

# 蘇澳港防波堤改善工程規劃

## 第五子計劃

### 防波堤基礎穩定分析

陳景文 邱永芳

委託單位：省交通處基隆港務局蘇澳港分局

承辦單位：省交通處港灣技術研究所

協辦單位：國立成功大學土木工程研究所

中華民國八十六年二月

# 第五子計劃

## 防波堤基礎穩定分析

計劃主持人：國立成功大學土研所  
教授 陳景文博士

共同主持人：港研所海岸工程組  
研究員 邱永芳博士

## 摘要

蘇澳港港內之防波堤久受風浪作用，已有部份損壞之現象。本研究之主要目的乃探討堤址基礎可能損壞之原因，並研議防治之道，以供相關單位在修護既存防波堤及設計新防波堤基礎時之參考。除整理蘇澳港附近區域之一般地質及工程地質外並分析現場地質鑽探及土壤力學試驗所得數據及觀測資料，以求得防波堤基礎土壤之特性及影響破壞機制之主要參數，並進行基礎穩定分析。藉由現場量測所得之波浪與海床孔隙水壓分佈及鑽探所得之海床土壤數據及穩定分析結果，可了解蘇澳港防波堤基礎在波浪作用下之行為。由分析之結果，可知防波堤損壞原因可歸於(1)沉箱抗滑力不足；(2)抗傾倒力矩不足；(3)因沉箱搖動引起基礎破壞，因此針對上述三種損害原因再參酌數起海岸結構物之修復案例，提出如下之整建對策，(1)沉箱尺寸於波浪作用方向由原先25增為35m或加強與前後沉箱之連接，(2)沉箱之內填回填土以巨積混凝土取代，(3)基礎部份護基工程再予加強，求其澈底完善。由於基礎水深達23m，故底床之施工不易，可檢討考慮於港內側施打預力板樁，並加長護床之長度以增加側向之抗波力，如此則施工較為可行，而護基方塊可考慮較大型噸數之型塊，以免因基礎搖晃而移動流失。

# 目 錄

摘要	I
目錄	II
圖目錄	IV
表目錄	VI
符號說明	VII
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 問題之性質與背景	1
1.3 研究方法與範圍	2
1.4 預期成果	2
第二章 蘇澳港區之地質	3
2.1 一般地質	3
2.2 工程地質	4
2.2.1 跨漁港航道拱橋附近地質	4
2.2.2 第六、七號碼頭附近地質	5
2.2.3 第十三、十四號碼頭附近地質	16
2.2.4 漁港航道地質分析	18
第三章 南外廓防波堤基礎之地層	33
3.1 概述	33
3.2 規劃及設計時之地質調查	33
3.3 改善工程現場觀測地質鑽探資料	34
第四章 南外廓防波堤基礎穩定分析	42
4.1 概述	42

4.2 穩定性分析	42
4.2.1 基礎滑移	42
4.2.2 沉箱之傾倒檢核	52
4.2.3 承载力分析	53
4.2.4 基礎下方之應力集中	58
4.2.5 基礎土壤淘空現象	60
4.3 沈陷量分析	63
第五章 海床土層穩定分析	66
5.1 概述	66
5.2 海床液化深度分析	66
5.3 海床降伏深度分析	69
5.4 南外廓防波堤海床穩定分析	71
第六章 防波堤的整建對策	73
6.1 概述	73
6.2 國內外防波堤整建案例	73
6.2.1 日本石川縣小松海岸擁壁式護岸	73
6.2.2 日本靜岡富士市新濱地海岸消波工	73
6.2.3 日本德島縣T型突堤災害	74
6.2.4 高雄港第二港口防波堤沉箱護基	74
6.3 沉箱設計直立堤之規定	77
6.4 改善方案	79
第七章 結論	81
參考文獻	84
附錄一：鑽孔柱狀剖面圖	86
附錄二：土壤動態性質試驗結果	94
附錄三：波壓計及水壓計記錄	97

## 圖目錄

圖2.1跨漁港航道拱橋鑽探孔位置	6
圖2.2蘇澳港工程處第六、七號碼頭鑽探平面圖	9
圖2.3蘇澳港工程處第六、七號碼頭鑽探孔A-A斷面	10
圖2.4蘇澳港工程處第六、七號碼頭鑽探孔D-D斷面	11
圖2.5蘇澳港工程處第六、七號碼頭土層剖面分區圖	12
圖2.6蘇澳港工程處第六、七號碼頭土層土層液化分析一	19
圖2.7蘇澳港工程處第六、七號碼頭土層土層液化分析二	20
圖2.8蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探平面圖	21
圖2.9蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探孔A-A斷面	22
圖2.10蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探孔B-B斷面	23
圖2.11蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭土層剖面分區圖	24
圖2.12蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭基礎容許承载力	26
圖2.13蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭土層土層液化分析一	28
圖2.14蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭土層土層液化分析二	29
圖2.15蘇澳港漁港航道鑽探工程鑽孔平面圖	30
圖2.16蘇澳港漁港航道鑽探工程剖面圖	31
圖3.1南外防波堤標準斷面圖(SB5-SB39)	36
圖3.2外防波堤沉箱尺寸及材料數量圖	37
圖3.3蘇澳港外堤海底基礎震波探測線及鑽探孔位圖	38

圖3.4蘇澳港外堤震波探測地質剖面圖	-----	39
圖3.5蘇澳港外堤基礎鑽探孔柱狀圖	-----	40
圖3.6蘇澳港南外堤SB19沉箱鑽探孔位圖	-----	41
圖4.1重力式海域平台破壞型式	-----	43
圖4.2沉箱佈置圖	-----	45
圖4.3作用於沉箱之波壓力圖	-----	47
圖4.4沉箱波壓大小及計算圖	-----	50
圖4.5沉箱傾倒檢核配置圖	-----	52
圖4.6砂土之承载力	-----	55
圖4.7承载力因速值與內摩擦角之關係	-----	56
圖4.8基礎承载力分析配置圖	-----	57
圖4.9不平整海床引起支應力集中	-----	61
圖4.10沉箱基礎下降示意圖	-----	62
圖5.1海床內垂直覆土壓與滲流力分佈情況示意圖		
(a)飽和海床 (b)部份飽和海床	-----	68
圖5.2海床液化破壞曲線	-----	69
圖5.3海床降伏破壞曲線	-----	70
圖6.1日本石川縣小松海岸擁壁護岸	-----	75
圖6.2日本靜岡縣富士市新濱地海岸消波工	-----	75
圖6.3日本德島縣T型突堤	-----	76
圖6.4高雄港第二港口防波堤沉箱護基	-----	77

## 表目錄

表2.1跨漁港航道拱橋主橋以西土層分佈表	7
表2.2跨漁港航道拱橋主橋以東土層分佈表	8
表2.3第六、七號碼頭附近地層分佈	13
表2.4蘇澳港工程處第六、七號碼頭沈箱基礎承载力21	14
表2.5蘇澳港工程處第六、七號碼頭沈箱基礎沈陷量22	15
表2.6第十三、十四號碼頭附近地層分佈	25
表2.7蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭沈箱基礎沈陷量	27
表3.1蘇澳港外堤沉箱拖放記錄表	32

## 符號說明

$A$	平台基礎之底面積
$B$	沉箱基礎寬或海域平台基座寬度
$B'$	海域平台基座有效寬度
$d$	堤基上之水深
$E$	偏心距
$e$	偏心率
$F_h$	作用於結構物之水平力
$F_{v \min}$	作用於結構物之最小垂直應力
$f_u$	結構物之抗滑移應力
$\Delta F_h$	水平力增量
$\Delta F_v$	垂直力增量
$G$	基礎土壤之剪力模數
$h$	水深
$h'$	直立部底面至靜水面之高度
$hb$	由防波堤壁外向外海之五個設計波長處之水深
$H$	波高
$H_{1/3}$	有義波高
$H_{max}$	設計最大波高
$i_r$	作用力傾斜因素
$L$	波長
$L_o$	深水波波長
$M_o$	波力力矩

$M_R$	抗傾倒力矩
$\Delta M$	傾覆彎矩增量
$N_f$	土壤承载力因素
$P_u$	揚壓力
$q_u$	土壤之承载力
$R$	基礎等量半徑
$RQD$	岩石品質指標
$S_f$	形狀因素
$T$	週期
$T_{1/3}$	有義週期
$w_o$	海水密度(=1.03ton/m <sup>3</sup> )
$x$	水平增量所造成之水平位移
$y$	垂直力增量所造成之垂直位移
$z_l$	影響深度
$\alpha$	與基礎土壤之楊氏模數 $E$ 及柏松比有關的常數
$\beta$	主波方向與防波堤壁面成垂直線之夾角
$\gamma'$	土壤在水中之單位重
$\delta$	介面上之摩擦角
$\mu$	沉箱對塊石之摩擦係數
$\nu$	Poisson's ratio
$\phi$	砂土層之內摩擦角
$\varphi$	傾覆彎矩增量所造成之傾角
$\rho'$	土壤密度
$\tau_f$	黏土之剪力強度

# 第一章 緒論

## 1.1 研究動機

蘇澳港，港灣形勢天成，曾為政府十大建設之一。經二十年來之經營與建設，如今已頗具規模，乃為台灣東部之優良港口。然而，港內之防波堤久受風浪作用，已有部份損壞之現象。本研究之主要目的乃探討堤址基礎可能損壞之原因，並研議防治之道，以供相關單位在修護既存防波堤及設計新防波堤基礎時之參考。

## 1.2 問題之性質與背景

設計水中結構物，如防波堤、海堤、丁壩、浮筒、海底隧道及人工島等設施之基礎時，最重要者乃須考慮波浪對海床基礎土壤之影響。由於波浪的作用將引致基礎土壤應力-應變行為之變化，若波浪之作用力超過基礎土壤之強度或引起之應變值超過土壤之容許應變值，或由於波浪之沖刷，造成基礎土壤之流失或滑動，都將造成水中結構物之破壞。此外，波浪之反覆作用，可能造成土壤孔隙水壓之累積，當孔隙水壓升高，將導致土壤剪力強度降低或基礎土壤之較大變形，甚至產生土壤液化而引致水中結構物之傾覆或崩塌。因此，設計這些水中設施時，波浪作用引致基礎土壤行為之變化，乃是設計時不可忽略之主要因素之一。

蘇澳港內之防波堤，久經風浪作用，已有部份結構損壞，有必要探討損壞原因並研議防治之道。然而，目前尚無文獻對蘇澳港海域水中設施進行基礎穩定分析。本研究將對波浪與土壤之性質，研議完整之海床穩定分析步驟，以為修護或設計防波堤基礎時之參考。

### 1.3 研究方法與範圍

首先整理蘇澳港附近區域之一般地質及工程地質。並分析現場地質鑽探及土壤力學試驗所得數據及觀測資料，以了解防波堤基礎土壤之特性並找出破壞機制之主要參數，進行基礎穩定分析。

蘇澳港之防波堤共有南、北外廓防波堤、漁港防波堤、碎波防波堤、蘇澳溪導流堤及蘇澳溪防砂堤等。本研究僅針對有破壞現象產生南外廓防波堤之基礎進行分析與探討。

### 1.4 預期成果

藉由整理現場量測所得之波浪與海床孔隙水壓分佈及鑽探所得之海床土壤數據及海床穩定分析結果，期可了解蘇澳港防波堤基礎在波浪作用下之行為，以作為修護既有防波堤及設計新防波堤時之參考。

## 第二章 蘇澳港區之地質

### 2.1 一般地質

宜蘭地區背靠中央山脈之北端，東臨太平洋，地質史上屬第三系蘇澳統，其岩層包括大南澳片岩，廬山層，現代沖積層，自南方澳起西北向，延伸為南方澳斷層，附近一帶包括十三份山、蕃薯山、糞箕糊山、白米甕等，屬蘇澳層係漸新世至始新世之粘板岩質頁岩，夾有一至二公尺之石英砂岩，蘇澳層之南方有東西走向之帶狀地區為壁哮層，自此以南則均屬於變質岩，在西帽山、猴椅山一帶為結晶石灰岩與東澳山之綠泥片岩鄰接，係由基性噴出岩與火山碎屑岩轉變而來。其地質系統如下：

#### 中新世 廬山層 (M1)

廬山層(何春蓀, 1986)乃分佈於中央山脈西之脊樑山脈帶內的中新世硬頁岩和板岩系，其分佈地帶由蘭陽平原南緣向南綿延直達恆春半島及台東海岸，本區位於其出露地帶之東北端，大部份由黑色到深灰色的硬頁岩、板岩、及千枚岩和變質岩互層所組成，含有零星散佈的泥灰岩團塊。本區構成山嶺之廬山層的組成岩類為硬頁岩及板岩。硬頁岩呈灰色至深灰色，劈理發育不良，節理亦較少見，結構緊密堅硬；板岩呈灰色至深色，組織堅緻，劈理與節理普遍發育，但層理不易觀察；變質砂岩呈淺灰色至白灰色，多為薄層，厚約數公分至十餘公分，為中粒至細粒結構。本區內之板岩以砂質板岩與細緻之黑色板岩為主，其組成礦物包括石英、白雲母、綠泥石、鈉長石、方解石、黃鐵礦與碳質物。接近地表處的破碎岩體因受到雨水淋濾及泥水洗染則呈土黃色。大致而言，本地區廬山層之岩性單調，但構造繁雜，岩層扭轉劇烈，地層對比困難，僅能單純以岩性為區分的依據。在地質圖上具有相同岩性的地區並不代表具有相同的層位，而不同岩性的岩層彼此並無任何層位上的關係。

## 全新世 階地堆積層 (Qt)

本區內之階地堆積層其組成物質主要為砂岩質礫石，和填充於礫石間的粗砂和泥土。

## 全新世 沖積層 (Qa)

本區之沖積層乃泛指河川沉積物，包括礫石、岩屑、砂和泥等。而由其分佈區域的不同又可再區分為河川沖積層及沖積扇沖積層。河川沖積層主要分佈於各溪流的河床上和平原地區，沖積扇則分佈於各支流出口處。一般而言，各沖積扇之扇頂附近之沉積物顆粒較粗，透水性佳，溪流內之水流至該處即有一大部份會滲入沖積層內，及至扇緣後始再湧出地表，因此在扇緣附近進行填方工程時，填方邊坡內部可能會因為地下水位升高而失去平衡，因此公路路線欲跨越沖積扇時，應盡可能利用流路變化較少的扇頂，以長跨度之橋樑通過，且橋樑高度應酌予增加，以免因河床淤積而致使河水淹沒橋樑。

## 2.2 工程地質

有關港區之工程地質乃依據臺灣省宜蘭縣政府「蘇澳港跨漁港航道拱橋興建工程與初步設計報告」及「蘇澳港碼頭航道鑽探工程土壤力學試驗及分析報告」之鑽孔資料為參考。

### 2.2.1 跨漁港航道拱橋附近地質

本工程共有三鑽探孔，其位置參見圖2.1。主橋以西為蘇澳港區碼頭平台，係建港時回填而成，其地表下80公尺深度範圍內大致可分為八個主要層次，有關引橋以西鑽孔各層次之土壤分佈及描述與

物理性質列於表2.1中。主橋以東部份，位於豆腐岬附近之地層，表層為崩積層，以下則為岩盤。鑽孔各層次之土壤分佈及描述與物理性質列於表2.2。

## 2.2.2 第六、七號碼頭附近地質

### A. 現場土層狀況

第六、七號碼頭位置原鑽30孔(C-1-C-30)，後加鑽5孔(B-31-B-36)，皆為海上鑽探。其位置如圖2.2所示。為求全面瞭解碼頭區土層狀況以利分析，特就該區切割成七個斷面(斷面A-A~斷面G-G)，今僅取A-A和D-D二斷面表示。其結果如圖2.3及圖2.4所示。

為便於分析，茲依土壤情況將該區分為五區(I區~V區)如圖2.5所示。茲將各層次土壤狀況列於表2.3中。

### B. 沉箱基礎承载力

惟依鑽探所得之岩品指標(RQD)，使用南非之Bieniawski岩石分類法，將本區岩石歸類為第V級，採用 $c=3t/m^2$ ， $\phi = 25^\circ$ 分析，得表2.4之沉箱基礎承载力估計值，各區土層之沉陷量則列於表2.5中。

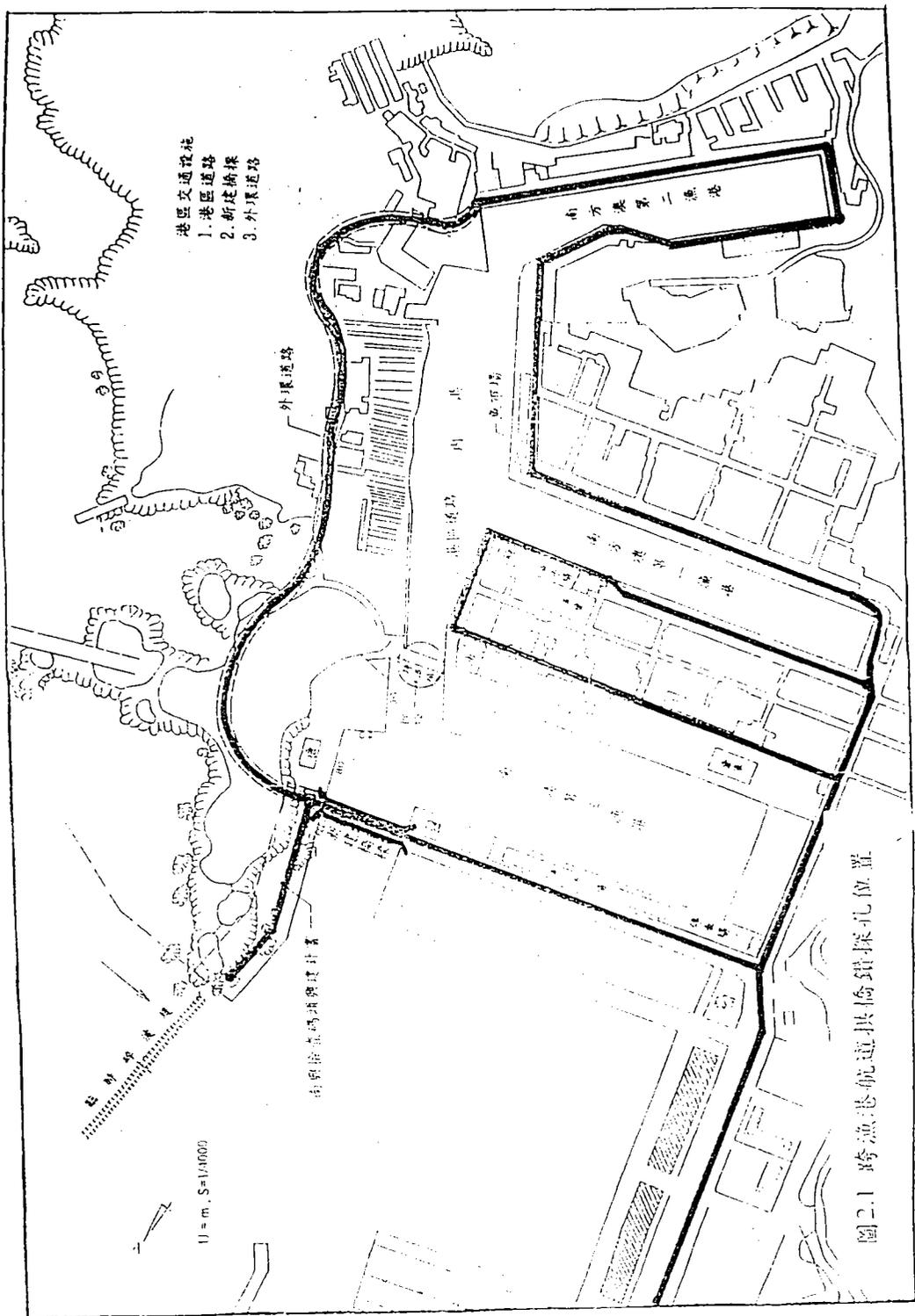


圖2.1 跨漁港航運拱橋鑽探孔位置

表2.1 跨漁港航道拱橋主橋以西土層分佈表

層次	土層分佈高程	土層描述	土層物理性質	備註
回填土層	本層分佈於地表面至高程-6.8公尺之間。	本層厚約8.9至9.3公尺之間，主要為卵礫石、岩塊、混凝土及粉質粗中細砂。	-	
粉砂粘質粉細粉砂土或與	本層次分佈於高程-6.7公尺至-22.9公尺之間。	本層厚約10.3至15.9公尺之間，主要為灰色之粉質細砂或砂質粉土與粘質粉土。	$N=5\sim 20$ $r_c=1.80\sim 2.24$ 噸/立方公尺 $w_n=15\sim 46\%$	
粉質粘土	本層次分佈於高程-17.0公尺至-33.2公尺之間。	本層厚約8.0至10.0公尺之間，主要為灰色粉質粘土夾粉質細砂夾層。	$N=5\sim 20$ $r_c=1.77\sim 2.00$ 噸/立方公尺 $w_n=25\sim 45\%$ $IL=31\sim 37\%$ $I_p=10\sim 16\%$	
粉質粘土	本層次分佈於高程-30.3公尺至-51.7公尺之間。	本層厚約15.7至21.4公尺之間，主要為灰色粉質粘土，偶夾粉質細砂夾層，含少量有機物。	$N=4\sim 16$ $r_c=1.49\sim 1.73$ 噸/立方公尺 $w_n=40\sim 71\%$ $IL=37\sim 57\%$ $I_p=10\sim 25\%$	
粉質粘土	本層次分佈於高程-48.9公尺至-64.8公尺之間。	本層厚約15.9公尺，主要為灰色粉質粘土，含少量有機物。	$N=17\sim 22$ $r_c=1.55\sim 1.65$ 噸/立方公尺 $w_n=46\sim 58\%$ $IL=42\sim 54\%$ $I_p=13\sim 25\%$	本層次僅出現於BH-1鑽孔，BH-2鑽孔本層次尖滅不見。
粉質細砂	本層次分佈於高程-64.8至-73.1公尺之間。	本層次厚約8.3公尺，主要為粉質細砂夾少量岩塊及小礫石，偶夾砂質粉土夾層。	$N=28\sim 63$ $r_c=1.93\sim 2.26$ 噸/立方公尺 $w_n=11\sim 26\%$	本層次僅出現於BH-1鑽孔，BH-2鑽孔本層次尖滅不見。
崩積層	本層次分佈於高程-57.4公尺以下。	本層次主要為粉質細中細砂夾大量岩塊、岩屑。	$N=13\sim >100$ $r_c=1.87\sim 2.27$ 噸/立方公尺 $w_n=12\sim 19\%$	BH-2鑽孔本層次厚約4.6公尺，BH-1鑽孔在鑽探深度內仍為本層次。
頁岩	本層次分佈於BH-2鑽孔高程-59.3公尺以下。	本層次主要為頁岩。	-	僅出現於BH-2鑽孔。

表2.2 跨漁港航道拱橋主橋以東土層分佈表

層次	土層分佈高程	土層描述	土層物理性質	備註
崩積層	本層分佈於地表至高程-0.1公尺之間。	本層厚約2.1至3.4公尺之間，主要為粉質粗中細砂夾大量頁岩塊、岩屑。	$N = 9 \sim 16$ $r_t = 2.13 \sim 2.26$ 噸/立方公尺 $W_n = 10 \sim 13\%$	
頁岩	本層次分佈於高程-0.1公尺以下。	主要為灰黑色頁岩層。	$N = 43 \sim > 100$	

