

基本研究一 研究計畫(一)

執行期間：民國七十四年七月一日至七十六年六月三十日

計畫名稱：港灣構造物設計自動化之研究

計畫主持人：研究員 王慶福

研究人員：副研究員 單誠基

助 理 江金德

台灣省交通處港灣技術研究所  
中華民國七十六年六月三十日

# 港灣構造物設計自動化之研究

## 目 錄

一、沈箱堤設計自動化之研究

二、板樁式碼頭設計自動化之研究

三、L型塊碼頭設計自動化之研究

沈 箱 堤 設 計 自 動 化 之 研 究

王 慶 福

## 一、前言

## 二、設計之自動化

## 三、設計之合理化

## 四、合成式防波堤之基本設計

### (一) 合成式防波堤之設計基準

### (二) 沉箱式防波堤之標準化

#### (a) 沉箱的標準化

#### (b) 胸牆的標準化

#### (c) 覆基方塊及被覆石(塊)之標準化

### (三) 設計計算及繪圖之自動化

### (四) 實例

## 五、沉箱式碼頭之基本設計

### (一) 沉箱式碼頭之設計基準

### (二) 沉箱式碼頭之標準化

#### (a) 沉箱的標準化

#### (b) 胸牆的標準化

#### (c) 背填砂石的標準化

### (三) 設計計算之自動化

### (四) 實例

## 六、細部設計

### (一) 設計外力

### (二) 設計荷重之計算

### (三) 構材之設計

## 七、結論

## 一、前言：

沉箱可說是目前港灣結構物中使用頻率最高的構造物，特別是在防波堤結構物的使用上，由於沉箱具有施工迅速及工程費低廉的優點，因此更被廣泛的使用。近幾年來，由於防波堤構築之水深有逐漸加深之趨勢。因此，所需之工程費亦逐年增加，如何以最有效之設計人力，達到最經濟之斷面設計，將是設計者今後所應努力的目標。

碼頭之結構物，因利用條件之不同，可選擇之構造物的種類較多，不過為求得對一相同設計條件下之最適構造物，往往須比較各種不同的結構物，再依其施工性、經濟性、工期、將來維修等作一綜合評估而後選擇一最適之構造物。因此，在碼頭的比較設計中除某些特殊情況外，沉箱式碼頭均將是被列為考慮的對象，為使比較設計之結果能更理想，因此，本研究亦將沉箱式碼頭的自動化設計列為一重點，以作為將來設計者選擇碼頭構造物時之研判參考。

## 二、設計之自動化：

目前，在各種不同的工程領域中，多少均已實施設計之自動化，亦或自動設計了。因此，設計自動化之意義，亦依實施機構之不同而異，並無一定的定義。雖然通常均係指「設計計算亦或設計業務，以電子計算機自動進行者」，而在此，係指依據港灣構造物設計基準所規定的程序及方法，利用電子計算機進行設計計算，到能求出滿足設計條件之構造物尺寸為止，不停地反覆計算，並使計算時間縮短到最小，而得到一最適構造物，且能計算出所須之材料數量、工程費，並繪出工程圖者，所以設計之自動化，即包括二項目，即(1)設計計算之電腦化，(2)設計製圖的電腦化。

設計計算之電腦化，包括設計方法之整理及設計計算程式之作成，由於在目前之設計中，設計者往往須在設計之過程中作適當的判斷後才能繼續進行，因此，設計方法之整理為一不可少之工作。

設計製圖之電腦化，即為將設計計算所求得構造物之斷面尺寸，構材尺寸及圖面經由繪圖機繪製出來。所以，此部份即包括繪圖程式之開發與改良，繪圖流程之決定繪圖機移動之控制程式等。

在作自動設計時之重要工作為將在作設計工作時之人為判斷如何以電腦去加以進行，同時，對設計之流程須經過無數次的測試，以驗證其可靠性。此外，設計之自動化，不單是將以往人工作業改成機械式之電腦化作業，最重要的還是應該在作電腦化之過程中，反過來檢討目前設計法之妥當性或發覺問題等等。

### 三、設計之合理化：

爲達到設計計算的自動化起見，首先必須使設計能合理化。所謂設計的合理化，一般而言，即爲基準化與標準化。基準化係指爲解決設計上之間題所給予的判斷指針。通常構造物之設計，依據適用範圍之不同，而有很多種不同之設計法，但如果每次設計時，均要從這麼多的設計法中選擇出與設計條件相合者，將是很費時費力的工作。因此，如能決定港灣設施或其他與港灣相關連設施的一般設計基準及程序，將使設計工作之效率大增，所以，目前國內採用之基準，係以台灣省交通處編印之「港灣構造物設計標準」爲準，另再參考日本港灣協會所刊行的「港灣設施技術上的基準同解說」爲主，以此作爲設計者設計時之依據。但由於設計基準並不可能滿足所有的設計條件，因此，亦不能盲目的依據基準，而致產生不適當的設計，而必須徹底了解基準之適用性。如此，才能達成設計之合理化，同時，對工作負擔之減輕亦才能有所助益。

標準化，係將使用率較多的型式及材料設定其標準形狀及尺寸，如此，不僅可減少繁雜之計算，且可使施工容易。

#### 四、合成式防波堤之基本設計：

目前所採用的防波堤在構造型式上大致可分為三種，即(1)拋石堤（傾斜堤）、(2)直立堤、(3)合成堤。其型式之選擇，通常得視波浪、潮差、水深、漂砂、海底地盤等之自然條件，以及港灣的利用形態、施工材料取得之難易、作業天數、工程規模等各種條件均加以考慮後，而在工程費及維持費上加以比較選擇最有利者，在目前來說，由於採用合成堤者較多，而合成堤又依其直立部之構造分為沉箱式、無底沉箱式、方塊式等，而其中又以沉箱式採用最多，因此本節即以沉箱式為主，加以檢討。

合成式沉箱堤，在基本設計上，其工程費之檢討與安定計算佔同等之重要性，而拋石基礎厚度與沉箱寬度，往往是決定工程費的主要因素。在以往均以 TRIAL 或經驗加以決定。但由於反覆計算作業之繁雜，以致不能得到一理想的結果，在此，為使設計者能將各種可能的變化，儘可能均加以考慮，同時，迅速得到各種變化下之結果，以便作一綜合的研判，因此以合成式沉箱堤之設計自動化為主，進行研究。

通常防波堤要達到建造之目標，所須有的三階段設計過程為：

1. 決定滿足建港目標之最適當的規模與位置佈置。
2. 檢討構造物之安定條件而決定其斷面，並作成施工或概算所須之工程圖。
3. 進行施工計劃及工程費的估算。

第1項通常稱為港灣計劃，第3項為施工估價，而第2項即為我們通常所稱之設計。所以沉箱式防波堤設計自動化之定義，即為將沉箱式防波堤之設計流程加以分析，並有效地以電腦將反覆計算及計算時間縮短到最小，而得到一最適之構造物，且能計算出所須之材料、工程費、數量等，而繪出其工程圖者。

#### (一) 合成式防波堤之設計基準：

在 1980 年以前，防波堤之波壓計算，一般均採用廣井公式與 Sainflou 公式，但由於：

1. 在該兩公式之界限點上，波壓成了不連續的變化，由於此一突變，波壓之計算值減少了約 30%，在計算上，由某點開始沉箱寬度會急遽減少。

2. 在設計波高上，應使用不規則波中的何種波才正確，理論上之根據並不明確，特別是廣井公式以有義波( $H_{1/3}$ )為主，但是對於如探採石油之海洋構造物則以最高波( $H_{max}$ )為主，二者之不對應無法使人信服。
3. 隨著對波壓研究之進展，可發現碎波波壓未達到廣井公式之值的例很多，但有時也會發現比公式之值大很多的碎波壓出現。如此波壓之多樣性，特別是對於衝擊碎波壓之對應，成了很大的問題。
4. 海底坡度、波浪週期、拋石厚度等對波壓之影響均未考慮。

1973年合田根據伊藤對合成式防波堤直立部的期待滑動量所提倡的連續式及採用最高波的觀念，以有系統的波壓實驗值，並參考其它資料，將波壓分佈及波壓強度之值加以檢討，並以實際防波堤之耐波效果加以比較研究，而提出了新的波壓計算法，亦即合田公式，此公式之特點為：

1. 波高採用最大波。
2. 導入參數  $\alpha_2$ ，將海底坡度之變化及拋石厚度之變化對波壓所產生之影響加以考慮。
3. 導入廣井公式所未考慮的週期因素。
4. 使重複波至碎波成一連續變化。

另外，為求解式中的  $H_{1/3}$  及  $H_{max}$ ，通常須依據碎波的理論模式去解波高的變化，不過由波浪現象的整體精度及變動性去考慮的話，設計基準提供了以下之簡便式。

$$H_{1/3} = \begin{cases} K_s H'_0 & (h/L_o \geq 0.2) \\ \min \{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{max} H'_0, K_s \cdot H'_0\} & (h/L_o < 0.2) \end{cases}$$

在此： $K_s$ ：淺化係數

$H'_0$ ：換算深水波

$h$ ：水深

$L_o$ ：深水波波長

$$\beta_0 = 0.028 (H'_0 / L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan \theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \theta]$$

$$\beta_{\max} = \max \{0.92, 0.32(H_o' / L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

$\tan\theta$  : 海底坡度

同樣地

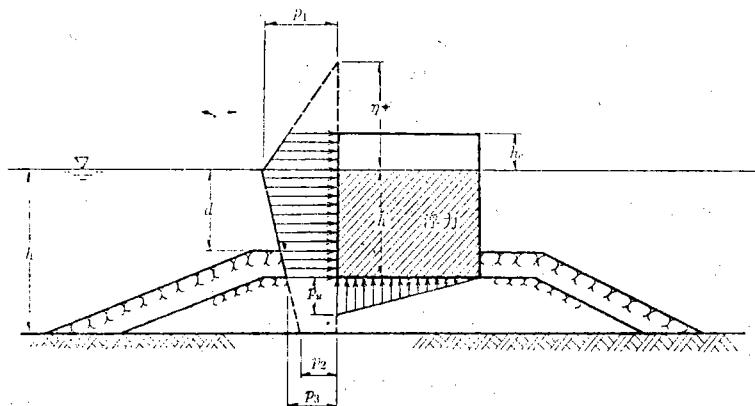
$$H_{\max} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_o \\ \min(\beta_0^* H'_o + \beta_1^* h, \beta_{\max}^* H'_o, 1.8 K_s H'_o) \quad (h/L_o \geq 0.2) \end{cases}$$

$$\beta_0^* = 0.052 (H'_o / L_o)^{-0.38} \exp[20(\tan\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan\theta]$$

$$\beta_{\max}^* = \max \{1.65, 0.53 (H'_o / L_o)^{-0.29} \exp[2.4 \tan\theta]\}$$

根據以上計算所得出之  $H_{\max}$ ，即為防波堤波力計算時，所使用之設計波高，將其代入合田公式中，即可解出作用於直立壁之波壓。合田公式如下：



### 1. 波壓力：

$$n^* = 1.5 H_o$$

$$P_1 = (\alpha_1 + \alpha_2) w_o H_o$$

$$P_2 = \frac{P_1}{\cosh(2\pi h/L)}$$

$$P_3 = \alpha_3 P_1$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right]^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H_D}{d} \right)^2, \frac{2d}{H_D} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h^t}{h} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right]$$

$n^*$  = 靜水面上波壓強度成零之高度 (m)。

$P_1$  = 靜水面之波壓強度 ( $t/m^2$ )。

$P_2$  = 海底面之波壓強度 ( $t/m^2$ )。

$P_3$  = 直立壁底面之波壓強度 ( $t/m^2$ )。

$h$  = 直立壁前面之水深 (m)。

$h_b$  = 直立壁前方 5 倍示性波高地點之水深 (m)。

$d$  = 覆基方塊亦或被覆石 (塊) 水深較淺者 (m)。

$w_0$  = 海水之單位體積重量 ( $t/m^3$ )。

$H_D$  = 設計波高 (m)

$L$  = 水深  $h$  時之波長 (m)

## 2. 揚壓力：

作用於直立壁底面之揚壓力，為前部  $P_u$  後部成零之三角形分佈，若有基脚時，則因海側之基脚上面有往下作用之波力，下面有往上作用之揚壓力  $P'_u$ ，所以在一般之場合，其合力與無基脚存在時，並無很大的差別，因此，通常均不考慮基脚之存在與否，而以無基脚之狀況加以處理。

$$P_u = \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w_0 \cdot H_D$$

## 3. 浮力：

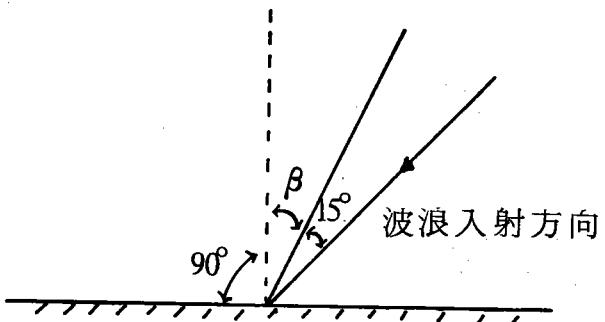
浮力之考慮以靜水面線為準，該線以下全部受浮力作用。

以上即為目前一般人所熟悉的合田公式，另外，如波浪入射與堤面不成直角時，將其入射角作  $\pm 15^\circ$  的修正後，將角度的影響代入公式中，即成為：

$$n^* = 0.75(1 + \cos \beta) H_D$$

$$P_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) w_0 H_D$$

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w_0 \cdot H_D$$



公式之說明如前，此外，如堤體前有消波塊放入時，公式又修正爲：

$$n^* = 0.75(1+\cos\beta) \cdot \lambda \cdot H_D$$

$$P_1 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta) \cdot \lambda \cdot \alpha_1 \cdot w_0 \cdot H_D$$

$$P_3 = \frac{1}{2}(1+\cos\beta) \cdot \lambda \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w_0 \cdot H_D$$

$\lambda$ ：由於消波塊之放入，所產生波壓的遞減率，通常爲 0.8 ~ 1.0。

由以上之式子可知，當合成式防波堤在基本設計時，由於拋石基礎厚度之改變，亦或消波塊之放入與否，甚至胸牆高度之變更，均將使作用於堤體之波力改變，因而影響沉箱之大小。所以爲求取一經濟斷面，所須作之計算，不言可知，一般而言，同一水深，拋石基礎愈深，所費之工程費用愈少，可是在最近來說，由於防波堤之設置水深已漸往深海方向發展，在此種情況下，上述之說法，並不一定能成立，而且在大水深的場合，每公尺的工程費用也相當龐大，所以在基本設計時，更有詳加研討的必要。

另外，有關沉箱式防波堤設計時的各種條件限制如下：

1. 堤體滑動安全率  $\geq 1.2$

2. 堤體轉動安全率  $\geq 1.2$

3. 沉箱底面反力  $\leq 50 \frac{t}{m^2}$

4. 海底地盤支持力  $\leq \frac{1}{2.5} (\beta r_1 \cdot B \cdot N_r + r_2 \cdot D \cdot N_q) + r_2 \cdot D$

5. 直線滑動安全率  $\geq 1.2$

6. 摩擦係數：

混凝土與拋石： 0.6

混凝土與混凝土： 0.5

混凝土與岩盤： 0.5

7. 填充砂單位體積重量： $2.0 \text{ t/m}^3$ 。

鋼筋混凝土體積重量： $2.45 \text{ t/m}^3$ 。

混凝土體積重量： $2.3 \text{ t/m}^3$ 。

壓縮物體積重量：水： $1.03 \text{ t/m}^3$ 。

混凝土： $2.3 \text{ t/m}^3$ 。

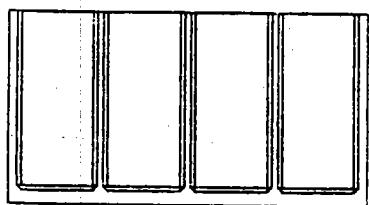
填充砂： $2.0 \text{ t/m}^3$ 。

## (二) 沉箱式防波堤的標準化：

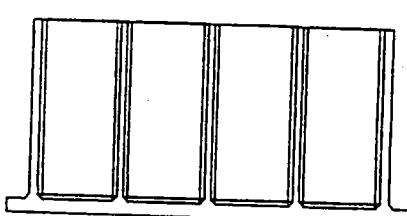
爲使本程式的應用範圍能儘量擴大，同時便於設計計算的方便起見，在此將異形沉箱有孔胸牆及圓形沉箱均予以除外，而將通常所用的沉箱加以標準化。

### (a) 沉箱的標準化：

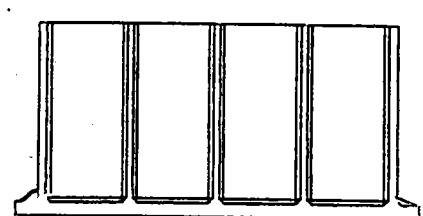
目前一般所使用的沉箱，大致可分爲二種，即無基腳（圖一）及有基腳者，而基腳又可分爲二種，如圖二、三。



圖一



圖二



圖三

在一般之設計過程中，爲便於施工起見，儘可能不加基腳，但在目前而言，由於水深漸深，沉箱的重量漸趨龐大，爲有效分散底面反力，却又經常不得不加基腳，至於基腳形式之選擇，則視其長度，由設計者自行決定，一般而言，若基腳較長，以圖三較有利。

另外，沉箱之形狀，亦有考慮彼此間之連結，而加 Key 者（雖然加 key 並不見得有利），爲能適用此類型之沉箱，所以本程式亦加以考慮。如圖四、五。

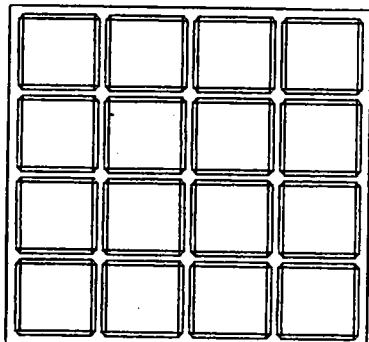


圖 四

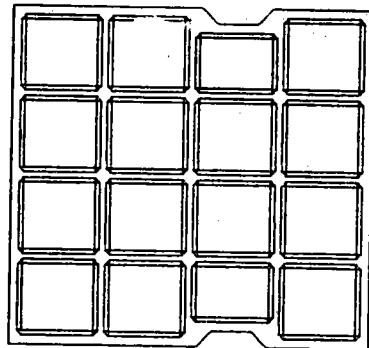


圖 五

所謂沉箱的標準化，即是在確立了所選擇的沉箱形狀後，建立一標準的尺寸對應組合。亦即在設計之過程中，隨著所求解之沉箱斷面之變大或縮小，各有與其相呼應之各種部材尺寸、隔間數目，以配合將來細部設計時能滿足配筋之須要。所以，在本程式中，依據目前的設計經驗，將側牆厚度訂在  $30\text{ cm} \sim 50\text{ cm}$ ，隔牆厚度訂在  $15\text{ cm} \sim 30\text{ cm}$ ，底版厚度訂在  $50\text{ cm} \sim 80\text{ cm}$ ，水平及垂直托肩  $15\text{ cm} \sim 30\text{ cm}$ ，蓋板混凝土  $50\text{ cm} \sim 80\text{ cm}$ ，與胸牆之連結則訂為  $20\text{ cm}$ ，至於基腳則以不能滿足轉動之安定條件或沉箱底面反力之條件限制時，自動加入最長以  $150\text{ cm}$  為極限。而隔間，亦以彼此中心距離不超過 5 公尺為原則，由計算機去劃分。如此，對於每一沉箱之高度及厚度，均有一組適合的部材尺寸與之相對應。當然，此種標準化，只是根據經驗所構成的一簡便組合，在實際之設計時，可再依實際之情況，再加以若干修正，而不會影響整個流程。

(b) 胸牆的標準化：

胸牆的型式在目前而言大致有下列三種（在此不考慮有孔胸牆）。

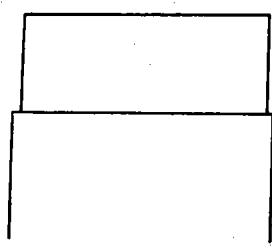


圖 六

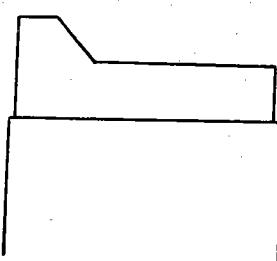


圖 七

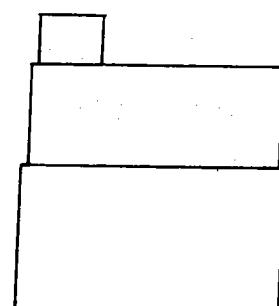


圖 八

圖六為一般最常見的胸牆，好處為沉箱寬度可減少，不過，因上部胸牆打設量多，且沉箱底面反力較大，所以通常是在沉箱不很大時，使用較多。圖七，胸牆混凝土之量可減少，不過堤體斷面較大，好處在於由其所產生之偏心，可避免沉箱反力全集中於後部，對一般大型沉箱而言，採用此型式較為有利。圖八為當一堤體完成後，由於沉下亦或為減少越波，而在後來又加上者。

當胸牆之形狀確立後，胸牆高程之選擇，則應考慮港內之利用，港灣設施之保全，以及所須靜穩度情況，全盤加以考慮而決定。如對一般大型船隻進出之港，防波堤後如有廣大之水域，其高程通常可取在朔望平均高潮面上  $0.6 H_{1/3}$  即可。而若防波堤後之泊地所停泊之船舶較小，同時泊地之面積較小者，則因越波之影響較顯著，所以其高程訂在朔望平均高潮面上  $1.25 H_{1/3}$ ，使其不生越波。另外，對於某些特殊之用途，亦可依使用者之須要，而自行決定其高程，因此，在本程式中將胸牆高程予以標準化如下：

1. 允許越波： $0.6 H_{1/3}$ 。
2. 不允許越波： $1.25 H_{1/3}$ 。
3. 依所允許的越波量或某特定須要而自行決定的高程。

另外，沉箱高度之決定，由於考慮沉箱拖放，填充砂之投入，以及蓋板混凝土，上部混凝土打設所受之限制，因此，在本程式中，將其高程統一設定在朔望平均高潮位上 + 0.5m 處。

(c) 覆基方塊及被覆石（塊）之標準化：

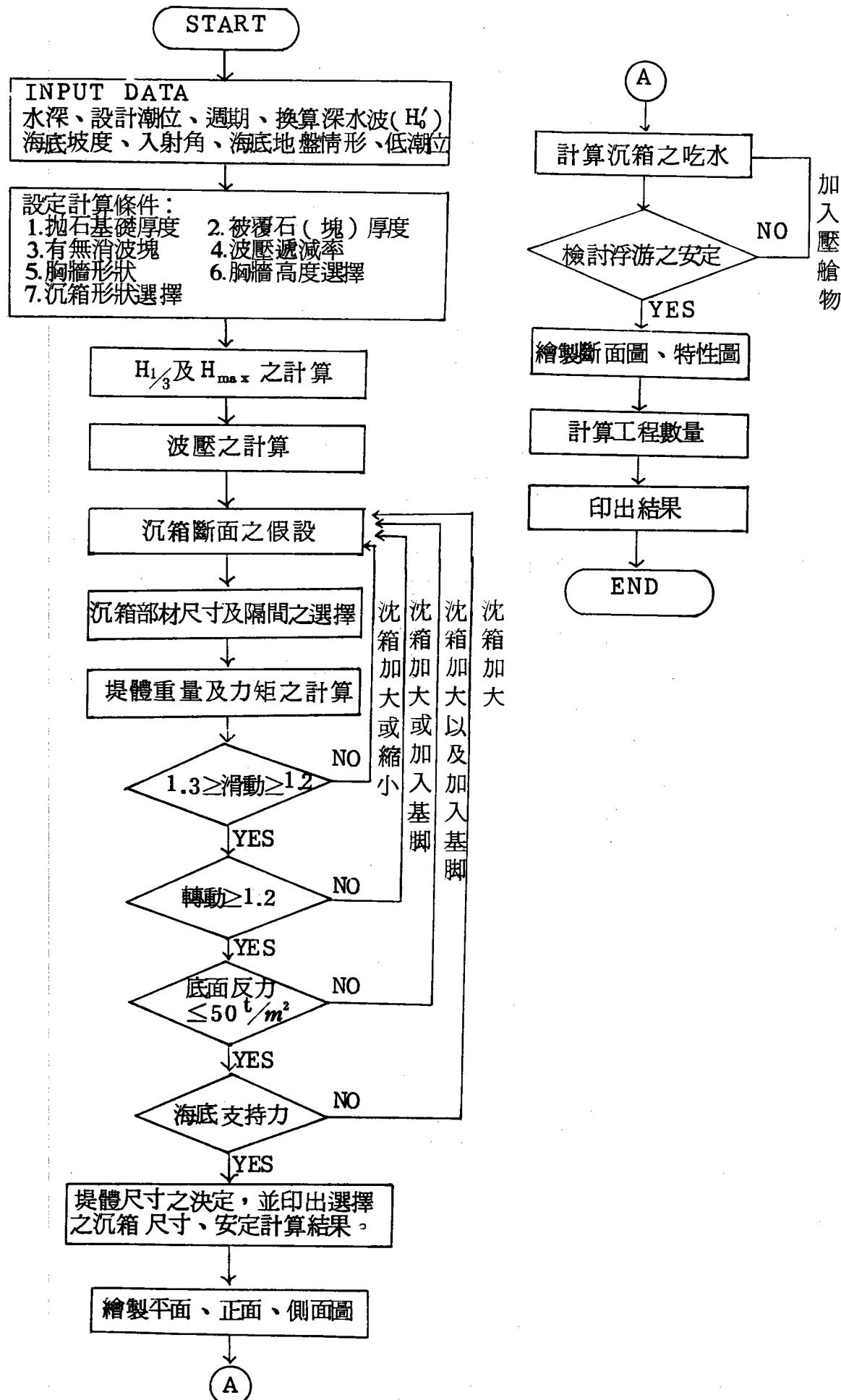
在防波堤之設計中，覆基方塊及被覆石（塊）之重量，是最難加以定式化者。在目前來說，雖有種種公式可決定其重量，但由於彼此間之差距過大，最後仍須以實驗作為安定與否之檢核。不過，由於在沉箱之設計過程中，此部份之重量，並不影響整個設計流程，只有厚度與波壓之計算有關。因此，在計算之過程中，須留意被覆石（塊）之厚度（包括放置消波塊），不過對一般較大之防波堤而言，通常以一噸之塊石兩層擺放為準，將其厚度訂為 1.5m，而在作完所須被覆塊石之重量，求出所須之厚度後，再以此檢核所設計之斷面的正確性。至於覆基方塊之重量，通常

視波浪之大小而定。在本程式中，為方便起見，將其厚度與被覆石取相同，而長度則一律定為  $3.5\text{m}$ ，而以寬度修正其重量。至於數量，則視 MOUND 寬度之變化，放置  $1 \sim 3$  個，而 mound 寬度之變化，則視沉箱之寬度而改變，港外側取  $7\text{m} \sim 15\text{m}$ ，港內側取  $6\text{m} \sim 12\text{m}$ 。至於坡度，港外側取  $1:2 \sim 1:3$ ，港內側取  $1:1.5 \sim 1:2$ ，視水深、波高及沉箱大小而決定。

### (三) 設計計算及繪圖之自動化：

在設計基準及堤體標準化作業確立後，其次就是如何能在最短的時間內，將所賦予的條件作一正確的計算了。一般而言，每一水深，應對應一最經濟之斷面。經濟斷面之檢討，不外乎(1)拋石厚度、(2)胸牆形狀，至於沉箱高度，嚴格而言，亦應在檢討之中，但因牽涉因素過多，在此不予檢討。由於沉箱之重量，須先由基礎拋石層承擔，再分散到海底地盤。因此，拋石層須有一最小可承擔之厚度。在現今之設計中，認為拋石層之厚度最少須有  $1.5\text{m}$  才可充份承擔沉箱之重量，同時對波浪之沖刷，亦可發揮部份效果。所以，在本程式中，拋石層之厚度雖可適應各種情況之變化，但為保持基礎之安定，拋石層之厚度將限制為不得小於  $1.5\text{m}$ 。以下為本程式之設計流程，至於輸入資料則如下：

水深	設計潮位	換算深水波	週期	海底坡度	入射角	海底地質情況	低潮位
----	------	-------	----	------	-----	--------	-----



#### (四) 實例：

現以如下之條件，作一防波堤之設計，以說明本程式之使用。  
設計條件：

1. 設計水深：- 15.0<sup>m</sup>。
2. 設計潮位：H.W.L + 2.5<sup>m</sup>。
3. 換算深水波 ( $H_b^1$ ) : 6.8<sup>m</sup>。
4. 週期 ( $T_o$ ) : 11.5 sec。
5. 波浪入射角：15°。
6. 海底坡度： $1/100$ 。
7. 海底地質：砂質土  $\phi = 32^\circ$ 。

首先，本程式將計算出在此種條件下，所將產生的  $H_{1/3}$  及  $H_{max}$ ，得到：

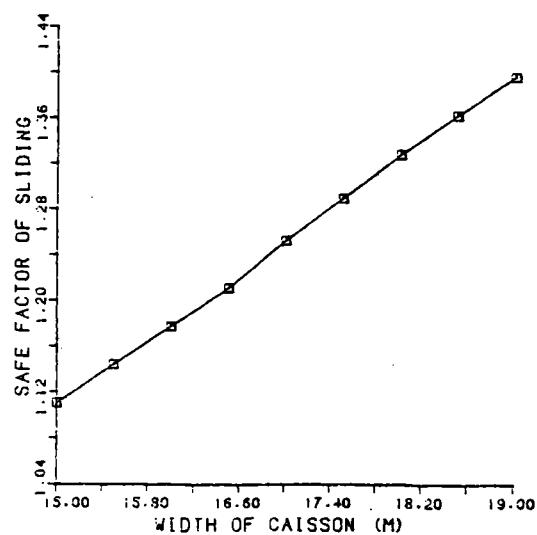
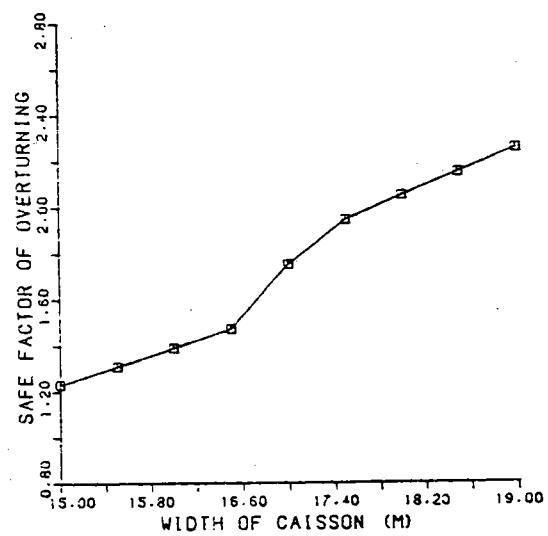
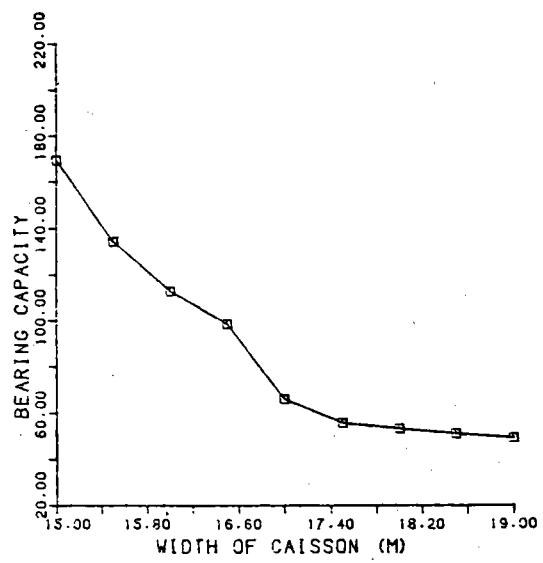
```
*****  
*          RESULT OF WAVE CONDITION      *  
*****
```

B0 = 0.104	B1 = 0.542	BMAX = 0.920	KS = 0.948
A = 10.201	B = 6.256	C = 6.448	
30 = 0.194	E1* = 0.654	BMAX* = 1.650	KS = 0.946
A = 12.978	S = 11.220	C = 11.584	
HS = 6.300	HMAX = 11.200	L = 137.162	L1 = 138.147

其次，依照所設定之拋石基礎高程，利用合田公式計算波力及波力矩。

ALFA1= 0.826	ALFA2= 0.046	ALFA3= 0.776
P1 = 9.851	P3 = 7.643	P4 = 5.377
P0 = 7.268	MN = 16.514	
PSUM = 192.684	PMON = 2173.26	

再依據所受波浪力之大小，檢討各種可能之斷面的安全係及反力。



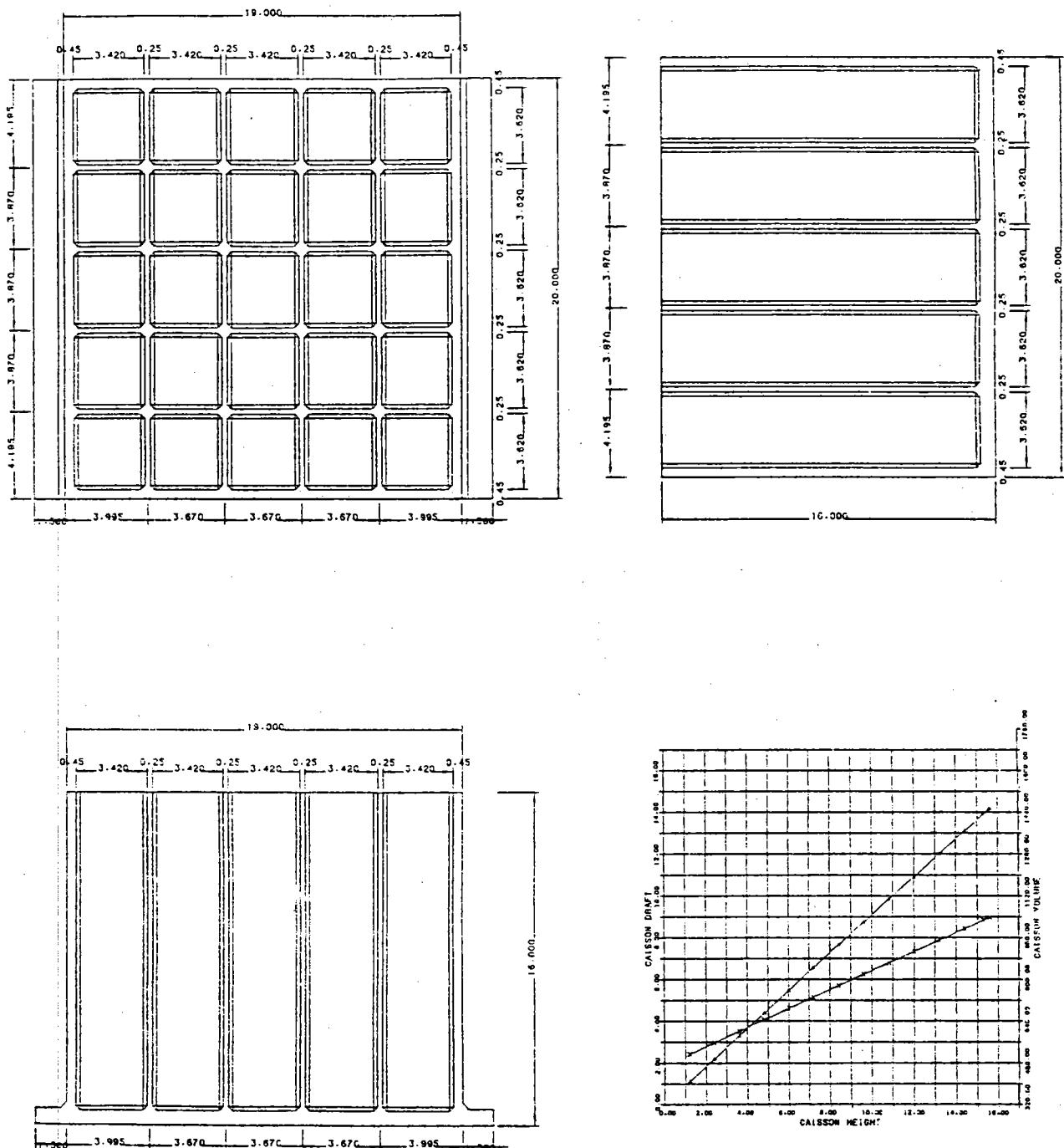
經由以上之檢討，而決定並選擇一最佳之斷面尺寸，並檢核其直線滑動及海底支持力。

\*\*\*\*\*  
\* SELECT OF CAISSON DIMENSION \*  
\*\*\*\*\*

CAISSON LENGTH	:	20.00	(M)
CAISSON WIDTH	:	19.00	(M)
CAISSON HEIGHT	:	16.00	(M)
BOTTOM THICKNESS	:	0.70	(M)
SIDEWALL THICKNESS	:	0.45	(M)
PARTITION WALL THICKNESS	:	0.25	(M)
HAUNCH	:	0.20	(M)
COVER THICKNESS	:	0.80	(M)
SHUTTERING THICKNESS	:	0.15	(M)
BACKFILL	:	0.20	(M)
COPING CONCRETE THICKNESS:		7.00	(M)
CONTROL NUMBER	:	4.00	
FOOTING HEIGHT	:	0.80	(M)
FOOTING LENGTH	:	1.50	(M)
FOOTING HAUNCH	:	0.30	(M)

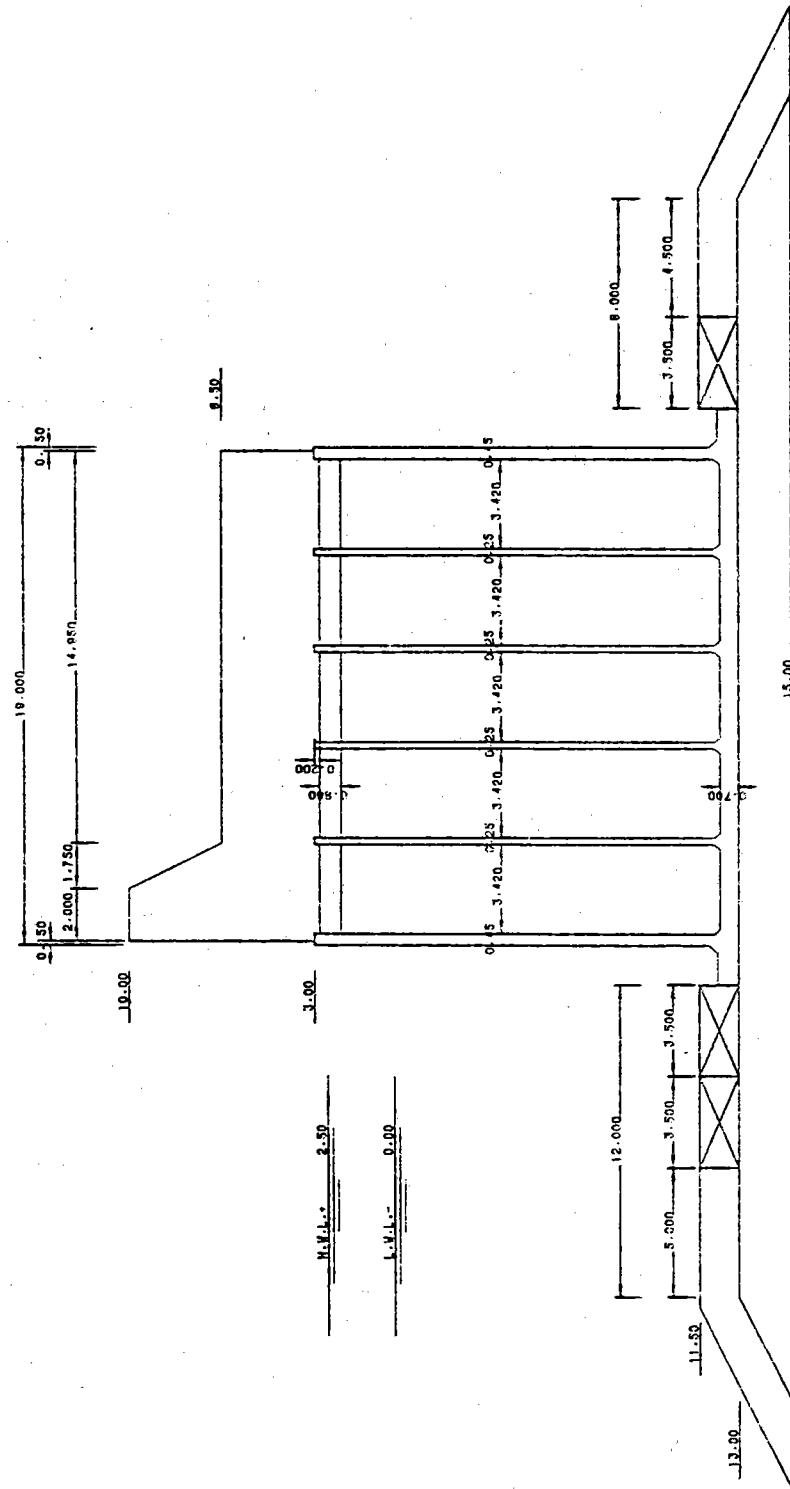
然後，詳細劃分其隔間，劃出斷面圖，並檢討計算其吃水狀況，而劃出特性圖（圖九）。

Y-DIRECTION ROOM WIDTH:	3.620	3.620	3.620	3.620	3.620
X-DIRECTION ROOM WIDTH:	3.420	3.420	3.420	3.420	3.420



X 吃水  
▲ 混凝土打設量

圖九



以上檢討完成後，即進行數量計算，得出：

NO	HEIGHT	DRAFT	VOLUME	ARMLENGTH
1	1.20	2.43	409.23	12.39
2	2.40	2.98	436.23	10.26
3	3.60	3.52	533.27	9.56
4	4.80	4.06	670.26	7.41
5	6.00	4.51	757.25	6.37
6	7.20	5.15	944.23	5.47
7	8.40	5.70	1131.22	4.58
8	9.60	6.24	1318.21	3.95
9	10.80	6.79	1105.20	3.31
10	12.00	7.33	1192.19	2.71
11	13.20	7.88	1279.17	2.14
12	14.40	8.42	1365.16	1.60
13	15.60	8.97	1453.15	1.09
14	15.30	8.83	1431.40	1.22

