

開挖引致之地表沈陷與建築物之容許沈陷量

歐章煜*謝百鈞**丘達昌***

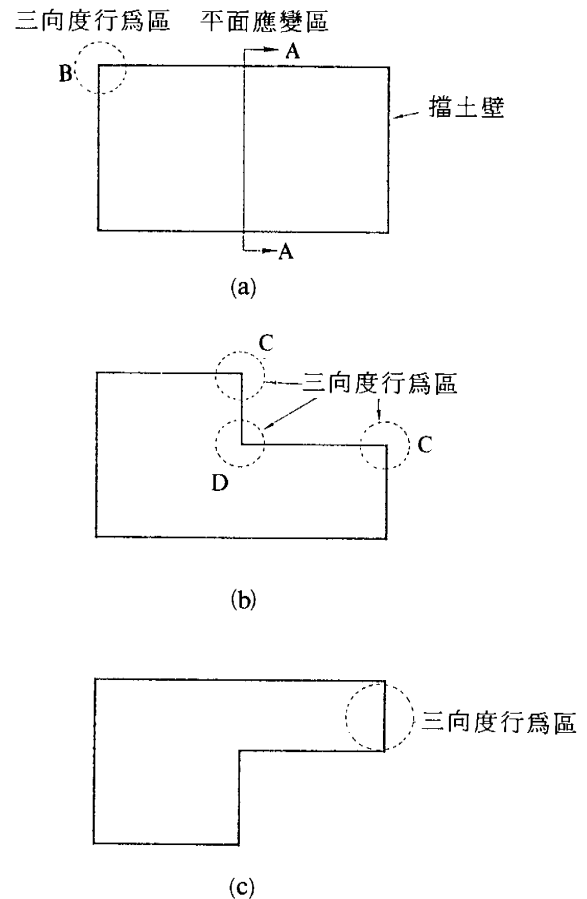
一、前言

台灣地區由於經濟的發展，超高建築物如雨後春筍般地興建起來，這些建築物的興建雖提供人們更多的活動及居住空間，但在進行基礎開挖時却常常導致嚴重的鄰屋受損事件，輕者使建築物外牆及隔間牆產生裂縫，造成使用者的不方便，重者使樑柱等主結構體斷裂產生立即而明顯的危險，這種現象尤以大台北地區最為明顯，主要係由於大台北地區的土質大部份屬軟弱的沈積土壤，深開挖常會產生較大的地表沈陷，而在此區域缺乏深基礎的建築物為數可觀，其所能忍受的沈陷量又相當有限，若設計或施工者對開挖所引致之地表沈陷特性及鄰近建築物的沈陷容忍限度了解不夠，則開挖導致鄰屋受損之風險亦相對增高，本文的目的即深入的探討開挖引致地表沈陷之沈陷特性、沈陷量大小及影響範圍之各種預測方法及國內一般建築物之容許沈陷量。

二、深開挖之地表沈陷

開挖時由於基地內、外側土壓力處於不平衡狀態，因此導致擋土壁及基地附近土壤之位移，其位移的大小與型態與其所處在基地的位置有關。圖一(a)所示為矩形開

挖基地，其中間區域（部面A-A附近）之擋土壁之變形大致相同，因此其行為可視為二向度平面應變，而在角隅附近之擋土壁及土壤（如圖一(a)之B區），由於土壤



圖一 開挖基地之平面應變區與三向度行為區

* 國立台灣工業技術學院營建系副教授
** 國立台灣工業技術學院營建系研究生
*** 達欣工程公司大地工程師

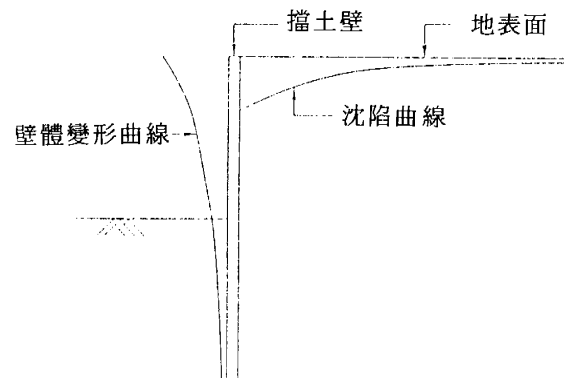
拱作用之影響，因此其行為屬三向度，其位移的大小遠小於中央區域。圖一(b)之C區亦受到土壤拱作用之影響，其位移較小，但D區則正好相反，其位移應較C區為大。圖一(c)所示之開挖基地，由於邊長過短，即使在中央斷面，其變形亦受到角隅存在的影響，每一斷面之位移均小於平面應變時之位移，這也是典型之三向度問題。三向度的開挖由於一來理論尚未臻完全，二來缺少完整的觀測資料，因此其行為尚未被清楚的了解，而現有的開挖分析方法大部份適用於二向度平面應變，因此本文擬首先由二向度平面應變的角度來探討深開挖之地表沈陷特性。

一般說來，開挖引致地表沈陷曲線有(1)平滑漸近線型態(2)凹槽漸近線型態等二種型態，如圖二所示。如果開挖初期，第一個階段即產生較大壁體變位或擋土壁為懸臂式(Cantilever)則可能產生第一種型態；而如果第一個階段之開挖深度較淺，則壁體變形及牆後地表沈陷均不大，其後支撐位置又架設近於地表處，因此當繼續往後階段開挖時，雖然壁體繼續變形，但在支撐位置之壁體變形及交界處之地表沈陷却没有增加多少，因此造成雖然擋土壁體其他位置之變形隨著開挖深度之增加而增加，但在壁體頂端之變形却仍然不大，使得牆與土壤交界處之地表沈陷亦不大，致使地表最大沈陷位置發生於壁後某段距離處。對一個開挖基地而言，地表沈陷之型態、大小及範圍應與土質種類、擋土支撐系統的種類、開挖深度、施工順序…等有密切的關係，因此若能在開挖前，預知可能產生的沈陷型態、大小及範圍則將可有效地維護鄰近建築物的安全。預測地表沈陷方法有傳統的經驗法(Empirical Formula)，半經驗法(Semi-Empirical Formula)，有

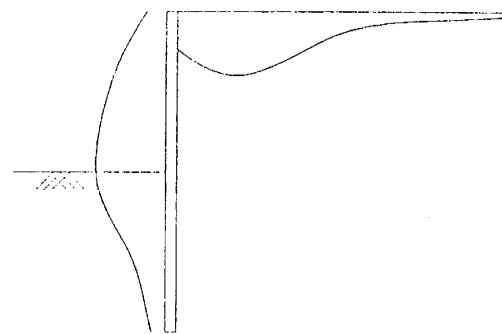
限差分法(Finite Difference Method)和有限元素法(Finite Element Method)等數種，每一種方法的優點、缺點、適用性及在臺灣地區使用的現況均將在以下逐一的介紹。

