

83－研(十)

台灣西海岸砂土層液化特性研究 期中報告

台灣省政府交通處港灣技術研究所
台中 梧棲
中華民國八十三年六月

台灣西海岸砂土層液化特性研究

期中報告

計劃主持人：李 豐 博

協同主持人：賴 聖 耀

研究人員：蘇吉立 陳志芳

技 術 員：張阿平 張惠華
陳義松 李春榮

目 錄

一、前 言.....	1
二、相關文獻研討.....	2
2.1 土壤液化與評估方法.....	2
2.2 現地動態孔隙水壓量測之前人研究...	6
三、動態孔隙水壓量測計劃.....	17
3.1 緣由.....	17
3.2 研究地點之地質狀況.....	18
3.3 水壓計與地震計之配置及安裝.....	23
3.4 孔隙水壓自動量測系統.....	25
3.5 動態孔隙水壓之量測.....	36
四、室內液化試驗.....	37
4.1 概說.....	37
4.2 試驗設備與試驗步驟.....	40
4.3 試驗初步結果.....	42
五、參考文獻.....	48

一、前言

近年來由於台灣經濟建設蓬勃發展，沿海地區積極開發利用，有如港灣之擴建或新建，臨海工業區之開發，以及其他重大工程設施之規劃與興建等，積極展開進行，對於沿岸地區土層特性之瞭解，有其需要。

台灣西海岸地區之地質多屬沖積土層，主要為細砂或沉泥質細砂，新開發之海埔新生地亦多為細砂或沉泥質細砂所組成，土層之地質年代短，密度不高。台灣且恰處於世界最大且最活躍之太平洋地震帶西環，每年大小地震頻繁，在強烈地震作用下，沖積砂土層與海埔新生地極有發生液化而造成如房屋、海岸與港灣設施、維生線等發生沉陷、傾側與破壞等災害之虞，因此對於上述土層液化特性之研究與瞭解，甚屬需要，藉以提高沿海土地與海埔新生地之規劃與開發，兼顧工程之安全。

土層之液化特性可進行室內動力試驗與現地試驗研究之。室內試驗可利用動力三軸試驗或動力單剪試驗來模擬地震力作用下之土壤液化現象。現地試驗方面，除利用SPT-N值或CPT- q_c 值評估土層液化特性外，近年來有兩項重大研究發展，其一是Robertson(1986)發展震測圓錐試驗(SCPT)，結合CPT並作震測試驗，以剪力波速作為評估土壤液化特性之指標；其一是Arulmoli(1985)發展現地電性測法(electrical method)，利用構造因素量化砂土之異向性、孔隙率、形狀等因素，據以評估砂土層之液化特性。兩者皆為嶄新可行之方法，國內有待積極引進研究與發展。

因此本研究計劃進行室內動力試驗與現地試驗（包括SCPT法），探討台灣西海岸砂土層之液化特性，建立室內試驗與現地試驗結果之相關性，提供液化評估之依據。

土壤在地震作用下之孔隙水壓反應是評估液化特性重要資料，利用試驗室動力試驗結果，雖可建立分析模式以推估孔隙水壓之變化，惟極需實地之量測資料以資佐證。因此本研究計劃並選擇適當地點埋設孔隙水壓計，進行現地孔隙水壓地震反應之量測與分析。

二、相關文獻研討

2-1 土壤液化與評估方法

2-1-1 液化現象

自1964年日本新潟地震以及美國阿拉斯加地震之後，吾人對於地震所引致之土壤液化象、液化災害以及液化潛能之分析評估方法等，有了相當之認識與了解，時至今日仍是工程與學術界寄予相當關切與研究之問題。

飽和砂性土壤在地震等之反復荷重作用下，土壤顆粒有密化之傾向，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，孔隙水壓上升機制如圖 2-1-1所示。當超額孔隙水壓之上升累積至與土層之垂直壓力相等時，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橫脹特性 (Dilatancy)，使其應變量僅作有限之增大，是為反復動性現象 (Cyclic mobility)。土層發生液化現象或反復動性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、維生線等發生不同程度之沉陷或上浮、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。

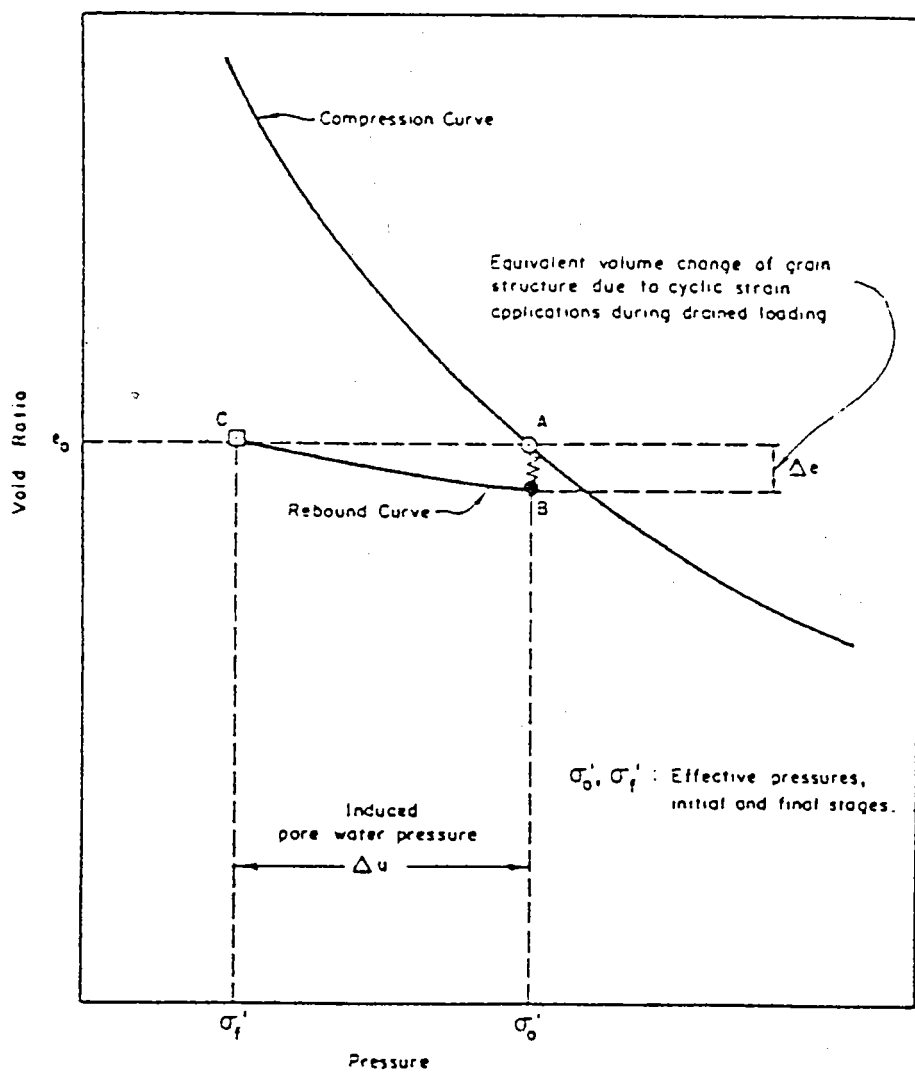


圖2-1-1 反復荷重作用下之孔隙水壓上升機制

2-1-2 液化特性評估方法

土壤在地震荷重作用下之反復特性可以平均反復應力比(Average cyclic stress ratio), τ/σ'_v , 表示之, 其中 τ = 地震荷重在土層內所引致之平均反復剪應力, σ'_v 該土層之初始有效垂直應力, 該參數考慮了土層之深度、地下水位深度以及地震強度等因素。地震荷重在土層內所引致之剪應力可依據Seed & Idriss(1971)所提之簡易法計算, 或進行土層反應分析, 利用單向度相當線性動力反應程式, 如 SHAKE II 等計算。

將地震在土層內所引致之平均剪應力比, τ_h/σ'_v , 與引致土層液化所需之平均剪應力比, τ_{cr}/σ'_v , 比較之, 可據以評估土壤之液化潛能。一般評估液化潛能之方法多考慮土壤受地震荷重期間不及排水情況, 忽略孔隙水壓消散之影響。

土壤液化特性之評估方法有二：(1)根據試驗室之試驗結果評估, 及(2)利用現地試驗結果評估。表2-1 摘列土壤液化特性與液化潛能之評估方法及其優劣比較。

本計劃擬分別利用試驗室試驗與現地試驗探討砂土層之液化特性, 其中試驗室試驗為動力三軸試驗, 現地試驗係進行荷式錐貫入試驗(CPTU)及震測圓錐試驗(SCPT), 同時建立各項試驗結果之相關性, 提供砂土液化潛能分析之依據。

表 2-1 土壤液化特性評估方法摘要

評 估 方 法	優 點	缺 點
1. 試驗室試驗 動力三軸試驗 動力單剪試驗 動力扭剪試驗	不擾動土樣可受模擬之設計地震荷重作用。	土樣擾動影響不易評估。
2. 現地試驗 標準貫入試驗 (SPT)	大量之歷史資料。	設備不一，試驗能量變化大。
圓錐貫入試驗 (CPT)	設備與試驗標準化、連續、快速。	歷史資料不多，土樣取得不易。
剪力波速測定	可用於其他方法不易施行者。	缺乏歷史資料，不能取得土樣。
自鑽式側壓試驗 (SBPT)	不擾動土壤之現地試驗。	缺乏歷史資料，試驗資料不易闡釋。
平鈹膨脹儀試驗 (DMT)	試驗標準化、近乎連續性、經濟。	缺乏歷史資料。
導電度測定	不擾動土壤之現地試驗。	缺乏歷史資料。

2-2 現地動態孔隙水壓量測之前人研究

自從1964年美國阿拉斯加(Alaska)及日本新潟 (Niigata)大地震時，土壤發生液化現象造成重大災害以來，掀起世界各地研究土壤動態孔隙水壓變化的熱潮。在實驗室試驗方面，相繼地有很多的試驗資料與研究成果已發表；相對地，在實際地震作用下現場孔隙水壓的變化情形則甚少量測資料可供參考。此乃由於地震反應試驗站之設置，除了昂貴之經費與良好之技術外，還需要有地震活動頻繁、液化潛能高之地區加以配合，所以現有的量測資料甚少，迄目前為止，僅有日本的八組資料(Ishihara et al.1981, 1987, 1989)、美國的一組資料(Holzer et al., 1988) 及台灣羅東的十六組資料(Shen et al., 1987)。茲簡述如下：

(1)日本東京灣之現地孔隙水壓資料 (Ishihara et al., 1981, 1987, 1989)

在東京市政府的資助下，Ishihara 於1977年開始在東京灣Owi No.1人造島上進行現地孔隙水壓量測計劃，直到1980年9月25日發生之 Mid-Chiba地震與1985年10月4日發生之 Chiba-Ibaragi 地震時各量測到二組地震時之孔隙水壓變化資料，分別如圖2-2-1及2-2-2所示。另外，於1986年起，Ishihara 又在東京灣之 Sunamachi裝設量測儀器，於1987年12月17日發生之 Chiba-Toho-Oki 地震時量測到四組孔隙水壓變化資料，如圖2-2-3所示。

(2)美國加州帝王谷之現地孔隙水壓量測資料(Holzer et al.,1988)

本現地量測計劃位於多地震之美國加州帝王谷 (Imperial Valley)，試驗陣列區設有表面及沈埋式地震儀各一與六支水壓計，其中五支水壓計埋置於深2.9m至6.2m的沈泥質砂土層，另外一支則埋置於深12m之1m 厚的緊密沈泥土層，地下水位約在地表下1.8m處。

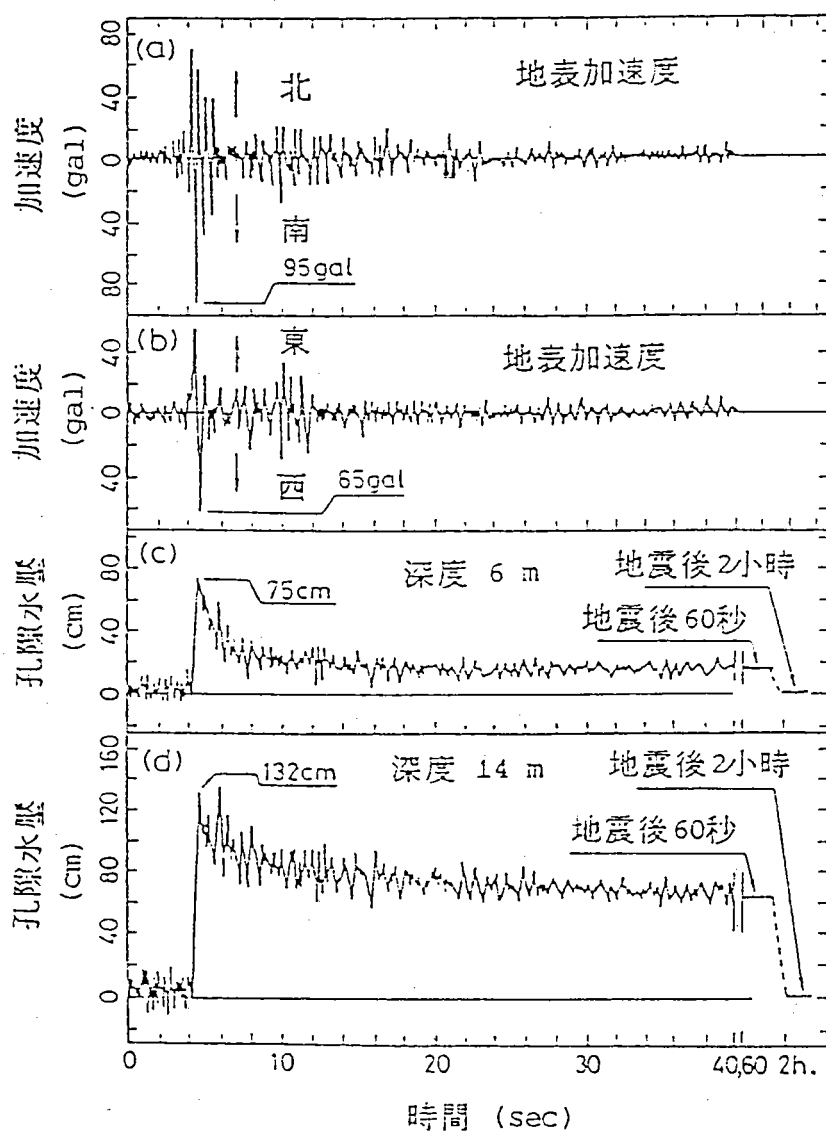


圖2-2-1 1980年9月25日地震於Owi島所量測之加速度及水壓歷時
(Ishihara et al., 1981)

