

建築物基礎構造設計規範修訂之研究
----- 地層改良

內政部建築研究所協同研究報告

093-301070000G3-016

建築物基礎構造設計規範修訂之研究 ----- 地層改良

計畫主持人：蕭江碧所長

協同主持人：廖洪鈞教授

研 究 員：林英堂、陳逸駿

何泰源、余明山

曹源暉

研究助理：陳之穎

內政部建築研究所協同研究報告

中華民國九十三年十二月

Editing the Ground Improvement Chapter
of the Design Guidelines
for Building Foundations

BY

Liao Hung-Jiun

Lin Ying-Tang

Chen Yit-Jin

Ho Ti Yun

Yu Ming-Shan

Dec. 31, 2004

目 次

表 次	vii
圖 次	ix
摘 要	xvii
英文摘要	xviii

第一章 通 則

1.1 適用範圍	1
1.2 地層改良方法	2
1.2.1 淺層混合工法	2
1.2.2 深層攪拌工法	3
1.2.3 灌漿工法	4
1.2.4 排水預壓工法	5
1.2.5 振動夯實工法	6
1.2.6 土壤冰凍工法	7
1.2.7 其他工法	8
1.3 地層改良方法之評估與選擇	8
1.4 地層改良前之補充調查	9
1.5 設計原則	9
1.6 施工計畫與管理	11
1.7 模擬施工	12
1.8 改良效果之檢核	13
1.9 局部改良之檢核	14
1.10 地層改良與環境污染	14

第二章 淺層拌合工法	
2.1 說明	15
2.2 設計	16
2.2.1 調查	16
2.2.2 淺層拌合工法	18
2.2.3 硬化材	20
2.2.4 改良厚度之決定	22
第三章 深層攪拌工法	
3.1 說明	26
3.2 設計	26
3.2.1 調查	26
3.2.2 工法	29
3.2.3 硬化材種類	33
3.2.4 改良範圍之決定	36
3.2.5 改良體之基本配置	56
3.2.6 硬化材用量	60
3.2.7 其他新的深層攪拌技術	64
3.2.8 設計上注意事項	74
第四章 排水預壓工法	
4.1 說明	79
4.1.1 工法概述	79
4.1.2 工法說明	79
4.1.3 適用土層與工程應用	83
4.1.4 作業流程	84
4.2 設計	86

4.2.1	調查	86
4.2.2	材料	88
4.2.3	沉陷分析方法	94
4.2.4	穩定及承載力分析	97
4.2.5	配置	98
4.2.6	預期改良成果	108
4.2.7	改良成效	109
4.2.8	設計注意事項	110
第五章 灌漿工法		
5.1	說明	114
5.1.1	工法說明	114
5.1.2	確認灌漿目的	121
5.1.3	灌漿工法之特性與作業流程	122
5.2	設計	125
5.2.1	調查	125
5.2.2	灌漿工法之選擇	129
5.2.3	灌漿材料之選擇	140
5.2.4	灌漿改良範圍	148
5.2.5	灌漿孔配置	163
5.2.6	材料用量	167
5.2.7	灌漿改良成效	169
第六章 動力夯實工法		
6.1	說明	174
6.1.1	適用範圍	174
6.1.2	作業流程	179

6.2 設計	179
6.2.1 調查	179
6.2.2 改良深度與範圍	182
6.2.3 主錘擊之單擊能量	183
6.2.4 主錘擊之平均夯擊能量	185
6.2.5 主錘擊各階段之夯擊次數	187
6.2.6 主錘擊之夯擊階段數	189
6.2.7 主錘擊之夯擊點配置	190
6.2.8 靜置時間	191
6.2.9 整平錘擊	192
6.2.10 施工影響評估與防治	194
6.2.11 模擬施工	204
6.2.12 施工監測	205
6.2.13 改良效果檢驗	206
第七章 振動擠壓工法	
7.1 說明	209
7.1.1 適用範圍	209
7.1.2 作業流程	216
7.2 設計	218
7.2.1 調查	218
7.2.2 改良深度與範圍	219
7.2.3 改良樁打設間距	220
7.2.4 砂質複合地基之液化潛能	222
7.2.5 複合地基之容許支承力	233
7.2.6 複合地基之沉陷量分析	238

7.2.7	複合地基之滑動穩定分析	241
7.2.8	填料量	243
7.2.9	碎石墊層	244
7.2.10	施工影響評估與防治	244
7.2.11	填充材料	250
7.2.12	現場模擬施工（前導試驗）	251
7.2.13	施工監測	253
7.2.14	改良效果檢驗	254
第八章 振動擠壓砂樁與礫石樁工法		
8.1	說明	256
8.1.1	工法說明	256
8.1.2	工法特性	258
8.1.3	設計流程	260
8.2	設計	260
8.2.1	調查	260
8.2.2	工法原理	262
8.2.3	冷凍方式	264
8.2.4	地層土壤之基本熱性質	267
8.2.5	凍土的特性	272
8.2.6	冷凍管型式	277
8.2.7	設計凍土形狀及冰凍管配置	278
8.2.8	凍土設計	282
第九章 炸震夯實工法		
9.1	說明	290
9.1.1	工法說明	290

9.1.2 工法特性與設計流程	292
9.2 設計	295
9.2.1 調查	295
9.2.2 有效半徑與影響半徑	296
9.2.3 炸藥之選擇	297
9.2.4 佈孔間距與埋置深度	298
9.2.5 炸藥引爆與涵蓋次數	299
9.2.6 佈孔規劃與引爆順序	300
9.3 施工	303
9.3.1 施工計畫細節	303
9.3.2 施工準備	304
9.3.3 放樣	304
9.3.4 佈孔安排及現場組合	305
9.3.5 量測作業	305
9.3.6 安全維護	306
9.3.7 成效驗證	307
附件：期初審查會議專家建議之處理記錄	309
期中審查會議專家建議之處理記錄	311
期末研討會專家建議之處理記錄	313
參考文獻	316

表 次

表 2.2.1-1 淺層混合處理工法是先調查、試驗項目	16
表 2.2.1-2 現場和室內強度比 (參考例)	17
表 2.2.2-1 水泥系硬化材之成分 (一般軟弱地層用)	18
表 2.2.2-2 中鋼牌地質改良劑物理化學特性	19
表 2.2.3-1 硬化材之穩定處理機制	21
表 2.2.3-2 硬化材之特徵及適用性比較	22
表 3.2.1-1 室內配比試驗之一般規範	28
表 3.2.3-1 CCP 工法@m ³ 標準配比	35
表 3.2.3-2 JSG/CJG 工法@m ³ 標準配比	36
表 3.2.4-1 改良體之設計基準強度	38
表 3.2.4-2 最小改良值(m)	39
表 3.2.6-1 按工法別之硬化材最低添加量	61
表 3.2.6-2 CCP 工法有效改良直徑與地層之關係	62
表 3.2.6-3 CCP-S 工法有效改良直徑與地層之關係	62
表 3.2.6-4 JSG 工法有效改良直徑與地層之關係(砂、砂礫)	63
表 3.2.6-5 JSG 工法有效改良直徑與地層之關係(黏土、腐植土)	63
表 3.2.6-6 CJG 工法有效改良直徑與地層之關係	64
表 3.2.7-1 攪拌翼直徑與地質適用之範圍	67
表 3.2.7-2 砂質土改良直徑之選擇	67
表 3.2.7-3 粘性土改良直徑之選擇	68
表 3.2.7-4 漿液配比	68
表 3.2.7-5 SWING 工法分類	69
表 3.2.7-6 JACSMAN 工法之標準施工規範	72
表 3.2.7-7 HEMS 工法每 m ³ 漿液之材料	72

表 3.2.7-8 最近國內新型超高壓噴射攪拌工法之施工例	73
表 4.1.3-1 台灣地區排水預壓工程主要案例資料	84
表 4.2.1-1 排水預壓工法之土壤試驗	87
表 4.2.2-1 美國海軍設計手冊 DM-7 對砂床及砂樁材料之要求	89
表 4.2.2-2 抗管湧表視孔徑之一般要求	93
表 4.2.2-3 垂直排水帶常見檢驗項目及試驗規範	94
表 4.2.5-1 U-F(n)-Th 之關係數值表	103
表 5.1.1-1 台灣地區雙環塞灌漿工法主要應用案例	121
表 5.2.1-1 日本工廠廢水排放標準	126
表 5.2.1-2 我國放流水標準	126
表 5.2.1-3 土壤調查項目	127
表 5.2.2-1 灌漿工法分類表	131
表 5.2.3-1 各種土層適用之灌漿材料	145
表 5.2.3-2 選擇灌漿材料時考慮之基本條件	146
表 5.2.3-3 灌漿材料之適用界限(例)	146
表 5.2.3-3 各種灌漿工法之特徵及比較	147
表 5.2.4-1 最小改良範圍表(單位：m)	153
表 5.2.4-2 台北捷運潛盾到達端地盤改良範圍設計實蹟	154
表 5.2.4-3 台北捷運潛盾出發端地盤改良範圍設計實蹟	155
表 5.2.4-4 台北捷運連絡通道地盤改良範圍設計實蹟	156
表 5.2.6-1 各種土質之填充率及注入率之參考值	169
表 6.1.1-1 台灣地區應用動力夯實工法改良之案例	175
表 6.2.3-1 Lukas (1995)建議之 α 值	184
表 6.2.4-1 Lukas (1995)建議之單位體積夯擊能量	186
表 6.2.10-1 動力夯實施工之容許振動量標準值	201
表 6.2.10-2 動力夯實施工於不同距離之設計反應譜曲線	204
表 6.2.13-1 改良效果檢驗方法	207

表 7.1.1-1 台灣地區之振動擠壓工法應用案例	215
表 7.2.4-1 地震反覆剪應力折減係數 α 之常見分析方法	227
表 7.2.5-1 打入飽和粘土層之砂礫石樁單樁極限支承力估算方法	237
表 8.2.3-1 冷凍方式之種類及優缺點比較	267
表 8.2.8-1 土壤種類、飽和度、冷凍溫度及凍土強度之關係	282
表 8.2.8-2 不同土層之凍土強度	283
表 8.2.8-3 飽和土壤之熱性質	283
表 9.2.1-1 土壤調查項目	295
表 9.2.2-1 炸藥重與有效半徑、影響半徑之關係	297

圖 次

圖 2.2.1-1 室內配比試驗流程	17
圖 2.2.4-1 淺層混合處理設計流程	23
圖 2.2.4-2 擋土牆構築於軟弱地盤	24
圖 2.2.4-3 回填土之穩定處理	24
圖 2.2.4-4 部分軟弱地盤之改良	25
圖 2.2.4-5 坡面侵蝕防止	25
圖 3.2.1-1 配比試驗之步驟	28
圖 3.2.2-1 機械攪拌工法各種攪拌翼	30
圖 3.2.2-2 機械攪拌工法施工順序示意圖	31
圖 3.2.2-3 高壓噴射攪拌灌漿工法施工順序示意圖	32
圖 3.2.2-4 三種高壓噴射攪拌工法攪拌機制比較圖	33
圖 3.2.3-1 硬化材之分類	34
圖 3.2.4-1 最小改良厚度	39

圖 3.2.4-2 壁體改良之基本配置	39
圖 3.2.4-3 開挖部底盤改良	40
圖 3.2.4-4 地盤支承力與填土高	41
圖 3.2.4-5 圓弧滑動	42
圖 3.2.4-6 承受側向力之攪拌樁改良土壤	43
圖 3.2.4-7 承受軸向力之攪拌樁改良土壤	43
圖 3.2.4-8 改良土與原地盤之應力應變關係	44
圖 3.2.4-9 沉陷量之檢討	44
圖 3.2.4-10 外力之示意	45
圖 3.2.4-11 潛盾發進保護	48
圖 3.2.4-12 潛盾到達保護	48
圖 3.2.4-13 作用於改良體之外力	49
圖 3.2.4-14 改良範圍	50
圖 3.2.4-15 側部改良厚度	50
圖 3.2.4-16 黏土層滑動	51
圖 3.2.4-17 作用於改良體之浮力	52
圖 3.2.4-18 改良體軸向力	53
圖 3.2.4-19 假想滑動面	53
圖 3.2.4-20 作用於缺口外力	54
圖 3.2.5-1 改良模式與改良率	56
圖 3.2.5-2 樁體式	57
圖 3.2.5-3 區塊式	57
圖 3.2.5-4 高壓噴射攪拌工法之基本配置	58
圖 3.2.5-5 基本配置	58
圖 3.2.5-5 擋土壁的基本配置	59
圖 3.2.5-6 擋土壁缺損部基本配置	60
圖 3.2.6-1 硬化材添加量之決定流程	61

圖 3.2.7-1 RAS-Jet 工法攪拌機構	66
圖 3.2.7-2 鑽桿構造示意	66
圖 3.2.7-3 改良體築造之模式圖	70
圖 3.2.7-4 交叉噴射構造示意圖	70
圖 3.2.7-5 JACSMAN 工法與一般機械攪拌工法之比較	71
圖 3.2.7-6 攪拌翼合閉狀況	73
圖 3.2.7-7 攪拌翼開啟狀況	73
圖 3.2.8-1 深層攪拌地層改良之破壞形態	74
圖 3.2.8-2 路堤改良率和排列不足之問題	75
圖 3.2.8-3 無改良區之補強	75
圖 3.2.8-4 橋台背填下陷之防止	76
圖 3.2.8-5 開挖坡面之穩定	76
圖 3.2.8-6 深層開挖之底盤改良	77
圖 3.2.8-7 傾斜之支持層之根入	77
圖 4.1.2-1 排水預壓工法之原理	80
圖 4.1.2-2 不同排水預壓工法系統示意圖	80
圖 4.1.2-3 排水預壓工法分類	81
圖 4.1.2-4 袋裝砂礫樁施工示意圖	81
圖 4.1.2-5 排水砂礫樁施工示意圖	82
圖 4.1.2-6 排水帶施工示意圖	82
圖 4.1.2-7 真空預壓法施工示意圖	82
圖 4.1.2-8 降低地下水預壓法施工示意圖	83
圖 4.1.2-9 電滲預壓法施工示意圖	83
圖 4.1.4-1 排水預壓工法之作業流程	85
圖 4.2.1-1 土層工程性質於地盤改良前後結果比較	87
圖 4.2.2-1 排水砂樁及砂床所用砂料之粒徑分佈	88
圖 4.2.2-2 砂溝排水示意圖	90

圖 4.2.2-3 國內外常用之排水帶斷面型	90
圖 4.2.2-4 土壤/地工合成物接觸面之漸變過濾層	91
圖 4.2.2-5 排水帶斷面受擠壓前後之形狀	91
圖 4.2.2-6 排水帶於試驗室粘土層中受壓前後之形狀	92
圖 4.2.2-7 水力坡度比(GR)試驗示意圖	93
圖 4.2.3-1 雙曲線法推估最終沉陷量 S 示意圖	96
圖 4.2.5-1 t-de 關係曲線示意圖	101
圖 4.2.5-2 U-n-Th 之關係示意圖	102
圖 4.2.5-3 砂袋樁排列示意圖	106
圖 4.2.5-4 有效圓示意圖	107
圖 4.2.5-5 \bar{U} -1 關係示意圖	108
圖 5.1.1-1 灌漿機制示意圖	117
圖 5.1.3-1 灌漿工法之作業流程	124
圖 5.2.2-1 灌漿工法之施工流程	130
圖 5.2.2-2 鑽桿工法施工順序示意圖	131
圖 5.2.2-3 多孔管工法施工順序示意圖	132
圖 5.2.2-4 雙環塞工法施工順序示意圖	133
圖 5.2.2-5 常用雙重管法前端噴漿口構造	134
圖 5.2.2-6 常用雙重管複合灌漿工法施工順序示意圖	135
圖 5.2.2-7 雙重管灌漿工法(複相式多孔管)施工示意圖	135
圖 5.2.2-8 雙重管灌漿工法(單相式多孔管)施工示意圖	136
圖 5.2.2-9 藥液混合方式	138
圖 5.2.2-10 上昇式灌漿工法	138
圖 5.2.2-11 下降式灌漿工法	139
圖 5.2.2-12 混合式灌漿工法	139
圖 5.2.3-1 水玻璃系藥液之種類	141
圖 5.2.3-2 矽酸系灌漿材料之分類	145

圖 5.2.4-1 以止水為目的之灌漿改良範圍示意圖	151
圖 5.2.4-2 開挖底面止水之灌漿改良範圍示意圖	152
圖 5.2.4-3 潛盾出發及到達之灌漿改良範圍示意圖	152
圖 5.2.4-4 潛盾到達地盤改良範圍示意圖	153
圖 5.2.4-5 潛盾出發地盤改良範圍示意圖	153
圖 5.2.4-6 隧道周邊地層之灌漿改良範圍示意圖	157
圖 5.2.4-7 隧道內之灌漿改良範圍示意圖	158
圖 5.2.4-8 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(筏式基礎)	159
圖 5.2.4-9 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(摩擦樁基礎)	159
圖 5.2.4-10 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(點承樁基礎)	160
圖 5.2.4-11 潛盾隧道穿越鐵路下方之保護範圍示意圖	161
圖 5.2.4-12 潛盾隧道穿越河川之保護範圍示意圖	162
圖 5.2.4-13 推進工法之灌漿改良範圍(鄰房保護)	162
圖 5.2.4-14 推進工法之灌漿改良範圍(出發及到達)	162
圖 5.2.5-1 灌漿孔配置	163
圖 5.2.5-2 灌漿孔之間距	164
圖 5.2.5-3 灌漿孔之配置例	165
圖 5.2.5-4 灌漿孔間隔及配置例	166
圖 5.2.6-1 階段式灌漿之示意圖	168
圖 5.2.3-2 矽酸系灌漿材料之分類	173
圖 6.1.1-1 動力夯實工法主錘擊施工示意	176
圖 6.1.1-2 壓密理論之模式	178
圖 6.1.1-3 動力壓密工法施工中土壤性質之變化	178
圖 6.2.1-1 動力夯實改良之設計施工流程	180
圖 6.2.4-1 動力夯實工法之土壤分類群	186
圖 6.2.4-2 單位體積夯擊能量與 SPT-N 值增量之關係	187
圖 6.2.5-1 夯擊次數與貫入量關係曲線之量測	189

圖 6.2.9-1 動力夯實改良示意圖	193
圖 6.2.10-1 距夯擊點 3m 處之地層側向位移	196
圖 6.2.10-2 距夯擊點 6.1m 處之地層側向位移	196
圖 6.2.10-3 敏感設備之一般振動容許規範	198
圖 6.2.10-4 結構物之容許振動量	199
圖 6.2.10-5 英國、德國、瑞士對於振動限度之政府立案規範	200
圖 6.2.10-6 比能因子與土壤顆粒尖峰速度之關係	201
圖 6.2.10-7 各方向 PGV 隨距離衰減之關係	202
圖 6.2.10-8 不同距離建議之反應譜	203
圖 6.2.13-1 經動力夯實工法改良之砂質土壤強度隨時間增長案例	208
圖 7.1.1-1 振動擠壓砂樁施工示意圖	211
圖 7.1.1-2 濕式頂部投料之礫石樁施工示意圖	213
圖 7.1.1-3 乾式底部供料之礫石樁施工示意圖	213
圖 7.1.1-4 適用於礫石樁改良之顆粒級配曲線範圍	214
圖 7.1.1-5 細顆粒含量對地改後 qc 值增量之影響	216
圖 7.1.2-1 振動擠壓工法之作業流程	217
圖 7.2.3-1 振動擠壓工法改良樁之配置形式	221
圖 7.2.4-1 考量擠實效果及細料含量影響之 擠壓砂樁打設間距設計流程	224
圖 7.2.4-2 考量擠實效果之礫石樁打設間距設計流程	225
圖 7.2.4-3 考慮剪應力折減之砂、礫石樁間距設計流程	226
圖 7.2.4-4 徑向壓密理論解析結果	230
圖 7.2.4-5 砂、礫石樁打設間距設計流程 —Seed & Booker's Method	231
圖 7.2.4-6 砂、礫石樁打設間距設計流程 —Ohkita's Method(考慮井阻作用)	232
圖 7.2.5-1 砂、礫石樁複合地基破壞模式	235

圖 7.2.7-1 複合地層沿滑動面之抗剪強度	243
圖 7.2.10-1 振動擠壓砂樁之施工振動量隨距離之衰減關係	246
圖 7.2.10-2 礫石樁之施工振動量隨距離之衰減關係	247
圖 7.2.10-3(a) 礫石樁近距離(<30m)之施工振動設計反應譜	248
圖 7.2.10-3(b) 礫石樁遠距離(>30m)之施工振動設計反應譜	249
圖 8.1.2-1 冰凍工法之特色	259
圖 8.1.3-1 冰凍工法之設計流程	261
圖 8.2.2-1 凍土之成長過程	263
圖 8.2.3-1 冰凍工法之冷卻方式	264
圖 8.2.4-1 不同凍結型態之冷凍速度比較	268
圖 8.2.4-2 不同冰凍型態之凍結負荷比較	269
圖 8.2.4-3 凍土形成之判讀方式	270
圖 8.2.4-4 凍結日數與解凍厚度之關係	271
圖 8.2.5-1 凍土的強度與溫度之關係	272
圖 8.2.5-2 凍土的強度與鹽分濃度之關係	273
圖 8.2.5-3 凍土之粒徑與力學性質	274
圖 8.2.5-4 凍土的膨脹與收縮特性說明	276
圖 8.2.6-1 冰凍管之型式	279
圖 8.2.7-1 單列配置之凍土厚度	280
圖 8.2.7-2 複數列配置凍土厚度	280
圖 8.2.7-3 設計凍土形狀分類	281
圖 8.2.8-1 土層熱參數對照表	286
圖 8.2.8-2 凍土牆二階段形成示意圖	287
圖 8.2.8-3 土層溫度分布示意圖	288
圖 9.1.1-1 炸震夯實作用機制圖	293
圖 9.1.2-2 炸震夯實工法之設計與施工流程	294
圖 9.2.6-1 炸藥引爆延遲時間	302

圖 9.2.6-2 炸藥引爆順序圖(例)	302
圖 9.3.1-1 炸震夯實現場作業流程圖	303
圖 9.3.5-1 開炸水壓量測結果	305
圖 9.3.6-1 場地人員配置示意圖(例)	307
圖 9.3.7-1 土層改良前後之 CPT 試驗結果	308

摘 要

關鍵字：地盤改良、設計規範、臺灣

臺灣地區因地質多變，再加上地窄人稠，土地資源有限，因此面臨的地工問題相當複雜。在此情況下，地層改良工法已成為大地工程師處理困難地工問題的利器，過去三十幾年來，國內大地工程界對地層改良之設計和施工，已經從無數的實際案例中累積了豐富的實務經驗。但在因地制宜的處理原則下，地層改良工法具有相當大的「多樣性」。因此為使工程界在進行地層改良之設計時，有較為明確的規範可供依循，內政部建築研究所乃著手進行地層改良設計規範之編訂工作。為求較有系統地彙整地層改良相關之設計規範，本研究嘗試將各種不同的地層改良工法，歸納為淺層拌合工法、深層攪拌工法、灌漿工法、預壓排水工法、振動夯實工法、土壤冰凍工法、炸震夯實工法、和其他工法等類別，並分別研訂設計規範。但因地層改良工法經常是施工領導設計，缺乏明確的設計規範和參數，而且國內相關之地層改良規範多是直接引用日本規範。因此本規範之研訂，除了涵蓋地層改良設計規範外，同時也包括了一些地層改良施工說明和本土化之設計和施工參數，以增加規範之完整性和可讀性，供台灣地區地層改良設計之參考。

Abstract

Key words: ground improvement, design guidelines, Taiwan

Due to the complexity of geological conditions and the limited land area, the geotechnical problems encountered in Taiwan are usually quite complicated. To deal with such complicated geotechnical conditions, ground improvement has become the indispensable tool for geotechnical engineers. During the past 30 years, geotechnical engineers in Taiwan have gained a great deal of experience from various ground improvement practice. To provide better guidelines for the design and construction of ground improvement, the Architecture and Building Research Institute (ABRI) initiated this project to extend the content of ground improvement chapter of the current Guidelines for the Design of Building Foundations. So far the ground improvement methods adopted in Taiwan have a wide variety. To allow a better focus of the guidelines, the ground improvement techniques commonly used in Taiwan are grouped into the following categories: shallow mixing method, deep mixing method, grouting method, preloading & drainage method, vibration & compaction method, and ground freezing methods, blasting densification method, and others. The proposed guidelines for each ground improvement category mainly focus on the design aspect. However, the construction of ground improvement is also briefly discussed because construction is the dominant aspect of ground improvement practice. Although some contents of the design guidelines are adopted from the Japanese guidelines, local experience is also included in the guidelines to facilitate the design of ground improvement in Taiwan.

建築物基礎構造設計規範修訂之研究

—地層改良

計畫主持人：蕭所長江碧、協同主持人：廖教授洪鈞

摘 要

臺灣地區因地質多變，再加上地窄人稠，土地資源有限，因此面臨的地工問題相當複雜。在此情況下，地層改良工法已成為大地工程師處理困難地工問題的利器，過去三十幾年來，國內大地工程界對地層改良之設計和施工，已經從無數的實際案例中累積了豐富的實務經驗。但在因地制宜的處理原則下，地層改良工法具有相當大的「多樣性」。因此為使工程界在進行地層改良之設計時，有較為明確的規範可供依循，內政部建築研究所乃著手進行地層改良設計規範之編訂工作。為求較有系統地彙整地層改良相關之設計規範，本研究嘗試將各種不同的地層改良工法，歸納為淺層拌合工法、深層攪拌工法、灌漿工法、預壓排水工法、振動夯實工法、土壤冰凍工法、炸震夯實工法、和其他工法等類別，並分別研訂設計規範。但因地層改良工法經常是施工領導設計，缺乏明確的設計規範和參數，而且國內相關之地層改良規範多是直接引用日本規範。因此本規範之研訂，除了涵蓋地層改良設計規範外，同時也包括了一些地層改良施工說明和本土化之設計和施工參數，以增加規範之完整性和可讀性，供台灣地區地層改良設計之參考。

關鍵字：地盤改良、設計規範、臺灣

Abstract

Due to the complexity of geological conditions and the limited land area, the geotechnical problems encountered in Taiwan are usually quite complicated. To deal with such complicated geotechnical conditions, ground improvement has become the indispensable tool for geotechnical engineers. During the past 30 years, geotechnical engineers in Taiwan have gained a great deal of experience from various ground improvement practice. To provide better guidelines for the design and construction of ground improvement, the Architecture and Building Research Institute (ABRI) initiated this project to extend the content of ground improvement chapter of the current Guidelines for the Design of Building Foundations. So far the ground improvement methods adopted in Taiwan have a wide variety. To allow a better focus of the guidelines, the ground improvement techniques commonly used in Taiwan are grouped into the following categories: shallow mixing method, deep mixing method, grouting method, preloading & drainage method, vibration & compaction method, and ground freezing methods, blasting densification method, and others. The proposed guidelines for each ground improvement category mainly focus on the design aspect. However, the construction of ground improvement is also briefly discussed because construction is the dominant aspect of ground improvement practice. Although some contents of the design guidelines are adopted from the Japanese guidelines, local experience is also included in the guidelines to facilitate the design of ground improvement in Taiwan.

Key words: ground improvement, design guidelines, Taiwan

第一章、通則

1.1 適用範圍

- 1、本規範適用於一般土木建築相關之地層改良工程設計，因地層改良工法眾多，各有其適用地層和條件，因此本規範只對其設計作原則性之規範。詳細之地層改良設計細節與標準，應由設計人或承造人依據本規範、基地特性與工程需求，另訂之。
- 2、基地之地層改良工作，是要使基地地層之整體工程性質符合構造物之設計與施工需求，並維護基地鄰近構造物及設施之安全。
- 3、基本上，地層改良屬地層之補強或改善措施，地層改良後之基礎設計，仍應依本設計規範其他各章節之規定進行。

【解說】

- 1、近年來，由於都市及工業之快速發展，所需土地大量增加，在工程建設時，所選基地有時難免會遭遇到地質條件困難、甚或惡劣，以及不適用之土層等，為解決問題，在有些情況下，地層改良可能為一必要或最佳之選擇，以改善基礎土壤或岩石之工程性質，使符合工程設計之需求。有些時候，地層改良之施作亦以維護鄰近構造物及設施之安全為目的。
- 2、一般而言，地層改良方法之功能大致可分為下列各項：
 - (1)增加支承力
 - (2)降少變形量
 - (3)減小側向土壓力
 - (4)防止液化
 - (5)增加止水效果或排水效果
 - (6)防止坡地之崩滑
 - (7)防止土層沖刷、流失
 - (8)環境保護
 - (9)處理廢棄物

每一種地層改良工法均有其主要功能及適用範圍，鮮少能同時具有上列各項功能的，在選擇改良工法時，應視地層條件及改良目標，選取最適用之方法。

1.2 地層改良方法

- 1、選擇地層改良方法時，除應考慮構造物之重要性、地層條件、改良目標、改良範圍、施工可行性、工期、材料之性質及經濟因素外、尚應仔細詳估該類改良方法之有效性、相關之工程經驗、周圍環境之限制、及對周圍環境與地下水污染之影響等。
- 2、因地層改良之工法甚多，本規範只針對下列國內較常使用之工法加以說明：
 - (1)淺層拌合工法
 - (2)深層攪拌工法
 - (3)灌漿工法
 - (4)預壓排水工法
 - (5)振動夯實工法
 - (6)土壤冰凍工法
 - (7)炸震夯實工法
 - (8)其他工法

【解說】

地層改良工法之分類方法很多，條文中所列各改良工法係依改良工法之屬性而分類，為一般國內工程界較常使用之分類法，各工法之特性及適用情況將分述於下列各節中。

1.2.1 淺層拌合工法

淺層拌合工法是利用特殊之機具，將硬化材就地與地表面下1~3m內之軟弱土壤拌合，經夯壓、固化後形成較堅實表層，以增加基礎承载力。此法主要適用於軟弱粘土、砂土及回填土。

【解說】

民國50年代，土壤水泥土壤(soil cement)、土壤石灰(soil lime)和土壤瀝青(soil bitumen)等淺層拌合之處理方法，常用於道路或機場跑道等之軟弱地層改良，用來處理地表污泥、腐植土或廢棄雜物。近年來由於各種新的土壤改良劑之研製成功，對高含水之黏土和有機污泥亦可獲得改良效果，因此淺層拌合工法被廣泛地用於各種需要提高淺層

土壤承载力之場合。

1.2.2 深層攪拌工法

深層攪拌工法是利用特殊之機械於地層中注入硬化材，同時攪拌土壤，使硬化材與土壤在現地拌合，形成固結體。藉由與原地層共成複合地基之作用，來提高現地土壤強度或遮水性。其主要處理對象為深層之軟弱粘土層或透水地層。

【解說】

深層攪拌工法在軟弱地層之處理上是非常有效的工法。在工法原理上，三十多年來並未有太多改變，但隨著施工機具的改進其適用範圍大幅擴大，用量也大為增加。在考量待改良地層之特性以及構造物之規模、重要性、和經濟性時，深層攪拌工法是台灣地區經常被選用之軟弱地層處理工法。

深層攪拌工法區分為機械攪拌、高壓噴射攪拌、機械和高壓噴射併用等三種工法。依使用硬化材料之不同，又分為漿液系（濕式）和粉狀系（乾式）兩種工法。

機械攪拌工法係利用附有攪拌翼之複式中空鑽桿，配合水壓沖洗鑽至設計深度後，提昇鑽桿，同時以適當壓力噴出硬化劑，並以攪拌翼將土壤與硬化材拌合形成固結體。

高壓噴射法係利用裝有朝下噴嘴之噴射管，鑽挖至設計深度後提昇噴射管，改用水平噴嘴，以高壓噴出硬化材，經高壓水流、氣壓噴流之衝擊與切削作用，使硬化材與周圍土壤拌合成固結體。此外，在使用高壓噴射攪拌工法時，也有將大量的改良對象土壤排出，再以水泥漿填充之半置換式高壓噴射法，通常在要求較高強度之改良體時採用之。不同工法之間，在改良地盤之特性、設計方法、施工管理和品質管理上是有其大同小異之處。

1.2.3 灌漿工法

灌漿工法係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或此等混合液，以壓力灌漿入地層中，以改善其承载力、變形性及遮水性之工法。灌漿工法種類繁多，因施灌機制與方法之不同，可概分為滲透灌漿、劈裂灌漿、擠壓灌漿、高壓噴射灌漿及電誘化學灌漿五類。本規範將只涵蓋國內較常使用之滲透灌漿及劈裂灌漿兩種工法，高壓噴射灌漿工法則併入深層攪拌工法專章討論。

【解說】

早在 1887 年法國人，即發明了以水玻璃和氯化鈣先後注入地層內，使水玻璃矽化之 Joosten 工法。隨後，灌漿工法就被廣泛地用來處理工程上遭遇的軟弱地盤和地下工程的止水問題，直到 1974 年日本九州福岡發生灌漿藥液污染水井事件後，才限制了藥液灌漿工法之發展，目前藥液灌漿只可使用不含毒素及氟化物之水玻璃系藥液。

本規範所涵蓋之滲透灌漿及劈裂灌漿兩種工法，其施灌機制與方法分別說明如下：

- 1、滲透灌漿工法(Permeation grouting)：在灌漿過程中，漿液在低壓力下滲入土層孔隙或裂隙中，地層仍保有原來結構，不受灌漿擾動與破壞。適用於含細料低之砂土層(細粒土壤含量在 10~15% 以下)。
- 2、劈裂灌漿工法(Fracture grouting)：在灌漿壓力之作用下，部份漿液滲入孔隙或裂縫中，另有部份漿液克服了地層之大地應力及抗張強度，於地中劈裂出裂隙，並向外延伸，使漿液呈脈狀或層狀擴散。通常發生於含細料高之砂土層或黏土層。

1.2.4 排水預壓工法

- 1、排水預壓工法係利用額外載重使土壤產生超額孔隙水壓，或利用透水性良好之砂礫、砂袋(Sand-pack drains)、紙帶(Paper drains)、織物排水帶(Prefabricated vertical drains, PVD)等材料，以縮短土壤孔隙水之排水路徑，加速粘土之壓密速率；或結合兩者之效果，使粘土層因構造物之加載而將產生之壓密沉陷量，得以在構造物施築前完成。
- 2、排水預壓工法最終將減少土壤之孔隙比、含水量、透水性、以及增大土壤密度，以達降低日後沉陷量和增加土壤剪力強度之目的。
- 3、排水預壓工法依使用排水材料或預載方式之不同，可分為預載排水工法、砂樁排水工法、織物排水帶排水工法及預載配合砂樁（織物排水帶）排水工法等四類。

【解說】

排水預壓工法主要係於構造物施築前，先於基地打設排水材及施加預壓力，藉由水分排出土層而達到預先壓密之效果，於工程使用上可克服土層沉陷及強度的問題。

- 1、沉陷問題：使地基在排水加載預壓期間，完成大部份或基本之沉陷量，讓建築物建造後，不致發生不利之壓密沉陷及不均勻之沉陷。
- 2、強度問題：因排水可加速粘土層之壓密度並提高粘土之抗剪強度，進而提高地基之承载力與穩定性。

排水預壓工法是由排水系統與加壓系統兩部分共同組合而成，其中排水系統包含砂(袋)樁及織物排水材；加壓系統則包含堆載法、真空法、降低地下水位法及電滲法。

- 1、堆載法係在構造物建造之前，先行以堆填土石料將基地加載預壓，經固結作用完成部份沉陷量，及增加地層載力，然後卸除堆填料施築構造物。加載預壓之苛重應視地層沉陷量、固結時間及基土承載

能力而定。

- 2、真空法係在基地上鋪設砂墊並蓋一層不透氣薄膜，薄膜四周深埋於土內，然後以真空泵浦將砂墊內空氣抽出，造成膜內真空，基地因大氣壓力作用而產生預壓。真空預壓荷載一般可達 $7\sim 8 \text{ tf/m}^2$ (約為 70~80% 之大氣壓力)。
- 3、降低地下水法係以抽水機將基地內之地下水位降低，使地層有效應力增大，提早完成固結沉陷，提高地層之支承力。
- 4、電滲法係在粘土基地中，插入金屬電極並通之直流電。陽極離子連同水分子受電場作用從陽極流向陰極，以點井方法排除水份，則陽極處之含水量降低，強度及沉陷量均增大，可提高基地土層之承載能力。

