

地工技術

與會報導

地工技術分享餐會—翁作新教授與黃南輝博士

近年地工先進陸續結束公職或任職，期望藉由「地工技術分享餐會」，讓地工先進累積的寶貴工程技術與研究成果得以分享，並透過聯誼交流達到經驗之傳承。

時 間：中華民國 106 年元月 4 日（星期三）下午 5 點 30 分

地 點：彭園餐廳 臺北市忠孝東路五段 297 號 5 樓(捷運永春站)

主持人：張文城 博士

講題及主講人：淺談土壤液化

翁作新 教授

連續壁位移路徑及參考包絡線之應用

黃南輝 博士

黃筱真* 陳江淮* 高秋振** 整理

為持續推動地工技術及經驗傳承，地工技術基金會在今年元月，邀請二位自美國求學期間至今既為多年好友的翁作新教授及黃南輝博士二位學者專家，共同擔任本次分享餐會引言人，分別針對「淺談土壤液化」及「連續壁位移路徑及參考包絡線之應用」課題，為我們進行一場新春的饗宴。同時邀請翁作新教授博士班學生，現任泛亞工程建設股份有限公司董事長張文城博士擔任主持人。在二位主講人精湛的解說及張博士精巧的主持穿引下，全場 60 餘位參與者，享受了二道餐前地工美食；最後在討論時間，陳正興教授提出了『液化噴出來的水是熱的嗎？』這樣一個沒有答案的問題後，結束技術講座時間，接著進入當晚的分享餐會，這也造就後來我們每次分享會最後結束時的標準模式，一個可以沒有答案的問題。以下是二位講者在會後又撥冗協助將當天的內容精要編寫後，再次與地工界先進分享。

淺談土壤液化.....翁作新教授

謝謝張文城博士的介紹，今天很高興來這跟大家分享一下個人在大地工程方面的經驗，尤其是在液化方面的經驗跟自己的一些心得，謝謝陳江淮的邀請，我就在這裡跟各位談一下土壤液化有關的事情。

因為去年 2 月，臺南大地震有液化發生，又有液化分區等問題，所以大家對這個議題很有興趣。其實 921 大地震的時候，液化問題比臺南這次地震還要嚴重很多，但是大家好像熱了一陣子以後就沒下文了。事實上我在臺大土木系沒有開過與土壤動力學有



照片一 翁作新教授淺談土壤液化

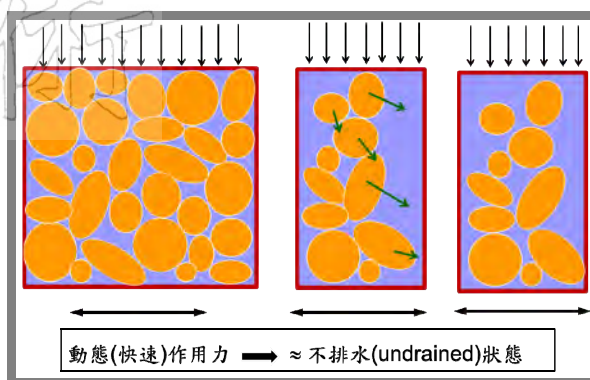
關的課，在課堂上都沒有講過土壤液化這課題。真正公開講土壤液化的事，第一次就是 921 地震的時候，他們要我去跟員林的老百姓講解什麼是土壤液化，是用臺灣話講的，是有一點難度，怎麼樣讓員林的民眾了解什麼是土壤液化？所以這次算是第二次公開講這個議題，但這次是我第一次把液化解說用繪圖做投影片出來跟大家分享。所以我今天講的內容事實上是比較談話性質的，以及一些觀念性的東西，把這些提出來，讓大家可以討論，或進一步提出問題來。其實液化這個問題還是蠻複雜的。

還沒講液化之前，先提出我幾十年來的心得，就是：土壤是顆粒集成的材料，它是顆粒材料(particulate material)，這就是土壤力學、大地工程跟其他的工程最大的不同。當然大地工程還有岩石，岩石有它的特性也跟一般的材料不一樣，因為這次不是談岩石方面的所以我不再多談。這是一個很重要的觀念，土壤是微觀的顆粒，又是在地底下不容易看到，所以我說大地工程師要有豐富的想像力。這是必

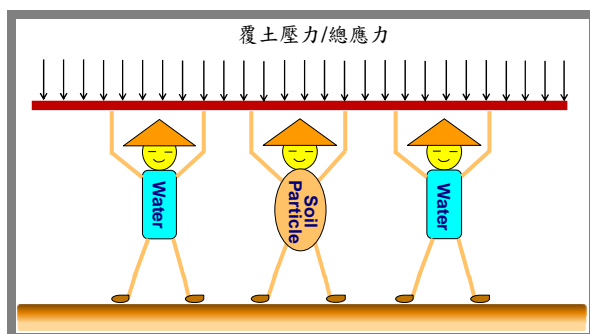
要的，如果沒有想像力的話，做個大地工程師是很難解決問題的；你不知道怎麼回事？不知道為什麼？也就不曉得如何處理/解決問題？這可以說是我幾十年來最大的心得，尤其是關於土壤方面的問題，可以從這個顆粒的觀點來想就比較容易了解與處理。