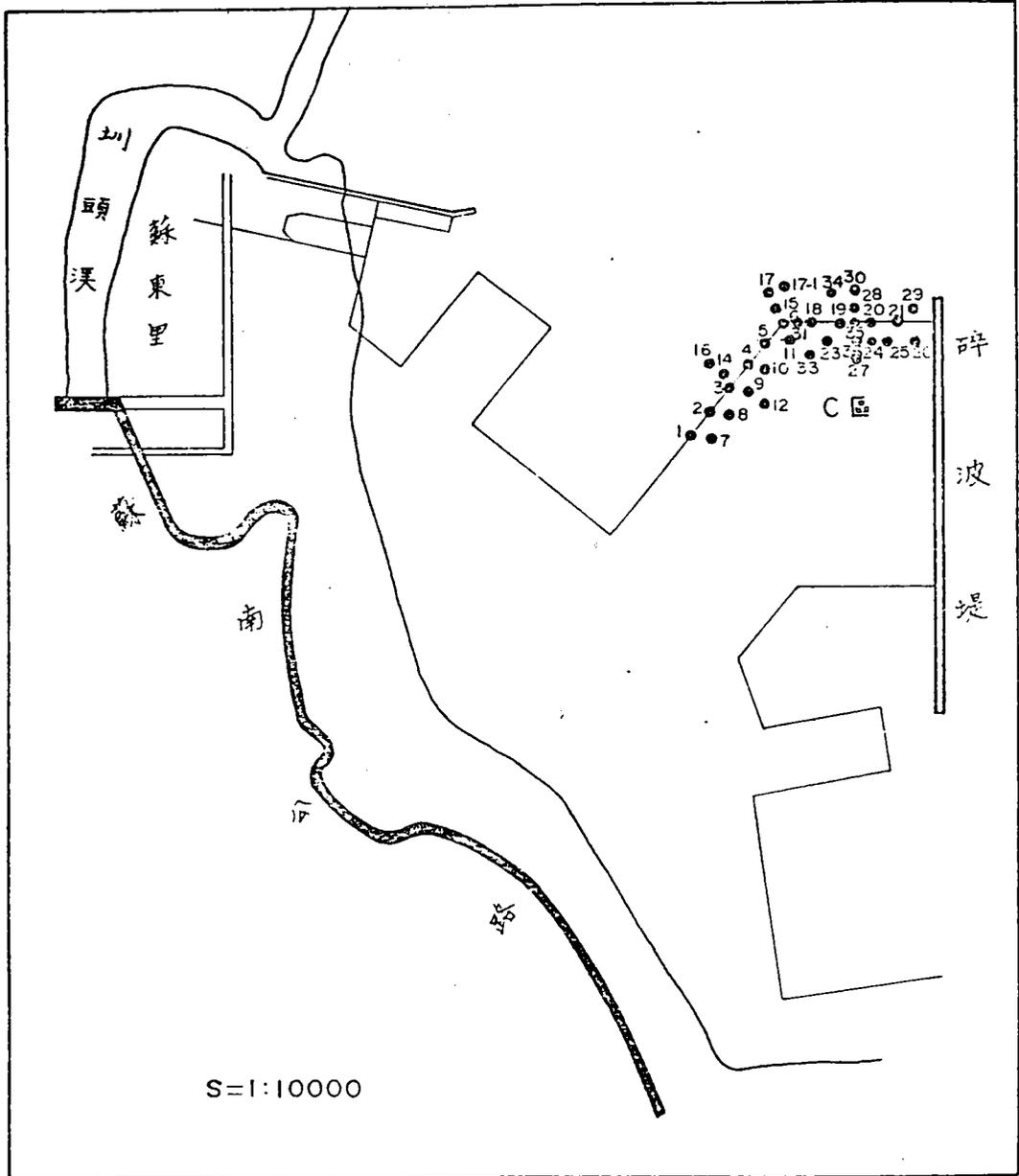


圖2.2 蘇澳港工程處第六、七號碼頭鑽探平面圖





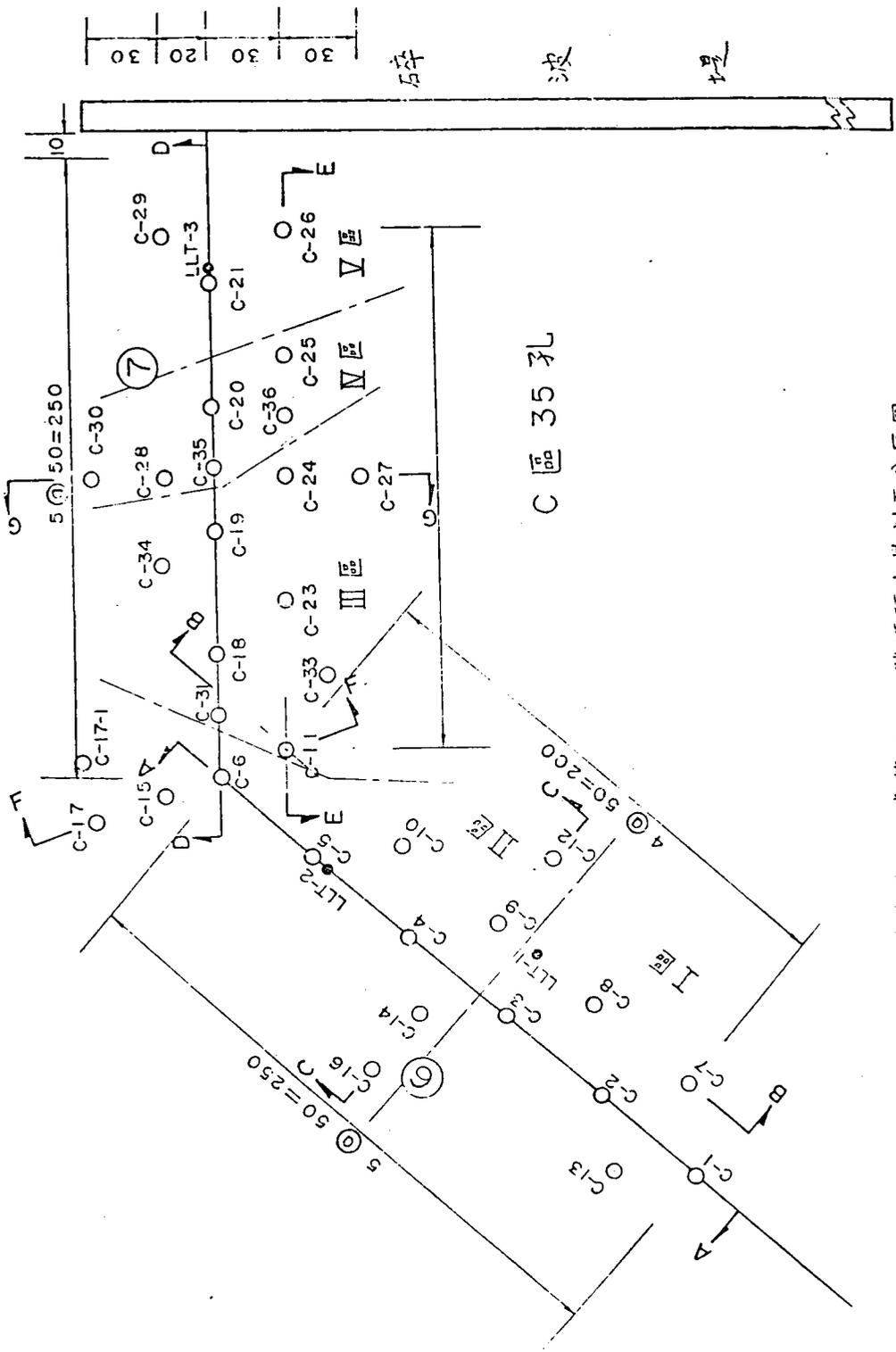


圖2.5 蘇澳港工程處第六、七號碼頭上層剖面圖

表2.3第六、七號碼頭附近地層分佈

I區	II區	III區	IV區	V區
平均水深為11.00m	平均水深為11.60m	平均水深為12.60m	平均水深為13.30m	平均水深為13.30m
適中至緊密沈泥質粗砂含礫石層。 -15.05m ~ -23.00m	鬆至緊密沉泥質中細砂。 -11.0m ~ -17.85m	極緊密沉泥質粗砂含礫石及風化泥板岩層。 -12.70m~23.40m	極緊密沉泥質粗砂含礫石層 -17.70m~18.90m	極緊密沉泥質粗砂含礫石層 -16.40m~18.15m
軟至稠沉泥質黏土及黏土質沉泥。 -22.05m~30.60m	軟至稠沉泥質黏土及黏土質沉泥 -20.00m~28.20m	風化頁岩層，其厚度因無資料可循，無法推測。	中稠至極稠黏土質沉泥層 -30.00m~42.10m	中稠至極稠黏土質沉泥層 -29.65m~31.9m
適中至極緊密粗砂含礫石層。 -27.30m~ -33.85m	適中至極緊密，沉泥質粗細砂含礫石層。 -29.00m~34.20m		適中至緊密砂質沉泥層。 -38.20m~42.10m	極緊密沉泥質粗砂含礫石層。 -35.9m~42.15m
緊密至極緊密沈泥質粗砂含礫石層。 -39.00m	緊密至極緊密，沉泥質粗砂含礫石層。 -36.95m~43.20m		適中至緊密沉泥質粗細砂含礫石層。	風化頁岩層。
極緊密沉泥質粗砂含礫石層，該層在第四層以下。	極緊密，沉泥質粗砂含礫石層，該層在第四層以下。			

表2.4 蘇澳港工程處第六、七號碼頭沈箱基礎承載力

區 別	基礎承載力 T/M <sup>2</sup>	
	極 限承載力	允 許承載力 S.F=3
I	41.4	14
II	19.2	7
III	—	見圖 4.6
IV, V	—	見圖 4.7

表2.5 蘇澳港工程處第六、七號碼頭沈箱基礎沈陷量

區別	基礎載重 (T/M <sup>2</sup> )	沉陷量 (cm)			
		B=5M	B=10M	B=15M	B=20M
I	7	3.5	5.3	6.3	7.1
	14	9.8	14.0	16.0	18.1
II	7	5.0	7.3	8.5	9.2
III	7	0.4	0.5	0.6	0.6
	14	0.9	1.1	1.3	1.3
	50	2.2	2.5	2.7	2.8
	60	2.4	2.7	3.0	3.0
	80	2.8	—	—	—
IV	7	6.2	10.4	13.2	15.2
	14	14.0	22.7	28.5	31.3
V	7	4.2	7.0	9.0	10.1
	14	9.2	14.5	18.0	20.2

註：1. B：沉箱寬度

2. 估計沉陷量時考慮之深度為至鑽探最深處，約至 EL.-44M

### C. 土壤液態化之可能性分析

顆粒性土壤在受振動作用後易因其內孔隙水壓力之急速增加而暫時失去強度，土顆粒懸浮於孔隙水中，整個土壤呈現液態，即所謂液化現象。

根據Seed及Idriss之研究，造成土壤液態化之因素為土壤之性質，地震作用於土壤之初期應力及地震之特性；認為均勻級配之非黏性土壤較優良級配者易產生液化；細砂較粗砂、礫石、沈泥或黏土易產生液態化；同時相對密度小或孔隙比大之土壤(多數為鬆散之土壤)比較密實者易產生液態化。

Seed等研究日本新潟等地土壤狀況製成土壤顆粒分佈曲線(1974年大地震發生液態化區)，顯示土壤發生液態化顆粒分佈特性；茲列舉本區二孔土壤之粒徑分佈曲線與上述曲線比較將其示於圖2.6及圖2.7中。據Seed及Idriss之研究，易於產生液態化之土壤，其平均粒徑通常在0.075mm至0.2mm之間，又日本新潟之土壤顆粒分析，均勻係數 $C_u$ 值0-5約佔90%亦即顆粒極均勻，而本區土壤顆粒分佈僅少數在0.075mm至0.2mm之間，均勻係數 $C_u$ 值在0-5者亦佔極少數；僅就顆粒大小即分佈情況，初步可確信本區土壤在一般地震作用下無液態化之可能。

### 2.2.3 第十三、十四號碼頭附近地質

#### A. 現場土層狀況

第十三、十四號碼頭位置共鑽19孔(E-1-E-19)，皆於海中進行，其位置圖如圖2.8，為求全面瞭解碼頭土層狀況以利分析，特將該區鑽孔切割成九個斷面(斷面A-A至斷面J-J)，今僅取A-A和B-B二斷面表示。其結果如圖2.9及圖2.10所示。

為便於分析，茲依土壤情況將該區分為四區(I區-IV區)如圖2.11所示。茲將各層次土壤狀況列於表2.6中。

## B. 基礎承载力

本區在分析承载力時，均以N值為依據。分析基礎承载力時，高程係根據蘇澳港提供之資料；碼頭完成後之高程為EL.+3.00公尺，海底浚渫後之高程為EL.-9.00公尺。

圖2.12為沈箱基礎容許承载力曲線圖，砂質及黏土質土壤之基礎承载力分別依Terzaghi及Skempton承载力公式計算，採用安全係數為3求得。IV區沈箱基礎座落於頁岩上，由於鑽探時所採取岩心樣品不能作剪力試驗，致無法獲得該頁岩之強度，惟依鑽探所得之岩石品質指標(RQD)，依據南非之Bieniawski(1973)地質力學分類法，將本區岩石歸類為第V級，採用 $C=2T/m^2$ ， $\phi = 25^\circ$ 分析；表2.7為沈箱基礎沈陷量之估計值比較表。上述資料提供作為設計之參考，設計時必須作滑動及傾倒等之穩定核算。

本區部分區域在開挖浚渫至碼頭設計之深度後，岩石直接與海水接觸，由於頁岩之消散耐久性指數(slake durability index)甚低，如直接曝露於水中，則有消散與崩解之虞，因此建議在拋石之前，先鋪一厚層之砂礫級配或澆築一層混凝土，以防海水直接沖蝕頁岩層，減低基礎土壤之強度。

## C. 土壤液態化可能性分析

茲列舉本區二孔土壤之粒徑分布曲線示於圖2.13及圖2.14中。又據Seed及Idriss之研究，易於產生液態化之土壤，其平均粒徑通常在0.075mm至0.2mm之間，均勻係數Cu值在在0-5者亦占極少數；僅

就顆粒大小及分布情況，初步可確信本區土壤在一般地震作用下無液態化之可能。

#### 2.2.4 漁港航道地質分析

漁港航道原預計鑽3孔(F-1-F-3)，位置如圖2.15所示，其中F-3孔鑽至海底下1.5M即為岩層。茲依鑽孔F-1~F-3繪製一剖面圖，如圖2.16所示。

鑽孔F-1附近頂層為灰色沈泥質粗砂含礫石，其厚度約為4公尺，第二層為灰色沈泥質細砂，厚度約3公尺，第二層以下為灰色沈泥質粗砂含礫石層。鑽孔F-2附近，頂層為灰色沈泥質粗砂含礫石層，厚度約為3公尺，其下即為深灰色風化頁岩石。

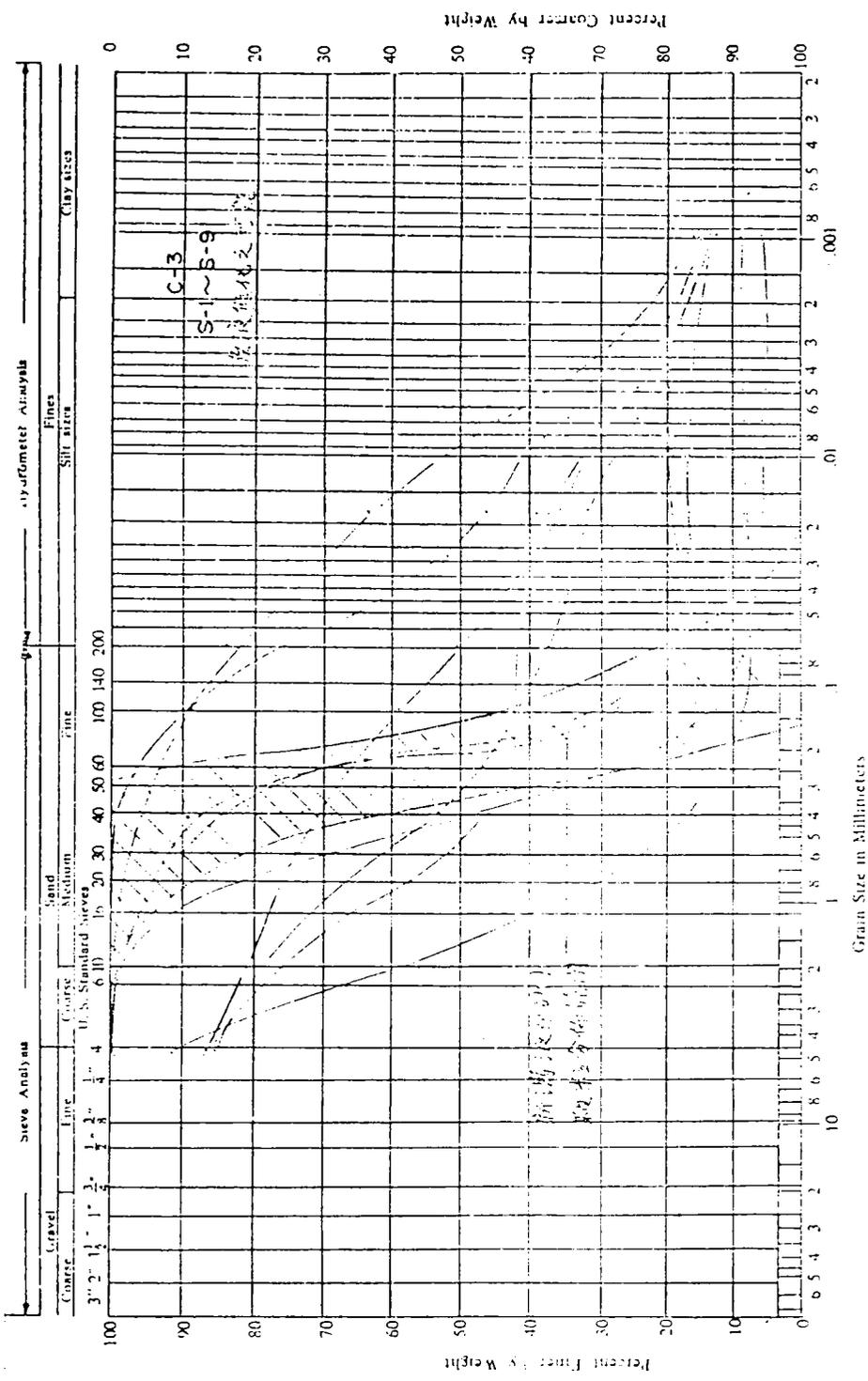
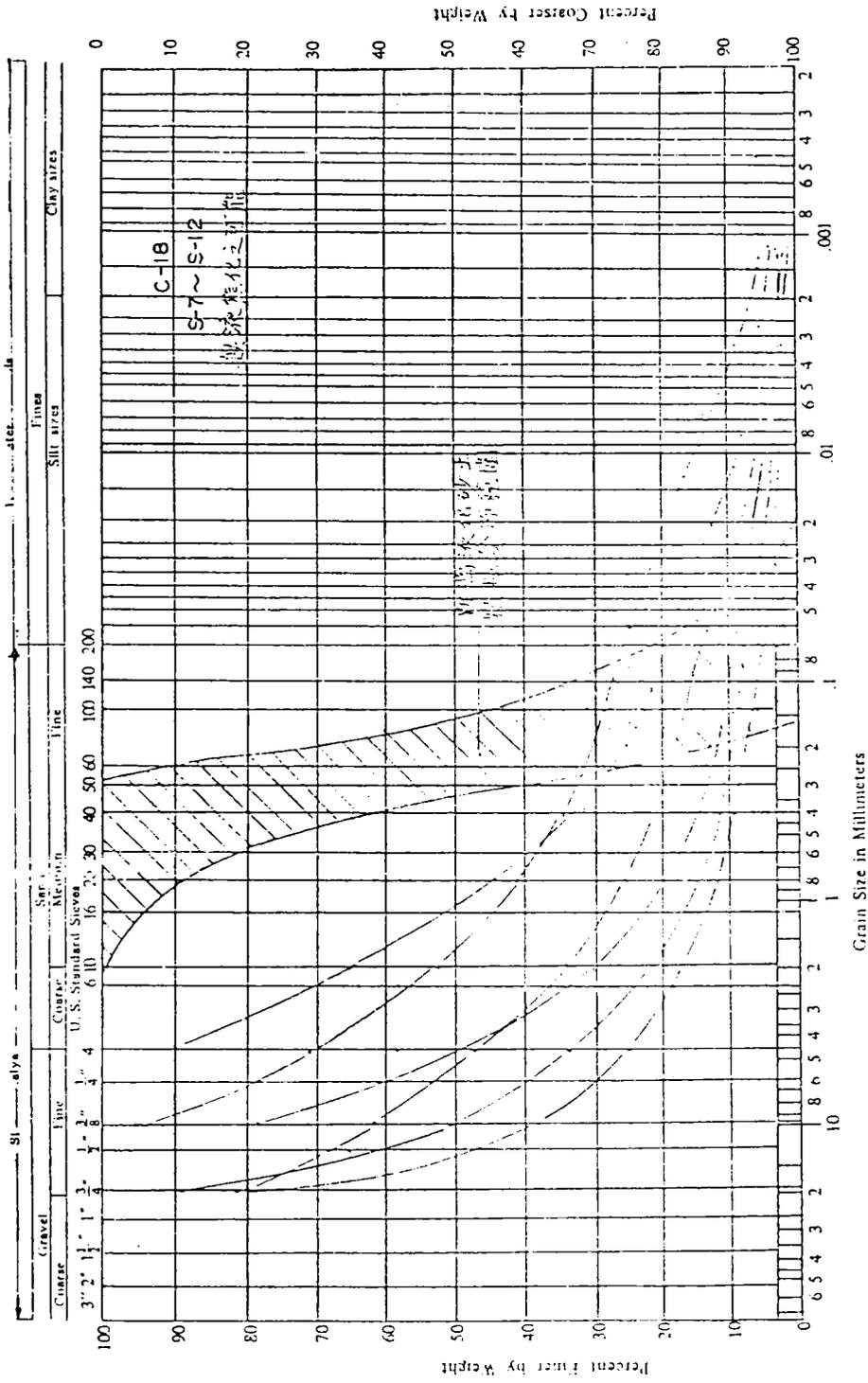


