

專刊 172 號

台中港 1 至 4A 碼頭 9 2 1 地震 液化災損初步調查研究

交通部 港灣技術研究中心
運輸研究所

中華民國八十八年十月二十一日

台中港1至4A碼頭921地震 液化災損初步調查研究

執行單位：大地工程組

執行期間：民國八十八年九月廿一日至
民國八十八年十月廿一日

計劃召集人：張金機主任

計劃主持人：賴聖耀副研究員兼組長

共同主持人：謝明志副研究員

協同主持人：李延恭研究員

李豐博研究員

陳圭璋副研究員

蘇吉立助理研究員

陳志芳研究助理

陳正興台大教授

黃國祥台大博士班研究生

技術人員：李春榮技術員

陳義松技術員

張阿平技術員

張惠華技術員

台中港1至4A號碼頭921地震液化災損初步調查研究

摘 要

921 大地震後台中港區有多處受損，其中以1至4A號碼頭受損最為嚴重，沉箱碼頭因為地震外移(最大外移量約在 1.7 公尺)，碼頭後線作業區及道路發生崩裂、噴砂、凹洞等現象，目前塌陷面積持續擴大，海水不斷湧進湧出，砂土逐漸流失，顯示危機仍未完全排除。

本計劃為震災後一個月之短期計劃，於1至4A號碼頭進行測量及於後線作業區進行 18 孔 CPT 地質調查試驗，並進行地震、液化潛能、下陷潛能等分析，經調查與分析結果：921 大地震台中港之 PGA 值約為 160gal；根據碼頭基礎竣工圖研判，自沉箱至現有倉儲區亦即本次地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區，其回填厚度由碼頭岸肩附近之 12-16 公尺逐漸遞減至鐵軌之 1-3 公尺；根據 CPT 地質調查試驗，碼頭後線之水力回填砂土質非常疏鬆軟弱，其 CPT $-q_c$ 值小於 50kg/cm^2 ，且距離碼頭岸肩愈遠之區域疏鬆軟弱層愈薄，此與回填砂厚薄趨勢吻合；由液化潛能分析結果，發現回填土層之液化機率值頗高，其值大於 0.5，抗液化安全係數大部份小於 1；由地震下陷潛能分析，發現碼頭後線回填土之差異沉陷量極大，其值約在 10-60 公分之間，其下陷量由碼頭岸肩之 35-50 公分逐漸遞減至鐵軌道之 5-20 公分，此與回填砂厚度及液化程度相關。唯下陷潛能分析結果皆較實測下陷量小，此與回填砂液化後砂土往港側流失有關。

經本中心初步調查研究，本次 1-4A 碼頭震災之原因，約可分三方面：碼頭後線儲轉區土壤嚴重液化是造成地層下陷的主因；碼頭岸肩附近下陷量達 80-100 公分及高達 4-5 公尺深之大坑洞之原因，為碼頭後線背填土液化後填補碼頭位移量及砂源因滲漏現象往港側流失造成；而沉箱式碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺及側傾是背填土受強震影響產生極大之動態水壓力及動態土壓力所造成，提供台中港區碼頭設計及維修的參考。

台中港1至4A號碼頭921地震液化災損初步調查研究

摘要.....	張金機
一、前言.....	李延恭
二、現有資料檢討.....	李延恭
2.1 海氣象資料檢討	
2.2 現有地質及地震資料檢討	
2.3 碼頭規畫及設計資料檢討	
2.4 碼頭使用現況說明	
三、台中港碼頭地震災害調查分析.....	蘇吉立
3.1 台中港附近地區液化災害簡介	
3.2 1至4A碼頭下陷及孔洞分佈狀況	
3.3 1至4A碼頭位移分佈狀況	
3.4 1至4A碼頭側傾分佈狀況	
3.5 綜合分析與初步建議	
四、921地震及震災後地質調查分析	
4.1 921地震資料調查分析.....	謝明志
4.2 震災後地質調查分析.....	陳志芳
五、地震液化潛能分析.....	謝明志
5.1 SPT之液化潛能分析	
5.2 CPT之液化潛能分析	
六、地震下陷潛能分析.....	賴聖耀、李豐博
6.1 液化與沈陷相關性之探討	
6.2 SPT之震陷潛能分析	
6.3 CPT之震陷潛能分析	
七、碼頭之穩定性分析.....	陳圭璋、陳正興、黃國祥
八、結論與建議.....	賴聖耀
參考文獻	

一、緒論

1.1 前言

921大地震後台中港區有多處受損，其中以1至4A號碼頭受損最為嚴重，沉箱碼頭因為地震外移(最大外移量約在15公尺以上)，碼頭後線作業區及道路發生崩裂、噴砂、凹洞或隆起現象，緊鄰沉箱碼頭之倉儲棧房地基淘空，機具傾斜，距離較遠的倉儲亦受波及導致糖蜜和化學品外漏、油管和污水等管線塌陷破裂，損失極大。目前塌陷面積持續擴大，海水不斷湧進湧出，砂土逐漸流失，顯示危機仍未完全排除。

根據本中心現場調查災損情形及各學者專家勘災後提出的見解均不排除此次災變極有可能是地震引起砂土層產生液化的結果，惟實際造成災損原因有待更詳細的資料作進一步的研判。

由於發生災損地區為抽砂回填區，無地質資料故本研究於地震災後立即進行現地地質補充調查及試驗室土壤試驗，希望對災損區域地質情況及土壤工程性質有更詳細的資料作為災損原因研判的依據並提供台中港區作為碼頭設計及維修的參考。

1.2 「土壤液化」之定義

由於本次災變極有可能是地震引起砂土層產生液化的結果，因此本節在此說明「土壤液化」之定義，供讀者參考。所謂「土壤液化」(Liquefaction)，顧名思義，就是土壤由原先固態的行為，轉變為類似「液體」的狀態，而這種「液化」的狀況通常可持續數秒到數分鐘之久。當此種現象發生的時候，土壤的承载力會在瞬間驟降甚至到零的地步，而建築在其上的結構物也就是因基礎失去支撐而傾斜或倒塌，造成無法彌補的損害。其實，「土壤液化」是大地工程學的專有名詞，是指飽和砂性土壤在地震等反復荷重作用下，土壤顆粒有緊密化之傾向，由於孔隙水不能及時排出，導致超額孔隙水壓逐漸上升，土壤有效應力相對地逐漸減低。當超額孔隙水壓之上升累積至與土壤之垂直壓力相等時，土壤之有效應力為零，即稱土壤達到初始液化狀態(Initial liquefaction)，開始產生較大明顯之應變。在後續之反復荷重作用下，隨著土壤密度狀態不同，可能產生兩種不同之變形反應。對於密度低之疏鬆砂土，其後續之變形量快速增大，僅具有微弱甚或不具有應變抵抗，這種現象即為液化(Liquefaction)；對於中等密度以上(孔隙比在臨界狀態下)之砂土，其在後續反復荷重作用下之膨脹特性(Dilatancy)，使其變形量僅作有限之增大，是為反復流動現象

(Cyclic Mobility)。土層發生液化現象或反復流動現象皆可能引致不同程度之沉陷、側向位移或砂潰等現象，使其上承之構造物、建築設施、基礎、地下管線等發生不同之沉陷或上浮、傾側甚至毀損等災害。廣義之土壤液化現象即包含上述兩種現象。

二、現有資料檢討

2.1 海象資料

1. 波浪

台中港冬季波浪以波高1.0至2.0公尺出現機率最高，約佔全冬季4.84%，週期主要集中於5~7秒之間，記錄中冬季最大示性波高為4.95公尺，週期8.9秒，夏季波浪以波高小於1.0公尺出現機率最高，約佔全夏季79%，週期較冬季略小，集中於4~6秒間，記錄中夏季最大示性波高為5.62公尺，週期10.9秒。

2. 潮汐

根據台中港過去曾測得之潮汐觀測資料，統計可得下列各種設計潮位值：

最高潮位(H.H.W.L.)+5.86m(60.9.23)

平均高潮位(M.H.W.L.)+4.42m

平均潮位(M.W.L.)+2.65m

平均低潮位(M.L.W.L.)+0.88m

最低潮位(L.L.W.L.)-0.55m(76.1.2)

本所於台中港4號碼頭與蓄水池棧橋間埋設潮位監測儀長期監測台中港區潮位變化情況，潮位計採用HANDAR 水晶壓力式540A型，根據監測資料顯示9月21日集集大地震當天潮位情況如下：

日期	時間	潮位(公分)	備註
88/09/20	19:42	440.1	該日第二次高潮位
88/09/21	01:42	188.9	該日第一次低潮位

88/09/21	07:42	434.9	該日第一次高潮位
88/09/21	14:18	114.2	該日第二次低潮位
88/09/21	20:48	450.3	該日第二次高潮位

921集集大地震發生於凌晨1時47分當時之潮位為190.4公分極接近當日第一次最低潮位。

2.2 現有地質及地震資料檢討

2.2.1 台中港及鄰近地區地質概況

台中港區原地形為由大甲溪和大肚溪沖積形成之西部海岸平原，基地地盤構造屬台灣新第三紀地槽盆地中之台西—台中構造盆地，地表為現代沖積層所覆蓋。其下依次為上新世及更新世未固結之頭嵙山層，上新世之卓蘭層及錦水頁岩層等，現代沖積層主要由粘土、沉泥、砂和礫石所組成，厚度甚厚，由鑽探結果顯示，地表下100至130公尺內大多為沉泥質砂層間夾沉泥或粘土薄層，其下始有礫石出現。

2.2.2 地層分佈情況

台中港區地表地層為由河川沖積及海洋沖積雙重作用所形成之巨厚現代沖積層所覆蓋，主要為沉泥質砂，砂質沉泥，粘土質沉泥及沉泥質粘土等互相交雜而成。有關於沉積土層之厚度，根據台中港務局在台中港區內進行的鑽探資料顯示，鑽探深度至60公尺時仍為沉積砂土層，而根據本中心在中突堤之地質調查資料顯示，鑽探深度在200公尺時，僅在高程54公尺至72公尺及90公尺至110公尺間，偶含礫石，在182公尺至189公尺處有7公尺厚卵石礫石層，礫石粒徑在6公分以下，故現代沖積層為厚層砂土層，其詳細厚度未知，惟根據鑽探資料可確定沖積層厚度應在200公尺以上。

根據歷年來台中港務局，台中火力電廠，各工程顧問公司及營造公司在台中港區進行之地質鑽探資料顯示台中港區自地表至高程-10公尺之間以灰色細中砂為主，尤其靠近地表處大都屬不良級配中細砂，疏鬆至中等緊密程度為基礎不良承載層，碼頭結構設計時應考慮地震時飽和砂土層之液化潛能。

高程-10m以下土層以沉泥質細砂層為主，惟細砂層間含粘土質沉泥或沉泥質粘土薄層或厚層，但常不延續而間斷出現，頗為複雜，薄層厚度不等約在幾公分至2公尺以上，隨地區不同而異，不論砂土層之緊密度或薄層粘質土之稠度隨深度及地點不同變化極大，鑽探資料顯示台中港區土層

標準貫入試驗N值在同一深度中分佈甚為散亂，可見本區土層的確有交錯沉積之現象，一般而言，大致在高程-25m以下N值大都高於30，屬中等緊密以上程度，而高程-80m以下土層N值大都高於100屬極緊密堅硬之層次，可提供比較可靠的承載力。

2.2.3 台中港區地下水情況

根據本研究中心及各工程顧問公司在台中港區埋設之觀測井及水壓計量測資料顯示，台中港區淺層地下水位變動範圍在高程+2.5m至+4.5m之間，地下水位季節性的變化範圍在2公尺以內，就一年之變化情形研判，以五月至八月雨季期間地下水位最高，而以12月至2月間之乾旱季節期間地下水位最低，顯示地下水位受季節性的影響極大。

台中港區地層雖以厚層沉泥質砂土層為主，但依據鑽探資料顯示砂層間含有許多厚度不等的沉泥質粘土薄層或厚層，尤其在高程-30m至-40m間及高程-80m至-100m之間，粘土夾層出現最多，厚度也最厚，雖然到目前為主，尚無充分證據顯示各地區同一粘土薄層有連續均勻分佈現象，但是根據此種類型之地層分佈情況研判，若地下水大量抽取極可能造成地下水壓呈非靜態分佈現象，根據亞新工程顧問公司在台中火力電廠所進行的地下水壓分佈情況調查資料如圖2.1所示，資料顯示地下水壓在高程-12m以下即有較靜態水壓為低的現象，而高程-12m至-15m間恰有一層沉泥質粘土層阻隔，為造成地下水壓較靜態水壓低的原因，且隨著深度地下水壓逐漸遠離靜水壓力。台中港其他地區是否有此現象有待更進一步的探討。

2.2.4 台中港及其鄰近地區地震資料分析

台中港區之地震—地殼構造特性十分複雜，地震亦十分頻繁，本地區較大的地震發生在1916年11月15日，震央在台中東南方，地震規模6.0造成1人死亡，20人受傷及一千多棟房屋受損。1935年4月21日台灣中部地區發生芮氏7.1級大地震，其震央位於台中市北北東約30公里大安溪中游；關刀山東南南約3公里處，距台中港約40公里，同年發生一連串的地震包括1935年4月21日獅潭附近，地震規模6.2。1935年5月5日及30日發生於苗栗南方及台中東方，地震規模分別為6.2及5.9。同年6月7日及7月17日發生於大肚溪河口及後龍溪河口，地震規模6.0及6.4，該年地震造成台灣地區三千多人死亡，一萬餘人受傷，房屋受損高達二萬戶，為台灣本世紀以來最大之地震災變，並產生三條所謂"1935年地裂"。其中之一屯子腳地震斷層即位於本基地東北側沙鹿附近沿北偏東約60°方向向上延伸至台鐵泰山火車站附近。斷層因地震開裂了12公里。自1935年震災後，新竹—台中地區雖未再有災害性的地震發生，然而歷年來台灣地區之地震分佈及其他研究均顯示該斷層區仍有相當顯著的地震活動。中部地區歷年災害地震記錄

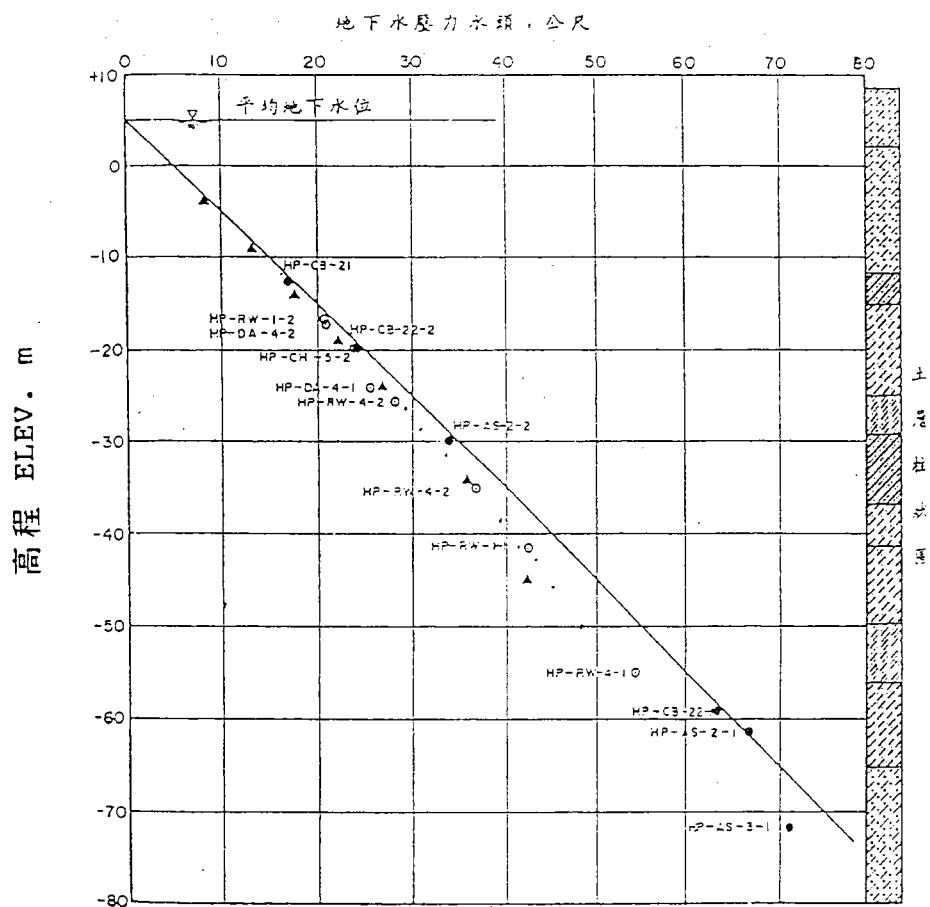


圖2.1 台中港區地下水壓分佈情況(取財自亞新工程顧問公司, 1985)

資料如表2.1所示，本次921集集地震，地震規模達7.3，為台灣本世紀最嚴重的大地震，且餘震不斷，最大餘震達6.8。

根據過去地震記錄及蔡義本等人(1977)之研究，台中港區位屬西部地震帶之中央區域，於1897至1978年間，地震規模大於7.0以上之震央，有三處落在西部地震帶上，其中台灣有史以來地震最大的一次，距本基地約40公里，就中央研究院及中央氣象局之地震記錄，選取中部地區自1935年至1978年間，地震規模大於5.0之強震資料，可發現后里、卓蘭地區附近，地震相當活躍，地震規模及加速度亦大，故威脅台中港區之地震可能來自該區，目前發生集集大地震後對車籠埔斷層及雙冬斷層附近地區之地震調查有待更進一步探討。

表2.1 中部地區歷年災害地震資料

發震時間	震央		深度 (公里)	地震 規模 (M)	災害				地殼變動
					死	傷	房屋 全倒	房屋 損害	
1905 8 28 0 22	清水東南方(海)	24-12.00 121-42.00		5.9				9	
1916 11 15 6 31	台中東南方	24-2.00 120-48.00		6.0	1	20	97	972	
1935 4 21 6 2	卓蘭附近	24-18.00 120-48.00	5	7.1	3276	12053	17907	36781	斷層、山
1935 4 21 6 26	獅潭附近	24-42.00 120-54.00	淺層	6.2					崩地裂
1935 5 5 7 2	苗栗南方	24-30.00 120-48.00	淺層	6.2		38	28	571	
1935 5 30 3 43	台中東方	24-6.00 120-48.00	淺層	5.9			2	24	
1935 6 7 10 51	大肚溪河口	24-12.00 120-30.00	淺層	6.0		2	5	190	
1935 7 17 0 19	後龍溪河口	24-36.00 120-42.00	30	6.4	44	391	1734	5887	
1939 11 7 11 53	三義附近	24-24.00 120-48.00	淺層	6.1			4	20	

2.3 碼頭規劃及設計資料檢討

台中港1至4A號碼頭皆屬沉箱重力式碼頭，碼頭面高程均為+6.2m，設計水深分別為1至3號碼頭高程-13m，4號碼頭-11.0m，4A號碼頭為-9.0m，沉箱寬度在16m至18m間，1至3號碼頭碼頭長度均為250公尺，4號及4A號碼頭長度分別為200公尺及185公尺，沉箱碼頭基礎為厚約1.5公尺之塊石及1公尺厚之卵石基礎拋石。

1至4A號碼頭建造於民國65年，根據台中港務局提供之碼頭結構斷面資料如圖2.2至圖2.4所示，設計資料顯示1至4號碼頭牆背為粒徑10cm以上

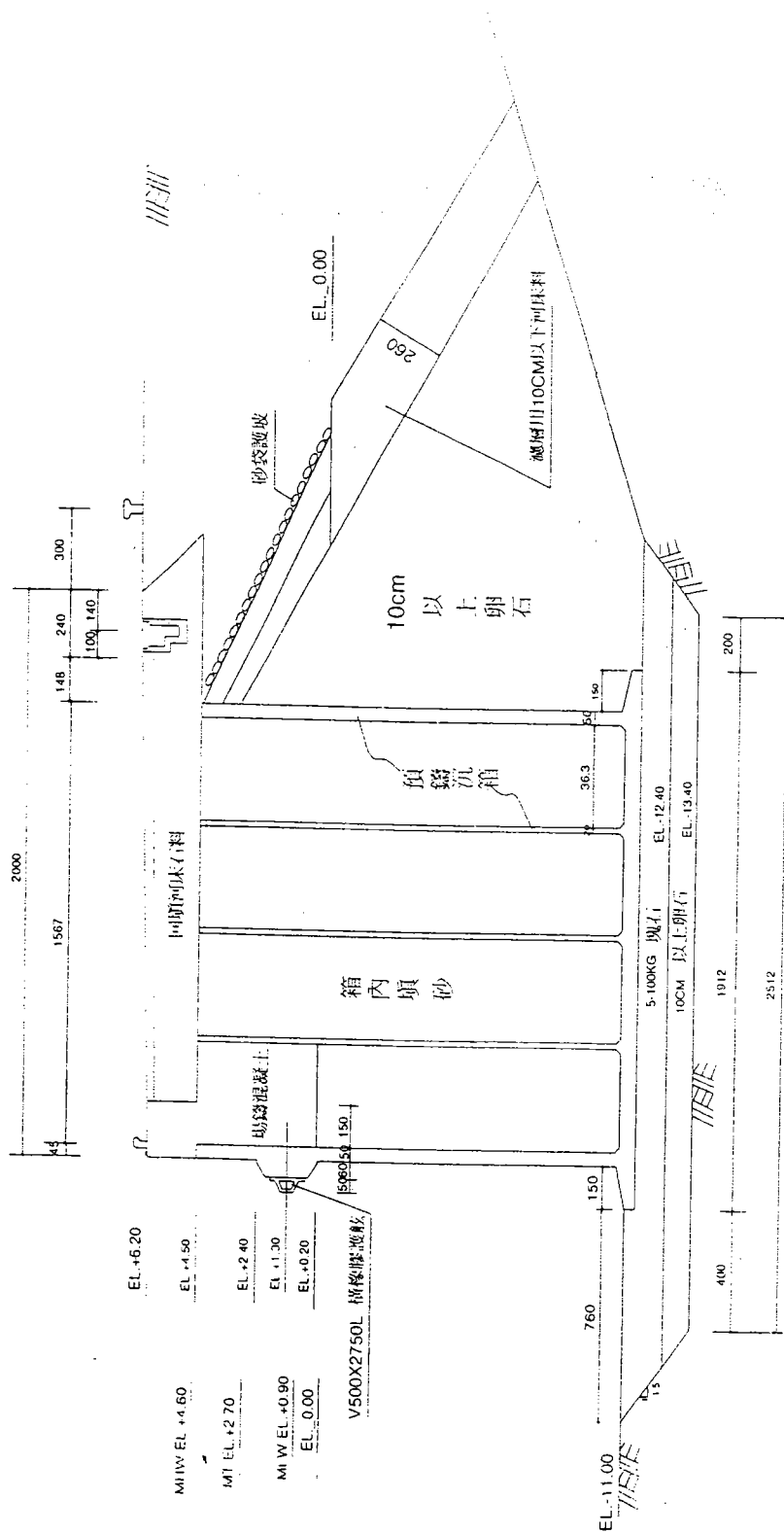


圖2.3 台中港4號碼頭斷面圖

之卵石，回填料成三角形分佈，回填料坡度約1：1.5接近回填料之安息角，其上加鋪2公尺厚粒徑10cm以下之河床料作為濾層，圖2.2顯示，碼頭基礎浚挖時係分成三層作階梯式施工，各層坡度分別為1：2，1：3.5及1：8，其上再以水力回填砂回填作為碼頭後線作業場，根據碼頭基礎竣工圖研判，自沉箱至現有倉儲區亦即本次地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區。

一般重力式碼頭損壞原因不外是基礎土壤承载力不足，堤體滑動或傾倒，或產生整體滑動造成全面性之崩潰，而造成破壞之外力包括地震力、超過設計荷重之主動土壓力或殘餘水壓力，以及疏鬆軟弱之基礎土壤等。

1至4A號碼頭係在強震作用下破壞，故地震力對沉箱碼頭結構之作用行為影響極大，而碼頭後線回填砂土層明顯之液化現象亦是造成這次震災之重要因素。

2.4 碼頭使用現況說明

台中港1至4A號碼頭屬北碼頭區，其後線腹地規劃為食品加工專業區，1至4號碼頭主要用途為提供大宗散貨、管道貨及油類等之裝卸，主要靠船舶型包括水泥船、穀類船、液散船、油品船等，根據台中港務局規劃1至3號碼頭係靠船50,000WT以上之船型，碼頭承租公司包括遠東、利時康、台灣糖蜜、南榮、東海、眾信等，4A號碼頭則專供台泥及幸福水泥使用，此次地震災變對後線廠商影響較大的包括遠東倉儲、台灣糖蜜、味丹、南榮、眾信、台泥、中港、德榮等，尤其緊鄰一號及三號碼頭後線機具儲槽都設在此的遠東倉儲，在這次大地震中，損失最為為慘重。

1號及3號碼頭配置有高速吸穀機，2號碼頭目前為中油使用，卸料由船上泵浦壓送經岸上管道及加壓暫送至防風林內之油庫區，4A碼頭卸水泥係直接由水泥船壓送至水泥儲倉，本次震災範圍內之卸除設備損壞較嚴重者為1號及3號碼頭岸肩設置的高速吸穀機及一線之7500噸平倉和地下管線，離碼頭法線95公尺以外之穀倉，儲槽等損壞較輕。

三、台中港碼頭 921 地震災後現地調查分析

3.1 前言

此次源於集集之芮氏規模 7.3 強烈地震，可謂中部地區百年來之大地震，除使中部地區地層大變動外〔如圖 3-1〕，更使中部地區地質出現許多難得一見之明顯土壤液化現象；鄰台中港區較大規模者如：全興與龍井間之大肚溪沿岸溪埔地〔如圖 3-2〕、彰濱地區之海埔地〔如圖 3-3〕及台中港區〔如圖 3-4〕。

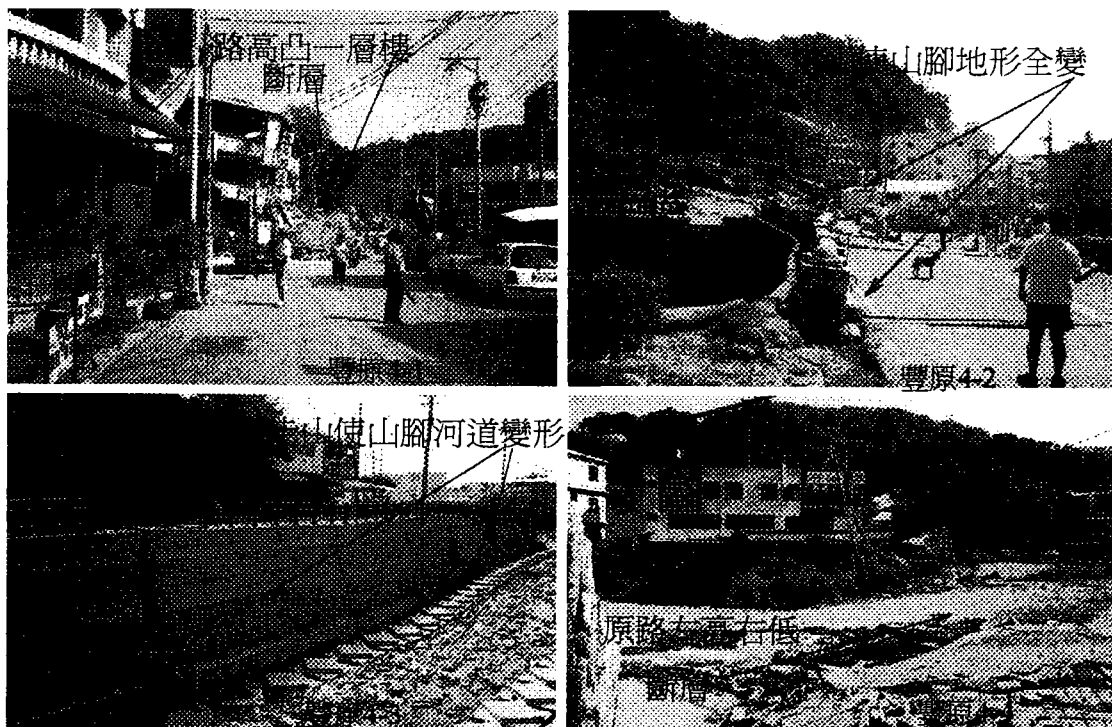


圖 3-1 中部地區斷層及地層滑動景況之一

1999/9 蘇吉立

地震引致基礎土壤液化之問題，經媒體多方之報導，已然引起民間、專家、學者及政府各方之關注。

因有鑒於台中港區以 1 至 4A 號之重力式沉箱老舊碼頭液化現象最為明顯，災況較為嚴重，故特選定該區，針對受震及受震後土壤液化之相關災況，予以詳入調查探討與分析，以為日後更深入之學術研究、工程改善與設計加強之參考。

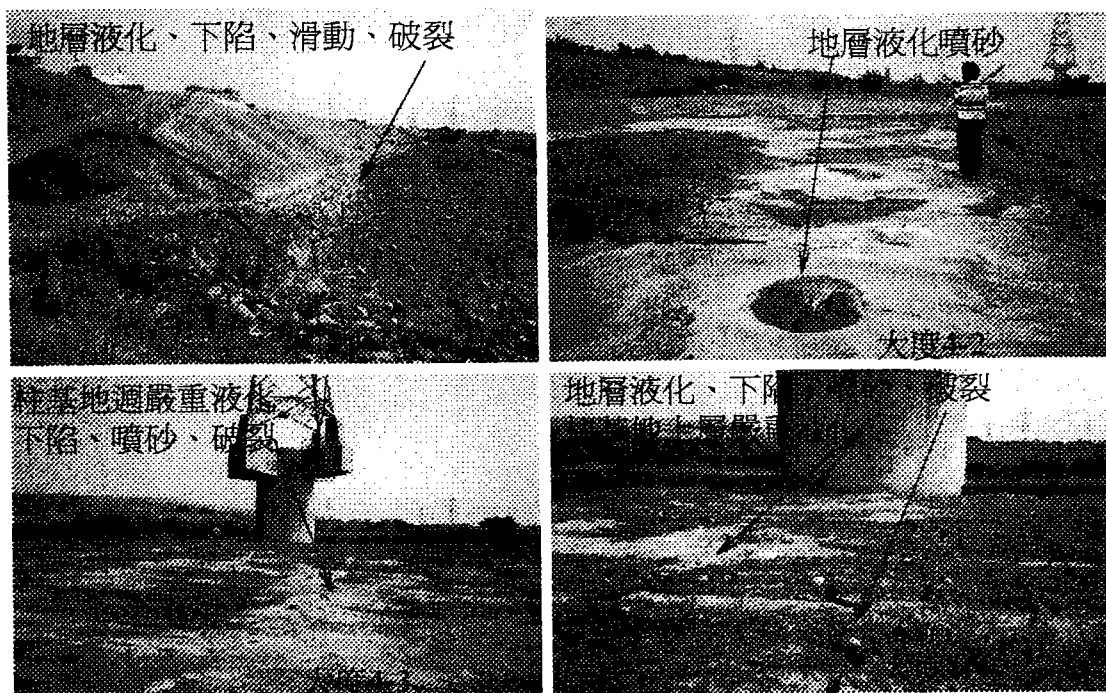


圖 3-2 全興與龍井間之大度溪沿岸溪埔地

1999/9 蘇吉立

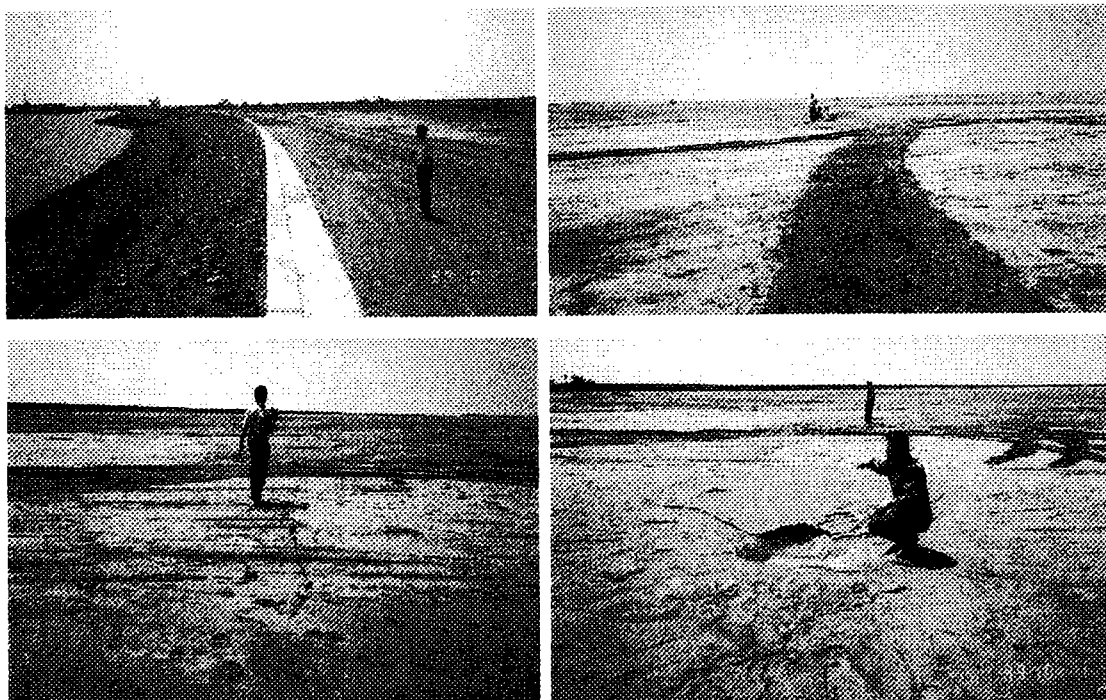


圖 3-3 彰濱地區之海埔地地質液化景況之一

1999/10 蘇吉立

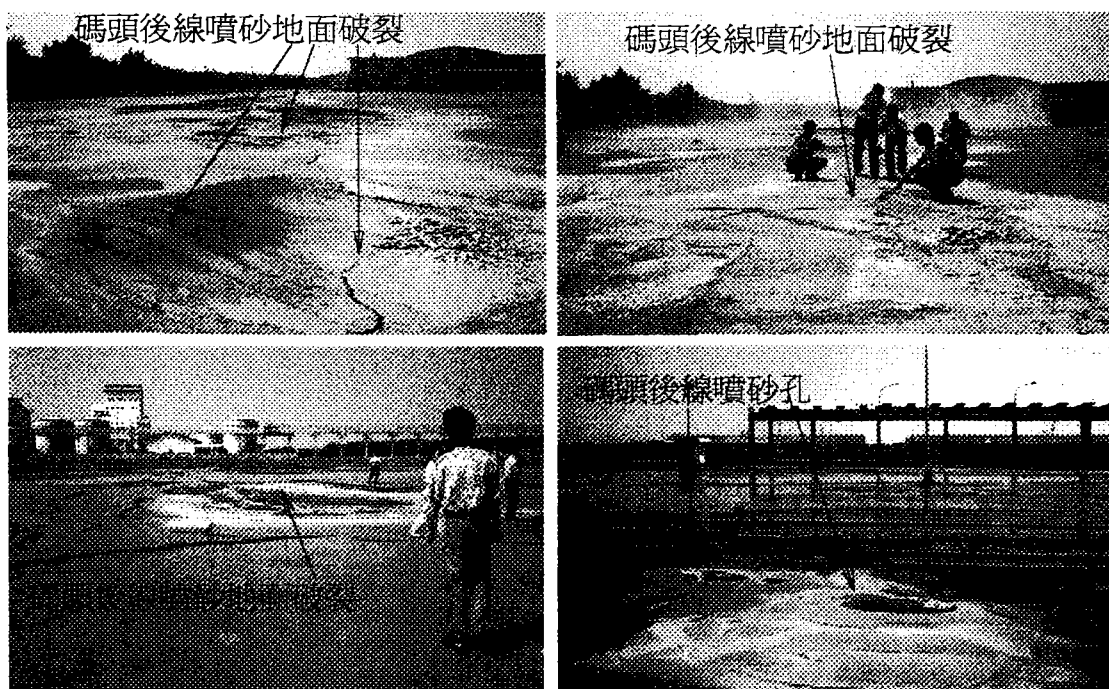


圖 3-4 台中港區液化景況之一

1999/9 蘇吉立

整體現地外視災況調查結果並整錄於附圖 3-1 至 3-30 之照片。

各碼頭外視受災範圍；除 1 至 4A 號各碼頭沉箱結構沿法線均全長嚴重外傾及滑移外，各碼頭外視受災縱深如下：

- 1 號碼頭—深達後線之圓庫南面基礎邊(詳見圖 3-5 及 3-6)。災界內建物、地面、道路、鐵路嚴重受損，作業完全停擺。詳見附圖 3-1 至 3-7。
- 2 號碼頭—深達後線之鐵路及鐵路以北約 50M(詳見圖 3-7)。災界內建物、地面、道路、鐵路嚴重受損。詳見附圖 3-8 至 3-13。
- 3 號碼頭—深達後線之鐵路(詳見圖 3-8)。災界內建物、地面、道路、鐵路及地下管路嚴重受損，作業完全停擺。詳見附圖 3-14 至 3-19。
- 4 號碼頭—深達後線之北四路，鐵路未見受災況(詳見圖 3-9)。災界內地面、道路及地下管路局部受損。詳見附圖 3-20 至 3-22。
- 4A 號碼頭—深達後線之鐵路(詳見圖 3-9)。災界內除圓庫外；建物、地面、道路及地下管路嚴重受損。詳見附圖 3-23

至 3-30。

針對外視受災範圍內之相關調查與分析，將詳述於下列各節。

3.2 1 至 4A 號碼頭下陷及孔洞分佈狀況

依現地勘查結果；1 至 4A 號碼頭下陷及孔洞之分佈狀況與趨勢如下：

1. 除 4 號東半部外，全區距碼頭法線約 50M 帶，均以 1%至 3.5%之坡度往法線方向下陷。崩塌孔洞則於距碼頭法線約 26M 帶較為密佈，崩塌孔洞坡度除繫船柱邊外多呈 30 至 45 度(圖 3-14)。1 號鄰碼頭之倉庫基礎土壤幾乎掏空，倉庫岌岌可危不堪使用。
2. 距法線約 18 米帶之相對緊鄰碼頭面下陷深度為西起:1 號 35-115 公分、2 號 115-45 公分、3 號 45-90 公分、4 號 90-13 公分、4A 號 13-70 公分。
3. 大孔洞出現於 1 至 2 號，3 號次之。1 至 2 號大崩塌孔洞漲退潮之時可見明顯滲漏之現象，應為沉箱接縫滲漏或管湧造成之基礎滲漏。1 號之大孔洞以 60 度方向往後線延伸至圓庫邊，2 號之大孔洞則以 60 度方向，往後線延伸至鐵道，並於該方向鐵道北面 50 米深 120 米寬之區域，呈 5 至 15 公分之下陷區，且有地震液化之噴砂孔。
4. 全區距碼頭法線約 50M 以北地面，則成波浪狀凹凸起伏，且成龜裂或破裂塊狀，並伴隨較淺小之崩塌孔洞，除為大孔洞之延伸外，多為地震液化之噴砂孔，1 號與 3 號鐵道處地震液化噴砂之現象嚴重而明顯。
5. 4 號及 4A 號調查期間，並未留下土壤液化噴砂之痕跡，但如此並不表示該區就未土壤液化。
6. 各碼頭之下陷與孔洞分佈狀況與趨勢，除上述外另詳見圖 3-5 至圖 3-9 與附圖 3-1 至 3-30。