下面我們要談土壤液化，有幾個主題要談的：什麼叫作土壤液化？液化的成因與機制、還有我們看到的一些土壤液化現象到底是怎麼回事？如何解釋？在很多課本上，還有文章裡面都會提到什麼叫做土壤液化？簡單來講就是：「飽和的砂性土壤受到外力或是振動，假如土壤架構(skeleton)有減小體積的趨勢，且是飽和的狀態，又在很快瞬間受力的時候，水沒辦法馬上排除掉，就會激發出超額孔隙水壓。假如孔隙水壓力一直增加累積到跟原來土壤的有效應力一樣，這個時候土壤顆粒間沒有互相的作用力，就好像顆粒散布懸浮在水裡一樣，這就是液化了」。謝旭昇博士一直問我土壤液化後是不是還有強度？真的是液化的話，我個人認為是沒有強度的，這個我們還可以再討論。但是為什麼受震有體積減少趨勢，就會激發孔隙水壓力？這個機制並沒有講得那麼清楚，所以這次我要用有一點像漫畫的方式來跟各位解釋一下。

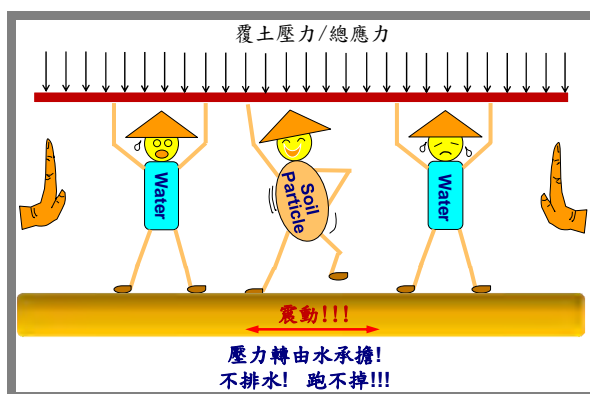
基本上我們可以從土壤是顆粒材料這觀點來看。顆粒材料受到振動，可能就會像投影片一所示的，顆粒間會相互移動，如果是比較疏鬆，就容易往下掉，體積會減小。我這邊特別畫一個重點，就是土壤上面本來有受到壓力，假如是不排水狀態，顆粒要往下掉，本來作用在顆粒上面的壓力就會作用到水上來，水壓力就增加了。看這個顆粒動了多少，有時候動了一點點，顆粒本身還可能會承受一些力量，所以水壓力只增加一些；假如是顆粒架構崩潰(collapse)下來，整個外加力量就壓在水上面，顆粒完全不受力，就產生液化的現象，也就是 Casagrande 當年所提出來液化的模式。這和 Seed 所講的反覆載重後才液化的說法不同，所以他們一直在爭議這個液化的定義應該是什麼。但不論如何我們大家都可以接受一個觀念：只要最後水壓力增加到有效應力等於零的時候，我們就當它是液化。



投影片一 飽和砂性土壤受震動作用



投影片二 孔隙水壓激發原理



投影片三 孔隙水壓激發原理—受震時

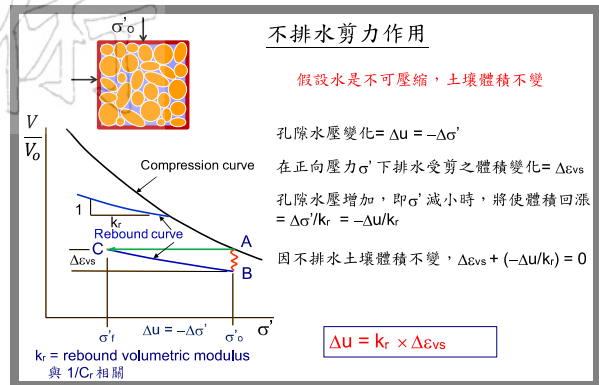
我常用投影片二這個扁擔理論來解釋孔隙水壓力激發的原理。假如說三個人，一個是土壤顆粒，另兩個是水，共同扛著一根扁擔，這扁擔的荷重可以是覆土壓力，也就是土壤所受的總應力。平常三個人一起撐著這扁擔都沒有問題，但是地震來的時候(投影片三)，土壤顆粒他比較興奮一點、調皮一點，就跳起舞來了，可能會縮下來，可能少出點力氣，但是這扁擔上面荷重還是一樣在那裡，所以旁邊這兩個人就必須要多出點力量。因為地震來得很快，這兩個人(水)一下子跑不掉(不排水)，另一個(顆粒)又不幹活，只能由這兩個人(水)繼續撐著，如此扁擔上

的荷重就轉由到水這邊來承受，所以水壓力就增加了。反過來講，顆粒之間所受的力量減少，也就是有效應力減小了。假如說這顆粒整個人蹲下來或躺下去的話，那所有荷重就只好都是由水來承擔，顆粒都沒有受到力，土壤沒有剪力強度，就是液化了。

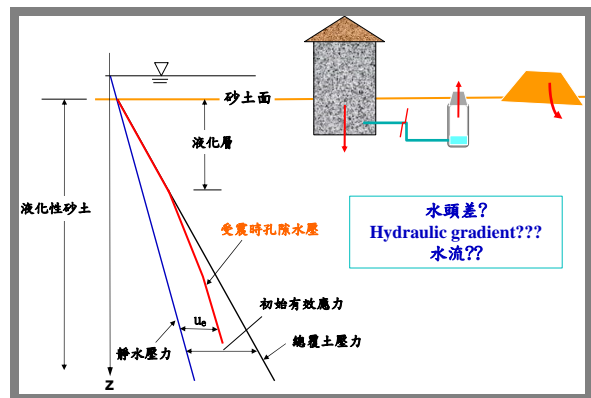
有一個重點，要跟各位分享的，就是我一直畫這個覆土壓力的荷重在扁擔上。地震搖起來的時候，要是顆粒縮下去，那這兩個人(水)就必須要多承受原來顆粒負擔的荷重，使水壓力增加。也就是把本來土壤顆粒所受的力量傳遞到水壓力那邊。但是如果沒有這個覆土壓力的話，顆粒本來就不受力的，不管怎麼樣振動，沒有應力傳遞，水壓力不會激發出來。另一說法就是：土壤受震孔隙水壓力的激發不會超過原來顆粒間之有效應力。