1.2.5 振動夯實工法

振動夯實工法之原理為利用機械振動、夯實或其他外力使基地土層密度增加、孔隙比減少，以達到強化之目的。適用於非粘性土層或回填土。常用之工法有下列幾種：

- 1、動力夯實工法—係利用起重設備吊高重錘再令其自由落下，反復多次夯擊地面，藉由巨大衝擊能量改變現地土壤之組構，使地層壓實，進而達到強化地層，增加支承力與抗剪力，減少沉陷，或降低液化潛能之目的。
- 2、振動擠壓工法—係將砂、礫料強制擠入地層中，形成複合地盤，並藉施工過程之振動與擠壓改良樁間土層，減少其孔隙比，增加其密度，進而達到強化地層，增加支承力與抗剪力，減少沉陷或降低液化潛能之目的。

【解說】

動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘吊起相當高度，再讓重錘自由落下，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改變現地土壤之組構，使疏鬆地層壓縮趨於密實。動力夯實工法改良土壤的原理大致可歸納為下述三項，第一為加密作用，指空氣或氣體的排出；第二為壓密作用，指的是土體內孔隙水或流體的排出；第三為預加變形作用，指土壤顆粒在結構上的重新排列。

振動擠壓工法包括振動擠壓砂樁或礫石樁工法兩者因成樁方式不同，對周圍地層會產生三種不同的作用，一為擠壓密實作用(砂質地層)或置換作用(粘質地層)，一為加勁補強作用，一為加速排水作用。

1.2.6 土壤冰凍工法

土壤冰凍工法係利用埋置於地中之冷凍管，使土層內之孔隙水溫度降至冰點下而凍結，以減低土層之透水性，並提高其強度。此法可適用於地下水位以下之砂土層及軟弱粘土層，但因粘土層較不易冰凍，因此在處理砂土/粘土互層時，需特別注意整體的冰凍效果。

【解說】

土壤冰凍工法須於欲改良土體中預先設置循環冷凍管，將不凍液（如氯化鈣溶液）以大型之冷凍設備注入冷凍管中，使冷凍管鄰近之土壤孔隙水凍結而達改良目的；也有利用液態氮作為注入冷凍管之冷媒。前者冰凍效率較差，但成本也較低，故較適用於大範圍、長時間的土壤冰凍工程；後者冰凍效率較佳，但因成本較高，故只適用於小範圍、短時間的工程。此法適用於任何含有充分水份之土層，但地下水要在近乎靜止的狀態下才適用。

惟土壤冰凍工法成本昂貴，將地盤長期維持在低溫須要很高之成本，通常僅適用於為施工需要而採取之臨時性局部地層改良工法，台北

捷運工程曾使用冰凍工法處理潛盾隧道施工災變和較大深度 (> 30公尺) 地下車站潛盾機出發和到達之止水問題。

1.2.7 炸震夯實工法

炸震夯實工法係運用鑽孔裝置炸藥於待改良地層之深度，藉由炸藥之引爆，造成大範圍砂質土壤之液化，破壞土壤原有結構，再經由自重及覆土重使土壤顆粒重行堆積，形成緊密結構。此法適用於深層含水砂質土壤之改良。

【解說】

炸震夯實工法 (Blasting densification method, BDM)，係運用鑽孔置炸藥於所欲夯實之土層深度，接著引爆炸藥，造成大範圍土壤液化，使顆粒重新堆積，進而達到夯實的目的。由於炸震夯實法係在地層中施作，可有效提高深層土壤之強度與硬度，施工之噪音較動力夯實法為小，且施作時間短，頗符合環保與作業上的需求。簡言之，炸震夯實工法是於土層中埋設炸藥，藉由爆炸釋放出的能量破壞土壤結構，使土壤顆粒排列趨於緊密，達到改良土層的目的。

1.2.8 其他工法

其他工法若經評估或模擬施工等步驟，確認其可達成地層改良之目的，且無污染或其他不良影響者，亦可採用。

1.3 地層改良方法之評估與選擇

地層改良方法之評估與選擇可考量下列因素進行：

- | | |
|-------------|----------|
| 1、建築物基礎分析結果 | 2、天然地層條件 |
| 3、改良方法原理 | 4、應用經驗 |
| 5、施工機具與材料 | 6、可行性分析 |

7、環保要求

【解說】

選擇地層改良工法時應考慮之因素很多，包括本條中所列各項，一般而言，應針對各方法之適用性、可行性及需要性仔細詳估，以達經濟有效之目的。

1.4 地層改良前之補充調查

當一般基地調查資料不足，或不符地層改良規劃及設計需求時，應針對地層改良目的、改良方法進行特定目的之補充調查。

【解說】

土壤性質為地層改良工法成效之最重要影響因素之一，尤其是利用水泥或化學添加物之地層固化工法，改良體成型之尺寸及強度等性質，均與土壤種類、粒徑分佈、以及地下水之化學成分與酸鹼值(pH值)具有非常密切之關係，故應於施工前確實補充蒐集有關資料，據以決定施工機具，施工能量及壓力，以及添加物之成份、配比及使用量等，以免盲目嘗試，不僅徒勞無功，有時反而擾動或破壞原有地層之性質，造成反效果。

1.5 設計原則

地層改良之設計應依下列原則進行：

- 1、選擇改良方法或材料時，應考慮改良效果時效性及材料之耐久性。
- 2、就地層改良之力學機制，研判可能發生之破壞模式、或壓縮行為，並參考類似案例設計之。

- 3、若某一地層改良技術理論未臻成熟，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則應以現場測試或室內模型試驗，證實該改良方法及設計理念之可靠性。
- 4、改良後地層之設計參數，應考慮改良效果之不均勻性，作適當且保守之選擇。
- 5、應考慮改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層壓縮、沉陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- 6、應考慮因地層改良可能對環境所造成之污染。

【解說】

地層改良之目標係改善原有基礎地層之工程性質，其設計本來就是針對特定工程與特定目標之作業，其實並無一定之準則或標準可言，本節所列設計原則係指一般性之原則，為所有地層改良設計所應考量之重點，所列項目包括：

- 1、地層改良施工之目的若為緊急應變之保護措施，則應選用能迅速發揮強度、抑制變形或阻水效果之改良工法；若改良之目的是為永久性構造物之基礎或沉陷之控制時，則應考慮所用改良材料之耐久性，譬如水玻璃系列藥劑之耐久性即較差。
- 2、改良後之地層為一複合地層，其受力作用之力學機制將與未改良前之機制不一樣，分析時應適度考慮改良土體與未改良土體之互制作用，以合理之模式進行設計。
- 3、隨著施工機具之進步，地層改良技術之發展可謂日新月異，然而相關設計理論之發展卻未見完整，理論預估與現場觀測資料往往有相當大之差距，因此地層改良之設計仍須倚重於經驗，在經驗不足之情況，應以現場測試或相關試驗驗證其可行性。

- 4、由於施工變數及地層複雜性之影響，使得地層改良施工之成效不易掌握，包括改良範圍之大小及改良之程度等，均含有相當多之變數，因此在設計時，必須要考慮到改良地層之不均勻性，以保守之原則慎選設計參數。
- 5、地層改良施工之目的為改善改良區內土層之性質，但施工時難免會對鄰近地區造成影響，尤其是擠壓型或振動型之施工方法，可能會對鄰近地區造成影響，應有適當之保護措施，以免造成災害。此外，對於周圍環境污染之防範亦為設計時必須要考慮之重要事項。

1.6 施工計畫與管理

1、施工計畫：承造人應於施工前以其專業經驗，充分判斷檢討各種調查資料，研訂妥善可行之施工作業計畫，經監造人核定或/及依規定報請主管機關備查後，據以施工。

施工計畫內容至少包括：

- | | |
|-------------|-------------|
| (1) 臨時設施 | (2) 品質要求 |
| (3) 施工進度 | (4) 使用材料與機具 |
| (5) 施工步驟與要領 | (6) 安全措施 |
| (7) 廢棄物處理 | (8) 緊急應變計畫 |

2、施工管理：承造人應照核定之施工計畫，管理其施工現場及材料，並維持公共交通安全與衛生。

【解說】

要求承造人於施工前提出施工計畫，旨在使承造人事先規畫即將進行之工作內容與進度，與可能遭遇之情況，進而檢討問題，預先規劃對策，以避免倉促施工，不知問題所在，以致無法順利完工，或於發生事故時不能立即處理。監造人亦可預先瞭解施工計畫，評估其可行性，儘

速要求承造人謀求對策。此外，亦可依據預定施工進度，掌握檢驗時機，以確保工程品質。

基礎施工常涉及地下開挖，易損及管線及鄰近設施，因此有必要於施工前模擬狀況，提出緊急應變措施，以防事態擴大。

雖然施工計畫須經監造人核定，但依契約精神，承造人仍須對其施工結果負完全責任。

1.7 模擬施工

- 1、模擬施工係指於工程開始前，就所選擇之地層改良方法，先行於工程基地內，施以小規模之現場改良試驗，以確認所選擇之改良方式，包括施工方式、順序、改良點配置及間距、改良材料用量、品管措施等之適用性及正確性。於下列情況下，進行地層改良時，應以模擬施工驗證其改良方式：
 - (1)供公眾使用、或極具重要性建築物之地層改良。
 - (2)地層層次構造複雜，各層次地層特性差異極大時。
 - (3)依據工程經驗所選擇之改良方法，不易達成均勻之改良效果者。
 - (4)改良標準超過一般經驗值時。
 - (5)經改良後之地點，若其成效未能符合設計需求但卻難以補強者。
 - (6)於工程基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同一改良方法成效之檢核資料時。
- 2、以緊急保護措施為目的之地層改良，或改良過程中須定期監測地層行為變化者，可不受上述限制。

【解說】

一般而言，地層改良之施工費用相當昂貴，而其成效卻不易掌握，設計階段之預期成效是否確實可行，在缺乏具體理論基礎或經驗時，通常有必要以模擬施工模擬整箇作業程序。模擬施工不僅可驗證設計構想

是否可行與是否具有預期之成效，同時藉由模擬施工之操作，可調整設計參數、配置、添加物用量、以及品管措施等，以便未來大量施作時能具有最大成效。若為緊急應變之保護措施時，通常無暇進行模擬施工。此外，設計若採觀測法，施工程度完全仰賴現場觀測值決定者，可於實際施作時，邊作邊調整，無須進行模擬施工。

1.8 改良效果之檢核

- 1、除緊急保護措施外，地層經改良後，均應針對改良目的，以詳細、有效之現場或室內檢驗方式，檢核改良後地層之工程性質，以確認施工品質及改良成效。
- 2、改良效果之檢核，基本上屬具特定目的之基地調查，改良成效若未能符合設計要求時，應予補強改良，或就改良後之現況，選取適當之土壤參數，修正原基礎或構造物之設計。其檢驗方式，宜參照下述原則進行：
 - (1)表層夯實之檢核，宜以平鈹載重試驗或相對夯實度等檢驗方式為之。
 - (2)深層加密或以防止液化為目的之改良，應以現場貫入試驗為主，試驗時間宜待夯實一週後進行。
 - (3)以灌漿或混合攪拌處理方式之改良，宜以現場試驗檢核，必要時，得以現場取樣進行試驗，以檢討其成效。其改良範圍，得以挖掘試坑或其他適當方法檢核之。
 - (4)以預壓或排水固結法之改良，應定期監測土壤行為之變化，如孔隙水壓與沉陷等，並藉工程學理研判改良之成效。

【解說】

影響地層改良成效之因素很多，而且相當複雜，大部份之情況均非純學理能完全推估其成效，因此改良後之地層應以適當之檢驗確認其施

工品質及改良成效。至於檢驗之方式，原則上應針對改良之目標選取適當之試驗方法，能以直接或間接之方式驗證其改良成效者均可使用。

1.9 局部改良之檢核

- 1、如僅對基地之地層進行局部改良時，應針對已改良部份及未改良之地層狀況，分別檢討其支承力及不均勻沉陷等問題，以確保構造物之安全。
- 2、對臨時性之地層改良，應檢核其對構造物永久功能之影響，如不均勻沉陷等效應。

【解說】

對於建築物之基礎，若僅進行局部地區土壤之改良時，應特別注意改良後整箇基礎之行為，局部加強可能引致應力重新分配及不均勻沉陷等問題，而有些現象是在經過一段時間後才會反應出來的，在進行局部改良時均應仔細評估這些影響因素。

1.10 地層改良與環境污染

地層改良如以化學方法進行者，為避免對環境造成污染，應於施工中及施工後，監測地層中土壤及地下水之污染量。

【解說】

化學灌漿材料一般可分為溶液型、懸濁型或半懸濁液型，材料選用之基本原則必須為無害之化學物，以免污染地下水，危害人體健康。然為確保使用該工法時對環境之影響，應於施工期間隨時監測鄰近地區土壤及地下水之污染量，且於施工後亦應定期觀測查核，以確保公共安全。

第二章、淺層拌合工法

2.1 說明

本章之範圍以地表面下 1~3m 內之軟弱地層為主要對象之淺層拌合處理工法。該工法是利用特殊之機械，將硬化材就地與土壤拌合，經夯實後形成較堅實表層，以增加基礎承載力。此工法主要適用於軟弱黏土、砂土及回填土。

【解說】

淺層拌合工法為表層處理工法中排水、被覆、置換和拌合等之一種。約 50 年前土壤水泥 (soil cement)、土壤石灰(soil lime)和土壤瀝青 (soil bitumen)之處理方法常用於道路、機場跑道、地表污泥、腐植土和廢棄雜物等之軟弱地層改良。近年來由於各種新的土壤改良劑之研製成功，對高含水量黏土、有機質污泥亦可獲得良好之改良效果，因此淺層拌合工法被廣泛用於各種需要提高淺層土壤承載力之場合。

自 1824 年英國發明波特蘭水泥後到 1950 年，利用土壤和水泥拌合所成之土壤水泥，因價廉而普遍被歐美國家採用為築路之材料。1960 年後，因土壤水泥之乾燥收縮產生路面裂縫以及對土壤水泥之後續破壞，利用土壤水泥工法之路面修築急速減少，而被評價更高之瀝青穩定處理方法所取代。1970 年後半之石油危機，為降低成本和資源之有效利用，排煙脫硫石膏、高爐水淬石渣、飛灰等工業副產物取代水泥或做為水泥之輔助材料。近年來，因建設廢棄物處理地點的減少和環境問題，對殘留土或不合格之回填砂土，用良質材料或填加水泥、石灰等加以改良品質後再加利用。

早期台灣水泥公司曾經生產污泥固化劑，用以處理沼澤之爛泥，因用量不穩定而暫停生產。1999 年，中聯爐石處理資源化公司利用中鋼之爐石生產污泥改良劑、地質改良劑。曾經用以處理台中港管理大樓之軟弱地基、金門金沙水庫庫底之不透層固化和高雄大學排水管底部之土壤

固化等工程。2001年，台灣高速鐵路林口隧道南洞口，採用土壤水泥工法穩定邊坡。2004年，復興北路穿越松山機場地下道工程之西滑行道端地盤改良，採用淺層水泥漿噴射拌合工法處理。

2.2 設計

2.2.1 調查

調查之目的在取得規劃、設計、施工所需之相關資料。為決定硬化材之種類和添加量，應事先調查處理對象土壤之物理、化學性質。除一般要求之調查、試驗事項外，對淺層拌合處理工法所需之調查、試驗項目需另施作。

【解說】

1、軟弱地層一般之事先調查包含下列事項：

- (1) 土壤之一般物性
- (2) 地層之分佈與支持層之深度
- (3) 地下水位、透水性與酸鹼度
- (4) 地下障礙物與管線
- (5) 臨近地區之地形、地物
- (6) 週邊環境與環保要求

2、淺層拌合處理工法需另增加之調查、試驗項目如表 2.2.1-1 所示。

表 2.2.1-1 淺層拌合處理工法事先調查、試驗項目
(日本土質工學會 1990，軟弱地盤對策工法)

處理目的	軟弱地盤之表層拌合處理				路基、底層之穩定處理			
	原位置強度	pH	有機物含量	黏土礦物判斷	夯實	單壓	CBR	圓錐貫入
試驗項目	圓錐貫入、十字片鑽	土質工學會基準	同左	X光折射	JIS A1210	JIS 1216	JIS 1211	JIS 1220

3、室內配比試驗

(1) 試驗步驟：硬化材添加量之多寡一般參考過去之經驗或依室內配比試驗決定。室內配比試驗之流程如圖 2.2.1-1 所示。

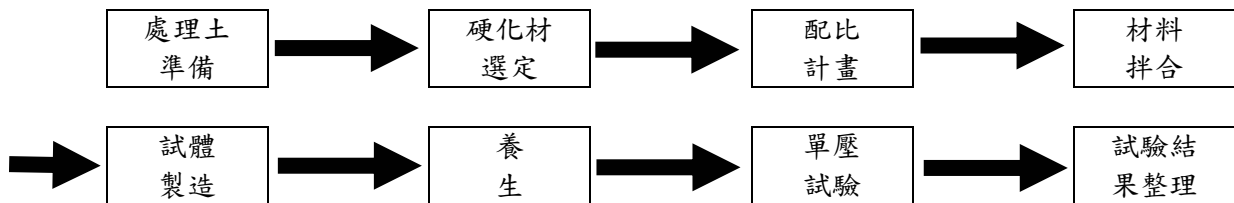


圖 2.2.1-1 室內配比試驗流程

(2) 現場強度與室內配比試驗強度：硬化材之添加量原則上依據室內配比試驗強度 (q_{ul}) 和現場施工機械拌合強度 (q_{uf}) 比決定。 q_{uf}/q_{ul} 之強度比，參考下表。

表 2.2.1-2 現場和室內強度比 (參考例)

(日本地盤改良工法便覽 1991，第 6 章水泥安定處理工法)

硬化材之添加型態	改良度象	施工機械	(現場/室內) 強度比
粉狀	軟弱土 *	處理機 挖土機	0.5~0.8 0.3~0.7
	污泥 高含水有機土	蚌殼抓斗 挖土機	0.2~0.5
液狀	軟弱土*	處理機 挖土機	0.5~0.8 0.4~0.7
	污泥 高含水有機土	處理船 泥上作業車	0.5~0.8 0.3~0.7
		蚌殼抓斗、挖土機	0.3~0.6

註：「*」表示包含夯實

2.2.2 淺層拌合工法

淺層拌合工法之種類：

1、依材料種類分類：

- (1) 水泥和水泥系硬化材穩定法
- (2) 瀝青穩定法
- (3) 石灰穩定法
- (4) 工業副產品穩定法

2、依拌合方式分類：

- (1) 鏟土機或推土機鏟斗拌合
- (2) 鏈條攪拌
- (3) 鋪撒廠處理

【解說】

淺層拌合處理工法歸納言之可分為下列幾類。

1、水泥和水泥系硬化材穩定法

水泥穩定法係以水泥、水與土壤均勻鋪撒，並在水泥初凝前，予以充分夯實。壓實後之硬化土壤水泥，所形成之土壤硬塊，遇水不致於軟化，亦不輕易破裂。除含有機物之土壤外，大部分之土壤都可摻用合理數量之水泥做處理。水泥使用量隨土壤種類而不同，通常為土壤體積之8%~16%。

水泥系硬化材是以水泥為母材，添加各種化學成分製成。適用於高含水量之黏土、有機土及利用產業廢棄物回填之地基等。一般軟弱地層用之水泥系硬化材品質如表 2.2.2-1 所示。

表 2.2.2-1 水泥系硬化材之成分（一般軟弱地層用）
（日本地盤改良工法便覽 1991，第 6 章水泥安定處理工法）

比表面積 blain (cm ² /gr)	SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	SO ₃ (%)
2700 以上	15~32.5	3.5 以上	40~70	4.0 以上

國內中聯爐石處理資源化公司生產之地質改良劑之物理化學特性如下表。

表 2.2.2-2 中鋼牌地質改良劑物理化學特性
(修改自中聯爐石處理資源化公司，中鋼牌地質改良劑說明書)

產品名稱		HSC301		HSC300	
物 理 性 質	1. 型態	固體粉末		固體粉末	
	2. 顏色	灰色		灰色	
	3. 比重	2.93		2.88	
	4. #325 篩篩餘量 (%)	4.0		6.0	
	5. 比表面積 (cm ² /g)	4280		5100	
	6. 凝結時間 (min)	初凝	210	6. 瞬結時間 (sec) *1	19
		終凝	483		
	7. 抗壓強度 (kg/cm ²)	3 天	240	0.5 (hr)	1.0
		7 天	375	1(hr)	5.0
		28 天	486.3	3(hr)	20.0
---		----	24(hr)	40.0	
8. 水化熱 (cal/g)	7 天	59.4	-----		
	28 天	65.5			
化 學 性 質	1. LOI (%)		0.85	0.78	
	2. SiO ₂ (%)		27.52	22.0	
	3. Al ₂ O ₃ (%)		12.24	9.04	
	4. Fe ₂ O ₃ (%)		1.08	0.96	
	5. CaO (%)		47.86	50.40	
	6. MgO (%)		4.52	3.25	
	7. SO ₃ (%)		5.66	9.30	

*1：配比說明

水泥漿液：#3 水玻璃稀釋液=1：1

水泥漿液 水泥：水=1：1（重量比）

#3 水玻璃稀釋液 原液：水=1：2（體積比）

2、瀝青穩定法：瀝青穩定法係以瀝青薄膜包裹土壤顆粒，供給土壤所

需之黏結力。砂質土通常用較稠乳化瀝青或油容柏油之瀝青材料，瀝青用量在 4~6% 左右。粉土或黏土則以低稠度乳化瀝青或柏油較適合，瀝青用量粉土約為 3%，黏土約為 6%。

- 3、石灰穩定法：常用之石灰，有生石灰[CaO]和消石灰[Ca(OH)₂]兩種。石灰有吸水降低土壤塑性之短期速效性和卜乍嵐反應增加土壤強度之長期遲效性之功能。路基穩定之石灰用量一般為乾土重之 2~5%。土壤內如含有礫土及砂石，與石灰作用後產生新的化合物，可增加土壤之改良強度。惟此化學作用進行緩慢，須經長時間之濕治始能奏效。
- 4、工業副產品穩定法：水泥穩定處理如添加飛灰、高爐石粉末等工業副產品，可促進卜乍嵐反應（加入飛灰時）和發揮潛在水硬性（加入高爐渣粉末時），且可獲經濟效果。

2.2.3 硬化材

淺層拌合處理工法之硬化材有下列種類。

- 1、水泥系：波特蘭水泥、高爐水泥、水泥固化劑
- 2、石灰系：生石灰、消石灰、石灰系固化材
- 3、瀝青
- 4、工業副產品：爐石粉、煤灰、石膏

【解說】

1、硬化材之穩定處理機制

一般，水泥及瀝青之穩定處理對砂土較為有效，石灰之穩定處理則對黏土較為有效。各種硬化材之穩定處理反應機制和處理上之問題如表 2.2.3-1 所示。

表 2.2.3-1 硬化材之穩定處理機制
(日本土質工學會 1990，軟弱地盤對策工法)

硬化材種類	穩定處理機制	適用土質	處理上之問題
水泥系（普通波特蘭水泥、高爐水泥、水泥固化劑）	水泥之水合反應過程中形成土粒子之固結和孔隙之填充。 黏土粒子之物理、化學性質改善及親水性之減低。	砂質土 粉質砂土 黏土	黏土時不經濟和拌合困難。 有機土時阻礙水泥之水合反應。 乾縮時產生撓度。
石灰系（消石灰、生石灰、粒狀石灰）	黏土與石灰間之卜乍嵐反應形成土粒子之固結和孔隙之填充。 黏土粒子之物理、化學性質之改善及親水性之減低。	砂質土 粉質砂土 黏土	發揮處理效果需較長時間。 受養生溫度和冰凍溶解之影響大。 黏土少時穩定處理效果差。
石灰·卜乍嵐系	卜乍嵐材料與石灰間之卜乍嵐反應形成土粒子之固結和孔隙之填充。 (卜乍嵐材料可利用煤灰、燒成黏土、火山灰)	砂質土 粉質砂土	發揮處理效果需較長時間。 受養生溫度和冰凍溶解之影響大。 無法期待高強度
瀝青系（直餾瀝青、乳劑瀝青、油溶瀝青）	藉瀝青接著性增加土粒子之結合及對水之穩定性。 防止土粒子表面之疏水化及毛隙管吸水作用。	砂質土 礫石	黏土時接著性變差和拌合困難。 屬於物理性之穩定處效果，遇水時容易剝離。 處理土之夯實密度低。

2、硬化材之特徵及適用性

硬化材之使用需考慮處理對象土、改良目的、工程規模和施工環境等條件，選擇最適合之硬化材種類。表 2.2.3-1 為硬化材之特徵及適用性之比較。

表 2.2.3-2 硬化材之特徵及適用性比較

(日本土質工學會 1990，軟弱地盤對策工法)

分類	土壤種類、性質						硬化材			拌合、夯實			處理效果		
	黏土	砂土	含水量接近 LL	含水量為 1.5 ~ 2.0 LL	有機物少	有機物多	取得難易	危險性	價格	液狀硬化材	黏土拌合良否	夯實	數小時	長期	
硬化材	生石灰	◎	△	○	△	○	△	○	x	中	x	○	○	◎	○
	波特蘭水泥	○	○	○	△	○	x	◎	○	低	○	△	○	△	○
	高爐水泥	○	○	○	○	○	△	○	○	低	○	△	○	△	○
	土壤改良劑	◎	○	○	◎	○	○	○	○	高	○	△	○	△	○

◎最適 ○適 △普通 x不適

2.2.4 改良厚度之決定

淺層拌合處理之改良厚度，基本上需考慮下列事項：

- | | |
|---------------|------------------|
| 1、地盤之整體穩定性 | 2、改良體之抗壓、抗剪、抗彎強度 |
| 3、原地盤之支承力、沉陷量 | 4、複合地盤之剪力抵抗 |

【解說】

1、層拌合處理設計流程如圖 2.2.4-1 所示。

2、設計之基本構想

改良體之力學和變形特性與原地盤之差異甚大，因此構造上不具連續性。例如，改良體之剪力強度為未改良土之 10~100 倍，而破壞應變僅 1~2%。為改善此缺點，宜將改良體之剛性 (E I) 或變形係數 (E) 減低，加大改良厚度以增大斷面之慣性力矩 (I)。

一般淺層拌合處理之單壓強度約在 2~6 kg/cm²，改良厚度約為 1~2 m，室內配比試驗強度為設計強度之 2~3 倍之例子居多。

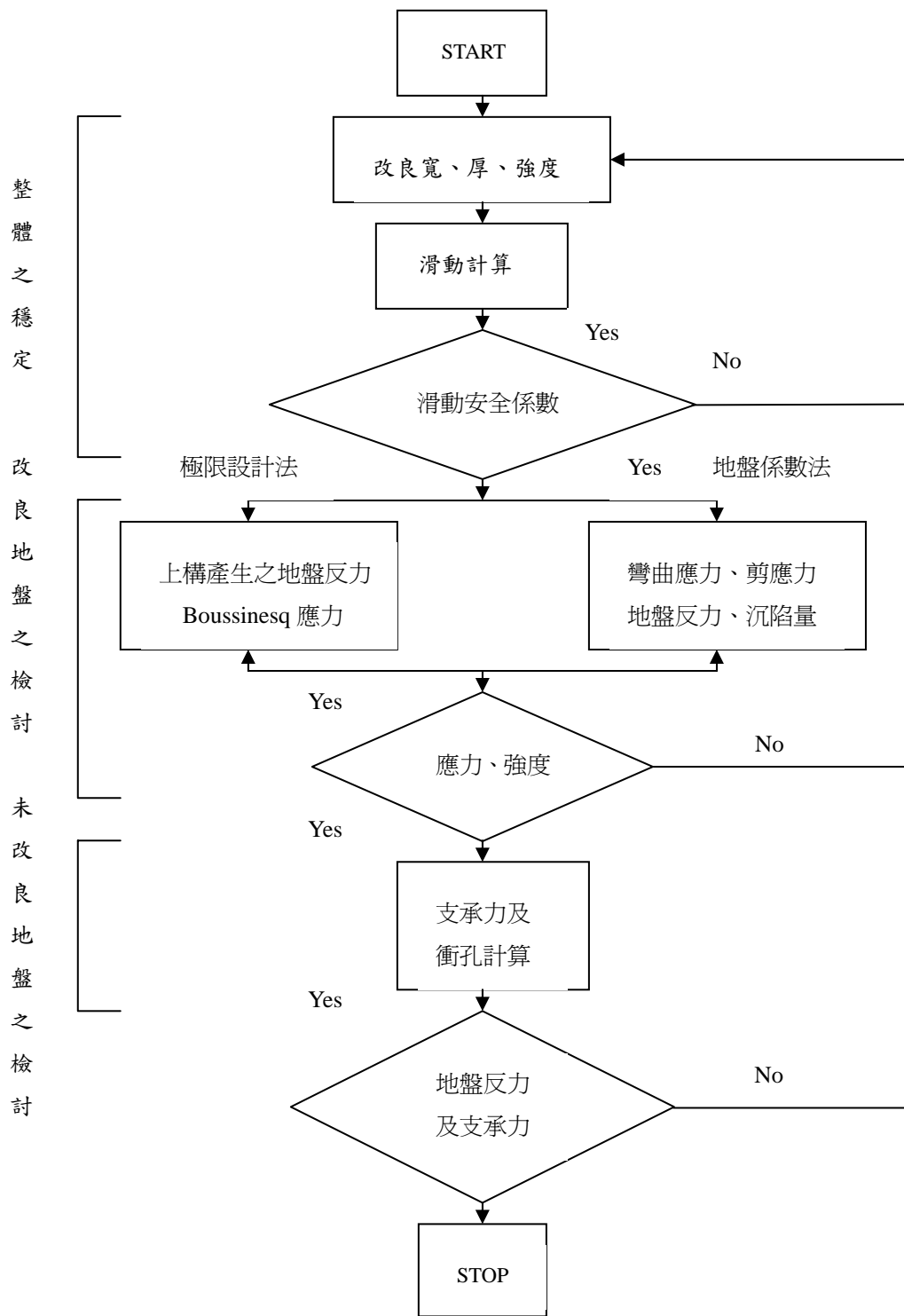


圖 2.2.4-1 淺層拌合處理設計流程
 (日本地盤改良工法便覽 1991，第 6 章水泥安定處理工法)

3、改良地盤之強度和改良範圍之決定

決定改良範圍之基本方法，首先決定改良地盤能否承受外載荷重，再檢核對內應力之安全性以確認改良體強度。然後檢討原地盤之支承力、沉陷量以及當做複合地盤時之剪力抵抗。

4、淺層改良之地盤多呈平板狀，常因受彎曲而產生拉力，此時除抗壓、抗剪之外抗拉強度也應檢討。

5、分析方法：淺層拌合工法之分析方法，可參考內政部 2001 年頒布之「建築物基礎構造設計規範，第四章淺基礎」。

6、適用案例示意圖：

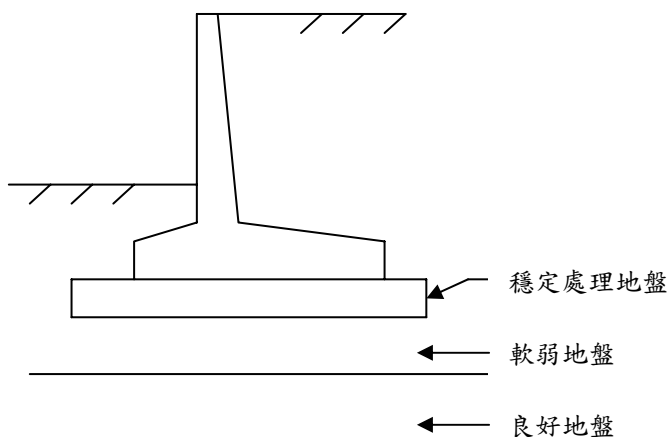


圖 2.2.4-2 擋土牆構築於軟弱地盤

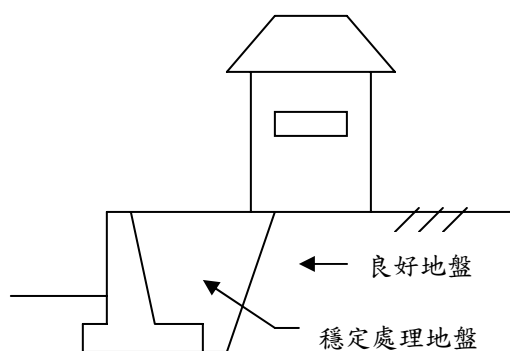


圖 2.2.4-3 回填土之穩定處理

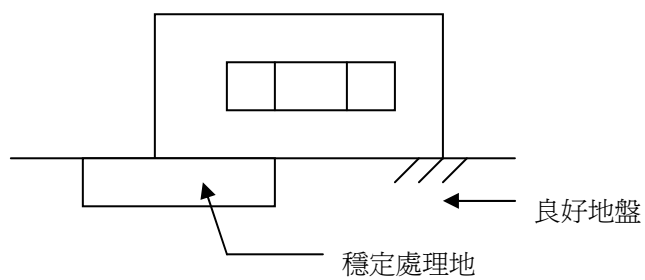


圖 2.2.4-4 部分軟弱地盤之改良

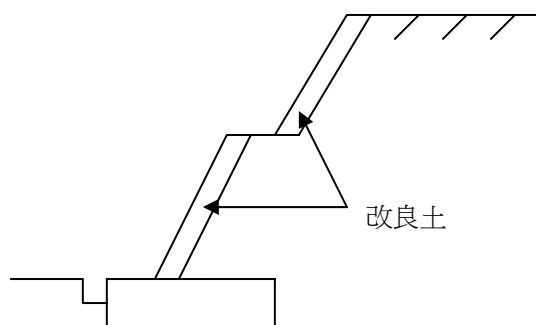


圖 2.2.4-5 坡面侵蝕防止

第三章、深層攪拌工法

3.1 說明

攪拌工法有表層和深層兩種處理方式。本章之範圍以軟弱地層為主要對象之深層攪拌混合處理工法。它是利用特殊之機械於地層中攪拌土壤之同時注入硬化材使與土壤混合形成固結體之工法。

【解說】

深層攪拌工法在軟弱地層之處理上是極為有效之工法。原理上三十多年來並未有太多改變，但隨著工法的改進其適用範圍大幅擴大，用量也大為增長。在考量改良對象地層之特性、構造物規模和重要性以及經濟性時深層攪拌工法常被考慮選擇之工法。

深層攪拌工法區分為機械攪拌、高壓噴射攪拌、機械和高壓噴射併用等三種工法，機械攪拌依材料之形態又分為漿液系和粉狀系兩種工法。不同工法之間在改良地盤之特性、設計方法、施工管理和品質管理上有其共同性。

3.2 設計

3.2.1 調查

調查之目的在取得規劃、設計、施工所需之相關資料。軟弱地層之事先調查範圍除特別要求外一般包含下列事項：

- | | |
|----------------|----------------|
| 1、土壤之一般物性 | 2、地層之分佈與支持層之深度 |
| 3、地下水位、透水性與酸鹼度 | 4、地下障礙物與管線 |
| 5、臨近地區之地形、地物 | 6、週邊環境與環保要求 |

【解說】

1、調查時機、位置、範圍、深度

調查之時機大致分為施工前為取得設計、施工所需資料之土壤調查，施工中之週邊環境調查和完工後改良體品質或形狀之確認調查。土壤調查須能充分掌握原地盤軟弱層之厚度、地層之連續性和

起伏、地下水位、力學、物理和必要時化學等特性。

土壤調查位置盡可能在本工程施工範圍內，調查之間隔約為 50~200m，地層起伏大時調查間隔需縮小和增加橫方向之調查；另調查之深度宜深入支持層 2 m。

2、土壤調查方法：

(1) 鑽探：鑽探調查之目的在掌握地層、地下水之分布狀況，實施標準貫入試驗，採取土樣和原位置試驗之實施（包括量測孔隙水壓和孔內水平載重試驗）。

(2) 探測：採用探測調查以補充鑽探調查之不足，目的在確認地層分布狀況和地盤之強度。一般地盤之強度以採取不擾動土樣經由室內土壤試驗求得，但遇泥碳性之軟弱地層時，因成形石之擾亂和試驗時之脫水等問題，宜用荷蘭式二重管圓錐貫入試驗、電氣式靜態圓錐貫入試驗等探測試驗就地求取剪力強度。

3、土樣之採取

採取試料提供室內土壤試驗和配比試驗之外，試料之採取須按土質、N 值以及試驗目的選用適當之取樣器。

4、室內配比試驗(限用於機械攪拌工)

