

深開挖之支撐軸力行爲
**BEHAVIOUR OF STRUT
LOADS IN DEEP EXCAVATION**

高祥生，郭國振，范陳柏，張兆麟

H. S. Kao, K. J. Kuo, C. B. Fan and J. L. Chang

原著載於第八屆大地工程學術研究討論會
1999年8月18~20日，第1383~1395頁

*Reprinted from Proceedings of 8th Conference on Current
Researches in Geotechnical Engineering,
Pingtung, Taiwan
August 18~20, 1999, pp.1383~1395*

深開挖之支撐軸力行為

高祥生¹ 郭國振¹ 范陳柏² 張兆麟²

¹ 亞新工程顧問股份有限公司

² 台北市政府捷運工程局南區工程處

摘要

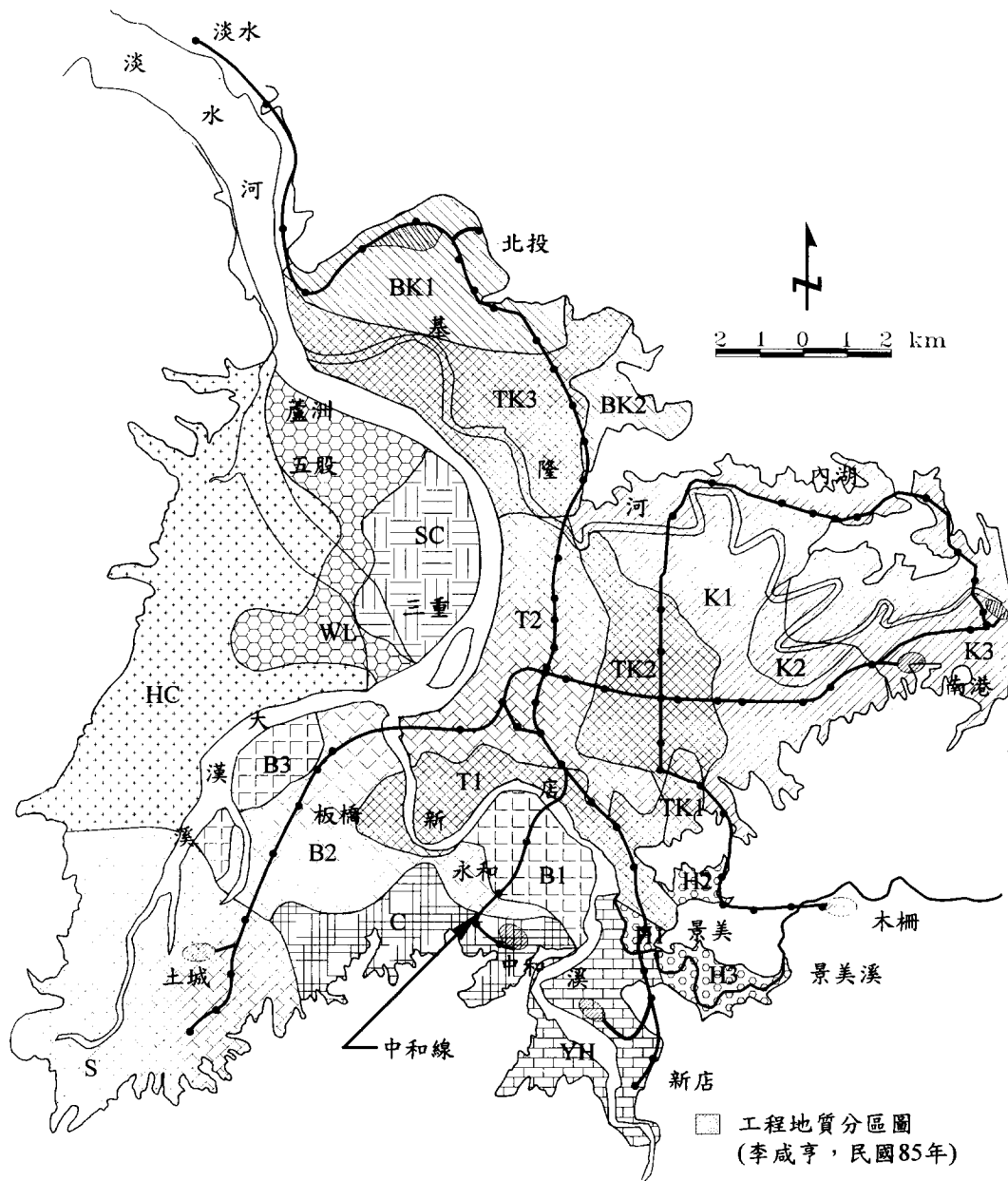
本文整理台北捷運系統中和線四個車站基地深開挖工程之支撐軸力行為，以供類似背景深開挖工程之設計及施工參考。由監測資料顯示，一般而言各層支撐之最大軸力與設計值相比，其平均比值在砂性土案例與粘性土案例（指開挖深度範圍之主要土層類型）分別為 0.86 與 1.15；前項設計值若再加上溫度效應考量，則平均比值分別降低為 0.78 與 0.99；若與 H 型鋼材料容許軸力相比，則平均比值分別為 0.57 與 0.71，上述結果均顯示粘性土案例之比值較高。對各層支撐在拆撐階段與開挖階段之軸力加以探討，結果顯示其平均拆撐與開挖階段之最大軸力比值在砂性土案例與粘性土案例分別為 1.08 與 1.14，大致而言拆撐階段軸力較高。另外對下一階開挖、下一層支撐加壓或拆除，這三個導致軸力明顯變化的施工項目，綜整其軸力變化相關資料。此外文中亦整理各層支撐單位寬度最大軸力之經驗公式供參考。

一、前言

深開挖工程施工在國內已極為普遍，而一般主要採用連續壁為擋土設施，支撐則為 H 型鋼內支撐系統，預壓力通常使用為設計值之 50%至 70%。由於支撐軸力的變化行為為監測系統中掌控開挖順利及安全與否的重要評估因素之一，且於工程進行當中，常需研判軸力反應是否適當。故整理開挖與地下結構體施築過程之支撐軸力相關資料，以評估重要施工項目導致軸力變化的情形，並藉此經驗，增加對現場支撐軸力變化範圍的進一步掌控能力。文中並探討各層支撐單位寬度最大軸力的經驗公式，期能對設計預估及施工期間監測管理做較實際之考量。

二、工程案例

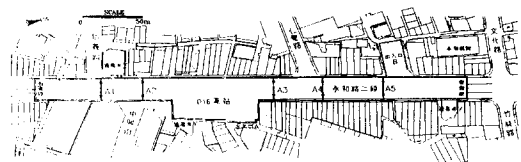
台北捷運系統中和線北端於羅斯福路、和平西路口與新店線之古亭站銜接，往南經廈門街東側於中正橋東側穿越新店溪，其後沿永和路、中和路、景安路至中和南勢角。中和線全長 5.4 公里，共有四個地下車站，車站間皆以潛盾隧道連接。台北捷運中和線之位置如圖一所示，本文對中和線四個車站之 23 個斷面進行探討，各斷面相關開挖基本資料綜整如表一所示，各車站之工區平面位置與分析斷面示意圖二。中和線四個車站及與車站相連之轉轍隧道部份之基地開挖皆採用順打工法施作，而與道路重疊部份則於其上加設覆蓋板以維持地面交通之順暢。支撐系統為內支撐 H 型鋼支撐系統，頂溪站（O16 站）與永安市場站（O17 站）之預壓力值約為設計值之 50%至 70%，景安站（O18）站與南勢角站（O19 站）之預壓力值約為設計值之 50%。