接著我就簡單提一下水壓激發量計算的概念。當年 Martin 與 Finn 等人(Martin et al., 1975) 提出來一個觀念，如投影片四所示，假如土壤在一定有效應力(排水狀態)之下，受振動作用，會減少體積，即圖上 A→B。但在不排水情況時，假設水是不可壓縮，則體積不會變，即圖上 A→C。如果我們從 B 點把水壓力增加，讓有效應力減少，土壤體積就會隨回脹曲線(rebound curve) 膨脹回到原來的體積，即圖上 B→C。這時候所要加的水壓力，就等於激發出來的孔隙水壓力。基本觀念就是你要增加多少水壓力，讓回脹的體積等於因為受振動而減少的體積。而這水壓與回脹體積的關係可用土壤壓密試驗中的回脹模數(rebound modulus)計算。

接著我們探討幾個現場可能發生的水壓力激發以及地震後產生液化的情況。首先看投影片五，原來還沒有振動之前水壓力是所謂的靜水壓力，再加上砂土面下土壤的重量就是總覆土壓力，或是總應力。地震來的時候，土壤裡的水壓力會激發起來，超出靜水壓力，就是超額孔隙水壓。一般說來，在淺層的地方常常比較早達到液化的情況。圖上液化層的地方水壓力和總覆土壓力一樣，就是激發的水壓力跟原來的有效應力相等，那就液化了。我們看得出來，像我前面說的，在砂土面這裡本來是沒有



投影片四 水壓激發量計算(Martin et al., 1975)



投影片五 受震孔隙水壓變化~情況一

覆土壓力的，所以你也不會量測到有孔隙水壓的激發。我們可以想像液化的時候砂顆粒是懸浮在水裡面，土壤就成為砂粒與水混合的液體。假如說房子比較重，在這樣的液體中就會沉下去。而這個人孔，它裡面是空的話，可能就會浮上來。如此一下一上，連接的管線就會產生破壞。液化的土壤幾乎沒有強度，上有東西或土壤本身的重量就會引起土層的破壞。還有一點呢，以前我沒有想到的：我們從土壤力學的眼光來看，投影片五上面激發出來比靜水壓大的超額孔隙水壓 u_e ，上下就會有一個水頭差或 hydraulic gradient;有水頭差，就會有水流出來。但是呢，假如說地下水面不變，震動的時候，液化歸液化，水和土壤還是在原來地方，這樣會有水流產生出來嗎？這個看來好像沒有水流，但是又有 hydraulic gradient 在這裡，那到底是怎麼回事？這其實是個物理的問題，但是很多我們學土壤力學的反應，好像就覺得這應該有一個水流上來，但是事實上看不出有水流的可能性，因為水面還是在這裡，

所以沒有進來也沒有出去，那水流是怎麼回事，我們後面有機會再談。

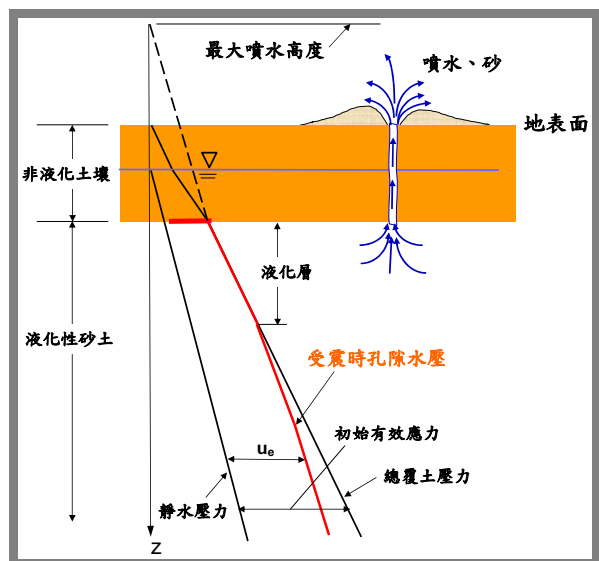
我們看投影片六這幾張是 921 大地震時的照片。有溪邊的護坡、水邊擋土措施之背填土及樓房，因土壤液化後，其強度流失，就滑落、塌陷下去或歪斜掉了。從 Youtube 也可找到 2011 年東日本 311 大地震的時候，許多人孔浮起來的照片。

剛剛講過投影片五是沒有水流的情況，但是我們常看到現地液化的時候有噴砂、噴水出來的現象，這就是有水流的，那又是怎麼回事呢？從投影片七我們可以看得出來，上面有一層不液化的土壤，像是黏土或乾砂。乾砂要它突然讓水流過也不容易，所以也可視為是不透水的材料。地震來土壤液化的時候，水壓力就達到土壤原來的總應力。不過總應力包括非液化土壤的重量，這時候在液化土層面上(非液化土層底面)的水壓，就會像圖上畫的那樣，會有上面非液化層土壤的總覆土壓力。假如放一個水壓計在那裡，它的水頭可能會達到圖上畫的比地表面還高的高度。所以假如這非液化層有裂縫，或是有比較弱的地方，它就會從這裡噴出來，如此在現場會看到這種噴水、噴砂的現象。所以一定要有一層非液化土層在液化土壤上面，那你才看得到噴水、噴砂的情形，假如說是完全沒有非液化層的話，那這個現象就看不到了。如果非液化層是不透水的話，這現象會更顯著。這個我們實驗有做出來，我們的實驗原來在液化砂土層上有一層很薄(大約 1mm)的細料土，液化的時候有看到噴砂(砂錐)的現象。把那層不液化的細料土刮掉，就看不到噴砂了。投影片八的一張照片是 921 地震的時候，員林液化地區的一口井，它可算是非液化層的一個孔，由這口井就噴砂、噴水出來了。另外一張照片也是一個從地面裂隙噴砂的地方。