三、有限元素法及有限差分法

有限元素法與有限差分法之基本原理與應用，請見參考文獻（歐章煜和丘達昌，民國81年），其方法乃將開挖影響範圍內之擋土壁及土壤劃分為許多網格



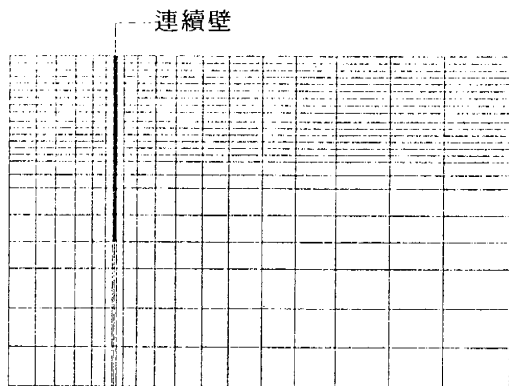
(a)平滑漸近型



(b)凹槽漸近型

圖二 兩種不同型態之地表沈陷曲線

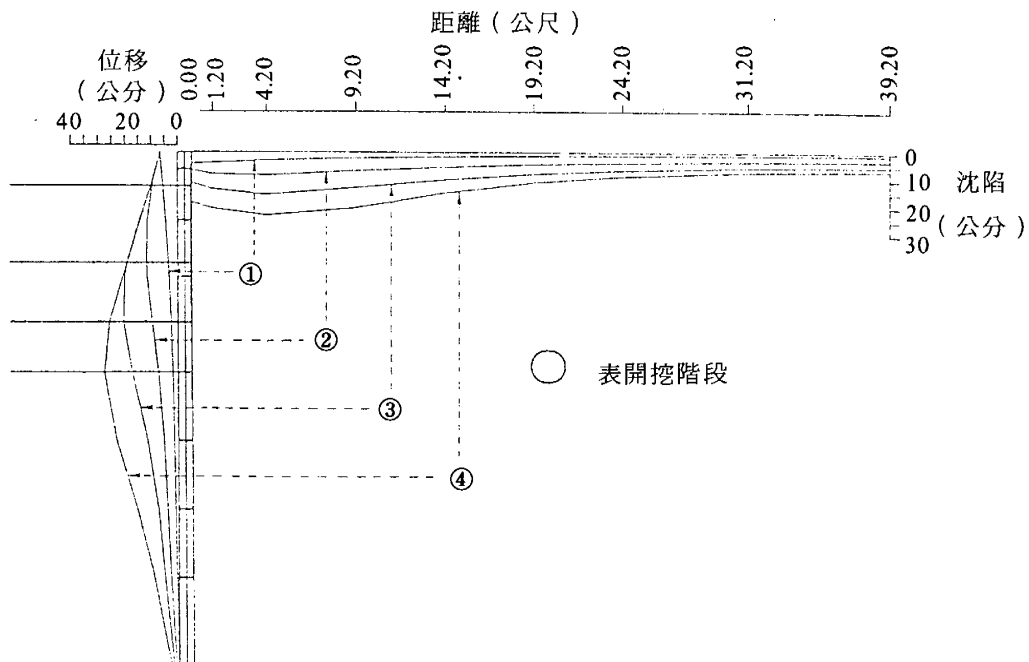
(Mesh)，每一網格視其力學特性與材料差異而予以適當之元素（如樑元素或二向度元素）及其應力-應變模式（如彈性模式、塑性模式或雙曲線模式等），然後分別用有限元素法的理論及有限差分法的理論求解開挖所引致每一元素之應力變化及變形，圖三所示為典型有限元素深開挖分析所用之網格。就有限差分法而言其分析過程較簡易，因此所需電子計算機計算時間



圖三 有限元素法分析用網路

較小，但也正由於計算較簡易，因此考慮較不嚴謹，導致分析精度較差，但若選取「適當」的土壤參數，則其對擋土壁之變形，可得到合理的預測，但對地表沈陷的預測則仍然與實際觀測的結果有所出入，因此若欲利用有限差分法分析開挖引致之地表沈陷，則不論從參數的選擇、計算的過程、模擬的方法……等均有待更進一步的研究。

有限元素法由於求解的過程，必需利用到高斯消去法(Gauss Elimination Method)等步驟，因此所需的計算時間較長，但由於其理論基礎及模擬程序較為嚴謹，且應用在深開挖問題上研究的歷史較長，因此發展較成熟，分析的精度也較高，只要嚴謹的模擬土壤及材料性質、施工順序等，則不論何種地表沈陷型態（圖二），均能藉有限元素法加以計算獲知且與實際情形相去不遠，圖四所示為開挖寬度80公尺



圖四 有限元素法分析之壁體變形與地表沈陷圖（歐章煜、丘達昌1992）

、開挖深度13公尺、連續壁厚70公分長26公尺，於軟弱粘土地盤開挖之有限元素法對各個階段之壁體變形及地表沈陷的分析結果。

四、傳統經驗法及半經驗法

Peck(1969)首先根據芝加哥、挪威奧斯陸等地的現場地表沈陷觀測資料，提出於不同性質之土層中，分析地表沈陷量與沈陷範圍之關係曲線，如圖五所示，此圖依土壤性質可劃分為三種區域：

第一區：砂和軟弱至硬粘土，一般性的施工品質

第二區：(a)很軟弱至軟弱粘土

(1)開挖底面以下粘土深度有限

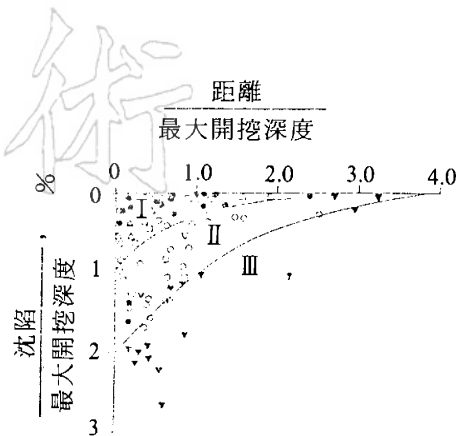
(2)開挖底面以下粘土層相當厚，但 $N_b < N_{cb}$

(b)沈陷受不甚佳的施工品質影響

第三區：很軟弱至軟弱粘土，開挖底面以下之粘土層相當厚，而且 $N_b \geq N_{cb}$ 。

上述中之 N_b 為土壤之穩定係數， N_{cb} 則為開挖底面產生隆起之臨界穩定係數。

由於此圖表之應用相當簡易，因此為甚多工程師所採用，但由於所蒐集的觀測資料，多半採用鋼板樁(Sheet Pile)及鋼軌樁橫板條(Soldier pile & lagging)為擋土設施，和台北市目前於深開挖工程中普遍使用連續壁工法不同，後者之勁度及止水性高，因此變形量較小，所引致之地表沈陷亦較小，因此Peck建議之關係曲線恐不適合應用於大台北地區之深開挖案例，其後雖然有許多學者、專家提出其他簡易公式或圖表以估計開挖引致之地表沈陷，但由



軟弱至中等軟弱粘土	開挖深度(ft)
● Chicago, Illinois	20-63
○ Oslo, Norway (不包括 Vaterland 1,2,3)	20-38
▼ Oslo, Norway, Vaterland 1,2,3	32-35
□ 堅硬粘土和帶有粘性之砂土	34-74
△ 無凝聚性砂土	39-47

圖五 地表沈陷與距離關係圖 (Peck 1969)

於一般建築物之容許沈陷量極小而這些方法之準確性又不高，故其實用價值有待商榷。

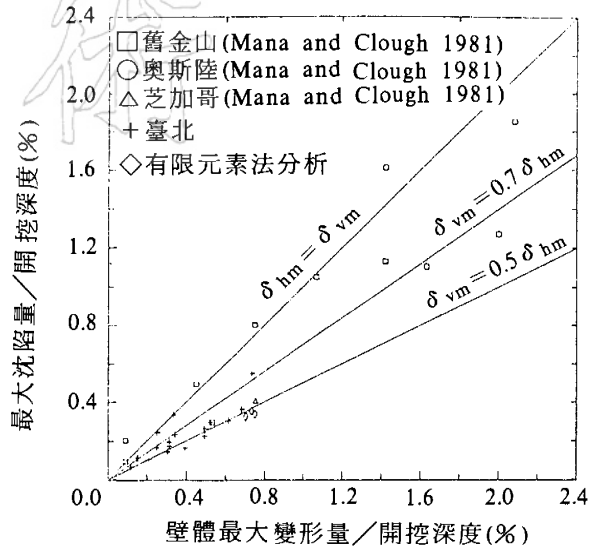
從另一方面來說，開挖時擋土壁的應力及變形可用連續梁法（或稱彈塑性法）得到很好的預測，而根據作者等（謝百鈞、丘達昌和歐章煜，民國80年）的研究，地表沈陷的大小與擋土壁的變形有相當密切的關係，因此若能建立地表沈陷與擋土壁變形的關係，則開挖所引致之地表沈陷或許可先從連續樑法計算壁體變形，再利用此關係式間接推導而得。