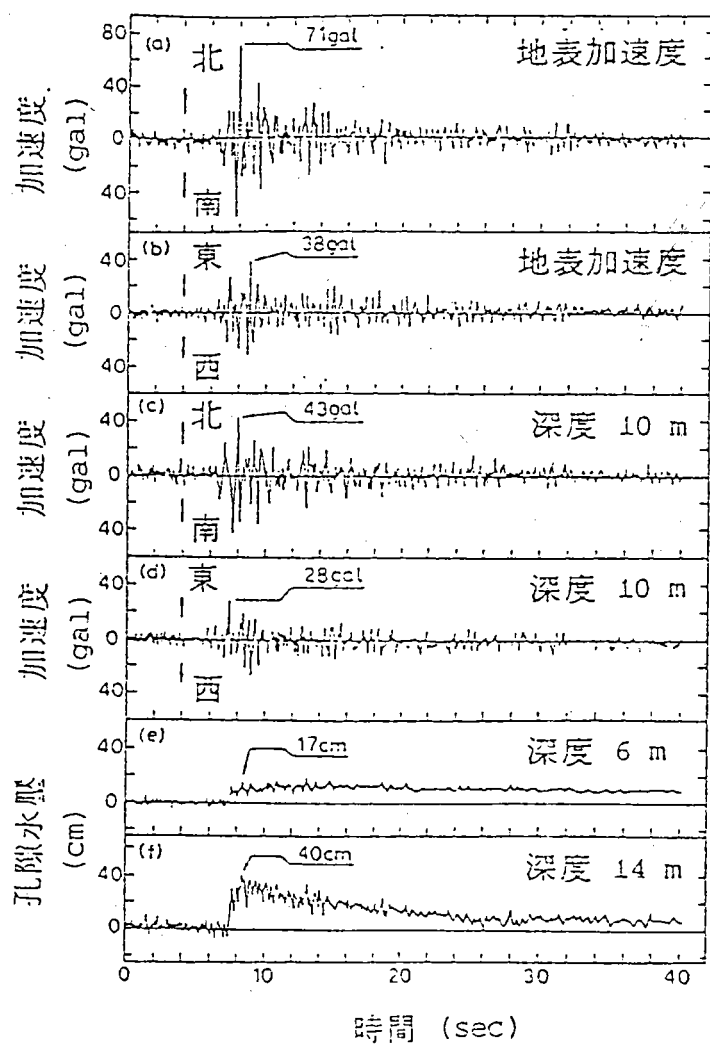


圖2-2-2 1985年10月4日地震於Owi島所量測之加速及水壓歷時
(Ishihara et al., 1987)

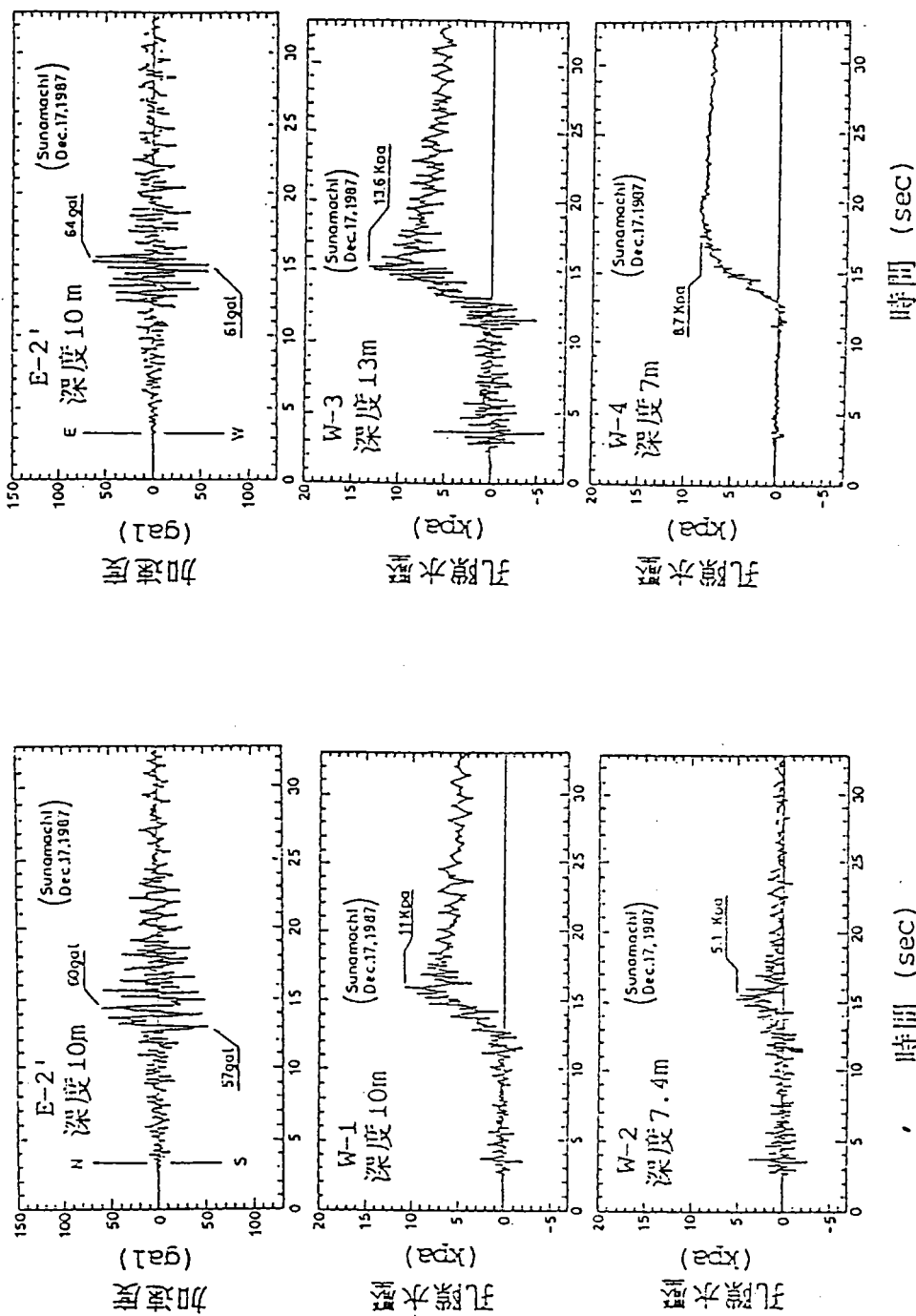


圖2-2-3 1987年10月17日地震於Sunamachi測站所量測之加速及水壓歷時 (Ishihara et al., 1989)

本陣列於1987年11月24日 Superstition Hills地震($M=6.6$)時，量測到世界上第一組土壤液化過程之現地孔隙水壓變化資料。地表及 7m 深之最大水平加速度分別為 $0.21g$ 及 $0.16g$ ，地震過後，陣列區到處都有砂湧與地裂的現象，其量測資料如圖2-2-4及2-2-5所示。

③台灣東部地區羅東之現地孔隙水壓資料（陳正興，1989）

羅東模型計劃，其現場水壓計之埋設工作於民國七十五年六月底完成，在模型基地內總共裝置27支水壓計，由於係首次嘗試，電線及塑膠管之防水處理不盡理想，在裝設後，即有部份水壓計因水份之侵入而相繼失效，幸在民國七十五年七月三十一日時，於東經 $121^{\circ} 47.65'$ ，北緯 $24^{\circ} 37.73'$ 發生一地震規模 6.2之地震，距圍阻體距離為 5.2 公里，量測系統被地震啟動後，共記錄得 11組水壓變化資料；而同年十一月十五日又發生一地震規模為 7.0之地震，震央位置位於東經 $121^{\circ} 51.17'$ ，北緯 $23^{\circ} 57.65'$ ，距圍阻體距離為 77.9公里，共記錄有 16組水壓資料，兩次地震之歷時曲線及代表性之孔隙水壓歷時性曲線（PN3-1水壓計），如圖2-2-6至2-2-9 所示，其孔隙水壓變化與地盤垂直速度，有相當好之相關性，如圖2-2-10與2-2-11所示。

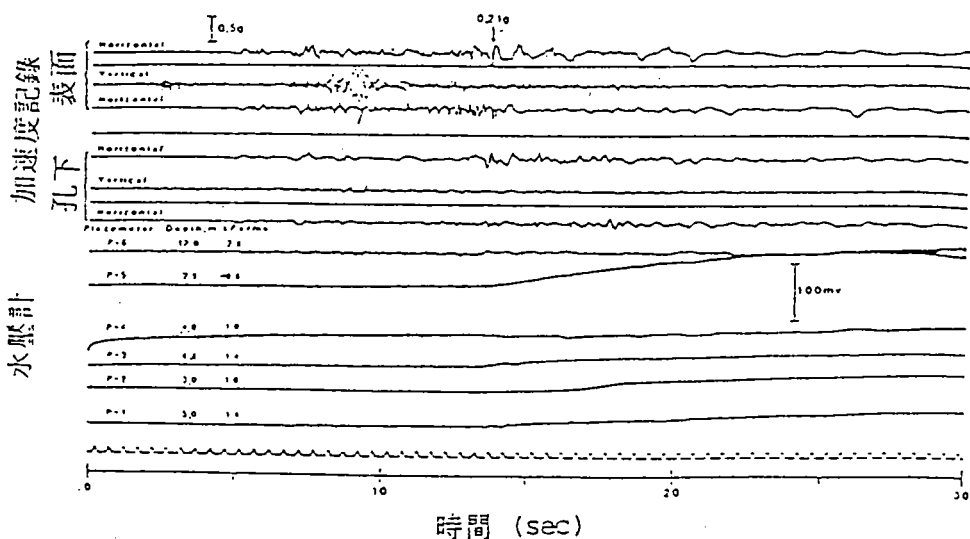


圖2-2-4 1987年11月24日地震於美國帝王谷測站所量測之加速度及水壓歷時
(Holzer et al., 1988)

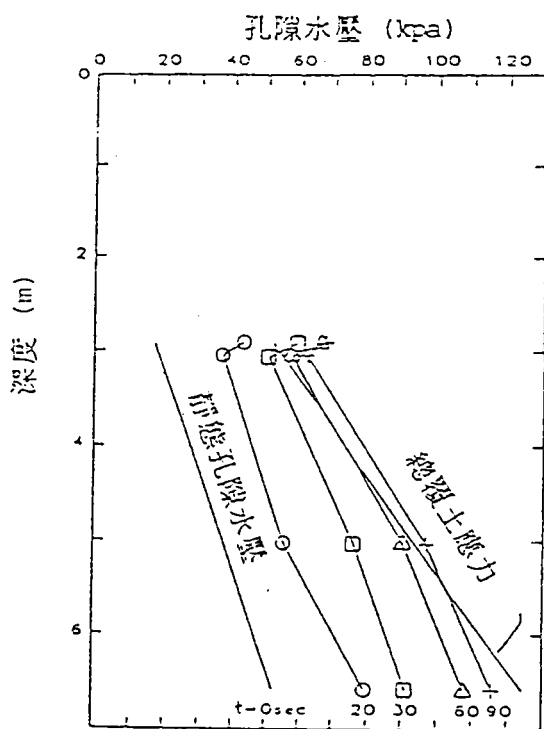
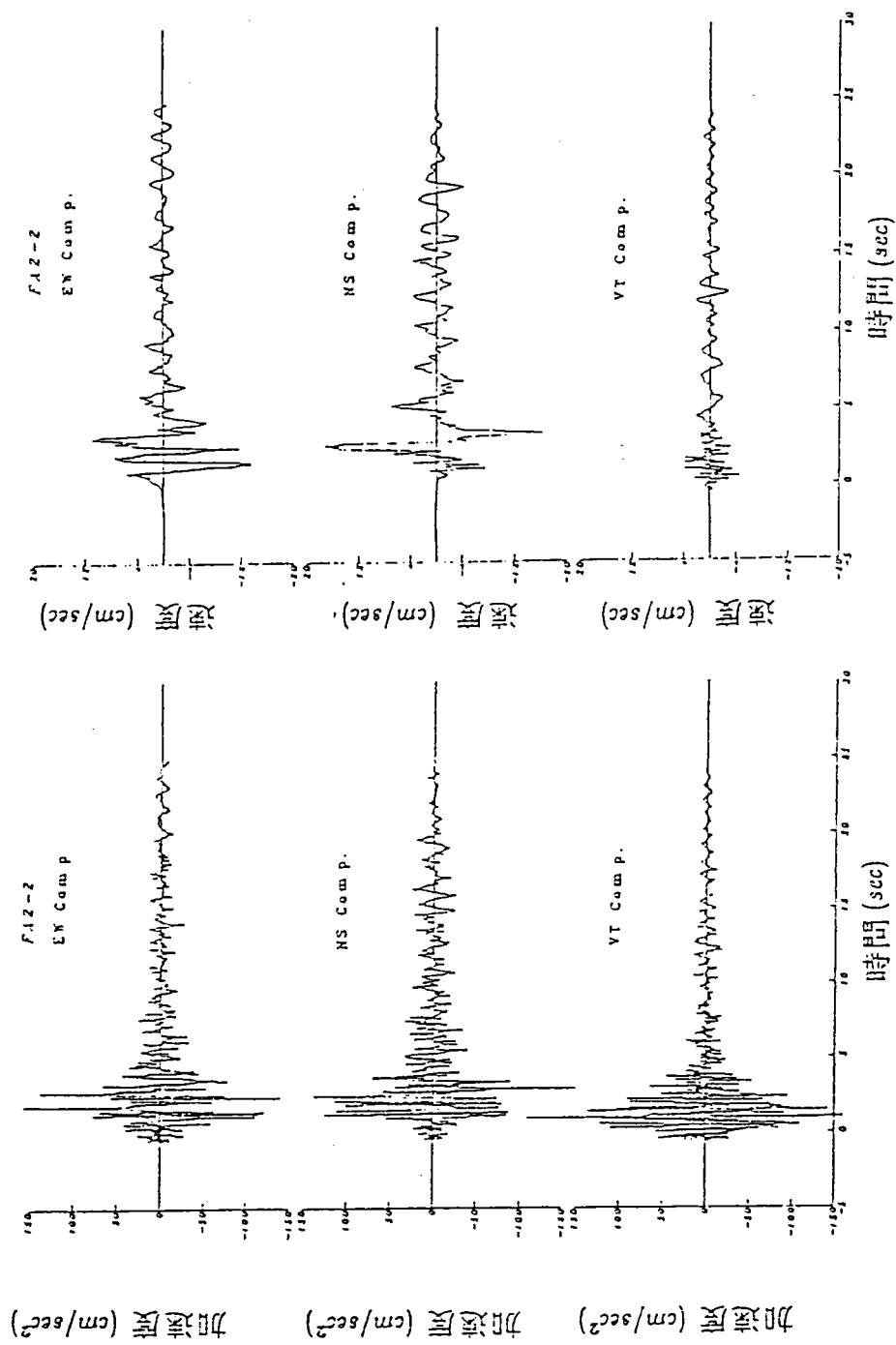


圖2-2-5 1987年11月24日地震帝王谷測之孔隙水壓隨深度及時間的變化
(Holzer et al., 1988)



