

# 台朔麥寮重機械廠動力壓密地盤改良

潘少昫 黃子明

世久營造探勘工程有限公司

**關鍵詞：**動力壓密、重夯、地盤改良、抽砂回填、土壤液化防止。

## 摘 要

台朔麥寮重機械廠基址地層屬於飽和疏鬆的粉質細砂，為防止地震時土壤液化，地表下9m之深度以上的土壤必須施以地盤改良，以確保安全。針對各種深層夯實改良工法，就其改良成效、施工時效及經費節省等各方面的詳細效益評估，台塑企業集團選擇了動力壓密工法，作為該海埔新生地之地盤改良方法。該工法採用了單擊能量600t-m的動力壓密改造型吊車，以四階段格柵式夯擊法，在約6.5公頃的基地上，施以280 t-m/m<sup>2</sup>之單位總夯擊能量，造成了地表總沉陷量約為50cm~55cm，即土壤平均密度增加約6%。更由改良前後SPT、CPT及PMT之結果比較，證明了動力壓密工法，在台灣西海岸海埔新生地地層獲致非常成功的改良成效。

## SOIL DENSIFICATION BY DYNAMIC CONSOLIDATION FOR FORMOSA HEAVY INDUSTRIES CORP., FORMOSA PLASTIC GROUP

JAMES PAN      ZUE-MIN HWANG

World Exploration And Construction Co.

**KEY WORDS:** DYNAMIC CONSOLIDATION, HEAVY TAMPING, SOIL IMPROVEMENT, DREDGED FILL, ANTI-LIQUEFACTION.

## ABSTRACT

The Dynamic consolidation (Dc) was lately applied to the Mailiao plant site of the Formosa Heavy Industries Corp. in November 1993. This method was applied in Taiwan for the first time although it has been successfully applied in about 2000 practical projects with various kinds of soil for more than two decades all over the world. In order to improve the subsoils down to nine meters in the above-mentioned plant site, an operational energy of 600 t-m was applied to the ground in various number of blows and in four phases, which induced a total average energy of 280 t-m/m<sup>2</sup> to the total improved area of about 65,100m<sup>2</sup>. Consequently, this

increased the average soil density of about 6% as shown by the settlement of the ground surface ranging from 50cm to 55cm. Furthermore, the results of SPT, CPT and PMT tests in this improvement project also showed that the DC method is a very successful method for the improvement of dredged fills at the western coastal area of Taiwan island for anti-liquefaction purpose.

## 一、前言

國內第六輕油裂解廠新建工程，於民國八十二年在台灣西岸的雲林縣麥寮鄉臨海地區正式展開，用地面積超過二千公頃，為國內近年來經濟發展的一個重要里程碑。台朔重工股份有限公司在烯烴廠區內之台朔重工廠房新建工程，係六輕計劃中之首期工程，由於地層屬飽和疏鬆之粉質細砂，地震時土壤液化可能性非常高，地表下9m深度以上的土壤必須施以地盤改良，以確保安全。

有鑑於此，台塑企業集團乃針對各種深層地盤改良工法，進行詳細效益評估，並創國內地盤改良工程之先例，採用專業責任施工制(Performance Contract)，要求各專業廠家自行提送工法之設計及據以施工，並要求施工後之改良成效必須符合特定的驗收規範。世久營造公司與法國 Menard Soltraitement 公司(WECC/MENARD)合作提送之動力壓密工法，由於改良成效、施工時效及經費節省等各方面，皆最俱效益而被採用，該工法終於在民國八十二年十一月底，首度於國內開始施工，並以58個日曆天的時間，非常成功地完成總面積6.5公頃的地盤改良，目前已被台塑企業集團選作為唯一的地盤改良方法，正全面應用於台塑六輕計劃中。

筆者涉獵動力壓密工法多年，約十五年前即開始努力嘗試引進該工法，皆因“國內無實例”及“地表振動大”等理由而遭挫，際此首

次負責該動力壓密改良計劃之執行，深深體會到本工法之效益，乃擬繕本文，以實例詳細介紹該工法之設計、施工及改良成效。

## 二、地層概況

台朔重工廠房基地位於雲林縣麥寮鄉許厝寮村西北側，濁水溪出海口南側之濱海平原上，即位於離島工業區海埔新生地實驗區之東北隅，該區係由雲林縣政府抽砂浚填而成，基地總面積為25公頃，必須改良之面積為65,100m<sup>2</sup>。基地地勢尚稱平坦，地表高程變化不大，介於+1.6m至+2.3m之間，後因台朔重工建廠高程要求，乃進行附近借土陸運回填，以維持全區地表高程為+3.45m。

依據亞新工程顧問股份有限公司(民國81年)之大地工程調查報告顯示：本基地地表為現代沖積層所覆蓋，主要地層為粉砂、砂質粉土、粘土質粉土及粘土等相互交雜而成，此現代沖積層厚度至少160m。考慮上述填土加載影響，並進行基地地層液化潛能評估，顯示在填土後地面下9m之深度範圍，亦即高程+3.45m至-5.55m之土層，必須施以地盤改良以防止土壤液化。此部份土壤特性屬灰色疏鬆粉質細砂(SM)，偶夾粉土及粉質粘土薄層，地下水位高程為+0.5m~+0.8m間，土壤物理性質為： $N=7 \pm 4$ 、 $\gamma_t=1.88 \pm 0.1$  t/m<sup>3</sup>、 $W_n=23 \pm 6\%$ 、細粒含量百分比介於5%~80%之間。

由於本地層偶夾粉質粘土薄層，而且標準貫入試驗(Standard Penetration Test,

SPT) 無法精確地掌握夾層分佈情形，因此本工程在改良前，另進行圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test, CPT) 及側壓計試驗(Pressuremeter Test, PMT)，以其試驗結果配合劈管樣品之土壤顆粒粒徑分析結果，筆者將此一具液化潛能之地層，再細分為兩個層次，並說明如下：

(1) 回填土層：本層為挖取附近之地表土所回填而成，其分佈之深度範圍約自高程 +3.45 m 至 +1.5 m，厚度約 2m，土質為灰色粉質細砂及細砂質粉土，細粒含量百分比介於 30% ~ 60%，平均約為 45%。CPT 之摩擦比 (Friction Ratio, fr) 約為 1.1 ~ 2.0，圓錐貫入阻抗 (Cone Resistance, Qc) 約為 45~160 kg/cm<sup>2</sup>，此 Qc 值相當高，乃因回填期間表土層受到整地重車滾壓之影響。PMT 之極限壓力(Limit Pressure, Pl) 約為 12kg/cm<sup>2</sup>，側壓計模數 ( Pressuremeter Modulus, Em) 約為 200 kg/cm<sup>2</sup>，而 Em/ Pl 比值約為 15，此結果亦顯示此層次為過壓密土壤 (Overconsolidated Soil)。

(2) 灰色粉質細砂層：本層之分佈深度約自高程 +1.5m 至 -5.5m，如前所述，由於沖積層的特性，本粉質細砂層不規則地夾雜著厚度數公分至數十公分之粉土或黏土，細粒含量百分比介於 10%~37%，平均約為 20%。CPT 結果顯示細砂層之 fr 值都小於 1.0；而粉土或黏土之 fr 值則都明顯地大於 2.0。細砂層之 Qc 值介於 20~70kg/cm<sup>2</sup>，平均值約為 35kg/cm<sup>2</sup>，屬非常疏鬆之砂土層；而粉土或黏土之 Qc 值則介於 10~25kg/cm<sup>2</sup>。PMT 結果顯示本層之平均 Pl 值約為 7.5 kg/cm<sup>2</sup>，平均 Em 值約為 80 kg/cm<sup>2</sup>，而 Em/ Pl 比值約為 10，此顯示此層次為正常壓密土壤(Normally Consolidated Soil)。

