壁體を控工を以て後方に引付ける事等が考へられる。

(1) 壁體の重量を增すには比重の大なる材料を用ふるか壁體の容積を增すかによるのであるが何れも工費が增加する割合に效果が薄く殊に地震の作用に對して有效でない事は前節に說明した通りである。

(2) 粗石を敷均した上にコンクリート塊を載せたものゝ摩擦係數は通常 0.6 乃至 0.7 と見做されて居る樣であるが筆者が模型實驗を試みた範圍では 0.4 乃至 0.6 を示しコンクリートの面が平滑な場合には摩擦係數は 0.4 に近いものと考へられる。之では岸壁の經濟的設計は困難であらう。故に面を粗にすることが絕對に必要である。其方法は壁底の全面に小なる凸凹を附するか又は稍大なる凸凹を數箇所設けるかである。此場合に壁底の凸凹に應じて基礎面を仕上げるのに工夫が要るし夫れだけ施行が複雜になるのは已むを得ない。

(3) 根入を或程度大ならしむる事は壁底前端下方の土砂の安定上必要であり又抵抗土壓を增す事にもなる。從來の設計では此點を稍等閑に附した風が見える。然し乍ら之も程度の問題であり根入のみによつて滑出を防止することは不經濟になり易い。滑出抵抗を增す爲には壁體全部の根入を深くする必要はなく壁底の一部を下方に突出せしめれば足りる。突出の位置は壁底の前方よりも後方に近い方が有效と思はれる。斯樣な突起を設けることは基礎捨へ其他が複雜となるがそれだけの效果がある。

(4) 壁底を後方に傾斜せしめる事は其角度だけ摩擦角を增す譯であるが傾斜が多ければ種々なる不便を伴ふため滑出に耐えるだけの傾斜を附する事が適當なりや否や疑問である。壁體が沈下のため前傾する傾向がある場合には水平より稍後方に傾斜を附して据付ける事は合理的であらう。

(5) 前面の根固を强くすることは洗堀による危險を防止するためにも滑出抵抗を增すためにも有效である。但し表面に粗石又はコンクリートを用ふる場合には船底の接觸を避けるため水深に充分な餘裕をとつて置く必要がある。

(6) 壁體を斜材を用ひて前方から支持する方法は棚式岸壁に適用される。基礎杭を用ふる場合に其一部を斜に打込んで同樣な働きをさせる場合もある。

(7) 壁體を控工により後方に引付ける方法は矢板岸壁には不可缺であるが其他に於ては特別な場合に限られる。例へば重力岸壁の完成後其安定を增す必要を生じた場合の如きである。此場合控工の應力は水平總代力を控工と

壁底とに按分してそれに應ずる强さを持たせるのが普通であるが，壁體が沈下すれば其爲に張力が加はり之に耐へるだけの强力なものにすることは殆んど不可能と思はれる。故に此方法による重力岸壁の補强は基礎が强固ならざる限り信頼し得ない。

壁底の後方に豫め控工を設くる事は滑出抵抗を增す上に極めて有效である事が松尾春雄氏の模型實驗により確認されて居る。此方法によれば壁底に突起を設けるよりも施行に便利であらう。但し壁と控工との沈下が不等になり易いから壁體又は控工に無理が生ぜぬ爲の用意が必要である。

### 5. 土壓の輕減

壁體に作用する土壓輕減の方法としては裏込に適當な材料を用ふる事と背部に棚を設け其上方の荷重を支へる事とが考へられる。

(1) 繫船岸の背面には埋立に用ふる土砂よりも別の土石類を裏込として使用するのが普通である。裏込に用ふる土石類は單位重量がなるべく小なる事換言すれば比重が小で空隙率の大なるもの，內部摩擦角が大なる事，風化等のために崩れる懼れのない事，排水良好なる事等が良いとされて居る。實例では粗石，土丹塊，砂利，砂等が多く用ひられて居り粘土質のものは水中に於て摩擦角が著しく減少し易く又崩れる懼れがあるために不適當と考へられて居る。然し乍ら土壓の大小は土砂の內部摩擦角ばかりでなく粘着力が影響するものであり特に地震時の崩壞に就て見れば充分緊結されて落ち着いた土砂に比し砂利，砂等は悪い結果を示す樣に思はれる。裏込材料の性質或は其等の配合に就ては尙研究を要すると思ふ。

裏込の量と其形に關しては松尾氏の實驗報告によつて原則が明かにされて居る。卽壁體に働く土壓の大さは壁底よりの正土壓崩壞面と壁後面との間に存する裏込の量により支配せられると云ふ事である。施行の難易と併せて考究すべき問題であらう。

(2) 背部に棚を設け其上の荷重を支持せしめる事により下方の土壓を輕減する事が出來る。此場合壁體に及す土壓は棚の位置と大さに左右されるものであり，棚の位置と大さは棚の强度及び支持力に影響し且つ施行上の難易を生ずるから之等の釣合を考へねばならぬ。

棚の位置は施行の便宜上干潮位以上に置くのが普通であり之より下方に設くる方が土壓の輕減には役立つが荷重を支持するための構造上の困難が加はる。棚の幅に關しては土壓の輕減に有效な樣に決める必要がある。

圖-7.