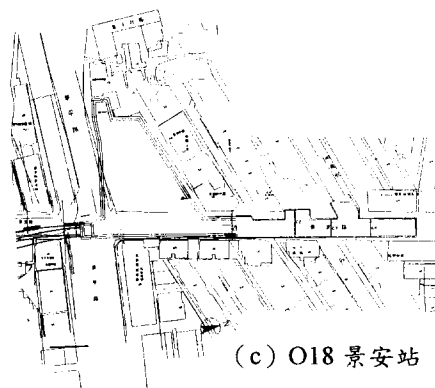
圖一 台北市地質分區及捷運中和線位置圖

表一 各斷面開挖基本資料

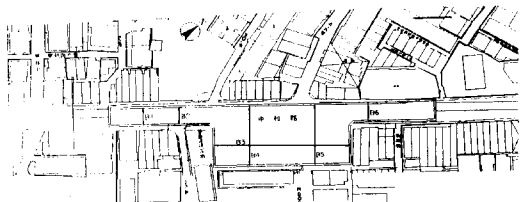
基地位置	斷面編號	開挖深度 (m)	開挖寬度 (m)	連續壁深度 (m)	連續壁厚 (m)	備註
頂溪站 (O16)	A1,A2,A3, A4,A5	19.00	19.5	35.0	1.0	
永安市場站 (O17)	B1,B2,B6	23.85	11.0	50.0	1.2	
	B3	25.35	84.6			
	B4,B5		39.6			
景安站 (O18)	C1	28.00	15.5	45.7~50.1	1.2	
	C2		18.7			
	C3,C4		13.0			
南勢角站 (O19)	D1,D2,D3, D4,D5,D6	22.80	59.0	40.2~47.1 (入岩或礫石層至少2.5m以上)	1.2	車站段
	D7	20.50	18.6	26.0~30.1 (深度至少26m且入岩6m以上)	1.0	轉微段 隧道
	D8		15.0			



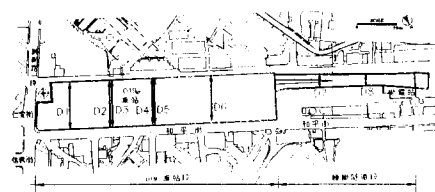
(a) O16 頂溪站



(c) O18 景安站



(b) O17 永安市場站



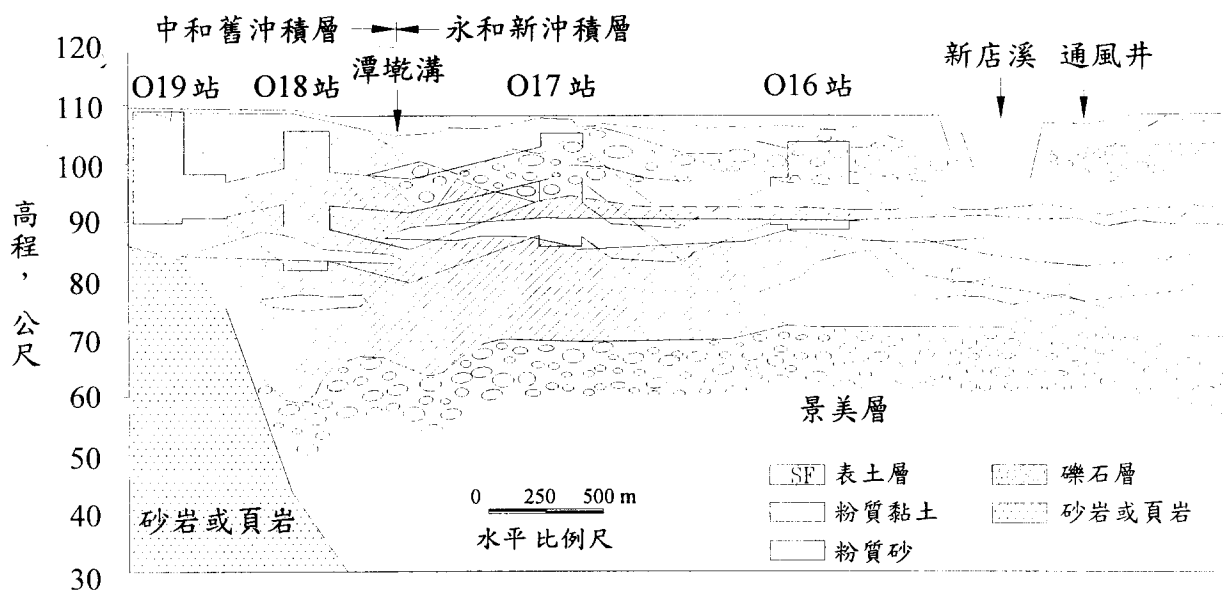
(d) O19 南勢角站

說明：A1 表示軸力分析斷面 A1

圖二 台北捷運中和線各車站平面位置與軸力分析斷面示意圖

三、地層概況

台北捷運中和線之四個車站位於中永和地區，其地層可概分為兩個區域，在中和線上約以景安橋（潭墘溝）為界，景安橋以北可稱之為永和新沖積層地質，頂溪站及永安市場站即屬此區；景安橋以南為中和舊沖積層地質，景安站及南勢角站與機廠即屬此區。沿線簡化地層剖面如圖三所示，而各車站之土層基本資料則示於表二。基本上，頂溪站與永安市場站其開挖深度範圍之土層以礫石層及砂性土層為主；景安站與南勢角站則以粘性土層為主。頂溪站及永安市場站於開挖及地下結構構築期間之地表自由水位面約在地表下 4m 至 7m 之間；景安站及南勢角站則約在地表下 1m 至 4m 之間。



圖三 台北捷運中和線沿線簡化地層剖面示意圖

表二 中和線各車站簡化地層與地層參數一覽表

(a) O16 站

層次	深度 (公尺)	土壤分類	平均N值	γ_t (kN/m^3)	\bar{C} kN/m^2	$\bar{\phi}$ deg.	S_u (kN/m^2)
填土層	0.0-1.5	SM,GM,CL,ML	-	19.5	0	30	-
1	1.5-4.5	SM	20	1.95	0	31	-
2	4.5-10.5	GM	41	21.5	0	34	-
3	10.5-16.0	SM	15	19.5	0	32	-
4	16.0-24.6	CL, CL-ML	13	19.3	0	30	50
5	24.6-34.2	SM, ML-SM	25	21.0	0	34	-
6	>34.2	GP-GM	49	22.0	0	37	-

(b) O17 站

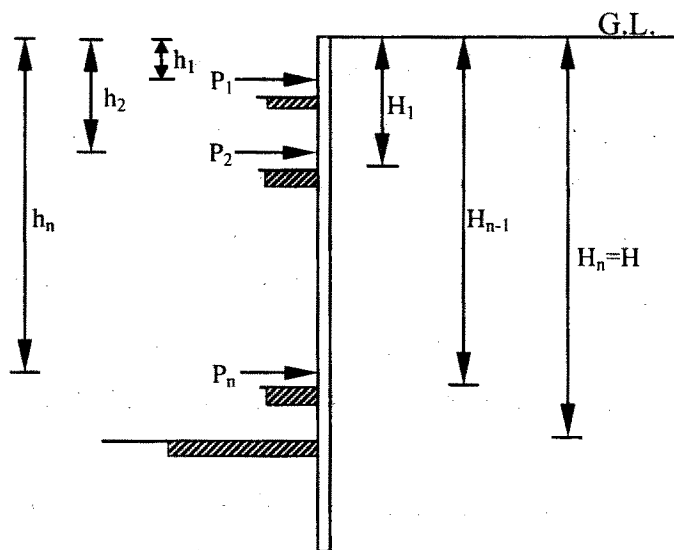
層次	深度 (公尺)	土壤分類	平均N值	γ_t (kN/m^3)	\bar{C} kN/m^2	$\bar{\phi}$ deg.	S_u kN/m^2
1	0~3	SM	7	19.50	0	30	0
2	3~6.5	GM	36	21.50	0	34	0
3	6.5~18	SM	15	20.50	0	32	0
4a	18~28	CL/ML	11	19.40	0	30	50
5b	28~33.5	CL/ML	20	19.70	0	32	90
CM	>33.5	GP/GM	>100	22.00	0	37	0

(c) O18 站

層次	深度 (公尺)	土壤分類	平均N值	γ_t (kN/m^3)	\bar{C} kN/m^2	$\bar{\phi}$ deg.	S_u kN/m^2
1	0~22.8	CL	4	18.4	0	31	40~60
2	22.8~24.0	SM	12	19.3	0	33	—
3	24.0~31.3	CL	6	19.2	0	31	70~90
3a	31.3~38.8	SM/CL	16	19.7	0	33	—
3b	38.8~46.0	CL	20	20.0	0	31	115~150
3c	46.0~47.6	SM	>50	20.0	0	38	—
			30			33	
4/5	below 47.6	GM	>50	22.4	0	38	—