如此，即可完成整個基本設計，如作比較設計時，只要再改變  
拋石基礎高層或胸牆形狀，重複以上之步驟即可。

SHUTTERING	:	19760.59	(M**2)
CAISSON CONCRETE	:	1431.40	(M**3)
COVER CONCRETE	:	246.01	(M**3)
COPING CONCRETE	:	1571.75	(M**3)
FILLING SAND	:	4390.89	(M**3)
RUBBLE MOUND	:	102.44	(M**3)
ARMOR STONE	:	83.53	(M**3)
TRIM	:	33.50	(M**2)

## 五、沉箱式碼頭之基本設計：

碼頭依其構造型式，大致可分為以下幾種，即重力式、板樁式、Cell式、棧橋式等，至於型式之選擇，通常須依自然條件、利用條件、施工條件、工期、工程費等，加以比較後，而選擇一最適合者，任何一種型式，均有其適宜之狀況，本文因係以沉箱為討論之重點，因此，僅就沉箱堤加以說明。

沉箱式碼頭之一般特徵為：

1. 由於堤體全部為一剛體，因此具一體性。
2. 沉箱可在陸上施工條件良好的地點製作，因此可確實掌握施工品質。
3. 內部填充料可使用較便宜的材料。
4. 由於沉箱之製作及進水設備之投資很大，因此，如果碼頭之施工延長不長時，即會造成不經濟。
5. 沉箱之進水、拖航、安放易被氣象條件支配。
6. 隨著水深之加深、土壓、水壓等之水平外力變大，堤體所須之重量激增，因此，如果地盤並非岩盤或良質砂質土，即會產生基礎支持力不足之現象或沉陷量加大，另外，在地震時，地震力與堤體質量成比例之作用，所以，所須之堤體斷面將較其它構造物為大。

(一)沉箱式碼頭之設計基準：

通常考慮作用於重力式碼頭堤體之外力及荷重如下（由於考慮堤體後均採回填料，因此僅以砂質土為考慮對象）。

1. 土壓（平常時）：

(a) 主動土壓：作用於堤體之土壓強度依下式計算：

$$P_{a_i} = K_{a_i} \left[ \sum r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$
$$K_{a_i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}}]^2}$$

(b) 被動土壓：

$$P_{p_i} = K_{p_i} \left[ \sum r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$

$$K_{p_i} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2\psi \cos(\delta + \psi) [1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta)\sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi)\cos(\psi - \beta)}}]^2}$$

此處：

$P_{a_i}(P_{p_i})$ ：作用於 i 層下面堤體之主（被）動土壓強度 ( $t/m^2$ )。

$\phi_i$ ：第 i 層土壤之內部摩擦角，通常為  $30^\circ$ ，如為特別良質之回填料亦可取到  $40^\circ$ 。

$r_i$ ：第 i 層土壤之單位體積重量 ( $t/m^3$ )。

$h_i$ ：i 層土層厚度。

$K_{a_i}(K_{p_i})$ ：i 層之主（被）動土壓係數。

$\psi$ ：堤體壁面與垂直面所成之角度。

$\beta$ ：地表面與水平所成之角度。

$\delta$ ：壁面摩擦角。

地震時：

(a) 主動土壓：

$$P_{a_i} = K_{a_i} [\sum r_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)}] \cos \psi$$

$$K_{a_i} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) [1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta)\sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta)\cos(\psi - \beta)}}]^2}$$

(b) 被動土壓：

$$P_{p_i} = K_{p_i} [\sum r_i h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)}] \cos \psi$$

$$K_{p_i} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) [1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta)\sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta)\cos(\psi - \beta)}}]^2}$$

此處：

$\theta$ ：地震合成角  $\theta = \tan^{-1} K$  或者  $\theta = \tan^{-1} K'$

K：震度

K : 水中之換算震度。

$$K' : \frac{r}{r - 1} K .$$

r : 飽和土之空氣中單位體積重量。

## 2. 上載荷重：

上載荷重分爲自重及載荷重，自重爲構造物本身之荷重，載荷重可分爲活荷重及死荷重，死荷重即爲岸肩、倉庫、通棧等所儲放之雜、散貨之荷重。活荷重爲車輛、裝卸機具等之動荷重。

通常上載荷重之考慮分爲平常時及地震時，平常時依處理貨物之種類，貨物形式、數量、處理方法、載重時間等，加以考慮後再決定，不過，通常之雜貨碼頭、岸肩上之死荷重以取  $1 \sim 2 \text{ t/m}^2$  之例較多，而影響碼頭安定計算較大者，爲岸肩上之死荷重，所以應特別針對處理之貨物種類、數量、處理方法、放置時間等慎重考慮後再決定。

地震時之上載荷重的取法爲最大的問題，由於地震之發生無法預測，因此像倉庫、通棧等經常有物品存在之場所，即取與平常時同值者較多，而像岸肩在裝卸貨時與未裝卸貨時荷重之狀況差別很大，所以地震時之死荷重更應特別慎重，目前在一般的碼頭設計中，岸肩上之死荷重取爲平常時的  $\frac{1}{2}$  者爲多，因此本程式中有關上載荷重亦準此原則加以採取。

## 3. 碼頭設計水深：

通常設計水深係爲確保構造物之安定，因此多爲計劃水深再加上餘裕水深。此餘裕水深根據構造物型式、施工方法、現地水深及施工精度、沖刷狀況等而不同，通常沉箱式碼頭之設計水深爲計劃水深再加上  $10 \text{ cm}$  所以此亦以此爲準。而計劃水深則隨對象船舶之大小而決定。

## 4. 碼頭高程：

碼頭之高程，如果僅由工程費之觀點來看，高程愈低將愈有利，但通常須依對象船舶碼頭利用的容易度而加以決定，亦即依潮差來決定，在

此考慮設計對象之水深均為 4.5<sup>m</sup>以上，而以潮差在 3.0<sup>m</sup>以上時，將其高程訂為 H.W.L + 1.0<sup>m</sup>，潮差在 3.0<sup>m</sup>以下時，高程定為 H.W.L + 1.5<sup>m</sup>。

#### 5. 殘留水位及水壓：

殘留水位之大小，依據碼頭構造物之型式及其周圍之透水性、潮位差而不同，在此取  $\frac{1}{3} [H.W.L - L.W.L]$  為準。

$$\text{殘留水壓 } P_w = r_w \cdot h_w .$$

$r_w$ ：水之單位體積重量。

$h_w$ ：殘留水位差。

#### 6. 設計震度：

通常構造物之設計震度，依該地區之地震活動、地盤構造及構造物之振動特性，構造物之重要程度而決定，但由於港灣構造物之固有振動周期通常均較短，而且減衰性亦大，因此就無須考慮動態應答效果，所以均以震度法進行耐震設計。

設計震度之決定通常以下式定之：

$$\text{設計震度} = (\text{地區別之震度}) \times (\text{地盤種別係數}) \times (\text{重要度係數})$$

#### 7. 浮力：

殘留水位線以下均受浮力之作用。

#### 8. 安定檢討：

(a) 滑動：平常時 > 1.2 °

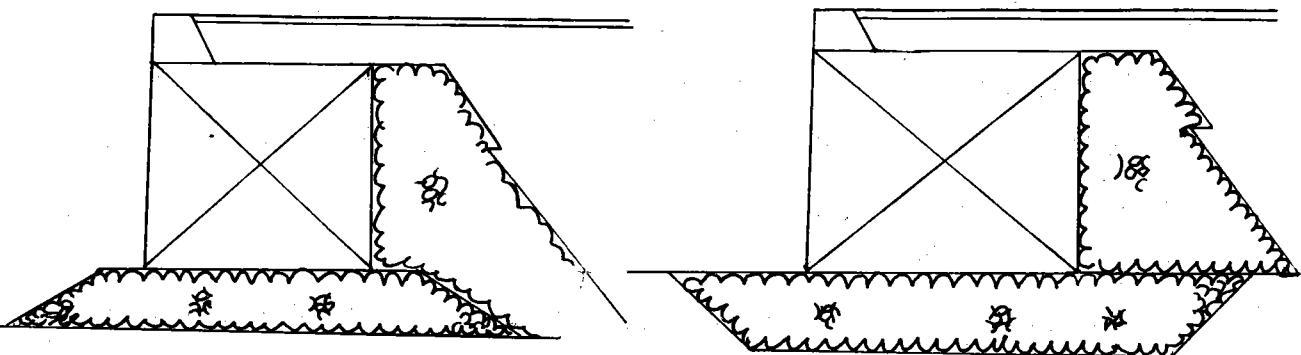
地震時 > 1.0 °

(b) 轉動：平常時 > 1.2 °

地震時 > 1.1 °

#### (二) 沉箱式碼頭之標準化：

沉箱式碼頭依基礎 *mound* 之不同，雖可細分成 5 種類，但將其整理大致可歸納為二種如下（在此不考慮地盤改良）。

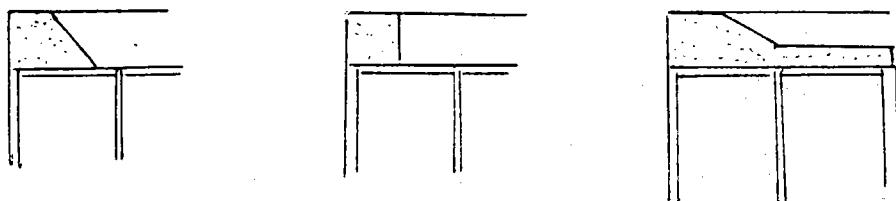


(a) 沉箱之標準化：

基本上，碼頭所使用之沉箱與防波堤之沉箱在構造上及型式上大致均相同，因此在基本設計之階段，對其型式及尺寸之選擇亦可作相同之考慮（當然在作細部設計時，構材之受力狀況是不同的），只是碼頭之沉箱由於不須承受大浪之侵襲（也有部份碼頭在初期是當作防波堤使用，此點亦須留意），因此，在蓋板混凝土之尺寸選擇即可與防波堤之考慮不同，視上部混凝土之型式可有蓋板，亦可不加，在此將其歸納成加蓋板及無蓋板二種，而蓋板之尺寸一律訂為 $20\text{ cm}$ ，其餘有關底版、側壁、隔壁、托肩及隔間之取法均與防波堤之沉箱相同。

(b) 胸牆的標準化：

目前，一般的沉箱式碼頭、胸牆之型狀大致有以下三種：

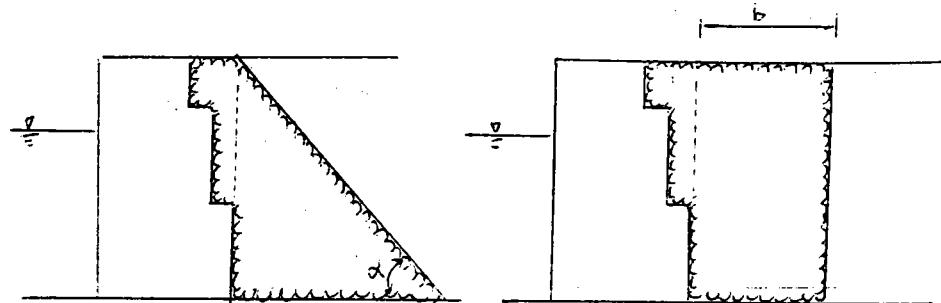


各種型式均有其適合的狀況及優劣點，本程式亦以此三種型式作為選擇之對象。

(c) 回填砂石之標準化：

通常沉箱之背後，為減輕土壓之作用及減少堤體前後之水位差，均以良質之砂石進行回填，而取得一理想之經濟斷面。

回填砂石之形狀一般有二種，如下圖：

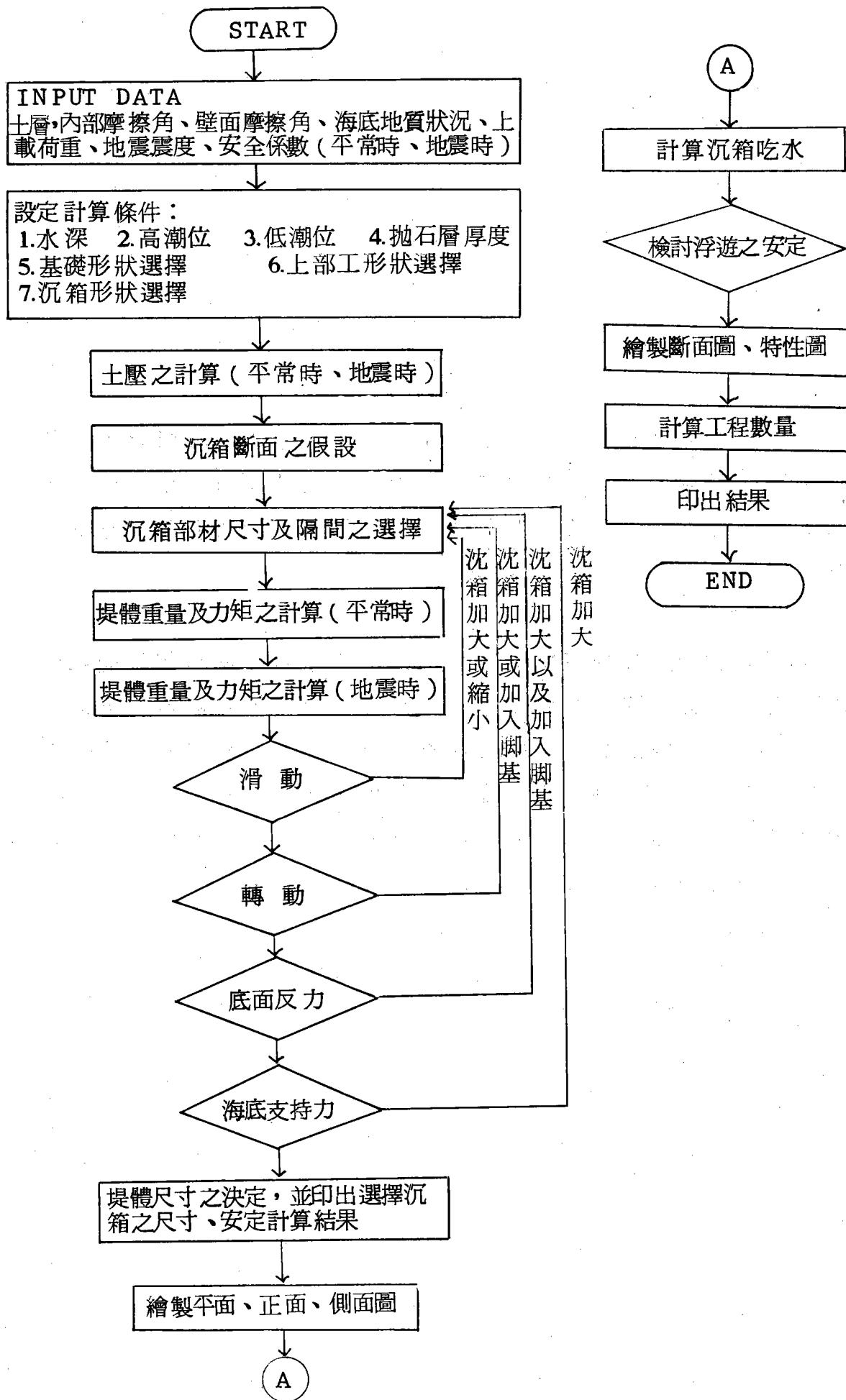


在此為簡化起見，均採用三角形之形狀，而以堤體之垂線與地表之交點開始，所構成之三角形的傾斜角  $\alpha$  與回填砂石料之內部摩擦角相等者，視為堤體背後全部為回填料所回填而計算其土壓。

### (三) 設計計算及繪圖之自動化：

在設計基準及堤體標準化作業確立後，其次就是如何能在最短的時間內，將所賦予的條件作一正確的計算，通常碼頭之檢討較著重於不同構造物之比較，所以對於沉箱之構造物來說，只要依據設計條件之要求，能滿足平常時及地震時之安全係數，同時又有足夠之基礎支持力即可，因此所須檢討之項目較少，以下為本設計之流程圖，至於輸入資料如下：

土層	內部摩擦角	壁面摩擦角	海底地質	上載荷重	地震震度	安全係數
----	-------	-------	------	------	------	------



(四) 實例：

現以如下之條件作一碼頭之設計，以說明本程式之使用。

設計條件：

1. 設計水深： $-12.50\text{m}$
2. 設計潮位： $H.W.L + 1.5\text{m}$   
 $L.W.L + 0.5\text{m}$
3. 土層：砂質土
4. 內部摩擦角： $\phi = 30^\circ$
5. 壁面摩擦角： $\delta = 15^\circ$
6. 海底地質： $\phi = 32^\circ$
7. 設計震度：0.1
8. 安全係數：平常時：滑動 $> 1.2$   
                  轉動 $> 1.2$   
                  地震時：滑動 $> 1.0$   
                  轉動 $> 1.1$
9. 上載荷重：平常時： $1.0 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$   
                  地震時： $0.5 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

\*\*\*\*\*  
\* DESIGN CRITERIA \*  
\*\*\*\*\*

DESIGN WATER DEPTH	:	12.50	(M)
HIGH WATER LEVEL	:	1.50	(M)
LOW WATER LEVEL	:	0.50	(M)
RESIDUAL WATER LEVEL	:	0.80	(M)
HEIGHT OF WHARF	:	3.000	(M)

\*\*\*\*\*  
\* INPUT DATA \*  
\*\*\*\*\*

MOUND THICKNESS	:	2.00	(M)
NUMBER OF SOIL LAYER	:	4	
ANGLE OF INTERNAL FRICTION	:	30.00	
ANGLE OF WALL FRICTION	:	15.00	

\*\*\*\*\*  
\* RESULT OF SOIL PRESSURE \*  
\*\*\*\*\*

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE (PA) \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\* Q= 1.00 KH= 0.00

EL	H	R	R+H	Q	KACDS	PA	PW	PA+PW
3.00				1.00	0.291	0.29	0.00	0.29
0.80	2.20	1.80	3.96					
	0.30	1.00	0.30	4.96	0.291	1.44	0.00	1.44
0.50					5.26	0.291	1.53	0.82
	13.00	1.00	13.00					2.35
12.50				18.26	0.291	5.31	0.82	6.14

P(T/M²)				Y(M)	PY(T/M)
1/2 *	0.29 *	2.20	= 0.32	14.77	4.73
1/2 *	1.44 *	2.20	= 1.59	14.03	22.28
1/2 *	1.44 *	0.30	= 0.22	13.20	2.86
1/2 *	2.35 *	0.30	= 0.35	13.10	4.63
1/2 *	2.35 *	13.00	= 15.31	8.67	132.65
1/2 *	6.14 *	13.00	= 39.89	4.33	172.88
			57.68		340.02

PV = 12.50

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE (PA) \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*      C= 0.50      KH= 0.10

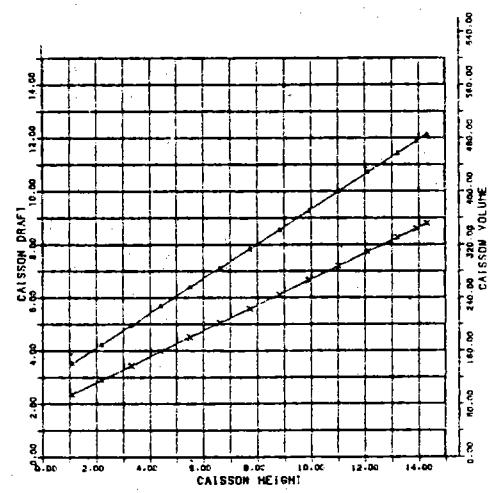
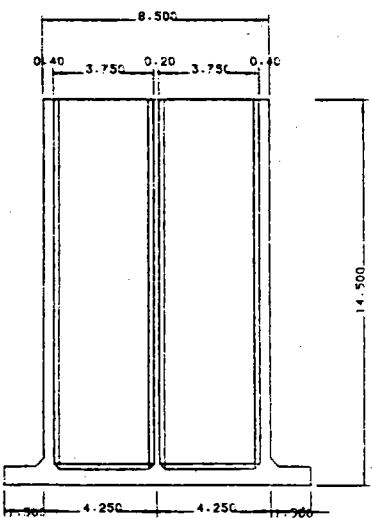
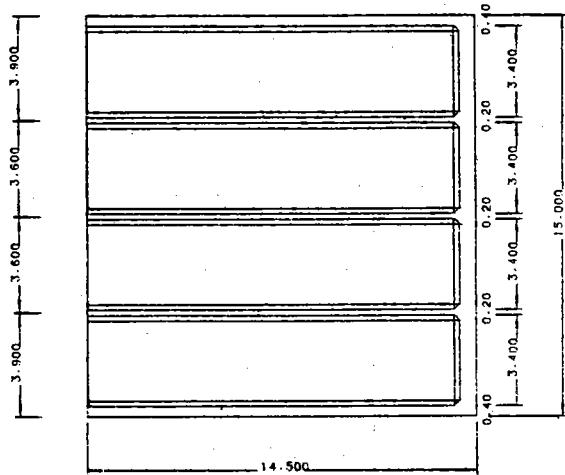
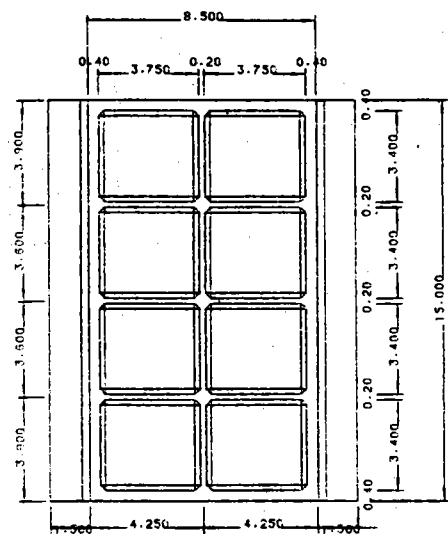
EL	H	R	R*H	Q	KACOS	PA	PW	PA+PW
3.00	2.20	1.80	3.96	0.50	0.355	0.18	0.00	0.18
0.80				4.46	0.355	1.58	0.00	1.58
0.50				4.76	0.437	2.08	0.82	2.90
-12.50				17.76	0.437	7.76	0.82	8.59

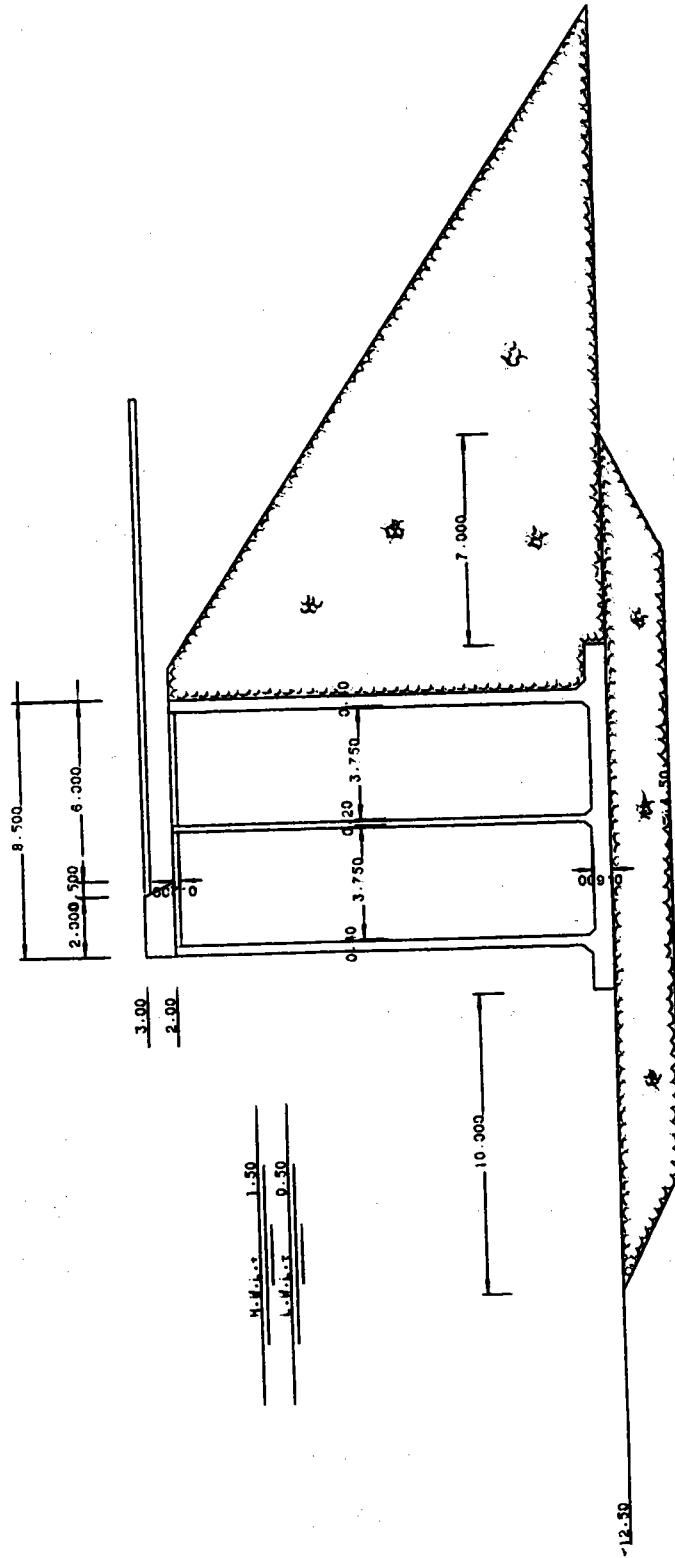
F(T/M**2)	Y(M)	PY(T/M)
1/2 * 0.18 * 2.20 = 0.20	14.77	2.88
1/2 * 1.58 * 2.20 = 1.74	14.03	24.44
1/2 * 1.58 * 0.30 = 0.24	13.20	3.13
1/2 * 2.90 * 0.30 = 0.44	13.10	5.71
1/2 * 2.90 * 13.00 = 18.88	8.67	163.60
1/2 * 8.59 * 13.00 = 55.80	4.33	241.81
	77.29	441.58

PV = 17.75

\*\*\*\*\*  
\*            SELECT OF CAISSON DIMENSION            \*  
\*\*\*\*\*

CAISSON LENGTH	:	15.00	(M)
CAISSON WIDTH	:	8.50	(M)
CAISSON HEIGHT	:	14.50	(M)
BOTTOM THICKNESS	:	0.60	(M)
SIDEWALL THICKNESS	:	0.40	(M)
PARTITION WALL THICKNESS	:	0.20	(M)
HAUNCH	:	0.20	(M)
COVER THICKNESS	:	0.20	(M)
SHUTTERING THICKNESS	:	0.00	(M)
BACKFILL	:	0.00	(M)
COPING CONCRETE THICKNESS	:	1.00	(M)
CONTROL NUMBER	:	3.50	
FOOTING HEIGHT	:	0.70	(M)
FOOTING LENGTH	:	1.50	(M)
FOOTING HAUNCH	:	0.30	(M)





## 六、細部設計：

本細部設計乃是根據在基本設計時所決定的沈箱形狀及設計條件為準，更進一步計算各構材所承受之外力，以便達成配筋計算、材料計算，而得到最終之施工圖、材料表。

另外，本研究所採用的沈箱配筋方法，係依據省交通處所編「港灣構造物設計基準」以及預鑄混凝土構材之設計為準。亦即作用之外力，依其每種作用之狀態，分別計算作用於底版、側壁、隔壁、基脚之荷重，而將每個部材當作獨立的版或梁計算其配筋。

### (一) 設計外力：

沈箱之設計時，所應考慮的外力，須由沈箱之製作至其完成為止，所可能承受之力，在設計基準中，規定為以下之各種狀況：

- (1) 製作時。
- (2) 進水及浮遊時。
- (3) 拖航時。
- (4) 安放時。
- (5) 安放後。

以下即依此順序加以說明：

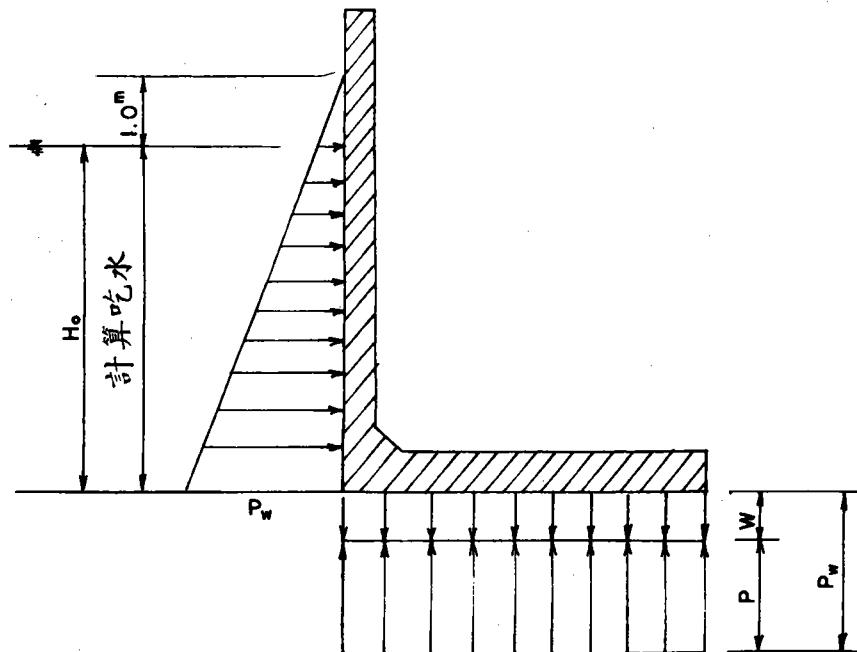
#### (1) 製作時：

根據設計基準，在乾船塢及浮台等製作沈箱時，不須另行檢討，而在斜路函台上為使其移動，而以千斤頂舉起後放置於進水台車時，須以集中荷重加以檢討，而在平常施工時，千斤頂的位置通常均置於側壁或隔壁之下，在本程式中，不加以檢討，而在若有集中荷重作用於版時，再另行檢討。

#### (2) 進水及浮遊時：

在船塢、浮台及平常的斜路時，以計算所得的吃水再加上 $1.0^m$ 的餘裕之靜水壓當作外力。此餘裕即包括了在斜路上滑行進水時的衝擊壓、模板的膨脹、鋼筋混凝土之單位體積的不均衡等因素。

在此狀況時，隔壁之受力不予檢討，而側壁則為三角形的靜水壓分佈，底版則為由下而上的靜水壓與自重之差當作外力



$$P_w = 1.03 H_o$$

$$P = P_w - W$$

$P_w$  = 作用於底版下面之靜水壓

$P$  = 浮遊時，底版之設計荷重

$H_o$  = 沈箱吃水加上 1.0 m。

$W$  = 不扣除浮力之底版自重（包括如有壓艙物時之狀況）

$$W = r_1 t_1 + r_2 t_2$$

$r_1$  : 混凝土單位體積重量

$r_2$  : 壓艙物之單位體積重量

$t_1$  : 底版厚度

$t_2$  : 壓艙物之填入高度

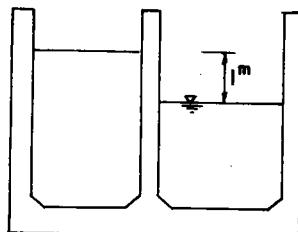
### (3) 拖航時：

依據設計基準，對於靜水壓、動水壓及波壓之影響均在浮

遊時之吃水餘裕可包容之範圍內，因此，並不須再加以檢討。再者，因為在浪高時，拖航之事非常少，而拖航時之拉力，則以其計算式計算。

#### (4) 安放時：

通常沈箱之安放，是在沈箱拖航至安放位置後，立刻注水入隔間內使其沈沒，而在每個隔間均注滿水後投入填充材料，而在注水時，隔室間之水位差即成一最重要之問題，如果隔牆之厚度為  $20\text{cm}$  且採用單鋼筋，則  $1^{\text{m}}$  程度之水位差為其限度，所以不管注水採用何種方式，只要能保持  $1^{\text{m}}$  以下之水位差均可，因此本設計採用  $1^{\text{m}}$  之水位差當作作用於隔壁之外力。而對於其它構材來說，在此狀況下，並非最不利的所以可予省略不加檢討，另外，由於安放作業通常在短時間內即可完成，所以安放作業狀況時之外力，可當作短期荷重，而將其容許應力增加 1.33 倍。



#### (5) 安放後：

安放後的沈箱，在填充料作業完後，通常均儘快打設蓋板混凝土，在防波堤的場合，由於施工計劃亦或地區性之考慮，有時僅以打設蓋板混凝土之狀態，亦或打設上部工  $1.0^{\text{m}}$  程度之狀態，暫時將其放置，所以安放後應檢討下列三種情況，即(1)打設完蓋板混凝土之狀態、(2)上部工完成至某種程度之狀況（施工時）、(3)全部完成時之狀態。不過考慮台灣地區由於易受颱風之侵襲，施工時如果僅完成蓋板混凝土即予放置，極易因颱風而使整個構造物受損，因此，本程式對第 1. 狀況不予檢討，另外，對碼頭而言，施工時，由於背後之回填，並未完全完成

，受力較小，較為安全，所以可以不予以檢討，僅在如果陸上的回填作業較遲時，亦應以防波堤的狀態加以檢討，而後再檢討完成時之狀態。

(6) 完成後：

當整個結構體完成時，對防波堤來說，須檢討平常時、波壓作用時、地震動水壓之作用時等各種狀態。碼頭則應檢討平常時、地震時之狀態，而地震時，則以短期荷重考慮，將其容許應力提高為 1.33 倍。

波壓之檢討為沈箱受波壓作用所產生之沈箱底面反力與沈箱底面之靜水壓及作用於底版之填充料等的重量和，當作為作用於底版的荷重。而側壁之設計，原本不將波力當作為設計荷重，此乃因當外面之波壓作用時，沈箱內部之填充料的反應不很清楚，而內部填充料所產生之反力將為波力相互抵銷之考慮。但是近年來，在波高很大，潮差亦大之地，有因波壓而致側壁被破壞之情形發生。所以波壓之作用對側壁之影響，亦有應加以檢討之需要，但在設計方法中，由於仍有很多不明之處，所以在此予以省略。

波壓作用時之檢討，應分成波峯及波谷來臨時之狀態，分別加以檢討。

地震之檢討，在以往均未考慮，但以耐震設計之觀點而言，是有考慮之必要，所以在此以動水壓為外力來考慮。

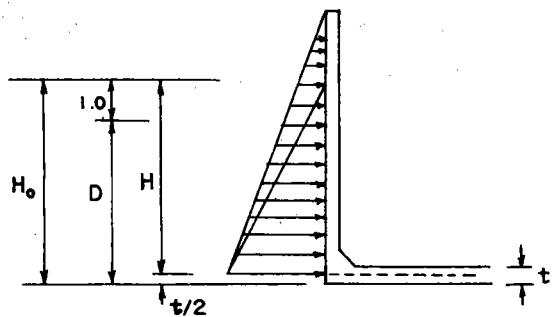
碼頭之場合，考慮的外力為平常時及地震時，由背後而來的土壓及水壓之作用所產生的底版反力，而對碼頭本身重量及土壓之計算時，亦應以有無起重機、有無上載荷重等之組合加以檢討，對陸側之側壁而言，由於土壓、水壓與填充料之土壓相抵銷，變得很小，所以可不考慮。而對海側之側壁而言，則有填充料土壓與水壓之作用，而水壓計算時之水位差則以前面水位為 L.W.L 時來考慮。

隔牆之檢討，則以由上述之內部土壓及內部水壓而致使側壁脫出，亦或底版因填充料等之重量而致脫出之防止加以檢討。

以下即為本程式所考慮之各構材的設計外力及設計荷重之  
計算法。

①側壁：

(A) 浮遊時：

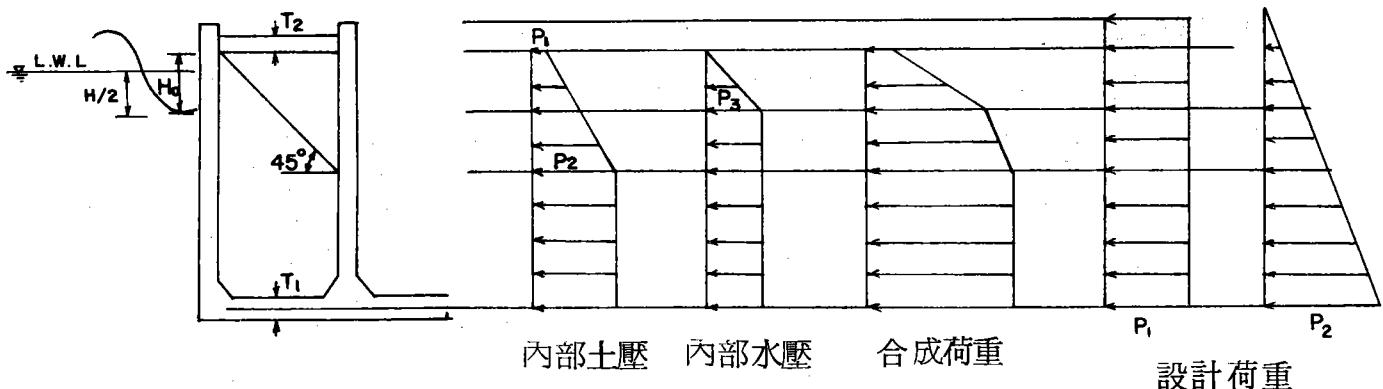


$$\begin{aligned} P &= 1.03 H \\ &= 1.03 \times (D + 1.0 - \frac{t}{2}) \end{aligned}$$

$D$ ：吃水

$t$ ：底版厚

(B) 完成時：



$$q = r_e T_2$$

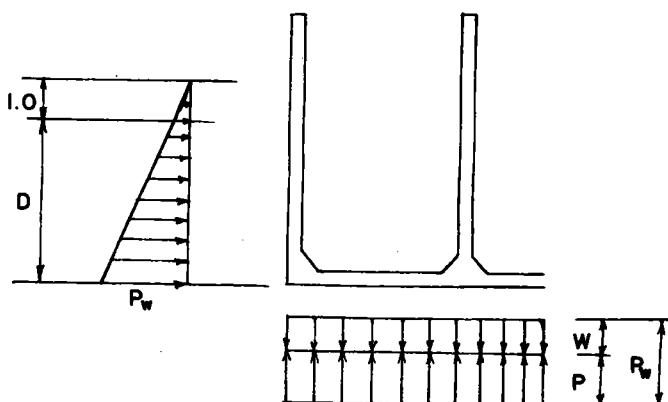
$$P_1 = (r_e T_2) K_a$$

$$P_2 = (\sum rh + q) K_a$$

$$P_3 = 1.03 H_0$$

②底版：

(A) 浮遊時：

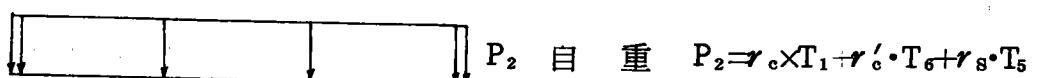
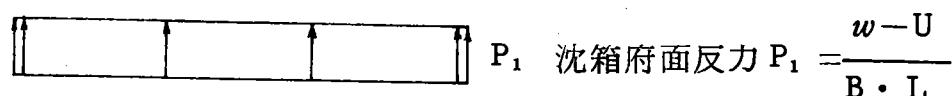
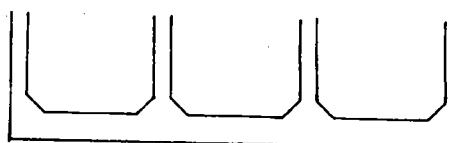


$$P_w = 1.03 (D + 1.0)$$

$$P = P_w - W$$

其說明如前。

(B) 靜穩時：靜穩時作用於底版之荷重如下：



(A) 施工時：

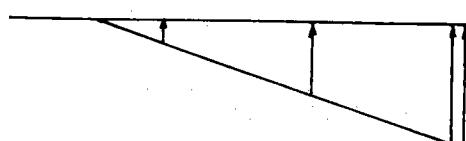
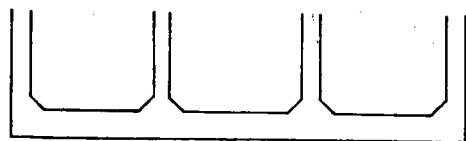
① 波峯來時。

② 波谷來時。

(B) 完成時：

① 波峯來時。

② 波谷來時。



沈箱底面反力

$$e \leq -\frac{1}{6}B \text{ 時}$$

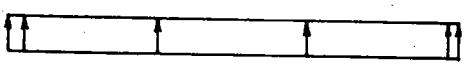
$$P_2 = \frac{6eV}{B}$$

$$e > -\frac{1}{6}B \text{ 時}$$

$$e = \frac{b}{2} - x$$

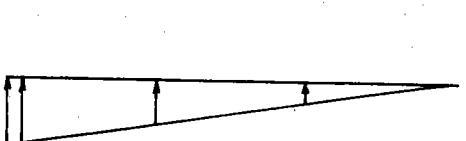


自重(同前)



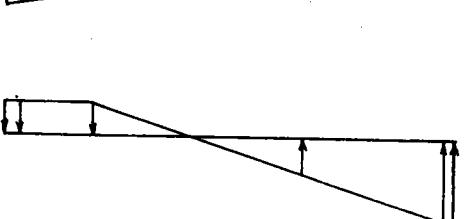
水壓

$$P_1 = \frac{2}{3} \frac{b}{2} (\frac{b}{2} - e)$$



揚壓力

$$x = \frac{M_w - M_h}{V}$$



合成荷重

$$b' = 3 \left( \frac{b}{2} - e \right)$$

以下即為根據以上之計算法，以電腦計算出一例，只要再將其細分為 H.W.L、L.W.L時及完成時，施工時之狀況，即可求解出底版之受力情形。

\*\*\* EUCY \*\*\*

$P = 4.65$   
TOTAL WEIGHT = 272.220  
MOMENT = 1633.915

$U = 92.700$        $UX = 552.200$        $h = 175.620$   
 $UX - UX = 1677.719$

\*\*\* CALM \*\*\*

$PEN1 = 14.57$        $PEN2 = 14.57$

EOTTON REACTION	14.57	14.97	14.57	14.57
WATER PRESSURE	7.72	7.72	7.72	7.72
UPLIFT	0.00	0.00	0.00	0.00
CLEARWEIGHT	17.05	17.05	17.05	17.05
COMBINED LOAD	5.642	5.642	5.642	5.642

\*\*\* WAVE PRESSURE \*\*\*

$\text{ALFA1} = 0.932$        $\text{ALFA2} = 0.215$        $\text{ALFA3} = 0.003$

