

台北市软弱地基改良后之深开挖分析

何政道^{1, 2}, 陈水龙^{3, 4}

(1. 台北科技大学工程科技研究所, 台湾 台北; 2. 超伟工程顾问有限公司, 台湾 台北; 3. 台北科技大学土木与防灾研究所, 台湾 台北; 4. 金门技术学院, 台湾 金门)

摘要: 为降低于软弱黏土层开挖可能引起挡土壁及地表沉陷过大之问题, 常搭配辅助性之挡土措施。其中地基改良方法, 实务上大都简化假设改良之复合土壤平均强度来进行分析。为求能更进一步探讨台北市软弱黏土地基改良后之深开挖行为, 本研究系以台北市内湖重划区已开挖完成案例, 再利用二维有限元法程序 PLAXIS 来进行分析, 并与现地监测数据比较分析, 藉以探讨软弱黏土地基改良后之深开挖特性。

关键词: 深开挖; 地基改良; 有限元法

中图分类号: TU43 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2008)02-0185-08

作者简介: 何政道(1971-), 男, 台湾台北人, 博士研究生, 主要从事深开挖设计和桩基等土工方面的研究。E-mail: geokevin@anet.net.tw。

Analysis of deep excavation in improved soft ground in Taipei

HO Cheng-tao^{1, 2}, CHEN Shong-loong^{3, 4}

(1. National Taipei University of Technology, Taipei, China; 2. Supertech Consultants International, Taipei, China; 3. National Taipei University of Technology, Taipei, China 4. National Kinmen Institute of Technology, Kinmen, China)

Abstract: In deep excavation engineering, the assistant retaining struts are usually designed to reduce the diaphragm displacement and ground settlement in soft clay. In improved soil layers, an average soil strength is usually used for the analysis. A deep excavation case in Taipei area was studied. By using the two-dimensional finite element code PLAXIS, a numerical analysis was carried out. Compared with the field data, the characteristics of the improved ground under the deep excavation were evaluated.

Key words: deep excavation; improved soil layer; finite element method

0 引言

随着都会区之经济发展, 地下深开挖工程已是都市高度发展不可或缺之一环, 而且开挖深度有越来越深之趋势, 如何掌握开挖施工安全, 并有效降低对周遭环境之影响, 皆是深开挖研究的目的。深开挖为极复杂之挡土结构与土壤之互制行为^[1-3], 除需设置挡土支撑系统^[4]外, 为了降低于软弱黏土层开挖可能引起挡土壁及地表沉陷过大之问题, 一般常采用辅助性之挡土措施 (Ou 等)^[5], 例如: 挡土扶壁 (简文青)^[6]、地中壁、T 型连续壁及地基改良 (Hsieh 等)^[7]等。本研究系以原设计采用 RIDO 程序之地基改良深开挖已施工完成案例, 总共采用五组研究方法进行分析, 除探讨加固桩之数值模拟外, 另针对黏土分别采用 Mohr-Coulomb 及 Cam-Clay 土壤模型进行比对分析, 包含挡土壁变位、地表沉陷槽及支撑轴力等项目, 并

由分析结果来探讨地基改良率 I_r 与壁体变形之关系。

1 研究案例

1.1 基础工程概况

台北盆地处于台湾北部, 形状近似三角形, 盆地的范围东至基隆河流域的南港, 南至新店溪流域的新店, 溪南至大汉溪河谷, 北至淡水河流域的关渡。盆地周长约 70 km, 面积以高程 EL+20 m 计, 共约 243 km² (傅怡仁等)^[8], 为仅次于台中盆地之第二大盆地。研究案例位于台北市内湖区行忠路, 属于台北盆地基隆河流域之中下游区域, 整体而言, 土层于地表下 5m 以下皆为均质之低塑性黏土, 其 SPT-N 值多在 1~3 下, 属于极软弱之土壤。

