

粘土層開挖中孔隙水壓變化

廖瑞堂 歐章煜

國立台灣工業技術學院營建系

摘 要

本文以台北市開挖19.7公尺之逆打深開挖為案例，說明在軟弱粘土層進行開挖時開挖區內、外及擋土壁附近孔隙水壓變化情況。由觀測結果得知，開挖進時由於開挖區內土壤挖除解壓作用，導致開挖區內、外之孔隙水壓均有明顯變化，尤其在開挖區內孔隙水壓隨開挖進行呈明顯遞減現象；開挖區外孔隙水壓亦呈遞減現象，但變化量較小。連續壁附近之孔隙水壓大致也呈遞減走勢，但在開挖深度較深時由於擋土壁體附近之土體產生較大之變形，激發出超額孔隙水壓，使得孔隙水壓局部有上昇之傾向。由於本工地係採逆打施工，每一開挖深度均有一靜置階段，從觀測結果得知在靜置階段不論開挖區內、外孔隙水壓均有微量增加傾向。

一、前 言

軟弱粘土層之開挖問題一般常取不排水強度分析法進行各項分析，但就實際情況而言，如透水性稍高之粉土質粘土或工期較長之工地採用不排水分析之基本假設是否合理值得進一步探討。Osaimi & Clough [1] 就該問題提出部份排水的理論；並以有限元素法分析不同透水係數及不同開挖工期所產生之排水壓密效果，該研究中指出當一厚30公尺之粘土層，開挖15公尺深時，在透水係數 10^{-6} cm/sec，工期300天之條件下，其所產生之排水百分比約35%，在透水係數為 10^{-8} cm/sec之條件下其所產生之

排水百分比接近於零，可見在透水性略高之粘土層，其排水情況已相當顯著，該研究中亦預測開挖區內外孔隙水壓之變化，可惜並無任何現場觀測結果加以印証。Ladd [2]亦曾就台北盆地軟弱粘土提出各種不同分析方法之相關建議，如試驗種類之指定及強度參數之取捨等特殊考量。Ladd認為一般粘土層之開挖大部份應屬部份排水狀況，建議採用三軸 CK_0 、 UC 及 CK_0 、 UE

兩種試驗模擬部份排水之強度，供作分析及設計之依據。Chin [3]曾對作用於擋土壁之總應力及有效應力就應力路徑觀點加以探討，並指出影響開挖行為的重要因素是開挖區之內側（即被動側）之土壤強度，但其行為受解壓、回漲、受剪產生之孔隙水壓及滲流等綜合因素所左右，但為簡化分析起見，建議採用完全不排水強度進行軟弱粘土之分析。

Finno [4]以芝加哥地下鐵HDR-4標之開挖工程為例，說明開挖時土壤行為之變化，該工程由於擋土壁係採用鋼版樁，故打設所產生之孔隙水壓變化極大，再加上鋼版樁本身較柔性的關係，使得開挖時開挖區附近的土體變形量甚大，致使土體之有效應力變化極大，Finno利用有效應力路徑之觀念說明開挖區內外粘土強度的變化。綜合上述前人多位的研究大致可獲得下列結論：

- (1) 開挖區內側的土壤強度影響開挖行為甚大，但一般為簡化起見仍將其視為完全不排水狀況進行深開挖分析。
- (2) 影響開挖區附近土壤行為的因素包括：施工方式、解壓、回漲、土壤受剪產生超額孔隙水壓、滲流、抽排水等各種因素，這些因素改變了土壤之有效應力，由於有效應力的改變致使開挖區範圍內之粘性土壤之抗剪強度亦隨之產生改變。

三、地層狀況

本基地之地層狀況由上而下可概分為7層，如圖2所示。第1層為軟弱沉泥質粘土，標準貫入試驗N值為2~4下，該層厚度約5.6公尺。第2層為疏鬆沉泥質細砂層，厚度約2.4公尺，N值為4~11下。第3層為軟弱沉泥質粘土，厚度25公尺，該層為影響本基地開挖行為之主要層次，本層之N值約2~5下，含水量介於32~40%之間，液限LL在29~39之間，塑限PL介於19~23，塑性指數介於9~17之間，依統一土壤分類法分類為低塑性沉泥質粘土CL，該土壤之沉泥含量約佔40~55%，粘土含量約佔45~60%，透水係數 k 約 4×10^{-6} cm/sec，土壤之不排水剪力強度 S_u 值依三軸壓縮強度UUU之試驗結果統計得知其 $S_u/\sigma'_v \approx 0.36$ ，依現場十字片剪力試驗(VST)得知其 $S_u/\sigma'_v \approx 0.31$ ，其中 σ'_v 代表現地有效覆土壓力，土壤之不排水剪力強度隨深度增加而增加；第4層次為中緊密沉泥質細砂，厚度約2公尺，N值約9~24下；第5層次為中等堅硬粘土，厚度約2公尺，N值約9~11下；第6層次為中等緊密至緊密沉泥或沉泥質細砂厚度約9公尺，N值14~37下；第7層次為緊密景美卵礫石層，N值大於100下以上。