圖六所示為擋土壁最大變形量與地表最大沈陷量之統計結果，雖然圖中所用的地質資料有舊金山的Baymud，奧斯陸的軟弱粘土，芝加哥的粘土，台北的Silty Clay，甚至有從有限元素法分析而得，所用的擋土支撐系統有鋼板樁、鋼軌樁，甚或連續壁，但可看出最大壁體變形量(δ_{hm})與最大沈陷量(δ_{vm})的關係均在 $\delta_{vm} =$

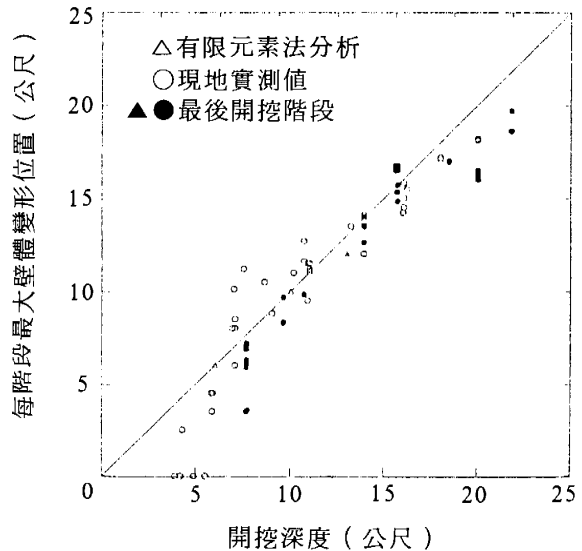
$0.5 \delta_{hm}$ (近砂質土) 至 $\delta_{vm} = \delta_{hm}$ (軟弱粘土) 之範圍, 以大台北地區開挖案例而言, 大部份的最大地表沈陷 δ_{vm} 均在 $\delta_{vm} \leq 0.7 \delta_{hm}$ 範圍之內。

圖七所示為每階段之最大壁體變形位置與每階段開挖深度關係圖, 所採用的數據包括順打工法、逆打工法及地錨背拉等工法, 且包含每一個開挖階段及最後開挖階段之實際觀測資料及有限元素法之分析結果, 由此圖可看出, 除了最初開挖階段外, 最大壁體變形位置通常發生於接近開挖底面 (參考圖四之示意圖) 處。雖然開挖時最大壁體變形位置隨開挖深度之增加而增加, 但根據實際觀測資料顯示, 屬凹槽型態之最大地表沈陷發生位置却不隨開挖深度增加而改變, 且固定發生於牆後某段距離, 如表一所示。發生這種現象的原因可能是每階段開挖時, 應力集中均發生於牆後固定範圍以內, 而最大地表沈陷發生位置即在於此。Nicholson (1987) 認為最大地表沈陷發生於牆後 $H/2$ 處, 其中 H 為最後開挖深度, 此關係與表一所列之實際觀測資料頗為一致, 但却無法解釋為何在前幾個開挖階段時之最大地表沈陷發生位置依然在牆後 $H/2$ 處, 因此 Nicholson 的建議能否適用於所有的開挖案例, 則有待搜集到更多實測資料以作進一步研究。

於正常情況下, 開挖甫一開始, 地表即產生沈陷, 根據實際觀測資料顯示, 其受影響的範圍可能相當遠, 如圖四所示, 然而僅在距擋土壁後某一距離內之地表沈陷量會隨著各開挖階段而顯著增加, 建築物或公共設施若在此範圍內, 則有可能受沈陷影響, 針對此範圍, 本文予以定義為「顯著影響範圍」(AIR)(Apparent Influence Range), 而在此範圍外的部份, 其隨開挖階段所增加的沈陷量很小, 即或有之



圖六 擋土壁之最大變形量與地表最大沈陷之關係



圖七 壁體最大變形位置與開挖深度

亦屬均勻沈陷, 所以幾乎不會對建築物或公共設施造成影響, 故此部份的沈陷可不予重視。根據大台北地區甚多開挖案例所做的研究 (謝百鈞、丘達昌和歐章煜, 1992) 顯示, 顯著影響範圍 AIR 大致相當

表一 最大沈陷產生位置

單位：公尺

開挖 Case		第一階段	第二階段	第二階段	第二階段	第二階段	第二階段	第二階段	第二階段
台北安例1 (排樁長 16.75m)	H	2.0	5.0	7.5	9.6				
	H ₂		5.0	5.0	5.0				
台北案例2 (連續壁長 22m)	H	4.0	8.0	10.3	13.0	16.2			
	H ₂		6.0	6.0	6.0	6.0			
	H	4.0	8.0	10.3	13.0	16.2			
	H ₂		0.0	0.0	8.0	8.0			
台北案例3 (連續壁長 31m)	H	1.6	4.3	6.9	10.15	13.2	16.2	18.45	
	H ₂		8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	
挪威 Vaterland 粘土層 (版樁長 14.5m)	H	2.8	5	6	7	8	9	10	11
	H ₂		4	4	4	4	4	4.5	4.5
日本東京 地鐵 粘土層 (Side A 之連續壁 長32m Side B 之連續壁 長30m)	H	4	7	9	12	15	17		
	H ₂	5~7.5	5~7.5	5~7.5	5~7.5	5~7.5	5~7.5		
	H	4	7.5	12	14	17	20	21	
	H ₂	10	10	10	10	10	10	10	

〔註〕A,B代表二個不同之斷面

於主動區 (Active Zone) 並可以下式表示之：

$$AIR = L \tan \left(45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{式一})$$

其中 L 為擋土壁之全長，但若擋土壁長度以內有不動點出現時（如貫入岩盤）， L 則為該不動點至擋土壁頂之距離； ϕ' 則為有效應力下之內摩擦角。

至於地表沈陷曲線的預測，則更為複雜。雖然 Peck 的建議（圖五）和 Bowles (1984) 所提供的方法似乎適用於平滑漸近線型態之預估（圖二(a)），但由於太過於保守，且精度太差，較無法適用於台灣地區的開挖型態，Clough 和 O'Rourke (1990) 綜合有限元素法之案例研究和部份實際案例觀測的結果而提出如圖八所示之關係圖，圖八雖然同時考慮到二種型態之地表沈陷，但由於一般在砂土層開挖不見得產生如

圖八(a)所示之地表沈陷型態，在粘土層中開挖亦不見得產生如圖八(b)及八(c)所示之型式，其真正的沈陷機制應如本文所述之原因較為合理，此外該圖形應用於國內之開挖型態時仍然有太大之誤差（過於保守），而建築物之容許沈陷量通常又不大，致使分析出來的結果意義不大，因此除非使用有限元素法，正確的地表沉陷曲線應從現地計測結果獲得。以上所討論地表沈陷的分析方法，均只適用於有平面應變行為之斷面，對於有三向度行為之區域的壁體變形或地表沈陷之分析，在學術界或工程界尚未有進一步的研究成果或實測資料前，可假設角隅處的變形為 0，中央斷面之變形最大，在中央斷面與角隅間之任一斷面的變形則以線性內插的方式求得。