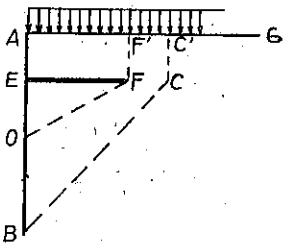



圖-7 に於て AB を壁の後面 EF を棚とし AG 面上に上載荷重 $q$ が等布された場合を考へる。AE 面に對する土壓分布は棚に無關係である。EB 面に就ては EF 面以上の土と $q$ とを上載荷重と考へ EF 面以下の土壓を求めればよい譯であるが棚があるために其影響を考へねばならぬ。卽 F から土の息角に等しい傾斜で FO を求め EF 面に於ける上載荷重による土壓の分布は OB 間に一樣に働くと考へる。崩壞面 BC は △EBC と □FF'CC'+$q$×FC との土壓合計が最大なる如く選定する。此處に注意すべき事は上記の崩壞面は EF 面以下のみを考へて土壓を最大ならしむべき崩壞面とは異る事である。從つて FB を結ぶ面が EF 面以下の崩壞面に一致せしむる如く EF を決定しても EF 面以上の荷重が EB 面に土壓として影響しないと考へる事は適當でない。實際問題としては EF を非常に大きくとる事は不經濟であり效果が增すと限らないから設計にあたつて比較研究の上決めねばならぬ。

## 3. 棧橋構造

棧橋に於ては載荷重は床組と橋脚とによつて支持せられ土壓の影響を受けぬのが原則である。棧橋の背面を埋立てる場合にも土留壁を設けて土壓を支へ棧橋には土壓の影響が全くないか又有つても僅少に止まるのが普通である。從つて岸壁の場合に述べた外力の內土壓を除外した諸力に對し安定を保つべき構造が要求せられる。故に棧橋に於ては鉛直荷重を支へる爲の床構及び橋脚と水平荷重に對する部材の配置を必要とする。

棧橋に加はる水平力の作用點は橋脚の上端以上に當るのが普通であり直立の脚柱に對しては壓力及張力を及ぼすのみならず大なる曲げモーメントを生ぜしむる。棧橋の骨組がラーメンである場合には床構の剛性を大ならしむる事により脚柱に生ずる最大曲げモーメントを輕減しうるが，それでも相等大なる應力を生ずるから脚柱は比較的大なる斷面を必要とする。之に反して斜材を用ひて水平力を傳へる方式では脚柱の斷面は比較的小ならしめ得る。斜材は抗壓材を基礎地盤より建て，脚柱の上端附近に取付ける方法と各柱を斜材で連結し結構とする方法と二樣ある。前者は支間が長く從つて强度が大でなければならず且軟弱な地盤では完全に働き得ない。後者は確實な方法であるが水中で部材の連結をするために施行の困難がある。之等の適否は外力の大さ橋脚の材料施行方法等によつて其場合に應じて比較すべきである。

## 4. 構造形式

### 1. 形式の分類

繫船岸は之を築造すべき場所の地形地質，材料選擇の範圍，施行技術の程度等により地方的にも時代的にも夫々に應じた構造が考へられ種々なる形式が發生し之が又慣習ともなるに至つた。之等は岸壁，棧橋，浮棧橋に大別され更に次の樣に分類される。

(1) 岸　　壁

イ) 重力式

場所打コンクリート……(例) アントワープ，リバプール

方塊積……(〃) 新潟，マルセイユ

中空方塊積……(〃) 横濱，ハリファクス

井筒……(〃) 尾道，グラスゴー

函塊……(〃) 神戸，ビクトリア，コペンハーゲン

L型塊……(〃) 横濱，下關

ロ) 棚式……(〃) 横濱，ハムブルグ，ロッテルダム

ハ) 矢板式……(〃) 大阪，名古屋，伏木

(2) 棧　　橋

比較的細き脚柱を多數用ふるもの……(〃) ニューヨーク，シアトル

圓筒脚柱を用ふるもの……(〃) 横濱，ロンドン，サンフランシスコ

大なる橋脚を用ふるもの……(〃) 神戸

(3) 浮棧橋……(〃) 高松，今治，リバプール

## 2. 形式決定の一般的考察

繫船岸を築造せんとするに當つては先づ其形式を決定するため利用上竝に施工上の必要條件を考察し之に適應せしめねばならぬ。利用上の條件としては (1) 繫留すべき船の種類と大さ, (2) 取扱ふべき貨客の種類と數量, (3) 積卸し設備, (4) 使用期限, 等が考へられ施工上の條件としては (1) 地盤の地質, (2) 水深及潮差, (3) 津浪, (4) 使用材料, (5) 勞力供給の難易, (6) 工事用船舶機械其他の設備, (7) 場所の制限, (8) 施行期限, 等が考へられねばならぬ。之等の條件中主要なものについて少しく說明を加へたい。