機械攪拌工法由於現場改良強度之差異性很大，設計、施工前須做室內配比試驗。由現場之單軸壓縮強度和室內之單軸壓縮強度比較以決定硬化材之種類和使用量。室內試驗之試體可仿照日本土質工學會制訂之安定處理土無夯實之製造方法製造。根據以往之經驗室內單軸壓縮強度約為現場單軸壓縮強度之 1/3~1/5。試驗室之配比試驗流程和配比試驗之一般規範分別如圖 3.2.1-1 和表 3.2.1-1 所示。

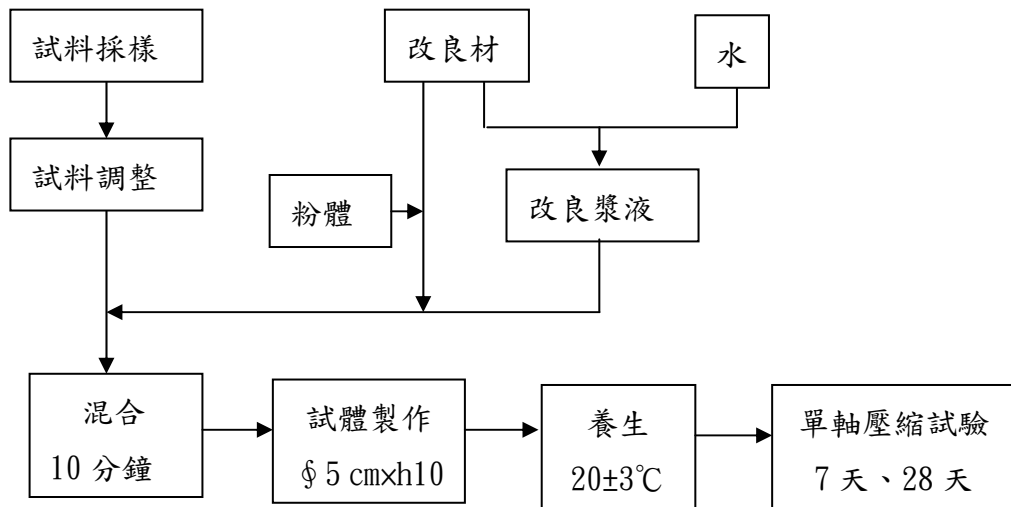


圖 3.2.1-1 配比試驗之步驟

表 3.2.1-1 室內配比試驗之一般規範

項目		標準規範	
		漿液系	粉體系
改良材料	改良材之種類	普通波特蘭水泥	
		高爐水泥	
		水泥系固化材	
		---	生石灰、其他
	混合劑	有或無	
	拌合水	自來水、海水	---
配比條件	水灰比	0.8~1.2	---
	改良材添加量 kg/cm ²	黏性土、砂質土 80~300 有機土 200~500	
		---	生石灰 黏性土 40~100
材齡		7日、28日	
試模數目		2或3個	

3.2.2 工法

攪拌工法分為機械攪拌、高壓噴射攪拌、機械與高壓噴射併用攪拌等三種方式。機械攪拌依攪拌軸數分有單軸、雙軸和多軸等三種工法，依攪拌軸之旋轉方向分則有正旋轉、正逆轉旋等二種工法，依硬化材之形態分有乾式、濕式等二種工法。高壓噴設攪拌工法有單管、雙重管、三重管等三種工法。

【解說】

1、工法開發經緯

(1) 機械攪拌：最早之 MIP(Mixing In Place)、PIP(Packed In Place) 機械攪拌工法是美國所開發的，日本於 1950 年代引進該工法後於 1960 年後半研發出目前之 DLM(Deep Lime Mixing)深層攪拌混合處理工法。繼後，CDM(Cement Deep Mixing)濕式機械攪拌工法於 1975 年開始使用，DJM(Dry Jet Mixing)乾式機械攪拌工法也於 1981 年實用化。

1980 年後擴幅機械攪拌工法 SWING(Spreadable WING)和多軸土壤水泥攪拌樁工法 SMW(Soil Mixing Wall)陸續被開發出，且也多被國內引進使用。

(2) 噴射攪拌工法：高壓噴射攪拌工法 CCP(Chemical Churning Pile)、JSG(Jumbo-jet Special Grout)、CJG (Column Jet Grouting) 大約在 34 年前在日本最先開始使用，國內則於 1980 年代和 1990 年代分別引進 CCP、JSG 和 CJG 工法，且被廣為使用。近年來由於地層改良深度越來越深，較大之改良口徑更具經濟性，因此以超高壓噴射攪拌或機械、噴射併用等之工法逐漸被開發。這些超高壓噴射攪拌工法中 2003 年引進國內的有 SJM(Super Jet Midi)、RJP(Rodin Jet Pile)、X-J(Cross Jet)和 SJ(Super Jet)等超高壓噴射攪拌工法。

2、工法分類

(1) 機械攪拌（攪拌軸數或硬化材型態分）

機械攪拌工法，係利用附有攪拌翼之複式中空鑽桿，配合壓力水沖切鑽至設計深度後，提昇鑽桿，同時以適當壓力噴出硬化劑，並以攪拌翼將土壤與硬化劑充分混合形成固結體。施工方法依照所用之硬化材型態分有乾式(如 DJM 工法)和濕式(如 CDM、SWING、SMW 等工法)兩種。依照攪拌軸數分有單軸、雙軸、多軸等三種，單軸又有單管和雙重管等工法。施工原理如圖 3.2.2-1，施工順序如圖 3.2.2-2 所示。

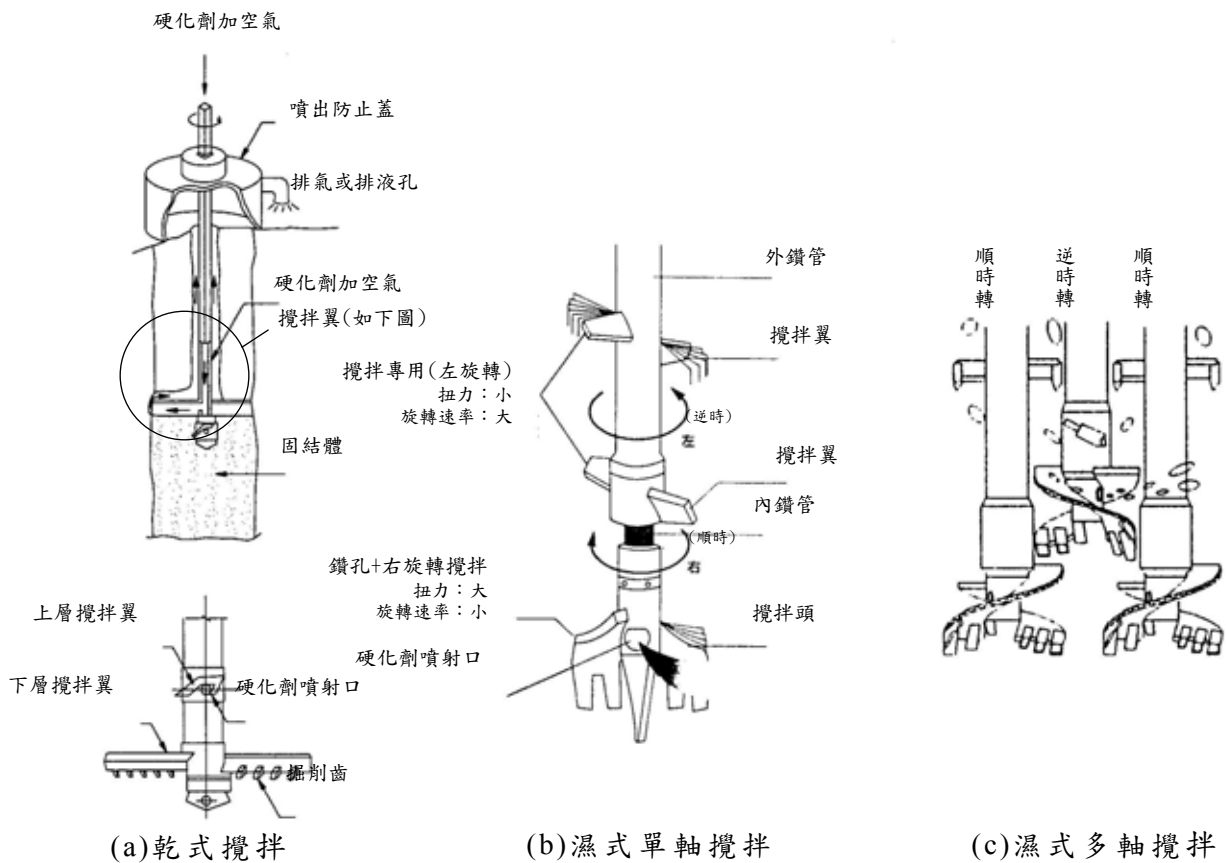


圖 3.2.2-1 機械攪拌工法各種攪拌翼

(建研所 2001，基礎工程施工參考規範與解說)

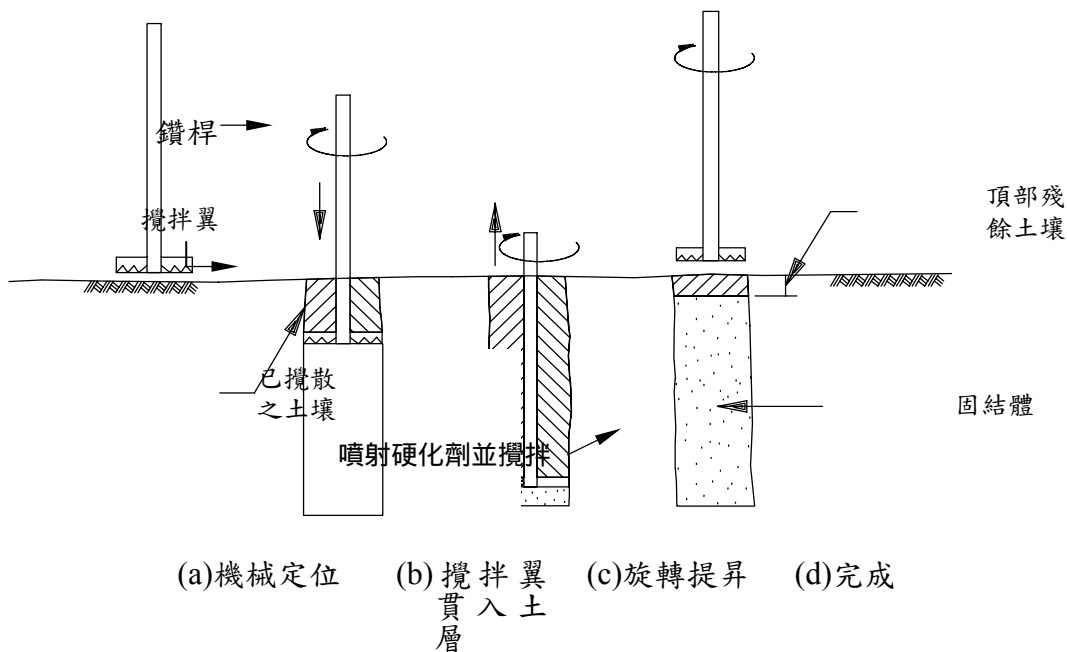


圖 3.2.2-2 機械攪拌工法施工順序示意圖
(建研所 2001，基礎工程施工參考規範與解說)

(2) 噴射攪拌

A、改良原理

噴射攪拌工法是以超高壓硬化材、水、空氣等之噴射流切削地層，同時灌注硬化材使與地層之土壤混合成形固結體之工法。超高壓噴射流之運動能量破壞地盤組織結構，移動土壤形成硬化材滲入之空間。此破壞之機構大體上是有下列原因：

- (a) 凹渦現象
- (b) 流體衝擊力
- (c) 水劈效果
- (d) 地盤疲勞效應

B、工法種類

按照噴射管構造噴射攪拌工法大致分有下列幾種：

- (a) 單管：CCP
- (b) 雙重管：JSG、SJM、
- (c) 三重管：CJG、RJP、X-J、SJ

CCP 單管工法之設備較輕巧簡便，利用單管以超高壓噴射硬化劑切削地層同時與土壤混合。雙重管工法之噴射裝置係採用同心圓噴嘴，內噴嘴以超高壓噴射硬化劑，外噴嘴則噴射壓縮空氣形成噴射幕包圍硬化劑噴射流以增加切削能力。三重管工法，則於上層同心圓噴嘴噴射高壓清水及壓縮空氣先行切削地層，再由下層噴嘴或同心圓噴嘴以低壓噴射硬化劑（CJG 工法）或以高壓噴射硬化劑和空氣（RJP 工法）與土壤混合。施工程序如圖 3.2.2-3，高壓噴射工法之噴射管構造示意如圖 3.2.2-4。

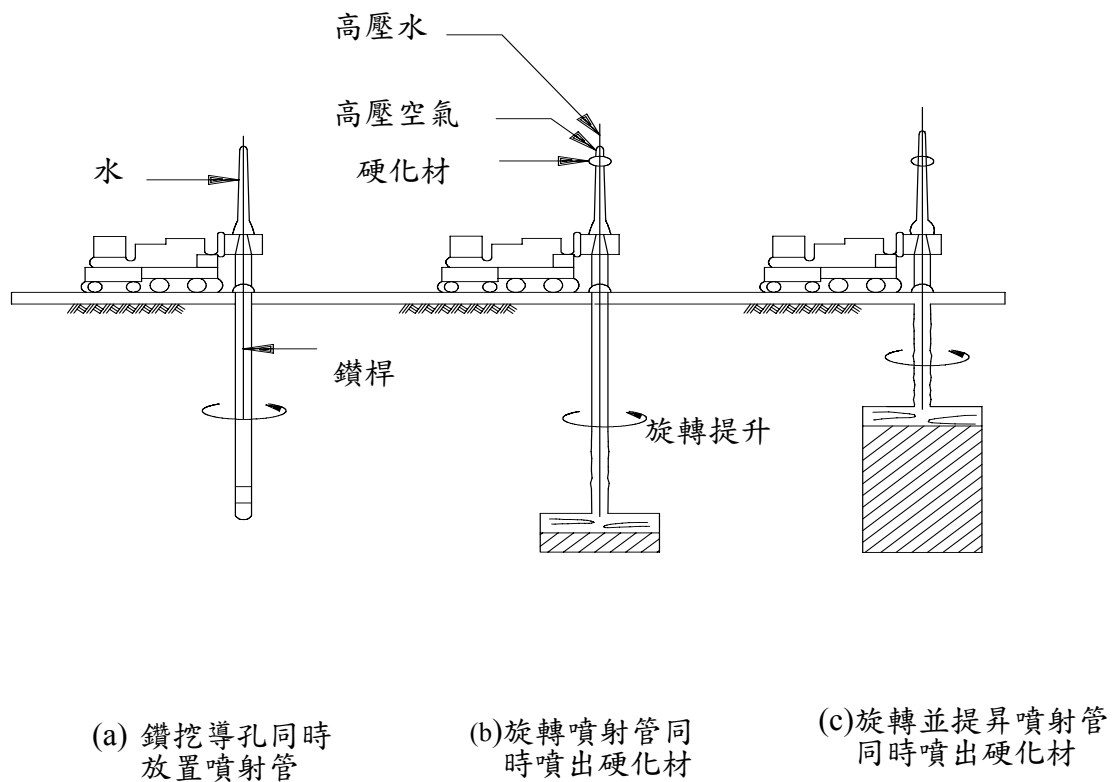
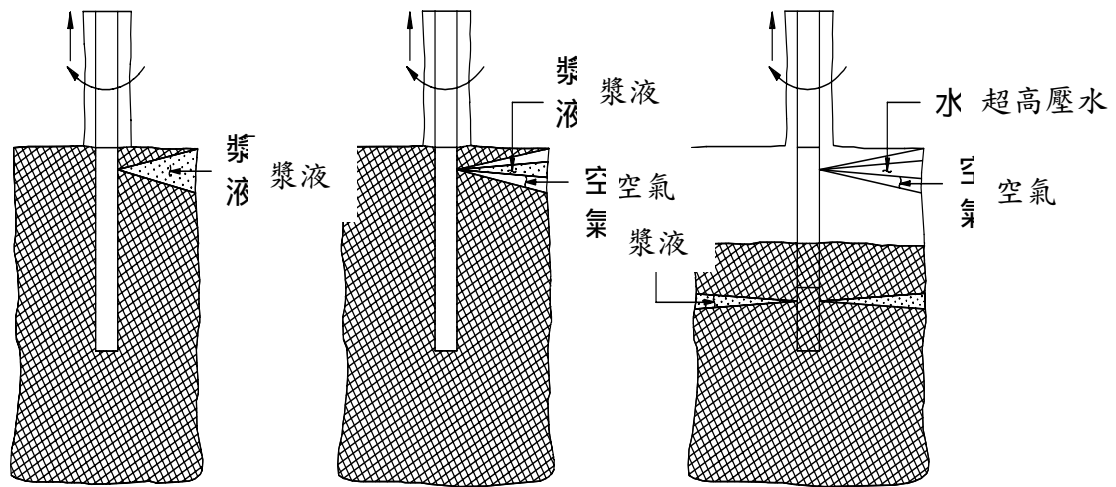


圖 3.2.2-3 高壓噴射攪拌灌漿工法施工順序示意圖

(建研所 2001，基礎工程施工參考規範與解說)



(a) 單管工法
(CCP 工法)

(b) 雙管工法
(JSG、SJ-midi 工法)

(c) 三重管工法
(CJG、RJP、SJ 工法)

圖 3.2.2-4 三種高壓噴射攪拌工法攪拌機制比較圖
(修改自建研所 2001，基礎工程施工參考規範與解說)

3.2.3 硬化材種類

攪拌工法使用之硬化材主要以水泥系為主，水泥系包括普通波特蘭水泥，高爐水泥和水泥系固化材等。另也有使用石灰系硬化材，石灰系包括生石灰、消石灰和石灰系固化材等。硬化材使用時有粉狀、液狀兩種型態。粉狀硬化材僅限用於機械攪拌工法。為緊急止水或抑制改良強度時可摻用適當之混合材。

【解說】

1、硬化材之分類如圖 3.2.3-1。

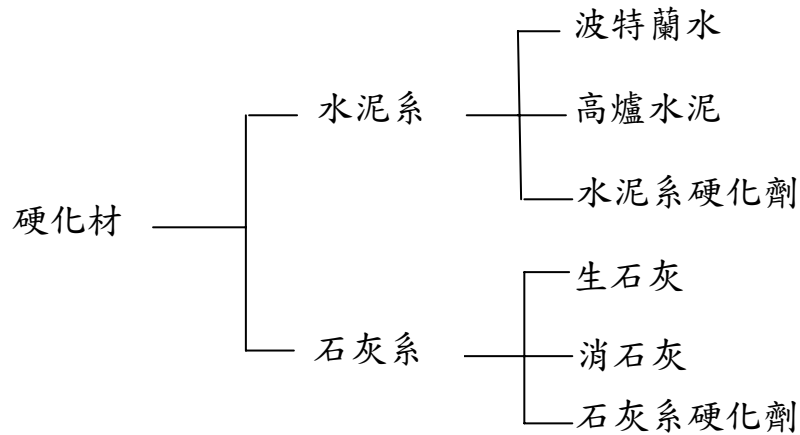


圖 3.2.3-1 硬化材之分類

2、硬化材之固結原理

(1) 石灰系：

A、發熱膨脹脫水作用

軟弱地層中添加之生石灰與土壤中之水起化學變化形成消石灰。此反應過程中產生熱量而促使水分蒸發。消石灰體積也膨脹約二倍，同時進行周邊土壤之壓密。

B、離子交換反應凝聚作用

溶解之石灰產生游離鈣，因離子交換反應鈣離子附着於黏土粒子表面，再因黏土粒子表面之帶電狀態之變動使黏土粒子產生凝聚而團粒化。

C、卜乍嵐反應結合作用

數日後，鈣離子因水合作用和黏土礦物中之矽酸、氧化鋁結合形成矽酸石灰和鋁酸石灰水合物。此卜乍嵐反應長期增進固結體之強度和耐久性。

(2) 水泥和水泥系固化材：

A、水泥之水合反應

軟弱地層中添加之水泥與土壤中之水起化學變化形成消石灰。

消石灰離子水溶液中分為鈣離子和氫氧離子，附着於黏土粒子表面之鈣離子和黏土礦物中之矽酸、氧化鋁反應形成石灰水合物。

B、卜乍嵐反應

此種固化反應與卜乍嵐反應相同，因含有矽酸和氧化鋁黏土礦物中之故，於水中逐漸凝結和自行硬化。

3、機械攪拌工法之標準配比

(1) 特殊土壤適用之硬化材：有機物含量多之腐植土以使用水泥系固化材較具改良效果。生石灰常用來改良不含有機物之黏土。

(2) 遲延劑：AE 減水劑亦常用以遲延水泥之初凝時間。AE 減水劑遲延型有液態之木質磺氧化物和粉狀之羧羧酸。添加量分別為水泥之 0.2%和 0.25%。

4、高壓噴射攪拌工法之硬化材：高壓噴射攪拌工法之硬化材以水泥系為主，國內常用之硬化材種類和配比如下。

(1) CCP 工法之標準配比

表 3.2.3-1 CCP 工法@m³標準配比
(CCP 協會 1993，CCP-S 工法型錄)

材料	CCP-5 號		CCP-6 號	CCP-7A 號	CCP-7B 號	CCP-8 號
	中強度型		高強度型	低強度型		腐植土
	A 液	B 液				
水泥(kg)	---	400	760	550	300	760
混合材(kg)	---	---	---	---	400	---
混合劑(kg)	---	---	12	8.5	4.5	12
硬化劑(kg)	100	---	---	---	---	---
調整劑(kg)	2~4	---	---	---	---	---
水(l)	剩餘	370	750	820	750	730

(2) JSG/CJG 工法之標準配比

國內常用之 JSG/CJG 工法配比如表 3.2.3-2 所示。

表 3.2.3-2 JSG/CJG 工法@m³ 標準配比

材料	JG-1	JG-2	JG-3
	標準型	中強度型	低強度型
	砂 $q_u=30\text{kg/cm}^2$ 黏土 $q_u=10\text{kg/cm}^2$	砂 $q_u=20\text{kg/cm}^2$ 黏土 $q_u=5\text{kg/cm}^2$	砂 $q_u=10\text{kg/cm}^2$ 黏土 $q_u=2\text{kg/cm}^2$
水泥(kg)	760	500~600	350~400
水(l)	760	841~810	889~873

註：皂土等添加材視現場需要狀況添加

3.2.4 改良範圍之決定

- 1、改良之形式主要分為樁體式和區塊式兩種。設計時將樁體式改良地層當做複合地盤來分析，區塊式改良地層則當做結構體來分析。
- 2、改良範圍除依力學分析求得外，依各施工目的，配合施工之要求、順序等，另須考慮施工機器之安全和參酌各該工法之施工經驗值做最後決定。
- 3、改良體設計基準強度之設定，樁體式改良地層以室內配比試驗來決定，區塊式改良地層可參酌各該工法之施工經驗值或依現場試驗施工決定。
- 4、樁體式改良地層以複合地盤分析，須檢討之事項：

A、地層之支承力	B、水平滑動之安全
C、圓弧滑動之安全	D、壓密沉陷量之估算
E、側向位移之估算	

5、區塊式改良地層以結構體來分析，須檢討之事項：

A、外部穩定之分析

(a) 底部之滑動安全

(b) 傾倒之安全

(c) 地層反力之計算

B、內部穩定之分析

6、其他應用範圍之分析

A、潛盾隧道發進、到達保護

B、深開挖底之盤改良

C、地下擋土結構缺口之補強

【解說】

1、改良體之設計基準強度

(1) 機械攪拌工法之設計基準強度

A、樁體式改良地層

設計上所用之容許壓縮應力 σ_{ca} 與設計基準強度同值。

$$q_{uck} = \gamma \cdot q_{ufa} = \gamma \cdot \lambda \cdot q_{ula} \quad (\text{式 3.2.4-1})$$

式中：

q_{uck} ：設計基準強度

q_{ula} ：平均室內試驗強度

q_{ufa} ：平均現場改良強度

γ ：室內強度係數

λ ：現場強度係數 = 1/3~1/5

B、區塊式改良地層

(a) 設計上所用之容許壓縮應力 σ_{ca} 如下。

$$\sigma_{ca} = q_{uck}/F_s = \gamma \cdot \lambda \cdot q_{ula}/F_s = (\gamma \cdot \lambda)/F_s \cdot q_{ula} \quad (\text{式 3.2.4-2})$$

安全係數 $F_s = 3$ (平時)

$= 2$ (地震時)

$$\begin{aligned} \text{常用之 } (\gamma \cdot \lambda) / F_s &= 1/6 \sim 1/9 (\text{平時}) \\ &= 1/4 \sim 1/6 (\text{地震時}) \end{aligned}$$

(b) 容許剪應力 τ_a

$$\tau_a = 1/2 \sigma_{ca} \quad (\text{式 3.2.4-3})$$

(c) 容許拉應力 σ_{ta}

$$\sigma_{ta} = \eta \cdot \sigma_{ca} \leq (\sigma_{ta})_{\max} \quad (\text{式 3.2.4-4})$$

式中：

η ：得自室內試體之劈裂試驗，用 0.15

$$(\sigma_{ta})_{\max} : 2 \text{ kg/m}^2$$

(2) 高壓噴射攪拌工法之設計基準強度

表 3.2.4-1 改良體之設計基準強度
(修改自日本 Jet Grout 協會 2002)

硬化材	土質	單軸壓縮強度 kg/cm ²	凝聚力 C kg/cm ²	附着力 kg/cm ²	彎曲抗拉 強度 kg/cm ²	彈性係數 E ₅₀ kg/cm ²
JG-1 號	砂	30	5	1/3C	2/3C	3000
	黏土	10	3			1000
JG-2 號	砂	20	4			2000
JG-3 號	砂	10	2			1000

2、最小改良厚度、有效範圍

依據固結體之改良強度和參考以往之施工經驗，當分析值比規定小時需採用最小改良範圍。

(1) 潛盾之發進到達部

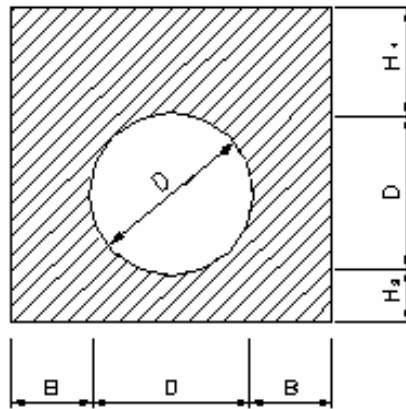


圖 3.2.4-1 最小改良厚度

表 3.2.4-2 最小改良值(m)

(修改自日本 Jet Grout 協會 2002)

D	D < 1.0	1.0 D < 3.0	3.0 D < 5.0	5.0 D < 8.0
B	1.0	1.0	1.5	2.0
H ₁	1.0	1.5	2.0	2.5
H ₂	1.0	1.0~1.2	1.0~1.5	1.5~2.0

潛盾機直徑大於 8m 時最小改良值須另行研究。

水壓大於 2kg/cm² 及大口徑潛盾機時須維持側部厚度之外，底部改良厚度亦須大於最小改良值之上。

(2) 壁體改良時之有效範圍

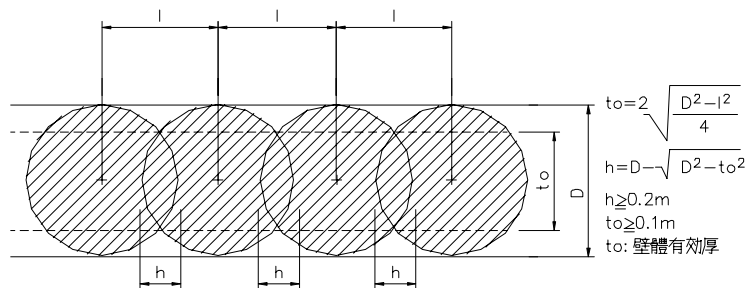


圖 3.2.4-2 壁體改良之基本配置

$$t_0 = 2\sqrt{(D^2 - l^2)}/4$$

$$h = D - \sqrt{(D^2 - t_0^2)}$$

$$h = 0.2\text{m}$$

$$t_0 = 1.0\text{m}$$

t_0 ：壁體有效厚

(3) 地下開挖底盤改良(含地中樑)

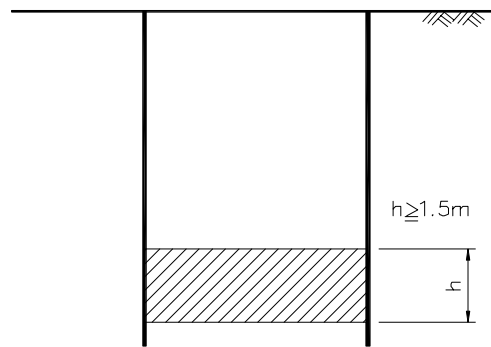


圖 3.2.4-3 開挖部底盤改良

3、地盤之設計

(1) 樁體式改良地層之分析(複合地盤設計法)

A、支承力之檢核

$$q_{uck} = F_s \cdot W / a_p \quad (\text{式 } 3.2.4-5)$$

式中 q_{uck} ：改良體設計基準強度

a_p ：改良率

W ：承載荷重 = $\gamma_E \times H_E$

γ_E ：單位體積重量

H_E ：填土高

F_s ：安全係數

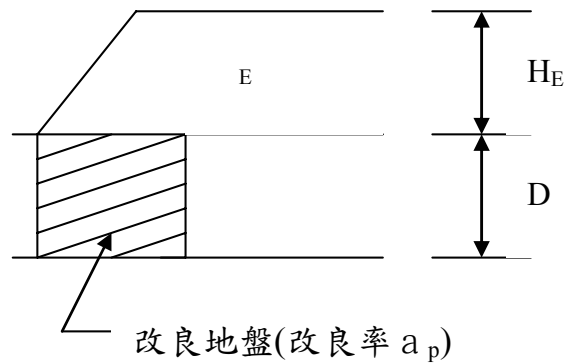


圖 3.2.4-4 地盤支承力與填土高

B、圓弧滑動之檢討

滑動面通過改良地盤內和通過改良地盤外兩種情形，通常以下式分析其穩定性。土堤之圓弧滑動如圖 3.2.4-5 所示。因改良體具高度之強度異向性，改良體之不排水剪力強度因受力方向而有所不同。

$$F_s = R(l_1 \cdot \tau_E + l_2 \cdot \tau_a + l_3 \cdot \tau_0) / \tau \cdot W_E \quad (\text{式 3.2.4-6})$$

受側向力時：參考圖 3.2.4-6

$$\tau_a = \kappa_1 \cdot c_p \cdot a_p + c_0(1 - a_p) \quad (\text{式 3.2.4-7})$$

受軸向力時：參考圖 3.2.4-7

$$\tau_a = c_p \cdot a_p + \kappa \cdot c_0(1 - a_p) \quad (\text{式 3.2.4-8})$$

式中：

τ_E ：填土材之剪力強度

A_p ：改良體斷面積

τ_a ：改良後平均剪力強度

A ：每支改良體分擔面積

τ_0 ：原地盤剪力強度

κ_1 ：原地盤土壤強度折減率

率

l_1, l_2, l_3 ：圓弧長

$\tau \cdot W_E$ ：滑動力矩

κ ：對應改良體破壞應變之原地盤破壞強度折減率

a_p ：改良率 = A_p/A

c_0 ：原地盤凝聚力 = $q_{uo}/2$

c_p ：改良體之凝聚力 = $q_{uck}/2$ q_{uo} ：原地盤之單軸壓縮強度

q_{uck} ：改良體設計基準強度

依據廖洪鈞等人(2002年)和楊才賢(2004年)之建議：

當用於粘土層深開挖之底部穩定時(圖 3.2.4-6a)

$\kappa_1 = 1/3$ ，適用於 $a_p = 10\% \sim 25\%$

當用於粘土層島區開挖穩定時(圖 3.2.4-6b)

$\kappa_1 = 0.3$ ，適用於 $a_p \sim 90\%$

式(3.2.4-8)中受軸向力時，土壤強度折減率 κ 通常是單壓試驗中，當改良體試體達到破壞時，土壤抵抗力佔其抗壓強度之比例。

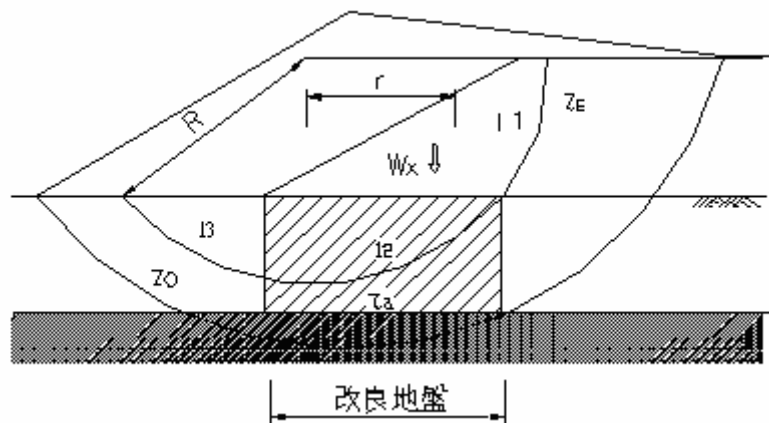


圖 3.2.4-5 圓弧滑動

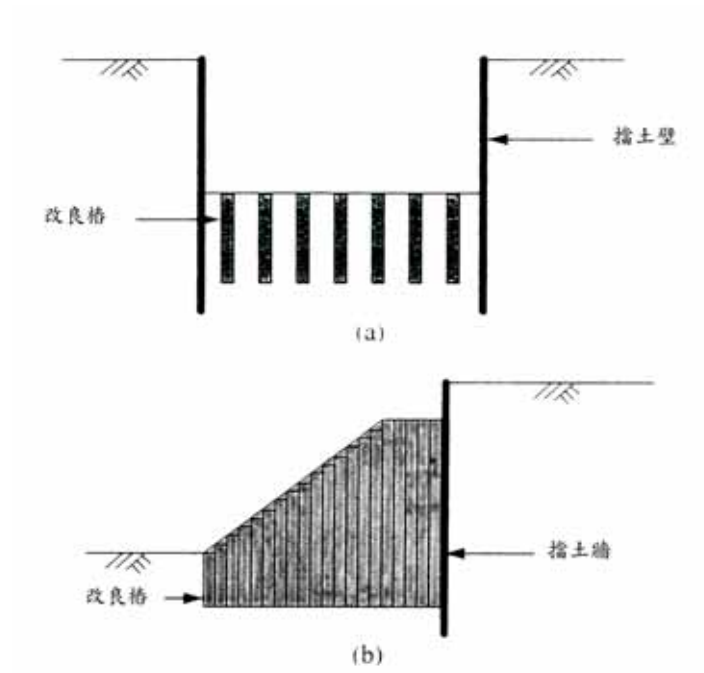


圖 3.2.4-6 承受側向力之攪拌樁改良土壤

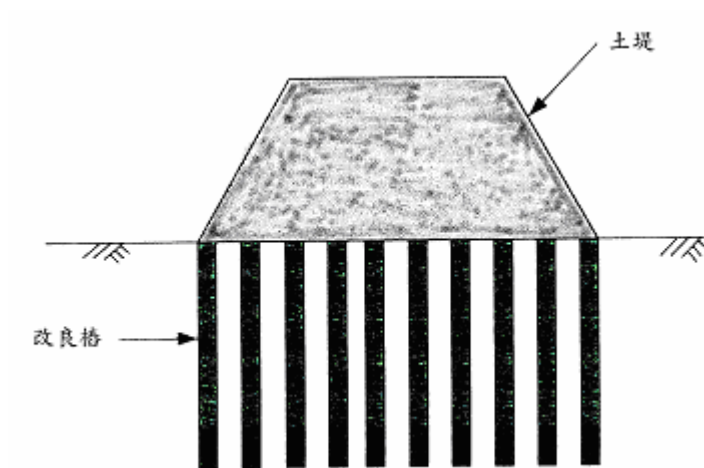


圖 3.2.4-7 承受軸向力之攪拌樁改良土壤

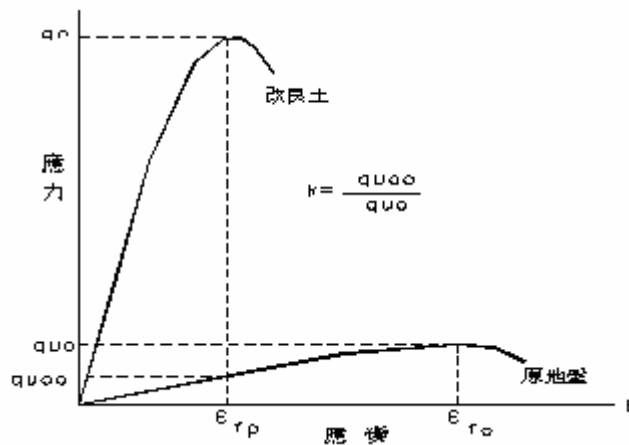


圖 3.2.4-8 改良土與原地盤之應力應變關係

C、壓密沉陷

改良地盤之壓密沉陷量常以下列簡便公式計算。

$$S = \beta' \cdot S_0 \quad (\text{式 3.2.4-9})$$

$$\beta' = \sigma_c / \sigma = 1 / \{(n-1) \cdot a_p + 1\}$$

$$S_0 = m_{v0} \cdot H_c \cdot \sigma$$

式中：

- | | |
|--------------------|---------------------------------|
| S：改良地盤之沉陷量 | n：應力分擔比 = σ_p / σ_c |
| S_0 ：無改良時之沉陷量 | σ_p ：改良土承受之應力 |
| β' ：沉陷低減係數 | m_{vp} ：改良土之體積壓縮係數 |
| a_p ：改良率 | σ_c ：無改良土承受之應力 |
| σ := P 增加應力 | m_{v0} ：原地盤之體積壓縮係數 |
| H_c ：改良層厚度 | |