第三個情況是像投影片九上的，再加上一個建築物的重量或者是土堤的重量作用在不液化層上面的時候。在液化層上面這裡所激發的水壓力甚至比非液化層本身的重量還高，甚至於可以把它上抬起來，或者是砂水可以噴到相當高的高度。從投影片十的這一



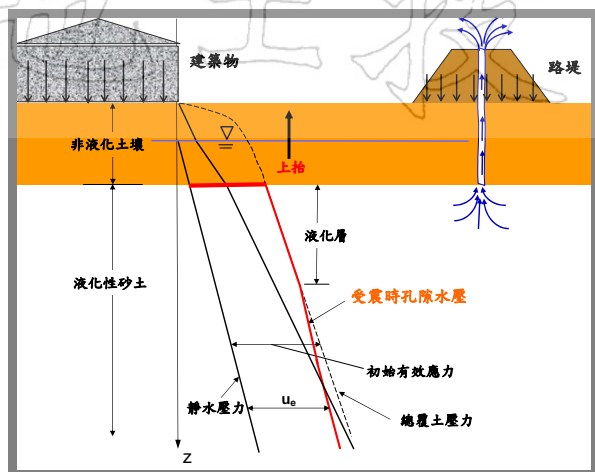
投影片六 集集(921)地震液化破壞(一)



投影片七 受震孔隙水壓變~情況二



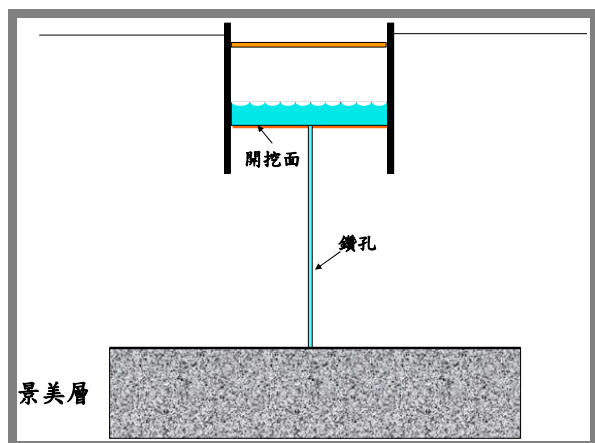
投影片八 集集(921)地震液化破壞(二)



投影片九 受震孔隙水壓變化~情況三



投影片十 集集(921)地震液化破壞(三)



投影片十一 地下室開挖淹水

張照片，就可看到 921 地震時，在員林地區地下室地版破裂噴水的高度，大約有三、四公尺高。因為建築物的重量壓下去，它有可能噴這麼高上來。另一張是在名間收費站約 10 公尺高的土堤上，像這樣子開裂砂、水噴上來。

另外我們在臺北市也有發生這種事情，就是地下室開挖淹水(投影片十一)。本來地

地下室進行開挖，一次地震過後，水冒出來淹了開挖的地下室。我們發現這個水是從舊的鑽孔冒出來的，是很早以前鑽的孔沒有封得很好，地震一來激發起地下水壓力，那就發生水流上來的結果。最後是把鑽孔塞住，把水抽掉，問題才解決了。所以地下室開挖也有這樣想不到的情況，土壤並不一定要液化，只要水壓力激發得夠，它就會流上來。可惜這案子沒有很好的照片。

還有一個更有趣的情況是 Natural 雜誌發表的(“Explosive Craters and Soil Liquefaction,” Rydelek and Martitia, Natural, Vol. 427, 8 Jan., 2004)，是關於印度 2011 年 1 月規模 7.7 的地震，他們也發現有液化發生，但是在液化區他們發現有兩個大坑，這兩個坑還不小，約有 2 公尺寬，有土塊從這兩個坑噴出來彈到外面來。可是這兩個坑是乾的，很奇怪的，所以他們就去調查，看到比較大塊的彈出來的距離比較近，小的彈得比較遠。他們計算出，大概要 5、6 公尺高的水壓力才能夠這樣噴出來。但是又是乾的坑，乾的土塊就這樣彈出來，不是水把它沖出來的。到底怎麼回事？他們解釋說，液化的時候也許把一些土壤中的氣體壓出來，或者是液化的時候，有一些土壤崩潰把氣體突然壓到這裡來把土塊噴出來。我覺得也有可能就是液化時水壓力激發引起的，事實上我們知道一個地方的水壓力突然很快增加的時候，會有壓力波(compression wave)傳遞到別的地方。就好像有一根直立棍子，你在底下敲擊產生一個壓力波上來，在最上面的地方假如沒有壓住的話，就可能有一個張力作用，假如棍子材料強度不夠的話，就會有一段被彈離開上來，或者棍子在上端本來就有破裂，這壓力波也會將破裂段彈出。所以有可能是水壓突然激發產生的壓力波，傳到地表引起土塊彈出，如此就變成這樣一個奇特的現象。這也是一個很有趣的，但是蠻複雜的液化問題，而且還是乾的，不是濕的。

我大概就說明這幾個情況，總之我最後的結論就是：土壤液化是一個非常複雜的問題，變化多端，很難捉摸的。我就講到這裡，謝謝大家。

連續壁位移路徑及參考包絡線之應用

黃南輝博士

今天向大家介紹的是連續壁的位移路徑及其應用。簡單地說：「位移路徑」就是各開挖階段擋土牆的最大側向位移與開挖深度的關係以雙對數之方式圖示之。演講內容分兩部份：首先介紹臺北捷運板南線善導寺站數值分析的結果，再以松山新店線小南門站的實測連續壁位移驗證這些結果，並且舉例說明位移路徑之應用。