(a) 加速度歷時曲線
(b) 速度歷時曲線

圖2-2-6 羅東模型基地 1986年7月31日地震 FA2-2 測站之加速度及速度歷時曲線

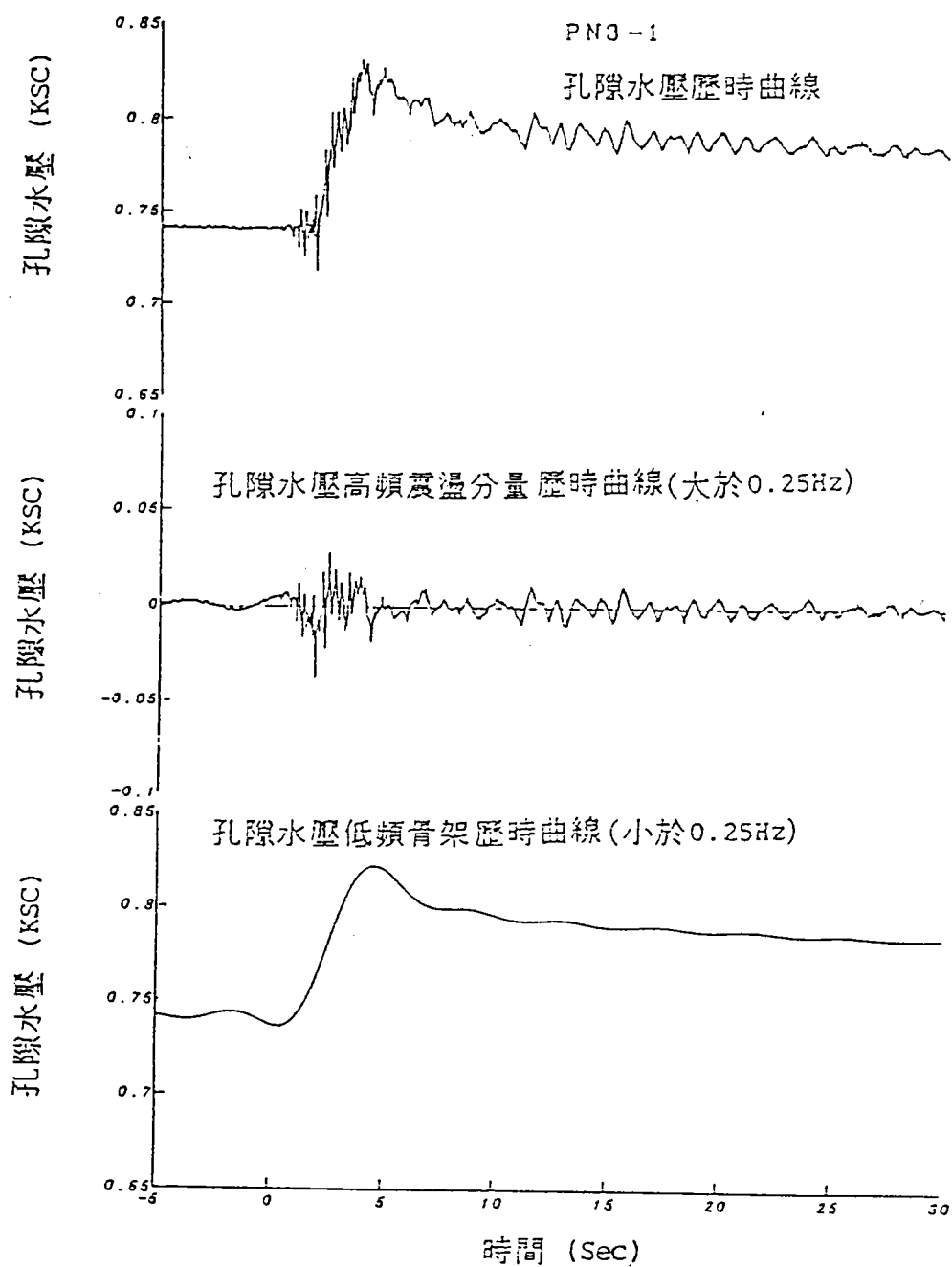
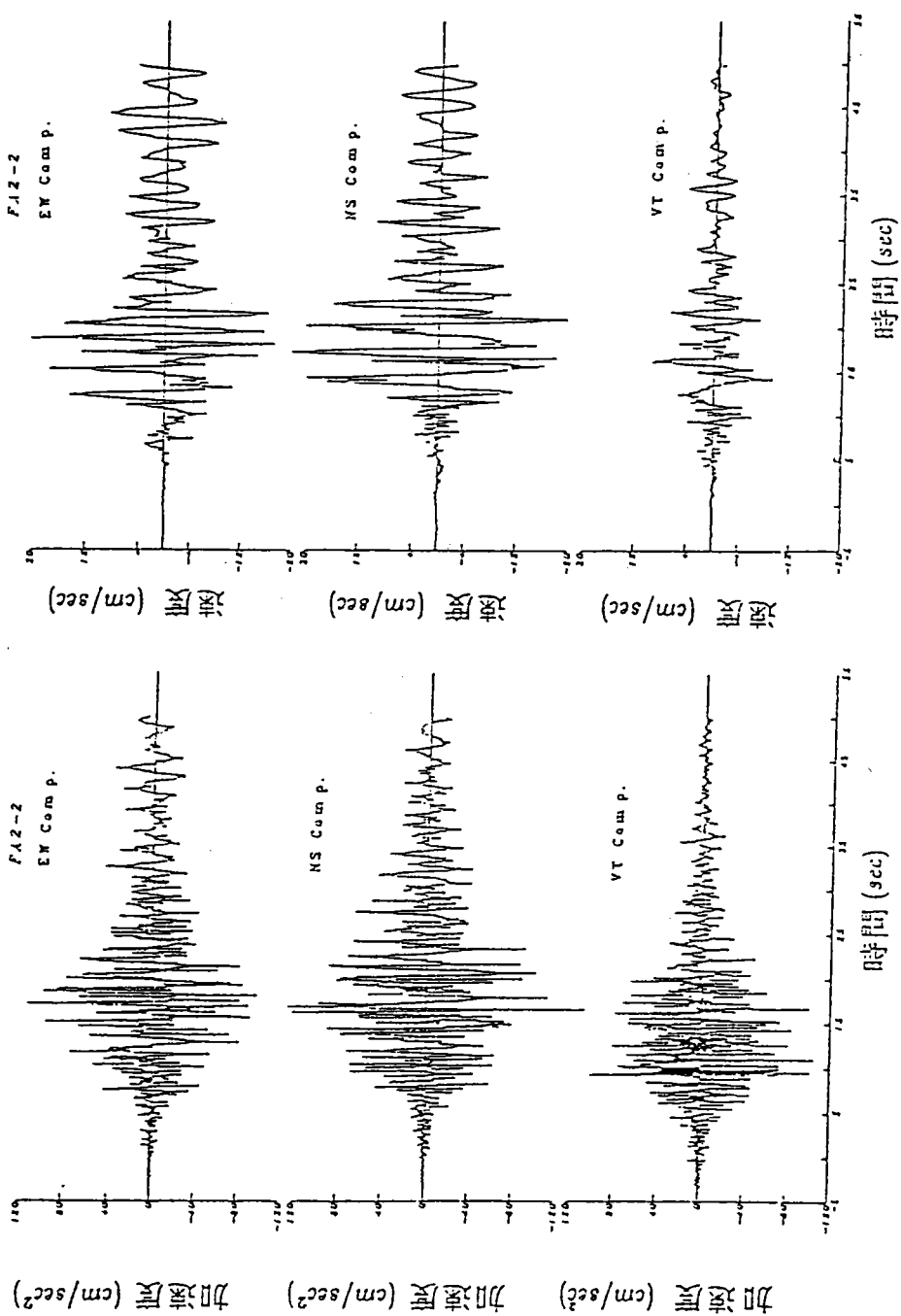


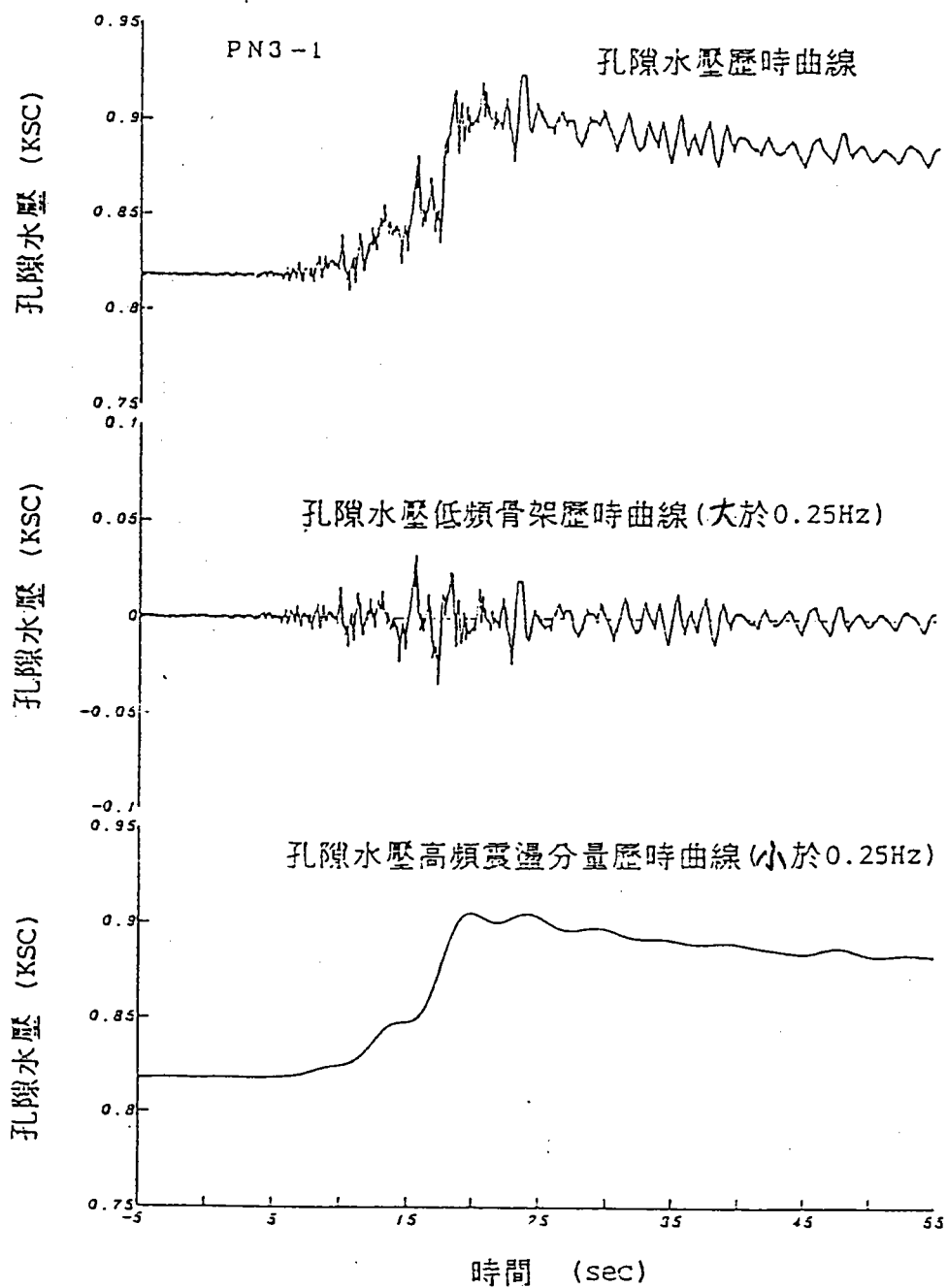
圖2-2-7 羅東模型基地 1986年7月31日地震 PN3-1 水壓計之水壓變化



(a) 加速度歷時曲線

(b) 速度歷時曲線

圖2-2-8 羅東模型基地 1986年11月15日地震 FA2-2 測站之加速度及速度歷時曲線



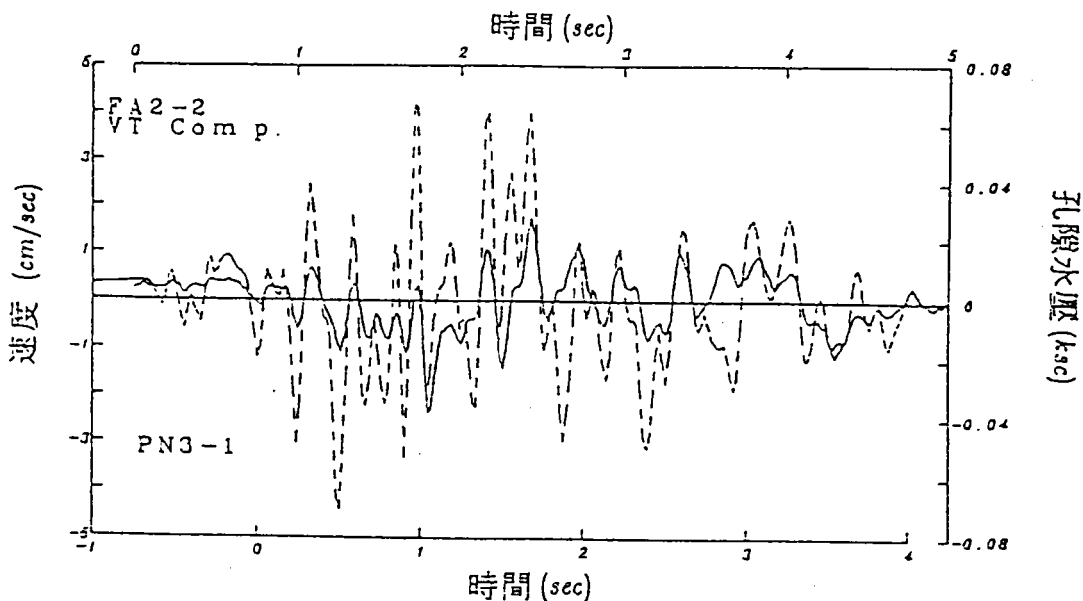


圖2-2-10 羅東模型基地 1986年7月地震 FA2-2 測站地震速度及PN3-1孔隙水壓歷時曲線在1至4秒間之比較

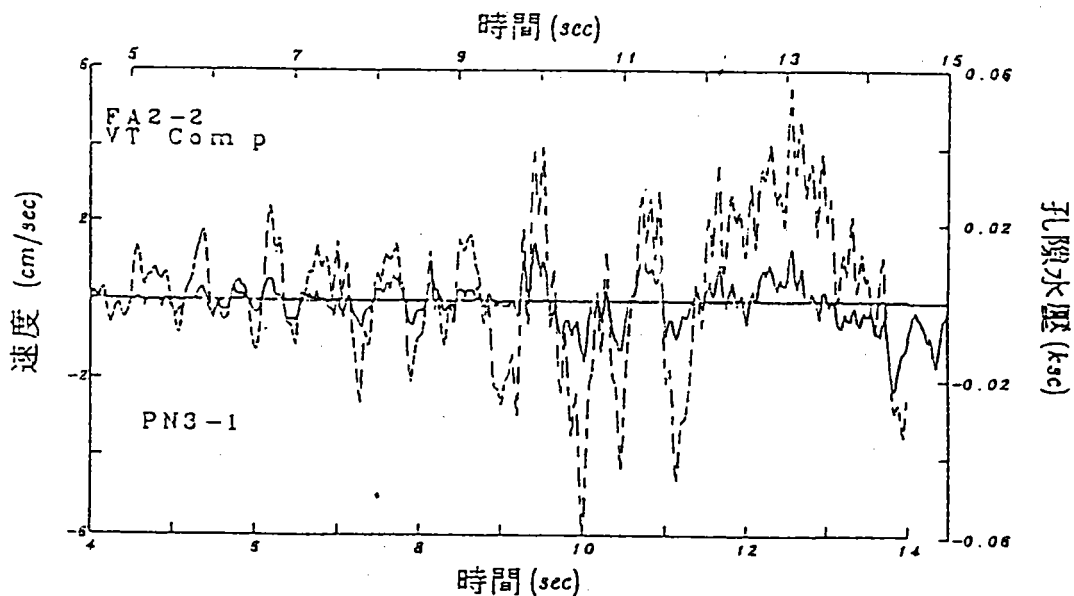


圖2-2-11 羅東模型基地 1986年11月地震 FA2-2 測站地震速度及PN3-1孔隙水壓歷時曲線在4至14秒間之比較

三、動態孔隙水壓量測計劃

3-1 緣由

動態孔隙水壓之變化是研究土壤在地震作用下之動態反應及液化潛能之必要資料，目前雖然在理論上，試驗室試驗或經驗分析方法方面，對地震作用下，土壤中孔隙水壓之變化，土壤之動態反應及液化潛能方面有許多研究成果，但實際量測之數據，不但可驗證土壤動力學之理論，確知試驗室模擬方法及經驗分析之正確性，並改進工程設計之方法。