四、觀測結果及討論

4.1 壁體變形

利用傾斜觀測管觀測不同開挖階段連續壁之變位量得知開挖至地面下19.7公尺時，連續壁最大變位達10.8cm，各階段之壁體變形詳見圖3所示。

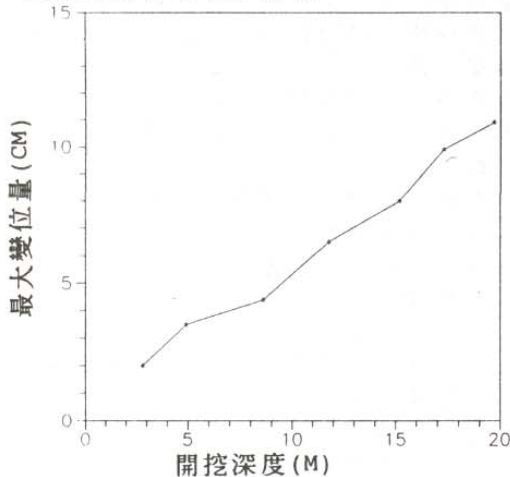


圖3 連續壁最大變位與開挖深度關係

4.2 壁體承受之應力

連續壁承受之應力可由連續壁體上安裝之土壓計及水壓計觀測獲得，土壓計所量得之壓力係為總土壓力，總土壓力為有效土壓力及水壓力之和，不同開挖階段作用於連續壁體之總土壓力觀測結果如圖4(a)及圖4(b)所示，由觀測結果可知壁體承受之總土壓力不論在開挖區內側或開挖區外側均隨開挖深度增加而遞減。至於連續壁承受之有效土壓力則由總土壓力減去水壓力即為有效土壓力，不同開挖深度作用於連續壁體上之有效土壓力觀測結果如圖5(a)及圖5(b)所示，由觀測結果得知，在開挖深度較小時（小於11.8公尺）在開挖區外側壁體承受之有效土壓力隨開挖深度增加呈現遞減現象，此乃由於開挖區外側土體之行為係由靜止土壓力向主動側發展所產生。在開挖區內側之有效土壓力隨開挖深度之增加呈現遞增現象，此乃因開挖區內側之土體由靜止土壓力向被動側發展所產生。但當開挖深度較大時（大於11.8公尺）鄰近開挖面附近作用於壁體之有效土壓力呈明顯減少趨勢，但在距開挖面較遠之深層壁體承受之有效土壓力仍呈增加趨勢，推估其主要原因可能係當開挖深度較大時，使得近開挖面附近土壤受剪變形增大，導致孔隙水壓明顯增加所致，在第7施工階段（開挖至GL-11.8公尺）以後鄰近開挖面附近之孔隙水壓均有明顯上升傾向，導致壁體承受之有效土壓力明顯減低，甚至在第7施工階段深度GL-15.0公尺處計算所得之有效土壓力為負值，負值表示土體應已破壞且有明顯膨脹現象；由於連續壁上土壓計施工控制極為不易，量測所得之側向土壓力之大小其可靠性並不十分理想，一般認為土壓計因受安裝之影響並未能正確反應出實際承受之土壓力，但從土壓力觀測值的變化傾向可說明開挖區內外側土壤發展之應力路徑。至於深度32公尺處之土壓計觀測結果顯示初始該組土壓計土壓力已有明顯偏大之傾向，其原因可能係安裝過程加壓不當所產生。

(3) 由於開挖區內側之孔隙水壓計易遭破壞，故至目前為止並無完整的觀測結果。

(4) 部份排水之分析應是較合理完整的分析模式，唯因涉及多項影響因素及缺乏現地完整的觀測及試驗資料可以印証及校核，故目前部份排水之分析模式仍有待建立。

為了進一步瞭解軟弱粘土層深開挖時之行為，尋求更合理的分析模式，選擇了台北盆地開挖19.7公尺深之逆打工地做為研究對象，進行各項監測工作。本文重點在於說明開挖區內外孔隙水壓之變化及擋土壁承受之總應力與有效應力之變化，用以探討開挖行為與時間效應之相互關係及採用不排水強度分析法進行深開挖分析是否合理。