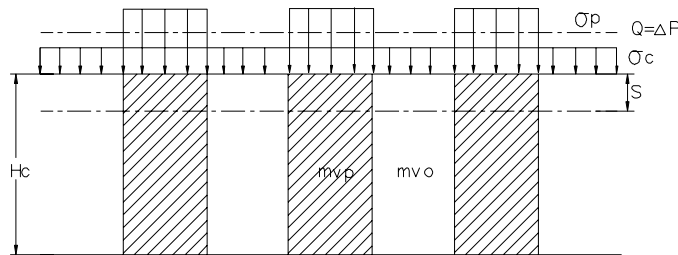


圖 3.2.4-8 沉陷量之檢討

D、側向位移

以樁體式改良做側向位移之控制，主由確保穩定性觀點所決定之改良範圍、深度、配置、改良率、改良強度認為不足時，需考慮偏荷重和上載荷重所產生之側向位移量是否在容許範圍內。

另，施工時亦有用樁體式地盤改良來抑制側向位移。側向位移量之預估常用 FEM 方法分析。

(2) 區塊式改良地層之分析(構造物設計法)

A、外部穩定之檢討

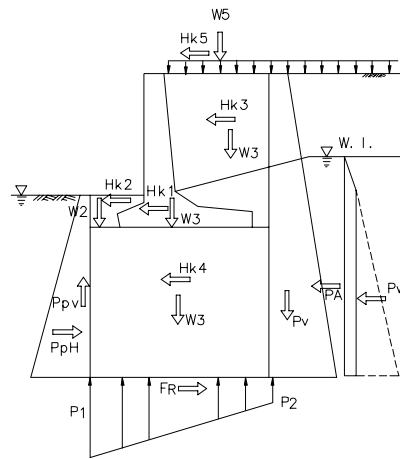


圖 3.2.4-10 外力之示意

P_A ：作用於改良地盤之主動土壓水平分力

P_V ：作用於改良地盤之主動土壓垂直分力

P_{PH} ：作用於改良地盤之被動土壓水平分力

(砂質地盤時垂直分力亦加予考慮)

P_{PV} ：作用於改良地盤被動側之附着力

P_W ：水壓

F_R ：改良地盤底面之剪力抵抗

W_1 ：結構體重量

W_2 ：改良地盤上方結構體前面之有效土重

W_3 ：結構體背面之有效土重

W_4 ：改良地盤之有效土重

W_5 ：結構體之超載

H_{K1} ：作用於結構體之地震慣性力

H_{K2} ：作用於改良地盤上方結構體前面土壤之地震慣性力

H_{K3} ：作用於結構體背面土壤之地震慣性力

H_{K4} ：作用於改良地盤之地震慣性力

H_{K5} ：作用於結構體超載之地震慣性力

P_1, P_2 ：改良地盤底面之垂直反應力

(a) 滑動檢討

$$F_S = (P_{PH} + F_R) / (P_A + P_W + \sum HK_i) \quad (\text{式 3.2.4-10})$$

$$\text{安全係數 } F_S = 1.2(\text{平時})$$

$$= 1.0(\text{地震時})$$

着底型

$$F_R = \min \{ (\sum W_i + P_V - P_{PV}) \cdot \mu \cdot \tau_a \cdot B \quad (\text{式 3.2.4-11})$$

式中：

F_R ：剪力抵抗

μ ：摩擦係數

τ_a ：改良體容許剪應力

B ：改良寬度

懸浮型

$$F_R = c \cdot B (\text{底面為黏土時}) \quad (\text{式 3.2.4-12})$$

c ：底面下黏土之凝聚力

(b) 傾倒檢討

$$F_S = \sum M_R / \sum M_A \quad (\text{式 3.2.4-13})$$

式中：

M_R ：抵抗力矩

M_A ：傾倒力矩

(c) 地盤反力檢討

$$P_1, P_2 = W'/B'(1 \pm 6e/B) \quad (e \leq B/6 \text{ 時}) \quad (\text{式 3.2.4-14})$$

$$P_1 = 2W'/3B, P_2 = 0 \quad (e > B/6 \text{ 時}) \quad (\text{式 3.2.4-15})$$

式中：

B ：改良寬度

X ：合力作用點

e ：偏心量

$$X = M'/W'$$

$$M' = \sum M_R - \sum M_R$$

$$W' = \sum W_i + P_v$$

$$e = B/2 - X$$

B、內部穩定之檢討

將改良體當做地中構造物，分析其內部應力是否在容許範圍內。分析項目包括改良體端部之壓力、發生於結構體端部下方之剪應力和壁狀改良時之衝出等。

C、圓弧滑動之檢討

必要時改良地盤包括周邊地盤整體分析對圓弧滑動之穩定性。

D、位移量之檢討

必要時針對偏心荷重產生之水平位移和壓密之垂直位移以各種方法加予檢討其位移量。

(3) 其他應用之設計

A、潛盾隧道發進、到達部保護

砂土層：Case A 僅要求開挖面之自立和止水。

Case B 如判斷出口緊圈抵擋水壓有危險性時，改良

範圍宜涵蓋潛盾機全長。到達部保護為防止由機尾之湧水須增加3環片長之改良範圍和背填灌漿。

潛盾機盾殼如遺留於到達井連續壁之前時，盾首至連續壁間之空當需作止水處理。

黏土層：僅需考慮開挖面之自立。

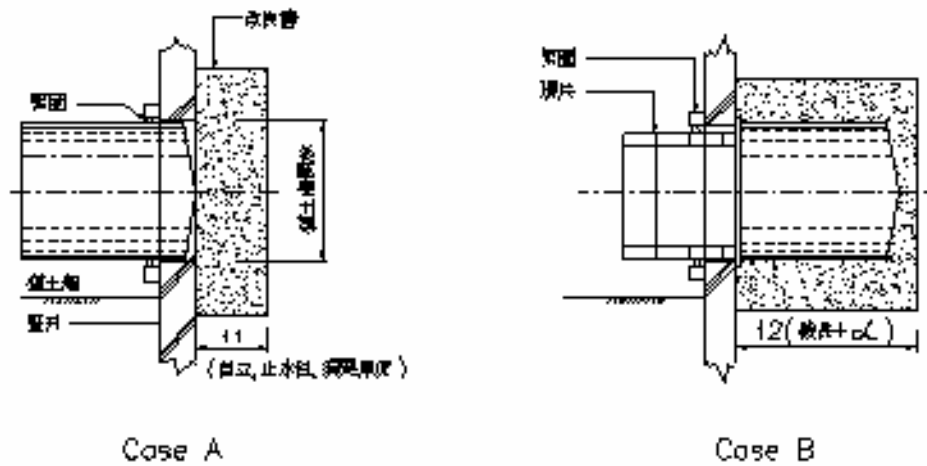


圖 3.2.4-11 潛盾發進保護

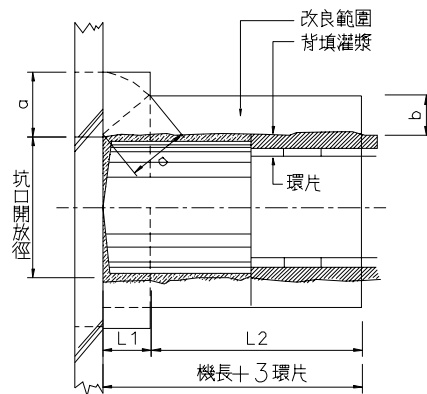


圖 3.2.4-12 潛盾到達保護

(a) 砂質土

※ 前方改良厚度(深度淺，改良目的自立、止水)

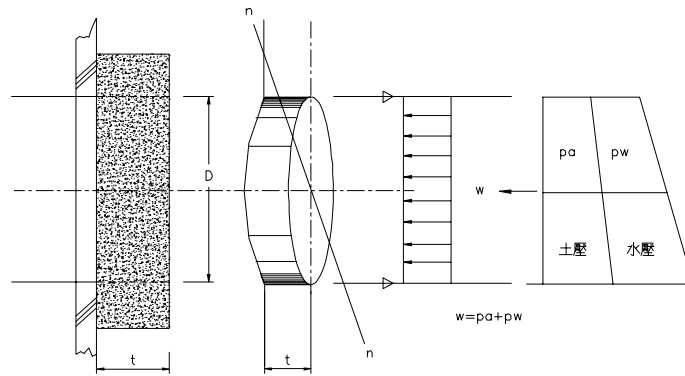


圖 3.2.4-13 作用於改良體之外力

固結體當成周邊自由支承圓板考慮以計算板厚，n-n 斷面之彎曲應力為：

$$\sigma_{\max} = \pm \beta \cdot (w \cdot r^2 / t^2)$$

$$\beta = \pm (3/8) \cdot (3m+1)/m$$

上式中 t：板厚

m：柏松數(噴射灌漿時用 3.3)

w：水壓+土壓(Rankine Resal 公式)

r：擋土壁開放鏡面半徑(D/2)

β：假定為 1.2 時(1)式變為

$$\text{則 } t = F_s \cdot \sqrt{(1.2w/\sigma_t)} \quad (\text{式 3.2.4-16})$$

上式中 σ_t ：噴射灌漿改良體之彎曲抗拉強度

※ 頂部改良厚度

當開挖時，隧道周邊產生鬆弛，藉由地層改良所增加之凝聚力來穩定。頂部所需之改良厚度可下式之塑性理論求得。

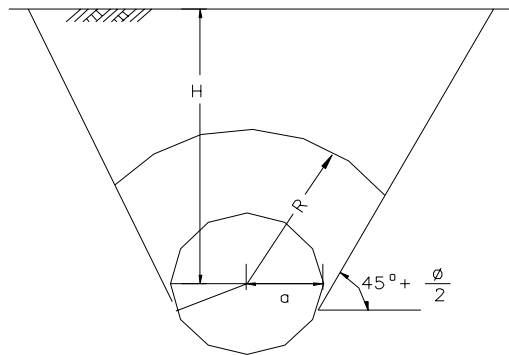


圖 3.2.4-14 改良範圍

$$\ln R + R\gamma_t/2C = H\gamma_t/2C + \ln a \quad (\text{式 3.2.4-17})$$

$$t = F_s(R - a) \quad (\text{式 3.2.4-18})$$

式中 R：鬆弛半徑(m) C：凝聚力(kg/cm²)

H：地面至隧道中心距離(m) γ_t ：土壤單位體積重量

a：隧道半徑(m) (kg/cm³)

t：頂部改良厚度(m) F_s ：安全係數

※ 側部改良厚度

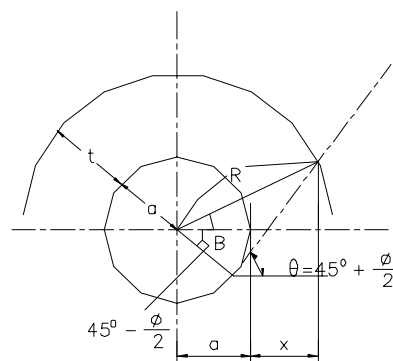


圖 3.2.4-15 側部改良厚度

依幾何關係計算側部改良厚度

$$\beta = \cos^{-1} \{a/(a+1)\} - (45^\circ - \Phi/2)$$

$$x = (a+t) \times \cos\beta - a \quad (\text{式 3.2.4-19})$$

式中 Φ : 土壤內摩擦角

(b) 黏土層

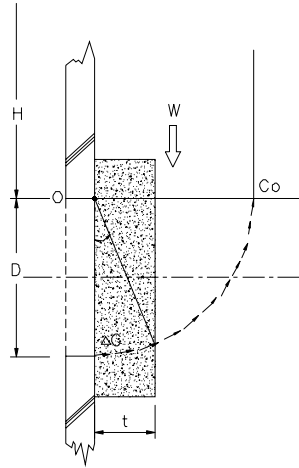


圖 3.2.4-16 黏土層滑動

※ 前方改良厚度

假定以擋土壁開放鏡面直徑(D)為半徑之圓弧滑動，並以固結體之凝聚力抵擋滑動力矩。以O點中心之由力矩之平衡求改良厚度。則

$$\theta = (F_s \cdot M_d - Mr) / \Delta CD^2 \quad (\text{rad}) \quad (\text{式 3.2.4-20})$$

$$\theta = \sin^{-1}(t/D) \quad (\text{式 3.2.4-21})$$

$$\text{求得 } t = D \sin\theta \quad (\text{式 3.2.4-22})$$

※ 頂部改良厚度之分析與砂質土相同

※ 側部改良厚度之分析與砂質土相同

B、深開挖之底盤改良

(a) 砂質土

※ 抗浮須要之厚度

浮力由改良體之支重量和改良體與擋土壁間之附着

力來抵擋。

$$U = A \cdot (H + x) \cdot \gamma_w$$

$$W = A \cdot \gamma_t \cdot x$$

$$F = L \cdot x \cdot f$$

$$F_s = (W + F) / U \quad 1.5 \quad (\text{式 3.2.4-23})$$

算出須要厚度 x

式中 U ：浮力

W ：改良體重量

F ：改良體與擋土壁間之附着力

F_s ：安全係數

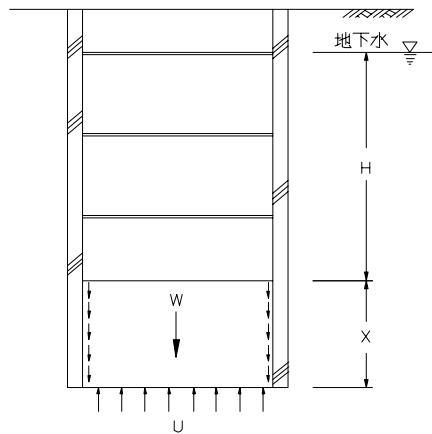


圖 3.2.4-17 作用於改良體之浮力

※ 抗剪須要之厚度

由作用於改良體之最大剪力機算厚度

$$\text{最大剪力 } S_{\max} = (W \cdot lx) / 2$$

$$\text{剪應力 } \tau_a \geq S_{\max} / b \cdot x = S_{\max} / x$$

$$\text{須要厚度 } x = F_s \cdot S_{\max} / \tau_a \quad (\text{式 3.2.4-24})$$

※ 抗彎須要之厚度

假定土壓、水壓以水平向軸力作用於固結體

$$\text{彎曲應力 } \sigma_t = M_{\max}/Z - N/A \quad (\text{式 } 3.2.4-25)$$

$$\text{最大彎曲力矩 } M_{\max} = W \cdot l^2/8 \text{ (依簡支雙向板計算)}$$

$$\text{斷面係數 } Z = x^2/6$$

$$\text{軸力 } N = y/6 \cdot (2p_2 + p_1)$$

$$p_1 = p_{a1} + p_{w1} \quad , \quad p_2 = p_{a2} + p_{w2}$$

$$\text{斷面積 } A = b \cdot x$$

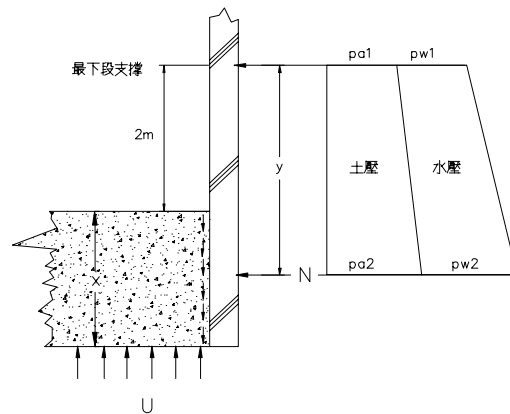


圖 3.2.4-18 改良體軸向力

(b) 黏土層

※ 抗隆起須要之厚度

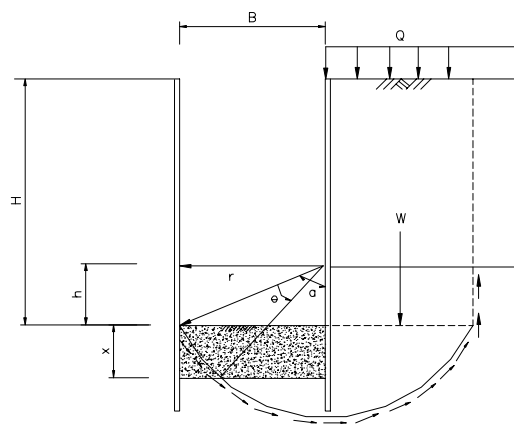


圖 3.2.4-19 假想滑動面

假定為均勻之地質

$$\theta = (\pi/2 + \alpha) \cdot (C - C_0) / (C' - C_0)$$

$$\alpha = \tan^{-1}(B/h)r = B/\sin\alpha$$

$$x = r\cos(\alpha - \theta) - h \quad (\text{式 3.2.4-26})$$

※ 維持土壓平衡須要之厚度

以最下段水平支撐為點，由主動土壓和被動土壓力矩之平衡求得。

$$\text{主動土壓 } p_a = (q + \gamma_t H) \times \tan^2(45^\circ - \Phi/2) - 2C \tan(45^\circ - \Phi/2)$$

$$\text{被動土壓 } p_p = (q + \gamma_t H) \times \tan^2(45^\circ + \Phi/2) + 2C \tan(45^\circ + \Phi/2)$$

由力矩之平衡 $F_s = \Sigma M_p / \Sigma M_a$ 求厚度 x

上式中 ΣM_p ：被動土壓對假想支點之力矩總合

ΣM_a ：主動土壓對假想支點之力矩總合

C、地下擋土構造缺口之補強

※ 抗剪須要之厚度

$$t_1 = F_s \cdot (w \cdot l / 2 \cdot c) \quad (\text{式 3.2.4-27})$$

※ 抗彎須要之厚度

$$t_2 = F_s \cdot \sqrt{(3 \cdot w \cdot l^2 / 4 \cdot \sigma_1)} \quad (\text{式 3.2.4-28})$$

式中：

w ：外力

l ：缺口寬

c ：凝聚力

σ_1 ：改良體之彎曲抗拉強度

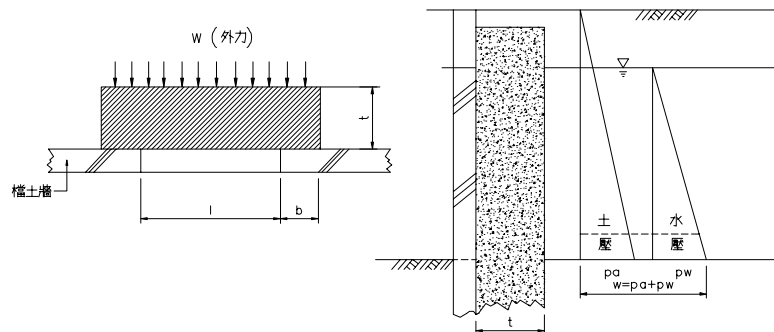


圖 3.2.4-20 作用於缺口外力

D、配合大規模地下開挖之地中樑

作用於地中樑之荷重一般依彈塑性理論分析，再按照開挖順序檢討各層固結體之安全係數。為簡化計算，將圍玲當做簡支樑、水平支撐當做壓縮材分析其剪應力、壓縮應力、座屈是否安全。

※ 橫擋

$$\text{最大剪力 } S = R \times l / 2$$

$$\text{最大剪應力 } \tau_t = S / (t \times b)$$

$$\text{安全係數 } F_s = \tau_a / \tau_t \quad (\text{式 3.2.4-29})$$

式中：

R：反力，l：淨間距

t：厚度，b：寬度

τ_a ：容許剪應力

※ 水平支撐

$$\text{最大壓力 } Q = R \times B$$

$$\text{最大壓縮應力 } q_u = Q / A$$

$$\text{安全係數 } F_s = q_a / q_u$$

$$\text{座屈荷重 } P_{er} = \pi^2 \times E \times I / L^2$$

$$\text{安全係數 } F_s = P_{er} / Q \quad (\text{式 3.2.4-30})$$

式中：

B：水平支撐中心間距 A：斷面積

q_a ：容許壓縮應力 E：彈性係數

L：座屈長度 I：斷面二次力矩

3.2.5 改良體之基本配置

改良體之基本配置需符合改良目的，並配合地層、地形、埋設物、環境現況、施工機械等妥善配置。

改良形式主要分為由獨立改良樁構成之樁體式改良地盤(或稱複合式改良地盤)和由群樁構成之區塊式改良地盤(或稱結構體改良地盤)。區塊式改良地盤包含格子式和壁體式。

複合式改良地盤之改良體配置型式以能獲得最佳改良率為原則。

結構體改良地盤之改良體重疊部之方向宜與外力作用一致，與其垂直方向則用相切配置。

【解說】

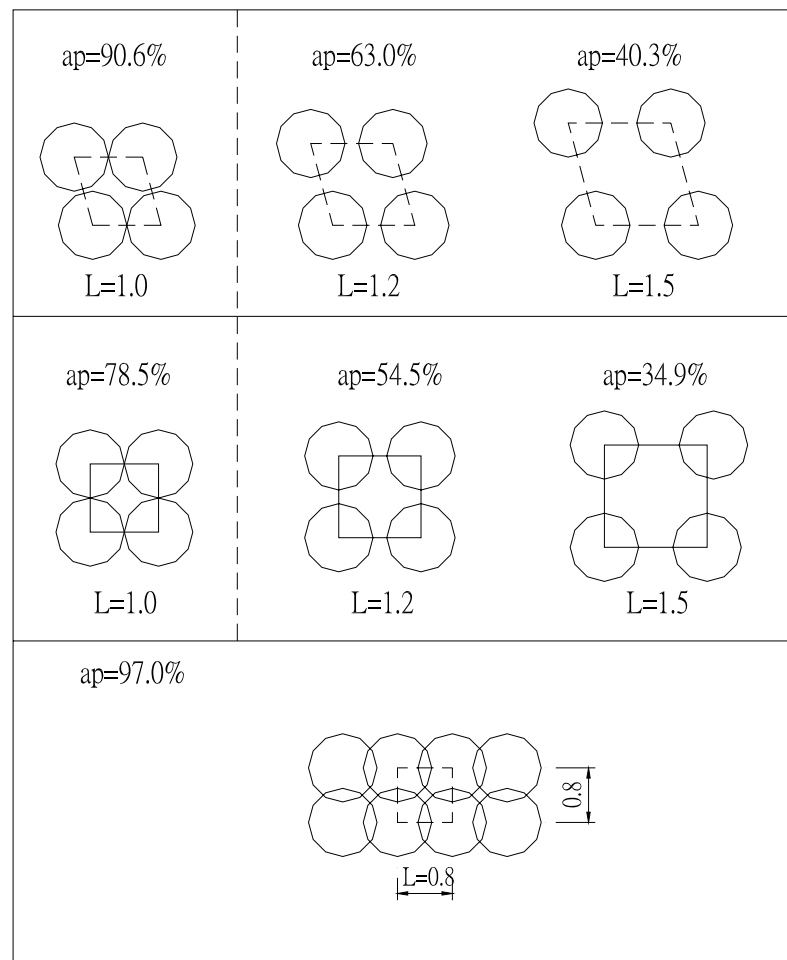


圖 3.2.5-1 改良模式與改良率(修改自 DJM 協會 2003，技術資料)

1、機械攪拌工法之基本配置模式

- (1) DJM 工法單軸之配置型式與改良率之關係
- (2) CDM 工法之基本配置模式

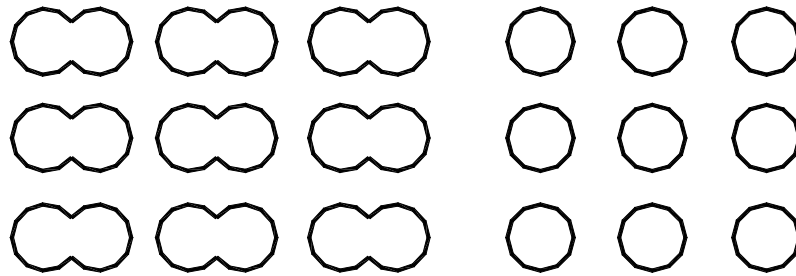


圖 3.2.5-2 樁體式 (土木研究中心 1999, CDM 深層混合處理工法設計施工手冊) 施工手

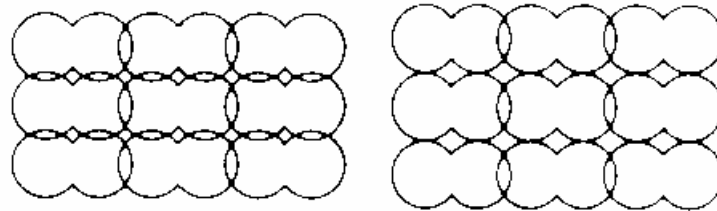
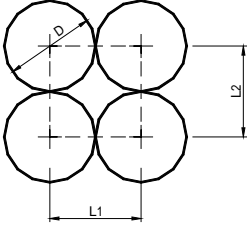
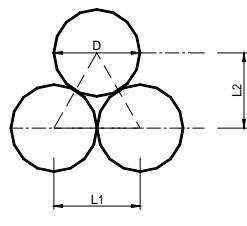
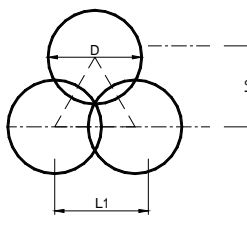


圖 3.2.5-3 區塊式(土木研究中心 1999, CDM 深層混合處理工法設計施工手冊)

3、高壓噴射攪拌工法之基本配置模式

- (1) 基本配置

改良體的設計配置是根據改良目的與設計條件、地盤條件、施工條件等加以研討後決定的。

適用條件	不需止水性，主要需求為強化地層		除了強化地盤，也需要止水性或作為地中樑時(亦包含抵抗彎曲應力)
基本配置			
基本間隔	$L_1 = L_2 = D$	$L_1 = D$ $L_2 = \sqrt{3}/2 \times D$	$L_1 = \sqrt{3}/2 \times D$ $L_2 = 3/4 \times D$

D：有效徑 L₁:橫向間隔 L₂:縱向間隔

圖 3.2.5-4 高壓噴射攪拌工法之基本配置
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

先行地中樑的基本配置採完全重疊，若無需完全重疊時，如右圖以改良率($\alpha=1/L$)調整。因施工條件(大深度、斜施工、硬質地層等)的不同，須考量鑽孔精度(1/200 左右)修正樁的配置。

※ 深度超過 40m 時，因鑽孔精度差重疊宜較規定增加。

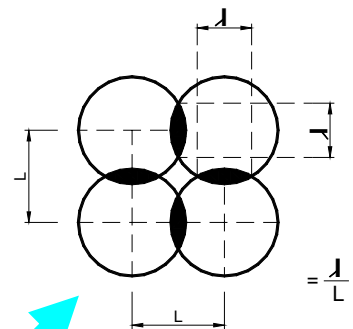
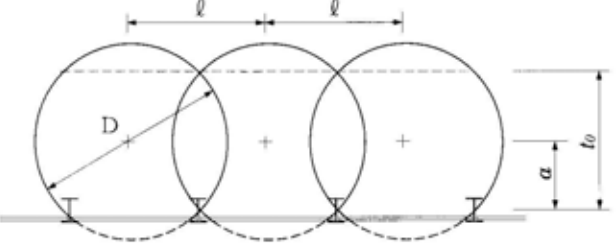
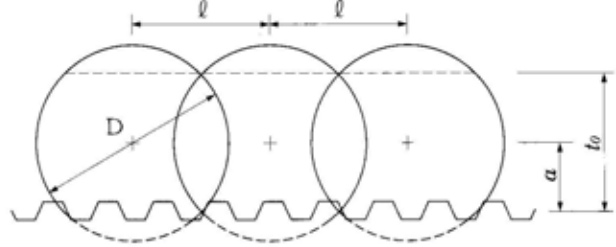
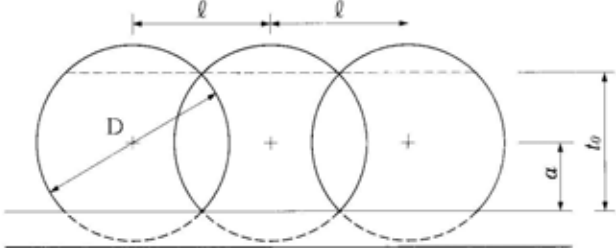
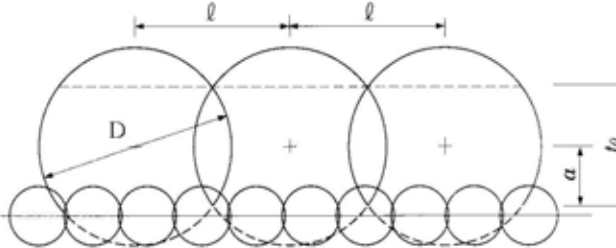


圖 3.2.5-5 基本配置
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

(2) 潛盾發進或到達之鏡面

潛盾工程發進或到達鏡面，於不同擋土壁體之噴射攪拌基本配置原則如圖 3.2.5-6 所示。

板樁工法	基本配置圖
H鋼橫板樁	 $t_0 = 2a$ $a = \sqrt{\frac{D^2 - l^2}{4}}$ $l \leq D - 0.2$
鋼板樁	 $a = \sqrt{\frac{D^2 - l^2}{4}}$ $l \leq D - 0.2$
地下連續壁	 $a = \sqrt{\frac{D^2 - l^2}{4}}$ $l \leq D - 0.2$
連續柱列壁	 $a = \sqrt{\frac{D^2 - l^2}{4}}$ $l \leq D - 0.2$

若希望有止水效果時，則配置上必須讓與壁部接合處無死角產生。

圖 3.2.5-5 擋土壁的基本配置
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

(3) 擋土壁體缺口

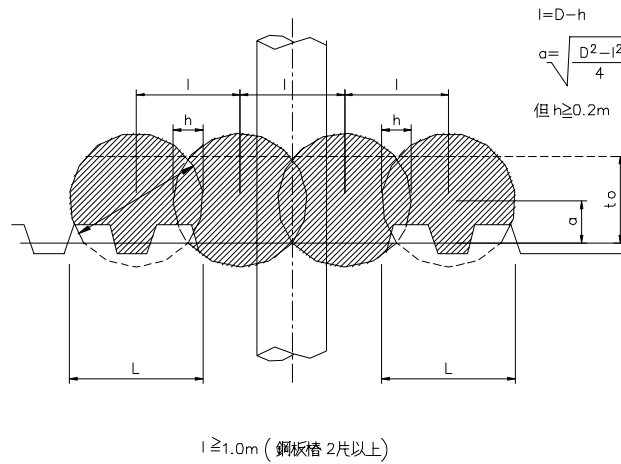


圖 3.2.5-6 擋土壁缺損部基本配置
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

3.2.6 硬化材用量

- 1、機械攪拌工法之硬化材添加量依據改良體之設計基準強度決定和室內配比試驗強度決定。為確保改良體之施工品質，得限定硬化材之最低使用量。
- 2、高壓噴射攪拌工法之硬化材用量依工法、地質、改良有效徑而定，有效改良直徑則可參考各國之相關技術資料或現場之實際試驗參數。

【解說】

- 1、機械攪拌工法之硬化材添加量宜用原位置之試驗結果做最後決定，其作業流程如下圖。

漿液系硬化材之水灰比因施工條件而異，一般 W/C 約在 0.8~1.2。試驗室之硬化材添加量通常黏土約為 80~120kg/m³，砂約為 80~300kg/m³，有機物含量多之特殊土約為 200~500kg/m³。不含有機物黏土之生石灰添加量多在 40~100kg/m³ 左右。另為確保改良體之施

工品質，按工法別限定硬化材之最低添加量如表 3.2.6-1。

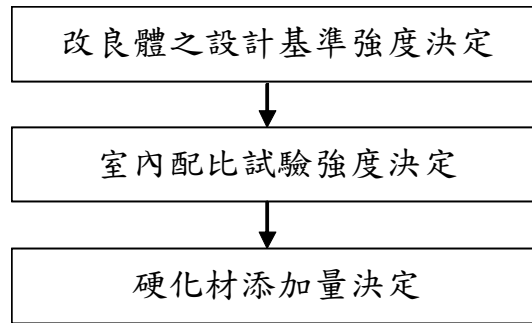


圖 3.2.6-1 硬化材添加量之決定流程

表 3.2.6-1 按工法別之硬化材最低添加量
(土木研究中心 1999，CDM 深層混合處理工法設計施工手冊)

	水泥系	石灰系	備註
漿液系(CDM 例)	90l/m ³	---	W/C=1.0、70kg/m ³
粉體系(DJM 例)	100kg/m ³	40kg/m ³	日本產石灰

2、高壓噴射攪拌工法之硬化材種類和用量

(1) CCP 工法有效改良直徑與地層之關係

傳統之 CCP 工法又稱為 CCP-P 工法，包括 CCP-V（垂直）和 CCP-H（水平）有效改良直徑誰較小但可做任何方向之改良。針對 N 值高之砂質地層和凝聚力之高黏土地層，以提升超高壓噴射之動壓和讓硬化材持有方向性，目前已研發出如 CCP-L、CCP-S、CCP-LE、CCP-SE 等更進步之工法，這些工法可築造更大之有效改良直徑。

表 3.2.6-2 CCP-Primary 工法有效改良直徑與地層之關係
(CCP 協會 2000, CCP-P 型錄)

項目	砂		
噴射壓力	200 kg/cm ²		
N 值	N < 5	5 N < 10	10 N < 15
標準有效徑(m)	0.4	0.35	0.3
提升速度	4 (min/m)		
硬化材吐出量	35 (l/min)		
項目	黏土		
噴射壓力	200 kg/cm ²		
粘著力 C : t/m ²	C < 1	1 C < 3	3 C < 5
標準有效徑(m)	0.5	0.45	0.3
提升速度	4 (min/m)		
硬化材吐出量	35 (l/min)		

※ 深度超過 20 m 時需另補正

表 3.2.6-3 CCP-Super 工法有效改良直徑與地層之關係
(CCP 協會 1993, CCP-S 型錄)

項目	砂					
	噴射壓 300 kg/cm ²		噴射壓 400 kg/cm ²			
	N < 10	10 N < 15	N < 10	10 N < 15		
標準有效徑(m)	0.9	0.8	1.1	1.0		
提升速度	5 (min/m)		6 (min/m)			
硬化材吐出量	100 (l/min)					
項目	黏土					
	噴射壓 300kg/cm ²			噴射壓 400 kg/cm ²		
	C < 1	1 C < 3	3 C < 5	C < 1	1 C < 3	3 C < 5
標準有效徑(m)	1.1	0.9	0.7	1.2	1.1	0.8
提升速度	6 (min/m)					
硬化材吐出量	100 (l/min)					

※ 深度超過 20 m 時需另補正

(2) JSG 工法有效改良直徑與地層之關係

(參考自日本 JetGrout 協會 2002 年版之技術資料)

表 3.2.6-4 JSG 工法有效改良直徑與地層之關係(砂、砂礫)
(JET GROUT 協會 2002，技術資料)

項 目	砂(砂礫)					
	N 10	10<N 20	20<N 30	30<N 35	35<N 40	40<N 50
標準有效徑(m) 0<深度 25(m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
提升速度 (min/m)	40	35	30	26	21	17
硬化材吐出量 (l/min)	60					