目前國內研究地震引致土層內孔隙水壓之變化，大多依實驗室動態孔隙水壓分析或經驗預測，而現場孔隙水壓之量測，有本省東部之羅東模型地震試驗及宜蘭農工之模型試驗，共兩地區大規模之現地試驗，而西部地區之現場孔隙水壓量測甚為缺乏，因此本計劃擬於西部沖積土層地區建立一套現場孔隙水壓自動量測系統，並配合反復動力三軸儀之動態孔隙水壓試驗，以期求取地震時土層內孔隙水壓之預測模式，藉以提供土層動態分析或結構耐震設計之參考，在學術及工程應用上甚有價值。

台中港位於台灣西部地震帶之中央區域，大小地震頻仍，1935年港區附近曾發生一次規模達7.1之強烈地震，造成嚴重災害。且台中港區地質屬於河川沖積層，為一深厚之沉質砂土（SM）與不良級配砂土（SP）相間之沉積土層，在強震作用下，易激發動態孔隙水壓造成液化災害，是西部地區較理想之現場動態孔隙水壓量測地點。因此本計劃選擇台中港地區之港研所附近，埋設地震儀及水壓計，以量測地震時孔隙水壓之變化，除了供工程及學術研究之用，並可做為台中港區安全監測預警之一環。

3-2 研究地點之地質狀況

台中港地區原地形為由大甲溪和大肚溪沖積形成之西部海岸平原。早期台灣西海岸廣大之台地與隆起海岸平原係由各河川所搬運之巨量泥砂堆積於淺平之台灣海峽東緣而成，海岸線單調而無出入，海底遠淺無波浪侵蝕作用，故沈積砂土層極厚，根據鑿井資料砂土層厚度約在150公尺以上。

本研究地點在台中港區臨海路與中橫十一路交叉口附近，其位如圖 3-2-1所示，根據現場之鑽探資料，研究地點之土層狀況及 SPT-N 值如圖 3-2-2 所示。又根據本研究地點附近五孔CPT試驗結果整理如圖 3-2-3 所示。由上諸圖顯示SPT-N值在10至30間，CPT- q_c 值平均在 40kg/m^2 至 120kg/m^2 間。

根據Terzaghi(1967)及Meyerhof(1965)建議之SPT-N值及CPT- q_c 值與非黏性土壤緊密度與相對密度之關係，如表 3-2-1所示，可知本研究地點在地表下深度30m 以內之土層，屬於中等緊密之砂土層偶夾砂土質沉泥及薄層粘土。

本研究地點之土層，其地下水位深度約為 2.8m，除了表土0.6m 回填層之外，約可細分為七個層次（圖3-2-2），分別簡述如下：

- ①灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於地表下深度 0.6-7.6m 處，其中 6-3.8m為沉泥質細砂，SPT-N值平均約8 左右，3.8- 7.6m為沉泥質中細砂，SPT-N值平均約16左右，本層之排水性良好。
- ②灰色粘土質沉泥(ML)：約分佈於地表下深度7.6- 9.5m 左右，主要為粘土質沉泥夾細砂質沉泥，透水性較低而壓縮性較大，其 SPT-N 值約為10左右。

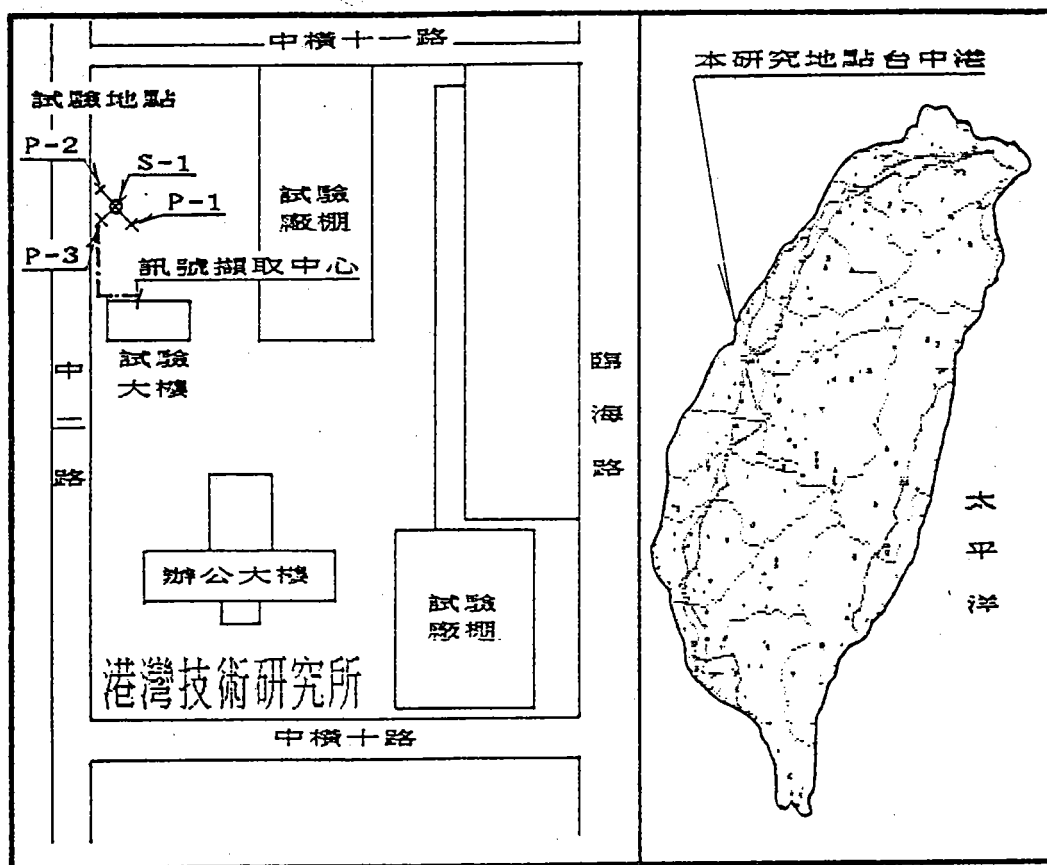


圖3-2-1 研究地點示意圖

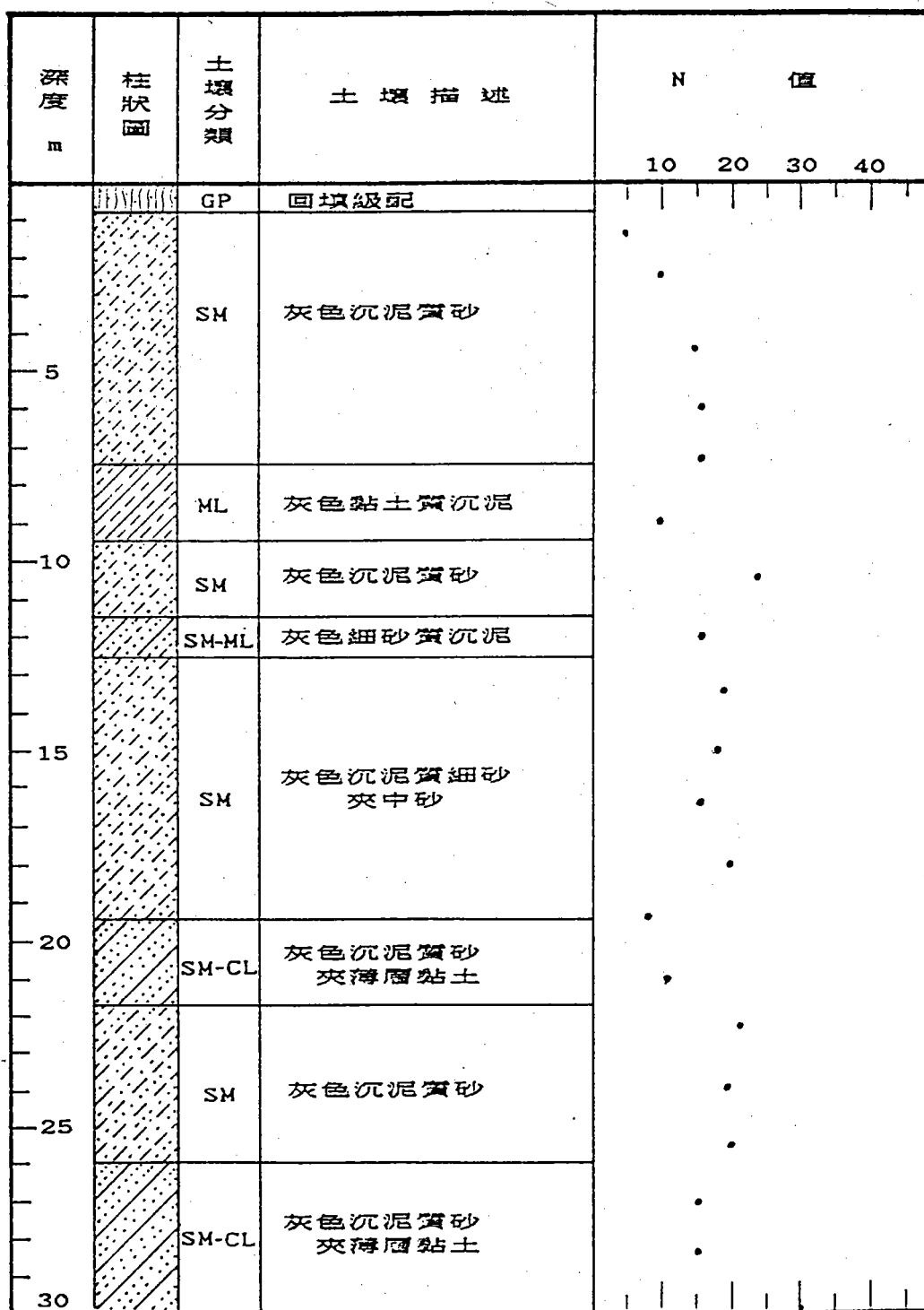


圖3-2-2 本研究地點之SPT試驗結果

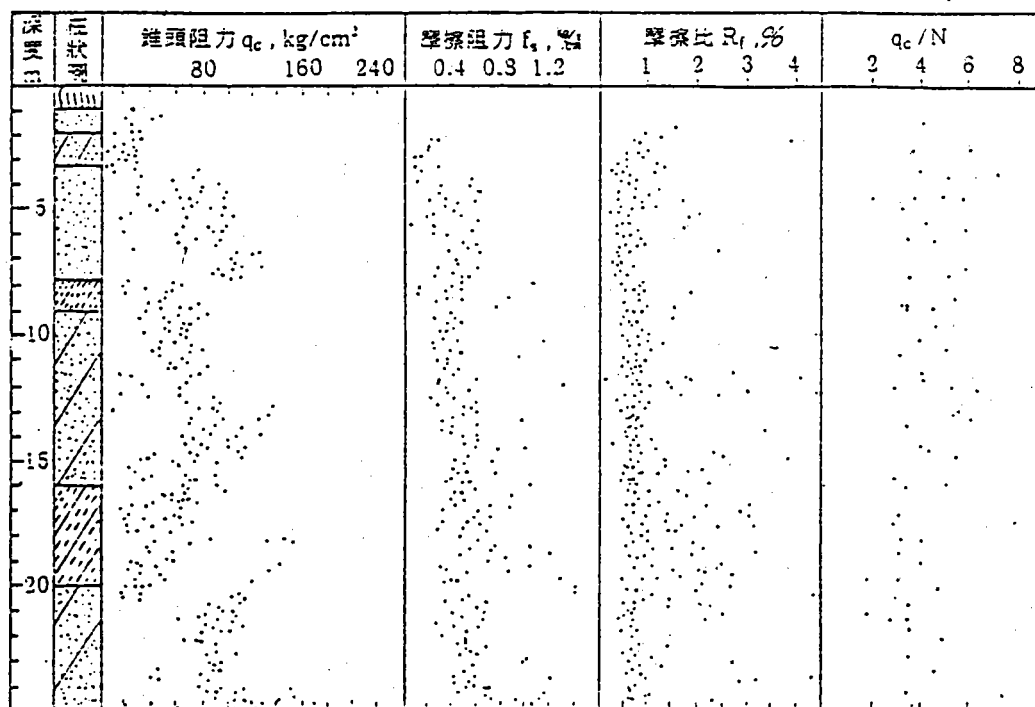


圖3-2-3 本研究地點附近CPT試驗結果

- ③灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於地表下深度9.5-11.4m 處，其中9.5-10.2m 為沉泥質細砂，SPT-N 值約為18左右，10.2-11.4m為沉泥質中細砂，SPT-N 值約為24左右。本層上下均有沉泥層，致排水性較差，略有受壓水層現象。
- ④灰色細砂質沉泥(ML)：約分佈於11.4-12.7m 左右，其SPT-N值約為16左右，透水性較低而壓縮性較大。
- ⑤灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於 12.7-19.5m，其SPT-N值平均約為18左右，排水性良好，亦略有受壓水層現象。
- ⑥灰色沉泥細砂夾薄粘土：約分佈於 19.5-23.1m，SPT-N值約為10左右。
- ⑦灰色沉泥質砂(SM)：約分佈於 23.1-30m，SPT-N值平均約為19左右。

表 3-2-1 SPT-N 值及CPT- q_c 值與相對密度之關係

緊 密 度	相對密度(D_r , %)	N	q_c^* (kg/cm ²)	Φ (Degree)
極 疏 鬆	<20	<4	<20	<30
疏 鬆	20 - 40	4 - 10	20 - 40	30 - 35
中等緊密	40 - 60	10 - 30	40 -120	35 - 40
緊 密	60 - 80	30 - 50	120 -200	40 - 45
極 緊 密	80 -100	>50	>200	45

*MEYERHOF(1965)建議值

3-3 水壓計與地震計之配置及安裝

3-3-1 位置與深度

水壓計及地震計之埋設位置如圖3-3-1所示，而其埋設深度配置如圖 3-3-2所示，其中地震計埋設於8m處，而水壓計分別埋設於6、8、9、11.7、15及30m處。水壓計之埋設，除了考慮6~15m間為較易液化土層，更考慮水壓計埋設於不同土層，以便量測各種土層之動態孔隙水壓特性，6m之水壓計位於第1層之沉泥質中細砂處，8m之水壓計位於第2層之粘土質沉泥處，9m水壓計原計劃埋設於第3層之10m處略有受壓水層現象之沉泥質細砂，但因埋設過程孔壁坍塌，而改埋於第2層之9m處，11.7m水壓計位於第4層之細砂質沉泥處，15m之水壓計位於第5層亦略有受壓水層現象之沉泥質砂處。至於30m之水壓計是為了量測較深層之動態水壓特性。