圖2.6 蘇澳港工程處第六、七號碼頭土層土層液化分析一



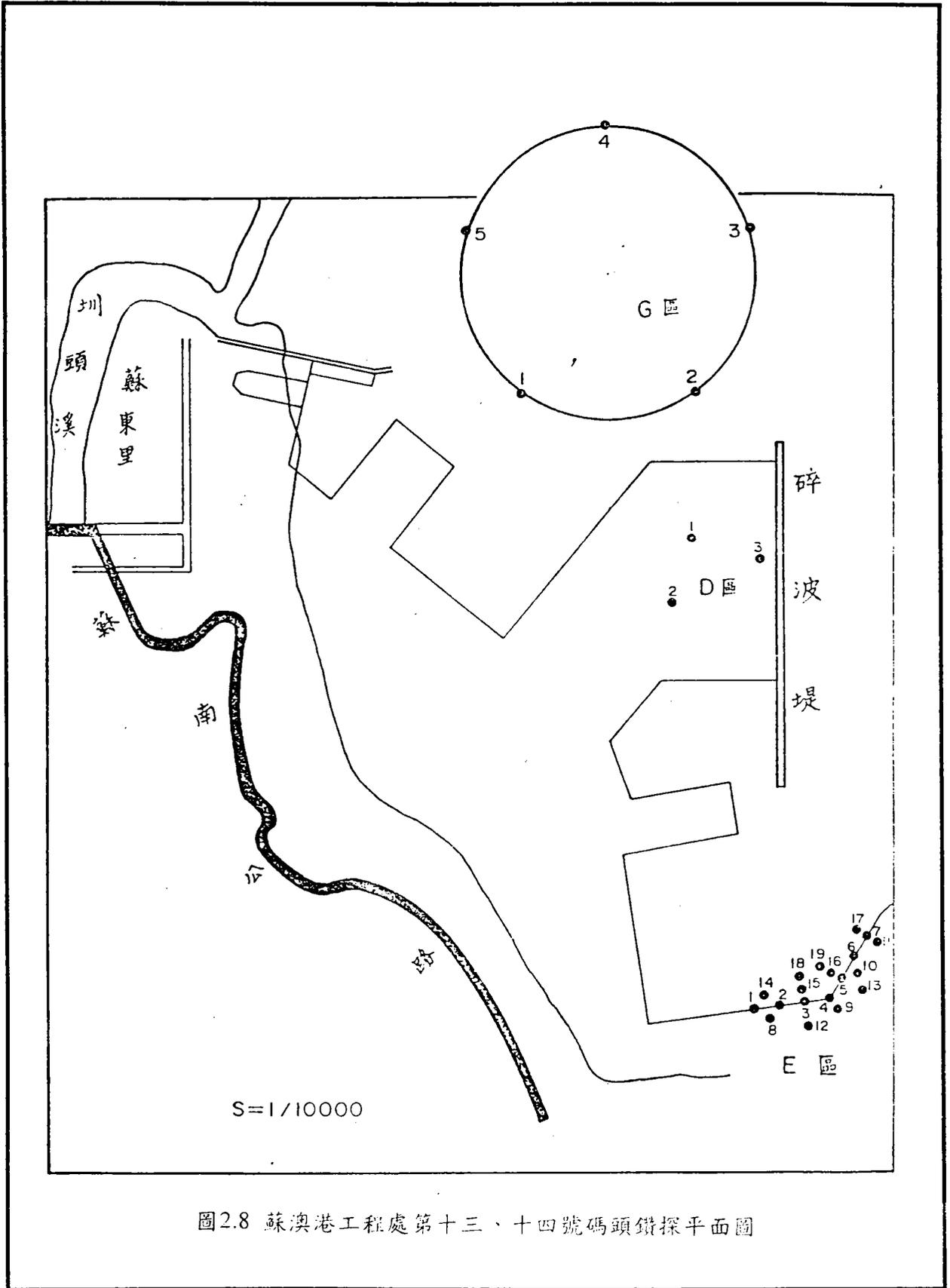


圖2.8 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探平面圖

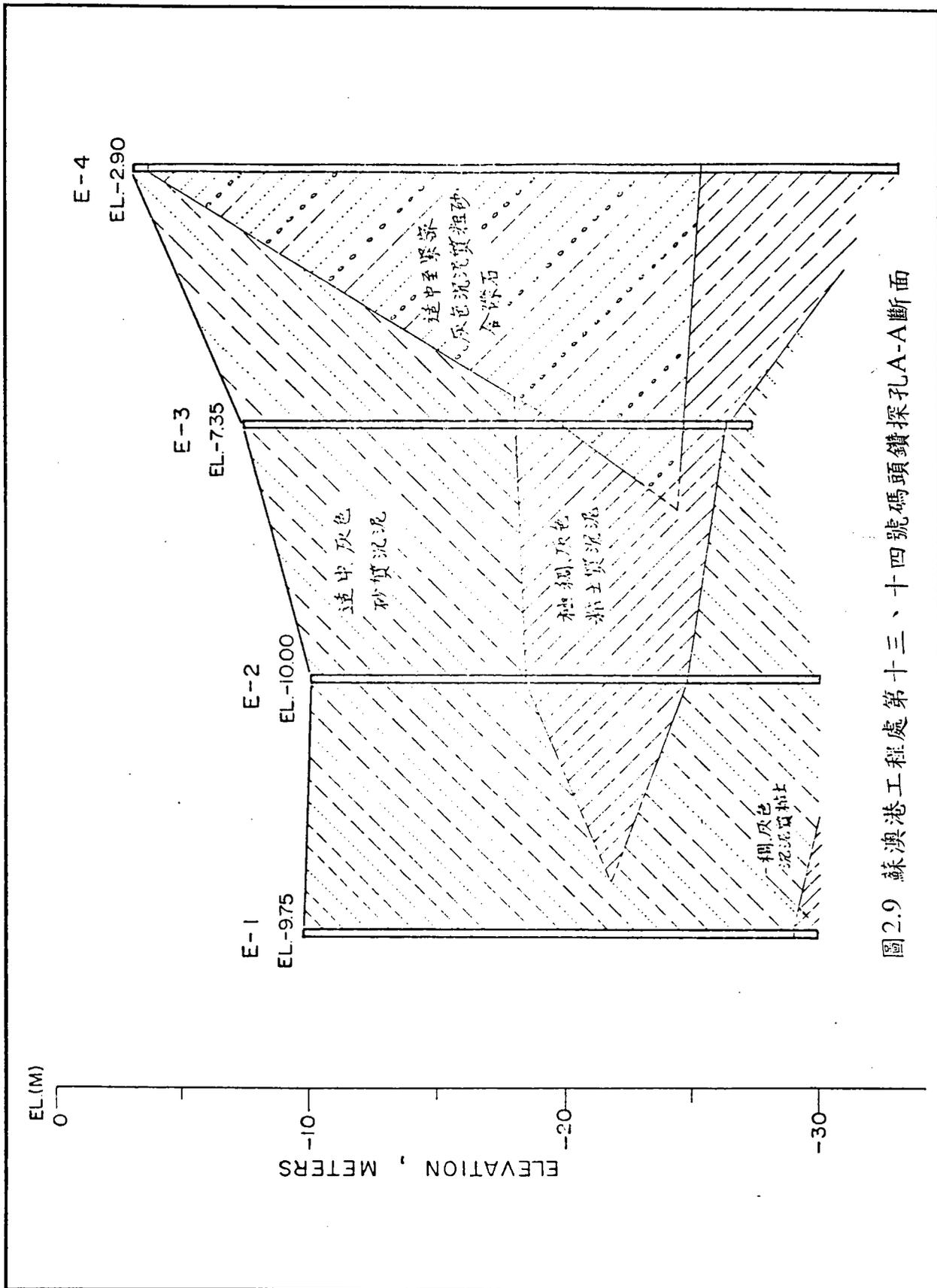


圖2.9 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探孔A-A斷面

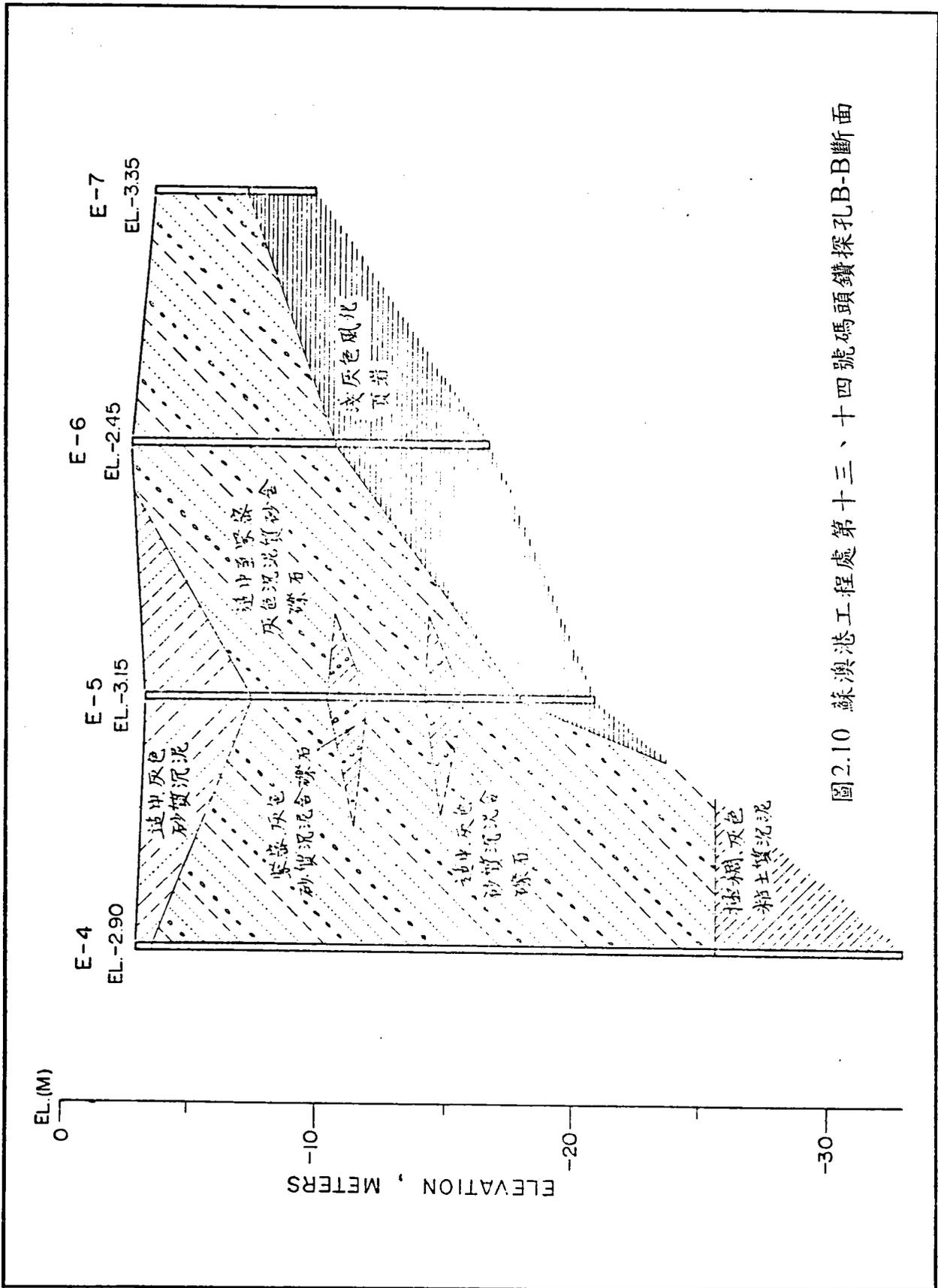


圖2.10 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭鑽探孔B-B斷面

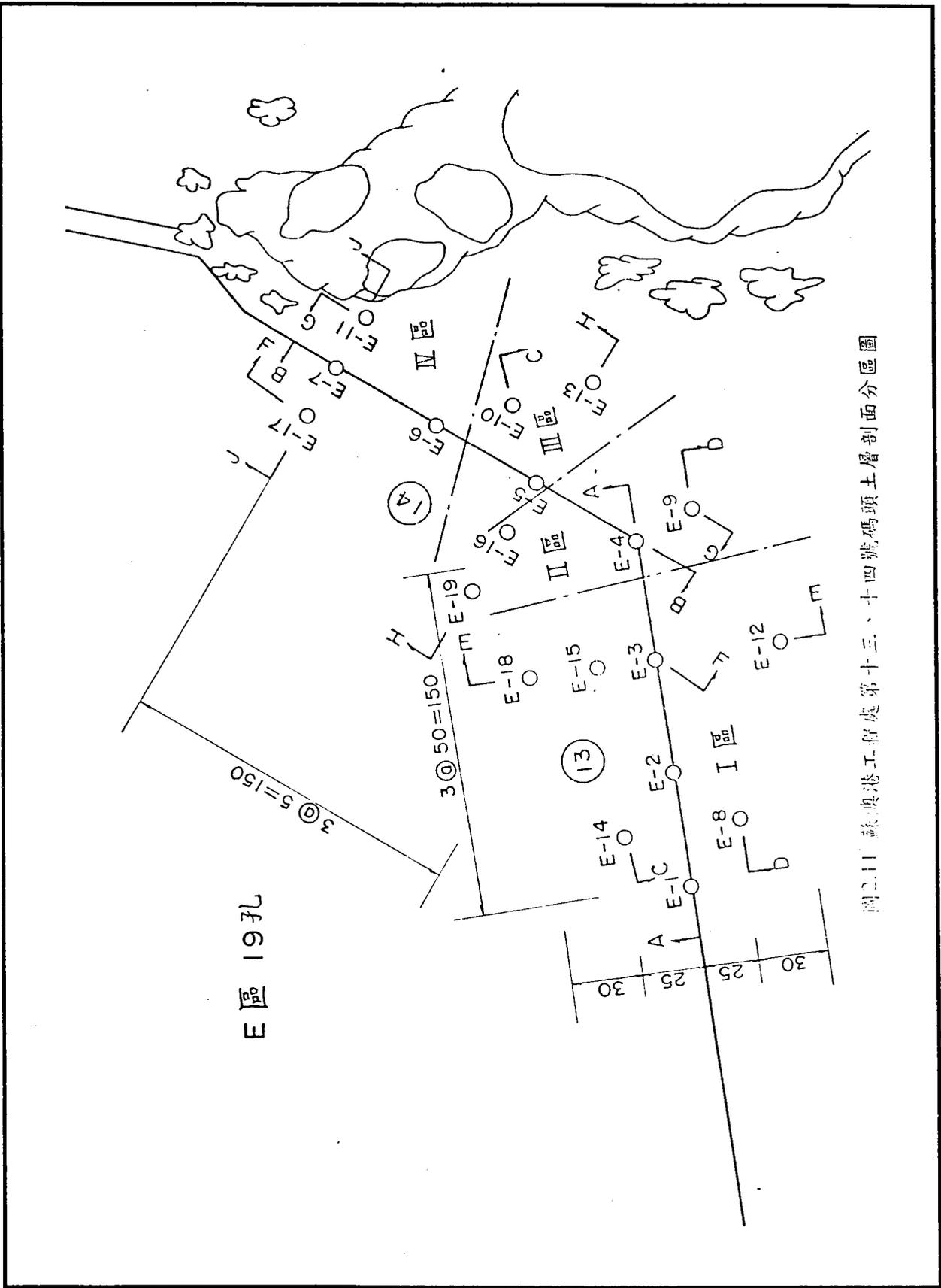
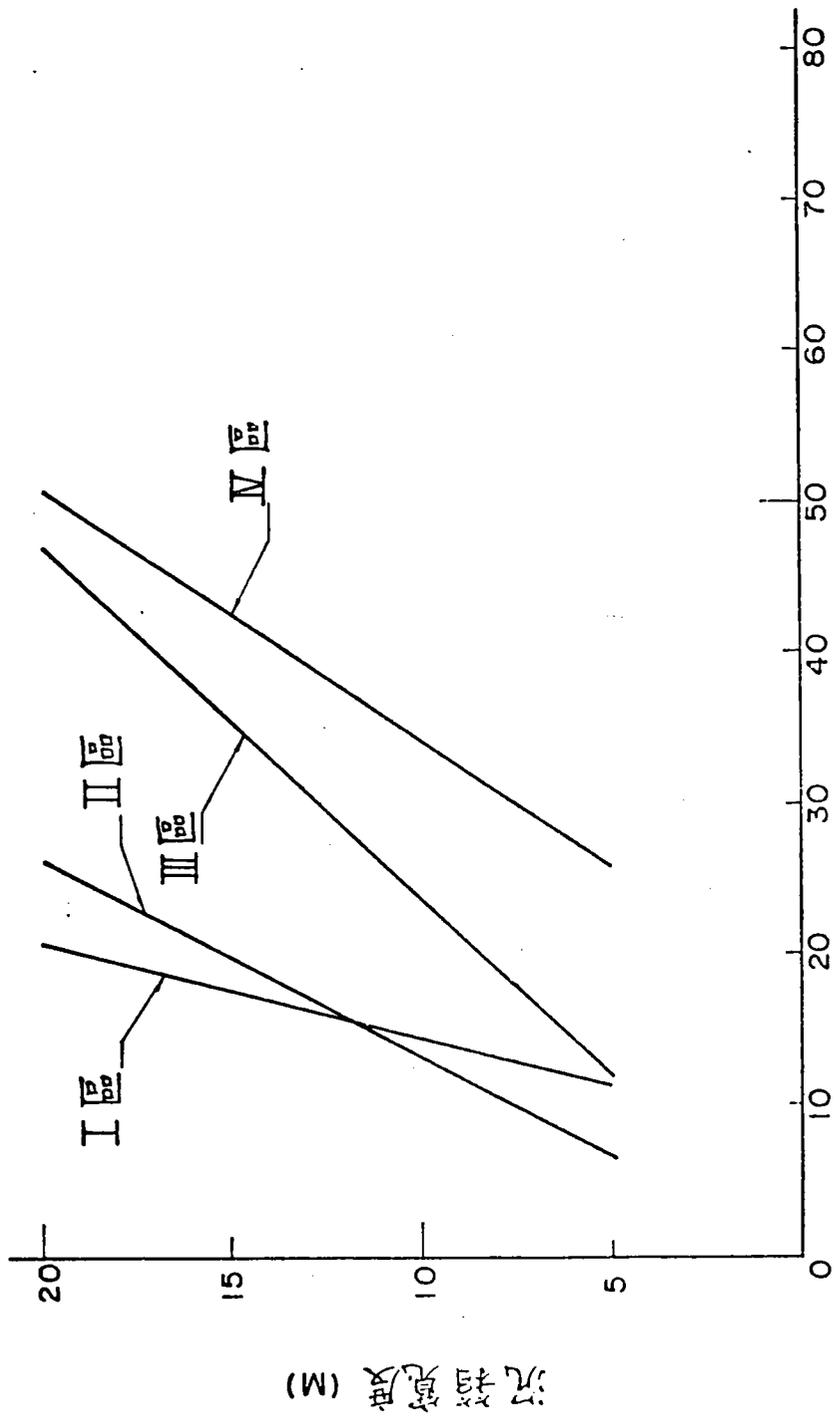


表2.6第十三、十四號碼頭附近地層分佈

I區	II區	III區	IV區
平均水深為8.20m	平均水深為5.50m	平均水深為3.00m	平均水深為3.00m
適中砂質沈泥層。 -8.20m ~ -30m	適中之緊密沈泥質 粗砂含礫石。 -5.5m~ -30m	鬆至適中砂質沈泥 層。-3.0~ -7.0m	適中至緊密沈泥質 粗砂含礫石層。 -3.6m ~ -10.6m
		適中至緊密沈泥質 粗砂含礫石層。 -3.0m ~14.0m	風化頁岩層
		風化頁岩層。 -14.0m~.-18.0m。	



沉箱基礎容許承載力,  $T/M^2$ , S.F.=3

圖2.12 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭基礎容許承載力

表2.7 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭沈箱基礎沈陷量

區 別	基礎載重 (T/M <sup>2</sup> )	沉 陷 量 (cm)			
		B=5M	B=10M	B=15M	B=20M
I	10	11.4	16.9	20.4	22.5
	15	—	—	27	30
	20	—	—	—	36
II	10	—	3.7	4.3	48
	15	—	—	6.4	7.6
	20	—	—	9.2	10
	25	—	—	—	12
III	10	1.1	1.5	1.7	1.8
	15	—	2.9	3.2	3.4
	20	—	4	4.4	4.7
	25	—	—	5.5	5.8
	30	—	—	6.4	6.7
	35	—	—	7.1	7.5
	40	—	—	—	8.2
	45	—	—	—	8.8

註：1. B：沉箱寬度。

2. 估計沉陷量時考慮之深度為至鑽探最深處，約為 EL.-30M.

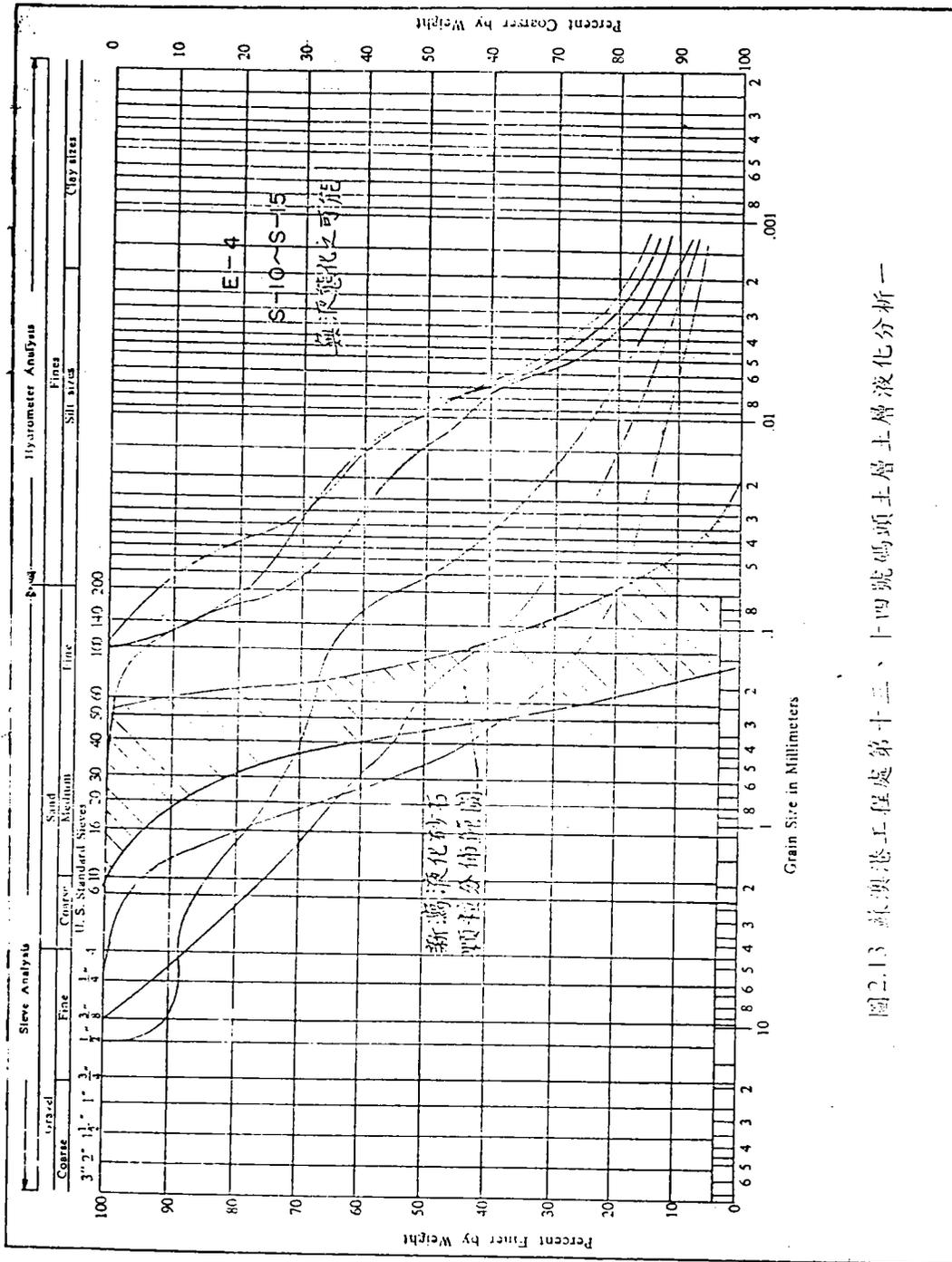
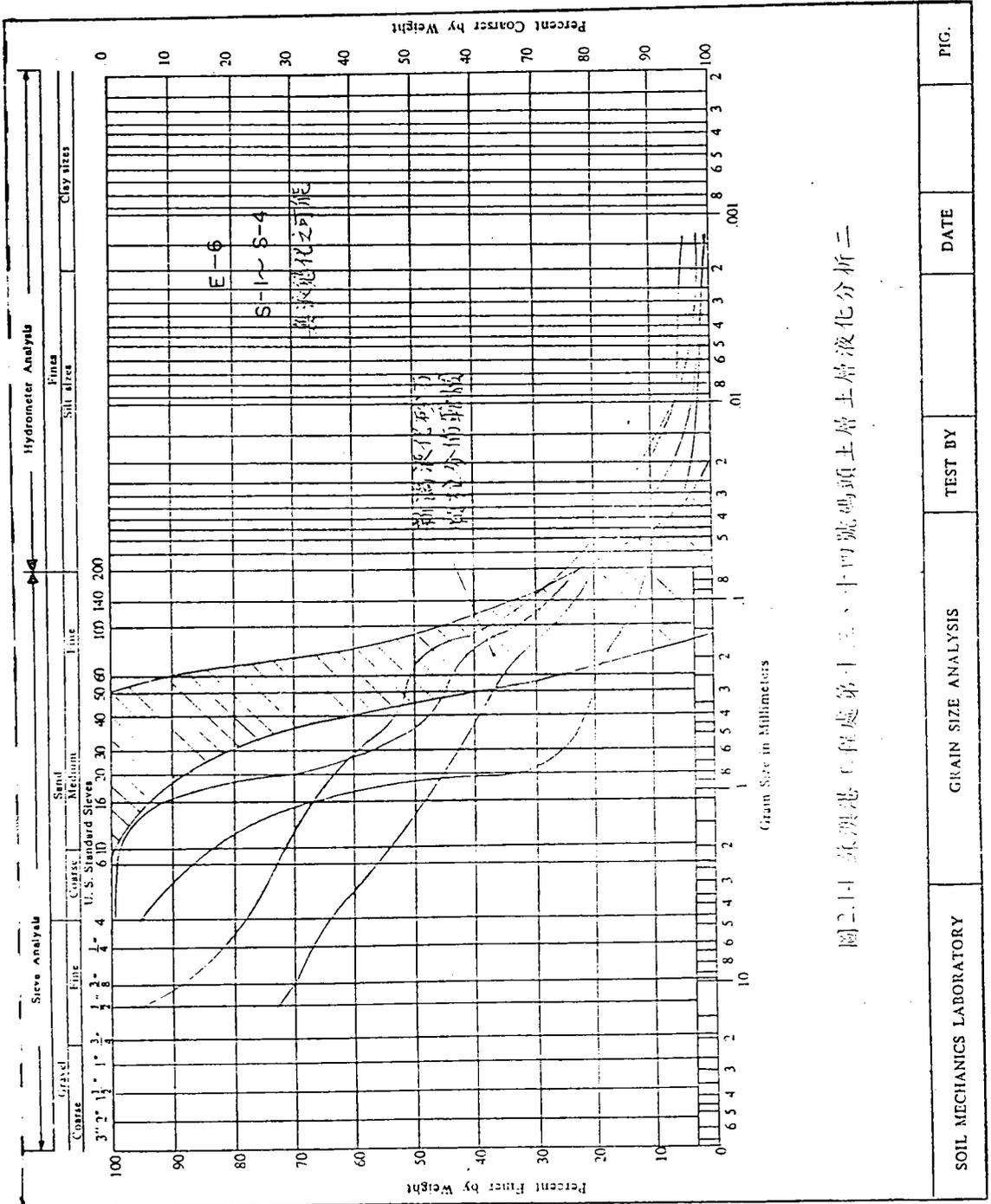


圖 2.13 蘇澳港工程處第十三、十四號碼頭土層土層液化分析一

SOIL MECHANICS LABORATORY	GRAIN SIZE ANALYSIS	TEST BY	DATE	FIG.
---------------------------	---------------------	---------	------	------



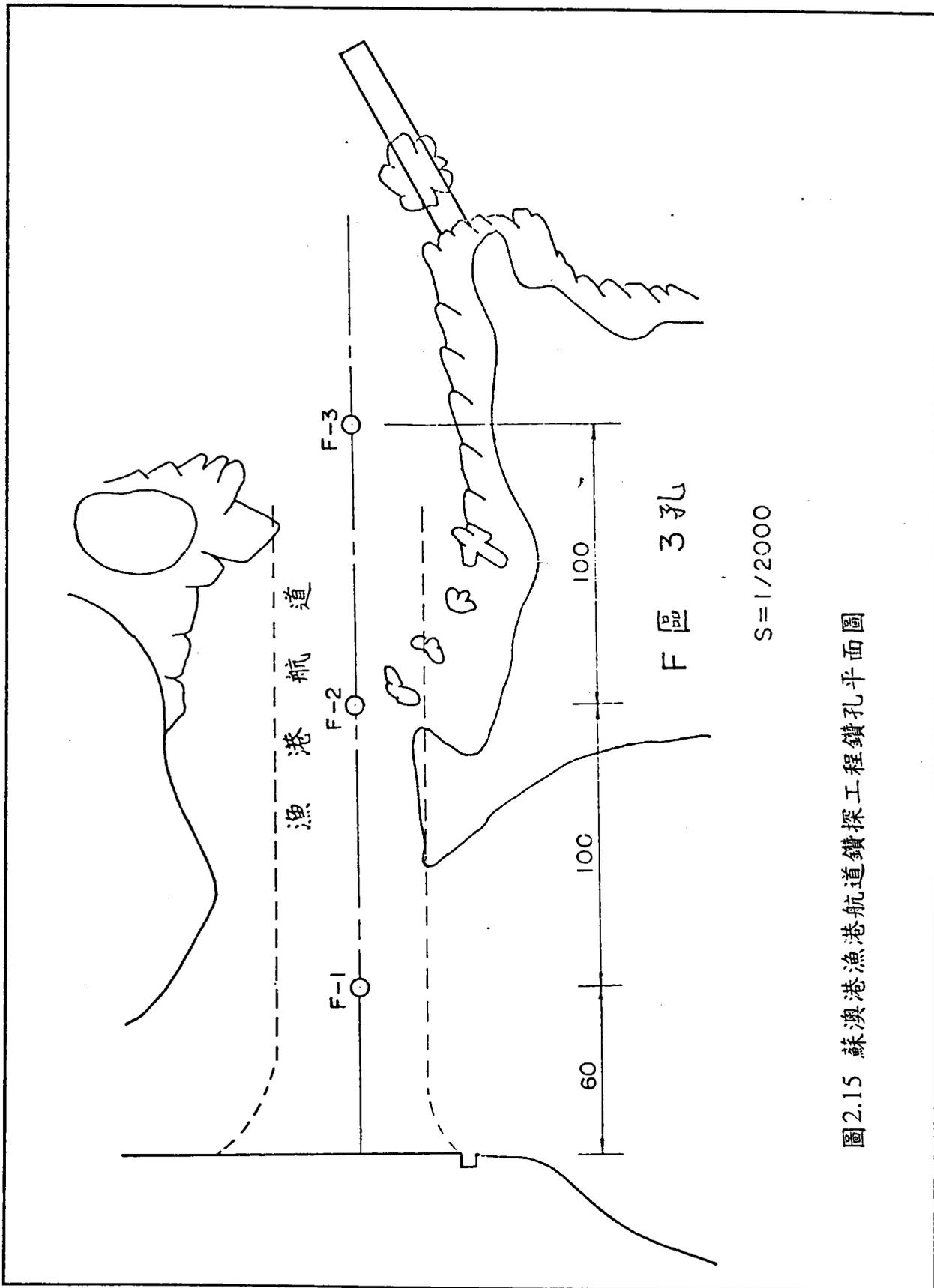


圖2.15 蘇澳漁港航道鑽探工程鑽孔平面圖

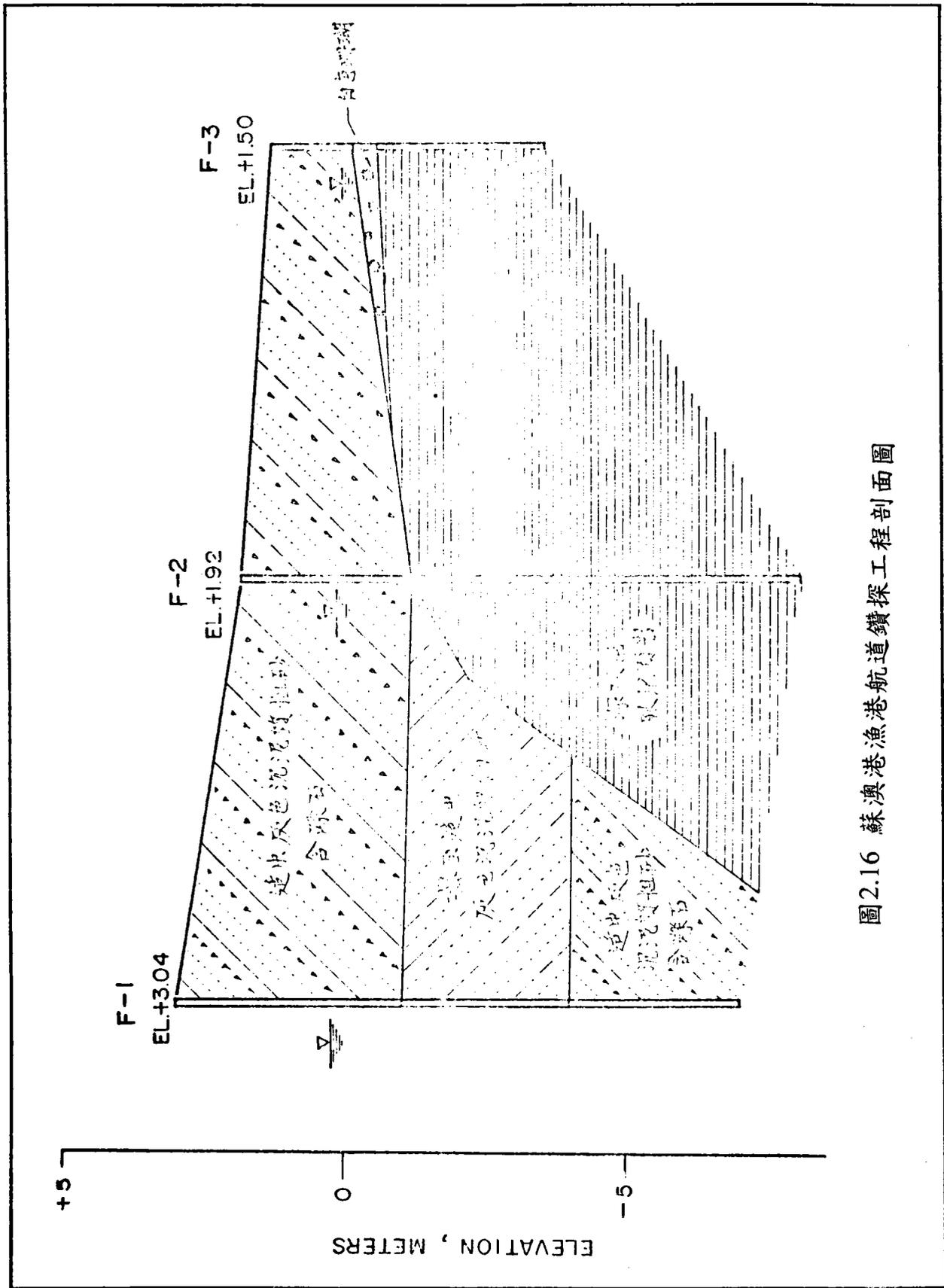


圖2.16 蘇澳港漁港航道鑽探工程剖面圖

表3.1 蘇澳港外堤沉箱拖放記錄表

沉箱編號	沉箱高度 (M)	拖放時間 (年/月/日)	波 高 (M)	備 註	
SB 1	14.5	65. 5. 18	1.93	(1) 沉箱編號 "SB" 表示南堤, "NB" 表示北堤, 所有沉箱之重量皆為25M。	
SB 2	14.5	65. 6. 12	0.60		
SB 3	15.0	65. 7. 21	0.30		
SB 4	15.0	65. 7. 30	0.50		
SB 5	18.0	65. 10. 23	0.50		
SB 6	20.0	65. 12. 25	0.48	(2) SB 4 沉箱與拋石堤相衝撞, 因當時有歐加(O.L.G.A)颶風預警, 該颶風於65年 5 月17日之中心位置在北緯110°, 東經129°3' 朝西北西進行。為免拋石堤頭在無保護狀況下受損, 仍決定於65年 5 月18日早 1.93M 之波高拖放沉箱, 歷經艱險, 終於拖放完成。	
		66. 1. 12	1.63		
		66. 1. 15	1.39		
		66. 2. 25	1.20		
		66. 3. 18	0.60		
SB 7	20.0	66. 5. 2	0.40	(3) SB6 沉箱拖放時適值東北季風期間, 波浪較大, 況SB6 沉箱與漁港防波堤之FNB, 沉箱正交, 時FNB 沉箱已拖放完成, 受FNB 導流作用, 故拖放SB6時更加困難, 幾次鋼索拉斷, 沉箱向港側偏移, 歷經五次調整方完成。其中港側水門曾幾度沖毀, 而潛水夫亦曾因水閘閘水門不慎死亡。	
SB 8	20.0	66. 6. 2	0.70		
SB 9	22.0	66. 6. 16	1.20		
SB10	22.0	66. 6. 30	0.60		
SB11	22.0	66. 8. 18	0.70		
SB12	22.0	66. 9. 30	0.30		
SB13	22.0	66. 10. 30	1.50		(4) SB13 沉箱拖放時因箱壁猛烈碰撞SB12 沉箱, 致使港側最邊箱角落之箱壁撞破約4公尺高, 後該箱自沉箱面下7.5公尺許(12,000#/11'之P.C)斷光。
		66. 10. 31	1.60		
		66. 11. 6	1.10		
SB14	22.0	66. 12. 13	1.80		(5) SB33 沉箱拖放時, 因沉箱底有泥沙積無法拖出, 於上午10時由東海號挖泥船抽沙清潔, 11時20分重新起拖, 於下午13:40拖放完成。
SB15	22.0	66. 12. 31	1.50		
SB16	22.0	67. 1. 12	1.00		
SB17	22.0	67. 1. 25	0.80		
SB18	22.0	67. 2. 11	1.90		
SB19	22.0	67. 3. 7	1.80		
SB20	22.0	67. 3. 23	1.00		
SB21	22.0	67. 4. 3	1.20		
SB22	22.0	67. 4. 14	0.80		
SB23	22.0	67. 4. 25	0.50		
SB24	22.0	67. 5. 8	0.50		
SB25	22.0	67. 6. 22	0.60	(6) SB35 拖放時因浪大, 07:40起拖, 但於上午10:30時陸上錨錠鋼索突然拉斷, 人、死、傷, 沉箱傾斜與SB34激烈碰撞而損毀沉箱外壁約1.5M, 於10:50放水暫先座底, 於69.4.12重新抽水調整。	
SB26	22.0	67. 7. 22	1.00		
SB27	22.0	67. 11. 9	1.70		
SB28	22.0	67. 12. 9	1.00		
SB29	22.0	68. 1. 17	1.20		
SB30	22.0	68. 2. 23	1.00		
SB31	22.0	68. 4. 10	2.00		
SB32	23.0	68. 6. 14	0.80		
SB33	23.0	68. 9. 13	0.60		
SB34	23.0	69. 3. 3	0.80		
SB35	23.0	69. 4. 9	2.00	(7) NB6 沉箱本已於69.10.25拖放完成, 但隨後連續數天巨浪, 沉箱在海中尚未回廠, 因此於11月6日向港側傾斜位移8公尺。11月7日因浪大無法調整, 仍於港側繫靠沉箱拋石以策繼續向港側傾斜, 11月11日重新抽水調整, 其間亦曾陸上錨錠鋼索全斷, 但改以較具彈力之星型錨錠而勉強拖放完成。	
		69. 4. 12	1.50		
SB36	23.0	69. 6. 23	0.50		
SB37	23.0	69. 8. 13	0.50		
SB38	23.0	69. 10. 17	0.60		
SB39	23.0	69. 12. 2	1.00		
NB 1	23.0	69. 6. 7	0.50		
NB 2	23.0	69. 8. 2	0.50		
NB 3	23.0	69. 9. 5	0.50		
NB 4	23.0	69. 9. 7	0.60		
NB 5	23.0	69. 10. 19	1.50		
		69. 10. 25	1.50		
NB 6	23.0	69. 11. 11	1.30		