※ 對砂礫層須慎重加予檢討

表 3.2.6-5 JSG 工法有效改良直徑與地層之關係(黏土、腐植土)
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

項 目	黏土(腐植土)				
	N<1	N=1	N=2	N=3	N=4
標準有效徑(m) 0<深度 25(m)	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
提升速度 (min/m)	30	27	23	20	16
硬化材吐出量 (l/min)	60				

※ 對腐植土須慎重加予檢討

註-1 N 值為改良對象地層之最大值。

註-2 黏土之凝聚力超過 0.5 kg/cm^2 時，因有未能達到預定有效徑的情形，須留意。

註-3 JSG 工法如欲築造比上表更小之標準有效徑時，可調整鑽桿之提升時間。

(3) CJG 工法有效改良直徑與地層之關係

表 3.2.6-6 CJG 工法有效改良直徑與地層之關係
(修改自 JET GROUT 協會 2002，技術資料)

N 值 註-1	砂礫	註-2					
	砂	N 30	30<N 50	50<N 100	100<N 150	150<N 175	175<N 200
	黏土	--	N 3	3<N 5	5<N 7	--	7<N 9
	腐植土	註-3					
標準 有效 徑(m) 註-4	0<深度 30 (m)	2.0	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
	30<深度 40 (m)	1.8	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
提升速度(min/m)		16	20	20	25	25	25
硬化材吐出量(l/min)		180	180	180	140	140	140

註-1 表示改良對象地層之 N 值。

註-2 砂礫層之有效徑，以砂層之有效徑減 10% 為原則遇砂礫層時，原則上宜先行施工試驗。

註-3 腐植土時須慎重加予檢討

註-4 施工深度超過 40m 時，須慎重加予檢討後決定，超過 40m 時，以每超過 5m 為單位縮短改良樁間距 0.05m 原則。

註-5 黏土之凝聚力超過 0.5 kg/cm² 時，因有未能達到預定有效徑的情形，須留意。

註-6 砂 N>150 或黏土 N>7 之有效徑，原則上須先行施工試驗，充份檢討後決定。

3.2.7 其他新的深層攪拌技術

近年來地下工程之規模、深度趨於龐大和艱難。地層改良方法之選擇上經濟、品質、環保、工期縮短等為考量之重點。

因此大改良斷面、大改良深度、高而均勻改良品質、最少排泥量等為未來新的深層攪拌工法研發的方向。

新的深層攪拌工法中有機械、噴射併用之攪拌工法，水平機械攪拌工法，水平高壓噴射攪拌工法等。

另外，深層攪拌工法之運用範疇也更為寬廣，諸如土壤液化之防止、主動土壓之減少、被動土壓之增加等。

【解說】

1、機械+噴射攪拌工法

(1) 正逆旋轉+噴射攪拌工法(RAS-Jet, Reliable Accord Soil-Jet)

A、RAS-Jet 工法

為兼具機械攪拌和噴射攪拌兩者優點之深層混合處理工法。機械之攪拌直徑為 2000mm，加上噴射部份最大改良有效直可達 3000mm。採用正反旋轉二重管加上漿液以及空氣配管之特殊四重管鑽桿構造。機械攪拌部之固化材漿液由裝在鑽頭之吐出口噴出，以正反旋轉之攪拌翼攪拌；高壓噴射攪拌部之固化材漿液則由鑽孔、攪拌頭前端之高壓噴嘴以 300kg/cm²、300l/min 之速度噴射。特殊四重管鑽桿之構造詳如圖 3.2.7-1、圖 3.2.7-2。

B、RAS-Jet 工法之優點

- (1) 解決黏土層之共轉現象，獲得均勻混合攪拌
- (2) 無旋轉偏心產生，提高垂直鑽孔精度
- (3) 調整漿液吐出量已改良不同性質之地層
- (4) 可與臨近構造物密接
- (5) 在有地下管線地方灌注孔配置容易
- (6) 成本較一般攪拌工法低廉

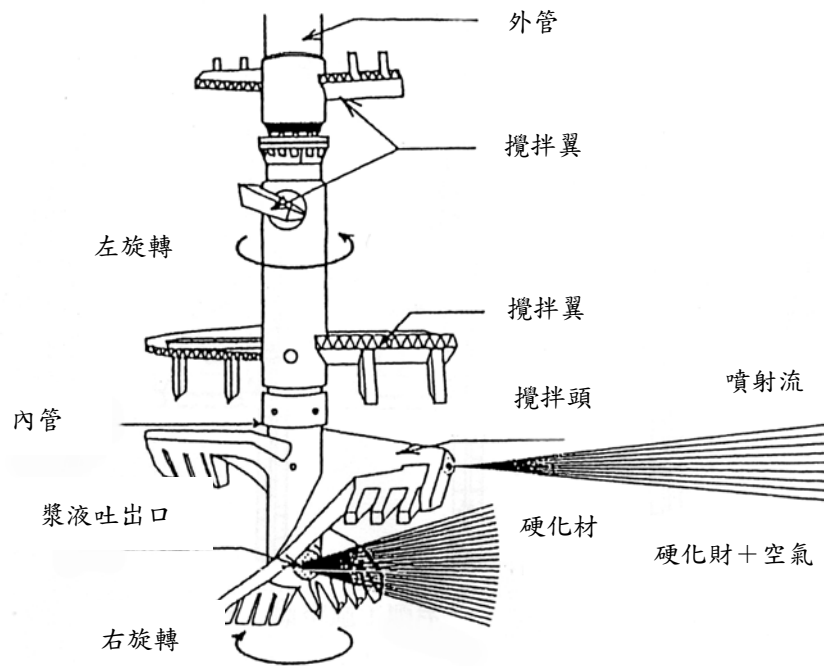


圖 3.2.7-1 RAS-Jet 工法攪拌機構
(RAS-JET 工法 2000，標準積算資料)

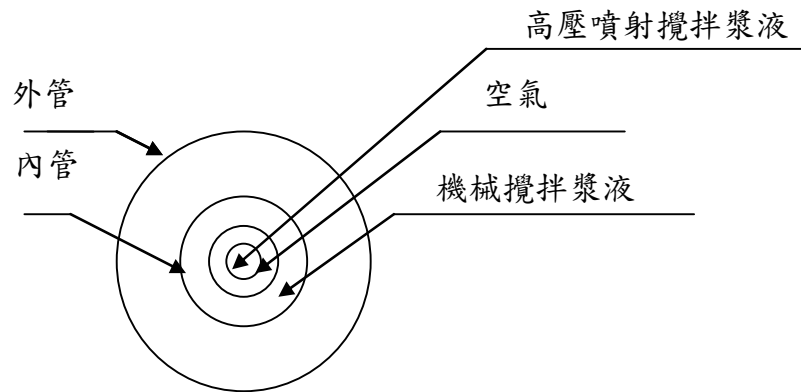


圖 3.2.7-2 鑽桿構造示意

C、適用地質

RAS-Jet 工法之機械攪拌翼之改良直徑有 1600、2000mm 兩種。機械攪拌翼之直徑與適用之地質範圍和改良深度之關係

如表 3.2.7-1 所示。

表 3.2.7-1 攪拌翼直徑與地質適用之範圍
(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

攪拌翼 直徑 (mm)	粘性土 $c \leq 0.9 \text{kg/cm}^2$		砂質土 $N \leq 50$	
	N 值	深度 h	N 值	深度 h
1600	$N \leq 20$	$h \leq 40\text{m}$	$N \leq 50$	$h \leq 40\text{m}$
2000	$N \leq 8$	$h \leq 24\text{m}$	$N \leq 40$	$h \leq 24\text{m}$

D、改良直徑與地質

高壓噴射流之地盤切削長度受地層之硬度或凝聚力左右，砂質土、黏性土之改良直徑（包括機械攪拌翼直徑與高壓噴射流切削長）選擇分別參考表 3.2.7-2 和表 3.2.7-3 所示。

表 3.2.7-2 砂質土改良直徑之選擇
(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

機械攪拌 直徑	改良直徑	N 值		
		$0 \leq N \leq 15$	$15 < N \leq 30$	$30 < N \leq 50$
1600	噴射切削長	1600~2000	1200~1400	1000
	改良直徑	3200~3600	2800~3000	2600
2000	噴射切削長	1600~2000	1200~1400	1000
	改良直徑	3600~4000	3200~3400	3000

單位 (mm)

表 3.2.7-3 粘性土改良直徑之選擇
(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

機械攪拌 直徑	改良直徑	凝聚力 $c \leq (\text{kg/cm}^2)$		
		$0 \leq c \leq 0.2$	$0.2 < c \leq 0.5$	$0.5 < c \leq 0.9$
1600	噴射切削長	1600~2000	1200~1400	1000
	噴射直徑	3200~3600	2800~3000	2600
2000	噴射切削長	1600~2000	1200~1400	1000
	改良直徑	3600~4000	3200~3400	3000

單位 (mm)

E、漿液配比之參考

表 3.2.7-4 漿液配比
(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

攪拌部位	配 比				
	水泥 (kg)	水 (kg)	W/C (%)	緩凝劑 (kg)	漿液吐出量 (l)
機械攪拌部	200	200	100	4.0	266
高壓噴射部	428	428	100	8.6	569

(每 m^3 對象土量)

(2) 擴幅、噴射攪拌工法(SWING+JET, SpreadableWING+JET)

A、SWING+JET 工法機械之攪拌直徑為 2000，加上噴射部份最大改良有效直徑可達 3600mm。工法之特徵是以直徑 300~550mm 較小之先導鑽管鑽掘後展開攪拌翼擴孔同時噴射。

SWING 擴幅、噴射攪拌工法有 SWING-MJET 和 SWING-HIJET 兩種其規格如下表。

表 3.2.7-5 SWING 工法分類
(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

工法名稱	機械攪拌徑 (mm)	高壓噴射壓力(kg/cm ²)	設計有效徑 (mm)	備註
SWING-N	2000	--	2000	
SWING-MJET		400	2400	
SWING-HIJET		400	3000~3600	添加空氣

B、SWING 工法具有下列機構。

(a) 攪拌翼開閉機構

SWING 工法之鑽桿為三重管構造，攪拌翼是藉油壓裝置提升或下降最內管之鑽桿來展開和閉合。地中攪拌翼之開閉狀況，鑽桿之提升或下降均可由感應器讀取在終端機顯示出。

(b) 機械攪拌機構

SWING-N 工法僅藉展開狀態直徑 2000 mm 之攪拌翼以築造改良體。擴孔鑽掘時低壓水由吐出口 B 吐出，由下而上鬆動地層。再下降鑽桿由吐出口 B 改換灌注固化材漿液和鬆動之地層混合攪拌。

(c) 高壓噴射攪拌機構

SWING-MJET 工法是於擴孔鑽掘時除吐出口 B 之低壓水外，由攪拌翼前端出口 A 噴射 400kg/cm² 高壓水築造更大口徑(2400mm)之改良體。

SWING-HJET 工法則於高壓水外由圍吐出口 C 輔以端出口 A 噴射 40MPa 高壓水築造更大口徑(2400 mm)之改良體。SWING-HJET 工法則於高壓水外由圍吐出口 C 輔以空氣幕，築造更加大口徑(3600 mm)之改良體。改良體形

成之模式如圖 3.2.7-3 所示。

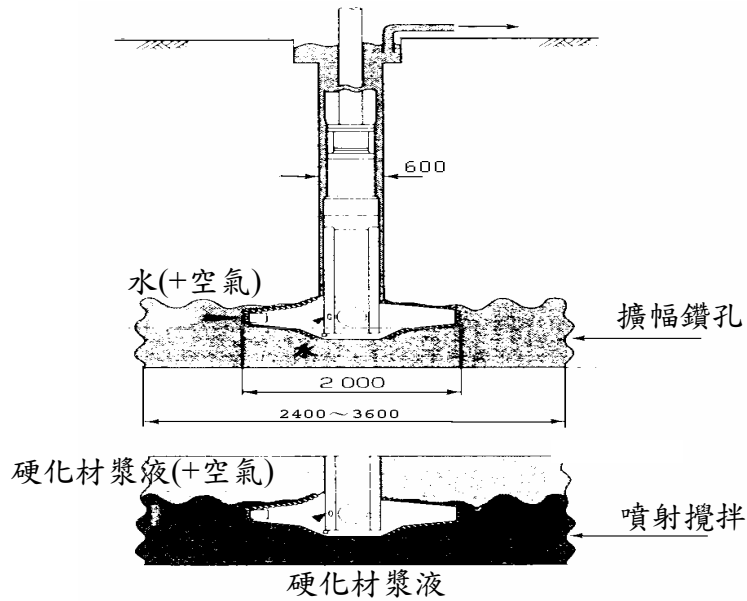


圖 3.2.7-3 改良體築造之模式圖

(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

(3) 交叉噴射複合攪拌工法(JACSMAN, Jet And Churning System Management)

A、JACSMAN 工法概要

JACSMAN 工法是機械攪拌和交叉噴射併用之工法。該工法是於攪拌翼之末端裝設上下 2 段斜向噴嘴，交叉噴射固化材

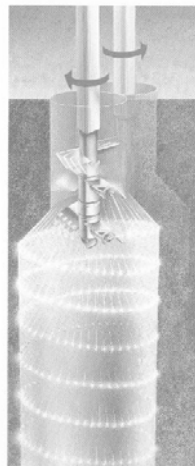


圖 3.2.7-4 交叉噴射構造示意圖

(JACSMAN 研究會工法型錄)

漿液以擴大改良口徑和築造確實之改良體口徑。改良體之形成模式如圖 3.2.7-4 所示。

B、JACSMAN 工法之特徵

- (a) 改良體之直徑可確實控制
- (b) 改良體之單軸壓縮強度 2~30 kgf/cm² 內可自由選擇
- (c) 攪拌性能格外提升，改良體品質均勻
- (d) 與既有造物或改良體相互間之密接性良好
- (e) 可達到以往改良方法四倍以上之斷面積
- (f) 可在任意深度改變改良體直徑

JACSMAN 工法與一般機械攪拌工法之比較如圖 3.2.7-5 所示。

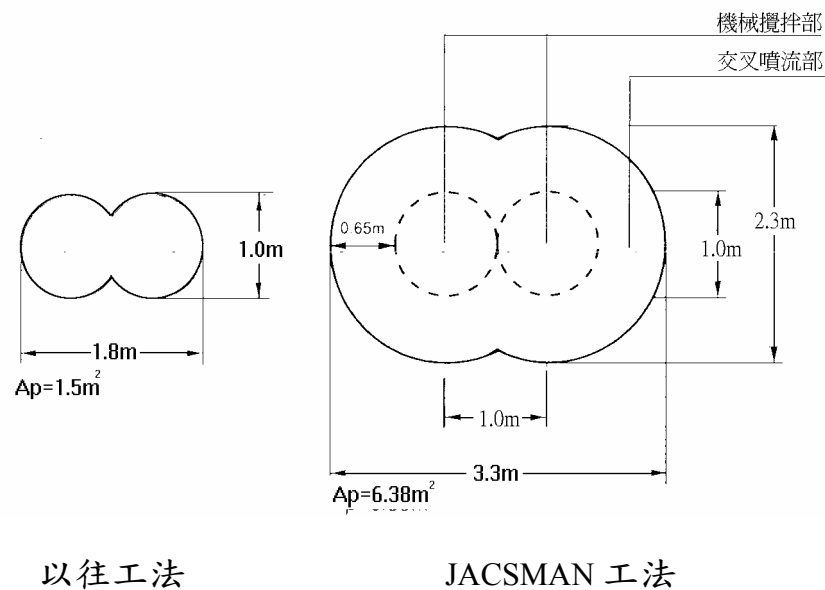


圖 3.2.7-5 JACSMAN 工法與一般機械攪拌工法之比較
(JACSMAN 研究會工法型錄)

C、JACSMAN 之標準施工規範

JACSMAN 工法之固化材之規範事先依室內配比試驗決定。
標準之施工規範如表 3.2.7-6 所示。

表 3.2.7-6 JACSMAN 工法之標準施工規範
(JACSMAN 研究會工法型錄)

改良體	JACSMAN 工法固化材		提昇速度 m/分
	噴射壓力 kg/cm ²	噴射流量 l/分	
機械攪拌部	約 6	200~300	0.5~1.0
交叉噴流部	約 300	600	

2、擴幅式水平機械攪拌工法(HEMS, Horizontal Expansion Mixing System)

由於鐵公路交通限制或地上建物之阻礙，常無法由地面施做地層改良，因而引發從地下以水平方向改良之構想。日本 1994 年因 HEMS 工法之漿液逆止閥試驗成功使由水平機械攪拌之施工變為可能。HEMS 工法之先導管只有口徑 280mm，可擴展到 800mm 改良直徑。由於水平灌漿孔數少，故較由垂直施做更為經濟。適用於深度較淺（最小覆土 1.5m）或軟弱之地層， $N \leq 10$ 之砂層或 $N \leq 4$ 之黏土層均能施工。改良體強度 $q_u = \pm 10 \text{kg/cm}^2$ （砂層）， $q_u = \pm 4 \text{kg/cm}^2$ （黏土層）。硬化材之用量依以往之實績可參考表 3.2.7-7。

表 3.2.7-7 HEMS 工法每 m³ 漿液之材料
(佐丸雄治等 2001, 創造性技術之地盤改良)

硬化材量 (kg)	水灰比 (%)	硬化材漿液量 (l)
100~300	80~120	153~339

HEMS 工法專用水平鑽機具有三翼攪拌翼和啟閉攪拌翼之控制裝置，另於孔口處設有逆止閥、套管以防止漿液之溢出和孔口之破損。攪拌翼之啟閉狀況如圖 3.2.7-6 和圖 3.2.7-7。

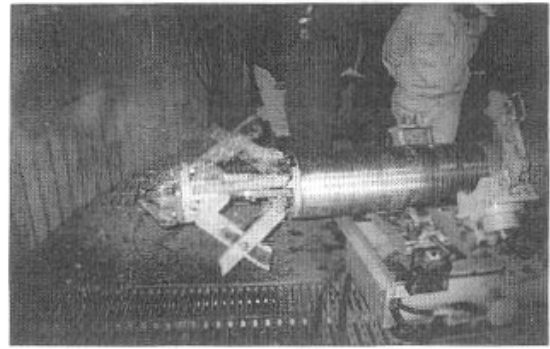
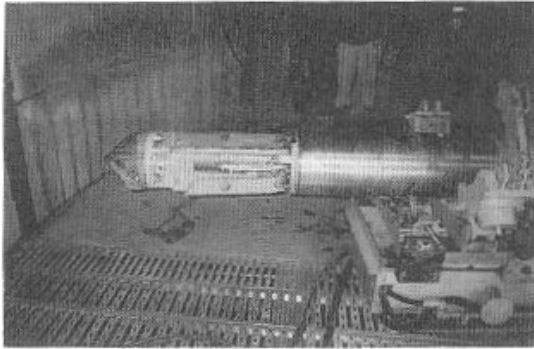


圖 3.2.7-6 攪拌翼合閉狀況

圖 3.2.7-7 攪拌翼開啟狀況

(佐丸雄治等 2001，創造性技術之地盤改良)

3、超高壓噴射攪拌新工法國內之施工例如表 3.2.7-8。

表 3.2.7-8 最近國內新型超高壓噴射攪拌工法之施工例 (2003~2004)

工法名稱	工程名稱	目的
Rodin jet pile	台北捷運新莊線 CK570H 台北捷運新莊線 CK570A	潛盾隧道發進、到達、連絡通道保護 潛盾隧道連絡通道保護
Column jet grout	台北捷運新莊線 CK570G 高雄捷運紅線 CR2 高雄捷運紅線 CR6	潛盾隧道到達保護 潛盾隧道連絡通道保護 潛盾隧道連絡通道保護
Superjet-midi	台北捷運土城線 CD550 高雄捷運紅線 CR1 高雄捷運橘線 CO1 高雄捷運橘線 CO2 高雄捷運紅線 CR5	潛盾隧道到達井災害環片更換復原工程 潛盾隧道工作井開挖及發進、保護 潛盾隧道發進、到達補強 潛盾隧道連絡通道保護 潛盾隧道到達保護
	台北捷運新莊線 CK570C	潛盾隧道到達保護 (未完成)
Cross-jet	高雄捷運紅線 CR4， (05/R10 大港埔站)	車站部地下連續壁根部加深

註：噴射攪拌深度大於 25m 時適用

3.2.8 設計上注意事項

地層改良工法之設計分析，因將複雜之地層單純化或假定為單一之破壞型態，而未能完全反映實際情況。設計時應參酌以往之實際經驗檢討各種可能發生之破壞情況設法加予補足。

【解說】

深層攪拌工法之設計方法大致分為樁體式改良之複合地層設計法和區塊式構造物設計法。圓弧滑動之穩定分析，通常假定改良體為剪力破壞型態，而忽略如圖 3.2.8-1 所示之實際破壞型態，包括剪力、彎曲、推倒等進行性破壞。故除依照複合地層或構造物設計法分析外應針對穩定或沉陷問題加予檢討。

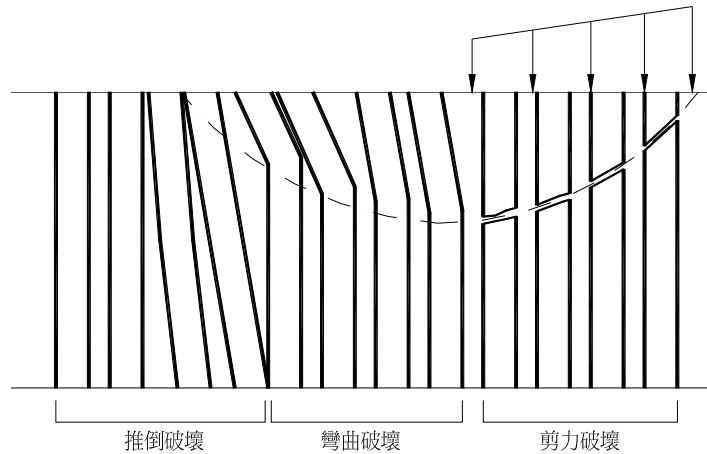
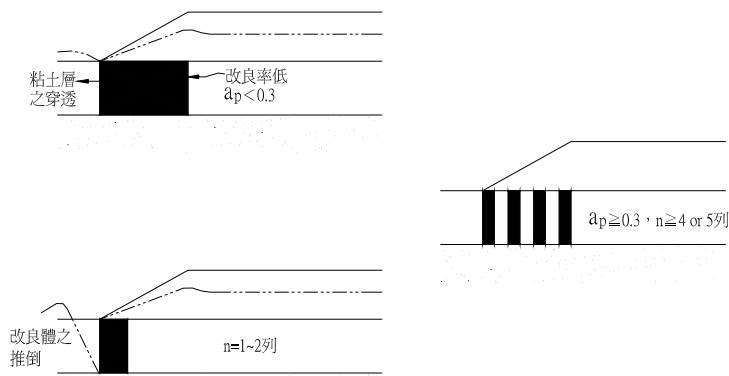


圖 3.2.8-1 深層攪拌地層改良之破壞形態

下列為深層攪拌工法可能遭遇之情況，設計時須特別加予注意。取自土木研究中心，深層混合處理工法設計施工手冊 P.174~181。

- 1、用於路堤穩定：路堤之穩定雖然經由圓弧滑動之分析，以極窄之改良寬度或 1~2 列之改良樁既能滿足安全率之目標值。但是否能滿足複合地盤之功能或改良體有無彎曲破壞之虞慮，設計時須審慎檢討。根據以往之經驗，改良體之設計強度約在 $1\sim 6 \text{ kgf/cm}^2$ 時改良率多採用 30~50% 以上，填土斷面方向最少改良支數有配置 4~5 支之例子。



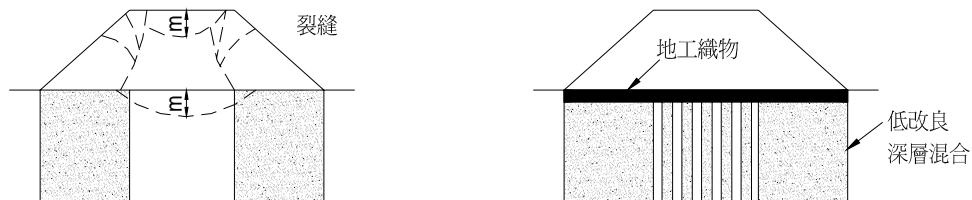
(a) 預測問題

(b) 防止對策

圖 3.2.8-2 路堤改良率和排列不足之問題

2、用於路堤下陷之防止

於軟弱地層上填築道路時，常於坡址下改良地層以防止路堤之下陷。但因路堤之中央無改良而使路面產生裂縫和沉陷。防患之對策是路堤中央部分設計低改良率之深層攪拌。



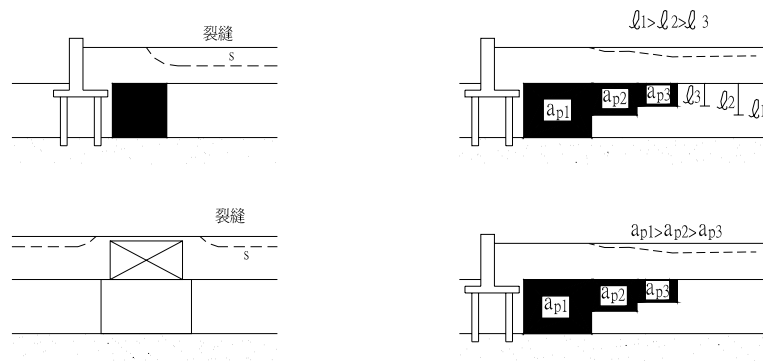
(a) 預測問題

(b) 防止對策

圖 3.2.8-3 無改良區之補強

3、用於橋台引道下陷之防止

橋台背填之改良區與不改良區因壓密沉陷之差異導致地面之落差。為緩和此落差改良之區域宜加長，並採取不同之改良深度或改良率。



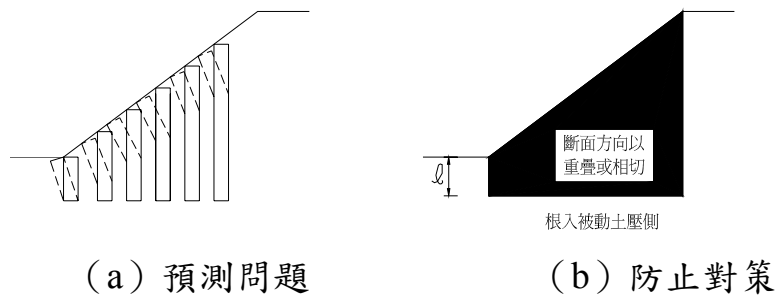
(a) 預測問題

(b) 防止對策

圖 3.2.8-4 橋台背填下陷之防止

4、用於開挖坡面之穩定

以圓弧滑動分析挖坡面之穩定，計算結果有時以低置換率改良既可，開挖時此樁式改良體有被推倒而使坡面崩壞。防患之對策是斷面方向之改良體採用重疊或相切配置，並根入開挖底面讓被動土壓來穩定。



(a) 預測問題

(b) 防止對策

圖 3.2.8-5 開挖坡面之穩定

5、用於深層開挖之底盤改良：攪拌工法常用於深層開挖之底盤改良，目的在增加被動土壓、橫向地反力係數、防止地層隆起或構築地中樑等。因改良強度高，單純由計算所得之底盤改良厚度通常比改良寬度小。故有需訂定最小改良厚度 3m。又機械攪拌工法擋土壁與改

良土間之無法改良到部分，開挖時會有加大地下擋土壁變形之危險性。此無法改良部分一般採用噴射攪拌工法改良使之密合。

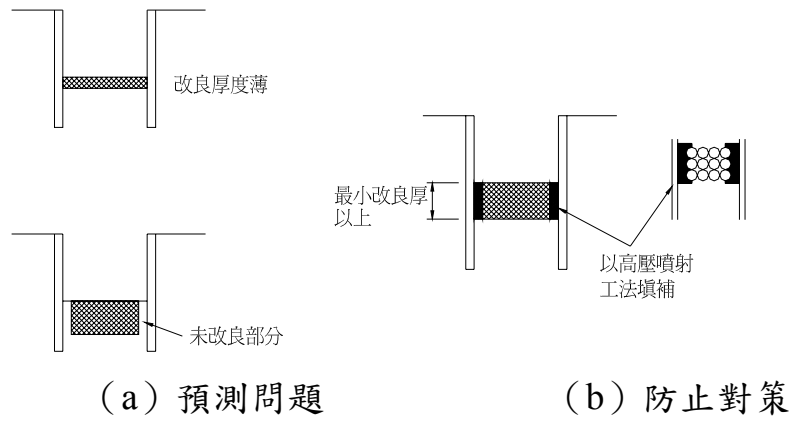


圖 3.2.8-6 深層開挖之底盤改良

6、用於傾斜之支持層

當支持層呈傾斜狀態，如果因貫穿阻力增加而僅改良至支持層時，改良地層將潛在有滑動之可能。因此設計時認定為傾斜地層時宜設法貫穿傾斜支持層 50 cm 以上。

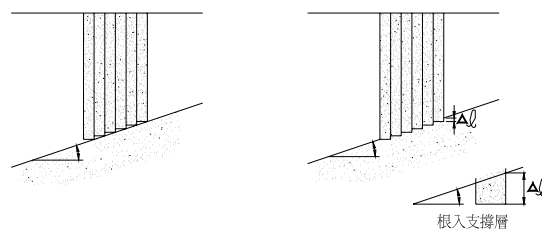
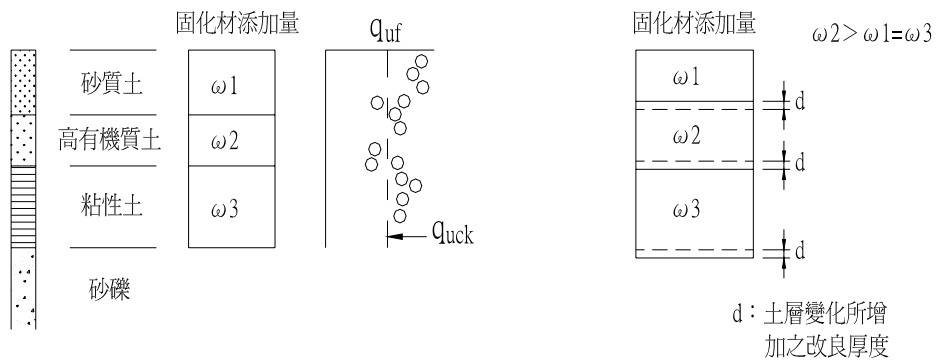


圖 3.2.8-7 傾斜之支持層之根入

7、用於多種地層

深層攪拌工法於對象地層有 2 種以上時，一般硬化材之用量按各層之需要而定。為安全起見，於不同之地層界面，依照深度方向以較多填加量之硬化材用於超過境界面 50~100cm 程度為宜。



(a) 預測問題

(b) 防止對策

圖 3.2.8-8 不同地層界面之處理

第四章、排水預壓工法

4.1 說明

4.1.1 工法概述

當構造物施築於飽和軟弱粘土層，預計長期將產生壓密沉陷時，排水預壓工法可用以降低日後之沉陷量、減少不均勻沉陷及增加土層強度。

【解說】

台灣地區由於都市及工業之快速發展，所需土地大量增加，為取得大片土地以供開發建設，常以填土方式將低窪區填平，以取得建設用地，如截彎取直後之基隆河廢河道，台北捷運北投機廠，以及南二高之林邊區段和關廟段等。然而填土整地將會使低窪地區之厚粘土層產生大量壓密沉陷，為避免大量壓密沉陷對隨後興建之建物產生不利之影響，常以預壓配合排水之地盤改良方法處理此類問題。

4.1.2 工法說明

- 1、排水預壓工法係利用額外載重使土壤產生超額孔隙水壓，或利用透水性良好之砂礫、砂袋(sand-pack drains)、紙帶(paperdrains)、預鑄排水帶(prefabricated drains)等材料以縮短排水路徑，或結合兩者之效果，達到地層之排水與事先壓密之效果。
- 2、排水預壓技術依據使用排水材料或預載方式之不同可分為預載排水工法、砂樁排水工法、預鑄排水工法及預載配合砂樁（預鑄）排水工法四類。
- 3、排水預壓工法最終將減少土壤之孔隙比、含水量、透水性及增大土壤密度以達到降低日後沉陷量及增加土壤剪力強度之目的。

【解說】

- 1、排水預壓工法主要係於構造物施築前，先於基地打設排水材及施加預壓力，藉由水分排出土層而達到預先壓密之效果，於工程使用上可克服土層沉陷及強度不足的問題。

(1) 沉陷問題：使地基在排水加載預壓期間，完成大部份或基本之沉陷量，讓建築物建造後不致發生不利之壓密沉陷及不均勻沉陷。

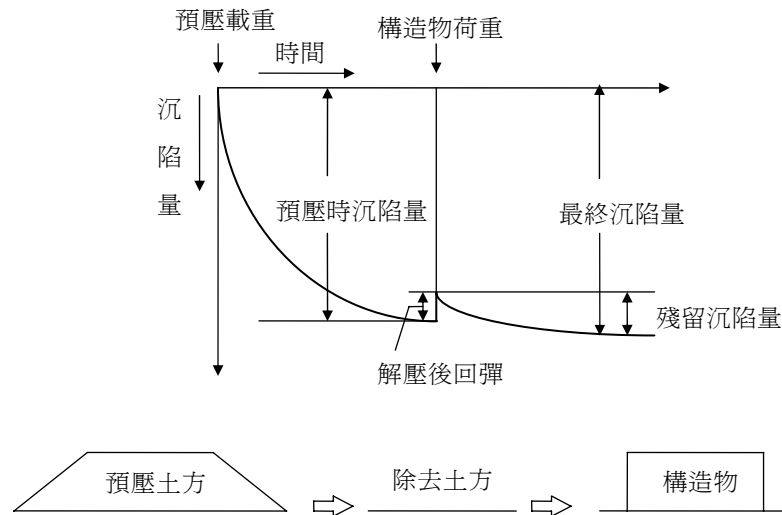
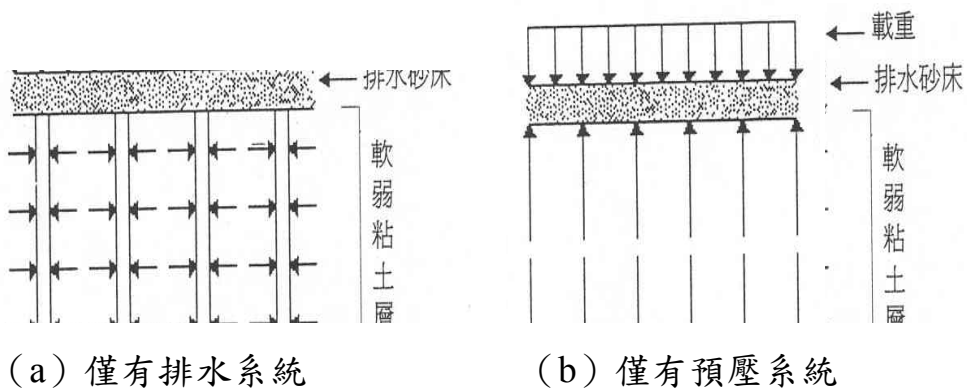
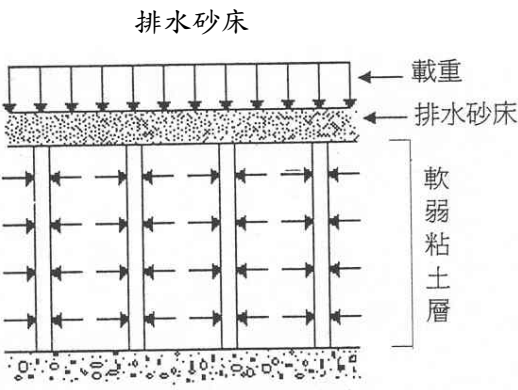


圖 4.1.2-1 排水預壓工法之原理



(a) 僅有排水系統

(b) 僅有預壓系統



(c) 排水系統與預壓系統同時使用

圖 4.1.2-2 不同排水預壓工法系統示意圖

排水預壓工法之理論原理示於圖 4.1.2-1，各排水預壓工法系統之示意如圖 4.1.2-2。

(2) 強度問題:因排水可加速粘土層之壓密度並提高粘土之抗剪強度，進而提高地基之承载力與穩定性。

2、排水預壓工法是由排水系統與加壓系統兩部分共同組合而成，其中排水系統包含砂(袋)樁及預鑄排水材，加壓系統包含堆載法、真空法、降低地下水位法及電滲法，其相關分類如圖 4.1.2-3。各種垂直排水濾材之施工程序見圖 4.1.2-4~6，各種加壓系統之施工方式見圖 4.1.2-7~9。