### 三、改良計劃

基於上述地質條件，配合表一所示之台塑企業集團驗收規範要求，再依據 WECC/MENARD 豐富之經驗，筆者擬詳細說明本動力壓密地盤改良計劃之工作執行如下，改良計劃包括工法之規劃設計、現場施工方法與管理控制及施工機具與工期。

表一 地盤改良要求規劃

高程(m)	試驗項目	合格N值	合格Qc值
+3.45~+1.95	SPT、CPT	13	52
+1.95~+0.45	SPT、CPT	14	52
+0.45~-1.05	SPT、CPT	15	60
-1.05~-2.55	SPT、CPT	15	60
-2.55~-4.05	SPT、CPT	16	64
-4.05~-5.55	SPT、CPT	16	64

備註：Qc值單位為 kg/cm<sup>2</sup>或另尋表達方式

### 3.1 規劃設計

一般地盤改良之重點主要是探討有效之改良深度，及該深度內土壤特性之改良程度。動力壓密工法係以夯擊能量作用於地層，而達到地盤改良之目的，其主要影響因素為單擊能量大小及單位土體所承受之總夯擊能量。因此，動力壓密工法的設計，就是規劃如何使足夠的夯擊能量有效地施加於地層中，也就是如何確定各種夯擊參數，如夯擊能量、夯擊次數、夯擊點間距與階段數及階段間靜置時間等。

#### 3.1.1 夯擊能量

Menard and Broise (1975) 闡述動力壓密單擊所需夯擊能量之大小，取決於有效改良深度值之要求，法國 Menard Soltraitement 公司 (1994) 依據其數十年來研發及案例經驗，提出下列半經驗公式：

$$D = \delta \sqrt{C * E} \dots\dots(1)$$

D：有效改良深度 (m)

$\delta$ ：土壤係數

E：單擊能量 = W \* H

W：夯錘重量 (t)

H：夯錘落距 (m)

C：落速因子

= 1.0 (脫鉤式落錘)

= 0.65~0.95(連結式落錘)

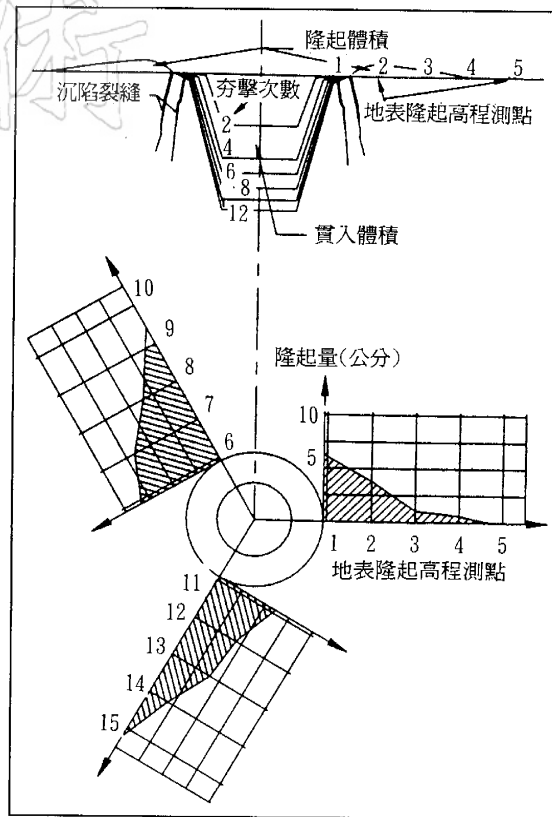
採用D=9m、 $\delta=0.5$ 及C=0.65，求得E=500 t-m，因此原設計夯錘重25t、落距20m。因為式(1)為半經驗公式，為安全起見，吊車能量應考慮到最高吊距為25m。

單位土體或單位面積所承受之總夯擊能量，將決定有效改良深度內土壤特性之改良程度，目前尚未有較成熟之關係式可資引用，依據國外經驗，本案採用之單位面積總夯擊能量約為 250 t-m/m<sup>2</sup>。

### 3.1.2 夯擊次數

為達到上述之總夯擊能量，同一夯擊點必須施以數次的重覆夯擊，此夯擊次數的多寡，雖對改良深度並無影響，但對有效改良深度內的土壤夯實效果有直接的影響。而且在夯擊過程中，依其改良目標，對土壤會有一合理且經濟的夯擊次數，而不見得夯擊次數越多改良效果越好。

一般實際施工，係於現場前導試驗(DC Pilot Test)時，以貫入-隆起試驗(Penetration and Heave Test, HPT)來量測夯擊點夯錘之貫入量及周圍隆起量，如圖一所示，以確認適切的夯擊次數，圖一之上圖為夯錘夯擊次數與其貫入量之關係，圖一之下圖則為量測周圍地表隆起量，三方向量測點與其地表隆起量之關係。本基地最經濟有效的夯擊次數預估約為 8 ~ 12 次。

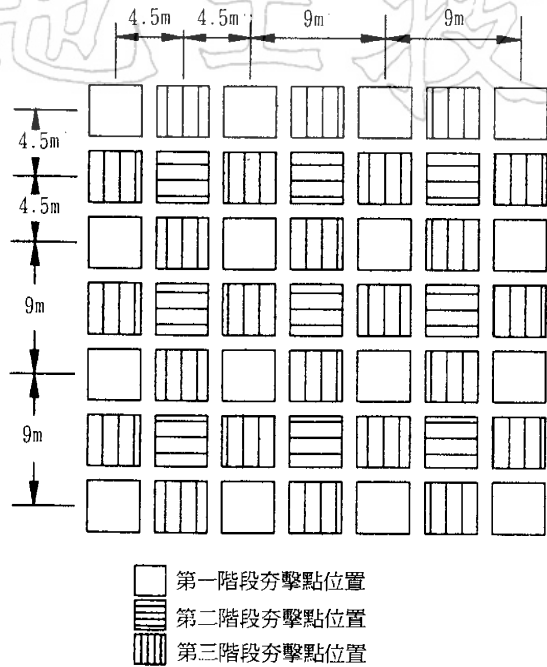


圖一 貫入-隆起試驗示意圖

### 3.1.3 夯擊點間距與階段數

動力壓密工法原理係以能量應力波傳遞而改良深層土壤，為避免施工過程中各夯擊點所形成的應力波相互干擾，進而影響夯擊能量在土層中的傳遞深度，因此各個夯擊點間必須有足夠的間隔距離，也就是必須將改良區域內所有的夯擊點規劃成數個施工階段(Phase)，以確保各夯擊點間能有足夠的間隔距離。

圖二為規劃成三個施工階段的夯擊點配置方法，夯擊點在第一階段施工間距為9m，第二、三階段的夯擊點則插在第一個階段夯擊點之間，如此可以先夯實深部土層，再擠密淺部土層以提高夯實效果。