$FSLW = 73.016$        $FMLW = 378.024$

$PEN1 = 32.24$        $PEN2 = 0.00$        $SF1 = 1.15$        $SF2 = 2.11$        $X = 2.854$        $B = 6.682$

SECTION REACTION	0.00	2.61	17.54	32.50
WATER PRESSURE	7.72	7.72	7.72	7.72
UPLIFT	5.77	3.91	1.56	0.10
DEAWEIGHT	17.05	17.05	17.05	17.05
COMBINED LOAD	-3.552	-2.757	10.570	23.268

\*\*\* WAVE THROUGH \*\*\*

FEN1 =	21.60	FEN2 =	12.30	SF1 =	5.52	SF2 =	16.21	X =	5.451	E =	8.662
SECTION REACTION	21.45		16.50	15.40	12.45						
WATER PRESSURE	7.72		7.72	7.72	7.72						
UPLIFT	2.50		2.64	1.32	0.07						
DEAWEIGHT	17.05		17.05	17.05	17.05						
COMBINED LOAD	8.224		6.532	4.753	3.062						

\*\* DYNAMIC WATER PRESSURE \*\*

WP = 179.620 CMSU = 1077.719. PSLW = 33.951 FRCN = 162.292

### (三) 構材之設計：

#### 1. 側壁：

側壁之計算，原則上係以三邊固定，一邊自由之版來設計。至於計算方法則有解析法及數值表法，而數值表法實際上亦是以解析法解析而得，只是方便設計者，使其可依所給予之條件，立即進行設計，所以目前之人工作業設計均採數值表。本研究因係利用電腦作業，因此，採用直接解析版之方程式，按所給予的支承條件，求出其力矩。

版之基礎方程式：

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{D}$$

此處：

$w$ ：應變 (m)。

P：荷重強度。

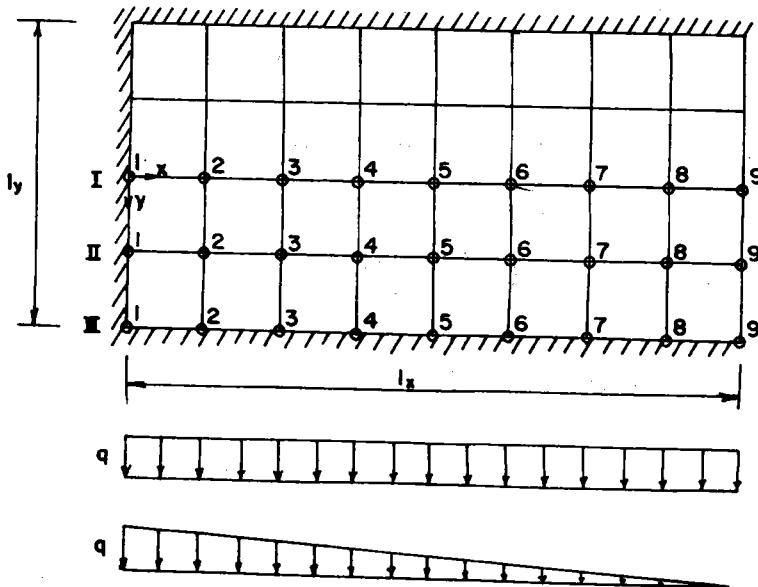
D：版之剛度  $D = \frac{Et^3}{12(1 - r^2)}$

E：版之彈性係數 ( $t/m^2$ )。

t：版厚 (m)。

v：柏森比  $v = \frac{1}{6}$

由於解析之方法相當複雜，在此予以省略，僅將解析結果之應用予以簡單說明。



爲求與數值表（現有基準中）相驗證計算結果，因此計算時，對版之分割  $x$  方向予以八等分， $y$  方向四等分，而後再視荷重爲等分佈，亦或三角形分佈及荷重方向爲內側作用亦或外側作用，各計算版所承受之力矩，而後再取各點力矩之最大值，此即爲其設計力矩，由此即可求出各該點之理論配筋值。

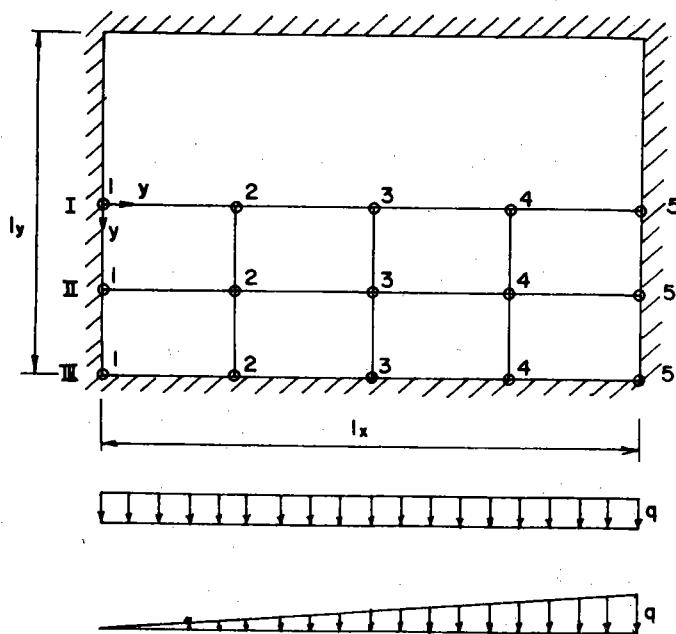
另外，在側壁之計算時，法線垂直側與平行側會產生不平衡之力矩，此須加以修正，本程式亦將此加以考慮，使其能自動進行修正。（詳細計算法，在此予以省略）。

## 2. 隔壁：

隔壁之計算在安放時，係以三邊固定，一邊自由之版（同側壁）加以計算。而在安放後，係以其與底版及側壁之脫出進行檢討。

## 3. 底版：

爲外牆及側壁所包圍之部份，採用四邊固定版加以計算，而基脚則視爲懸臂樑來計算。另爲驗證解析之結果，四邊固定版之分割  $x$  方向予以四等份，而求出各點之力矩。



(4) 配筋：

1. 鋼筋量及鋼筋應力度計算：

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} /_8 d} \quad \sigma_{sa} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$h$  : 版厚 (cm)

$d$  : 版之有效厚 (cm)

$M$  : 計算所求得之力矩

$A_s$  : 所須鋼筋量 ( $\text{cm}^2$ )

$A_s^1$  : 使用鋼筋量，由鋼筋之口徑及間隔所求得  $b = 100 \text{ cm}$  相當之值

$P$  :  $P = A_s / (b \cdot d)$

$K$  :  $K = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2 - np}$

$j$  :  $j = 1 - K / 3$

$\sigma_s$  : 鋼筋應力度  $\sigma_s = M / (A_s^1 \cdot j \cdot d) < 1800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_e$  :  $\sigma_e = 2M / (k \cdot j \cdot b \cdot d) < 80 \text{ kg/cm}^2$

根據以上所述，進行各版之設計，其過程為：

① 法線平行方向側壁：

(a) 外側之三角形荷重。

(b) 內側之荷重：等分佈荷重。

    三角形荷重。

此荷重之作用均加以計算後，再比較選擇各分割點之最大力矩，即為其設計力矩 ( $M_x, M_y$ )，再依此進行配筋計算，即可求出各點之理論配筋值。

② 法線垂直方向側壁：

(a) 外側之三角形荷重。

(b) 內側之荷重：等分佈荷重。

    三角形荷重。

如同①之計算，同時進行平行方向及垂直方向之不平衡力矩修正計算。

③底版：

按底版個數，分別加以計算，其荷重大致爲以下各種荷重之任意組合。

- (a) 上側之等分佈荷重。
- (b) 上側之三角形荷重。
- (c) 下側之等分佈荷重。
- (d) 下側之三角形荷重。
- (e) 下側之梯形荷重。

由於計算過程及計算所得結果相當多，因此，在此僅以一例之法線平行方向之側壁計算結果附於後，以供參考，至於 *Moment Coefficient* 係爲驗證、計算結果與基準所列之數值是否相同而已，並無任何意義。

THREE SIDE FIXED, ONE SIDE FREE; TRIANGULAR LOAD

\*\* X-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	0.000	3.794
(1,2)	0.560	0.000
(1,3)	0.978	0.000
(1,4)	0.657	0.000
(1,5)	0.387	0.000
(1,6)	0.223	0.000
(1,7)	0.100	0.000
(1,8)	0.000	0.010
(1,9)	0.000	0.000
(2,1)	0.000	2.363
(2,2)	0.342	0.000
(2,3)	0.489	0.000
(2,4)	0.273	0.000
(2,5)	0.129	0.000
(2,6)	0.058	0.000
(2,7)	0.009	0.000
(2,8)	0.000	0.033
(2,9)	0.000	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(3,2)	0.000	0.414
(3,3)	0.000	0.678
(3,4)	0.000	0.680
(3,5)	0.000	0.572
(3,6)	0.000	0.433
(3,7)	0.000	0.295
(3,8)	0.000	0.175
(3,9)	0.000	0.000

\*\* Y-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	0.000	0.632
(2,1)	0.000	0.394
(3,1)	0.000	0.000
(1,2)	0.935	0.000
(2,2)	0.409	0.000
(3,2)	0.000	2.485
(1,3)	1.835	0.000
(2,3)	0.630	0.000
(3,3)	0.000	4.071
(1,4)	1.958	0.000
(2,4)	0.568	0.000
(3,4)	0.000	4.083
(1,5)	1.691	0.000
(2,5)	0.447	0.000
(3,5)	0.000	3.432
(1,6)	1.298	0.000
(2,6)	0.325	0.000
(3,6)	0.000	2.599
(1,7)	0.896	0.000
(2,7)	0.212	0.000
(3,7)	0.000	1.769
(1,8)	0.558	0.000
(2,8)	0.110	0.000
(1,9)	0.371	0.000
(2,9)	0.030	0.000
(3,9)	0.000	0.414

MOMENT COEFFICIENT---X---

LX/LY = 2.09

\ X \	1	\ 2	\ 3	\ 4	\ 5	\ 6	\ 7	\ 8	\ 9	\
\ 1	\ -0.0462\	0.0068\	0.0119\	0.0080\	0.0047\	0.0027\	0.0012\	\ -0.0001\	0.0000\	
\ 2	\ -0.0288\	0.0042\	0.0059\	0.0033\	0.0016\	0.0007\	0.0001\	\ -0.0004\	0.0000\	
\ 3	\ 0.0000\	-0.0050\	-0.0083\	-0.0083\	-0.0070\	-0.0053\	-0.0036\	\ -0.0021\	0.0000\	

MOMENT COEFFICIENT---Y---

LX/LY = 2.09

\ Y \	1	\ 2	\ 3	\ 4	\ 5	\ 6	\ 7	\ 8	\ 9	\
\ 1	\ -0.0077\	0.0114\	0.0223\	0.0238\	0.0206\	0.0158\	0.0109\	0.0068\	0.0045\	
\ 2	\ -0.0048\	0.0050\	0.0077\	0.0069\	0.0054\	0.0040\	0.0026\	0.0013\	0.0004\	
\ 3	\ 0.0000\	-0.0303\	-0.0496\	-0.0497\	-0.0418\	-0.0316\	-0.0215\	\ -0.0128\	-0.0050\	

THREE SIDE FIXED, ONE SIDE FREE: UNIFGRM LOAD

\*\* X-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	4.662	0.000
(1,2)	0.000	0.476
(1,3)	0.000	1.128
(1,4)	0.000	0.394
(1,5)	0.000	0.691
(1,6)	0.000	0.602
(1,7)	0.000	0.553
(1,8)	0.000	0.450
(1,9)	0.000	0.000
(2,1)	2.820	0.000
(2,2)	0.000	0.277
(2,3)	0.000	0.536
(2,4)	0.000	0.342
(2,5)	0.000	0.211
(2,6)	0.000	0.160
(2,7)	0.000	0.133
(2,8)	0.000	0.075
(2,9)	0.000	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(3,2)	0.509	0.000
(3,3)	0.943	0.000
(3,4)	1.103	0.000
(3,5)	1.142	0.000
(3,6)	1.144	0.000
(3,7)	1.138	0.000
(3,8)	1.143	0.000
(3,9)	0.000	0.000

\*\* Y-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	0.777	0.000
(2,1)	0.470	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(1,2)	0.000	1.207
(2,2)	0.000	0.468
(3,2)	3.057	0.000
(1,3)	0.000	2.613
(2,3)	0.000	0.832
(3,3)	5.656	0.000
(1,4)	0.000	3.215
(2,4)	0.000	0.889
(3,4)	6.618	0.000
(1,5)	0.000	3.394
(2,5)	0.000	0.877
(3,5)	6.852	0.000
(1,6)	0.000	3.421
(2,6)	0.000	0.862
(3,6)	6.865	0.000
(1,7)	0.000	3.410
(2,7)	0.000	0.851
(3,7)	6.829	0.000
(1,8)	0.000	3.408
(2,8)	0.000	0.848
(3,8)	6.856	0.000
(1,9)	0.000	3.548
(2,9)	0.000	0.857
(3,9)	6.884	0.000

MOMENT COEFFICIENT---X--- LX/LY= 2.09

\	X	\	1	\	2	\	3	\	4	\	5	\	6	\	7	\	8	\	9	\
\	1	\	-0.0568	\	0.0058	\	0.0137	\	0.0109	\	0.0084	\	0.0073	\	0.0067	\	0.0055	\	0.0000	\
\	2	\	-0.0343	\	0.0034	\	0.0065	\	0.0042	\	0.0026	\	0.0020	\	0.0016	\	0.0009	\	0.0000	\
\	3	\	0.0000	\	-0.0062	\	-0.0115	\	-0.0134	\	-0.0139	\	-0.0139	\	-0.0139	\	-0.0139	\	0.0000	\

MOMENT COEFFICIENT---Y--- LX/LY= 2.09

\	Y	\	1	\	2	\	3	\	4	\	5	\	6	\	7	\	8	\	9	\
\	1	\	-0.0095	\	0.0147	\	0.0318	\	0.0391	\	0.0413	\	0.0416	\	0.0415	\	0.0415	\	0.0432	\
\	2	\	-0.0057	\	0.0057	\	0.0101	\	0.0108	\	0.0107	\	0.0105	\	0.0104	\	0.0103	\	0.0104	\
\	3	\	0.0000	\	-0.0372	\	-0.0689	\	-0.0806	\	-0.0834	\	-0.0836	\	-0.0831	\	-0.0835	\	-0.0838	\

THREE SIDE FIXED, ONE SIDE FREE; TRIANGULAR LOAD

\*\* X-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	7.588	0.000
(1,2)	0.000	1.121
(1,3)	0.000	1.956
(1,4)	0.000	1.313
(1,5)	0.000	0.776
(1,6)	0.000	0.446
(1,7)	0.000	0.199
(1,8)	0.020	0.000
(1,9)	0.000	0.000
(2,1)	4.726	0.000
(2,2)	0.000	0.684
(2,3)	0.000	0.977
(2,4)	0.000	0.545
(2,5)	0.000	0.258
(2,6)	0.000	0.115
(2,7)	0.000	0.018
(2,8)	0.066	0.000
(2,9)	0.000	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(3,2)	0.828	0.000
(3,3)	1.357	0.000
(3,4)	1.361	0.000
(3,5)	1.144	0.000
(3,6)	0.866	0.000
(3,7)	0.590	0.000
(3,8)	0.351	0.000
(3,9)	0.000	0.000

\*\* Y-MOMENT \*\*

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	1.265	0.000
(2,1)	0.788	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(1,2)	0.000	1.870
(2,2)	0.000	0.818
(3,2)	4.970	0.000
(1,3)	0.000	3.670
(2,3)	0.000	1.259
(3,3)	8.142	0.000
(1,4)	0.000	3.916
(2,4)	0.000	1.136
(3,4)	8.166	0.000
(1,5)	0.000	3.383
(2,5)	0.000	0.894
(3,5)	6.865	0.000
(1,6)	0.000	2.595
(2,6)	0.000	0.651
(3,6)	5.199	0.000
(1,7)	0.000	1.792
(2,7)	0.000	0.423
(3,7)	3.538	0.000
(1,8)	0.000	1.115
(2,8)	0.000	0.220
*技術研究(3,8)	2.105	0.000
(1,9)	0.000	0.743
(2,9)	0.000	0.060
(3,9)	0.828	0.000

MOMENT COEFFICIENT---X---

LX/LY = 2.09

```
\ X \ 1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8 \ 9 \
\ 1 \ -0.0462 \ 0.0068 \ 0.0119 \ 0.0080 \ 0.0047 \ 0.0027 \ 0.0012 \ -0.0001 \ 0.0000 \
\ 2 \ -0.0288 \ 0.0042 \ 0.0059 \ 0.0033 \ 0.0016 \ 0.0007 \ 0.0001 \ -0.0004 \ 0.0000 \
\ 3 \ 0.0000 \ -0.0050 \ -0.0083 \ -0.0083 \ -0.0070 \ -0.0053 \ -0.0036 \ -0.0021 \ 0.0000 \
```

MOMENT COEFFICIENT---Y---

LX/LY = 2.09

```
\ Y \ 1 \ 2 \ 3 \ 4 \ 5 \ 6 \ 7 \ 8 \ 9 \
\ 1 \ -0.0077 \ 0.0114 \ 0.0223 \ 0.0238 \ 0.0206 \ 0.0158 \ 0.0109 \ 0.0068 \ 0.0045 \
\ 2 \ -0.0048 \ 0.0050 \ 0.0077 \ 0.0069 \ 0.0054 \ 0.0040 \ 0.0026 \ 0.0013 \ 0.0004 \
\ 3 \ 0.0000 \ -0.0303 \ -0.0496 \ -0.0497 \ -0.0418 \ -0.0316 \ -0.0215 \ -0.0128 \ -0.0050 \
```

# 設 計 力 矩

\*\* DESIGN MOMENT \*\*

\*\* X-MOMENT \*\*

SIGMA MX T/M

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	7.568	3.794
(1,2)	0.560	1.121
(1,3)	0.978	1.956
(1,4)	0.657	1.313
(1,5)	0.387	0.774
(1,6)	0.223	0.602
(1,7)	0.100	0.553
(1,8)	0.020	0.450
(1,9)	0.000	0.000
(2,1)	4.726	2.363
(2,2)	0.342	0.684
(2,3)	0.499	0.977
(2,4)	0.273	0.545
(2,5)	0.129	0.258
(2,6)	0.058	0.160
(2,7)	0.009	0.133
(2,8)	0.066	0.075
(2,9)	0.000	0.000
(3,1)	0.000	0.000
(3,2)	0.828	0.414
(3,3)	1.357	0.678
(3,4)	1.361	0.680
(3,5)	1.144	0.572
(3,6)	1.144	0.433
(3,7)	1.138	0.295
(3,8)	1.143	0.175
(3,9)	0.000	0.000

\*\* Y-MOMENT \*\*

SIGMA MY T/M

NO	UCHIGAWA	SOTOGAWA
(1,1)	1.265	0.632
(2,1)	0.788	0.394
(3,1)	0.000	0.000
(1,2)	0.935	1.870
(2,2)	0.409	0.818
(3,2)	4.970	2.485
(1,3)	1.835	3.670
(2,3)	0.630	1.259
(3,3)	8.142	4.071
(1,4)	1.958	3.916
(2,4)	0.568	1.136
(3,4)	8.166	4.083
(1,5)	1.691	3.394
(2,5)	0.447	0.894
(3,5)	6.865	3.432
(1,6)	1.298	3.421
(2,6)	0.325	0.862
(3,6)	6.865	2.599
(1,7)	0.896	3.410
(2,7)	0.212	0.851
(3,7)	6.829	1.769
(1,8)	0.558	3.408
(2,8)	0.110	0.848
(3,8)	6.856	1.052
(1,9)	0.371	3.548
(2,9)	0.030	0.857
(3,9)	6.884	0.414

(I,J)	moment	H	D	AS	ASI	P	K	J	SIGMC	SIGMS
(1,1)	7.59	40.00	32.00	15.05	16.26	0.0051	0.322	0.893	51.62	1633.35
(1,2)	0.56	40.00	32.00	1.11	3.17	0.0010	0.158	0.947	7.30	583.06
(1,3)	0.98	40.00	32.00	1.94	3.17	0.0010	0.158	0.947	12.75	1018.04
(1,4)	0.66	40.00	32.00	1.30	3.17	0.0010	0.158	0.947	8.56	683.27
(1,5)	0.39	40.00	32.00	0.77	3.17	0.0010	0.158	0.947	5.04	402.69
(1,6)	0.22	40.00	32.00	0.44	3.17	0.0010	0.158	0.947	2.91	232.13
(1,7)	0.10	40.00	32.00	0.20	3.17	0.0010	0.158	0.947	1.30	103.57
(1,8)	0.02	40.00	32.00	0.04	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.26	20.42
(1,9)	0.00	40.00	32.00	0.00	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.00	0.00
(2,1)	4.73	40.00	32.00	9.38	12.68	0.0040	0.290	0.903	35.19	1289.52
(2,2)	0.34	40.00	32.00	0.68	3.17	0.0010	0.158	0.947	4.46	356.07
(2,3)	0.49	40.00	32.00	0.97	3.17	0.0010	0.158	0.947	6.37	508.57
(2,4)	0.27	40.00	32.00	0.54	3.17	0.0010	0.158	0.947	3.55	283.72
(2,5)	0.13	40.00	32.00	0.26	3.17	0.0010	0.158	0.947	1.68	134.17
(2,6)	0.06	40.00	32.00	0.11	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.75	59.89
(2,7)	0.01	40.00	32.00	0.02	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.12	9.40
(2,8)	0.07	40.00	32.00	0.13	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.86	68.70
(2,9)	0.00	40.00	32.00	0.00	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.00	0.00
(3,1)	0.00	40.00	32.00	0.00	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.00	0.00
(3,2)	0.83	40.00	32.00	1.64	3.17	0.0010	0.158	0.947	10.80	862.08
(3,3)	1.36	40.00	32.00	2.69	3.17	0.0010	0.158	0.947	17.69	1412.19
(3,4)	1.36	40.00	32.00	2.70	3.17	0.0010	0.158	0.947	17.74	1416.33
(3,5)	1.14	40.00	32.00	2.27	3.17	0.0010	0.158	0.947	14.91	1190.68
(3,6)	1.14	40.00	32.00	2.27	3.17	0.0010	0.158	0.947	14.91	1190.63
(3,7)	1.14	40.00	32.00	2.26	3.17	0.0010	0.158	0.947	14.84	1185.53
(3,8)	1.14	40.00	32.00	2.27	3.17	0.0010	0.158	0.947	14.90	1189.17
(3,9)	0.00	40.00	32.00	0.00	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.00	0.00

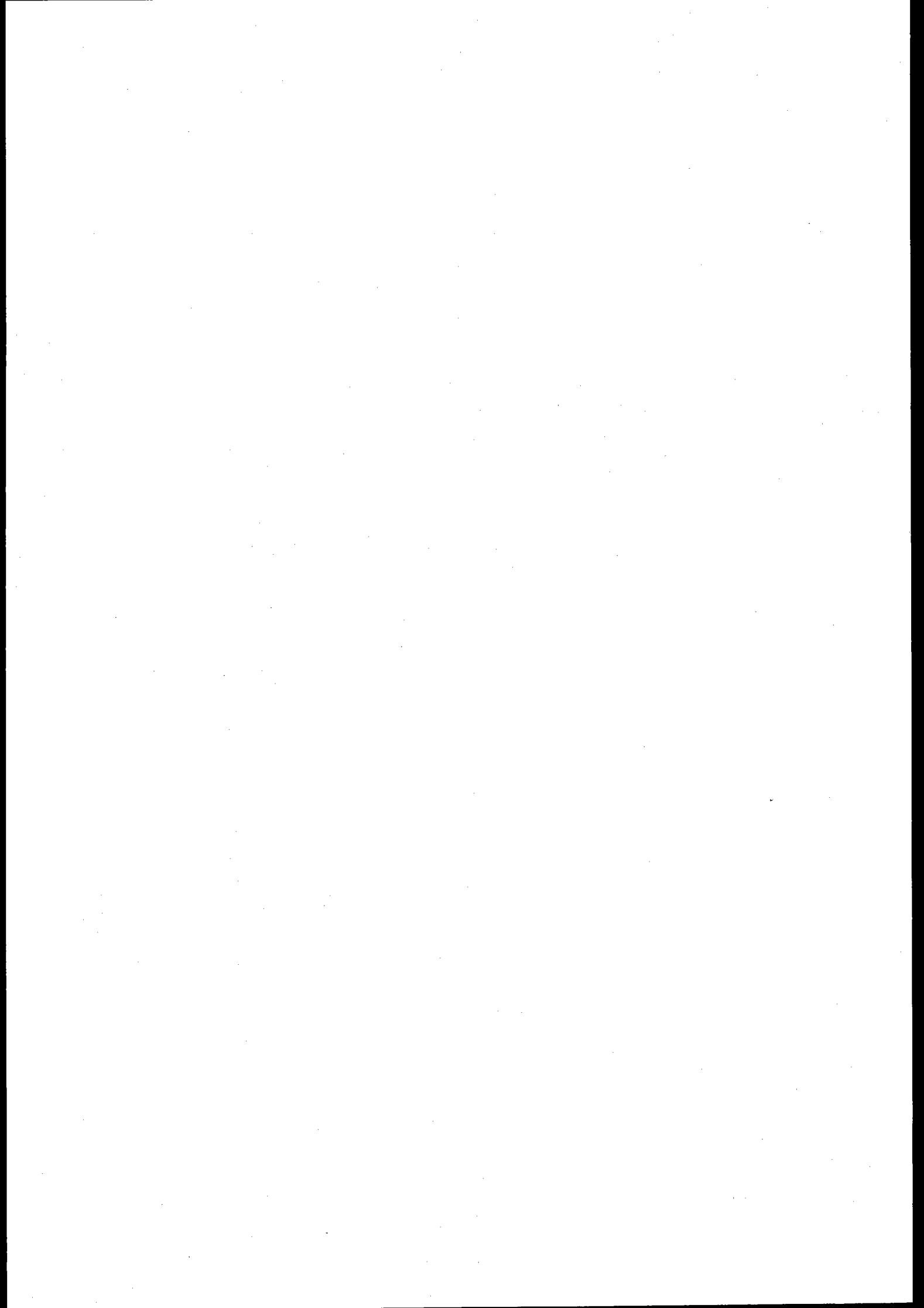
(I,J)	MOMENT	H	D	A5	A51	P	K	J	SIGMC	SIGMS
(1,1)	3.79	40.00	30.00	8.03	12.68	0.0042	0.298	0.901	31.38	1107.44
(1,2)			30.00	2.37	3.17	0.0011	0.163	0.946	16.16	1245.94
(1,3)			30.00	4.14	6.34	0.0021	0.222	0.926	21.14	1110.89
(1,4)			30.00	2.78	3.17	0.0011	0.163	0.946	18.94	1460.06
(1,5)			30.00	1.64	3.17	0.0011	0.163	0.946	11.16	860.50
(1,6)			30.00	1.27	3.17	0.0011	0.163	0.946	8.68	669.01
(1,7)			30.00	1.17	3.17	0.0011	0.163	0.946	7.97	614.70
(1,8)			30.00	0.95	3.17	0.0011	0.163	0.946	6.49	500.51
(1,9)	0.00	40.00	30.00	0.00	3.17	0.0011	0.163	0.946	0.00	0.00
(2,1)	2.36	40.00	30.00	5.00	6.34	0.0021	0.222	0.926	25.53	1341.65
(2,2)	0.68	40.00	30.00	1.45	3.17	0.0011	0.163	0.946	9.87	760.88
(2,3)	0.98	40.00	30.00	2.07	3.17	0.0011	0.163	0.946	14.10	1086.75
(2,4)	0.55	40.00	30.00	1.15	3.17	0.0011	0.163	0.946	7.87	606.27
(2,5)	0.26	40.00	30.00	0.53	3.17	0.0011	0.163	0.946	3.72	286.70
(2,6)	0.16	40.00	30.00	0.34	3.17	0.0011	0.163	0.946	2.31	178.18
(2,7)	0.13	40.00	30.00	0.28	3.17	0.0011	0.163	0.946	1.92	148.00
(2,8)	0.08	40.00	30.00	0.16	3.17	0.0011	0.163	0.946	1.08	83.40
(2,9)	0.00	40.00	30.00	0.00	3.17	0.0011	0.163	0.946	0.00	0.00
(3,1)	0.00	40.00	30.00	0.00	3.17	0.0011	0.163	0.946	0.00	0.00
(3,2)	0.41	40.00	30.00	0.88	3.17	0.0011	0.163	0.946	5.97	460.54
(3,3)	0.68	40.00	30.00	1.44	3.17	0.0011	0.163	0.946	9.79	754.42
(3,4)	0.69	40.00	30.00	1.44	3.17	0.0011	0.163	0.946	9.82	756.63
(3,5)	0.57	40.00	30.00	1.21	3.17	0.0011	0.163	0.946	8.25	636.09
(3,6)	0.43	40.00	30.00	0.92	3.17	0.0011	0.163	0.946	6.25	481.73
(3,7)	0.29	40.00	30.00	0.62	3.17	0.0011	0.163	0.946	4.25	327.87
(3,8)	0.18	40.00	30.00	0.37	3.17	0.0011	0.163	0.946	2.53	195.00
(3,9)	0.00	40.00	30.00	0.00	3.17	0.0011	0.163	0.946	0.00	0.00

$(I^{\prime}, J)$	MOMENT	H	D	AS	P	K	J	SIGMC	SIGMS
(1,1)	1.26	40.00	34.00	2.36	3.17	0.0009	0.154	0.949	14.99
(1,2)	0.93	40.00	34.00	1.75	3.17	0.0009	0.154	0.949	11.08
(1,3)	1.83	40.00	34.00	3.43	6.34	0.0019	0.210	0.930	16.24
(1,4)	1.96	40.00	34.00	3.66	6.34	0.0019	0.210	0.930	17.33
(1,5)	1.69	40.00	34.00	3.16	3.17	0.0009	0.154	0.949	20.05
(1,6)	1.30	40.00	34.00	2.42	3.17	0.0009	0.154	0.949	15.38
(1,7)	0.90	40.00	34.00	1.67	3.17	0.0009	0.154	0.949	10.62
(1,8)	0.56	40.00	34.00	1.04	3.17	0.0009	0.154	0.949	6.61
(1,9)	0.37	40.00	34.00	0.69	3.17	0.0009	0.154	0.949	4.40
(2,1)	0.79	40.00	34.00	1.47	3.17	0.0009	0.154	0.949	9.34
(2,2)	0.44	40.00	34.00	0.76	3.17	0.0009	0.154	0.949	7.70
(2,3)	0.63	40.00	34.00	1.18	3.17	0.0009	0.154	0.949	4.85
(2,4)	0.57	40.00	34.00	1.06	3.17	0.0009	0.154	0.949	7.46
(2,5)	0.45	40.00	34.00	0.83	3.17	0.0009	0.154	0.949	6.73
(2,6)	0.33	40.00	34.00	0.61	3.17	0.0009	0.154	0.949	5.30
(2,7)	0.21	40.00	34.00	0.40	3.17	0.0009	0.154	0.949	3.96
(2,8)	0.11	40.00	34.00	0.20	3.17	0.0009	0.154	0.949	2.51
(2,9)	0.03	40.00	34.00	0.06	3.17	0.0009	0.154	0.949	2.30
(3,1)	0.00	40.00	34.00	0.00	3.17	0.0009	0.154	0.949	107.34
(3,2)	4.97	40.00	34.00	9.28	12.68	0.0037	0.283	0.906	33.53
(3,3)	8.14	40.00	34.00	15.20	16.26	0.0048	0.314	0.895	50.14
(3,4)	8.17	40.00	34.00	15.25	16.26	0.0048	0.314	0.895	50.28
(3,5)	6.86	40.00	34.00	12.82	16.26	0.0048	0.314	0.895	42.27
(3,6)	6.86	40.00	34.00	12.82	16.26	0.0048	0.314	0.895	42.27
(3,7)	6.83	40.00	34.00	12.75	16.26	0.0048	0.314	0.895	42.06
(3,8)	6.86	40.00	34.00	12.80	16.26	0.0048	0.314	0.895	42.22
(3,9)	6.88	40.00	34.00	12.85	16.26	0.0048	0.314	0.895	42.39

(I,J)	moment	H	D	AS	P	K	J	SIGMC	SIGMS
(1,1)	0.63	40.00	32.00	1.25	3.17	0.0010	0.158	0.947	8.24
(1,2)	1.87	40.00	32.00	3.71	6.34	0.0020	0.216	0.928	658.02
(1,3)	3.67	40.00	32.00	7.28	12.68	0.0040	0.290	0.903	993.08
(1,4)	3.92	40.00	32.00	7.77	12.68	0.0040	0.290	0.903	21.33
(1,5)	3.39	40.00	32.00	6.73	12.68	0.0040	0.290	0.903	1001.41
(1,6)	3.42	40.00	32.00	6.79	12.68	0.0040	0.290	0.903	1068.59
(1,7)	3.41	40.00	32.00	6.76	12.68	0.0040	0.290	0.903	25.27
(1,8)	3.41	40.00	32.00	6.76	12.68	0.0040	0.290	0.903	926.00
(1,9)	3.55	40.00	32.00	7.04	12.68	0.0040	0.290	0.903	933.43
(2,1)	0.39	40.00	32.00	0.78	3.17	0.0010	0.158	0.947	25.39
(2,2)	0.82	40.00	32.00	1.62	3.17	0.0010	0.158	0.947	930.34
(2,3)	1.26	40.00	32.00	2.50	3.17	0.0010	0.158	0.947	25.37
(2,4)	1.14	40.00	32.00	2.25	3.17	0.0010	0.158	0.947	929.81
(2,5)	0.89	40.00	32.00	1.77	3.17	0.0010	0.158	0.947	26.42
(2,6)	0.66	40.00	32.00	1.71	3.17	0.0010	0.158	0.947	968.12
(2,7)	0.85	40.00	32.00	1.69	3.17	0.0010	0.158	0.947	5.13
(2,8)	0.85	40.00	32.00	1.68	3.17	0.0010	0.158	0.947	409.84
(2,9)	0.86	40.00	32.00	1.70	3.17	0.0010	0.158	0.947	10.67
(3,1)	0.00	40.00	32.00	0.00	3.17	0.0010	0.158	0.947	851.66
(3,2)	2.49	40.00	32.00	4.93	6.34	0.0020	0.216	0.947	1310.39
(3,3)	4.07	40.00	32.00	8.08	12.68	0.0040	0.290	0.903	11.24
(3,4)	4.08	40.00	32.00	8.10	12.68	0.0040	0.290	0.903	885.72
(3,5)	3.43	40.00	32.00	6.81	12.68	0.0040	0.290	0.903	11.06
(3,6)	2.60	40.00	32.00	5.16	6.34	0.0020	0.216	0.928	882.74
(3,7)	1.77	40.00	32.00	3.51	6.34	0.0020	0.216	0.928	11.18
(3,8)	1.05	40.00	32.00	2.09	3.17	0.0010	0.158	0.947	892.15
(3,9)	0.41	40.00	32.00	0.82	3.17	0.0010	0.158	0.947	0.00

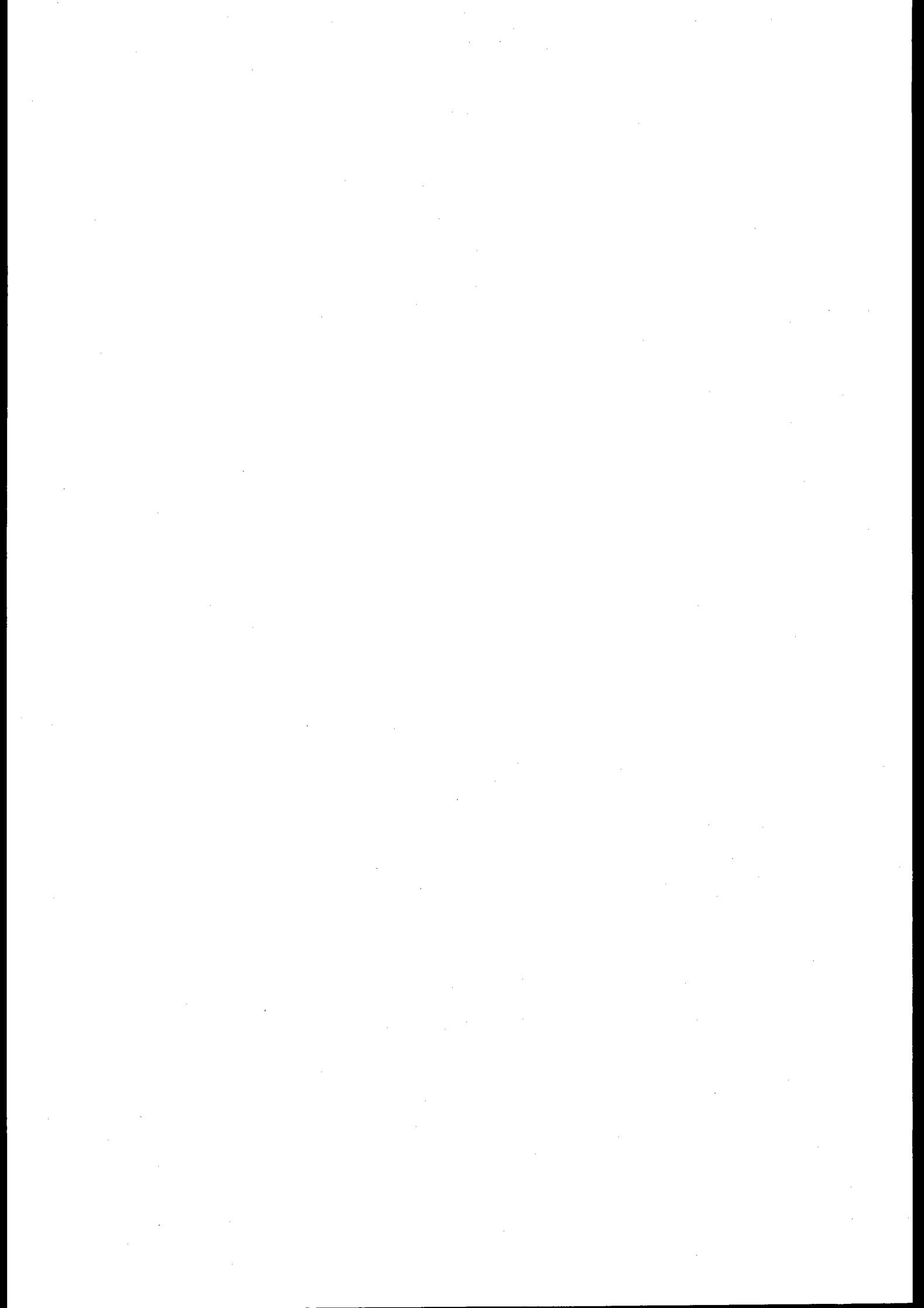
## 七、結論：

本研究乃港灣構造物設計自動化之研究中的一環，目前，限於時間，僅能作到理論配筋之階段，至於實際之配筋情況，則有待作進一步的研究，不過，由於沈箱堤之設計，對於堤身尺寸之決定，往往是一很重要的關鍵。本研究目前已能達到只要賦給設計條件，則不論是防波堤亦或碼頭均能很快地提供給設計者一滿足設計條件之斷面，因此對整個設計作業而言，將是一很有利之工具，至於配筋之工作，因為牽涉到很多的因素，短期內尚無法達到很理想之階段，此有待今後之努力。



# 板樁式碼頭設計自動化之研究

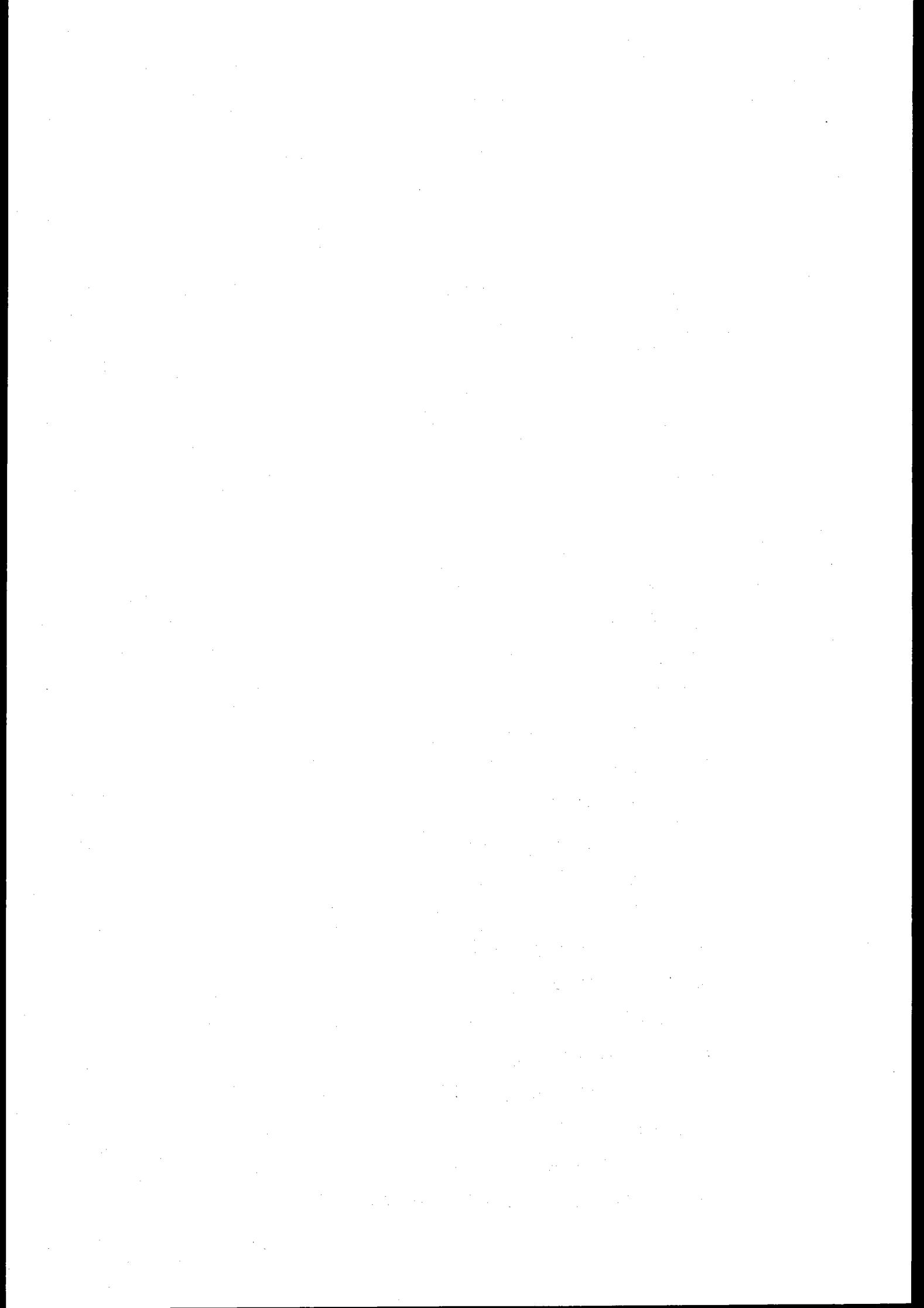
單 誠 基



# 板樁式碼頭設計自動化

## 目 錄

- 一、前言
- 二、板樁式碼頭型式及說明和錨錐式設計程序
- 三、作用於板樁碼頭之外力
  - (一) 土壓
    - (a) 板樁碼頭背後之主動土壓
    - (b) 板樁埋入部前面之被動土壓
  - (二) 殘留水壓
  - (三) 船隻之牽引力
  - (四) 船隻之衝擊力
- 四、拉桿裝設位置
- 五、板樁埋入長度
- 六、拉桿設計
- 七、板樁設計
  - 7 - 1 作用于板樁最大彎矩
  - 7 - 2 板樁斷面之計算
  - 7 - 3 腰梁之設計
  - 7 - 4 鋼筋混凝土板樁之設計
- 八、控制工(錨定板)之設計
  - 8 - 1 採用控制板
  - 8 - 2 控制板之設置位置
  - 8 - 3 控制板之設計
- 九、細部設計
  - 9 - 1 上部工(壓頂)
  - 9 - 2 船隻牽引力及衝擊力作用於上部工
- 十、板樁碼頭計算
  - 10 - 1 計算條件
  - 10 - 2 計算例中自動化程式輸入值以次序