(1) 配置の關係

突出埠頭を設くる場合に埠頭の幅の大小によつて全體を棧橋構造とするか, 兩側に岸壁又は片棧橋を築造し內部を埋立てるか其優劣を比較すべきである。

(2) 上載荷重

上載荷重の大なる場合には一般に岸壁を適當とする。但し矢板岸壁では上載荷重を杭等で支持し矢板に及ぼす土壓が過大とならぬ樣特別の注意を要する。

(3) 地盤の地質

地質の如何は構造を支配する重大な要素の一つである。地盤が充分な支持力を有する場合には形式は殆んど自由に選擇し得る。但し堅硬なために杭又は矢板を打つ事の出來ぬ場合は其爲の制限は受ける。問題は地盤が軟弱な場合に多い。上層が軟弱でも下層に强固な地層があれば上層を砂礫等で置き換へるか或は杭を打つて下層に達せしめる事により相當の支持力を持たせ得るから重量の大なる構造とすることも可能である。然し土砂を置き換へ得る厚さには限度があり杭の長さが大となれば構造上からも經濟上からも不適當になるから支持すべき荷重と睨み合せて制限すべき事は云ふ迄もない。從つて此樣な場合には重力式よりも棚式を可とし或は棧橋式がよい場合もあらう。强固な地層に達する事が困難な場合にはなる可く輕量な構造とすべきであり又荷重の制限を必要とする場合もある。

(4) 水深及潮差

水深が大となれば輕易な構造では間に合はなくなる。又潮差が大なる所では繫船岸の全高が大となり又荷役に不便を來す事になる。斯樣な場所には船の大さ及び貨客の種類によつては浮棧橋が適當となる。

(5) 波　浪

港內の模樣によつては多少の波が當る事は免かれないので斯樣な場所に設くる繫船岸は波をかぶつたり飛沫を浴びたりする事の無い樣にせねばならぬ。岸壁の前面に凹凸がある爲に波が激して飛沫を生ずる事は避けねばならぬ。片棧橋では床下の空氣の壓力が急激に變化し惡影響を及ぼす事がある。波を遮斷せぬ樣棧橋式とするのが當適な場合もある。

(6) 重要性と存置期間

利用價値の大なるもの程構造を堅固にし高度の安全性が望まれ存置期間の永いもの程耐久性が要求せられる。一般に重力式岸壁は强度に於ても耐久性に於ても秀れて居るが地質によつては棚式岸壁或は棧橋を可とする事もある。矢板岸壁は築造するにも撤去するにも比較的容易であるから將來改築が豫想せられる樣な場所には最も都合がよい。

(7) 貨物の種類

貨物の種類と數量, 置場の面積, 積卸し設備如何等によつて繫船岸の長さ, 配置, 耐荷力等が左右せられ之によ

つて構造の適否が生ずる。一定の特殊貨物に限られた繫船岸は其荷役に適當なる樣配置と構造を考へればよい。

### 3. 諸形式の得失

(1) 岸　壁

岸壁の構造は土留擁壁であるから前方からの外力に對し抵抗が大であるが其反對の外力に對して安定を缺き易い。壁體の安定が確保せられる場合には背面は土砂を以て埋立てるのみで埠頭用地が得られ其面積及上載荷重に對する制限も比較的少い事が特長である。

重力式岸壁は質量大なるため地盤に及ぼす壓力が大となり特に地震の作用を受けた場合前方に傾き或は滑出する傾向の多い事が短所であるが前方からの衝撃に對し强固であり又耐久性が大なる事が長所である。重力式の內構造別にすれば,

場所打コンクリート——壁體を陸上作業で築造し得る場合にのみ適する。單塊となし得る事,必要な形狀となし無駄の無い事等が長所である。

方塊積——作業設備が比較的小規模で足りる。各方塊の結合が不完全であるから一體として働くのに困難がある。但し壁の全幅に當る方塊を用ひ得れば其缺陷を著しく緩和し得る。施行は比較的容易で適用範圍が廣い。

中空方塊積——操作重量を輕減し得るから比較的大なる塊を用ひ得る事,中詰コンクリートを施行し上下の結合を良好ならしむる事,基礎捨への面積を減じ得る事,基礎との結合を良好にし得る事等の長所を有する。作業は方塊積に比し複雜であり又水中コンクリートの施行が完全を期し難いのを難點とする。

井　筒——根入が大であるから滑出の憂なく又所要の支持力に達せしむるのに確實性がある。作業は手數多く壁體の容積も大となるため施行に時日を要するのと工費の割高となる事は免かれない。

函　塊——壁體が一體として働くから方塊積に比し堅固である。函塊自體の浮力によつて浮游運搬せしめ得るから作業が比較的容易である。大規模の設備を要すること及据付箇處迄の運搬に必要な深さの水路を用意せねばならぬ事等の爲に小規模の工事には適用困難である。

L 型 塊——重力式岸壁中最も合理的な形態である。函塊の浮游のために擁壁としては不必要な部分が存するがL型塊では此の不利を除きうる。浮力に乏しいから取扱上の制限をうけるのは已むを得ない。小岸壁には屢々用ひられ大岸壁でも浮揚裝置を用意しうる場合には適當である。

棚式岸壁は上部のみ重力式壁體を設け之を杭群で支持するのが基本形式であるが壁高が大となれば後方迄棚を設け之等を杭群で支持し又土留のため矢板を併用する事になる。從つて其構造は岸壁と棧橋の折衷であり又重力式と矢板式の併合とも云へる。重力式に比し輕量な事,滑出に對する抵抗を得易き事等が特長と見られる。陸上に於て岸壁を築造する場合には施行が容易であり又堀鑿を最小量とし得る長所がある。水中作業では構造が複雜なため工事費は比較的多くなり易い。地盤の堅固ならぬ所に適用さる可き一つの形式である。矢板は前面に設くるのと棚の後端に置くのとあり,前者に於ては杭群は土砂で包まれるので蟲害を避ける事が出來るが矢板の長さは大となる。後者に於ては矢板の長さは減じうるが杭が海水に露出するため蟲害に犯されぬ材料を用ひねばならぬ。