(d) O19 站 (車站段)

層次	深度 (公尺)	土壤分類	平均N值	γ_t (kN/m^3)	\bar{C} kN/m^2	$\bar{\phi}$ deg.	S_u kN/m^2
1	0~25	CL	4	18.00	0	31	45
2	25~29	SM/SC	16	20.00	0	31	—



- P_i : 各階支撐軸力, kN/m; i 為支撐層數
 H_j : 各階開挖深度, m; j 對應支撐層數之下一階開挖
 h_i : 各階支撐架設深度, m; i 為支撐層數
 $P_{max,E}$: 開挖階段最大支撐軸力, kN/m
 $P_{max,B}$: 構築拆撐階段最大支撐軸力, kN/m
 H : 總開挖深度, m
 D : 設計值, kN/m
 D_t : 含溫度考量之設計值, kN/m
 P_{max} : 最大支撐軸力, kN/m
 P_a : 各階支撐材料容許軸力, kN/m

圖五 本文使用相關參數定義及示意圖

5.1 最大軸力、設計值與容許值

將支撐最大軸力與設計值、容許值進行比較，以瞭解實測支撐軸力之反應是否適當及支撐設計之合理性。所採用之最大軸力為支撐軸力量測期間之最大量測值，而設計值為設計階段以 RIDO 程式分析而得者，容許值則根據 H 型鋼尺寸與最大無支撐長度依照 AISC 規範建議公式，只考慮單純軸向壓力狀況時計算而得者。

由於實測軸力已內含溫度效應，且捷運規範中明定承商應對溫度加以考量，中和線承商依日本經驗（古藤田，1971），溫度每變化 1°C ，每支支撐軸力約變化 $1.1\sim 1.25t$ ，而本工區之溫差變化，考慮為 15°C ，則每支支撐之溫度效應約為 $18t$ 。將上述之溫度考量加上設計值成為含溫度效應設計值加以進一步探討。圖六至圖八綜整實測最大軸力、設計值、含溫度效應設計值、容許值與經總開挖深度正規化之支撐深度關係圖，並將其間相關之平均比值綜整於表三。由上述資料可知對砂性土案例其平均實測最大軸力與設計值比為 0.86 ± 0.24 ，而粘性土案例則為 1.15 ± 0.36 ；若設計值加上溫度效應，則比值約降低 $10\%\sim 14\%$ 。實測最

表三 中和線各工區支撐軸力比較結果綜整

項目	砂性土案例 (O16,O17)	黏性土案例 (O18,O19)
1.實測最大軸力與設計值比	0.86 ± 0.24	1.15 ± 0.36
2.實測最大軸力與含溫度效應設計值比	0.78 ± 0.19	0.99 ± 0.29
3.實測最大軸力與容許值比	0.57 ± 0.17	0.71 ± 0.20
4.拆撐與開挖階段最大軸力比	1.08 ± 0.30	1.14 ± 0.27
5.下一階開挖後與開挖前軸力比	1.57 ± 0.26	
6.下一層支撐預壓後與預壓前軸力比	0.66 ± 0.13	

四、監測儀器與支撐軸力

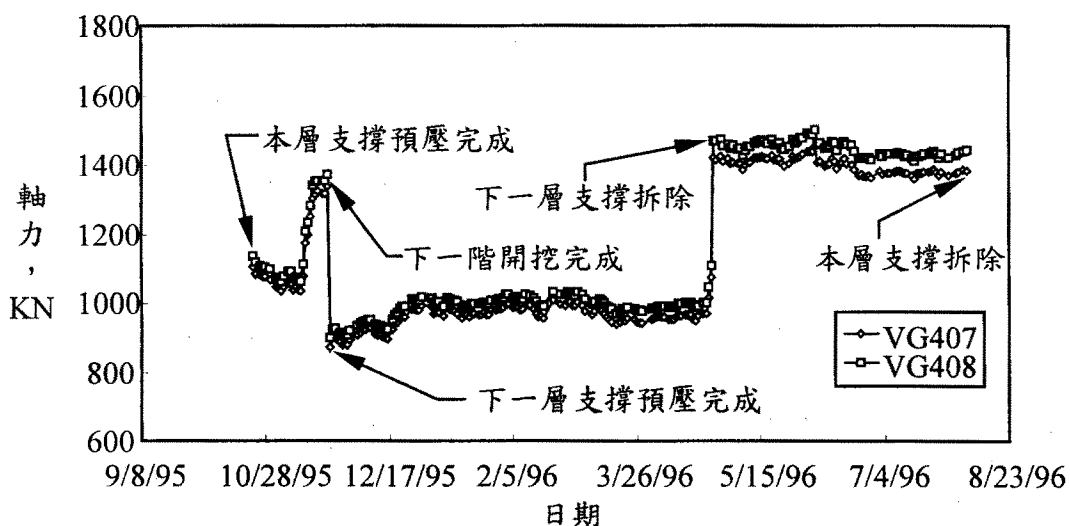
文中分析所採用各斷面之支撐皆為直撐，即斜撐或受斜撐影響之支撐資料並未包含在內。支撐軸力係依據支撐應變計 (VG) 或支撐荷重計 (LC) 之量測結果 (已內含溫度效應) 計算而得。實際使用之監測儀器除 O16 站的 LC 為電阻式外，其餘皆為振弦式設備，一般而言皆為相當成熟之監測儀器。VG 基本上以對稱型式成組裝設於 H 型鋼腹版上，各斷面各層軸力係取同組 VG 之平均值再乘以支撐支數；LC 則將測得之軸力乘以支撐支數。依上述方式所得之各層支撐軸力再除以支撐水平間距，獲得之單位寬度軸力為本文比較評估的基準。

典型支撐軸力歷時曲線如圖四，本圖所示者為單一支撐之量測軸力。一般而言，當層支撐施加預壓力後，隨時間的增加因系統的調整會略有軸力損失現象，其後各層支撐會因為下一階開挖、下一層支撐加預壓及下一層支撐拆除而有軸力上升或下降的大幅度明顯變化；其他時段的軸力可能則受更往下之開挖、支撐架設與加壓、結構體施築、拆撐或其他施工影響而有些許之變化。所有量測資料皆由於支撐拆除而終止。

五、觀測結果

依據前文之說明，本文將對圖四各階段軸力變化的現象加以探討。由於開挖深度範圍內的地層性質有明顯差異，主要分為兩組區域進行比較說明，一為以砂性地層為主的頂溪站與永安市場站，以下簡稱砂性土案例；另一則為以粘性地層為主之景安站與南勢角站，以下簡稱粘性地層案例。文章中所提及之相關軸力皆以單位寬度之力量為基準；而各支撐之深度大都以總開挖深度進行正規化，使得不同斷面整合成相同的比較標準。文中相關參數之定義請參考圖五。

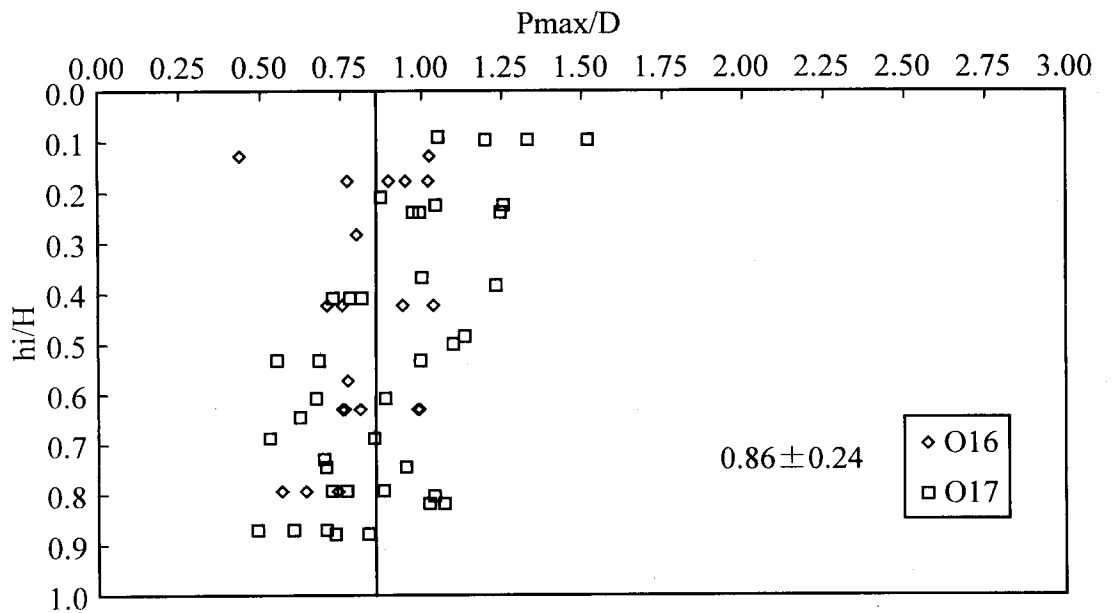
綜整所有資料，對各主題之探討結果主要以圖形方式展現；但由於各主題之相關背景有所差距，分別以平均值、包絡線或迴歸線作為建議考量的基準。其中平均值部份並將其資料群之統計標準偏差列出。