五、建築物的容許沈陷量

5.1 自重作用下之容許沈陷量

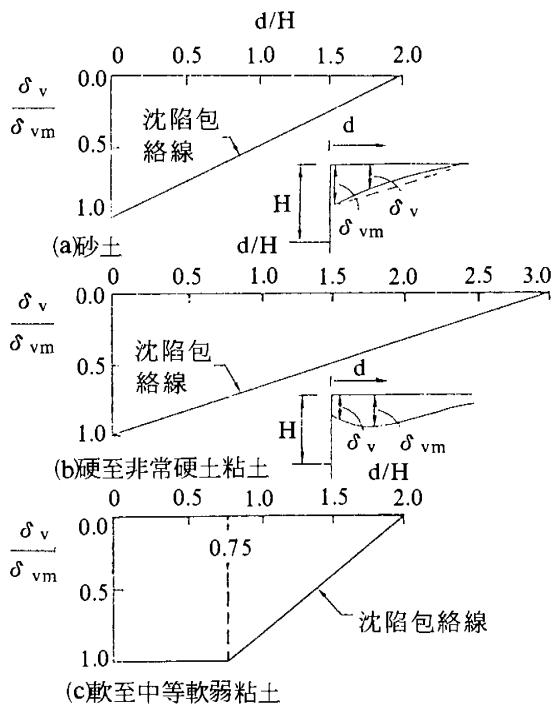
建築物在本身自重作用下，其構件如樑、柱、牆及基礎等會產生變形或沈陷，其大小應與建物種類、面積、材料、土壤性質、基礎的型式、尺寸等有關，其變形或沈陷的機制相當複雜，甚至可能為土壤與結構之互制作用 (Soil-Structure Interaction) 所影響，故此類的研究文獻相當有限。Das (1984) 曾依據 Walsh (1981) 研究成果，定義相關的變形參數如圖九所示，其中 A、B、C 及 D 為沈陷前之點位，A'、B'、C' 及 D' 為沈陷後之點位，圖中各參數說明如下：

ρ_i = 點之總沈陷量 (Total Settlement)

δ_{ij} = i 點和 j 點間之差異沈陷量 (Differential Settlement)

Δ = 相對撓度 (Relative Deflection)

ω = 剛體之轉動量 (Tilt)



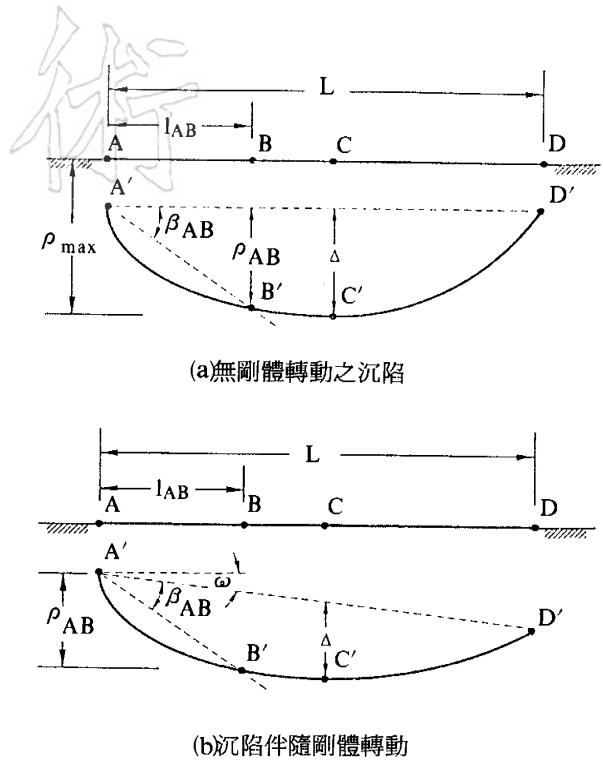
圖八 地表沈陷量與距離 (Clough and O'Rourke 1990)

$$\beta_{ij} = \frac{\delta_{ij}}{L_{ij}} - \omega = \text{角變量(Angular Distorsion)}$$

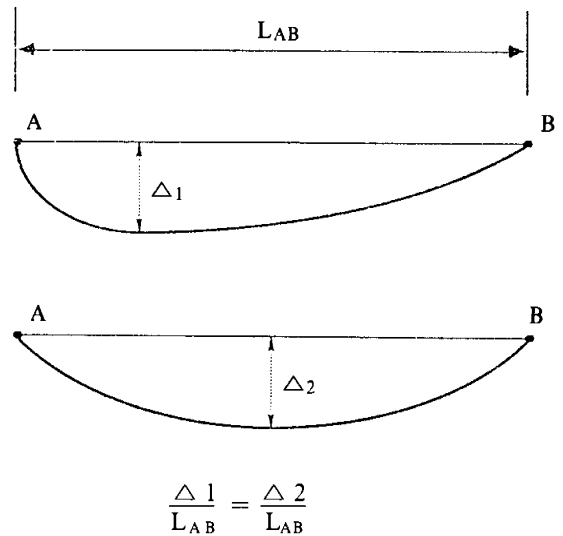
$$\frac{\Delta}{L} = \text{撓度比(Deflection Ratio)}$$

上述中L代表二參考點間之距離。當建築物僅產生剛體轉動時 (Rigid Body Rotation)，其構件 (Member)並無扭曲變形，因此不致使樑、柱、牆等的龜裂，但會造成建築物某些機能上之障礙或外觀視覺上之不安，由於上述角變量與撓度比的定義已將剛體轉動量從中扣除掉，因此與建築物構件扭曲變形直接有關的參數為差異沈陷量 \ominus 角變量與相對撓度，但在實務上建築物之差異沈陷不容易藉量測獲得，但可視土層種類間接的從總沈陷量中推導而得。工程上常用之傾度盤 (Tiltmeter)，其量測值即為角變量與轉動量之和。有些學者喜歡用撓度比(Δ/L)來表示建築物損壞的程度，但使用上應謹慎小心，如圖十所示，相同之沈陷量或撓度比却造成不同之角變量，很顯然地圖十(a)所示之構件損壞的情形會比圖十(b)嚴重。

Skempton和 MacDonald (1956) 首先以角變量作為探討建築物之容許沈陷量之參數， Bjerrum (1963)以 Skempton和 MacDonald的研究為基礎而提出如表二所示之建築物損害情形與角變量之關係表，其後許多學者陸續進行建築物容許沈陷量之研究如 Grant et al.(1974)、 Burland and Wroth(1974)、 Burland et al.(1977) 和 Wahls (1981)等。這些學者所得到結果大致和 Bjerrum的建議值相當接近，表三所示為綜合這些學者對RC構架或加強磚造結構之容許角變量之建議值。由於建築物之構件破壞與否應和構件扭曲的程度有關，也就是與構件所受之彎矩或角變量有關，因此表三可適用於座落於任何土層之RC構架或加強磚造結構，亦同時應用於獨立基礎