圖二 各階段夯擊點位置示意圖

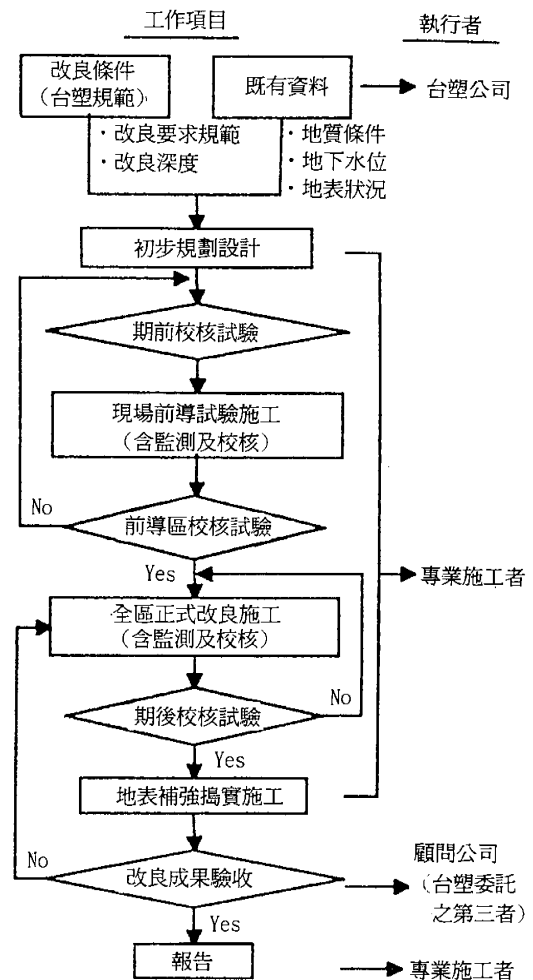
### 3.1.4 靜置時間

各施工階段間需有足夠的靜置時間，以避免下一階段施工時，土壤超額孔隙水壓尚未完全消散，造成能量波受干擾，而影響能量波傳遞深度。土壤所須的靜置時間，視土壤超額孔隙水壓消散情形而決定。施工過程中，超額孔隙水壓消散的時間，與一般以滲透率預估的時間有很大差別，其原因主要係土壤經過夯擊後，產生很高的超額孔隙水壓，致土壤局部液化，使土壤間的滲透係數變大，並且於土壤內部形成無數幅射狀裂縫的排水路，此二現象可大大地縮短超額水壓力消散所需之時間。

本基址地層雖有不規則之粉土或黏土夾層，但皆屬於不連續薄層，其超額孔隙水壓消散情形良好，因此現場施工階段並未特別考量孔隙水壓消散之靜置時間。

### 3.2 施工方法

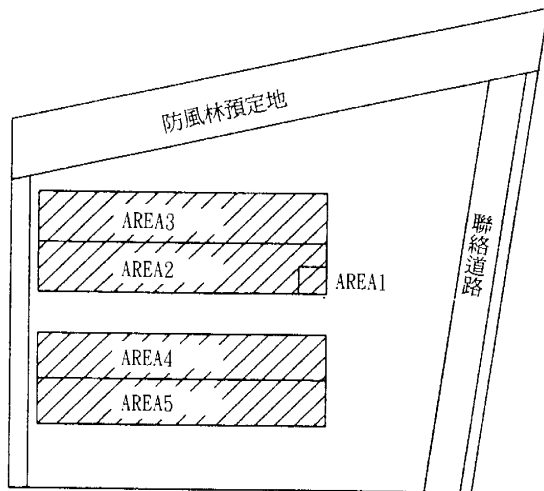
本工程施工作業流程包括下列三個主要作業：首先由半經驗方式，完成初步規劃設計；次佐以現場前導試驗施工，以確認擬採用之各項夯擊參數；最後再以確認後之夯擊參數，進行全區正式改良施工。圖三為詳細作業流程，此圖顯示不論在現場前導試驗或



圖三 動力壓密工法執行流程

全區正式改良等施工階段，都必須同時進行各種監測、校核及檢核試驗等工作，以現場資料回饋的情報化施工管理技術來確保施工品質，達成設計、施工及管理一系列負責的責任施工統包合約。

本工程改良面積為 6.5 公頃，為配合驗收檢核之需求，共劃分為五個改良分區，如圖四所示，第一區為前導試驗施工區，面積約為 900 m<sup>2</sup>，其餘平均劃分為二、三、四、五等四個正式改良區，施工順序係於完成第一區 (前導試驗區) 施工後，由於二、三區之地表回填高程尚未完成，正式改良施工乃由四、五區開始，並採兩區合併同時施工，完成後，再進行二、三區合併同時施工。至於改良效果驗收檢核則係依規範分四區逐區執行驗收。



圖四 台朔重工廠房基地示意圖

現場前導試驗施工及全區正式改良施工的步驟方法是相同的，都是分為主搗實 (Main Tamping) 及補強搗實 (Iron Tamping) 兩部份。主搗實施工係將每一分區規劃為不同間距之夯擊點 (如圖二表示前導試驗施工區主搗實之夯擊點位置)，並分成三個階段，對每一夯擊點進行重覆夯擊，每一



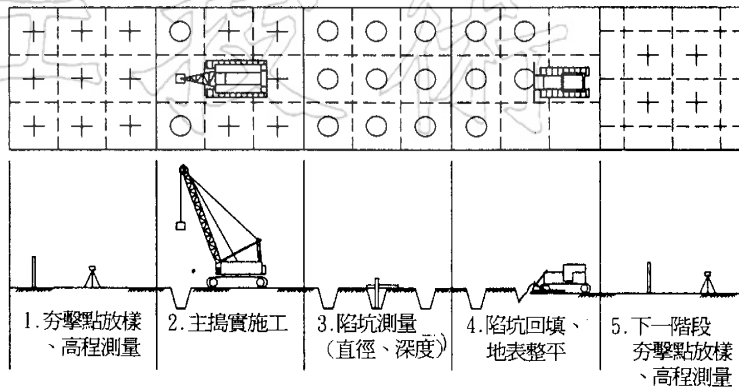
照片一 夯擊後之陷坑

階段夯擊完成後，夯擊點常呈很大的陷坑 (Crater)，如照片一所示，須先將陷坑填平，再進行下一階段的夯擊。每一階段在進行夯擊前後，於夯擊點放樣時，必需同時進行全區的高程測量，以計算地層總沉陷量，作為地盤改良確認的重要現場指標，圖五為主搗實施工之詳細施工步驟。當主搗實的第三階段夯擊完成後，並經校核試驗證實土壤改良達到規範要求時，再以較小單擊能量，進行該區滿夯施工，以夯實地表層因陷坑回填之疏鬆土，此階段的滿夯施工稱為補強搗實，圖六為前導試驗施工區補強搗實之滿夯施工點。

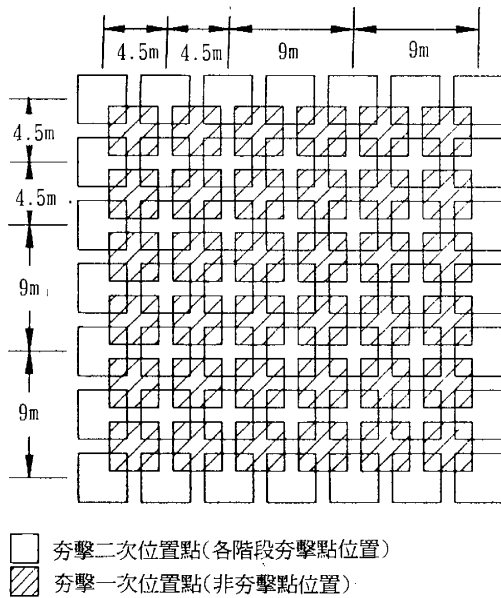
### 3.3 檢校試驗與監測

本工程施工中主要的監測項目為貫入 - 隆起試驗、孔隙水壓量測及地表振動量測。貫入 - 隆起試驗主要目的，除了在前導試驗施工時，可求得每夯擊點最經濟的夯擊次數，及作為判斷夯擊點間距合適與否的有效指標外，在全區正式改良施工時，亦可由此試驗量測每一夯擊孔的直徑及深度，如照片二所示，而瞭解夯擊孔的形狀，及沉陷與隆起之體積變化，以推估該區的地層特性及其改良效果。