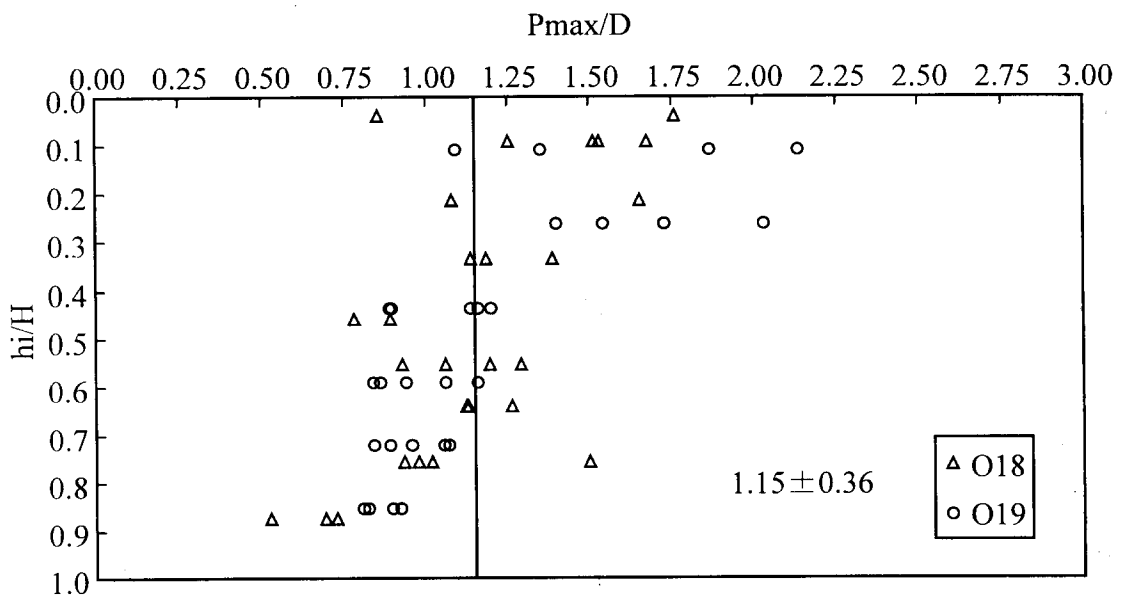
圖四 典型支撐軸力歷時曲線

大軸力與型鋼容許軸力比，於砂性土案例其平均比值為 0.57 ± 0.17 ，在粘性土案例則為 0.71 ± 0.20 。由圖六至圖八之資料，發現南勢角站第一、二層支撐軸力有偏大現象，研判可能為超挖、基地外側建物保護之地盤改良或天候之溫度效應（本工址為四個工區中唯一無覆蓋版之基地）。

由上述探討可知 RIDO 程式用於支撐軸力之設計再加以溫度考量下，以一般材料強度折減方式所配置之支撐，大致而言其實測最大軸力皆小於支撐容許值，即實測最大軸力與容許值比絕大部份皆小於 1.0。這不但說明 RIDO 程式之適用性，且對捷運規範中規定承商須加溫度考量之合理性。

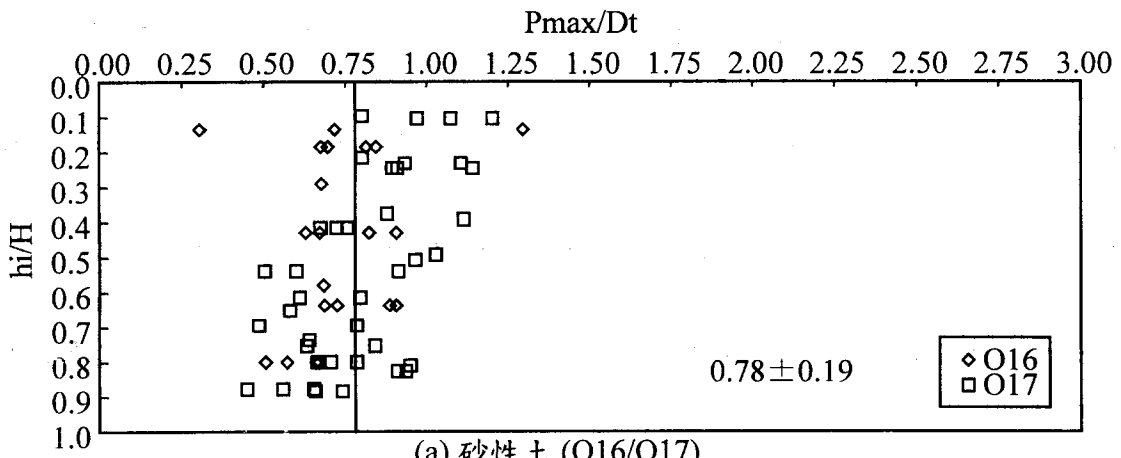


(a) 砂性土 (O16/O17)

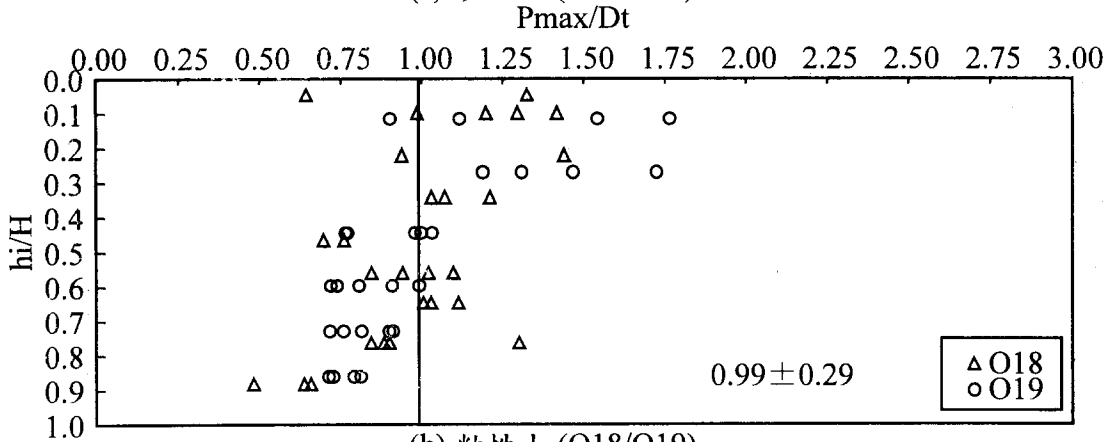


(b) 粘性土 (O18/O19)