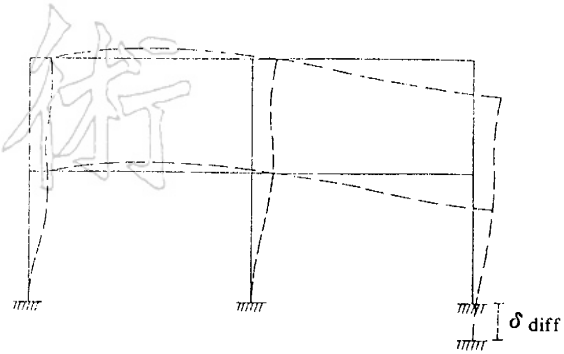
圖九 建築物沈陷之相關參數示意圖



圖十 相同的撓度比卻有不同的變形型態

或筏式基礎等之建築物。表四所示為 Burland 和 Wroth (1974) 對非加強磚造結構之容許撓度比，同理此表應適用於任何土層之非加強磚造結構。

除了用角變量來表示建築物之容許沈陷量外，差異沈陷量與總沈陷量由於其應用上的便利與直接性，因此亦常常用來探討建築物之容許沈陷量。圖十一所示為座落於砂土層之建築構架(Frame)，假設在本



圖十一 構架之不均勻沈陷

表二 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum 1963)

角變量	建築物損壞程度
1/750	對沉陷敏感之機器的操作發生困難
1/600	對具有斜撐之構架發生危險
1/500	對不容許裂縫產生之建築物的安全限度 (含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫 (不含安全係數)
1/300	天車的操作發生困難
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆有相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度 (含安全係數)
1/150	建築物產生結構性破壞

表三 RC 構架或加強磚造結構之容許角變量

角變量	建築物的行為
1/150	結構性破壞
1/300	隔間牆或外牆產生裂縫等非結構性破壞
1/500	包含安全係數之非結構性破壞

表四 非加強磚造結構之容許撓度比 (Burland and Wroth 1974)

磚牆之變形型式	容許撓度比(Δ/L)
下垂(Sagging)	1/2500 for L/H=1 1/1250 for L/H=5
上拱(Hogging)	1/5000 for L/H=1 1/2500 for L/H=5

[註] L與B分別代表建築物之長度與高度

身自重下產生差異沈陷量(δ_{diff})，則根據表三之建議若不欲此構架產生非結構性破壞則必須

$$\frac{\delta_{diff}}{L} \leq \frac{1}{300} \quad (\text{式二})$$

其中L為兩柱位間之间距，以歐美地區一般性建築物 $L \approx 20$ 英尺(6公尺)，因此上式可改寫成

$$\delta_{diff} \leq \left(\frac{1}{300}\right) \times (20) \text{英尺} \approx \frac{3}{4} \text{英寸} \approx 2.0 \text{公分} \quad (\text{式三})$$

但由於差異沈陷量在實務上不容易量測，但據經驗砂土層建築物之差異沈陷量 δ_{diff} 與總沈陷量 ρ 間應有某種關係存在，再考慮安全係數的因素則

$$\rho \approx \frac{4}{3} \delta_{diff} \approx 1 \text{英寸} \approx 2.5 \text{公分} \quad (\text{式四})$$

這就是一般用2.5公分之沈陷量當作砂土層之獨立基礎的最大沈陷量的由來。但在粘土層之建築物通常會產生較均勻之沈陷，因此雖然公式(二)和公式(三)仍然適用，但公式(四)關係則不再適用，因此在粘土層之建築物若欲利用總沈陷量 ρ 來探討其在自重下之容許最大沈陷量則必須另循他途。表五所示為顏東利和張桂才(民國80年)結合中、日兩國規範，Terzaghi and peck, Skempton and MacDonald等之容許總沈陷量及差異沈陷量之建議值；從顏東利和張桂才的研究亦可看出，中華民國建築學會和日本建築學會所建議之數值較接近實際情形，表五之建議值應只適用於跨距為6公尺左右之一般性建築物，跨距大小或太大之建築物均不適用表五來評估其容許沈陷量。

表五 鋼筋混礎土結構物之容許沈陷量
(顏東利 張桂才 民國80年)

基礎型式	土層	總沈陷量 (公分)	差異沈陷量 (公分)	備註 ▲
獨立基腳	砂土	2.5	2.0	T
		5.0	3.0	S
		3.0		J
筏式基礎	粘土	7.5		S
		10.0		J,C
筏式基礎	砂土	5.0	2.0	T
		5.0~7.5	3.0	S
		6.0~8.0	—	J
		—	3.0	G
	粘土	7.5~12.5	4.5	S
20.0~30.0		—	J,C	
		—	5.6	G

▲ T=Terzaghi & Peck (1984)

S=Skempton & MacDonald (1957)，對應1/300之角變量

J=日本建築學會 (1988)

C=中華民國建築學會 (民國78年)

G=Grant et al. (1974)，對應1/300之角變量

5.2 開挖引致之容許沈陷量

有關開挖引致鄰近建築物沈陷之研究相當有限，近年來僅有Boscardin和Cording(1989)等作過完整的研究，然而由於應用於實際工程時需要額外的參數，而這些參數並不容易取得，因此若欲使用Boscardin和Cording等人的研究於實際工程上頗為不易。

建築物之構件會不會產生龜裂或破壞與否，應與其所受的彎矩有關，也就是與

角變量有關，由此觀之，雖然開挖引致地表沈陷對建築物所造成之損害與因建築物本身自重對建築物所造成損害之機制不同，但表三及表四對容許值的規定應仍然適用，因此可利用此二表之規定評估開挖時對鄰近建物之影響程度。值得注意的是有筏式基礎之建築物大部份為超高層建築物，而台灣地區之筏式基礎通常都相當厚，因此有很高的勁度，故而從傾度盤上所量測得到的數據可能大部份為剛體之轉動量，此時雖然內部可能尚無明顯構件扭曲，但建物的外觀恐怕已產生明顯的傾斜，建築物越高，傾斜愈明顯，此時傾斜不但無法在視覺上為人所接受，而且從建築物耐震的角度而言，恐怕亦不適合，因此對有筏式基礎之超高層建築物之容許傾斜量可能必須從是否外表產生明顯傾斜的角度來討論較合適。

顏東利和張桂才（民國80年）對台北市42棟緊臨開挖工地之建築物實際沈陷的觀測結果指出於砂土層之獨立基腳，其最大沈陷量大於3.5公分且差異沈陷量大於2.0公分時，建築物將發生「輕微」(Slight)程度以上之損壞，所謂「輕微」程度，根據Burland等人(1977)的定義是指建築物外牆及隔間牆開始龜裂，開窗之開啓受影響，這種損壞應已近於非結構性破壞之範疇，已不是一般住戶能接受了；而其觀測資料亦顯示，有二棟座落於粘土質地盤之筏式基礎之建築物，當其總沈陷量分別達到8.0公分及6.0公分時（其對應之差異沈陷量為2.2公分及1.7公分），建築物產生「極輕微」的損害—即建築已能檢視微細裂縫，以上數值正好接近於表五所示筏式基礎於砂土質地盤之容許總沈陷量。綜合以上所述可知，座落於任何土層之獨立基礎或筏式基礎之R.C構造之建築物，開挖引致之