3-3-2 安裝方法

1. 地震計埋設步驟：

- (1) 地震計在埋設前要先做安裝前測試檢查，以便確認地震計是否正常。
- (2) 鑽孔至埋設地震計的深度，儘快於鑽孔完成後於孔內裝4" ϕ pvc 管，以備地震計之安裝。
- (3) 地震計接上不銹鋼索。
- (4) 地震計依所定的深度連接延長電纜線。
- (5) 地震計上方插入連桿(Rod)，接上第一支連桿後接上地下方位檢知器。
- (6) 把地震計裝入套管內，手捉住不銹鋼索慢慢的放下，而Rod 1支1支的接上，一直放到裝設的位置。
- (7) 調整地震計的方向，利用地下及地上方位計，調整確認方向。

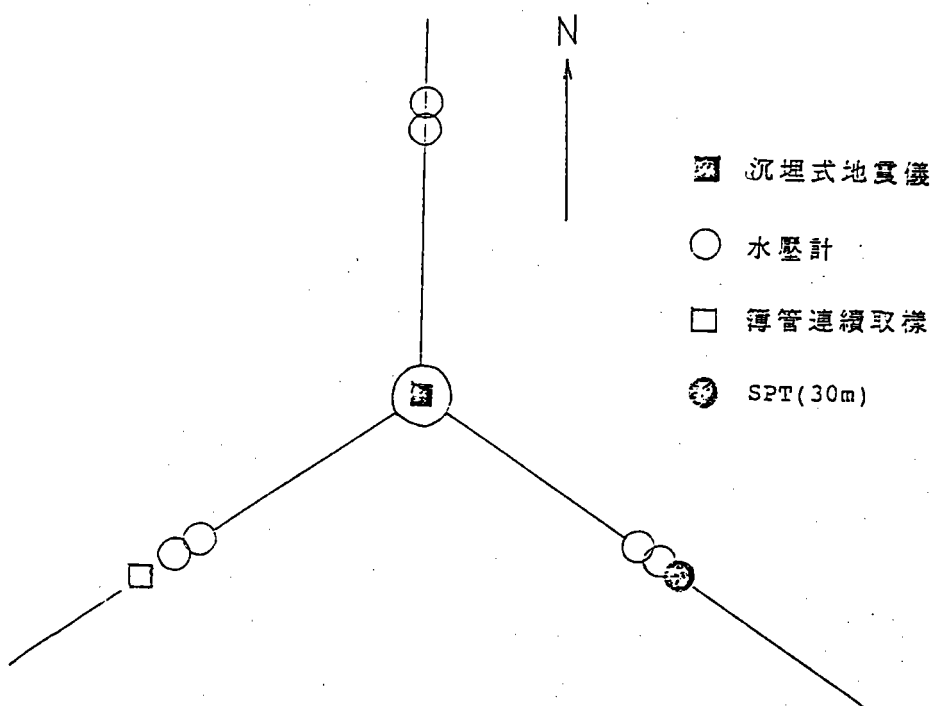


圖3-3-1 本研究地點水壓計及各種試驗位置平面圖

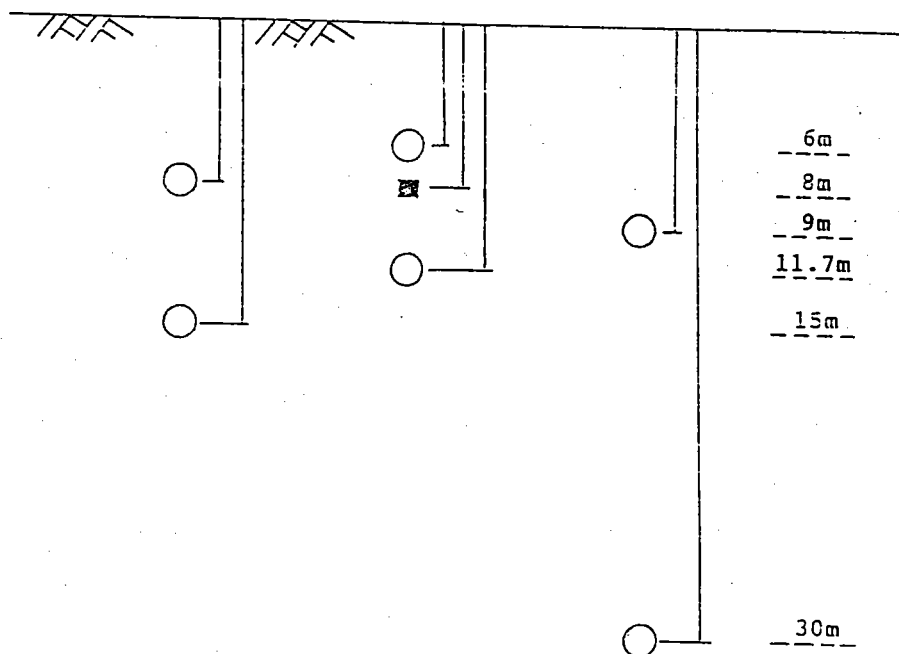


圖3-3-2 本研究水壓計與地震儀埋設深度配置圖

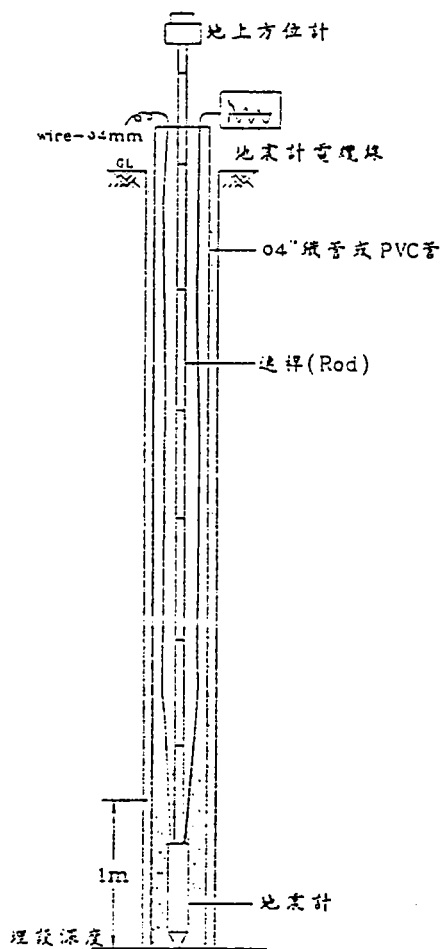
- (8) 孔內放入細砂至地震計同高(約50公分)，利用連桿調整垂直度，依輸出波形，檢測其垂直情形。
- (9) 檢測垂直性良好後在最下端1公尺以下，以小細砂，慢慢的放入孔內，使地震計固定。
- (10) 地震計固定後，再次檢查及測試。
- (11) 把Rod 1支1支拔出，至全部Rod 拔出為止。
- (12) 再把孔內全部填入細砂至地面上。(孔內裝有套管時，不需全部回填)。
- (13) 地震計埋設完成後，電纜線穿入PVC管埋入地下，延長接到控制室。
- (14) 考慮將來地震計的維修保養，孔內須加設塑膠管，同時細砂回填只須至地震計上方1公尺即可。地面上需設保護措施。
- (15) 詳細安裝方法如地震計安裝圖，如圖3-3-3所示。

2. 水壓計安裝步驟：

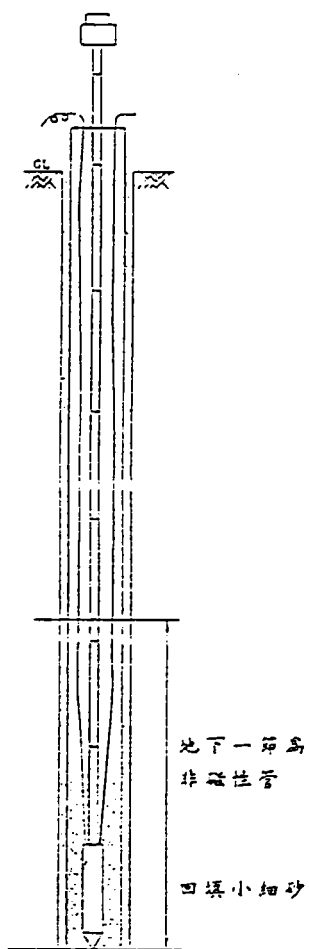
- (1) 水壓計在埋設前要先做安裝前測試檢查，以便確認水壓計是否正常。
- (2) 鑽孔至預定深度，判定地質是否為最佳位置。
- (3) 確定位置後，水壓計放入孔內至預定位置。
- (4) 水壓計安裝後，逐段回填，並拔出套管。
- (5) 地表並做好保護措施。
- (6) 電纜線穿入PVC管，延至端子箱觀測房內。
- (7) 安裝完成後，須測試靜水壓力。
- (8) 詳細安裝方法如水壓計安裝圖，如圖3-3-4所示。

3-4 孔隙水壓自動量測系統

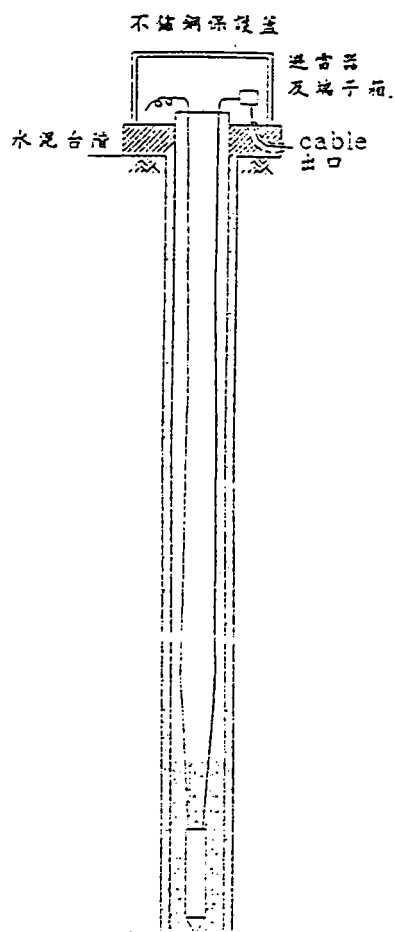
一般要量測動態水壓反應的資料擷取及記錄系統，必須具備有某些功能，才可快速及正確地量取資料，這些功能包括足夠的量測頻道數、快速的資料擷取速率、足夠的記憶容量、高穩定性及高程式設計能力等。



第一圖



第二圖



第三圖

圖3-3-3 地震計埋設安裝圖

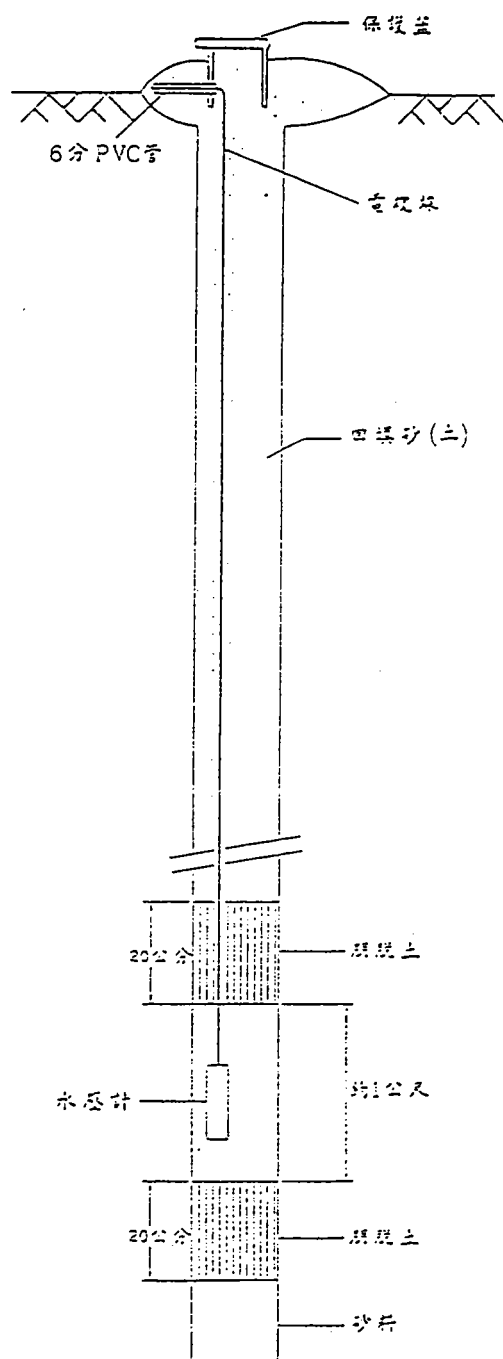


圖3-3-4 水壓計裝設圖

本計劃使用之孔隙水壓量測系統是日本 Tokyo Sokashin公司所發展之自動監測系統，其示意圖如圖 3-3-5所示，主要設備包括：數位資料記錄器、高感度應力放大器、水壓計、地震計及程式軟體，茲分別簡述其功能及操作方法如下：

1. 數位資料記錄器(SAMTAC-85E-8)：用以擷取儲存地震及水壓變化資料，是以微處理來控制，所有資料皆以數位值處理記錄。其包括A/D轉換器，延遲用的24K byte Memory，水晶時鐘(附有自動修正功能)，START起動回路，磁氣Tape裝置等重要功能，共有8個 Channel。其面板功能說明如圖3-3-6所示。其中資料擷取(Sampling)頻率之設定可從20Hz至1000Hz，唯若欲8個 Channel 同時擷取資料，其最大擷取頻率為200Hz。

有關時間之自動校正之設定，依下列方法來調整：

- (1)首先將收音機單獨的接上電源，將選台器擇在我國有播放中原標準時間的電台AM或FM都可以(如中廣第一調頻廣播網)。
- (2)將收音機的耳機輸出端和本主機MHK輸入端用線連接。
- (3)前面板②Lamp"DIG"顯示會收到聲音信號使Lamp 閃滅，當收音機接收到播報標準時間信號時，Lamp 的"440"和"880"便閃滅，此時的狀態，主機(本機)的內部，報時選擇電路會微處理器的程式來控制電路，依報時的時間做自動校正由時間，(為了確認是否有被校正，可在檢視顯示器所出現的現在時刻)。

自動起動(Auto Trigger)記錄之設定如下所述：

- (1)"A""B""C"三個 Start level設定旋鈕依3台的地震計輸出電壓大小來選定，當它超過設定值時(地震信號)記錄便開始，設定電壓level是0—1v的範圍為旋鈕10圈的範圍，可任意的旋轉。