十一、設計計算例(一)(砂質土地基之情形)

11—1 手算部份

11—6 電算部份

十二、設計計算例(二)(粘質土地基之情形)

12—1 手算部份

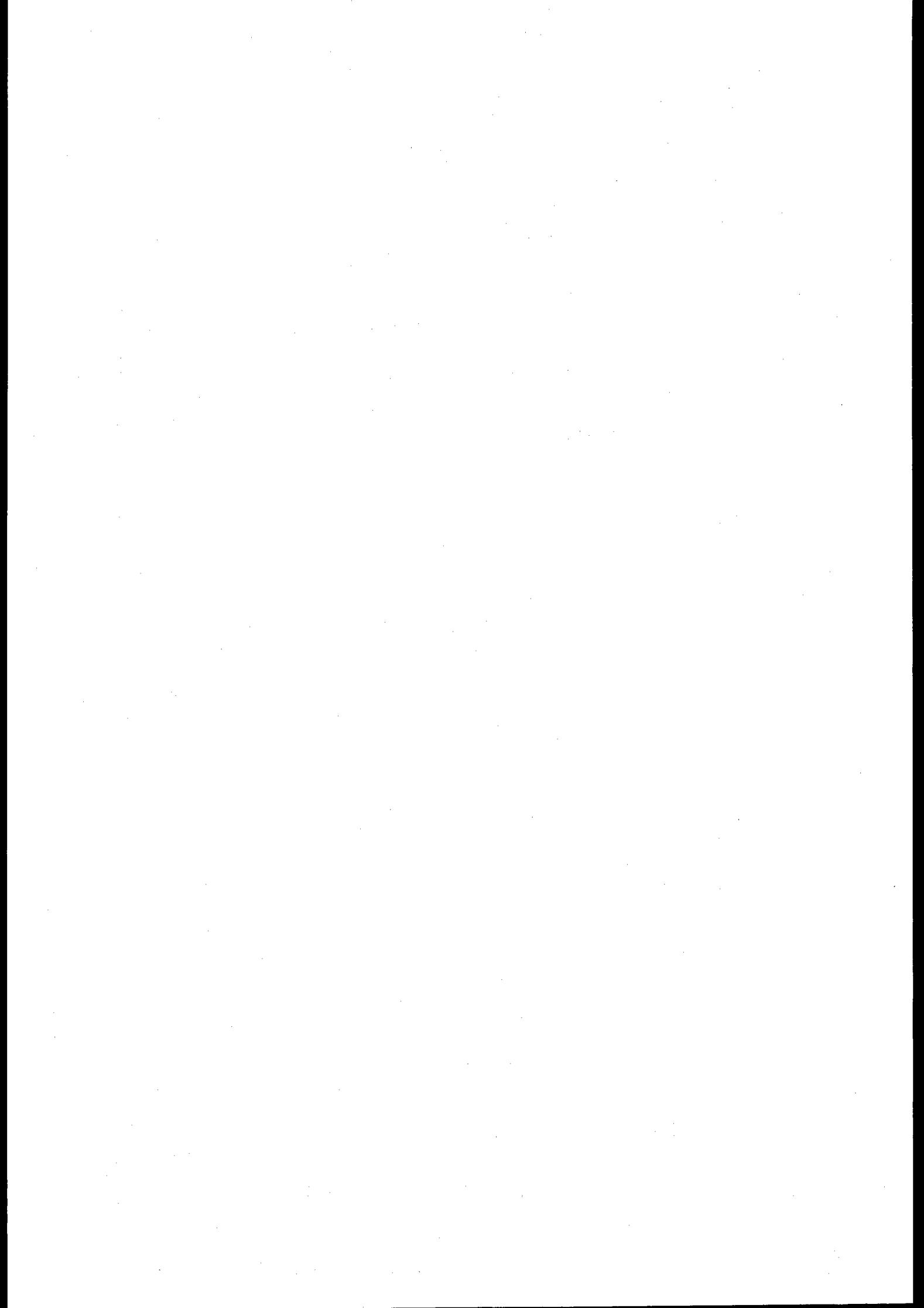
12—7 電算部份

十三、設計計算例(三)(砂質土、粘質土混合情形)

13—1 手算部份

13—10 電算部份

結論與參考資料



## 一、前言

由於施工容易，工期短、中小型碼頭使用板樁情形，非常普遍。設計時考慮打設於砂質地層或硬粘土層之鋼板樁碼頭時之設計方法有：依據傳統土壓理論設計之自由端設計法，固定端設計法，依據經驗設計之丹麥設計法及入土部份當作彈性支承之羅維氏（P.W. Rowe）設計法。本研究所採用之設計方式以自由端法計算板樁入土長度而板樁之彎矩及拉桿之拉力，則按固定端設計法中以浚挖線及拉桿位置兩點所支承之虛梁法求之。

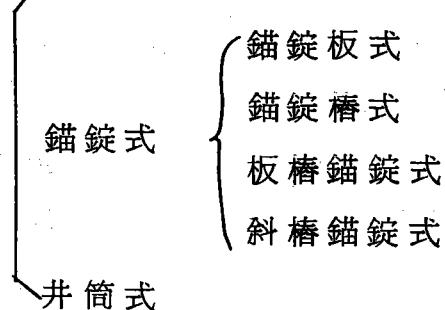
研究以 FORTRAN 電腦程式寫成，繪圖部份也以 FORTRAN 程式寫成。使用主機為 VAX-11/780，繪圖機為 Calcomp 945。

繪圖可加強文字敘述並正確地描繪出板樁和錨錠板之間相互位置。如果假設不能滿足所有條件，可調整假設重新運算繪圖。如例題①頂端高程為 2.7 時錨錠板受力位置和合力中心距離過大，會使錨錠板偏斜，抵銷一部份抵抗力，所以提高頂端高程為 3.0 時情形改善許多。本文 10-2 節可供參考。如果使用控制直樁要考慮橫方向地基反力係數  $K_h$  值，它影響埋入長度。

## 二、板樁式碼頭型式及說明和錨錠式設計程序

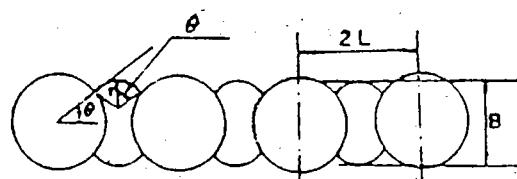
### 2-1 板樁式碼頭型式及說明

#### (1) 自立式

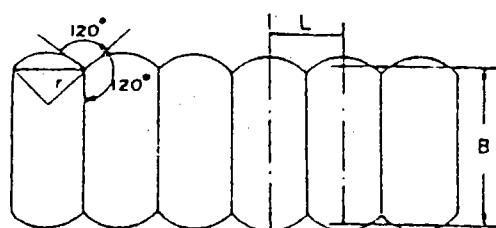


以上形式之決定，必需充分考慮造價，地質，水深及施工難易等條件。

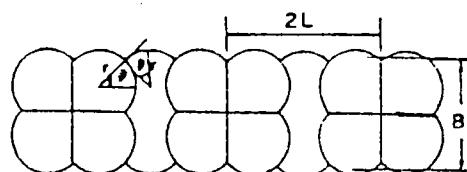
- (a) 自立式由於所承受荷重非集中荷重而為均佈荷重，故板樁斷面決定與錨錠式基樁不同，不在本研究討論範圍內。
- (b) 井筒式又稱鋼板樁開口沈箱式，採用一般沈箱方法設計，適用較深碼頭，亦不在本研究討論範圍內。



(a) 圓形井筒式岸壁

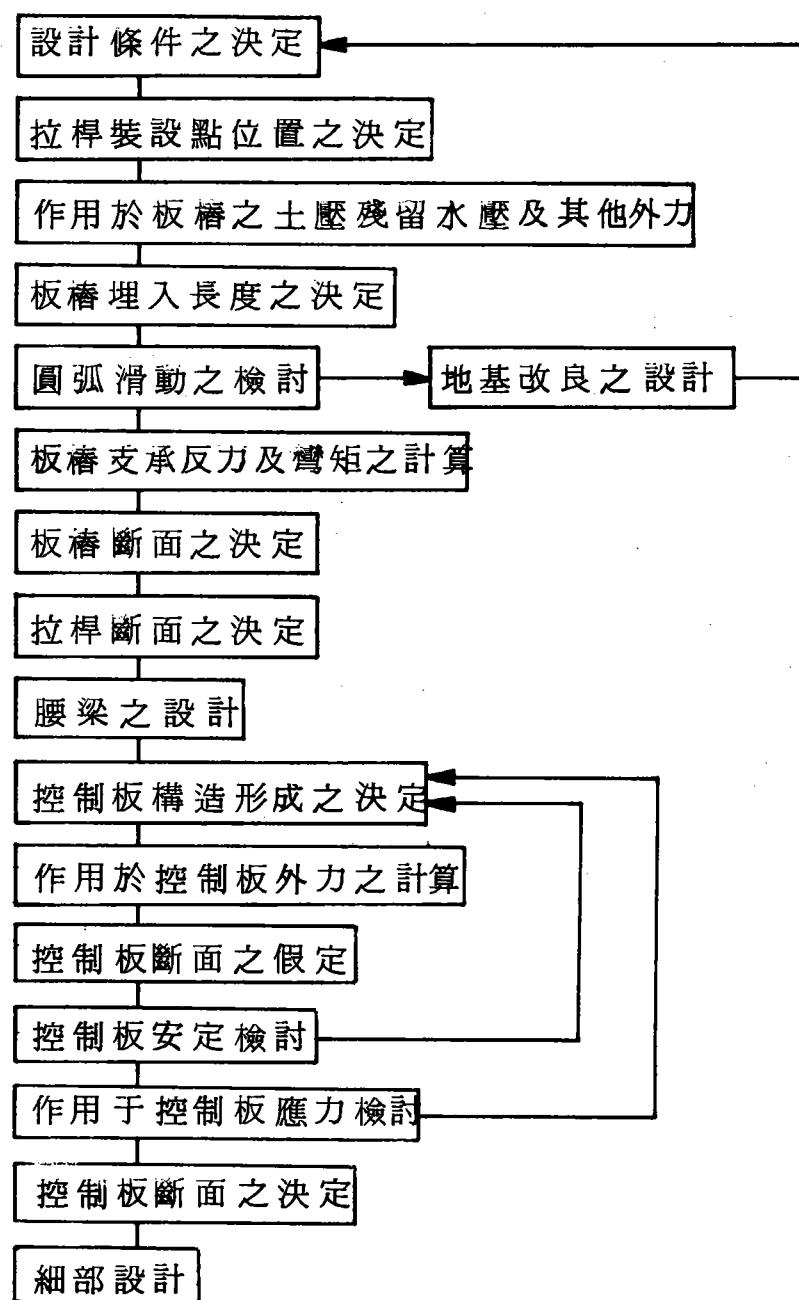


(b) 軟型井筒式岸壁



(c) 棉花包 (clover) 型井筒式岸壁

## 2 - 2 鑄錠式設計程序



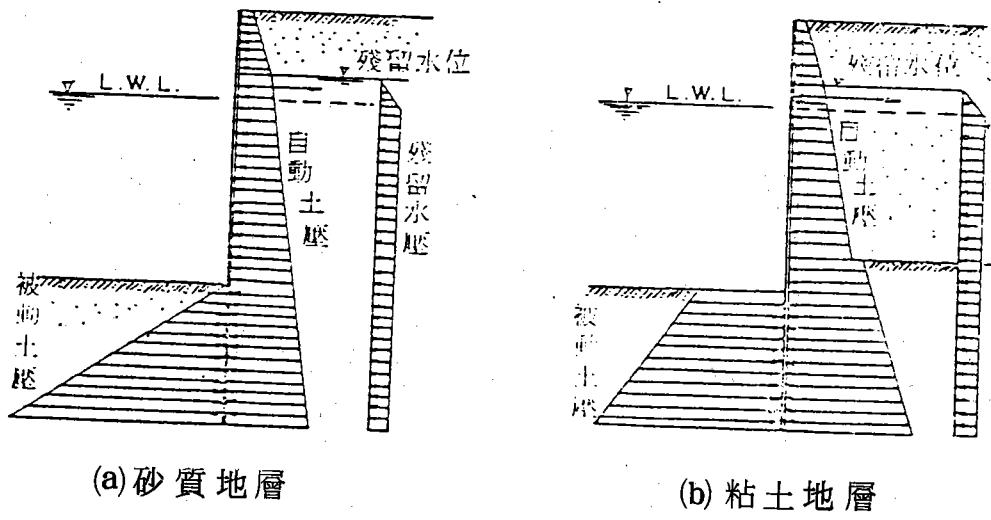


圖 3-1 設定板樁時應加考慮之土壓及殘留水壓

### 三、作用於板樁碼頭之外力

(1) 土壓：

(a) 板樁碼頭背後之主動土壓

(b) 板樁埋入部前面之被動土壓

(2) 殘留水壓

(3) 船隻之牽引力

(4) 船隻之衝擊力

#### 3 - 1 板樁設計應考慮之土壓及殘留水壓

(1) 作用於板樁碼頭之土壓計算作用樁面摩擦角，一般採用主動土壓 =  $15^\circ$ ，被動土壓 =  $-15^\circ$ 。

(2) 殘留水位依地基之性質，板樁碼頭之狀況而異，鋼板樁以上潮差  $\frac{1}{3}$  為準，粘土地基中板樁其殘留水位有時與滿潮面一致。

(3) 被動土壓計算應考慮多挖深度 30CM 計算。

(4) 港灣結構物設計土壓多用 COULOMB 公式，分別計算各層土壤之土壓強度及崩壞角與水平面之角，其計算公式如下：

A. 沙質土之土壓強度  $P_i$

$$P_i = K_i \left\{ \sum_{i=1}^n r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right\} \cos \phi (t/m^2) \quad (1)$$

土壓係數  $K_i$

$$K_i = \frac{\cos^2(\phi_i \pm \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \phi \pm \theta) [1 + \frac{\sin(\phi_i \pm \delta) \sin(\phi_i \mp \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi \pm \theta) \cos(\phi - \theta)}]^2} \quad (2)$$

破壞面與水面所形之角度，可用下式計算

$$\cot(\varphi_i - \beta) = \tan(\phi_i \pm \delta \pm \phi \mp \beta) + \sec(\phi_i \pm \delta \pm \phi \mp \beta)$$

$$\sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i \mp \beta - \theta)}} \quad (3)$$

上式中

$r_i$ : 第  $i$  層之單位體積重量 (空氣中及水中分別計算)

$h_i$ : 第  $i$  層之厚度 ( $m$ )

$w$ : 上載荷重強度 ( $t/m^2$ )

$\phi$ : 壁面與鉛直線之夾角

$\beta$ : 地表面與水平面間之夾角

$\phi_i$ : 第  $i$  層之土壤內摩角，通常用  $30^\circ \sim 40^\circ$

$\delta$ : 壁面摩擦角，通常用土 ( $15^\circ \sim 20^\circ$ )

$\theta$ : 地震合成功力與鉛直線之夾角

$$\theta = \tan^{-1} k \text{ or } \theta = \tan^{-1} k'$$

$$k, K' \text{ 為設計震度, } K' = \frac{r}{r-1}$$

B. 粘性土主動土壓力強度  $P_{Ai}$

$$P_{Ai} = \sum_{i=1} r_i h_i + w - 2C$$

或者

$$P_{Ai} = K_c (\sum_{i=1} r_i h_i + w)$$

被動土壓強度  $P_{pi}$

$$P_{pi} = \sum_{i=1} r_i h_i + w + 2C$$

其中

$C$ : 粘性土之粘著力強度 ( $t/m^2$ )

$K_c$ : 壓密平均係數  $K_c = 0.5$

#### 四、拉桿裝設位置

- (1)作用於板樁之彎矩，有隨拉桿裝設位置之降低而減少之傾向，如將拉桿與板樁之連結點降低至岸壁高度之半為止，其彎矩亦隨之減少。因此板樁斷面可減少，入土長度亦可縮短。然就作用於拉桿之拉力而言，拉桿裝設位置愈低，其拉力有增大之傾向。因此須加大拉桿之斷面與錨錠設施。工程費計算以裝設點愈低愈便宜。
- (2)施工前地基過高時，如拉桿裝點降低則挖土，回填工程費均增加。
- (3)板樁裝設拉桿方法，一般係在板樁開孔裝拉桿穿過，並在前端以螺栓錨錠，開孔工作在沖打板樁後進行，並考慮水中工作困難，拉桿裝置設在位置均定在 L.W.L 以上潮差%左右高度。

## 五、板樁埋入長度

(1) 板樁埋入長度依(3-1)節計算之土壓及殘留水壓對拉桿裝設點彎矩之平衡條件求算。

$$F = \frac{M_p}{M_a} = \frac{P_p \cdot L_p}{P_a \cdot L_a} \quad (4)$$

式中：

$M_p$ =被動土壓對拉桿裝設點產生之彎矩( $T \cdot M/M$ )

$M_a$ =主動土壓及殘留水壓對拉桿裝設產生之彎矩( $T \cdot M/M$ )

$F$ =安全係數，砂質基礎板樁碼頭平時爲1.5，地震時1.2以上，粘土質基礎平時，地震時均爲1.2。

(2) 粘土基礎其埋入長度應合(5)式

$$4C > w + \sum r h + rw hw \quad (5)$$

式中：

$C$ =海底土壤之粘著力( $t/m^2$ )

$w$ =上載荷重( $t/m^2$ )

$r$ =土壤單位重( $t/m^3$ )殘留水位下採用水中單位體重

$h$ =土壤層厚( $m$ )

$rw$ =水之單位體重( $t/m^3$ )

$hw$ =殘留水位與前面潮位之水位差( $m$ )

## 六、拉桿設計

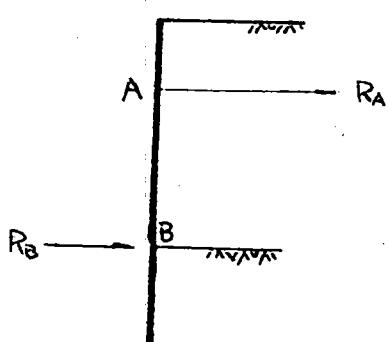


圖 6-1

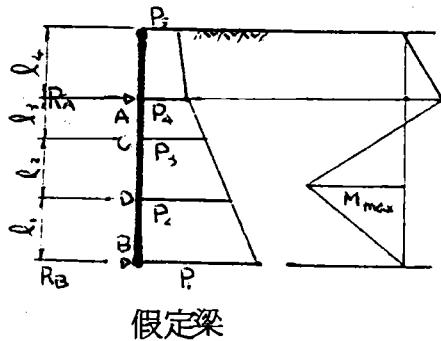


圖 6-2

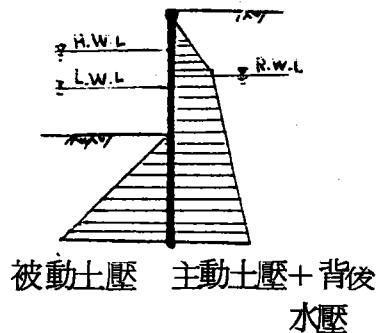


圖 6-3

(1) 圖 (6-1) 所示，A.B 點為支承，將板樁視為海底面上之簡支梁，求出土壓及殘留水壓力所產生之反力  $R_A$ ，此反力  $R_A$  即等於拉桿之拉力。如軟弱地質時，板樁之彎矩零點 ( $R_B$  最大點) 降至海底下，此時 B 點之位置須取主動土壓強度與被動土壓強度之均衡點。

### (2) 拉桿之拉力

作用於拉桿之拉力由(5)式求算

$$T = A_p \cdot l \cdot \sec \theta \quad (5)$$

式中

$T$  = 拉桿拉力 ( $t$ )

$A_p$  = 拉桿裝設點反力 ( $t/m$ )

$l$  = 拉桿裝設間隔 ( $m$ )

$\theta$  = 拉桿與水平面之傾斜角 ( $^\circ$ )

(3) 板樁碼頭上部裝設繫船柱時，作用於繫船柱之船隻牽引力傳達給拉桿之構造時，在繫船柱附近拉桿之拉力視上部工程係以拉桿為彈性支承之梁而求解，一般假定繫船附近 4 根拉桿均分牽引力由(6)式求算，又拉桿拉力考慮船隻牽引力時其容許應力強度可以採用地震時之值。

$$T = (A_p l + \frac{P}{4}) \sec \theta \quad (6)$$

$P$  = 一個繫船柱承受之船隻牽引力 ( $t$ )

### (4) 拉桿之直徑

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot R_A \cdot l}{\pi \sigma_a}} \quad (7)$$

式中

$d$  = 拉桿之直徑 ( $cm$ )

$R_A$  = 求出單位長度碼頭之拉力 ( $kg/cm$ )

$l$  = 拉桿之間隔，鋼板樁時每隔四塊設置 ( $cm$ )

$\sigma_a$  = 拉桿之容許抗張應力強度 ( $kg/cm^2$ )。SS41其平時 900

$KG/CM^2$ ，地震時  $1400 kg/cm^2$

- (5) 拉桿材料如採用 SS41以外之材料時，其容許拉張應力平均用降服點應力強度之 40% 以下，地震時採用 60% 以下。拉桿螺絲其直徑採用螺紋之谷為標準，如有電氣防蝕及防蝕塗料其直徑應預估防蝕厚度。

## 七、板樁設計

### 7-1 作用于板樁之最大彎矩

#### (1) 假設支點之決定：

板樁的支點反力及彎矩計算，係假定承受土壓及殘留水壓之簡支梁而設計，簡支梁之上側支點為拉桿裝設位置，下側支點為砂質土時即用海底地基之位置；粘性土則假定主動土壓強度（包含殘水壓）與被動土壓強度平衡之點。

#### (2) 支點反力計算：

$$\text{下側支點反力} : R_d = \frac{M_o}{l_o} \quad (8)$$

$M_o$ =作用于簡支梁之土壓及殘留水壓在拉桿裝點之彎矩( $T-M/M$ )

$l_o$ =簡支梁之跨度(M)

$$\text{上側支點反力} : A_p = S_o - R_d$$

$S_o$ =作用於簡支梁之土壓及殘留水壓之合力(T)

#### (3) 最大彎矩計算：

假想梁剪力為零位置，即最大彎矩所在。簡支梁已知兩支點反力及所求彎矩位置，即可求出最大彎矩。

### 7-2 板樁之斷面之計算

板樁之斷面依據求得之最大彎矩應力強度，須在板樁之容許應力強度以下為準，如板樁採用鋼筋混凝土時，其最大彎矩可增加30%。

$$\frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_s \quad (9)$$

式中

$M_{max}$ =板樁之最大彎矩(kg - cm/m)

Z=板樁之斷面係數(cm<sup>3</sup>/m)

$\sigma_s$ =板樁之容許應力強度(kg/cm<sup>2</sup>)

鋼板樁之容許應力強度如下表：

區 分	SS41	2種相當(SY30)	3種相當(SY40)
平 時	1400	1800	2700
地 震 時	2100	2700	3600

### 7 - 3 腰梁之設計

腰梁之斷面，一般以承受水平荷重之連續梁計算之，並依照下式求得之最大彎矩之應力，須在材料之容許應力以下。

$$M_{max} = 1/10 R_A \cdot l \quad (10)$$

$$\frac{M_{max}}{Z} \leq \sigma_a \quad (11)$$

式中

$R_A$  = 單位長拉力 (KG)

$l$  = 拉桿之間距 (CM)

$Z$  = 腰梁之斷面係數 ( $CM^3/M$ )

$\sigma_a$  = 腰梁材料之容許應力 ( $KG/CM^2$ )

### 7 - 4 鋼筋混凝土樁設計

- (1) 使用鋼筋混凝土樁標準設計圖 (如圖 7 - 1 )
- (2) 假設斷面寬和厚的尺寸
- (3) 使用工作應力法，求得所須拉力鋼筋量
- (4) 為減少位移量，使用同量壓力鋼筋
- (5) 為滿足容許鋼筋拉張應力和混凝土斷面剪力條件

## 八、控制板（錨錠板）之設計

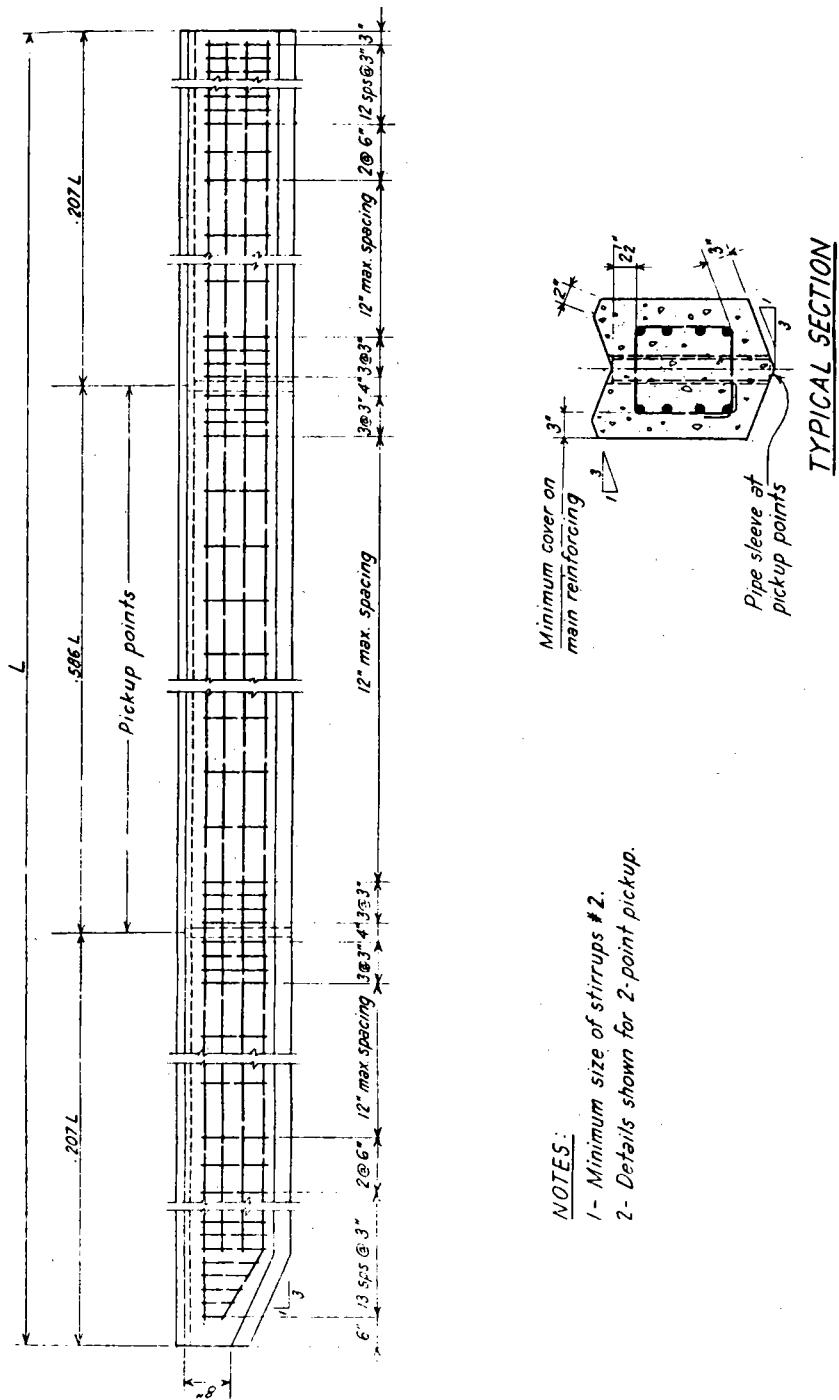


圖 7 — 1

8 - 1 採用控制板如下：

- (1) 控制板
- (2) 控制直樁

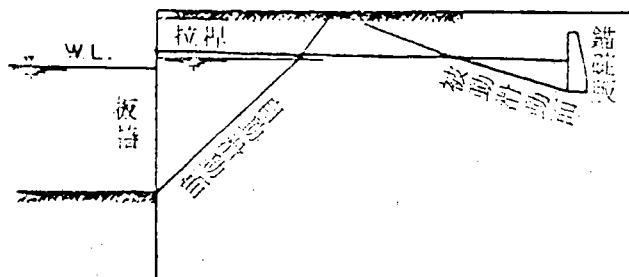


圖 8 - 1 錨錠版之設置位置

8 - 2 控制板之設置位置

- (1) 控制板之位置如圖 8 - 1 所示，由板樁與海底之交叉點所劃之主動及控制板之下端所劃之被動破壞面，不得在地面下交叉為原則。

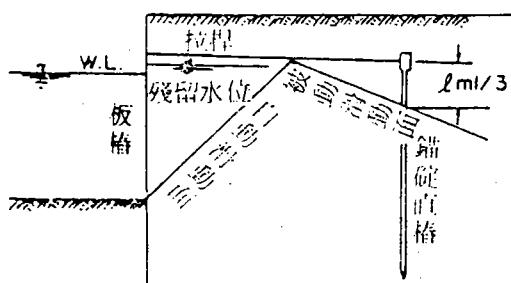


圖 8 - 2 錨錠直樁之設置位置

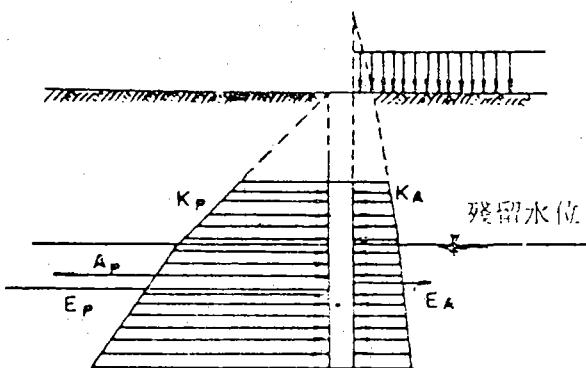


圖 8 - 3 作用於錨錠版之外力

- (2) 控制直樁之位置如圖所示 8 - 2，即樁與拉桿之設置點  $lm\frac{1}{3}$  深度所劃之樁所受破壞面與自海底所劃之板樁主動破壞面，不得在水平面以下交叉， $lm\frac{1}{3}$  係指拉桿之設置點視為地表面時，其頂部自由樁之彎矩第一零點之深度。

8 - 3 控制板之設計

- (1) 控制板之高度及設置深度依下式決定之，但土壓計算時其上面荷重應如圖 8 - 3 所示，為主動土壓，而不考慮被動土壓。

$$F = \frac{E_p}{R_A + E_A} \quad (12)$$

式中

$R_A$ = 拉桿反力 ( $t/m$ )

$E_A$ = 作用於控制板之主動土壓 ( $t/m$ )

$E_p$ = 作用於控制板之被動土壓 ( $t/m$ )

$F$ = 安全係數平時 2.5，地震時 2.0。

(2) 控制板之斷面

作用於控制板之彎曲矩由下列求得後，決定其所需斷面。

$$M_H = \frac{A_p l}{12} \quad (13)$$

$$M_V = \frac{A_p D}{8l} \quad (14)$$

式中

$M_H$ = 水平方向之最大彎矩 ( $t-m$ )

$M_V$ = 單位長垂直方向之最大彎矩 ( $t-m$ )

$A_p$ = 拉桿拉力 ( $t$ )

$l$ = 拉桿間隔 ( $m$ )

$D$ = 控制板之高度 ( $m$ )

(3) 控制直樁

控制直樁以拉桿之拉力視為水平外力，由直樁承受之方式設計之。

## 九、細部設計

### 9-1 上部工(壓頂)

上部工以板樁頂端為固定承受土壓力荷重之懸臂梁設計。裝設繫船柱之上層工應檢討船隻牽引力及背後之主動土壓力，另外有防舷材部份之上層工應檢討船隻之衝擊力及背後之被動土壓力，地震時只考慮主動土壓力即可。

9-2 船隻牽引力及衝擊力作用於上部工如圖 9-1，9-2 所示，考慮牽引時主動土壓應加上載荷重，但衝擊力作用時被動土壓不考慮上載荷重，牆面摩擦角主動土壓 =  $15^\circ$ ，被動土壓 =  $0^\circ$ 。

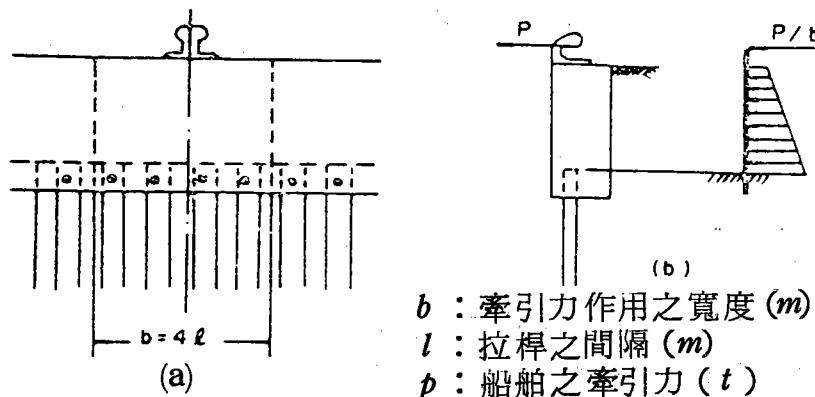


圖 9-1 作用於碼頭上面之船舶牽引力

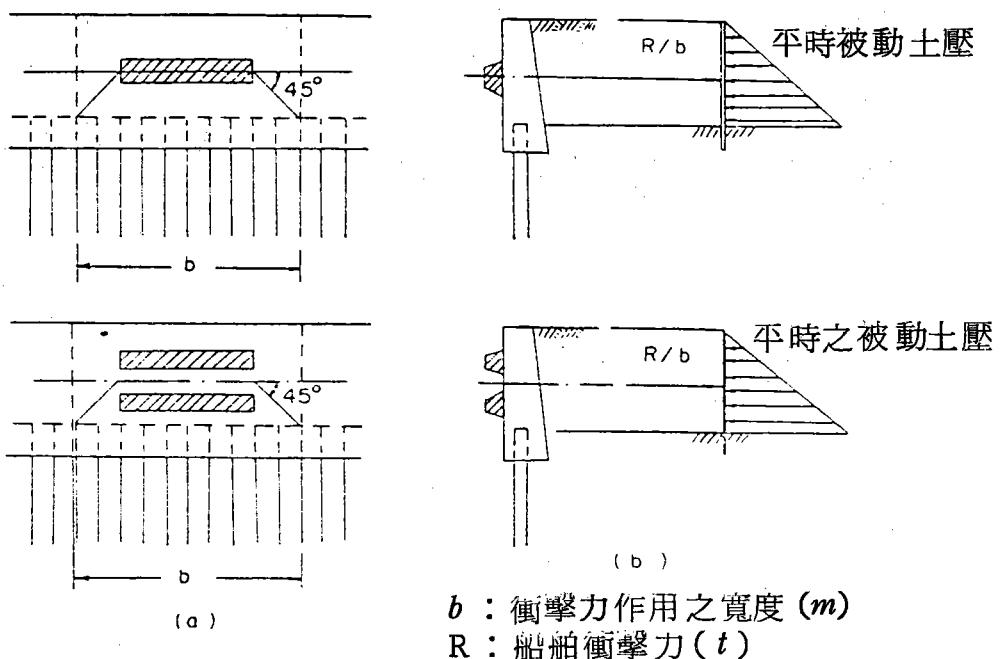


圖 9-2 作用於碼頭之船舶衝擊力

## 十、板樁碼頭計算

### 10-1 計算條件

- (1) 土壤單位體重
- (2) 殘留水位及拉桿裝設高度

潮 差	頂 端 高 度	殘留水位及拉桿裝設高
0.5M ~ 1.5M	+2.0M ~ +2.99M	+0.5M
1.5M ~ 2.5M	+3.0M ~ +3.99M	+1.0M
2.5M ~ 3.5M	+4.0M ~ +4.99M	+1.5M
3.5M ~ 4.5M	+5.0M	+2.0M

- (3) 上載荷重
- (4) 地震震度
- (5) 牀面摩擦角
- (6) 浚挖線水深
- (7) 浚挖線水深

10-2 計算例中自動化程式輸入值按次序：

以浚挖線深度為零

- (a) 低潮位與浚挖線間距離
- (b) 高潮位與浚挖線間距離
- (c) 板樁海測浚挖線之下有幾層土壤
- (d) 上載荷重
- (e) 板樁上有幾點
- (f) 每點高程與對應土壤種類
- (g) 土壤種類
- (h) 每種土壤特性（粘滯性、單位重、水中重、內摩擦角中，主動外摩擦角  $\delta_a$ ，被動外摩擦角  $\delta_p$ ）

## 十一、設計計算例(一)(砂質土地基之情形)

### 11-1 設計條件

#### (1) 設置條件

(a) 設置目的：漁獲物之卸魚使用

(b) 對象船隻之尺寸：60GT型拖網漁船滿載排水噸數100DT，船長 $L=26.0M$ ，最大吃水 $d=2.8m$

(c) 船隻之靠岸速度： $0.5m/sec$

(d) 船隻之牽引力： $5ton(1座)$

(e) 上載荷重：平時 $1.0ton/m^2$ ，地震時 $0.5ton/m^2$

#### (2) 碼頭之設計延長： $120m$

(a) 構造水深： $-3.50m$

    設計水深： $-4.00m$  (餘挖厚 $0.5m$ )

(b) 頂高： $+2.70m(H.W.L+0.90m)$

#### (3) 自然條件

(a) 設計潮位： $H.W.L+1.80M, L.W.L\pm0.00M$

(b) 殘留水位： $R.W.L+1.20M(H.W.L-L.W.L)\times\frac{2}{3}$

(c) 設計震度： $K=0.10$

(d) 地基之土質條件

① 現地盤( $-1.50M$ 以深)

    砂質土， $\phi=35^\circ, \delta=15^\circ, \gamma'=1.0ton/m^3$

② 裏填土( $-1.50m$ 以淺)

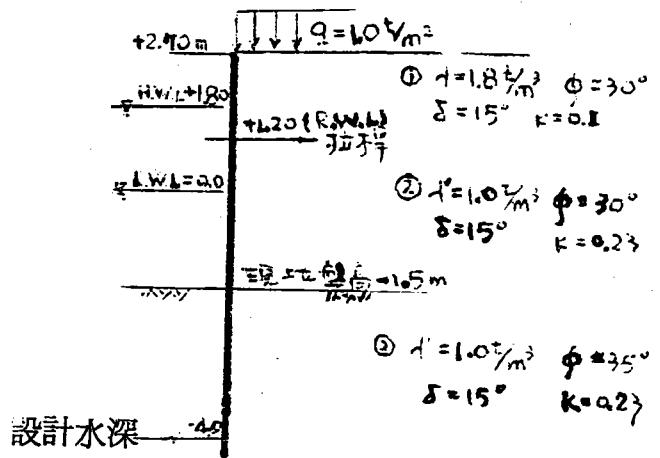
    砂質中， $\phi=30^\circ, \delta=15^\circ, \gamma=1.8ton/m^3, \gamma'=1.0ton/m^3$

#### (4) 其他

(a) 單位體積重量：砂質土空中 $\gamma=1.8ton/m^3$ ,

    水中 $\gamma'=1.0ton/m^3$

### 11-2 拉桿裝設位置之決定



拉桿裝設位置和土層圖

圖 11 - 3

### 11 - 3 作用于板樁之外力計算

板樁牆背後及其基礎之土層圖如圖 11 - 3 所示，

#### (1) 土壓係數

各土層之土壓係數如表 11 - 1 所示

表 11-1 各土層之土壓係數

土層 No.	平 時		地 震 時	
	$K_a \cos\delta$	$K_p \cos\delta$	$K_a \cos\delta$	$K_p \cos\delta$
I	0.2911	-	0.355	-
II	0.2911	-	0.460	-
III	0.2393	6.331	0.387	5.251