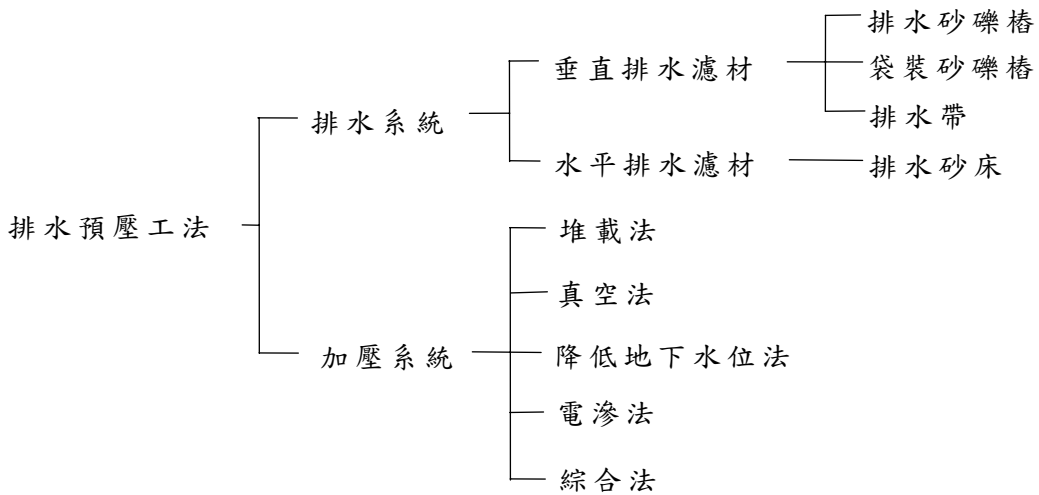


圖 4.1.2-3 排水預壓工法分類

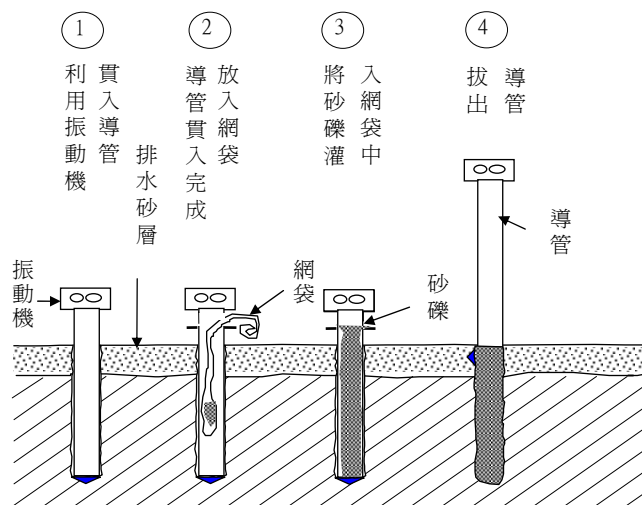


圖 4.1.2-4 袋裝砂礫樁施工示意圖

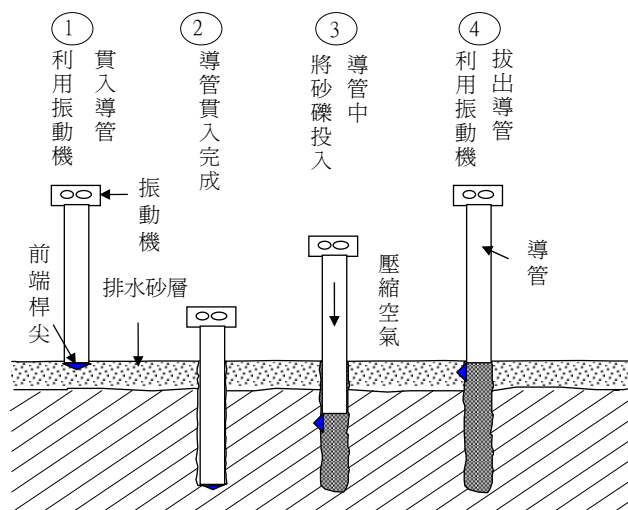


圖 4.1.2-5 排水砂礫樁施工示意圖

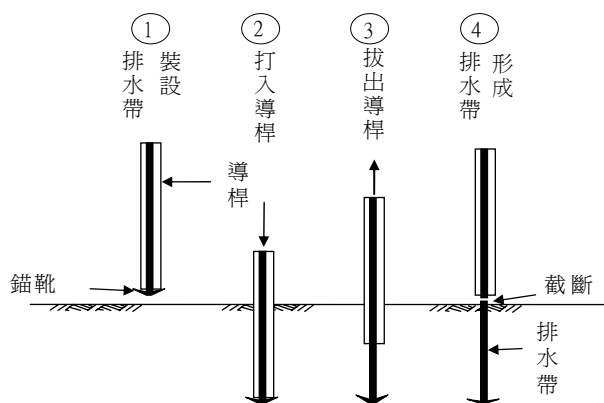


圖 4.1.2-6 排水帶施工示意圖

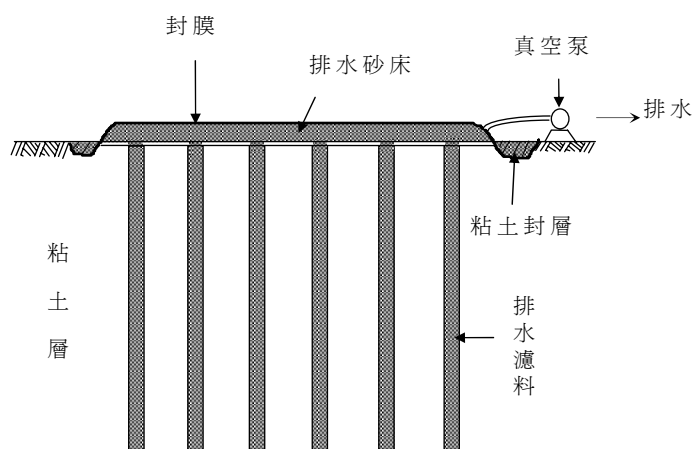


圖 4.1.2-7 真空預壓法施工示意圖

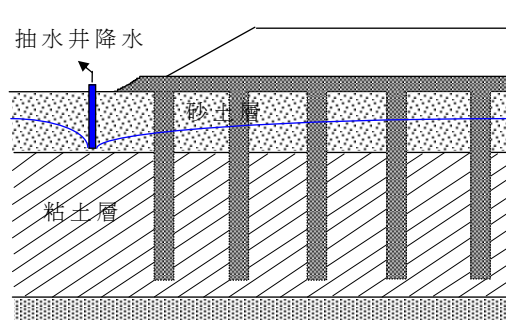


圖 4.1.2-8 降低地下水預壓法施工示意圖

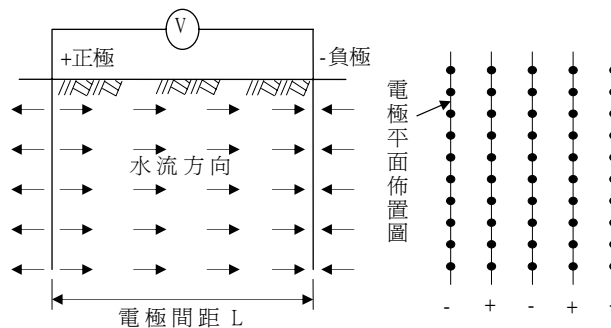


圖 4.1.2-9 電滲預壓法施工示意圖

4.1.3 適用土層與工程應用

- 1、排水預壓工法適用於軟弱飽和粘土、有機粘土、沉泥、有機沉泥、疏松泥炭土及沼澤土等各類自然沉積土壤、疏浚材料、工業人造土等。
- 2、工程一般應用於工址座落在高度可壓縮性之正常壓密粘土層，粘土層厚度有限、構造物建造後預期有大量沉陷問題，如鐵公路、儲水(油)槽、工業區開發及河道整治等。

【解說】

排水預壓工法一般應用於工址面積寬廣，其下之地層有一可壓縮性之厚粘土層類，為達到預先壓密及增加強度之目的，排水預壓為一適宜之工法。臺灣地區排水預壓工程之相關案例、改良目的及使用工法等詳列於表 4.1.3-1。

表 4.1.3-1 台灣地區排水預壓工程主要案例資料

地點	案名	工程期間	改良目的	改良工法	改良面積	改良深度 (m)
台北	中山高 松江內湖段	1975~1976	降低沉陷量及加速沉陷速率	排水預壓工法 (砂樁)	沿高速公路路寬施作 長約2.5公里	10-15
高雄	中鋼碼頭原料儲 存場原水儲存槽	1978~1979	降低沉陷量及加速沉陷速率	水預壓工法	約0.132公頃	—
高雄	台電興達港燃料 存儲槽改良	1980~1981	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (砂樁)	0.7公頃	12.5
台南	中油永康儲油槽	1982~1983	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (砂樁)	—	—
基隆	中油深澳儲油槽	1984~1985	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (砂樁)	—	—
台北	捷運北投機廠	1988~1990	降低沉陷量及加速沉陷速率	排水預壓工法 (排水帶)	40公頃	20~30
台北	臺北捷運 淡水線R28	1990~1991	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (排水帶)	0.5公頃	28
台北	臺北捷運 淡水線R29	1990~1991	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (排水帶)	0.5公頃	20
台北	臺北捷運 淡水線R30	1990~1991	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (排水帶)	0.6公頃	18.5
台北	臺北捷運 淡水線R31	1990~1991	降低差異沉陷量及提高土壤承载力	排水預壓工法 (排水帶)	0.25公頃	18
台北	北投焚化場	1991~1992	降低沉陷量及加速沉陷速率	排水預壓工法 (排水帶)	10公頃	36
台北	基隆河金泰段和 舊宗段截彎取直 工作	1992~1995	加速沉陷速率	排水預壓工法 (排水帶)	61公頃	35
台北	基隆河廢河道 整治	1994~1995	降低沉陷量及加速沉陷速率	排水預壓工法 (排水帶)	約0.5公頃	35
雲林	麥寮工業港及 台塑六輕工業區 建廠工程	1992~2001	儲槽基礎沉陷處理	覆土預壓工法	4座-3萬公秉儲槽 36座-5萬公秉儲槽 28座-13萬公秉儲槽 0.8公頃(臥式儲槽區)	—
台北	南港大坑溪舊河 道回填工作	2002~2003	加速沉陷速率	排水預壓工法 (排水帶)	0.3公頃	25
高雄	南二高九如林邊 段387B標	2003~2004	加速沉陷，提高承载力(針對路堤填土) 減少負摩力及側向擠壓力(針對樁基礎)	排水預壓工法 (排水帶)	3.3公頃	20
台南	南二高臺南 關廟段	2003~2004	加速沉陷，提高承载力(針對路堤填土) 減少負摩力及側向擠壓力(針對樁基礎)	排水預壓工法 (排水帶)		

4.1.4 作業流程

排水預壓工法之工程步驟包括基地調查、分析、設計、前導試驗(或現場試作)、施工、及監測(含回饋分析)等，其相關之設計及施工流程詳圖 4.1.4-1。

【解說】

- 1、本工法係於無法目視之地表下進行地層改良之工作，因地層條件、分析模式、及施工不確定等因素無法完全掌握，因此設計前之前導試驗或施工前之現場試作為影響改良成功與否之重要關鍵。

2、施工中之監測資料需隨時配合回饋分析，驗證土層參數、分析模式、及設計施工等各項不確定因素，並對原設計作必要之調整，直至施工完成。

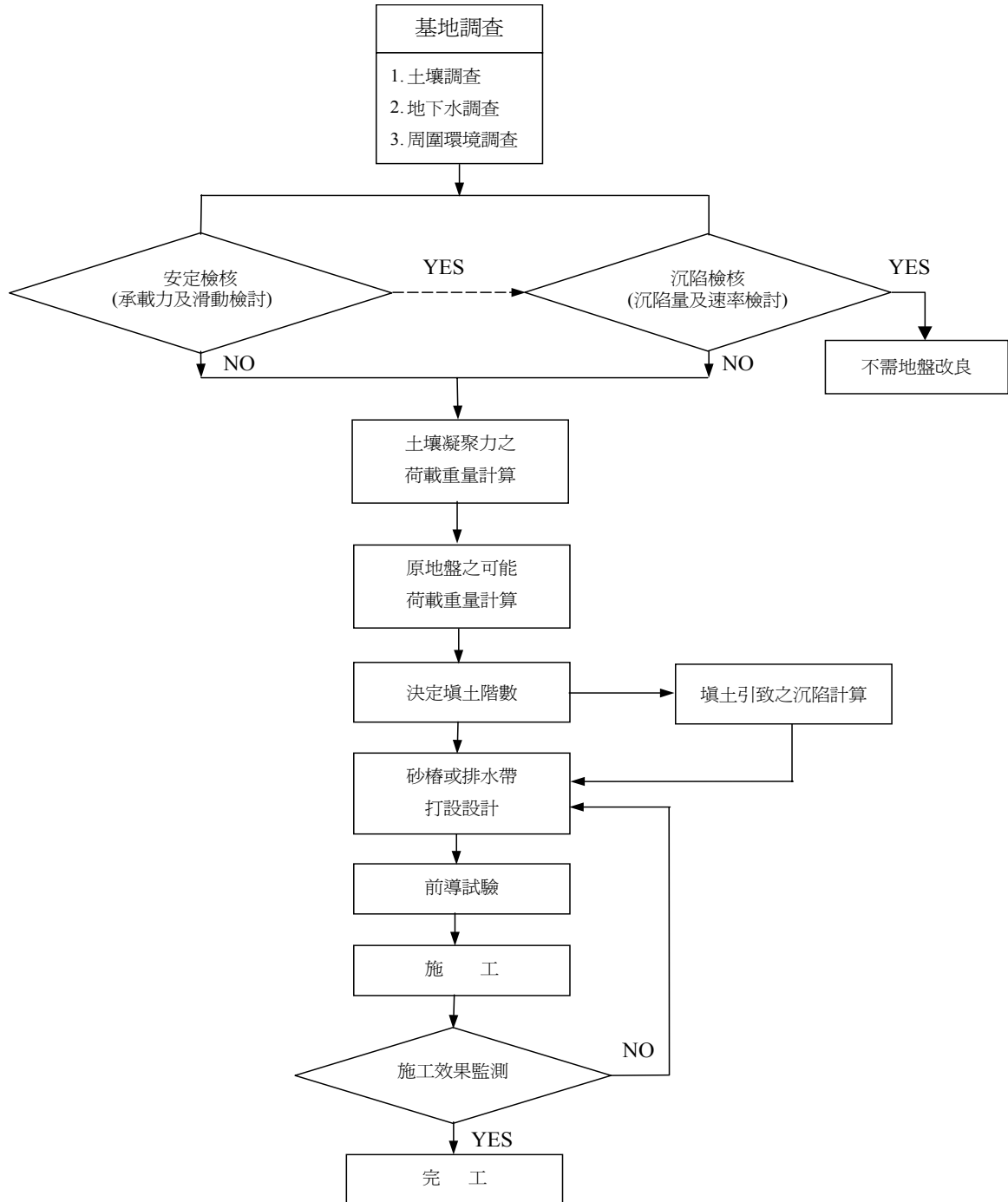


圖 4.1.4-1 排水預壓工法之作業流程

4.2 設計

4.2.1 調查

- 1、地質調查之目的旨在取得建築物基礎設計、施工以及使用期間相關之資料，包括地層構造、強度性質及鄰近地形、地物、地震、水文狀況與周圍環境等。
- 2、因排水預壓工法改良後，其主要係供構造物之基礎設計及施工，因此本工法之地質調查與基礎工程之調查大體上一致。
- 3、調查之詳細規定及作業程序可參考內政部「建築物基礎構造設計規範」或中國土木水利學會「工址地盤調查準則」之規定辦理。

【解說】

1、調查範圍

調查範圍至少須涵蓋建築基地之面積，及四周可能影響本基地工程安全性之範圍；若以鄰產保護為目的所作之調查，其調查範圍應及於施工影響所及之範圍。

2、調查點數

根據建築技術規則(2001)之規定，每 600 平方公尺基地面積應設一處鑽探孔，每一基地至少 2 處，如基地面積超過 6,000 平方公尺時，得視基地之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整。

3、調查深度

地盤改良地質調查深度原則上至少應達到可據以確定基礎設計及施工安全之深度，依據「建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範」(2001)之規定，淺基礎之調查深度應為基腳寬度之 4 倍以上，樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少 4 倍樁基直徑之深度，或達到可確定承載層深度為止。而軟弱地盤會因壓密產生大量沉陷，因此調查深度至少應達建築物載重產生之應力增量為該深度有效覆土壓力 10% 之深度範圍。

- 4、調查項目應特別針對欲改良範圍之土層性質、厚度、壓密特性、地下水概況、有無受壓水層及中間排水層之位置進行確認，設計所需之土壤基本試驗項目列於表 4.2.1-1。

5、為評估改良成效，可於改良前後進行之試驗項目包括一般物理性質試驗、直接剪力試驗、三軸試驗、單向度壓密試驗、SPT 標準貫入試驗及 CPT 圓錐貫入試驗等，以供比較之用如圖 4.2.1-1。

表 4.2.1-1 排水預壓工法之土壤試驗

目的	試驗	項目
粘土層及透水層分佈	標準貫入試驗 圓錐貫入試驗	粒徑分佈 錐頭阻抗、套管磨擦力
地層性質	一般物理試驗 篩分析	自然含水量、孔隙比、液性限度、塑性限度、土壤比重、飽和度、土壤單位重及粒徑分佈
壓密沉陷量及時間評估	單向度壓密試驗	壓縮指數、體積壓縮系數、壓密降伏應力、壓密係數、透水係數
堆載穩定及承載力分析	三軸試驗 無圍壓縮試驗 直接剪力試驗	單軸壓縮強度、粘著力 壓密不排水
排水材透水性	透水試驗	透水係數

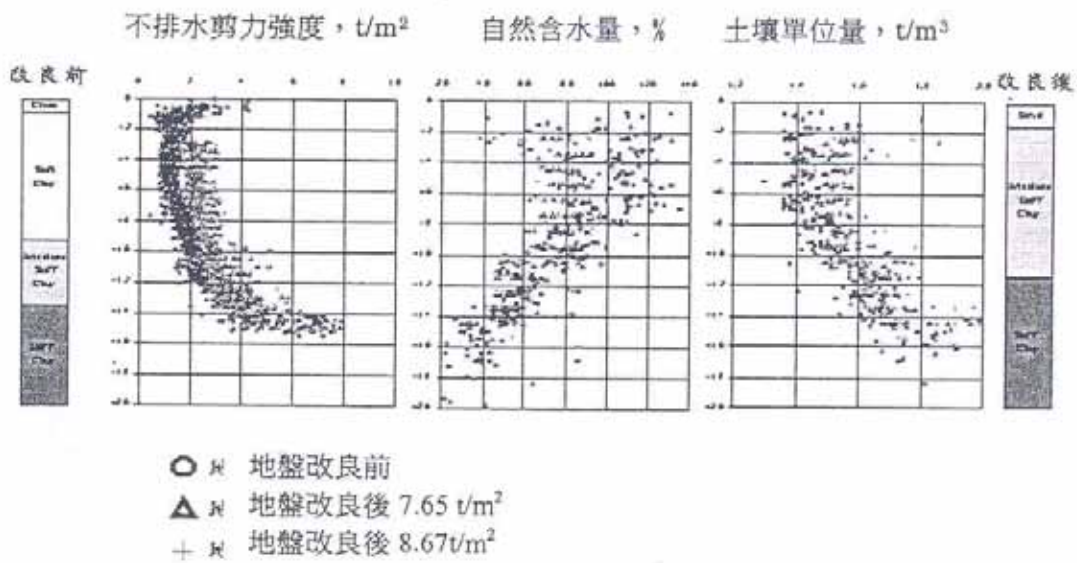


圖 4.2.1-1 土層工程性質於地盤改良前後結果比較

4.2.2 材料

1、砂、礫石樁及砂床

用於砂、礫石樁及砂床之砂、礫料應為潔淨之砂、礫，且不含黏土、泥塊、有機物或其他有害雜質。另外材料亦需為透水性良好，具有高度之承载力，且其粒徑分佈以不使周圍粘土滲入砂中為原則。

2、排水帶

- (1) 垂直排水帶須為表面具有雙面橫向過濾透水功能、內具縱向排水功能之材料。
- (2) 垂直排水帶之材料須符合整體寬度、厚度、抗拉強度及一定圍壓下之縱向透水量，其表面濾層亦須符合抗拉強度、撕裂強度及透水係數之要求。
- (3) 垂直排水帶材料須妥為儲放，避免日光直射以免變質。

【解說】

1、砂、礫石樁及砂床等排水濾材

- (1) 排水砂床一般使用高透水性之砂料，其透水係數應不低於 10^{-3} cm/s。為保證砂床本身之透水性，並避免細顆粒滲入砂床之孔隙，一般採用級配良好之中粗砂，合適之粒徑分佈曲線範圍可參考圖 4.2.2-1

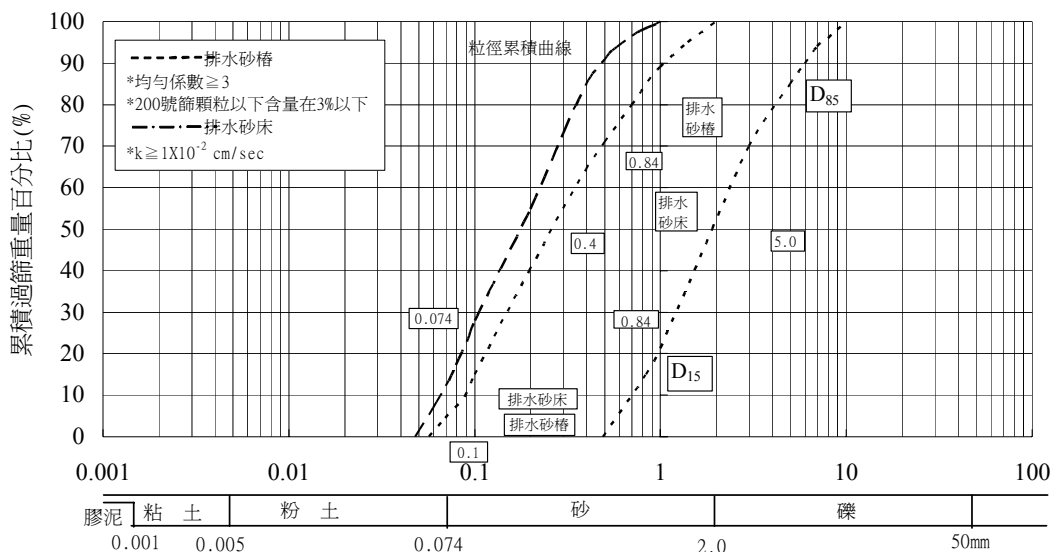


圖 4.2.2-1 排水砂樁及砂床所用砂料之粒徑分佈(日本土質工學會)

或美國海軍設計手冊 DM-7(1982)之建議值(表 4.2.2-1)。其 200 號篩以下之累積過篩重量百分比不得大於 3%，砂中不得含混污染物及有機物，一般不宜採用粉、細砂。

表 4.2.2-1 美國海軍設計手冊 DM-7 對砂床及砂樁材料之要求

美國標準篩	累積過篩重量百分比
# 4	90-100
# 16	40-85
# 50	2-30
# 100	0-7
# 200	0-3

(2) 砂、礫樁之砂土料應符合上述排水砂床之一般規定，其粒徑分佈可參考圖 4.2.2-1、表 4.2.2-1 或下式之規定：

A、抗管湧要求(piping)： $d_{15}/D_{85} \leq 5$

由於粘土天生具有可抗細料被淘洗之凝聚力，因此上述公式用於粘土層中之濾材過於保守。純粘土層中之排水砂樁材料可以改用下列任一式：

$$d_{15}/D_{85} \leq 5.5 - 0.5(D_{95}/D_{75}), \text{ 其中 } D_{95}/D_{75} \leq 7$$

$$d_{15}/D_{85} \leq 9$$

B、排水要求(permeability): $d_{15}/D_{15} \geq 5$

D_{95} 、 D_{85} 、 D_{75} 、 D_{15} 分別為原地層土壤之粒徑累積曲線上對應於累積過篩重量百分比 95%、85%、75%及 15%之粒徑。 d_{15} 為砂樁濾料之粒徑累積曲線上相當於累積過篩重量百分比為 15 之粒徑。

- (3) 理想砂料來源若有困難，也可因地制宜選用其他符合要求之材料，或採用與砂樁相通之井字型砂溝代替整片砂床（如圖 4.2.2-2）。

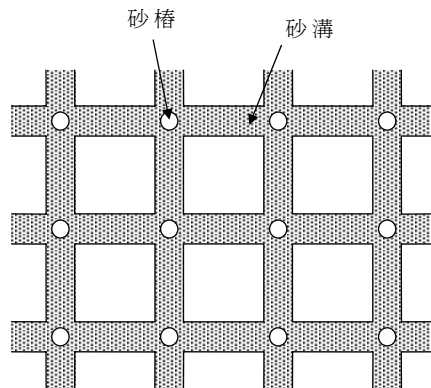


圖 4.2.2-2 砂溝排水示意圖

- (4) 改良範圍面積甚大時，排水砂床內應鋪設集水管或盲溝，以降低水頭損失。

2、排水帶材料

- (1) 垂直排水帶一般可依其組成分為二種：

- (a) 由具有透水孔隙之單一材料構成，或為表面有極細加工針孔之不透水材料，如圖 4.2.2-3 (d)；
- (b) 由中間之加勁板與包覆於外之排水濾層組合而成，其加勁板一般為聚丙烯、聚乙烯或聚氯乙稀。土層中之壓密水滲水通過排水濾層流入加勁板溝槽，經由溝槽排至排水砂床或地層中之砂土層內。

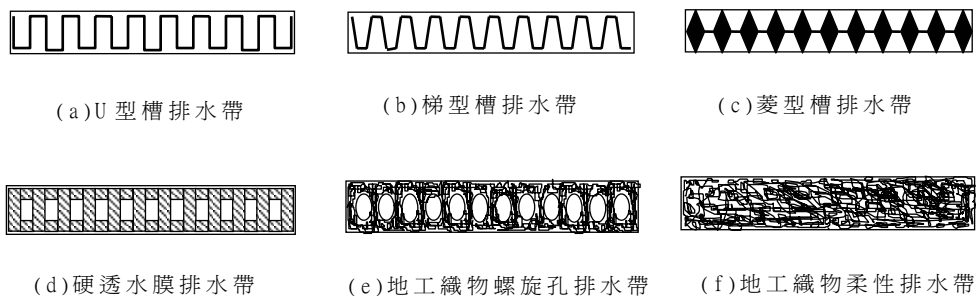


圖 4.2.2-3 國內外常用之排水帶斷面型

- 垂直排水帶之種類形狀甚多，圖 4.2.2-3 為國內外常用之排水帶型式。
- (2) 排水濾層須有良好過濾性，與粘土接觸後其透水係數不低於中、粗砂，同時要有易在接觸面形成一漸變過濾層(圖 4.2.2-4)之特性，

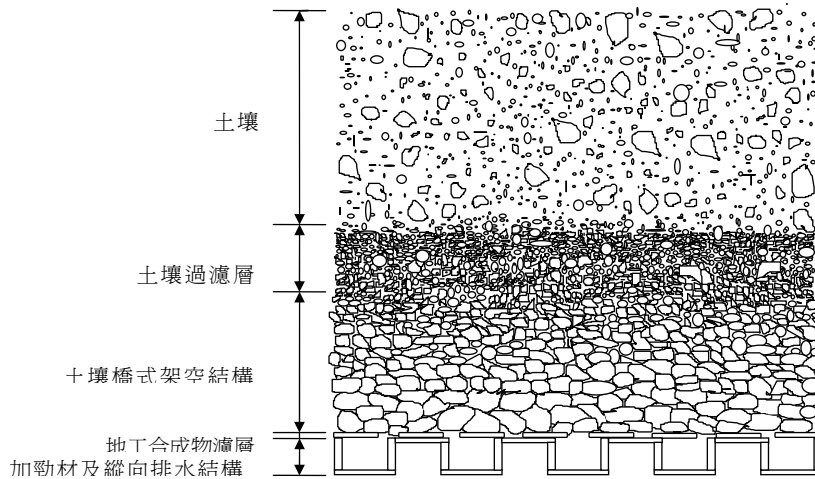


圖 4.2.2-4 土壤/土工合成物接觸面之漸變過濾層

不致隨時間降低其功能。此外，在高土壓下其抗拉強度須能滿足不破裂或開孔不加大或垂直排水功能不降低(圖 4.2.2-5)之要求。

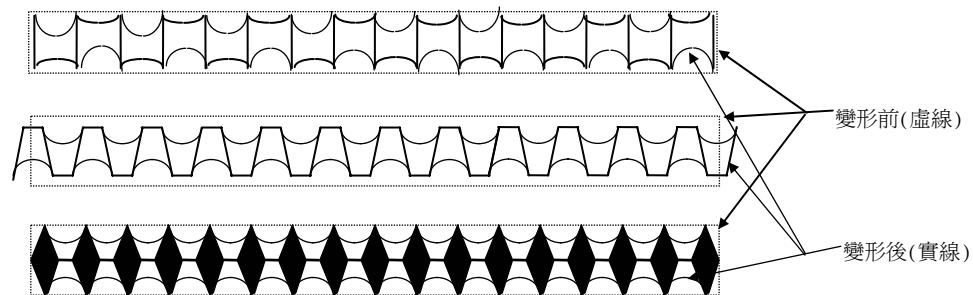


圖 4.2.2-5 排水帶斷面受擠壓前後之形狀

- (3) 在高圍壓下加勁板之變形應不致使濾層與加勁板間之溝槽面積縮小，以致發生阻塞，或拉裂濾層。施工時濾層與加勁板形之複合體應不致因拉力而斷裂。土層發生壓密沉陷使排水帶變形時，其形狀應為曲線而非折線，以免阻礙垂直排水功能(圖 4.2.2-6)。

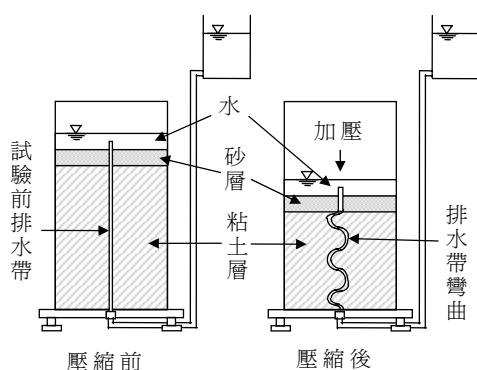


圖 4.2.2-6 排水帶於試驗室粘土層中受壓前後之形狀

(4) 垂直排水帶材料應依工程圖說之規定及相關試驗規範辦理試驗，檢驗次數應依工程之重要性及工期決定之，一般以進場之數量(m)或次數規定檢驗次數。完整之排水帶材料檢驗項目如下：

- A、品質：包括單位重、比重、孔隙率等。
- B、尺寸：包括寬度及厚度。
- C、加勁板或帶體抗壓強度。
- D、帶體縱向排水量。
- E、濾層透水係數(k)：一般要求 $k(\text{地工合成物}) \geq 10k(\text{土壤})$ 。
- F、伸長率：一般分為整體伸長率及濾層伸長率兩項。
- G、抗管湧表視孔徑(apparent opening size, $AOS(O_{95})$)：抗管湧表視孔徑一般要求如表 4.2.2-2，抗阻塞能力則要求 $AOS(O_{95}) \geq 2D_{15}$ 。
- H、濾層及帶體抗拉強度。
- I、濾層水力坡降比(GR)，見圖 4.2.2-7。

表 4.2.2-2 抗管湧表視孔徑之一般要求

土 壤 狀 況	美國陸軍工兵團規範	美國聯邦公路協會(FHWA)規範
≤50%通過 200 號篩之土壤	$AOS(O_{95}) \leq BD_{85}$ 1. 當 $Cu \leq 2$ 或 ≥ 8 ; $B=1$ 2. 當 $2 < Cu \leq 4$ 或 ≥ 8 ; $B=0.5Cu$ 3. 當 $4 < Cu < 8$; $B=8/Cu$	$100 \text{ 號篩} < AOS(O_{95}) \leq D_{85}$
>50%通過 200 號篩之土壤	1. 土工織物 : $O_{95} \leq D_{85}$ 2. 土工非織物 : $O_{95} \leq 1.8D_{85}$ 3. 土工合成物 : 以 1、2 項為準或 $AOS \geq 50 \text{ 號篩}$	$100 \text{ 號篩} < AOS(O_{95}) < 70 \text{ 號篩}$

註：1. 土工合成物之選擇以選用規範中開孔最大者為原則(即 AOS 最小者)。
 2. 如土壤含 25mm 以上之大顆粒，則以 <4 號篩部份之粒徑曲線為準。
 3. Cu 為土壤之均勻係數(coefficient of uniformity)

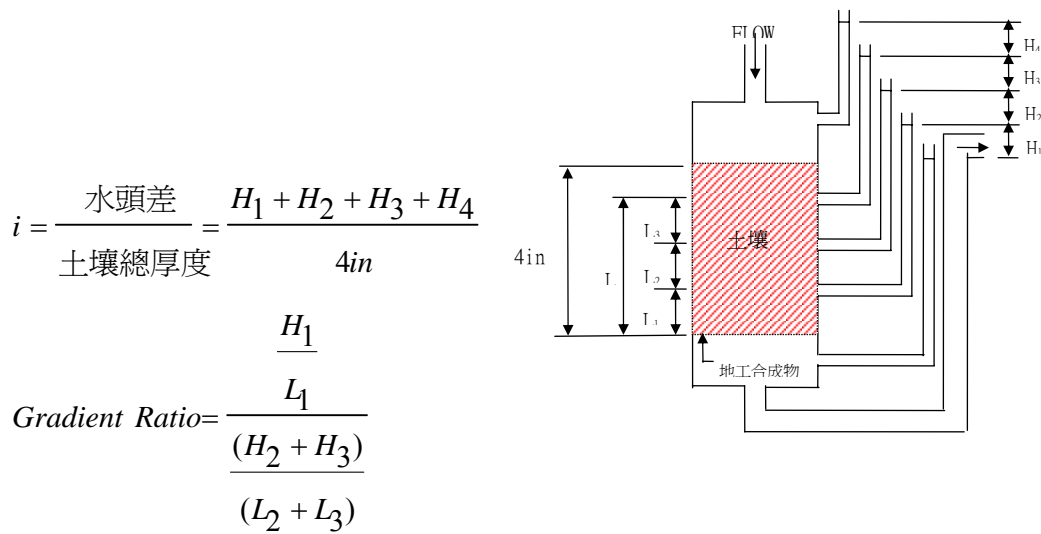


圖 4.2.2-7 水力坡度比(GR)試驗示意圖

表.4.2-3 為目前常見之檢驗項目及試驗規範，供作參考。

表 4.2.2-3 垂直排水帶常見檢驗項目及試驗規範

項 目		試 驗 規 範
排 水 帶 整 體	寬度	CNS 6244-L3089
	厚度	CNS 6245-L3090，或 ASTM D1777(施加壓力 $p=2\text{kPa}$)
	抗拉試驗 (a)降伏強度 (b)伸長度	ASTM D4595(寬幅夾具，試體寬 10cm 或整體單位寬度； 寬：長為 1:2)
	圍壓 $3\text{kg}/\text{cm}^2$ 時縱向透水量	ASTM D4716-87(水力坡降 $i=1.0$)
外 圍 濾 層	透水係數	ASTM D4491-89 或 CNS 10460-L3201 低水壓法及 CNS 11228-A2183 5.3 節(定水頭 10cm)
	抗拉試驗 (a)降伏強度 (b)伸長度	CNS 5610-L3080 或 ASTM D4632(抓式法)
	撕裂強度	CNS 5610-L3080,ASTM D4533
	瑕疵	CNS 5618