容許總沈陷量及差異沈陷量應可直接參考表五中由中華民國建築學會及日本建築學會對砂土層中之規定。

六、綜合應用

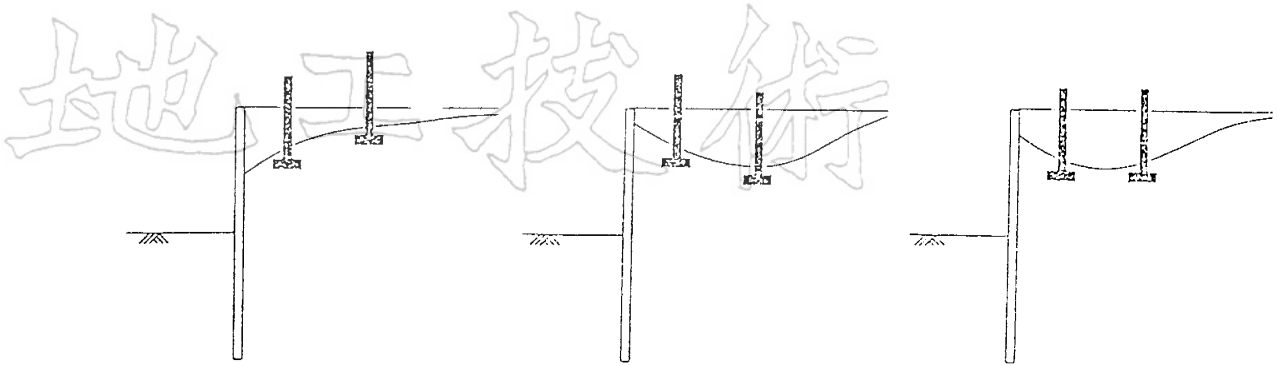
本節將利用前述之地表沈陷預估方法及建築物容許沈陷量之探討，進行開挖時鄰房安全性之分析工作，所用的分析方法有有限元素法及半經驗法。

6.1 有限元素法

開挖前，根據土質的狀況，所設計之擋土壁體及支撐性質、開挖斷面、預定施工順序等基本設計資料即進行有限元素法分析以預測開挖各個階段擋土壁體之變形和地表沈陷。對獨立基礎之建築物而言，地表沈陷曲線得到後，即探討鄰屋主結構體在地表沈陷曲線上之相對位置，然後計算相鄰兩柱之差異沈陷量或角變量，再利用表三有關於角變量及表五有關於差異沈陷之規定即可初步的判斷此建築物在開挖時可能之行爲，圖十二所示為相鄰兩柱在不同地表沈陷型態及位置時可能會有截然不同之行爲。

對筏式基礎之建築物而言，由於基礎底版之勁度較厚，其與土壤間相互作用之機制(Mechanism)頗為複雜，因此縱然知道可能預知沈陷曲線，但却不容易估計建築物之角變量或傾斜量，因此在還未具體獲致進一步的研究成果前，本文建議仍然利用有限元素法求得建築物所在位置之沈陷量，再依表五之建議，探討其安全性。

然而實際上由於土層之差異往往不是簡單的地質調查和實驗所能掌握，且有限元素分析時所用的土壤模式及參數不見得真能模擬現地土質之行爲等因素，故而藉



圖十二 相鄰兩柱在不同型態之地表沈陷之影響

由分析所得之結果往往和現地監測資料有相當的差異，然根據Clough和Mana(1976)的研究認為，採有限元素分析時，不論所用的土壤模數多麼簡易，只要能找到合適的參數，亦可得到與現地監測值非常接近的分析結果，這組參數可能是虛擬的(Artificial)，不是土壤真正的性質(Material properties)。唐雨耕(民國80年)曾對台北志清大樓之開挖案例進行研究，第一次進行分析時由於土壤參數不容易掌握，因此再利用第一開挖階段壁體變形之量測值為基礎，不斷的修正原先使用的土壤參數，直至分析值與觀測值很接近為止，如圖十三(a)所示，然後再利用所推出來的參數繼續進行第二、三、四階段壁體變形之分析，如圖十三(b)~(d)所示，每一施工階段壁體變形之有限元素法分析值幾乎與實際觀測值相同，因此吾人在開挖初期即很有把握的預知所有開挖過程時壁體變形或地表沈陷情形，則鄰屋安全與否亦可得到很好的預測。

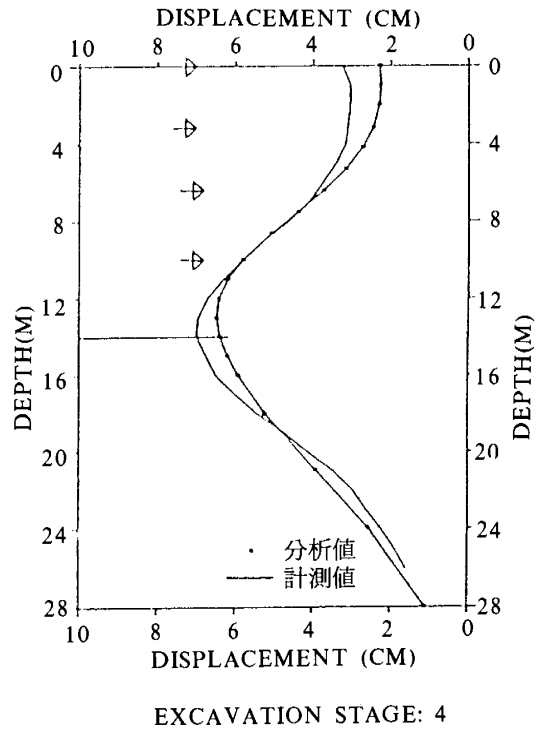
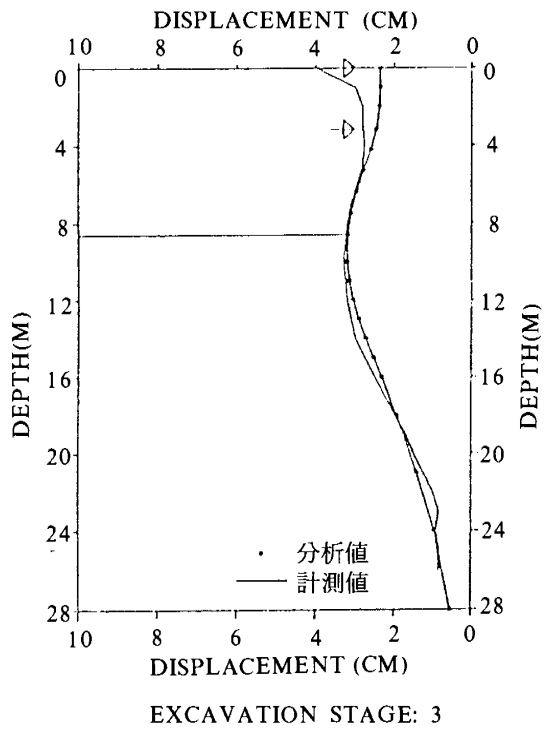
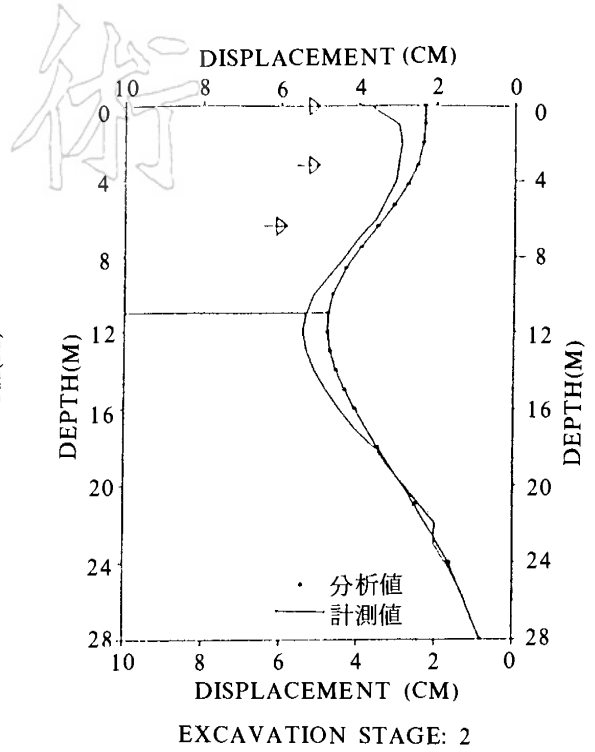
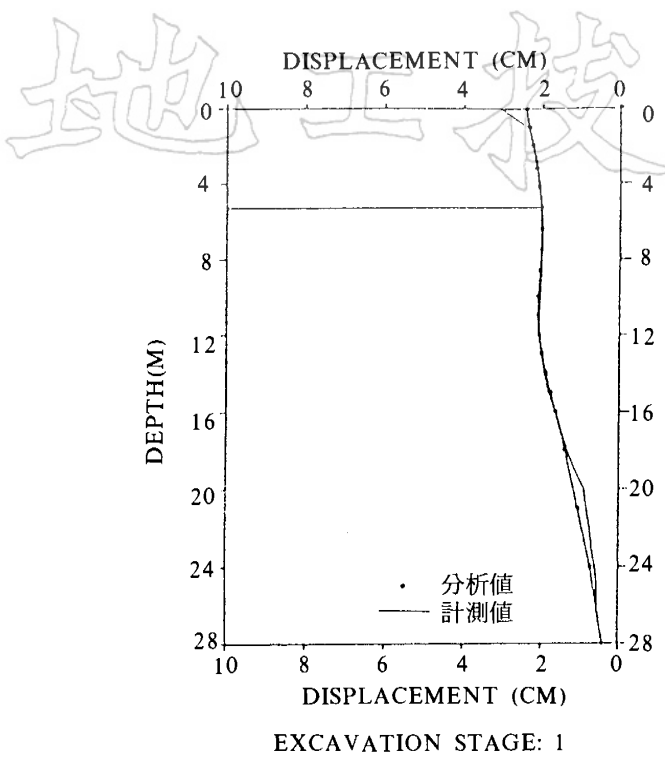
6.2 半經驗法