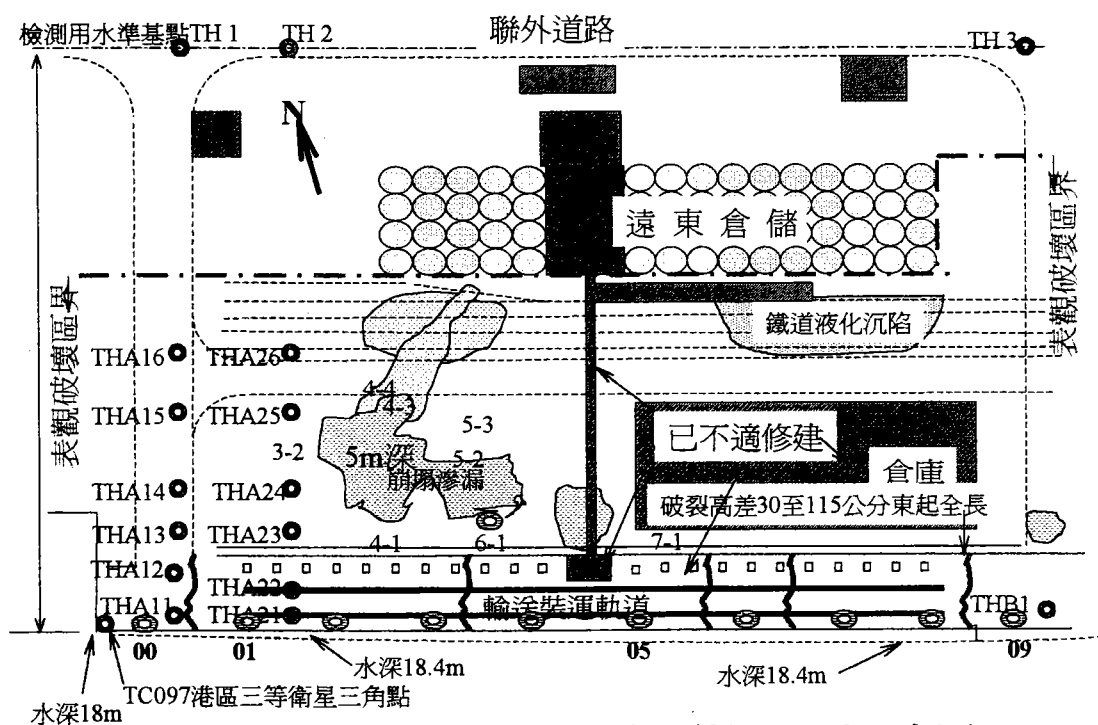


圖 3-5 一號碼頭 921 地震受災狀況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

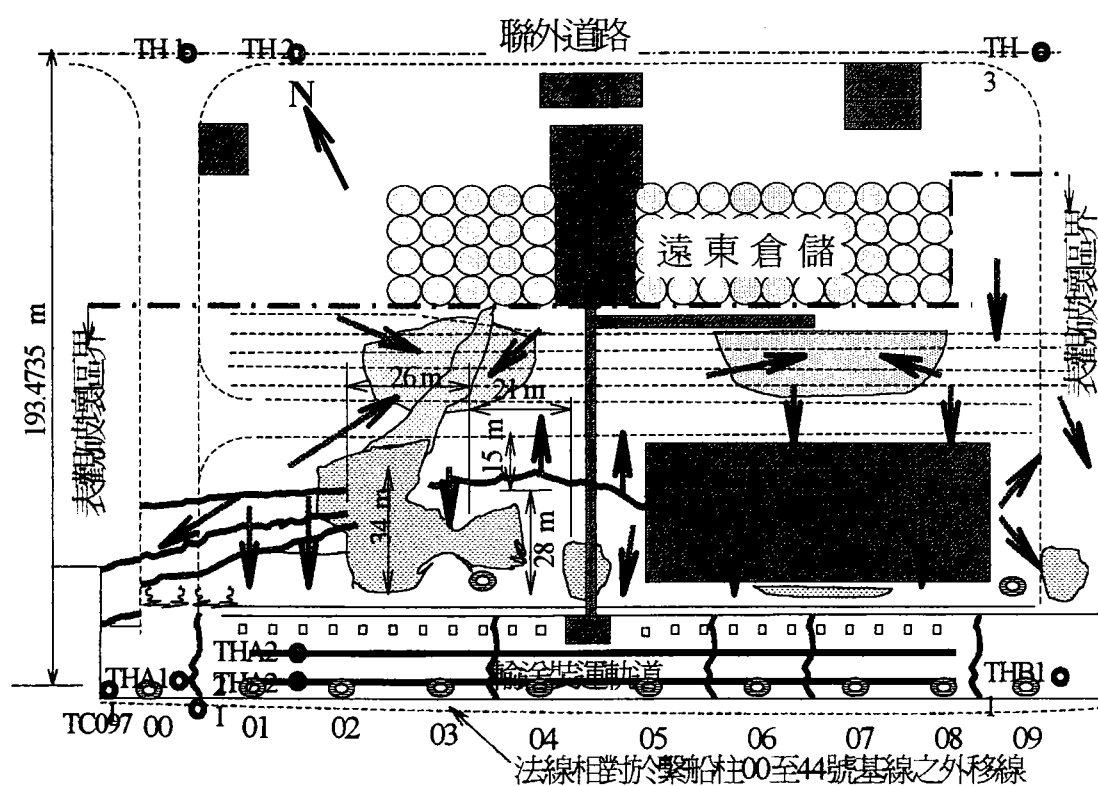


圖 3-6 一號碼頭主要裂縫、下陷及滑動趨勢平面示意圖

1999/10 蘇吉立

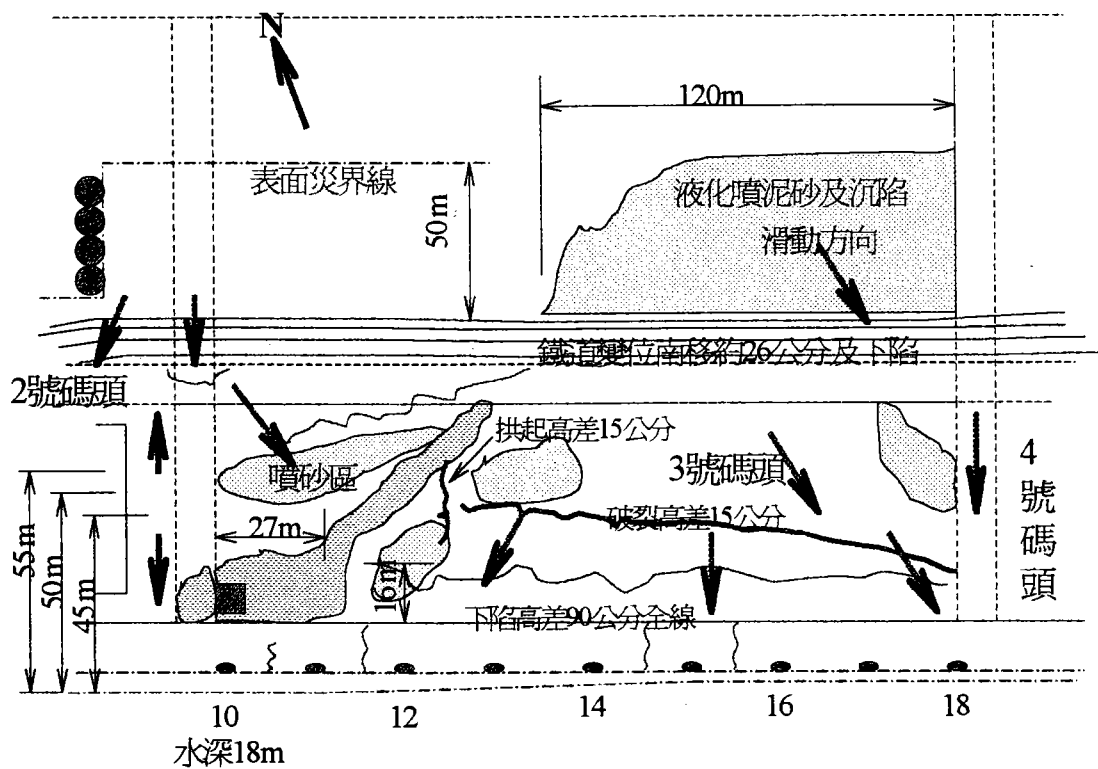


圖 3-7 2號碼頭災況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

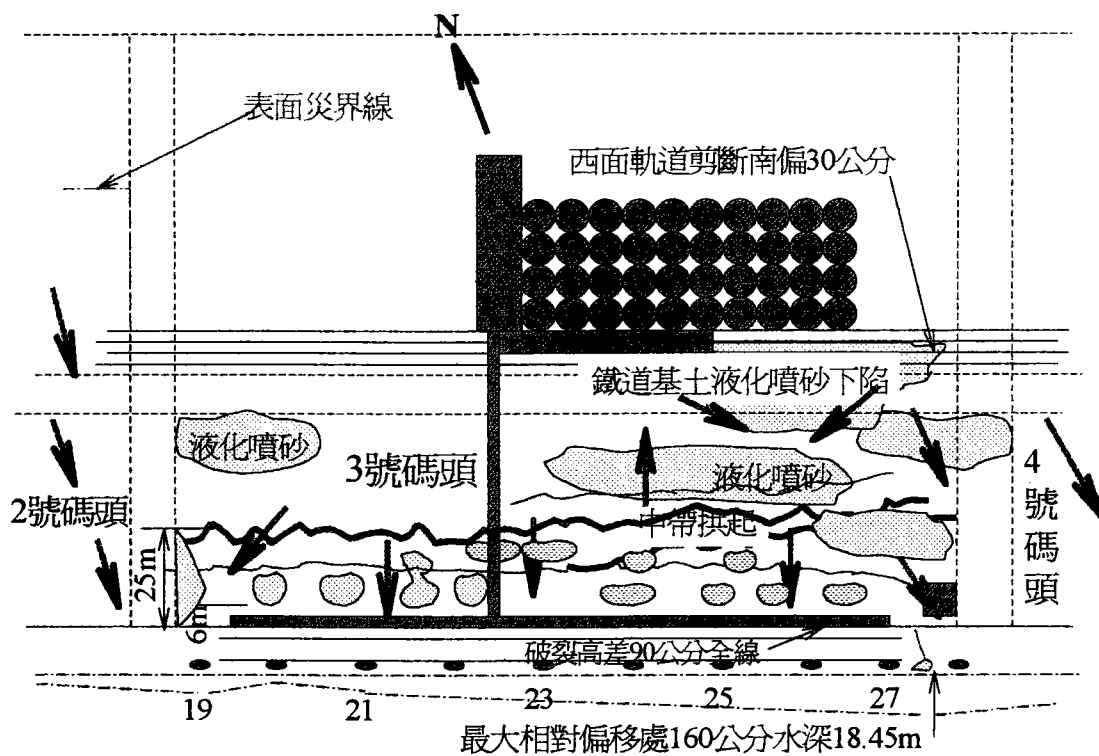


圖 3-8 3號碼頭災況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

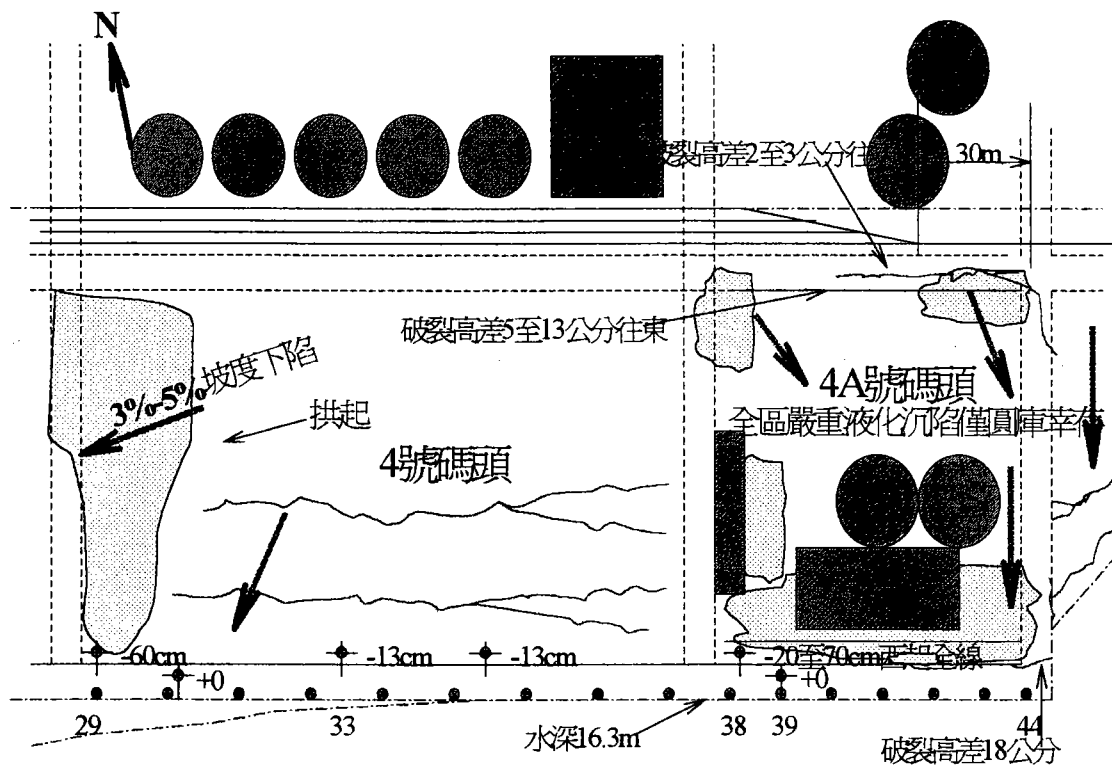


圖3-9 4號及4A號碼頭災況平面示意圖

1999/10 蘇吉立

3.3 1至4A號碼頭位移分佈狀況

本研究針對全區碼頭之位移，因限於時間、設備、人力與財力。無法行衛星定位測量與海下檢測。故絕對位移無法測得，祇能依現地判得相關之相對位移量與趨勢。然此結果與實際之絕對位移量與趨勢相差極有限，已可滿足本研究之分析與研判之須求。

經現地勘查判斷比對結果如下：

1. 以 00-44 繫船柱為基線，判別各碼頭法線相對於基線之位移量。1 至 4A 號碼頭法線往南即港池方向，呈微弧狀之隆起變形，全線各繫船柱點之外傾偏移量詳見圖 3-10。
2. 全線偏移量以 3 號碼頭尾之 27 號與 28 號繫船柱之間最為嚴重，約達 160 公分。其次為 1-2 號碼頭間。詳見圖 3-10。
3. 偏移之趨勢則與後線地面之崩塌、滑動趨勢相對應。可詳見圖 3-6 至圖 3-9。
4. 後線地面主要外視位移，其趨勢全表露於外視之主要龜裂與破裂之分佈趨勢，而產生則與碼頭外傾、碼頭滑移、基礎土壤流失、基礎土壤崩塌、基礎土壤不等沉陷、基礎土壤滑動、基礎土壤液化等有關。龜裂與破裂方向以東西向為主，整體

- 外視位移則有向港池南滑之趨勢。可詳見圖 3-6 至圖 3-9。
5. 2 號碼頭後線東北方之鐵道，可能因後方整區土壤受震滑動擠壓而相對於 3 號往南彎曲偏移 25 公分。詳見圖 3-7。
6. 3 號碼頭後線東北方之鐵道，亦因後方整區土壤受震液化滑動擠壓而相對於 4 號往南切斷偏移 30 公分。詳見圖 3-8。

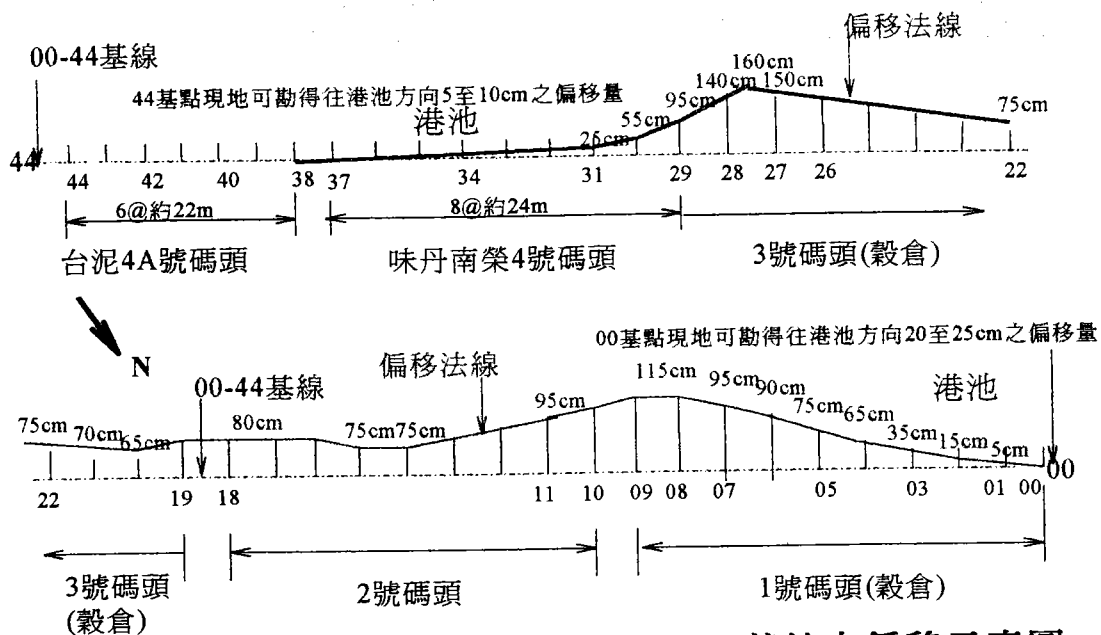


圖 3-10 碼頭面法線外視之相對00-44基線之偏移示意圖

1999/10 蘇吉立

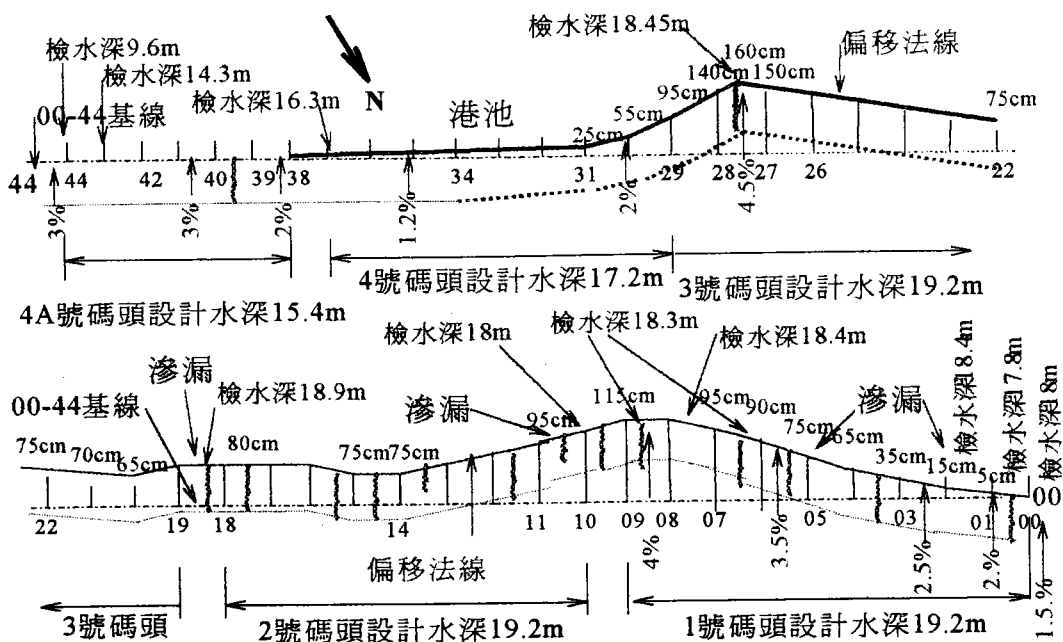


圖 3-11 碼頭面外視傾斜、裂縫、檢測水深與法線偏移關係圖

1999/10 蘇吉立

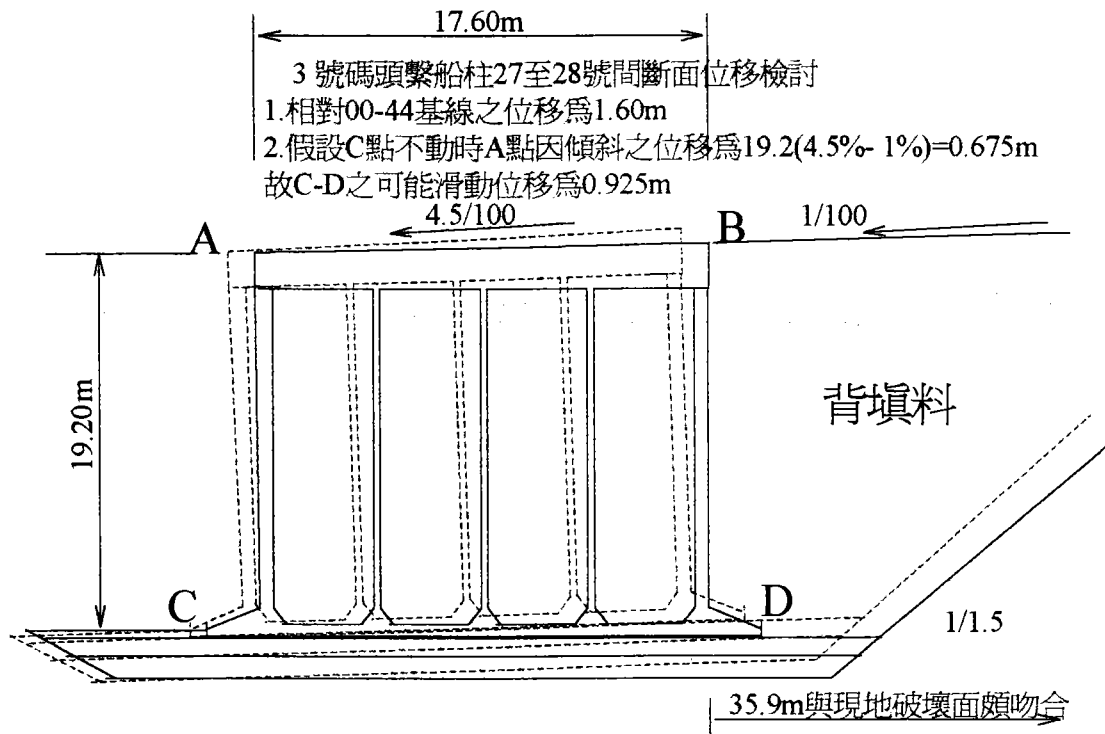


圖 3-12 繫船27-28間柱可能位移斷面示意圖

1999/10 蘇吉立

3.4 1至4A號碼頭側傾分佈狀況

全區碼頭之側傾，亦因限於時間、財力，無法行海下檢測。故祇能依現地之碼頭面外視坡度(圖 3-11)、法線偏移趨勢(圖 3-11)、地上結構物之傾斜等判得可能之側傾位移量與趨勢。

經現地勘查判斷比對結果大致如下：

1. 若將各碼頭面測得之坡度與判得之各碼頭法線相對於基線之位移量，兩者之趨勢正好吻合(圖 3-11)。
2. 若將上述結果再與碼頭地上結構物之傾斜量比對，兩者亦極近似，唯考量地上結構物之不均勻沉陷，其結構物之傾斜量僅供參考，故未詳列調查數據。
3. 故各碼頭之沉箱側傾量，可依圖 3-11 測得之碼頭面坡度與碼頭高度計算得知。計算及研判例如圖 3-12。(圖中所示坡度均須扣除原設計之 1/100 既有坡度，方為實際沉箱之側傾量。)

3.5 狀況綜合分析與初步建議

經現地勘查、判斷與多方比對，綜合分析研判可能結果與初步建議如下：

1. 全區碼頭變位係由：
 - a. 土壤受震液化——將使土壤暫失承載力及穩定性，增加土壤之側向土壓力，土壤結構重新排列。故液化現象消失後，地表將出現起伏不平之沉陷及破裂。
 - b. 土壤受震噴砂——同樣使土壤產生上述影響，唯液化現象消失後，地表除出現起伏不平之沉陷及破裂外，地表將留下明顯之噴砂孔及砂堆，**液化噴砂之沉陷量將大於單純液化之沉陷**，若液化噴砂後之沉陷量無法完全顯現，則地下將留下空洞。
 - c. 土壤滲漏流失——地震之慣性力將破壞原背填料之濾層結構、突增土體之動態水壓、降低碼頭結構對管湧之抵抗力、擴大原有之滲漏現象。滲漏使碼頭出現沉陷、破裂、崩塌等現象。
 - d. 碼頭因地震之慣性力加上前述 a、b、c 之因素，產生之傾斜、失衡及滑移(圖 3-14)——碼頭失衡、滑移及傾斜，應為引致沉陷之最大緣由。
2. 計算校對繫船柱 27 號與 28 號間之斷面——由碼頭面坡度推算之法線偏移量 0.675m，小於實際相對偏移量 1.60m，其間 0.925m 之相差量，除少許測量與計算誤差外應為該區間沉箱與土體之整體滑移量。
3. 全區因地震力及不均衡滑動，使碼頭後線地面、道路及鐵路產生 10 公分至 30 公分明顯之南北向之相對位移與斷裂帶。東西向則擠壓拱起產生明顯破裂帶。
4. 表面災界區以南之傾斜與損壞建築物，不適修建，應予拆除重建，並重新檢討；**改變基礎之型式與土壤結構**。拆除之混凝土廢棄料可考慮就地回填。
5. 建議若用途不變，沉箱則可採修建補強方式，而不須完全拆除。
6. 另提供沉箱結構可能變位狀況(圖 3-13 及 3-14)，以為考慮進一

步檢測與補強分析設計之參考。

7. 補強分析設計時，應重新考慮地震力引用之參數，並從事動態分析，評估沉箱是否須扶正。
8. 修建及補強方式應同時考慮施工度。修建補強後應足以穩固沉箱之基礎、抑制土壤流失及碼頭之各向位移。
9. 建議回填時濾層再加鋪不織布，回填後施以適當之地質改良。
10. 全區碼頭應立即建立長期位移監測系統。

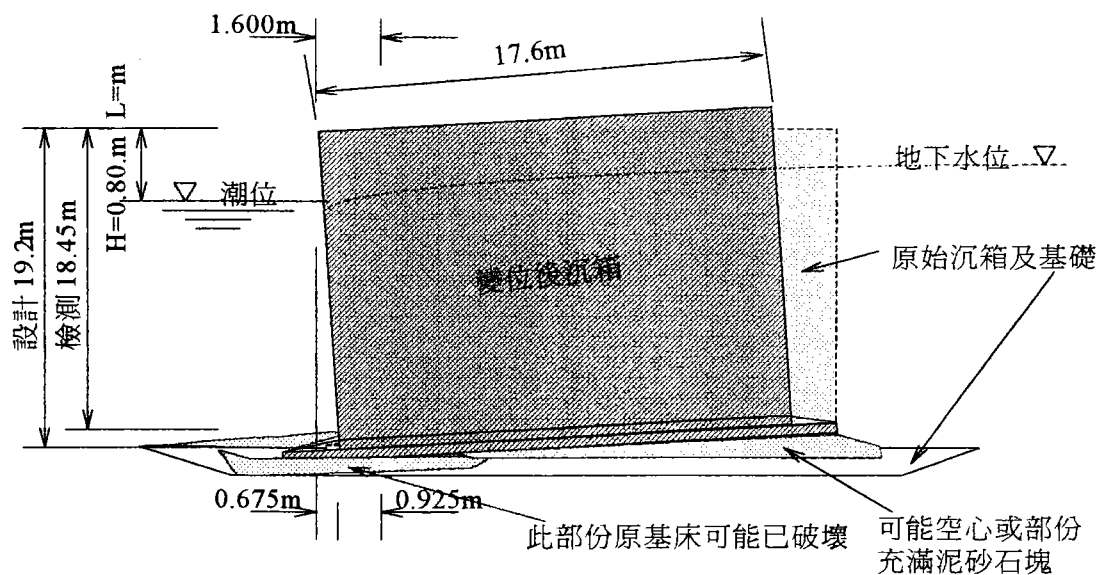


圖 3-13 推測沉箱之可能變位狀況示意圖

1999/10 蘇吉立

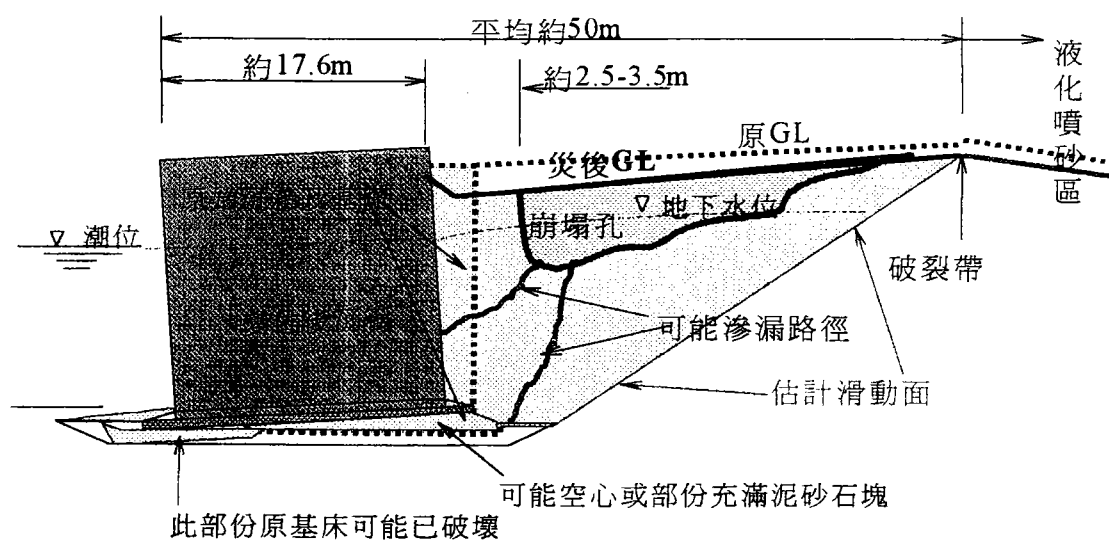


圖 3-14 推測沉箱與背填土之可能變位狀況示意圖

1999/10 蘇吉立

四、921 地震及震災後地質調查分析

4.1 地震資料調查分析

4.1.1 主震介紹

9月21日凌晨1點47分12.6秒，本省發生強烈地震，地震規模達7.3，造成中部及北部地區極大的傷亡，為台灣本世紀最嚴重的大地震。依據內政部消防署統計，截至10月3日，死亡人數已達2246人，受傷8735人，失蹤38人，房屋全倒9909棟，半倒7575棟，災情極為慘重。

本次地震震央在南投縣集集附近，故本地震命名為集集大地震，震央座標為北緯23.85度，東經120.78度，位置如圖5-1中央氣象局地震報告第88043號資料所示，約在日月潭西方12.5公里處。震源深度為1.1公里，屬地震災害較嚴重的淺層地震。

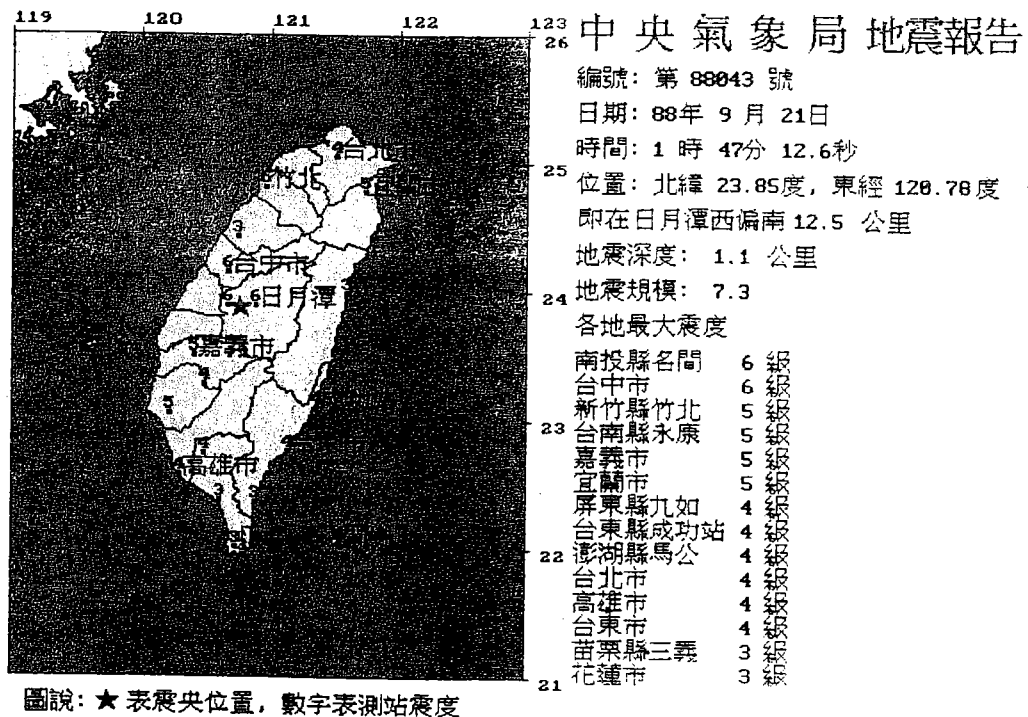


圖 4-1 集集大地震主震位置圖（取自中央氣象局）

主震來襲時，中央氣象局即時測報網各測站所量測到的最大地表加速度值 (Peak Ground Acceleration, 簡稱 PGA) 如表 4-1 所示。其中，南投 WNT 測報站距震央僅 10.2 公里，其東西向及南北向強震加速度歷時圖如圖 4-2(a) 及圖 4-2(b) 所示。該站量測到之東西向水平 PGA 值高達 973gal，相當於一個重力加速度值。且地震延時約有 1 分鐘。主震力量強大且延時較長，造成極強大的破壞力，且隨後一週內大小餘震不斷，使災情更是雪上加霜。

表 4-1 中央氣象局地震即時測報網收錄臺灣各地之最大地表加速度值(gal)
(取自國家地震工程研究中心)

測站所在 Location	震央距離 E.D.(km)	垂直 PGA(V)	南北向 PGA PGA(N)	東西向 PGA PGA(E)	測站編號 Sta.Name
宜蘭	141.19129	25.3792	61.2726	82.3011	ILA
成功	102.41650	25.4396	43.6885	49.0664	CHK
恆春一	211.15854	3.5652	2.4171	2.1754	TWK1
鯉魚潭	55.17920	20.2429	46.4077	25.3188	TWQ1
新營	71.16511	25.6209	43.8697	53.5984	TWL
三義	62.73752	20.1221	19.5178	12.7500	NSY
大中	130.72821	2.1149	0.8460	0.4834	NCU
台中	34.60679	127.9836	183.2136	222.1284	TCU
嘉義	53.26640	47.1932	165.9920	151.1875	CHY
澎湖	128.75965	14.8650	36.3164	35.5309	PNG
高雄	149.98429	9.9100	15.7714	11.4811	KAU
阿里山	37.70560	98.4350	149.1330	230.9507	ALS
三光	108.66327	6.5261	7.9763	5.0154	NSK
南投	10.23608	146.9576	397.2448	973.3525	WNT
古坑	28.67303	147.2597	393.9213	235.0597	WGK
	171.78301	7.0095	6.2239	4.7737	WLC
佳里	95.76253	20.9680	68.7051	100.7917	SCL
春日	164.49173	13.4751	8.8223	13.7168	SCZ
日月潭	12.73978	158.9825	131.7905	165.0856	SML
永康	105.92655	21.0285	44.2323	87.7999	TAI1
四湖	61.56847	21.1493	41.9361	34.2619	WSF
四湖	61.56847	16.9195	42.6612	9.8495	ECL
恆春	204.30448	9.0640	6.7074	6.0427	HEN
新竹	107.20057	36.4977	93.9030	77.5274	HSN
大武	165.70648	5.9218	10.7559	8.0367	TAW
蘭嶼	215.59367	2.7192	8.2180	8.2180	LAY
台東	127.03267	14.2003	22.9017	22.3579	TTN
台東	127.03267	20.4846	31.9657	28.2797	ELD
九如	128.03266	11.7228	28.8235	38.4918	SGL
*沙鹿工明國小	45.3	90.32	86.92	101.38	TCU
*沙鹿竹林國小	50.21	61.14	124.3	111.26	TCU
*清水國小	52.9	64.48	161.92	156.66	TCU
* 非即時測報站					

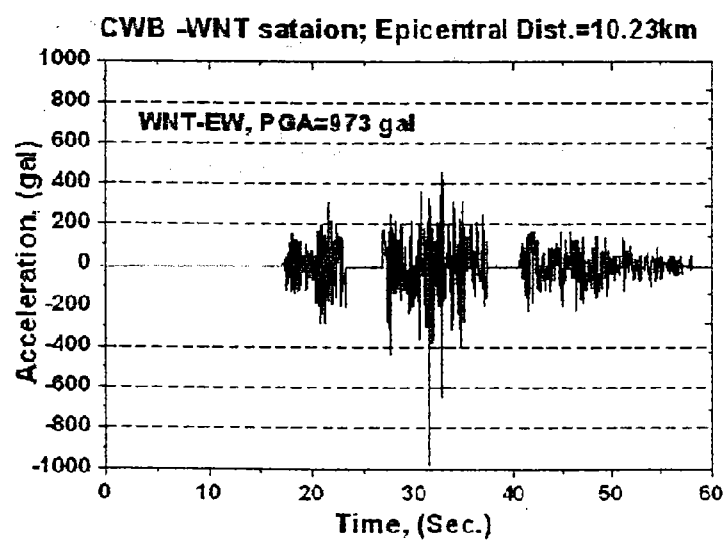


圖 4-2(a) WNT 測站收錄東西向強震加速度歷時圖，PGA=973gal
(取自國家地震工程研究中心)

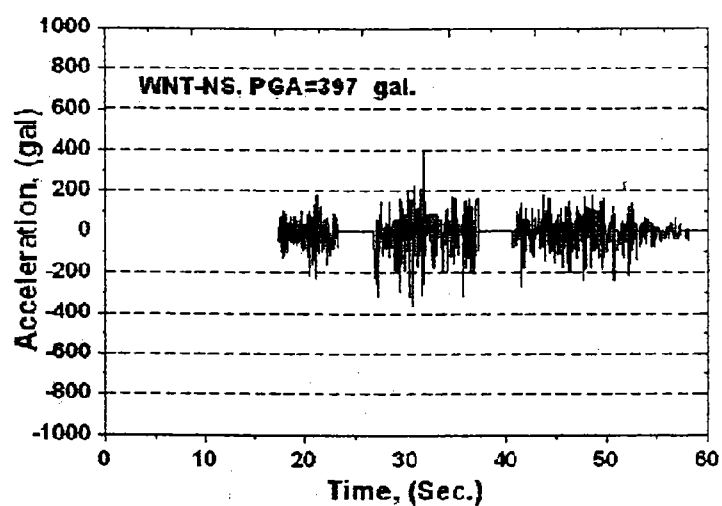


圖 4-2(b) WNT 測站收錄南北向強震加速度歷時圖，PGA=397gal
(取自國家地震工程研究中心)

4.1.2 台中港區最大地表加速度之推估

(一)由氣象局即時觀測網各測站主震紀錄推估

依據表 4-1 之資料，可繪製出本次烈震各測站最大地表加速度值(PGA)與震央距離之對數關係圖，如圖 4-3 所示，(取自國家地震工程研究中心)。圖中圓點為東西向 PGA 值，三角點為南北向 PGA 值。而台中港 1 至 4A 碼頭距離本次地震之震央約 55 公里，由該圖推估，距離 55 公里處 PGA 值的分佈平均值約為 100gal，上限約為 160gal，根據本中心 200m 之鑽井資料顯示，台中港區沖積砂土層厚度達 200 公尺以上，因此地震波可能有放大效應，因此 PGA 值取上限為 160gal。又根據表 4-1 之資料，目前距離台中港最近之清水國小測站，其距離本次地震之震央約 52.9 公里，PGA 值為 162gal，因此台中港之 PGA 值取 160gal。

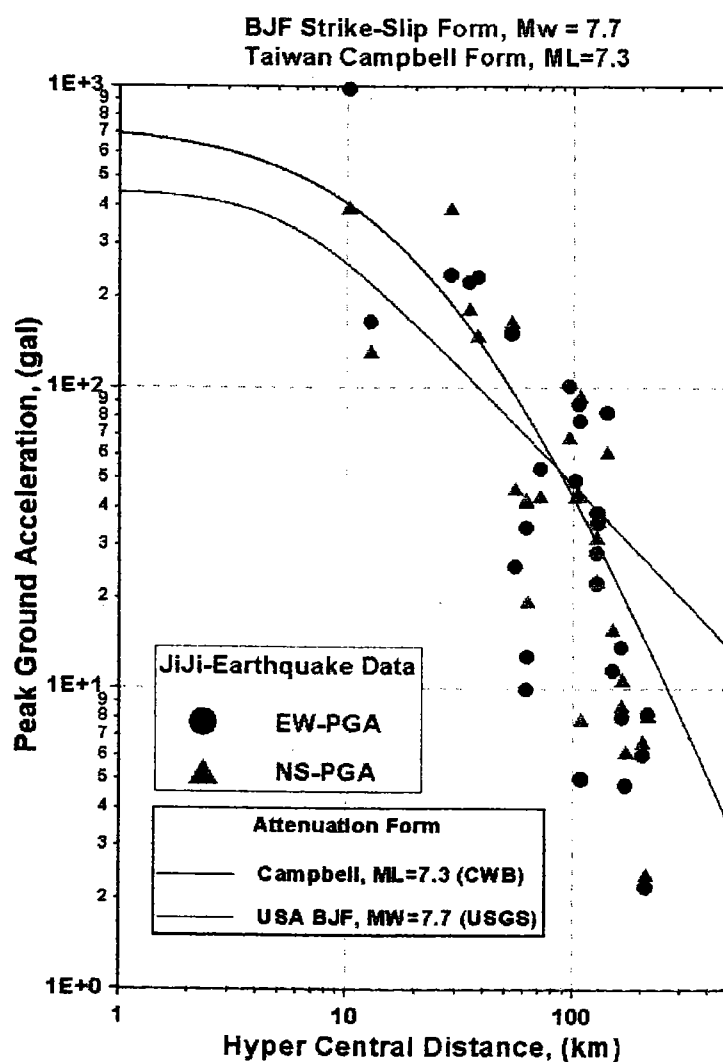


圖 4-3 最大地表加速度與震央距離之分佈關係圖
(取自國家地震工程研究中心)

(二)由衰減率公式修正推估

依據以往之地震紀錄，考慮震源之線性模式與衰減率，可推測工址可能發生之最大地震力，即最大地表加速度值(PGA)。目前台灣較常見之最大地表加速度衰減率公式有：

①Kanai 公式：

$$PGA = 1.192e^{0.735M} (R + 34)^{-1.743} \dots\dots\dots(4-1)$$

②Joyner & Boore 公式：

$$\log_{10}(PGA) = -1.352 + 0.2875M - \log_{10} \sqrt{R^2 + 14^2} \dots\dots\dots(4-2)$$

③Campbell 公式：

$$PGA = 0.009e^{1.024M} (R + 0.04e^{0.94M})^{-1.074} \dots\dots\dots(4-3)$$

④Japan Rock Site 公式：

$$\log_{10}(0.981PGA) = \left(\frac{R + 75}{100}\right)(-4.92 + 1.018M - 0.06M^2) \dots\dots\dots(4-4)$$

⑤茅聲燾公式：

$$PGA = 0.3725e^{0.876M} (R^2 + 400)^{-0.918} \dots\dots\dots(4-5)$$

上式中，PGA=最大地表加速度，單位為 g，(1g=1000gal)。

M=地震規模。

R=震源至當地距離，單位為公里。

上述衰減公式(4-1)~(4-4)，係羅俊雄(1990)根據 Kanai、Joyner & Boore、Campbell、Japan Rock Site 所建議之基本型式，再根據 1973 年後台灣地震網(TTSN)已建立，且震源位置測定較精密，所收集之地震資料，求得較合適之係數，而式(4-5)為茅聲燾以 1935 年台中、新竹等五次台灣大地震資料所建立之加速度衰減公式。

本中心於主震過後，即架設一臨時強震儀，測得 9 月 26 日地震規模 M=6.8 之強烈餘震資料，該餘震之震央為(N 23.85°，E 120.78°)，距台中港約 68 公里，而本中心測得台中港之最大加速度值為 92.76gal，其地表加速度歷時線如圖 4-4 所示。將此實測值與衰減公式之推估值相比，可得各公式之修正係數如表 4-2 所示。