#### (2) 各點之土壓強度及殘留水壓強度之計算

平時及地震時各點之土壓強及水壓強度如表 11 - 2 及表 11 - 3

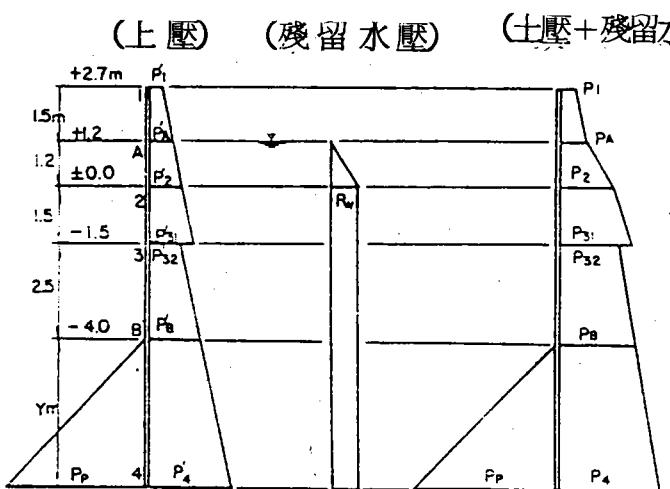


圖 11 — 4 土壓強度及其殘留水壓強度

(a) 平時之情形

表 11 — 2 平時之土壓強度及其殘留水壓強度

點	$\Sigma + h + w (t/m^3)$	土壓強度 ( $t/m^3$ )	殘留水壓強度	土壓強度+殘留水壓
1	1.0	$P_1 = 1.0 \times 0.2911 = 0.2911$	—	$P_1 = 0.291$
A	$1.0 + 1.5 \times 18 = 3.7$	$P_A = 3.7 \times 0.2911 = 1.077$	—	$P_A = 1.077$
2	$3.7 + 1.2 \times 1.0 = 4.9$	$P_2' = 4.9 \times 0.2911 = 1.426$	$P_w = 1.20 \times 1.03 = 1.236$	$P_2 = 2.662$
3	$4.9 + 1.5 \times 10 = 6.4$	$P_{31} = 6.4 \times 0.2911 = 1.863$	$P_w = 1.236$	$P_{31} = 3.099$
		$P_{32} = 6.4 \times 0.2393 = 1.532$		$P_{32} = 2.768$
B	$6.4 + 2.5 \times 1.0 = 8.9$	$P_B' = 8.9 \times 0.2393 = 2.130$	$= 1.236$	$P_B = 3.366$
4	$8.9 + 1 \times y = 8.9 + y$	$(8.9+y) \times 0.2393$ $P_4 = 2.13 + 0.2393y$	$= 1.236$	$P_4 = 3.366 + 0.2393y$
	$y \times 1.0 = y$	$P_P = 6.331y$	—	$P_P = 6.331y$

(b) 地震時之情形

點	$\sum \gamma h + w (t/m^2)$	土壓強度 ( $t/m^2$ )	殘留水壓強度	土壓強度 + 殘留水壓強度
1	0.5	$P_1 = 0.5 \times 0.355 = 0.178$	—	$P_1 = 0.178$
2	$0.5 + 1.5 \times 1.0 = 3.2$	$P_A = 3.2 \times 0.355 = 1.137$	—	$P_A = 1.137$
3	$3.2 + 1.2 \times 1.0 = 4.4$	$P_2' = 4.4 \times 0.46 = 2.024$	$P_w = 1.236$	$P_2 = 3.26$
4	$4.4 + 1.5 \times 1.0 = 5.9$	$P_{31}' = 5.9 \times 0.46 = 2.714$	$P_w = 1.236$	$P_{31} = 3.95$
		$P_{32}' = 5.9 \times 0.387 = 2.283$	$P_w = 1.236$	$P_{32} = 3.519$
B	$5.9 + 2.5 \times 1.0 = 8.4$	$P_B' = 8.4 \times 0.387 = 3.251$	$P_w = 1.236$	$P_B = 4.487$
4	$8.4 + y \times 1.0 = 8.4 + y$	$P_4' = 3.251 + 0.387y$	$P_w = 1.236$	$P_4 = 4.487 + 0.387y$
	$y \times 1.0 = y$	$P_p = 5.251y$	—	$P_p = 5.251y$

11 - 4 板樁埋入長度之決定

計算拉桿裝設位置 A 之彎矩而決定埋入長度 y。

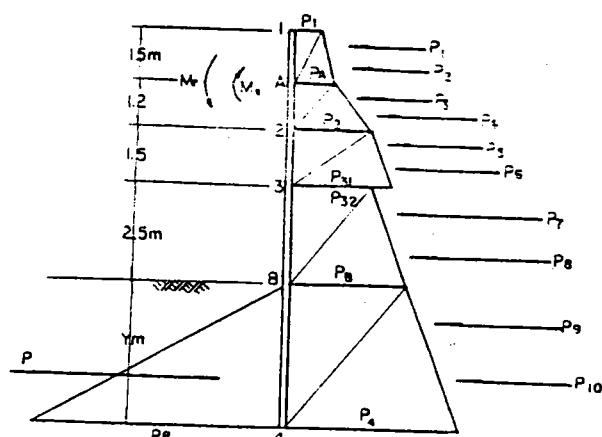


圖 11 - 5 埋入長度計算所需外力

(1) 平時情形 (表 11 - 4 )

表 11 - 4 平時對 A 點之彎矩

	土壓+殘留水壓 $p(t/m)$	作用距離 (m)	主動土壓產生彎矩 $MA(t\text{m}/m)$	被動土壓產生彎矩 $M_p(t-m/m)$
P <sub>1</sub>	$0.291 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 0.218$	1.000	-0.218	-
P <sub>2</sub>	$1.077 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 0.808$	0.500	-0.404	-
P <sub>3</sub>	$1.077 \times 1.2 \times \frac{1}{2} = 0.646$	0.400	0.258	-
P <sub>4</sub>	$2.662 \times 1.2 \times \frac{1}{2} = 1.597$	0.800	1.278	-
P <sub>5</sub>	$2.662 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 1.997$	1.278	3.394	-
P <sub>6</sub>	$3.099 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 2.324$	2.200	5.113	-
P <sub>7</sub>	$2.768 \times 2.5 \times \frac{1}{2} = 3.460$	3.533	12.224	-
P <sub>8</sub>	$3.366 \times 2.5 \times \frac{1}{2} = 4.208$	4.367	18.376	-
小計	15.258	-	40.021	
P <sub>9</sub>	$3.366 \times y \times \frac{1}{2} = 1.684y$	$5.2+y/3$	$8.757y + 0.561y^2$	
P <sub>10</sub>	$(3.366 + 0.2393y) \times y$ $\times \frac{1}{2} = 1.684y + 0.120y^2$	$5.2+2y/3$	$8.757y + 1.747y^2$ $+0.080y^3$	
P <sub>P</sub>	$6.331y \times y \times \frac{1}{2} = 3.166y^2$	$5.2+2y/3$	-	$16.463y^2 + 2.111y^3$
合計	$MA = 40.021 + 17.514y + 2.308y^2 + 0.080y^3$			
	$MP = 16.463y^2 + 2.111y^3$			

表 11-5 地震時對 A 點之彎矩

	土壓 + 殘留水壓 $P(t/m)$	作用距離	主動土壓產生彎矩 MA( $t^{-m}$ )	被動土壓產生彎矩 MP( $t^{-m}$ )
$P_1$	$0.178 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 0.134$	1.000	- 0.134	-
$P_2$	$1.137 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 0.853$	0.500	- 0.426	-
$P_3$	$1.137 \times 1.2 \times \frac{1}{2} = 0.682$	0.400	0.273	-
$P_4$	$3.26 \times 1.2 \times \frac{1}{2} = 1.956$	0.800	1.565	-
$P_5$	$3.26 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 2.445$	1.700	4.157	-
$P_6$	$3.95 \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 2.963$	2.200	6.517	-
$P_7$	$3.519 \times 2.5 \times \frac{1}{2} = 4.399$	3.533	15.541	-
$P_8$	$4.487 \times 2.5 \times \frac{1}{2} = 5.609$	4.367	24.493	-
小計	19.041	-	51.986	-
$P_9$	$4.487 \times y \times \frac{1}{2} = 2.244y$	$5.2 + y/3$	$11.668y + 0.748y^2$	
$P_{10}$	$(4.487 + 0.387y) \times y \times 5.2 + 2y/3$		$11.668y + 2.502y^2$	
	$\frac{1}{2} = 2.248y + 0.194y^2$		$+ 0.129y^3$	
$P_p$	$5.251y \times y \times \frac{1}{2} = 2.625y^2$	$5.2 + 2y/3$	-	$13.653y^2 + 1.75y^3$

$$(1) \text{由 } F = M_p / M_A \quad M_p - F \cdot M_A = 0$$

安全係數（砂質土地盤，平時）由式

$$f(y) = M_p - F \cdot M_A = 0 \text{ 解出}$$

$$f(y) = (16.463y^2 + 2.111y^3) - 1.59(40.021 + 17.514y + 2.308y^2 + 0.080y^3)$$

$$= -63.63 - 27.847y + 12.794y^2 + 1.984y^3$$

$$y \doteq 2.78$$

(2) 地震時之情形與平時之情形相同

$$f(y) = M_p - F \cdot M_A$$

$$= (13.653y^2 + 1.75y^3) - 1.3 \times (51.986 + 23.336y + 3.25y^2 + 0.129y^3)$$

$$= -67.582 - 30.336y + 9.433y^2 + 1.583y^3$$

$$y \doteq 3.39$$

(3) 埋入長度之決定

由以上計算埋入長度決定由海底面  $3.39m$

因此板樁長度為  $6.7 + 3.39 = 10.09m$

### 11-5 板樁彎矩之計算

計算作用于板樁之支點反力（拉桿拉張力）及板樁最大彎矩，係假定板樁在拉桿裝設點及海底面為簡單支承之假想簡支梁而計算。

(1) 支點反力之情形

(a) 平時之情形

土壓作用在拉桿裝設點之彎矩由表 11-4  $M_A = 40.021 t \cdot m$  下側之支點反力

$$R_B = \frac{M_A}{L} = \frac{40.02}{5.2} = 7.696 t/m$$

上側之支點反力（拉桿裝設位置）

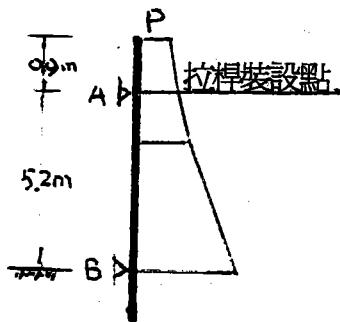
$$R_A = P - R_B = 15.258 - 7.696 = 7.562 t/m$$

(b) 地震時由表 11-5

$$M_A = 52.234$$

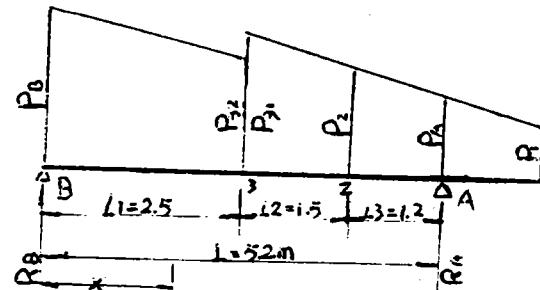
$$R_B = \frac{51.986 - 9.997}{5.2} = 8.997$$

$$R_A = 19.041 - 9.997 = 9.044$$



板樁牆之假想簡支梁

圖 11-6



作用于簡支梁之荷重

圖 11-7

## (2) 最大彎矩計算

### (a) 平時之情形

發生最大彎矩之點由土層為二層之情形之判斷式

$$\frac{2R_B}{P_B + P_{32}} < I_1 \text{ 而判斷}$$

$$\frac{2R_B}{(P_B + P_{32})} = \frac{2 \times 7.696}{(3.366 + 2.768)} = 2.51m > l_1 = 2.5m$$

因此最大彎矩發生在 3 點與 A 點之間

$$X = (P_{31} - \sqrt{P_{31}^2 + 2B \cdot P_B \cdot l_1 - 2B \cdot R_B - A \cdot B \cdot l_1^2}) / B$$

$$A = \frac{P_B - P_{32}}{l_1} = (3.366 - 2.768) / 2.5 = 0.239$$

$$B = \frac{P_{31} - P_2}{l_2} = (3.099 - 2.662) / 1.5 = 0.291$$

$$X = 0.01$$

$$M_{max} = \frac{1}{6} B \cdot X^3 - \frac{1}{2} P_{31} \cdot X^2 - (P_B \cdot l_1 - R_B - \frac{1}{2} A \cdot l_1^2) \times$$

$$+R_B \cdot l_1 - \frac{1}{2} P_B \cdot l_1^2 + \frac{1}{6} A \cdot l_1^3$$

$$= 9.343 t-m/m$$

(b) 地震時之情形

$$\frac{2R_B}{P_B + P_{32}} = \frac{2 \times 9.997}{(4.487 + 3.519)} = 2.47 < 1_1$$

$$M_{max} = R_B \cdot X - \frac{1}{2} P_B \cdot X^2 + \frac{1}{6} \cdot \frac{P_B - P_{32}}{l_1} \cdot X^3$$

$$X = \frac{l_1}{P_B - P_{32}} \left( P_B - \sqrt{P_B^2 - 2 \cdot \frac{P_B - P_{32}}{l_1} \cdot R_B} \right)$$

$$= \frac{2.5}{4.487 - 3.519} \left( 4.487 - \sqrt{(4.487)^2 - 2 \times \frac{4.497 - 3.519}{2.5} \times 9.997} \right)$$

$$= 2.583 (4.487 - \sqrt{20.133 - 7.821})$$

$$= 2.526$$

$$\therefore M_{max} = (9.997) \times 2.526 - \frac{1}{2} \times (4.487) \times (2.526)^2 + \frac{1}{6} \times \frac{4.487 - 3.519}{2.5}$$

$$\times (2.526)^3$$

$$= 25.252 - 14.315 + 1.040$$

$$= 11.977$$

## 11-6 電算部份

(包括輸入、力學分析，和設計等部份)

ANCHORED SHEET WALL ANALYSIS & DESIGN  
 SUBMERGENCE ELEVATION IN METER= 4.00  
 HIGH TIDE LEVEL IN METER= 5.80  
 SOIL STRATA BY SEA SIDE OF PILE WALL= 1  
 SURCHARGE IN TON/M^2= 1.00  
 NUMBER OF POINTS= 6

POINT....>& SOIL CATEGORY 1  
 6.70 1  
 POINT....>& SOIL CATEGORY 2  
 5.20 1  
 POINT....>& SOIL CATEGORY 3  
 4.00 1  
 POINT....>& SOIL CATEGORY 4  
 2.50 2  
 POINT....>& SOIL CATEGORY 5  
 0.00 2  
 POINT....>& SOIL CATEGORY 6  
 -6.00 2

COHESION UNIT WEIGHT SUBMIT WEI. PHI ANGLE ACTIVE DELTA PASS DELTA  
 0.00 1.80 1.00 30.00 15.00 15.00  
 0.00 1.80 1.00 35.00 15.00 15.00

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS = 0.00\*\*\*\*\*

LAYER ACTIVE CCEF. PASSI. CCEF. ACT.RUPTURE A. PASS RUPTURE A.  
 DEGREE DEGREE

1	0.291	4.807	60.529	30.000
2	0.239	6.331	66.468	27.500

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS = 0.00\*\*\*\*\*

1	0.291	4.807	60.529	30.000
---	-------	-------	--------	--------

\*\*\*SAFE FACTOR IS 1.59

ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
1	0.29	0.00
2	1.08	0.00
3	2.66	0.00
4	3.10	2.77
5	3.37	0.00
6	4.03	0.00

PASSIVE PRESSURE

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
5	0.00	0.00
6	17.60	0.00

\*\*\*FINAL PILE PENETRATION NEEDED = 2.78M

\*\*\*SHEET PILE WALL TOTAL LENGTH IS = 9.48M

\*\*\* 8 POINT REACTION IS = 7.83 T/M

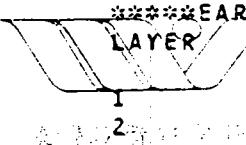
\*\*\* TIE ROD FORCE IS = 7.88 T/M

\*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 10.22 M. T/M

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS = 0.23\*\*\*\*\*

LAYER ACTIVE CCEF. PASSI. CCEF. ACT.RUPTURE A. PASS RUPTURE A.

		DEGREE	DEGREE
1	0.460	3.880	41.518
2	0.387	5.251	46.973



COEFFICIENT ABOVE WATER IS = 0.10\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS = 0.10\*\*\*\*\*  
1 1.30 0.355 4.406 52.395

28.429

\*\*\*SAFE FACTOR IS 1.30  
INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL  
LUE 1 VALUE 2

NUMBER	1.8	VALUE 1	VALUE 2
1	1.47	0.0180	0.00
2	3.26	1.0470	0.00
3	3.95	3.3262	0.00
4	4.48	3.2951	3.52
5	5.79	4.0480	0.00
6		5.79	0.00

PASSIVE PRESSURE VALUE 2

NUMBER	0.0	VALUE 1	VALUE 2
5	7.80	0.0000	0.00
6		17.80	0.00

ETRATION NEEDED = 3.39M

\*\*\*FINAL TIE LENGTH NEEDED = 3.39M

\*\*\*SHEET SPILE WALL BOTTOM LENGTH IS = 10.09M

\*\*\* SP POINT REACTION IS = 10.29 T/M

\*\*\* TIE ROD FORCE IS = T/M 9.91 T/M

\*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 13.07 M. T/M

\*\*\*\*\*

\*\*\*DESIGN\*\*\*\*\*

\*\*\*STEEL SHEET DESIGN\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

IS = 725.89CM^3/M

SECTION MODULUS IS = 725.89CM^3/M

TYPE	DIMENSION	CROSS SECTION WEIGHT	M. INERTIA	Z MODULUS
U SHAPE	MM^2.95	120.00M^2/M	5 KG/M	CM^4/M
II	400*100*10.5	120.520.95	120.00	8690
II	400*100*10.5	153.00	120.00	8740

TIE ROD IS = 3.39M

THE TIE RODS DIAMETER IS = 3.80CM

WALES MAX. MOMENT IS = 181.18CM^2.54T.M

WALES CROSS SECTION MODULUS IS = 181.18CM^3

\*\*\*\*\*

\*\*\*TYPICAL SHEET PILE WALL DESIGN\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

TYPIICAL TIE RODS 2 SHEET PILE WITH B=66CM, W=66CM

FCCULTIMATE = 280KG/CM^2 & 220KG/CM^2 & NO=8.0

K SKD NO.8 TENSION BARS & 4 NO.8 COMPRESSION BARS

STRESS CHECK CK

SHEAR STRESS CHECK 3K20CM

THEN TIE RODS DIAMETER IS = 3.80CM

WALES MAX. MOMENT IS = 181.18CM^2.54T.M

WALES CROSS SECTION MODULUS IS = 181.18CM^3

\*\*\*\*\*

\*\*\*ANCHOR DESIGN ----- SLAB\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

SAFE FACTOR WITH E.Q IS = 2.18

TOTAL LENGTH IS = 9.85M & 2Y20M THE WALL

PLACE ANCHOR AT A DISTANCE AS BOTTOM + 85M BEYOND THE WALL

FORCE CENTER LOCATE AT A DIRECTION 0.82M FROM SLAB BOTTOM

WIDTH OF SLAB IS 5M IN V-V DIRECTION

THICKNESS OF SLAB IS = 0.45M IN V-V DIRECTION

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*ANCHOR DESIGN---H PILE\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CHOSEN SIZE IS= 300\*350\*10\*15 EMBEDDED 9.44M BENEATH ROD  
H PILE LOCATE AT A DISTANCE 9.61M BEYOND THE WALL

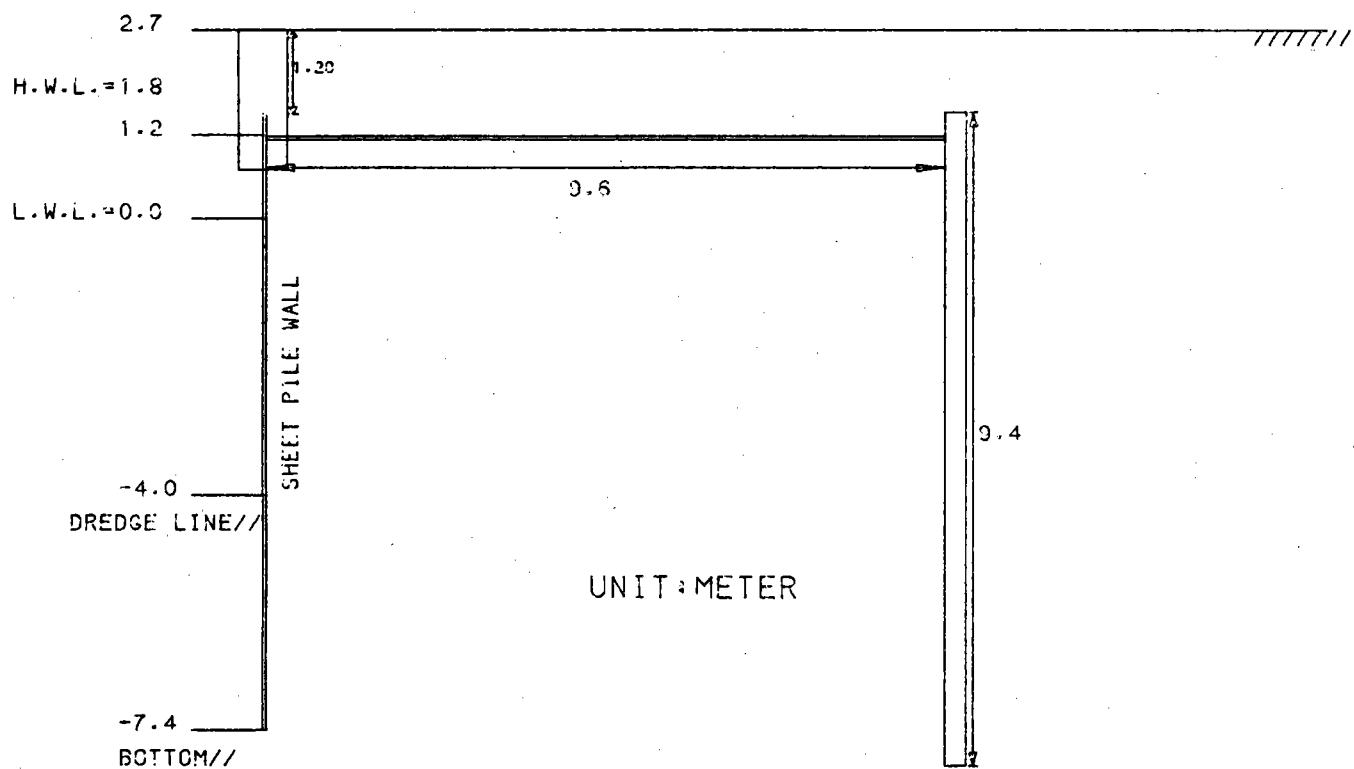
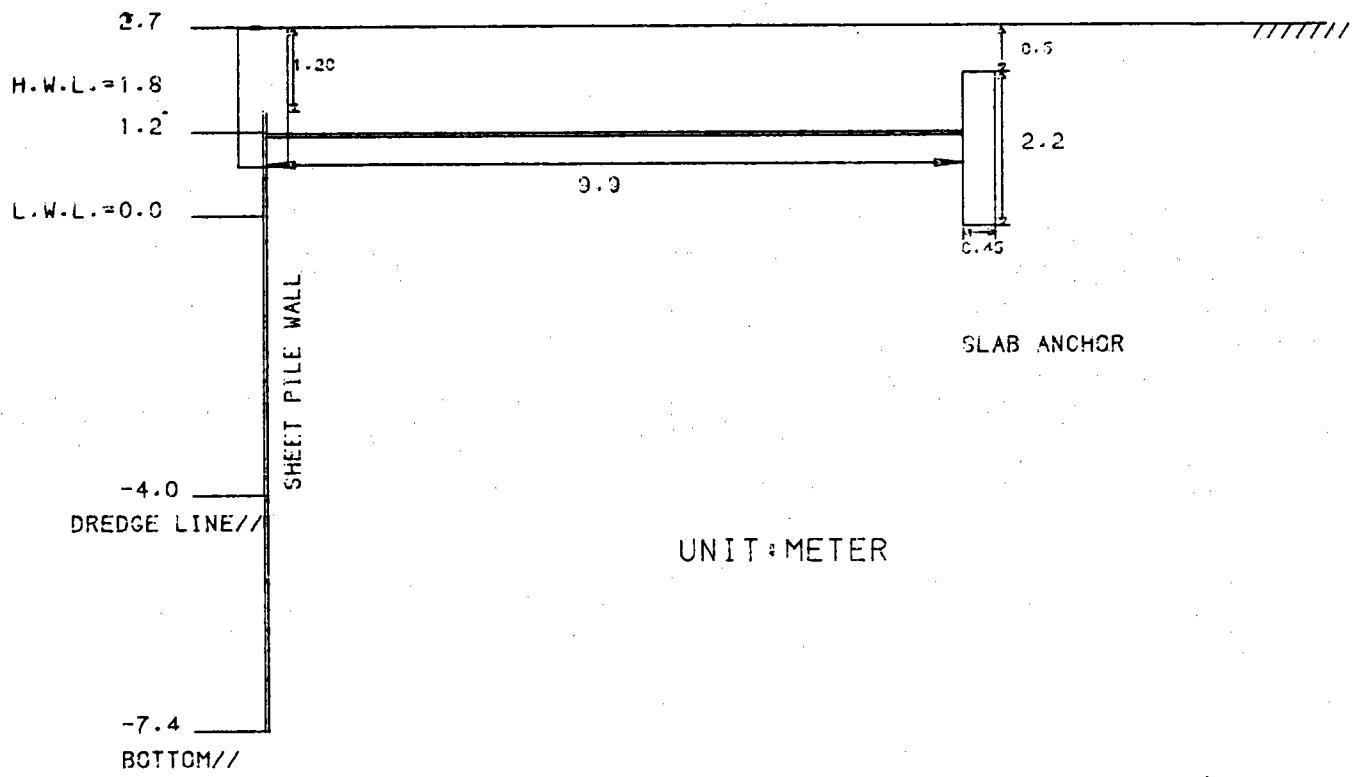
\*\*\*\*\*

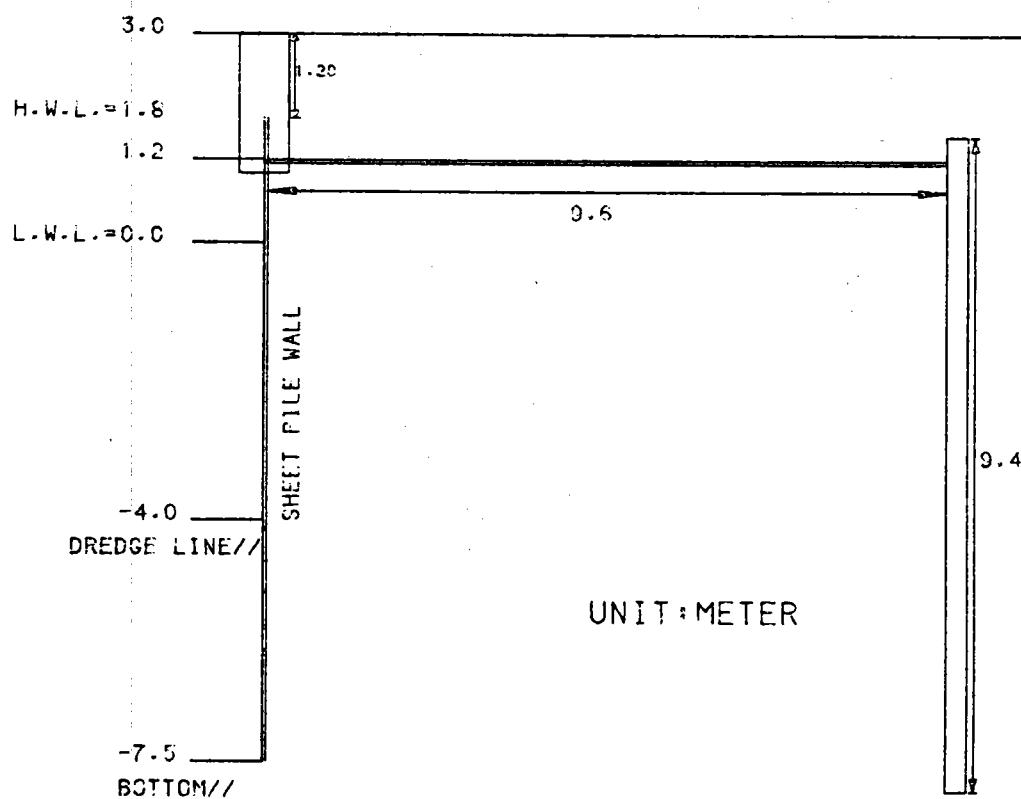
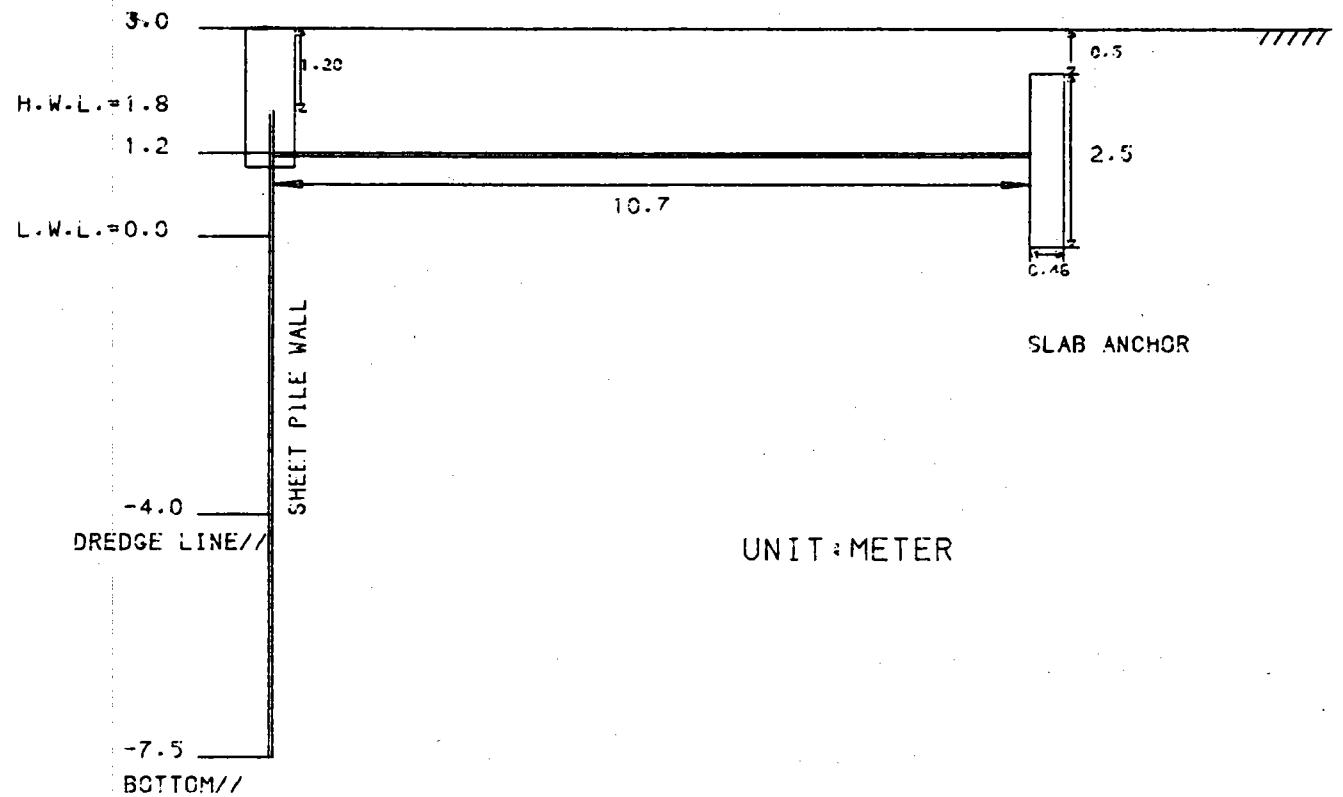
\*\*\*\*\*RC CAPPING DESIGN\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

SUPPOSED SHIP DRAG FORCE IS 5 TON/PCS ACTING AT 0.18M ABOVE TIP OF RC CAPPING  
SUPPOSED SHIP IMPACT FORCE ON THE QUAY WALL IS 17.5 TON  
PER METER OF CAPPING NEED 3 PCS NO.4 BARS  
NO3 STIRRUP BARS @ 30 CM SPACING NEEDED







H-PILE ANCHOR

## 十二、設計計算例(二)

### 12-1 設計條件

#### (1) 設置條件

- (a) 設置目的：漁獲物卸魚用
- (b) 對象船隻之尺寸：總噸數 40GT，排水噸數 80DT，船長 22M，吃水  $d = 2.5m$
- (c) 船隻之靠岸速度： $0.5m/sec$
- (d) 船隻之牽引力：5 t (1座)
- (e) 上載荷重：平時  $1.0ton/M^2$ ，地震時  $0.5ton/M^2$

#### (2) 碼頭尺寸

- (a) 構造水深  $-3.00m$   
設計水深  $-3.50m$
- (b) 頂端高： $+2.5m$

#### (3) 自然條件

- (a) 設計潮位： $H.W.L = 1.50m$ ,  $L.W.L = \pm 0.0m$
- (b) 殘留水位： $R.W.L = +1.0m$  ( $H.W.L - L.W.L$ )  $\times \frac{2}{3}$
- (c) 設計震度： $K = 0.1$

### 12-2 作用于板樁之外力計算

#### (1) 平時：

- (a) 主動土壓強度及殘留水壓強度

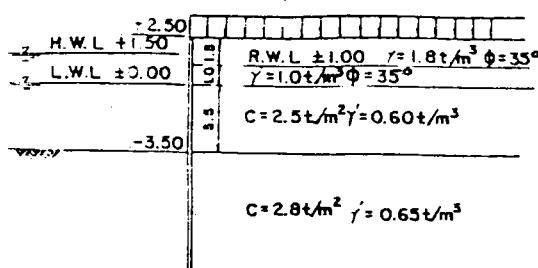


圖 12-3 土層圖

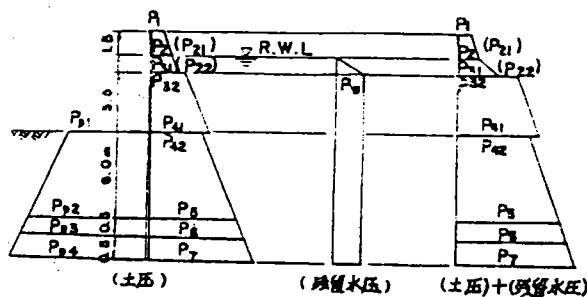


圖 12-4 土壓強度及其殘留水壓強度圖

粘性土之主動土壓由下列二式中採用較大值

$$P = \Sigma \gamma \cdot h + w - 2C$$

$$P = (\Sigma \gamma \cdot h + w) \times 0.5$$

裹填土之內部摩擦角  $\phi = 35^\circ$ ，壁面摩擦角  $\delta = 15^\circ$ ，因此土壓係數  $K_a \cos \delta = 0.2393$

表 11-2 平時之主動土壓強度及其殘留水壓強度

No	$\Sigma \gamma \cdot h + w$	C	$\Sigma \gamma \cdot h + w - 2C$	$(\Sigma \gamma \cdot h + w) \times 0.5$	殘留水壓強度	土壓強度 + 殘留水壓強度
1	1.0 $t/m^2$	—	$P_1 = 1.0 \times 0.2393 = 0.24 t/m^2$	$— t/m^2$	$P_1 = 0.24 t/m^2$	
2	$1.0 + 1.5 \times 1.8 = 3.7$	—	$P_2 = 3.7 \times 0.2393 = 0.89$	—	$P_2 = 0.89$	
3	$3.7 + 1.0 \times 1.0 = 4.7$	— 2.5 —0.3	$P_{31}' = 4.7 \times 0.2393 = 1.13$ $P_{32}' = 2.35$	$P_w = 1.0 \times 1.03 = 1.03$ 1.03	$P_{31} = 2.06$ $P_{32} = 3.38$	
4	$4.7 + 3.5 \times 0.6 = 6.8$	2.5 2.8	1.8 1.2	$P_{41}' = P_{42}' = 3.4$	1.03	$P_4 = 4.43$
5	$6.8 + 6.0 \times 0.65 = 10.7$	2.8	5.10	$P_5' = 5.35$	1.03	$P_5 = 6.38$
6	$10.7 + 0.5 \times 0.65 = 11.03$	2.8	5.43	$P_6' = 5.51$	1.03	$P_6 = 6.54$
7	$11.03 + 0.5 \times 0.65 = 11.35$	2.8	$P_7' = 5.75$	5.68	1.03	$P_7 = 6.78$

(b) 被動土壓強度：計算結果如表 12-2

表 12-2 平時之被動土壓強度

No.	$\Sigma \gamma \cdot h + w$ ( $t/m^2$ )	C	被動土壓強度 ( $\Sigma \gamma \cdot h + w - 2C$ ) ( $t/m^2$ )
1	—	2.8	5.6
2	$6 \times 0.65 = 3.9$	2.8	9.5
3	$3.9 + 0.5 \times 0.65 = 4.23$	2.8	9.83
4	$4.23 + 0.5 \times 0.65 = 4.55$	2.8	10.15

(2) 地震時 表 12-3, 12-4

表 12-3 地震時之裏填土之主動土壓  
強度及其殘留水壓強度

No.	$\Sigma \gamma \cdot h + w$	土壓強度	殘留水壓強度	土壓強度 + 殘留水壓
1	0.5	$P_1 = 0.5 \times 0.296 = 0.15$	—	$P_1 = 0.15$
2	$0.5 + 1.5 \times 1.8 = 3.2$	$P_{21} = 3.2 \times 0.387 = 1.24$	—	$P_{21} = 1.24$
3	$3.2 + 1.1 \times 1.0 = 4.2$	$P_{31} = 4.2 \times 0.387 = 1.63$	$P_w = 1.0 \times 1.03 = 1.03$	$P_{31} = 2.65$

表 12-4 粘性土之土壓強度及其殘留水壓強度

No.	$\Sigma \gamma \cdot h + w$	$0.5 \times (\Sigma \gamma \cdot h + w)$ $\Sigma \gamma \cdot h + w - 2C$ ( $t/m^2$ )	土壓強度 + 殘留水壓強度
3	$0.5 + 1.8 \times 1.5 + 1.0 \times 1.0 = 4.2$	$P_{32}'' = 0.5 \times 4.2 + 1.03 = 3.13$ $P_{32}' = —$	$P_{32}'' = 3.13$
4	$4.2 + 0.6 \times 3.5 = 6.3$	$P_{41}', P_{42}'' = 0.5 \times 6.3 + 1.03 = 4.18$ $P_{41}'', P_{42}'' = 6.3 - 5.6 + 1.03 = 1.73$	$P_{41}'' \} 4.18$ $P_{42}''$
5	$6.3 + 0.65 \times 6.0 = 10.2$	$P_5'' = 0.5 \times 10.2 + 1.03 = 6.13$ $P_5'' = 10.2 - 5.6 + 1.03 = 5.63$	$P_5'' = 6.13$
6	$10.2 + 0.65 \times 0.5 = 10.525$	$P_6'' = 0.5 \times 10.525 + 1.03 = 6.29$ $P_6'' = 10.525 - 5.6 + 1.03 = 5.96$	$P_6'' = 6.29$
7	$10.525 + 0.65 \times 0.5 = 10.85$	$P_7'' = 0.5 \times 10.85 + 1.03 = 6.46$ $P_7'' = 10.85 - 5.6 + 1.03 = 6.26$	$P_7'' = 6.46$

(b) 被動土壓強度：

與平時之被動土壓相同，故採用表 12-2 值

#### 12-4 板樁埋入長度之決定

板樁埋入長度首先可適當地假定再計算拉桿裝設點周圍之彎矩，並定出符合安全係數之埋入長度。

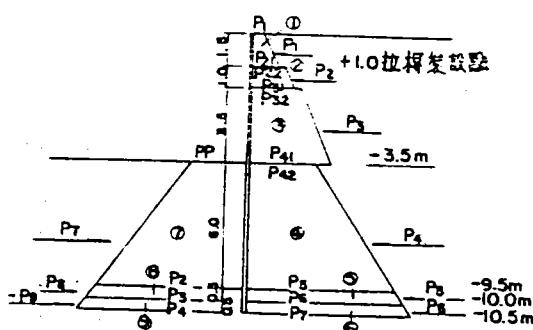


圖 12-6 板樁埋入長度之決定

表 12-6 平時之主動土壓及其殘留水壓所產生拉桿裝設點周圍之彎矩

No.	主動土壓及其殘留水壓 $P(t/m)$	$y(m)$	$MA = p \cdot y$ ( $t \cdot m/m^2$ )
①	$P_1 = (0.24 + 0.89) \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 0.89$	$\left( \frac{2 \times 0.24 + 0.89}{0.24 + 0.89} \right) \times \frac{1.5}{3} = -0.61$	-0.52
②	$P_2 = (0.89 + 2.06) \times 1.0 \times \frac{1}{2} = 1.48$	$\left( \frac{0.89 + 2 \times 2.06}{0.89 + 2.06} \right) \times \frac{1.0}{3} = 0.57$	0.84
③	$P_3 = (3.38 + 4.43) \times 3.5 \times \frac{1}{2} = 13.67$	$\left( \frac{3.38 + 2 \times 4.43}{3.38 + 4.43} \right) \times \frac{3.5}{3} + 1.0 = 2.83$	38.68
①-③	16.04		39.01
④	$P_4 = (4.43 + 6.38) \times 6.0 \times \frac{1}{2} = 32.43$	$\left( \frac{4.43 + 2 \times 6.38}{4.43 + 6.38} \right) \times \frac{6.0}{3} + 1.0 + 3.5 = 7.68$	249.06
⑤	$P_5 = (6.38 + 6.54) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 3.23$	$\left( \frac{6.38 + 2 \times 6.54}{6.38 + 6.54} \right) \times \frac{0.5}{3} + 1.0 + 3.5 + 6.0 = 10.75$	34.72
⑥	$P_6 = (6.54 + 6.78) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 3.33$	$\left( \frac{6.54 + 2 \times 6.78}{6.54 + 6.78} \right) \times \frac{0.5}{3} + 1.0 + 3.5 + 6.0 + 0.5 = 11.25$	37.46
①-⑥	55.03		360.25

(1) 平時之情形

(a) 拉桿裝設位置之彎矩計算

① 主動土壓及其殘留水壓產生之彎矩 ( $M_A$ )

② 被動土壓產生之彎矩 ( $M_P$ )