基地面积约 5185 m², 形状略呈长方形, 长约 93

m、宽约 54 m 为一地下三层地上五层之科技厂办新建工程，除北侧紧邻 24 m 宽的计划道路外，其它侧皆临空地，见图 1, 2。

隆起点、建物倾斜计、钢支撑应变计、水压计及水位井等项目。

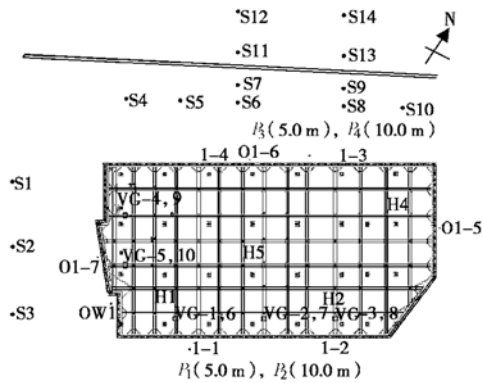


图 1 安全措施平面图

Fig. 1 Plan view of the excavation

基础总开挖深度达 GL-11.95 m，基地内规划直径 $\phi 100$ cm 之加固桩，改良率 $I_r=12.5\%$ ，改良深度 GL-13.4 m~GL-24.4 m，加固桩 28 d 无围单压强度 $q_u=1470$ kPa，原设计采用厚 70 cm 之连续壁作为挡土措施，因为现场加固桩先行施工，而无法施做连续壁，因此变更设计改用 $\phi 70$ cm@60 cm 之 SMW 柱列式挡土壁体，内置 H-500×200×10×16 型钢，SMW 桩深度为 22.4 m。SMW 工法之优点为施工快速且水密性颇佳，故被选用作为连续壁之替代方案，图 3 为 SMW 施工时照片。

基础开挖采顺打工法施作，基地原设计采用四层临时性钢支撑，惟于第三阶段开挖后由监测系统分析基地 SMW 变形量过大（另详表 1），同时 SMW 挡土壁底产生显著之内挤现象，同时基地内亦有产生塑性隆起状况，为避免发生基础施工灾害，遂变更成分 6 阶段开挖并架设 5 层内支撑（另详图 2 及表 2）。

开挖安全监测之系统配置包含：贯穿桩体倾斜管（安装情形请参考图 4 照片所示）、桩体外倾斜管、沉陷点、

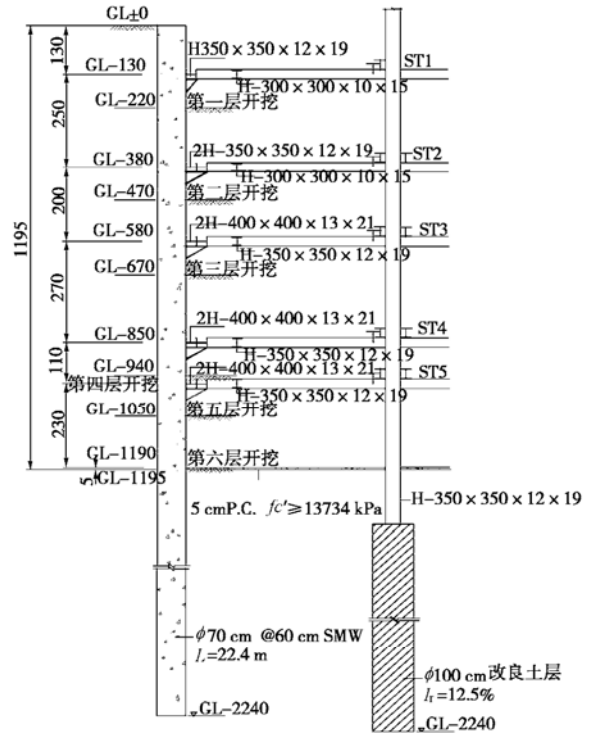


图 2 安全措施剖面图

Fig. 2 Cross-section of the excavation



图 3 SMW 施工照片

Fig. 3 The picture of SMW construction

表 1 各阶段开挖 SMW 之监测变位置

Table 1 The measured lateral displacements of SMW during excavation

工程进度	总变数	深度	桩底挤进量
第一层开挖完成(2001年4月3日)	+8.81 cm	GL-1.0 m	-0.14 cm
第二层开挖完成(2001年4月12日)	+7.77 cm	GL-6.5 m	+0.05 cm
第三层开挖完成(2001年4月22日)	+9.41 cm	GL-8.5 m	+0.34 cm
第四层开挖完成(2001年5月4日)	+11.73 cm	GL-11.0 m	+1.62 cm
第五层开挖完成(2001年5月14日)	+13.16 cm	GL-12.5 m	+2.87 cm
第六层开挖完成(2001年5月26日)	+13.82 cm	GL-13.5 m	+4.12 cm
基础版浇筑完成(2001年6月22日)	+14.20 cm	GL-14.0 m	+5.26 cm



图 4 桩体倾斜管预埋管照片

Fig. 4 The picture of inclinometer construction

表 2 挡土支撑一览表

Table 2 Summary of struts used in analysis

层次	架设高程	支撑规格	单层预压 值/kN
第一层 (ST1)	GL-1.7 m	H-350×350×12×19	785
第二层 (ST2)	GL-4.0 m	H-400×400×13×21	1177
第三层 (ST3)	GL-6.2 m	2 H-350×350×12×19	1766
第四层 (ST4)	GL-8.2 m	2 H-350×350×12×19	1570
第五层 (ST5)	GL-9.8 m	2 H-350×350×12×19	1766