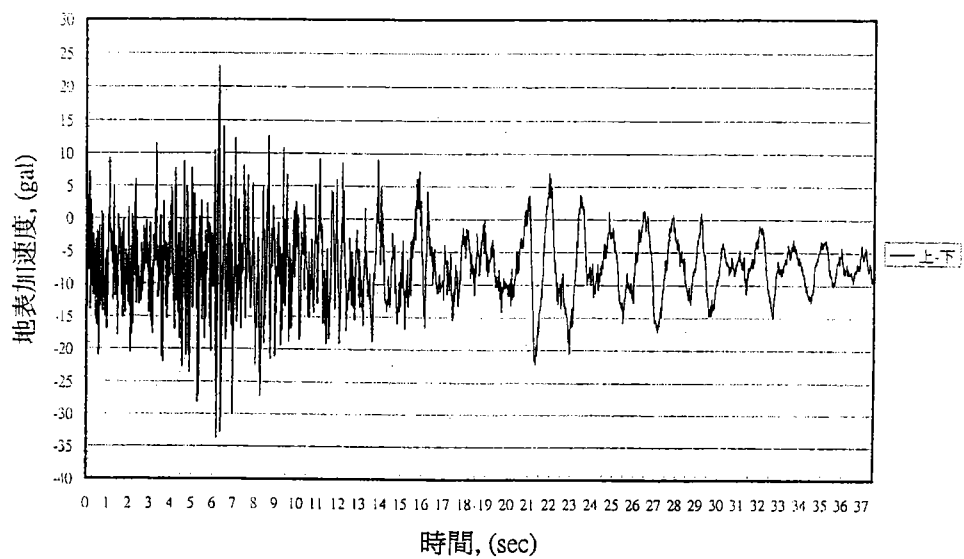
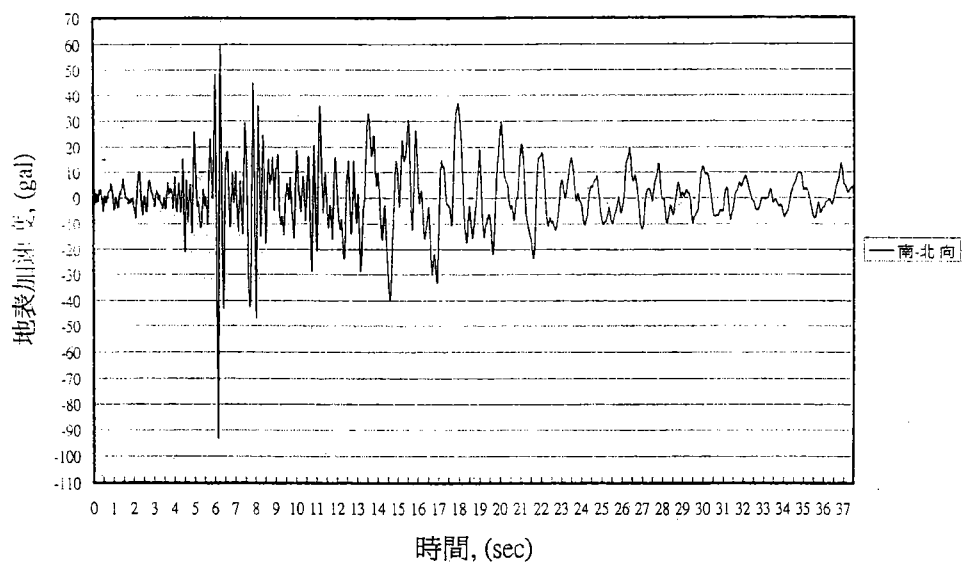
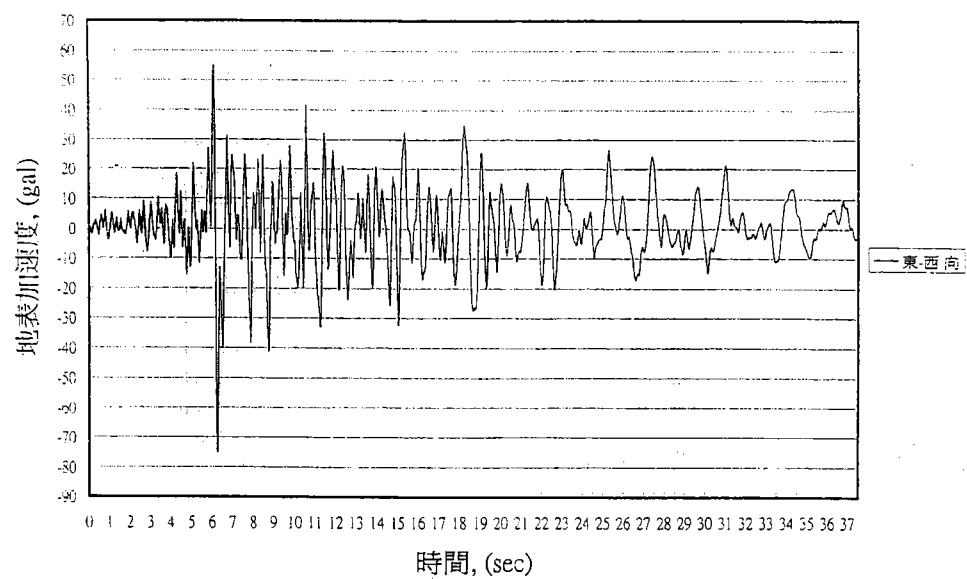


圖 4-4 926 餘震(M=6.8)台中港之地表加速度歷時線

表 4-2 926 餘震台中港區各衰減公式之計算值及修正係數

模式	計算值 (g)	實測值 (g)	修正係數
①Kanai	0.0557	0.0928	1.67
②Joyner & Boore	0.0577	0.0928	1.61
③Campbell	0.0741	0.0928	1.25
④Japan Rock Site	0.0802	0.0928	1.16
⑤芋聲燾	0.0576	0.0928	1.61

再依據這些衰減公式及相關修正係數，來推估台中港區 921 主震時之可能 PGA 值。結果如表 5-3 所示。

表 5-3 台中港區 921 主震 PGA 推估值

模式	計算值 (g)	修正係數	修正之 PGA 值 (g)
①Kanai	0.102	1.67	0.170
②Joyner & Boore	0.098	1.61	0.158
③Campbell	0.122	1.25	0.152
④Japan Rock Site	0.131	1.16	0.152
⑤芋聲燾	0.127	1.61	0.204
平均值			0.167

依據上述兩種推估方法，本研究建議此次主震，台中港區之 PGA 值，宜採用 0.16g(即 160gal)來計算。若 9 月 21 日主震(M=7.3)與 9 月 26 日強烈餘震(M=6.8)之地震特性相似，則台中港區在 921 主震時之地表加速度歷時線，經過模擬如圖 4-5 所示。

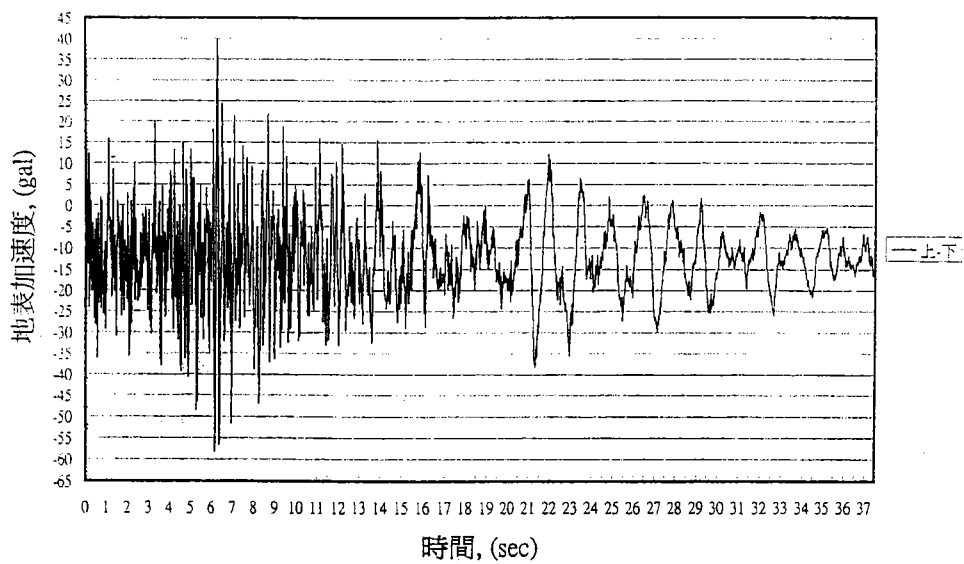
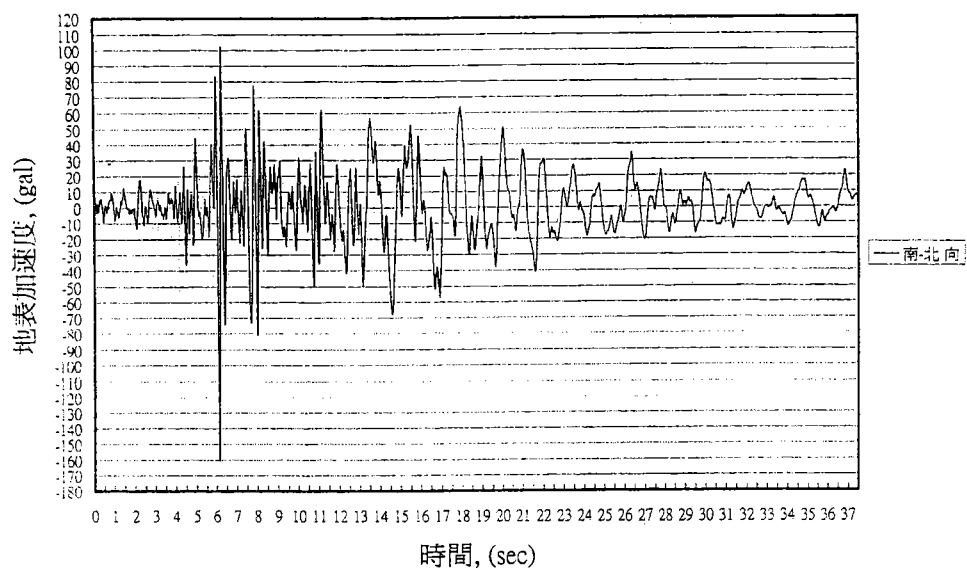
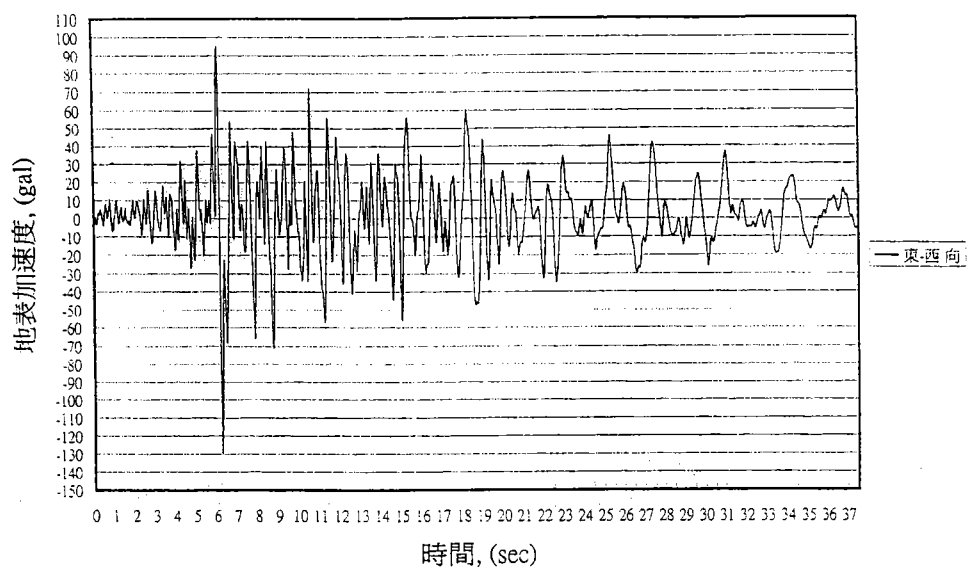


圖 4-5 921 大地震(M=7.3)台中港模擬之地表加速度歷時線

4.2 震災後地質調查分析

921集集大地震後，本中心隨即針對台中港1至4號碼頭液化地區進行荷式錐貫入試驗(CPT)地質調查工作，並研判該區土層特性進而分析液化潛能。(如照片4-1)

(一)調查位置與深度

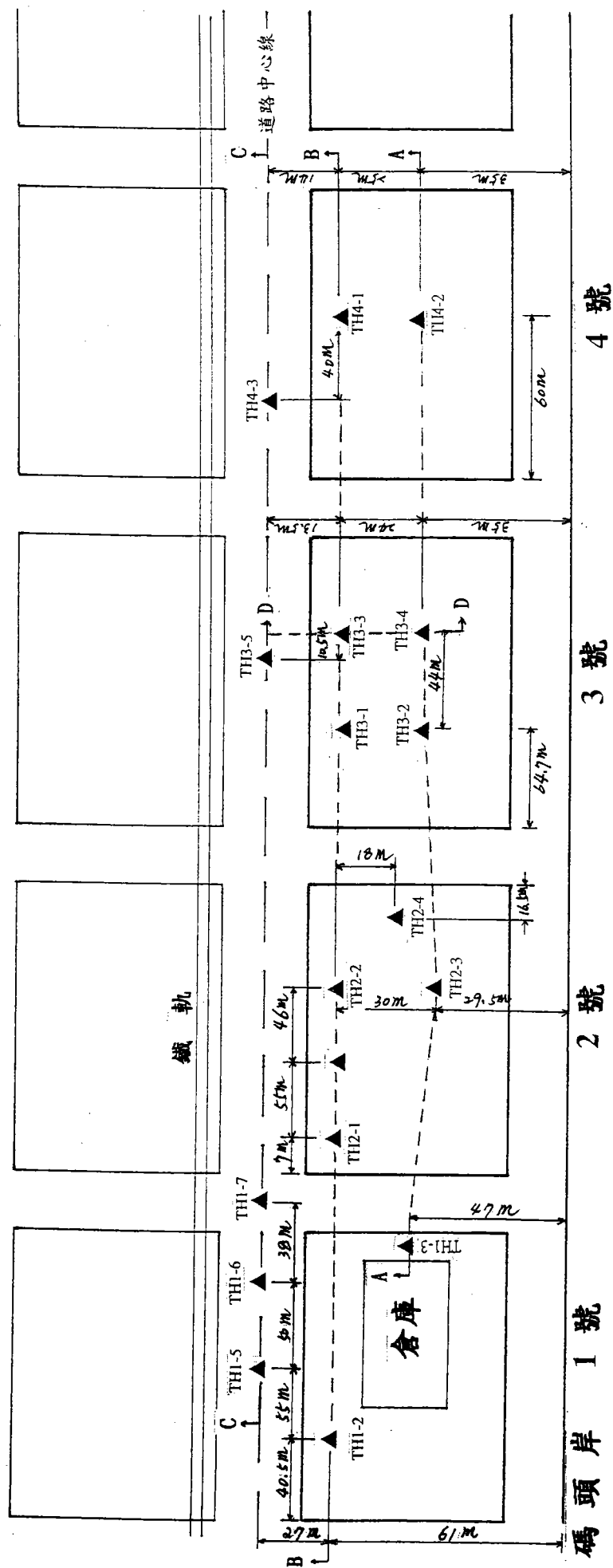
本次調查位置為1至4號碼頭之前線、後線及後方道路中心線等3個斷面，各個碼頭為3~5個試驗孔，共計18孔，如附圖4-6。各孔試驗深度自-11公尺~-30公尺不等，其中由於碼頭前線於深度-11公尺左右即遇拋石，故貫入深度較淺。

(二)土層之研判

根據CPT所獲得的資料可以研判土層之層次變化及各層次之工程性能，除了錐端阻抗 q_c 值在0到 0.5kg/cm^2 可確定為軟弱粘土外，一般均同時考慮錐端阻抗 q_c 值、摩擦阻抗 f_s 值及孔隙水壓 P_w 值，並以 R_f 摩擦比($R_f=f_s/q_c \times 100\%$)及孔隙水壓 P_w 值來配合研判土層分類及特性(如附圖4-7)，以下為各試驗斷面土層分佈情形：

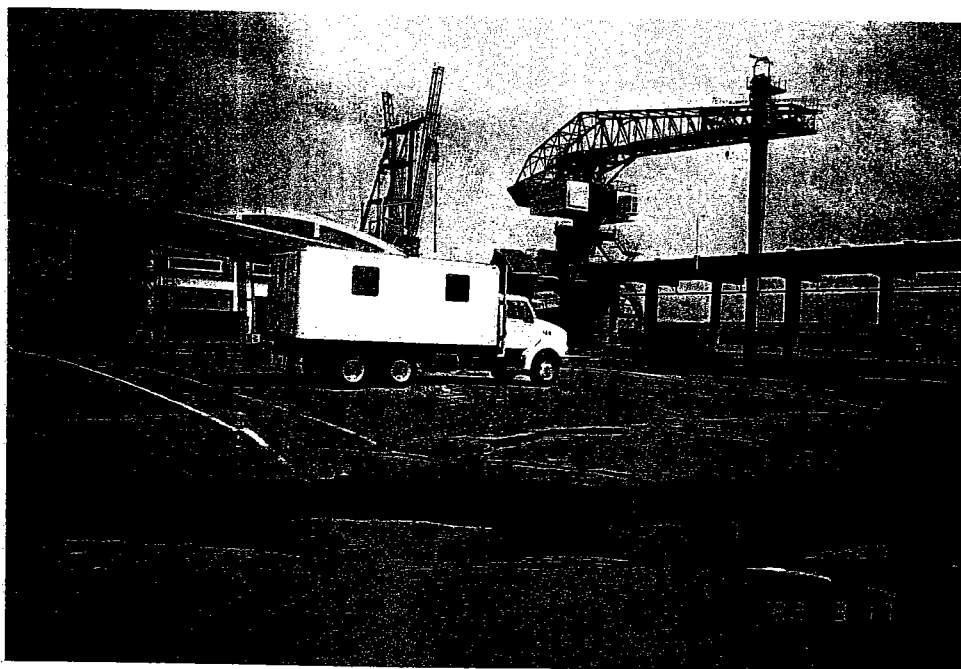
1. A-A斷面：距沉箱碼頭岸約35公尺，表層回填級配厚約1公尺，地表下-1m~-6m為粉土質細砂， q_c 值於 50kg/cm^2 左右，-6m~-12m為較軟弱粉土質細砂或粉土， q_c 值於 $5\sim 35\text{kg/cm}^2$ 之間，其中又以2號碼頭最低，-12m以下為回填拋石區。(如附圖4-8)
2. B-B斷面：距碼頭岸約60公尺，表層級配厚約1公尺，地表下-1m~-2m為 q_c 值約 70kg/cm^2 之回填砂土層，-2m~-6m為粉土質細砂，-6m~-14m為粉土質細砂或粉土層，-14m~-25m為粉土夾薄粘土層，-26m以下為粉土質細砂。(如附圖4-9)
3. C-C斷面：距碼頭岸較遠約75公尺之道路中心線上，表層級配厚約1.1公尺，地表下-1.1m~-2.2m為 q_c 值約 60kg/cm^2 之回填砂土層，-2.2m~-10m為粉土質細砂， q_c 值約 20kg/cm^2 ，且以1號碼頭較軟弱，-10m~-15m為粉土質細砂夾薄粘土，-15m~-19m為粉土質細砂，-19m~-21m則為軟弱之粘土層， q_c 值為 $5\sim 25\text{kg/cm}^2$ 左右，-21m以下為粉土質細砂層(如附圖4-10)。
4. D-D斷面：為3號碼頭之縱斷面土層，表層回填級配亦是1公尺厚，地表下-1m~-2m為 q_c 值約 70kg/cm^2 之回填砂土層，-2m~-5m為粉土夾薄粘土，-5m~-9m為粉土質細砂，且以碼頭前線較軟弱， q_c 值約 18kg/cm^2 ，-9m~-12.5m為粉土層，-12.5m以下碼頭前線位置為拋石，後線及道路中心線則為粉土質細砂土層。(如附圖4-11)

▲CPT 鑽孔位置

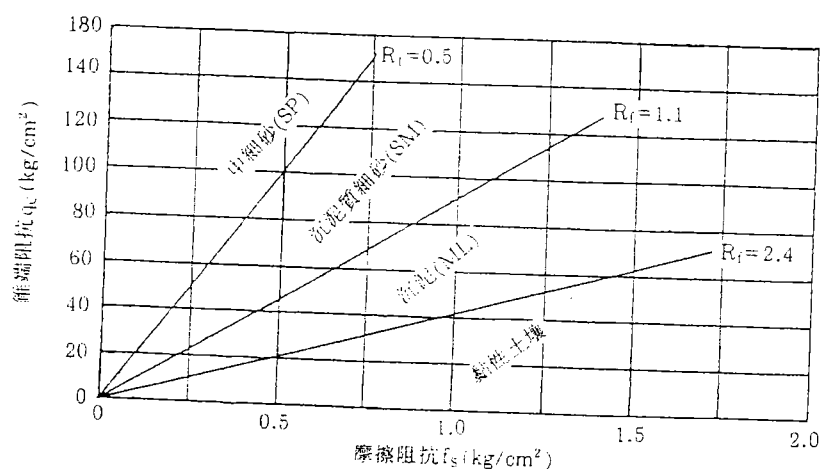


台中港 1 至 4 號碼頭 CPT 試驗位置示意圖

圖 4-6



照片 4-1



以電子錐建立之台灣西部土層之土壤分類圖
(取自港研所, 1984)

圖 4-7

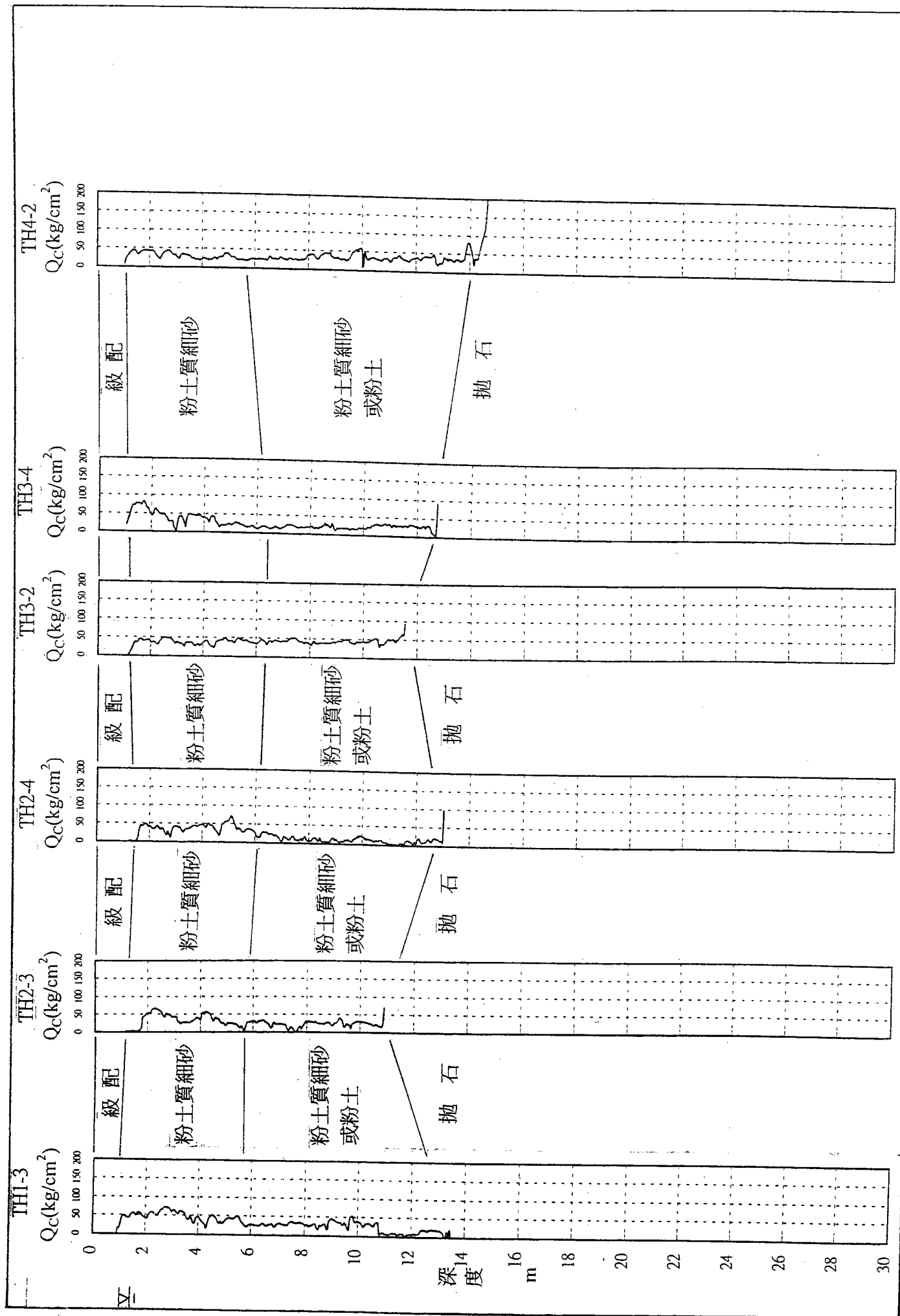


圖 4-8 A-A 斷面土層分佈

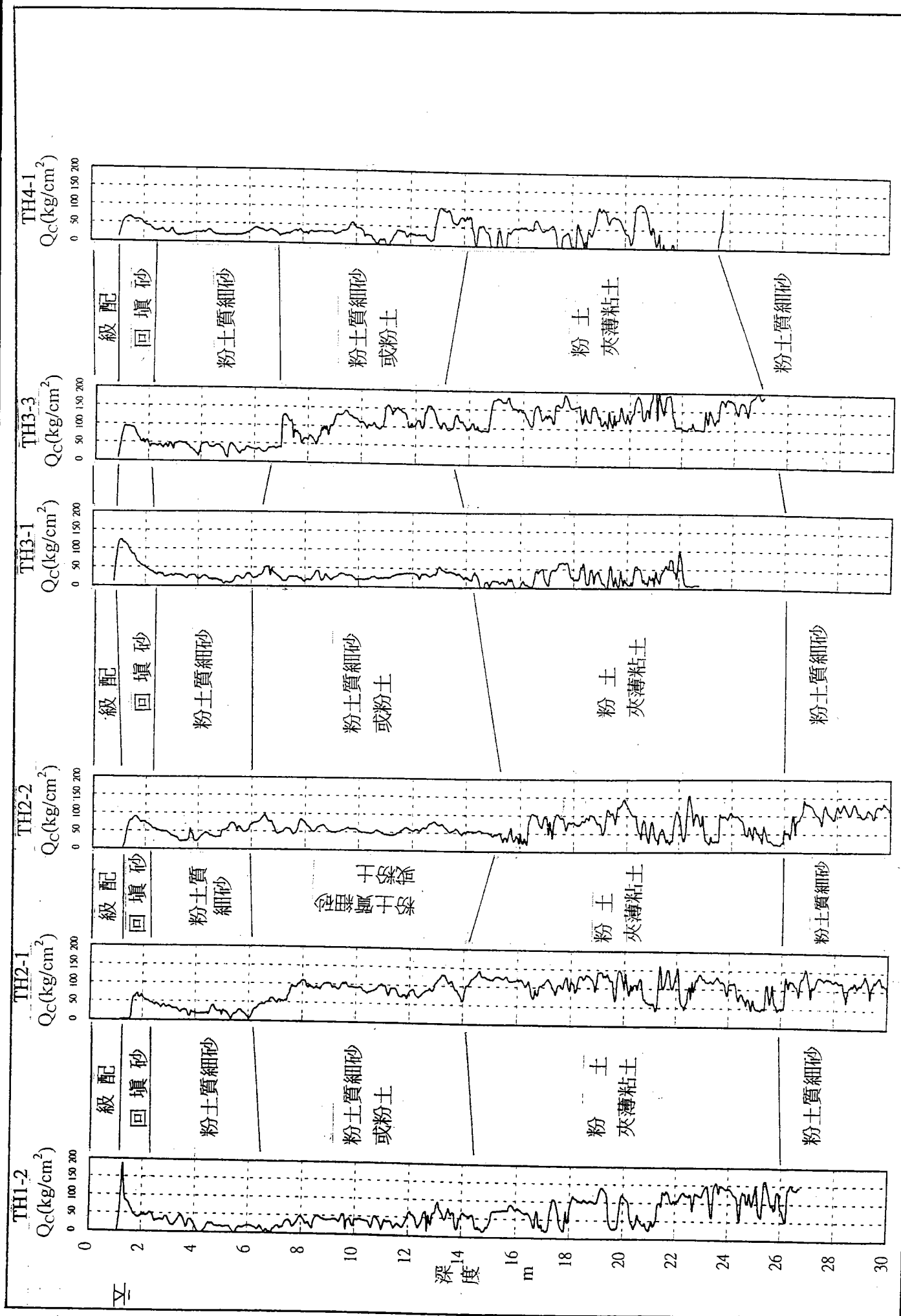


圖 4-9 B-B 斷面土層分佈

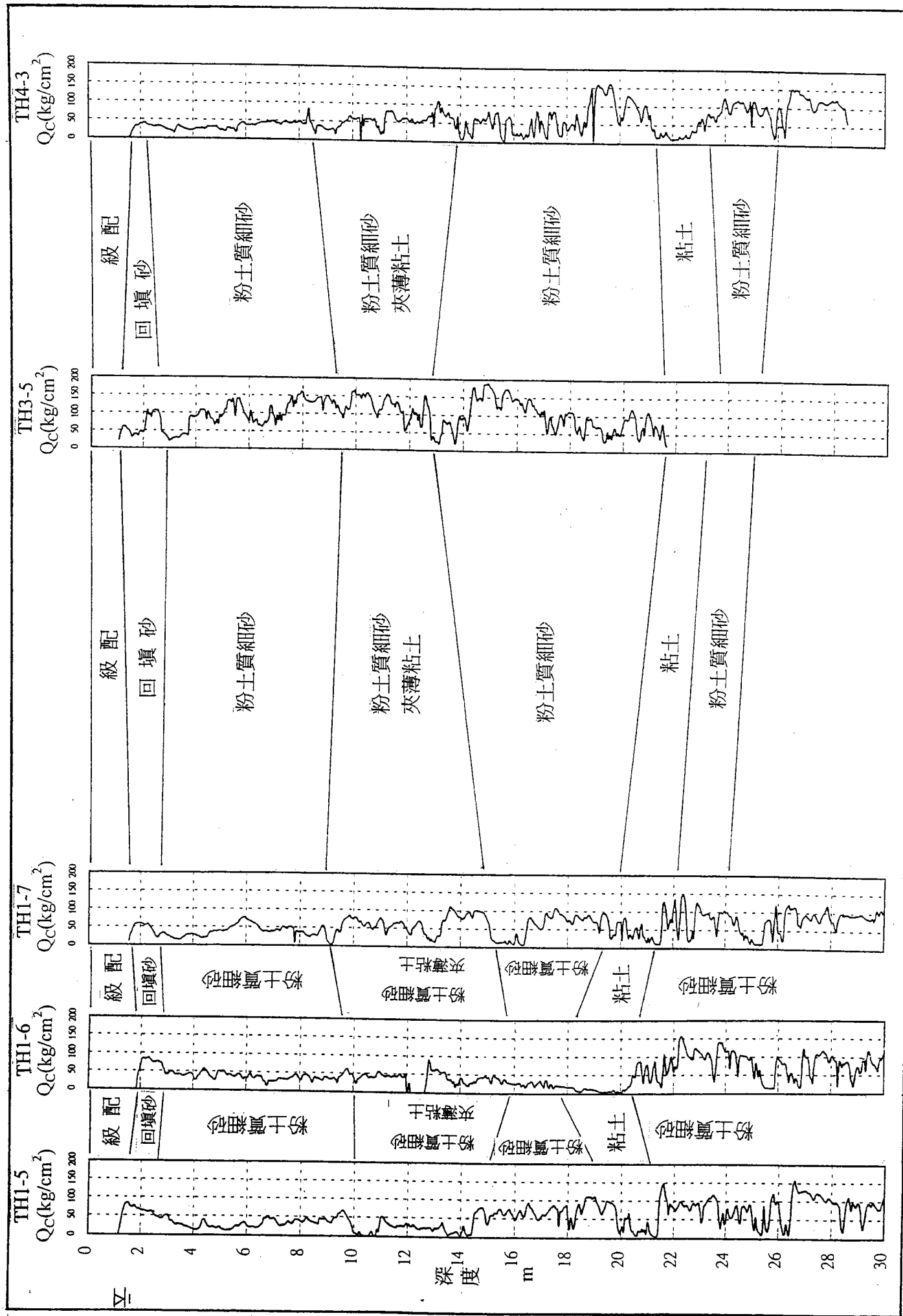


圖 4-10 C-C 斷面土層分佈

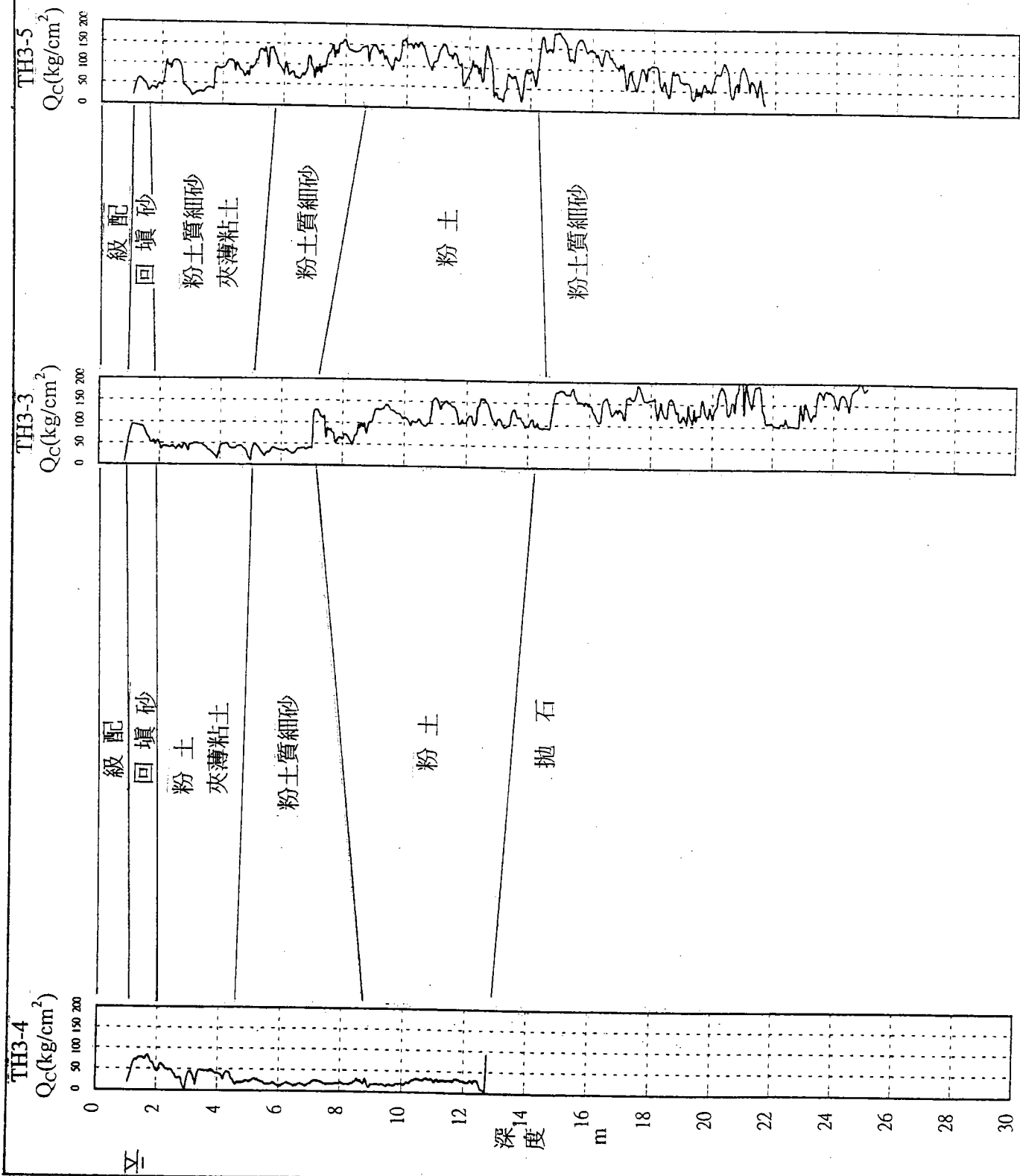


圖 4-11 D-D 斷面土層分佈

五、地震液化潛能分析

5.1 SPT 之液化潛能分析

5.1.1 現有鑽探資料及平移概述

此次烈震台中港 1 至 4 號碼頭後線為港區內土壤發生液化現象極嚴重的區域，此區域南側鄰接沉箱碼頭，北側鄰接穀倉及糖蜜等貯槽，為一狹長的矩形區域，其長邊平行 1 至 4 號碼頭岸線，長約 1 公里，寬邊為貯槽到碼頭背面水線，約 90m。但此狹長的液化區域內，本中心並未收集到任何標準貫入試驗(SPT)鑽探資料，只有碼頭岸線及貯槽處有鑽探記錄，而碼頭岸線的鑽探資料係因應沉箱碼頭建築前之地質調查需要所施作。沉箱施工前已挖除上部土壤 15 公尺，且沉箱加上底部卵石及塊石總高度為 21.7m，已超過一般土壤液化評估的地表下 20m 液化範圍，故沉箱底下由經驗推斷應不致於發生液化。

雖此地區尚無鑽探資料可供分析，但為推估該區土層之液化潛能，我們只能嘗試將碼頭岸線的 1 日有資料平移，再依開挖回填的斷面(如圖 5.1 所示)來修改上部土層。本研究係利用岸線 8 孔鑽探資料，沿碼頭垂線方向向陸側平移 38m 及 70m，該兩處開挖面上部之回填土層厚度分別為 15.2m 及 6.6m(含地表之級配層)。該區域之鑽探孔位及平移後之孔位分佈如圖 5.2 所示，此回填土層經 CPT 試驗後，錐端阻抗約為 35kg/cm^2 ，推測此層之貫入試驗錘擊數(SPT-N 值)約為 8，本研究再依據這些資料來加以分析。

5.1.2 SPT 液化機率分析方法

本系統之液化分析，採用邏輯迴歸法(Logistic Regression Method)，本法係以邏輯轉換(Logic Transformation)及最大似然性法(Maximum Likelihood)之推定分析，將液化機率 PL 表示成地震力參數及土壤特性參數之函數。Liao et al.(1988)蒐集震災地區共 278 組 SPT 現場數據，以邏輯迴歸方法進行分析，建立以 SPT—N 值評估液化機率之迴歸模式，此法之最大優點為允許更多影響液化特性之參數，納入邏輯迴歸之評估中，另一優點為能夠直接定量的表達工址可能發生液化之機率。

(1) 液化參數

震災地區之 SPT 現場數據包括土壤抗液化之強度及地震引致土層之作用強度。地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比 τ_{av}/σ'_o 表

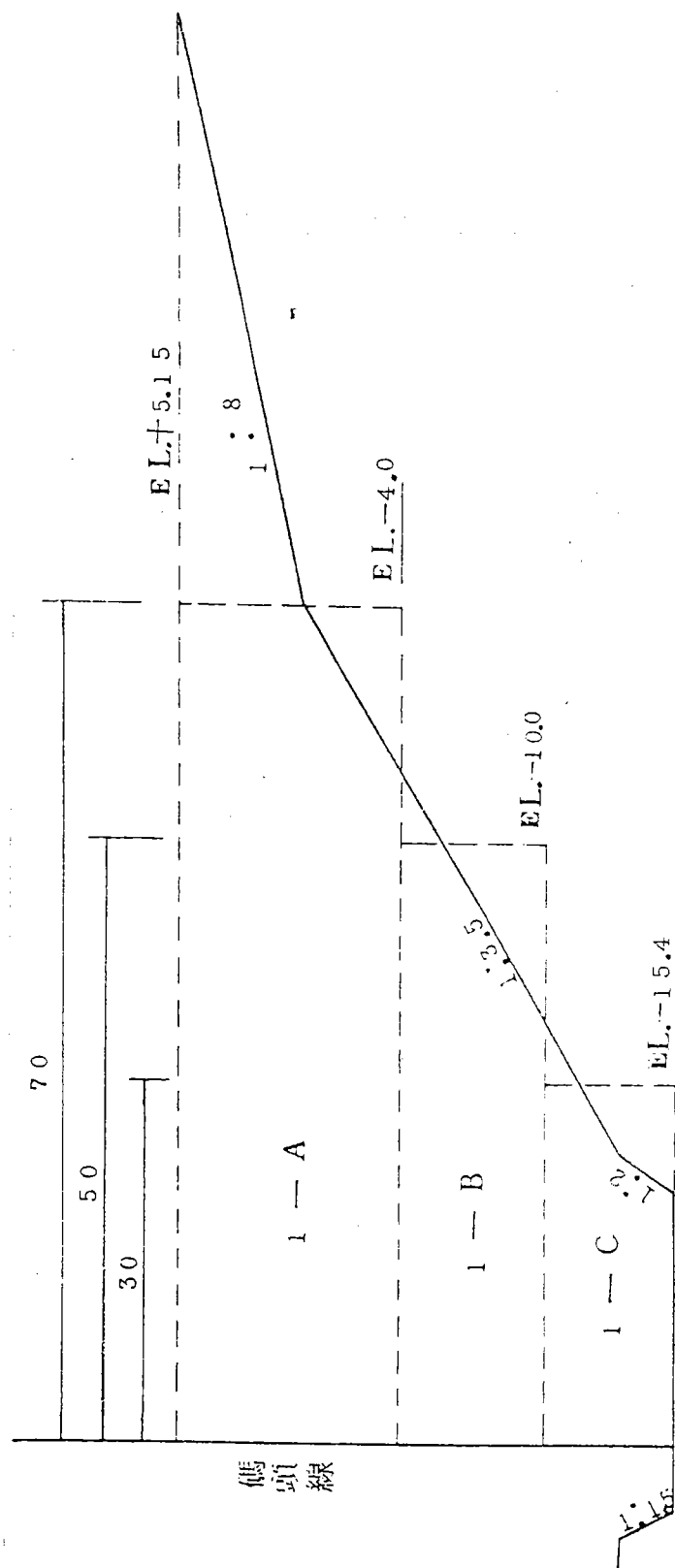


圖5.1 一至三號碼頭分層浚挖斷面圖

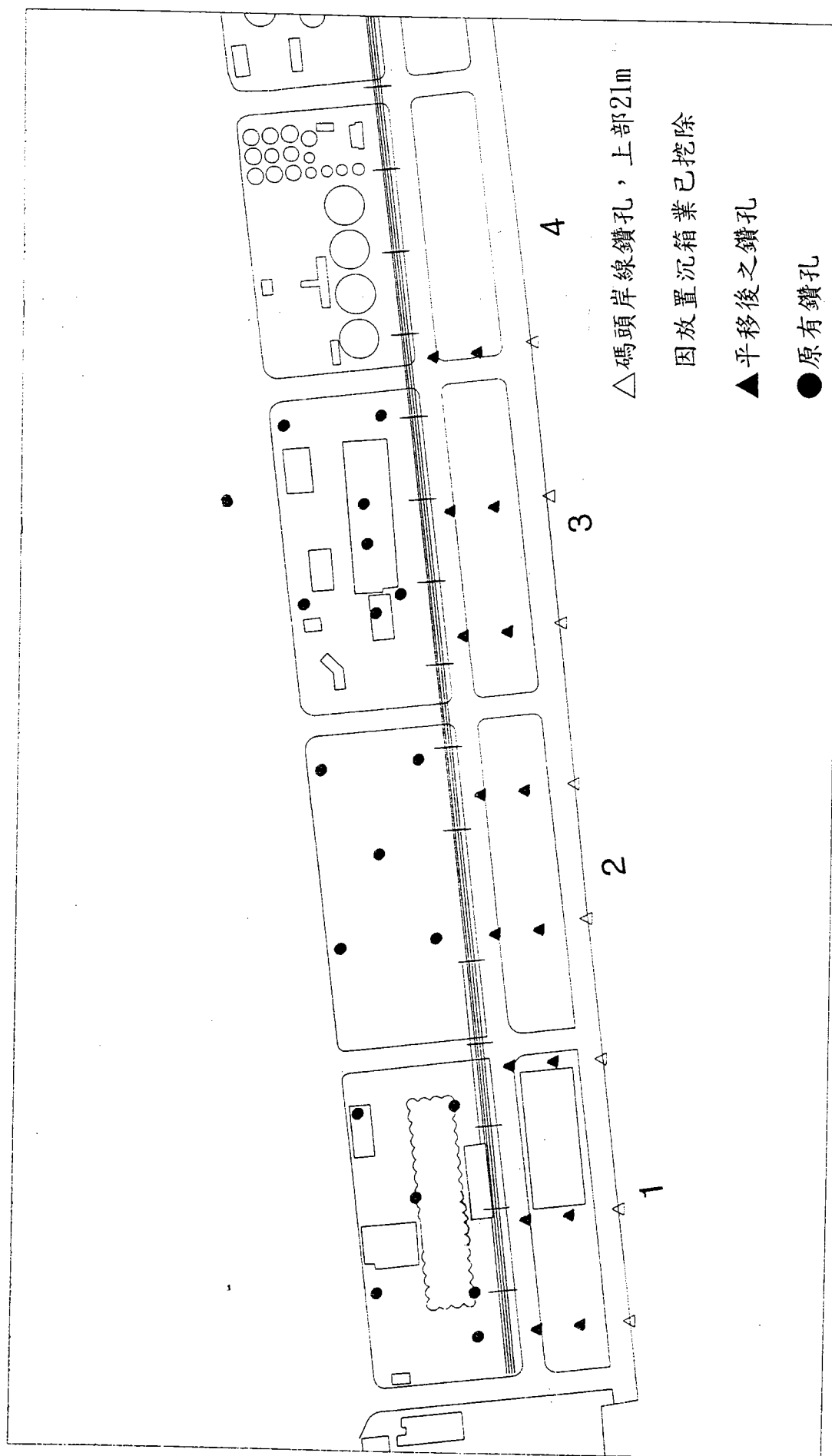


圖5.2 1至4號碼頭鑽孔位置分佈圖

示，根據 Seed et al.(1985)方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力 τ_{av} ，與砂土之有效覆土壓力 σ'_o 之比值，以 SR 表示，其計算式如下所示：

$$SR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \frac{\gamma_d}{\gamma_m} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \quad (5-1)$$