No.	被動土壓 $P(t/m)$	$y(m)$	$MP=py$ ( $t \cdot m/m$ )
⑦	$P_7 = (5.6+9.5) \times 6.0 \times \frac{1}{2} = 45.3$	$(\frac{5.6+2 \times 9.5}{5.6+9.5}) \times \frac{6.0}{3} + 4.5 = 7.76$	351.53
⑧	$P_8 = (9.5+9.83) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 4.83$	$(\frac{9.5+2 \times 9.83}{9.5+9.83}) \times \frac{0.5}{3} + 4.5 + 6.0 = 10.75$	51.92
⑨	$P_9 = (9.83+10.15) \times 0.5 \times \frac{1}{2} = 5.00$	$(\frac{9.83+2 \times 10.15}{9.83+10.15}) \times \frac{0.5}{3} + 4.5 = 11.25$	56.25
⑦-⑨	55.13		459.70

$$(b) \text{埋入長度} - 10.5m \quad F = \frac{459.70}{360.25} = 1.28 > 1.20$$

(2) 地震時之情形

(a) 拉桿裝設位置之彎矩計算

① 主動土壓及其殘留水壓產生之彎矩 ( $M_A$ )

② 被動土壓產生之彎矩 ( $M_P$ )

與平時之值相同故採用表 12-7 值

12-6 板樁之彎矩計算

(1) 假想支點之決定

打入粘性土地基之板樁假想梁下側支點，可採用土壓與殘留水壓之和與被動土壓相等之點，但本例

表 12-8 地震時主動土壓及其殘留水壓產生在拉桿裝設點周圍之彎矩

No	主動土壓及其殘留水壓 $P(t/m)$	$y(m)$	$M_A = PY (t.m/m)$
①	$P_1 = (0.15+1.24) \times 1.5 \times \frac{1}{2} = 1.04$	$-\left(\frac{2 \times 0.15+1.24}{0.15+1.24}\right) \times \frac{1.5}{3} = -0.55$	-0.576
②	$P_2 = (1.24+2.65) \times 1.0 \times \frac{1}{2} = 1.95$	$\left(\frac{1.24+2 \times 2.65}{1.24+2.65}\right) \times \frac{1.0}{3} = 0.56$	1.092
③	$P_3 = (3.13+4.18) \times 3.5 \times \frac{1}{2} = 12.79$	$\left(\frac{3.13+2 \times 4.18}{3.13+4.18}\right) \times \frac{3.5}{3} + 1.0 = 2.833$	36.24
①+③	15.78		36.76
④	$P_4 = (4.18+6.13) \times 6.0 \times \frac{1}{2} = 30.93$	$\left(\frac{4.18+2 \times 6.13}{4.18+6.13}\right) \times \frac{6.0}{3} + 4.5 = 7.69$	237.83
⑤	$P_5 = (6.13+6.46) \times 1.0 \times \frac{1}{2} = 6.295$	$\left(\frac{6.13+2 \times 6.46}{6.13+6.46}\right) \times \frac{1.0}{3} + 10.5 = 11.0$	69.27
	53.00		343.86

題因在海底地基面被動土壓已經比較大，所以採取海底基地做為下側支。作用于板樁之土壓，支點反力如圖 12-8 所示。

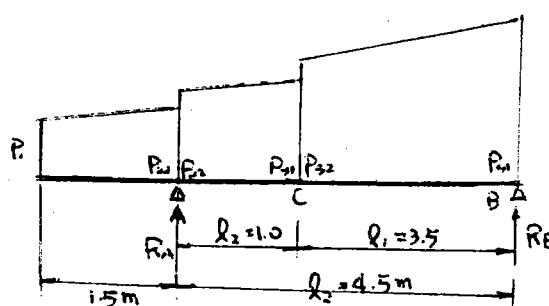


圖 12-8 假想簡支梁

## (2) 支點反力之計算

### (a) 平時之情形

土壓產生在拉桿裝設點周圍之彎矩  $M_A$

及全土壓合力  $P$  由表 12-6 查出

$$M_A = 39.01 \text{ t-m/m}$$

$$P = 16.04 \text{ t/m}$$

因此下側之支點反力

$$R_B = \frac{39.01}{4.5} = 8.67 \text{ t/m}$$

上側之支點反力

$$R_A = P - R_B = 16.04 - 8.67 = 7.37 \text{ t/m}$$

(b) 地震時之情形

$M_A$  及  $P$  值由表 12-8 查出

$$M_A = 36.76 \text{ t-m/m} \quad P = 15.78 \text{ t/m}$$

$$\text{因此下側之支點反力} \quad R_B = \frac{36.76}{4.5} = 8.16 \text{ t/m}$$

$$\text{上側之支點反力} \quad R_A = 15.78 - 8.16 = 7.62 \text{ t/m}$$

(3) 最大彎矩之計算

(a) 平時之情形

平時之土壓強度由表 12-1 查出

$$P_1 = 0.24 \text{ t/m}^2, P_{21} = P_{22} = 0.89 \text{ t/m}^2, P_{31} = 2.06 \text{ t/m}^2$$

$$P_{32} = 3.38 \text{ t/m}^2, P_{41} = 4.43 \text{ t/m}^2$$

$$\text{由 } \frac{2R_B}{P_{41} + P_{32}} = \frac{2 \times 8.67}{4.43 + 3.38} = 2.22m < 3.5m$$

因此最大彎矩發生在 BC 間

$$\text{由 } M_{max} = R_B x - \frac{1}{2} P_{41} \cdot x^2 + \frac{1}{6} \cdot \frac{P_{41} - P_{32}}{L_1} \cdot x^3$$

$$x = \frac{L_1}{P_{41} - P_{32}} \left( P_{41} - \sqrt{P_{41}^2 - 2 \cdot \frac{P_{41} - P_{32}}{L_1} R_B} \right)$$

$$= \frac{3.5}{4.43 - 3.38} (4.43 - \sqrt{4.43^2 - 2 \times \frac{4.43 - 3.38}{3.5} \times 8.67})$$

$$= \frac{1}{0.3} (4.43 - 3.80) = 2.1m$$

$$\therefore M_{max} = 8.67 \times 2.1 - \frac{1}{2} \times 4.43 \times 2.1^2 + \frac{1}{6} \times \frac{4.43 - 3.38}{3.5} \times 2.1^3 \\ = 8.90 t - m/m$$

(b) 地震時之情形

$$M_{max} = 8.39 t - m/m$$

## 13 - 10 電算部份

(包括輸入、力學分析，和設計等部份)

ANCHORED SHEET WALL ANALYSIS & DESIGN  
 SUBMERGENCE ELEVATION IN METER= 3.50  
 HIGH TIDE LEVEL IN METER= 5.00  
 SOIL STRATA BY SEA SIDE OF PILE WALL= 2  
 SURCHARGE IN TON/M^2= 1.00  
 NUMBER OF POINTS= 6

POINT.....>& SOIL CATEGORY 1  
 5.00 1  
 POINT.....>& SOIL CATEGORY 2  
 4.50 1  
 POINT.....>& SOIL CATEGORY 3  
 3.50 2  
 POINT.....>& SOIL CATEGORY 4  
 0.00 3  
 POINT.....>& SOIL CATEGORY 5  
 -6.00 3  
 POINT.....>& SOIL CATEGORY 6  
 -7.00 3

COHESION	UNIT WEIGHT	SUBMIT WEI.	PHI ANGLE	ACTIVE DELTA	PASS DELTA
0.00	1.80	1.00	35.00	15.00	15.00
2.50	1.60	0.60	0.00	0.00	0.00
2.80	1.60	0.65	0.00	0.00	0.00

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS =0.00\*\*\*\*\*

LAYER	ACTIVE COEF.	PASSI. COEF.	ACT.RUPTURE A.	PASS RUPTURE A.
-------	--------------	--------------	----------------	-----------------

		DEGREE	DEGREE
1	0.239	6.331	66.468
2	1.000	1.000	34.603
3	1.000	1.000	32.079

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS=0.00\*\*\*\*\*

1	0.239	6.331	66.468	27.500
---	-------	-------	--------	--------

\*\*\*SAFE FACTOR IS 1.27

### ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
1	0.24	0.00
2	0.89	0.00
3	2.15	3.38
4	4.43	4.43
5	6.38	0.00
6	6.78	0.00

### PASSIVE PRESSURE

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
4	5.60	0.00
5	9.50	0.00
6	10.15	0.00

\*\*\*FINAL PILE PENETRATION NEEDED = 1.00M

\*\*\*SHEET PILE WALL TOTAL LENGTH IS = 13.00M

\*\*\* 8 POINT REACTION IS = 8.67 T/M

\*\*\* TIE ROD FORCE IS = 7.36 T/M

\*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 8.90 M. T/M

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS =0.23\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*LAYER ACTIVE COEF. PASSI. COEF. ACT.RUPTURE A. PASS RUPTURE A.

			DEGREE	DEGREE
1	0.387	5.251	46.973	24.621
2	1.000	1.000	36.209	36.209
3	1.000	1.000	33.749	33.749
*****EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS=0.10*****				
1	0.296	5.860	57.941	26.352
***SAFE FACTOR IS 1.34				

#### ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
1	0.15	0.00
2	1.24	0.00
3	2.65	3.13
4	4.18	4.18
5	6.13	0.00
6	6.46	0.00

#### PASSIVE PRESSURE

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
4	5.60	0.00
5	9.50	0.00
6	10.15	0.00

\*\*\*FINAL PILE PENETRATION NEEDED = 1.00M  
 \*\*\*SHEET PILE WALL TOTAL LENGTH IS = 13.00M  
 \*\*\* B POINT REACTION IS = 8.17 T/M  
 \*\*\* TIE ROD FORCE IS = 7.61 T/M  
 \*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 8.40 M. T/M

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*STEEL SHEET DESIGN\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

SECTION MODULUS Z IS 466.80CM<sup>3</sup>/M  
 JAPANESE-MADE U SHAPE STEEL PILE

TYPE	DIMENSION	CROSS SECT.	WEIGHT	M. INERTIA	Z MODULUS
U SHAPE	MM	CM <sup>2</sup> /M	KG/M	CM <sup>4</sup> /M	CM <sup>3</sup> /M
I	400*75*8.0	116.23	91.20	3820	509
IA	400*85*8.0	113.00	88.80	4500	529

THE TIE RODS DIAMETER IS= 3.33CM  
 WALES MAX. MOMENT IS= 1.95T.M  
 WALES CROSS SECTION MODULUS IS= 139.09CM<sup>3</sup>  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*RC SHEET PILE WALL DESIGN\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 TYPICAL CROSS SECTION WITH B=46CM, W=66CM  
 $F_c(\text{ULTIMATE})=280\text{KG}/\text{CM}^2, F_y=4220\text{KG}/\text{CM}^2 \& N=8.0$   
 4 @ NO.8 TENSION BARS & 4 @ NC.8 COMPRESSION BARS

STRESS CHECK OK

SHEAR STRESS CHECK OK

THE TIE RODS DIAMETER IS = 3.33CM

WALES MAX. MOMENT IS= 1.95T.M

WALES CROSS SECTION MODULUS IS= 139.09CM<sup>3</sup>

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*ANCHOR DESIGN ---- SLAB\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

SAFE FACTOR WITH E.Q IS= 2.57

TOTAL LENGTH IS= 1.70M

恭賀新禧

PLACE ANCHOR AT A DISTANCE 8.52M BEYOND THE WALL  
FORCE CENTER LOCATE AT 0.64M FROM SLAB BOTTOM

WIDTH OF SLAB IS = 0.67M IN H-H DIRECTION

THICKNESS OF SLAB IS = 0.40M IN V-V DIRECTION

\*\*\*\*\*ANCHOR DESIGN---H PILE\*\*\*\*\*

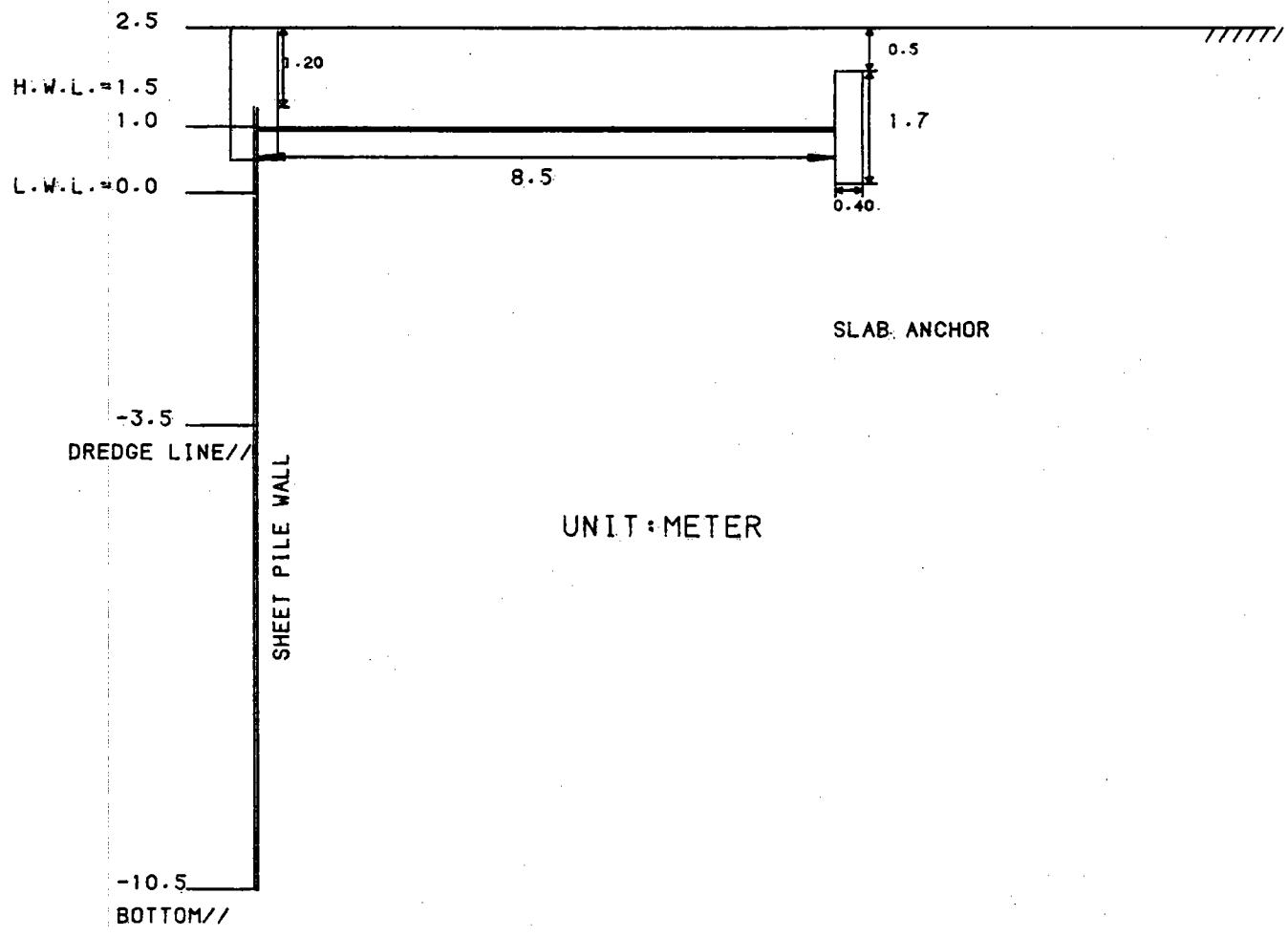
\*\*\*\*\*RC CAPPING DESIGN\*\*\*\*\*

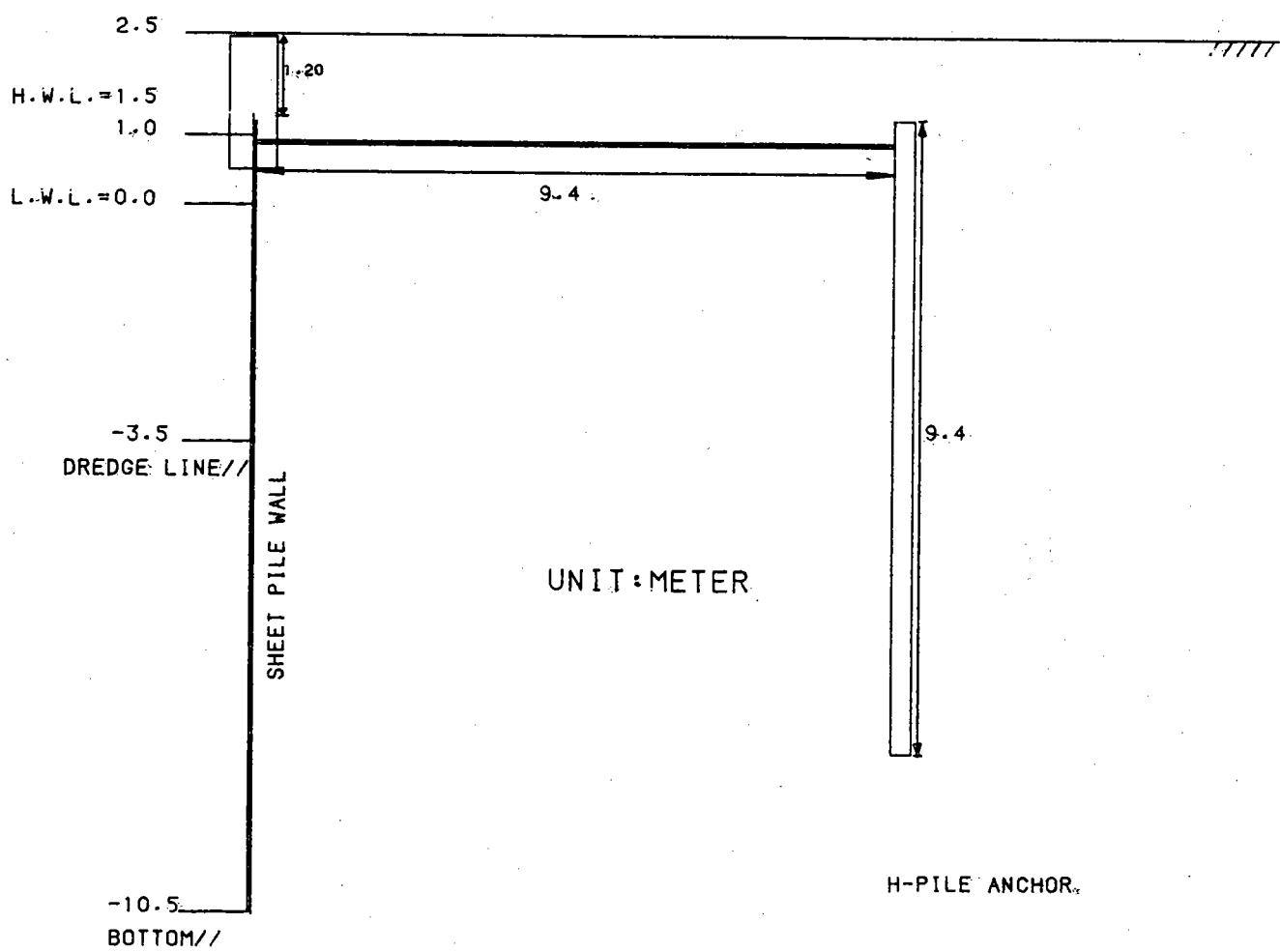
CHOSEN SIZE IS= 300\*350\*10\*15 EMBEDDED 9.44M BENEATH ROD  
H PILE LOCATE AT A DISTANCE 9.37M BEYOND THE WALL

\*\*\*\*\*RC CAPPING DESIGN\*\*\*\*\*

SUPPOSED SHIP DRAG FORCE IS 5 TON/PCS ACTING AT 0.18M ABOVE TIP OF RC CAPPING  
SUPPOSED SHIP IMPACT FORCE ON THE QUAY WALL IS 17.5 TON  
PER METER OF CAPPING NEED 3 PCS NO.4 BARS  
NO3 STIRRUP BARS @ 30 CM SPACING NEEDED



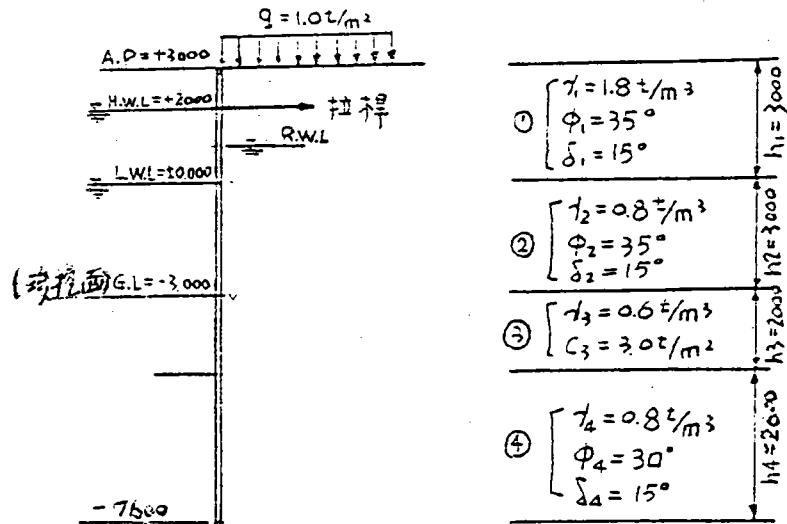




十三、

13-1 設已知條件如圖

設已知條件如圖 13-1



13-2 如圖(13-2)所示，可知堤外水壓，被動土壓，主動土壓和  
土壓和堤內水壓關係

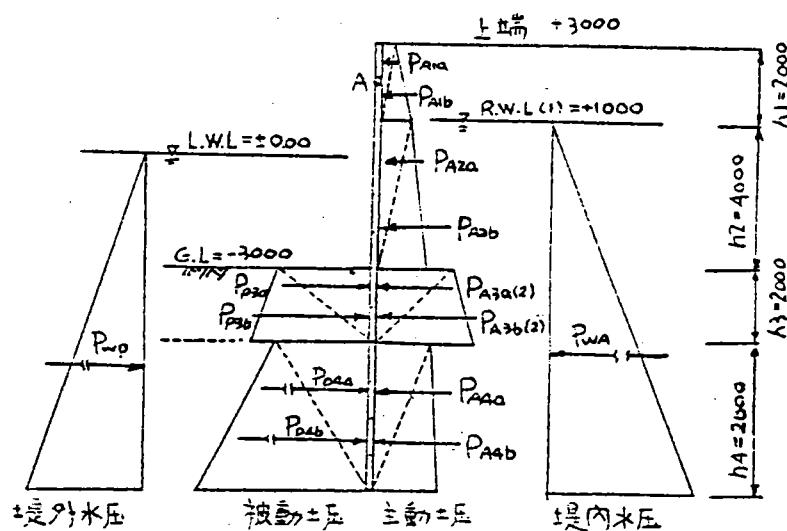


圖 13-2 被動土壓、堤外水壓、主動土壓和堤內水壓示意圖

### 13-3 土層摩擦角、主動土壓係數、被動土壓係數

層	內 部 摩擦角 $\phi$ (°)	壁 面 摩擦角 $\delta$ (°)	主 動 土壓係數 $K_A(i)$	被 動 土壓係數 $K_p(i)$
①	35	15	0.239	6.331
②	35	15	0.239	6.331
③	0	0		
④	30	15	0.291	4.807

### 13-4 板樁所受主動土壓

層	計 算 式	土壓 (t/m)
①	$P_{A1a} = K_{A1} q h_1 / 2 = 0.239 \times 1.00 \times 2.00 / 2$ $P_{A1b} = K_{A1} (r_1 \cdot h_1 + q) h_1 / 2 = 0.239 (1.8 \times 2.0 + 1.0) 2.0 / 2$	0.239 1.099
②	$P_{A2a} = K_{A2} (r_1 \cdot h_1 + q) h_2 / 2 = 0.239 (1.8 \times 2.0 + 1.0) 4.0 / 2$ $P_{A2b} = K_{A2} (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + q) h_2 / 2 = 0.239 (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 1.4) + 1.0 / 2$	2.199 3.728
③	粘土層 = 式中取值大者 $P_{A3a-(1)} = (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + q - 2 \cdot C_s) h_3 / 2$ $= (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 1.0 - 2 \times 3.0) 2.0 / 2$ $P_{A3b-(2)} = K_C (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + q) h_3 / 2$ $= 0.500 (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 1.0) 2.0 / 2$	(1.800) 3.900

	$P_A 3b - (1) = (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + r_3 \cdot h_3 + q - 2 \cdot C_2) h_3 / 2$ $= (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 0.6 \times 2.0 + 1.0 - 2 \times 3.0) 2.0 / 2$ $= 2.0 / 2$	(3.000)
	$P_A 3b - (2) = K_c (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + r_3 \cdot h_3 + q) h_3 / 2$ $= 0.500 (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 0.6 \times 2.0 + 1.0) 2.0 / 2$ $= 2.0 / 2$	4.500
(4)	$P_A 4a = K_{A4} (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + r_3 \cdot h_3 + q) h_4 / 2$ $= 0.291 (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 0.6 \times 2.0 + 1.0) 2.6 / 2$ $P_A 4b = K_{A4} (r_1 \cdot h_1 + r_2 \cdot h_2 + r_3 \cdot h_3 + r_4 \cdot h_4) h_4 / 2$ $= 0.291 (1.8 \times 2.0 + 0.8 \times 4.0 + 0.6 \times 2.0 + 0.8 \times 2.6 + 1.0) 2.6 / 2$	3.405 4.191
	板橋主動土壓合計 ( $P_A$ )	23.261

### 13-5 板橋被動土壓

層	計算式	土壓 ( $t/m$ )
(3)	$P_P 3a = 2 \cdot C_3 \cdot h_3 / 2 = 2 \times 3.0 \times 2.0 / 2$ $P_P 3b = (r_3 \cdot h_3 + 2 \cdot C_3) h_3 / 2 = (0.6 \times 2.0 + 2 \times 3.0) 2.0 / 2$ $P_P 4a = K_{P4} \cdot r_3 \cdot h_3 \cdot h_4 / 2 = 4.807 \times 0.6 \times 2.0 \times 2.6 / 2$ $P_P 4b = K_{A4} (r_3 \cdot h_3 + r_4 \cdot h_4) h_4 / 2 = 4.807 (0.6 \times 2.0 + 0.8 \times 2.6) 2.6 / 2$	6.000 7.200 7.498 20.497
	板橋被動土壓合計 ( $P_P$ )	41.195

13-6 板樁的水壓

水壓不同	計算式	水壓( $t/m$ )
前面水壓 (海側)	$P_{WA} = rw \cdot ha^2 / 2 = -1.025 \times 7.6^2 / 2$ (註) $ha$ 從 L.W.L 起	-29.602
背面水壓 (築堤側)	$P_{WA} = rw \cdot hb^2 / 2 = 1.025 \times 8.6^2 / 2$ (註) $hb$ 從 P.W.L 起	37.904
合計水壓 ( $P_w$ )		8.302

13-7 板樁的撓屈彎矩

區分	種別	水平力	水平力距 A 點距離 ( $m$ )	彎矩 ( $t \cdot m/m$ )
撓屈彎矩 ( $M_a$ )	第①層	0.239	-0.333	(-0.080)
		1.099	0.333	0.366
	②	2.199	2.333	5.138
		3.728	3.667	13.671
	③	3.900	5.667	22.101
		4.500	6.333	28.499
	④	3.405	7.866	26.783
		4.191	8.733	36.600
	背面水壓	37.904	6.733	255.207
	計			388.371
前面水壓	第③層	6.000	5.667	34.002
		7.200	6.333	45.598
	④	7.498	7.866	58.979
		20.497	8.733	179.000
	前面水壓	29.602	7.066	209.167
	計			526.746

13-8 板樁安全率  $F_r$  檢討：

$$F_r = \frac{M_r}{M_a} = \frac{526.746}{388.371} = 1.356 > 1.2$$

(2) 求支點反力

$$R_B = \frac{M}{h} = \frac{30.696}{5.000} = 6.139 \text{ (t/m)}$$

$$R_A = H - R_B = 10.851 - 6.139 = 4.712 \text{ (t/m)}$$

$$\bar{P} = P_{A2b} + P_{w_1} - P_{w_2} = 1.864 + 4.100 - 3.075$$

$$= 2.83 \text{ (t)}$$

(3) 求剪力爲 0 之點：即  $S(Y) = 0$ ，此點彎矩最大

$$S(y) = \frac{dM(y)}{dy} = R_b + P_{w_2} \cdot y - P_{A2b} \cdot y - P_{w_1} \cdot y$$

$$+ \frac{1}{2} K_R \cdot y^2 = 0$$

$$K_R = \frac{\bar{P} - (P_{A2a} + P_{w_1} - P_{w_2})}{h_2} = \frac{1.864 - 1.099}{4}$$

$$= 0.191$$

所以求得  $y_0 = 2.298 \text{ (m)}$

(4) 最大彎矩

$$M_{ax} = R_B \cdot y_0 + \frac{1}{2} P_{w_2} \cdot y_0^2 - \frac{1}{2} P_{A2b} \cdot y_0^2 - \frac{1}{2} P_{w_1} \cdot y_0^2$$

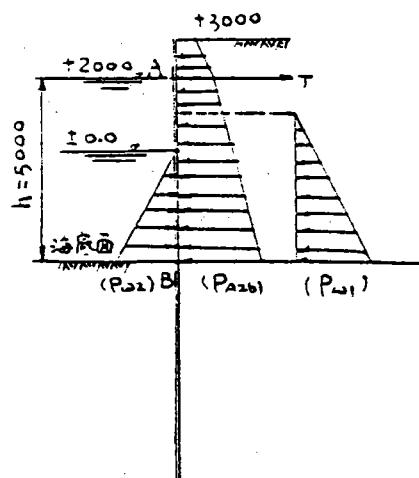
$$+ \frac{1}{6} K_R \cdot y_0^3$$

$$= 6.139 \times 2.298 + \frac{1}{2} \times 3.075 \times 2.298^2 - \frac{1}{2} \times 1.864 \times 2.298^2$$

$$- \frac{1}{2} \times 4.100 \times 2.298^2 + \frac{1}{6} \times 0.191 \times 2.298^3 = 6.864 \text{ (t·m)}$$

### 13-9 鋼板樁斷面計算

a 從圖(13-3)可求出A點(上端), B點(下端)受力及板樁彎矩



圖(13-3)外力

(1) 求出外力對A點所有彎矩

種別	區分	水平力(t/π)	A點到水平重心距離(π)	A點彎矩
土壓	①層 P <sub>A1a</sub> P <sub>A1b</sub>	0.239	-0.333	-0.080
		1.099	0.333	0.366
	②層 P <sub>A2a</sub> P <sub>A2b</sub>	2.199	2.333	5.130
		3.728	3.667	13.671
水壓	背 面	8.200	3.667	30.061
	前 面	-4.613	4.000	-18.452
合計		H=10.851		M=30.696

## 13 - 10 電算部份

(包括輸入、力學分析，和設計等部份)

ANCHORED SHEET WALL ANALYSIS & DESIGN  
 SUBMERGENCE ELEVATION IN METER= 3.00  
 HIGH TIDE LEVEL IN METER= 5.00  
 SOIL STRATA BY SEA SIDE OF PILE WALL= 2  
 SURCHARGE IN TON/M^2= 1.00  
 NUMBER OF POINTS= 7

POINT.....>& SOIL CATEGORY	1				
6.00	1				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	2				
5.00	1				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	3				
4.00	1				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	4				
3.00	1				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	5				
0.00	2				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	6				
-2.00	3				
POINT.....>& SOIL CATEGORY	7				
-8.00	3				
COHESION	UNIT WEIGHT	SUBMIT WEI.	PHI ANGLE	ACTIVE DELTA	PASS DELTA
0.00	1.80	0.80	35.00	15.00	15.00
3.00	1.60	0.60	0.00	0.00	0.00
0.00	1.80	0.80	30.00	15.00	15.00
*****EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS = 0.00*****					
LAYER	ACTIVE CCEF.	PASSI. COEF.	ACT.RUPTURE A.	PASS RUPTURE A.	
1	0.239	6.331	66.468	27.500	
2	1.000	1.000	40.316	40.316	
3	0.291	4.807	60.529	30.000	
*****EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS = 0.00*****					
1	0.239	6.331	66.468	27.500	
***SAFE FACTOR IS 1.60					

### ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
1	0.24	0.00
2	0.67	0.00
3	1.10	0.00
4	2.32	0.00
5	2.90	4.93
6	10.03	3.65
7	4.29	0.00

### PASSIVE PRESSURE

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
5	6.00	0.00
6	7.20	5.77
7	16.38	0.00

\*\*\*FINAL PILE PENETRATION NEEDED = 2.76M  
 \*\*\*SHEET PILE WALL TOTAL LENGTH IS = 10.76M  
 \*\*\* 8 POINT REACTION IS = 6.16 T/M  
 \*\*\* TIE ROD FORCE IS = 4.72 T/M  
 \*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 6.89 M. T/M

\*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT UNDERWATER IS =0.23\*\*\*\*\*  
 LAYER ACTIVE COEF. PASSI. COEF. ACT.RUPTURE A. PASS RUPTURE A.  
 DEGREE DEGREE  
 1 0.387 5.251 46.973 24.621  
 2 1.000 1.000 41.267 41.267  
 3 0.460 3.880 41.518 25.944  
 \*\*\*\*\*EARTH QUAKE COEFFICIENT ABOVE WATER IS=0.10\*\*\*\*\*  
 1 0.296 5.860 57.941 26.352  
 \*\*\*SAFE FACTOR IS 1.30

#### ACTIVE PRESSURE INCLUDING WATER LEVEL DIFFERENTIAL

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
1	0.15	0.00
2	0.89	0.00
3	1.59	0.00
4	2.92	0.00
5	3.85	4.68
6	9.53	4.94
7	6.18	0.00

#### PASSIVE PRESSURE

NUMBER	VALUE 1	VALUE 2
5	6.00	0.00
6	7.20	4.66
7	15.09	0.00

\*\*\*FINAL PILE PENETRATION NEEDED = 3.36M  
 \*\*\*SHEET PILE WALL TOTAL LENGTH IS = 11.36M  
 \*\*\* 8 POINT REACTION IS = 8.05 T/M  
 \*\*\* TIE ROD FORCE IS = 6.13 T/M  
 \*\*\* MAXIMUM MOMENT IS = 8.95 M. T/M

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*STEEL SHEET DESIGN\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

SECTION MODULUS Z IS 497.09CM<sup>3</sup>/M  
 JAPANESE-MADE U SHAPE STEEL PILE

TYPE	DIMENSION	CROSS SECT.	WEIGHT	M. INERTIA	Z MODULUS
U SHAPE	MM	CM <sup>2</sup> /M	KG/M	CM <sup>4</sup> /M	CM <sup>3</sup> /M
I	400*75*8.0	116.23	91.20	3820	509
IA	400*85*8.0	113.00	88.80	4500	529

THE TIE RODS DIAMETER IS= 2.99CM

WALES MAX. MOMENT IS= 1.57T.M

WALES CROSS SECTION MODULUS IS= 112.02CM<sup>3</sup>

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*RC SHEET PILE WALL DESIGN\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

TYPICAL CROSS SECTION WITH B=46CM, W=66CM

F<sub>C</sub>(ULTIMATE)=280KG/CM<sup>2</sup>, F<sub>Y</sub>=4220KG/CM<sup>2</sup> & NO=8.0

4 @ NO.8 TENSION BARS & 4 @ NO.8 COMPRESSION BARS

STRESS CHECK OK

SHEAR STRESS CHECK OK

THE TIE RODS DIAMETER IS= 2.99CM

WALES MAX. MOMENT IS= 1.57T.M

WALES CROSS SECTION MODULUS IS= 112.02CM<sup>3</sup>

\*\*\*\*\*  
 \*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*ANCHOR DESIGN ----- SLAB\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

SAFE FACTOR WITH E.Q IS= 2.41

TOTAL LENGTH IS= 1.40M

PLACE ANCHOR AT A DISTANCE 7.25M BEYOND THE WALL

FORCE CENTER LOCATE AT 0.55M FROM SLAB BOTTOM

WIDTH OF SLAB IS = 0.67M IN H-H DIRECTION

THICKNESS OF SLAB IS = 0.36M IN V-V DIRECTION

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*ANCHOR DESIGN---H PILE\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

CHOSEN SIZE IS= 300\*350\*10\*15 EMBEDDED 9.44M BENEATH ROD

H PILE LOCATE AT A DISTANCE 9.25M BEYOND THE WALL

\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*RC CAPPING DESIGN\*\*\*\*\*

\*\*\*\*\*

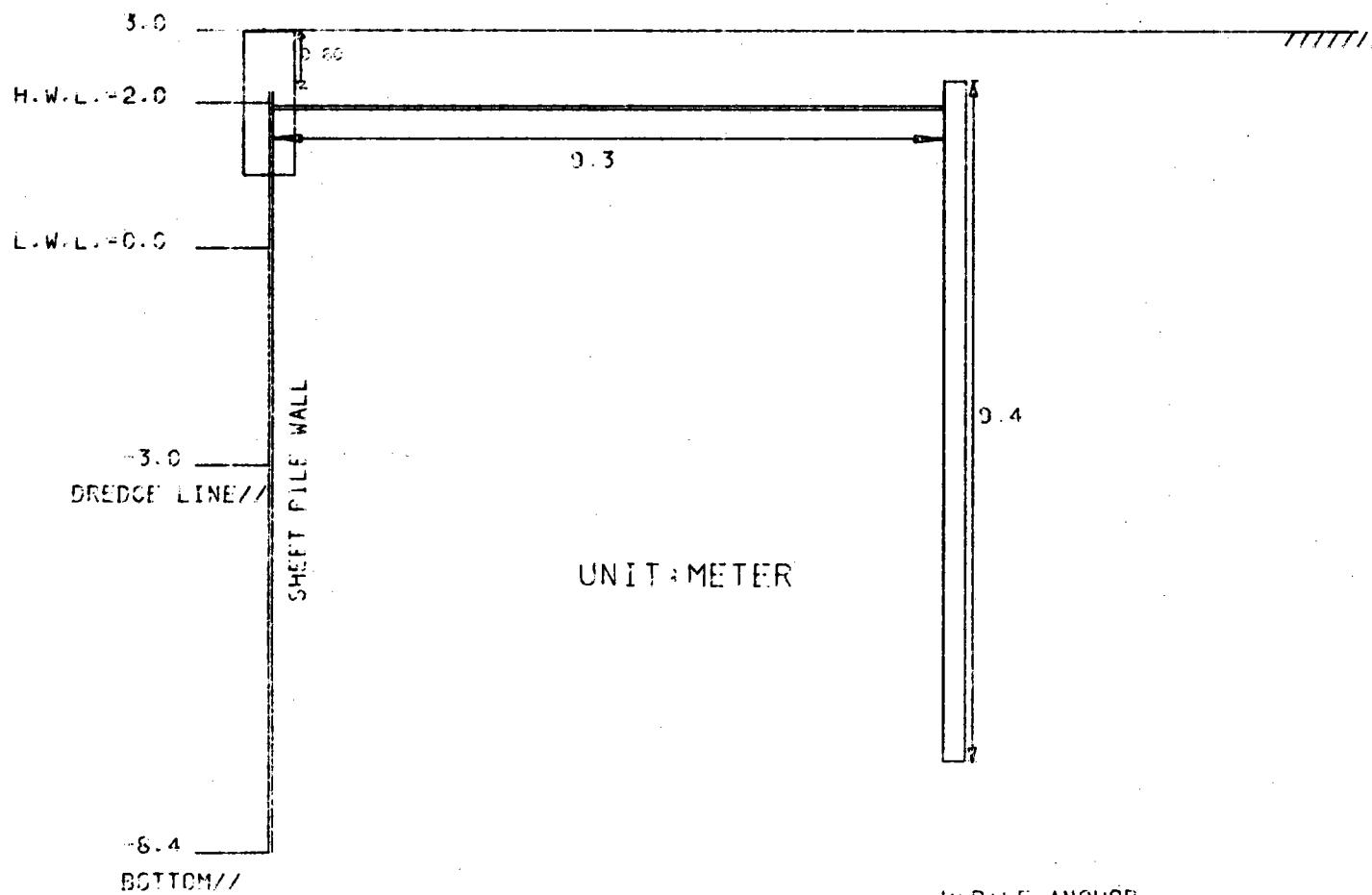
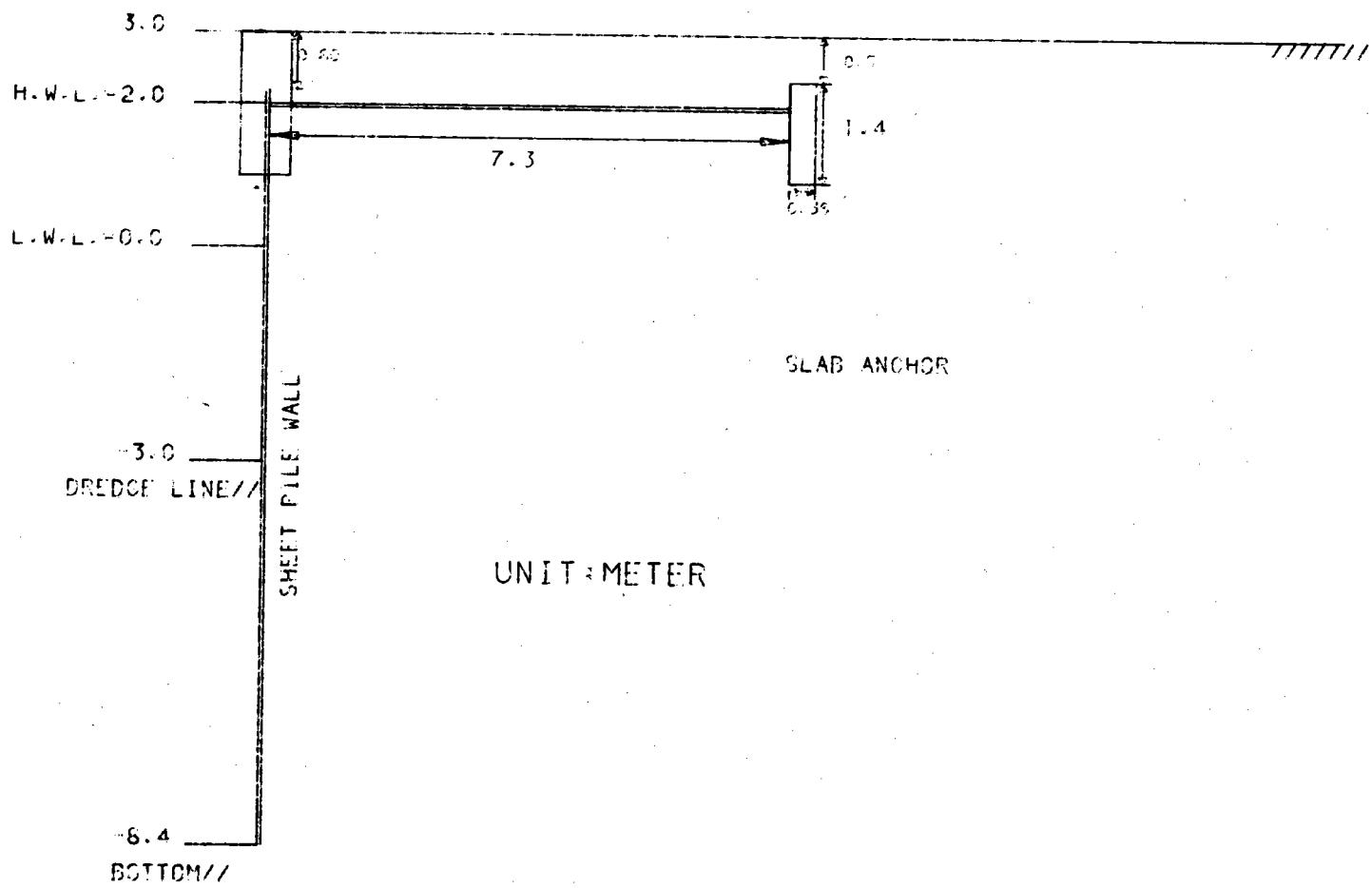
SUPPOSED SHIP DRAG FORCE IS 5 TON/PCS ACTING AT 0.18M ABOVE TIP OF RC CAPPING