矢板式岸壁は背面土砂を保持するための最も簡單な形式である。施行が容易であり設備を要することも少ないのが特長である。耐荷力及衝撃に對しては他式に劣る。耐久力は重力式より少ないが實用上大なる支障は認められぬ。耐荷力を增すために背部に棚を設け,或は衝撃に耐へしむるために上部に稍質量の大なる壁體を置く場合があるが之等は棚式に類似する譯である。矢板の材料は鋼又は鐵筋コンクリートを普通とする。後者は鋼に比し廉價であるが重量大となるため取扱に不便なのと繼手が不完全になり易い缺點があり,小岸壁以外には適しない。

鋼矢板は取扱に便利であり繼手も良好であるが斷面の强さに限度があり水深が著しく大となれば適用し難い。

(2) 棧　橋

棧橋は床構と支柱とによりて構成され從つて質量の大なる壁及土砂を用ひぬから最も輕量であり從つて地盤の强固ならぬ場所に適用し得る。其構造は他の形式よりも複雜であり又荷重を直接支持せねばならぬから概して工費は割高となる。耐荷力が少なくてよい場合には輕易な構造で間にあはせるのに適當な形式である。脚柱が鐵材より成るものは可撓性を有し船を損傷せしめぬ利益があるが高價な事と剛性に乏しいのを缺點とする。脚柱に比較的小斷面の鐵筋コンクリート柱を用ふれば作業は容易であるが剛性に乏しく弱點を生じ易い。稍斷面の大なる筒形の脚柱が棧橋式では最も信頼し得る構造として適當であらう。更に容積の大なる橋脚を用ふれば剛性を大となしうるが不經濟となり易い。

(3) 浮　棧・橋

靜穩な水面でなければ安全を期し得ない。潮差が大なる場合やむを得ず用ふ可きものであらう。耐荷力の小なる事と動搖し易い事が缺點である。客の昇降を主たる目的とし，他の繫船岸築造に困難な場合に用ひて便利な事がある。浮函は鐵又は鐵筋コンクリートで造るのが普通であるが後者の方が耐久力に於て優れて居り工費も低廉である。

## 5. 本邦に於ける繫船岸構造の變遷

本邦に於て港の修築が稍大規模に施行される樣になつたのは明治の中頃以後の事で歷史は極めて新しいのであるが文化施設の急激な發展を見た時代にあつて築港技術に於ても顯著な進歩の跡を認め得ると思ふ。本船を繫留する爲の繫船岸に就て大體の變遷を通觀するならば初期のものは鐵造の棧橋が多く橫濱，名古屋，大阪，釜山の棧橋が其例である。其次に岸壁では方塊積棧橋ではムーシェル式が行はれた。神戸，橫濱の稅關埠頭，大連，新潟が前者の例であり釜山棧橋，橫濱棧橋擴張部，大阪住友埠頭が後者の例である。鐵筋コンクリート構造が普及されたのは大正以後であり大正 8 年頃から岸壁と云へば鐵筋コンクリート函塊を主體とするのが普通と見られるに至つた。長崎，橫濱，神戸，大連，清水，敦賀，門司等に實施されたのも此構造である。一方に於て鋼矢板の使用が種々なる利便を有するために諸所に鋼矢板岸壁が築造された。其他軟弱地盤に對し或ひは耐震構造等につき研究が積み種々なる形式が採用されると共に工法についても工夫をし，細部構造の改良が施される等構造學上興味ある進歩を見つゝあるのである。今之等を棧橋，大岸壁，小岸壁に分けて少しく說明を加へようと思ふ。

### 1. 棧　橋

本邦に於て大船を橫つけする爲の最初の繫船岸は橫濱の大棧橋であらう。之はパルマーの設計により明治 27 年に完成したものであるが其脚柱は外徑 12 in，厚 $1\frac{1}{8}$ in の鑄鐵管を用ひ之を 15 ft 間隔に配置し下端には夫々直徑 5 ft の螺旋杳をはかせてある。脚柱は床桁によつて水平に連續されて居る外 2 段のブレーシングを施し水平外力に備へてある。橋面は厚板張である。其後棧橋の擴張工事が施行された際には脚柱に直徑 6 in の丸鋼を使用した。大阪の棧橋と敦賀の橫棧橋にも脚柱に丸鋼が使用された。之等の棧橋は何れも地盤の軟弱な箇處に設けられた事は判斷に苦しむが初期のものが一樣に斯樣な方式によつて居る事は當時の技術が極めて小範圍に限られて居た例證と見られるのである。コンクリートが築港工事に使用せられ鐵筋を挿入する事が考へられてから，ムーシェル式なる脚柱が用ひられた。多くは數本の基礎杭の上に鐵筋コンクリート圓筒柱を建込み之を上部で連續したもので，杭群の頭部を圍んで無底函を冠し其中に圓筒柱を建て間隙に水中コンクリートを施して杭と柱との連結