二、監測計劃

本基地為40公尺×60公尺左右之基地，開挖深度為19.7公尺，擋土壁採用厚90公分，深35公尺之連續壁。施工方式係採逆打工法施工(Top-Down Method)。基地形狀略呈不規則形狀，基地南側有一公園空地，基地平面圖詳見圖1所示。

為了充份掌握深開挖行為之變化，在開挖區內，外及擋土壁體均安裝了許多觀測儀器，例如壁體內傾斜管、土壤中傾斜管、水位觀測井、隆起桿、結構物傾度盤、電子式水壓計、伸縮儀、鋼筋計、壁體內水壓計、壁體內土壓計、支撐應變計及地表沉陷點等觀測儀器，這些觀測儀器詳細配置圖及觀測結果請見參考文獻[5]。

本工地在開挖區內側安裝了6支電子式水壓計，在開挖區外側安裝了13支電子式水壓計，另外作用於連續壁體上之水壓力則由壁體上16支水壓計觀測獲得，水壓計之平面及剖面位置詳見圖1及圖2所示。

由於本工地係採逆打工法施工，從1992年1月15日正式進行開挖工作，至1992年11月14日開挖至開挖底面19.7公尺處，總工期共計304天，本工程分為13個施工階段進行施工，其中第1、3、5、7、9、11、13施工階段，均為挖土完成之時機，另外第2、4、6、8、10施工階段則為支撐架設或樓版澆置完成之時機。但為減少連續壁之變形，最後3個施工階段(第11、12、13階段)採用分區跳島方式施工，先行開挖中間區並架設支撐後，再開挖兩側，施工階段及施工步驟詳見圖2所示。