其中，

τ_{av} ：地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} ：地表最大水平加速度 m/sec^2 。

g ：重力加速度， m/sec^2 。

σ_o ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_o ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

γ_d ：應力折減因數。

γ_m ：地震規模影響因素。

而土壤抗液化之強度參數以 SPT-N 值表示，不過由於 SPT-N 值，在鑽探時，易受有效應力之影響。因此以現場資料和 SPT-N 值評估土壤液化潛能之前，需將 N 值加以修正，以求得抗液化強度之相關經驗式，本文以 Liao et al.(1986)方法修正如下表示：

$$N_1 = C_n \cdot N = \sqrt{1/\sigma'_o} \cdot N \quad (5-2a)$$

其中，

N_1 ：修正至有效覆土壓力為 1kg/cm^2 之正規化貫入 N 值。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數。

N ：標準貫入試驗值。

σ'_o ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

由於目前世界各國之標準貫入試驗並無統一規範，所得 SPT-N 值實際上是使用不同擊錘，以不同效率和不同施放能量系統，不同鑽孔穩定液和不同取樣器所量測而得。因此為了使評估土壤抗液化強度所需之標準貫入值能夠一致，Seed et al.(1985)建議使用一個新的標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值，其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之 60% 所量測的貫入值。根據此提議， $(N_1)_{60}$ 值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot N_1 = N_m \cdot C_n \cdot N \quad (5-2b)$$

其中，

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數。

(2) 液化機率模式

Liao et al.(1988)以 $SR = \tau_{av}/\sigma'_o$ 為地震力參數，以 $(N_1)_{60}$ 為土壤液化特性參數，建立液化機率 PL 如下所示：

$$P_L = \frac{1}{\left\{1 + \exp\left[-\left(\beta_0 + \beta_1 \ln(SR) + \beta_2 (N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \quad (5-3)$$

Liao et al.(1988)所蒐集世界各震災地區液化與非液化之 SPT 資料，其中淨砂($FC \leq 12\%$)有 182 組、泥砂($FC > 12\%$)有 96 組、不分淨砂或泥砂之淨砂／泥砂共 278 組，經其以邏輯迴歸法分析得液化機率模式分別為：

(a) 淨砂($FC \leq 12\%$)模式

$$P_L = \frac{1}{\left\{1 + \exp\left[-\left(16.447 + 6.4603 \ln(SR) - 0.3970 (N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \quad (5-4a)$$

(b) 泥砂($FC > 12\%$)模式

$$P_L = \frac{1}{\left\{1 + \exp\left[-\left(6.4831 + 2.6854 \ln(SR) - 0.1890 (N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \quad (5-4b)$$

(c) 不分淨砂、泥砂之淨砂／泥砂模式

$$P_L = \frac{1}{\left\{1 + \exp\left[-\left(10.167 + 4.1933 \ln(SR) - 0.24375 (N_1)_{60}\right)\right]\right\}} \quad (5-4c)$$

液化分析主要考慮的兩個作用力為地震侵襲的破壞力與土壤本身的抵抗力，若破壞力大於抵抗力，土壤則發生液化現象。Liao(1988)的分析方法裡，地震力的主要考慮變數有二：一為地震規模，另一為地表最大加速度。而土壤抵抗力的主要考慮變數有三：即標準貫入試驗錘擊數(SPT -N 值)，土壤類別及細粒料含量。

將地震及各個深度之土壤變數代入所撰寫的液化分析函數內，經分析運算後可求得每一深度之液化機率值，機率範圍系由 0 到 1，在成果展繪

上以液化機率等於 0 時(即不液化)用純白色表示，液化機率等於 1 時(即完全液化)用正紅色表示，隨著機率由 0 漸增其展繪顏色也由純白遂漸加深，系統使用者可由紅白顏色的深淺來判斷液化程度大小，而系統也會在每一色塊右方加註土壤分類符號及其機率值。

5.1.3 SPT 液化危險度分析方法

本研究以地震規模 $M=7.3$ 及其可能發生之地表最大加速度 $A_{max}=0.16g$ ，利用 Liao et al.(1988)之液化機率模式，分析各孔 20m 內各個深度之液化機率，再經由下列公式，計算各孔之液化危險度 PL_w :

$$P_{Lw} = \int_0^{20} P_L(z) \cdot W(z) \cdot dz / \int_0^{20} W(z) \cdot dz \dots\dots\dots (6-1)$$

上式中

$P_L(z)$: 為各孔各個深度之液化機率

P_{Lw} : 為各孔之液化危險度

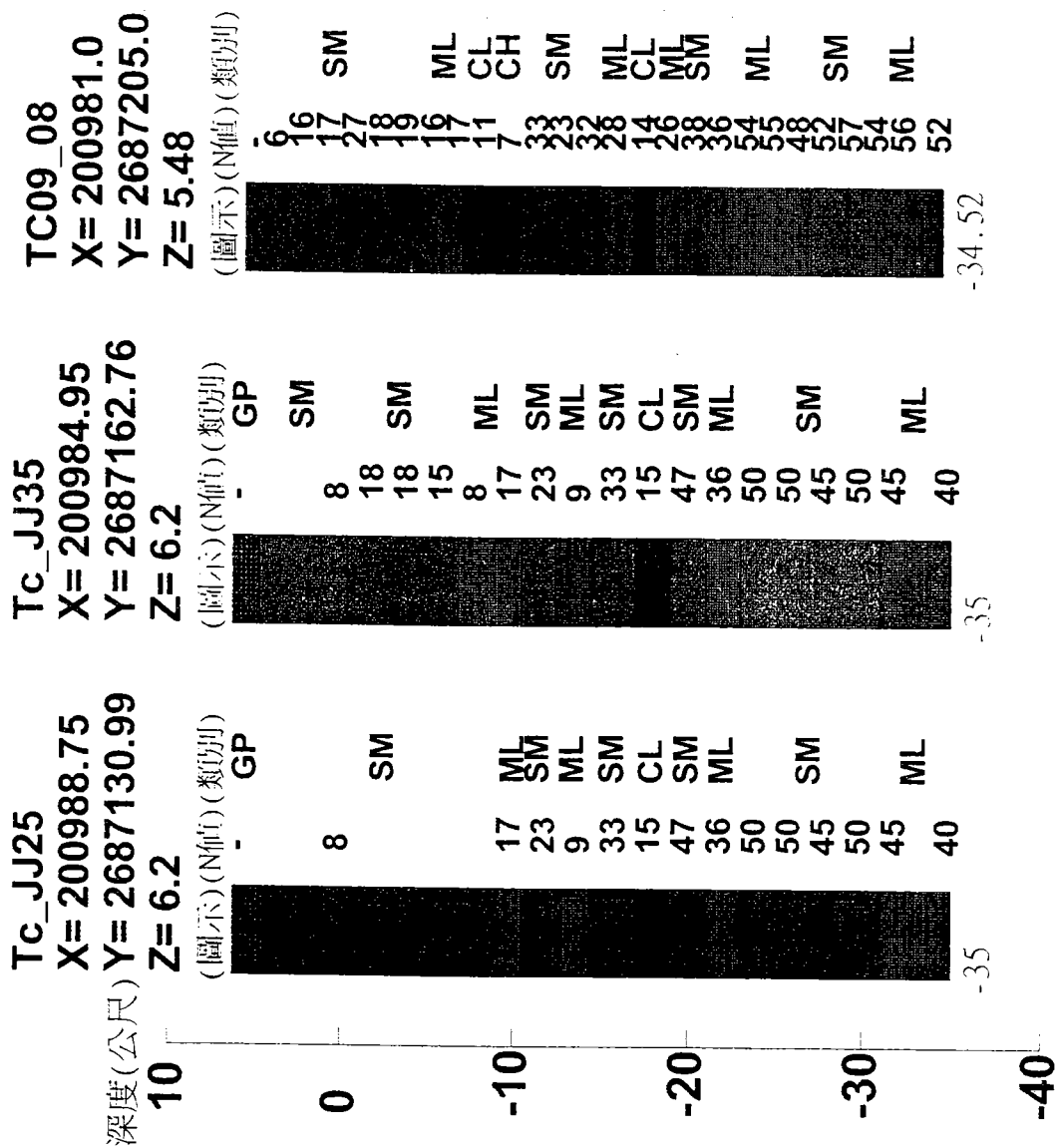
$W(z)$: 為權重函數， z 為深度(公尺)。 $W(z)=1-0.05z$

5.1.4 SPT 液化分析結果

依據 5.1.1 節之描述，本研究為彌補資料之不足，將原有碼頭岸線上之鑽孔，沿垂線方向向陸側平移 38m 及 70m，2 號碼頭後線平移後之鑽孔及距岸線 110m 之鑽孔，如圖 5.3 所示。經 Liao 之液化機率方法分析方法分析後所得結果如圖 5.4 所示，推算後發現回填土層之液化機率值頗高，其值大於 0.5，可見在規模 7.3 及最大地震加速度 0.16g 之震力下，此一回填土層會發生液化。

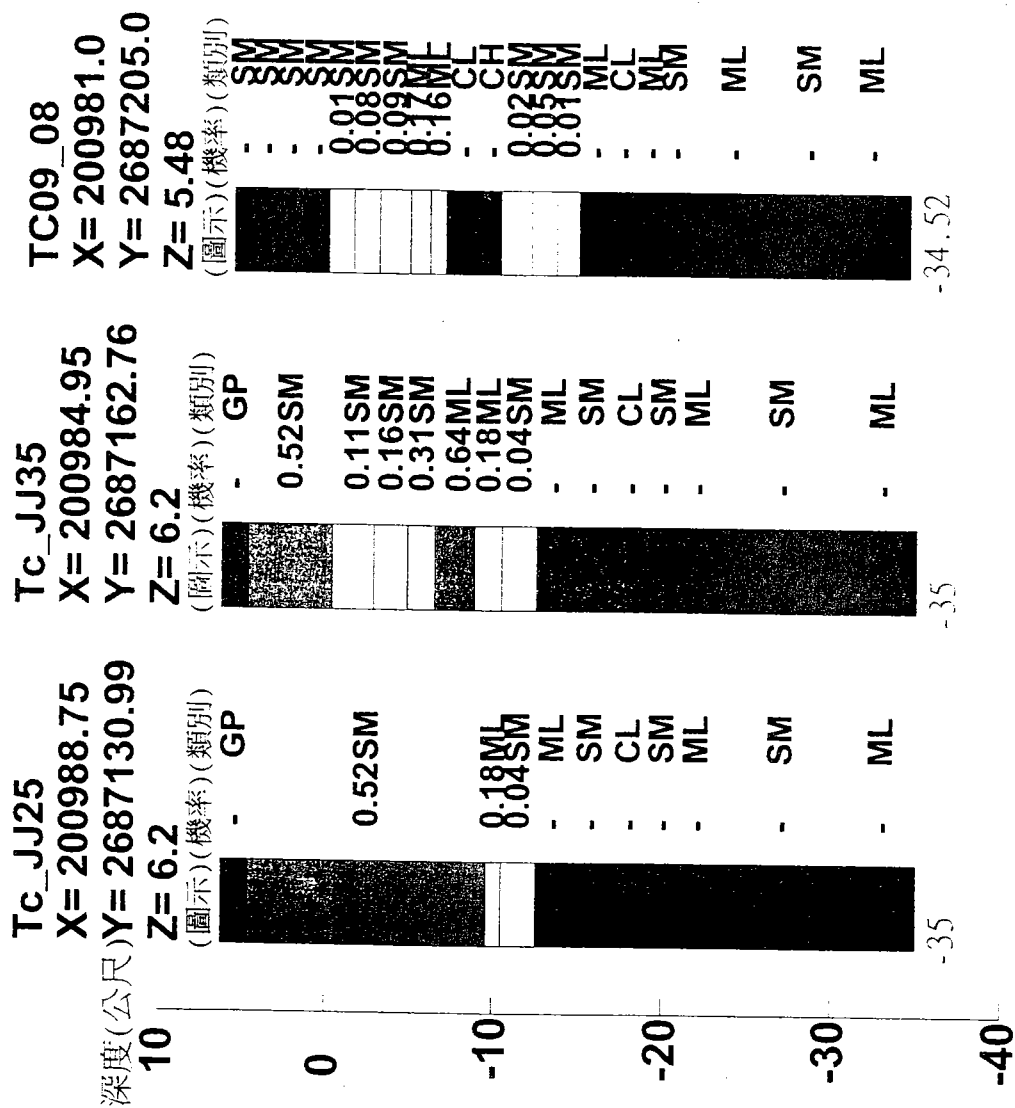
國人最常用之液化評估法為日本道路協會安全係數分析法，本研究也利用此方法來作分析，但該法所需用之數據—土壤代表粒徑 D_{50} 一值，在一般鑽探報表內常被忽略，本研究引用 Tatsuoko(1980)之修正方法來分析，分析結果如圖 5.5 所示，圖中安全係數小於 1 之土層，與圖 5.4 中液化機率大於 0.5 之土層範圍極吻合，可見以這兩種方法分析的結果，極為近似。

另以液化危險度的方法分析各鑽孔，其危險度等值線分佈如圖 5.5 所示，因沉箱座落處不可能發生液化，故所有等值線皆外推至碼頭面即停止，



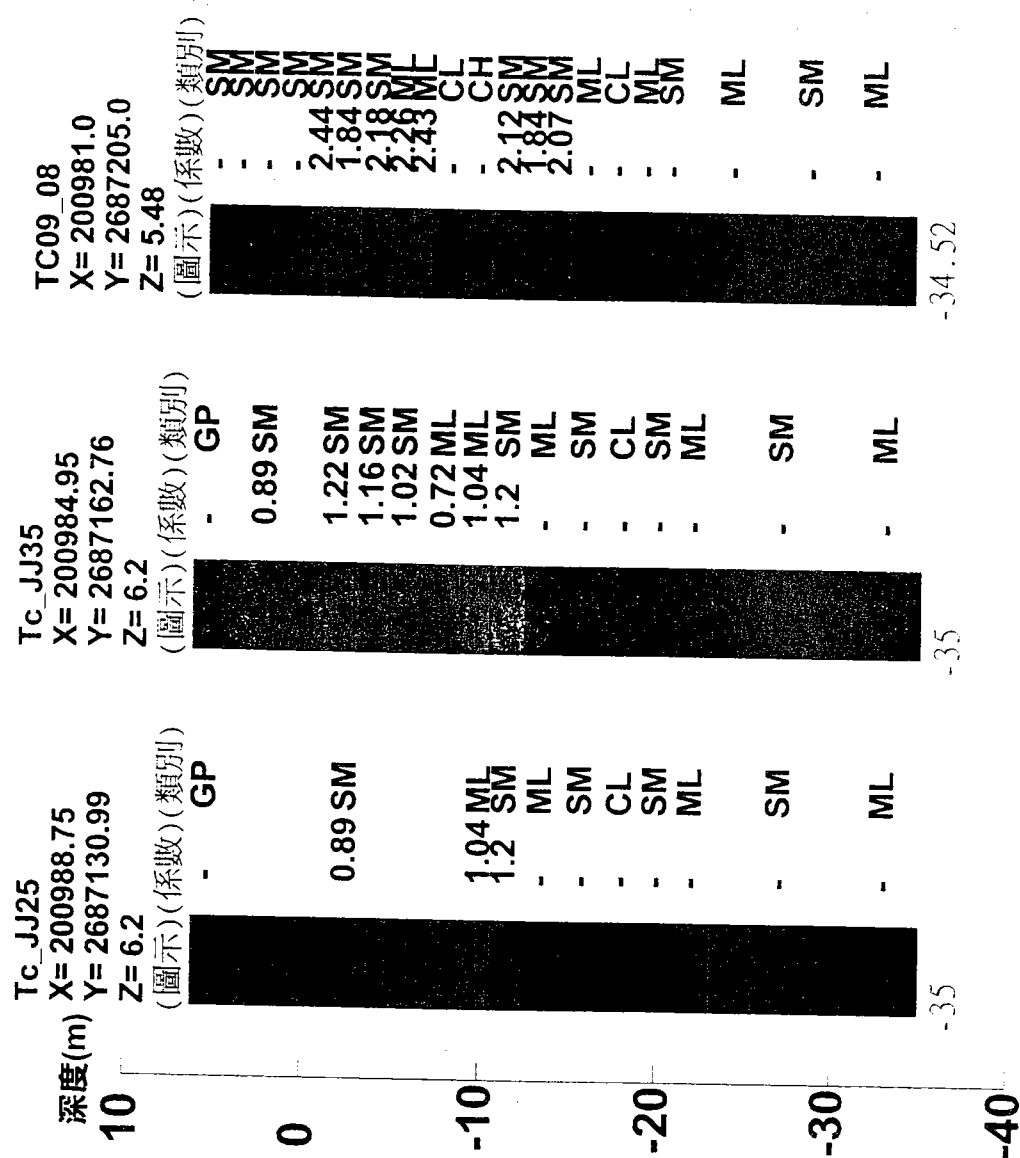
①TC-JJ25為平移38m後之鑽孔 ②TC-JJ35為平移70m後之鑽孔 ③TC09-08為距岸線110m之鑽孔

圖5.3 2號碼頭後線鑽孔柱狀圖



*地震規模7.3 最大加速度0.16g

圖5.4 2號碼頭後線鑽孔以Liao(1988)之液化機率法分析結果



*地震最大加速度:0.16g時之安全係數分析結果

圖5.5 2號碼頭後線鑽孔以日本道協安全係數評估法分析結果

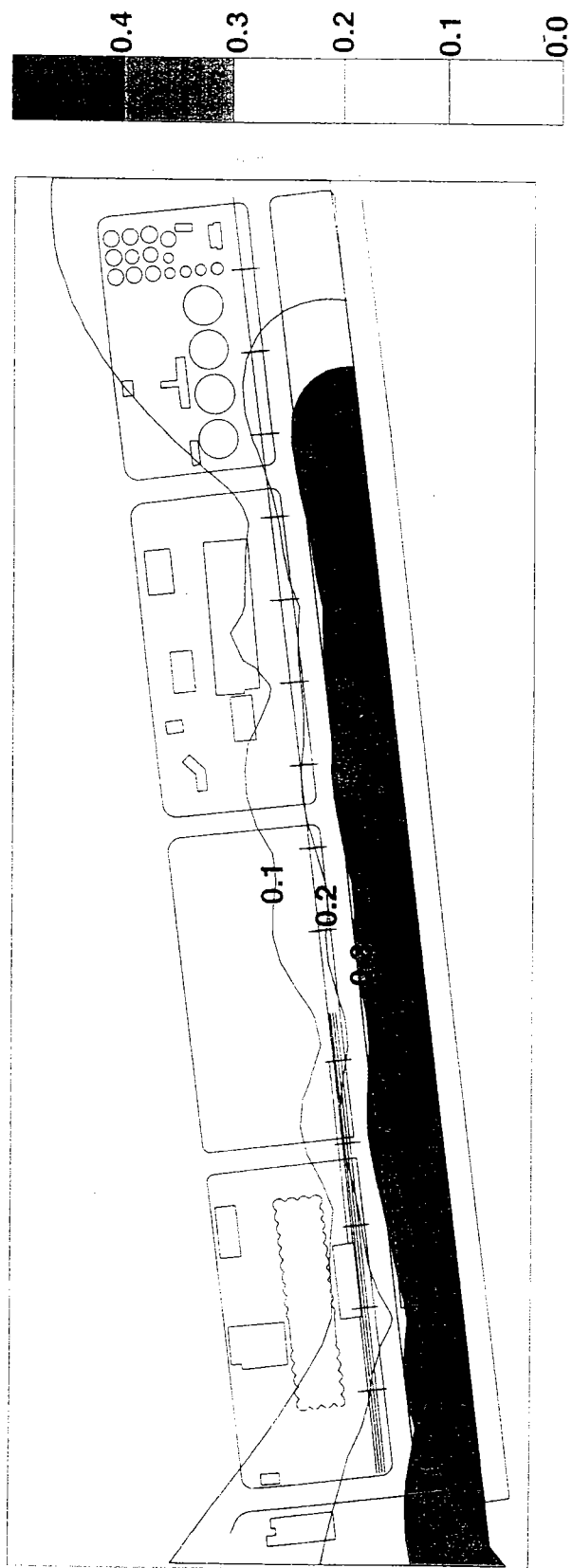


圖5.6 1至3號碼頭液化危險度等值分佈圖

圖 5.6 顯示，碼頭與鐵軌間有大部份的面積其危險度大於 0.3，此區域確實為一高液化危險度的區域。

5.2 CPT 之液化潛能分析方法

CPT 之液化潛能分析方法有很多，但大致可分為兩大類，一為經驗判斷之液化臨界下限曲線，[Seed et al.(1985)、Shibata & Teparaksa (1985)、Robertson & Campanella(1985)]，唯這類分析方法所推求而得之抗液化安全係數較為保守，另一類為統計分析液化與非液化合理分界線所建立之液化潛能判別式，[賴聖耀 1990,1991]、Liao(1988)、Christian(1975)]推求而得之抗液化安全係數較合理。唯本文初步報告是以 Shibata & Teparaksa (1985)所建立之液化臨界下限，作為 CPT 評估地震液化潛能之依據，其分析結果如圖 5.7 及附錄 C 第三列所示，由圖 5.7 及附錄 C 顯示安全係數小於 1 之土層極厚，此區域確實為一高液化潛能的區域。

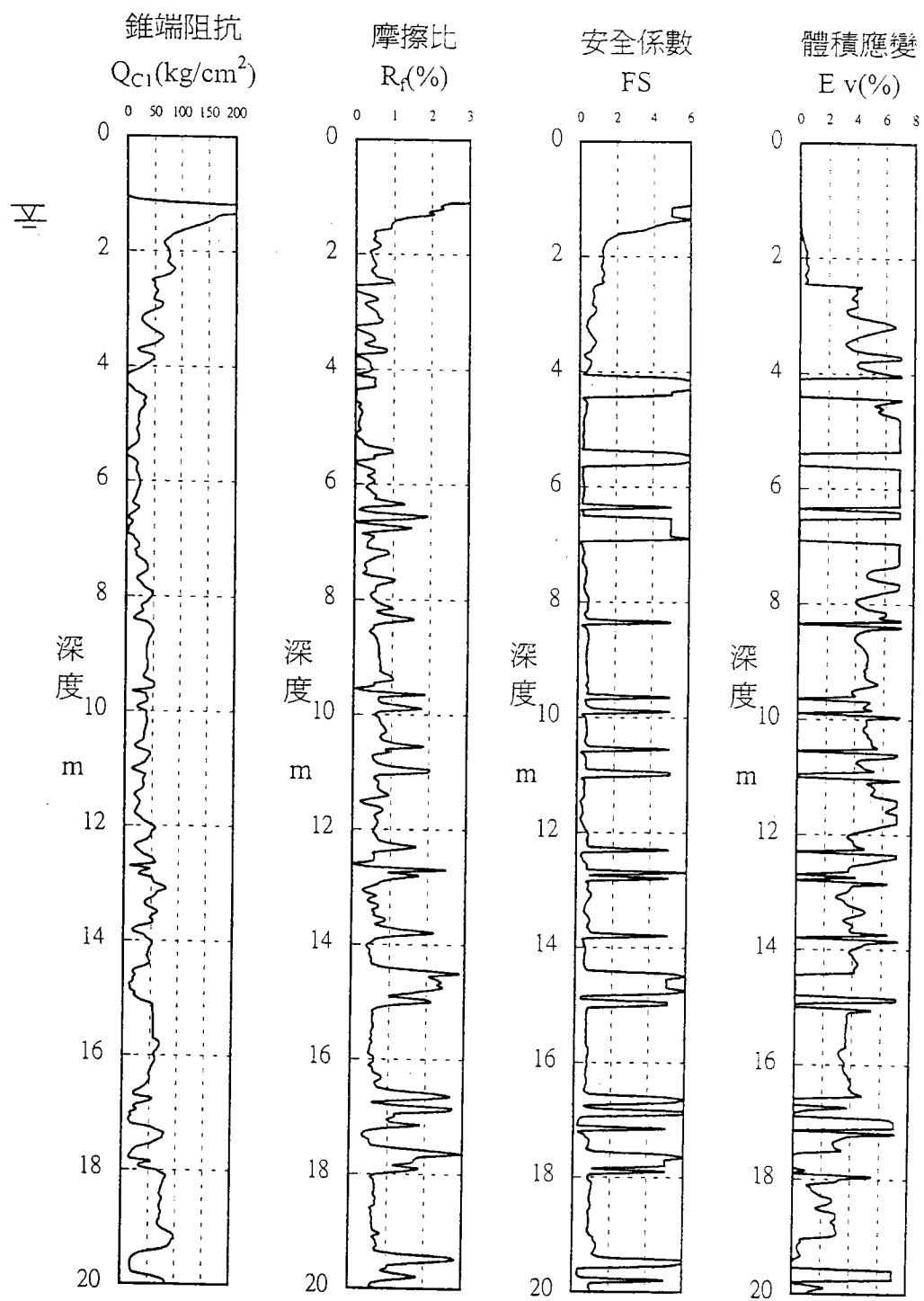


圖 5.7 台中港CPT-Th1-02點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

六、地震下陷潛能分析

目前對地震引致土層沉陷之評估方法基本上與液化潛能評估法類似可歸為兩種：(1)相關經驗法，即根據現地土層在過去地震作用下之沉陷行為反應與現地進行調查資料（如 SPT-N 值，CPT- q_c 值等）之關係，(2)試驗分析法，係採取現地土樣於實驗室中進行動力試驗（如動力三軸試驗、動力單剪試驗或震動桌試驗）以瞭解土壤之體積壓縮行為。在相關經驗法中 Tokimatsu & Seed (1987) 曾綜合許多飽和砂土之試驗結果，建議一反覆剪應力比(τ_{av}/σ'_o)，N 值及體積應變之關係，如圖 6-1 所示；而圖 6-2 則為 Soydemir & Le Count(1984)推估之美國麻州(Masachusetts)地區 N 值與沉陷之關係；圖 6-3 為 Ishihara et al.(1991, 1996)建議之 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之經驗關係，以上均可作為沉陷推估之參考。

本文以 Tokimatsu & Seed(1987)所建議之體積應變與反覆剪應力比及 N 值之相關經驗圖，如圖 6-1 所示、及 Ishihara et al. (1991, 1996)建議之 N 值、 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，如圖 6-3 所示，為沉陷分析依據。茲分別對地震所引致之土壤液化與沈陷之相關性、SPT-N 值評估地震引致沉陷之方法、，CPT- q_c 值評估地震引致沉陷之方法、及 921 地震引致台中港區沉陷分析之結果，分述如下：

6.1 液化與沈陷相關性之探討

現地土壤承受反覆荷重作用所產生的沉陷和液化問題，對大地工程師而言是一項重要而值得研究的問題。

土壤液化後，在其孔隙水壓消散過程將使得土壤產生壓密現象，而使基礎構造產生超額之差異沈陷，致使結構物發生破壞或傾斜現象。一般設計者可能會較為注意淺層土壤之液化問題，其實較深層土壤液化時，雖不致直接影響基礎之支承力，但因超額孔隙水壓消散引致之沉陷，則可能影響結構物之安全，對於沉陷較為敏感及重要之結構物於設計時應作適度之考慮。

根據 Lee & Albaisa(1974)整理多位學者之研究及實地觀測資料，發現不論飽和或不飽和之砂土層在強震或人造反覆前應力作用時，均會產生沉陷現象；對於未發生液化之砂土層沉陷應變量均小於 1%，而發生液化

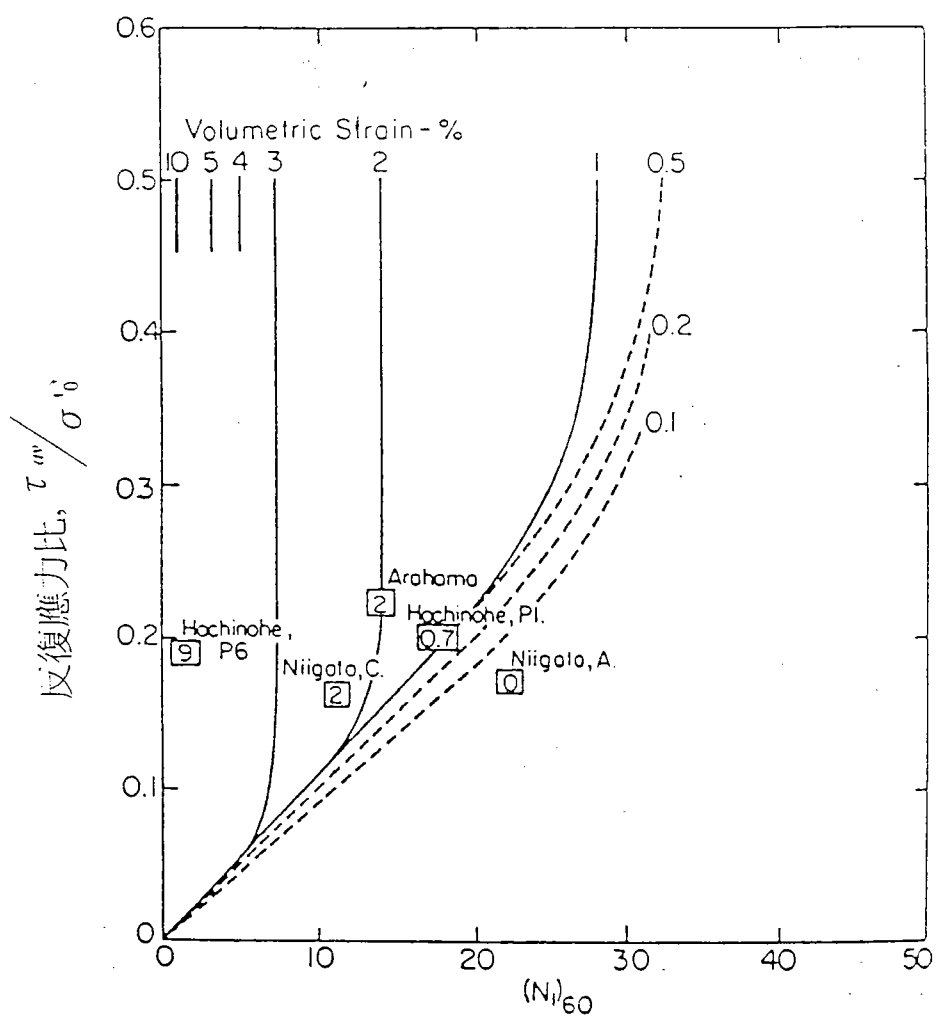


圖 6-1 體積應變與反復應力比及 N 值之關係
(Tokimatsu & Seed, 1987)

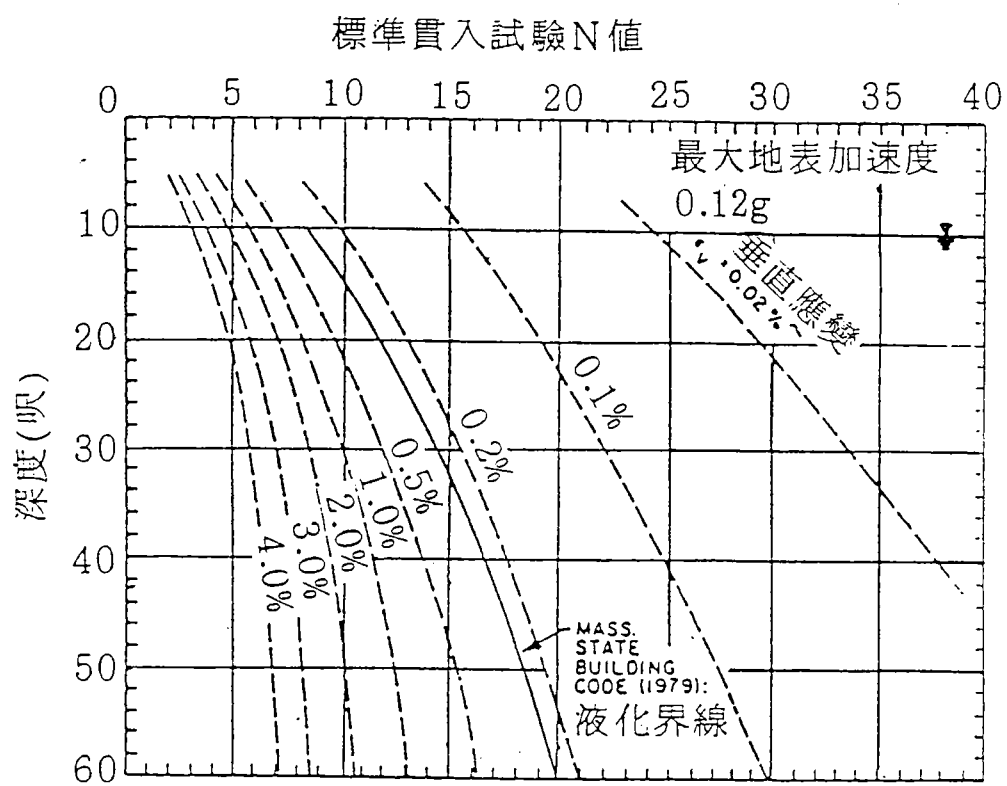


圖 6-2 美國麻州地區地震引致砂土層垂直應變關係圖
(Soydemir & Le Count, 1984)

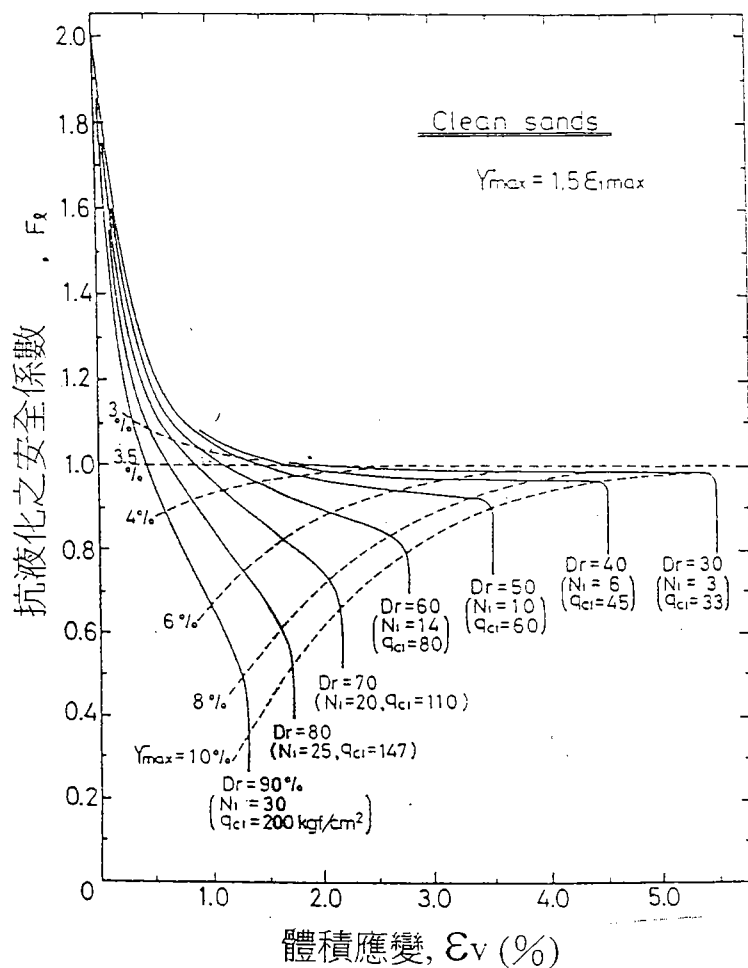


圖 6-3 體積應變與土壤抗液化安全係數之關係
(Ishihara et al. 1991, 1996)

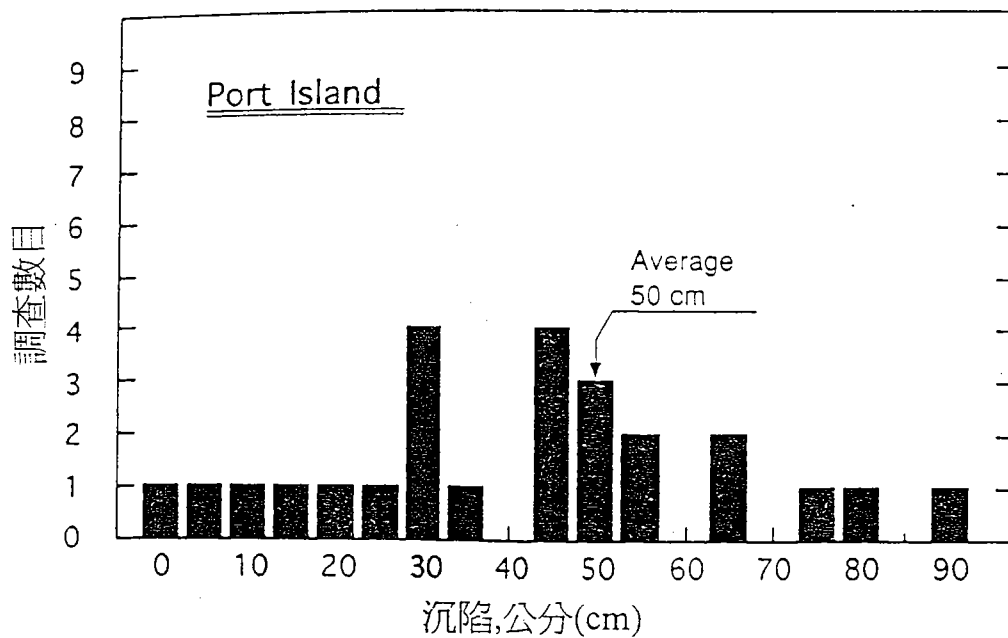


圖 6-4 日本 Port Island 液化後地表沉陷之統計圖
(Ishihara et al. 1996)

後產生之沉陷應變量將可達 2% 至 5%，Ishihara et al. (1991, 1996) 亦提出抗液化安全係數與沉陷應變量之相關經驗圖如圖 6-3 所示。如圖 6-3 可明白液化程度與沉陷應變量之關係，或未液化情況 ($F_L > 1.0$) 之沉陷應變量。EERI (1986) 提到在一些大地震中曾觀測得沉陷量達一公尺以上者，如 1906 年之舊金山及 1964 年之阿拉斯加大地震，而發生 5 公分至 30 公分之沉陷者則十分普遍。

而 1995 年 1 月 17 日之阪神大地震，造成神戶港區新生地 (Port Island) 液化後之沉陷，在無基礎構造物之廣闊地區平均液化後之沉陷為 50 公分，最大者為 90 公分如圖 6-4 之統計圖所示；但在港區沉箱式碼頭背填土液化後砂土流失之沉陷高達 3-4 公尺，如照片 6-1、6-2 所示；Port Island 碼頭岸壁後 150 公尺以內，其基礎土壤液化造成地表之差異沉陷如圖 6-5 所示，由圖 6-5 顯示，沉陷量由岸壁向碼頭後線遞減。921 集集大地震，造成台中港區 1-4 號沉箱式碼頭背填土液化後之沉陷高達 60-80 公分，台中港區 1-4 號沉箱式碼頭後線 150 公尺以內，其基礎土壤液化造成地表之差異沉陷如圖 6-6 所示，由圖 6-6 顯示，沉陷量亦由岸壁向碼頭後線遞減。在碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空造成十幾個大坑洞深度高達 4-5 公尺，如照片 6-3、6-4 所示。

6.2 SPT 之震陷潛能分析方法

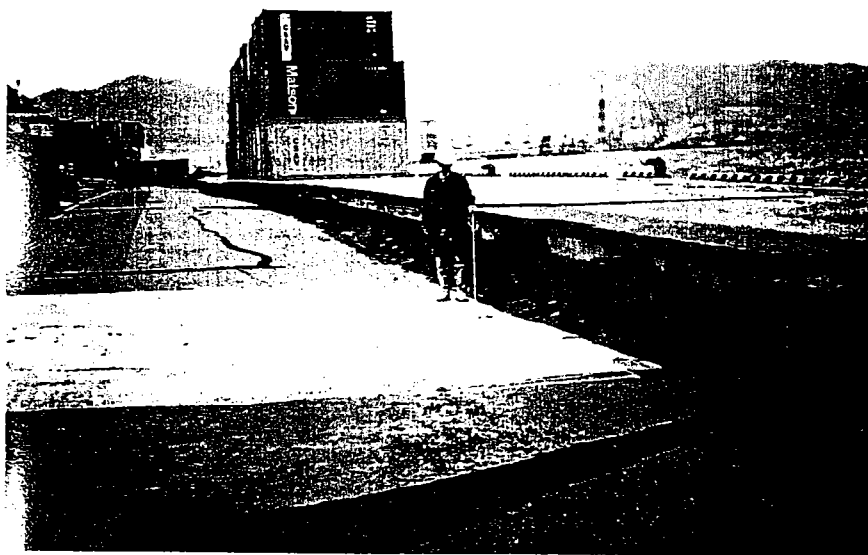
本文以 Tokimatsu & Seed (1987) 所建議之圖 6-1 體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖為沉陷分析依據。其分析步驟如下：

(1) 計算地震引致之反復應力比

地震引致土層的作用強度參數，以無因次之反復應力比 τ_{av} / σ' 表示，根據 Seed et al. (1985) 方法，反復應力比為飽和砂土層因地震作用引起的平均剪應力 τ ，與砂土之有效覆土壓力 σ' 之比值，以 SR 表示，其計算式如下所示：

$$SR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_o} = 0.65 \cdot \frac{r_d}{r_m} \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \quad (6-1)$$