1.2 基地地质与地下水位

根据钻探报告调查结果, 本研究案例地层概略可分为以下 7 层: ①第一层, 回填土渐变为棕黄夹灰色淤泥质黏土偶夹砂质淤泥及小砾石, 分布在地表下至 GL-2.3m~GL-6.2 m, 厚度为 2.7~6.8 m, 回填层厚不均匀约 2.7~4.6 m, 最近五年内回填, N 值为 2~8; ②第二层, 灰色淤泥质黏土偶夹黏土质淤泥, 极软弱, 分布在第一层底至 GL-13.1 m~GL-17.0 m, 厚度为 8.2~14.5 m, N 值主要介于 1~2; ③第三层, 灰色淤泥质黏土, 软弱, 分布在第二层底至 GL-21.9 m~-23.5 m, 厚度为 5.4~9.0 m, N 值为 2~4; ④第四层, 灰色淤泥质黏土偶夹砂质淤泥, 软弱, 分布在第三层底至 GL-26.5 m~-29.6 m, 厚度为 3.0~7.5 m, N 值为

4~8; ⑤第五层, 灰色淤泥质黏土偶夹砂质淤泥, 软弱, 分布在第四层底至 GL-31.2 m~GL-31.5 m, 厚度为 3.2 m~3.3 m, N 值为 8.5~9; ⑥第六层, 灰色砂质淤泥夹淤泥质细砂, 分布在第五层底至 GL-41.6 m, 厚度为 10.1 m, N 值为 9~19; ⑦第七层, 卵砾石夹灰色淤泥质粗中细砂, 分布在第六层底至 GL-42.6 m, 钻孔数据显示此层厚度大于 3 m, N 值为大于 50。

各土层之一般性质如表 3 土层简化参数表。于钻探期间测得地下水位约于 GL-1.4 m (挡土分析时采用 GL-1.0 m)。

2 研究方法 with 基本假设

2.1 有限元方法

以有限元法求解, 需先求元素个别劲度矩阵

$$[k_e] = \int_v [B]^T [D][B] dv, \quad (1)$$

式中, $[D]$ 为材料性质矩阵, 与材料之性质有关, 如果是土壤材料, 则代表土壤模型, 不同土壤模型决定不同之土壤行为, $[B]$ 为形状函数(Shape function)之微分, 如为二次式经过偏微分运算一次微分后 $[B]$ 为一次式, 代表元素内之应变变化为一次式及线性变化, 通常称此种元素为低阶元素, 如微分后 $[B]$ 为二次式以上者称为高阶元素, 高阶元素比较能够涵盖元素内应力或应变急遽之变化, 本研究案例即采用 6-Node 三角形高阶元素进行分析, 以求得较准确之结果。每个元素之个别劲度矩阵建立后, 将所有元素之个别劲度矩阵组合成整体劲度矩阵 $[K]$, 再计算地表荷重或每次开挖所引致之外力转换成节点(node)的外力 $[F]$, 即可建立整体之关系式:

$$[F] = [K][\delta], \quad (2)$$

式中, $[\delta]$ 为开挖或地表荷重所产生之节点位移, 元素内任一点之位移 $[u]$ 与节点之位移 $[\delta]$ 、节点位移 $[\delta]$ 与应变 $[\epsilon]$ 与关系式:

$$[u] = [b][\delta], \quad (3)$$

$$[\epsilon] = [B][\delta], \quad (4)$$

表 3 土层简化参数表

Table 3 Soil layers and parameters

地层 分类	深度 /m	N 值	γ_t ($kN \cdot m^{-3}$)	S_u /kPa	总应力		有效应力		压缩性质	
					c /kPa	ϕ /($^\circ$)	c' /kPa	ϕ' /($^\circ$)	c_c	c_r
回填土(SF)	4.4	7	18.8	—	4.9	21	0	28	—	—
黏土(CL1)	15.0	1.5	17.8	35.3	4.9	18	0	26	0.48	0.065
黏土(CL2)	22.6	3	17.2	51.7	9.8	18	0	27	0.48	0.065
黏土(CL3)	28.0	5	17.5	63.4	9.8	20	0	28	0.48	0.065
黏土(CL4)	31.4	9	17.7	70.7	14.7	21	0	29	0.48	0.065
淤泥(ML)	41.6	12	19.0	—	—	—	0	31	0.14	0.014
卵砾石(GM)	50.0	>50	21.6	—	—	—	—	—	—	—

式中, $[b]$ 为位移之形状函数, 上述之各项关系式可利用高斯积分法或消去法等数值方法来求得, 如配合计算机进行运算可大幅减少计算之时间, 首先求得节点之位移 $[\delta]$ 后, 可得到元素内任何一点的位移, 再由 $[\varepsilon]=[B][\delta]$ 求得任一点之应变, 因此可得到开挖影响范围内任一点之挡土壁变位、弯矩、剪应力、支撑轴力、地表沉陷及开挖面隆起等资料, 进一步亦可了解对研究案例周遭邻房及环境之影响程度。