圖-8. 11m 棧橋（横濱）

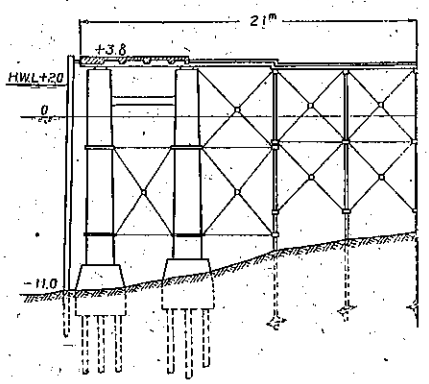
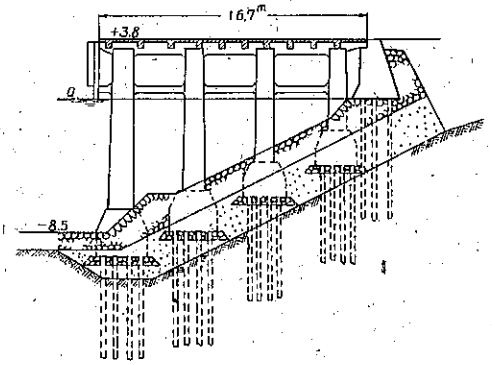
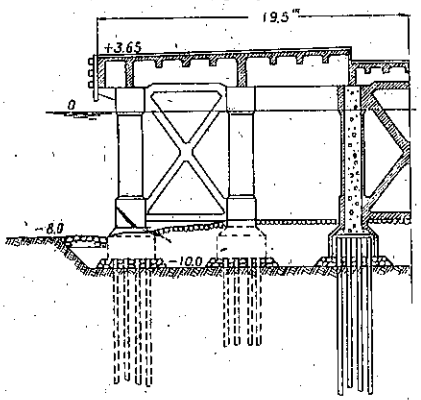



圖-9. 8.5m 横棧橋（大阪）




を圖つて居る。この式は横濱と釜山で鐵柱と併用して試みられた外大阪の住友棧橋に採用せられた（圖-8, 9 參照）。鐵柱に比し剛性を增し得る事が特長である。此式の缺點は作業が複雜であり工費が嵩むことと横方向の綾構が不完全になり易い事である。杭群を包んで無底函を据付ける事，其中に圓筒柱を建て込む事は可なり厄介な作業であり圓筒柱は他に支へるものが無ければ獨立して居ないから之を數本建込んで連續する迄の操作は容易ならぬものである。杭と柱との連結の爲に杭頭は底面より突出せしめるのであるが水中コンクリートを施行する場合障害と爲り易すくコンクリートが不完全になる處が多分にある。之等の點を改良するため最近考案されたのが所謂筒構であり數本の筒柱を組合せ之等を完全に連續したものである（圖-10）。之は据付けさへすれば自立出來るし數本の筒柱を充分綾構で結合し得るから構造上も合理的なものとなり作業も容易になし得る。筒柱の下部は擴大して杭を包むに適せしめ無底函を省略したのも良い點であり之によつて作業を單純ならしめるばかりでなく筒内にコンクリートを打つ場合壓縮空氣を用ひて水を排除する途が開けた。筒構の柱の數は 3 本を理想とするが床組の便利から 2 本又は 4 本とするのが普通である。ムーシェル式の据付に要する設備は稍強力な起重機船で足りるが筒構の場合は運搬据付の爲にフロートを用意せねばならぬ。從つて稍規模の大なる工事でないと經濟的施行が困難である。ムーシェル式にしても筒構にしても中空の柱を主體とするものであり從つて柱の太さは充分大にとり得るから柱自體の剛性は大となり支柱として適當な寸法をとり得る。又操作に際し或程度自體の浮力を利用し得る事と基礎杭を柱下に集中する爲に效果的な場合が多い事等は長所であらう。

圖-10. 8m 棧橋（横濱）




鐵筋コンクリート杭を脚柱とする棧橋は四日市と伏木に其例があるが何れも横棧橋である。横方向の剛性が保證し得ない事と基礎の軟弱な層が厚く長大の杭を要する場合には適しない事等の理由で輕易なもの以外には適用される場合が少い樣である。

函塊を橋脚としたものは横濱，清水，小樽，神戸に其例がある。横濱と清水とのは震災復舊工事に當り特別の事情から岸壁を横橋に改造したものであるが神戸と小樽とのは始めから此方法を採つたのである。小樽の函塊は圓筒形であり波の激化を避けるため岸壁の換りに棧橋としたものである。函塊が同箇處の他の工事に使用される如き

場合には設備の都合上此式が便利な事もあらう。此式の缺點は上部の橋體に多くの工費を要する事であり尙橋脚としても必要以上の容積を空費する傾向のある事である。

## 2. 大岸壁

乘客を主として取扱ふ繫船岸の時代から重量貨物の荷役に供する繫船岸を必要とする時期になつて最初に築造されたのが方塊積岸壁であつた。之等は地盤の堅固な箇處を選んで入念に施行された。例へば横濱では土丹岩の地層を切均し場所詰コンクリートを施行して基礎を作つたのであるが之等の作業には空氣潛函を用ひた。使用した方塊は 12 噸である（圖-11）。神戸，大連，新潟に於ても方塊積岸壁が築造された。

鐵筋コンクリート函塊を初めて使用したのは大正 8 年と思ふが方塊積に比して安定が得易い爲地盤の良否に關せず盛に用ひられる樣になつた。神戸，門司，長崎，清水，横濱，大連，敦賀等の新埠頭には殆んど函塊を採用した