地



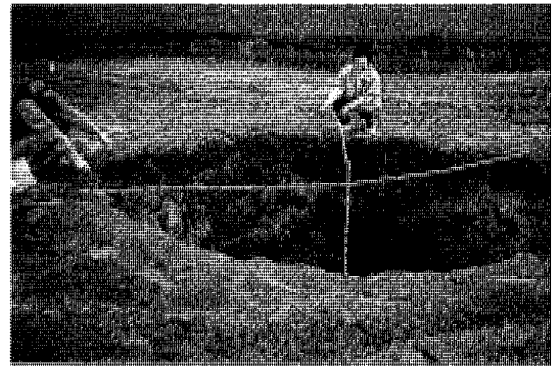
圖五 主搗實施工示意圖



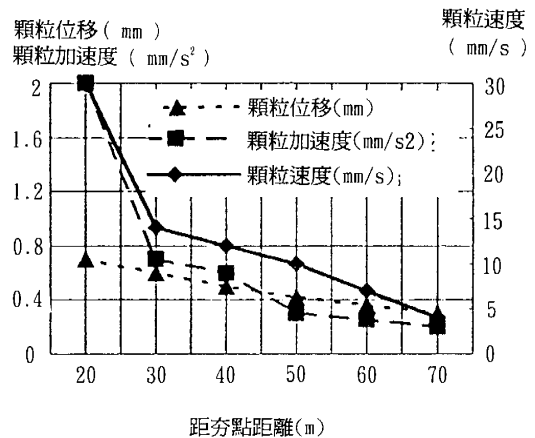
圖六 補強搗實階段夯實點示意圖

本工程於前導試驗施工時，埋設兩支水壓計 (深度 3.5m 及 4.5m)，以監測動力壓密夯擊時孔隙水壓反應。但是，如同前面章節所述，本基址主要地層層次對夯擊之水壓反應不顯著，因此本工程在全區正式改良施工時，即未再監測水壓反應。

圖七為動力壓密施工時，表面波引致地表振動之量測結果，其中包括了顆粒尖峰波速、位移、加速度及與夯擊點距離之關係，



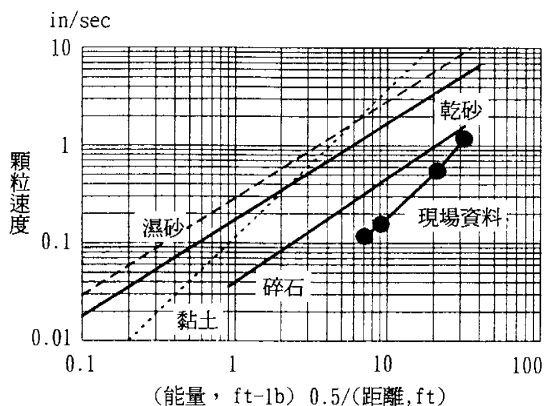
照片二 陷坑資料量測



圖七 現場測得振動資料

在距離夯擊點 30m 處，其值分別為 14 mm/sec、0.6mm 及 0.7 mm/sec<sup>2</sup>。根據

Lukas (1980) 及 Wiss (1981) 建議的尖峰波速、夯擊能量、與夯擊點距離三者間之關係，將本工程之量測結果繪如圖八所示。由圖顯示：本基址地層之振動反應，較 Lukas 歸納之國外文獻的振動反應值為小，而且在距離夯擊點 30m 處之尖峰波速值 (14 mm/sec)，遠小於 Lukas 建議之住宅建築安全標準值 (50 mm/sec)。因此，筆者認為動力壓密工法引致之地表振動，對鄰近結構之安全影響，並不如一般想像地嚴重；而且在台塑六輕另一動力壓密地盤改良案 (六輕麥寮員工宿舍區地盤改良)，以挖掘明溝降低地表振動對鄰近結構物之影響，已獲得相當成功的實例證明。



圖八 各類土壤能量與波速關係

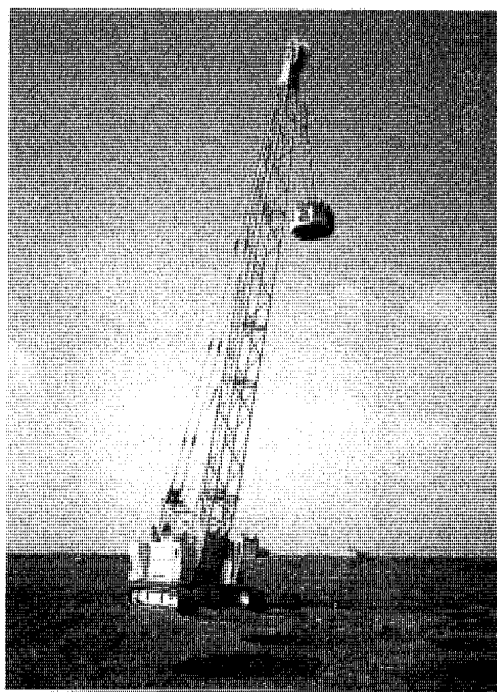
本工程由於採專業責任施工，因此檢核試驗依執行對象及試驗特性分為兩種：其一為校核試驗，係由專業施工者在施工前、中、後分別執行，以確保地盤改良品質；其二為檢核試驗，係於施工前、後由業主委託第三者顧問公司所執行之地盤改良成果驗收試驗。本工程校核試驗共採用 SPT、CPT 及 PMT 三種試驗；而檢核試驗依規範規定，則僅採用 SPT 及 CPT 兩種。校核試驗數量之決定依地層狀況而異，在前導試驗施工時，校核試驗之數量及試點位置，必須詳細規劃設計，以有效地確認全區改良施工之夯擊參

數；而在全區改良施工時，約 3000~5000 m<sup>2</sup> 進行一組試驗。檢核試驗數量則依規範規定，每 2000 m<sup>2</sup> 進行 SPT 及 CPT 各一孔試驗。

### 3.4 施工機具與功率

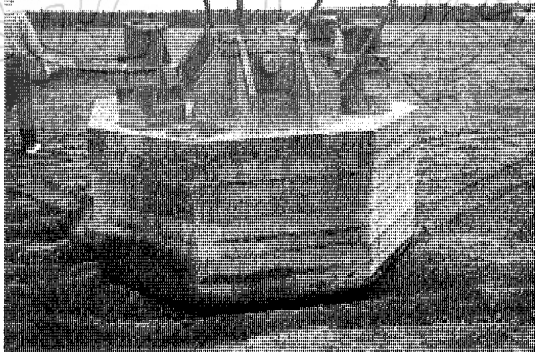
動力壓密工法的基本施工設備簡單，包括吊重設備、夯錘、吊錘裝置、試驗設備及整地機具等。本工程依工期及改良面積之需求，共動員一部動力壓密改良型吊車、二個施工夯錘、一部推土機、一部滾路機及 SPT、CPT、PMT 儀器各一套。

本工程吊重設備採用 300/900 t-m 級動力壓密吊車 (潘少昀/黃子明，民國 84 年)；係將德國 Liebherr HS872 型吊車之部份功能，配合動力壓密工法之需求進行改裝及加強，吊車最大的操作單擊能量為 625 t-m，如照片三所示，並以電腦化自動控制夯錘提昇操作功能，此功能大大地增進了施工效率。

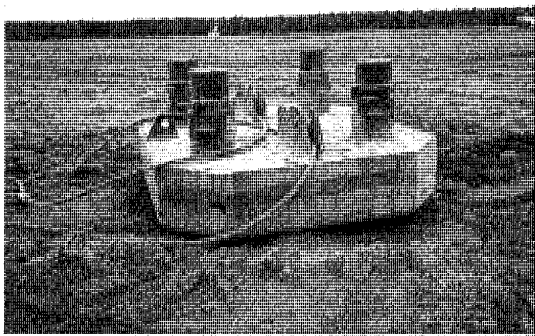


照片三 動力壓密吊車(300/900 T-M級)





照片四 主搗實施工夯錘(夯錘重量24T)



照片五 主搗實施工夯錘(夯錘重量24T)

夯錘的材質係採用鋼板製作組成，主搗實施工之夯錘重量為 24 t，補強搗實施工之夯錘重量為 20 t，夯錘形狀為八角柱體，尺寸大小分別約為 1.5m X 1.5m X 0.9m 及 2.2m X 2.2m X 0.5m，如照片四及五所示。吊錘裝置係指夯錘與吊重設備的結合方式，本工程係採用鋼索連結式吊錘設備，即當夯錘落下時，吊重設備的鋼索隨同夯錘拉出，起錘時，捲揚設備自動收回鋼索而吊起夯錘，節省起落錘之準備時間，提高施工功率。