4.2.3 沉陷分析方法

- 1、沉陷分析之重點在檢核填土荷重後之沉陷行為、沉陷速率與殘餘沉陷量之預估。上部荷重造成土壤之總沉陷主要可分為瞬時沉陷、主要壓密沉陷 (ρ_c) 與次要壓縮沉陷 (ρ_s)，其中瞬時沉陷於填土完成後即已產生，故可不予考慮。傳統之壓密沉陷量預估有 Terzaghi 一維壓密理論與經驗曲線法兩種。
- 2、沉陷速率分析分為預載工法及預鑄工法兩大類，預載工法依據 Terzaghi 之垂直壓密理論進行分析，而預鑄工法則採 Barron 水平壓密理論進行分析。

【解說】

1、沉陷分析

(1) Terzaghi (1943)一維壓密理論

主要壓密沉陷：

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_r}{1+e_0} \Delta Z \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v} + \frac{C_c}{1+e_0} \Delta Z \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma}{\sigma'_p} \right) \quad (\text{式 4.2.3-1})$$

式中 σ'_v = 覆土有效應力； σ'_p = 預壓密應力； $\Delta\sigma$ = 垂直應力增量； e_0 = 初始孔隙比； C_r = 再壓指數； C_c = 壓縮指數； ΔZ = 土層厚度。

次要壓縮沉陷：

$$\rho_s = \sum_{i=1}^n \frac{C_\alpha}{1+e_0} \Delta Z \log \frac{t_2}{t_1} \quad (\text{式 4.2.3-2})$$

式中 C_α = 次要壓縮指數； t_1, t_2 = 計算初始及終結時間。

雖然 Terzaghi 一維壓密理論大多數之假設與實際情況不盡相符，但一般因地層性質、土壤參數及荷重條件等不確定因素所造成之誤差亦相當可觀，因此 Terzaghi 一維壓密理論至今仍被廣泛應用。

(2) 經驗曲線法

依據現地監測結果以檢核壓密沉陷是否已達設計要求，一般常以經驗曲線法評估。

A、雙曲線法(Hyperbolic Method)

假設沉陷曲線為一雙曲線，代表式如下：

$$S = S_a + \frac{t - t_a}{\alpha + \beta(t - t_a)} \quad (\text{式 4.2.3-3})$$

式中 s = 荷載後經過時間 t 時之沉陷量； s_a = 任意時間 t_a 時沉陷量； α, β : 迴歸常數。求得 α, β 後，可由下式求最終沉陷量 (S_∞)，圖 4.2.3-1 為雙曲線法用以求 S_∞ 之示意圖。

$$S_\infty = S_a + \frac{1}{\beta} \quad (\text{式 4.2.3-4})$$

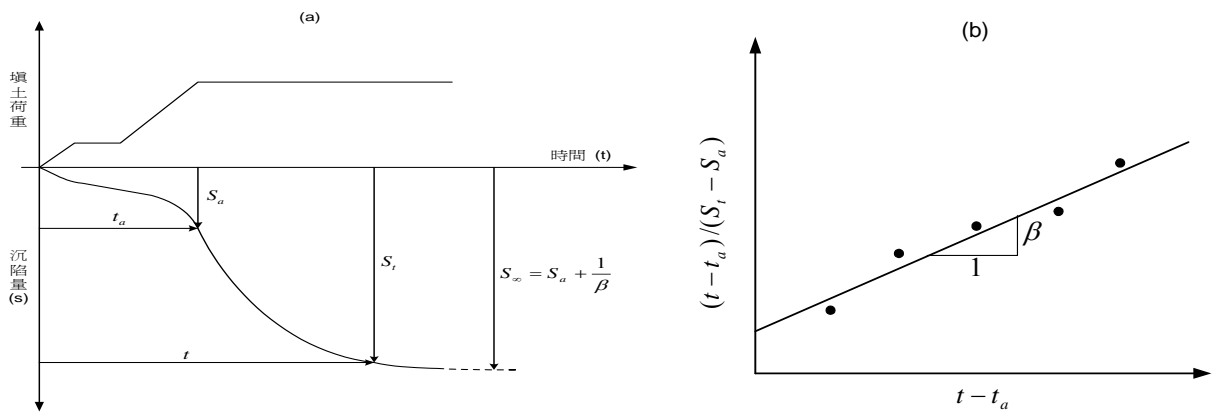


圖 4.2.3-1 雙曲線法推估最終沉陷量 S_{∞} 示意圖

B、指數函數法(Exponential Method)

壓密度之指數公式為：

$$\bar{U} = 1 - \alpha e^{-\beta t} \quad (\text{式 4.2.3-5})$$

取任意三時間 t_1 、 t_2 、 t_3 ，使 $t_2 - t_1 = t_3 - t_2$ ，則由上式可得以下二式：

$$\frac{1 - \bar{U}_1}{1 - \bar{U}_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \quad (\text{式 4.2.3-6})$$

$$\frac{1 - \bar{U}_2}{1 - \bar{U}_3} = e^{\beta(t_3 - t_2)} \quad (\text{式 4.2.3-7})$$

又，壓密度之定義：

$$\bar{U} = \frac{S_t - S_d}{S_{\infty} - S_d} \quad (\text{式 4.2.3-8})$$

式中 S_t = 時間 t 之壓密沉陷量； S_d = 瞬時沉陷量； S_{∞} = 最終沉陷量。
可得，

$$e^{\beta(t_2 - t_1)} = \frac{S_2 - S_1}{S_3 - S_2} \quad (\text{式 4.2.3-9})$$

解 β 後，由下二式求 S_{∞} 及 S_d ：

$$S_{\infty} = \frac{S_3(S_2 - S_1) - S_2(S_3 - S_2)}{(S_2 - S_1)(S_3 - S_2)} \quad (\text{式 4.2.3-10})$$

$$S_d = \frac{S_t - S_{\infty}(1 - \alpha e^{-\beta t})}{\alpha e^{-\beta t}} \quad (\text{式 4.2.3-11})$$

$$\text{式中 } \alpha = \frac{8}{\pi^2}$$

2、沉陷速率分析

(1) Terzaghi (1943)理論之垂直向壓密度計算：

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2} \quad (\text{式 4.2.3-12})$$

$$U_v(\%) = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \times 100, \text{ 當 } 0 \leq U_v \leq 60\% \text{ 時} \quad (\text{式 4.2.3-13})$$

$$U_v(\%) = 100 - 10^{1.781 - \frac{T_v}{0.933}}, \text{ 當 } U_v > 60\% \text{ 時} \quad (\text{式 4.2.3-14})$$

式中 T_v =壓密時間因數； C_v =垂直壓密係數； U_v =垂直壓密度；

t =壓密時間； H_{dr} =排水路徑距離。

(2) Barron (1948)理論之水平向壓密度計算

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (\text{式 4.2.3-15})$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (\text{式 4.2.3-16})$$

$$T_h = \frac{C_h t}{d_e^2} \quad (\text{式 4.2.3-17})$$

$$U_h(\%) = \left[1 - \exp\left(\frac{-8T_h}{F(n)}\right) \right] \cdot 100 \quad (\text{式 4.2.3-18})$$

式中 d_e =排水帶排列布置之等圓面積直徑； d_w =排水帶材料之等圓面積直徑； T_h =壓密時間因數； C_h =水平壓密係數； U_h =水平壓密度。

4.2.4 穩定及承載力分析

- 1、預壓之填土高度需考慮填土後之邊坡穩定性，以確定載重進行每一階段之穩定分析。
- 2、預壓荷重一般取等於或大於設計荷重之 10~20% 超載進行預壓，但為防止軟弱粘土層之基礎破壞，需進行其承載力檢核，承載力評估可參考一般基礎之承載力分析法，。

【解說】

臨界填土高度(H_{EC})可參考日本道路工團(1983)就一般性粘土質地層之建議 $H_{EC}=5.1s_u/\gamma$ (式 4.2.4-1)

式中 s_u =粘土不排水剪力強度， γ =填土單位重。或用一般邊坡穩定分析法求取填土後之邊坡安全係數(FS)，其 $FS \geq 1.2 \sim 1.5$ 為施工階段填土邊坡之穩定性要求。

4.2.5 配置

排水預壓的配置應分區施工，並配以效果監測，以研判地層壓密效果。排水配置由設計人員根據沉陷、水壓消散情形及密度試驗結果，驗證排水濾材之效果及檢討所需要之工期，並調整尚未施工區域排水帶或砂、礫樁之間距及深度。

【解說】

1、預載工法之設計方法如下：

- (1) 計算第一階段之施加载重 P_1 (不得超出土層剪力強度)。
- (2) 假定一個壓密度(通常 70%)，然後求出強度增量。
- (3) 計算達假定之壓密度所需之時間，以確定第一階段之施加载重 P_1 所需留滯時 d 間。
- (4) 根據第 2 步驟所求之土壤強度求第二階段之施加载重 P_2 ，與留滯時間。
- (5) 按以上步驟確定之載重進行每一階段之穩定分析。
- (6) 計算預載下最終之沉陷量。

首先假設結構物之載重將為 ΔP_p ，當厚度為 H_c 之粘土層受結構載重作用之壓密下，最終沉陷量 S_p 可由下式求得：

$$S_p = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o} \quad (\text{式 4.2.5-1})$$

如地表載重增至 $\Delta P_p + \Delta P_f$ ，其最終沉陷量 S_{p+f} 將為：

$$S_{p+f} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o} \quad (\text{式 4.2.5-2})$$

因此當載重加至 $\Delta P_p + \Delta P_f$ 經過一段時間 t_1 後，於沉陷量達 S_p 時除去 $\Delta P_p + \Delta P_f$ 載重，再建造單位面積載重為 ΔP_p 之永久結構物，地層將不致發生明顯壓密沉陷。

當載重加至 $\Delta P_p + \Delta P_f$ 經過一段時間 t_1 後，壓密度(U)等於：

$$U = \frac{S_p}{S_{p+f}} = \frac{\log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o}}{\log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o}} \quad (\text{式 4.2.5-3})$$

上述 U 係 t_1 時間之平均壓密度。因 P_o 、 ΔP_p 、及 ΔP_f 為已知，由式 4.2.5-3 可求出 U。再由式 4.2.3-12、4.2.3-13、及 4.2.3-14、可推估 T_v 及 t_1 。式中 T_v =壓密時間因數； C_v =垂直壓密係數； t =壓密時間； H_c =排水路徑距離。最後根據現地監測結果，反算分析已完成之壓密度及預估殘餘沉陷量，以確定預載之卸除時間。

2、砂樁或砂袋排水工法之設計方法

砂樁排水法之設計，一般而言分為預載填土、排水材料之施打深度及施打間距等三大項目。其中預載填土已述於前節，而施打深度則視軟弱土層的厚度而定，施打間距之設計係依據容許壓密時間及達到該壓密時間所要求之壓密度(一般為 90% 以上)而定。常用之分析設計方法有 Barron 解法、Kjellman 解法及砂袋樁排水法。因砂樁排水法之排水材料直徑 d_w ，通常在 40 公分至 60 公分之間，故係數 n ($n=d_c/d_w$ ， d_c 影響圓直徑)通常不超過 10，而砂袋樁排水法或預鑄排水法， d_w 通常在 5 公分至 12 公分之間，故 n 通常大於 10。一般而言，Barron 解法之應用結果，不論 n 值之大小均不失其準確性。因此，設計砂樁排水法、砂袋樁排水法或預鑄排水法時，均可用 Barron 解法。而 Kjellman 解法一般適用於當 n 值大於 10，故 Kjellman 解法僅適合於設計砂袋樁排水法或預鑄排水法。茲將 Barron 解法、Kjellman 解法及砂袋樁排水法之設計步驟分述如下：

(1) Barron 解法

A、假設適當之 n 值，再由下式計算 $F(n)$

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \times \log_e n - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2} \quad (\text{式 4.2.5-4})$$

將 F(n) 及壓密度 U 代入下式計算 T_h

$$T_h = \frac{-F(n)}{8} \times \log_e(1 - U) \quad (\text{式 4.2.5-5})$$

B、將 n 及 d_w 代入下式計算 d_e

$$d_e = n \times d_w = 1.050d \quad (\text{正三角形排列}) \quad (\text{式 4.2.5-6})$$

$$d_e = n \times d_w = 1.128d \quad (\text{正方形排列}) \quad (\text{式 4.2.5-7})$$

d: 為施打間距設計值

C、將 T_h 、 d_e 及 C_h (水平壓密係數, 通常假設為 C_v) 之值代入下式計算 t

$$t = \frac{T_h}{C_h} \times d_e^2 \quad (\text{式 4.2.5-8})$$

D、重複(A)至(C)之步驟, 直至所求之 t 等於所要求之壓密時間為止, 以此時之 d_e 值由(4.2.5-6)式或(4.2.5-7)式反求 d(施打間距設計值)。

E、在(A)項 n 值之假設, 因 n 小於 10, 故可由 n=2, 3, 4... 等開始假設; 如為砂袋樁排水法, 因 n 大於 10, 故可由 n=11, 12, 13... 等開始假設。

(2) Kjellman 解法

A、假設適當之 n 值, 由 n 及 d_w 計算 d_e

$$d_e = n \times d_w = 1.050d \quad (\text{正三角形排列}) \quad (\text{式 4.2.5-9})$$

$$d_e = n \times d_w = 1.128d \quad (\text{正方形排列}) \quad (\text{式 4.2.5-10})$$

B、將 n 及 d_e 值代入下式計算參數 m

$$m = \frac{d_e^2}{8} \times \left(\log_e n - \frac{3}{4} \right) \quad (\text{式 4.2.5-11})$$

C、將 m、 C_h 及壓密度 U 代入下式計算 t

$$t = \frac{-m}{C_h} \times \log_e(1 - U) \quad (\text{式 4.2.5-12})$$

D、重複(A)至(C)之步驟, 直至所求之 t 等於所要求之壓密時間為止, 以此時之 d_e 值由(4.2.5-6)式或(4.2.5-7)式反求 d 即為施打間距設計

值。

E、如前所述，本解法適用於砂袋樁排水法或預鑄排水法，因其 n 值一般大於 10，故(A)項 n 值之假設可由 $n=11, 12, 13\dots$ 等開始。

不論 Barron 解法或 Kjellman 解法雖均為試算法，惟實際設計時通常試算三次，求三組 t 及 d_e 值並繪成 $t-d_e$ 關係曲線(如圖 4.2.5-1 所示)，再將欲求之 t 對應在該曲線上即可求設計之 d_e 值。

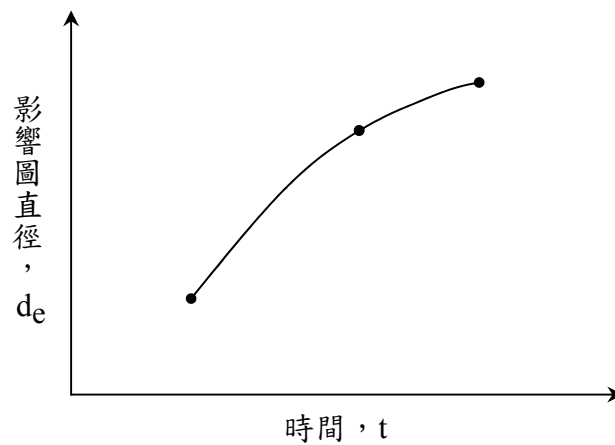


圖 4.2.5-1 $t-d_e$ 關係曲線示意圖

$U-n-T_h$ 之關係除前述之計算法外，亦可查圖 4.2.5-2 或表 4.2.5-1。

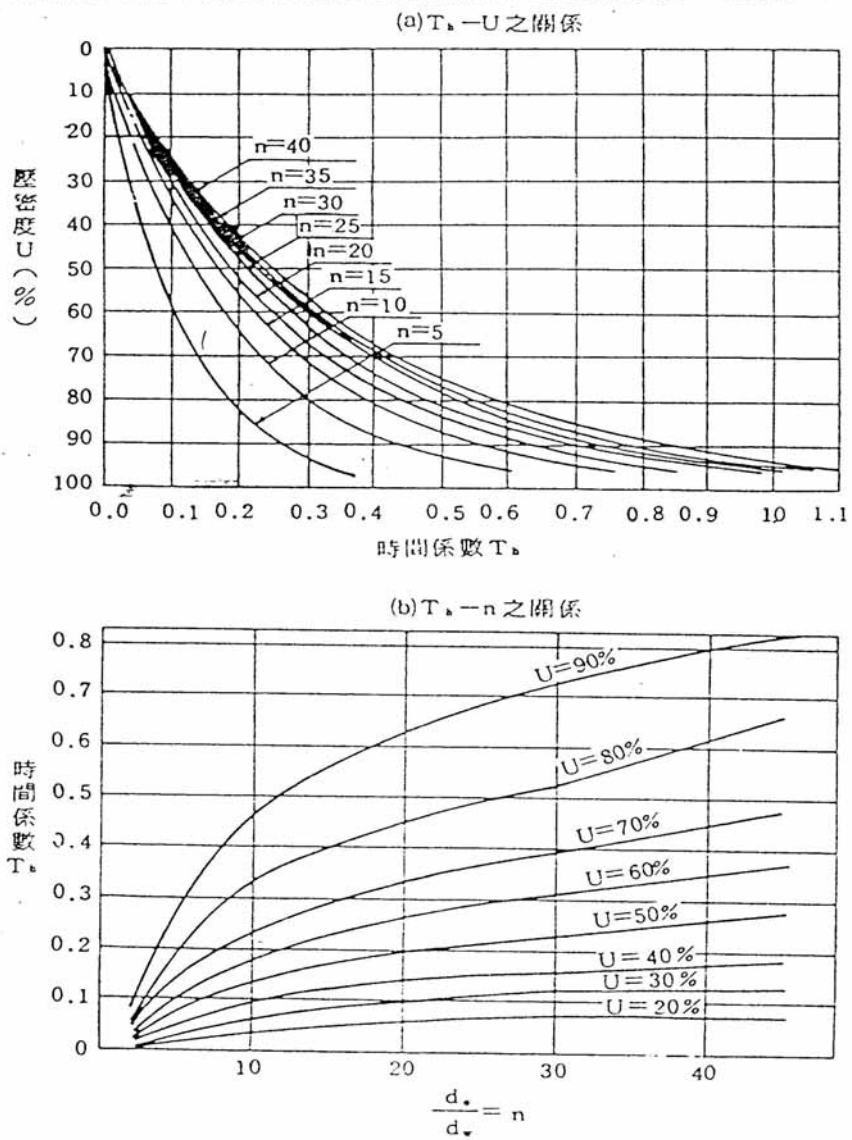


圖 4.2.5-2 $U-n-T_h$ 之關係示意圖

表 4.2.5-1 U-F(n)-T_h之關係數值表

n	U=10%		U=15%		U=20%		U=25%		U=30%		U=35%	
	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th
2	0.23	0.003	0.23	0.004	0.23	0.006	0.23	0.008	0.23	0.010	0.23	0.012
3	0.51	0.006	0.51	0.010	0.51	0.014	0.51	0.018	0.51	0.022	0.51	0.027
4	0.74	0.009	0.74	0.015	0.74	0.020	0.74	0.026	0.74	0.033	0.74	0.040
5	0.93	0.012	0.93	0.019	0.93	0.026	0.93	0.033	0.93	0.041	0.93	0.050
6	1.09	0.014	1.09	0.022	1.09	0.030	1.09	0.039	1.09	0.049	1.09	0.059
7	1.24	0.016	1.24	0.025	1.24	0.034	1.24	0.044	1.24	0.055	1.24	0.066
8	1.36	0.017	1.36	0.027	1.36	0.038	1.36	0.049	1.36	0.060	1.36	0.073
9	1.47	0.019	1.47	0.030	1.47	0.041	1.47	0.053	1.47	0.065	1.47	0.079
10	1.57	0.020	1.57	0.032	1.57	0.044	1.57	0.056	1.57	0.070	1.57	0.084
11	1.66	0.021	1.66	0.033	1.66	0.046	1.66	0.060	1.66	0.074	1.66	0.089
12	1.75	0.023	1.75	0.035	1.75	0.048	1.75	0.063	1.75	0.078	1.75	0.094
13	1.83	0.024	1.83	0.037	1.83	0.051	1.83	0.065	1.83	0.081	1.83	0.098
14	1.90	0.025	1.90	0.038	1.90	0.053	1.90	0.068	1.90	0.084	1.90	0.102
15	1.97	0.025	1.97	0.040	1.97	0.054	1.97	0.070	1.97	0.087	1.97	0.106
16	2.03	0.026	2.03	0.041	2.03	0.056	2.03	0.073	2.03	0.090	2.03	0.109
17	2.09	0.027	2.09	0.042	2.09	0.058	2.09	0.075	2.09	0.093	2.09	0.112
18	2.15	0.028	2.15	0.043	2.15	0.059	2.15	0.077	2.15	0.095	2.15	0.115
19	2.20	0.029	2.20	0.044	2.20	0.061	2.20	0.079	2.20	0.098	2.20	0.118
20	2.25	0.029	2.25	0.045	2.25	0.062	2.25	0.081	2.25	0.100	2.25	0.121
21	2.30	0.030	2.30	0.046	2.30	0.064	2.30	0.082	2.30	0.102	2.30	0.123
22	2.34	0.030	2.34	0.047	2.34	0.065	2.34	0.084	2.34	0.104	2.34	0.126
23	2.39	0.031	2.39	0.048	2.39	0.066	2.39	0.086	2.39	0.106	2.39	0.128
24	2.43	0.032	2.43	0.049	2.43	0.067	2.43	0.087	2.43	0.108	2.43	0.131
25	2.47	0.032	2.47	0.050	2.47	0.069	2.47	0.088	2.47	0.110	2.47	0.133
26	2.51	0.033	2.51	0.051	2.51	0.070	2.51	0.090	2.51	0.112	2.51	0.135
27	2.55	0.033	2.55	0.051	2.55	0.071	2.55	0.091	2.55	0.113	2.55	0.137
28	2.58	0.034	2.58	0.052	2.58	0.072	2.58	0.093	2.58	0.115	2.58	0.139
29	2.62	0.034	2.62	0.053	2.62	0.073	2.62	0.094	2.62	0.116	2.62	0.141
30	2.65	0.034	2.65	0.053	2.65	0.074	2.65	0.095	2.65	0.118	2.65	0.142
31	2.68	0.035	2.68	0.054	2.68	0.074	2.68	0.096	2.68	0.119	2.68	0.144
32	2.71	0.035	2.71	0.055	2.71	0.075	2.71	0.097	2.71	0.121	2.71	0.146
33	2.74	0.036	2.74	0.055	2.74	0.076	2.74	0.098	2.74	0.122	2.74	0.148
34	2.77	0.036	2.77	0.056	2.77	0.077	2.77	0.099	2.77	0.123	2.77	0.149
35	2.80	0.036	2.80	0.057	2.80	0.078	2.80	0.100	2.80	0.125	2.80	0.151
36	2.83	0.037	2.83	0.057	2.83	0.079	2.83	0.102	2.83	0.126	2.83	0.152
37	2.86	0.037	2.86	0.058	2.86	0.079	2.86	0.102	2.86	0.127	2.86	0.154
38	2.89	0.038	2.89	0.058	2.89	0.080	2.89	0.103	2.89	0.128	2.89	0.155
39	2.91	0.038	2.91	0.059	2.91	0.081	2.91	0.104	2.91	0.130	2.91	0.157
40	2.94	0.038	2.94	0.059	2.94	0.082	2.94	0.105	2.94	0.131	2.94	0.158
41	2.96	0.039	2.96	0.060	2.96	0.082	2.96	0.106	2.96	0.132	2.96	0.159
42	2.98	0.039	2.98	0.060	2.98	0.083	2.98	0.107	2.98	0.133	2.98	0.161
43	3.01	0.039	3.01	0.061	3.01	0.084	3.01	0.108	3.01	0.134	3.01	0.162
44	3.03	0.039	3.03	0.061	3.03	0.084	3.03	0.109	3.03	0.135	3.03	0.163
45	3.05	0.040	3.05	0.062	3.05	0.085	3.05	0.109	3.05	0.136	3.05	0.164
46	3.08	0.040	3.08	0.062	3.08	0.085	3.08	0.110	3.08	0.137	3.08	0.165
47	3.10	0.040	3.10	0.063	3.10	0.086	3.10	0.111	3.10	0.138	3.10	0.167
48	3.12	0.041	3.12	0.063	3.12	0.087	3.12	0.112	3.12	0.139	3.12	0.168
49	3.14	0.041	3.14	0.063	3.14	0.087	3.14	0.113	3.14	0.140	3.14	0.169
50	3.16	0.041	3.16	0.064	3.16	0.088	3.16	0.113	3.16	0.141	3.16	0.170

表 4.2.5-1 U-F(n)-T_h之關係數值表(續)

n	U=40%		U=45%		U=50%		U=55%		U=60%		U=65%	
	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th
2	0.23	0.015	0.23	0.017	0.23	0.020	0.23	0.023	0.23	0.027	0.23	0.031
3	0.51	0.032	0.51	0.038	0.51	0.044	0.51	0.051	0.51	0.058	0.51	0.067
4	0.74	0.047	0.74	0.055	0.74	0.064	0.74	0.074	0.74	0.085	0.74	0.097
5	0.93	0.059	0.93	0.069	0.93	0.081	0.93	0.093	0.93	0.107	0.93	0.122
6	1.09	0.070	1.09	0.082	1.09	0.095	1.09	0.109	1.09	0.125	1.09	0.144
7	1.24	0.079	1.24	0.092	1.24	0.107	1.24	0.123	1.24	0.142	1.24	0.162
8	1.36	0.087	1.36	0.102	1.36	0.118	1.36	0.136	1.36	0.156	1.36	0.179
9	1.47	0.094	1.47	0.110	1.47	0.128	1.47	0.147	1.47	0.169	1.47	0.193
10	1.57	0.100	1.57	0.117	1.57	0.136	1.57	0.157	1.57	0.180	1.57	0.207
11	1.66	0.106	1.66	0.124	1.66	0.144	1.66	0.166	1.66	0.191	1.66	0.219
12	1.75	0.111	1.75	0.131	1.75	0.151	1.75	0.175	1.75	0.200	1.75	0.230
13	1.83	0.116	1.83	0.136	1.83	0.158	1.83	0.182	1.83	0.209	1.83	0.240
14	1.90	0.121	1.90	0.142	1.90	0.164	1.90	0.190	1.90	0.218	1.90	0.249
15	1.97	0.125	1.97	0.147	1.97	0.170	1.97	0.196	1.97	0.225	1.97	0.258
16	2.03	0.129	2.03	0.152	2.03	0.176	2.03	0.203	2.03	0.233	2.03	0.266
17	2.09	0.133	2.09	0.156	2.09	0.181	2.09	0.209	2.09	0.239	2.09	0.274
18	2.15	0.137	2.15	0.160	2.15	0.186	2.15	0.214	2.15	0.246	2.15	0.282
19	2.20	0.140	2.20	0.164	2.20	0.190	2.20	0.219	2.20	0.252	2.20	0.289
20	2.25	0.143	2.25	0.168	2.25	0.195	2.25	0.224	2.25	0.258	2.25	0.295
21	2.30	0.146	2.30	0.172	2.30	0.199	2.30	0.229	2.30	0.263	2.30	0.302
22	2.34	0.149	2.34	0.175	2.34	0.203	2.34	0.234	2.34	0.268	2.34	0.308
23	2.39	0.152	2.39	0.178	2.39	0.207	2.39	0.238	2.39	0.273	2.39	0.313
24	2.43	0.155	2.43	0.181	2.43	0.210	2.43	0.242	2.43	0.278	2.43	0.319
25	2.47	0.158	2.47	0.184	2.47	0.214	2.47	0.246	2.47	0.283	2.47	0.324
26	2.51	0.160	2.51	0.187	2.51	0.217	2.51	0.250	2.51	0.287	2.51	0.329
27	2.55	0.162	2.55	0.190	2.55	0.221	2.55	0.254	2.55	0.292	2.55	0.334
28	2.58	0.165	2.58	0.193	2.58	0.224	2.58	0.258	2.58	0.296	2.58	0.339
29	2.62	0.167	2.62	0.195	2.62	0.227	2.62	0.261	2.62	0.300	2.62	0.344
30	2.65	0.169	2.65	0.198	2.65	0.230	2.65	0.265	2.65	0.304	2.65	0.348
31	2.68	0.171	2.68	0.200	2.68	0.232	2.68	0.268	2.68	0.307	2.68	0.352
32	2.71	0.173	2.71	0.203	2.71	0.235	2.71	0.271	2.71	0.311	2.71	0.356
33	2.74	0.175	2.74	0.205	2.74	0.238	2.74	0.274	2.74	0.314	2.74	0.360
34	2.77	0.177	2.77	0.207	2.77	0.240	2.77	0.277	2.77	0.318	2.77	0.364
35	2.80	0.179	2.80	0.209	2.80	0.243	2.80	0.280	2.80	0.321	2.80	0.368
36	2.83	0.181	2.83	0.211	2.83	0.245	2.83	0.283	2.83	0.324	2.83	0.372
37	2.86	0.182	2.86	0.214	2.86	0.248	2.86	0.285	2.86	0.328	2.86	0.375
38	2.89	0.184	2.89	0.215	2.89	0.250	2.89	0.288	2.89	0.331	2.89	0.379
39	2.91	0.186	2.91	0.217	2.91	0.252	2.91	0.291	2.91	0.334	2.91	0.382
40	2.94	0.187	2.94	0.219	2.94	0.254	2.94	0.293	2.94	0.336	2.94	0.385
41	2.96	0.189	2.96	0.221	2.96	0.256	2.96	0.296	2.96	0.339	2.96	0.389
42	2.98	0.190	2.98	0.223	2.98	0.259	2.98	0.298	2.98	0.342	2.98	0.392
43	3.01	0.192	3.01	0.225	3.01	0.261	3.01	0.300	3.01	0.345	3.01	0.395
44	3.03	0.193	3.03	0.226	3.03	0.263	3.03	0.303	3.03	0.347	3.03	0.398
45	3.05	0.195	3.05	0.228	3.05	0.265	3.05	0.305	3.05	0.350	3.05	0.401
46	3.08	0.196	3.08	0.230	3.08	0.266	3.08	0.307	3.08	0.352	3.08	0.404
47	3.10	0.198	3.10	0.231	3.10	0.268	3.10	0.309	3.10	0.355	3.10	0.407
48	3.12	0.199	3.12	0.233	3.12	0.270	3.12	0.311	3.12	0.357	3.12	0.409
49	3.14	0.200	3.14	0.234	3.14	0.272	3.14	0.313	3.14	0.360	3.14	0.412
50	3.16	0.202	3.16	0.236	3.16	0.274	3.16	0.315	3.16	0.362	3.16	0.415

表 4.2.5-1 U-F(n)-T_h之關係數值表(續)

n	U=70 %		U=75 %		U=80 %		U=85 %		U=90 %		U=95 %	
	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th
2	0.23	0.035	0.23	0.041	0.23	0.047	0.23	0.056	0.23	0.068	0.23	0.088
3	0.51	0.077	0.51	0.089	0.51	0.103	0.51	0.121	0.51	0.147	0.51	0.192
4	0.74	0.112	0.74	0.128	0.74	0.149	0.74	0.176	0.74	0.214	0.74	0.278
5	0.93	0.140	0.93	0.162	0.93	0.188	0.93	0.222	0.93	0.269	0.93	0.350
6	1.09	0.165	1.09	0.190	1.09	0.221	1.09	0.260	1.09	0.316	1.09	0.411
7	1.24	0.186	1.24	0.215	1.24	0.249	1.24	0.294	1.24	0.357	1.24	0.464
8	1.36	0.205	1.36	0.236	1.36	0.274	1.36	0.324	1.36	0.393	1.36	0.511
9	1.47	0.222	1.47	0.256	1.47	0.297	1.47	0.350	1.47	0.425	1.47	0.553
10	1.57	0.237	1.57	0.273	1.57	0.317	1.57	0.374	1.57	0.454	1.57	0.591
11	1.66	0.251	1.66	0.289	1.66	0.335	1.66	0.396	1.66	0.480	1.66	0.625
12	1.75	0.263	1.75	0.303	1.75	0.352	1.75	0.415	1.75	0.504	1.75	0.656
13	1.83	0.275	1.83	0.317	1.83	0.368	1.83	0.434	1.83	0.527	1.83	0.685
14	1.90	0.286	1.90	0.329	1.90	0.383	1.90	0.451	1.90	0.547	1.90	0.712
15	1.97	0.296	1.97	0.341	1.97	0.396	1.97	0.467	1.97	0.567	1.97	0.738
16	2.03	0.306	2.03	0.352	2.03	0.409	2.03	0.482	2.03	0.585	2.03	0.761
17	2.09	0.315	2.09	0.362	2.09	0.421	2.09	0.496	2.09	0.602	2.09	0.784
18	2.15	0.323	2.15	0.372	2.15	0.432	2.15	0.509	2.15	0.618	2.15	0.805
19	2.20	0.331	2.20	0.381	2.20	0.443	2.20	0.522	2.20	0.634	2.20	0.825
20	2.25	0.339	2.25	0.390	2.25	0.453	2.25	0.534	2.25	0.648	2.25	0.843
21	2.30	0.346	2.30	0.398	2.30	0.463	2.30	0.545	2.30	0.662	2.30	0.862
22	2.34	0.353	2.34	0.406	2.34	0.472	2.34	0.556	2.34	0.675	2.34	0.879
23	2.39	0.359	2.39	0.414	2.39	0.481	2.39	0.567	2.39	0.688	2.39	0.895
24	2.43	0.366	2.43	0.421	2.43	0.489	2.43	0.577	2.43	0.700	2.43	0.911
25	2.47	0.372	2.47	0.428	2.47	0.497	2.47	0.586	2.47	0.712	2.47	0.926
26	2.51	0.378	2.51	0.435	2.51	0.505	2.51	0.596	2.51	0.723	2.51	0.941
27	2.55	0.383	2.55	0.442	2.55	0.513	2.55	0.604	2.55	0.734	2.55	0.955
28	2.58	0.389	2.58	0.448	2.58	0.520	2.58	0.613	2.58	0.744	2.58	0.968
29	2.62	0.394	2.62	0.454	2.62	0.527	2.62	0.621	2.62	0.754	2.62	0.981
30	2.65	0.399	2.65	0.460	2.65	0.534	2.65	0.629	2.65	0.764	2.65	0.994
31	2.68	0.404	2.68	0.465	2.68	0.540	2.68	0.637	2.68	0.773	2.68	1.006
32	2.71	0.409	2.71	0.471	2.71	0.547	2.71	0.644	2.71	0.782	2.71	1.018
33	2.74	0.413	2.74	0.476	2.74	0.553	2.74	0.652	2.74	0.791	2.74	1.029
34	2.77	0.418	2.77	0.481	2.77	0.559	2.77	0.659	2.77	0.800	2.77	1.040
35	2.80	0.422	2.80	0.486	2.80	0.565	2.80	0.665	2.80	0.808	2.80	1.051
36	2.83	0.426	2.83	0.491	2.83	0.570	2.83	0.672	2.83	0.816	2.83	1.062
37	2.86	0.430	2.86	0.496	2.86	0.576	2.86	0.679	2.86	0.824	2.86	1.072
38	2.89	0.434	2.89	0.500	2.89	0.581	2.89	0.685	2.89	0.831	2.89	1.082
39	2.91	0.438	2.91	0.505	2.91	0.586	2.91	0.691	2.91	0.839	2.91	1.091
40	2.94	0.442	2.94	0.509	2.94	0.591	2.94	0.697	2.94	0.846	2.94	1.101
41	2.96	0.446	2.96	0.513	2.96	0.596	2.96	0.703	2.96	0.853	2.96	1.110
42	2.98	0.449	2.98	0.518	2.98	0.601	2.98	0.709	2.98	0.860	2.98	1.119
43	3.01	0.453	3.01	0.522	3.01	0.606	3.01	0.714	3.01	0.867	3.01	1.128
44	3.03	0.456	3.03	0.526	3.03	0.610	3.03	0.720	3.03	0.873	3.03	1.136
45	3.05	0.460	3.05	0.530	3.05	0.615	3.05	0.725	3.05	0.880	3.05	1.145
46	3.08	0.463	3.08	0.533	3.08	0.619	3.08	0.730	3.08	0.886	3.08	1.153
47	3.10	0.466	3.10	0.537	3.10	0.624	3.10	0.735	3.10	0.892	3.10	1.161
48	3.12	0.469	3.12	0.541	3.12	0.628	3.12	0.740	3.12	0.898	3.12	1.169
49	3.14	0.473	3.14	0.544	3.14	0.632	3.14	0.745	3.14	0.904	3.14	1.177
50	3.16	0.476	3.16	0.548	3.16	0.636	3.16	0.750	3.16	0.910	3.16	1.184