圖-11. 10.5 m 岸壁（横濱）

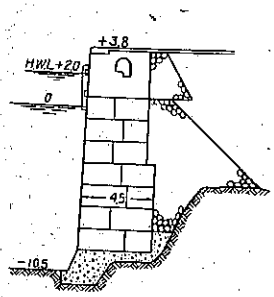



圖-12. 12 m 岸壁（神戸）

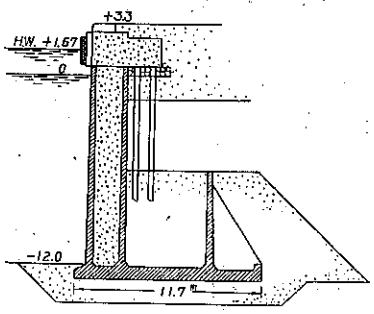
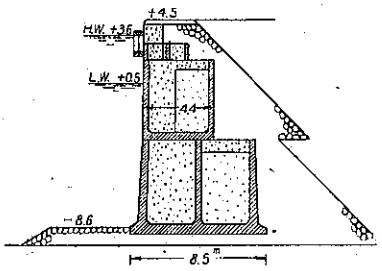
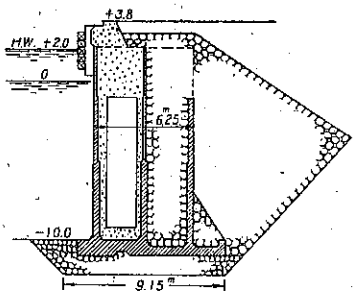



圖-13. 9 m 岸壁（長崎）




（圖-12, 13, 14）。函塊岸壁の長所は壁體の主要部が一體をなして居る事であるが函塊の重量が大であり其操作に支障なからしむる爲種々な制限を受けるので岸壁の構成に適する形狀なり構造とする事が理想的には行かぬのである。之を出來得る限り合理的にしようとして種々なる形が試みられた。詳しく云へば此式の壁體は函塊と其中詰から成つて居り函の壁の厚さは浮揚せしむるために薄くせねばならぬから中詰と協力して强度なり耐久性なりを保持せしむる建前となつて居り從つて中詰にはコンクリートを用ひ函の外壁が損傷した後も壁體の用をなさしめる樣でなければならぬ。函は數箇の隔壁によつて數室に分たれて居り函壁が損傷して壁體の役をなさなくなると考へられるのは主として前面の壁に關する事であるから前面と側面の壁に沿つた室內をコンクリートで塡充し他室は砂礫の類で間に合はせるのが普通である。之を一層徹底せんとし前面と側面の壁に沿つて比較的薄いコンクリートを施行し殘餘は砂礫をつめる方法を採つたものも見受けるが函壁と中詰コンクリートが密着する事は期待できないから其效果に疑問を附せざるを得ない。斯樣な目的のためには前室內の中詰コンクリートが壁と密着しないでも壁體としての效用をなし得る丈の形なり厚さなりを持たせる必要があらう。例へば横濱港の函塊岸壁では前室に圓筒形の中詰コンクリートを施し中心を空にした如き方法を試みた。又前室の幅を比較的せまくして中詰コンクリートの量を必要な限度に減じようと云ふ方法は神戸の岸壁に試みられた。函塊は浮揚時の安定から云へば前後左右に對照の形を取る事が望ましいのであるが壁體として有效な斷面にするには L 型に近いものが合理的である。之が爲に後側の壁の全部又は一部を省略し或は底版を特に擴大して扶

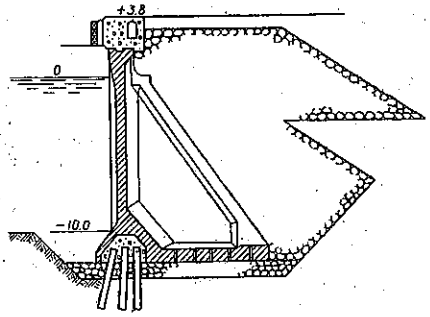
圖-14. 10 m 岸壁（横濱）



壁をそへる等の事が考へられる。神戸，横濱，清水の例がそれである。之等のものは浮揚時壁の換りに假枠或ひは假蓋を取付け又函の重心を適當な位置に置く爲の考慮が拂はれて居る事は云ふ迄もない。倘函塊の外周は普通直面であるが各隔壁を支點として弧形にしたものが横濱及清水で用ひられた。之は浮揚時の水壓に對して最も經濟的斷面を與へんとするものである。

函塊は方塊積と違つて一體性をもつて居るから多少の不同沈下にも耐え得ると云ふので稍軟弱な地盤にも使用された事は既に述べた通りであるが其爲に基礎工事に多少の進歩を見たと云ひ得る。最初の内は海底の軟弱な地層を良質の砂礫類で置換へる事が唯一の方法であつた様である。

圖-15. 10 m 岸 壁（横濱）




當時に於ては其礎杭は耐久性に懸念を持たれて居り其後經驗を積んで海水の流通を阻止した土砂中では木材に蟲害の心配が無い事が認められてから始めて杭打基礎を用ふるものが多くなつた様である。此場合杭頭は完全に一平面に切揃へる事が望ましいが之は困難なので壁體を直接杭に載せず粗石層を置いて間接に支持せしめたものもある。杭の效果は荷重を下部の堅固な地層に傳へるのみでなく摩擦による支持力もあり又地盤の改良にも有效な場合がある。