試驗設備包括一台美製 Hogentogler Inc. 之 CPT 機具、一組 Menard 式 PMT 儀器與 D9000 貫入機、一組 KH-2L 鑽機與 SPT 設備、及 Bruel & Kjaer 地表振動量測儀與測量儀器各一套。

如前所述，夯錘不斷地重覆夯擊地表，在地表形成直徑 3~5 m，深度 1.5~3 m 的陷坑，因此在各階段完成後，以推土機進行整地，以便後續施工進行。

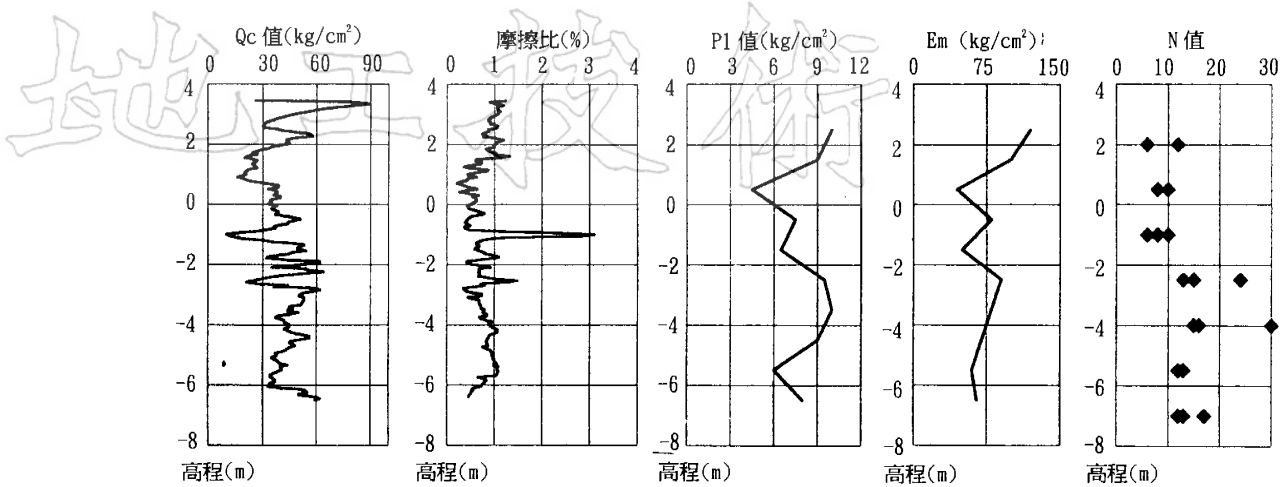
動力壓密施工每組吊重設備功率的評估，係依據其單位時間可吊放夯錘次數多少而定，以本工程吊重設備為例，每班 (10 小時) 約可吊放夯錘 400~500 次，配合上述各種設備，並佐以有效的即時情報化管理系統，本工程在改良深度為 9 m 的條件下，每月約可完成 35,000~40,000 m<sup>2</sup> 的改良面積，約為日本脫鉤式吊錘裝置系統功率的 5~6 倍 (鳴海直信，1987)。

#### 四、前導試驗施工及改良成果

現場前導試驗施工的主要目的為確認全區正式改良施工時，擬採用之各項夯擊參數。本工程第一區為前導試驗區 (面積 900 m<sup>2</sup>)，茲詳述其施工及改良成果如下：

##### 4.1 期前試驗

如前面章節所述，本基地地層細粒料夾層複雜，因此為利於前導試驗區施工改良效果之評估比較，於本區施工前，現場完成 1 孔 PMT、2 孔 CPT 及 3 孔 SPT 等期前校核試驗，圖九表示此三種試驗之結果。其中 SPT N 值為 6~30，變化甚大；其試驗為每 1.5m 施作一次，此結果在偶夾軟弱薄層之地層中，其代表性較易受質疑；而且在試驗過程中，N 值品質易受操作手人為因素影響，因此 SPT N 值不被筆者取為評比依據。CPT 之 Qc 值為 20~70 kg/cm<sup>2</sup>，平均值約為 35kg/cm<sup>2</sup>；fr 值顯示高程 +3.45m~+1.5m 及 -4.0m~-5.55m 之範圍處 (fr=1.0) 細粒含量較高 (約 15%~30%)，



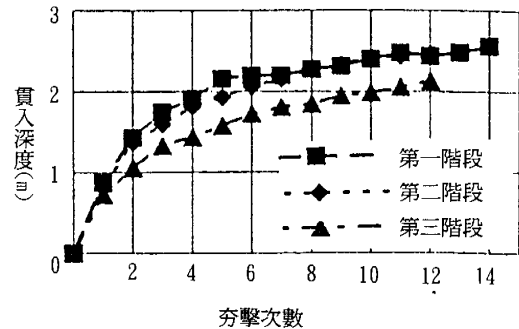
圖九 前導試驗改良前試驗結果

高程-1.0m~-3.5m 之間 ( $fr=1\sim3$ ) 偶夾有粘土薄層 ( $fr>2.5$ )；CPT 試驗可連續性地求得土壤特性及地層層次，其結果對地層的代表性較佳。PMT 結果顯示 PI 值為  $4.5\sim10\text{ kg/cm}^2$ ，平均值約為  $7\text{ kg/cm}^2$ ；而 Em 值為  $5\sim120\text{ kg/cm}^2$ ，平均值約為  $70\text{ kg/cm}^2$ ；PMT 試驗求得之土壤參數為大體積之變形較具代表性。

## 4.2 夯擊參數

原規劃之前導試驗共採四階段施工，即三個主搗實階段及一個補強搗實階段。前兩個主搗實階段目的，係擬以單擊高能量夯實深層土壤達 9 m 深以上；第三階段主搗實則集中在夯實中段深度土壤，及對上部土層產生部份影響；補強搗實目的，則主要在夯實上部 2~3 m 深度範圍之土壤。主搗實階段之單擊能量為  $500\text{ t}\cdot\text{m}$ ，而補強搗實之單擊能量為  $400\text{ t}\cdot\text{m}$ 。

圖十表示三個主搗實階段之 HPT 結果，由圖可發現第一及第二主搗實階段的結果相似，此說明第一與第二階段夯擊點，應力波之影響範圍沒有互相干擾，因此應力波可有效傳遞至深層土層，第三主搗實階段曲線較



圖十 前導試驗區各階段夯錘貫入試驗

為緩和，則是因為經過前二階段的施工，改良區域內較深層之土層已達相當緊密程度，第三階段夯實影響深度較小，因此其貫入量相對減少。

由圖十亦決定了每一主搗實階段之夯擊次數為 8 次，由此可分別求得一、二及三階段之單位面積夯擊能量，分別為  $49\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 、 $49\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$  及  $99\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ ，補強搗實原規劃夯擊能量為  $40\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ ，唯後來發現上部土層經過第四階段補強搗實，仍未能達到規範要求，乃再增加第五階段的補強搗實，致施加之單位面積總夯擊能量，由原規劃之  $240\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$  增加為  $280\text{ t}\cdot\text{m}/\text{m}^2$ 。由 HPT 及全區測量之量測結果，可算出陷坑之

沉陷及隆起體積變化，而求得地面之總沉陷量，表二表示前導試驗各搗實階段之夯擊能量及沉陷量之關係，由表可看出地表總沉陷量為53公分，即地層在9公尺深度範圍內，土壤之平均密度增加了約6%。

表二 前導試驗區夯擊參數及沉陷量

	能量 t.m/m <sup>2</sup>	陷坑體積 m <sup>3</sup>	隆起體積 m <sup>3</sup>	沉陷量 cm
第一階段	49	12.5	3	12.1
第二階段	49	11.1	3.1	10.2
第三階段	99	9.3	2.5	15.7
補強搗實1	40			9.2
補強搗實2	40			5.8
合計	280			53