2.2 研究方法

利用二维有限元法 PLAXIS 程序进行分析, 分别以下列三种方式来模拟加固桩^[9]: ①一般常用复合土壤之平均强度方法; ②以梁元素仿真加固桩, 梁元素之 E_c 值分别采用胡邵敏建议之 $E_c = 200 q_u$, 及 ACI Code 对混凝土的建议公式 $E_c = 15000(fc')^{0.5}$ 两种方式来模拟; ③拟加固桩平面应变实体元素。

土壤参数 γ_1 , γ_d , c' , ϕ' 及 ψ 已于原钻探报告之试验室力学试验获得, 二维 Mohr-Coulomb 模型分析所需之参数变形模量 E , 因为本研究案例并未直接进行试验, 参考王建智等^[10]指出, 台北盆地依据许多传统试验结果, 黏性土壤在应变量约 0.05% 以下所求得之正规化不排水初始劲度模量约为 500 左右, 因此一般数值分析时采用 E/S_u (不排水剪力强度) 约介于 400~600; 王继胜等^[11]收集台北捷运系统淡水线天母段软弱黏土层之深开挖工程特性, 并将 6 组工程案例之观测结果予以统计归纳, 并利用各项观测结果推估印证黏土之强度 E/S_u 约为 500, 而本案黏土系假设为 $E=500 S_u$ 来进行分析。

平面应变模式之剪力模量与体积模量 B 为

$$B = \frac{E}{3(1-2\nu)}, \quad (5)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}. \quad (6)$$

因为研究案例未进行求取波松比 ν 之相关试验, 故采用由 Jaky^[12]提出之正常压密土壤之静止土压力系数 K_0 , 以及 Ishihara^[13]之静止土压力系数 K_0 , 推导出泊松比 ν 与 ϕ' 之关系为

$$K_0 = 1 - \sin \phi', \quad (7)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{(1-\nu)}, \quad (8)$$

$$\nu = \frac{(1 - \sin \phi')}{(2 - \sin \phi')}. \quad (9)$$

正常压密黏土之二维 Cam-Clay 模型所需之压缩指数 λ 、再压缩指数 κ , 分别由单向度压密之压缩系数 c_c 及再压缩系数 c_r 求得后, 其相对关系为

$$\lambda = \frac{c_c}{\ln 10}, \quad (10)$$

$$\kappa = \frac{c_r}{\ln 10}. \quad (11)$$

PLAXIS 程序系依临界土壤模型(Critical State Model), 由单向度压密理论计算出 Cam-Clay 模型之临界孔隙比 e_{cs} , 其中修正压缩指数 λ^* 及修正再压缩指数 κ^* , 与孔隙比 e 之关系分别为

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)}, \quad (12)$$

$$\kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e)}. \quad (13)$$

地基改良之复合土壤平均强度, 在台北盆地之实务上较常被引用之计算方法, 仅改变土壤之凝聚力 c , 其它参数假设与改良前相同, 其改良后之复合土壤强度 c_m ^[14-15]近似为

$$c_m = (1 - I_r)c + \alpha I_r \frac{q_u}{2}, \quad (14)$$

式中, I_r 代表改良率, 按面积比例计算, α 为折减系数, 考虑一般施工质量 α 采用 0.5, q_u 为加固桩之 28 d 无围单压强度。

林宏达^[15]提出以拟加固桩实体元素之等值参数, 应用复合材料理论, 在力平衡及轴向应变相同之条件下, 可求得复合土体之等值弹性模量 E 及等值波松比 ν , 可表示为

$$E_{eq} = (1 - I_r)E_c + I_r E_p, \quad (15)$$

$$\nu_{eq} = (1 - I_r)\nu_c + I_r \nu_p, \quad (16)$$

式中, E_{eq} , E_p 及 E_c 分别为复合土体等值弹性模量、改良桩弹性模量及未改良土弹性模量, ν_{eq} , ν_p 及 ν_c 分别为复合土体等值波松比、加固桩波松比及未改良土波松比。

本案研究之方法共分以下 5 种: ①Method A 在被动侧采用式 (14) 之复合土壤平均强度方法, 全部土壤模型皆为 Mohr-Coulomb; ②Method B 在被动侧采用式 (14) 之复合土壤平均强度方法, 砂质土壤模型为 Mohr-Coulomb、黏性土壤为 Cam-Clay; ③Method C 加固桩以梁元素仿真, 加固桩梁元素之 E_c 值采 $E_c = 15000(fc')^{0.5}$ 计算, 砂质土壤模型为 Mohr-Coulomb、黏性土壤为 Cam-Clay; ④Method D 加固桩以拟加固桩平面应变实体元素仿真, 砂质土壤模型为 Mohr-Coulomb、黏性土壤为 Cam-Clay、拟加固桩采用线弹性模型; ⑤Method E 仿真之加固桩梁元素之 E_c 值采 $E_c = 200$ 倍 q_u 计算, 其余条件同 Method C。