斯様に函塊式岸壁に就て種々なる研究が試みられ，結局函自體の浮力による浮揚を建前とするものに就ては大體行く所まで到達したかの觀があつた。然るに浮揚は操作の一階程であり一時的の用途に過ぎないのであるから壁體として最も有效な形狀たらしめる事が理想でなければならぬ。此意味に於て浮揚設備を別に用意した方が全工事の經濟化を圖り得るならば別の形が採られてよい譯である。其實例を最近の横濱港及下關港の岸壁に見る事が出來る（圖-15）。之等は L 型で前趾に杭打基礎を施し壁體と杭とが完全に連結し得る如き構造となつて居る。

重力式岸壁が上述の様な變遷をたどつて居る一方に於て昭和の年代に入つてから鋼矢板の岸壁が諸々に設けられた。初めの間は鋼矢板の海中に於ける耐久性が疑問とされ，極めて輕易なもの又は假設物に限られて用ひられた

圖-16. 9 m 岸 壁（大阪）

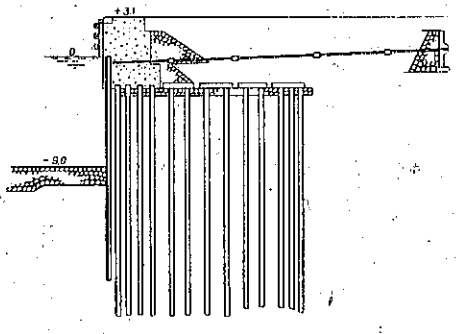
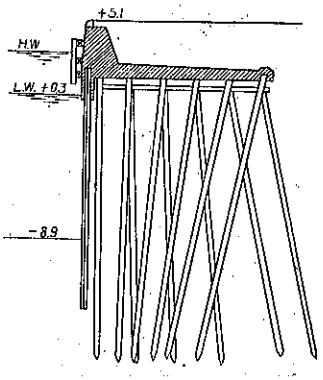



圖-17. 9 m 岸 壁（名古屋）




が施行が簡易であり短期間に築造し得られる等の點から廣く用ひられるに至つた。其多くは比較的重要でない岸壁に用ひられたのであるが大阪と名古屋では主要な岸壁の築造に使用した。此等の港では地質の關係から重量の大なる岸壁が不適當なために矢板式或は棚式を採用した（圖-16, 17）。矢板の上部は干潮面以上を全部コンクリ

ートで被覆し海水のため蝕され易い部分を保持する事に意が用ひられて居る。

岸壁構造に就て吾々が根本的に再考を要した問題は堅固ならぬ地盤上に設けた岸壁に及ぼす地震の作用である。特に重力式にあつては其影響が極めて大であり耐震的構造の困難なるを思はしむるに至つた。結論を云へば重力式岸壁は堅固な地層に限る可きものと云ふ事である。

### 3. 小岸壁

小岸壁中には通常物揚場と稱するものも包含して述べる事にする。小岸壁は全高が小であるから土壓其他の外力が小であり大岸壁に比し壁體の安定を得易く且斷面が小であるから作業に當つて重量物取扱の困難も少ない。

初期に於ては石積の簡易な構造が多かつたが前面の勾配を直立に近いものとする要求が增してから方塊積, L型塊, 矢板等を用ふる事になつた(圖-18～21 參照)。岸壁の天端は後方地盤よりも低くし斜面又は階段で取付けるのが普通であり之は艀等の小型船を繫留した時高低差を少なくし荷役に便利な樣にする爲である。然るに荷役に機械を用ふる場合には其高低差は餘り問題でなく寧ろ斜面や階段が運搬の邪魔になるので之を廢し岸壁の天端を後方地盤高に一致せしむるのが適當であり機械設備が豫想される箇處では斜面又は階段を設けぬ方式を採るのがよいとされて居る。

圖-18. 1.6 m 物揚場（鹿兒島）

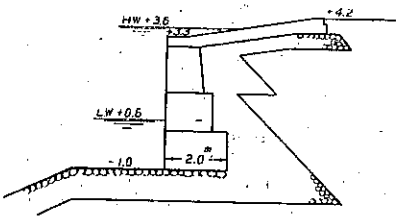



圖-19. 3 m 物揚場（土崎）

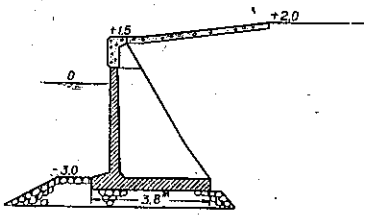



圖-20. 2 m 物揚場（土崎）

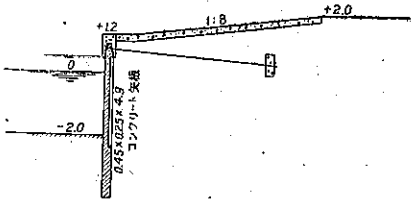
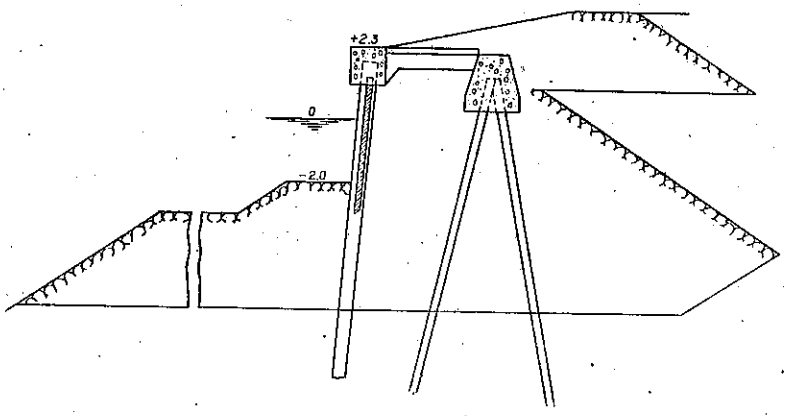