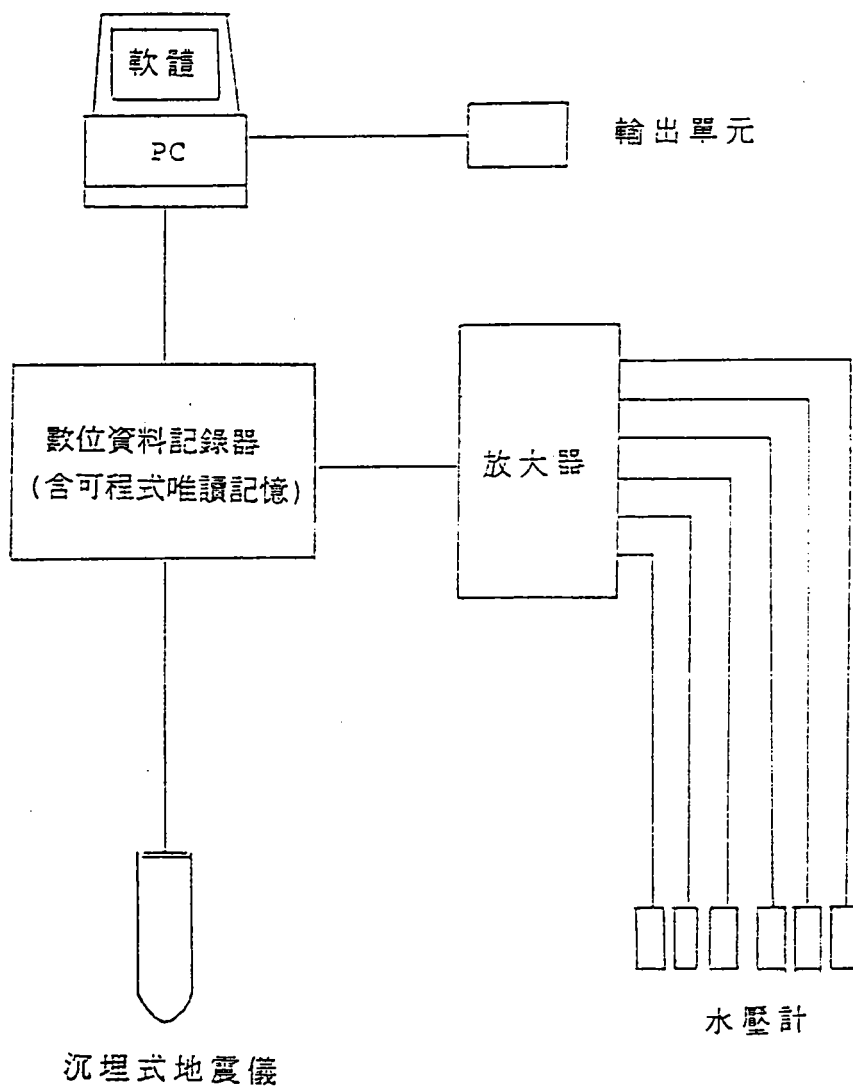
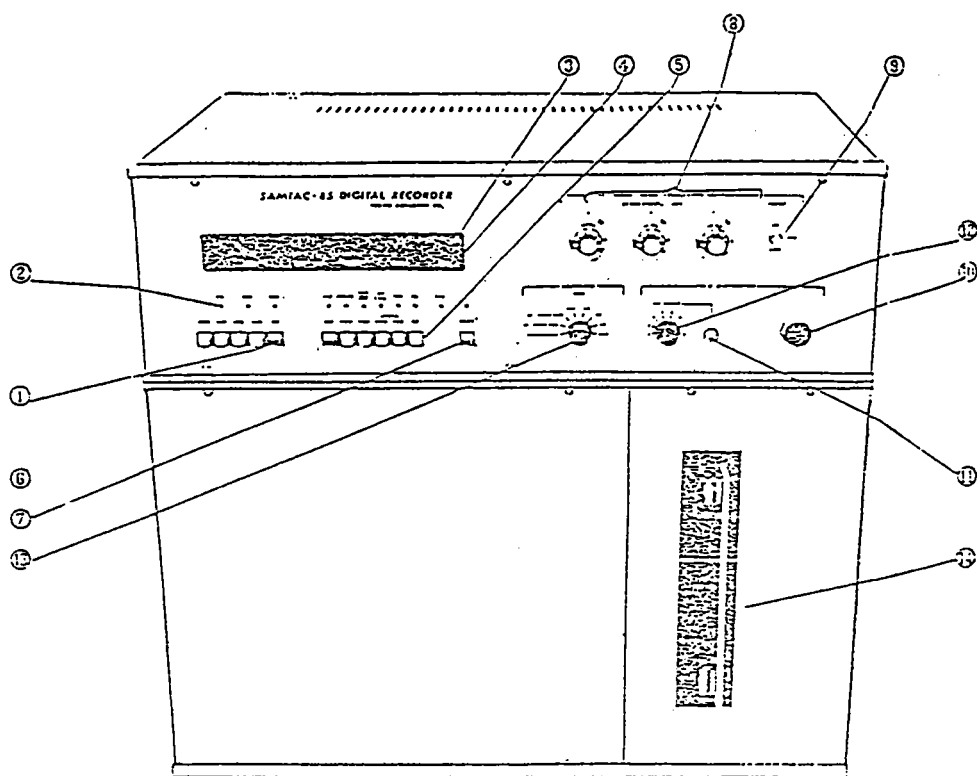


圖3-3-5 地震引致土壤內孔隙水壓變化之自動監測系統

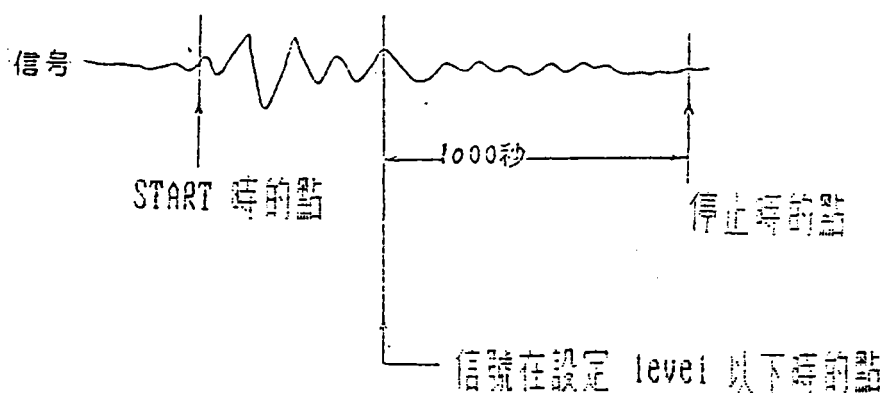


- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| ① 時間設定 SW | ⑨ Start Model
設定開關 |
| ② 接收時間修正
時受信指示燈 | ⑩ 6 CH Monitor - 端子 |
| ③ 時間的顯示部 | ⑪ Monitor - 端子 |
| ④ 磁氣 Tape 狀態
指示燈 | ⑫ Monitor Channel
選擇開關 |
| ⑤ 磁氣 Tape 操作開關 | ⑬ Sampling 頻率的
設定開關 |
| ⑦ 再生 (Play) 操作開關 | ⑭ 磁氣 Tape 裝入位置 |
| ⑧ Start Level
設定按鈕 | |

圖3-3-6 數位資料記錄器之面板功能說明

(2) "MODE"設定開關⑧ AMD是"A""B""C"，3 個設定值，地震信號超過3 個設定值才會被起動記錄，OR mode 是 "A"，"B"，"C" 3 個只要有1 個Input地震信號超過其設定值時，便會起動記錄。

(3) Start 時間設定開關16可由下圖可知，當信號在Start level 值以下時仍記錄一段時間後自動停止(約1000秒)。



2. 高感度應力放大器 (PAS-51)：用以測定孔隙水壓用之放大器，可以做感度校正，亦可選擇動態或靜態測定。其面板功能說明如圖3-3-7所示，其測定方法簡述如下：

(1)ZERO歸零調整

電源開關 ON 之前，放大器所有Channel 的輸入開關置於 OFF，同時 CAL 開關置於 MEAS 的狀態後才開機 ON，放大器的CH1⑩的倍數SW撥在 x1的位置。⑫ 的 Blance-meter 要在中央零時，同時調整 ⑪ 的 ZERO 歸零調整，使其為零值，倍率SW撥至x10，x100時，同樣的 Blance-meter在中央時，再調整ZERO歸零，CH1調整完後再調整 CH3，一直到CH6為止。

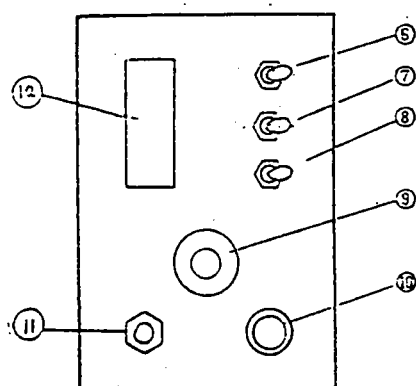
(2)初期Blance

Sensor 在應力尚未作用時，⑥的輸入 SW 置於STATIC側。輸出後再調整零(Blance-meter 在中央指示)，調整 ⑧和⑨。⑨的旋轉刻度值有其他的用途(應力發生作用後，再調 Blance 至零，此時旋轉刻度之讀值，其差值可算出其靜應力)。

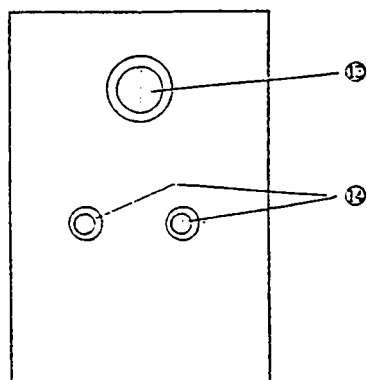
註：要是無法調至零時，Sensor 可能按裝不良(零位置不良)，必需要考慮Sensor的按裝需再確認。接線錯誤時，當然 Blance 無法調整甚至會損壞Sensor。

(3)刻度旋鈕⑨靜應力的讀取

旋鈕的刻度範圍(0-100%)和檢知器的滿刻度範圍是相同，我們可從(2)項求出初期值(A)和應力作用後的值(B)，其靜應力值可用下例式求出： $\{(B)-(A)\} \times [\text{檢知器滿刻度}] = \text{靜應力值}$



前面板



後面板

⑤ 成表切換開關

⑩ 信號切換開關

② CAL SWITCH

⑪ 輸出歸零

⑫ Blance 指示表

⑥ Blance 靈性切換開關

⑬ 輸入端子

④ Blance 刻度調整

⑭ 輸出端子

圖3-3-7 高感度應力放大器之面板功能說明

3. 水壓計(PWG-20)：是以薄膜半導體 gage 所製成，其構造如圖 3-3-8 所示，於水壓計埋設前須先經飽和作用而充滿水，水壓可經由前端透水濾石直接傳遞至壓力感應器，再由感應器內之惠斯登電橋反應孔隙水壓之變化，其輸出之電壓經由電纜線及放大器送至資料擷取系統，其中電纜線接頭部分，須作多層防水保護，以防止雨水或地下水侵入。
4. 地震計 (SA-225)：為可埋入土層中之沉埋式地震計，能監測 E-W, N-S 二方向震動。

5. 程式軟體：可分為兩部分

(1)電子可程式唯讀記憶(E P R O M)：此部分程式寫於記錄器之ROM，主要在控制整個系統之即時操作程序、即時、多頻道記錄之擷取資料儲存、啟動、控制等等。

(2)電腦磁片程式：主要功能在透過微電腦對整體系統做裝機前檢查、資料讀取及繪圖等工作。本軟體之操作可分二個重要步驟，即準備與啟動程式兩步驟，茲分述如下：

(A)準備：

- ①在SAMTAC-85主機上之磁帶已錄取了所要的資料後，先將SAMTAC-85的電源切斷，做連線之準備。
- ②確認 RS-232C 已經接妥，按下 SAMTAC 上之DA 按鍵，並把SWITCH向上扳至RS-232C的位置（原來在LOCAL的位置）。
- ③先將電腦POWER ON 以 DOS 開機完成再打開 SAMTAC主機電源。
- ④SAMTAC 主機電源開啟後，磁帶會先倒轉以尋找先頭(BOR/EOR)位置，找到後再向前轉至最後一筆記錄之終點(Eof)位置，此時磁帶機的動作才會停止。

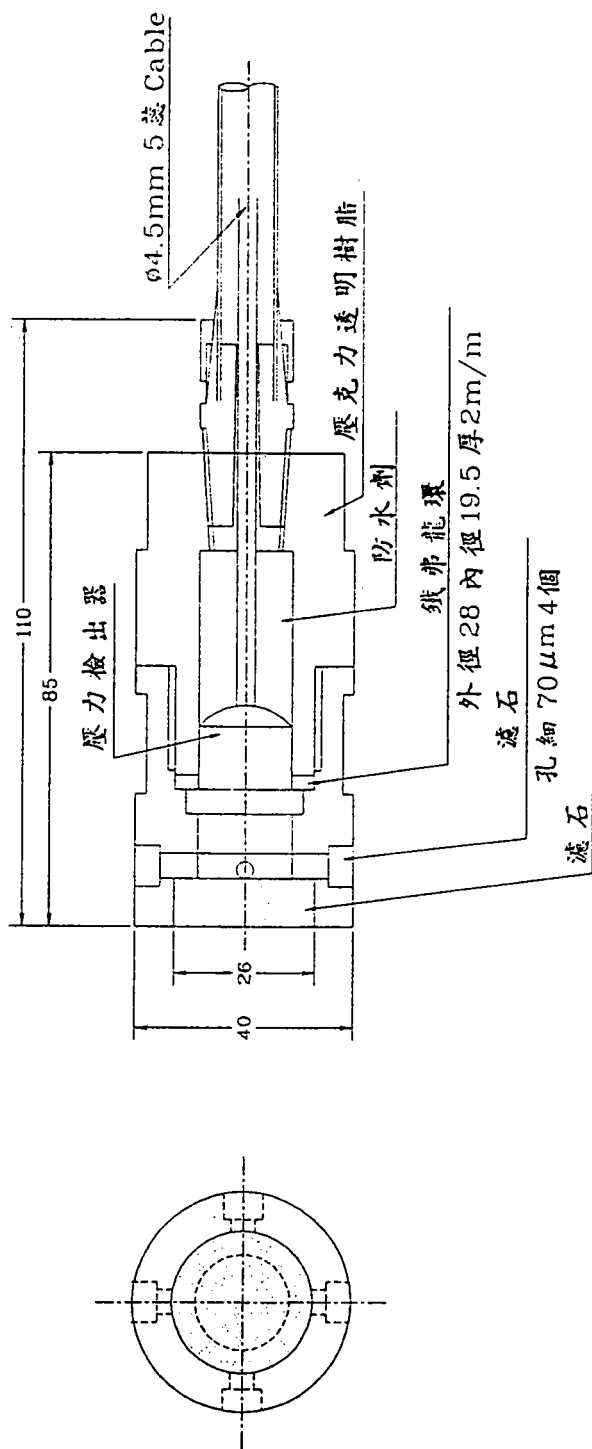


圖3-3-8 孔隙水壓計內部構造圖

(B) 啟動程式：

①在DOS 提示下，鍵入 AUTOEXEC 後按 ENTER。若程式放在硬碟中需先確定是否需進入子目錄才能執行本程式，若在軟碟上則必需先跳至該軟碟機上再執行程式。本程式僅提供單色之 Hercules顯示，故若為VGA卡必需先執行單色模擬程式(例如 VMODE)。

②一如畫面所顯示，共有三個功能可供選擇，第一是從SAMTAC主機讀取資料並可顯示波形，第二是從SAMTAC主機讀取資料並可轉存至磁碟，第三是從磁碟上讀取資料並顯示波形。

主功能表畫面如下：

```
SAMTAC-85 READ & Display System

1. Read data from SAMTAC-85 & display

2. Read data from SAMTAC-85 & Save Disk

3. Read data from disk & display

4. End of job

Please select:
```