其中，



照片 6-1 1995 年日本阪神烈震，Port Island 南碼頭沉箱式碼頭之背填土之砂液化流失，岸肩沉陷很嚴重（約 1m 左右）



照片 6-2 1995 年日本阪神烈震，東神戸港渡船碼頭沉箱式碼頭背填土之砂液化流失，岸肩沉陷極嚴重（約 3-4m 左右）

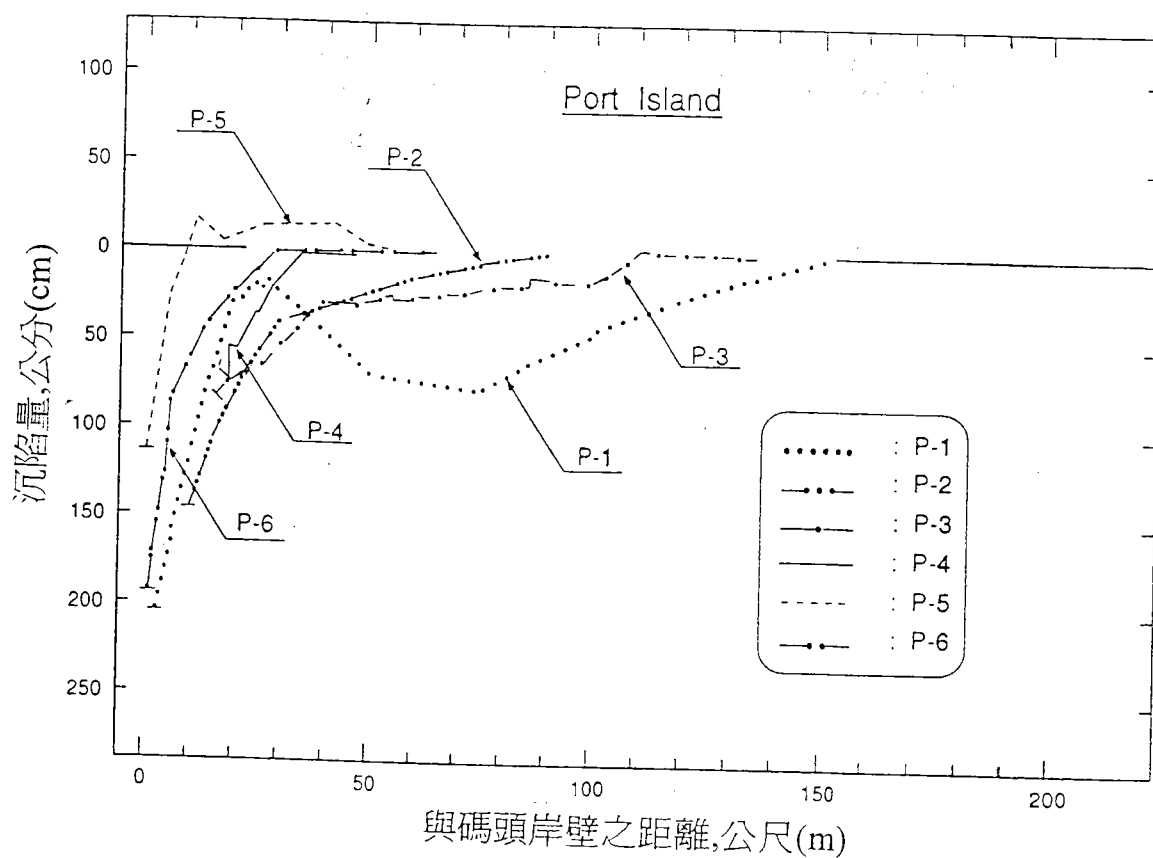


圖 6-5 碼頭岸壁後之地表差異沉陷
(Ishihara et al. 1996)

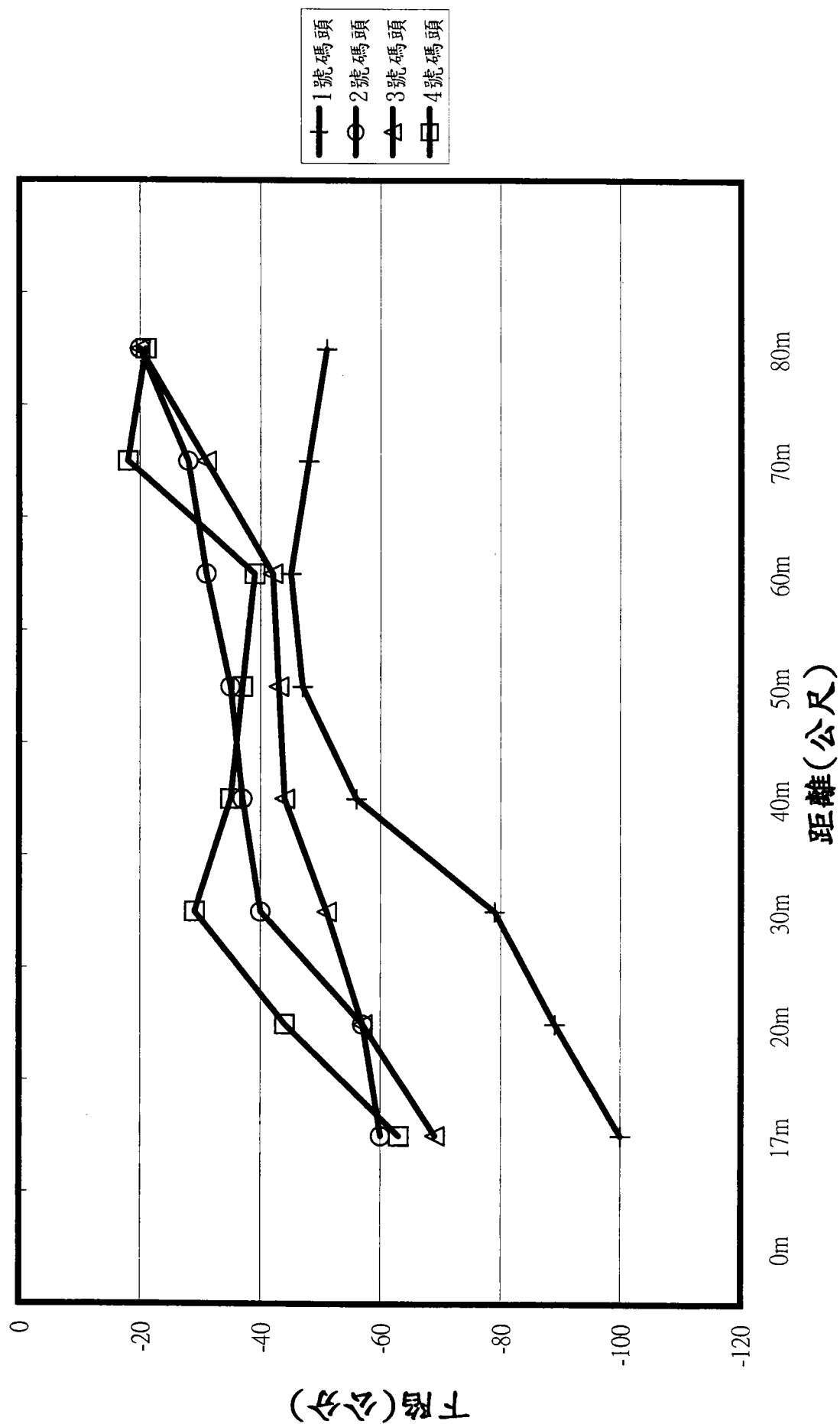


圖6-6 台中港1至4號碼頭岸壁後之地表差異沉陷



照片 6-3 台中港 1 號碼頭背填土液化後回填砂外漏
造成大坑洞深度高達 4-5 公尺



照片 6-4 台中港 2 號碼頭背填土液化後回填砂外漏
造成大坑洞深度高達 4-5 公尺

τ_{av} ：地震引致土層之平均剪應力， kg/cm^2 。

a_{max} ：地表最大水平加速度， m/sec^2 。

g ：重力加速度， m/sec^2 。

σ_o ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2 。

σ'_o ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

R_d ：應力折減因數。

R_m ：地震規模影響因素。

(2) 修正 SPT-N 值至有效覆土壓力 $1\text{kg}/\text{cm}^2$ 及落錘能量為 60%

土壤抗剪力強度參數以 SPT-N 值表示，不過由於 SPT-N 值，在鑽探時，易受有效應力之影響。因此以現場資料和 SPT-N 值評估土壤液化及沉陷之前，均需將 N 值加以修正，以求得抗剪力強度之相關經驗式，本文以 Liao et al. (1986) 方法修正如下表示：

$$N_1 = C_n \cdot N = \sqrt{1/\sigma'_o} \cdot N \quad (6-2a)$$

其中，

N_1 ：修正至有效覆土壓力為 $1\text{kg}/\text{cm}^2$ 之正規化貫入 N 值。

C_n ：有效覆土壓力之修正係數。

N ：標準貫入試驗值。

σ'_o ：有效覆土壓力， kg/cm^2 。

由於目前世界各國之標準貫入試驗並無統一規範，所得 SPT-N 得值實際上是使用不同擊錘，以不同效率和不同施放能量系統，不同鑽孔穩定液和不同取樣器所量測而得。因此為了使評估土壤抗剪力強度所需之標準貫入值能夠一致，Seed et al. (1985) 建議使用一個新的標準化參數 $(N_1)_{60}$ 值，其為進行標準貫入試驗時，施加於鑽桿之能量，為理論自由落錘能量之 60% 所量測的貫入值，根據此提議， $(N_1)_{60}$ 值應為：

$$(N_1)_{60} = N_m \cdot N_1 = N_m \cdot C_n \cdot N \quad (6-2b)$$

其中，

$(N_1)_{60}$ ：修正至落錘能量為 60% 之正規化貫入值。

N_m ：落錘能量之修正係數。

(3) 計算體積應變量 ε_v

由(1)、(2)步驟所得之反覆應力比(SR)，及修正之 $(N_1)_{60}$ ，利用圖 6-1，Tokimatsu & Seed(1989)所建議之體積應變與反覆應力比及 $(N_1)_{60}$ 之關係圖，計算各深度之體積應變量 ε_v 值

(4) 重覆步驟(1)~(3)計算每一點 i 之 ε_v 值，再以下列公式將每一點 i 的沉陷量加以累計計算總沉陷量 S_d

$$S_d = \sum_{i=1}^N \varepsilon_{v,i} \cdot \Delta h_i \quad (6-3)$$

6.3 CPT 之震陷潛能分析方法

本文以 Ishihara et al.(1991,1996)建議之 q_c 值、抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，如圖 6-3 所示，為沉陷分析依據。其中抗液化安全係數之評估方法有很多，但大致可分為兩大類，一為經驗判斷之液化臨界下限曲線，[Seed et al.(1985)、Shibata & Teparaksa (1985)、Robertson & Campanella(1985)]，唯這類分析方法所推求而得之抗液化安全係數較為保守，另一類為統計分析液化與非液化合理分界線所建立之液化潛能判別式，[賴聖耀 1990,1991]、Liao(1988)、Christian(1975)]推求而得之抗液化安全係數較合理。本文分別以 Shibata & Teparaksa (1985)所建立之液化臨界下限及賴聖耀(1990)所建立之液化潛能判別模式，再結合 Ishihara et al.(1991,1996)所建立之 q_c 值，抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，作為 CPT 評估地震沉陷之依據，其分析步驟分別如下：

6.3.1 Shibata & Teparaksa (1985) 結合 Ishihara et al. (1991, 1996)之分析步驟：

(1) 計算地震引致之反覆應力比

地震引致現地土層之反復應力比(τ/σ'_o)計算乃根據 Tokimatsu & Yoshimi(1983)所推導之公式：

$$\frac{\tau}{\sigma'_o} = 0.1(M-1) \frac{a_{\max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} (1 - 0.015Z) \quad (6-4)$$

其中， τ ：地震引致土層之相當剪應力， kg/cm^2

σ'_o ：最初有效覆土壓力， kg/cm^2

σ_o ：最初垂直覆土壓力， kg/cm^2

M ：芮氏地震規模

g ：重力加速度， m/sec^2

$a_{\max}$ ：地表最大水平加速度， g

Z ：土層深度， m

(2) 計算經有效覆土壓力與平均粒徑修正之正規化錐端阻抗

荷式錐貫入試驗(CPT)之錐端阻抗 q_c 值，因受有效覆土壓力之影響，以 Baldi et al.(1982)方法修正，以式(6-5a)表示：

$$q_{c1} = C_1 \cdot q_c = \frac{1.7 \cdot q_c}{(\sigma'_o + 0.7)} \quad (6-5a)$$

其中， C_1 ：有效覆土壓力之修正係數

q_{c1} ：修正至有效覆土壓力為 1kg/cm^2 之正規化錐端阻抗， kg/cm^2

q_c ：錐端阻抗， kg/cm^2

由於土壤平均粒徑 D_{50} 之大小亦影響其抗液化強度，續再以 Shibata & Teparaksa(1988)方法將 q_{c1} 加以修正為式(6-5b)：

$$q_{c2} = C_2 \cdot q_{c1} \quad (6-5b)$$

當 $D_{50} < 0.25\text{mm}$ 時 $C_2 = 0.25/D_{50}$

當 $D_{50} \geq 0.25\text{mm}$ 時 $C_2 = 1.0$

其中, q_{c2} : 經有效覆土壓力與平均粒徑修正之正規化錐端阻抗, kg/cm^2

C_2 : 平均粒徑之修正係數

D_{50} : 平均粒徑, mm

但因 CPT 試驗無法直接取得土壤平均粒徑 D_{50} 資料, 本文乃建立 CPT 之摩擦比 R_f 與平均粒徑 D_{50} 之關係式, 根據港研所(1984)之研究, 純淨中細砂之摩擦 $R_f \leq 0.5$, 粉土質砂之 R_f 為 $0.5 < R_f < 1.1$, 粉土之 R_f 為 $1.1 < R_f \leq 2.4$, 而根據 Seed、Idriss & Arango, (1983) 液化評估之土壤分類, $D_{50} \geq 0.25$ 為純淨砂, $0.15\text{mm} \leq D_{50} < 0.25\text{mm}$ 為粉土質砂, 因此 R_f 與 D_{50} 之相關式如下式所示:

$$D_{50} = \frac{1}{3} - \frac{R_f}{6} \quad (6-6)$$

(3) 計算液化臨界之錐端阻抗值

Shibata and Teparaksa(1988) 收集了日本新潟(1964), Nihonkai(1983), 唐山(1976), Vrancea(1977)與 Imperial Valley(1979)等五個地震區的 109 組 CPT 資料, 研究整理後得到臨界錐尖阻抗與反覆應力比的關係來界定液化區和非液化區。其關係式如下:

$$(q_{c2})_c = C_2(q_{c1})_c = 50 + 200 \left[\frac{\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} - 0.1 \right)}{\left(\frac{\tau}{\sigma'_o} + 0.1 \right)} \right] (\text{kg/cm}^2) \quad (6-7)$$

(4) 計算土層抗液化之安全係數 F_L

$$F_L = q_{c2}/(q_{c2})_c = q_{c1}/(q_{c1})_c \quad (6-8)$$

(5) 計算體積應變量 ε_v

由步驟(2)、(4)計算而得之 q_{c1} 值及 F_L , 再利用圖 3-3 即 Ishihara et al. (1991, 1996) 建議之 q_{c1} 值、抗液化安全係數 F_L 及體積應變之相關經驗圖, 計算某一點之體積應變 ε_v 值。

(6) 計算總沉陷量 S_d

重覆步驟(1)~(5)計算每一點 i 之 ε_v 值, 再利用下式, 將每一點 i

的沉陷量加以累計，計算總沉陷量 S_d ：

$$S_d = \int_0^{z_0} \varepsilon \cdot dz \quad (6-9)$$

6.3.2 賴聖耀(1990)判別模式結合 Ishihara et al.(1991,1996)之分析步驟

(1)計算地震引致之反復應力比 SR

以式(6-4)計算地震引致之反復應力比 SR

(2)計算土層之平均粒徑 D_{50}

由式(6-6)CPT 之摩擦比 R_f 與平均粒徑 D_{50} 之關係式計算各土層之平均粒徑 D_{50} 。

(3)由 CPT- q_c 值計算等值之 N 值

依據謝明志等人(1990)針對台灣各港區之研究 CPT- q_c 值與 SPT-N 值之關係如下：

$$D_{50} \geq 0.25\text{mm} \quad N = q_c / 4.5 \quad (6-10a)$$

$$D_{50} < 0.25\text{mm} \quad N = q_c / (0.153 \times (\ln D_{50})^2 + 1.679 \times \ln D_{50} + 6.835) \quad (6-10b)$$

(4)修正 N 值至有效應力 1kg/cm^2 及落錘能量為 60%

以式(6-2a)及(6-2b)修正 N 值為 $(N_1)_{60}$

(5)由 $(N_1)_{60}$ 以賴聖耀(1990)判別模式計算抗液化強度

賴聖耀(1990)以判別分析之統計分類法統計世界上震災地區 278 筆液化與非液化之 SPT-N 值資料，求得土壤抗液化之反復應力比 SR_r 與 $(N_1)_{60}$ 之關係式如下：

淨砂模式($D_{50} \geq 0.25\text{mm}, R_f \leq 0.5$)

$$SR_r = \text{Exp}((0.03976 \times (N_1)_{60} - 16.447) / 6.4603) \quad (6-11a)$$

粉土質砂模式($0.15\text{mm} \leq D_{50} < 0.25\text{mm}$)

$$SRr = \text{Exp}((0.1819 \times (N_1)_{60} - 6.4831) / 2.6854) \quad (6-11b)$$

(6) 計算土層抗液化之安全係數 F_L :

$$F_L = SRr / SR \quad (6-12)$$

(7) 計算體積應變量 ε_v

由步驟(6)及式(6-5a)計算而得之 q_{cl} 值及 F_L ，再利用圖 6-3 即 Ishihara et al.(1991,1996)建議之 q_{cl} 值、抗液化安全係數 F_L 及體積應變之相關經驗圖，計算某一點之體積應變 ε_v 值。

(8) 計算總沉陷量 S_d

重覆步驟(1)~(7)計算每一點 i 之 ε_v 值，再利用下式，將每一點 i 的沉陷量加以累計，計算總沉陷量 S_d :

$$S_d = \int_0^{20} \varepsilon_v \cdot dz \quad (6-13)$$

6.4 921 大地震震陷潛能分析結果

台中港區地質屬於河川沖積層，為一深厚之沈泥質細砂 (SM) 與薄層不良級配細砂 (SP) 或細砂質粉土 (ML) 相間之沉積土層，沉箱式碼頭後線背填土為抽砂回填，其亦多為細砂與粉土質細砂所組成，在強烈地震地用下，沖積土層與抽砂回填地極易發生液化及沉陷而造成碼頭、防波堤等港灣工程破壞，因此對於港區土層液化及沉陷之分析，甚屬需要。

本文分別以 SPT -N 值、CPT- q_c 值評估地震引致沉陷之分析方法，分析 921 大地震造成台中港 1~4A 等五座沉箱式碼頭後線九公頃下陷之區域沉陷圖，分別說明如下：

(1) SPT 評估方法之分析結果

本文搜集 1~4A 等五座碼頭附近現有鑽探資料及平移鑽探資料共 34 孔，共約 500 筆 N 值資料，其相關位置如圖 5.2 所示，分別以地震規模 $M=7.3$ 及其可能發生之地表最大加速度 $A_{max}=0.16g$ ，利用 Tokimatsu & Seed(1987)

所建議之體積應變與反復剪應力比及 N 值之相關經驗圖，及賴聖耀(1990)判別模式結合 Ishihara et al.(1991,1996)之分析方法，分析各孔 20m 內之沉陷量及區域沉陷圖，分別如圖 6-7 至圖 6-10 所示，其中 Tokimatsu & Seed(1987) 分析結果，其引致之最大沉陷量為 35 公分，平均沉陷量為 22 公分，賴聖耀(1990)判別模式結合 Ishihara et al.(1991,1996)之分析結果，其引致之最大沉陷量為 32 公分，平均沉陷量為 17 公分。由圖 6-7 至圖 6-10 兩種方法分析結果皆顯示，若不考慮碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空造成之 4-5 公尺大坑洞，沉陷量皆由岸壁向碼頭後線遞減，分別如圖 6-11 至圖 6-12 所示，其下陷量由碼頭岸肩之 25-40 公分逐漸遞減至鐵軌道之 5-20 公分，與沉陷災害調查結果地表之差異沉陷趨勢相似，如圖 6-6 所示，與回填砂厚度及液化程度亦相當吻合。唯 SPT 下陷潛能分析結果皆較實測下陷量小。另圖 6-8 及圖 6-10 之區域沉陷圖，僅適用於碼頭後線之空闊地區，在此特別說明。

(2) CPT 評估方法之分析結果

由於發生災損地區為抽砂回填區，無地質資料故本研究於地震災後立即進行CPT現地地質調查，本文以本次地質調查之18孔電子式水壓錐貫入試驗(CPTU)為評估地震引致沉陷之分析依據，其試驗點位如圖6-13所示，分別以Shibata & Teparaksa (1985)所建立之液化臨界下限及賴聖耀(1990)所建立之液化潛能判別模式，再結合Ishihara et al.(1991,1996)所建立之 q_c 值，抗液化安全係數及體積應變之相關經驗圖，作為CPT評估地震沉陷之依據，分析各孔20m內之沉陷量及區域沉陷圖，分別如圖6-14至圖6-17所示，其中Shibata & Teparaksa (1985)結合Ishihara et al.(1991,1996)分析結果，其引致之最大沉陷量為78公分，平均沉陷量為45公分，分析各孔20m內之體積應變量如附錄C所示，賴聖耀(1990)判別模式結合Ishihara et al.(1991,1996)之分析結果，其引致之最大沉陷量為63公分，平均沉陷量為26公分。由圖6-14至圖6-17兩種方法分析結果皆顯示，若不考慮碼頭背填土液化後回填砂外漏被掏空造成之4-5公尺大坑洞，沉陷量皆由岸壁向碼頭後線遞減，分別如圖6-18至圖6-19所示，其下陷量由碼頭岸肩之30-70公分逐漸遞減至鐵軌道之10-30公分，與沉陷災害調查結果地表之差異沉陷趨勢相似，如圖6-6所示，與回填砂厚度及液化程度亦相當吻合。唯CPT下陷潛能分析結果雖較SPT分析之下陷量大，但皆較實測下陷量小，此與回填砂液化後砂土往港池側流失及砂土液化後填補碼頭位移之空間有關。另圖6-15及圖6-17之區域沉陷圖，亦僅適用於碼頭後線至鐵軌間之空闊地區。

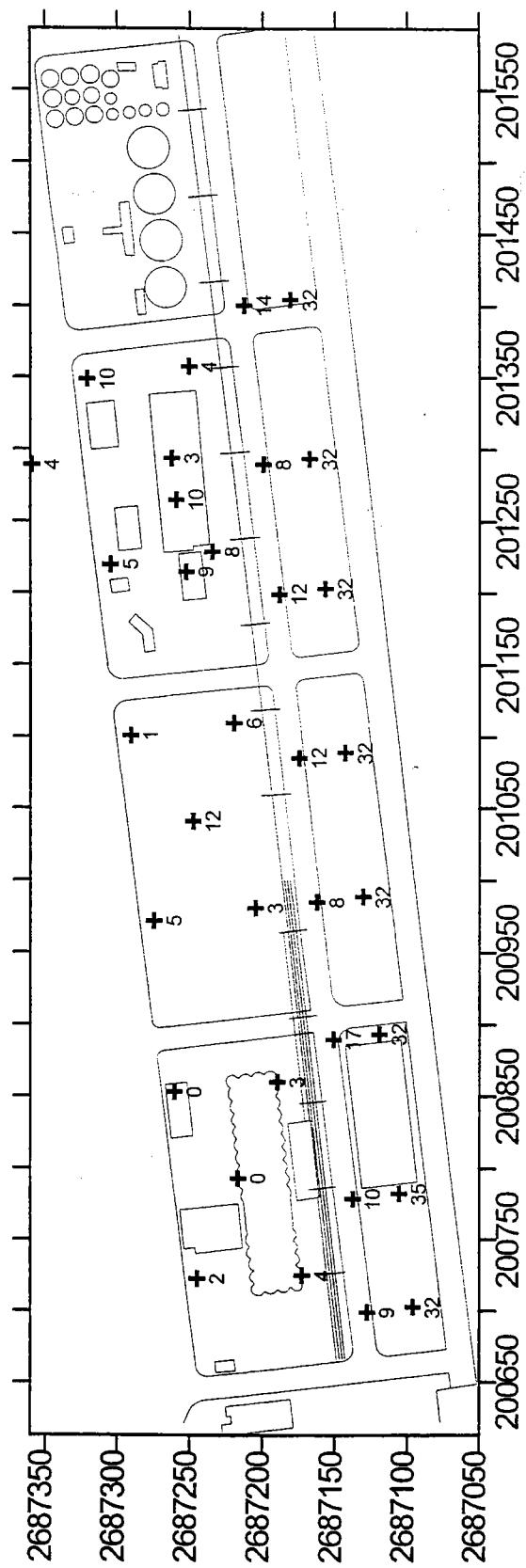


圖6-7 台中港1-4 號碼頭 Tokimatsu & Seed (1987)SPT 方法 評估震 陷之分析 結果

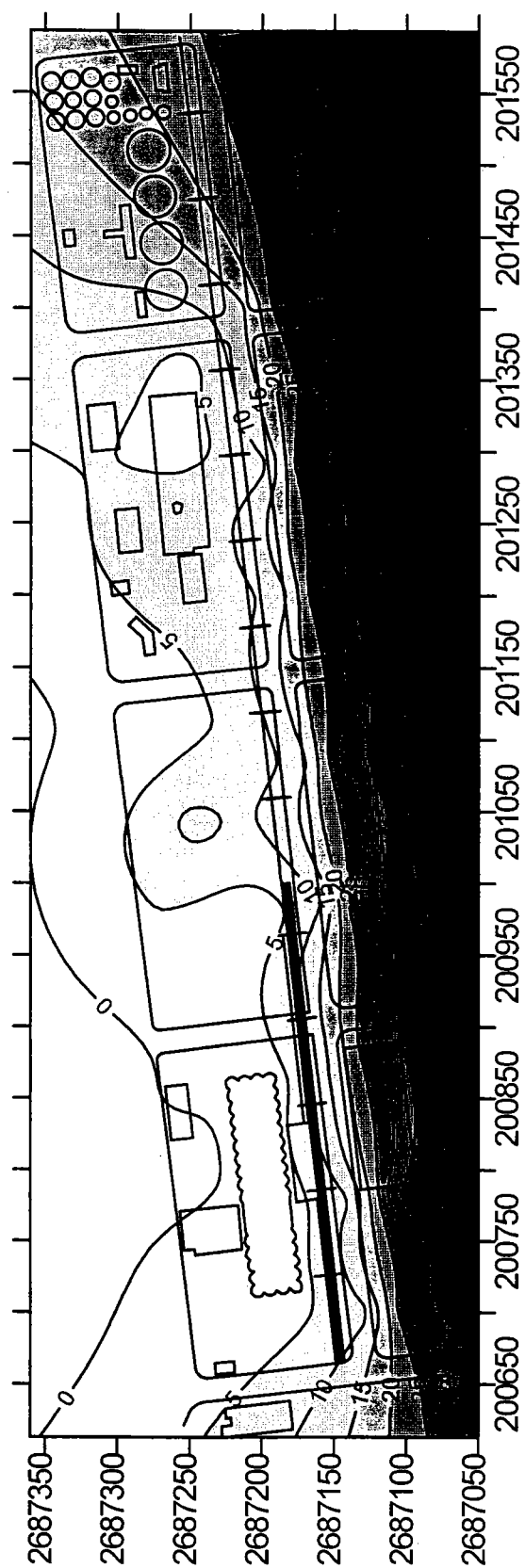


圖 6-8 台中港1-4 號碼頭 Tokimatsu & Seed (1987)SPT 方法 評估震 陷之等值色階圖

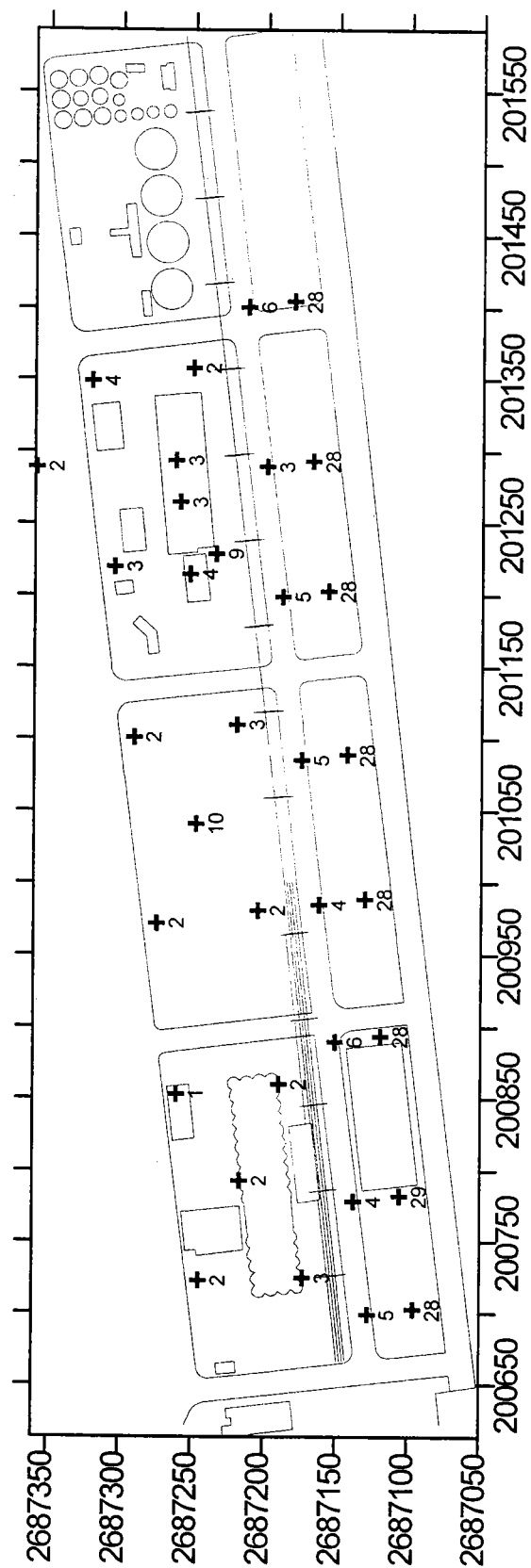


圖 6-9 台中港1-4 號碼頭 Lay(1990)+Ishihara(1996) SPT 方法 評估震 陷之 分析 結果

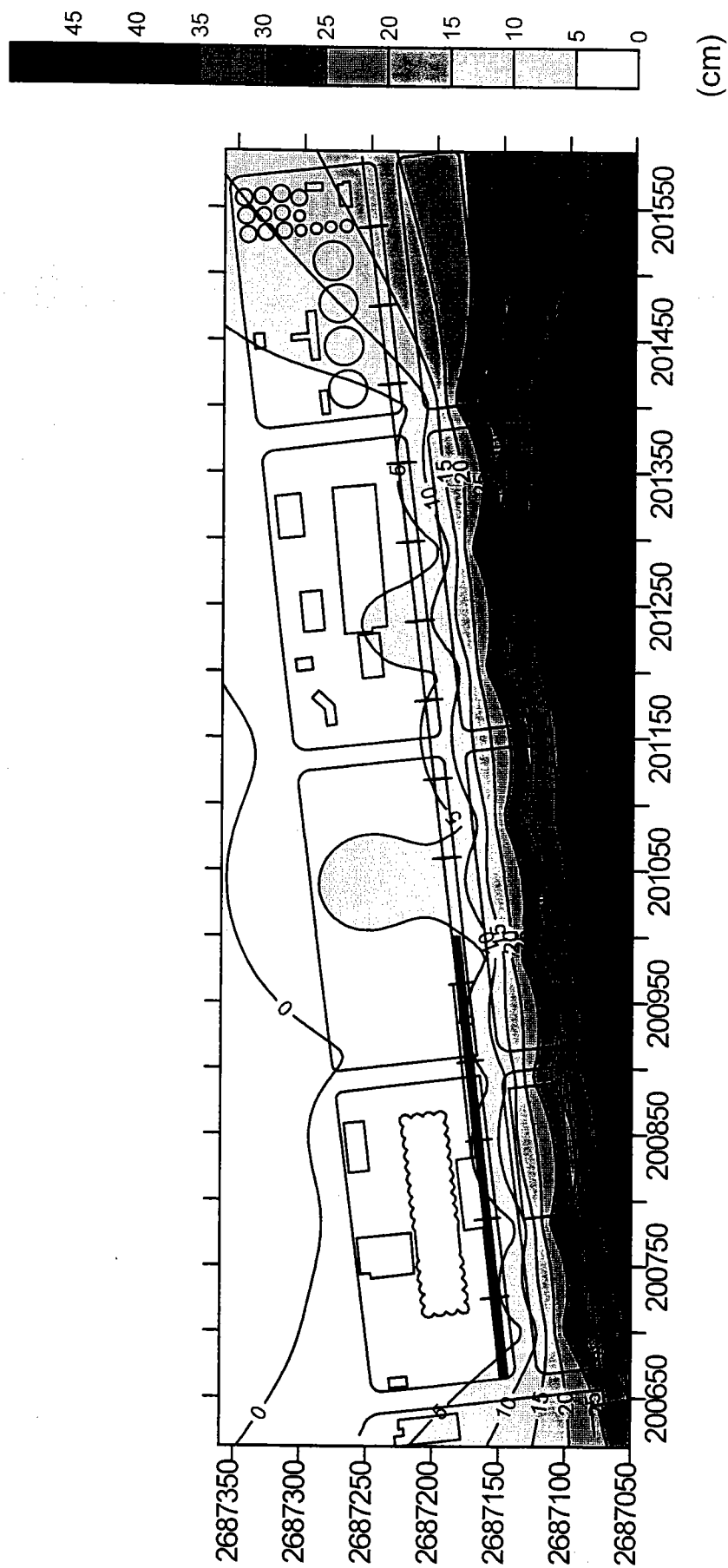
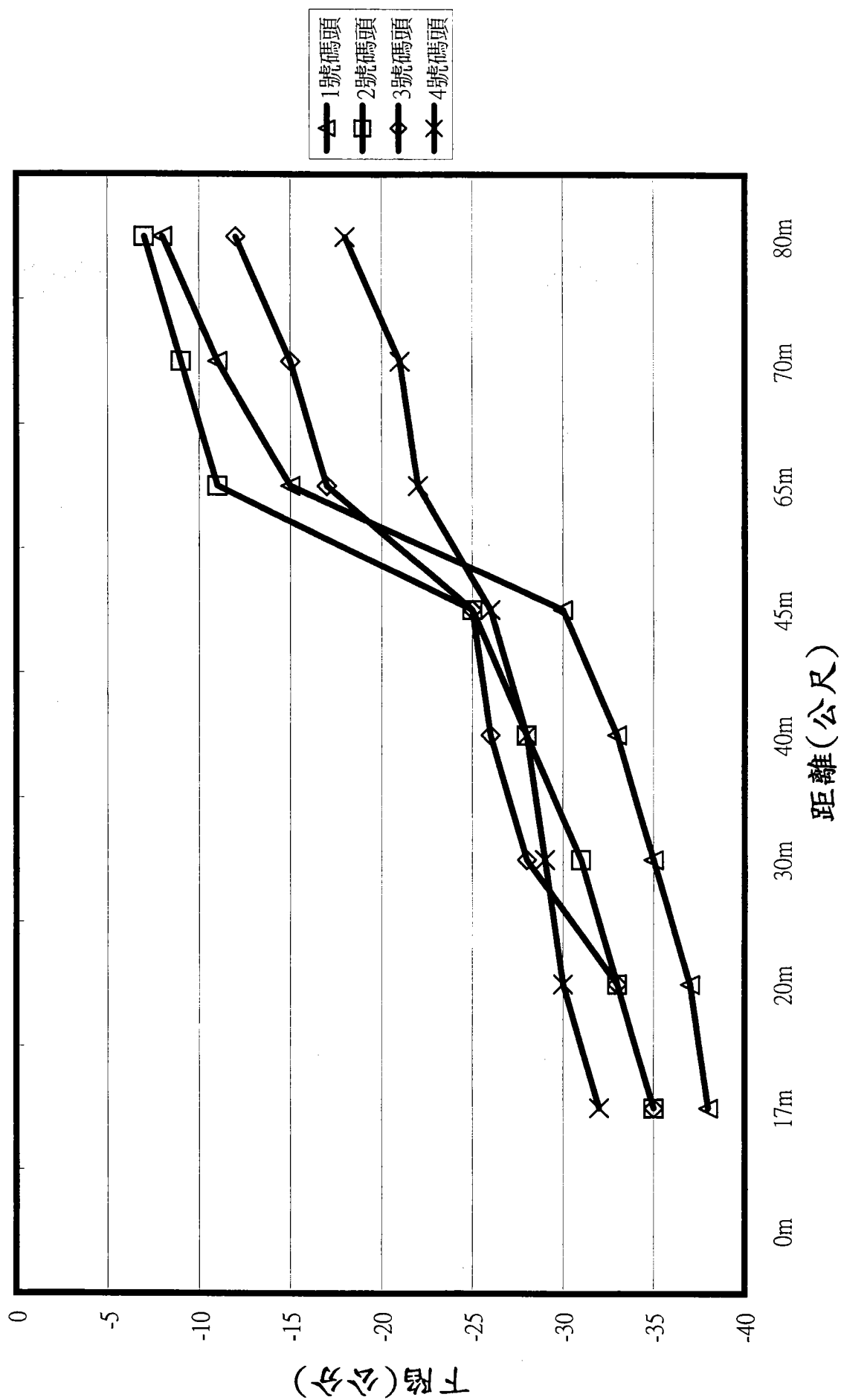