圖六 最大軸力與設計值比

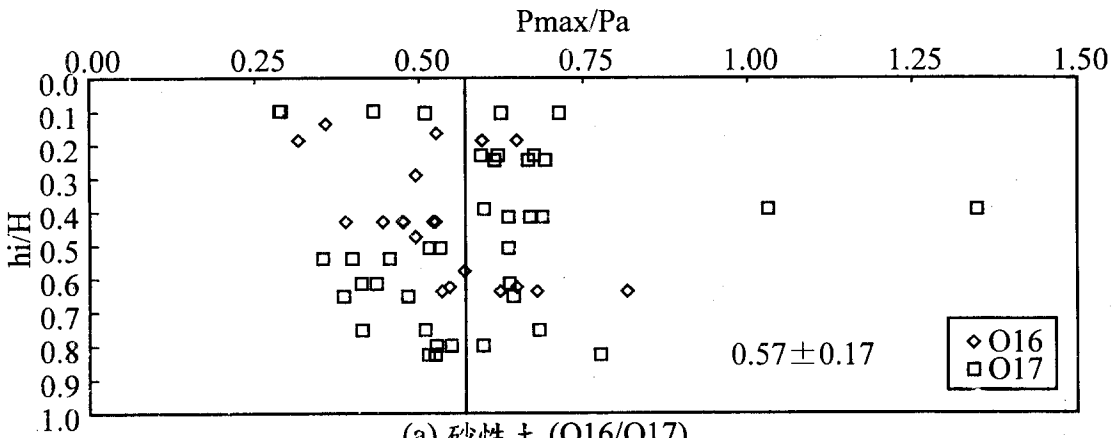


(a) 砂性土 (O16/O17)

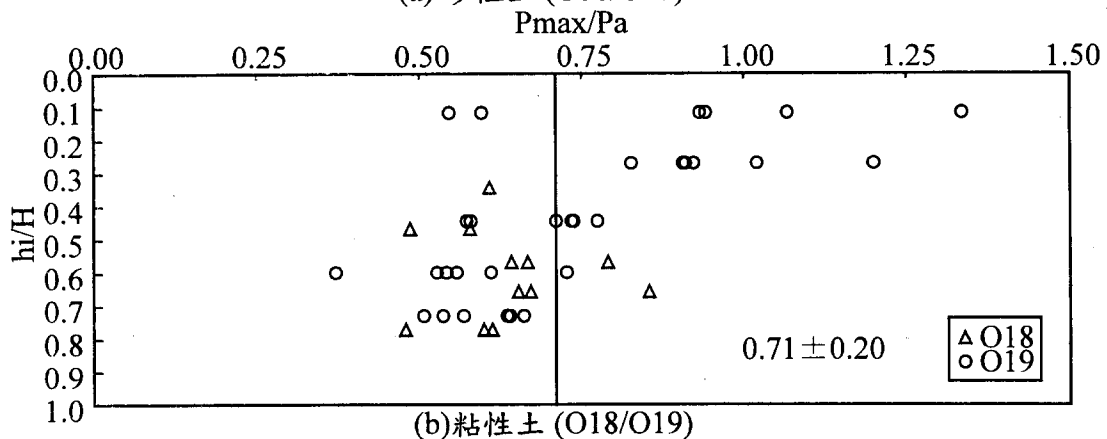


(b) 粘性土 (O18/O19)

圖七 最大軸力與含溫度效應設計值比



(a) 砂性土 (O16/O17)



(b) 粘性土 (O18/O19)

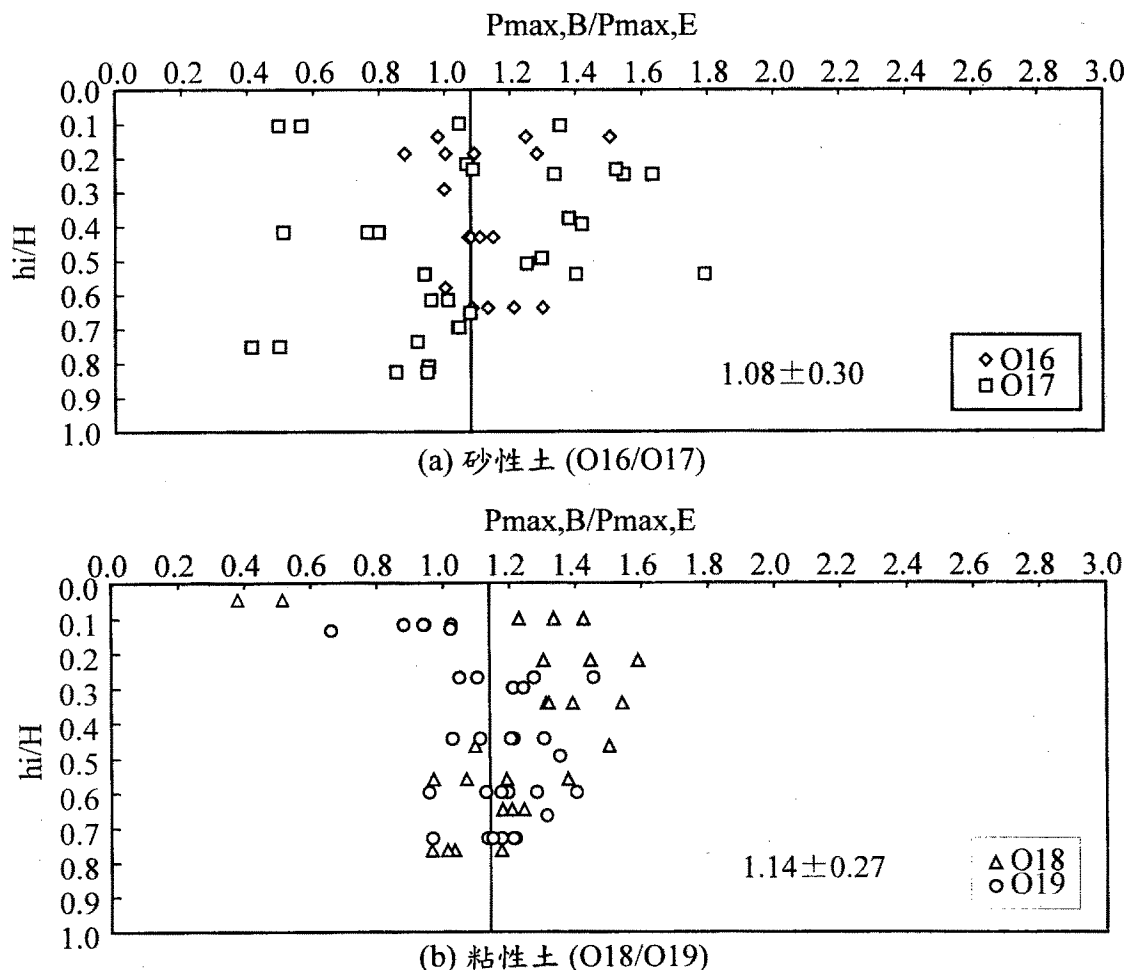
圖八 最大軸力與容許值比

5.2 最大軸力比

定義最大軸力比為拆撐階段與開挖階段支撐軸力最大量測值之比，此二階段以開挖結束劣質混凝土澆置完成為分野。由監測資料整理最大軸力比與經總開挖深度正規化之支撐深度關係如圖九所示。於砂性土案例之平均最大軸力比為 1.08 ± 0.30 ；而粘性土案例之平均最大軸力比為 1.14 ± 0.27 。一般而言，拆撐階段之最大軸力大於開挖階段之最大軸力，而最大軸力比有達 1.5 左右現象，然而第一層支撐則以開挖階段之最大軸力值較高，研判可能受淺開挖或施工延時之影響。

5.3 支撐軸力的變化

在各層支撐架設並預壓完成後，會對支撐軸力產生明顯變化的施工動作依序為下一階開挖、下一層支撐預壓及下一層支撐拆除。本節即在討論上述三個施工動作的影響程度，並以各施工動作導致支撐軸力的變化量、施工動作發生後與發生前的軸力比及軸力變化量與設計值比來分別加以說明。由於上述三個影響軸力變化的項目與現場施工品質息息相關，且涉及材料狀況、施工人員素質與施工時間等較複雜的因素，因此對本節相關資料的運用與參考，建議主要以包絡線的方式來切入。另外，由於此節之資料整理發現砂性土案例與黏性土案例的樣本空間分佈情況差異不大，因此將兩種案例合併共同討論。