3-5 動態孔隙水壓之量測

動態孔隙水壓需有夠大之地震引發，至目前為止尚未有動態孔隙水壓之觀測紀錄，需進行長期量測工作。

四、室內液化試驗

4-1 概說

本計劃利用試驗室動力三軸試驗設備進行不排水式反復三軸試驗，探討砂土之液化特性，建立其與現地試驗結果，包含 CPT-qc 值及 SCPT-v_s 值之相關性，以供液化潛能分析之依據。略將動力三軸試驗模擬土壤承受反復剪應力作用之應力狀況說明如下。

在水平土層內靜止狀態之下之土壤元素，其最大主應力為垂直有效覆土壓力 $\bar{\sigma}_v$ ，水平有效應力為 $K_0/\bar{\sigma}_v$ ，其中 K_0 = 靜止土壓力係數，其應力狀況如圖4-1(a)所示。在地震作用下，該土層承受剪力波上傳所產生之剪應力作用，土壤元素應力狀況如圖4-1(b)所示，實際上地震引致之剪應力極不規則，但本質上仍是往復性的。

圖4-2 表示土壤動力三軸試驗之理想應力狀況，圖中表示試體於第一階段首先承受圍壓 σ_3 ；然後第二階段軸向應力增加 $\sigma_d/2$ ，側向應力減少 $\sigma_d/2$ ；最後第三階段軸向應力減少 $\sigma_d/2$ ，側向應力增加 $\sigma_d/2$ ，各階段之摩氏應力圖及 45° 傾斜面上之應力狀況亦示於圖中。該圖顯示 45° 傾斜面上之應力狀況與水平土層承受反復應力之情況相似。(圖4-1)。

理想動力三軸試驗必須軸向應力與側向應力均能同時變化，由於試驗設備之限制與操作技術之困難，一般動力三軸試驗多採用側向應力不變，軸向應力可變之型式。圖 4-3表示實際操作之應力狀況，試體於第一階段承受壓 σ_3 ；第二階段軸向應力增加 σ_d ，側向應力保持不變；第三階段軸向應力減少 σ_d ，側向應力仍保持不變，各階段之摩氏應力圖及 45° 傾斜面之應力狀況亦示於圖中。比較圖4-2與圖4-3所示之應力狀況，顯示第二及第三階段之 45° 傾斜面上之正應力有 $\pm \sigma_d/2$ 之變化差異，惟實際上試體受剪應力時為飽和不排水情況，因此增加之正應力變化量由孔隙水壓承受，不致使有效應力發生任何變化，土壤之變形行為不受影響，亦即土壤在上述動力三軸試驗下，可表現其在承受反復應力作用下之應力應變關係或動態行為。

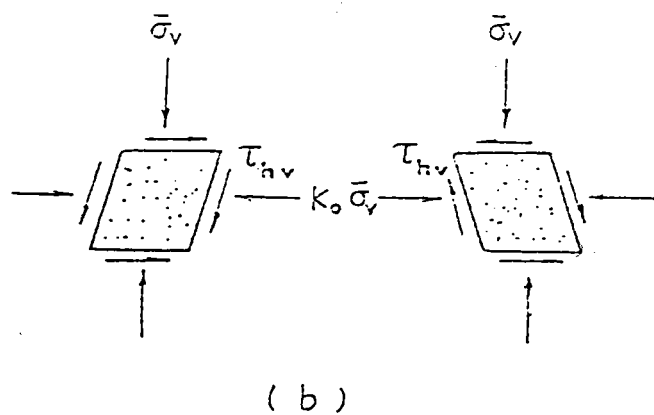
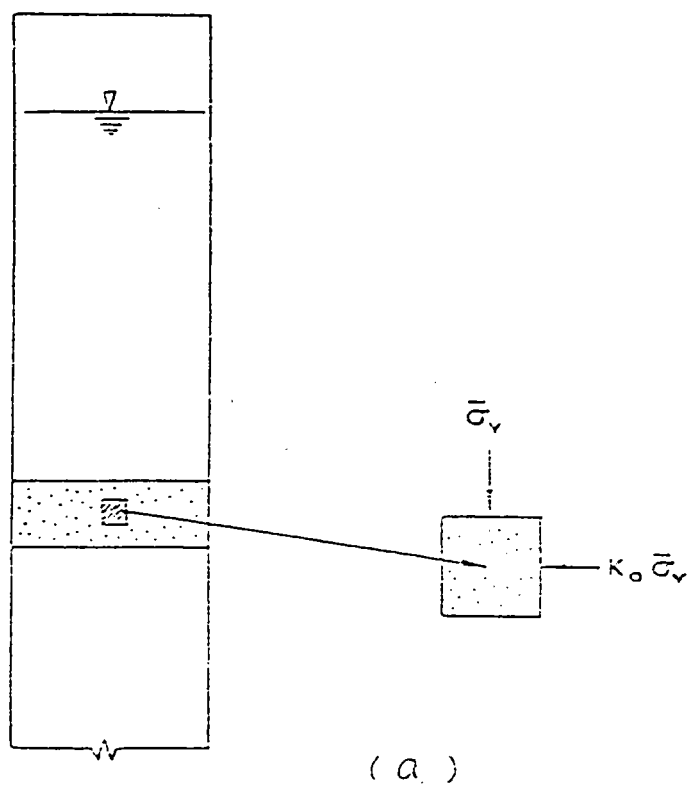


圖4-1 地震作用下之理想化現地應力狀況

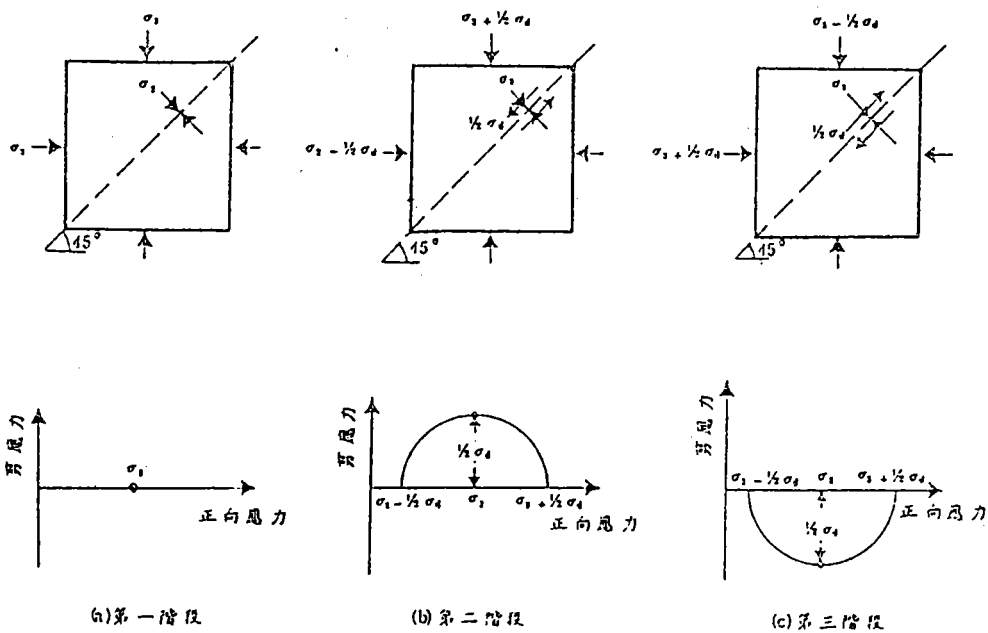


圖4-2 動力三軸試驗之理想操作應力狀況

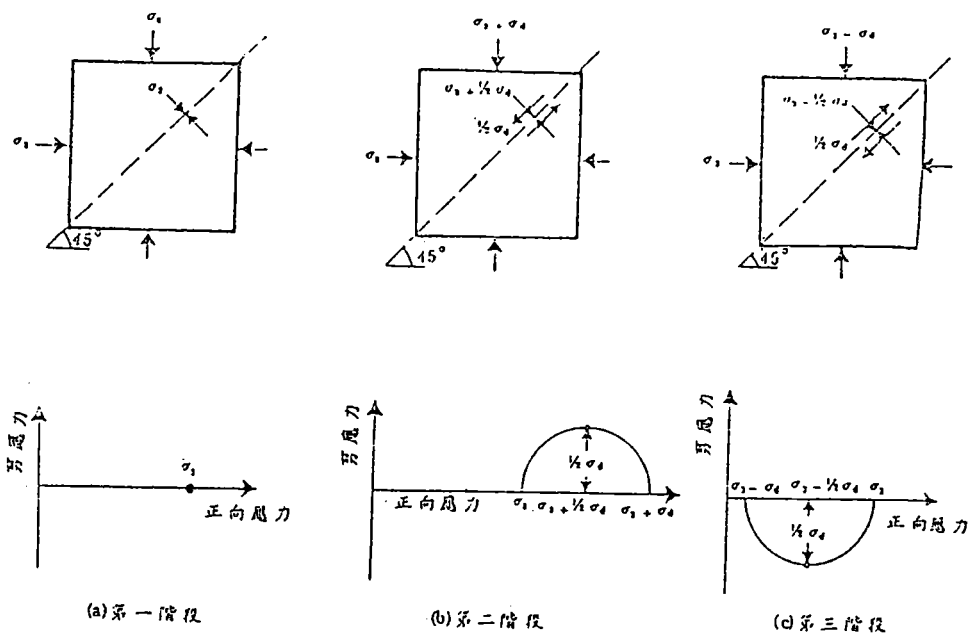


圖4-3 動力三軸試驗之實際操作應力狀況

4-2 試驗設備及試驗步驟

1. 試驗設備

本研究動力三軸試驗使用美國SBEL(Structural Behavior Engineering Laboratories) 研製之電子氣壓閉路式動力三軸試驗儀，主要設備包括：

- (1)三軸室 (Triaxial cell)：用以安置土壤試體，施加圍壓，如圖 4-4所示。三軸室蓋板上接加載活塞，試體之頂鈑分成上下兩半，上頂鈑連接於活塞桿，藉真空吸力與下頂鈑接合，底鈑固定於底座上，底座之下連接內藏式衡盒 (Internal load cell)，並設有氣室，可藉調節氣室內之氣壓，使衡盒直接感應試體實際所受之軸向荷重，不受試體自重、圍壓以及活塞桿摩擦力之影響。

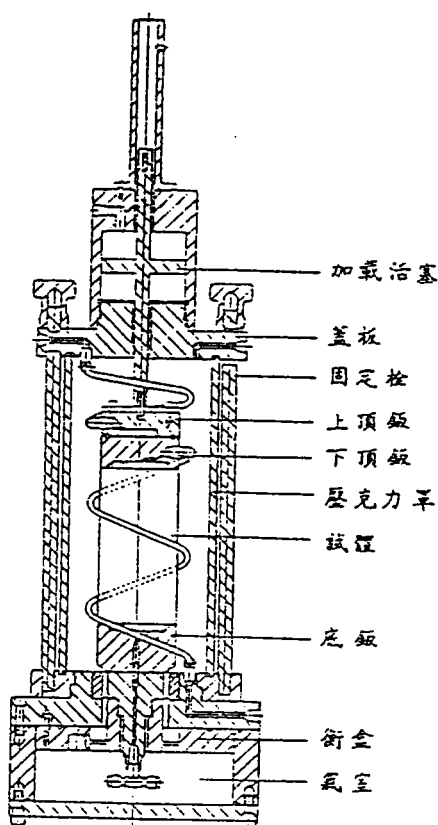


圖4-4 三軸室

- (2) 伺服加載器 (Servo actuator) : 固定於三軸室蓋板上，為一複動氣壓活塞，活塞桿與試體之上頂板相連接，用以施加軸向荷重。
- (3) 伺服閥 (Servo valve) : 用以控制伺服加載器之動作，根據由伺服控制器輸入之電流大小，輸出相當之氣流以推動加載器。
- (4) 伺服控制器 (Servo controller) : 提供荷重或變形之命令訊號，包括大小與頻率，並接受荷重或變形回授感應器之回授訊號，自動修正誤差，以驅動伺服閥。
- (5) 訊號產生器 (Function generator) : 提供荷重或變形訊號之波型、頻率及相位偏移。
- (6) 計數器 (Digital event counter) : 用以測計荷重或變形之反復次數。
- (7) 感應器 (Transducers) : 包含 (i) 衡盒：連接於三軸室底座下方，用以量測試體所受之軸向荷重。(ii) 壓力感應器：用以量測三軸室之室壓，試體之反水壓或孔隙水壓。(iii) LVDT：用以量測試體之高度變化。
- (8) 體積變化儀 (Volume change apparatus) : 用以測定試體壓密前後之體積變化，精度 0.01c.c.。

2. 試驗步驟：

本研究動力三軸試驗採應力控制式，其試驗步驟如下所述：

(1) 試體準備

自冷凍櫃取出原狀土樣薄管（冷凍溫度約 -15° ），裁切成長約 15cm 短管，再頂出其中土樣並修裁之，試體直徑約 7.1cm，高約 15cm。

(2) 三軸室安裝與試體飽和

- ①將冷凍試體移三軸室底座上，其上安置下頂鈑（內含透水石），再用油圈將橡皮膜封固之。
- ②套上三軸室外罩，上覆蓋板（含加載器），並予栓緊固定。打開底板閥門，將水通入三軸室內，部分注滿之，然後施加室壓至 0.15Kg/cm^2 。冷凍試體在此接觸壓力下解凍約1-2小時。
- ③自試體底部通入二氧化碳約30分鐘，再緩緩通入除氣水，直至上排水（氣）線不再出現氣泡，然後同時等量逐次增加室壓與反水壓，使試體在 2kg/cm^2 之反水壓下飽和。
- ④檢核試體之飽和度，當孔隙水壓參數B值高於0.95以上，則視試體已飽和。

(3) 試體壓密

試體飽和後，提高室壓至預定壓密壓力，進行等向壓密，並測量其體積變化量，直至體積不再變化為止。

(4) 施加反復荷重

- ①試體壓密完成後，關閉排水線，並調整試體上頂鈑使與下頂鈑接合，則加載器之活塞桿與試體頂鈑結為一體。
- ②施加頻率 1.0Hz 之正弦反復荷重，直至試體破壞為止。在反復荷重過程中，室壓保持不變，同時紀錄軸向荷重，變形以及孔隙水壓變化。

4-3 試驗初步結果

圖4-5 所示為代表性動力三軸試驗之軸向荷重、軸向變形以及孔隙水壓時間歷程變化。該圖顯示，在一定之反復荷重作用下，試體內之孔隙水壓逐漸上升，在第十七荷重循環時達到初始圍壓，即發生初始液化。軸向應變直到第十四荷重循環才漸產生，而在液化後顯著增加，同時顯示伸張應變量與壓縮應變量並不對稱，伸張應變量較大，