圖-21. 2 m 物揚場（橫濱）




## 6. 繫船岸の災害

繫船岸が破壞するのは設計施行等の不備によるよりも不慮の災害によるものが多い事は事實である。然し乍ら災害で破壞した場合でも詳細に調査すれば其構造に何等かの弱點があるのであるから其缺陷を探求して之が對策を考究することは極めて有益な事である。繫船岸が破壞した實例としては大正 12 年 9 月 1 日關東地方地震の

爲の横濱港に於ける岸壁と棧橋，昭和 5 年 11 月 26 日駿豆地方地震による清水港岸壁，昭和 9 年 9 月 21 日阪神地方風水害の際の大阪港棧橋，昭和 10 年 7 月 11 日靜岡地方地震の爲の清水港岸壁等が主なるものである。

横濱港に於ける其當時の震度は 0.4 以上と推算されて居り殆んど總ての建造物が大破したのであるから繫船岸を破壞したのは當然であらうが岸壁の大半が倒壞し棧橋は大破した。岸壁は大部分土丹盤上に方塊を積疊した構造であり倒壞の原因は沈下によるよりも方塊の滑出によるものが多い樣に認められた。卽基礎が堅固なため沈下は少なかつた箇處でも震動を受けて上方から漸次方塊が前方に滑り出し其甚しいものは安定を失つて倒壞するに至つたものである。方塊積では地震の震動により各個が別々に動いて一體として抵抗する丈の構造でない事を示して居る。棧橋の中央部は鐵造脚柱の上に鐵桁を縱横に架したものであり兩側部の橋脚はムーシェル式鐵筋コンクリート脚柱と鐵造脚柱との組合せから成つて居たが地震により中央部は殆んど床版が陷落し兩側部は不同沈下を生じて床面は波狀を呈するに至つた。中央部には上屋があり從つて兩側部に比し載荷重が大であつた事にもよるが被害の程度は兩側部よりも著しかつた。鐵柱の內鑄鐵管は中途で切斷したものが多く丸鋼は彎曲した。綾構材は繼手附近で折損したものが多かつた。コンクリート筒柱は大體其位置を保つたが何れも多少の沈下と傾倒を示し柱と柱を連結する鐵筋コンクリート梁に大なる龜裂を生じた。破壞後の狀態から觀察すると綾構材と柱或は桁と柱との取付に使用してあつた鑄物とボールトは殆んど滿足なものが無かつた事から先づ此部分が破損して左右の連結が斷たれ，次に來た震動のため床組が外れて脚柱に豫期せぬ力が加はり折損又は灣曲せしむるに至つたと思はれる。中央部と兩側部との構造が著しく違ふ爲震動の仕方が複雜であつた事も影響しないとは云はれぬ。鐵を使用した構造物の水面附近以上海水の接觸する部分の腐蝕に對して充分な保護がなされるのでなければ耐久性に乏しい事が認められる。鐵材の量に比し露出面の大きいもの特に結合部が弱點となる事に注意せねばならぬ。

昭和 9 年 9 月の大阪港に於ける棧橋の大破は風と浪の爲碇泊中の汽船が自由を失ひ棧橋を乘越した事によるもので異例に屬するが鐵造棧橋は斯樣に華奢な構造である事がよくわかる。

清水港に於ける前後 2 回に亙る震災は吾々に種々なる訓戒を與へるものである。岸壁の基礎は大部分砂利層であり工事完成後の沈下も豫想以下に止まつたのであるが昭和 5 年の地震では一部が數米滑出し且前傾を生じた。其頃は何か設計なり施行なりに缺陷があつたものと想像するものが多かつた。然るに其復舊工事に於て基礎に杭打を施行し或は函塊を縱に竝べる等他所に見られぬ過度の安定を保たしむる如き構造としたのであるが之も昭和 10 年の地震により多少の滑出を免かれなかつた。前回僅少な移動に止まつた箇處には補强の爲控工を施したのであるが之も不充分で大破した箇處もある。孰れも岸壁の前傾と滑出が甚しかつたのである。前回大破した爲に之を横橋式に改造した部分は被害が輕微で横橋の本體には異狀を認めなかつた。之等の事から次の推論がなし得ると思ふ。

(1) 新設埋立地に於ては本來地盤に比し震度が著しく大となる。

(2) 耐荷力が充分でも地層中に不安定の層を介在する場合地震時の安定は期し得ない。

(3) 重力岸壁は地盤の堅固な場所でない限り耐震的とはならぬ。壁體の容積を增し幅を廣くする事によつて支持力の安全性を增す事は出來ても滑出抵抗力の增加は僅少に止まる。

(4) 函塊の底面に於ける摩擦力は一般に想像されて居る値より小であり地震時弱點の第一は滑出抵抗力の小なる事である。