表三 前導試驗區各階段試驗數量編號

	PMT	CPT	SPT
改良前	1	1, 2	1, 2, 3
第一階段後	11, 12	12, 13, 14, 15	
第二階段後	13	16, 17	
第三階段後		18, 19, 20	
補強搗實1後		21, 23, 24, 25	
補強搗實2後	14, 15, 16, 17	26, 27, 28, 29	8, 9, 10

表四 前導試驗區各階段試驗數量編號

	改良前	改良後夯擊 點位置	改良後非夯 擊點位置
P1	7	18.5	14
Em	70	320	210
Em/P1	10	17.5	15
Qc(砂土層)	35	70	65
Qc(粉土及砂土層)	15	45	35

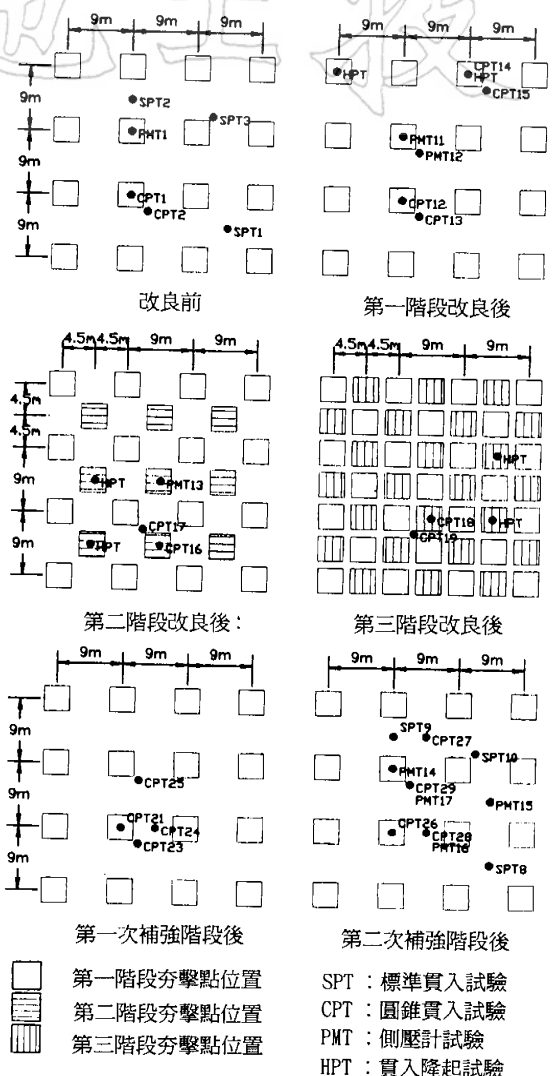
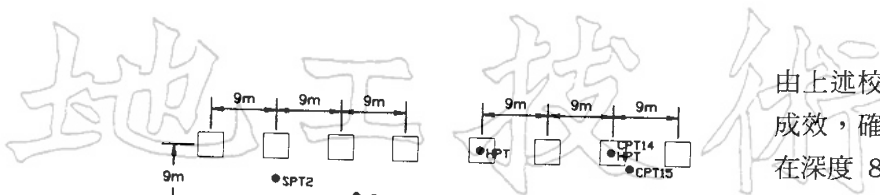
備註：P1、Em、Qc單位為kg/cm<sup>2</sup>。

### 4.3 改良成效

前導試驗施工中，每一搗實階段後必須進行校核試驗，以比較判斷改良結果成效，並隨時修正夯擊參數，表三及圖十一分別表示前導試驗施工前、中、後各階段之 PMT、CPT 及 SPT 等校核試驗數量及位置，此校核試驗計劃於施工前，必須詳細加以規劃，以檢測每一施工階段夯擊點或非夯擊點之改良成效，並藉以評估比較每一施工階段之影響深度、層次及孔隙水壓消散之情形。

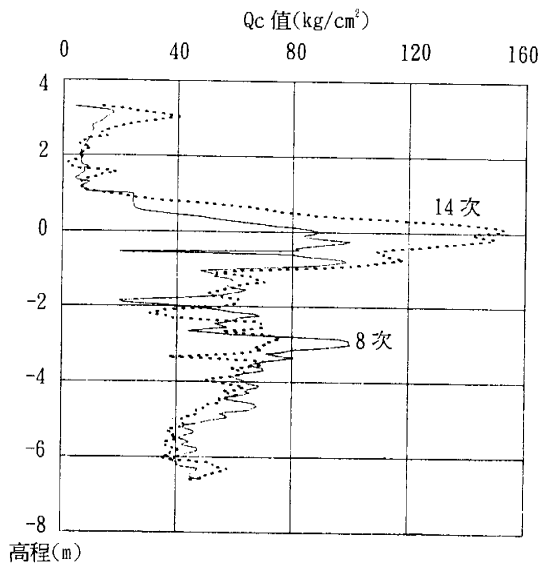
圖十二為前導試驗區第一階段施工後，CPT12 及 CPT14 兩組試驗結果之比較，此圖顯示多增加之夯擊次數，對深處土壤之改良成效有限，而對上中部土壤有較顯著的效果。CPT 1、12、21 及 26 之結果比較，與 CPT2、13、及 25 之結果比較，發現非夯擊點位置之土壤 Qc 值，隨各搗實階段施工而逐漸增加，而夯擊點位置除表層陷坑範圍外，其他深度土層在第一階段施工後，其 Qc 值與補強搗實階段施工後之值比較，並無明顯的增加。

圖十三及圖十四分別表示改良前後 PMT 及 CPT 試驗結果之比較圖。改良後之 PMT 試驗位置，包含了第一、二及三主搗實階段夯擊點 (PMT14、15 及 16)，及其間之非夯擊點 (PMT17)，此結果顯示：夯擊點及非夯擊點位置之最終改良成效差異不大。表四為前導試驗區改良前後之成效歸納表，由此結果可看出 PMT 試驗之平均 P1 值增加了 2~2.6 倍，平均 Em 值增加了 3~4.5 倍；CPT 試驗則依各高程土壤之摩擦比決定土壤之類別(fr < 1 為細砂土層、fr 值 > 1 為粉質/粘土質土層)，顯示平均 Qc 值在細砂層增加了 1.8~2.0 倍，在粉土/粘土層增加了 2.3~3.0 倍。

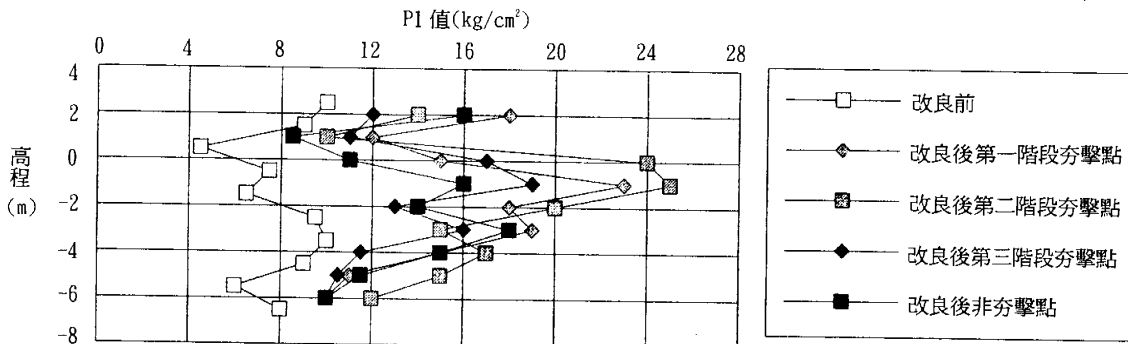


圖十一 前導試驗區各項試驗位置

由上述校核試驗結果顯示前導試驗區之改良成效，確定可符合規範要求，唯筆者發現，在深度 8.5m~9m 處之改良效果較不顯著，單點  $Q_c$  值部份低於規範要求值，因此筆者乃決定於全區改良時，提高主搗實階段之單擊能量為 600 t-m，以確保其有效改良深度。至於單位面積施加之總夯擊能量，則增加補強搗實階段之單擊能量為 500 t-m，並減少補強搗實為一個階段施工，以維持相同之單位面積總夯擊能量 (280 t-m/m<sup>2</sup>)。