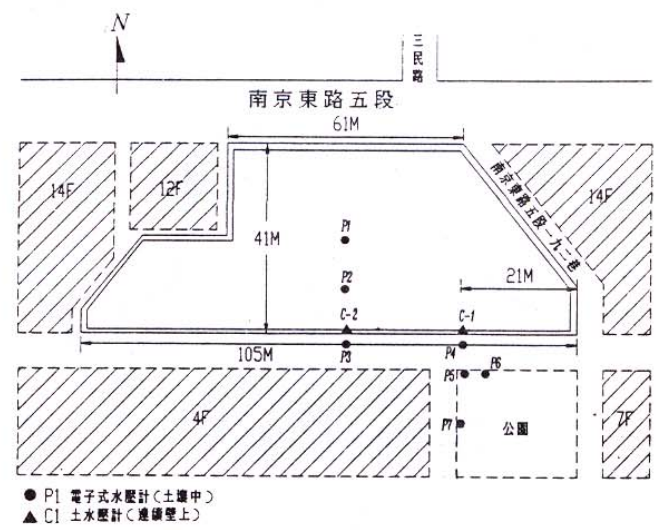


圖1 土水壓計佈置平面圖

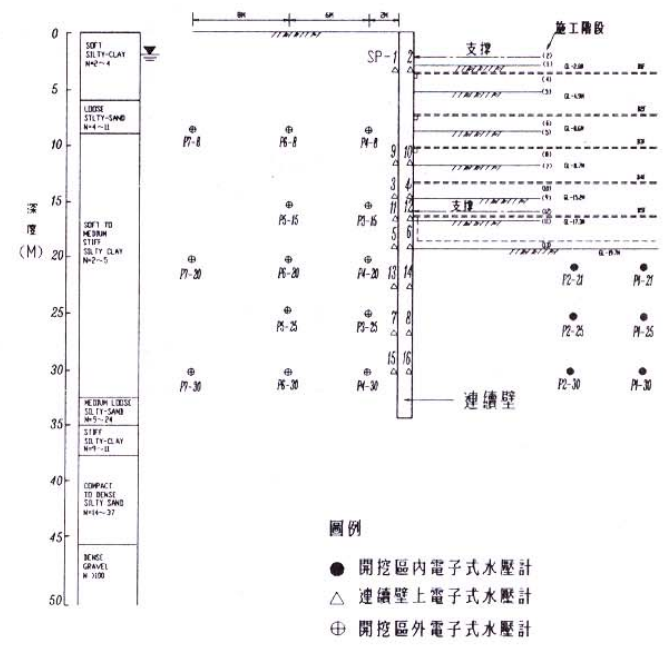


圖2 地層剖面及水壓計佈設剖面圖

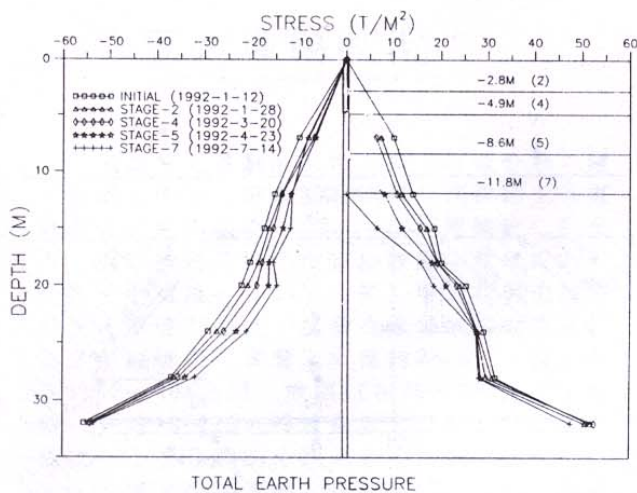


圖4(a) 總土壓力變化圖

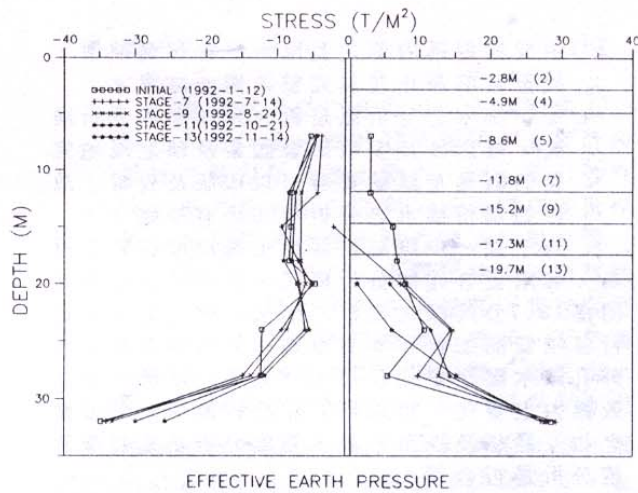


圖5(b) 有效土壓力變化圖

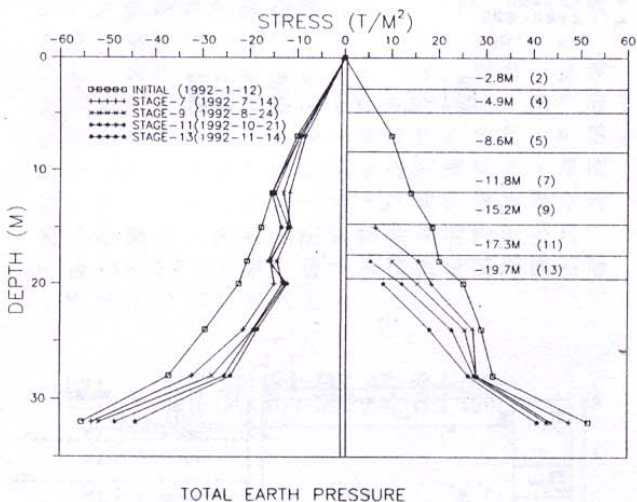


圖4(b) 總土壓力變化圖

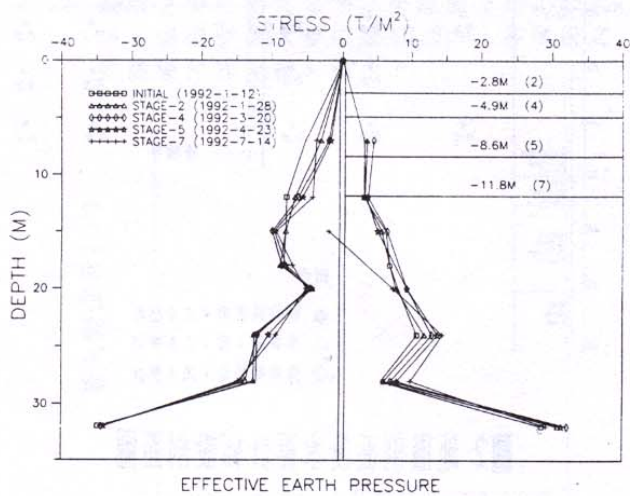


圖5(a) 有效土壓力變化圖

4.3 開挖區孔隙水壓變化

綜合35支電子式水壓計之觀測結果繪製不同施工階段等水壓線之變化圖如圖6(a)及圖6(b)所示。由觀測結果得知，等水壓線在開挖區內側有明顯向下移動現象，表示開挖區內側之水壓力隨開挖深度增加而明顯遞減。