圖 6-10 台中港1-4 號碼頭 Lay(1990)+Ishihara(1996) SPT 方法 評估震 陷之等值色階圖



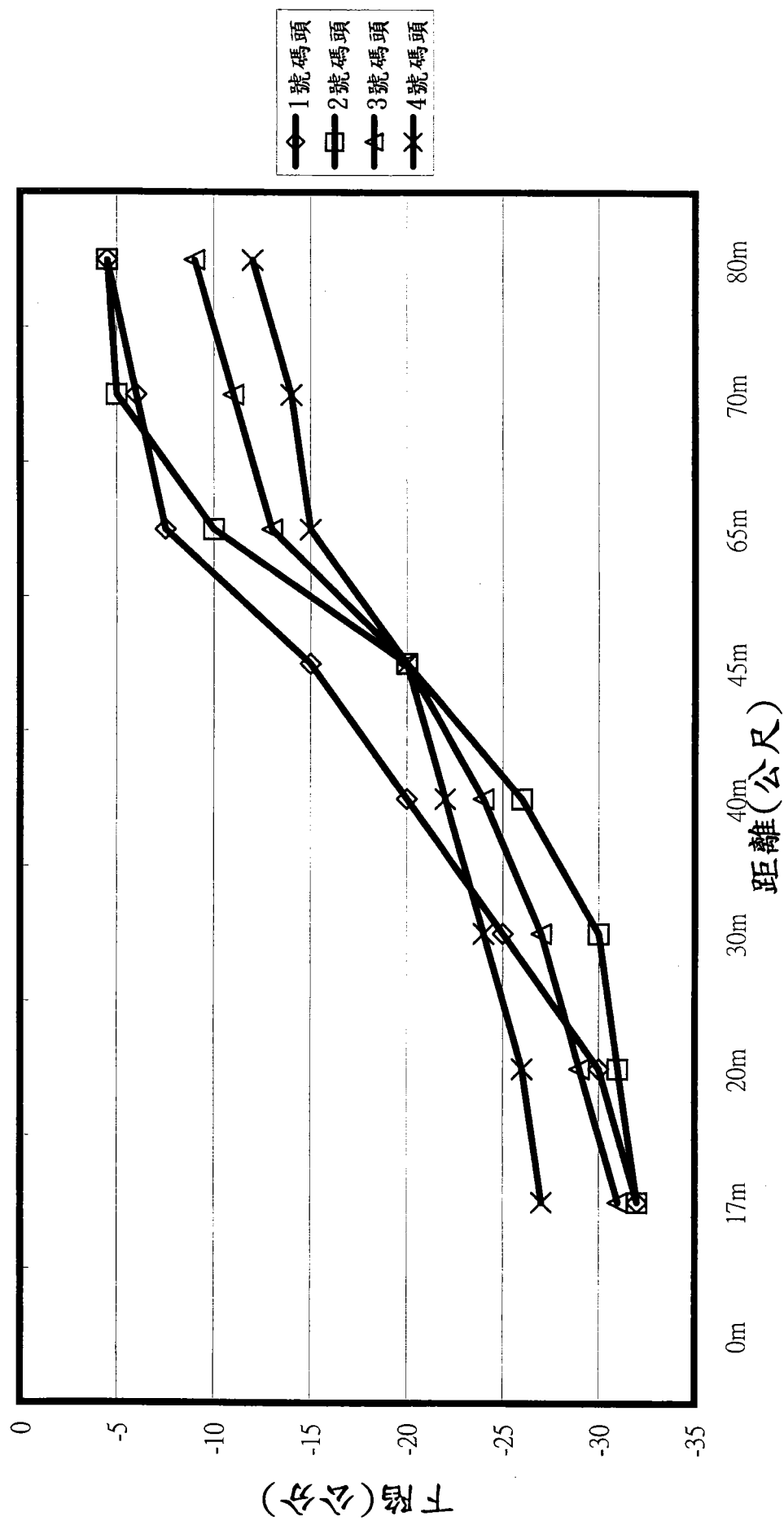


圖6-12 台中港1-4號碼頭 Lay(1990)+Ishihara(1996)SPT方法評估之各碼頭岸壁後地表差異沉降

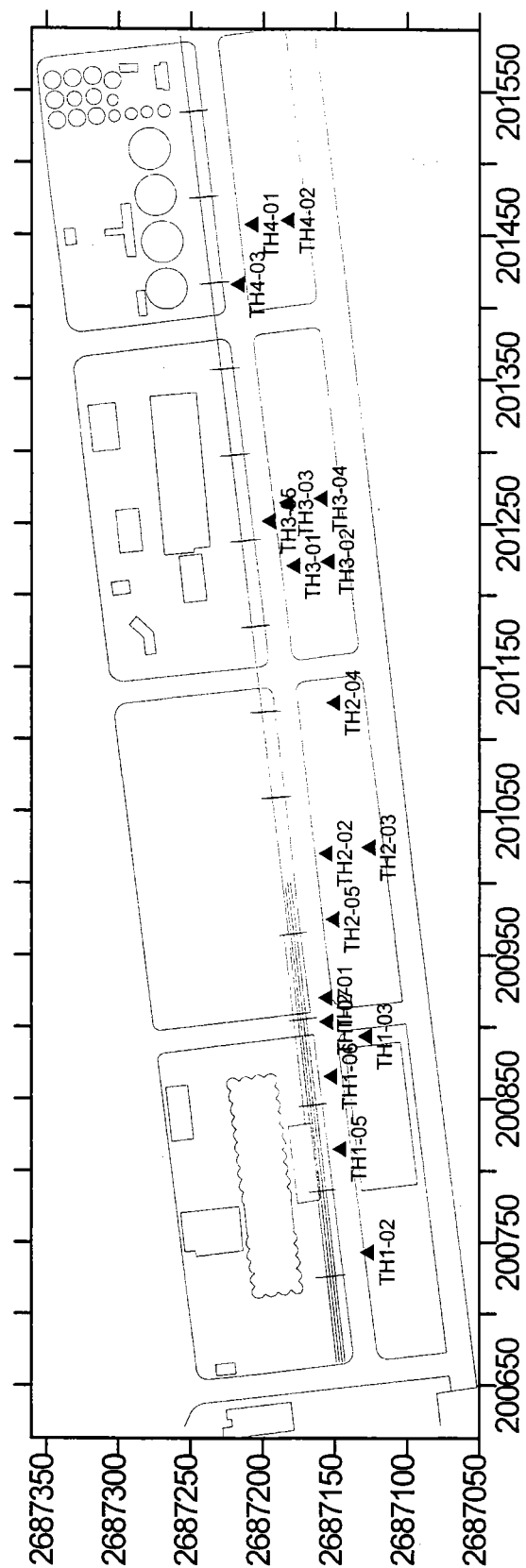


圖 6-13 台中港 1-4 號碼頭 CPT 鑽孔位置圖

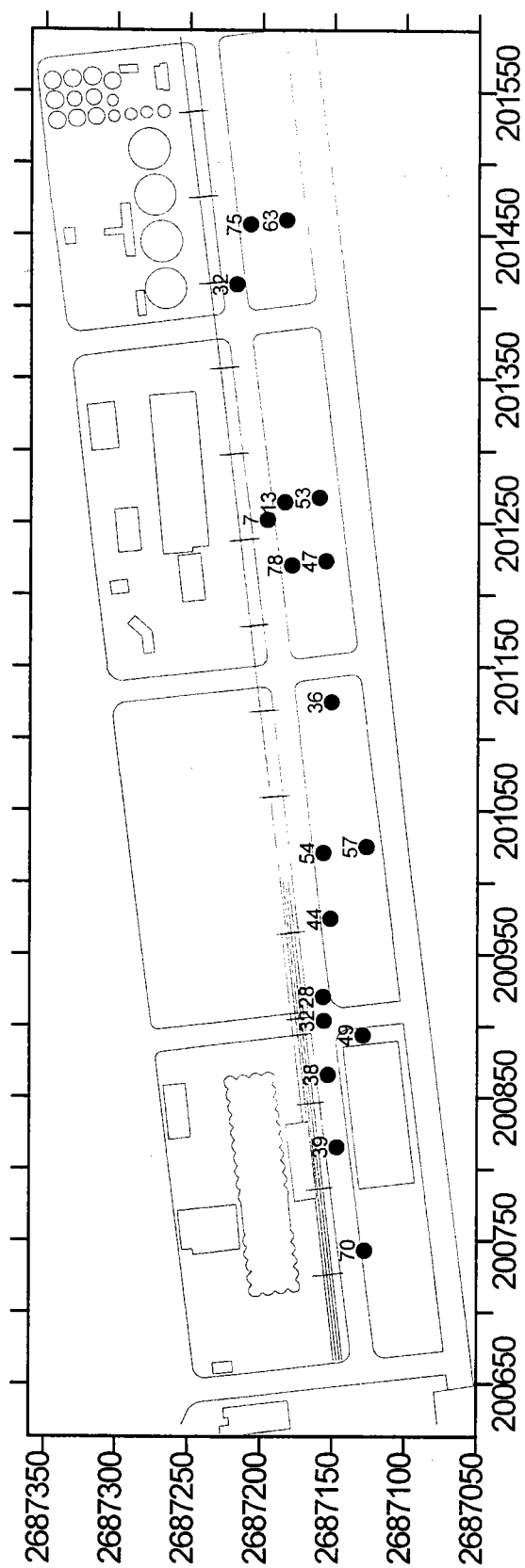


圖 6-14 台中港1-4 號碼頭Shibata(1988)+Ishihara(1996) CPT 方法 評估震陷之分析 結果

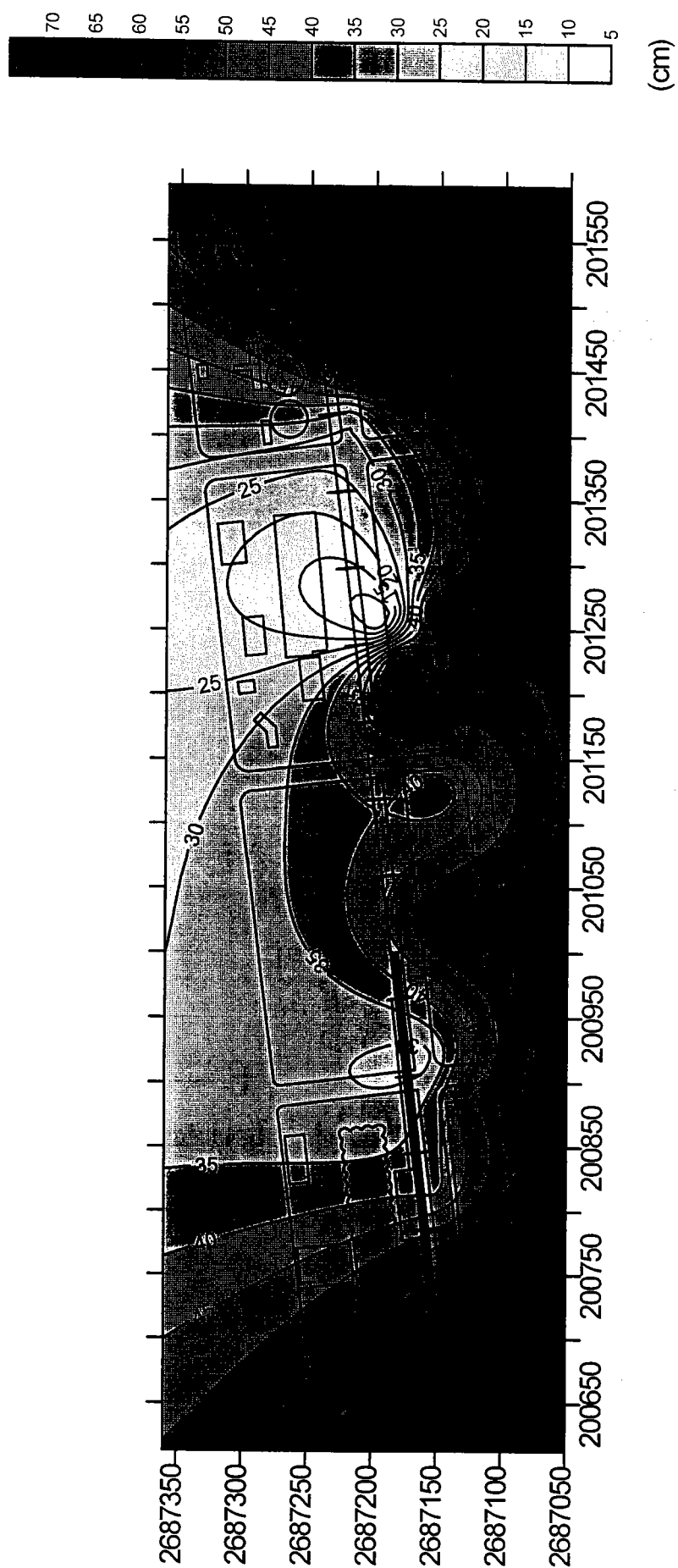


圖 6-15 台中港1-4 號碼頭Shibata(1988)+Ishihara(1996) CPT 方法 評估震 陷之等值色階圖

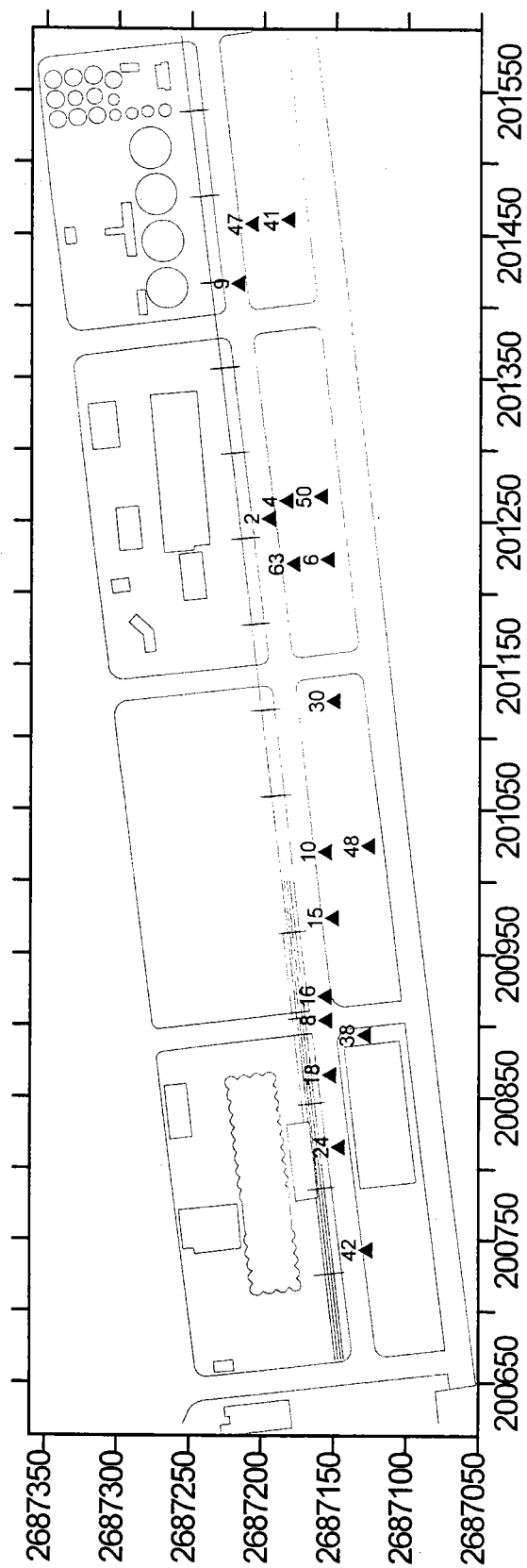


圖 6-16 台中港1-4 號碼頭Lay(1990)+Ishihara(1996) CPT 方法 評估震陷之分析 結果

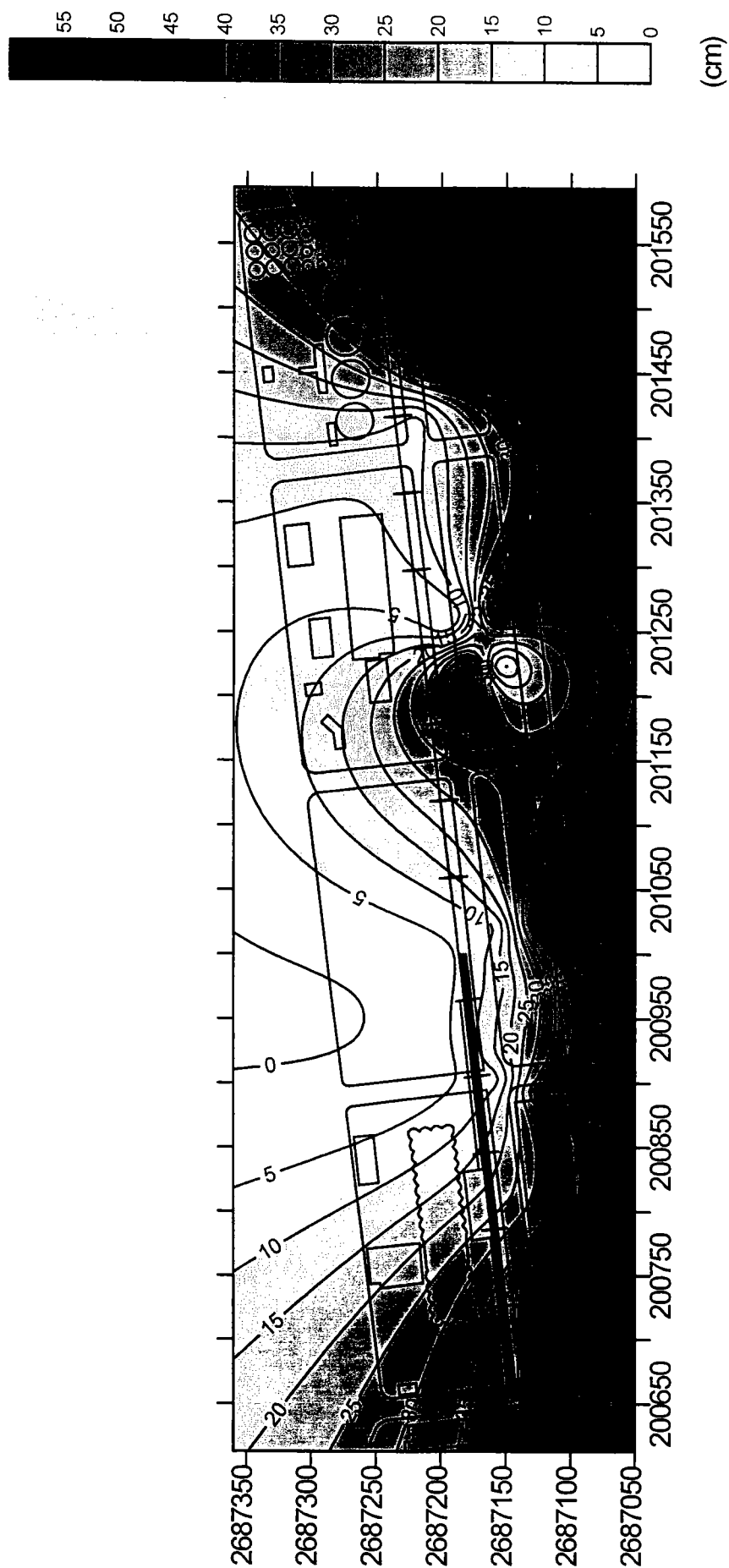


圖 6-17 台中巷1-4 號碼頭 Lay(1990)+Ishihara(1996) CPT 方法評估震陷之等值色階圖



圖6-18 台中港1-4號碼頭 Shibata(1988)+Ishihara(1996) CPT方法評估之各碼頭岸壁後地表差異沉陷



圖6-19 台中港1-4號碼頭 Lay(1990)+Ishihara(1996) CPT方法評估之各碼頭岸壁後地表差異沉降

茲將以上以SPT-N值及CPT- q_c 值評估地震引致沉陷之共四種方法，分析921地震可能引致台中港區1-4號碼頭後線之平均沉陷整理如表6-1所示。由表6-1顯示：Shibata & Teparaksa (1985) 結合Ishihara et al. (1991, 1996) 分析方法之沉陷量為最大。探其原因，乃因其分析方法，是以液化臨界下限計算土層抗液化安全係數為沉陷評估參數，評估之結果較為保守，因此評估之沉陷量較大。另圖6-20至圖6-24為榮工處海事工程隊提供之震後等高線圖。由圖6-24海側之水深測量顯示，海側之水深較地震前為淺，可見碼頭後線回填砂有外漏被掏空現象。

表6-1 台中港區1-4號碼頭後線作業區921大地震引致土層之平均沉陷量

地震規模 (M)	地表最大 加速度 (Amax, g)	SPT評估方法 (Tokimatsu & Seed, 1987) 平均沉陷(cm)	SPT評估方法 (Lay, 1990 + Ishihara, 1996) 平均沉陷(cm)	CPT評估方法 (Shibata, 1985+ Ishihara, 1996) 平均沉陷(cm)	CPT評估方法 (Lay, 1990 + Ishihara, 1996) 平均沉陷(cm)
7.3	0.16	22	17	45	26
※1999年9月21日集集大地震之台中港區震度(M=7.3, Amax=0.16g)					

三 (向東)

七 (向西)

十 (向西)

北

四

路

號

碼

頭

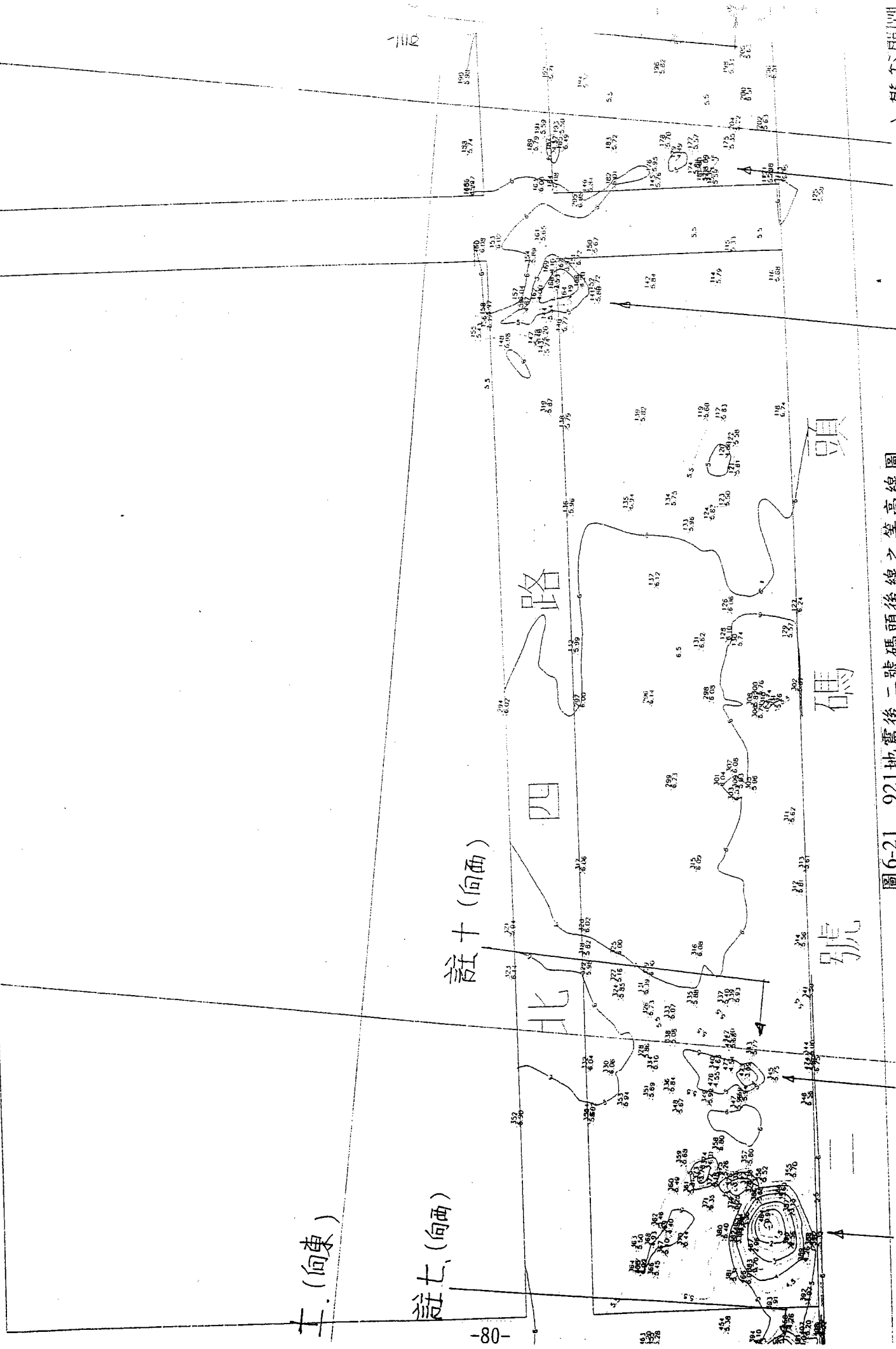


圖6-21 921地震後二號碼頭後線之等高線圖

碼頭號

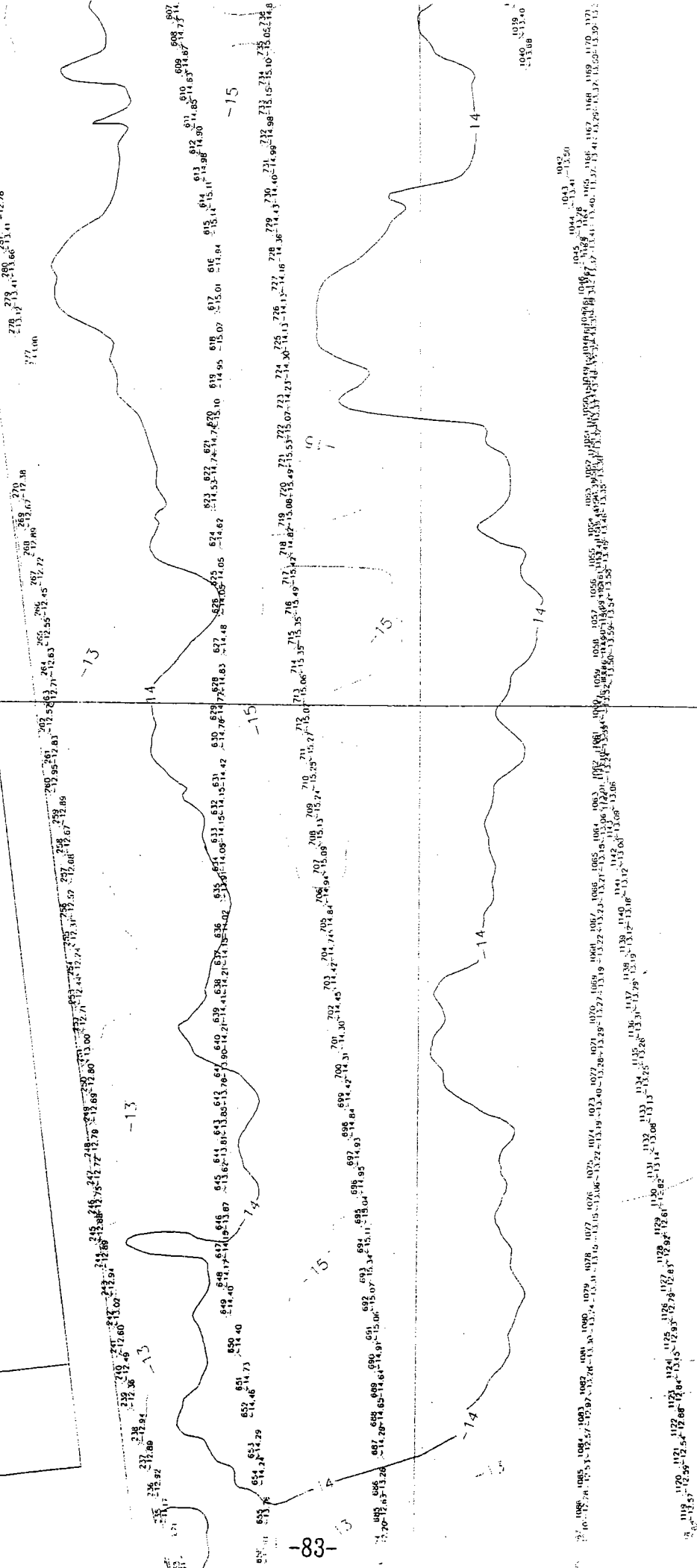


圖 6-24 1 號碼頭震後之水深測量結果

七、結論與建議

1. 根據本中心之推估，921 集集大地震台中港距離震央約 55 公里，東西向 PGA 值為 130gal，南北向 PGA 值為 160gal，垂直向 PGA 值為 60gal，因此台中港之 PGA 值取 160gal。
2. 根據碼頭規劃及設計資料檢討，台中港 1 至 4A 號碼頭皆屬沉箱重力式碼頭，碼頭面高程均為 +6.2m，設計水深分別為 1 至 3 號碼頭高程 -13m，4 號碼頭 -11.0m，4A 號碼頭為 -9.0m，碼頭基礎浚挖時係分成三層作階梯式施工，各層坡度分別為 1:2、1:3.5 及 1:8，其上再以水力回填砂回填作為碼頭後線作業場，根據碼頭基礎竣工圖研判，自沉箱至現有倉儲區亦即本次地震發生液化及嚴重破壞範圍內均屬水力回填區，其回填厚度由碼頭岸肩附近之 12-16 公尺逐漸遞減至鐵軌之 1-3 公尺。而水力回填砂愈厚之區域液化及下陷等破壞愈嚴重，因此碼頭後線破壞程度：1 至 3 號最大，4 號次之，4A 號最小。且各碼頭後線距離碼頭岸肩愈近破壞愈嚴重，愈遠破壞愈輕微。
3. 根據本中心之現場勘測，距法線約 18 米帶之相對緊鄰碼頭面下陷深度為：1 號 35-115 公分、2 號 115-45 公分、3 號 45-90 公分、4 號 90-13 公分、4A 號 13-70 公分。碼頭位移分佈狀況為：1 至 4A 號碼頭法線往南即港池方向，呈微弧狀之隆起變形，全線各繫船柱點之外傾偏移量詳見圖 3-10。全線偏移量以 3 號碼頭尾之 27 號與 28 號繫船柱之間最為嚴重，約達 160 公分，其次為 1-2 號碼頭間。
4. 由震災後地質調查荷式錐貫入試驗(CPT)分析：距沉箱碼頭岸線約 35 公尺，表層回填級配厚約 1 公尺，地表下 -1m~-12m 為較軟弱粉土質細砂或粉土， q_c 值於 5~50kg/cm² 之間，-12m 以下可能有背填卵石，可見碼頭後線之水力回填砂土質非常疏鬆軟弱。且距離碼頭岸肩愈遠之區域， q_c 值小於 50kg/cm² 之疏鬆軟弱層愈薄，此與回填砂厚薄趨勢吻合。
5. 由液化機率方法分析後所得結果如圖 5.4 所示，發現回填土層之液化機率值頗高，其值大於 0.5，由液化安全係數方法分析後所得結果發現回填土層之抗液化安全係數大部份小於 1，可見在規模 7.3 及最大地震加速度 0.16g 之震力下，此一回填土層會發生液化。且距離碼頭岸肩愈近液化危險度愈大，此與回填砂愈厚之區域液化愈嚴重吻合。

6. 由地震下陷潛能分析後所得結果如圖 6-7 至 6-17 所示，發現碼頭後線回填土之差異沉陷量極大，其值約在 10-60 公分之間，其下陷量由碼頭岸肩之 35-50 公分逐漸遞減至鐵軌道之 5-20 公分，此與回填砂厚度及液化程度亦相當吻合。唯下陷潛能分析結果皆較實測下陷量小，此與回填砂液化後砂土往港池側流失及砂土液化後填補碼頭位移之空間有關。
7. 本次 1~4A 碼頭震災之原因，約可分三方面：碼頭後線儲轉區土壤嚴重液化是造成地層下陷的主因；碼頭岸肩附近下陷量達 80-100 公分及高達 4-5 公尺深之大坑洞之原因，為碼頭後線背填土液化後填補碼頭位移量及砂源因滲漏現象往港側流失造成；而沉箱式碼頭向海側移動 0.5 至 1.7 公尺及側傾是背填土受強震影響產生極大之動態水壓力及動態土壓力所造成。

參考文獻

1. 台中港務局(1976),「台中港第一期工程完工報告」。
2. 李延恭(1988),「台中港區沉積土層工程性質」,港灣技術第十四卷,第47-70頁。
3. 張慶龍(1988),「非均向壓密飽和砂土承受反覆荷重後體積應變特性」,成功大學土木系碩士論文。
4. 賴聖耀(1990),「以標準貫入試驗值建立土壤液化潛能判別模式」,中國土木水利工程學刊,第二卷,第四期,PP.301-311。
5. 賴聖耀、謝明志(1996),「台灣各港區地震引致土層沉陷之研究---台中港」,港灣研究所,85-研(五)-2
6. 謝百鍾、柯鎮洋(1989),「基礎耐震設計新擬規範之精義」地工技術雜誌第26期,第23-38頁。
7. 羅俊雄(1990),「地下結構物耐震設計之研究」,中央大學土木工程研究所研究報告。
8. 顏宗瓊(1992),「反覆荷重下飽和砂土之累積應變比之探討」,成功大學土木系碩士論文。
9. Ishihara, K., and Yoshimine, M., (1991), "Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes", Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188.
10. Ishihara, K., Yasuda, S., and Nagase, H., (1996), "Soil characteristics and ground damage", Special Issue of Soils and Foundations, pp.109-118
11. Lee, K., and Albaisa, A., (1974), "Earthquake induced settlements in saturated sands," Journal of ASCE, Vol.100, GT 4, pp.387-405
12. Liao, S.S.C., D.Veneziano, and R.V.Whitman (1988)"Regression Models for Evaluating Liquefaction Probability", J. of Geot. Engr., ASCE, Vol.114, No.4, pp.389~411.

13. Nagase,H., (1984), "Strength and deformation characteristics of sand subjected to irregular loading in multiple directions, " PhD dissertation to the University of Tokyo, (in Japanese).
14. Nagase, H., and Ishihara, K., (1988), "Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, "Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.66-76.
15. Ohara,S., and Matsuda,H., (1988), "Study on the Settlement of Saturated Clay Layer Induced by Cyclic Shear", Soils and Foundations, Vol.28, No.3.
16. Seed,H.B., and Silver,M.L., (1971), "Volume Changes in Sands During cyclic Loading", Jnl. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, SM9.
17. Seed,H.B., and Silver,M.L., (1972), "Settle ment of Dry sands During Earthquakes", Jnl. Soil Mechanics and foundations, ASCE, Vol.98, SM4.
18. Shibata, T. and Teparaksa, W., (1988), "Evaluation of liquefaction Potentials of Soil Using Cone Penetration Tests", Soils and foundations, Vol.28, No.2, pp.49-60.
19. Soydemir,C., and Lecount,P.L., (1984), "Foundation design for potential liquefaction: A Case Study", Proc.8th World Conf. Earthquake Engg, San Francisco, California.
20. Tatsuoka,F., Sasaki,T., and Yamada,S., (1984), "Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, "Eighth World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Vol. III , pp.95-102.
21. Tokimatsu, K. and Seed,H.B. (1987), "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, "Journal of ASCE, Vol.113, GT8, pp.861-878.
22. Terzaghi,K.(1943),Theoretical soil mechanics,John Wiley & Sons,New York.
23. Zeevaert,L. (1973), Foundation Engineering in Difficult Subsoil Condition, Van Nostrand-Reinhold Company, New York.

附錄A

台中港1至4A碼頭後線土壤液化媒體報導

土壤液化 11地區危急

國科會公布勘察結果 彰化員林最嚴重 噴砂噴泥、部分民房下陷33公分 急待搶修

記者邵冰如／台北報導

國科會國家地震工程研究中心今天公布921地震造成的「土壤液化情形及對策」報告指出，地震後，全台灣共有11處地點因為地震產生了土壤液化情形，還有噴砂和噴泥水現象，部分道路和建物嚴重下陷，應盡快展開搶修。

根據地震工程研究中心的勘察，地震之後，全台共有11處地點發生土壤液化現象，分別位於台中太平鄉、霧峰鄉光復國小附近地區、彰化伸港鄉大肚溪河口堤防及高灘地、鹿港彰濱工業區、員林鎮和社頭鄉與大村鄉等地、斗南鎮部分地區、南投名間鄉中二高部分路段、中寮鄉中山橋河岸及中寮變電所、草屯鎮隘寮溪沿岸堤防附近，以及南投市軍功里、振興里、軍功橋等地。

地震工程中心主任羅俊雄表示，最嚴重的是員林鎮部分地區，有民宅因為土壤液化導致地基錯裂和土牆龜裂，還有民宅土牆因液化倒塌，兩邊的道路也開裂錯動，水溝中全是液化的噴泥水，更有民房因土壤液化造成地基下陷33公分，或是屋內發生噴泥，員林鎮萬年路更因土壤液化造成地基錯裂了十餘公分。

至於其他地區，南投市貓羅溪堤防因土壤液化而下陷，綠美橋橋墩下陷、橋面破裂，草屯鎮隘寮溪河岸道路也因液化而下陷，情形都很嚴重。

國科會在員林鎮成立專責窗口，災區民眾可前往求助諮詢。

相關新聞請見七版



附圖A-1 921地震造成土壤液化區域之分布

(88.10.20 星期三 聯合晚報 要聞1版)

中港碼頭噴砂到處破洞

土壤液化現象 國內碼頭首見 若不補救可能全部塌陷

【記者楊昌林／台中港報導】台中港多座碼頭後線陸地因這次集集大地震，發生土壤液化噴砂及坍塌現象，港灣技術研究所證實這種情形首次在國內的港口出現，已列為重要參考資料，將展開深入研究與調查。

港研所大地工程組組長賴聖耀指出，砂質土壤遇上強烈地震時，內部因相互擠壓產生液化現象，這股力量會先向地表宣洩，造成噴砂景象，地面接著出現

凹凸不平的坑坑洞洞。

台中港一號至四A及十三號等多座碼頭，這次經過強烈地震後，後線陸地都發生土壤液化噴砂坍塌情形，其中一號至三號碼頭因使用沈箱式建築，後線陸地土壤液化最為嚴重，到處都有破洞噴砂現象。

賴聖耀表示，台中港用地都是由沖積土形成，碼頭後線陸地則屬於抽砂的回填土，這種土質在距離地表廿公尺深的

範圍內，很容易受地震影響而產生液化現象，如果地震時間越久且強度越劇烈，液化現象也就越明顯，造成的損害越大。土壤液化現象可以利用打樁及灌漿等方法改良，使液化程度減至最低。

賴聖耀昨天率員勘察台中港碼頭後線陸地液化情形，發現許多凹洞已有海水滲入而積水，將導致陸地砂土外漏至港池，等到碼頭底部砂土被淘空後，碼頭將整個坍塌到海裡，損失更大。

↓台中港多座碼頭後線經過地震後，發生土壤液化噴砂現象，地表積成厚層的砂土，並將鐵軌埋沒。

記者楊昌林／攝影



附圖A-2 台中港碼頭噴砂到處破洞

(88.9.24 星期五 聯合報 17版)

【記者陳世宗調查採訪】九二一集集大地震造成台中港、南投、彰化、雲林等地區，土壤嚴重液化，災情慘重，交通部運輸研究所港灣技術研究中心，特動員「荷式錐貫入試驗車」，實地到災區展開為期兩週的地質鑽探試驗，調查研究的相關數據，將作為未來興建碼頭及重大建設的參考，避免重蹈液化覆轍鑄成重大建設癱瘓。

推出「荷式錐貫入試驗車」至災區鑽探

探勘土壤液化 交通部動起來

交通部運輸研究所港灣技術研究中心，九二一集集大地震發生後，即深入災區調查土壤液化的情形，經大地工程組人員調查發現，液化最嚴重的是台中港一至四A碼頭；其次是南投縣貓羅溪北岸的軍功里、南岸的振興里，及伸港鄉大肚溪河床高灘地、雲林、彰濱南尾區等，其中以

台中港液化面積高達九公頃最慘重，南投縣貓羅溪兩側道路、民宅噴沙等液化情形。

港灣研究中心大地工程組，出動「荷式錐貫入試驗車」，就發生液化的災區，由試驗車進行資料分析土壤液化潛能等，並勘查地層沉陷狀況，藉由實地分析結果和現況進行比對，了解是否有所出入，台中港會災情慘重，主要是屬於回填沙

地，地質鬆軟所致。

經調查發現，台中港一至四號等五座碼頭，因液化造成碼頭與後線淪為斷層，碼頭面嚴重坍塌等，主要是碼頭面到三米深，由上而下是柏油、級配及溪砂石，底層是填海造地的回填沙，三米五到六米五，全是軟弱的土壤。

小檔案

何謂土壤液化？

「液化」是大地工程學中的專有名詞，顧名思義，土壤原本是固體狀態，經過強震後變成液體，即稱為「液化」；飽和的土壤在地震反覆作用下，土壤有趨向緊密的狀態，孔隙水來不及排出，土壤中孔隙水壓逐漸上升，相對的土壤中有有效應力，逐漸降低，當降低到零時，即稱為土壤液化。

一般飽和疏鬆的砂土層容易造成土壤液化，如海岸邊的沖積土壤、河床邊的沖積土，或海埔新生地等，若地下水位比較高時，亦較容易產生土壤液化，雖液化會造成部分災害，但與「斷層」截然不同，斷層不適合建築或建設，液化只要經過土質改良或打樁，增加土壤承載力後，土地依然可以有效運用。

防制液化的方法：可採「增加土壤相對密度」，常用且有效是採用震動壓實，對深層砂土使用浮揚振動法或採爆炸震實；其次是「增加土壤透水性」，根本方法是置換土以透水性較高之土壤，通常於砂土層中置入礫石樁，加速孔隙水之排除，若砂土層粒徑過細，則須加粗砂濾層，礫石樁排水措施必須與外界之排水設備連絡妥善，以利排水。

(陳世宗)

附圖A-3 探勘土壤液化

(88.10.11 中國時報 第18版)

三處土壞液化 應長期監測

台中港一至四號碼頭、貓羅溪南岸、大肚溪高灘地 學者建議建築時採樁基礎或挖地下室

【記者劉明岩／伸港報導】「九二一」大地震形成部分地區土壤液化嚴重現象，交通部運輸研究所港灣技術研究中心大地工程組組長賴聖耀指出，過去台灣研究土壤液化都引據國外資料，此次大地震台灣出現三處大規模土壤液化現象，他建議做長期監測，建築法規也應修正，這些地區建築時，最好採樁基礎或開挖地下室，以確保安全。

賴聖耀在九二一大地震後，即率大地工程組專家在中部地區實地勘察。他認為土壤液化最嚴重的地區，一是台中港一至四號碼頭，地表下陷達二、三公尺，二是南投縣貓羅溪南岸，即軍功里、振興里，再來就是彰化縣伸港鄉大肚溪高灘地形成裂縫及泥漿噴出現象，都是大規模的土壤液化現象。

針對大肚溪高灘地的裂縫，地方人士憂心大肚溪河床位處斷層帶，立委翁金珠昨天上午邀請成功大學衛星資訊研究中心主任曾清涼、環境工程系學者專家，及台電人員前往現場勘察。農民指出，在大地震後已造成地盤下陷，他們並以原有指標與現狀相比，認為下陷已達六十公分，接近行水區的河床更都不見了，下陷至少二公尺，而堤防也有裂痕。曾清涼表示，由現場留下如此長與寬的帶狀地貌觀察，土壤已失去承載力，情況甚為嚴重，可能危及緊鄰的高壓電塔及堤防安全，有必要立即實施觀測、調查與評估，如果有立即危險，則須做好堤防及高壓電塔補強，甚至遷移。

另行到這個現場勘察的賴聖耀說，這一帶狀地貌並非斷層帶，除非再有強震及大雨，否則不會有立即危險。他說，土壤液化影響承載力可達廿公尺，因此有必要了解台中火力發電廠的高壓電塔打樁的深度。台電人員則表示，台中火力發電廠行經大肚溪高灘地的高壓電塔，打樁均超過卅公尺，應不致有危險，但仍會依專家建議辦理監測與評估。

賴聖耀指出，土壤液化現象主要發生於疏鬆土壤及地下水位高的土層，往往在發生強震後，地下水層受到瞬間擠壓，水壓升高，土壤即會液化，並會沿著地下孔隙噴出地表，會有噴沙、火山口等現象，如果不規則呈現，即會有裂縫形成，而土壤液化後，土壤的承載力喪失，地盤即會發生下陷，危及建物的安全。

賴聖耀說，土壤液化作用的深度約廿公尺，並非如斷層帶不得建築，因此在建築時，應辦理地質鑽探，並做土壓力分析及動態分析，及建立預警系統長期監測，而建築物最好採用樁基礎及開挖地下室，才能確保安全。

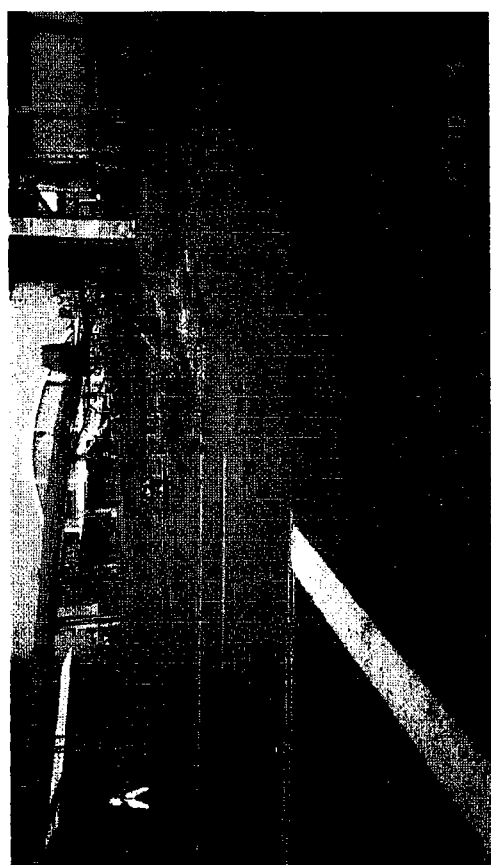


附圖A-4 三處土壤液化 應長期監測

(88.9.30 星期四 聯合報 第12版)

附錄B

台中港1至4A碼頭災損照片



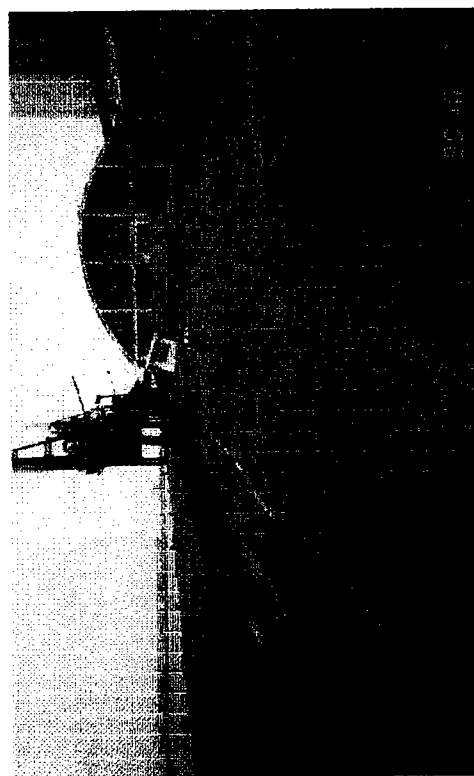
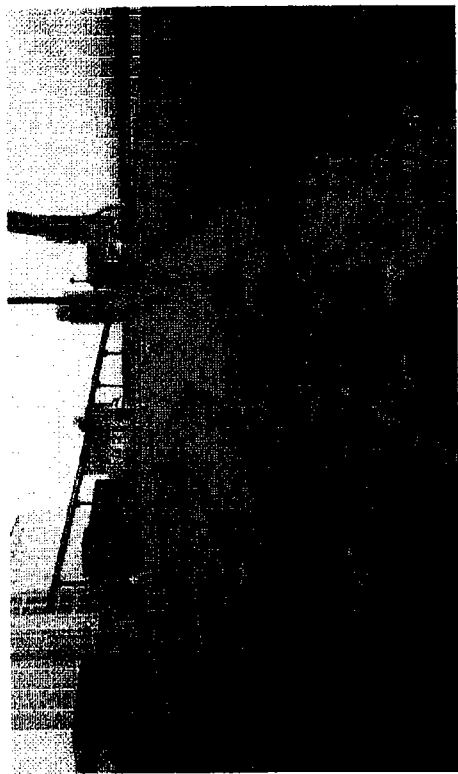
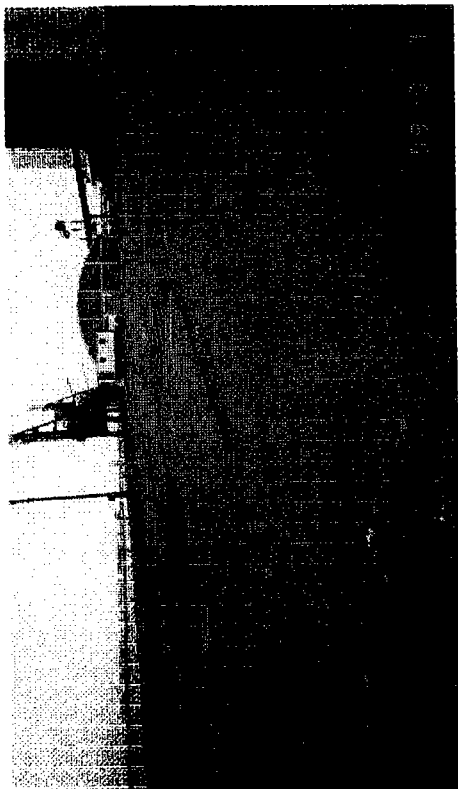
附圖 3-1 一號碼頭災況照片 7-1