圖十二 不同夯擊次數改良效果比較  
(前導試驗區第一階段改良後)



圖十三 前導試驗區改良前後PMT結果

# 地工技術

## 五、全區改良施工及改良成果

### 5.1 夯擊參數

依據前導試驗施工結果，確定了全區改良施工之夯擊參數如下：主搗實階段及補強搗實階段之單擊能量，分別採用 600 t-m 及 500 t-m，分成三個主搗實階段及一個補強搗實階段施工，第一、第二及第三階段之夯擊次數分別為 8 次、8 次及 6 次，補強搗實階段 (第四階段) 的夯擊次數為 2 次，由此可分別求得第一、二、三及四階段之單位面積夯擊能量，分別為 59 t-m/m<sup>2</sup>、59 t-m/m<sup>2</sup>、89 t-m/m<sup>2</sup>及 75 t-m/m<sup>2</sup>，維持單位面積施加之總夯擊能量為 282 t-m/m<sup>2</sup>。

各階段施工之夯擊點配置則按前導試驗施工之配置方法規劃，並採二、三區及四、五區分別合併的大面積規劃施工，以增加施工效率。在上述每一階段夯擊完成後，視必要量測夯擊所致之陷坑的直徑及深度，並於填平陷坑後執行下一階段夯擊點放樣時，進行全區高程測量，以計算地表總沉陷量，表五表示全區改良施工中，各搗實階段之單位面積施加之夯擊能量與沉陷量之關係，平均總沉陷量約為 50cm，此與前導試驗施工結果甚為吻合。

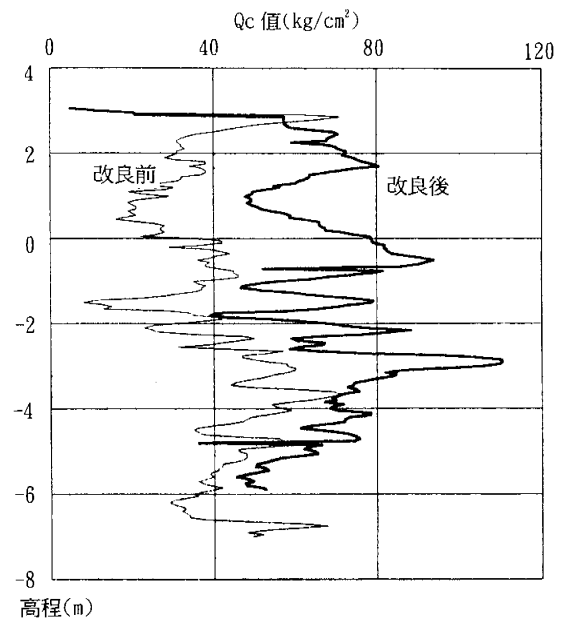
### 5.2 改良成效

本工程於前導試驗區施工執行時，即分別於其餘四區進行全面性的期前校核試驗，共計完成 8 孔 PMT、11 孔 CPT、及 3 孔 SPT。如前所述，SPT 之結果同樣顯示出 N 值變化甚大，較難以作為確切評斷改良成效之工具，因此在期後校核試驗時，筆者僅執行 PMT 及 CPT 兩種試驗，表六為全面積四

區在改良施工前後之 PMT 及 CPT 校核試驗數量表。

表五 全區改良夯擊參數及沉陷量

	能量(t-m/m <sup>2</sup> )	陷坑體積(m <sup>3</sup> )		沉陷量(cm)	
	2,3,4,5區	2,3區	4,5區	2,3區	4,5區
第一階段	59	11.6	12.2	12.5	14.5
第二階段	59	10.7	11	11.3	12.1
第三階段	89	8.1	8.4	14.1	14.6
補強搗實	75			11	11
合計	282			48.9	52.2



圖十四 前導試驗區改良前後CPT結果

表六 全區改良前後各區試驗數量編號

	PMT		CPT	
	改良前	改良後	改良前	改良後
第二區	3,4	22,23	3,4	30,31
第三區	5,6	24,25	5,6	32
第四區	7,8	18,19,26	7,8,11	34,35,38
第五區	9,10	20,21,27	9,10	36,37

筆者歸納數組 PMT 試驗結果如表七所示，顯示土壤經過 12 天的復硬特性，其 Em/Pl 比值由 11.5 增加為 18.8，此說明了本基址土層之復硬性 (Thixotropic

Recovery)，對動力壓密改良之檢核及校核試驗結果影響甚大，因此驗收檢核試驗之時機，建議在確認土壤復硬特性已發揮之後。

表七 土壤復硬性(PMT試驗平均值)

靜置時間	P1值	Em值	Em/P1比
0日(PMT 23)	13	150	11.5
1日(PMT 24)	13	200	15.4
3日(PMT 25)	14	230	16.5
12日(PMT18~23)	16	300	18.8

備註：P1、Em單位為kg/cm<sup>2</sup>

表八歸納了全面積四區之期前與期後校核試驗結果，由表顯示 PMT 試驗之 P1 值，平均增加了 2.1~2.3 倍，Em 值增加了 4~6.4 倍；CPT 試驗之 Qc 值在細砂層增加了 2~2.6 倍，在粉質/粘土質層則增加了 1.8~2.5 倍，此數值顯然比前導試驗施工結果更佳。

表八 全區改良成效歸納表

	改良前	改良後	
		夯擊點	非夯擊點
P1	7.5	17	16
Em	75	480	300
Em/P1	10	28	19
Qc(砂層)	35	90	70
Qc(粉土及粘土層)	20	50	35

備註：P1、Em、Qc單位為kg/cm<sup>2</sup>

### 5.3 檢核試驗

依據規範，本地盤改良成果必須符合表一所列之 SPT 及 CPT 檢核試驗標準，其判定合格標準為：每一試驗孔各高程之成果值皆須大於標準值，或同一試驗孔連續三高程之 N 值或 Qc 值之和，大於相對應標準值之和。

全區改良施工完成後，基址內檢核試驗共計完成 CPT 及 SPT 各 52 孔。CPT 結果全部符合規範，而少部份 SPT 結果則未能完全符合規範，此乃因 SPT 係每 1.5m 深做一

N 值試驗，且本基址地層常夾雜著粉土或黏土薄層，檢核試驗 SPT N 值之施作深度間隔及數量訂定欠妥，以致在此等細顆粒土壤薄層分佈不甚規則之地層所具代表性不足，復經劈管樣品試驗及詳細比對，發現 N 值不符合规范要求之高程所在位置，其土壤之細粒含量都相當高 (約 20%~40%)，筆者再依據 Seed and et al (1983) 及 (1985) 之方法，以及其土壤之特性，評估其液化潛能，證實該等土壤之改良後 N 值，仍皆能符合地層抗液化之规范要求。

圖十五及圖十六分別為全區改良施工前後檢核試驗之 CPT 與 SPT 結果平均值及要求規範值，圖十七則為改良前後校核試驗之 PMT 結果平均值，結果顯示平均改良成效甚為理想及成功。