至於開挖區外側其等水壓線雖有下移傾向但不明顯，表示開挖區外之孔隙水壓受開挖影響其孔隙水壓變化量較小。連續壁附近水壓力之變化在開挖區內側及外側變化量均較大，尤其在連續壁產生較大變形時因土壤受剪激發較大的超額孔隙水壓，如圖7之SP-6水壓計係在開挖區內側，水壓計在開挖8.6M~11.8M時激發出超額孔隙水壓 $2.1T/M^2$ 左右，如圖8之P4-20M係在開挖區外側土壤中水壓計，亦產生明顯超額孔隙水壓力約 $1\sim 2T/M^2$ ，連續壁體上之水壓力變化詳見圖7所示，開挖區外之孔隙水壓變化，詳見圖8所示，開挖區內之孔隙水壓變化詳見圖9所示。

4.4 靜置階段孔隙水壓變化

由於本工地採逆打工法施工，地下室開挖作業進度較慢，且因利用地下室樓板作為支撐故在每一開挖深度作業完成後需進行樓版組模、配筋及澆灌混凝土等作業，導致每一開挖深度完成後有一段靜置階段，該靜置階段約30~60天不等，由圖7~圖9所示得知開挖區內之孔隙水壓計在靜置階段孔隙水壓有增加傾向，但不明顯。至於開挖區外及連續壁體上之孔隙水壓力在靜置階段其孔隙水壓力也有增加傾向但更不明顯。