SUPPOSED SHIP IMPACT FORCE ON THE QUAY WALL IS 17.5 TON

PER METER OF CAPPING NEED 3 PCS NO.4 BARS

N03 STIRRUP BARS @ 30 CM SPACING NEEDED





**結論：**

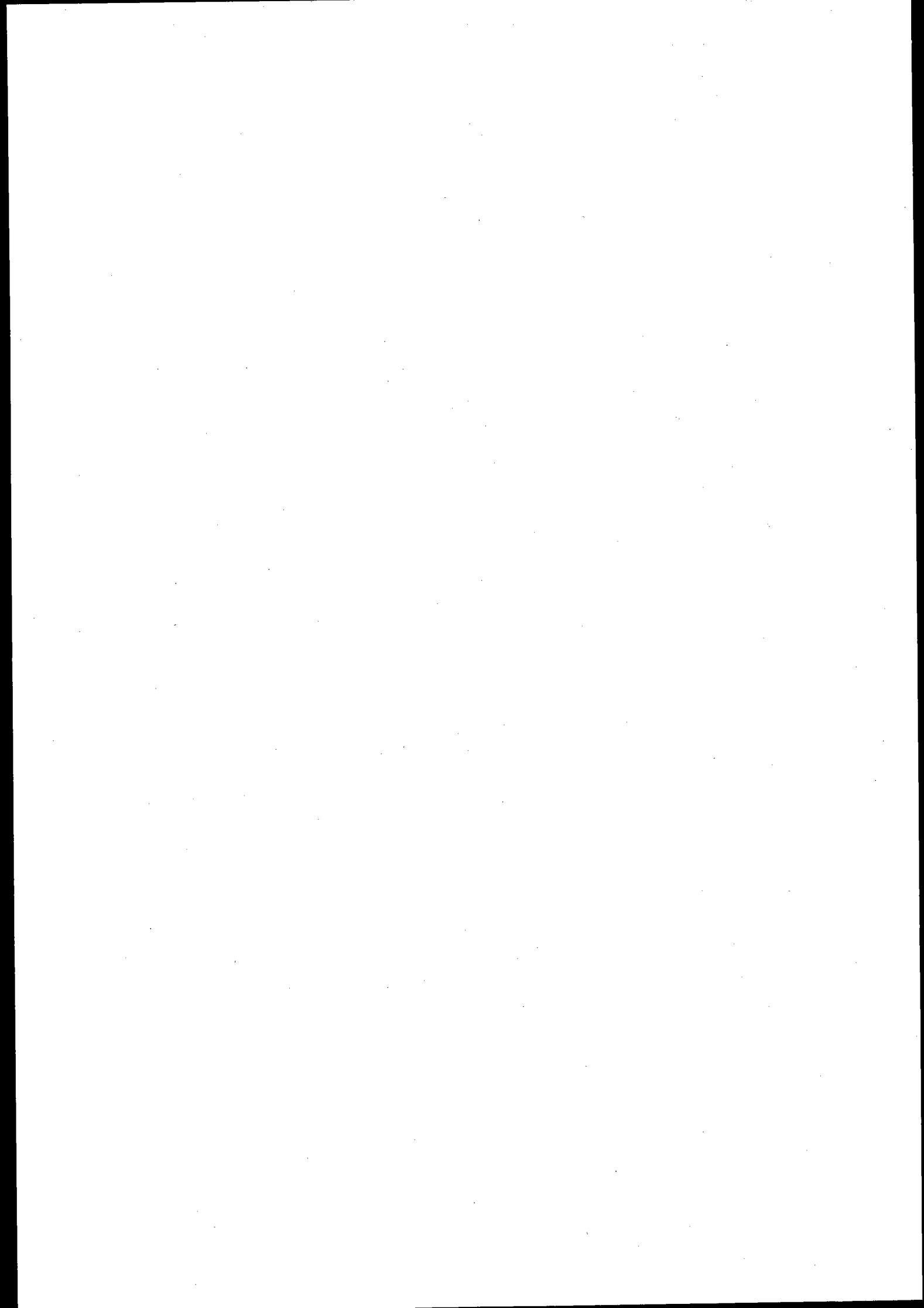
1. 第一個砂質基礎例題，手算部份與電腦運算有些不同，主要是電腦程式中多加 H. Blum 氏反曲點位置校正影響，使解略為保守。
2. 第二個與第三個例題中手算部份與電腦運算比較誤差非常小。
3. 以上三個例題發現，本電腦程式可適用砂質，粘質，砂質、粘質混合情形。
4. 繪圖部份繪出設計板樁及控制工等並標示尺寸，使設計數據圖形化，幫助決策者了解。
5. 板樁同時使用鋼板樁及鋼筋混凝土樁；挖制工同時使用控制板及控制直樁，均便於決策者選擇。

參考資料：

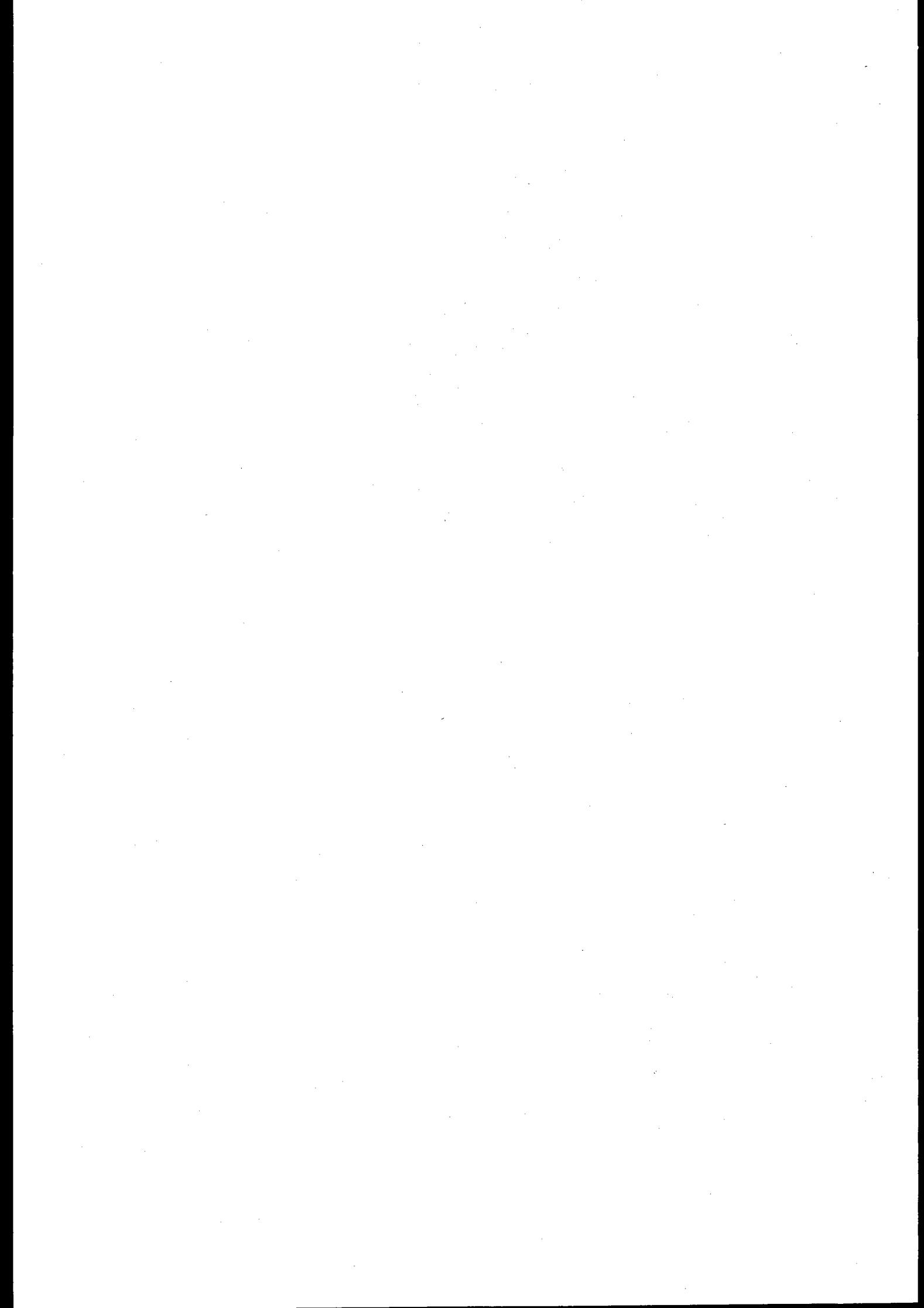
1. 交通處編港灣設計物標準
2. 蘇棋福著港灣設計準則及實例
3. 日文港灣工學
4. 假設鋼矢板施工ハコトウツク
5. Winter korn & FANG 共著 Foundation Engineering Handbook
6. Quinn 著 Design & Construction of Ports Marine Structures
7. Bowel 著 Foundation Aralysis and Design
8. WANG & SALMON 著 Reinforced Concrete Design
9. 日本港灣協會著港灣の施設の技術上の基準同解説

# L型塊設計自動化之研究

江 金 德



- 一、前言
- 二、L型塊碼頭設計之標準化
  - (一)胸牆之標準化
  - (二)L型塊之標準化
  - (三)基礎之標準化
  - (四)回填砂石之標準化
- 三、L型塊碼頭之設計基準
- 四、設計計算及繪圖之自動化
- 五、計算例
- 六、與實例比較
- 七、結論



## 摘要

港灣結構物設計自動化所須具備的條件為標準化及基準化，目前，國內採用的基準，係以台灣省政府交通處編印之「港灣構造物設計標準」為依據，另再參考日本港灣協會所刊行的「港灣設施技術上的基準同解說」為主，所以本研究中各項設計條件的設定及設計方法，亦以該基準為依據。而標準化，係將使用率較多的L型塊，設定其標準形狀及尺寸，如此不僅可減少繁雜之計算，且可使施工容易，本研究依目前所採用的L型塊情形，選擇一L型塊中間有一扶牆者為準。L型塊碼頭設計自動化，係依一般重力式碼頭之設計流程，以電腦有效地加以分析，反複計算及將計算時間縮短到最小，並得到符合安全規定及最適之斷面尺寸，且能計算出所須之材料，工程數量等，再由繪圖機自動繪製工程圖，以供設計者參考。

## 一、前言：

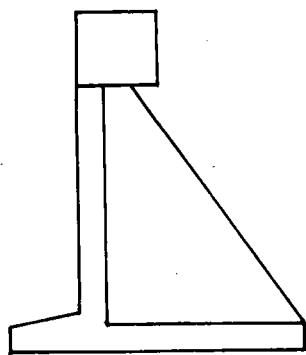
L型塊碼頭為重力式碼頭之一種，係以本身自重與摩擦力抵抗水壓、土壓等外力，保持其安全之構造物，此種型式之碼頭，相當堅固，對於船隻之衝擊具有耐性，但水深大時，其本身重量斷面增大，而不經濟，又由於壁體重量大，作用於基礎地盤之壓力亦大，尤其此種型式，因受地震影響大，基礎地基須甚堅固，在軟弱地基不適宜採用。L型塊碼頭，為所有重力式碼頭中同高度，用料最省而經濟之一種，為水工法最佳之一種岸壁。其構造，係將陸上常用之扶壁式護岸（Counter fortretaining wall），稍加改良，分段而移用於水中為碼頭岸壁之用；蓋重力式碼頭，亦水中之護岸也。不過其高度較大，受力情形比較複雜，而水中施工又較陸上為難，但以目前工程技術與現代化設備而言，並非無法克服。

L型塊之作用，向陸上而言，為阻擋岸上回填料之流失，並接受回填料、上載荷重及殘留水等之側壓力，對海方而言，便於船舶停靠，並接受靠船時之衝擊力，海水之壓力。L型塊之構造，分直壁、扶壁及底版三部份。其中直壁承受向海向陸之水平力，因其自身單薄，其強度與重量，皆不足以承受此水平力，故乃用扶壁加強，藉以縮短直壁之橫跨度，減少直壁彎力至巨，因此直壁雖薄，而抗彎功能甚大。扶壁位於底版之上，因之L型塊形成三角形之剛體，直壁不至因側壓力而前傾。底版之作用，除接受上部之垂直壓力，且接受扶壁傳入之拉力。

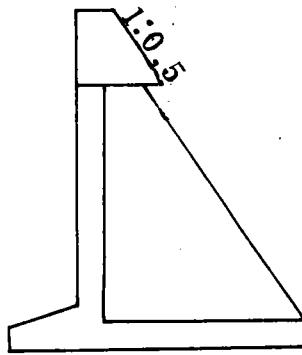
## 二、L型塊碼頭設計之標準化：

### (一) 胸牆之標準化：

L型塊碼頭胸牆之型式，在目前大致有下列兩種圖：(1)胸牆為四方形構造者，一般使用於承受較大繫船拉力或背後有較大土壓力時，圖(2)為一般最常採用之梯形構造，因四方形胸牆所打設之混凝土量多，使前趾底面反力加大，而梯形構造者，只要頂寬在 $0.5m$ 以上，背後坡度在 $1:0.5$ 以上時，對滑動及傾倒時可免檢討，因此本程式亦採用胸牆為梯形者為標準，其頂寬為胸牆高度之 $\frac{1}{4}$ 但不得少於 $0.5m$ 。



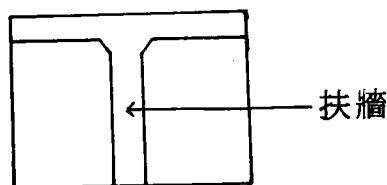
圖(1)四方形之胸牆



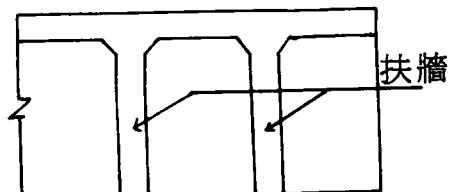
圖(2)梯形之胸牆

### (二) L型塊之標準化：

目前，一般所使用的L型塊，大致可分為兩類，即一L型塊中間有一扶牆，及一L型塊中間有兩個扶牆以上者，如圖(3)、圖(4)所示。



圖(3)單一扶牆構造



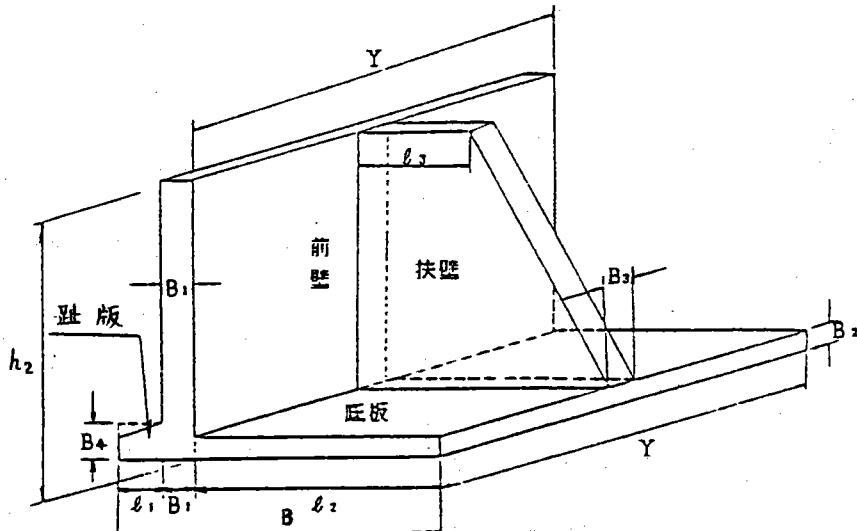
圖(4)兩個扶牆以上之構造

一般較常使用者為單一扶牆之L型塊，因兩個扶牆以上之L型塊，不僅增加其寬度及重量，並會增添現場吊放及施工之困難，因此本程式採用L型塊中間有一扶牆之構造為標準。

L型塊頂高之決定應考慮潮位變化，使胸牆能用乾工法澆灌混凝土三、四小時初凝後，再浸入潮水之中，而確保混凝土強度，所以L型塊頂端高程本程式取用 $\frac{1}{2}$ (H.W.L - L.W.L)。

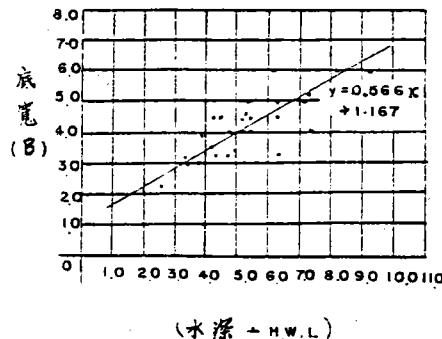
L型塊之底部高程應在碼頭前面航道深度以下，而達較佳基礎地質，一般以碼頭構造水深加拋石保護層厚度(約0.5m左右)之深度為準，本程式亦採用構造水深加0.5m為L型塊之底部高程。

L型塊各部材名稱及尺寸標示如圖(5)所示。



圖(5) L型塊各部材名稱及尺寸標示圖

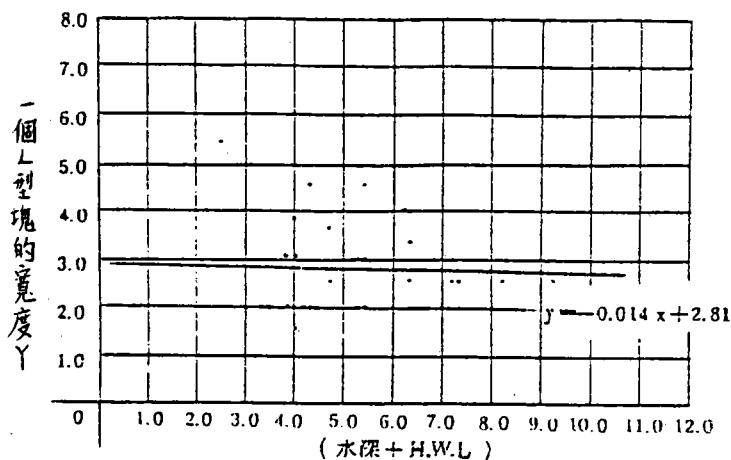
L型塊之底寬B，設計時本程式採用圖(6)底寬與(水深+H.W.L)之關係，即 $B = 0.566 \times (\text{水深} + H.W.L) + 1.167$ 為設計標準，但因設計震度、水深、潮位差、岸壁高、上載荷重等條件因素變化很大，實際上應於安定計算中及視基礎地層安全承載力加以檢核，作適當之修正，以達符合安全規定為止。



圖(6)底寬與(水深+H.W.L.)之關係

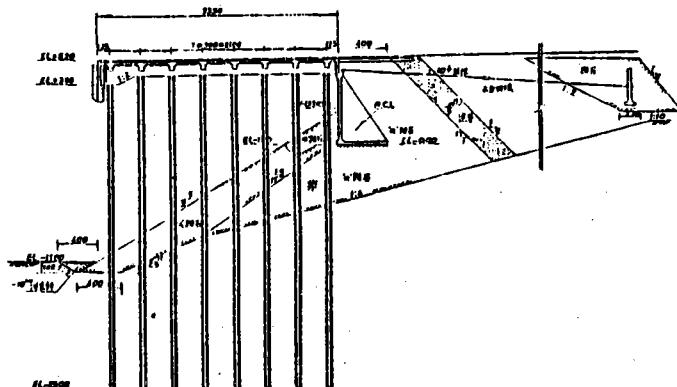
趾版長度  $l_1$  本程式以底寬 B 的 15% 為標準，當最大地基反力大於地基容許支持力時，趾版長度應隨底版寬度 B 之增大而修正，若亦不能滿足轉動時亦應自動加長，最長以 150 cm 為極限。扶牆頂端長  $l_3$ ，本程式以胸牆之底寬減前牆厚度再減 50 cm 為設計標準。其餘各部材之厚度，依據目前的設計經驗，將前牆厚度訂在 30~40 cm，底版厚度訂在 40~60 cm，扶牆厚度訂在 20~40 cm，趾版厚度訂在 50~70 cm，在本程式中，為了設計方便，先將底版厚度依經驗值輸入程式中，則前牆厚度及扶牆厚度均等於底版厚度減去 10 cm，前趾版厚度與底版厚度相同，後趾版厚度為底版厚度加上 30 cm。各部材尺寸決定後，便由電腦自動計算並於安定計算中檢核其安全率是否合乎安全規定，再作適當之修正。

L 型塊之重量，應合乎現場起重機之吊放能力，因此一個 L 型塊的寬度 Y 便受到重量的控制，本程式設計時採用圖(7)之關係，即  $Y = 0.014 \times (\text{水深} + \text{H.W.L.}) + 2.81$  先行決定 Y 值，再由 L 型塊的重量（不超過 50T）修正，但以不少於 2 m 為原則。

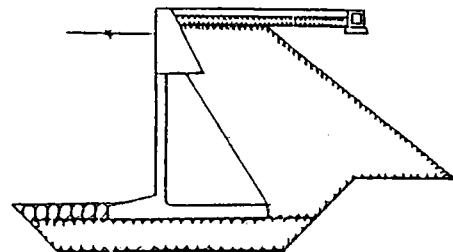


圖(7)一個L型塊的寬度Y與(水深+H.W.L.)之關係

L型塊依使用目的的大致可分為兩種，圖(8)係於棧橋式碼頭背後作為擋土之用者，圖(9)為一般碼頭岸壁供船舶停靠者，在此本文係專為L型碼頭設計研究之，因此僅採用供船舶停靠之L型塊為設計標準。



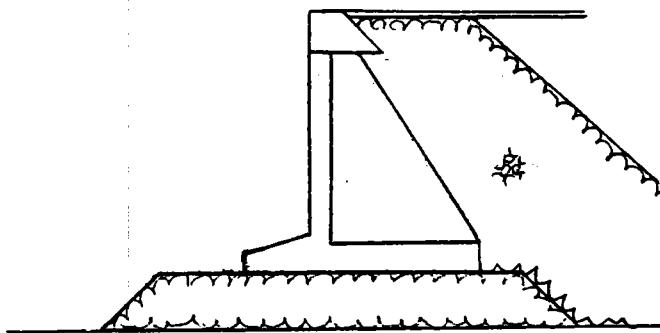
圖(8)棧橋式碼頭背後之L型塊



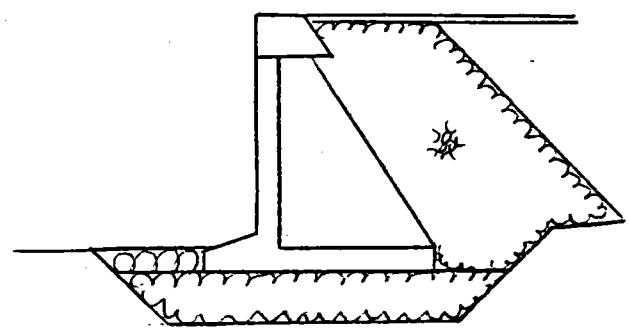
圖(9)供船舶停靠之L型塊岸壁

### (三)基礎之標準化：

一般L型塊底部基礎大致可歸納下列兩種(在此不考慮地盤改良)。



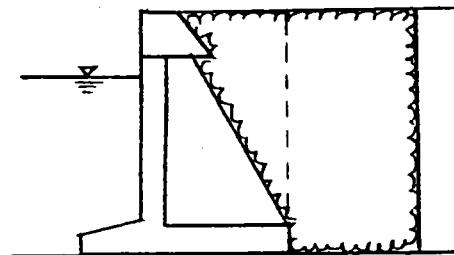
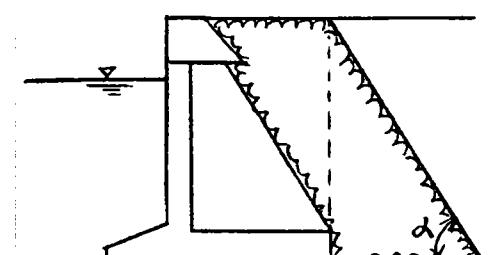
圖(10)



圖(11)

#### (四)回填砂石之標準化：

通常L型塊碼頭背後爲了減輕土壓之作用及減少堤前堤後之水位差（殘留水位），均以良質之砂石回填，而取得一理想之經濟斷面，回填砂石之形狀，一般有兩種，如下圖：



在本程式中爲簡化起見，均採用三角形之形狀，而以底版末端之垂線與地表之交點開始，所形成三角形的傾斜角 $\alpha$ 與回填砂石料之內摩擦角相等者，視爲堤體背後全部爲回填料所回填而計算其土壓力。

### 三、L型塊碼頭之設計基準：

#### (一) 碼頭高程：

依對象船舶之大小及潮差來決定，在此考慮設計對象之水深均為 $4.5\text{ m}$ 以上，於普通大型碼頭，潮差在 $3.0\text{ m}$ 以上者，其高度採用在平均滿潮位上 $1.0\text{ m}$ ，潮差在 $3.0\text{ m}$ 以下者為 $2.0\text{ m}$ ，小型碼頭潮差在 $3.0\text{ m}$ 以上時，採用高度在平均滿潮位上 $0.4\text{ m}$ ，潮差不滿 $3.0\text{ m}$ 者，高出 $0.8\text{ m}$ 。

#### (二) 通常作用於堤身之外力及荷重包括如下數種：

##### (1) 堤身自重：

(a) 堤身自重應以使用材料之單位體積重量來計算，一般使用材料之單位體積重量如下表：

表(1) 材料之單位體積重量 ( $\text{t}/\text{m}^3$ )

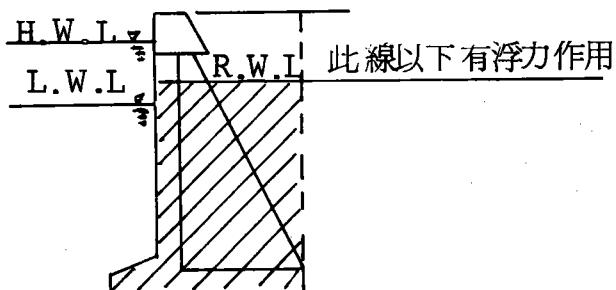
材 料 名 稱	單位體積重量(空中)	單位體積重量(水中)
鋼筋混凝土	2.45	1.40
混凝土	2.30	1.30
瀝青舖裝	2.20	1.20
石 材	2.60	1.60
砂、礫石、卵石(乾)	1.80	1.00
砂、礫石、卵石(濕)	2.00	1.00

(b) 堤身計算，採取圖(12)所示，經過堤身後跟之垂直面以左視作堤身(因背填砂石均為良質，所以採用砂質地質設計之)。



圖(12) L型塊碼頭堤身之取法

(c) 堤身於殘留水位以下有浮力作用，須採用水中之單位體積重量計算堤身重量，如圖(13)所示。



圖(13)浮力之計算方法

(d) 穩定計算使用之L型塊重量，以沒有扶牆部份之單位重量計算。

(e) 牆身重量之抵抗彎矩，係對L型塊趾版之前端計算。

(2) 上載荷重：

荷重包括呆載重，積載荷重和活載重，平時荷重應依照貨物種類、形狀、數量、處理方法、積載期間而做決定。構造物整體之安定計算，可採用碼頭、倉庫等區域之平均載重值為準，平時之載重一般為  $1 \text{ t/m}^2 \sim 2 \text{ t/m}^2$ 。如果積載荷重之大小與荷重形態均為一定時，地震時之荷重與平時之荷重應採同一數值，如船舶靠岸卸貨時，碼頭上有相當之荷重，一般之繫船碼頭其地震時之荷重為平時之 $\frac{1}{2}$ ，本程式亦採用如此之算法。

(3) 船舶牽引力：

船舶牽引力為通過繫船柱作用於岸壁之水平力，設計時僅考慮船舶靠岸時繫船柱之作用，地震時不考慮。本程式採用船舶之牽引力如表(2)所示，每一擊船柱為單位，擊船柱之配置間隔如表(3)所示。

表(2)

船舶之牽引力

船隻之總噸數	暴雨時	平時	牽引力之方向
100t 未滿	5t	5t	直柱，曲柱各方向相同
100t~300t	10	10	
300t~500t	15	15	
500t~1000t	20	15	
1000t 以上	30	15	直柱：垂直方向為½ 曲柱：各方向相同

表(3)

繫船柱配置間隔

岸壁水深	繫船柱配置間隔	岸壁水深	繫船柱配置間隔
- 2.0 m	5.0 m	- 3.5 m	10 m
- 2.5 m	7.5 m	- 4.0 m	10 m
- 3.0 m	7.5 m	- 5.0 m	15 m

## (4) 設計震度及地震力：

對於港灣結構物，水平震度能增加土壓力、水壓力、引起碼頭之滑動等，故僅考慮水平震度・土壓計算時，因為使用考慮浮力作用時單位體積重量，因此採用估算震度  $K'$ 。

$$K = \text{地區震度} \times \text{地盤係數} \times \text{結構物重要程度}$$

地區震度按該地區過去發生地震之頻率及其大小而定，我國各海岸應在 0.05 ~ 0.10 之間，地盤係數如表(4)，結構物重要程度 在 0.5 ~ 1.5 之間。

表(4)

地盤係數

沖積層厚度	沙礫層	沙及粘土地盤	軟弱地盤
< 5 m	0.8	0.8	1.0
5 ~ 25 m	0.8	1.0	1.5
> 25 m	1.0	1.5	1.5

$$\text{估算震度 } K' = \left( \frac{\gamma}{\gamma - 1} \right) K$$

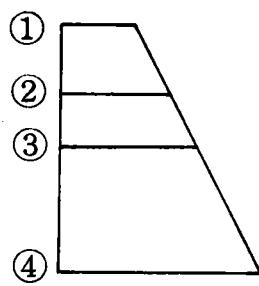
$K$  = 該地區之設計震度。

$\gamma$  = 物質在空氣中之單位重量 ( $t/m^3$ ) 如為土沙時為浸水飽和狀態之空氣中重量。

地震力為牆身重量 (不扣除浮力之重量) 與設計震度相乘之值，其作用方向視作水平方向作用。

(5) 土壓：

- (a) 依平時及地震時，對作用於假想壁面之水平分力及垂直分力計算。
- (b) 土壓強度之水平分力，係對：①碼頭頂端 ②胸牆之底面  
③殘留水位 ④堤身底面計算。

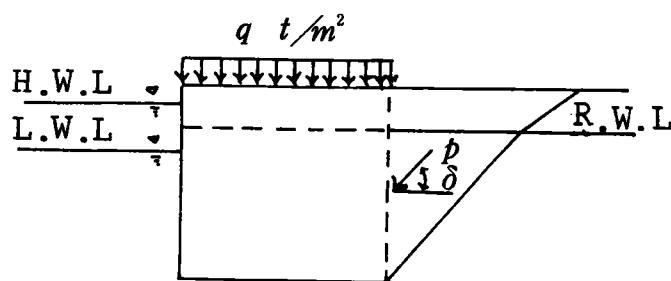


土壓水平分力

- (c) 土壓之垂直分力，係沿著假想壁面垂直作用，以水平分力乘以  $\tan \delta$  計算之。

分區之圖：

- ①單位重。
- ②安定檢討。



$$\text{水平土壓強度 } P_H = P \cos \delta$$

$$\text{垂直土壓強度 } P_V = P \sin \delta$$

- (d) 土壓水平分力之傾倒彎矩，係對必需檢討之各斷面計算。L型塊碼頭，係針對胸牆、殘留水位、及殘留水位以下分為三區，計算水平分力之作用點及對底版處之作用。

(e) 土壓垂直分力之傾倒彎矩，係對趾版之前端計算。

(f) 平時之土壓計算：

砂質土之土壓依下列計算：

① 主動土壓：

$$P_{Ai} = K_{Ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$

$$K_{Ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

② 被動土壓：

$$P_{pi} = K_{pi} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \phi)}{\cos^2 \phi \cos(\delta + \phi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

式中：

$P_{Ai}$  ( $P_{pi}$ ) = 作用於  $i$  層下面牆面之主(被)動土壓強度  
( $t/m^2$ )。

$\phi_i$  =  $i$  層土壤之內部摩擦角(°)。

$\gamma_i$  =  $i$  層土壤之單位體積重量( $t/m^3$ )。

$h_i$  =  $i$  層之厚度( $m$ )。

$K_{Ai}$  ( $K_{pi}$ ) =  $i$  層之主(被)動土壓係數。

$\phi$  = 牆面與垂直所夾角度(°)。

$\beta$  = 地面與水平面所夾角度(°)。

(g) 地震時砂質土壤之土壓力計算：

① 主動土壓：

$$P_{Ai} = K_{Ai} \left[ \sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$

$$K_{Ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \theta + \phi) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2}$$

$\theta$  = 地震合成角，可由  $\theta = \tan^{-1} k$  或  $\theta = \tan^{-1} k'$  表示本程式採用估算震度 ( $k'$ ) 表示

## ② 被動土壓

$$P_{P1} = K_{P1} \left[ \sum \gamma_1 h_1 + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi$$

$$\cos^2(\phi_i + \phi - \theta)$$

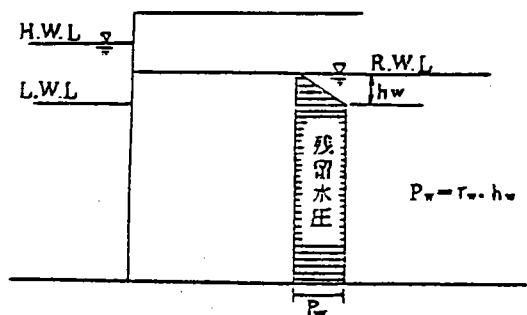
$$K_{P1} = \frac{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \phi - \theta) [1 - \frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}]^2}{}$$

## (6) 殘留水位及水壓

碼頭前殘留水位之大小，依據碼頭構造物之型式及其背後材料透水性，潮位差而不同，在此取  $\frac{1}{3}$  (H.W.L - L.W.L) 為準。殘留水壓強度  $P_w = \gamma_w \cdot h_w$ ，如圖(14)所示。

$$\gamma_w = \text{海水單位重量 } 1.03 \text{ t/m}^3$$

$$h_w = \text{殘留水位之大小}$$



圖(14) 殘留水壓強度圖

## 3. L型塊斷面穩定驗算

牆身之穩定計算應對平時及地震時分別檢討

(1) 對滑動之檢討應滿足下式

$$F < \frac{V}{H} \mu$$

H：作用於堤身單位長度之全水平力 ( $t/m$ ) 計包括：(a) 無上載荷重情況下作用於堤身與假想境界面之土壓水平分力 (b) 殘留水壓 (c) 船舶牽引力 (平時檢討時) (d) 作用於不扣除浮力，堤身重量之地震力 (地震檢討時)。

V：作用於堤身單位長度之全垂直力 ( $t/m$ ) 計包括：(a) 不含上載荷重之堤身重量，並扣除浮力之值 (b) 作用於假想境界面土壓之垂直分力。

$\mu$ ：摩擦係數，其標準值如下表所示

種類	摩擦係數
混凝土與拋石	0.6
混凝土與岩盤	0.5
混凝土與混凝土	0.5

F：安全係數，平時 1.2 以上，地震時 1.0 以上。

(2) 對傾倒之檢討應滿足下式

$$F < \frac{V \cdot X_o}{H \cdot Y_o}$$

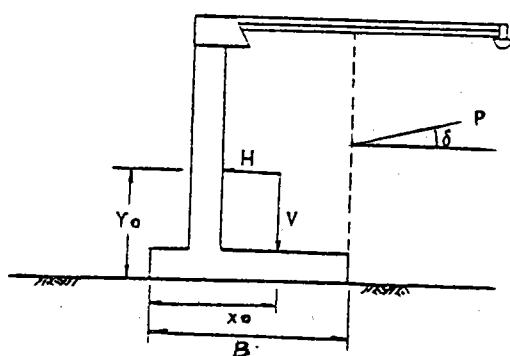


圖15 傾倒檢討標示圖

V：全垂直力

X<sub>o</sub>：全垂直力作用點到前趾的距離

H：全水平力

$Y_o$ : 全水平力作用點到壁體底面的高度

F : 安全係數，平時 1.2 以上，地震 1.1 以上

(3) 對地基支承力之檢討

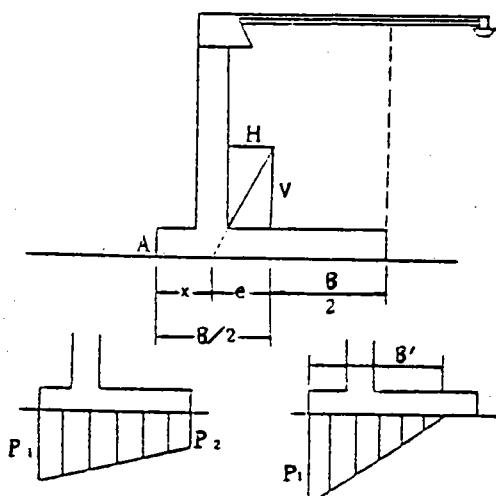
(a) 墙身底面之地基反力

$$X = \frac{M_v - M_h}{V}$$

$$e = \frac{B}{2} - X$$

$M_v$  : 垂直力對 A 點的抵抗彎矩

$M_h$  : 水平力對 A 點的傾倒彎矩



圖(16) 地盤反力計算圖

$$\text{若 } e \leq \frac{B}{6}$$

$$P_1 = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$P_2 = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

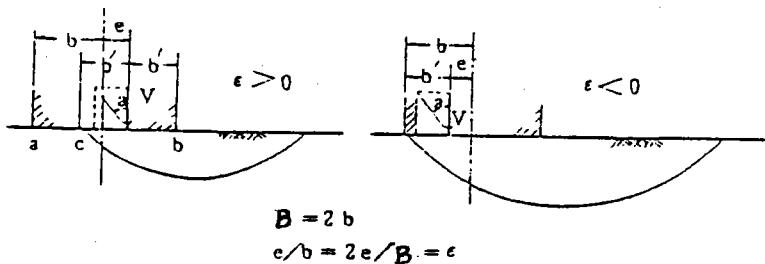
$$\text{若 } e > \frac{B}{6}$$

$$P_1 = \frac{2}{3} \cdot \frac{V}{\left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

$$B' = 3 \left( \frac{B}{2} - e \right)$$

### (b) 偏心傾斜荷重之檢討

在砂質土地基表面之連續基礎有偏心傾斜荷重作用時，其支承力採用圓弧滑動面計算，荷重合力之偏心位置及荷重之水平分力方向之組合如圖(17)所示兩種情況，其支承力為最小。



圖(17) 承受偏心傾斜荷重之連續基礎下地基內所產生之滑動面

$$\alpha = \frac{H}{V}$$

$$\epsilon = \frac{2e}{B}$$

$$q_v = \frac{\gamma \cdot B \cdot N}{2}$$

$$F = \frac{q_v}{\frac{V}{B}}$$

$q_v$  = 極限支承力之垂直分力 ( $t/m^2$ )

$\gamma$  = 砂質單位體重 (水面下時採用水中單位體重) ( $t/m^3$ )

V = 偏心傾斜荷重合力之垂直分力 ( $t/m$ )

N = 支承力係數

F = 安全係數 1.0 以上

(c) 基礎拋石底面之地基反力之檢討

$$Q = \tan^{-1} \left( \frac{H}{V} \right)$$

$$B' = B + D \left[ \tan (30^\circ + \theta) + \tan (30^\circ - \theta) \right]$$

$$P' = P_1 + \frac{B}{B'} + \gamma_2 D \quad \text{若 } P' < q_a \text{ ok}$$

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_2 D$$

式中

$Q$  : 偏心傾斜荷重之傾斜角 ( $^\circ$ )

$B'$  : 基礎拋石底面之地基反力分佈寬 ( $m$ )

$P'$  : 基礎拋石底面最大地基反力 ( $t/m^2$ )

$q_a$  : 基礎地基之容許支持力 ( $t/m^2$ )

$D$  : 基礎埋入深度 ( $m$ )

$\gamma_1$  : 自基礎底面以下地基之土壤單位體積重量 ( $t/m^3$ )

$\gamma_2$  : 自基礎底面以上地基之土壤單位體積重量 ( $t/m^3$ )

$F$  : 安全係數 2.5 以上

$\beta$  : 基礎之形狀係數，如表(5)

表(5) 基礎之形狀係數表

基礎面之形狀	連續基礎	正 方 形	圓 形	長 方 形
$\beta$	0.5	0.4	0.3	$0.5 - 0.1 \left( \frac{B}{L} \right)$

$B$  = 長方形短邊長度 ( $m$ )

$L$  = 長方形長邊長度 ( $m$ )

$N_r, N_q$  : 支承力係數，如砂質地基未做剪力試驗時，其  
 $\phi$  角如下：

疏鬆砂  $\phi = 30^\circ$  普通砂  $\phi = 35^\circ$

緊密砂  $\phi = 40^\circ$

#### 四、設計計算及繪圖之自動化

待設計基準及堤體標準化作業確立後，其次就是利用電腦將所賦予的條件，在最短的時間內，作一正確的計算，通常碼頭之檢討，較著重於不同構造物之比較，所以對於 L 型塊碼頭而言，只要依據設計條件之要求，能滿足平常時及地震時之安全係數，同時又有足夠之基礎支持力即可。圖 18 為本程式之設計流程圖。