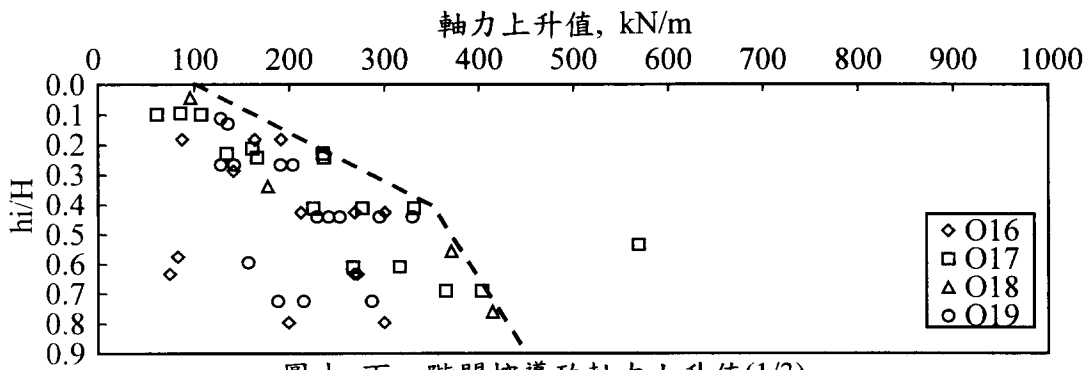
圖九 拆撐與開挖階段最大軸力比

5.3.1 下一階開挖對支撐軸力的影響

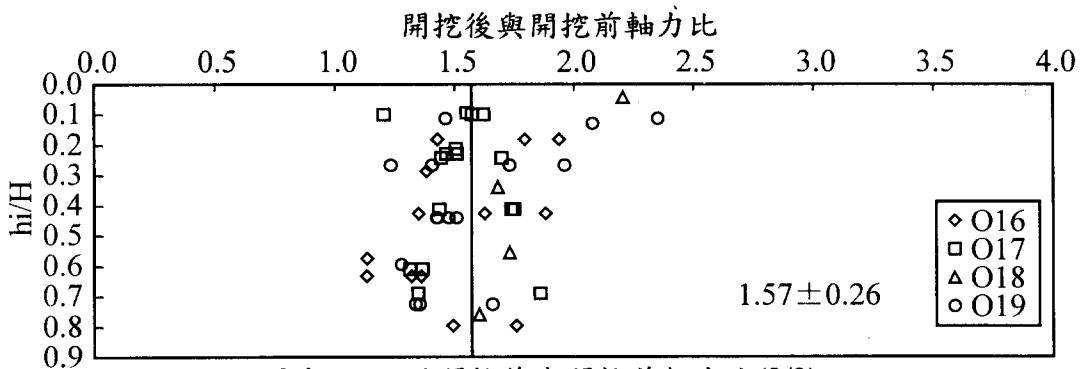
相關資料綜整於圖十及表三，因下一階開挖造成軸力上升，其包絡線在地表附近約為 100kN/m，隨深度增加而加大，至總開挖深度 40%左右之轉折點約為 350kN/m，而後增加率變小，到總開挖深度 90%時約為 450kN/m；平均開挖後與開挖前之軸力比約為 1.57 ± 0.26 ；因下一階開挖導致之軸力上升率，即軸力上升值與設計值比則隨深度增加而有減少的趨勢，此上升率之包絡線在地表約為 0.65，到總開挖深度 90%左右即減至 0.25。一般而言在上升率的樣本中黏性土案例的數值較砂性土案例者大 10~15%左右。

5.3.2 下一層支撐預壓對支撐軸力的影響

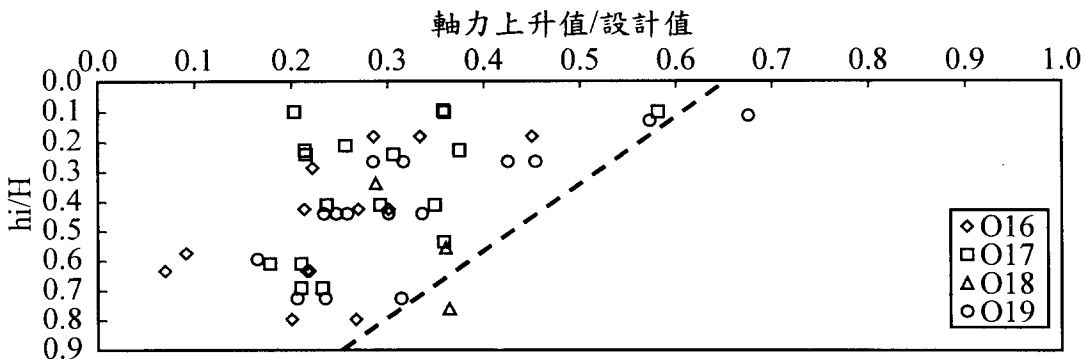
下一層支撐預壓之影響相關資料綜整於圖十一與表三，因下一層加壓造成軸力下降，一般而言隨深度的增加而加大，相關樣本空間中黏性土案例的數值約為砂性土案例的 80~90%。其包絡線在地表約為 150kN/m，至總開挖深度的 70%時到達 550kN/m，再往下的範圍，建議仍以 550kN/m 來考量；平均加壓後與加壓前之軸力比約為 0.66 ± 0.13 ，此部份砂



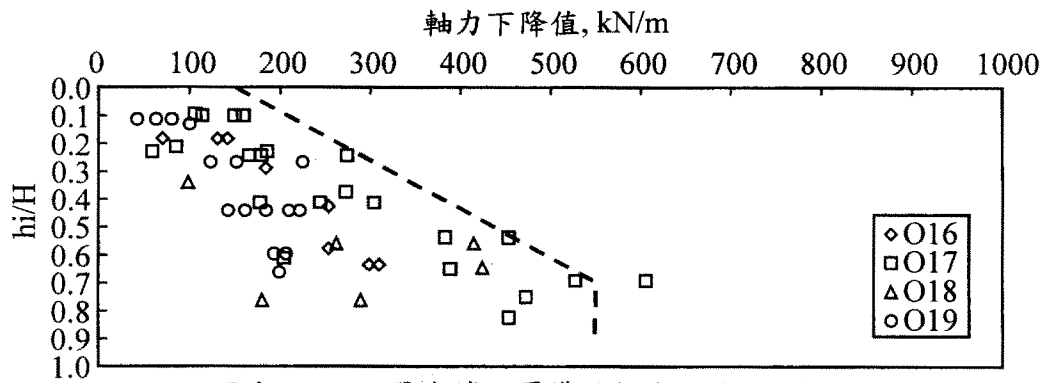
圖十 下一階開挖導致軸力上升值(1/3)



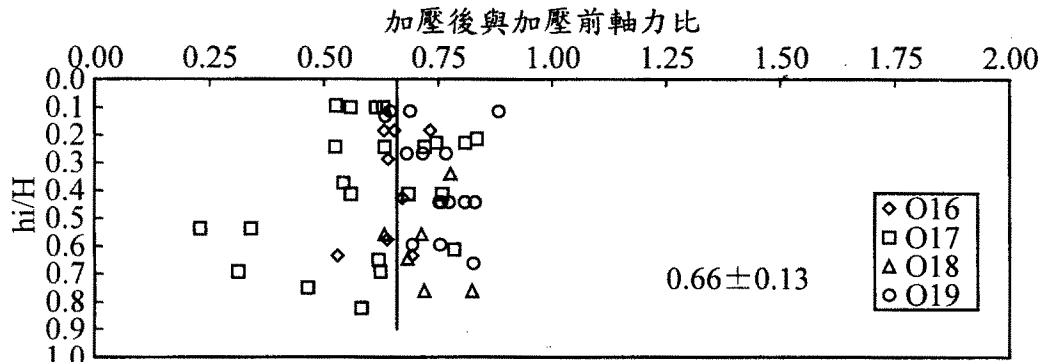
圖十 下一階開挖後與開挖前軸力比(2/3)