## 第三章 南外廓防波堤基礎之地層

### 3.1 概述

南外廓防波堤乃為蘇澳港建港工程內之主要工作項目之一。全長1256m，其中含266m之拋石堤及990m之沈箱堤。拋石堤段由堤心石、護坡石及雙T型之消坡塊構築而成，而沈箱堤則由25m見方，高度由14.5m至23.0m不等之沉箱共39座組合而成。沉箱之標準斷面示於圖3.1及圖3.2，而各沉箱之編號、高度及拖放記錄則列於表3.1中。

南外廓防波堤完成後，久經風浪作用，SB19及SB31兩座沈箱已遭毀損，消波及防波之功能降低不少。本研究將根據規劃及設計時之探測資料及目前鑽探及量測所得之數據，進行防波堤基礎穩定分析，進而探討有關基礎不穩定引致損壞之原因。

### 3.2 規劃及設計時之地質調查

規劃外廓防坡堤時，為了解堤址之地形及地質狀況，蘇澳港務局於民國63年8月以震波探測調查海底地形與地質資料。其中沿南外廓防波堤之軸向探測三條測線；沿北外廓防波堤之軸向探測三條測線，長度共為5800m，測線位置如圖3.3。探測結果之地層剖面如圖3.4所示。

除震波探測外，並沿堤址共進行地質鑽探9孔，並取土樣及分析土壤樣本。鑽孔位置示於圖3.3。各鑽孔之柱狀圖示於圖3.5。由震波探測剖面(測線1、2、3)，可見南外廓防波堤沉箱堤址附近，靠豆腐峽側之海床深度約在海平面下方10m處。然而堤址位置(測線2)之水深較大，在SB12沉箱前，海床坡度約為4.0%，堤址雙側之海床沈積物較堤址位置較薄，岩盤呈不平整狀態。隨著水深漸增，海床坡度則變緩，約為1.0%左右，然岩盤位在SB25沉箱附近，變化較大，由在海平面下約28m處，沿約為7.3%之陡

坡，達海平面下約38m處，到目前南、北防波堤軸線相交之港口處，岩盤位置才漸提高至海平面下方約33m處。

由鑽孔之柱狀圖(參見圖3.5, B4~B8)可知，南防波堤堤址之地層可分成三種次層，今分述如下：

1. 沉泥(ML)。僅出現於SB12號沉箱前，厚度約為1.5m，其標準貫入試驗之SPT-N值約為18，此次層應與第13、14號碼頭與漁港航道鑽孔所顯示之灰色沉泥屬於同一地層。
2. 級配良好至級配不良之砂土(SM~SP)。此次層偏佈大部份之港區。在南防波堤堤址附近，厚度由0.6m至4.5m不等。SPT-N值由淺層外之18至接近岩盤處之43以上不等。此次層在此探測中未標明含礫石，然在第13、14碼頭之鑽探資料中，此次層乃含礫石。
3. 岩盤。由鑽孔所示之岩盤位置，在海平面下19.0m至30.0m不等，與震波探測所得結果大致相符。岩盤表層進行標準貫入試驗所得之N值均大於100。岩盤下層砂頁岩互層，硬頁岩或板岩。

### 3.3 改善工程現場觀測地質鑽探資料

改善工程之現場觀測項目包含波壓、波高、海床內孔隙水壓、地震震波及地質鑽探。其相關儀器之安裝細節請參見「台灣省政府交通處港灣技術研究所蘇澳港改善工程現場觀測系統完工報告書」。本節將摘錄與堤址基礎相關之觀測資料並進行分析。

地質鑽探工作之主要項目有二，其一為鑽取孔後至相當深度，以放置本改善工程所需之觀測儀器；其二為鑽孔時進行現場標準貫入試驗求取N值，並取得土樣，進行土壤室內試驗，以求取土壤參數。

鑽孔數共計3孔。乃位於南防波堤毀損段之SB19號沉箱上。其中防波堤外側(靠海側)為水壓計安置孔，深度為31m、地震儀孔深23m；防波堤內側(靠港側)為水壓計孔，深度24m。鑽孔乃利用旋轉法，配合套管進行，並於地震儀孔，以薄管取不擾動土樣，以供土壤動態試驗。鑽孔與沉箱之相關位置示於圖3.6，而鑽孔之柱狀圖及相關試驗數據列於附錄中。由圖可見，於鑽探深度內基礎層可略分為下列三個次層：

1. 鋼筋混凝土及級配料或消波塊。分布於防波堤表至堤表下6.0~18.0m不等處，主要為沉箱之構材。
2. 岩塊夾礫石或礫石夾砂土。分布於防波堤表下18.0~22.0m，平均厚度約為6.0m。主要組成為礫石、岩塊夾砂土，SPT-N值大於50，當地密度平均為 $2.1\text{t/m}^3$ ，平均自然含水量約為16.0%，孔隙比平均約為0.47。
3. 岩層。砂岩與硬頁岩互層，其SPT-N值大於50，由規劃中之鑽探資料與本改善工程之鑽探資料比對，兩者之自然土層相對位置接近。然而，後者之SPT-N值相對增大許多，此乃由於沈箱堤之載重在波浪反覆作用下進行預壓(preloading)與夯實(compaction)之效果。

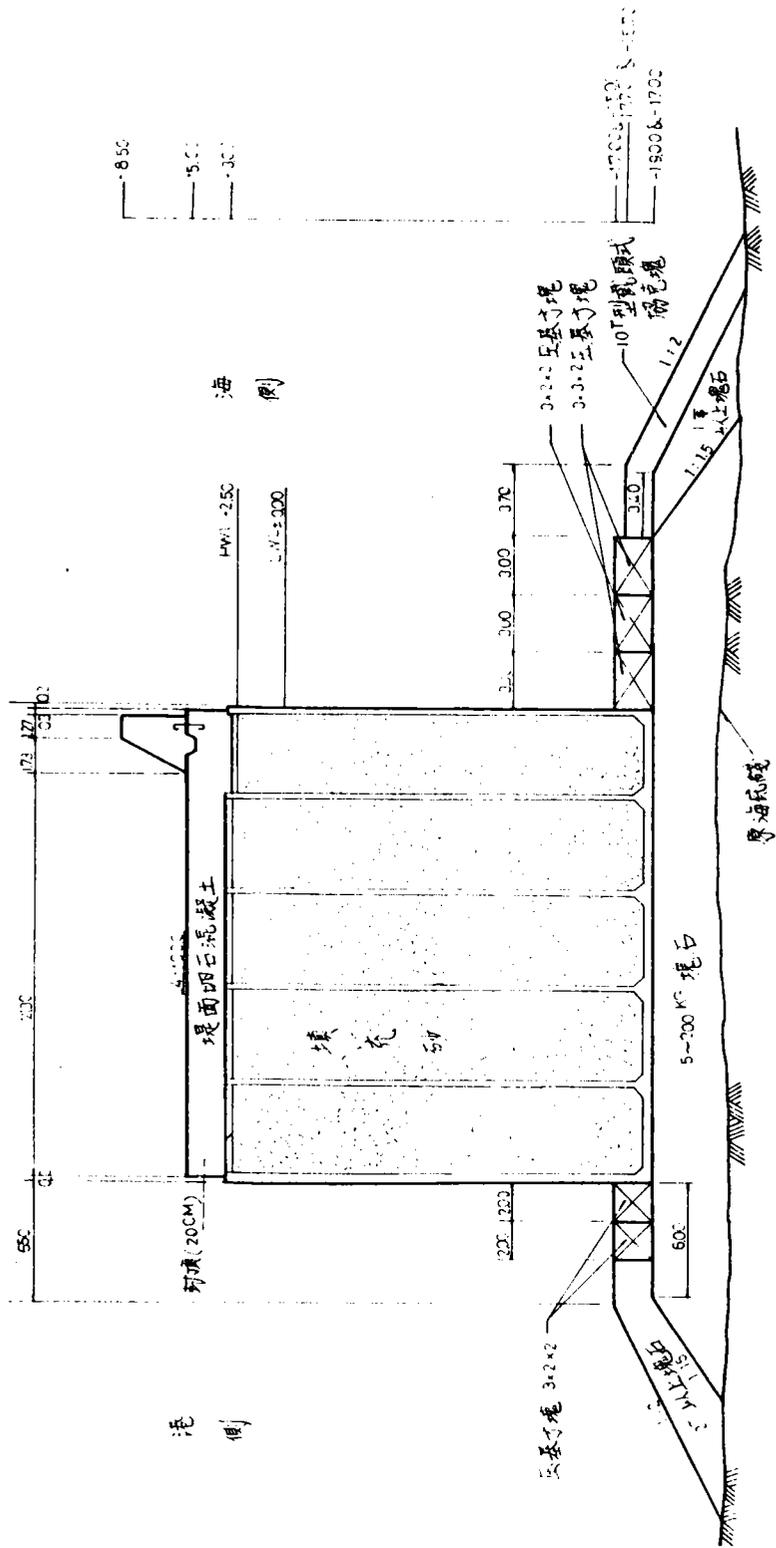
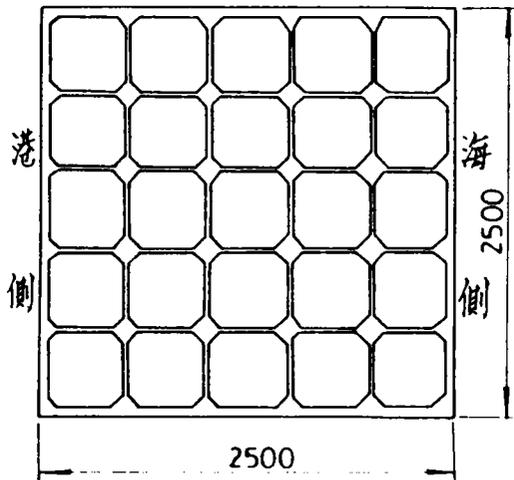
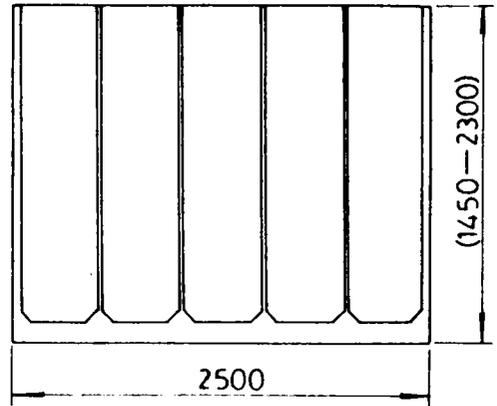


圖3.1 南外防波堤標準斷面圖(SB5-SB39)



平面圖 (U: CM)



剖面圖 (U: CM)

表4.3-8

外防波堤沉箱尺寸、數量等說明表

沈箱尺寸(M) 長×寬×高	沈箱數量 (座)	每座沈箱主要材料數量			備註
		鋼筋(噸)	水泥(包)	混凝土(M <sup>3</sup> )	
25×25×14.5	2	253	9,853	1,610	1)底版厚度=40cm
25×25×15.0	2	266	10,126	1,654	2)外牆壁厚=40cm
25×25×18.0	1	303	12,259	2,003	3)隔艙壁厚=24cm
25×25×20.0	3	332	13,351	2,182	4)托肩=30cm
25×25×22.0	23	286	14,418	2,360	5)混凝土強度=
25×25×23.0	14	316	15,579	2,531	3,000 #/口"

圖3.2 外防波堤沉箱尺寸及材料數量圖

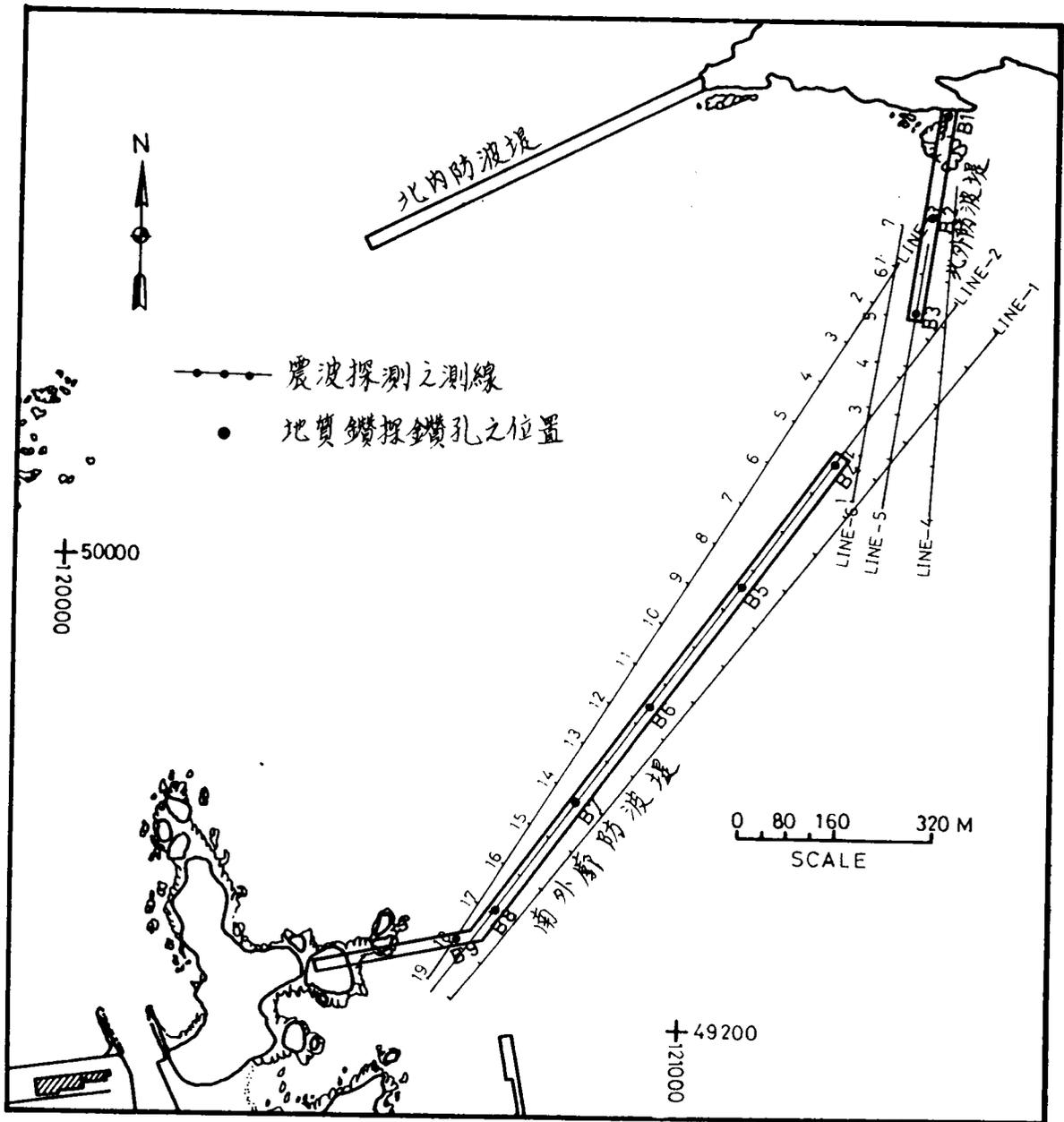
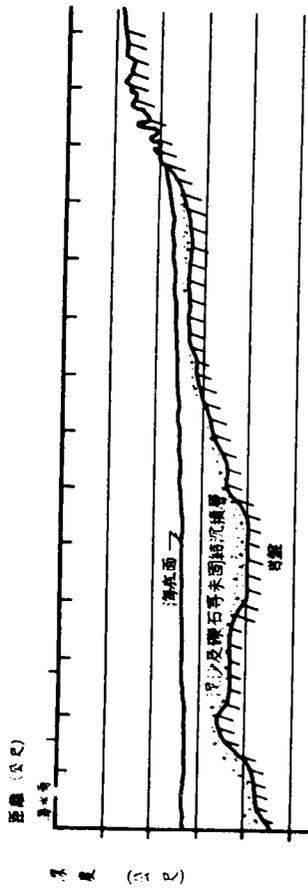
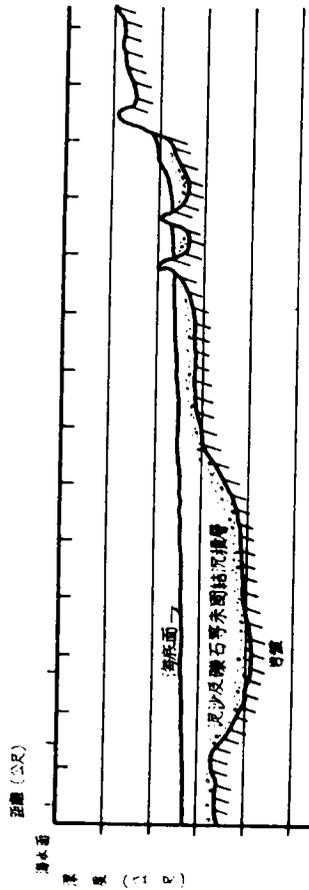


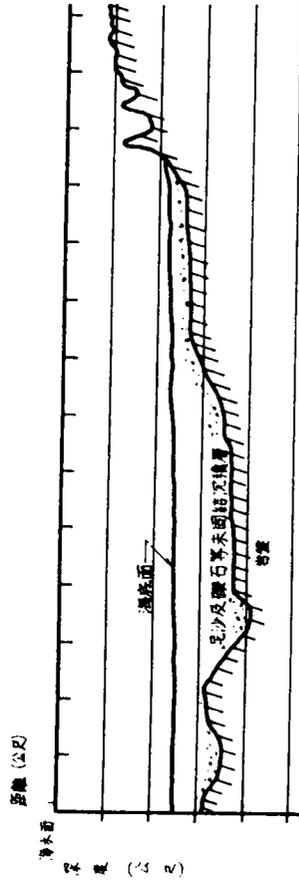
圖3.3 蘇澳港外堤海底基礎震波探測線及鑽探孔位圖



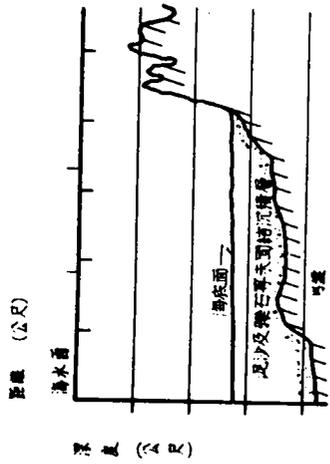
第 1 測線地質剖面圖



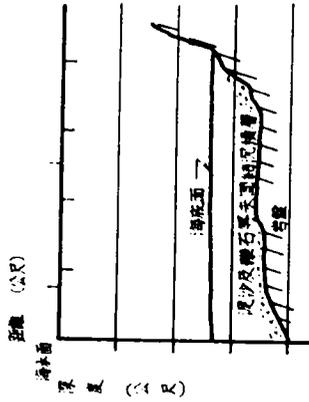
第 2 測線地質剖面圖



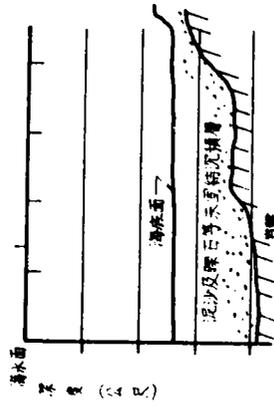
第 3 測線地質剖面圖



第 4 測線地質剖面圖

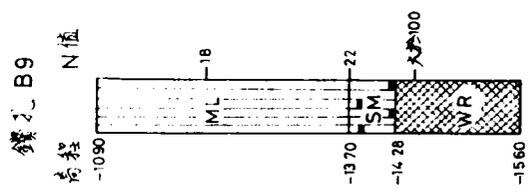
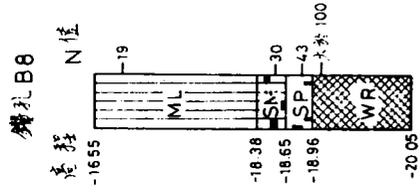
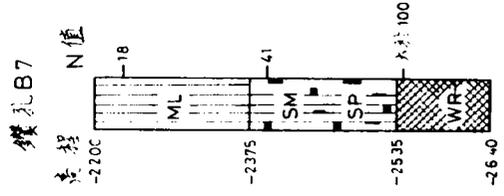
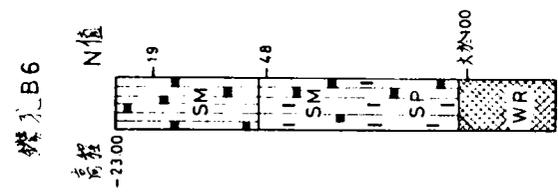
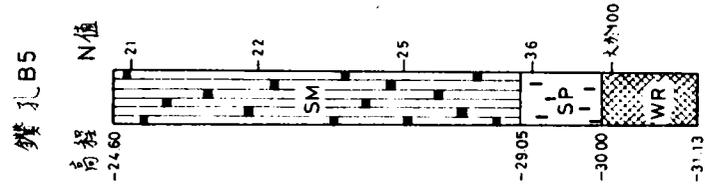
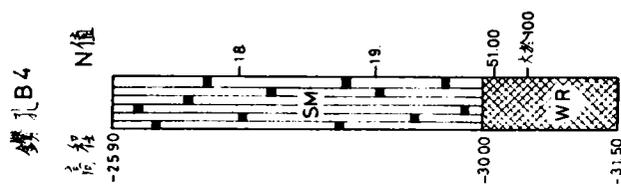
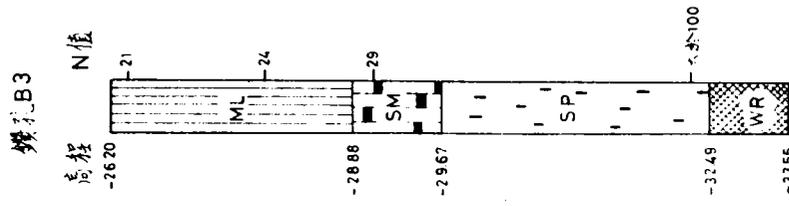
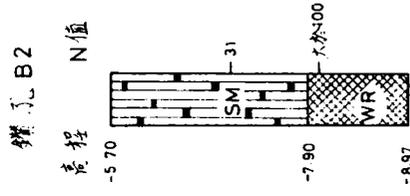
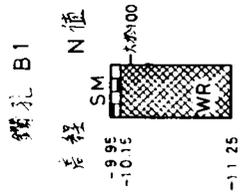


第 5 測線地質剖面圖



第 6 測線地質剖面圖

圖 3.4 蘇澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震澳港外堤震



註：鑽探柱狀圖中之代號規定如下。

- CL 粘土
- SM 砂土
- SP 砂配石或砂土
- ML 粉砂
- WR 風化岩層

圖3.5 蘇澳港外堤基礎鑽探孔柱狀圖

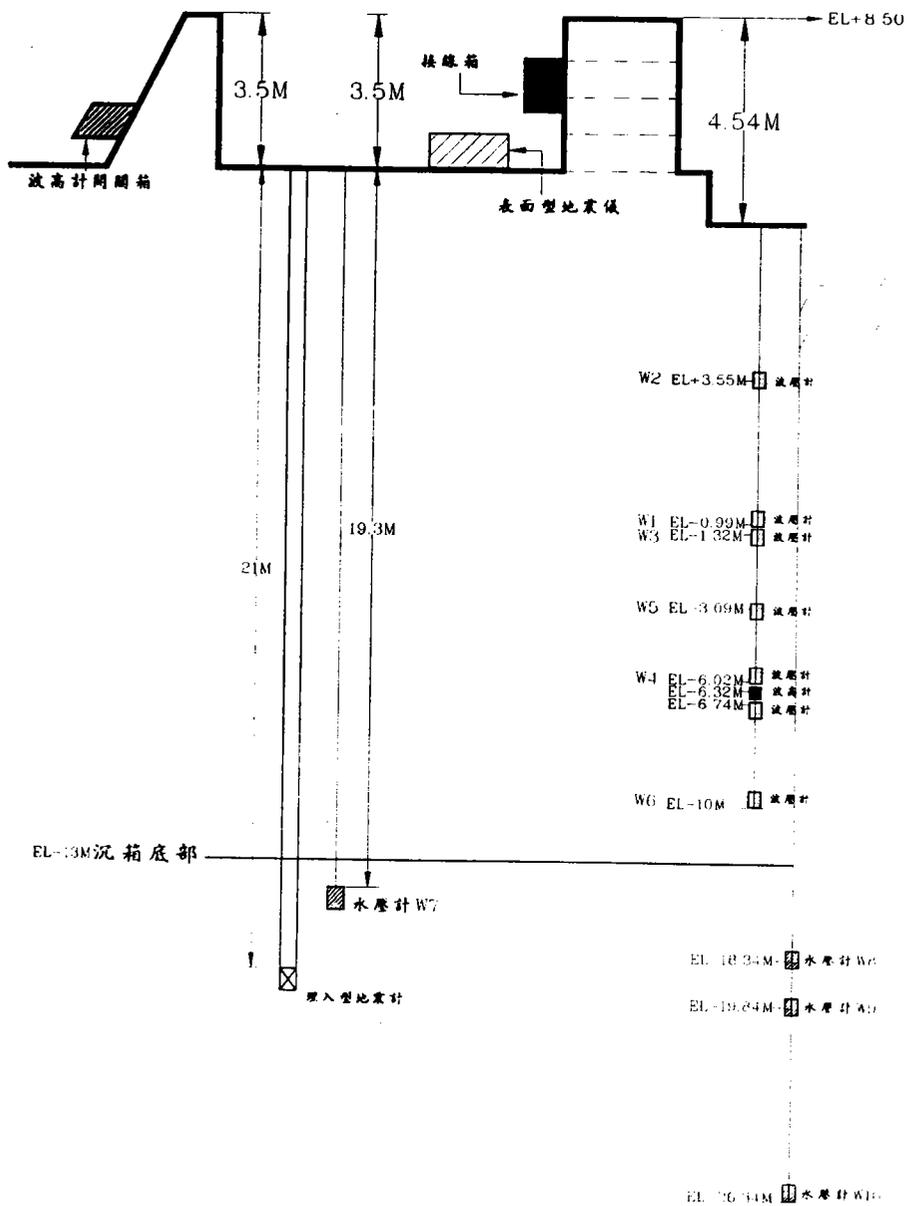


圖3.6 蘇澳港南外堤SB19沉箱鑽探孔位圖

## 第四章南外廓防波堤基礎穩定分析

### 4.1 概述

本章利用陳景文(1993)所整理之重力式海域平台基礎分析方法，配合規畫設計時之地質調查與改善工程規劃之地質鑽探與試驗所得之資料與數據進行南外廓防波堤基礎分析。由於南外廓防波堤之沈箱堤共有四種不同高度之沉箱，今僅以遭毀損之SB19號沉箱進行分析。