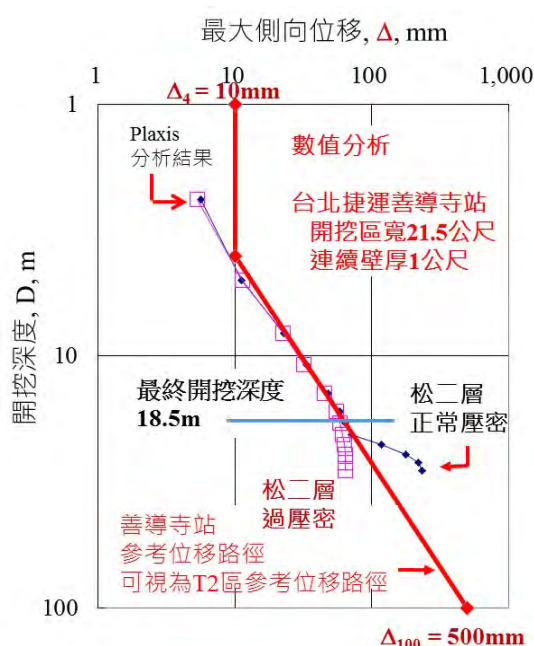
善導寺站大致位於臺北盆地 T2 地質分區之中心，採順打工法施工，開挖區寬度 21.5 公尺，連續壁厚 1 公尺，分 7 階開挖至地表下 18.5 公尺，但數值分析持續至 12 階，開挖深度達 28.5 公尺以探討位移路徑之後續走勢。因為連續壁長僅 30.5 公尺，實務上是不可能開挖到 28.5 公尺，在到達此深度之前，管湧極可能早已導致崩坍。所以後續的分析只能說是參數研究，僅供學術探討，不能作為設計之依據。

圖一顯示以 PLAXIS 進行數值分析所得結果。在開挖深度超過 10 公尺後，連續壁的位移路徑呈一直線，但在開挖深度超過 18.5 公尺後，位移路徑的走勢視松山二次層的強度而定。

因為在上個世紀的 70 年代，景美層的水壓曾因超抽地下水而下降數十公尺之多，松山層各次層中之水壓也隨之下降，各次層(主要指黏土層)因壓密而強度增加，尤以松山二次層最為顯著。其後，因政府立法限制抽取地下水，景美層的水壓逐漸回升，松山層各次層中水壓也隨之回升，因此現今各次層皆呈過壓密狀態。如圖一所示，假設松山二次層在 70 年代壓密完成，在開挖超過某一深度後，因為受到基盤之制約，連續壁的側向位移增量有限，位移路徑呈下彎之勢。否則，松山各次層只是正常壓密，在開挖超過某一深度後，連續壁的側向位移會隨開挖深度之增加而快速增加，表示連續壁底部及其下方土體已經不穩，這是擋土系統崩坍之前兆，應立即採取因應措施，以策安全。這可視為位移路徑之第一個應用。



照片二 黃南輝博士分享連續壁位移路徑及參考包絡線之應用



圖一 數值分析所得連續壁側向位移路徑

影響連續壁側向位移的因子不勝枚舉。為方便量化各因子對連續壁側向位移之影響，圖中之直線段以 D4 及 D100 兩值表示之，D4 相當於開挖深度為 4 公尺時之最大側向位移，D100 是將此直線延伸至開挖深度為 100 公尺時之最大側向位移。當然一般開挖不可能達到 100 公尺，之所以將此直線延伸至 100 公尺純為方便定義此直線。此直線可以作為量化不同因子對連續壁側向位移影響之基準，所以稱之為「參考位移路徑」。較為明確的影響因子包括；土壤強度、開挖區寬度、連續壁厚及長度、以及鄰近地下結構物。其他難以明確的因子包括林林總總的設計及施工細節(如工法、支撐系統勁度、地盤改良、施工品質、地下水水位變異等等)。

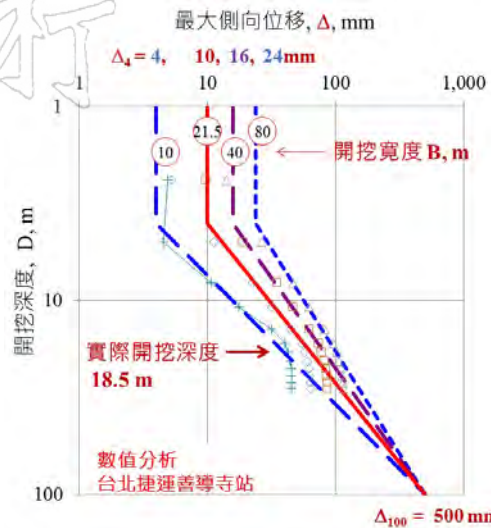
地工技術

圖一所示參考位移路徑可以以 $D_4=10\text{mm}$ 及 $D_{100}=500\text{mm}$ 代表，其適用條件是：地質條件與善導寺站場址之地質條件相近、以順打工法進行開挖、開挖區寬度約 20 公尺、連續壁厚度為 1 公尺、長度約 30 公尺。因為善導寺站約略位於 T2 地質分區之中心，而 T2 區的地質相當均勻，圖一所示位移路徑亦可代表 T2 區全區連續壁之行為，也就是說，此一位移路徑也可視為 T2 全區的參考位移路徑。