設計繪圖之電腦化，即為將設計計算所求得構造物之斷面尺寸，結構尺寸及圖面形狀，經由繪圖機自動繪製出來，此部份包括繪圖程式之開發與改良，繪圖流程之決定，繪圖移動之控制程式等。

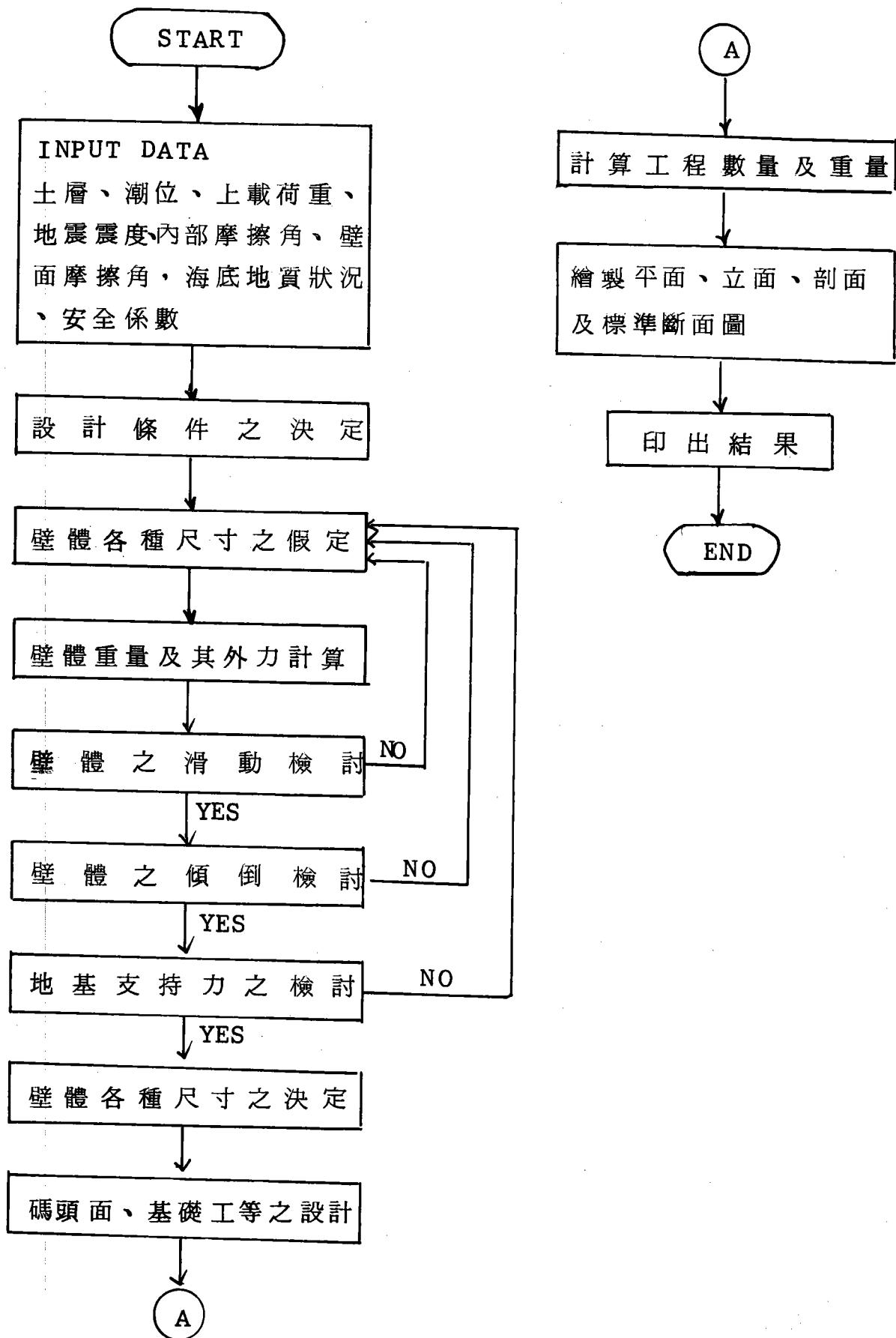


圖18 L型碼頭設計流程圖

## 五、計算例

現以 $-3.0\text{ m}$ 之漁船碼頭，作一L型塊式碼頭之設計，以說明本程式之使用。

### 1. 設計條件之決定

- (1) 設置目的：漁船卸貨碼頭
- (2) 現有地盤高： $-2.3m \sim -2.4m$
- (3) 對象船舶：40GT 漁船，吃水  $2.50m$
- (4) 船隻之牽引力： $5t/\text{座}$
- (5) 設計潮位： $\text{H.W.L} + 2.30m$ ， $\text{L.W.L} \pm 0.00m$
- (6) 殘留水位： $(\text{H.W.L} - \text{L.W.L}) \times \frac{1}{3} = 0.80m$
- (7) 構造水深： $-3.0m$
- (8) 頂端高： $2.30m + 0.8m = 3.00m$
- (9) 碼頭面寬及坡度： $6.0m$ ， $1/60$
- (10) 基礎地基之土質：砂質土， $\phi = 28^\circ$
- (11) 上載荷重：平時  $1.0 t/m^2$ ，地震時  $0.5 t/m^2$
- (12) 設計震度： $K_H = 0.05$ ， $K_V = 0.00$
- (13) 裏填料及基礎拋石：裏填砂石  $\phi = 35^\circ$ ， $\delta = 15^\circ$   
                                  基礎拋石  $\phi = 40^\circ$
- (14) 單位體積重量：鋼筋混凝土（空中） $2.45 t/m^3$   
                                  （水中） $1.42 t/m^3$  混凝土（空中） $2.3 t/m^3$   
                                  拋石、塊石、土沙（空中） $1.8 t/m^3$   
                                  （水中） $1.0 t/m^3$  海水    $1.03 t/m^3$
- (15) 摩擦係數：混凝土對混凝土  $0.5$   
                                  混凝土對拋石  $0.6$
- (16) 安全係數：滑動及傾倒平時  $1.2$  地震時  $1.0$   
                                  直線滑動  $1.2$  地基支持力  $2.5$

### 2. 牆身各種尺寸之假定

- (1) L型塊之頂高以  $\frac{1}{2}(\text{H.W.L} - \text{L.W.L}) = +1.00m$
- (2) L型塊之底高為碼頭構造水深加  $0.5m$ ，即  $-3.50m$
- (3) L型塊採用單一扶牆

(4) L型塊底寬由圖(6)求出寬度為  $4.0m$ ，以此作為第一次之假定，又趾版長為底寬之  $15\%$ ，即  $0.6m$ ，此項假定須於穩定計算時加以檢討作適當修正，以符合安全規定，再決定其斷面尺寸，以下所列之計算結果，為檢討修正尺寸後之計算值。

### 3. 牆身重量及外力計算

(1) 土壓及殘留水壓及其傾倒彎矩計算：依平時及地震時分別計算之。

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE (PA) \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\* Q = 1.00 KHW = 0.00

EL	H	R	Q×H	Q	KACOS	PA	PW	PA+PW
3.00	2.00	1.80	3.60	1.00	0.239	0.24	0.00	0.24
1.00				4.60	0.239	1.10	0.00	1.10
0.60	0.20	1.80	0.36	4.96	0.239	1.19	0.00	1.19
0.00				5.76	0.239	1.38	0.80	2.18
-3.50	3.50	1.00	3.50	9.26	0.239	2.21	0.80	3.01
	P(T/M)			Y(M)		PY(T/M)		
1/2 *	0.24 *	2.00	* 0.24	5.83	1.39			
1/2 *	1.10 *	2.00	* 1.10	5.17	5.68			
1/2 *	1.10 *	0.20	* 0.11	4.43	0.49			
1/2 *	1.19 *	0.20	* 0.12	4.37	0.52			
1/2 *	1.19 *	0.80	* 0.47	4.03	1.91			
1/2 *	2.18 *	0.80	* 0.87	3.77	3.28			
1/2 *	2.18 *	3.50	* 3.81	2.33	8.89			
1/2 *	3.01 *	3.50	* 5.27	1.17	5.15			
	PSUM = 11.99			PMOS = 28.31				
	PVT = 2.38			PVTM = 11.89				
	0.24			1.33 0.32				
	1.10			0.67 0.73				
	FSU = 1.34			PMONU = 1.05				
	PVU = 0.36			PVUM = 0.54				

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

EL (M)	P SUM (T/M)	P MON (T-M/M)	P VS (T/M)	P VSM (T-M/M)
1.00	1.34	1.05	0.36	0.54
-3.50	11.99	28.31	2.38	11.89

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE (PA) \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*      Q = 0.50      KH = 0.05

EL	H	R	R*H	Q	KACOS	PA	PW	PA+PW				
3.00				0.50	0.266	0.13	0.00	0.13				
1.00	2.00	1.80	3.60	4.10	0.266	1.09	0.00	1.09				
0.80	0.20	1.80	0.36	4.46	0.266	1.19	0.00	1.19				
0.00	0.80	1.00	0.80	5.26	0.296	1.56	0.80	2.36				
-3.50	3.50	1.00	3.50	8.76	0.296	2.59	0.80	3.39				
P(T/M)				Y(M)	PY(T/M)							
1/2 *	0.13 *	2.00	= 0.13	5.83	0.78							
1/2 *	1.09 *	2.00	= 1.09	5.17	5.63							
1/2 *	1.09 *	0.20	= 0.11	4.43	0.48							
1/2 *	1.19 *	0.20	= 0.12	4.37	0.52							
1/2 *	1.19 *	0.80	= 0.47	4.03	1.91							
1/2 *	2.36 *	0.80	= 0.94	3.77	3.55							
1/2 *	2.36 *	3.50	= 4.12	2.33	9.62							
1/2 *	3.39 *	3.50	= 5.94	1.17	6.93							
PSUM = 12.93				PMOS = 29.43								
PVT = 2.63				PVTM = 13.15								
0.13				1.33    0.18								
1.09				0.67    0.73								
PSU = 1.22				PMONU = 0.90								
PVU = 0.33				PVUM = 0.49								

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

EL (M)	P <sub>SUM</sub> (T/M)	P <sub>MN</sub> (T-M/M)	P <sub>VS</sub> (T/M)	P <sub>VSM</sub> (T-M/M)
1.00	1.22	0.90	0.33	0.49
-3.50	12.93	29.43	2.63	13.15

(2) 檻身重量及其抵抗彎矩計算

\*\*\* CALCULATION OF WALL WEIGHT \*\*\*

W(T/M)	X <sub>1</sub> (M)	WX <sub>1</sub> (T/M)	X <sub>2</sub> (M)	WX <sub>2</sub> (T/M)
2.30	1.75	4.03	0.25	0.57
2.30	2.33	5.37	0.83	1.92
1.80	2.67	4.80	1.17	2.10

WU = 6.40

WUM = 4.59

7.20	4.00	28.80
0.15	1.65	0.24
1.15	3.40	3.92
1.66	1.65	2.74
12.48	3.40	42.43
1.99	3.25	6.46
1.17	0.82	0.96

WT = 32.20

WTM = 99.74

\*\*\* CALCULATION OF WALL WEIGHT \*\*\*

EL (M)	WT (T/M)	WTM (T-M/M)
1.00	6.40	4.59
-3.50	32.20	99.74

(3) 船舶牽引力及其傾倒彎矩計算(平時)

\*\*\* CALCULATION OF BALLAST FORCE AND TORQUE \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

EL (M)	PK (T/M)	Y (M)	PK*Y (T-M/M)
1.00	0.70	2.25	1.58
-3.50	0.70	6.75	4.73

(4) 地震力及其傾倒彎矩計算(地震時)

\*\*\* SEISMIC FORCE AND REVERSING MOMENT \*\*\*

H	Y1(M)	HY1(T/M)	Y2(M)	HY2(T/M)
0.12	5.50	0.63	1.00	0.12
0.12	5.17	0.59	0.67	0.08
0.09	5.83	0.52	1.33	0.12

WSU = 0.32

WSUM = 0.31

0.36	5.50	1.98
0.01	4.40	0.03
0.06	4.40	0.25
0.14	2.35	0.34
1.12	2.35	2.64
0.17	0.20	0.03
0.10	0.28	0.03

WST = 2.28

WSTM = 7.06

\*\*\* SEISMIC FORCE AND REVERSING MOMENT \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

EL (M)	WST (T/M)	WSTM (T-M/M)
1.00	0.32	0.31
-3.50	2.28	7.06

#### 4. 牆身之穩定計算

##### (1) 對滑動及傾倒之檢討

###### A 滑動

$$\text{平時 } F = \frac{V}{H} \cdot \mu$$

$$= \frac{\text{牆身重量} + \text{土壓之垂直分力}}{\text{土壓之水平分力} + \text{殘留水壓} + \text{船舶牽引力}} \times \text{摩擦係數}$$

$$\text{地震時 } F = \frac{\text{牆身重量} + \text{地震時之土壓垂直分力}}{\text{地震時之土壓水平分力} + \text{殘留水壓} + \text{地震}} \times \text{摩擦係數}$$

###### B 傾倒

$$\text{平時 } F = \frac{V}{H} \cdot \frac{X_0}{Y_0}$$

$$= \frac{\text{牆身重量之抵抗彎矩} + \text{土壓垂直分力之傾倒彎矩}}{\text{土壓水平分力之傾倒彎矩} + \text{殘留水壓之傾倒彎矩} + \text{船舶牽引力之傾倒彎矩}}$$

$$\text{地震時 } F = \frac{\text{牆身重量之抵抗彎矩} + \text{地震時土壓垂直分力之傾倒彎矩}}{\text{地震時土壓水平分力之傾倒彎矩} + \text{殘留水壓之傾倒彎矩} + \text{地震力之傾倒彎矩}}$$

\*\*\* STUDY ON SLIDING AND REVERSING \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

EL	DIFFERENTIATE	SAFETY FACTOR
1.00	SLIDING	$F = 1.66$
	REVERSING	$F = 1.95$
-3.50	SLIDING	$F = 1.63$
	REVERSING	$F = 3.38$

\*\*\* STUDY ON SLIDING AND REVERSING \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

EL	DIFFERENTIATE	SAFETY FACTOR
1.00	SLIDING	F = 2.18
	REVERSING	F = 4.18
-3.50	SLIDING	F = 1.37
	REVERSING	F = 3.09

(2) 對地基反承力之檢討

### A 牆身底面之地基反力計算

\*\*\* CALCULATION OF BEARING FORCE \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

X (M)	E (M)	P1 (T/M <sup>2</sup> )	P2 (T/M <sup>2</sup> )
2.27	0.23	8.80	5.03

\*\*\* CALCULATION OF BEARING FORCE \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

X (M)	E (M)	P1 (T/M <sup>2</sup> )	P2 (T/M <sup>2</sup> )
2.19	0.31	9.53	4.41

## B 偏心傾斜荷重之檢討

\*\*\* STUDY ON ECCENTRICITY AND INCLINED LOAD \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

ALPHA	ESILON	QU (T/M**2)	SF
0.37	0.091	50.00	7.23

\*\* SEISMIC \*\*

ALPHA	ESILON	QU (T/M**2)	SF
0.44	0.123	37.50	5.38

## C 基礎拋石底面之地基反力檢討

\*\*\* STUDY ON BEARING FORCE OF FOUNDATION \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

THETA	BP (M)	MRF (T/M**2)	QUFCU (T/M**2)
20.16	6.37	7.91	9.00

\*\* SEISMIC \*\*

THETA	BP (M)	MRF (T/M**2)	QUFCU (T/M**2)	FCUWID (M)
23.60	6.47	8.35	9.00	7.00

## 5. 斷面尺寸之決定

由首次穩定計算結果，產生對地基支承力檢討時之安全係數不足，因此反復修正尺寸，最後得到底寬為 5.0 m，趾版長為 1.50 m，再檢核結果均符合安全規定，各部材斷面尺寸決定如下所示。

\*\*\*\*\*  
\* SELECT OF L TYPE WALL WHARF DIMENSION \*  
\*\*\*\*\*

### \*\*\* DOCK WALL \*\*\*

TOP WIDE	:	0.50	(M)
BOTTOM WIDE	:	1.50	(M)
DOCK WALL HEIGHT	:	2.00	(M)

### \*\*\* L TYPE WALL \*\*\*

FRONT WALL HEIGHT	:	4.50	(M)
FRONT WALL THICKNESS	:	0.30	(M)
BOTTOM SLAB WIDE	:	3.50	(M)
BOTTOM SLAB THICKNESS	:	0.40	(M)
ONE L TYPE WALL WIDE	:	3.00	(M)

### \*\*\* SUPPORT WALL \*\*\*

TOP WIDE	:	0.70	(M)
BOTTOM WIDE	:	3.20	(M)
SUPPORT WALL THICKNESS	:	0.30	(M)
SUPPORT WALL HEIGHT	:	4.10	(M)

### \*\*\* FOOTING \*\*\*

FOOTING WIDE	:	1.50	(M)
FRONT FOOTING HEIGHT	:	0.40	(M)
BEHIND FOOTING HEIGHT	:	0.70	(M)

### \*\*\* FOUNDATION \*\*\*

FOUNDATION THICKNESS	:	1.00	(M)
FOUNDATION WIDE	:	7.00	(M)

6. 斷面尺寸決定後，即進行數量計算，並計算出一個 L 型塊的重量，以檢核現場起重機之吊放能力。

\*\*\*\*\*  
\* ONE L TYPE WALL WHARF QUANTITY \*  
\*\*\*\*\*

DOCK WALL	:	5.91	(M**3)
L TYPE WALL	:	13.41	(M**3)
PROTECTION RUBBLES	:	4.88	(M**3)
FOUNDATION CRUSHED STONE	:	24.75	(M**3)
RUBBLE BACK FILLING	:	71.86	(M**3)
ONE L TYPE WALL WEIGH	:	32.84	(TON)

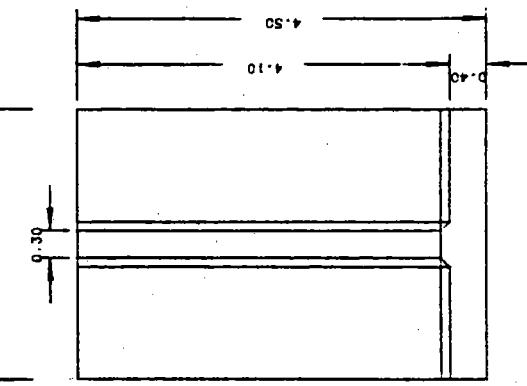
7. 最後經由繪圖機，將計算所得之資料於繪圖程式中分析，並自動繪出 L 型塊之平面、立面、側面圖及 L 型塊碼頭之標準斷面圖，如圖(19)及圖(20)所示。

圖19 L型塊平面、立面、側面圖

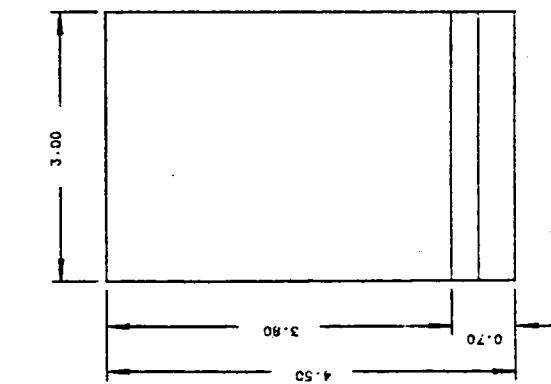
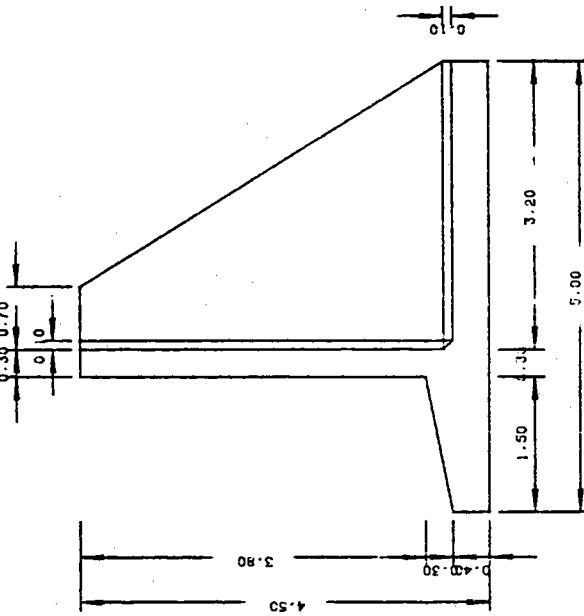
陸側立面圖m

側立面圖m

海側立面圖m



平面圖m



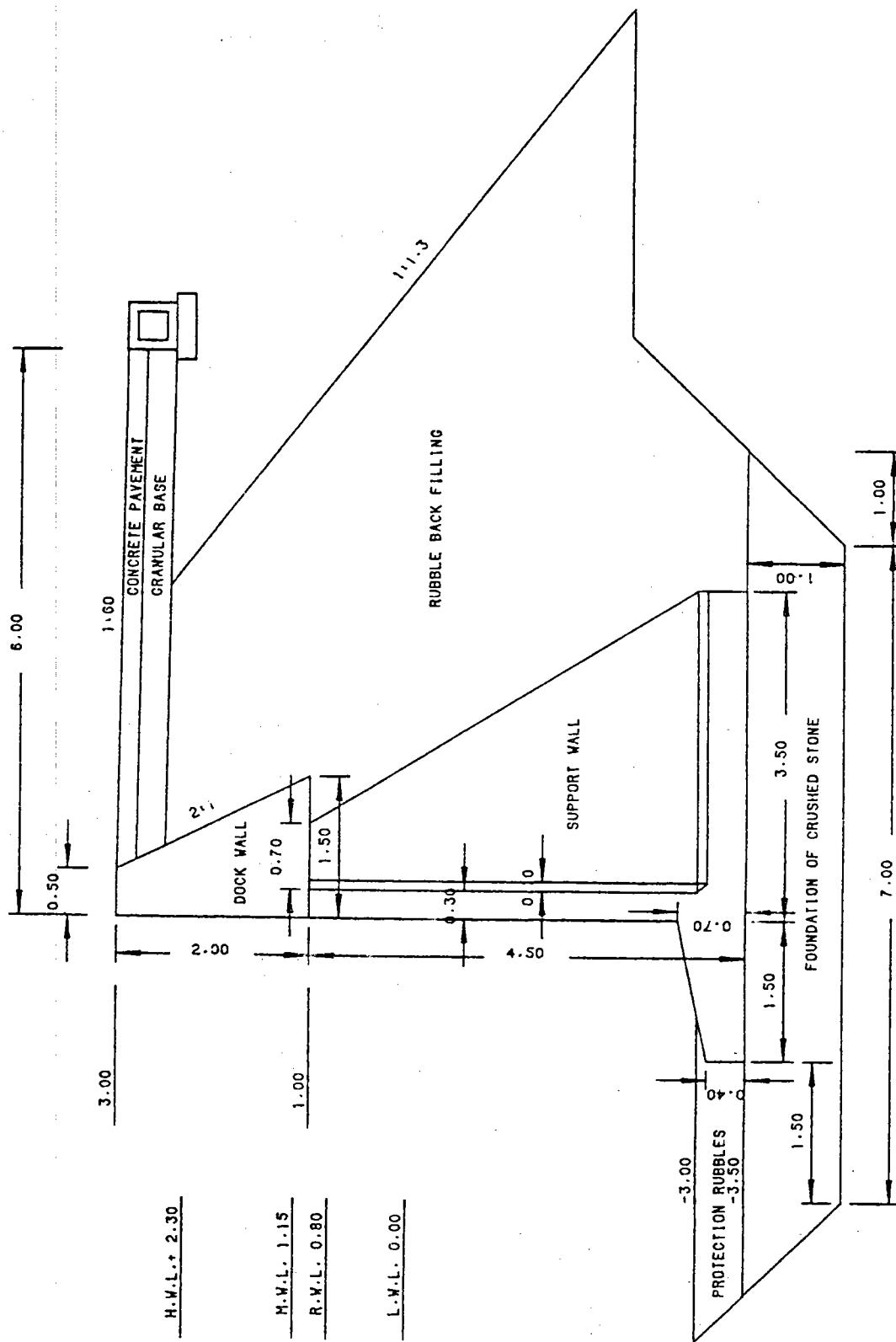


圖 20 L 型塊碼頭標準斷面圖

## 六、與實例比較

茲就基隆港 29 號一  $4.5m$  L 型塊碼頭實例與電腦計算結果作比較。

根據碼頭設計斷面圖，如圖(2)，獲得之設計條件如下：

- (1) 設計潮位： $H.W.L + 1.19m$ ， $L.W.L \pm 0.00 m$
- (2) 構造水深： $-4.5m$
- (3) 頂端高： $+3.2m$
- (4) 碼頭面寬： $10.35m$

其餘設件條件，由於年代久遠資料缺失，無法獲得，因此均予以假設後，進行比較設計，經電腦計算結果各項資料計算值如下。

\*\*\* ACTIVE EARTH PRESSURE \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

EL (M)	PSUM (T/M)	PMON (T-M/M)	PVS (T/M)	PVSM (T-M/M)
0.60	1.96	1.85	0.53	1.05
-5.00	17.47	51.33	4.12	28.87

\*\* ORDINARY \*\*

EL (M)	PSUM (T/M)	PMON (T-M/M)	PVS (T/M)	PVSM (T-M/M)
0.60	2.08	2.07	0.56	1.11
-5.00	15.72	47.96	3.65	21.93

\*\*\* CALCULATION OF WALL WEIGHT \*\*\*

EL (M)	WT (T/M)	WTM (T-M/M)
0.60	11.11	10.64
-5.00	61.94	253.93

\*\*\* CALCULATION OF BALLARD FORCE AND TORQUE \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

EL (M)	PK (T/M)	Y (M)	PK*Y (T-M/M)
0.60	0.70	2.85	2.00
-5.00	0.70	8.45	5.92

\*\*\* SEISMIC FORCE AND REVERSING MOMENT \*\*\*

\*\* SEIMIC \*\*

EL (M)	WST (T/M)	WSTM (T-M/M)
0.60	0.56	0.70
-5.00	4.37	17.42

\*\*\* STUDY ON SLIDING AND REVERSING \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

EL	DIFFERENTIATE	SAFETY FACTOR
0.60	SLIDING	F = 2.10
	REVERSING	F = 2.89
-5.00	SLIDING	F = 2.01
	REVERSING	F = 3.84

\*\*\* STUDY ON SLIDING AND REVERSING \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

EL	DIFFERENTIATE	SAFETY FACTOR
0.60	SLIDING	F = 2.31
	REVERSING	F = 4.57
-5.00	SLIDING	F = 1.82
	REVERSING	F = 4.11

\*\*\* CALCULATION OF BEARING FORCE \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

X (M)	E (M)	P1 (T/M**2)	P2 (T/M**2)
2.78	0.22	11.15	7.18

\*\*\* CALCULATION OF BEARING FORCE \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

X (M)	E (M)	P1 (T/M**2)	P2 (T/M**2)
3.24	0.26	11.54	7.33

\*\*\* STUDY ON ECCENTRICITY AND INCLINED LOAD \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

ALPHA	ESILON	QU (T/M**2)	SF
0.30	0.072	60.00	6.55

\*\*\* STUDY ON ECCENTRICITY AND INCLINED LOAD \*\*\*

\*\* SEISMIC \*\*

ALPHA	ESILON	QU (T/M**2)	SF
0.33	0.074	52.50	5.56

\*\*\* STUDY ON BEARING FORCE OF FOUNDATION \*\*\*

\*\* ORDINARY \*\*

THETA	BP (M)	MBF (T/M**2)	QUFOU (T/M**2)
16.62	7.30	10.17	10.20

\*\* SEISMIC \*\*

THETA	BP (M)	MBF (T/M**2)	QUFOU (T/M**2)	FOUWID (M)
18.29	8.33	10.70	11.20	9.00

\*\*\*\*\*  
\* ONE L TYPE WALL WHARF QUANTITY \*  
\*\*\*\*\*

DOCK WALL	:	10.40	(M**3)
L TYPE WALL	:	19.47	(M**3)
PROTECTION RUBBLES	:	4.88	(M**3)
FOUNDATION CRUSHED STONE	:	30.75	(M**3)
RUBBLE BACK FILLING	:	122.46	(M**3)
ONE L TYPE WALL WEIGH	:	47.71	(TON)

\*\*\*\*\*  
\* SELECT OF L TYPE WALL WHARF DIMENSION \*  
\*\*\*\*\*

\*\*\* DOCK WALL \*\*\*

TOP WIDE	:	0.70	(M)
BOTTOM WIDE	:	2.00	(M)
DOCK WALL HEIGH	:	2.60	(M)

\*\*\* L TYPE WALL \*\*\*

FRONT WALL HEIGH	:	5.60	(M)
FRONT WALL THICKNESS	:	0.30	(M)
BOTTCM SLAB WIDE	:	5.50	(M)
BOTTCM SLAB THICKNESS	:	0.40	(M)
ONE L TYPE WALL WIDE	:	3.00	(M)

\*\*\* SUPPORT WALL \*\*\*

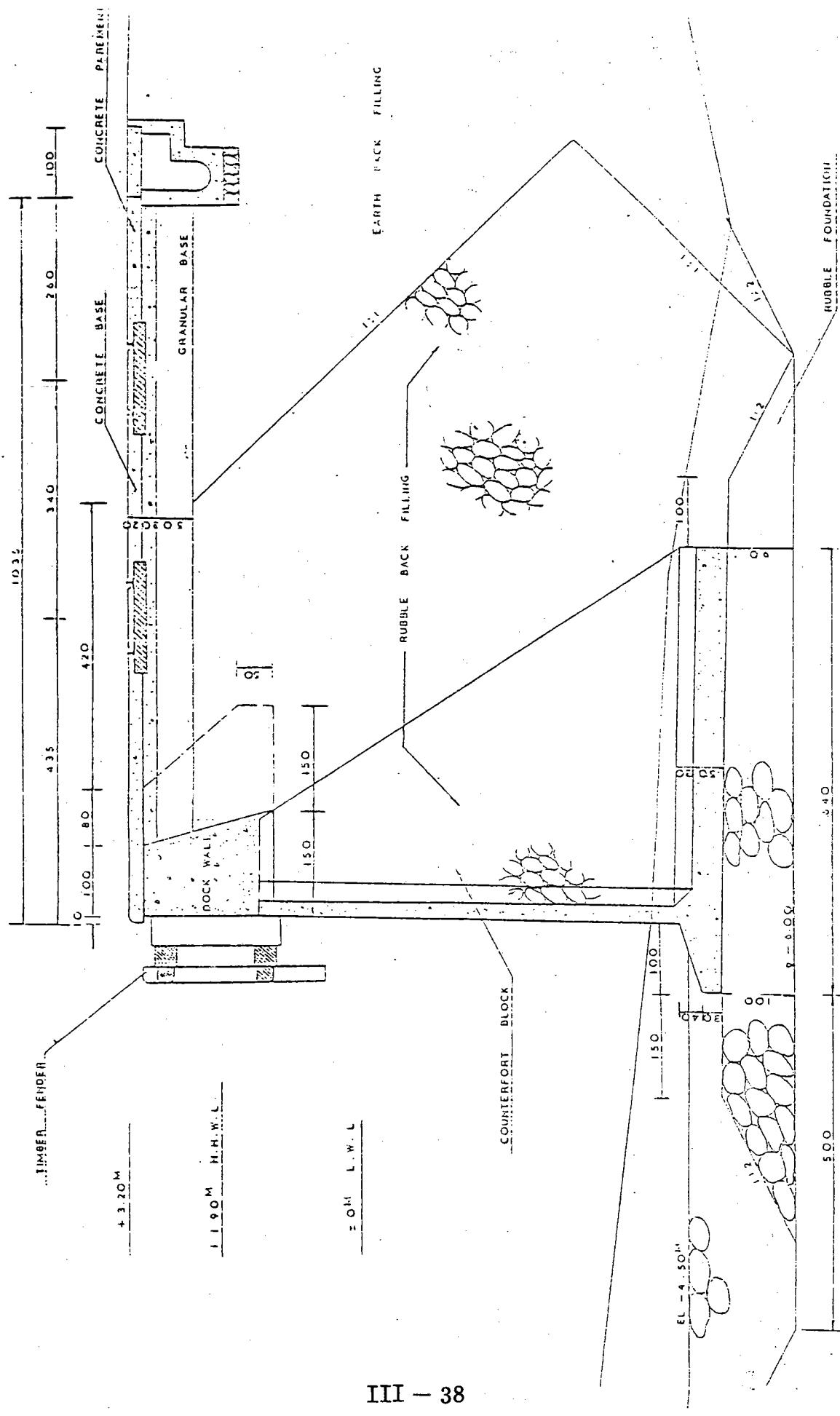
TOP WIDE	:	1.20	(M)
BOTTOM WIDE	:	5.20	(M)
SUPPORT WALL THICKNESS	:	0.30	(M)
SUPPORT WALL HEIGH	:	5.20	(M)

\*\*\* FOOTING \*\*\*

FOOTING WIDE	:	1.50	(M)
FRONT FOOTING HEIGH	:	0.40	(M)
BEHIND FOOTING HEIGH	:	0.70	(M)

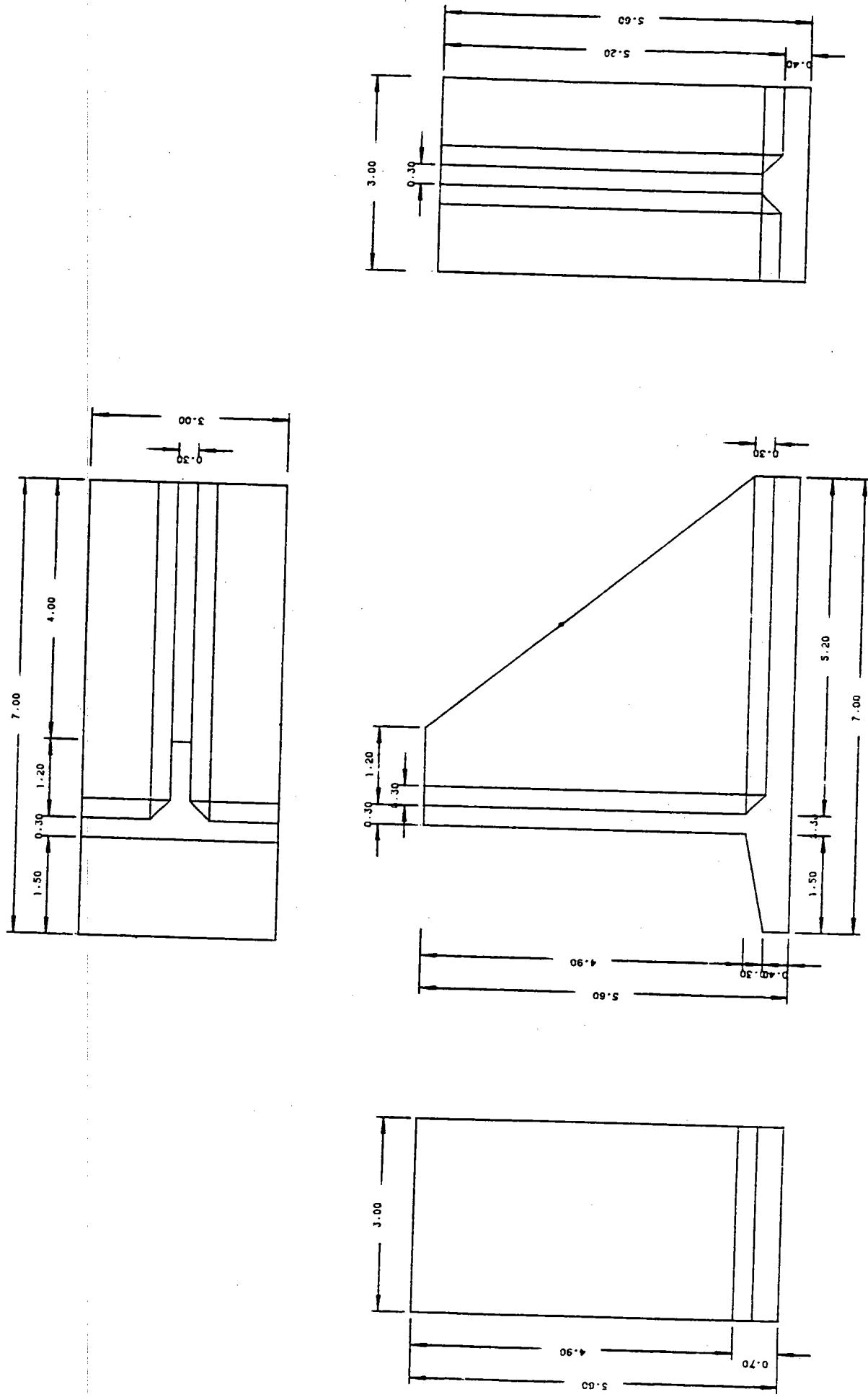
\*\*\* FOUNDATION \*\*\*

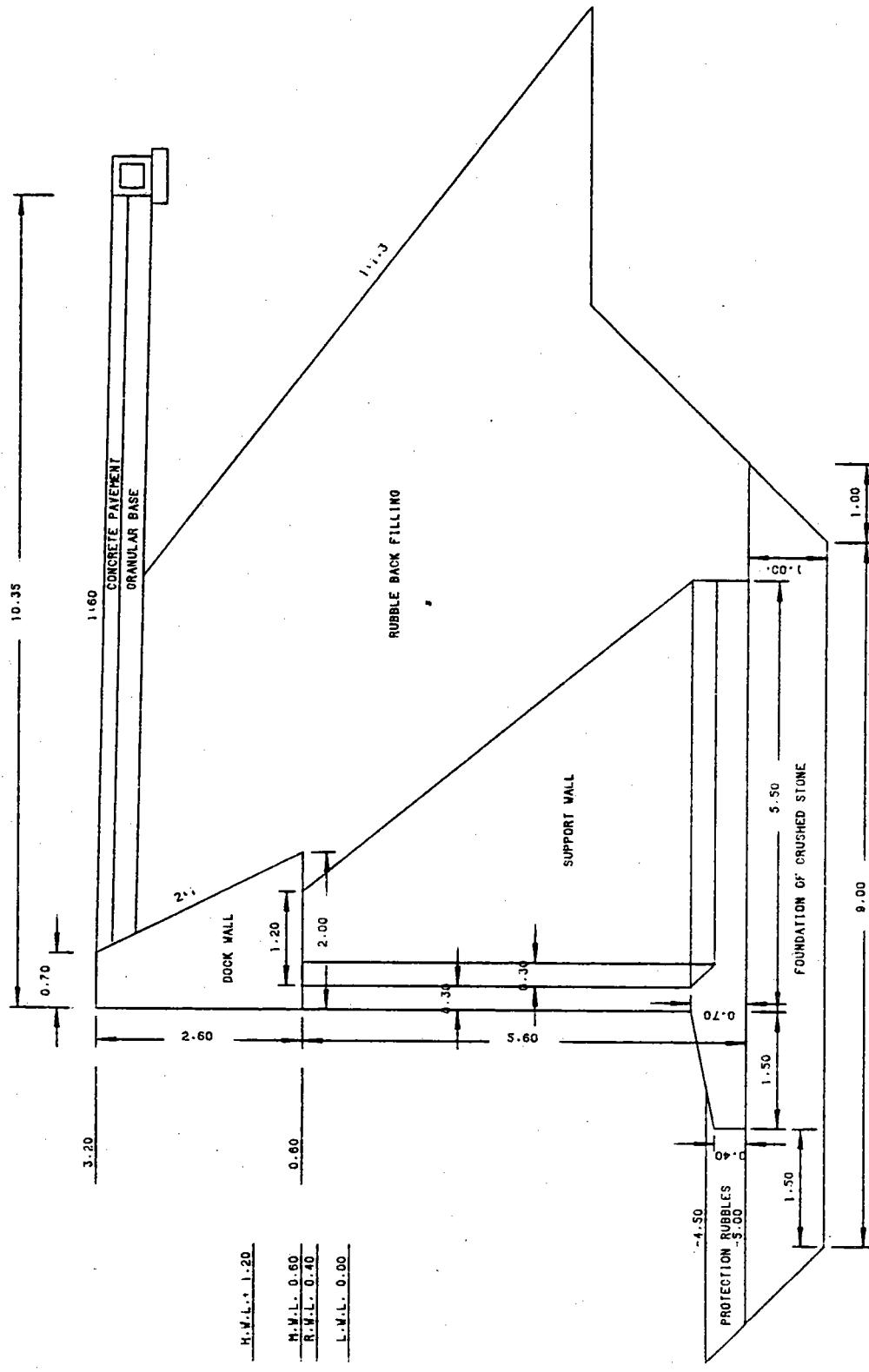
FOUNDATION THICKNESS	:	1.00	(M)
FOUNCACTION WIDE	:	9.00	(M)



圖(2) 基隆港 29 號 L 型塊頭碼頭斷面圖（設計實例）

圖 22 L型塊平面、立面、側面圖





(23) 圖 L 型塊碼頭標準斷面圖

## 七、結論

1. 本研究乃港灣構造物設計自動化研究中之一環，目前限於時間，僅能作到基本設計階段，至於細部設計情形，則有待進一步之研究。
2. 本研究目前已能達到，只要賦予設計條件，則能很迅速地提供設計者一滿足條件之斷面，並自動繪製工程圖供設計者參考，所以對今後從事於碼頭設計者，將可免除基本設計時，以傳統手算之容易錯誤（或單誤）及單調冗長之弊。
3. 本研究目前僅針對 L 型塊中間有一扶牆者加以探討研究，細部設計完後，將可納入兩個扶牆以上者加以研究，使所有 L 型塊之型式都可靈活應用。
4. L 型塊不單使用於碼頭岸壁，專供船舶停靠之用，亦可與棧橋式碼頭共同設計，作為背後擋土之用，此有待進一步之研究。

## 參考資料

1. 台灣省交通處：港灣構造物設計標準
2. 日本港灣協會：港灣設施技術上的基準同解說
3. 蘇棋福：港灣設計準則及實例（上、下冊）
4. 交通專著，海港碼頭工程
5. Quinn A. DEF: Design and Construction of ports and Marine structures  
(1976)
6. Per Bruun: Port Engineering (1973)
7. Design of Gravity Quay wall
8. 中國工程師手冊，基本類，土木類，水利類（港灣工程）