### 4.2 穩定性分析

Hove and Foss (1974) 及Young等人(1976) 歸納可能導致重力式海域平台基礎破壞之原因。今列述如下

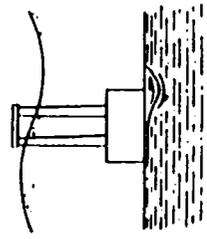
1. 基礎滑移
2. 基礎土壤承载力不足
3. 基礎下方之應力集中
4. 基礎土壤液化
5. 基礎土壤淘空現象

以上引起基礎破壞之原因，可由圖4.1所列的破壞型式表示。這些破壞型式，除土壤液化將在第五章中進行分析外，其餘在以下數節中分別討論。

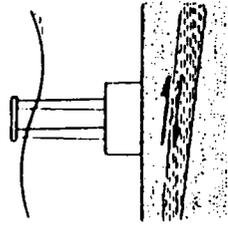
#### 4.2.1 基礎滑移

當結構物底部與基礎土壤接觸面之剪應力，大於土壤本身之剪力強度時，基礎將產生滑移現象(如圖4.1(a)所示)。滑移亦可能發生在基礎土壤砂土層與黏土層交界面(如圖4.1(b)所示)。

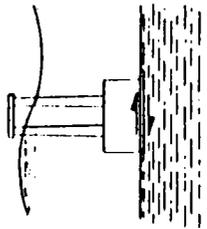
對座落於砂土層之重力式海域平台而言，最小摩擦力將產生在砂土層與結構物介面，或砂土層與黏土層介面。假設介面上之摩擦角為 $\delta$ ，而砂土層之內摩擦角為 $\phi$ 。則 $\tan \delta$ 值將小於 $\tan \phi$ 。



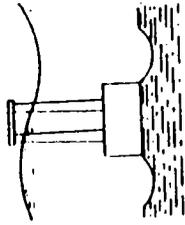
(c) 基礎土壤承载力不足



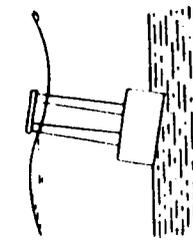
(b) 沿土壤介面滑移



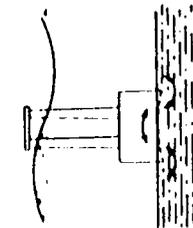
(a) 沿基礎-土壤介面滑移



(f) 土壤掏空



(e) 土壤液化



(d) 結構摇晃導致土壤破壞

圖4.1 重力式海域平台破壞型式(摘自Tirant, 1979)

Eide (1974) 建議在砂土層上之抗滑移安全係數FS，可以下式求得

$$FS = \frac{\tan \delta}{\tan \lambda} \quad (4.1)$$

而  $\tan \lambda = \frac{F_h}{F_{v \min}}$  (4.2)

其中  $F_h$ : 作用於結構物之水平力

$F_{v \min}$ : 作用於結構物之最小垂直應力

平台基座與砂土層間之摩擦角  $\delta$ ，可由試驗求得。

置放於黏土層上之重力式海域平台的抗滑移安全係數，可由下式求得

$$FS = \frac{A \cdot \tau_f}{F_h} \quad (4.3)$$

其中  $A$ : 平台基礎之底面積

$\tau_f$ : 黏土之剪力強度

Dawson (1983) 建議，採用下列公式計算結構物之抗滑移應力  $f_u$

$$f_u = C + \frac{F_{v \min}}{A} \cdot \tan \phi \quad (4.4)$$

其中  $C$ : 基礎土壤凝聚力

則安全係數可依下式求得

$$FS = \frac{f_u \cdot A}{F_h} \quad (4.5)$$

一般而言，安全係數在2.5至3.0之間，則合乎安全設計要求。

今以Dawson(1983)之建議計算抗滑移應力  $f_u$ 。步驟如下：

### 1. 沉箱重量計算

沉箱之斷面與尺寸依蘇澳港興建工程報告第一冊(p.167, p.175)，乃圖3.1及圖3.2而計算。依興建工程報告第一冊(p.175)，SB19沉箱含封頂，則鋼筋混凝土之體積為 $2311.22\text{m}^3$ ，封頂混凝土之體積為 $1950\text{m}^3$ ，填砂體積為 $9526.78\text{m}^3$ (見圖3.2)。若設計之海水面(+2.5m)位於沉箱之頂面下2.5m(如圖4.2)，鋼筋混凝土，混凝土及沉箱填砂料之單位重分別為 $2.45\text{t/m}^3$ ， $2.35\text{t/m}^3$ 及 $1.8\text{t/m}^3$ ，則沉箱之總重計算如下：

$$2.45 \times 2311.22 + 2.35 \times 1950 + 1.8 \times 9526.78 = 27394 \text{ ton}$$

假設海水單位重為 $1.03\text{t/m}^3$ ，浸水重計算如下：

$$27394 - 1.03 \times 25 \times 25 \times 21.6 = 13553 \text{ ton}$$

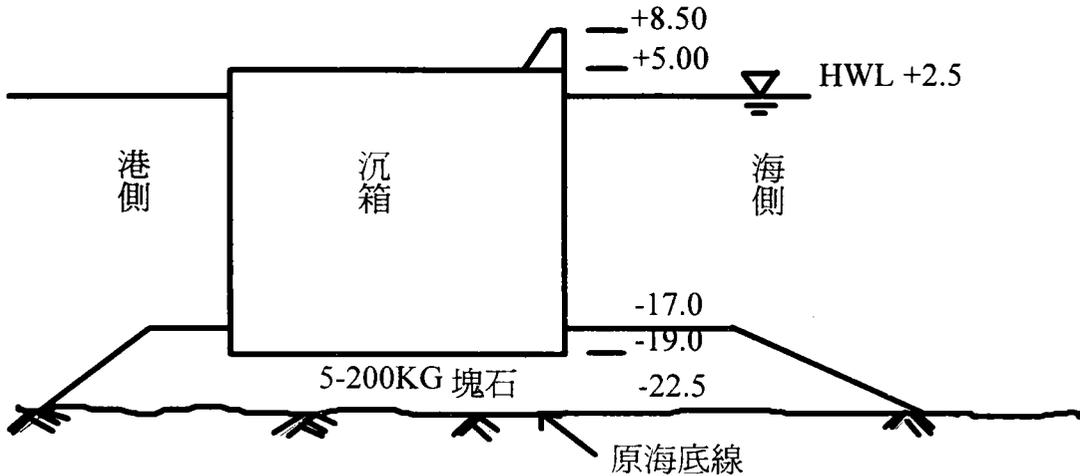


圖4.2沉箱佈置圖

## 2. 沉箱承受之波壓

採用合田(Goda)波壓公式如下：

(a) 沉箱海測之波壓強度(參見圖4.3)

$$P_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta) \cdot W_0 \cdot H_{\max}$$

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

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1$$

$$P_4 = P_1 \cdot \left(1 - \frac{h_c}{\xi^*}\right)$$

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

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

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

式中

$h$ ：堤前水深

$d$ ：堤基上之水深

$h'$ ：直立部底面至靜水面之高度

$w_0$ ：海水密度(=1.03ton/m<sup>3</sup>)

$h_b$ ：由防波堤壁外向外海之五個設計波長處之水深

$\beta$ ：主波方向與防波堤壁面成垂直線之夾角

$H_{max}$ ：設計最大波高

(b)浮力及揚壓力：

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos b)a_1 \cdot a_3 \cdot w_0 \cdot H_{max}$$

浮力只考慮在設計潮位時，於靜水中因沉箱體積排水減少之重量，揚壓力不論有無越波，均採用前趾壓力強度 $P_u$ ，後趾壓力強度為0之三角分佈作用於直立部底面。相關壓力大小表示如圖4.3。

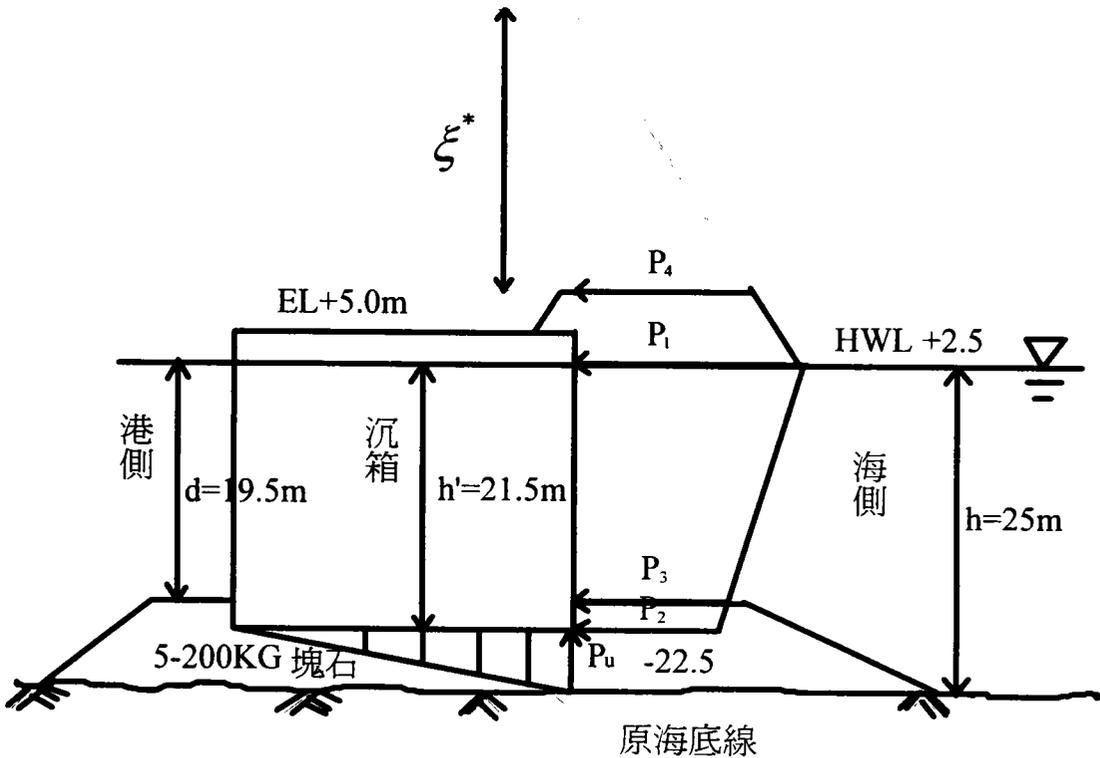


圖4.3作用於沉箱之波壓力圖

依據原規劃方案所提設計條件(興建工程報告第一冊, p.153)

$$\beta = 17^\circ$$

$$H = 9.0m = H_{1/3}$$

$$T = 13\text{sec}$$

$$L_0 = 1.56T^2 = 264m$$

$$L = L_0 \cdot \tanh \frac{2\pi d}{L} \Rightarrow L = 183.4m$$

$$H_{\max} = 1.63H = 14.67m$$

依地層震波剖面圖(興建工程報告第一冊, p.142), 估計海底坡度  $S=1/92$ , 則

$$\xi^* = 0.75(1 + \cos \beta) \cdot H_{\max} = 21.52$$

$$4\pi h / L = 1.71$$

$$\cosh(4\pi h / L) = 2.68$$

$$\cosh(2\pi h / L) = 1.39$$

$$\sinh(4\pi h / L) = 2.67$$

$$h_b = (22.5 + \frac{9 \times 5}{92}) + 2.50 = 25.5m$$

$$h_c = 8.5 - 2.5 = 6.0m$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left[ \frac{4\pi \cdot 25 / 183.4}{\sinh(4\pi \cdot 25 / 183.4)} \right]^2 = 0.805$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{25.5 - 19.5}{3 \times 25.5} \left( \frac{14.67}{19.5} \right)^2, \frac{2 \times 19.5}{14.67} \right\} = 0.0442$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{21.5}{25} \left[ 1 - \frac{1}{\cosh(0.855)} \right] = 0.76$$

$$P_1 = \frac{1}{2} (1 + \cos 17^\circ) (0.805 + 0.0442 \cdot \cos^2 17^\circ) \cdot 1.03 \cdot 614.67 = 12.46t / m^2$$

$$P_2 = P_1 / \cos(2\pi h / L) = 8.964t / m^2$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 = 0.76 \times 12.46 = 9.47t / m^2$$

$$P_4 = P_1 \cdot \left( 1 - \frac{h_c}{\xi^*} \right) = 12.46 \times \left( 1 - \frac{6}{21.52} \right) = 8.99t / m^2$$

計算所得結果示於圖4.4中

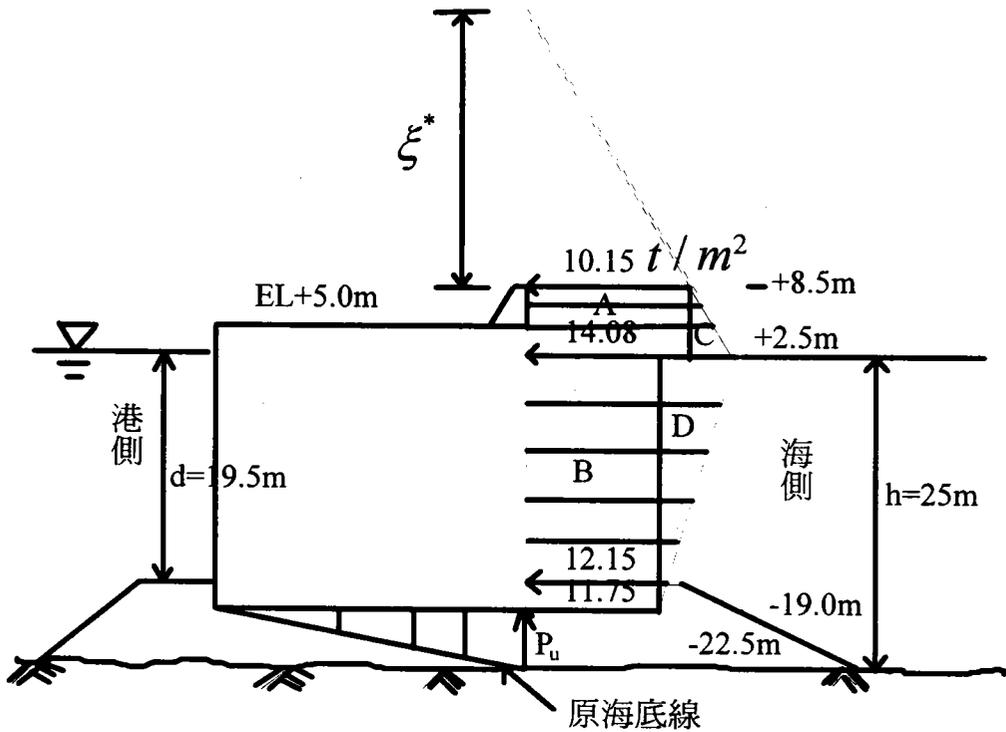


圖4.4沉箱波壓大小及計算圖

波壓力P(t/m)	作用點(m)	力矩M(t.m/m)以-19m為基準
A $8.99 \times 6 = 53.94$	$3 + 21.5$	1321.53
B $8.96 \times 21.5 = 192.64$	$21.5 / 2$	2070.88
C $(12.46 - 8.99) \times 6 / 2 = 10.41$	21.5	223.82
D $(12.46 - 8.96) \times 21.5 / 2 = 37.63$	$21.5 \times 2 / 3$	539.36
$\Sigma$ 294.62		4155.6

波壓力合力作用點位置

$$h_0 = \frac{\Sigma M}{\Sigma P} = \frac{4155.6}{294.62} = 14.1m$$

揚壓力 $P_u$ 計算如下：

$$P_u = \frac{1}{2}(1 + \cos\beta)\alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \omega_0 \cdot H_{\max} = \frac{1}{2}(1 + \cos 17^\circ) \\ \times 0.805 \times 0.76 \times 1.03 \times 14.67 = 9.04 t/m$$

總揚壓力  $U_0 = \frac{1}{2} \times 9.04 \times 25 = 113 t/m$

波壓力合力作用點位置  $h_0 = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{4820}{350.34} = 13.76 m$

### 3. 沉箱滑動安全係數之檢核

(a) 塊石基礎未損壞前

沉箱基礎寬 $B=25m$

沉箱直立部在水中之重 $W=13553/25 = 542.12 \text{ ton/m}$

水平波力 $F=294.62 \text{ ton/m}$

興建工程報告第一冊(p.156)建議取鋼筋混凝土沉箱對塊石之摩擦係數 $\mu=0.6$ ，滑動檢核之安全係數取1.2(p.154)。則

$$SF = \frac{\mu(W - U_0)}{F} = \frac{0.6 \times (542.12 - 113)}{294.62} = 0.874 < 1.2 \quad \text{N. G.}$$

(b) 根據「台灣省政府交通處港灣技術研究所蘇澳港改善工程現場觀測系統完工報告書」(p.9)，沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，塊石基礎已有部份流失。損壞後因基礎寬度減小，作用在基礎底面單位長度之沉箱重將加大，而揚壓力反而減小，惟因基礎已損壞，因而再計算其結果將不具實質意義。

#### 4.2.2 沉箱之傾倒檢核

水平波力對沉箱所造成之彎矩若大於沉箱本身重量所造成之抵抗彎矩，可能使沉箱產生傾倒現象。沉箱傾倒檢核之配置如圖4.5所示。

##### 1. 基礎未損壞前 B=25m 以O點為轉動中心

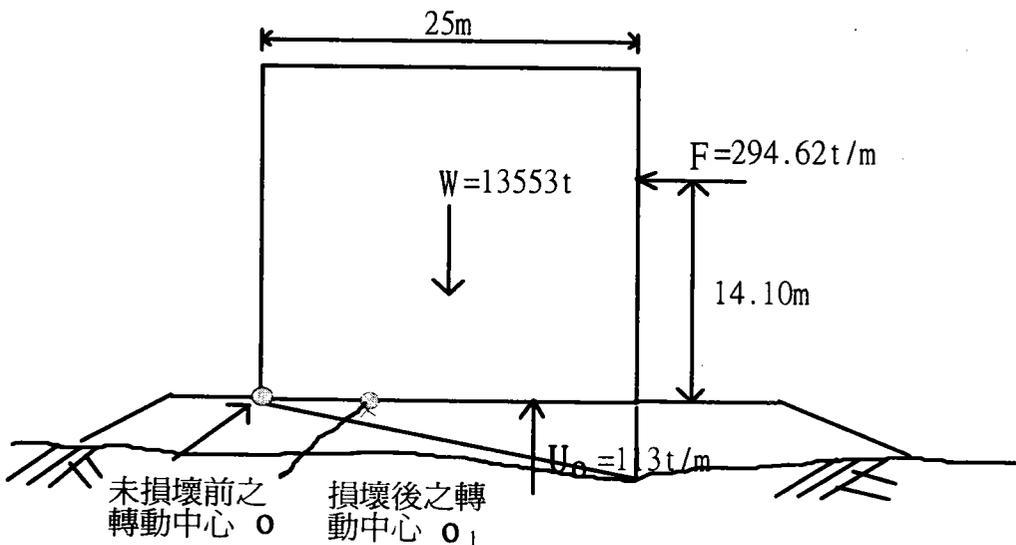


圖4.5沉箱傾倒檢核配置圖

$$\text{波力力矩 } M_O = F \times h_0 = 294.62 \times 14.10 = 4155.6 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{揚壓力 } M_U = 113 \times (2/3) \times 25 = 1883.3 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

$$\text{抗傾倒力矩 } M_R = W \times \frac{B}{2} = \frac{13553}{25} \times \frac{25}{2} = 6776.5 \text{ t}\cdot\text{m/m}$$

興建工程報告第一冊(p.156)建議傾倒檢核之安全係數取2.0 (p.154)。

$$SF = \frac{6776.5}{4155.6+1883.3} = 1.12 < 2.0 \quad N. G.$$

2. 由於沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，依其所測之整平線，基礎之轉動中心應在O1處。基礎損壞後其抗傾倒力矩減小，導致抗傾倒之安全係數更加減少，倘基礎損壞部份未儘速予以修護，將造成沉箱之全面傾倒破壞。

#### 4.2.3 承载力分析

當作用於基礎土壤之剪應力超過土壤之剪力強度時，基礎土壤將可能由於承载力不足而破壞（如圖4.1c）。Bjerrum (1973) 建議置於緊密砂土層之重力式海域平台承载力，可由下式求得

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (1 - 2e)^2 \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma \quad (4.6)$$

其中，

$q_u$  : 土壤之承载力

$\gamma'$  : 土壤在水中之單位重

$B$  : 海域平台基座寬度

$N_\gamma$  : 土壤承载力因素

$e$  : 偏心率

$B'$  : 海域平台基座有效寬度

$S_\gamma$  : 形狀因素

$i_\gamma$  : 作用力傾斜因素

式(4.6)中之各項定義，表示於圖4.6中。其中，偏心率 $e$ 、與偏心距 $E$ 之關係可由下式計算得之

$$e = \frac{E}{B} \quad (4.7)$$

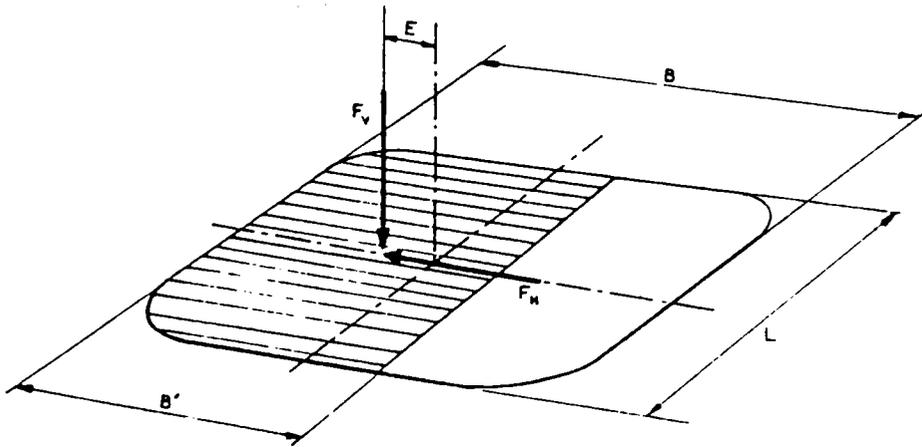
偏心矩 $E$ ，可由作用於結構物之傾覆彎矩 $M$ ，與作用於結構物之最小垂直載重 $F_{v \min}$ 求得，如下所示

$$E = \frac{M}{F_{v \min}} \quad (4.8)$$

式(4.6)中之 $N_f$ 值與土壤之內摩擦角 $\phi$ 有關。多位學者所提議之 $N_f$ 值與 $\phi$ 角之關係示於圖4.7中。由圖可見，各學者所得結果相當分歧。 $N_f$ 值一般均由半經驗方式，由較小之比例模型試驗求得。模型試驗結果，尚可應用於一般淺基礎設計，但要用於計算較大寬度基座重力式海域平台之承載力，則比例效應(scale effect)應加以考慮。Bjerrum (1973)認為Hansen (1970)所提議之 $N_f$ 與 $\phi$ 之關係(圖4.7粗線)，所設計寬度1公尺以下淺基礎之承載力，可得到較滿意之結果。但若基礎寬度超過1公尺，則利用圖4.7之 $N_f$ 值計算將超估基礎之承載力。根據挪威地工學院(NGI)在歐洲北海油田設計重力式海域結構物之經驗，Bjerrum認為在使用Hansen提議的 $N_f$ 值時，當基礎寬度每超過10的一次方公尺時，土壤之內摩擦角要折減1至4度。在Hansen做直傾斜 $N_f$ 與 $\phi$ 之關係中，內摩擦角則由三軸壓縮試驗求得。

若基礎置放於堅硬黏土層上，則可採用Meyerhof (1953)所提議之承載力公式

$$q_u = C_u \cdot N_c \cdot (1 - 2e) \cdot S_c \cdot i_c \quad (4.9)$$



$$q = \frac{1}{2} r B N_r (1 - 2e)^2 s_i i_r$$

集中載重作用下之垂直承载力 =  $\frac{1}{2} r B N_r$

偏心因数 =  $(B' = B(1 - 2e))$

形狀因数 =  $1 - 0.4 \frac{B'}{L} i_r$

傾斜係數 =  $\left[ 1 - 0.7 \frac{F_H}{F_v} \right]^5$

圖4.6 砂土之承载力(摘自Bjerrum, 1973)

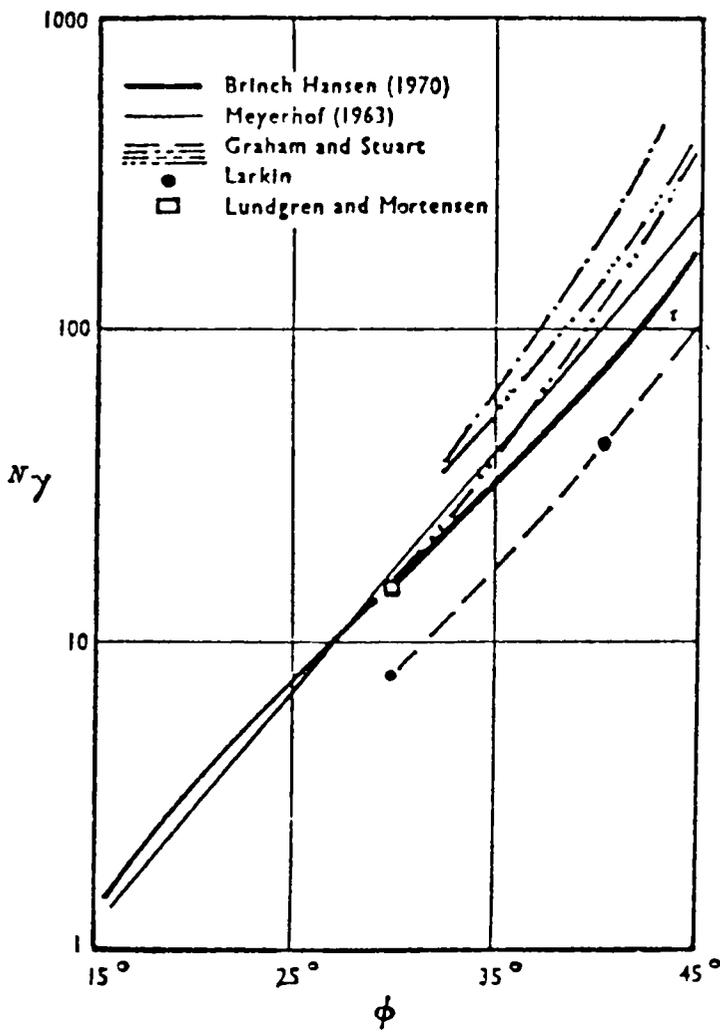


圖4.7 承載力因素值與內摩擦角之關係(摘自Bjerrum, 1973)

其中  $C_u$ : 土壤不排水剪力強度

$N_c$ : 承载力因素，與內摩擦角有關，當  $\phi = 0$  時， $N_c = \pi + 2 = 5.14$

$S_c$ : 形狀因素

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B'}{L} \quad (4.10)$$

其中  $i_c$ : 作用力傾斜因素

$$i_c = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 \quad (4.11)$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{F_h}{F_{v \min}} \quad (4.12)$$