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



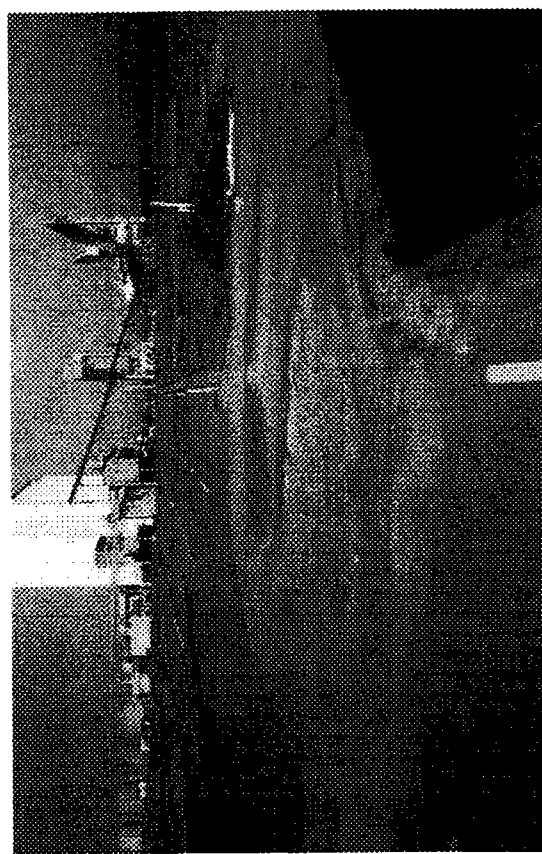
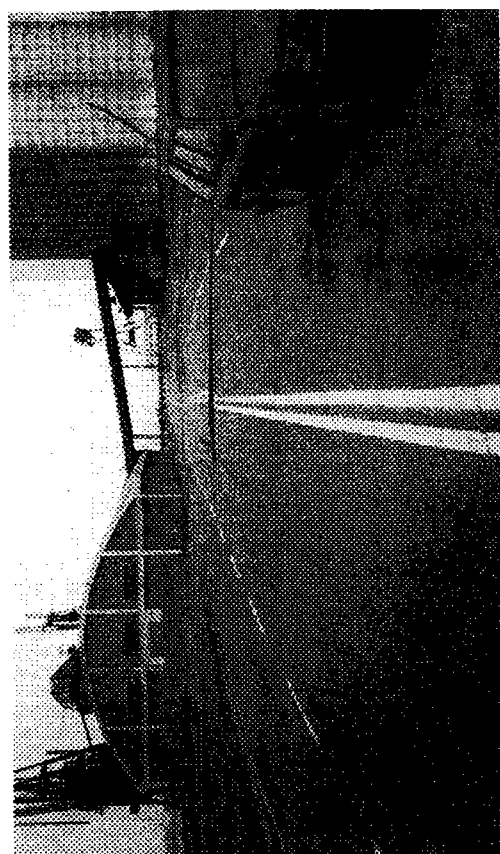
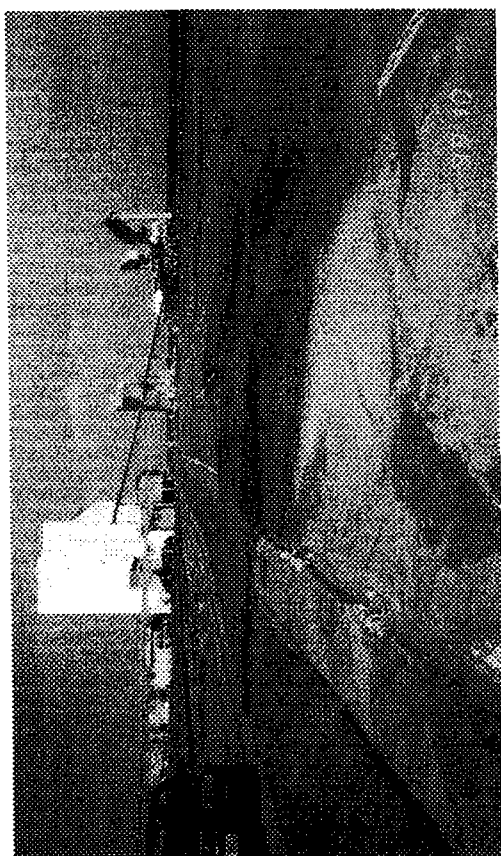
附圖 3-4 一號碼頭災況照片 7-4

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



附圖 3-9 二號碼頭災況照片 6-2

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



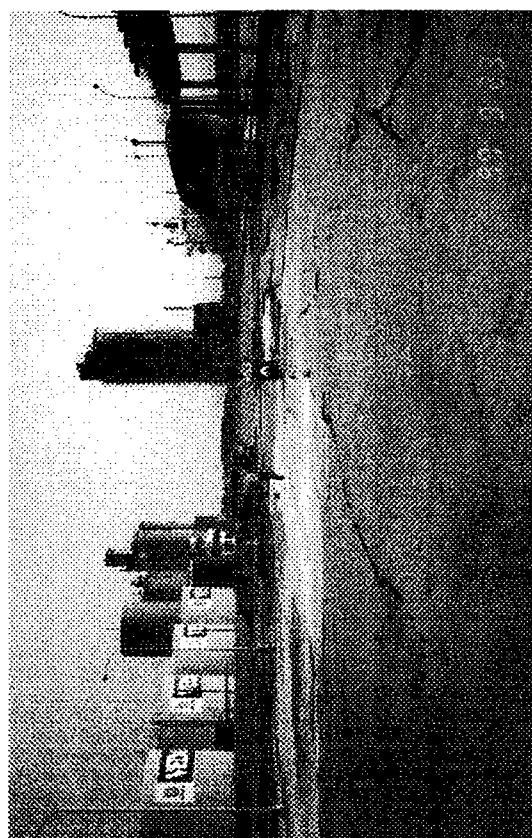
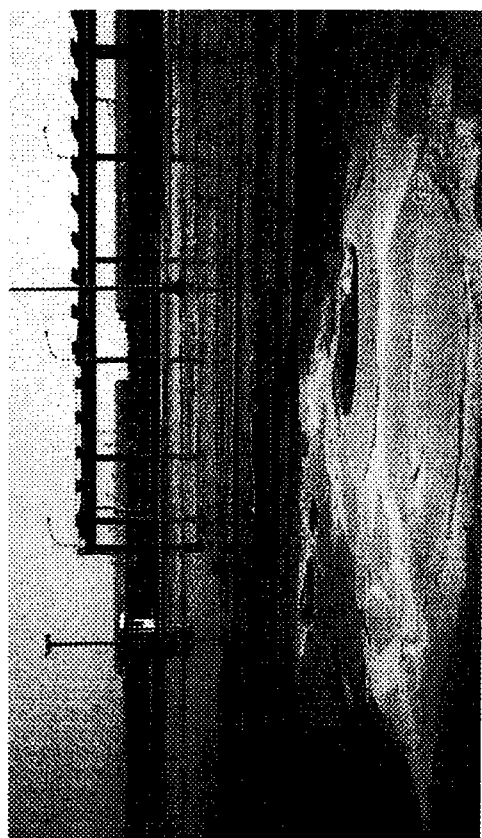
附圖 3-11 二號碼頭災況照片 6-4

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



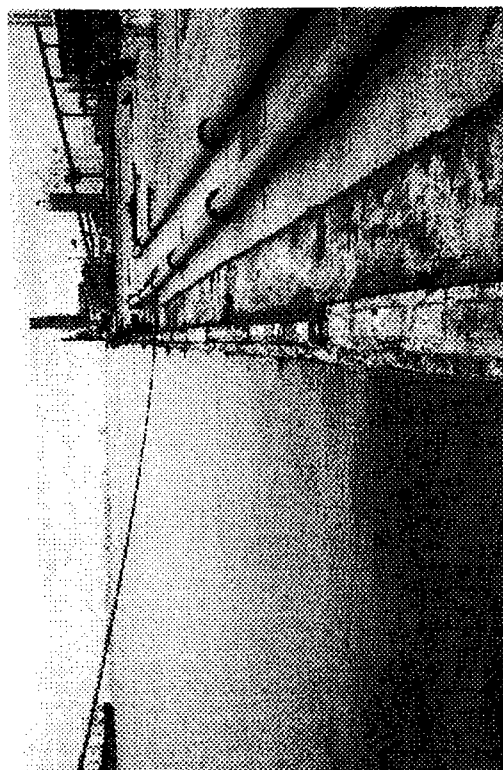
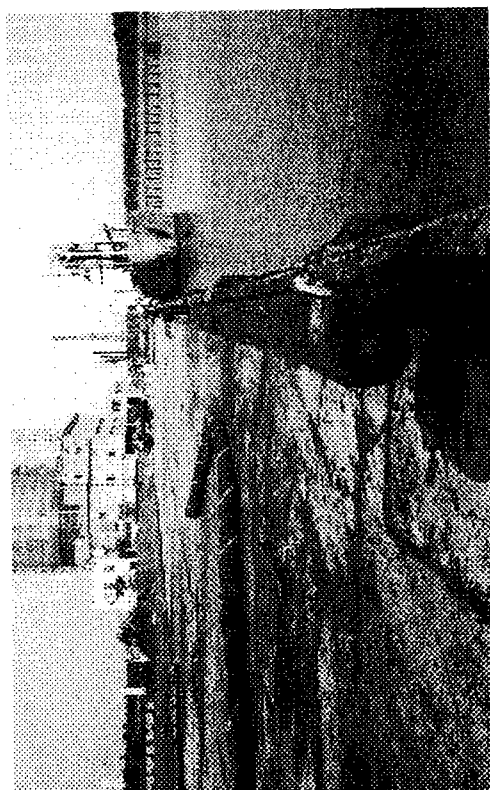
附圖 3-15 三號碼頭災況照片 6-2

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



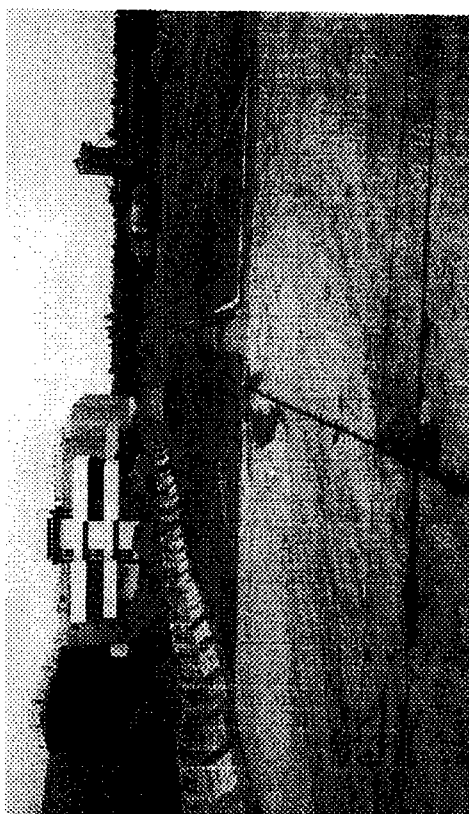
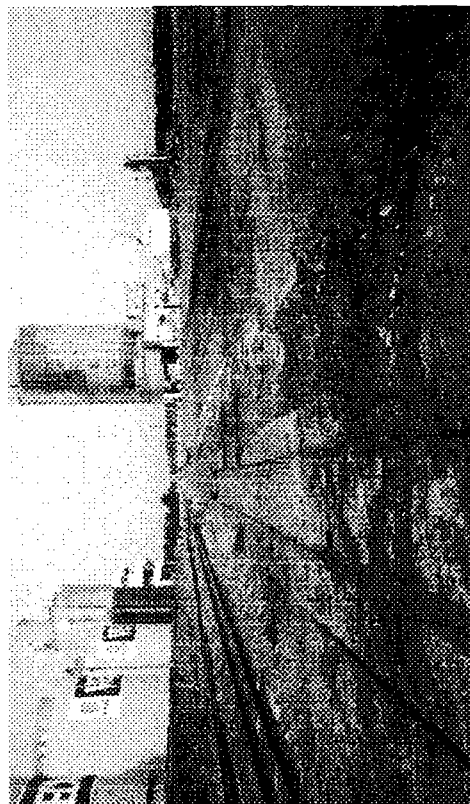
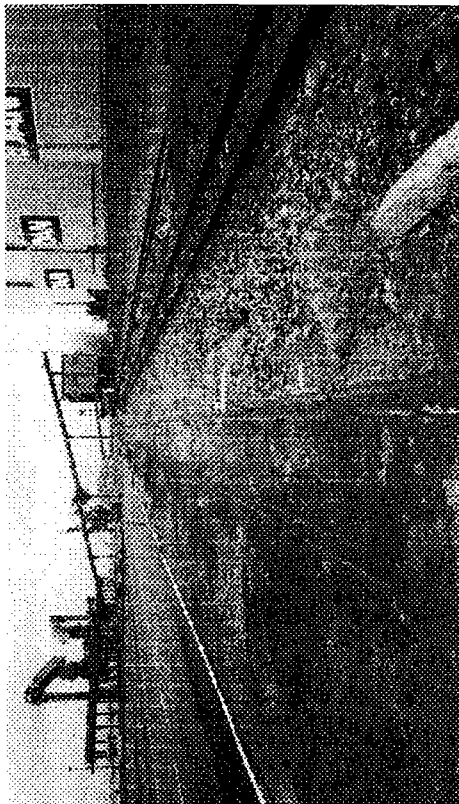
附圖 3-17 三號碼頭災況照片 6-4

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



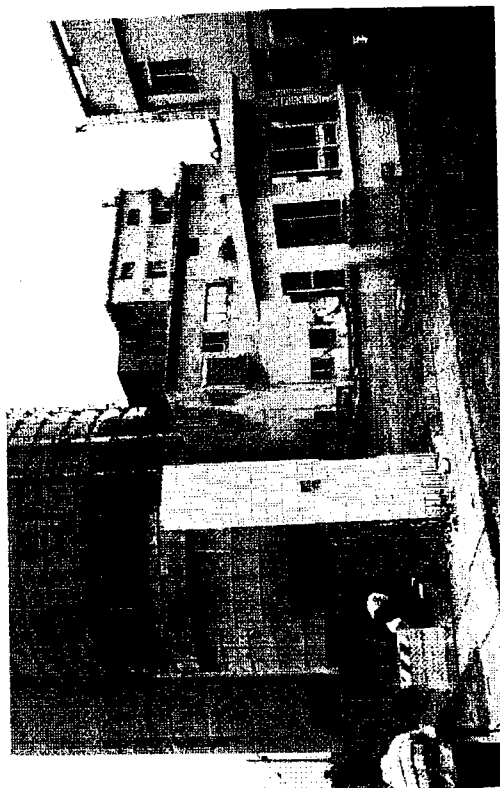
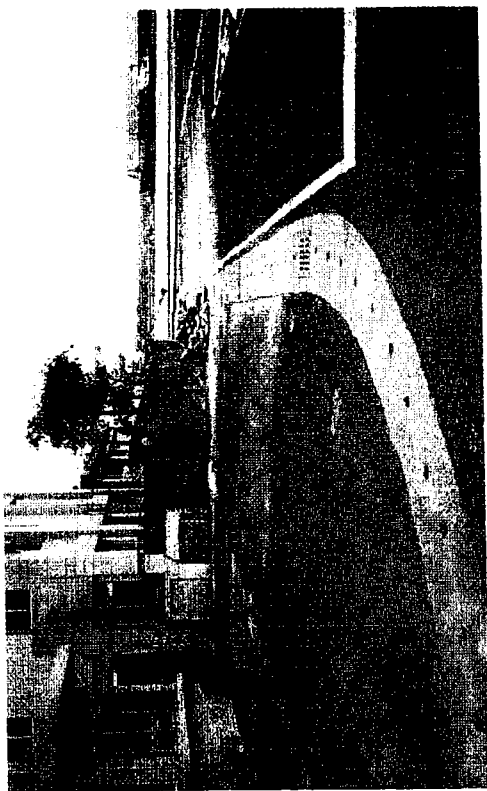
附圖 3-20 四號碼頭災況照片 3-1

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



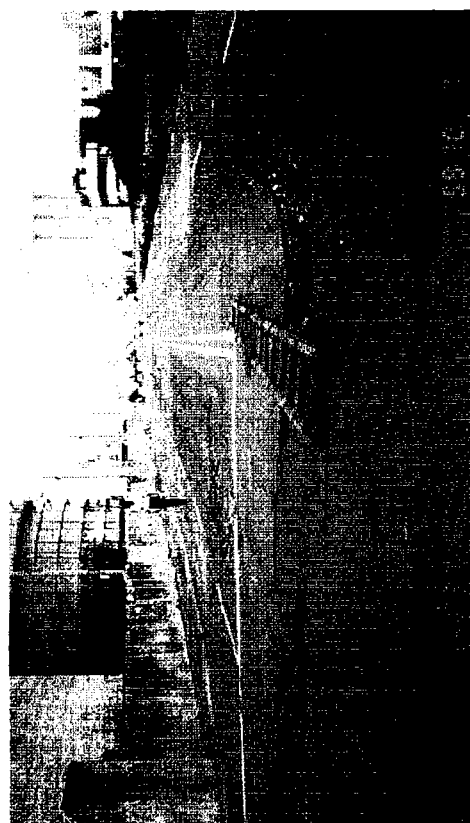
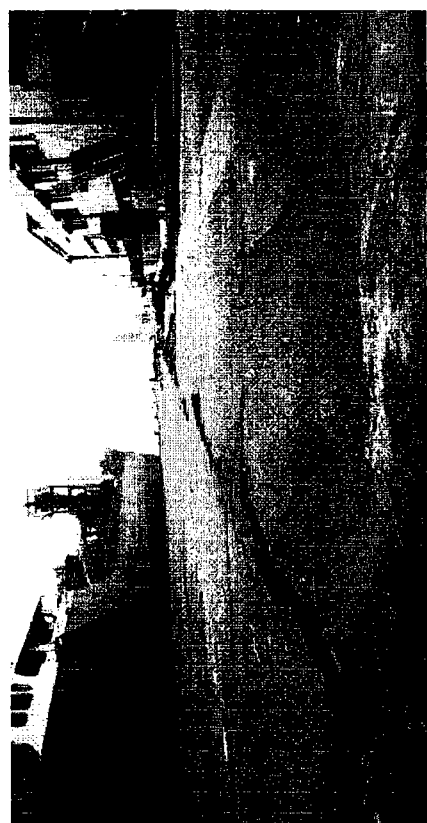
附圖 3-22 四號碼頭災況照片 3-3