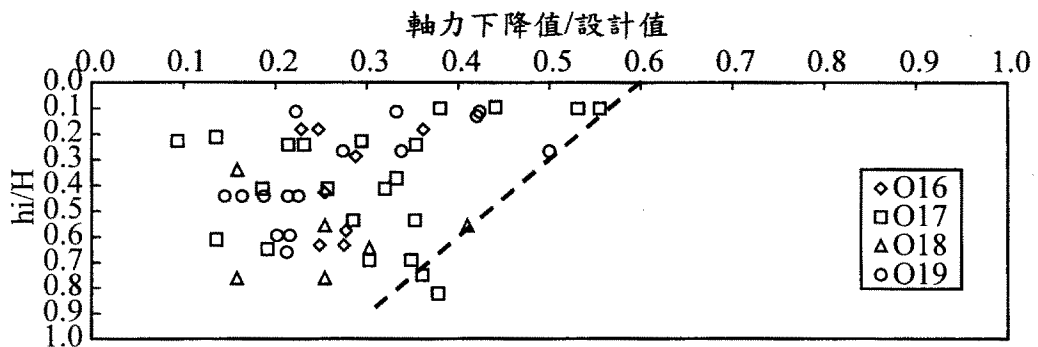
圖十 下一階開挖軸力上升值與設計值比(3/3)



圖十一 下一層支撐預壓導致軸力下降值(1/3)



圖十一 下一層支撐預壓後與預壓前軸力比(2/3)

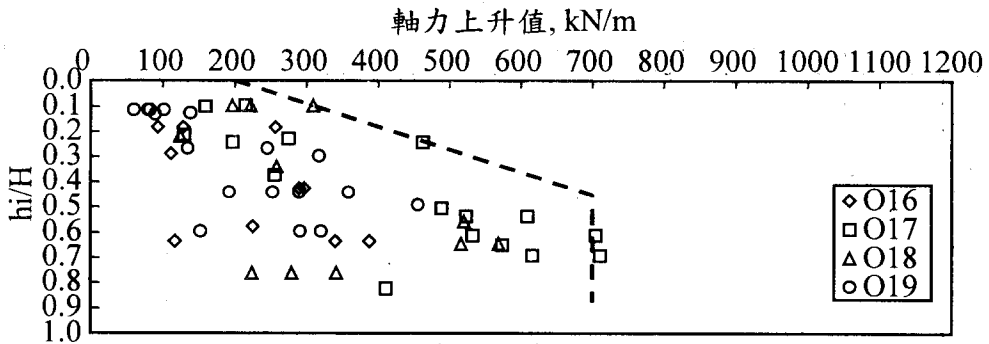


圖十一 下一層支撐預壓軸力下降值與設計值比(3/3)

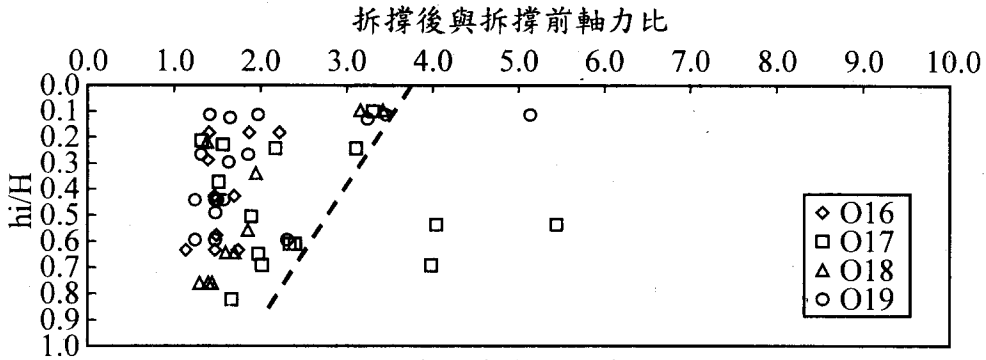
性土案例的樣本數值約為黏性土案例樣本的 85~95%；而下一層支撐預壓導致之軸力下降率，即軸力下降值與設計值比則隨深度增加而有減少的現象，其包絡線在地表約為 0.6，到達總開挖深度 90%左右即下降至 0.3。

5.3.3 下一層支撐拆除對支撐軸力的影響

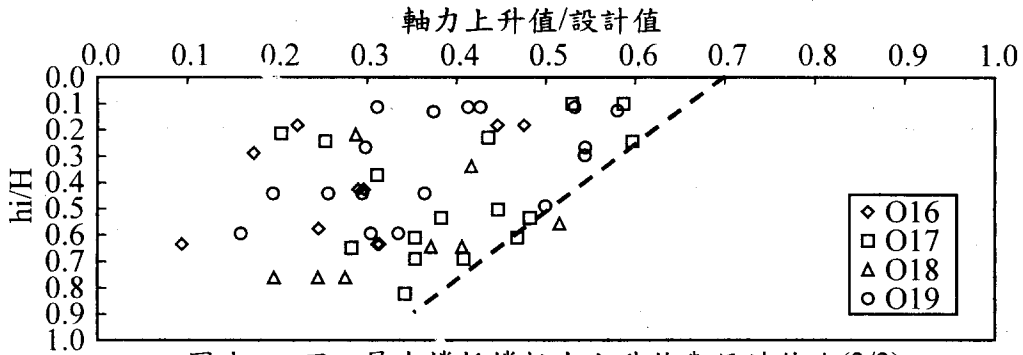
下一層支撐拆除之影響相關資料綜整於圖十二。由於下一層支撐拆除導致軸力上升，一般而言隨深度增加有軸力加大的趨勢，其包絡線在地表約為 200kN/m，至總開挖深度 45%時到達 700kN/m，其後則並未超出此數值；下一層支撐拆除後與拆撐前軸力比之建議包絡線於地表為 3.75，到達總開挖深度 90%處則為 2，由於拆撐階段對軸力產生影響的施工動作較複雜，如樓版構築、回撐的影響等，其差異性較大，此亦為實際參考應用時所須注意者；下一層支撐拆除導致之軸力上升率，即軸力上升值與設計值比，其包絡線在地表約為 0.7，隨深度增加而減小，在總開挖深度 90%處降至 0.35。



圖十二 下一層支撐拆撐導致軸力上升值(1/3)



圖十二 下一層支撐拆撐後與拆撐前軸力比(2/3)



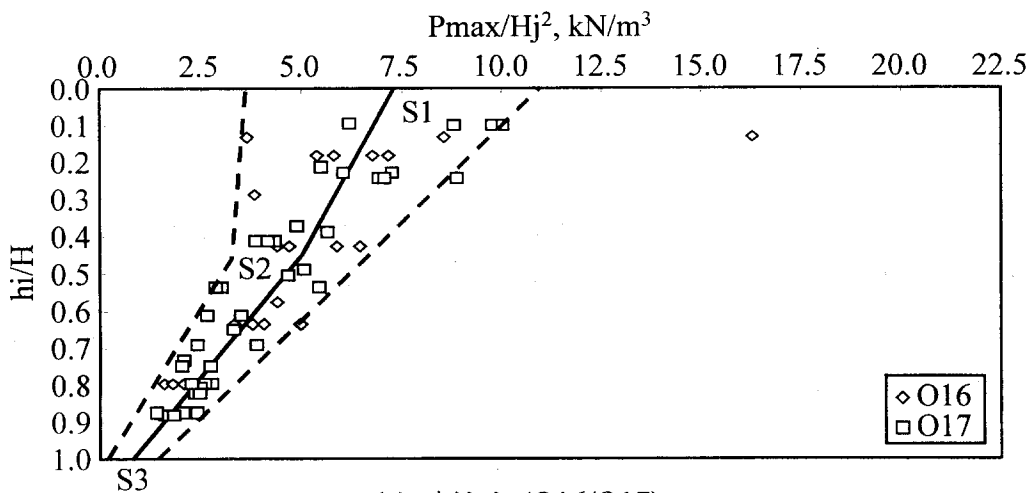
圖十二 下一層支撐拆撐軸力上升值與設計值比(3/3)