今利用如前所示Bjerrum(1973)建議重力式海域平台基礎之承载力分析沉箱基礎面所受之壓力，相關尺寸示於圖4.8中

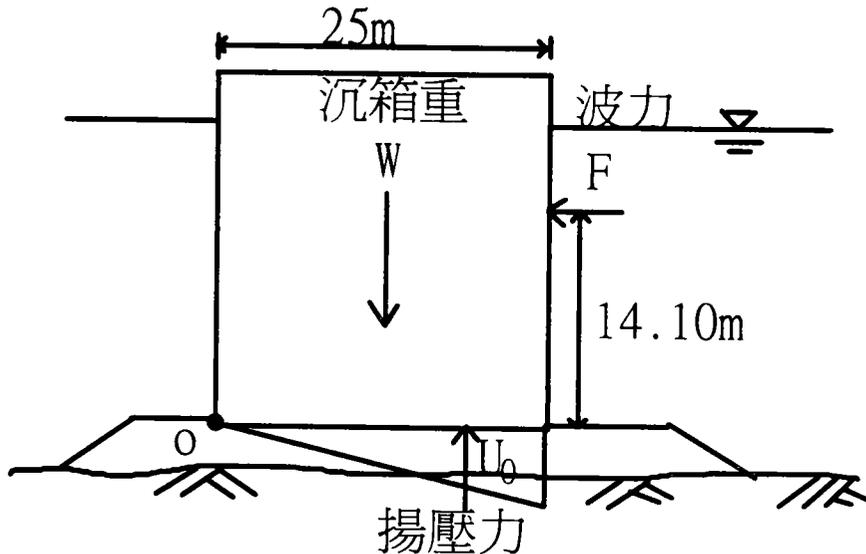


圖4.8基礎承载力分析配置圖

由興建工程報告第一冊(p.163)建議取鋼筋混凝土塊石對塊石之摩擦係數 $\mu=0.8$ 。由 $\tan\psi=0.6$  則 $\psi=38.66^\circ$ ，查表得 $N_r=86$ 。

偏心距 $E$ 可求得如下

$$E = \frac{F \cdot h_0 + U_0}{F_v} - \frac{B}{2} = \frac{4155.6 + 1883.3}{542.12} - 12.5 = 11.14 - 12.5 = -1.36 \text{ m}$$

$$E < \frac{B}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ m}$$

$$\therefore P_{\max} = \left(1 + 6 \frac{E}{B}\right) \frac{W}{B} = \left(1 + 6 \times \frac{1.36}{25}\right) \frac{542.12}{25} = 28.76 \text{ t/m}^2$$

$$e = E/B = 1.36/25 = 0.0544$$

$$B = B(1 - 2e) = 25(1 - 2 \times 0.0544) = 22.28$$

$$i_y = 1 - 0.7 \frac{F_H}{F_v} = 1 - 0.7 \frac{294.62}{542.12} = 0.62$$

$$S_y = 1 - 0.4 \frac{B}{L} i_y = 1 - 0.4 \frac{22.28}{25} \cdot 0.62 = 0.779$$

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_r \cdot (1 - 2e)^2 \cdot S_y \cdot i_y \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \times 25 \times 86 \times (1 - 2 \times 0.0554) \times 0.779 \times 0.62 = 412.37 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$SF = q_u / p_{\max} = 412.37 / 28.49 = 14.34 > 2.5 \quad \text{OK}$$

#### 4.2.4 基礎下方之應力集中

基礎下方應力集中現象，可能在以下兩種不同的情況產生。

1. 在風浪的反覆載重之下，較高的剪應力可能集中於結構物基座邊緣。應力集中將導致基礎邊緣土壤剪力強度降低而造成結構物不穩定現象如圖4.1(d)。
2. 由於一般重力式海域結構物，乃直接置於未整平之海床上。因此，在安置完妥後，結構物有可能僅放置於幾處海床凸出物上。局部性的點接觸，將造成基座下方應力集中現象。

以上第一種情況至今尚無較嚴謹的分析方法可解。一種可接受的近似解，可由基礎土壤之承载力及基座邊緣之應力分佈情況求得。因求解過程較長，在本文中省略不述。

第二種情況則可根據Bjerrum (1973) 的假設而簡化問題，以求得近似解。今假設一重力式海域結構物置於水平砂質海床上。在基礎中央有一直徑為  $D$ ，高為  $\Delta H$  之圓錐凸出物（見圖4.9）。依彈性力學原理，則平均接觸應力  $q$  可由下式算得

$$q = \alpha \frac{\Delta H}{D} \quad (4.13)$$

其中  $\alpha$  為與基礎土壤之楊氏模數  $E$  及柏松比有關的常數。

$$\alpha = \frac{E}{1 - \mu^2} \quad (4.14)$$

若依塑性力學原理，則接觸應力之極限值則等於極限承载力，其值可由下式算得

$$q = \frac{1}{2} \gamma' \cdot D \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot i_\gamma = \eta \cdot D \quad (4.15)$$

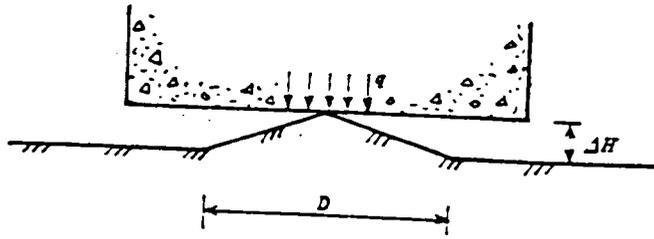
根據式(4.13) 及式(4.15)則一固定高為  $\Delta H$  之圓錐凸出物之接觸應力，可由上二式所繪得之  $q$  與  $D$  之曲線交點求得(見圖4.9)。

由於沉箱下方之塊石基礎在築堤過程中，其50kg-200kg之塊石先用整平船進行粗整平，而表面厚約50cm之5kg-50kg之較小塊石再用人工修整。且在不同高度沉箱相接處之基礎，再利用下降方塊處理（參見圖4.10）。南外堤基礎應無應力集中現象產生。

#### 4.2.5 基礎土壤淘空現象

波浪或海流可能對結構物基礎周圍土壤造成淘空。基礎土壤被沖刷移走後，將造成基礎承载力降低，而導致結構物傾斜或倒塌，見圖4.1(f)。海流之流速及基礎土壤之粒徑大小分佈，將影響淘空之速率。一般在設計重力式海域結構物時，均在結構物基礎底端四周裝設裙際 (skirt) 用以貫入海床防止淘空現象。

SB19沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，其產生之原因是由於波浪之沖刷，海流之沖失仰或塊石本身之不穩定，須進行相當精細之調查與觀測，始能斷定。然而；其所造成之現象與基礎土壤淘空所造成之結果相同。故應考慮加長基礎披護層之寬度和重量，以增加波浪作用方向之抵抗力。



- (1) 彈性力學解法
- (2) 塑性力學解法

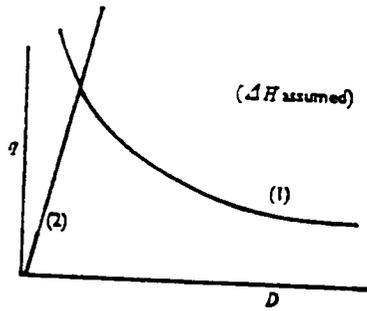


圖4.9 不平整海床引起之應力集中(摘自Bjerrum, 1973)

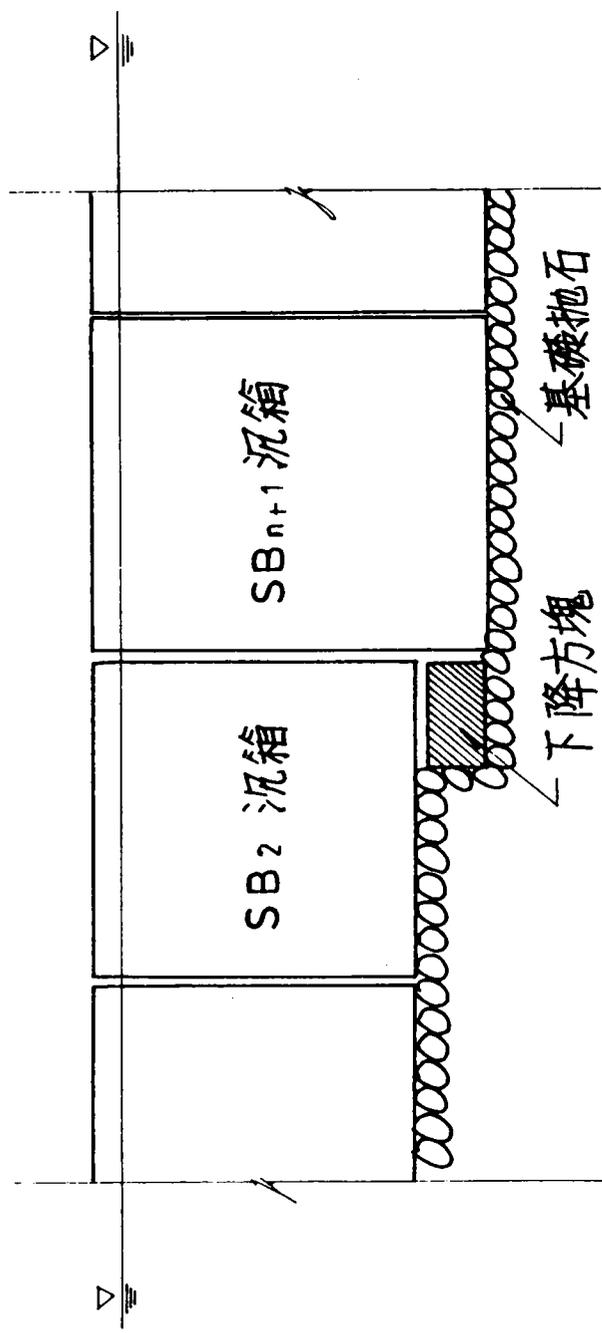


圖4.10 沉箱基礎下降示意圖

### 4.3 沈陷量分析

重力式海域平台之總沈陷量，可由下列沈陷分量之總和求得。

1. 初始沈陷量
2. 壓密沈陷量
3. 次要沈陷量
4. 風暴引起之沈陷量

南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成，平均厚度約2m-4m。沉箱拖放至預定位置並回填砂石，此時沈陷量最大，可是為初始沈陷量。根據蘇澳港興建工程報告第一冊(p.205)，沉箱一般在10天內產生20cm之沉陷量，一年內則約為20cm-30cm左右。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，乃難以臆測。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱之一項弱點，應無庸置疑。由塊石拋放整平組成之基礎可視為砂土層，應無壓密沈陷量及次要沈陷量產生。今僅就風暴引起之沈陷量分析如下。

由風暴引起之週期性垂直及水平力之增加及傾覆彎矩之增量，將對結構物產生超額位移量。分析這些力及彎矩同時對結構物造成之影響，相當繁雜。但若僅單獨計算個別增量對結構物造成的影響，則可採用較簡單的模式得到近似解。Janbu (1979) 以質量-彈簧模式 (mass-elastic spring analog) 對單獨由水平、垂直及傾覆彎矩增量引起之位移量，提出下列解法

$$x = \frac{\Delta F_h}{5G \cdot R} \quad (4.16)$$

$$y = \frac{\Delta F_v}{6G \cdot R} \quad (4.17)$$

$$\varphi = \frac{\Delta M}{4G \cdot R} \quad (4.18)$$

其中， $x$ 、 $y$ 和 $\varphi$ 分別為水平、垂直力及傾覆彎矩增量， $\Delta F_h$ 、 $\Delta F_v$ 和 $\Delta M$ 所造成之水平及垂直位移和傾角。 $G$ 為基礎土壤之剪力模數， $R$ 為基礎等量半徑。

今將以Janbu之公式計算SB19沉箱之水平位移，垂直沈陷與轉動傾角。式(4-16)，式(4-17)和式(4-18)中所須之水平、垂直力及傾覆彎矩增量分別由防波堤設計波浪資料計算所得(見4.2.1及4.2.2節)。而基礎土壤之剪力模數 $G$ ，則由本改善工程現場觀測及地質鑽探與試驗計畫中，由地震儀孔鑽取時，以薄管取不擾動土樣，供作土壤動態性質試驗之結果及假設Poisson's ratio,  $\nu=0.35$ 求得。土壤動態性質試驗結果示於附錄中。

今以如下數值計算。

$$\Delta F_h = 294.62.34 \times 21.5 = 6334.33 \text{ ton}$$

$$\Delta F_v = 13553 \text{ ton}$$

$$\Delta M = 4155.6 \times 25 = 103890.0 \text{ ton-m}$$

$$G = 10000 \text{ kpa} = 1020.5 \text{ t/m}^2$$

$$R = 25/2 = 12.5 \text{ m}$$

代入式(4-16)，式(4-17)和式(4-18)中。

$$x = \frac{\Delta F_h}{5G \cdot R} = 6334.33 / (5 \times 1020.5 \times 12.5) = 0.10\text{m}$$

$$y = \frac{\Delta F_v}{6G \cdot R} = 13553 / (6 \times 1020.5 \times 12.5) = 0.18\text{m}$$

$$\varphi = \frac{\Delta M}{4G \cdot R} = 103890 / (4 \times 1020.5 \times 12.5^3) = 0.01303 \text{ rad.} = 0.75^\circ$$

由以上之計算得知，在設計之波浪作用下，SB19沉箱將產生約10cm之水平位移，18cm之垂直沈陷量和0.75度之傾角。惟以上情況乃以基礎均為砂質土壤之條件下計算所得。然而，南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成。根據蘇澳港興建工程報告第一冊對防坡堤沉箱之沈陷觀測，沉箱一般在1天內產生20cm之沈陷量，一年內則約為20cm-30cm。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在同一觀測時間內，所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，殊難以判定。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱拋放塊石之一項弱點，應無庸置疑。

## 第五章海床土層穩定分析

### 5.1 概述

本章乃分析海床之土層在無結構物作用下之穩定行為。主要目的在於分析各種不同土層特性、波浪條件，以及海床所在水深位置，受波浪作用而造成工程困擾之影響深度。所謂影響深度，乃波浪作用下海床內土壤遭受液化與降伏破壞等工程困擾之最大土層深度。

一般而言，為使分析方法較方便乃將分析之結果製成圖表。因此，本文歸納波浪條件( $T$ 、 $H$ 與 $L$ )、水深( $h$ )與影響深度( $z_1$ )之可正規化特性，而將各種土層特性( $\rho'$ 、 $e$ 、 $\phi$ 等)之分析結果表示於同一圖表之上。以下依據之前所述二種土壤破壞機制而得不同分析方法。

### 5.2 海床液化深度分析

波浪作用下海床內孔隙水壓重新分佈並伴隨滲流力之產生，海床穩定分析方法一乃依據海床內滲流力與垂直覆土壓分佈情形而獲得。首先參照圖5.1(a)，圖中之兩條曲線分別代表飽和海床內垂直覆土壓與滲流力分佈情形。比較垂直有效覆土壓與滲流力於  $z=0$  之斜率，其大小分別為分別為  $m_1$  與  $m_2$ 。

$$\text{其中} \quad m_1 = \rho', \quad m_2 = p_0 \lambda = \frac{2\pi p_0}{L}。$$

然對於一般之波浪條件而言，通常  $p_0 \lambda = \frac{2\pi p_0}{L} < \rho'$  可成立，但除了較少數波高大之短波長波浪以外。由斜率的比較而可進一步推得如下之關係：  
有效覆土壓力  $>$  滲流力

亦即飽和海床內每個位置之有效覆土壓總是該點之滲流力，則此滲流力將不致造成土壤之液化。

當海床飽和度較小或屬部份飽和海床，且考慮波浪作用下孔隙水壓傳遞之阻尼效應明顯時，則部份飽和海床的阻尼與相延遲特性較明顯；其中以孔隙水壓分佈情形為例，孔隙水壓之波動振幅隨深度增加而急劇折減。因此，本文假設一個極端特例以模擬部份飽和海床之孔隙水壓分佈情況，其模擬假設情況如下二式：

$$p = p_0 \cos \omega t \quad \text{as } z = 0 \quad (5.1)$$

$$p = 0 \quad \text{as } z > 0 \quad (5.2)$$

以上二式之意義在於：假設波浪作用下動壓力傳遞進入海床內趨近零。故當海床於波浪波谷通過時，表面之動壓力為負而使海床解壓，則此負壓力伴隨產生滲流將引發土壤液化破壞，即導致海床不穩定之原因，此乃分析時之臨界狀況假設。

海床內滲流分佈可以下式表示之：

$$p = -p_0 \cos \omega t \quad (5.3)$$

參照圖5.1(b)，曲線1為部份飽和海床內滲流分佈，而曲線2為(5.1)、(5.2)二式之模擬假設。比較兩條曲線與垂直覆土壓之交點(p1與p2)，兩點之深度幾乎一致。因此，由(5.3)式得知：滲流最大值發生於波浪波谷時，並令其值與有效覆土壓相等，即可求出由滲流引起之最大液化貫穿深度，本文定義該深度為影響深度 $z_l$ ，其計算關係式可以下式表示之：

$$P_0 = \frac{H/2}{\cos 2\pi h/L} = \rho' z_l = \sigma'_c \quad (5.4)$$

上式作移項處理而得如下具正規化特性之關係式：

$$\frac{1/2 \rho'}{\cosh 2\pi h/L} = \frac{z_l}{H} \quad (5.5)$$

將(5.5)式以圖表表示，其結果如圖5.2所示；該圖之橫軸( $h/L$ )與縱軸( $z_l/H$ )座標為具正規化特性之座標軸。由分析圖表可知：若已知海床所在之水深 $h$ 、波高 $H$ 與週期 $T$ ，以及土壤密度 $\rho'$ ，則影響深度 $z_l$ 可由查圖求得。

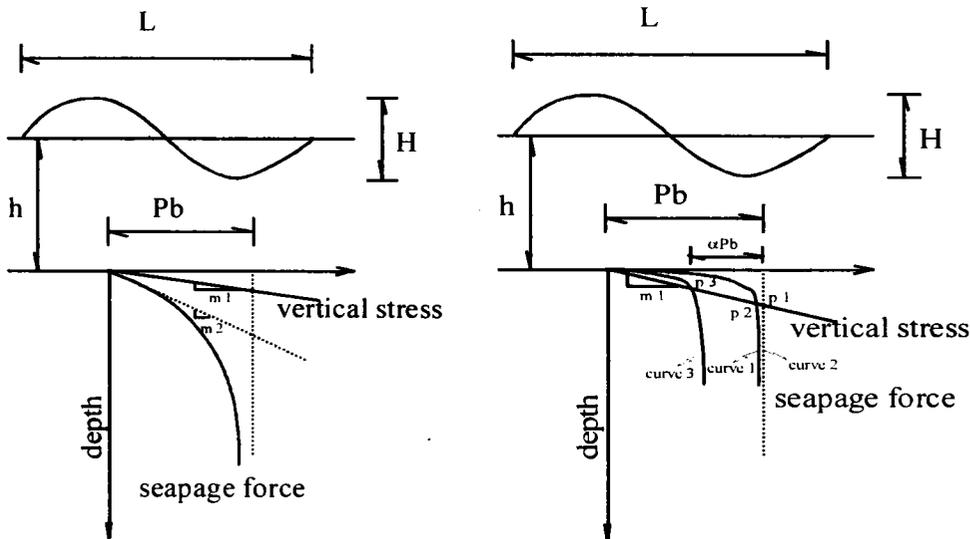
假設實際海床之滲流力分佈如圖5.1之曲線3情況，其中有效覆土壓力與滲流力曲線之交點在 $p_3$ ，且該點之滲流力為 $(1-\alpha)p_b$ 。則影響深度為 $z_{ml}$ ，海床穩定之分析可以(5.6)式計算之。

$$(1-\alpha)p_0 = \frac{(1-\alpha)H/2}{\cosh 2\pi h/L} = \rho' z_{ml} = \sigma'_c \quad (5.6)$$

比較(5.4)式與(5.6)式可知：實際海床之影響深度計算可由圖5.2與(5.7)式計算，亦即已知 $(z_l/H)$ 而可由(5.7)式計算 $(z_{ml}/H)$ 。

$$\frac{(z_{ml}/H)}{(z_l/H)} = 1-\alpha \quad (5.7)$$

其中 $\alpha$ 介於0至1，對於完全飽和海床而言， $\alpha$ 等於1。



(a) 飽和海床

(b) 部份飽和海床

圖5.1海床內垂直覆土壓與滲流力分佈情況示意圖

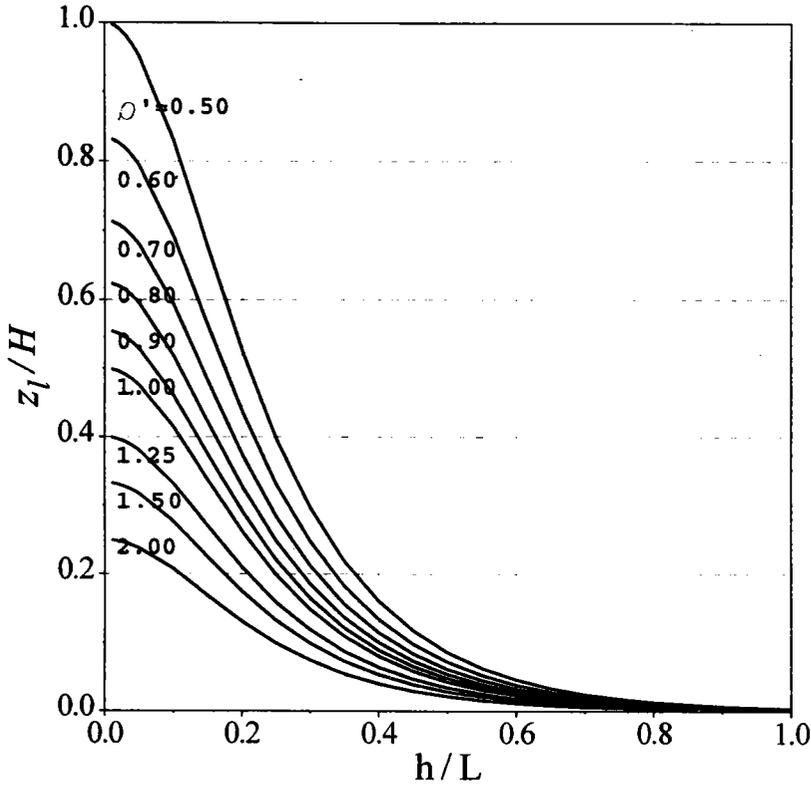


圖5.2海床液化破壞曲線

### 5.3 海床降伏深度分析

海床穩定分析方法二乃基於土壤解壓而達到應力降伏破壞。分析過程須假設反覆應力振幅與軸差應力之大小分佈以提供分析準則之用。對於部份飽和海床而言，其分析準則定訂可借助(5.8)與(5.9)二式以模擬平均主應力反覆加載作用，表示成如下二式：

$$\text{反覆應力振幅 } \Delta p_a = p_0 \quad (5.8)$$

$$\text{軸差應力 } 2q = 2p_0 \lambda z e^{-\lambda z} \quad (5.9)$$

當土壤受平均主應力反覆加載作用，且於週期載重下之應力解壓相位，其臨界降伏破壞應力狀況可由(5.10)與(5.11)二式分析。則已知波浪條件與土層狀況，即可利用(5.11)式依據疊代方式求出影響深度 $z_1$

$$\text{解壓時之平均有效應力 } \sigma'_c = \sigma'_{c0} - \Delta p_a = \sigma'_{c0} - p_0 \quad (5.10)$$

$$\text{解壓時達降伏破壞狀態 } \sin \phi = \frac{q}{\sigma'_c} = \frac{p_0 \lambda z e^{-\lambda z}}{\sigma'_{c0} - p_0} \quad (5.11)$$

圖5.3即利用(5.11)式而將不同土壤密度分析結果表示於 $h/L$ 與 $z_1/H$ 座標上。

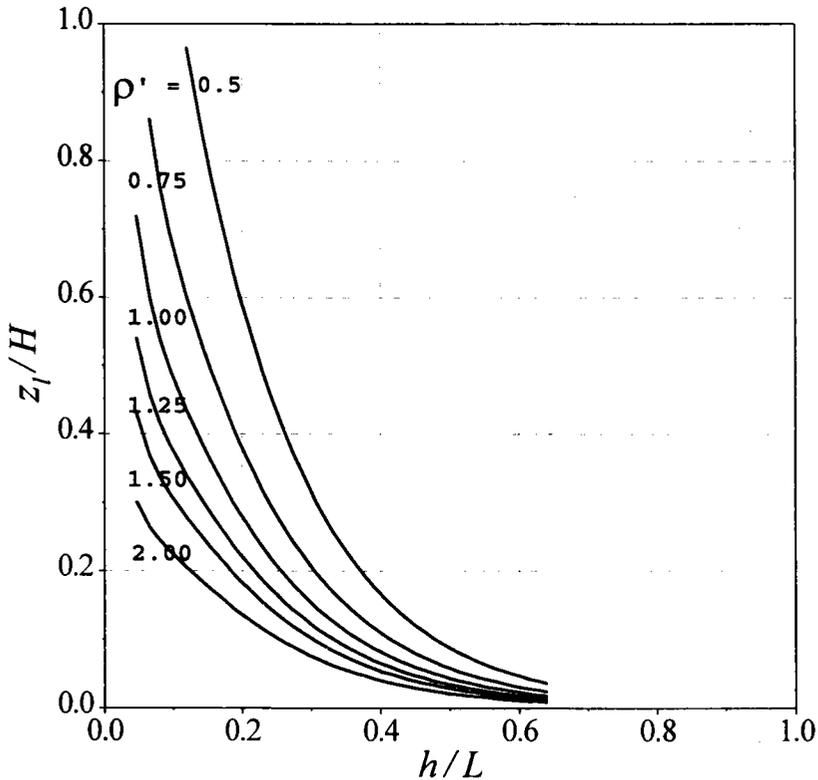


圖5.3海床降伏破壞曲線

#### 5.4 南外廓防波堤海床穩定分析

今取外廓防波堤堤前設計波浪之條件以進行海床穩定分析。茲將設計波浪條件列於下：

波高 $H=9.0\text{m}$

週期 $T=13.0\text{ sec}$

波長 $L=264\text{m}$

水深 $h=26\text{m}$ (SB19沉箱堤前)

海底土壤之浸水密度可由鑽探資料中取得為  $\rho' = 2.12\text{ton/m}^3$ ，利用以上資料，則可由圖5.2及圖5.3分別求得液化貫入深度及降伏破壞深度如下：

液化貫入深度 $=1.35\text{m}$

降伏破壞深度 $=1.25\text{m}$

若以改善工程現場觀測所提供之波浪資料(見附錄)，選取最大之量測值以1996年12月22日上午6時之波浪資料計算之。

有義波高 $H_{1/3}=2.62\text{m}$

有義週期 $T_{1/3}=8.9\text{ sec}$

波長 $L=123.5\text{m}$

水深 $h=26\text{m}$ (SB19沉箱堤前)

海底土壤之浸水密度可由鑽探資料中取得為  $\rho' = 2.12\text{ton/m}^3$ ，利用以上資料，則可由圖5.2及圖5.3分別求得液化貫入深度及降伏破壞深度如下：

液化貫入深度=0.18m

降伏破壞深度=0.12m

以上分析乃海床厚度在無限大之條件下計算所得。由鑽探資料得知南外廓防波堤基礎下方之砂質海床厚度平均僅約6m左右，且由海床埋設之水壓計量測所得之孔隙水壓(見附錄)與波浪資料，得知海床內孔隙水壓並無累積現象。因此，南外廓防波堤基礎下方之砂質海床產生液化現象之可能性不大。

## 第六章 防波堤之整建對策

### 6.1 概述

由第四章防波堤基礎之穩定分析，吾人可得知防波堤之損壞原因可歸於(1)沉箱抗滑力不足；(2)抗傾倒力矩不足；(3)沉箱承受波浪力搖動引起基礎破壞。針對上述三種損害原因，並參酌數起國內外海岸結構物之修復案例，則可提出合理之整建對策。