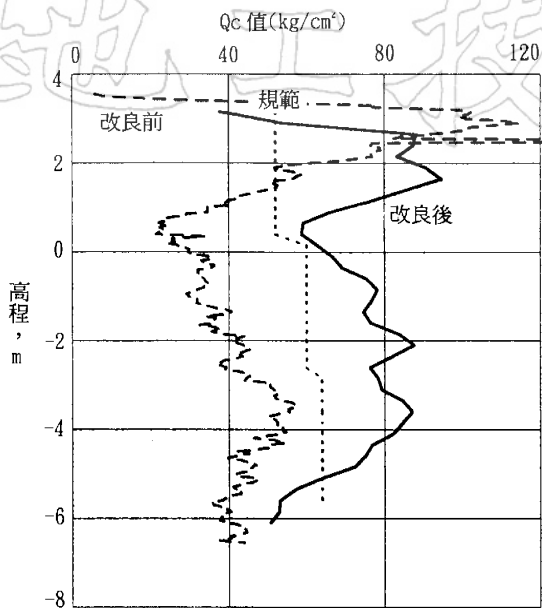
## 六、結論與建議

綜合本文討論結果，歸納結論與建議如下：

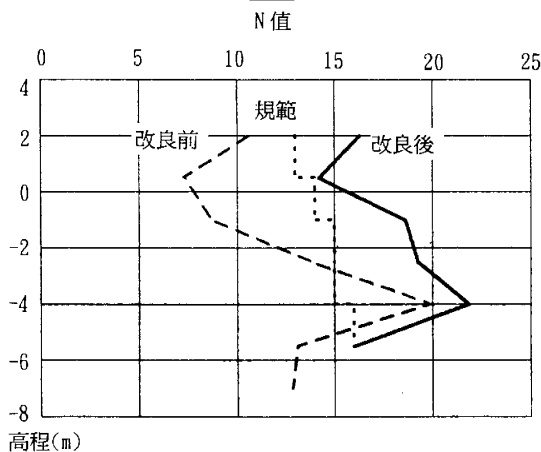
(1)本工程主搗實階段及補強搗實階段分別採用單擊能量 600 t-m 及500t-m，分四階段搗實施工，總施加於地層之單位面積夯擊能量為 280 t-m/m<sup>2</sup>，引致地層總沉陷量為 50~55 cm，地表下 9m 內地層之平均密度增加約 6%。

(2)CPT 及 PMT 試驗結果顯示改良後土壤參數值成倍數增加：Qc 值增為 2.0 ~2.6 倍 (砂層)，1.8~2.5 倍 (粉土/粘土層)；P1 值為 2.0~2.5 倍，Em 值為 3.0 ~ 6.5 倍。證明了該土層上部 9 m (EL.+3.45m~-5.55m) 之土壤經過動力壓密施工改良後，已成為過壓密土壤 (Overconsolidated Soil)，並且發現土壤具復硬性 (Thixotropic Recovery)。

(3) 依據本地盤改良施工成果，筆者推估

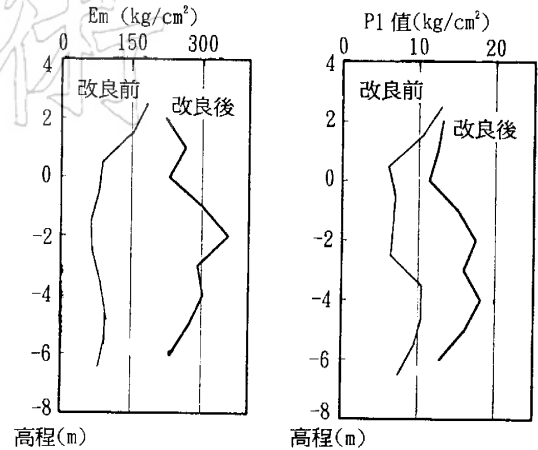


圖十五 全區改良前後CPT檢核試驗結果



圖十六 全區改良前後SPT檢核試驗結果

公式 ( 1 ) 之土壤係數  $\delta$  值約為 0.35 ~ 0.45，此與國外文獻數值比較似嫌偏低，判斷可能由於砂層中細粒含量較高，及地層中常夾有粉土 / 粘土薄層，而影響了能量應力波在地層中之有效傳遞深度，建議宜由學術界擬訂  $\delta$  值研究主題，參與未來之台塑六輕地



圖十七 全區改良前後PMT校核試驗結果

盤改良計劃，俾建立適合國內土壤特性之經驗公式及相關係數值。

(4) 振動監測結果顯示動力壓密施工引致之地表振動，對鄰近結構物之影響並不嚴重。本基址於距離夯擊點 30m 處，量測得顆粒尖峰波速為 14 mm/sec，遠小於建築結構物 (住宅用) 安全之標準值 ( 50 mm/sec )；甚且以明溝阻絕表面波，而降低地表振動對鄰近結構物之影響，已在 "台塑麥寮員工宿舍區動力壓密改良工程" 中，獲得成功的實例證明。

(5) 地盤改良工作的特性適合採用專業責任施工制 (Performance Contract)，值得在國內推廣；地盤改良成效之驗收規範訂定，應考慮地層中軟弱夾層之影響，CPT 及 PMT 為最適切的驗收檢校試驗方法，若擬採用 SPT 為驗收試驗方法，宜採用連續性的 SPT 試驗 (試驗間隔為 50cm)，並採用自動落錘方式以避免人為因素影響其試驗結果之可靠性。

(6) 動力壓密施工採用即時回饋情報化管理系統，對施工中之各項資料進行立即回饋分析，可確保施工後之品質；而電腦控制自

動化之 DC 專用吊車的發展，大大地增進了動力壓密施工的功率。例如本工程以一部 300/900 t-m 級之 DC 專用吊車，在不到兩個月的時間，即成功地完成面積 6.5 公頃的地盤改良。

(7)動力壓密工法，除成功地應用於浚渫回填新生地及一般疏鬆之沖積砂土層等地層之改良外，國外資料顯示其亦已成功地大量應用於：

<a>含有大量碎岩回填地層之山坡地開發或挖山填海工程。

<b>垃圾掩埋場減容工程(目的為延長掩埋場之使用年限)。

<c>核廢料掩埋場之地質改良。

未來政府擬計劃以抽砂回填造地的工業區面積尚有數萬公頃，可預見深層地盤改良將是國內工程界的熱門話題，動力壓密工法可在國內深層地盤改良扮演重要角色，因此筆者願藉此文與國內地工朋友共勉與切磋。

## 誌 謝

感謝台塑企業集團給予筆者機會首度引進動力壓密工法於國內，並負責本地盤改良計劃之執行。筆者更擬藉此文感謝法國 Menard Soltraitemment 公司及 Mr. S. Varaksin 十五年來的合作與協助，最後並感謝本公司徐麗惠小姐及游淑惠小姐之協助打字及校對。

## 參考文獻

亞新工程顧問股份有限公司(民國81年)，“台朔麥寮重機械廠大地工程調查及分析工作報告(第一冊)”，報告編號 521-1 號。

潘少昀、黃子明(民國84年)，“動力壓密工法在海埔新生地地盤改良工程之應用”，第六屆大地工程學術研討會論文集，民國84年8月18-20日，阿里山，台灣，第1071-1082頁。

鳴海直信(1987)，“最近軟弱地盤對策工法設計施工例-動力壓密工法”，月刊建設，第69-78頁。

LUKAS, R. G. (1980), “Densification of Loess Deposits by Pounding”, *Jour. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 106, No. GT4, pp.435-446.*

MENARD, L. and BROISE, Y.(1975), “Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation”, *Geotechnique, Vol 25, No.1, pp. 3-18.*

MENARD SOLTRAITEMENT (1994), “Dynamic Consolidation Final Report: Anti-liquefaction Treatment for the Heavy Equipment Plant”, January 1994.

SEED, H.B., IDRISSE, I.M., and ARANGO, I. (1983), “Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data”, *Jour. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 109, No.3, pp.458-482.*

SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F., and CHUNG, R.M. (1985), “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations”, *Jour. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 111, No.12, pp. 1425-1445.*

WISS, J. F. (1981), “Construction Vibration”, *Jour. Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 107, No. GT2, pp.167-182*

本文之討論意見將在後期雜誌中刊出，請您將意見於三個月內寄交雜誌編輯委員會。

**84年7月11日收稿**

**84年7月27日修改**

**84年8月9日接受**