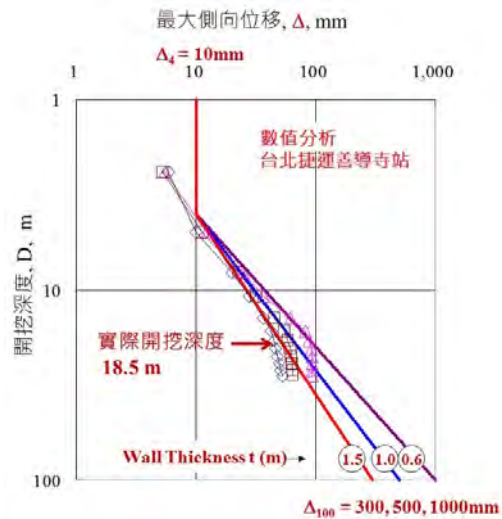
在不同的條件下，位移路徑並不相同。圖二明顯顯示位移路徑因開挖區寬度而變。不同寬度所得位移路徑之 D_4 值約略與開挖寬度成正比，但 D_{100} 值可說不受開挖寬度之影響。這點相當有趣，也十分有用。因為開挖區寬度之影響與其他因子之影響脫勾 (uncoupled)。這雖似巧合，但已有幾個獨立研究得到同樣結論，所以有其道理在。至於其確實原因卻有待探討，目前只是知其然，不知其所以然。

圖三表示連續壁厚度對連續壁側向位移之影響。與圖二正好相反， D_4 值不受連續壁厚度之影響，這點可以理解，因為 D_4 值可說相當於第一階開挖時之連續壁最大側向位移，而此時尚未架設支撐，連續壁的勁度尚未發揮，所以對側向位移之影響甚小。而 D_{100} 值隨厚度之增加而減少。這也是理所當然，不難理解。如同圖二一樣，這發現也十分有價值，連續壁厚度對側向位移的影響也可與其他因子的影響脫勾。這結論也經其他獨立研究證實，至於其確實原因亦待探討。

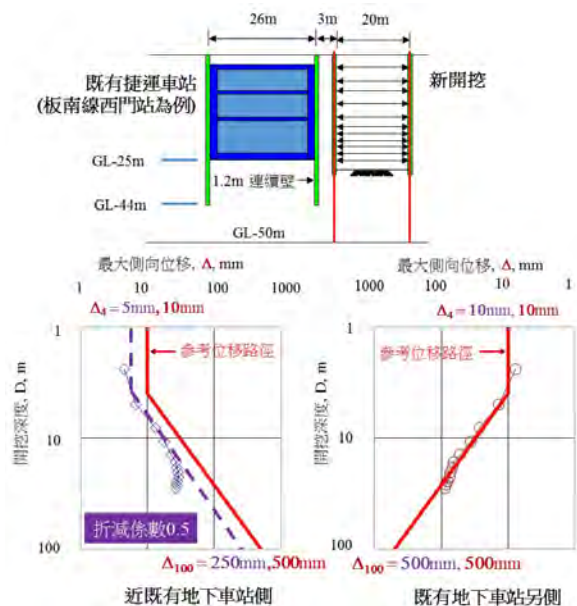
實務上，回饋分析或設計分析通常是以二維數值分析進行，通常並不包括鄰近地下結構物在內，也就是說，所模擬的是在素地開挖的情境。但事實上，開挖區附近難免有地下結構物存在，尤其捷運系統常位於通衢大道下方，其旁高樓林立，有地下室及擋土壁、基樁、維生管線以及排水箱涵等等結構物。現在以臺北捷運西門站為例，探討這一超大型地下結構物對鄰近新開挖連續壁側向位移之影響。圖四顯示在鄰近該站的一側連續壁側向位移約為參考位移路徑所示位移之半，也就是說折減係數為 0.5，但在另一側，連續壁的側向位移不受影響。



圖二 開挖區寬度對連續壁側向位移之影響



圖三 連續壁厚度對連續壁側向位移之影響



圖四 鄰近地下結構物對連續壁側向位移之影響

既有地下結構物對新開挖的影響與兩者之間的距離有關。同時，也與既有結構物之量體及既有擋土壁(不一定是連續壁)之勁度及長度有關。兩者距離越近，新開挖連續壁側向位移的折減係數越小，如果兩者背靠背相貼，而既有結構物的擋土壁夠長、勁度夠大時，新開挖的連續壁甚致可能不變形，也就是說折減係數為零。當兩者距離超過新開挖的開挖深度時，則可以假設兩者無互制關係，新開挖等同素地開挖，折減係數可以假設為 1。圖中所示的案例中，既有捷運車站寬 26 公尺、深達 25 公尺，連續壁厚 1.2 公尺、長 44 公尺，在一般情形下，既有地下結構物很難超過此地下三層捷運站之量體，而間距 3 公尺，亦不算大，所以 0.5 可視為折減係數之下限。

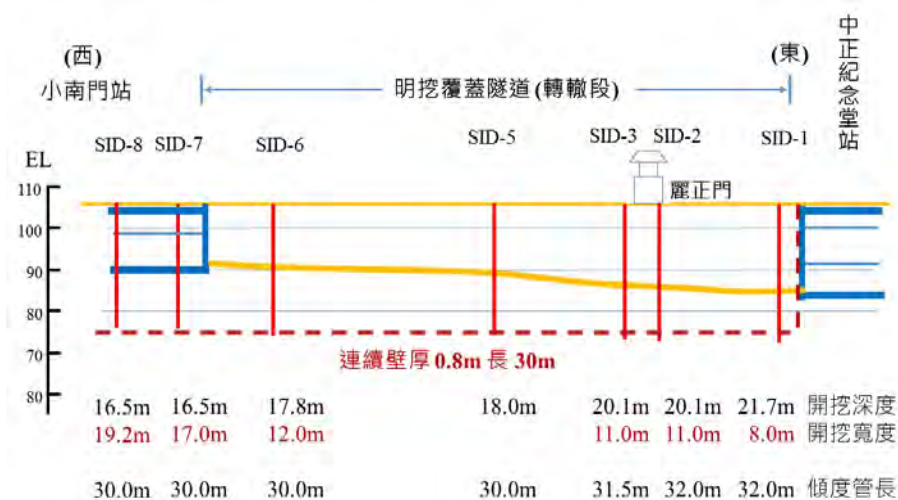
以上介紹的數值分析結果，必須以實例驗證其合理性及實用性。在臺北捷運松山新店線小南門站至中正紀念堂這一明挖覆蓋路段，上方是愛國西路，兩側空曠，僅在北側有數棟低矮建物，部分建物下有地下室，但最多不過一層，接近素地條件，其監測所得結果可以與二維數值分析結果比對，相互驗證。