### 6.2 國內外防波堤整建案例

#### 6.2.1. 日本石川縣小松海岸擁壁式護岸

**災害位置概況：**海岸面向日本海，屬侵蝕性海岸，海底坡度較陡，海岸前灘由砂質土壤構成，海堤採擁壁式護岸加堤趾保護工而成。

**災害狀況：**1972年2月冬季風浪作用下造成前灘砂土減少，堤趾經洗掘沖刷後，波浪波力大增，護岸傾倒，堤趾工下沉造成災害。

**修復工法：**仍採原有構造，在堤趾處特別加強保護工，並加寬堤趾工成複式斷面。以防沖刷及下沉，如圖6.1。

#### 6.2.2. 日本靜岡富士市新濱地海岸消波工

**災害位置概況：**海岸位於日本三大急流富士川附近，海岸多漂砂影響，砂嘴發達，海底坡度呈 $1/5 \sim 1/7$ ，1000M水深線甚靠近海岸。

**災害狀況：**自1971年至1974年間遭受颱風侵襲，海岸消坡工大幅下陷及散亂。

**修復工法：**在吉原地區經修復設計斷面後，歷經幾次颱風均呈安定，該工法主要設置離岸堤以消滅波浪，消波工著重於堤趾之加強，平面及斷面如圖6.2。

### 6.2.3 日本德島縣T型突堤災害

**災害位置概況：**該海岸屬侵蝕性海岸，設有突堤群，堤趾保護工等，以保護後側低地住家安全。

**災害狀況：**經1974年9月第16號颱風波浪作用，突堤橫堤下沉，消波塊散亂，縱堤海側亦有部份下陷，並造成砂灘減少，灘線後退。

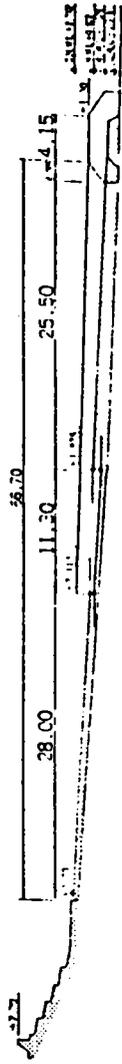
**修復工法：**將原有散落之突堤予以加高，拋放消波塊，回復原有斷面，修復斷面如圖6.3。

### 6.2.4 高雄港第二港口防波堤沉箱護基

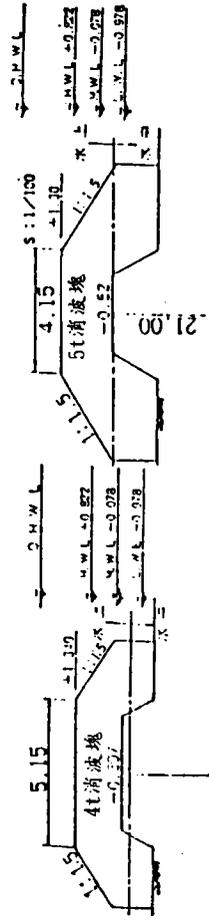
**維護概況：**高雄港第二港口自民國65年6月完工後，高雄港務局為維護防波堤堤趾安定，每年均作維護，每屆颱風季節過後，消波塊石均有沉陷情形，消波塊原設計坡度為1:1.2，現況調查一般呈1:0.46~1:1之間，顯現坡度因沉陷而呈陡狀。上項調查工作係國內調查最為完整之資料，該局每年編列預算經費約壹仟萬元左右，平均吊放15T級及20T級消波塊100~250塊。

**護岸對策：**經港務局多年研究結論，認為消波塊有沉陷傾斜現象，但並無流失，為防止堤趾淘刷沉陷，則應設置沉床工。由整建改善斷面使其護坡變緩，且加設沉床工後，基礎之穩定性，計畫改善斷面如圖6.4。

10. 南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成。沉箱一般在1天內產生20cm之沉陷量，一年內則約為20cm-30cm。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，殊難以判定。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱之一項弱點，應無庸置疑。利用Janbu提出風暴引起之沈陷量法配合土壤動態性質試驗結果計算沈陷量得在設計之波浪作用下，SB19沉箱將產生約10cm之水平位移，18cm之垂直沈陷量和0.75度之傾角。然而，由於各沉箱間均具有水平之連接，故沈陷量和傾角都可能小於計算值。
11. 取外廓防波堤堤前設計波浪之條件以進行海床穩定分析，求得液化貫入深度1.35m及降伏破壞深度1.25m。以改善工程現場觀測所提供之波浪資料求得液化貫入深度0.18m及降伏破壞深度0.12m。惟以上分析乃在海床厚度為無限大之條件下計算所得。由鑽探資料得知防波堤基礎下方之砂質海床厚度不大，且海床內孔隙水壓並無累積現象。因此，南外廓防波堤基礎下方之砂質海床產生液化現象之可能性不大。
12. 由防波堤基礎穩定分析，可得知防波堤之損壞原因可歸於(1)沉箱抗滑力不足；(2)抗傾倒力矩不足；(3)沉箱承受波浪力搖動引起基礎破壞。
13. 參酌國內外防波堤整建案例及沉箱設計直立堤之規定對於箱式直立堤設計準則之規定，可擬定整建計畫為(1)沉箱尺寸於波浪作用方向由原先25m增為35m；(2)沉箱內填巨積混凝土取代原先之回填土；(3)基礎部份護基工程予加強，求其澈底完善。依照擬定整建計畫，再進行基礎穩定分析，其安全係數均合乎規劃設計時之要求。但由於基礎水深達23m，故底床之施工不易，可考慮於港內側施打預力板樁，並加長護床之長度以增加側向之抗波力，如此則施工較為可行，而護基方塊可考慮較大型噸數之型塊，以免因基礎搖晃而移動流失。



縦断面図



縦堤横断面図及びび横堤横断面図

圖6.3 日本德島縣T型突堤

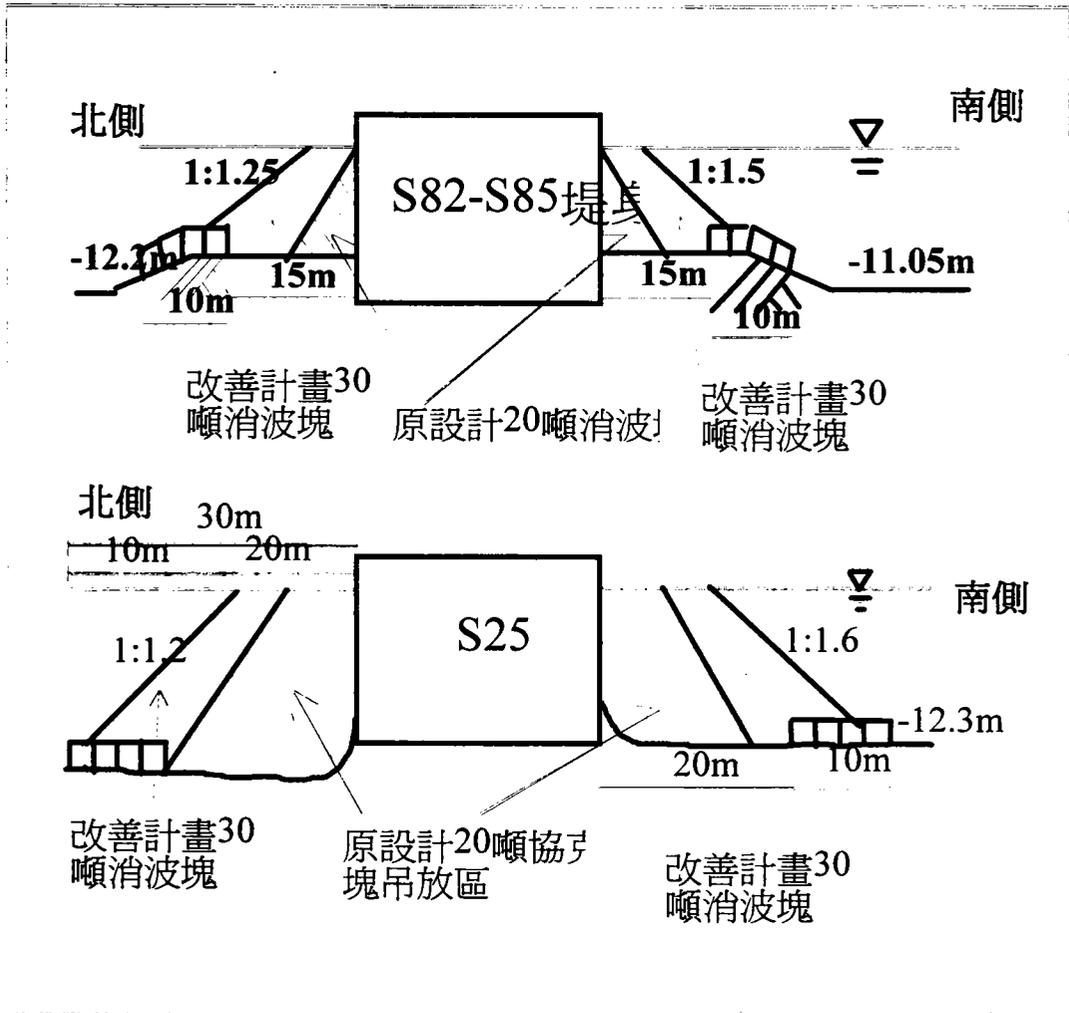


圖6.4 高雄港第二港口防波堤沉箱護基

### 6.3 沉箱設計直立堤之規定

依據海埔地開發工程設計標準之研擬規定設計準則如下：

一般規定：

- (1) 沉箱中空型塊之封頂混凝土厚度，以大於30cm為原則，堤前示性波高大於2m時，以大於50cm為原則。

- (2)應考慮堤面混凝土與堤身之整體性，法線方向每隔10m至20m間隔應設伸縮縫，若為沉箱式時，應以每座沉箱設一伸縮縫為原則。
- (3)方塊堤使用之方塊應儘量採用大型為宜，尤其最下層之方塊應以一個方塊為原則。
- (4)就安定而言，中空型塊最一下層宜加上基腳，其較為安定。
- (5)混凝土單塊式直立堤應以沿法5m-10m為一單元，以防止因收縮及不均勻沉陷而發生之龜裂。

### 沉箱式直立堤

- (1)沉箱填充料可用配比較差之混凝土、混凝土方塊、石塊或砂等材料填充，惟應考慮工程費、施工條件、自然條件等因素而決定之。通常填充料採用砂較，但應注意其表面應為封頂混凝土完全覆蓋。
- (2)沉箱封頂混凝土如採用預鑄混凝土方塊時，其縫隙應以混凝土灌滿，於波浪較大時，混凝土可能會被波浪沖走，填充之砂亦可能被吸出，故卻將封頂預鑄混凝土方塊長期放置時，應在其下鋪30cm-50cm厚之碎石層為宜。如何能受颱風影響，封頂混凝土厚度及施工應慎重考慮。
- (3)堤面混凝土應與直立部堤身打成整體，且應採用品質良好之混凝土（強度在 $175\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上）。因沉箱不均勻沉陷將破壞堤面混凝土，故伸縮縫宜設在沉箱相接處。
- (4)直立堤之基礎極易被沖刷，故護基工程應徹底完善。

## 6.4 改善方案

根據國內外防波堤整建案例及沉箱設計直立堤之規定對於箱式直立堤設計準則之規定，吾人重新擬定整建計畫如下：

- (1) 沉箱尺寸於波浪作用方向由原先25m增為35m。
- (2) 內填巨積混凝土取代原先之回填土。
- (3) 基礎部份護基工程再予加強，求其澈底完善。

**穩定計算：**

(a) 沉箱總重

空中重：

$$(2.45 \times 2311.22 + 2.35 \times 9526.78 + 2.35 \times 1950) \times 35 \div 25 = 45686 \text{ 噸}$$

水中重：

$$45686 - 1.03 \times 35 \times 25 \times 21.5 = 26309 \text{ 噸}$$

(b) 滑動計算

$$\text{總揚壓力 } U_0 = (1/2) \times 9.04 \times 35 = 158.2 \text{ t/m}$$

$$\text{沉箱基礎寬 } B = 25 \text{ m}$$

$$\text{沉箱直立部在水中之差 } W = 26309 / 25 = 1052 \text{ ton/m}$$

$$\text{水平波力 } F = 294.62 \text{ ton/m}$$

$$SF = \mu (W - U_0) / F = 0.6(1052 - 158.2) / 294.62 = 1.82 > 1.2 \text{ OK}$$

(c)傾倒檢核：

$$\text{波力力矩 } M_0 = F \times h_0 = 4135.6 \text{ t-m/m}$$

$$\text{揚壓力 } M_u = 158.2 \times (2/3) \times 35 = 3691 \text{ t-m/m}$$

$$\text{抗傾倒 } M_R = W \times (B/2) = (26309/25) \times (35/2) = 18416.3 \text{ t.m/m}$$

$$SF = M_R / (M_0 + M_u) = 18416.3 / (4155.6 + 3691) = 2.35 > 2.0 \quad \text{OK!}$$

(d)應力集中及基礎負載力部份：

由於沉箱並未加高僅在波浪作用方向加長，前面計算之安全係數皆高於設計允許值甚，故不予以計算。

(e)基礎部份護基工程再予加強：

由於基礎水深達23M，故底床之施工不易，可檢討考慮於港內側施打預力板樁，並加長護床之長度，(原設計6M加長9M)以增加側向之抗波力，如此則施工較為可行，而護基方塊可考慮較大型噸數之型塊，以免因基礎搖晃而移動流失。

## 第七章 結論

1. 宜蘭蘇澳地區地質史上屬第三系蘇澳統，其岩層包括大南澳片岩，廬山層和現代沖積層，除表層屬現代沖積層外其餘發育年代較為古老。沖積層透水性佳，進行填方工程時，填方邊坡內部可能會因地下水位升高而失去平衡，因此公路路線欲跨越沖積扇時，應盡可能利用流路變化較少的扇頂，以長跨度之橋樑通過，且橋樑高度應酌予增加，以免因河床淤積而致使河水淹沒橋樑。
2. 分析既有鑽探資料可知，蘇澳港地區土層層態尚為一致，但岩層位置與深度則因地形與水深之因素頗相異。跨漁港航道拱橋以西係回填而成，主橋以東位於豆腐岬附近之地層，表層為崩積層，以下則為岩盤。第六、七號碼頭沉箱基礎允許承载力由 $7\text{ton/m}^2$ - $14\text{ton/m}^2$ 不等，經簡易土壤液化分析，此區土壤在一般地震作用下無液化之可能。第十三、十四號碼頭附近基礎允許承载力由 $10\text{ton/m}^2$ - $50\text{ton/m}^2$ 不等。本區部分區域在開挖浚深至碼頭設計之深度後，岩石直接與海水接觸，由於頁岩之消散耐久性指數甚低，因此建議在拋石之前，先鋪一厚層之砂礫級配或澆築一層混凝土，以防海水直接沖蝕頁岩層，減低基礎土壤之強度。本區土壤在一般地震作用下無液化之可能。漁港航道附近，頂層為灰色沈泥質粗砂含礫石，第二層為灰色沈泥質細砂，以下為灰色沈泥質粗砂含礫石層及風化頁岩石。
3. 南外廓防波堤基礎地層，經比對規劃及設計時之探測資料及目前鑽探及量測所得之數據，兩者之自然土層相對位置接近。然而，後者之SPT-N值相對增大許多，此乃由於沉箱堤之載重在波浪反覆作用下進行預壓與夯實之效果。由震波探測調查得知，堤址雙側之海床沈積物較堤址所在位置較薄，岩盤呈不平整狀態。隨著水深漸增，海床坡度變緩，然岩盤位置在SB25沉箱附近，變化較大。堤址之地層可分成沉

泥，級配良好至級配不良之砂土和岩盤三種次層。岩盤為砂頁岩互層，硬頁岩或板岩。

4. 南外廓防波堤基礎穩定分析，可利用重力式海域平台基礎分析方法，配合規畫設計時之地質調查與改善工程規劃之地質鑽探與試驗所得之資料與數據進行分析。
5. 根據改善工程現場觀測，沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，塊石基礎已有部份流失。沉箱基礎滑移安全係數之檢核，塊石基礎未損壞前，安全係數已低於規畫設計所定之值。
6. 沉箱基礎傾倒安全係數經檢核，在塊石基礎未損壞前，安全係數已低於規畫設計所定之值。由於沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，基礎損壞後其抗傾倒力矩減小，導致抗傾倒之安全係數更加減少，因此造成沉箱遇大浪作用時，產生沿波浪作用方向之前後搖動，並造成底部基礎因搖動掏空及頂面頂版因應力集中而破壞。倘基礎損壞部份未儘速予以修護，將造成沉箱之全面傾倒破壞。
7. 採用Bjerrum建議之海床基礎承载力分析法，檢核南外廓防波堤之沉箱基礎，其安全係數甚高於規畫設計所定之值。
8. 沉箱下方之塊石基礎在築堤過程中，其50kg-200kg之塊石先用整平船進行粗整平，而表面厚約50cm之5kg-50kg之較小塊石再用人工修整。且在不同高度沉箱相接處之基礎，再利用下降方塊處理，南外廓防波堤基礎應無應力集中現象產生。
9. SB19沉箱下基礎塊石，現已產生外流現象，其產生之原因是由於波浪之沖刷，海流之沖失仰或塊石本身之不穩定，須進行相當精細之調查與觀測，始能斷定。然而；其所造成之現象與基礎土壤掏空所造成之結果相同。

10. 南外廓防波堤之基礎乃由塊石拋放及整平組成。沉箱一般在1天內產生20cm之沉陷量，一年內則約為20cm-30cm。SB19沉箱在12週之觀測期間內產生36.46cm之沈陷量，在所有進行沈陷觀測之南外防波堤24個沉箱中乃屬最大者。後來之塊石流失現象是否由此原因造成，殊難以判定。但較其他沉箱有較大之初始沈陷量，可視為SB19沉箱之一項弱點，應無庸置疑。利用Janbu提出風暴引起之沈陷量法配合土壤動態性質試驗結果計算沈陷量得在設計之波浪作用下，SB19沉箱將產生約10cm之水平位移，18cm之垂直沈陷量和0.75度之傾角。然而，由於各沉箱間均具有水平之連接，故沈陷量和傾角都可能小於計算值。
11. 取外廓防波堤堤前設計波浪之條件以進行海床穩定分析，求得液化貫入深度1.35m及降伏破壞深度1.25m。以改善工程現場觀測所提供之波浪資料求得液化貫入深度0.18m及降伏破壞深度0.12m。惟以上分析乃在海床厚度為無限大之條件下計算所得。由鑽探資料得知防波堤基礎下方之砂質海床厚度不大，且海床內孔隙水壓並無累積現象。因此，南外廓防波堤基礎下方之砂質海床產生液化現象之可能性不大。
12. 由防波堤基礎穩定分析，可得知防波堤之損壞原因可歸於(1)沉箱抗滑力不足；(2)抗傾倒力矩不足；(3)沉箱承受波浪力搖動引起基礎破壞。
13. 參酌國內外防波堤整建案例及沉箱設計直立堤之規定對於箱式直立堤設計準則之規定，可擬定整建計畫為(1)沉箱尺寸於波浪作用方向由原先25m增為35m；(2)沉箱內填巨積混凝土取代原先之回填土；(3)基礎部份護基工程予加強，求其澈底完善。依照擬定整建計畫，再進行基礎穩定分析，其安全係數均合乎規劃設計時之要求。但由於基礎水深達23m，故底床之施工不易，可考慮於港內側施打預力板樁，並加長護床之長度以增加側向之抗波力，如此則施工較為可行，而護基方塊可考慮較大型噸數之型塊，以免因基礎搖晃而移動流失。

## 參考文獻

1. Bjerrum, L., "Geotechnical problem Involved in Foundation of Structures in North Sea," *Geotechnique* Vol. 23, No. 3 pp. 319-358, 1973
2. Dawson, T. H., "Offshore Structural Engineering," Prentice-Hall Inc. 346p, 1983.
3. Eide, O. F., "Marine Soil Mechanics. Application to North Sea Offshore Structures," *Proceeding of Offshore North Sea Technology Conference Stavanger* Sep. 3~6, 1974.
4. Hansen, J. B., "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," *Geotekniske Institut Kobenhavn Bulletin*, 28, pp. 5-11, 1970.
5. Hove, K. and Foss, I. "Quality Assurance for Offshore Concrete Gravity Structures," OTC Houston. *OTC Paper 2113*, 1974.
6. Janbu, N., "Design Analysis for Gravity Platform Foundations," *Proceedings of 2nd International Conference on Behavior of Offshore Structures*, Paper 33, pp. 407-426, 1979.
7. Meyerhof, G. G. "The Bearing Capacity of Foundation under Eccentric and Inclined Loads," *Proceedings of 3rd ICSMFE*. Vol. I, pp. 440-445, 1953.
8. Seed, H. B. and Idriss, I. M. "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol.107, No.SM9, pp.1249-1274.
9. Tirant, P. Le, "Seabed Reconnaissance and Offshore Soil Mechanics for the Installation of Petroleum Structures," Editions Technip. Paris, 1979.
10. Young, A. G. Kraft, L. M. Jr., and Focht, J. A. Jr "Geotechnique Considerations in Foundation Design of Offshore Gravity Structures," *Journal of Petroleum Technology*, August. P. 925-937, 1976.
11. 中華顧問工程司，「蘇澳港碼頭航道鑽探工程土壤力學試驗及分析報告」，1979。
12. 何春蓀，「台灣地質概要-台灣地質圖說明書」，經濟部中央地質調查所，1986。
13. 系統技術工程股份有限公司，「台灣省政府交通處港灣技術研究所蘇澳港改善工程現場觀測系統完工報告書」，1997。

14. 基隆港務局蘇澳港工程處，「蘇澳港興建工程報告」，上冊，1983。
15. 陳景文，「重力式海域平台基礎分析」，港灣技術，第八期pp.51-67，1993。
16. 陳景文，許俊宏，「砂質海床之液化潛能評估」，中華民國第十五屆海洋工程研討會論文集，pp.273-284，1993。
17. 臺灣省宜蘭縣政府，「蘇澳港跨漁港航道拱橋興建工程與初步設計報告」。

附錄一

鑽孔柱狀剖面圖

# 鑽探及試驗報告

BORING AND TEST DATE																		
工程名稱:		宜蘭縣淡港		孔位標高:		孔號: 水壓計(港內)池下水位:		鑽孔時間:										
樣 號 NO.	深 度 M	柱 狀 圖	擊 數 N	地 質 說 明 Description	分 類	顆粒分析			含 水 率 w%	液 性 限 度	塑 性 指 數	塑 性 限 度	單 位 重 γ	孔 隙 比 e	比 重	承 載 力 Oa	岩 心 取 樣 R Q D	
						礫 石	砂	粉 土 黏 土										
1																		
2																		
3																		
4																		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
11																		
12																		
13																		
14																		
15																		



# 鑽探及試驗報告

## BORING AND TEST DATE

工程名稱: 樣號 NO.	直徑 M.	柱狀圖	擊數 N	地質說明 Description	分	顆粒分析			液性限度	塑性指數	塑性限度	鑽孔時間:	單位重 $\gamma$	孔隙比 e	比重	承載力 $Q_a$	岩心取樣 R Q D
						礫石	砂	粉土 黏土									
	1																
	2																
	3																
	4																
	5																
	6			預埋管													
	7																
	8																
	9																
	10																
	11																
	12																
	13																
	14																
	15																

# 鑽探及試驗報告

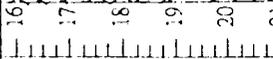
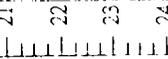
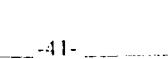
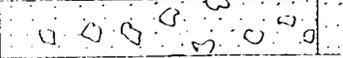
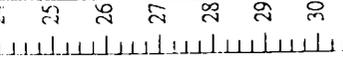
## BORING AND TEST DATE

工程名稱: 樣號 NO.	宜蘭蘇澳港	孔位標高:	擊數 N	柱狀圖	地質說明 Description	分 類			顆粒分析		含水量 w%	液性限度	塑性指數	塑性限度	單位重 $\gamma$	孔隙比 e	比重	承載力 Qa	率 R Q D 心取樣
						礫石	砂	粉土	黏土										
16					15.70														
17					沉箱級配(鋼筋混凝土)														
18					18.0														
19			100/7cm			34.2	65.8	0.0	15.3					2.17	0.42	2.68	OVER 30		
20			100/9cm			35.6	64.4	0.0	17.6					2.15	0.47	2.69	OVER 30		
21			100/6cm		岩塊夾礫石	31.9	68.1	0.0	16.9					2.1	0.5	2.69	OVER 30		
22			100/9cm			33.6	66.4	0.0	18.0					2.14	0.48	2.68	OVER 30		
23			100/6cm		21.00	35.1	64.9	0.0	16.5					2.12	0.47	2.67	OVER 30		
24			100/8cm		22.0	38.7	61.3	0.0	17.4					2.13	0.47	2.68	OVER 30		
25					岩層														
26					鑽探終止														
27					23.0														
28																			
29																			
30																			



# 鑽探及試驗報告

## BORING AND TEST DATE

工程名稱: 樣號 NO.	深度 M	柱狀圖	擊數 N	地質說明 Description	分	顆粒分析			液性限度	塑性指數	塑性限度	單位重量 $\gamma$	孔隙比 $e$	比重	承载力 $Q_a$	岩心取樣 R Q D
						礫石	砂	粉土 黏土								
	16															
	17															
	18															
	19															
	20															
	21			21.00												
	22															
	23															
	24			24.00												
	25		100/6cm			38.7	61.3	0.0	15.8	—	—	2.11	0.47	2.68	OVER 30	
	26															
	27															
	28		100/9cm			31.6	68.4	0.0	16.4	—	—	2.16	0.44	2.68	OVER 30	
	29															
	30			30.00												

# 鑽探及試驗報告

## BORING AND TEST DATE

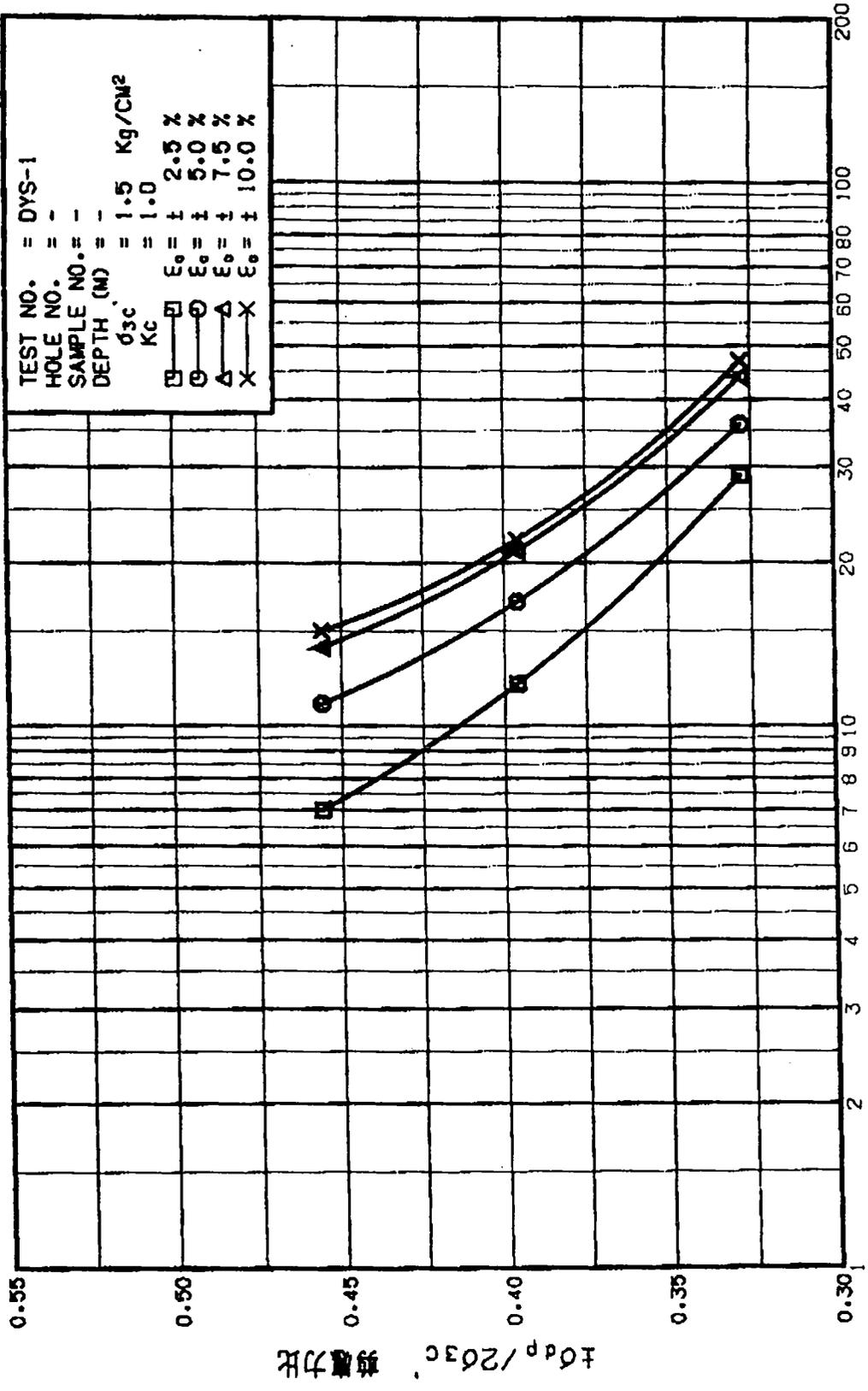
工程名稱	樣號	深度 M	柱狀圖	擊數 N	地質說明 Description	分			顆粒分析		含水量 w%	液性限度	塑性指數	塑性限度	單位重 $\gamma$	孔隙比 e	比重	承載力 Qa	岩心取樣 R Q D	
						礫石	砂	粉土	粘土											
		31			岩層															
		32																		
		33			鑽探終止															
		34																		
		35																		
		36																		
		37																		
		38																		
		39																		
		40																		
		41																		
		42																		
		43																		
		44																		
		45																		