开挖过程之数值模拟依据现场施工状态, 考虑基

表 4 梁元素输入参数表

Table 4 The input parameters of beam elements

SMW	A /m ²	I /(m ⁴ ·m ⁻¹)	E_c /kPa	$0.7EI$ /(kN·m ² ·m ⁻¹)	$0.7EA$ /(kN·m ⁻¹)	$0.5EI$ /(kN·m ² ·m ⁻¹)	$0.5EA$ /(kN·m ⁻¹)	EI /(kN·m ² ·m ⁻¹)	EA /(kN·m ⁻¹)
挡土壁	0.48	0.01564368	2.13×10 ⁷	3.89×10 ⁵	1.19×10 ⁷	—	—	—	—
Method C 改良桩	0.79	0.04908739	5.70×10 ⁶	—	—	5.60×10 ⁴	8.95×10 ⁵	—	—
Method E 改良桩	0.79	0.04908739	2.94×10 ⁵	—	—	—	—	5.78×10 ³	9.25×10 ⁴

表 5 支撑元素输入参数表

Table 5 The input parameters of braced strut elements

型号	A /cm ²	$0.7EA$ /kN	预压 /(kN·m ⁻¹)	I /m ⁴	I' /(m ⁴ ·m ⁻¹)	$0.7EI$ /(kN·m ² ·m ⁻¹)
H-350×350×12×19	173.9	4.18×10 ⁵	131	4.03×10 ⁻⁴	6.72×10 ⁻⁵	9.69×10 ³
H-400×400×13×21	218.7	5.26×10 ⁵	196	6.66×10 ⁻⁴	1.11×10 ⁻⁴	1.60×10 ⁴
2 H-350×350×12×19	347.8	8.36×10 ⁵	294	8.06×10 ⁻⁴	1.34×10 ⁻⁴	1.94×10 ⁴
2 H-350×350×12×19	347.8	8.36×10 ⁵	262	8.06×10 ⁻⁴	1.34×10 ⁻⁴	1.94×10 ⁴
2 H-350×350×12×19	347.8	8.36×10 ⁵	294	8.06×10 ⁻⁴	1.34×10 ⁻⁴	1.94×10 ⁴

地开挖深度、基地开挖形状、加固桩位置、支撑系统配置及土层分界等，网格之边界条件假定于影响范围外均无水平及侧向之位移，背土侧考虑主要之影响范围，取到挡土壁后 4 倍开挖深度，并假设 9.81 kN/m² 均布载重作用于北侧紧邻 24 m 宽的计划道路上。

所有分析模型皆同时考虑地下水水位稳定状态渗流。SMW 挡土壁以梁元素仿真，支撑以 2-Node 支撑元素仿真，土壤及拟加固桩元素以平面应变三角型 6-Node 元素仿真。模拟加固桩开挖完成后之数值网格变形情形，如图 5 及图 6 所示。

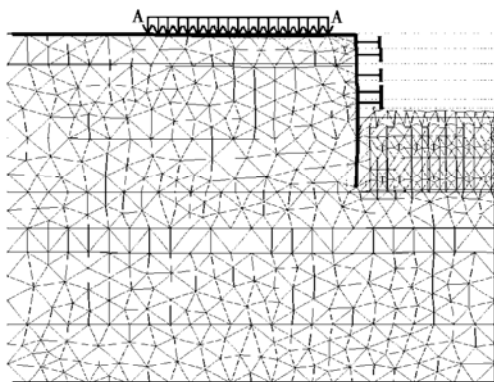


图 5 以实体元素仿真加固桩于开挖完成后之网格变形

Fig. 5 The deformed finite element mesh for analysis of model soil improvement of real elements during the final stage of excavation

2.3 基本假设

其基本假设为：①假设此开挖工程属于平面应变 (Plane strain) 行为，不考虑挡土壁与土壤间之接口元素 (Interface Element)；②所有分析模式皆以有效应力进行分析；③不考虑依时性 (Time-dependent)；④施作加固桩后之上层土壤，不考虑加固桩钻掘扰动及土壤回填

之影响；⑤Method A、B 以复合土壤平均强度改良前后，仅考虑 C 值改变，其余参数不变；⑥考虑施工质量，SMW 挡土壁及支撑刚度折减系数使用 0.7；⑦ Method C 模拟之加固桩参数刚度折减系数 $\alpha=0.5$ ；⑧ 加固桩之 E 值，采固定值 $q_u=1470$ kPa 进行计算。

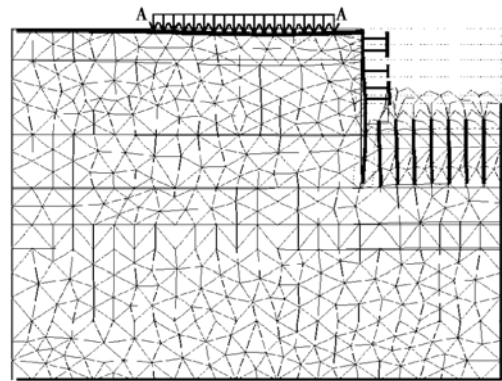


图 6 以梁元素仿真加固桩开挖完成后之网格变形

Fig. 6 The deformed finite element mesh for analysis of model soil improvement of beam elements during the final stage of excavation