先利用公式(一)計算顯著影響範圍(AIR)，如果鄰房是在顯著影響範圍之外，則安全應無虞；若鄰房是在顯著影響範圍之內則根據基礎型式及參考表三、表四或表五訂定此建築物之容許角變量及沈陷量

；同樣的，再根據土層資料，所設計之擋土壁及支撐的種類，預定開挖順序等，用連續樑法(彈塑性法)進行壁體變形之預測，求出開挖完成時之最大變形，再利用圖六，預測最大地表沈陷量，最後再比較此地表沈陷量與建築物容許沈陷量，即可獲知鄰屋之安全性。

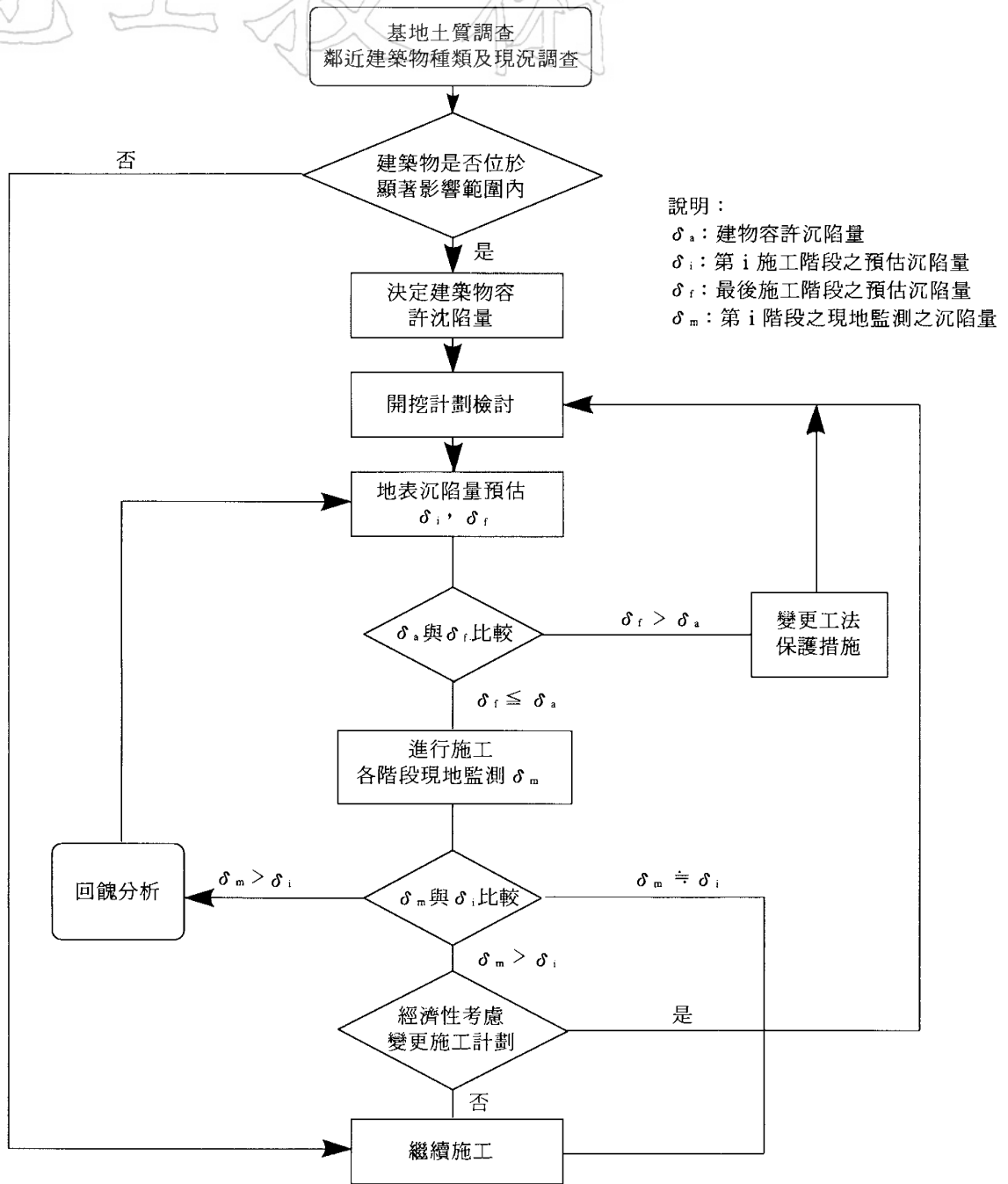
然而運用連續樑法所預測之壁體變形亦不見得會和壁體實際的變形相近，此時亦可如有限元素法一般，以開挖初期壁體變形的計測值為基礎，反推具代表性之土壤參數，然後再預測往後開挖階段之壁體變形，根據某實際案例經驗顯示，連續樑法亦可得到和實際量測值相當接近之壁體變位，此外若有地盤沈陷曲線的量測資料亦可隨時檢核最大壁體變形量 δ_{hm} 和最大地表沈陷量 δ_{vm} 之關係，並找出最大地表沈陷發生位置。由於以上的評估方式是以最大壁體變形量為基礎，因此評估的結果可能略為保守。以上用有限元素法或半經驗法進行鄰屋安全性之評估及保護的流程顯示於圖十四。

此外若能掌握最大沈陷發生位置，有時亦可更正確的評估鄰屋之安全性。如圖十五所示為實際發生在台北市區，一棟12層樓高之建築物緊臨一開挖深度為19公尺之實際開挖案例，此建築物之基礎為筏基，位於地表面下5公尺左右。在構築連