## 附錄二

### 土壤動態性質試驗結果

# 土壤抗液化強度試驗結果

試驗編號	乾單位重 $\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>	土壤分類	細料含量 %	Kc	有效應力 $\sigma'_{3c}$ kg/cm <sup>2</sup>	剪應力比 $\sigma_{4p} / 2\sigma'_{3c}$	反覆應力次數			
							2.5%	5%	7.5%	10%
DYS-1	1.79	SP	3.08	1.0	1.5	0.456	7	11	14	15
							12	17	21	22
							29	36	44	47



Number of Cycles, N 反覆應力次數

TEST NO. = DYS-1  
 HOLE NO. = -  
 SAMPLE NO. = -  
 DEPTH (M) = -  
 $\sigma_{3c}$  = 1.5 Kg/CM<sup>2</sup>  
 KC = 1.0  
 $\epsilon_0 = \pm 2.5\%$   
 $\epsilon_0 = \pm 5.0\%$   
 $\epsilon_0 = \pm 7.5\%$   
 $\epsilon_0 = \pm 10.0\%$

### 附錄三

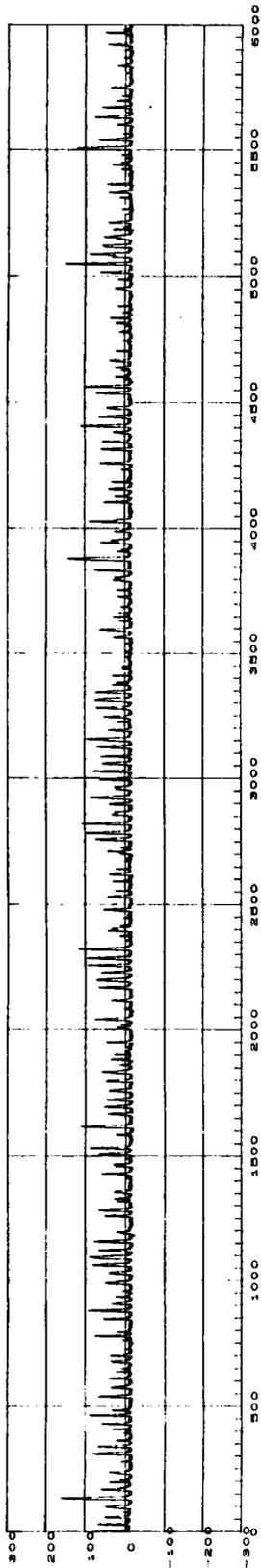
#### 波壓計及水壓計記錄

12	21	12	155.6	6.4	251.7	8.6	322.6	9.4	389.2	8.5	780.3	780.3	155
12	21	14	167.8	6.6	266.8	8.5	350.8	8.7	473.4	8.5	816.0	816.0	152
12	21	16	155.0	7.5	238.7	8.8	294.8	9.1	350.2	7.7	821.9	821.9	134
12	21	18	159.4	6.9	243.5	8.4	325.7	9.3	407.8	8.8	784.9	784.9	145
12	21	20	143.6	5.9	247.8	8.6	317.5	9.6	372.2	9.2	731.1	731.1	161
12	21	22	145.6	6.2	237.2	8.8	311.0	9.9	323.9	9.1	704.9	704.9	149
12	22	0	131.6	6.4	211.3	8.3	269.8	8.7	330.4	9.2	724.2	724.2	156
12	22	2	135.3	6.3	227.1	8.5	301.3	8.6	338.3	6.8	767.4	767.4	152
12	22	4	161.5	6.9	250.8	8.3	332.5	9.0	459.9	8.5	795.3	795.3	147
12	22	6	163.8	6.8	262.2	8.9	336.7	9.2	402.3	8.2	787.5	787.5	143
12	22	8	143.9	5.9	234.8	7.7	315.4	8.5	464.3	7.8	758.6	758.6	170
12	22	10	153.7	5.6	258.1	7.5	343.2	7.6	438.5	3.1	744.4	744.4	183
12	22	12	146.5	6.3	234.4	8.3	318.2	8.5	394.2	9.1	770.7	770.7	158
12	22	14	127.1	5.6	211.8	7.4	266.8	8.1	342.0	5.9	812.7	812.7	174
12	22	16	133.8	5.2	226.5	7.3	320.6	7.5	406.4	6.7	836.9	836.9	179
12	22	18	124.1	6.5	200.5	7.8	261.0	8.6	368.0	6.7	813.5	813.5	155
Mt	DY	Hr	H(a)	T(a)	H31	T31	H10	T10	H(m)	T(m)	B01	AVE	NO.
1	28	10	113.6	4.8	186.9	6.4	246.0	6.9	336.6	6.4	811.6	811.6	192
1	28	12	122.2	4.9	195.7	6.2	253.2	6.3	356.3	6.0	770.7	770.7	199
1	28	14	135.3	4.9	227.4	6.2	307.1	6.6	390.8	6.6	742.1	742.1	204
1	28	16	131.3	5.0	218.2	6.3	290.7	6.4	445.2	6.1	753.9	753.9	197
1	28	18	118.4	5.2	184.5	6.1	245.1	6.2	348.1	6.2	795.6	795.6	195
1	28	20	113.1	4.6	185.8	6.0	255.5	6.8	353.9	6.3	826.6	826.6	208
1	28	22	119.6	4.9	192.6	6.3	243.7	6.5	347.0	6.3	813.7	813.7	190
1	29	0	112.6	4.8	189.9	6.5	257.8	6.6	339.8	6.1	767.2	767.2	195
1	29	2	222.9	4.2	484.5	3.8	961.8	2.8	927.4	2.7	724.7	724.7	241
1	29	4	114.7	5.0	178.6	6.2	227.1	6.4	302.2	5.6	726.6	726.6	196
1	29	6	107.2	4.8	170.5	6.4	223.4	6.7	287.8	6.5	770.8	770.8	196
1	29	8	117.0	5.5	191.5	6.7	252.9	6.7	313.0	6.3	813.8	813.8	177
1	29	10	108.2	5.4	167.3	6.4	211.3	6.6	263.7	6.2	818.0	818.0	185
1	29	12	105.8	5.3	164.1	6.3	207.2	6.9	297.5	4.6	782.7	782.7	190
1	29	14	125.7	5.1	203.7	6.4	279.1	6.7	390.4	6.2	746.9	746.9	191
Mt	DY	Hr	H(a)	T(a)	H31	T31	H10	T10	H(m)	T(m)	B01	AVE	NO.
1	28	10	113.6	4.8	186.9	6.4	246.0	6.9	336.6	6.4	811.6	811.6	192
1	28	12	122.2	4.9	195.7	6.2	253.2	6.3	356.3	6.0	770.7	770.7	199
1	28	14	135.3	4.9	227.4	6.2	307.1	6.6	390.8	6.6	742.1	742.1	204
1	28	16	131.3	5.0	218.2	6.3	290.7	6.4	445.2	6.1	753.9	753.9	197
1	28	18	118.4	5.2	184.5	6.1	245.1	6.2	348.1	6.2	795.6	795.6	195
1	28	20	113.1	4.6	185.8	6.0	255.5	6.8	353.9	6.3	826.6	826.6	208
1	28	22	119.6	4.9	192.6	6.3	243.7	6.5	347.0	6.3	813.7	813.7	190
1	29	0	112.6	4.8	189.9	6.5	257.8	6.6	339.8	6.1	767.2	767.2	195
1	29	2	222.9	4.2	484.5	3.8	961.8	2.8	927.4	2.7	724.7	724.7	241
1	29	4	114.7	5.0	178.6	6.2	227.1	6.4	302.2	5.6	726.6	726.6	196
1	29	6	107.2	4.8	170.5	6.4	223.4	6.7	287.8	6.5	770.8	770.8	196
1	29	8	117.0	5.5	191.5	6.7	252.9	6.7	313.0	6.3	813.8	813.8	177
1	29	10	108.2	5.4	167.3	6.4	211.3	6.6	263.7	6.2	818.0	818.0	185
1	29	12	105.8	5.3	164.1	6.3	207.2	6.9	297.5	4.6	782.7	782.7	190
1	29	14	125.7	5.1	203.7	6.4	279.1	6.7	390.4	6.2	746.9	746.9	191

D / (cm \* cm)

INITIAL : 2

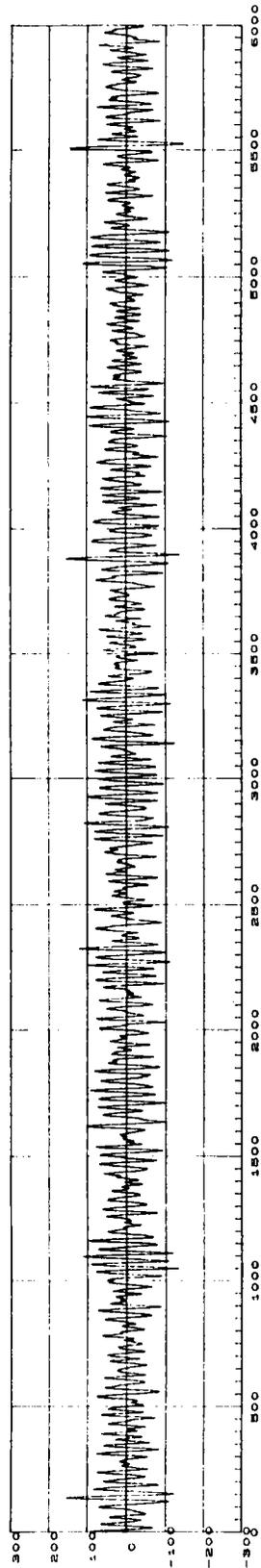
PRESSURE SIGNALS



D / (cm \* cm)

CHANNEL : 3

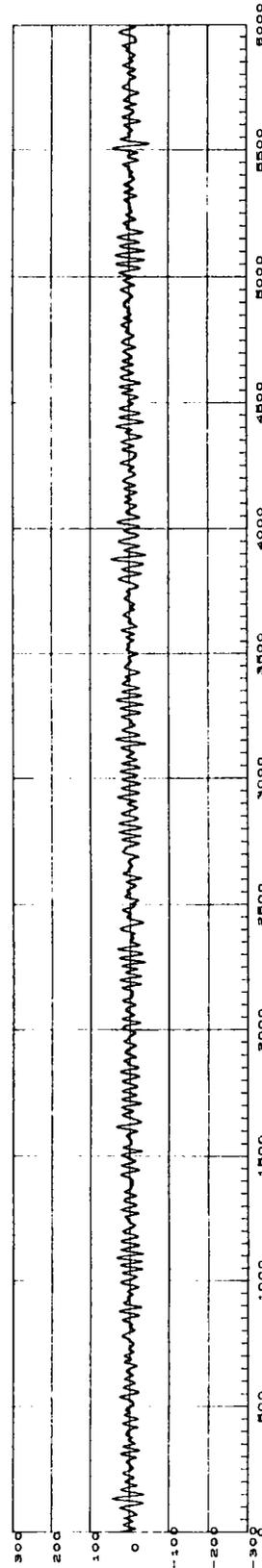
PRESSURE SIGNALS



D / (cm \* cm)

CHANNEL : 4

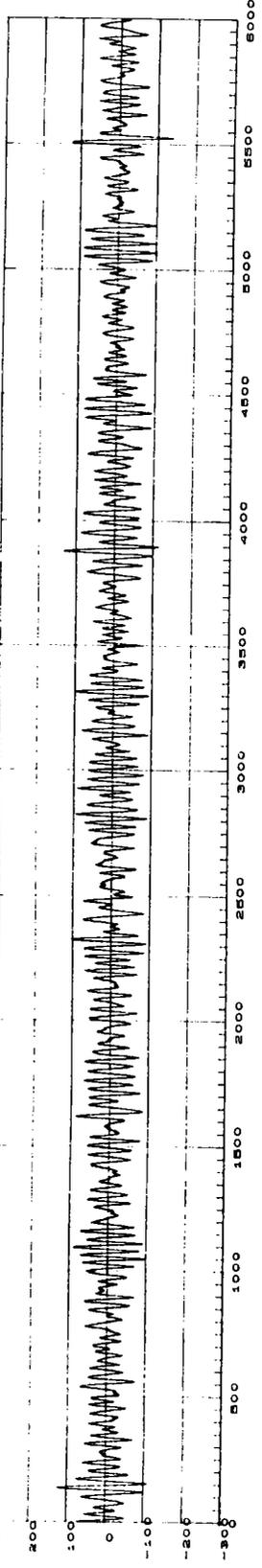
PRESSURE SIGNALS



0 (cm \* cm)

CHANNEL : 5

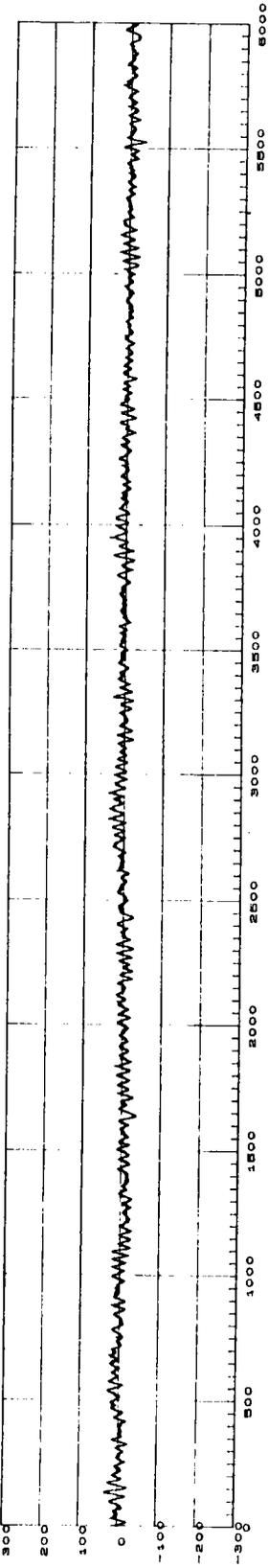
PRESSURE SIGNALS



0 (cm \* cm)

CHANNEL : 6

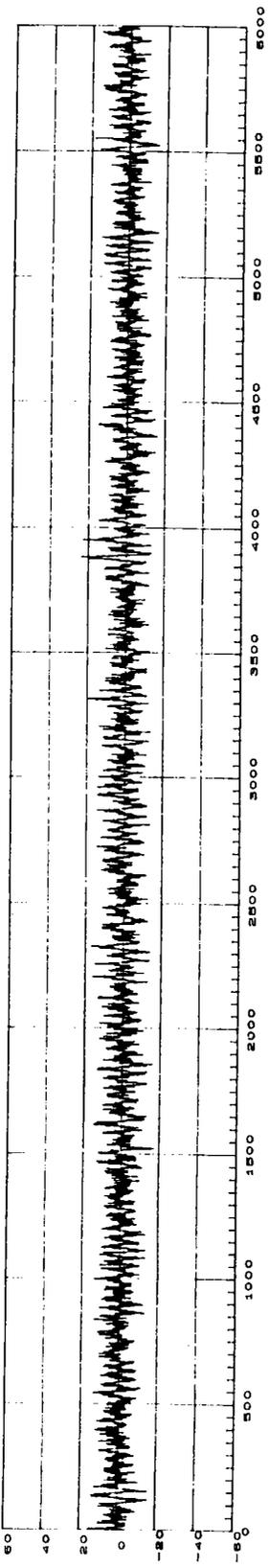
PRESSURE SIGNALS



0 (cm \* cm)

CHANNEL : 7

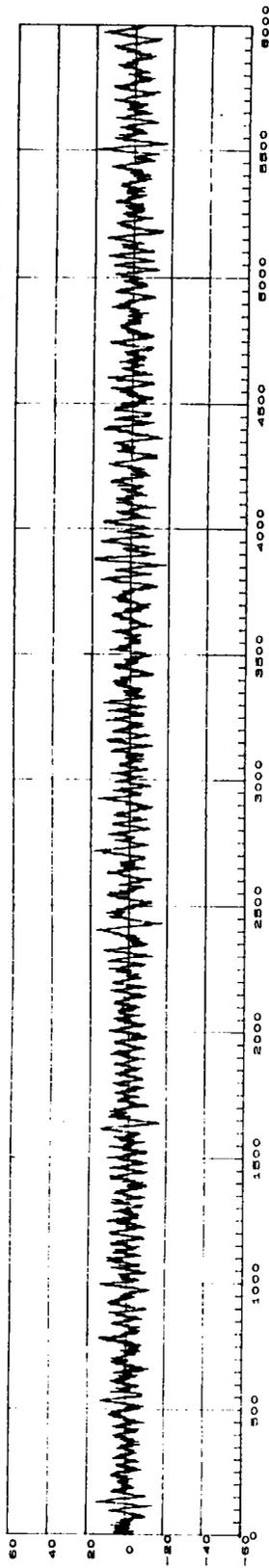
PRESSURE SIGNALS



8 / (cm \* cm)

CHINZEL : 8

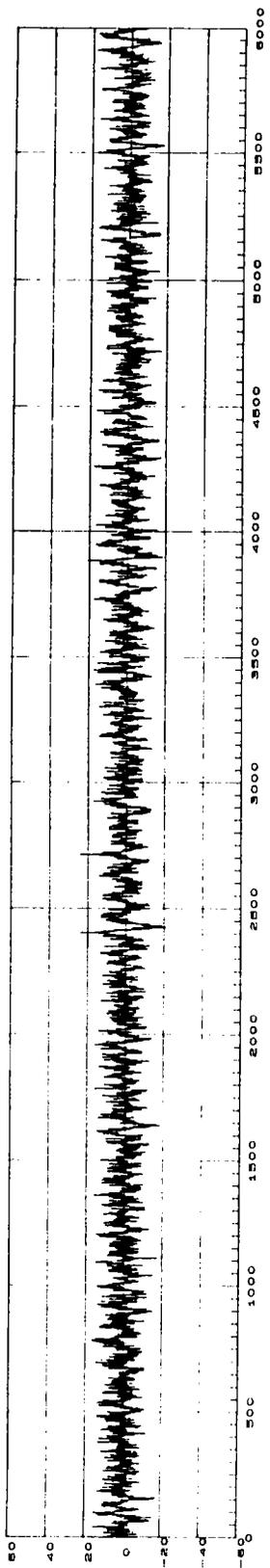
PRESSURE SIGNALS



8 / (cm \* cm)

CHINZEL : 8

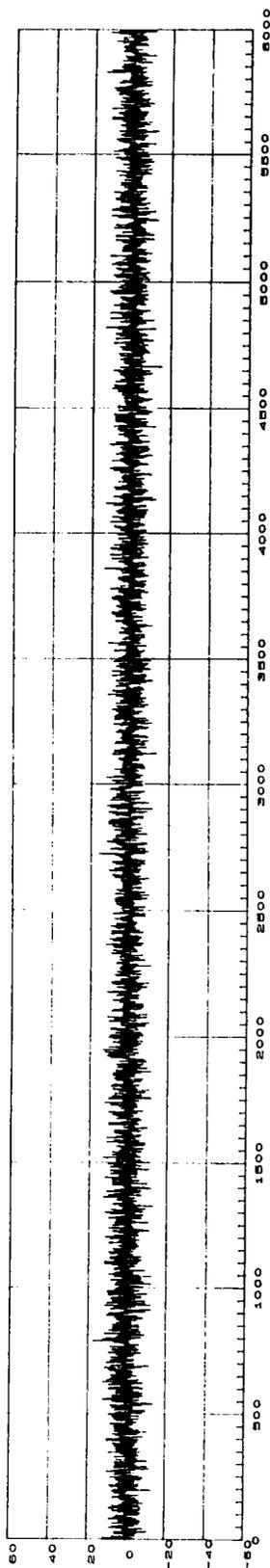
PRESSURE SIGNALS



8 / (cm \* cm)

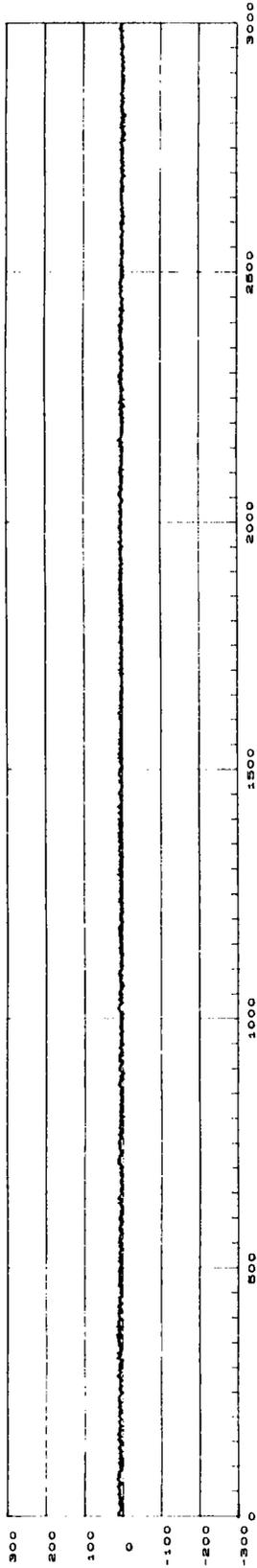
CHINZEL : 10

PRESSURE SIGNALS



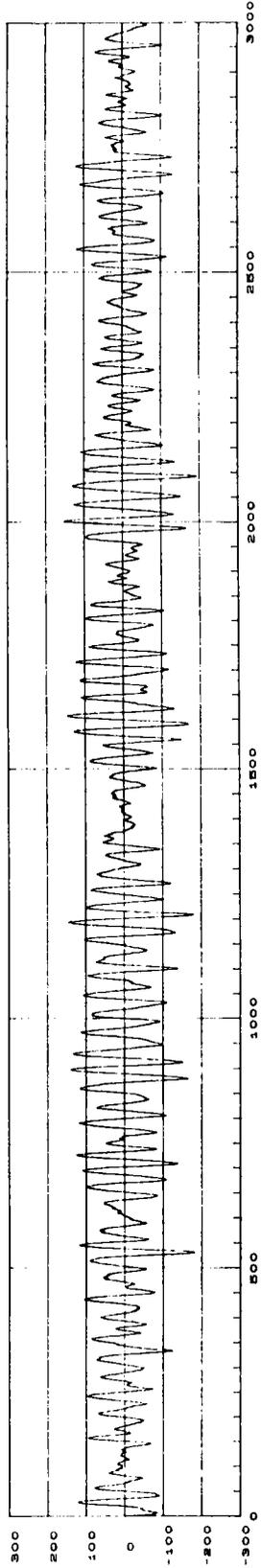
□ / (cm \* cm)

CHANNEL : 2



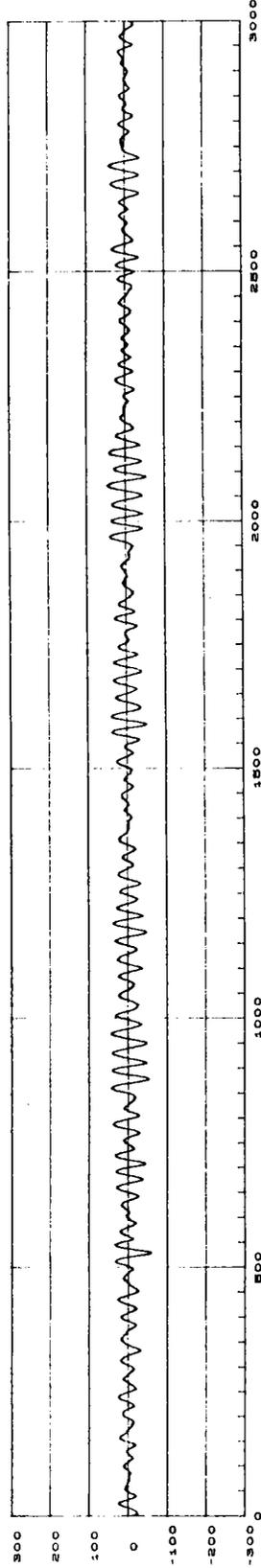
□ / (cm \* cm)

CHANNEL : 3



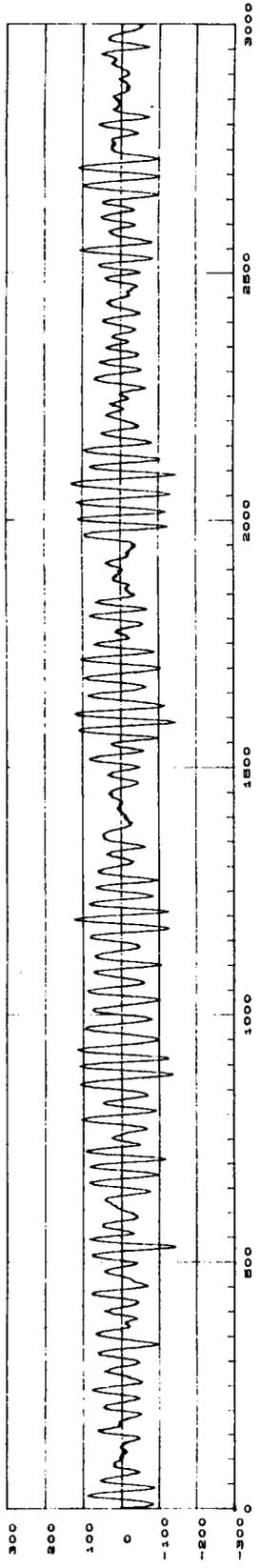
□ / (cm \* cm)

CHANNEL : 4



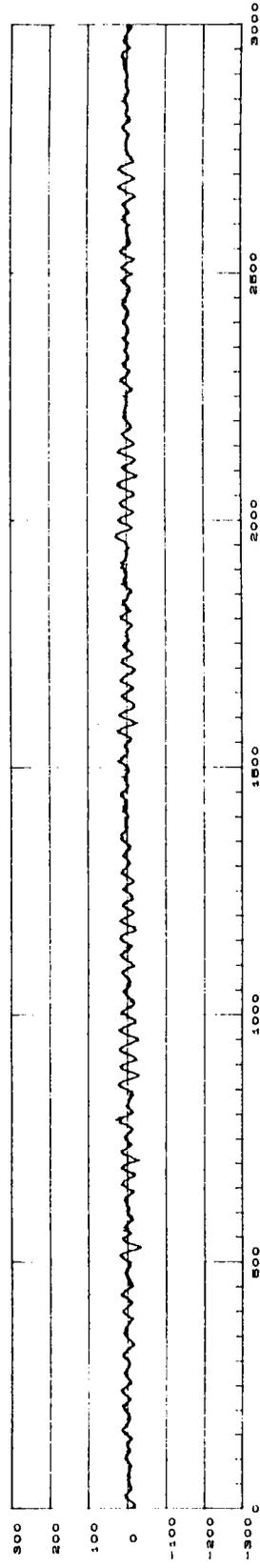
S (cm \* cm)

CHANNEL : 5



S (cm \* cm)

CHANNEL : 6



S (cm \* cm)

CHANNEL : 7