圖五顯示，出中正紀念堂站後，松山新店線兩隧道逐漸自上下配置轉為左右平行配置，所以開挖區寬度逐漸增加，但開挖深度則逐漸減少。在東側與中正紀念堂站相接之處開挖深度近 22 公尺，開挖區寬度約 8 公尺，往西進入小南門站後，開挖深度減為 16.5 公尺，但開挖寬度則增為 19.2 公尺。在其他各

處，開挖寬度不同，深度不同，而全路段連續壁一律長 30 公尺，與善導寺站之連續壁長度(30.5 公尺)相近，厚度一律為 0.8 公尺，與善導寺站的 1 公尺厚度不同，非常適合用以驗證開挖區寬度與連續壁厚度對連續壁側向位移之影響。

這一路段兩側連續壁中有 7 支傾度管，除 SID-2 位於南側外(麗正門前方)外，其餘皆位於北側。SID-5 位於工作井之側牆中，受角隅效應之影響，不在此討論。而 SID-2 及 SID-3 受到為保護麗正門而施作之地中壁影響，不合素地條件，亦不在此討論。

以下介紹的實測連續壁側向位移都經管底位移校正。首先探討 SID-1 所得資料。SID-1 位於此一驗證路段之東端，距與中正紀念堂站相接之處(南港線 CN251 施工標與新店線 CH219 施工標之交界)約 25 公尺。如圖六所示，開挖至 14.5m 時，最大側向位移與開挖深度仍呈線性關係，在開挖超過此深度後，位移路徑呈下彎之勢，提供松二層因壓密而強度增加之佐證。該傾度管距東側邊牆達 25 公尺，角隅效應之影響應不致太大。SID-1 的位移路徑可以以 $D4=4\text{mm}$ 及 $D100=700\text{mm}$ 表示之。善導寺站數值分析結果顯示，開挖區寬度為 10 公尺時， $D4=4\text{mm}$ ，此處開挖區寬度為 8 公尺， $D4=4\text{mm}$ 與數值分析結果相近。數值分析也顯示連續壁厚度為 1 公尺時， $D100=500\text{mm}$ 、厚度為 0.6 公尺時， $D100=1000\text{mm}$ 。此路段連續壁厚度為 0.8 公尺，所得 $D100=700\text{mm}$ 介於兩者之間，也屬合理。



圖五 驗證案例：捷運小南門站及其東明挖覆蓋段剖面圖

如圖七所示，SID-6 的位移路徑可以以 $D_4=5\text{mm}$ 及 $D_{100}=700\text{mm}$ 表示之。 D_{100} 值之合理性已如上所述。此處開挖寬度為 12 公尺，所得 D_4 值也屬合理。因為此處開挖深度僅 17.8 公尺，所以位移路徑下彎之勢不若上圖明顯。

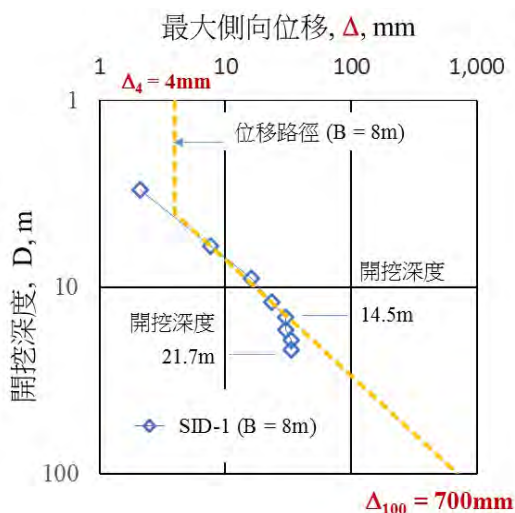
如圖八所示，SID-7 的位移路徑可以以 $D_4=7\text{mm}$ 及 $D_{100}=400\text{mm}$ 表示之。以開挖區寬度為 17 公尺而言， D_4 值為合理。但 D_{100} 值低於預期的 700mm，是否受環境因素或其他因素之影響已不可考，雖美中不足，但實務與理論偶有差距不足為怪。

SID-8 位於在此路段之西端，開挖區最寬。如圖九所示，其位移路徑可以以 $D_4=8\text{mm}$ 及 $D_{100}=300\text{mm}$ 表示之。以開挖區寬度為 19.2 公尺而言， D_4 值為合理。但 D_{100} 值低於預期的 700mm。