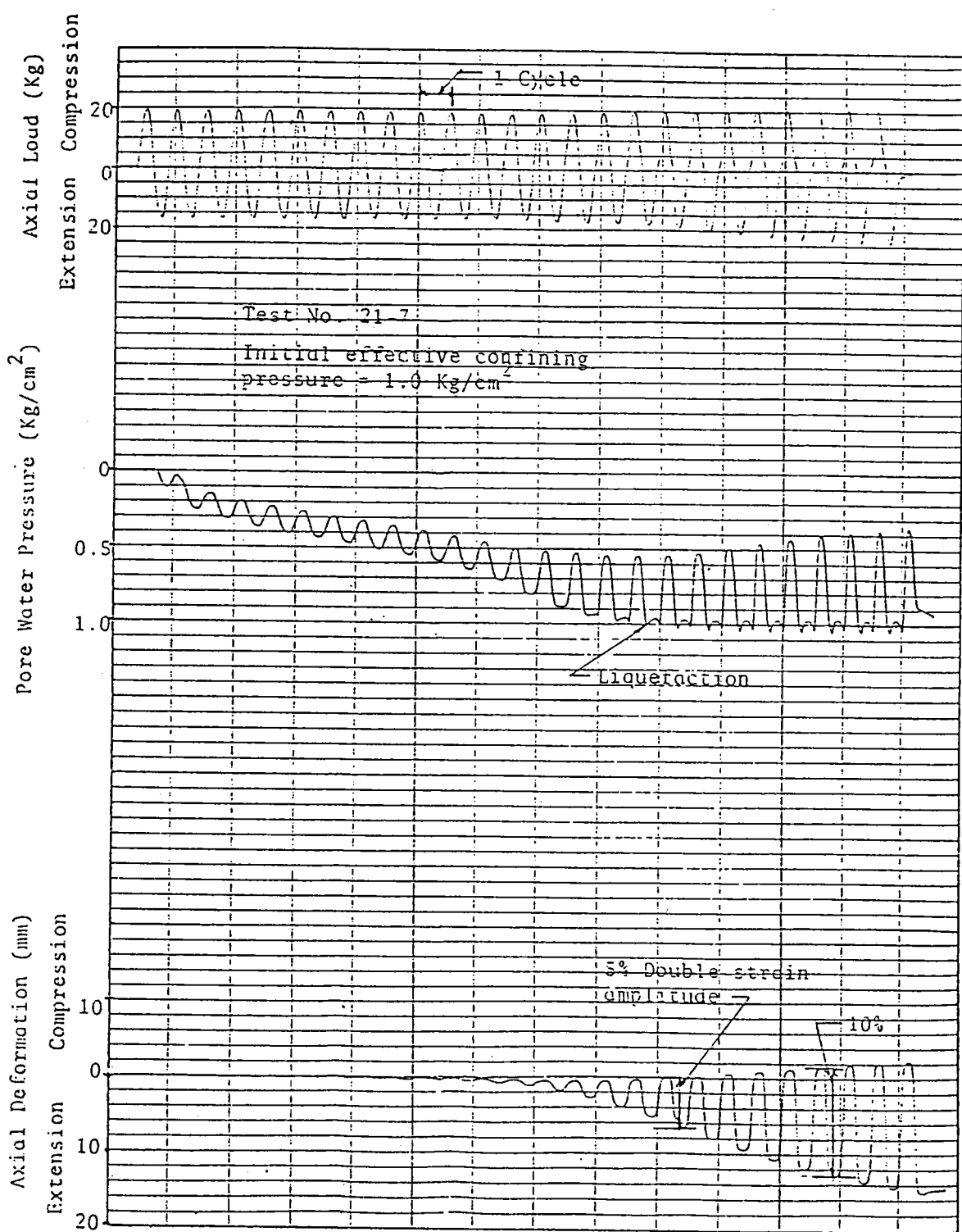


圖4-5 代表性動三軸試驗軸向荷重、變形與孔隙水壓變化

即伸張應變模數低於壓縮模數。該圖亦顯示，產生5 %雙振幅應變量 (double amplitude strain) 所需之荷重往復次數與產生液化之荷重往復次數大致相當。

每一動力三軸試驗之試驗結果均繪製試體達到液化或達到某一特定雙振幅應變量所需之荷重往復次數， N 與往復應力比 (cyclic stress ratio, SR) 之關係曲線 ($SR-N$ 曲線)，即液化強度曲線，其中往復應力以下式表示：

$$SR = \frac{\sigma_{dc}}{2\sigma_a}$$

式中， σ_{dc} =往復軸差應力， σ_a = 初始有效圍壓。由液化強度曲線可獲得不同土壤在特定次數之往復荷重作用下發生液化所需之剪應力比，即抗液化強度。

本計劃動力三軸試驗之部分試驗結果與土壤特性摘列如表4-1所示，其液化曲線如圖 4-6與4-7所示。試驗土樣係取自台中港第十六至十八碼頭預定地。本試驗尚持續進行中，試驗結果將來需進一步分析。

表 4-1 動力三軸試驗結果摘要

Borehole No.	Depth (m)	Soil Type	Grain Size D_{60} (mm)	Dry Unit Weight (t/m^3)	Stress Ratio $\frac{\sigma'_d}{2\sigma'_a}$ (6)	Number of Cycles for		
						Initial Liquefaction (7)	5% Double Strain (8)	10% Double Strain (9)
SH-1	5.0	SP	0.18	1.538	0.20	23	24	30
		SP	0.15	1.559	0.23	22	21	-
		SP	0.18	1.513	0.25	7	6	10
		SM	0.16	1.536	0.20	56	66	-
	8.2		0.15	1.474	0.25	10	25	11
			0.11	1.515	0.28	6	6	15
		SP-SM	0.22	1.492	0.20	17	16	21
		SP-SM	0.25	1.537	0.25	11	13	-
	12.2		0.18	1.467	0.20	48	51	-
			0.22	1.472	0.22	23	23	33
SH-3	16.7	SM	0.19	1.520	0.25	8	6	10
			0.12	1.504	0.25	36	40	-
	6.4	SM	0.11	1.596	0.30	5	7	19
			0.22	1.574	0.22	35	39	-
	10.4		0.20	1.575	0.25	10	13	-
			0.25	1.574	0.28	5	4	8
		SM	0.16	1.501	0.18	60	64	-
			0.10	1.417	0.22	5	5	7
	15.3	SM	0.10	1.429	0.25	2	2	5
			0.12	1.530	0.22	15	15	33
	20.5	SP-SM	0.12	1.520	0.26	7	5	10
			0.25	1.360	0.20	26	28	-
			0.25	1.493	0.22	14	12	19

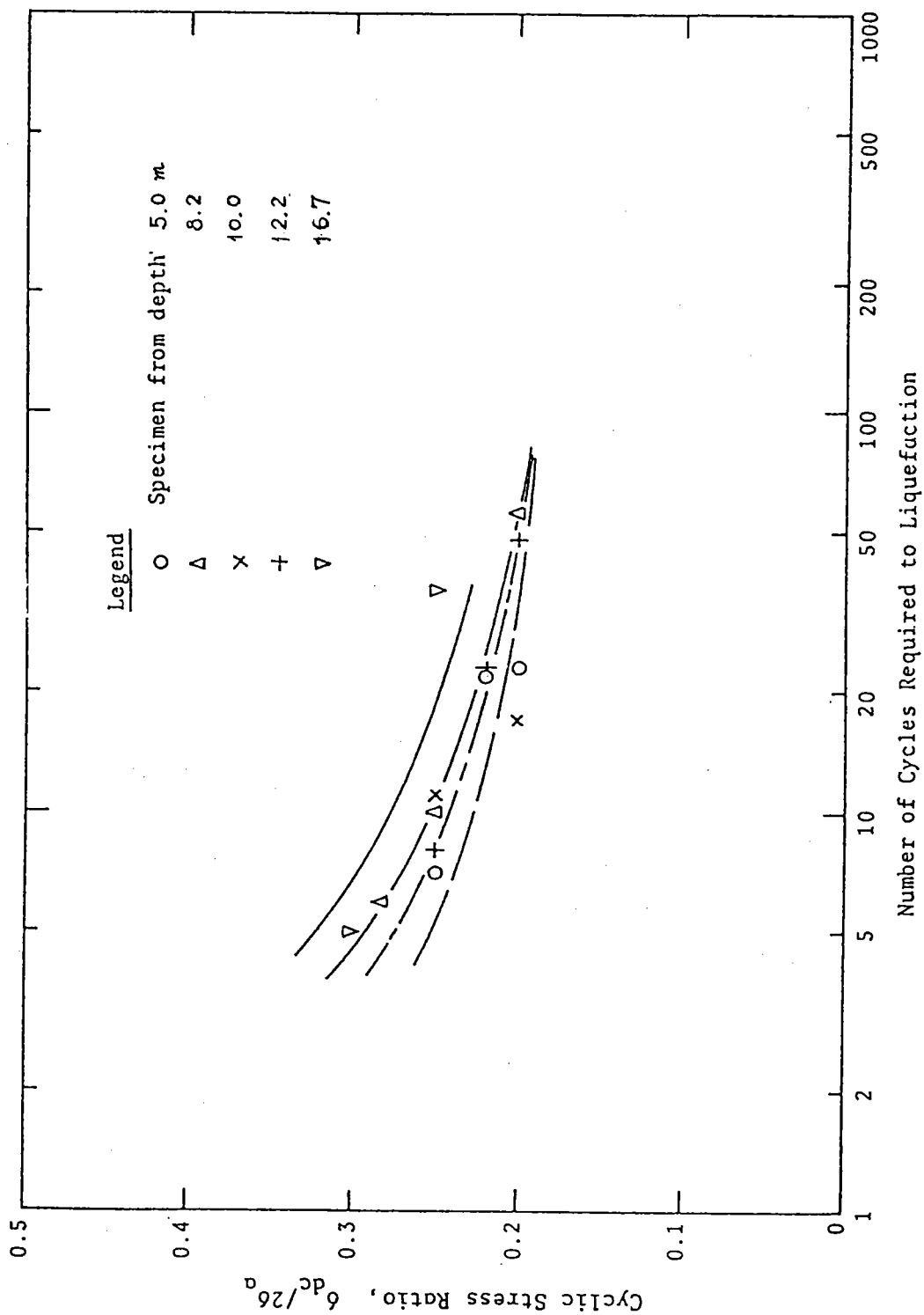


圖4-6 動力三軸試驗結果(孔號SH-1)

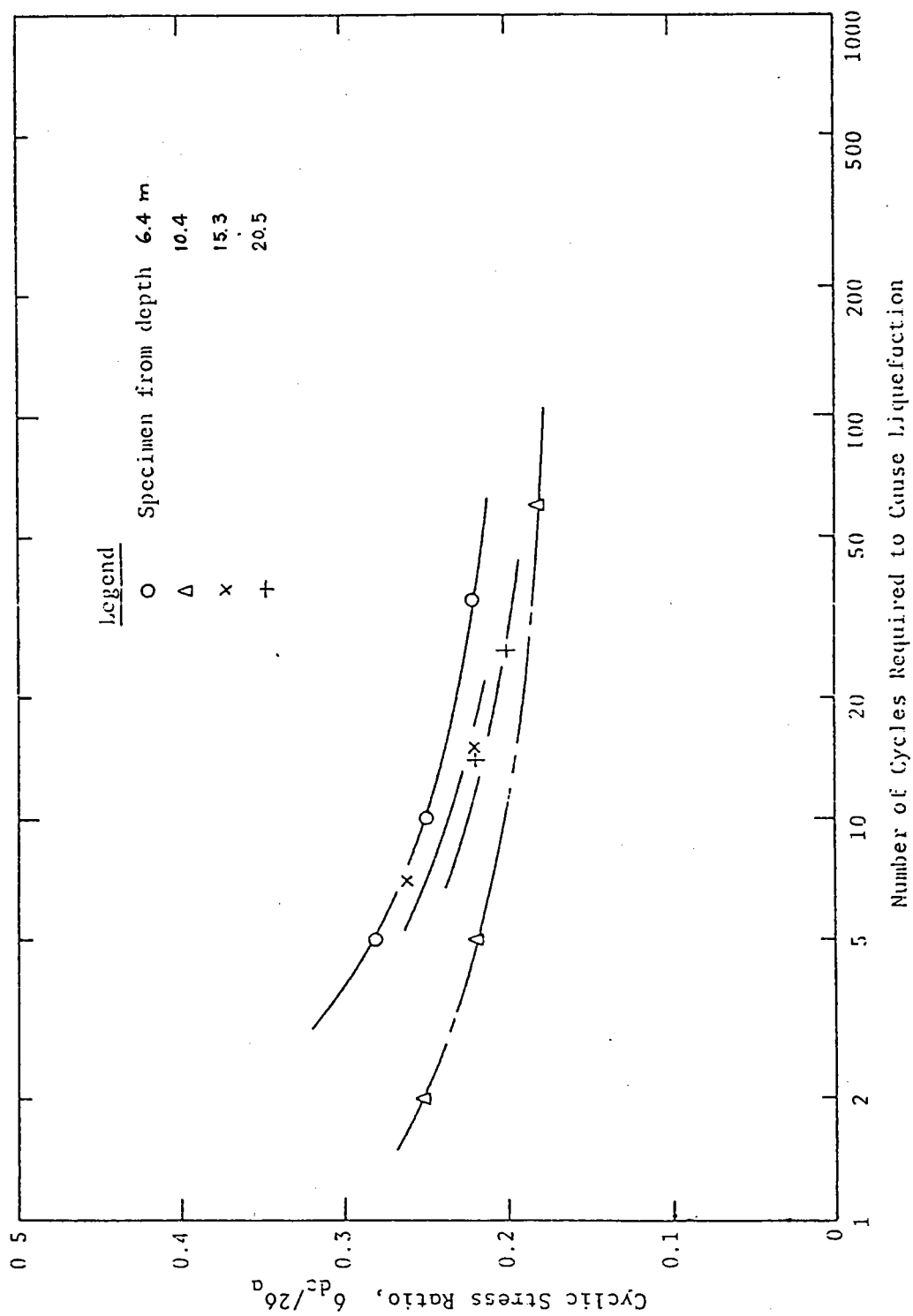


圖 4-7 動力三軸試驗結果 (孔號 SH-3)

五、參考文獻

- (1) 江志俊，「超額孔隙水壓與地盤運動之相關性研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程學研究所，台北(1989)。
- (2) 陳正興、吳偉特、蔣繼忠、黃俊鴻、陳立言、江志俊，「羅東核能廠模型基地土壤地震反應之量測（一）」，國科會防災科技研究報告77-61號，台北（1989）。
- (3) 陳正興、吳偉特、黃俊鴻、江志俊，「羅東核能廠模型基地土壤地震反應之量測（二）」，國科會防災科技研究報告78-28號，台北(1989)。
- (4) Ishihara, K., K. Shimizu, and Y. Yamada, "Pore Water Pressure Measured in Sand Deposits During an Earthquake," *Soils and Foundations*, Vol. 21, No. 4, pp. 85-100 (1981).
- (5) Ishihara, K., Y. Anazawa, and J. Kuwano, "Pore Water Pressure and Ground Motions Monitored during the 1985 Chiba-Ibaragi Earthquake", *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 3, PP. 13-30 (1987).
- (6) Ishihara, K., "Measurement of Insitu Pore Water Pressure During Earthquakes," *Proc. Intl. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Missouri Vol. 1, PP107-201 (1981).
- (7) Shen, G.K. et. al., "In Situ Pore Pressure Measurements During Earthquakes," *The Second Int.Sym. of Field Measurements in Geomechanics*, Kobe, Japan (1987a).

- (8) Shen, C.K. et. al., "In Situ Pore Pressure Measurements at Lotung Site," Workshop on Validation of Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Techniques Using Lotung Experiment Data, Palo-Alto, California, U.S.A. (1987b).
- (9) Seed, H.B., K.L. Lee, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading," JSMFD, Proceedings ASCE, Vol 92, SM 6 pp 105-134 (1966).
- (10) Seed, H.B., "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquakes," ASCE, Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol, 105, No GT2 (1979).