3 结构材料与土壤参数

3.1 挡土结构参数

SMW 之复合材料刚度依据材料力学理论计算之，SMW 内插之钢材以及挡土支撑材料皆使用符合 ASTM A36 之钢材，其降伏强度 $f_y = 2.47$ MPa。各项之结构参数分列于表 4、5。

3.2 土壤参数

不同分析方法所采用之土壤模型如表 6 所示，各层土壤参数输入如表 7 所载。

表 6 不同分析方法所采用之土壤模型

Table 6 The soil models used in different analysis methods

GL-m	土层	Method A	Method B~E
4.4	SF	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
15.0	CL1	Mohr-Coulomb	Cam-Clay
22.6	CL2	Mohr-Coulomb	Cam-Clay
28.0	CL3	Mohr-Coulomb	Cam-Clay
31.4	CL4	Mohr-Coulomb	Cam-Clay
41.6	ML	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
50.0	GM	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb

4 分析结果

依 Method A~E 不同方法，可以分别得到开挖后之 SMW 挡土壁之变形量（图 7）、弯矩、剪力、地表沉降量（图 8）、支撑轴力、水头分布分析结果等。于基础开挖完成后之最大值与现地监测数据归纳如表 8 及表 9 所载。

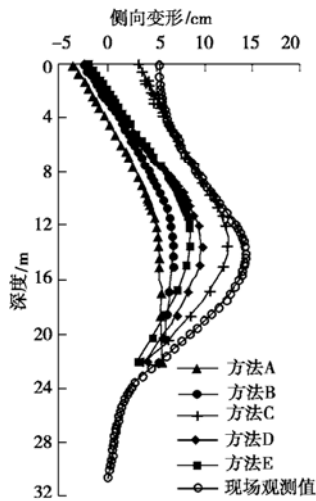


图 7 开挖完成各分析方法墙体变位与监测数据比较图
Fig. 7 Comparison between displacements of SMW wall calculated and measured with different methods during the final stage of excavation

表 7 各层土壤参数表

Table 7 Parameters of individual soil layers

深度/m	土层	c' /kPa	$\varphi' /(^{\circ})$	E /kPa	ν	λ^*	κ^*
4.4	SF	0.0	28	13734	0.35	—	—
15.0	CL1	0.0	26	17658	0.36	0.101	0.014
22.6	CL2	0.0	27	25859	0.35	0.093	0.013
28.0	CL3	0.0	28	31686	0.35	0.101	0.014
31.4	CL4	0.0	29	35355	0.34	0.101	0.014
41.6	ML	0.0	31	23544	0.33	0.035	0.004
50.0	GM	0.0	35	98100	0.30	—	—

表 8 开挖完成后 SMW 之最大变位、最大沉降量与监测数据比较表

Table 8 Comparison between calculated and measured maximum displacements of SMW during the final stage of excavation

分析方法	最大变位/cm	壁底挤进量/cm	最大沉降量/cm	S_v/S_H
Method A	5.53	5.53	1.31	0.24
Method B	6.80	5.47	10.12	1.48
Method C	12.51	3.91	15.91	1.27
Method D	9.65	4.04	14.51	1.50
Method E	8.60	3.11	10.93	1.27
现场监测值	14.20	5.26	7.35	0.52

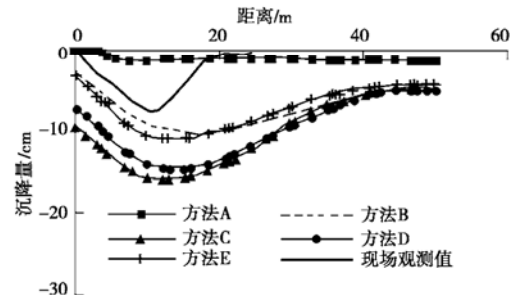


图 8 不同分析方法之地表沉降槽情形

Fig. 8 Comparison of settlement curves of ground calculated with different methods during the final stage of excavation

开挖完成后 Method A~E 分析之最大墙体变形量约为 5.53~12.51 cm，与最大监测值 14.20 cm 相比，约落于 39%~88%，其中以 Method C 达监测值之 88% 最为吻合；最大地表沉降量分析值约为 1.31~15.91 cm，与最大监测地表沉降量 7.35 cm 相比，约分布于 18%~216%，显示地表沉降量分析结果与监测地表沉降量略有出入；另外最大地表沉降量与最大墙体变形量之比值 $\frac{S_v}{S_H}$ （另详表 8）约于 0.24~1.50，与现场观测值 $\frac{S_v}{S_H} = 0.51$ 有所差异，同时分析结果值与一般台北盆地深开挖之 $\frac{S_v}{S_H} = 0.5 \sim 1.0$ 有所不同。