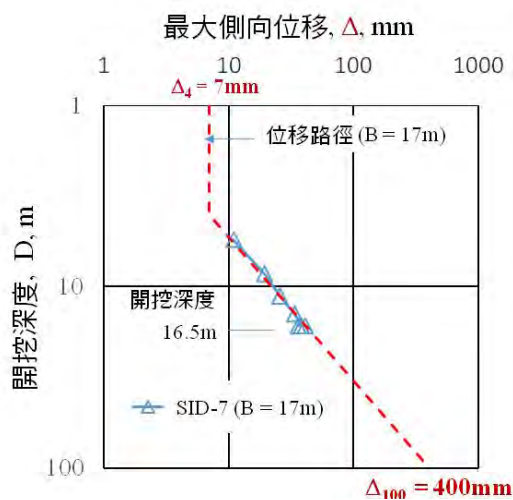
綜合檢視四支傾度管的 D_4 及 D_{100} 值，除了 SID-7 及 SID-8 的 D_{100} 值與數值分析的結果有所不同外，其他與數值分析結果大致相符。

接下來探討鄰近結構物對連續壁側向位移的影響。圖十綜合在 T2 區三個場址開挖期間實際量測所得連續壁側向位移路徑。這三個場址的開挖區寬度都在 20 公尺左右、連續壁厚度同為 1 公尺。根據上述數值分析結果，參考位移路徑應可以以 $D_4=10\text{mm}$ 及 $D_{100}=500\text{mm}$ 代表。

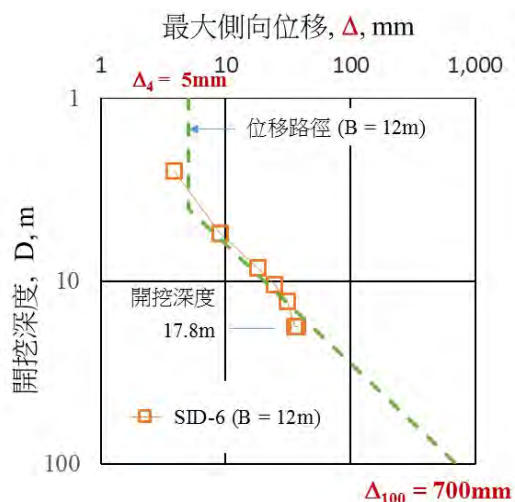
由於鄰近地下結構物以及其他環境因子皆偏向減少連續壁的側向位移，所以推論實測側向位移的上限包絡線較任何一支單一位移路徑更能代表素地開挖的位移路徑。所以此實測位移路徑之「上限包絡線」即以「參考包絡線(reference envelope)」名之。「參考位移路徑」可以以數值分析求得，也可以實測側向



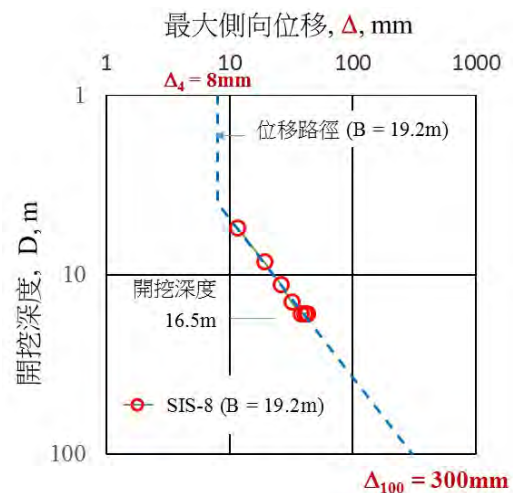
圖六 SID-1(開挖深度21.7m)



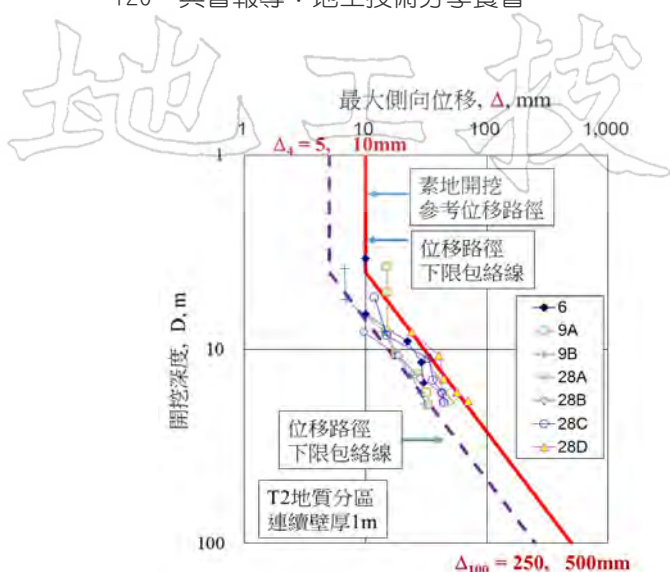
圖八 SID-7(開挖深度16.5m)



圖七 SID-6(開挖深度17.8m)



圖九 SID-8(開挖深度16.5m)



圖十 鄰近地下結構物對連續壁側向位移之影響 (開挖區寬度約20公尺)

位移「上限包絡線」表示之，但無論如何，必須能代表素地開挖才能作為參數研究的基礎。在理想情況下，兩者應相符。

實測位移路徑之上、下限包絡線之差異可以視為鄰近地下結構物之影響。如圖十所示，實測位移路徑之上限包絡線與數值分析所得參考位移路徑確實相符，而實測位移路徑下限包絡線之D4及D100值正好是參考包絡線之D4及D100值之半。這雖然不能充分證明連續壁側向位移折減係數以0.5為下限，但也示範以位移路徑量化鄰近結構物對連續壁側向位移影響之應用。

以上這些實例驗證了數值分析所得結果的合理性以及位移路徑之實用性。影響連續壁側向位移的因子不勝枚舉，以上所列舉的不過是其中的幾個。其他因子對連續壁側向位移的影響也可以類似手法量化。我就講到這裡，謝謝大家。



照片三 主持人張文城博士



照片四 後續討論中胡博士提出個人心得



照片五 陳正興教授：液化噴出來的水是熱的嗎？



照片六 分享餐會後團體合照留念