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



附圖 3-23 4A號碼頭災況照片 8-1

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立



附圖 3-26 4A號碼頭災況照片 8-4

1999/10 港灣研究中心 大地組 蘇吉立

附錄C

台中港1至4A碼頭震災後CPT試驗
及液化潛能、體積變化分析

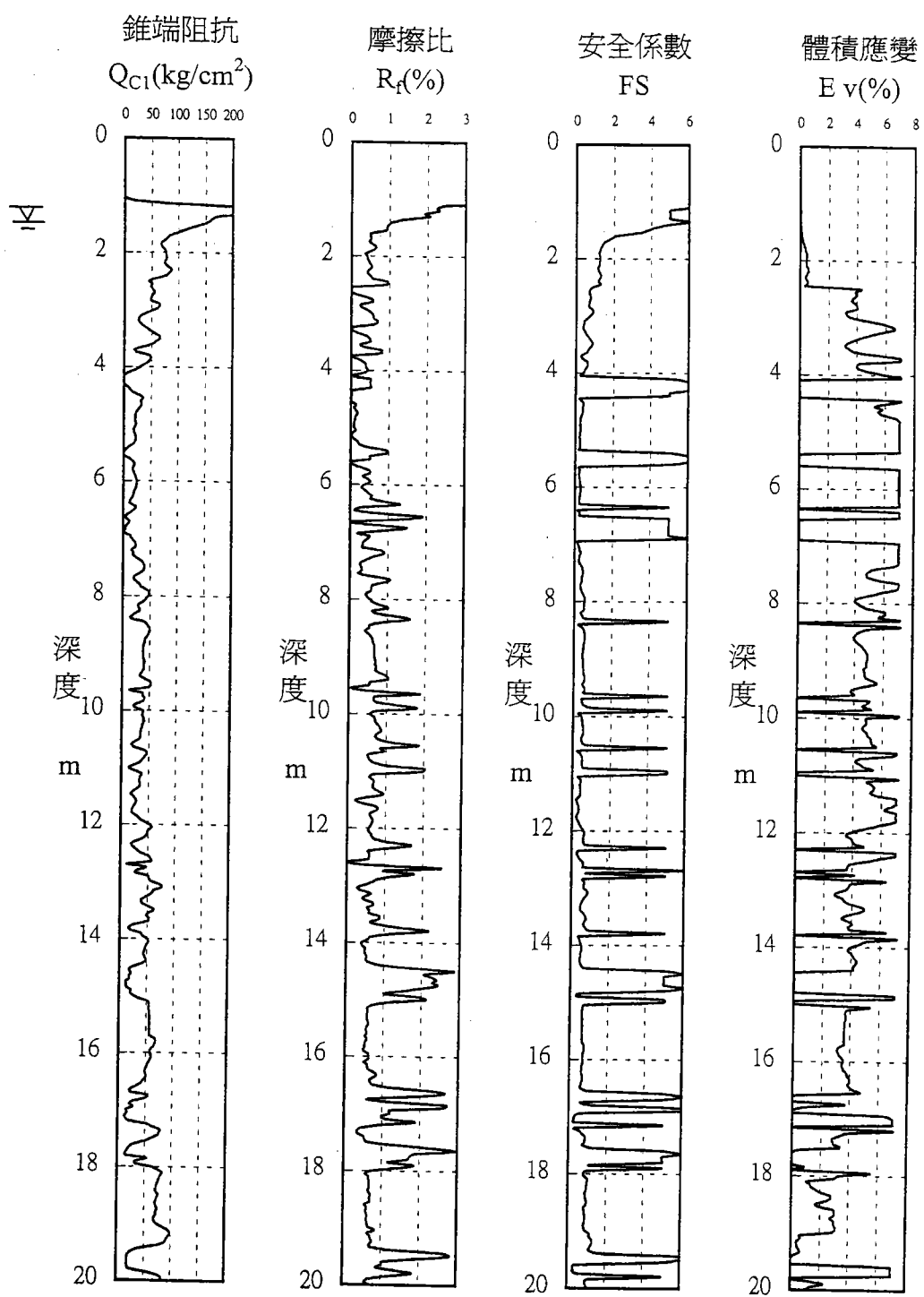


圖 台中港CPT-Th1-02點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

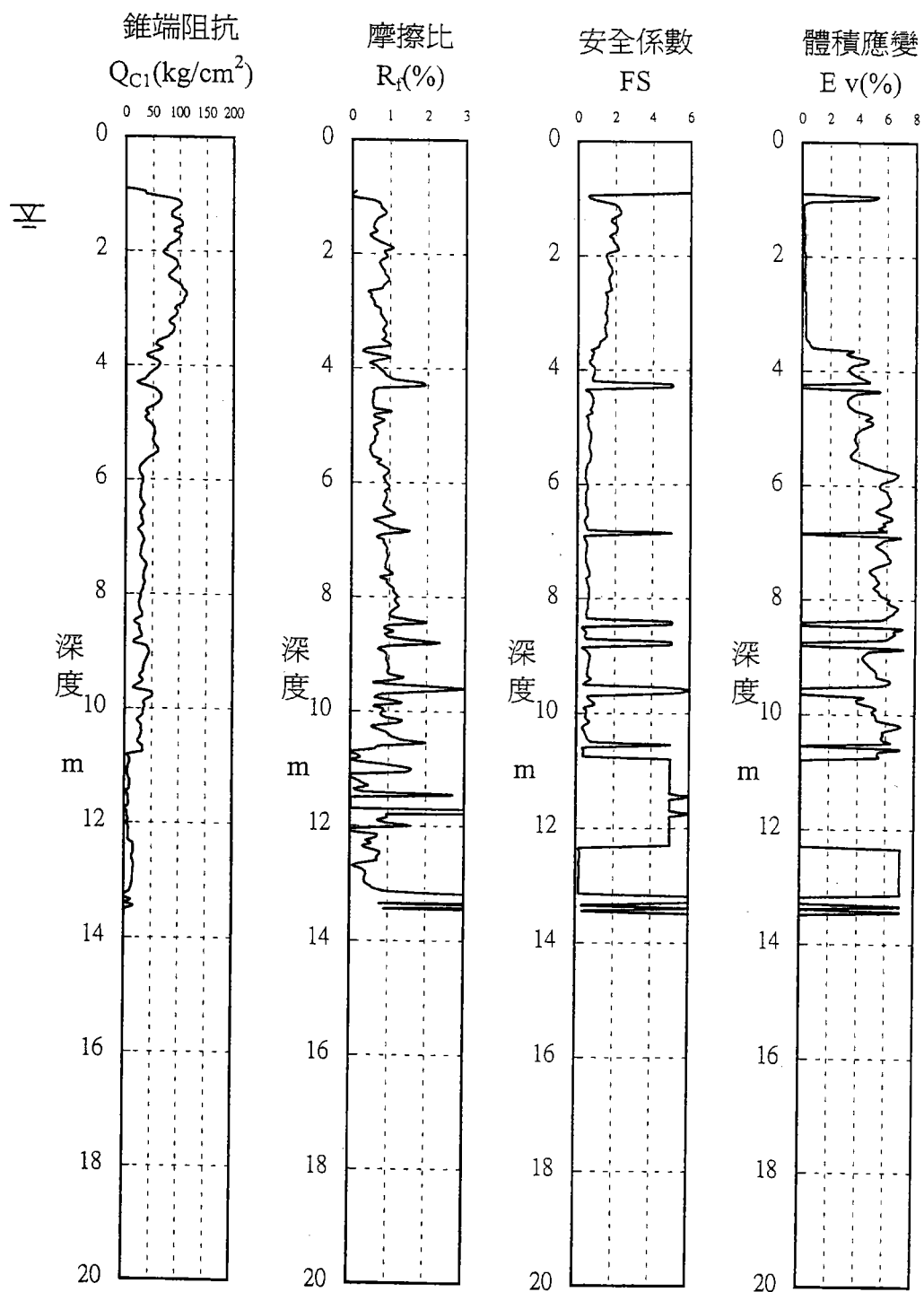


圖 台中港CPT-Th1-03點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

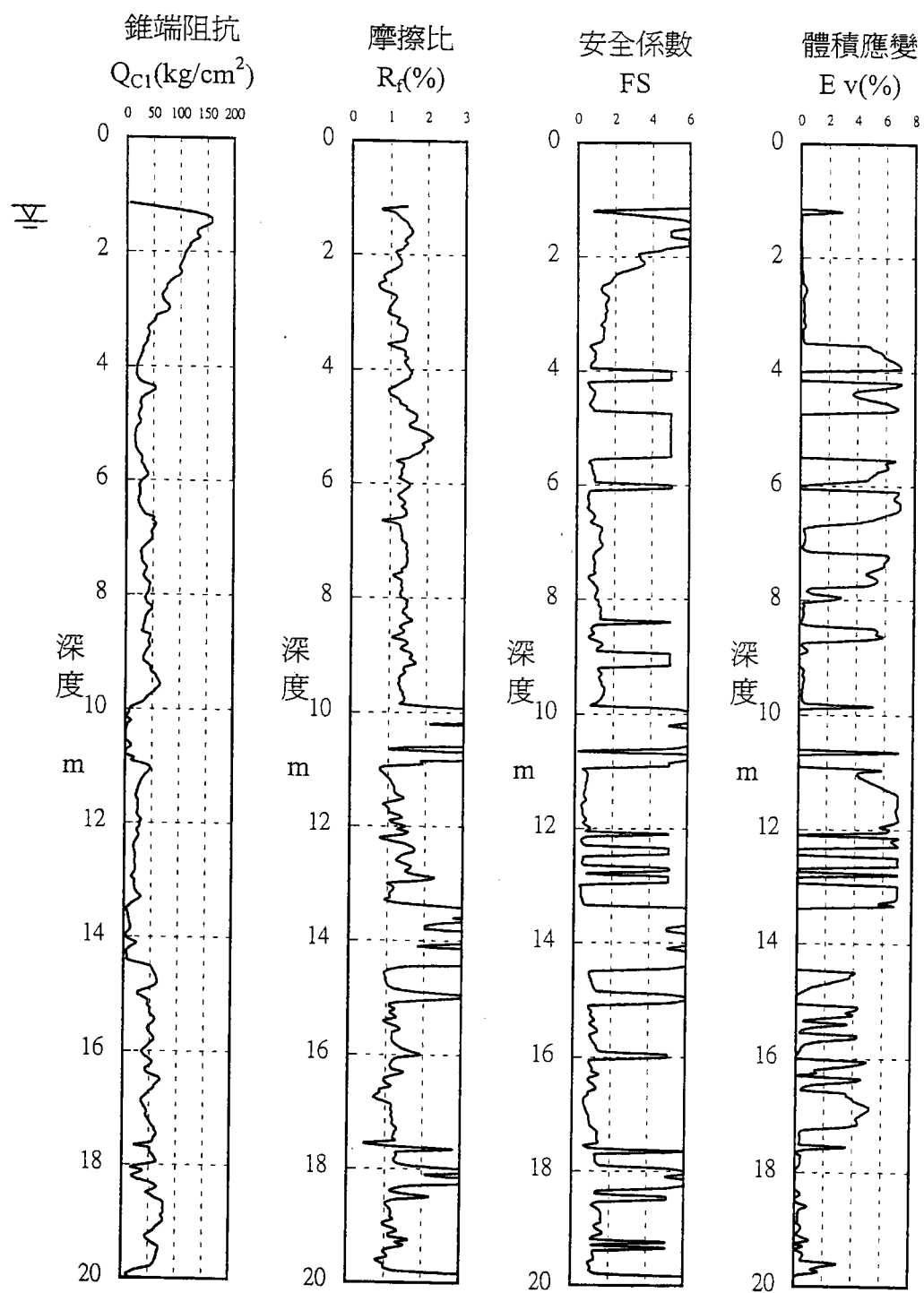


圖 台中港CPT-Th1-05點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

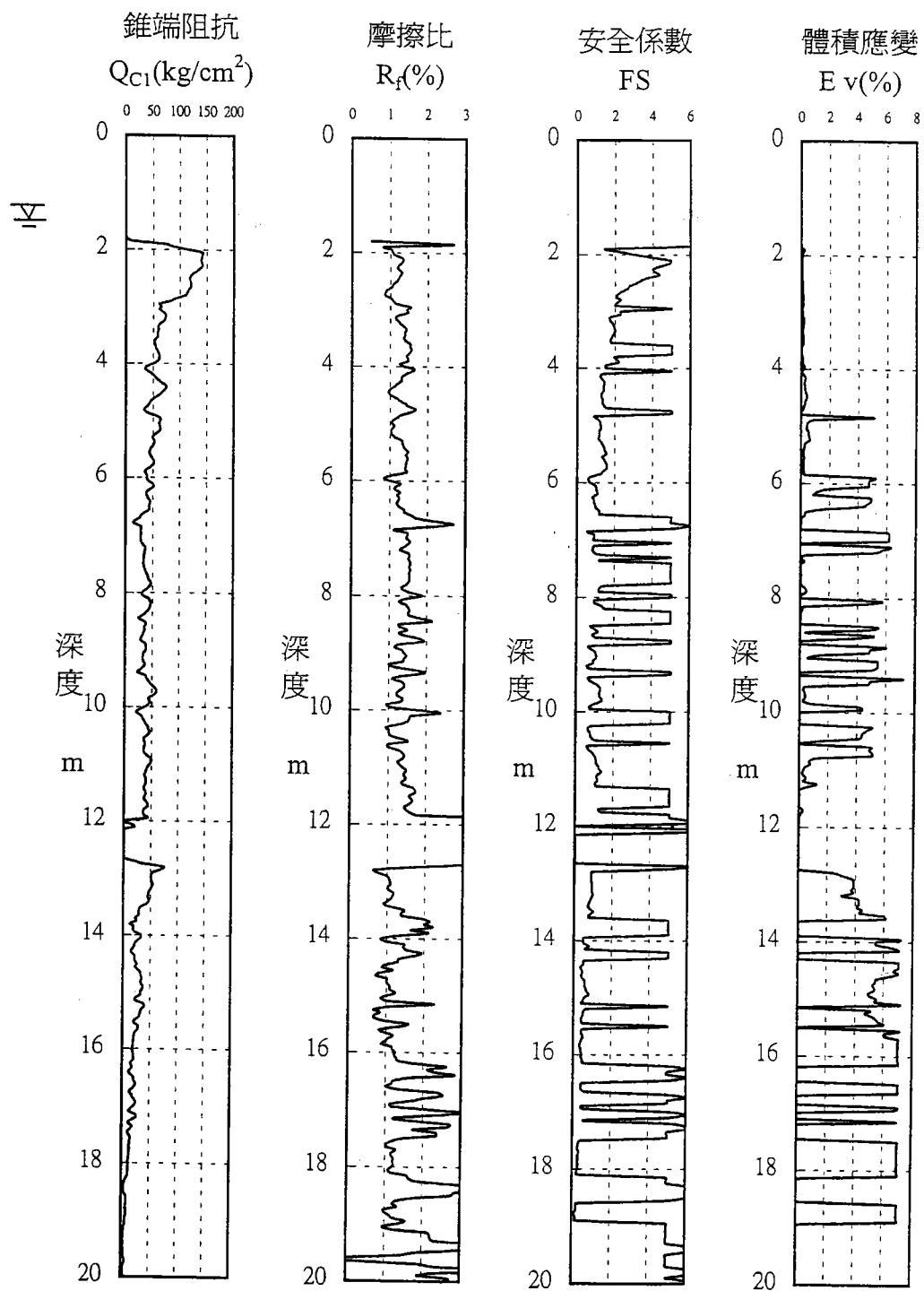


圖 台中港CPT-Th1-06點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

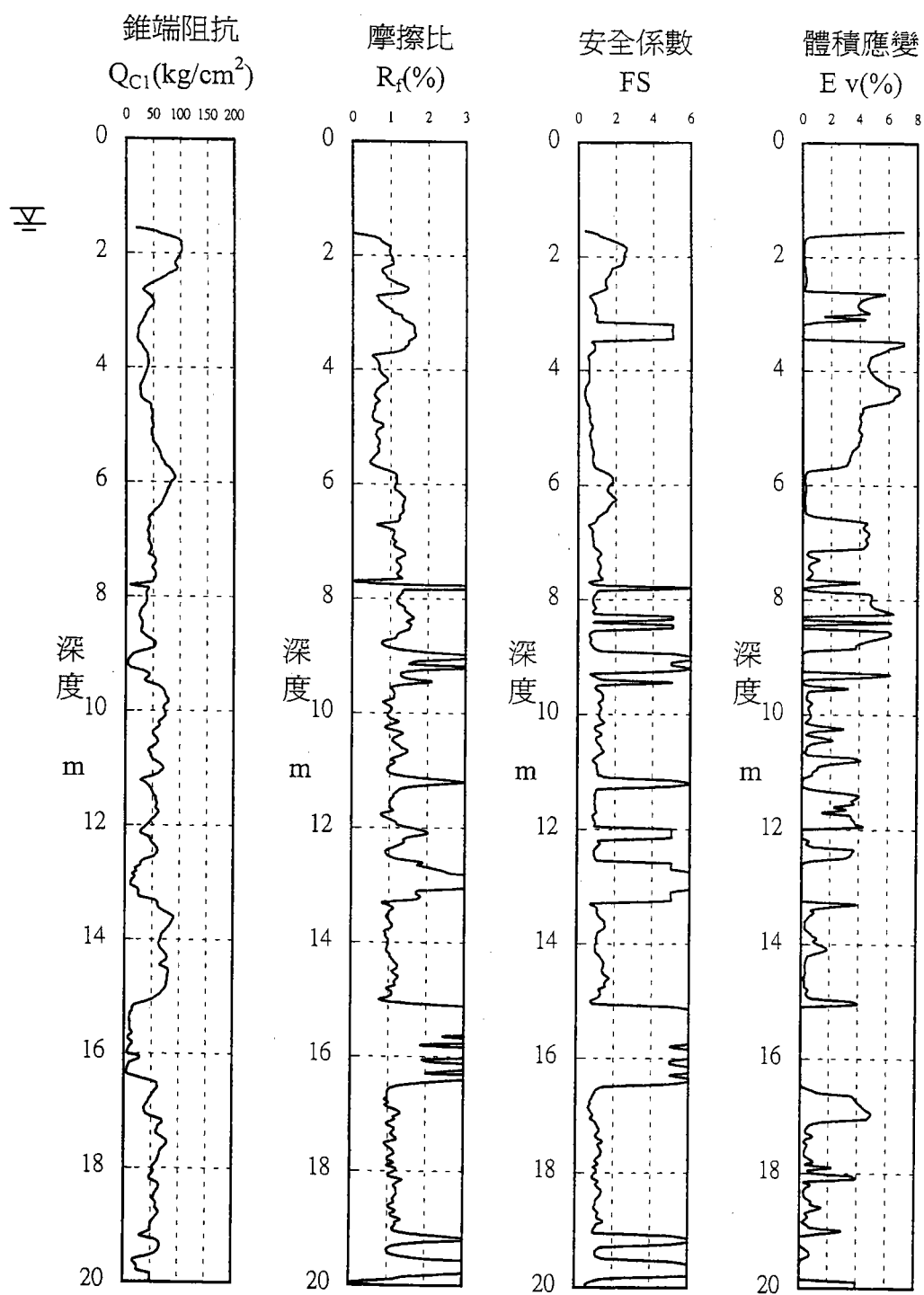


圖 台中港CPT-Th1-07點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

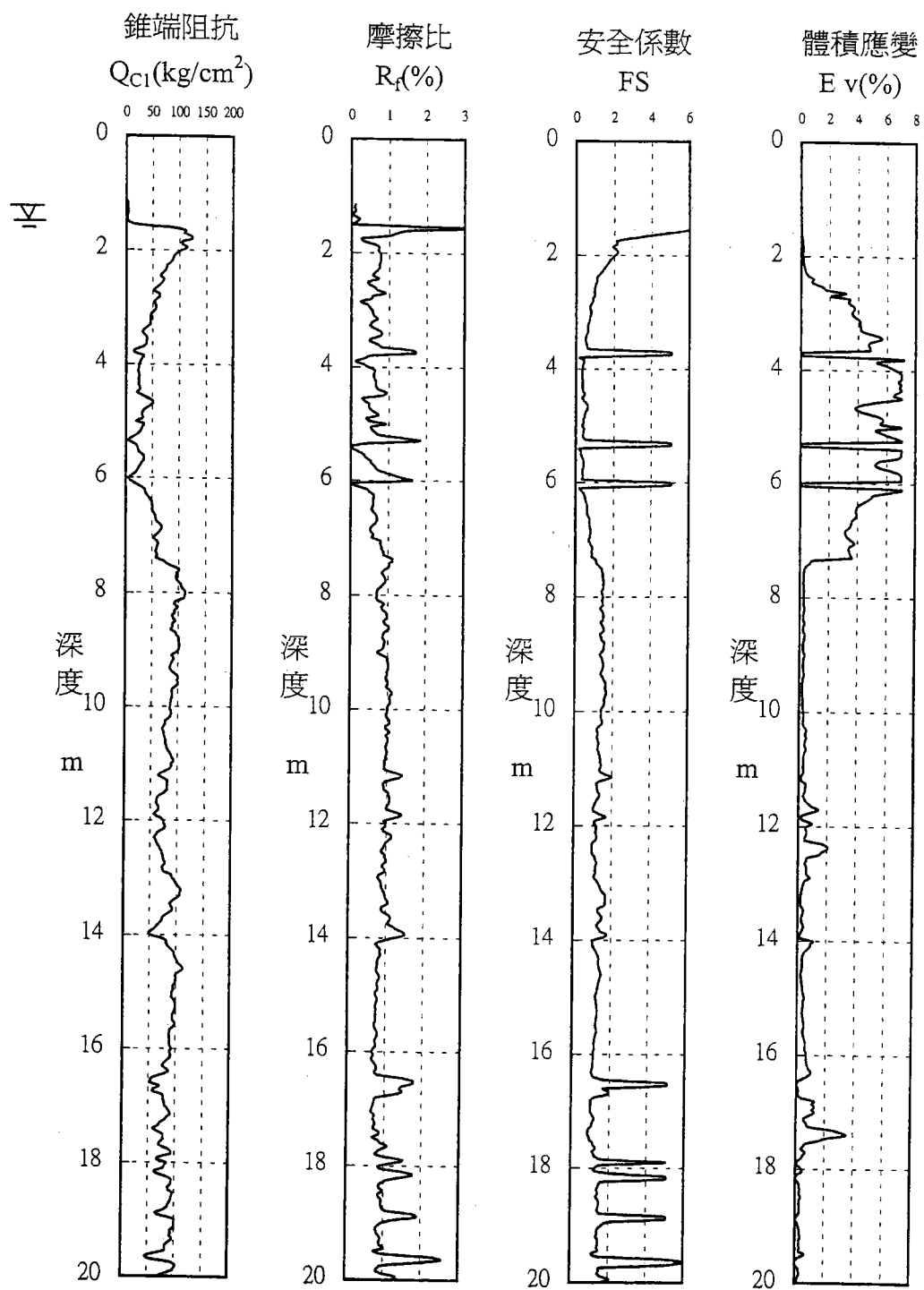


圖 台中港CPT-Th2-01點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

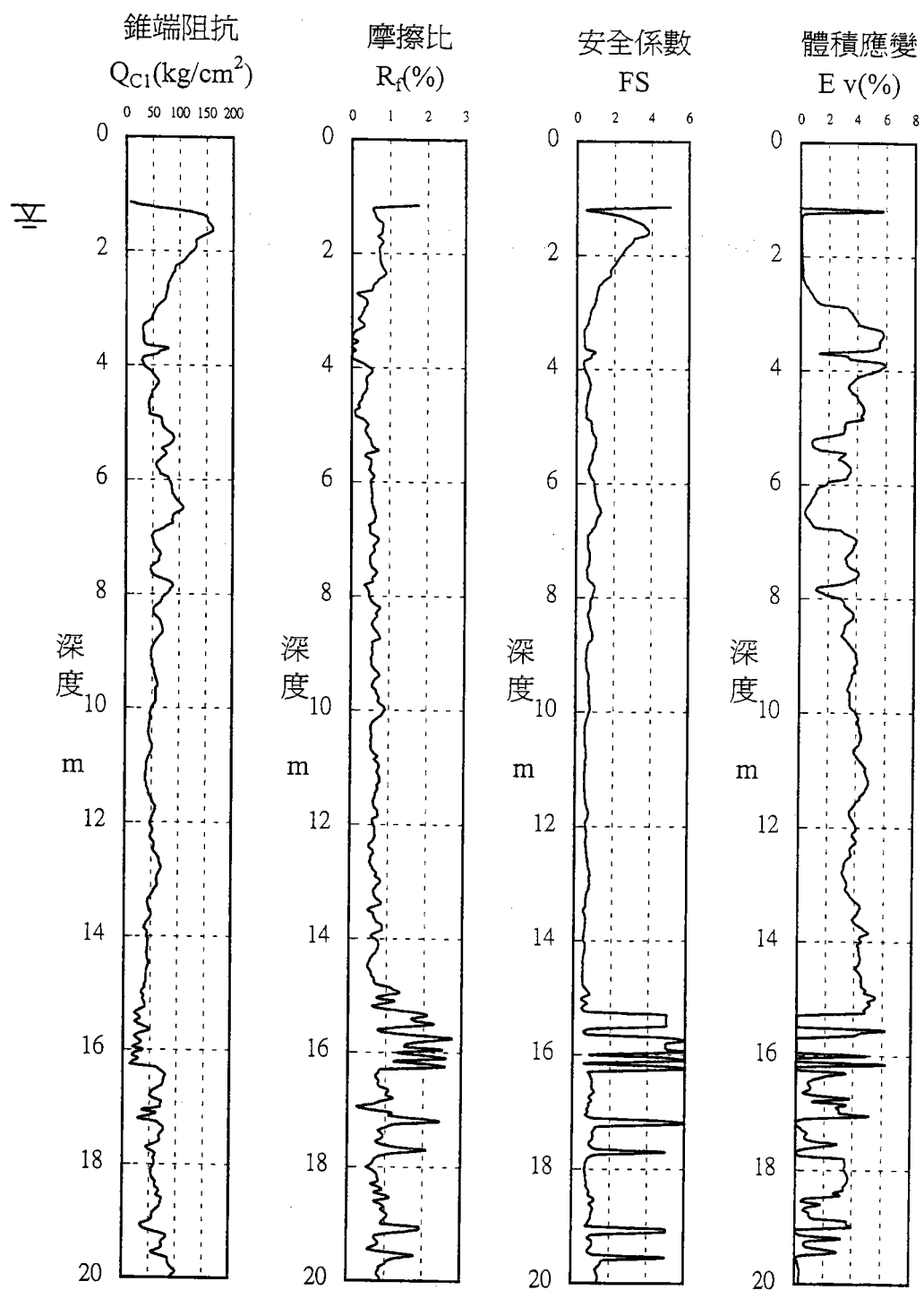


圖 台中港CPT-Th2-02點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

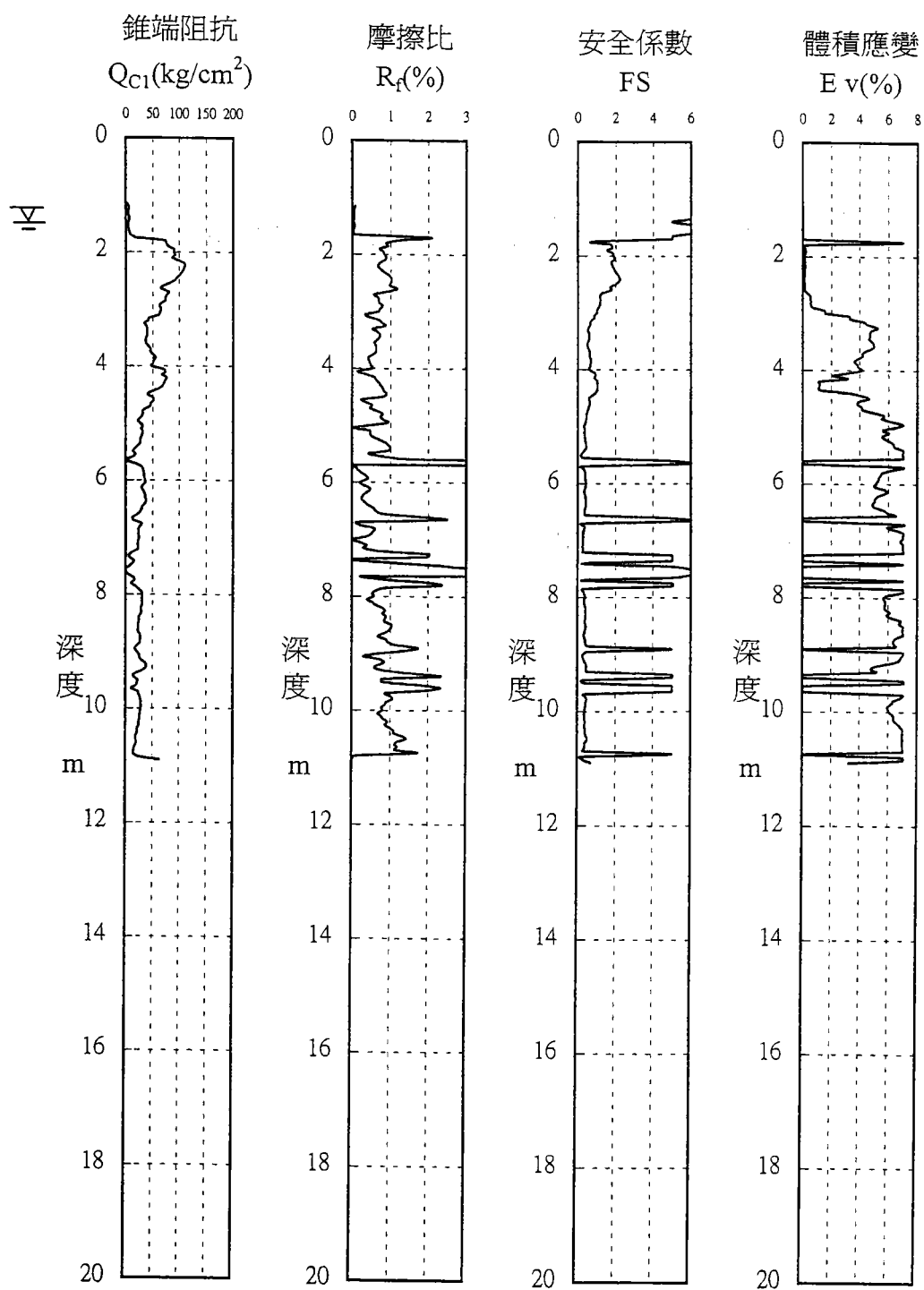


圖 台中港CPT-Th2-03點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

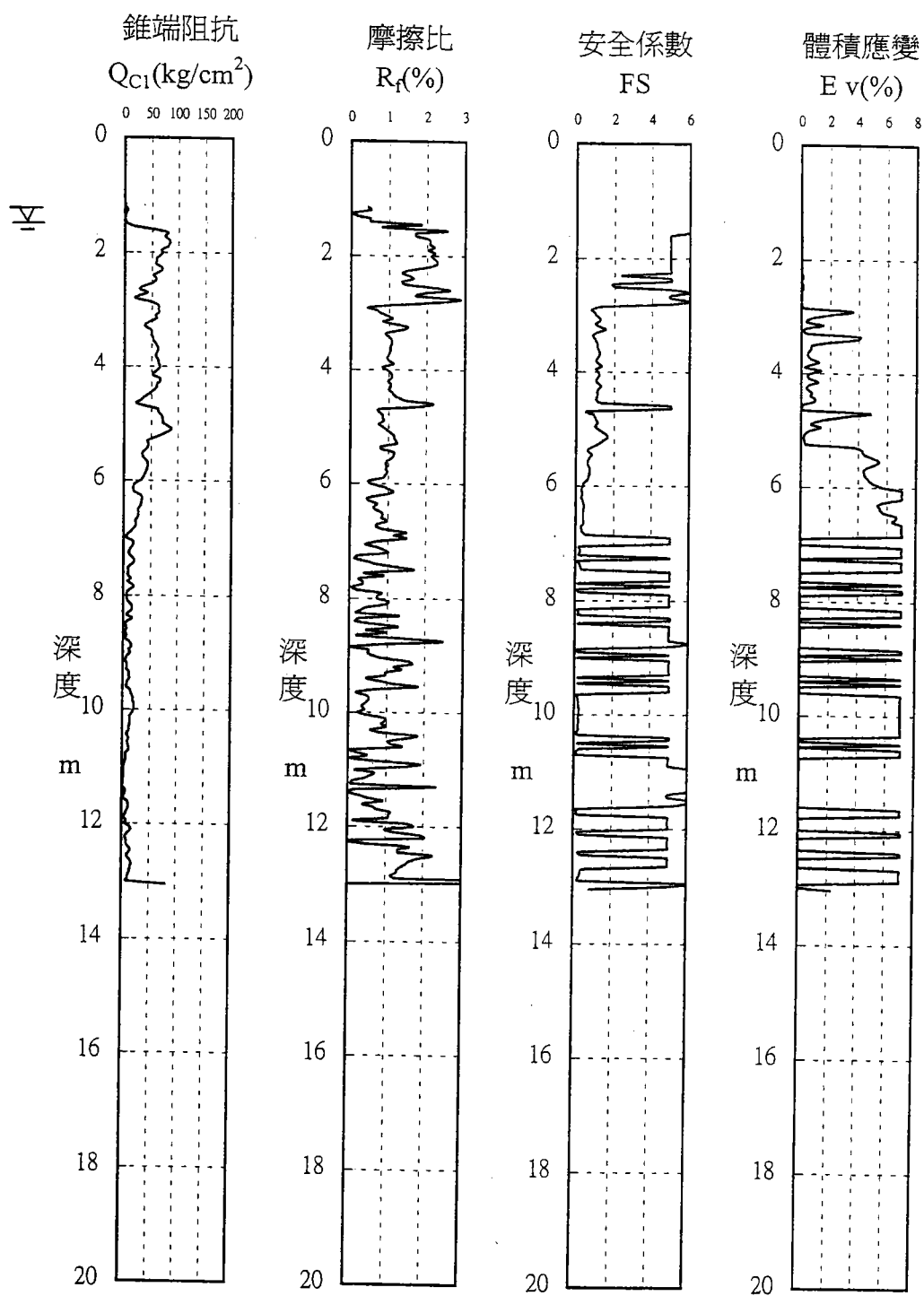


圖 台中港CPT-Th2-04點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

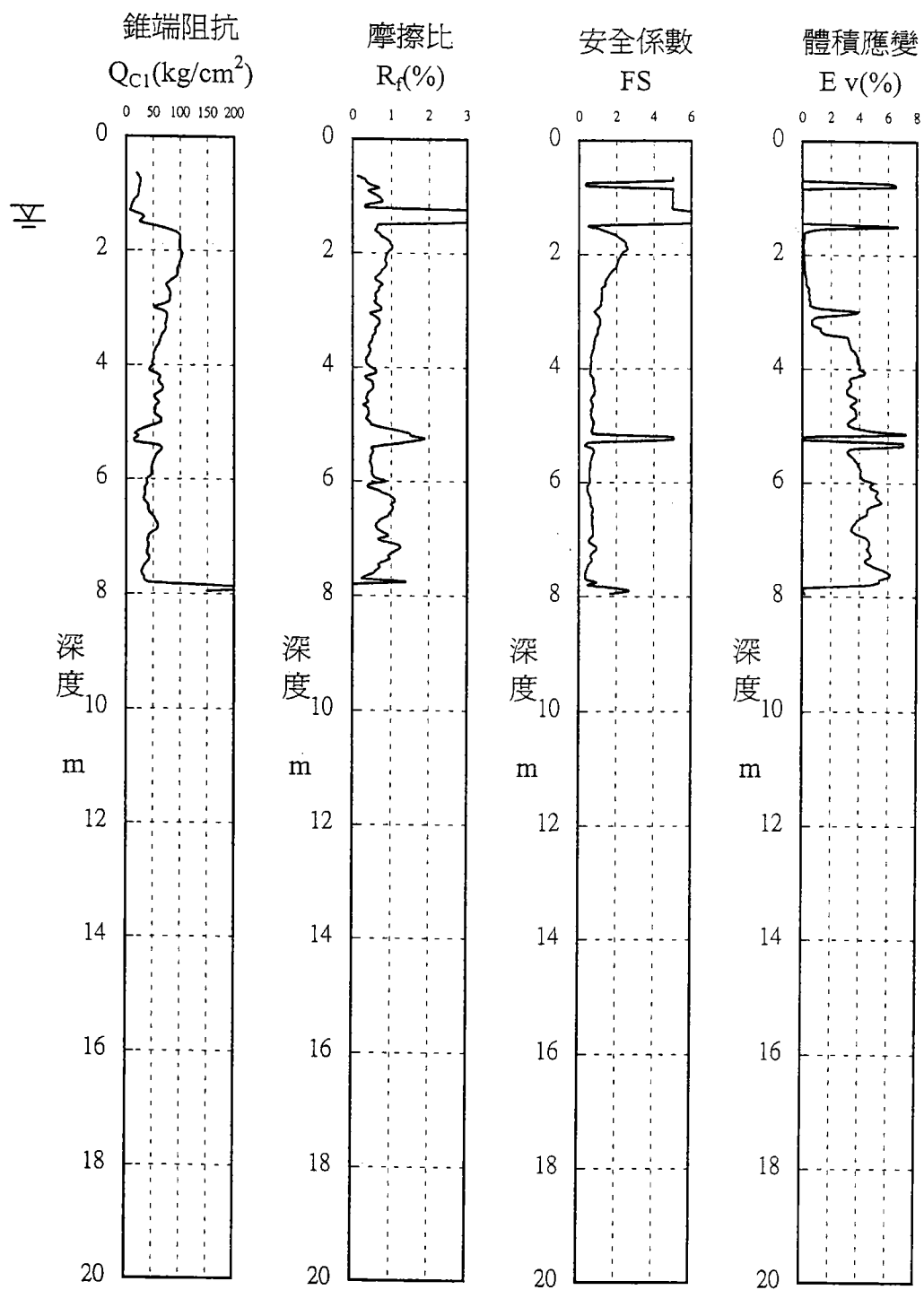


圖 台中港CPT-Th2-05點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

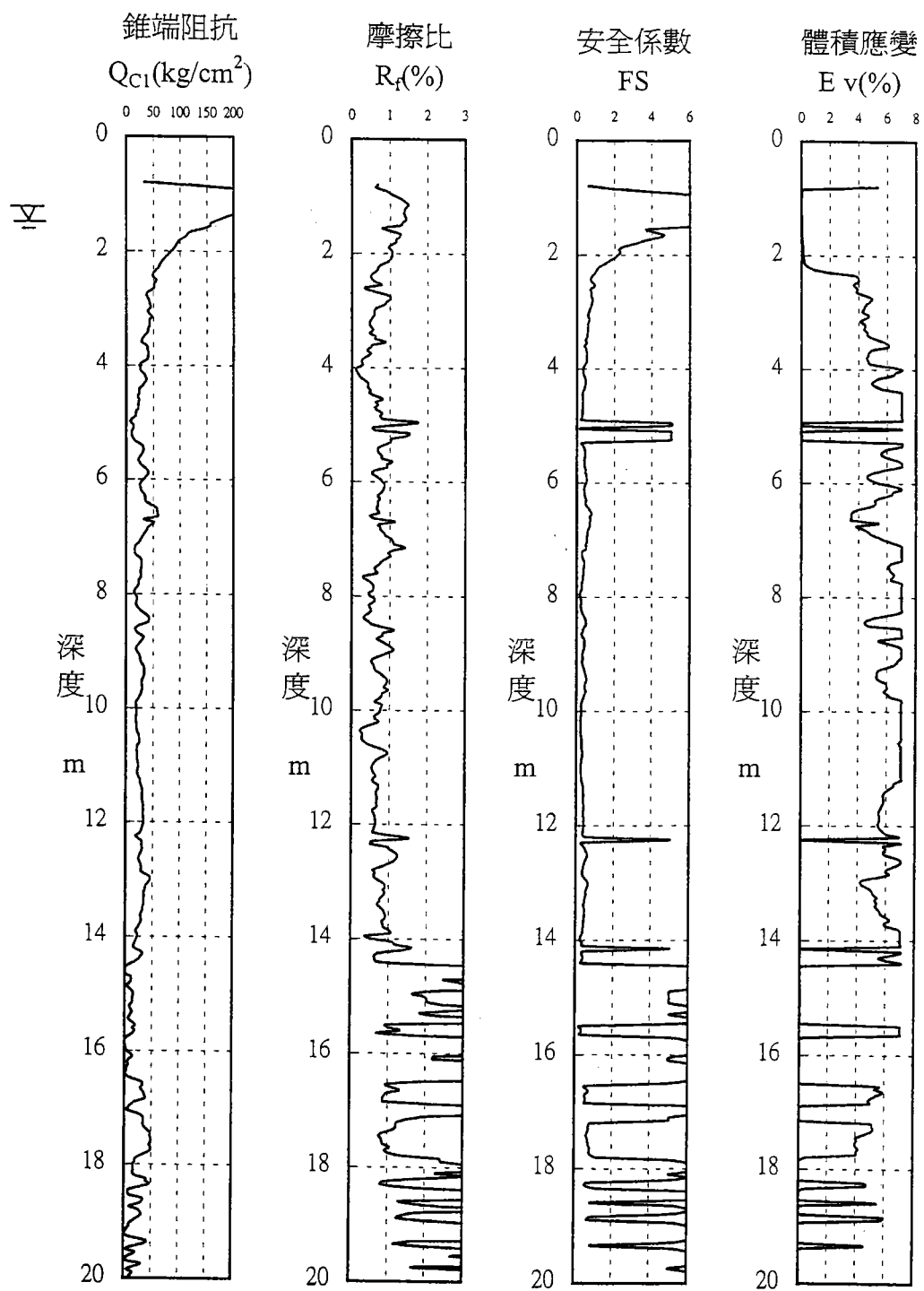


圖 台中港CPT-Th3-01點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

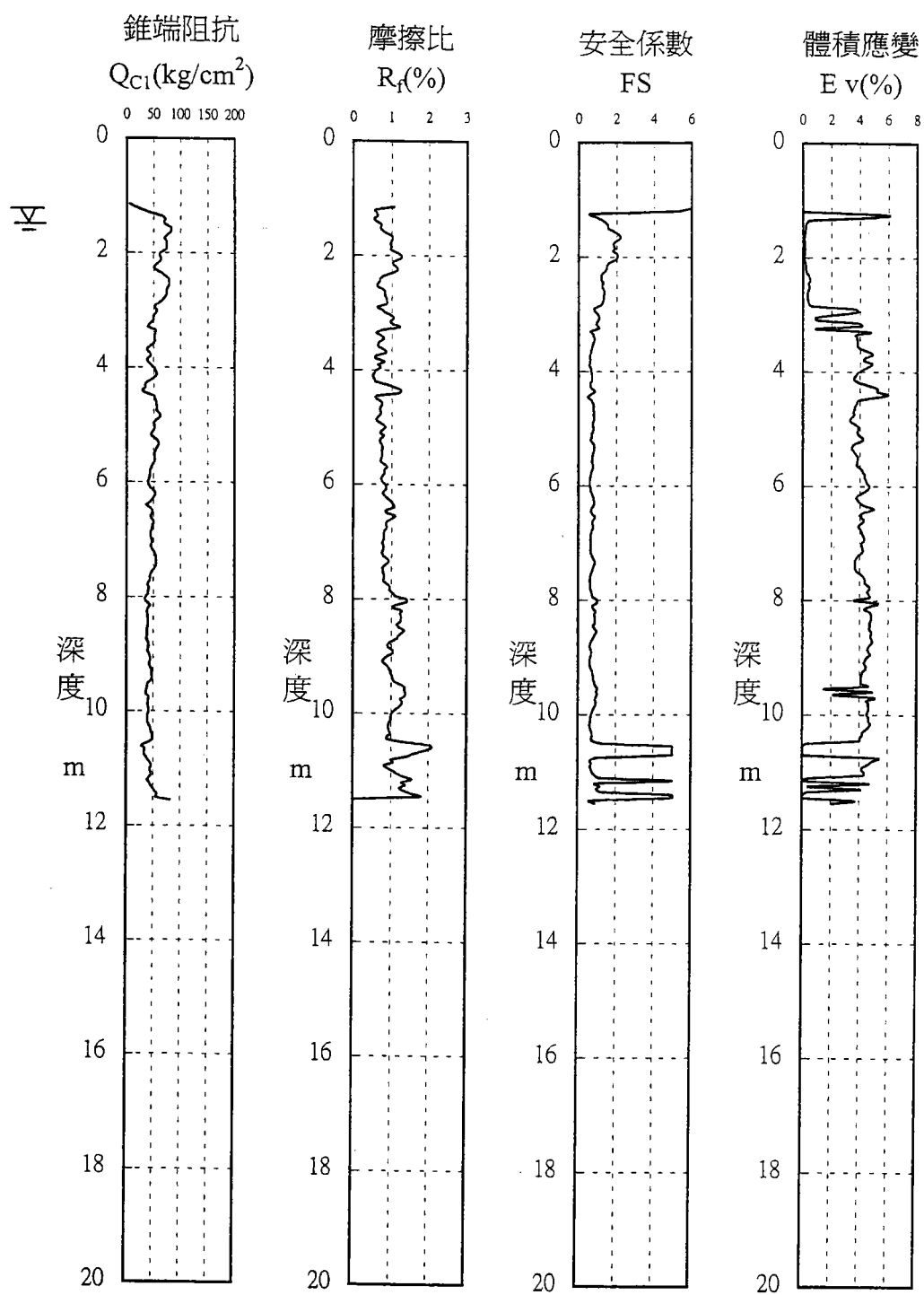


圖 台中港CPT-Th3-02點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

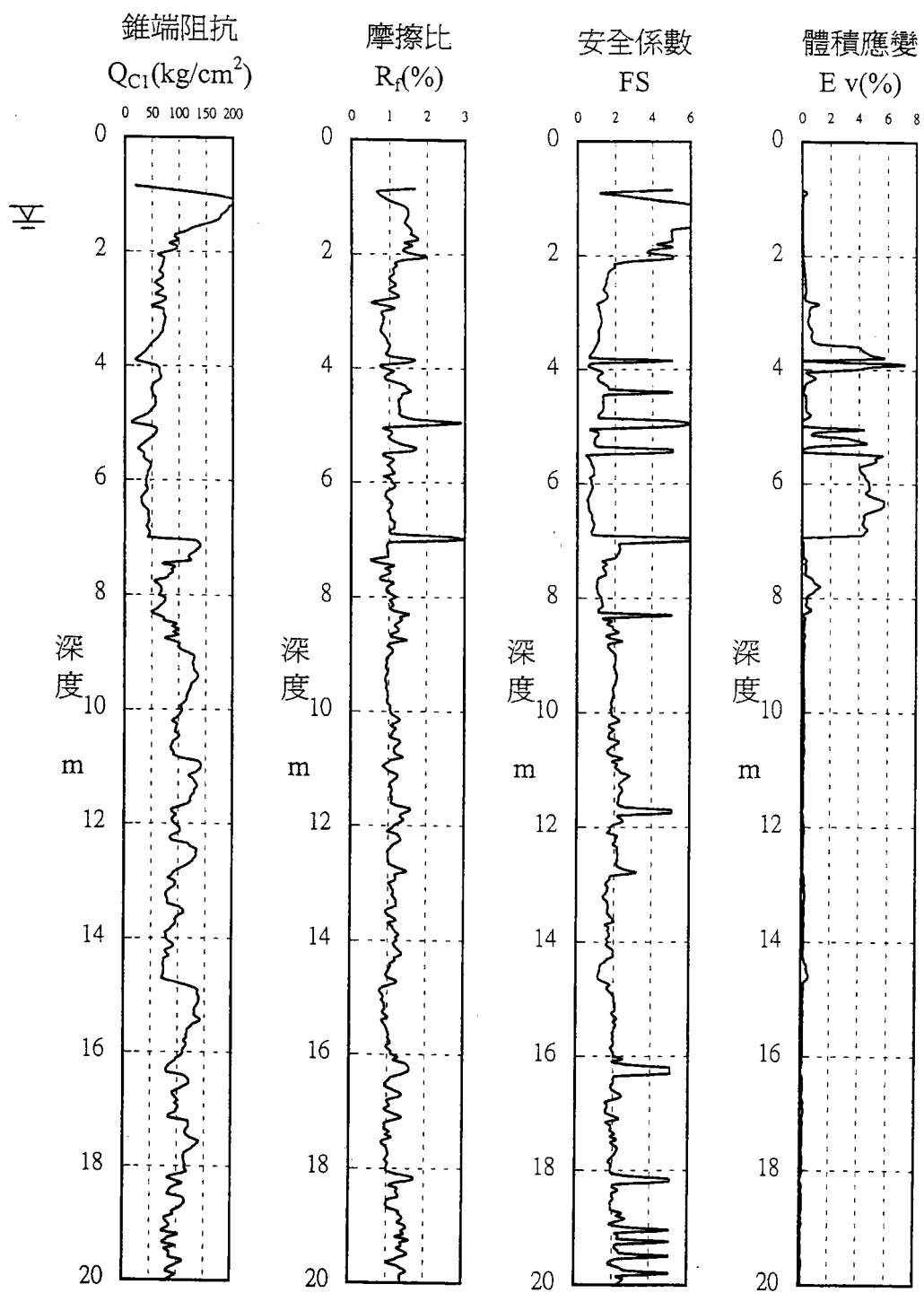


圖 台中港CPT-Th3-03點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

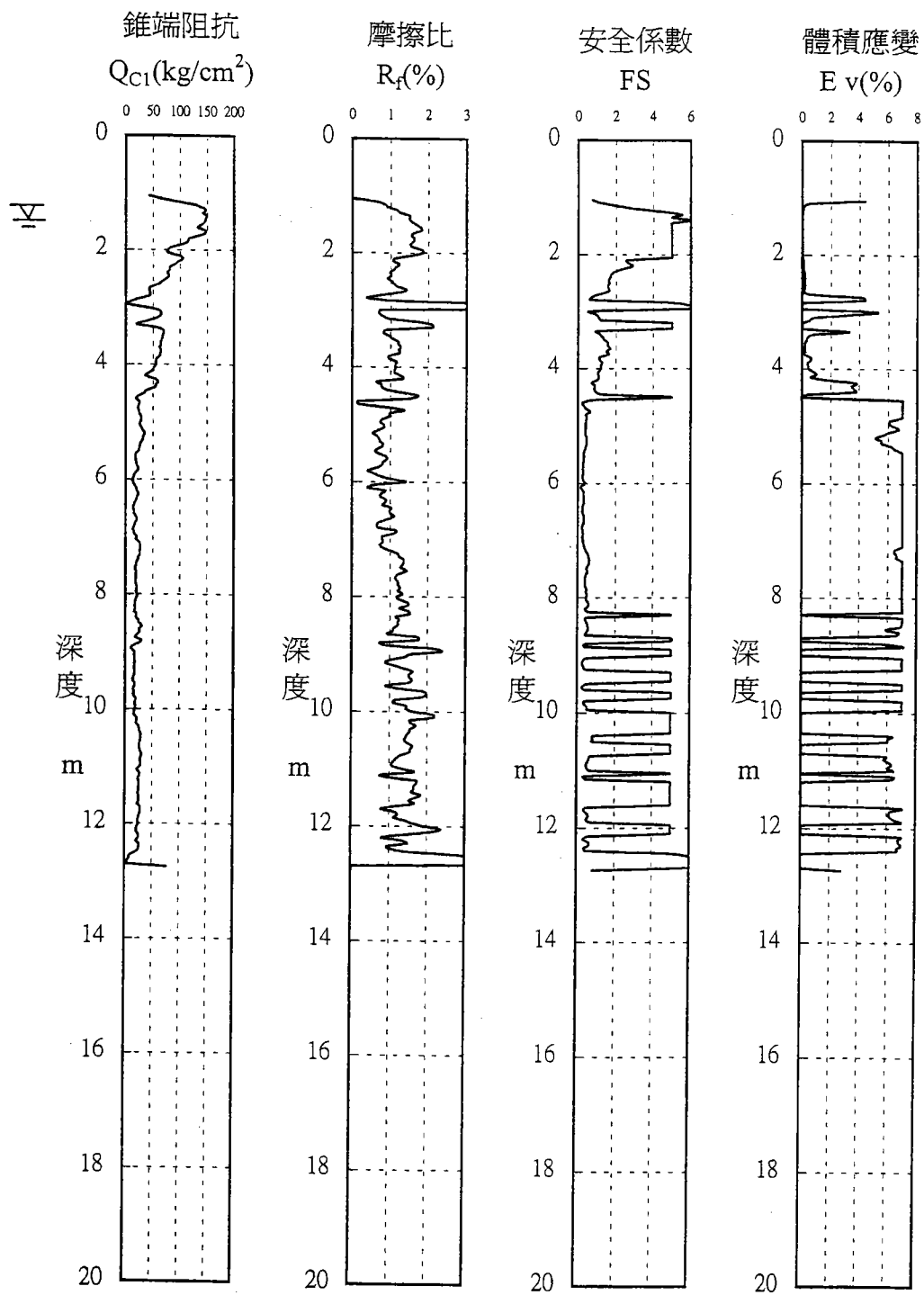


圖 台中港CPT-Th3-04點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

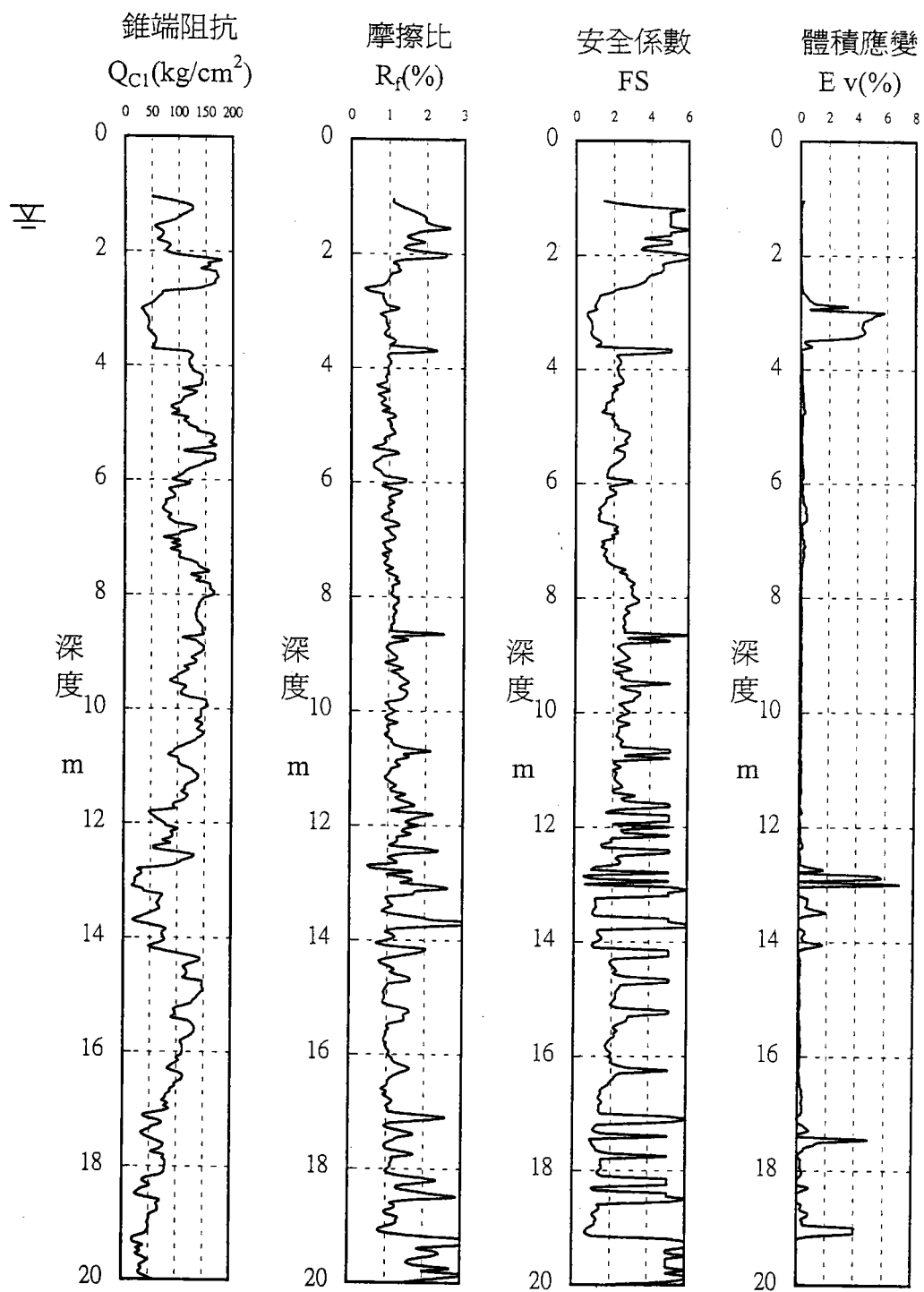


圖 台中港CPT-Th3-05點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

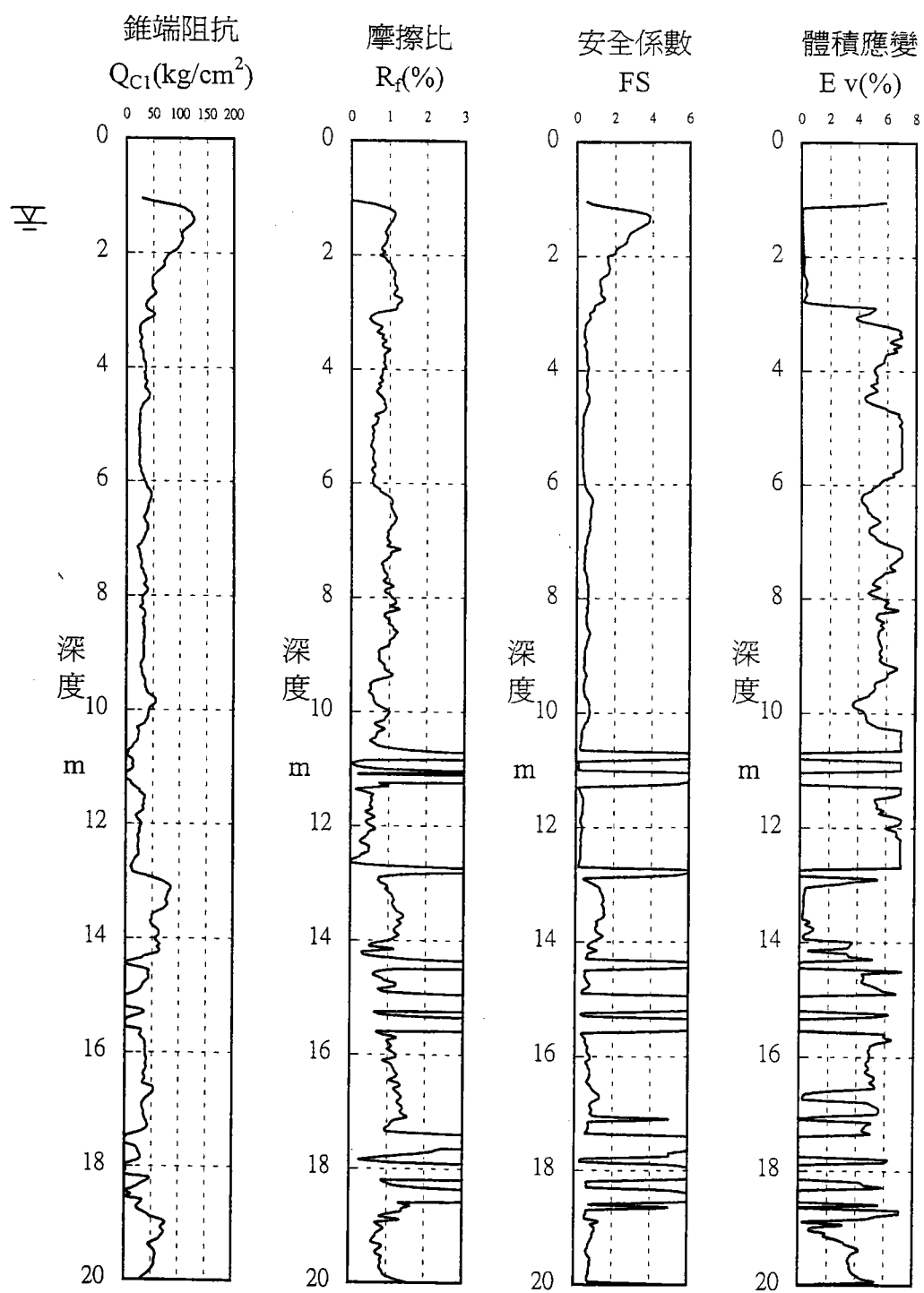


圖 台中港CPT-Th4-01點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)

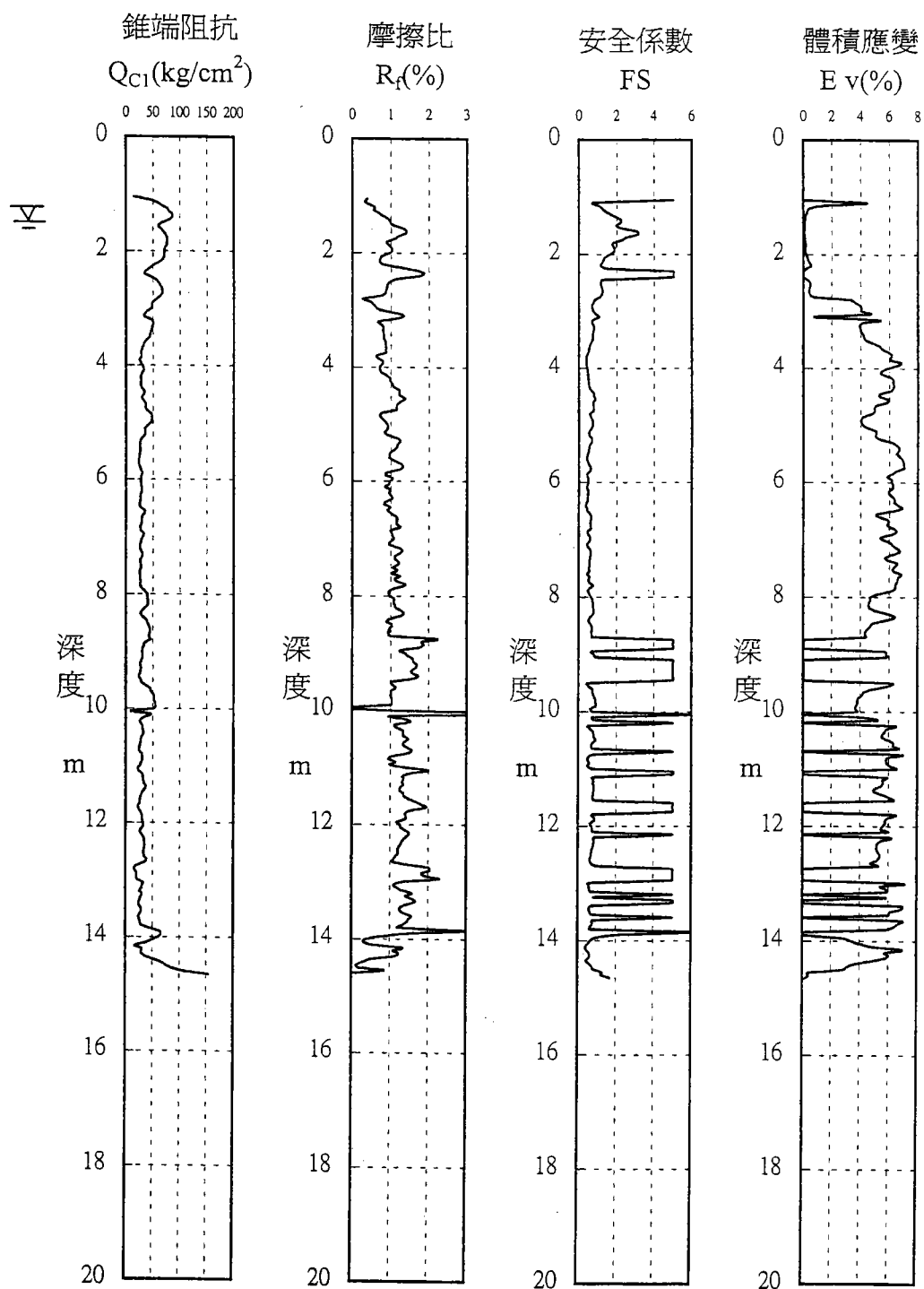


圖 台中港CPT-Th4-02點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{max}=0.16g$)

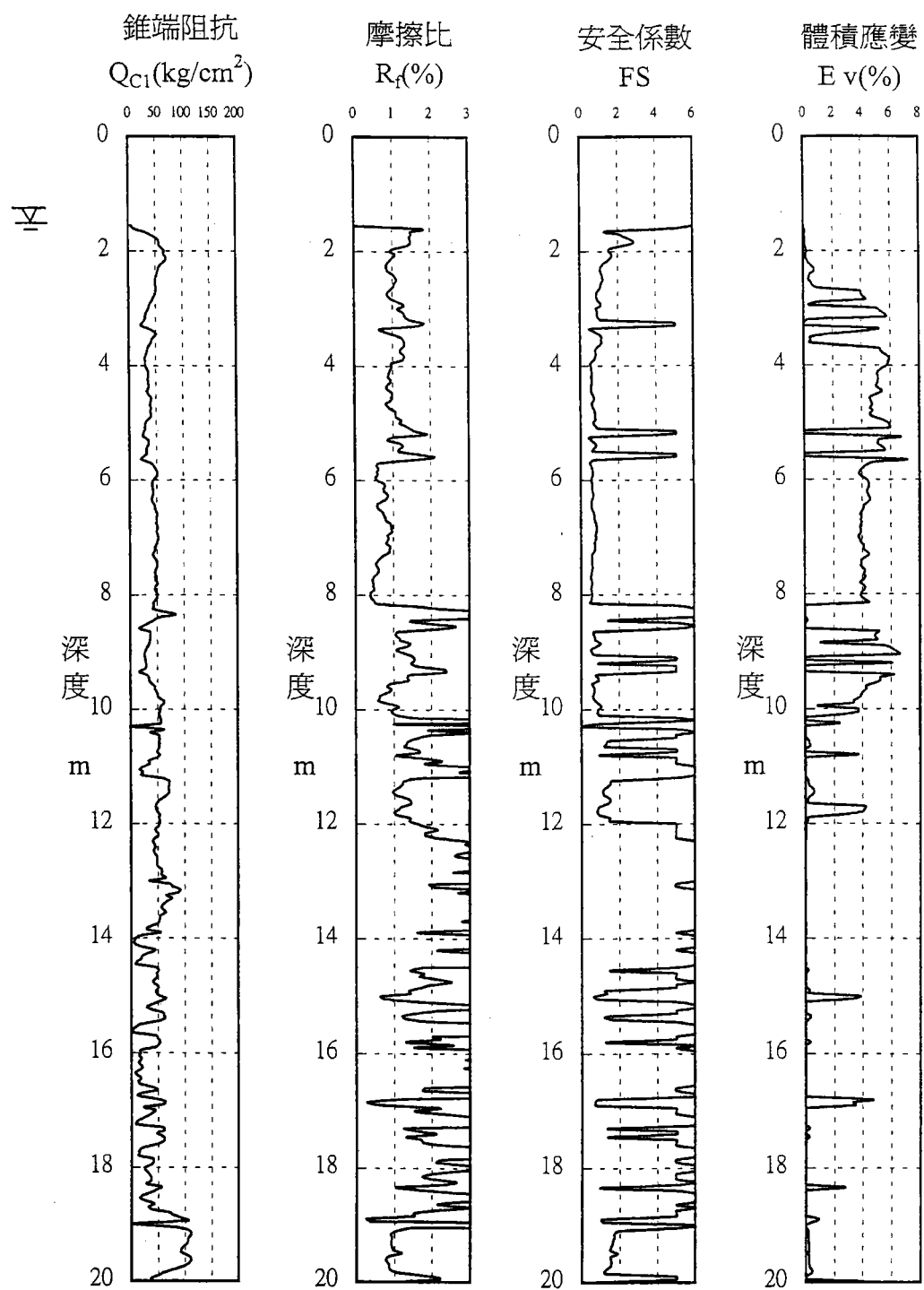


圖 台中港CPT-Th4-03點位液化潛能及下陷量 ($M=7.3$, $a_{\max}=0.16g$)