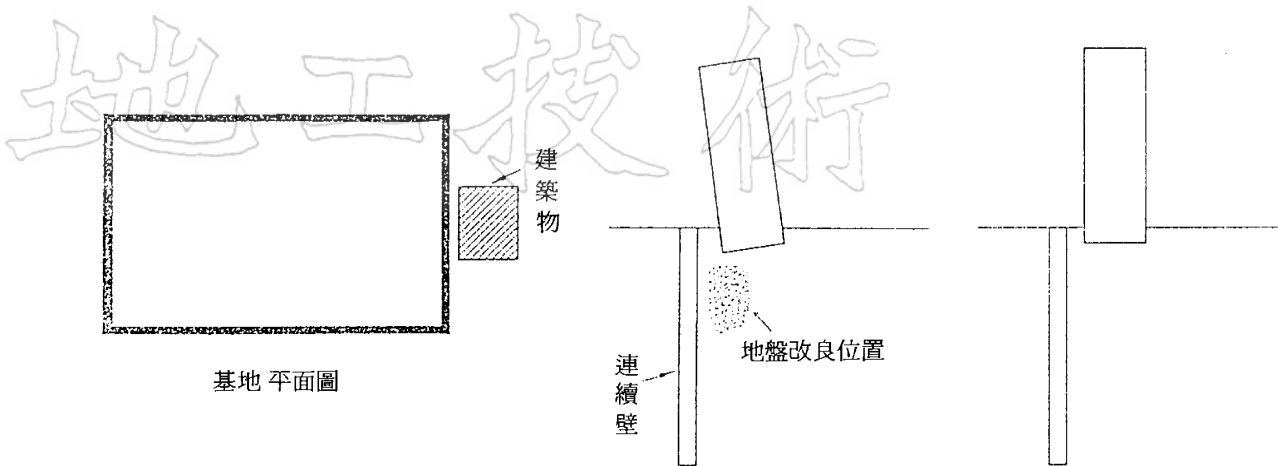


圖十三 以第一階段開挖反推的參數為依據所得之壁體變形圖 (唐雨耕 民國80年)

土工技術



圖十四 開挖時鄰屋安全性評估及保護之流程圖



圖十五 傾斜之高層建築物隨著開挖而逐漸扶正的案例

續壁初期，根據傾度盤觀測結果顯示建築物已有向開挖區傾斜跡象，爲了維護此建築物安全，施工單位於是在基礎底下進行地盤改良，由於種種因素此建築物傾斜更嚴重，幾達7分（約1/500），此時建築物外觀已可明顯的看出有傾斜，施工單位立即停止地盤改良，然而隨開挖進行，建築物反而逐漸扶正，至開挖深度達到15公尺時，根據傾度盤量測的結果，建築物僅僅傾斜3分（約1/1150），此時建築物外觀反而未能覺察出有傾斜的跡象。研析會發生這種情況的原因，主要是此建築物寬度僅爲15公尺，而此基地之沈陷觀測顯示，最大沈陷發生位置在擋土壁後9公尺左右，隨著開挖深度增加，其趨勢更加明顯，因此造成向開挖區傾斜的建築物逐漸扶正。

七、結論與建議

地下室開挖時，若因擋土壁構築不良造成漏水、漏砂或不當的施工抽水致使粘土產生壓密等現象而引致之地盤之沈陷，由於無法在設計階段即加以考慮，因此不在本文討論之內，在正常情況下，甫一進行開挖時，由於土壓力的不平衡，地表即

產生位移，受影響的區域，可能相當遠，但僅在顯著影響範圍之建築物會受到影響，欲了解此建築物在開挖過程中之安全性，不但必須分析此建築物之容忍限度，也應了解開挖引致地表沈陷之大小、範圍及特性。

由於開挖沈陷引致鄰近建築物損害的機制與因建築物在本身自重下產生不均勻沈陷的機制不同，因此文獻上所記載有關建築物的容許變形不見得適用。根據本文的研究，對獨立基腳而言，Bjerrum對角變量的建議較爲合理，中華民國及日本建築學會對差異沈陷量的規定仍然適用。若以總沈陷量觀之，不論砂土或粘土質地盤，其容許之總沈陷量均應以規範中對砂土質地盤的規定爲準。對筏式基礎而言，是否會因開挖產生非結構性或結構性破壞，由於基礎可能有剛性轉動的因素影響，因此其容許值甚難評估，在未有進一步研究成果前，其容許之總沈陷量可暫以規範中對砂土質地盤之規定決定，而傾斜度則以不使建築物產生不雅外觀爲限即可。

施工前對地表沈陷之預測可利用有限元素法或半經驗法，雖然這二種方法對地表沈陷的預測可能均會有誤差，但均可藉

開挖初期實際的量測資料進行回饋分析以修正原先使用的參數，這種修正對開挖結束時壁體變形或地表沈陷之預測一般均可得到相當良好的結果。同樣的如果能在施工前了解地表沈陷曲線之特性，亦有助於執行對鄰近建築物保護時之研判。基於以上原因，對任一開挖基地，應於垂直於基地某邊之中央斷面方向上，延伸至少2倍開挖深度之地表進行沈陷觀測，以得到此基地代表性之沈陷曲線圖，此時縱然鄰屋不位於此斷面上，亦可藉此代表性之沈陷曲線判斷鄰屋之安全，而傳統在開挖基地四週不到4公尺範圍內均勻的佈設沈陷點的作法，對維護鄰屋之安全性沒有多大意義。

參考文獻

- 唐雨耕 (民國80年)「深開挖分析之土壤參數檢定的最佳化研究」，國立台灣工業技術學院營建工程研究所碩士論文，台北。
- 謝百鈞、丘達昌、歐章煜、「大臺北地區深開挖引致之地盤沈陷特性研究」，國立台灣工業技術學院營建工程系研究報告，GT92001。
- 歐章煜、丘達昌 (民國81年)，「地盤改良應用於深開挖工程之分析與設計」，地工技術第38期，p.p.56~68。
- 顏東利、張桂才 (民國80年)，「建築物允許沈陷量之探討」，地工技術第34期，p.p.78~96。
- Bjerrum, I. (1963), "Allowable Settlement of Structures", *Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden, Germany, Vol. II*, p.p.35-137。
- Boscardin, M.D. and Cording, E.J. (1989), "Building Response to Excavation Induced Settlement", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.1, PP.1-15*.
- Burland, J.B., Broms, B. B. and de Mello, V.F.B. (1977), "Behavior of Foundations and Structures", *Proceedings of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol II, Tokyo, Japan*, p.p.495-546.
- Burland, J.B. and Wroth, C.P. (1974), "Settlement of Buildings and Associated Damage", *Proceeding of Conference on Settlement of Structures, Pentech Press, London, England*, p.p.611-654.
- Bowles, J.E. (1988), "Foundation Analysis and Design", *4th Edition, McGraw-Hill, New York*.
- Clough, G.W. and O'Rourke, T.D. (1990), "Construction Induced Movements of Insitu Walls", *Proceedings of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Specialty Conference, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca*.
- Clough, G. W. and Mana, A. I. (1976). "Lessons Learned in Finite Element Analysis of Temporary Excavation in Soft Clay", *Numerical Method in Geomechanics, 3rd Edition, Blacksburg VA.*, p.p.496-510.
- Das, B.M. (1984), "Principles of Foundation Engineering", Wadsworth, Inc, p.p.163-164.
- Mana, A. I. and Clough, G. W. (1981), "Prediction of Movements for Braced Cut in Clay", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 107, GT8, pp. 759-777*.
- Nicholson, D.P. (1987), "The Design and Performance of the Retaining Wall at Newton Station", *Proceeding of Singapore Mass Rapid Transit Conference, Singapore*.
- Peck, R. B. (1969), "Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground", *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art-Volume, Mexico City*.
- Wahls, H.E. (1981), "Tolerable Settlement of Building", *Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol.107, No.GT11, p.p.1489-1504*.