5.3.4 支撐軸力的變化率

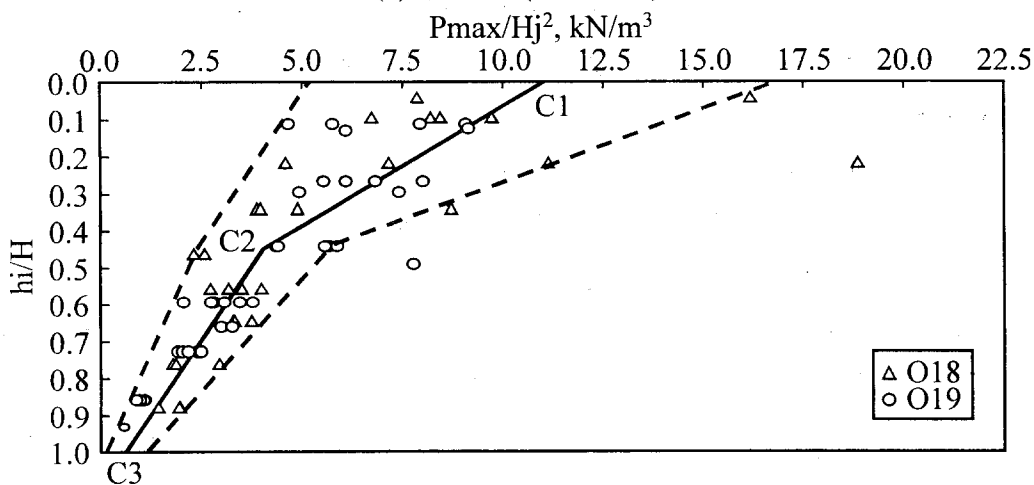
綜觀上述三個施工動作導致之軸力變化，若以設計值為基準來考量，無論是上升率或下降率，非常有趣的是可以發現驚人的一致性。請參考圖十至圖十二中的(3/3)圖，其變化率的包絡線皆隨深度增加而有減少的趨勢，整體而言在地表附近約為 0.6~0.7，到達總開挖深度 90%左右即減至 0.25~0.35。

5.4 各層支撐最大軸力之經驗公式

為獲得各層支撐最大軸力之經驗公式，使得日後的設計者或現場工程師對支撐最大軸力有一個較合理的切入角度，事先得得到較接近實際狀況的預估值。就實際量測的最大軸力，嘗試數種不同的方式之後，得到一收斂性較佳的結果。基本上，此方法直接探討軸力量測值，對於所有背景因素與相關差異性皆視為隱含於監測資料中。將各階支撐之量測單位寬度最大軸力(P_{max})除以次階開挖深度(H_j)的平方，將其與經總開挖深度正規化之各層支撐深度關係繪製圖十三，其相關定義詳圖五。整理頂溪站與永安市場站(砂性土案例)之 P_{max}/H_j^2 與 h_i/H 之關係，由圖十三之資料並參考線性迴歸後，建議以下列關係式加以運用：



(a) 砂性土 (O16/O17)



(b) 粘性土 (O18/O19)

圖十三 各階最大軸力與各階開挖深平方比

$$S1-S2 : \frac{P_{max}}{H_j^2} = -5.11 \frac{h_i}{H} + 7.3 \pm (4.44 \frac{h_i}{H} - 3.7) \dots\dots\dots (式 1)$$

$$0 \leq \frac{h_i}{H} \leq 0.45$$

$$S2-S3 : \frac{P_{max}}{H_j^2} = -7.64 \frac{h_i}{H} + 8.44 \pm (2 \frac{h_i}{H} - 2.6) \dots\dots\dots (式 2)$$

$$0.45 \leq \frac{h_i}{H} \leq 1.0$$

整理景安站與南勢角站(粘性土案例)之 P_{max}/H_j^2 與 h_i/H 之關係，由圖十三之資料並參考線性迴歸後，建議以下列關係式加以運用：

$$C1-C2 : \frac{P_{max}}{H_j^2} = -15.58 \frac{h_i}{H} + 11.03 \pm (9.31 \frac{h_i}{H} - 5.83) \dots\dots\dots (式 3)$$

$$0 \leq \frac{h_i}{H} \leq 0.45$$

$$C2-C3 : \frac{P_{max}}{H_j^2} = -6.22 \frac{h_i}{H} + 6.82 \pm (2.07 \frac{h_i}{H} - 2.57) \dots\dots\dots (式 4)$$

$$0.45 \leq \frac{h_i}{H} \leq 1.0$$

上述四式中以±符號表示上下限之包絡線，現場絕大多數之量測值可落於此範圍內。欲應用上列經驗公式推估不同深度之各層支撐單位寬度軸力(平均值)可以代入公式直接計算。圖十三中轉折點(S2,C2)之意義，由於涉及開挖深度、擋土牆勁度與深度及土壤性質等因素，現階段尚難以評判其物理意義。

六、結論

綜觀前述各章節之資料，可得到下列結論，以提供中永和地區或類示地層於順打工法深開挖工程之支撐系統設計或施工監測管理參考。而在引用本文相關資料時，建議應考量各單一工程之差異性加以適當調整。

1. 由上述探討可知 RIDO 程式用於支撐軸力之設計再加以溫度考量下，以一般材料強度折減方式進行支撐配置，其實測軸力絕大部份皆小於支撐容許值，這可說明 RIDO 程式之適用性，與溫度考量之合理性。
2. 平均實測最大軸力與設計值比，在砂性土案例為 0.86 ± 0.24 ，在粘性土案例為 1.15 ± 0.36 ；平均實測最大軸力與含溫度效應設計值比，在砂性土案例為 0.78 ± 0.19 ，在粘性土案例為 0.99 ± 0.29 。平均實測最大軸力與容許值比，在砂性土案例為 0.57 ± 0.17 ，在粘性土案例為 0.71 ± 0.20 。
3. 拆撐階段與開挖階段之平均最大軸力比，在砂性土案例為 1.08 ± 0.30 ，在粘性土案例為 1.14 ± 0.27 ；而第一層支撐最大軸力則有開挖階段高於拆撐階段的現象。
4. 當層支撐會因下一階開挖、下一層支撐預壓或拆除造成軸力的明顯變化，而可能的變化範圍可參考圖十至圖十二的包絡線。由於上述三個施工行為涉及因素較複雜，在應用時須加注意。下一階開挖後與開挖前的軸力比平均約為 1.57 ± 0.26 ；下一層支撐預壓後與預壓前的軸力比平均約為 0.66 ± 0.13 。
5. 預估各層支撐單位寬度最大軸力(Pmax)之經驗公式可參考(式 1)至(式 4)。

誌謝

本文的理念推演與製作，特別感謝亞新工程顧問公司莫若楫博士與黃南輝博士的指導與斧正。另對台北市捷運局惠准發表，特此一併致謝。

參考文獻

1. 中華工程顧問公司，「頂溪站及永安市場站設計圖說」。
2. 中鼎工程顧問公司，「景安站及南勢角站設計圖說」。
3. 東怡營造/德商 B+B，「頂溪站支撐系統計算書」。
4. 東怡營造/德商 B+B，「永安市場站支撐系統計算書」。

5. 東怡營造/德商 B+B, 「景安站支撐系統計算書」
6. 東怡營造/德商 B+B, 「南勢角站支撐系統計算書」
7. 東怡營造/德商 B+B, 「頂溪站監測資料」
8. 東怡營造/德商 B+B, 「永安市場站監測資料」
9. 東怡營造/德商 B+B, 「景安站監測資料」
10. 東怡營造/德商 B+B, 「南勢角站監測資料」
11. 古藤田、池田 (1971), 「軟弱地盤における深いオープンカットの切ばり荷重について」, 土質工學研究發表會。

Behaviour of strut loads in deep excavation

Kao H.S.¹ Kuo K.J.¹ Fan C. B.² Chang J.L.²

¹Moh and Associates, Inc.

²Dept. of Rapid Transit System, Taipei Municipal Government

ABSTRACT

This paper summarizes the observation of strut loads in four deep excavation sites for underground station of the Chungho Line, Taipei Rapid Transit System. The monitoring results provide reference for design and construction of deep excavation having similar subsoil conditions. Based on monitoring results, the average ratio of maximum strut load to design load estimated from “RIDO” analysis, is 0.86 and 1.15, for sandy and clayey soils, respectively, and these ratios would reduce to 0.78 and 0.99, when the temperature effect is taken into accounts. The ratio for maximum strut load to allowable axial load of steel strut is 0.57 and 0.71, for sands and clays, respectively. The average ratio is higher in clayey soils. The ratio of maximum strut load during the strut removal stage to that of the excavation stage are 1.08 and 1.14 for sandy and clayey soils, respectively. In general, strut loads are higher during the strut removing stage. The variations of strut loads due to excavation of the following level, strut preloading and due to strut removal are also summarized. This paper presents empirical equations for predicting strut loads.