研究案例 SMW 之最大侧向变位值达 14.20 cm，角变量约达 1/160，虽然台湾的设计规范对于挡土壁之侧向变形并未有特定之要求，但是设计时仍需考虑挡土结构之安全性（常以混凝土开始开裂之角变量 1/240 为挡土壁控制基准）、对邻近环境之影响性，幸好研究案四周无邻近建筑物，故并未有损邻事件发生。

表 9 基础开挖完成后支撑最大轴力与监测数据比较表

Table 9 Comparison between calculated and measured maximum stresses in the struts during the final stage of excavation

分析方法	ST1	ST2	ST3	ST4	ST5
	/kN	/kN	/kN	/kN	/kN
Method A	294	952	1707	1383	1913
Method B	226	1020	1874	1373	1933
Method C	69	1207	2403	1962	2619
Method D	294	1187	2256	1825	2276
Method E	255	1118	2148	1501	1933
现场监测值	29	1109	2178	3100	2354

由表 8 显示, 本研究五种方法之分析变形与监测值有略为相近之结果, 其中以 Method C 分析模型为最佳, 所以选来做为后续回馈分析之基准模型; 由下图 9 观察, 当改良率提高时, SMW 壁体之侧向变形与地表沉降量以相同趋势减少, 如改良率提高至 $I_r=20\%$, 最大角变量约 1/254 应可满足安全之需求, 如果

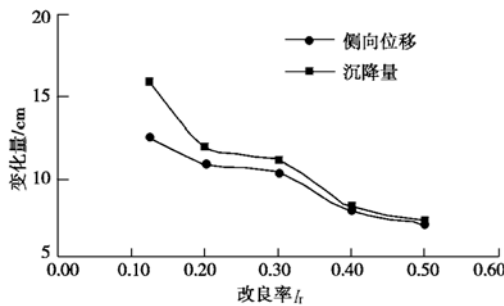


图 9 开挖完成后改良率 I_r 与最大壁体变位及地表沉降量之关系

Fig. 9 Comparison of the ratio of ground improvement by SMW with wall lateral displacements and surface settlements during the final stage of excavation

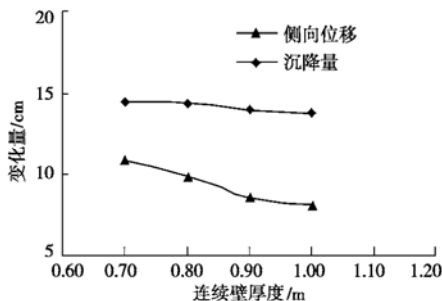


图 10 开挖完成后不同连续壁厚度对最大变位与地表沉降量之关系

Fig. 10 Relationship of the thickness of diaphragm with lateral displacements and surface settlements during the final stage of excavation

改良率达 $I_r=40\%$ 以上, 改良率再增加, 对于减少 SMW 壁体之变位与地表沉降量贡献有限, 故建议 $20\% \sim 40\%$ 应为设计值之合理范围。如原设计施工顺利情况下, 改良率 $I_r=12.5\%$, 采用 70 cm 连续壁, 约达 10.8 cm 之侧向变形, 最大角变量约 1/258 应可满足安全之最低需求, 如改良率不变, 提高设计之连续壁厚度可以降低变位量 (图 10), 但是当壁厚达 90 cm 以上, 对于减少壁体之变位有限, 故合理之设计值建议应为 70~90 cm, 约为开挖深度之 $5.8\% \sim 7.5\%$ 。

5 结 语

(1) 由现场贯穿 SMW 倾斜管之监测资料观察, 挡土壁底端之内挤量约达 5.26cm, 此值与各分析方法得到之结果 (3.11~5.53 cm) 相当接近, 显示以有限元方法可以分析出壁底之挤进量。

(2) 黏土层采用 Cam-Clay 模型较 Mohr-Coulomb 模型较接近监测值。以梁元素及拟加固桩实体元素方法仿真, 所得到之壁体变形量及变形曲线较接近现场监测值 (另详图 7), 建议若应用于一般之设计实务上, 应可以采用梁元素来简化仿真加固桩。

(3) 若仅以式 (14) 来模拟加固桩, 所分析之壁体最大变形量, 小于以梁元素及拟加固桩实体元素之最大变形量, Method C 的变位大于 Method E 的变形量, 值得作进一步之研究。

(4) 本研究各分析结果之第四、五层挡土支撑轴力普遍小于监测值, 而 Method A、B 分析之各层支撑轴力又小于 Method C、D 及 E 之分析结果, 建议设计时, 宜特别留意此现象。