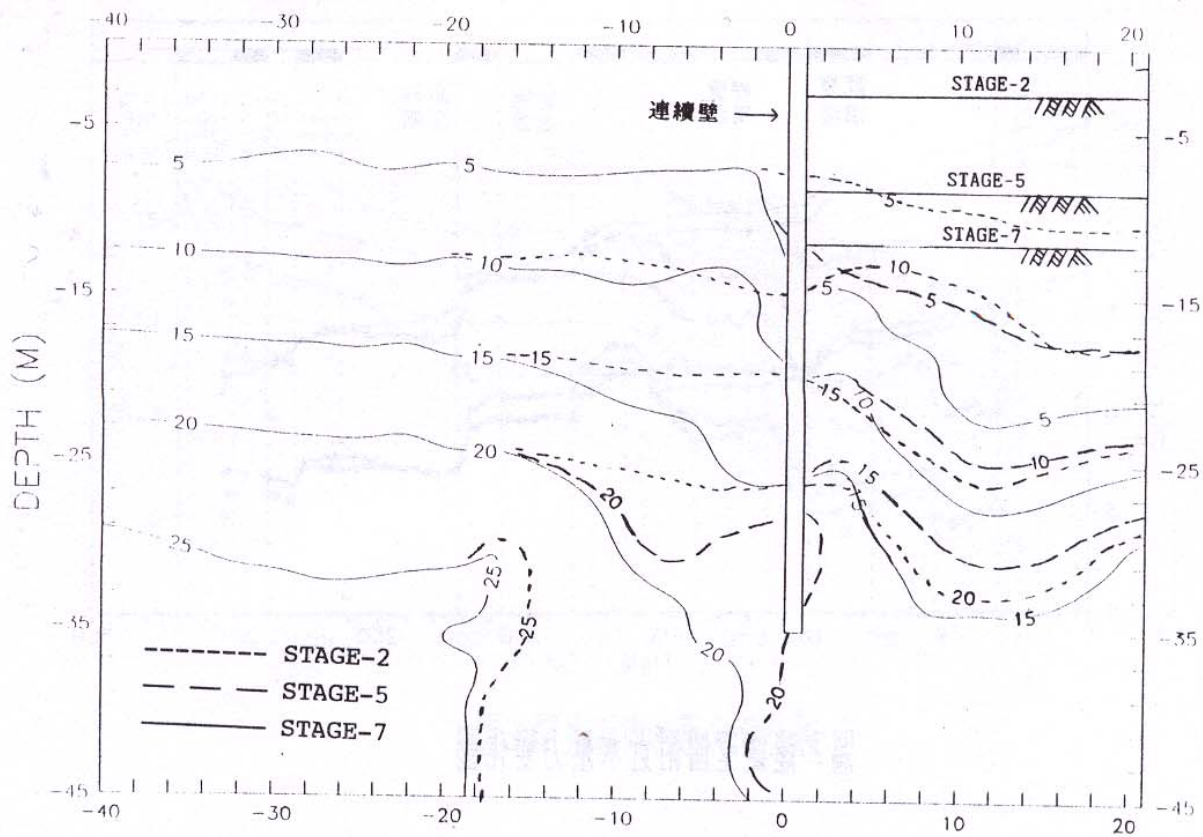


圖6(a) STAGE-2~STAGE-7 等水壓線變化圖

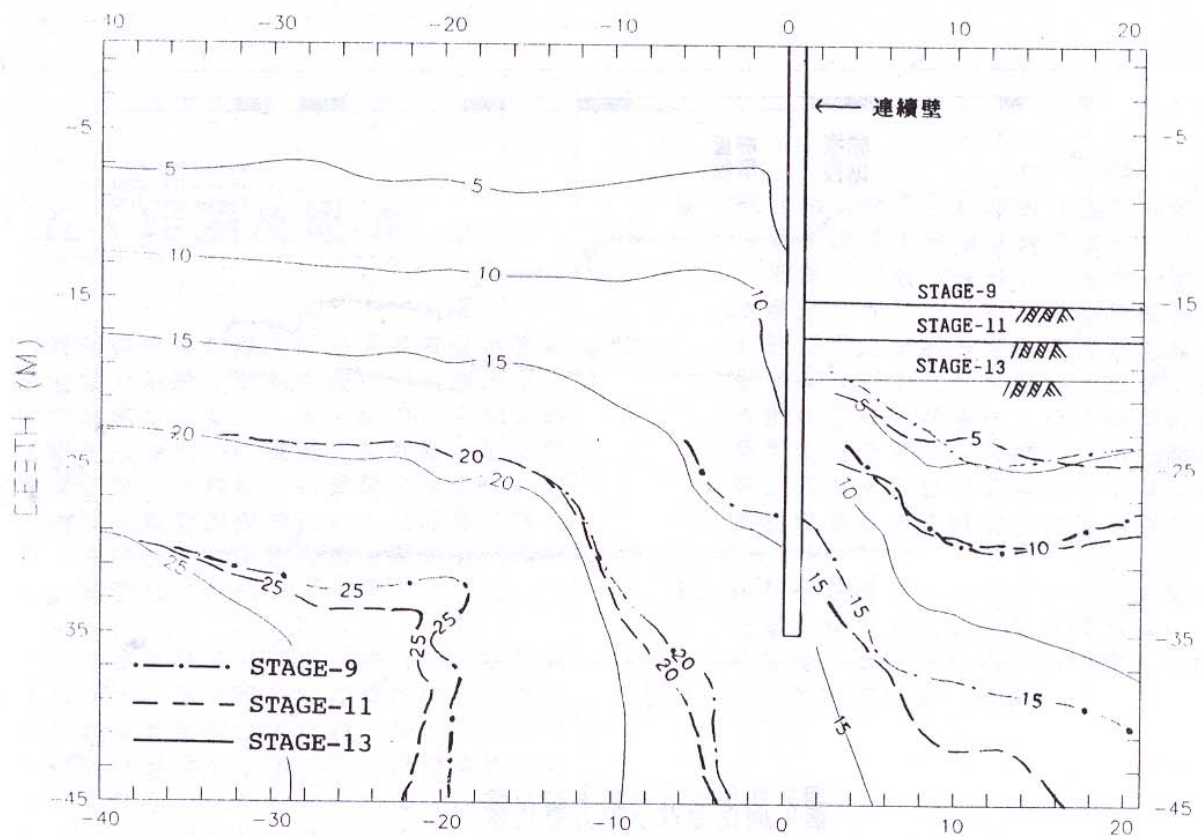


圖6(b) STAGE-9~STAGE-13 等水壓線變化圖

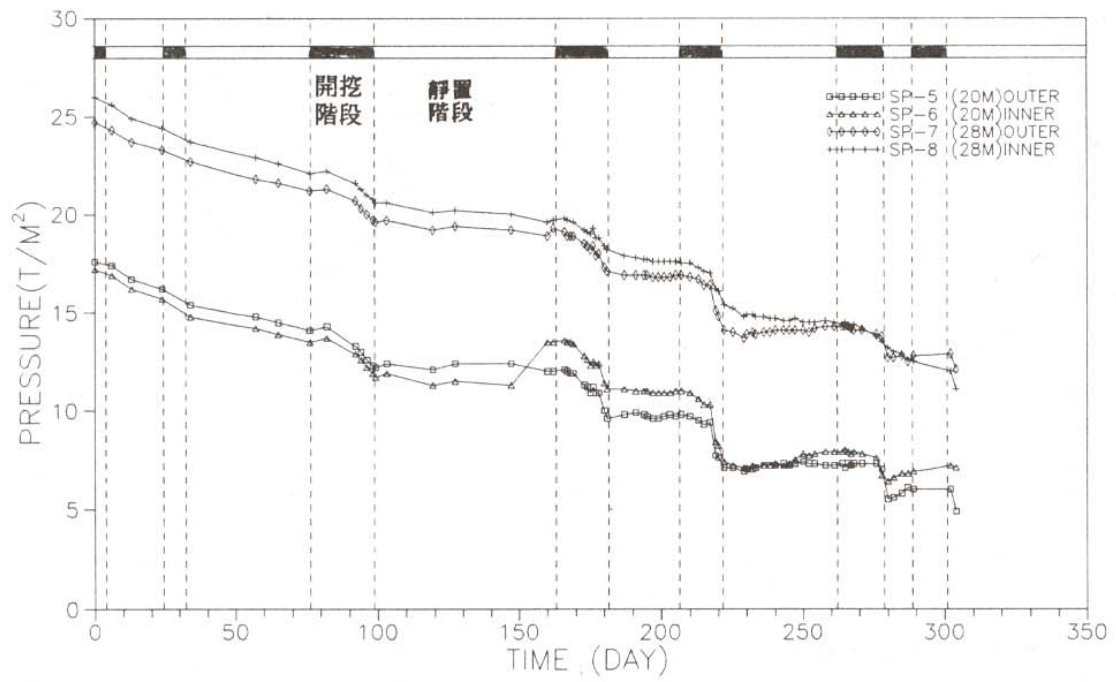


圖7 連續壁體附近水壓力變化圖

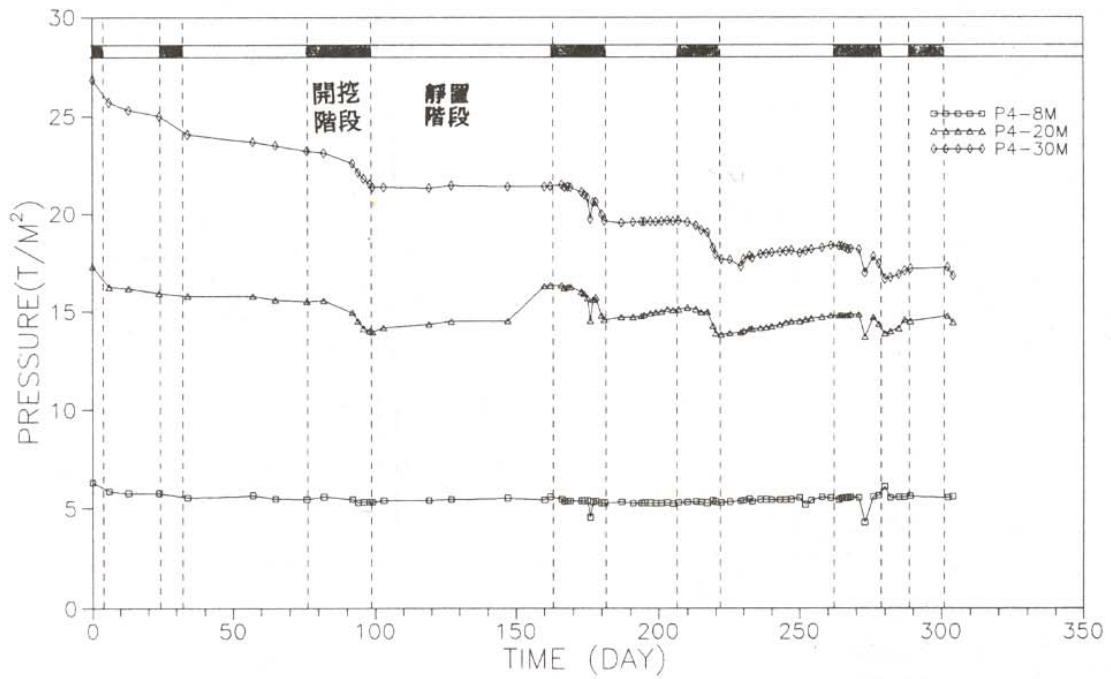


圖8 開挖區外水壓力變化圖

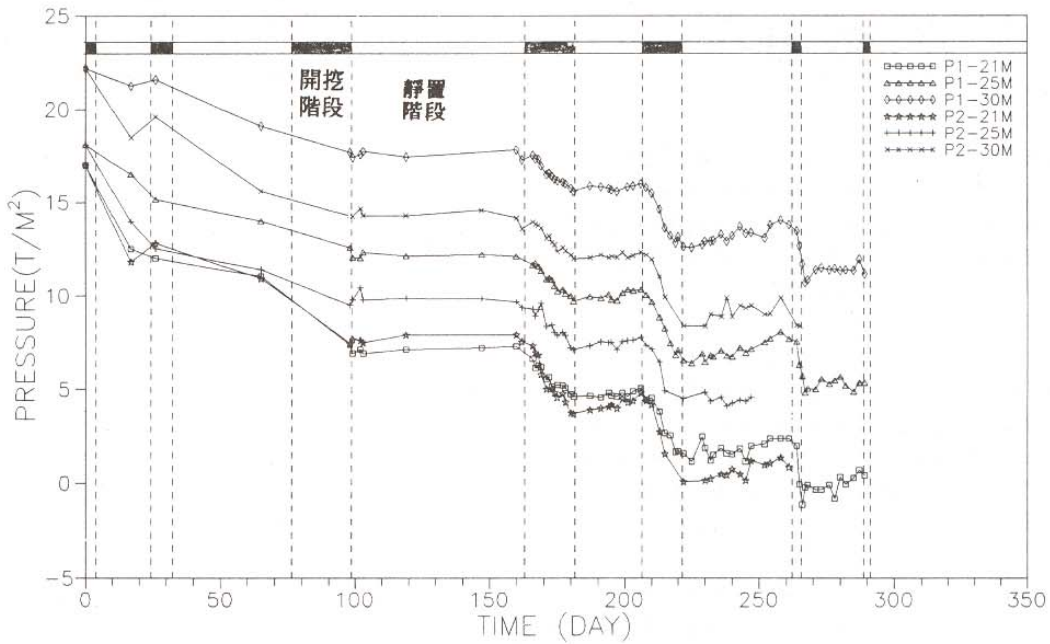


圖9 開挖區內水壓力變化圖

五、結論及建議

1. 由觀測結果得知擋土壁在開挖階段承受之總土壓力不論主動側或被動側均隨開挖之進行而減少，至於有效土壓力在主動側則隨開挖深度增加而遞減，在被動側則隨開挖深度增加而增加。但當開挖深度較大時，由於土體受剪激發出較大之超額孔隙水壓，使得在被動側之有效土壓力有明顯減少，甚至出現負的有效土壓力。
2. 初步認為開挖區外側之土壤行為較接近完全不排水行為，至於開挖區內側之土壤行為則較接近部份排水行為，分析深開挖時對於開挖區內側土壤行為之模擬應特別考量，尤其在長工期且透水性略高之粘土或粘土中含有薄層細砂時。
3. 軟弱粘土之分析採用有效強度分析法進行分析，理論上應是考慮最周延的分析方法。但採用有效強度分析法分析，需對孔隙水壓之分佈及變化有相當的瞭解及掌握時方能採用，但開挖區之孔隙水壓除受解壓影響而有所變化外，另外土壤受剪時孔隙水壓亦會有明顯變化，分析時應將解壓及受剪兩項因素加以考慮。但由於開挖區內側之孔隙水壓量測資料不易獲得，有待更多的現場觀測資料加以評估及分析。
4. 由其他觀測項目如擋土壁承受之彎矩及擋土壁之變形及地表沉陷等觀測結果中，均可發現其變形或彎矩均和時間有明顯且一致的傾向值得進一步探討。

參 考 文 獻

- [1] Osaimi, A.E., and Clough, G. W., (1979)
"Pore-Pressure Dissipation During
Excavation "Journal of Geotechnical
Engineering Division., ASCE, Vol.
105, NO.4, pp.481~497

- [2] Ladd, C.C., (1989) "Stress-Strain
Strength Characterization of Cohesive
Taipei Deposits For Design of Diaphragm
Wall "Presentation for the Department
of Rapid Transit Systems of Taipei
Municipal Government.

- [3] Chin, C.T., (1991) "Design Performance
of Open Excavation in Taipei" 44th An-
nual Canadian Geotechnical Conference,
Canada.

- [4] Finno, R.J., and S.M. Nerby (1989) "
Saturated Clay Response During Braced
Cut Constuction "Journal of Geotech-
nical Engineering Division., ASCE,
Vol. 115, NO.8, pp.1065~1084

- [5] 歐章煜, 林宏達和鄭文隆 (民國82年)
「深開挖之短期與長期行為研究」國科
會研究報告 NSC 82-0410-E011-23