(5) 在台北盆地基隆河流域之软弱黏土层进行深开挖工程, 如果以 SMW 搭配地基改良, 合理的改良率范围应可采 $20\% \sim 40\%$; 如采用连续壁合理之设计厚度, 建议应约为开挖深度之 $5.8\% \sim 7.5\%$ 。

(6) 以梁元素或拟加固桩实体元素来仿真加固桩, 可以得到较合理之挡土壁变位量及变形曲线, 和接近观测值之支撑轴力, 惟对于背土侧之地表沉降量与观测资料仍有所出入, 目前已有学者研究土壤小应变行为来分析背土侧沉降量, 已可得到接近观测值之地表沉降量, 应是值得进一步研究之方向。

(7) 本文之黏土层采有效应力分析, 未考虑依时性之影响, 未来如可改善配合压密理论进行依时性分析, 应可得到更精确之分析结果, 值得继续探讨。

参考文献:

- [1] JARDINE R J, PORRS D M, FOURIE A B, et al. Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction[J]. *Geotechnique*, 1986, **36**(3): 377 - 396.
- [2] 何政道. 软弱土层之深开挖分析[D]. 台北: 台北科技大学, 台北, 2004. (HO C T. Analysis of deep excavation in soft ground[D]. Taipei: Master's of Science Thesis, National Taipei Univ. of Tech, 2004. (in Chinese))
- [3] 何政道, 陈水龙. RIDO、FLAC 及 PLAXIS 程序于台北市深开挖分析之比较研究[C]//第十届大地工程研讨会. 三峡, 2003: 381 - 384. (HO C T, CHEN S L. Deep excavation studies in Taipei using RIDO、FLAC and PLAXIS programs[C]// The 10TH Conf on Current Researches in Geotechnical Engineering in Sanchih, Santia, 2003: 381 - 384. (in Chinese))
- [4] KJELL K, LARS A. Loads on braced excavations in soft clay[J]. *Int J Geomech*, ASCE, 2005, **5**(6): 107 - 113.
- [5] OU C Y, WU T S, HSIEH H S. Analysis of deep excavation with column type of ground improvement in soft clay[J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996, **122**(9): 709 - 716.
- [6] 简文青. 扶壁改善深开挖挡土墙体变形行为之研究[D]. 台湾: 中央大学土木工程系, 2001. (CHIEN W C. A study of buttresses for reducing the retaining wall deformation in deep excavation[D]. Taiwan: Master's of Science Thesis, National Central Univ, 2001. (in Chinese))
- [7] HSIEH H S, WANG C C, OU C Y. Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2003, **129**(2): 146 - 157.
- [8] 傅怡仁, 等. 台北盆地内卵砾石层分布之研究[J]. *土木水利*, 1990, **16**(4): 59 - 69. (FU Y J, et al. The distribution of the gravel layer in the Taipei basin[J]. *J of Civil and Hydraulic Engineering*, 1990, **16**(4): 59 - 69. (in Chinese))
- [9] 何政道, 陈水龙. 软弱土层地盘改良后之深开挖分析[C]//2004 海峡两岸地工技术/岩土工程交流研讨会, 台北, 2004. (HO C T, CHEN S L. Analysis of deep excavation in improved soft ground[C]// 2004 Cross-Strait Seminar on Ground Engineering, Taipei, 2004. (in Chinese))
- [10] 王建智, 等. 黏土层深开挖引致之地表沉降[J]. *地工技术*, 1999(76): 51 - 62. (WANG C C, et al. Ground settlements caused by deep excavation in clay[J]. *Sino-Geotechnicals*. 1999(76): 51 - 62. (in Chinese))
- [11] 王继胜, 李曜明. 软弱地层地质改良对深开挖工程之影响工程案例探讨[J]. *地工技术*, 1999(76): 15 - 28. (WANG C S, LEE Y M. Cases study of deep excavation in soft ground with jet grout[J]. *Sino-Geotechnicals*. 1999(76): 15 - 28. (in Chinese))
- [12] JAKY J. Pressure in soil[C]// Preceeding of the 2nd Interational Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, 1948.
- [13] ISHIHARA K. Soil behaviour in earthquake geotechnics[M]. New York: Oxford University Press Inc., 1996.
- [14] 廖洪钧. 水泥搅拌桩强度和配置对软弱土壤抗剪行为之影响[J]. *中国土木水利工程学刊*, 1991, **3**(4): 355 - 360. (LIAO H J. Influence of strength and layout pattern of soil-cement mixed piles on shear strength of soft soil[J]. *J of Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, 1991, **3**(4): 355 - 360. (in Chinese))
- [15] 林宏达, 等. 单柱改良土体等值强度之可靠度分析[J]. *中国土木水利工程学刊*, 2002, **14**(2): 223 - 242. (LIN H D, et al. Reliability analysis of equivalent shear strength of grouted soil[J]. *J of Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering*, 2002, **14**(2): 223 - 242. (in Chinese))