Barron:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \log_e n - \frac{3n^2-1}{4n^2}$$

$$T_h = -\frac{1}{8} \{F(n) \cdot \log_e(1-U)\}$$

$$d_* = nd_w = 1.050d \text{ (正三角形排列)}$$

$$d_* = nd_w = 1.128d \text{ (正方形排列)}$$

$$t = \frac{T_h \times d_*^2}{C_h}$$

$$T_h = \frac{C_h}{d_*^2} \cdot t$$

$$U_h = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{F(n)}\right]$$

3、砂袋樁排水法因施工機具之特殊，一次可同時施工四支，並排成正方形成固定狀態，如圖 4.2.5-3 為 $1.2\text{m} \times 1.2\text{m}$ 之正方形砂袋樁排列示意圖，而設計時須將其轉換為等面積之有效圓，如圖 4.2.5-4 所示。圖 4.2.5-4 係將圖 4.2.5-3 中虛線所示之四部分分別以等面積 $1/4$ 圓形換算之，其換算直徑分別為 $(d_e)_i$ 、 $(d_e)_{ii}$ 、及 $(d_e)_{iii}$ ，而各部分所佔之面積為 A_i 、 A_{ii} 及 A_{iii} ，各部分之壓密時間為 t_i 、 t_{ii} 及 t_{iii} 。則砂袋樁施打間距 l 設計可依循下列步驟（姚義久，1985）：

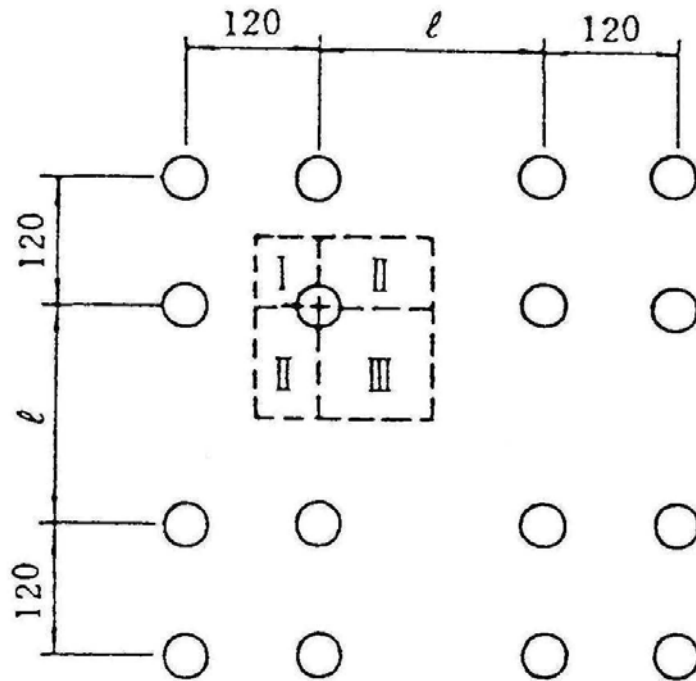


圖 4.2.5-3 砂袋樁排列示意圖

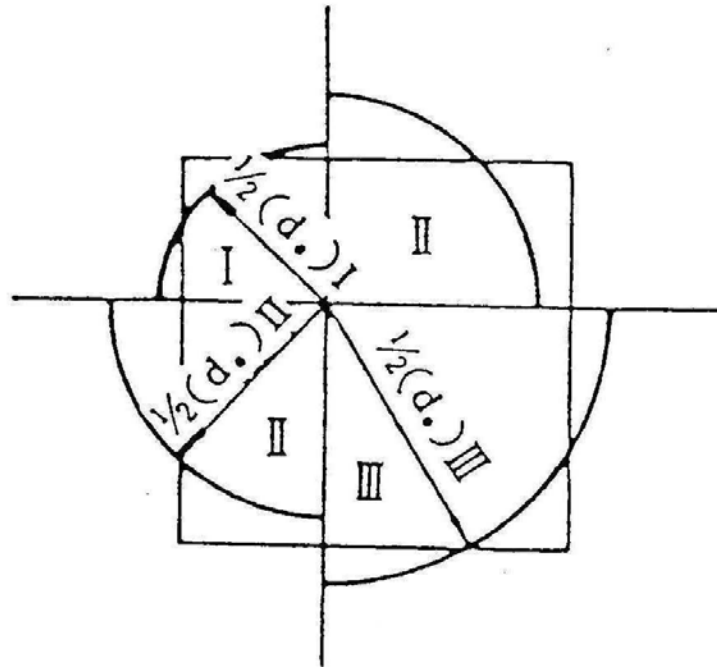


圖 4.2.5-4 有效圓示意圖

A、假設適當之 n_{ii} 值 ($n_{ii} = \frac{(d_e)_{ii}}{d_w}$ ，可由 $n_{ii}=11, 12, 13\dots$ 開始)

由以下各式計算 $(d_e)_{ii}$ 、 l 、 $(d_e)_{iii}$ 及 n_{iii} 。

$$(d_e)_{ii} = n_{ii} \times d_w = 1.128 \times \sqrt{(1.2l)} \quad (\text{式 4.2.5-13})$$

$$(d_e)_{iii} = 1.128 \times l \quad (\text{式 4.2.5-14})$$

$$n_{iii} = \frac{(d_e)_{iii}}{d_w} \quad (\text{式 4.2.5-15})$$

$$n_i = \frac{(d_e)_i}{d_w} = 1.28 \times \frac{1.2}{d_w} \quad (\text{式 4.2.5-16})$$

B、將 n_i 、 n_{ii} 、 n_{iii} 及 $(d_e)_i$ 、 $(d_e)_{ii}$ 、 $(d_e)_{iii}$ 代入下式計算所對應之 m_i 、 m_{ii} 、 m_{iii} 。

$$m = \frac{d_e^2}{8} \times (\log_e n - \frac{3}{4}) \quad (\text{式 4.2.5-17})$$

C、將 C_h 及 m 之值代入下式計算各部分達壓密時間 t 之壓密度 U_i 、 U_{ii} 及 U_{iii} 。

$$U = 1 - \exp(-C_h \times \frac{t}{m}) \quad (\text{式 4.2.5-18})$$

D、計算平均壓密度 \bar{U}

$$\bar{U} = \frac{A_i U_i + 2A_{ii} U_{ii} + A_{iii} U_{iii}}{\Sigma A} \quad (\text{4.2.5-19})$$

$$A_i=0.36m^2、2A_{ii}=0.6l、A_{iii}=\frac{l^2}{4}$$

$$\Sigma A = A_i + 2A_{ii} + A_{iii} \quad (\text{式 4.2.5-20})$$

E、重複 A 至 D 之步驟直至所求之 \bar{U} 等於 U，此時之 l 即為施打間距 l 之設計值。

以上之步驟雖為試算法，惟實際設計時通常試算三次，求三組 \bar{U} 及 l 之值，繪成 $\bar{U}-l$ 關係曲線上，即可求其相對應之 l 值，其示意圖如圖 4.2.5-5 所示。

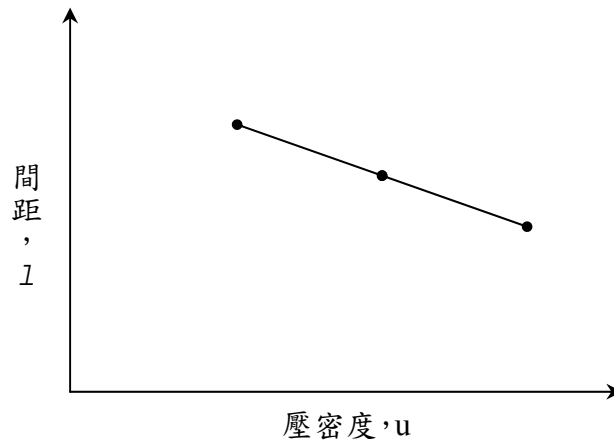


圖 4.2.5-5 $\bar{U}-l$ 關係示意圖

4.2.6 預期改良成果

排水預壓工法最終將使改良範圍之土壤減少孔隙比、含水量、透水性、增大密度以降低日後之沉陷量及增加土壤剪力強度。

【解說】

- 1、沉陷量之計算：有關沉陷量之計算請詳 4.2.3 節。
- 2、土壤剪力強度之計算

$$\Delta C = \Delta P \times \alpha \times U \quad (\text{式 4.2.6-1})$$

其中： ΔC ：土體增加之強度、 ΔP ：填土引致之應力增量

α ：壓密完成後土體強度增加率，一般 α 建議範圍為 0.25~0.30 之間(地盤改良工法，平岡 成明，2003)或 1/3~1/4 之間(軟弱地盤對策工法，社團法人地盤工學會，1988)

U ：改良後土壤之壓密度

4.2.7 改良成效

壓密排水工法之成效檢驗及品質控制可透過理論分析、室內及現地試驗與現場觀測三方面進行，以檢測孔隙水壓變化、水平及垂直變位、及改良成效評估。

【解說】

1、孔隙水壓觀測

利用現地對於孔隙水壓之觀測資料可用以反算現地土層之壓密係數，其理論分析模式已於各工法有所說明。而現地孔隙水壓觀測數據除可用以反算地層壓密係數外，尚可用以作為加載速率控制之依據，但須配合變位觀測，以防止土體達到降伏，發生危險，說明如下：

(1) 荷重—孔隙水壓力曲線轉折點法

於土體達到降伏強度之前，土壤之超額孔隙水壓力與加載荷重大致成等比例增加，但如土體達到降伏強度後，土體發生破壞，原先由土壤顆粒所承受之加載荷重部分將轉由孔隙水承受，而使超額孔隙水壓力急速提升。因此，可由荷重—孔隙水壓力曲線轉折點作為加載控制之參考。如發現水壓力急速上升，須採適當措施以避免土體發生破壞。

(2) 孔隙水壓力與加載荷重比值之控制

根據相關經驗顯示，土層中孔隙水壓力與覆土荷重比值小於 0.5~0.6 以下，預壓加載即不致造成土體破壞。

(3) 應力途徑法

於預壓加壓過程中，土層之孔隙水壓不斷變化，有效應力也隨之改變，其應力路徑也會隨之改變，透過有效應力及應力路徑之繪製，可以瞭解預載加壓過程是否會造成土體之破壞，作為加載速率決定之參考依據。

2、變位觀測

地表變位觀測為控制排水壓密工法施工最重要觀測項目，除沉陷觀測外，尚需進行水平變位觀測。垂直沉陷觀測可應用 4.2.3 節相關公式以推算最終沉陷量 S_{∞} 及由側向變位所引起的沉陷，再利用反算求得壓密係數，作為決定加壓與解壓之參考。而水平變位之觀測主要是針對加載荷重使地基產生水平位移，而過大之水平位移除會對工程之安全性造成影響，尚會產生地表沉陷，此一效應會隨著加載增加而增大，如於甚為軟弱土壤，此一作用將對所觀測之地表沉陷造成影響，應作適度之調整。而變位觀測之觀測項目包括側傾管、地表沉陷點及沉陷板。

3、室內及現地試驗

地盤改良成效評估最直接方式為進行室內及現地試驗，所需進行之試驗項目包括一般物性試驗、直接剪力試驗、三軸試驗、單軸壓密試驗、無圍壓縮試驗、十字片剪試驗、SPT 與 CPT 貫入試驗，其中 SPT 因施作方便、應用廣泛，為本評估排水壓密工法最為普遍之試驗。

4.2.8 設計注意事項

排水預壓施工時，地下水位變化、塗抹作用及井阻作用之效應等，將影響改良效果，於設計時需特別加以考量。

【解說】

1、地下水位變化的影響

在預壓回填施工完成後，若地下水位回升，將降低填土的有效重量，且造成壓密之邊界條件改變、超額孔隙水壓降低，而減緩沉陷速率。反之，若地下水位下降將造成超額孔隙水壓增加，可加速沉陷進行。

2、塗抹作用

垂直排水帶打設時，打設周邊之土壤將受到擾動，降低原土壤之透水係數，此現象稱為塗抹作用。Barron (1948)所提之水平平均壓密度 \overline{U}_r 與壓密時間因數 T_h 及井徑比 n 的關係式如下：

$$\overline{U}_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{F(n)}} \quad (\text{式 4.2.8-1})$$

$$\text{其中， } T_h = \frac{c_h}{d_e^2} t$$

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \times \log_e n - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2}$$

c_h ：水平壓密係數； d_e ：排水井影響範圍的直徑； t ：時間；
 n ：井徑比($n=d_e/d_w$)； d_w ：排水井直徑。

採用垂直排水井之土壤平均壓密度 \overline{U}_{rz} 是由垂直排水和水平排水共同作用，土壤平均壓密度為：

$$\overline{U}_{rz} = 1 - (1 - \overline{U}_z)(1 - \overline{U}_r) \quad (\text{式 4.2.8-2})$$

一般黏土層厚度相較於排水井的間距大很多，因此，可忽略垂直壓密的貢獻，對結果亦不會有太大的誤差。

上述公式尚未考慮土壤擾動對於壓密速率的影響，土壤擾動係指施工時造成沿排水帶周圍的塗抹作用及與排水帶某距離內之土壤擾動，一般係假設此擾動區半徑(r_s)大於排水井半徑(r_w)，且 r_w 至 r_s 範圍內的土壤透水係數(k_s)小於未擾動土壤之透水係數(k_h)。而Stamatopoulos and Kotzias (1985)指出， r_s/r_w 的值經常介於1.2~2.0之間，而 k_h/k_s 的比值則大致介於5~50。而塗抹作用對於垂直排水帶之排水作用之影響可由下列公式作一說明。

Scott (1963) 提出考慮塗抹作用的理論解如下：

$$\overline{U}_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{m}} \quad (\text{式 4.2.8-3})$$

式中

$$m = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \left(\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \right) + (S - 1) \frac{k_h}{k_s} \left(\frac{n^2 - 1}{n^2} \right) \right];$$

Barron 係數 $n(n=d_e/d_w)$; $S=r_s/r_w$; k_s :塗抹區內土壤的透水係數;
 k_h :未擾動土壤內的透水係數; r_w :排水井半徑; r_s :塗抹區半徑。

比較式(4.2.8-1)及(4.2.8-3),可知塗抹作用將降低水平壓密速率。假設實際工程中塗抹作用顯著,則根據現地監測資料以式(4.2.8-1)反算之水平壓密係數 c'_h 值將低於原來土壤之 c_h 值,即

$$\frac{c'_h}{c_h} = \frac{F(n)}{m} \quad (\text{式 4.2.8-4})$$

3、井阻作用

飽和軟弱黏土層排出的水流向垂直排水井,再經由排水井流向上層水平砂床而排出基地外,由於排水井對滲流有阻力存在,因此將影響土壤的壓密速率,此一現象稱為井阻作用。Hansbo (1981)考慮了井阻和塗抹作用對於水平壓密度的影響,可用下式表示:

$$\overline{U}_r = 1 - e^{-\frac{8T_h}{\mu_s}} \quad (\text{式 4.2.8-5})$$

式中:

$$\mu_s = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \frac{k_h}{k_s} \ln(s) - \frac{3}{4} + \pi z(2l - z) \frac{k_h}{q_w} \quad (\text{式 4.2.8-6})$$

$$q_w = k_w A_w = k_w \pi \frac{d_w^2}{4}; \quad s = \frac{d_s}{d_w};$$

l =垂直排水井長度,當其兩端與排水層相通時,取井長之一半;

d_w =垂直排水井之直徑; d_s =擾動區直徑; k_w =排水井之滲透係數;

k_h =水平滲透係數; n =井徑比($n=d_e/d_w$); z =土層深度

式(4.2.8-6)中最後一項即為井阻作用的影響。對砂井而言,有研究指出當砂井滲透係數小於 5×10^{-2} cm/sec 時,就應考慮井阻作用的影響。比較式(4.2.8-1)及(4.2.8-5),可知若根據實際監測資料以式(4.2.8-1)

反算之水平壓密係數 c'_h 值將低於原來土壤之 c_h 值，即：

$$\frac{c'_h}{c_h} = \frac{F(n)}{\mu_s} \quad (\text{式 4.2.8-7})$$

觀察式(4.2.8-5)可知，深度越深則井阻作用越大，排水帶越長其井阻作用越顯著，若排水帶能貫穿黏土層至透水層，則可降低井阻作用。

第五章、灌漿工法

5.1 說明

5.1.1 工法說明

- 1、灌漿工法係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或此等混合液以壓力灌入地層中，以改善其承载力、變形性及阻水性之工法。
- 2、灌漿工法因施灌機制與方法不同，可概分為滲透灌漿、劈裂灌漿、擠壓灌漿、高壓噴射灌漿及電誘化學灌漿五類。本章只適用於滲透灌漿及劈裂灌漿。

【解說】

由於都市之急遽發展，施工用地取得不易，各項工程建設往往無法在施工環境及地質條件上任意選擇有利的地點施工，加以近年來環保意識高漲，工程施工時須慎重檢討對鄰近建物之影響並確保其安全，於是灌漿工法(Grouting)在此種需求下蓬勃發展，成為各項工程建設常用之輔助工法。

早在二百多年前，法國人即已發明了灌漿工法，主要用於應付緊急地層止水或地層鬆動破壞等突發事故；在 1950 年代，日本為因應其大型公共建設劇增之需要及都市地盤複雜、軟弱之情況，大量地採用灌漿工法，但是，1974 年日本九州福岡下水道工程由於藥液流入水井內，使飲用井水之附近居民發生病變事故後，日本政府遂制定「藥液注入工法暫定指針」(1974.7)，禁止具有高強度、滲透性佳之高分子系材料，如壓克力酸(acrylamide)、尿素(aminoplast)、氨基甲酸酯(Urethane)及木質素(lignosulfonate)等含有劇毒或可分解出毒素等藥液之使用，僅可使用不含毒素及氟化物之水玻璃系藥液，一時限制了藥液灌漿工法之發展。惟基於實際工程之強烈需求，工程界仍在限制下努力地研究發展，目前灌漿工法不論在灌漿理論之演進、施工法之革新及灌漿材料之改良上均有長足的進步，已成為防患未然的積極性施工技術，在工程應用上非常廣泛。

1、以施灌機制分類

灌漿工法因施灌機制與方法不同，可概分為下述五類，本章只適用於滲透灌漿及劈裂灌漿。各類灌漿工法之灌漿機制如圖 5.1.1-1 所示。

(1)滲透灌漿(permeation)

在灌漿過程中，漿液在低壓力下滲入土層孔隙或裂隙中，地層仍保有原來結構，不受灌漿擾動與破壞。適用於砂土層(黏土成分 10~15%以下之地層)。

(2)劈裂灌漿(Fracturing)

在灌漿壓力之作用下，部份漿液滲入孔隙或裂縫中，另有部份漿液克服地層之大地應力及抗張強度，於地中劈裂出裂隙，並向外延伸，漿液乃呈脈狀或層狀擴散。適用於黏土層。

(3)擠壓灌漿(Compaction Grouting)

擠壓灌漿工法是以特製之幫浦將坍度在 5cm 以下之混凝土擠進地層內，形成球根狀之固結體，同時擠壓周圍土壤的工法。擠壓灌漿工法約於 1970 年代前開發於美國，用以扶正傾斜建物或減少潛盾機通過後道路之沉陷。民國 80 年台北捷運工程開始時，日本三信建設引進美國丹佛灌漿公司(Denver Grouting Co.)之擠壓灌漿系統，並於民國 81~84 年使用在台北捷運新店線 CH218 和 CH221 標，用來防止地下車站開挖和潛盾施工時沿線建物之沉陷或傾斜，並用來扶正下陷樓房等。其後於民國 83~85 年台北捷運中和線 CC275 和 CC276 標亦被用來做建物傾斜或沉陷達到行動值之緊急處理用。此外，在台北捷運新店線 CH219 標亦曾經以混凝土幫浦和拌漿機施做擠壓灌漿。雖然擠壓灌漿工法在美國著有實績，惟用來扶正位於台北盆地沉泥質土壤中之傾斜或下陷樓房時，其效果在國內大地工程界卻一直有爭議，因此擠壓灌漿工法在國內之使用案例極少。台

北捷運板橋線 CP263 標曾用來處理施工導致之鄰近大樓傾斜案例，但該案例所擠入土層中之灌漿材料體積與實際建物之頂起量間的比值，要遠大於國外類似案例之比值，灌漿效益不佳，顯示國內對擠壓灌漿技術之研究還需再加強。

(4) 高壓噴射灌漿(Jet Grouting)

利用具有水平噴嘴之噴射管在預定土層深度內旋轉及提昇，以高壓力漿液(或水)將周圍土體切削混合。凝固後，形成柱狀固結體。(詳本設計規範第三章)

(5) 電誘化學灌漿(Electro-Osmosis Chemical Grouting)

電滲透工法最早於 1939 年應用於德國鐵路之開挖工程，其基本原理係利用帶正負極的電極棒插入黏性土壤中，施加電位差於正負電極間，藉由電位差讓陽離子將土壤中的水，帶往陰極流動，再將水由負極抽出，可達減低土壤含水量，增加土壤強度之效果。若在電滲透過程中，從正極注入鹽類，使其在電場作用下，與土壤顆粒間產生陽離子交換、吸附、脫附、膠結等電化學作用，可進一步增加現地粘土之強度；另一方面，注入之鹽類將增加土壤孔隙水鹽類濃度，也會增加電滲透的效果，進而縮短電滲透所需時間。

國立台灣科技大學曾於民國 91 年底在台北市龍門國中進行 5m × 7.5m 小範圍之電誘化學灌漿試驗，試驗時間約一個月，注入正極之鹽類為氯化鈣溶液和水玻璃溶液，改良後之土壤強度可提高 3 ~ 4 倍之多。但是在電誘化學灌漿之過程中，累積在負極周圍之氯化鈣溶液和水玻璃溶液反應物，會降低土壤之滲透性，進而減低電誘化學灌漿之效率，此現象在進行正負極交換時，更為明顯。

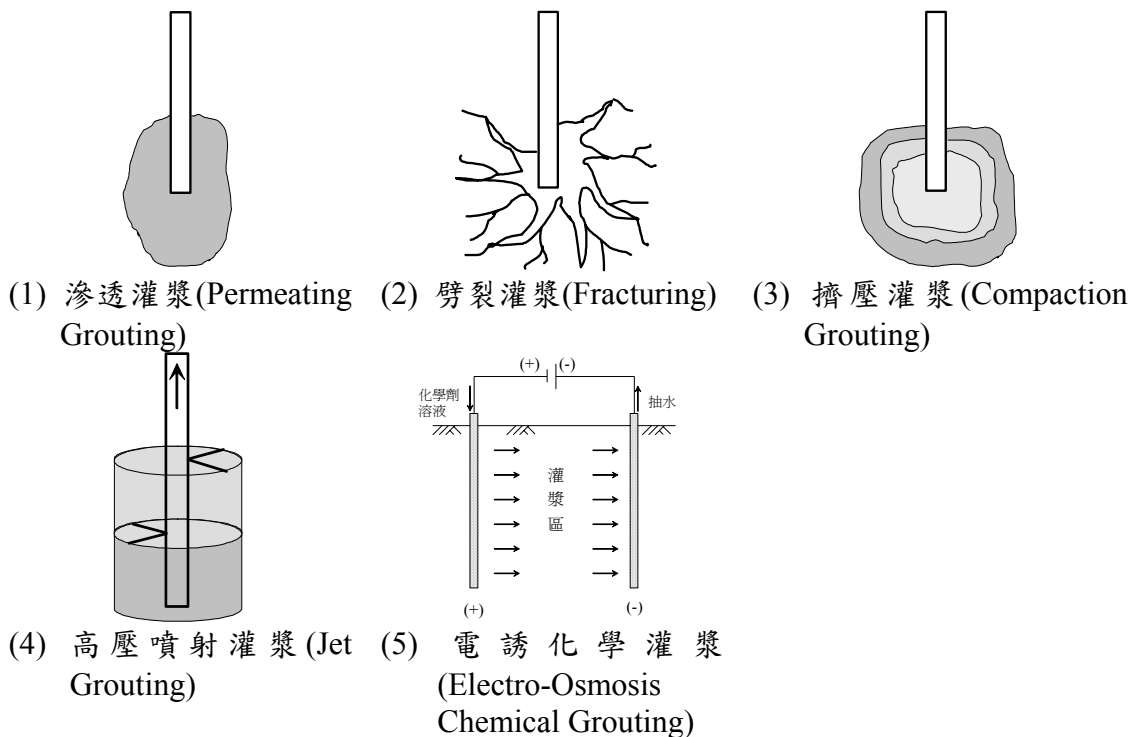


圖 5.1.1-1 灌漿機制示意圖

2、以灌漿材料分類

灌漿工法係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或此等混合液灌入地層中，以改善其承載力、變形性及阻水性。灌漿工法因其灌注方式和使用材料之不同，種類十分繁多，本節將依灌漿材料分類，並就國內常用之幾種灌漿工法說明如下：

(1) 水泥灌漿工法

水泥灌漿是國內最早使用的地層灌漿工法，大多用於壩基、隧道、橋墩、堤防護岸和路基等之空洞回填，以及岩盤裂縫之灌注。為改善水泥之工程性質，水泥灌漿液中常摻入具有擴散、減水、膨脹和緩凝等功能的添加劑。民國 40~50 年間引進之水泥添加劑有來自美國之 Intrusion Aid、英國之 Arosem admixture 和日本之 Raito grout agent 等。早期國內

鐵公路部分路段之路基，由於地下水之影響或排水不良，日久產生噴泥或路面呈現波浪現象，當時之處理方式即是於地層鑽孔，並以壓縮空氣和壓力水沖洗地層內之淤泥或泥砂後，再灌注水泥漿，強制置換現地之軟弱土壤。

(2) LW 灌漿工法

LW (Labiles Wasserglass) 工法係日本國鐵(JR)所研發的化學灌漿工法。該工法是於水泥漿懸浮液中摻入水玻璃溶液，因帶正電的水泥粒子和帶負電的水玻璃膠體離子作用，可加速其膠凝反應，縮短凝膠反應時間至數分鐘左右。約於民國 58 年左右，台灣地區開始用孔口混合單管灌漿方式（即兩液一系統灌漿方式），其適用之膠凝時間約為 8~10 分鐘。民國 70 年代以後，改以雙重管灌漿方式，使 A 和 B 兩液在雙重管末端混合（即兩液兩系統灌漿方式），膠凝時間可縮短至數十秒以內。單管之 LW 工法最早曾經用於中船基隆廠船塢壁、新店青潭堰和直潭堰沉箱縫、台北市羅斯福路公館地下道等工程之止漏和空洞回填灌漿。

(3) 藥液灌漿工法

最早的藥液灌漿工法是 1887 年以水玻璃和氯化鈣先後注入地層內矽化之 Joosten 工法。1961 年日本樋口發展以水玻璃和水泥混合之懸濁液灌漿方法，即為眾所熟知之 LW 工法。藥液灌漿工法依灌漿管構造之不同，可大致分為鑽桿、雙重管和雙環塞等三類工法。

A、鑽桿灌漿工法 (Rod Injection)

鑽桿灌漿工法係利用單管灌漿，早期用於水泥灌漿，但由於膠凝時間調整困難，常使得漿液逃逸或部分凝結，因此大都使用於工程要求較低之緩結型灌漿，而不適用於溶液型藥液之瞬結灌漿，瞬結灌漿需採用雙重管鑽桿

灌漿工法進行。

B、雙重管鑽桿灌漿工法 (Multiple Injection)

雙重管鑽桿灌漿工法分為雙重管瞬結工法和雙重管複合工法二種。雙重管複合工法之特徵是在同一鑽孔作業過程中可交替灌注瞬結性和緩結性藥液、兼具雙重管瞬結工法和雙環塞工法之功能。雙重管瞬結工法中之 LAG、DDS 工法，於民國 70 年左右分別由日本大豐建設和榮民工程處自日本引進。DDS 工法首先用於台北衛生下水道 B 主幹管工程，LAG 工法則最先用在高雄污水下水道穿越高雄港工程潛盾到達之保護。另外，雙重管複合灌漿工法 Multilizer、Unipack 等工法，則於民國 74 年由利德公司和日本強化土工程株式會社技術合作引進國內，曾經使用於台北市鐵路地下化、台北捷運和台北市衛生下水道等工程中。

C、雙環塞灌漿工法(Double Packer Injection)

雙環塞灌漿工法之理念，是先行填充灌漿，促使複雜地層之透水性降低和趨近一致，再以緩凝之漿料實施滲透灌注，以達到合理、有效、經濟地改善地層之目標。為達到上述之理念，雙環塞灌漿工法採用了具有逆止閥功能之特殊外管，該外管同時能做水平方向之滲透和防止漿液之溢出地面。雙環塞灌漿工法所用之灌注用外管之種類有：馬歇管(含台式馬歇管)、雙柵管、一般導管等。各型外管之構造雖有不同，但功能上異曲同工。外管之材質主要有鋼質、塑膠和樹脂等，管徑和厚度也依灌注量和壓力之不同，而有所差異。

法國 Soletanche 公司於 1932 年著手研發雙重管之雙環塞灌漿工法。日本於 1971 年引進該工法，並自行發展出

類似之工法，如導管式、封套管（Sleeve grout）和雙柵管（Double Strainer）等灌漿工法。導管式灌漿為國內自行研製之灌漿管，所用之外管與封套管類似，惟橡膠套較為簡單，直徑約 40~50mm，厚度 3mm 之 PVC 管，每 33cm 鑽孔一環，每環 4 孔或十字交叉，孔徑 1cm，孔外包覆 2mm 厚、8CM 長之彈性橡膠封帶，此橡膠封帶可耐多次鬆緊作用。民國 67 年首度被採用於臺北縣三峽鳶山堰基礎沉箱接縫灌漿。我國於民國 71 年由榮工處和法國 Bachy Soletanche 公司合作以馬歇管工法處理東線鐵路拓寬工程自強隧道之落盤，採逐段前進灌漿方式改良地層和阻止滲水。日本開發之封套管灌漿方法則於民國 80 年初引進，最先使用在台北捷運潛盾隧道發進井、到達井、連絡通道、集水井以及建物之保護等。由於改良效果良好，故常用於複雜之地層和要求改良效果高之地盤改良。

由於最近施工中之臺北、高雄捷運地下工程之規模和深度越大越深，對於地盤改良之效果要求更加嚴格。一般藥液灌漿工法無法克服之問題，均依賴雙環塞灌漿工法來達成。國內雙環塞灌漿工法之主要實績如表 5.1.1-1。

表 5.1.1-1 台灣地區雙環塞灌漿工法主要應用案例

年份(民國)	工程名稱	外管型式
67	● 水利局三峽鳶山堰沉箱基礎接縫灌漿	CP
71	● 東線鐵路拓寬計畫自強隧道落盤和止水處理	MT
81~85	● 臺北市捷運工程新店線、南港線、板橋線、中和線潛盾隧道地盤改良	SP
	● 台電馬鞍基礎處理灌漿試驗	SP
	● 台電南部複循環和進水口修復灌漿試驗	SP
86~89	● 公路局東西向快速道路 EW309 標沉箱灌漿	SP
	● 臺北市自來水廠清二幹線潛盾曲線段反力牆地盤改良	SP
	● 蘇澳港防波堤沉箱補強	SP
	● 水利局基隆新山水庫壩址隔幕灌漿	SP
91~93	● 臺北市捷運新莊線 570G 標車站底盤灌漿	SP
	● 高雄市捷運紅線 R1 標車站共構灌漿	SP
	● 臺北市捷運新莊線 570C 標橋墩基樁保護	SP
	● 台北市捷運新店線 CH221 標通風豎井底盤灌	SP
	● 復興北路穿越松山機場地下道 ESA 導坑保護水平式灌漿	SP
	● 台北市捷運新莊線 570C 標底盤灌漿	SP
	● 台北市捷運新店線 CH221 聯絡通道保護水平式灌漿	SP
	● 高雄捷運紅線 CR-2 聯絡通道檢查水平式灌漿	DS
註：CP : Conducting pipe 導管 MT : Manchette tube 馬歇管 MTm : Manchette tube modified 台式馬歇管 SP : Sleeve pipe 封套管 DS : Double strainer 雙柵管		

5.1.2 確認灌漿目的

- 1、灌漿工法係以止水及強化地層為目的之地層改良工法，設計前應充分掌握灌漿工法的特性、確立灌漿改良目的，檢討經濟性、改良成效、耐久性、工期及環保等問題，以決定其適用性。
- 2、設計前應確認灌漿目的，如臨時性或永久性、止水或地層強化、重要性等，以利工法的適用性評估。

【解說】

進行灌漿工法設計前，首須對灌漿目的有一明確之掌握。事實上，灌漿所獲致之成果不外「止水」及「強化地層」(含增加抗剪強度、減

少壓縮性及改善土壤動態性質等)兩種，通常，以強化地層為目的之灌漿亦兼有止水之效果，惟設計者所期灌漿目的之不同，其設計考量亦不同，因此，灌漿目的應先予以明確化。

一般而言，灌漿目的可分為下列幾項：

1、為增加主體工程施工之安全性及施工性所採用之輔助工法，亦即假設工程，包括下列各項：

- (1) 開挖工程之止水，以及開挖底面砂湧(Boring)、管湧(Piping)、隆起(Heaving)現象之防止。
- (2) 鄰近建築物基礎之補強及沉陷防止。
- (3) 擋土連續壁背後之土質穩定及止水。
- (4) 潛盾隧道工程及山岳隧道工程之開挖面穩定、止水、防止地表沉陷及噴發(blow)事故。
- (5) 潛盾工程出發、到達工作井周邊地層之穩定。

2、當做主體工程之一部份使用，包括下列各項：

- (1) 水壩基礎之截水牆(Cut-off wall)
- (2) 隧道或其它結構物之減輕土壓、增加承载力措施。
- (3) 水工結構物之止水。

3、以止水為目的或以強化地層為目的？

4、灌漿之需求是永久性或臨時性的？

5、灌漿機制為空洞填充、岩盤裂隙填充、滲透灌漿或劈裂灌漿？

6、灌漿對主體工程之重要性為何？對灌漿改良效果期望程度為何？

5.1.3 灌漿工法之特性與作業流程

1、灌漿工法之設計與施工仰賴經驗之處極多，一般均視為輔助工法，僅有少數案例做為永久結構體使用，決定採用灌漿工法前，應確實掌握其特性。

2、灌漿工法之作業流程如圖 5.1.3-1 所示。

【解說】

進行灌漿工法之設計，首須檢討其適用性，不僅要考慮施灌方式及灌漿材料之特性，亦須針對經濟性、改良效果、耐久性、工期及環保等問題進行通盤檢討，以決定是否採用灌漿工法。

由於地層極具複雜性，灌漿材料施灌入地層內之力學機制(Mechanism)不易掌握，加以漿液易受地下水及土壤化學成分之影響，使灌漿改良效果具有不均勻性及非永久性等特性，因此，目前灌漿工法之設計與施工仰賴經驗之處極多，一般均視為施工輔助工法使用，僅有少數做為永久結構體一部份之應用案例。因此，決定採用灌漿工法前，對於灌漿工法之特性必須有下列幾點基本認識：(何泰源，民國 80 年)。

- 1、欲達成止水及強化地層目的時，灌漿工法並非唯一可考慮的方法，地層改良方法很多，選用時須考慮施工性、安全性、經濟性及環境影響等，審慎選擇適當之施工法。
- 2、藥液灌漿工法之改良效果，通常不易滿足力學計算上之長期穩定條件，故一般均以避免主體工程施工時產生致命性損害或使其損害(沉陷、變形)程度降低為改良目標。對於改良效果需求甚高時，以單一之灌漿工法通常不易達成，應予檢討其它工法替代或輔助之可行性。
- 3、由於地層之複雜性及施工管理技術不一，即使對類似地質條件之土層施灌，所獲得之改良效果亦可能有極大差異，故對改良效果之期望較高時，灌漿工法須考慮較大之安全係數。
- 4、灌漿工法較不易形成品質均勻之改良體，因此，僅針對特定地點之檢核，仍不易判斷全體灌漿改良範圍之改良效果，故大規模灌漿(改良土體 500m³ 以上)或對重要結構物施灌時，應採用數種不同之檢核方法，選擇多處具代表性之地點實施檢核，以確保工程之安全。

灌漿工法之具體設計內容包括(a)檢討灌漿工法與材料之適用性；(b)決定灌漿改良範圍；(c)預估灌漿量；(d)灌漿孔之配置；(e)擬定現場試灌及改良效果之檢核方式等，其作業流程如圖 5.1.3-1 所示。

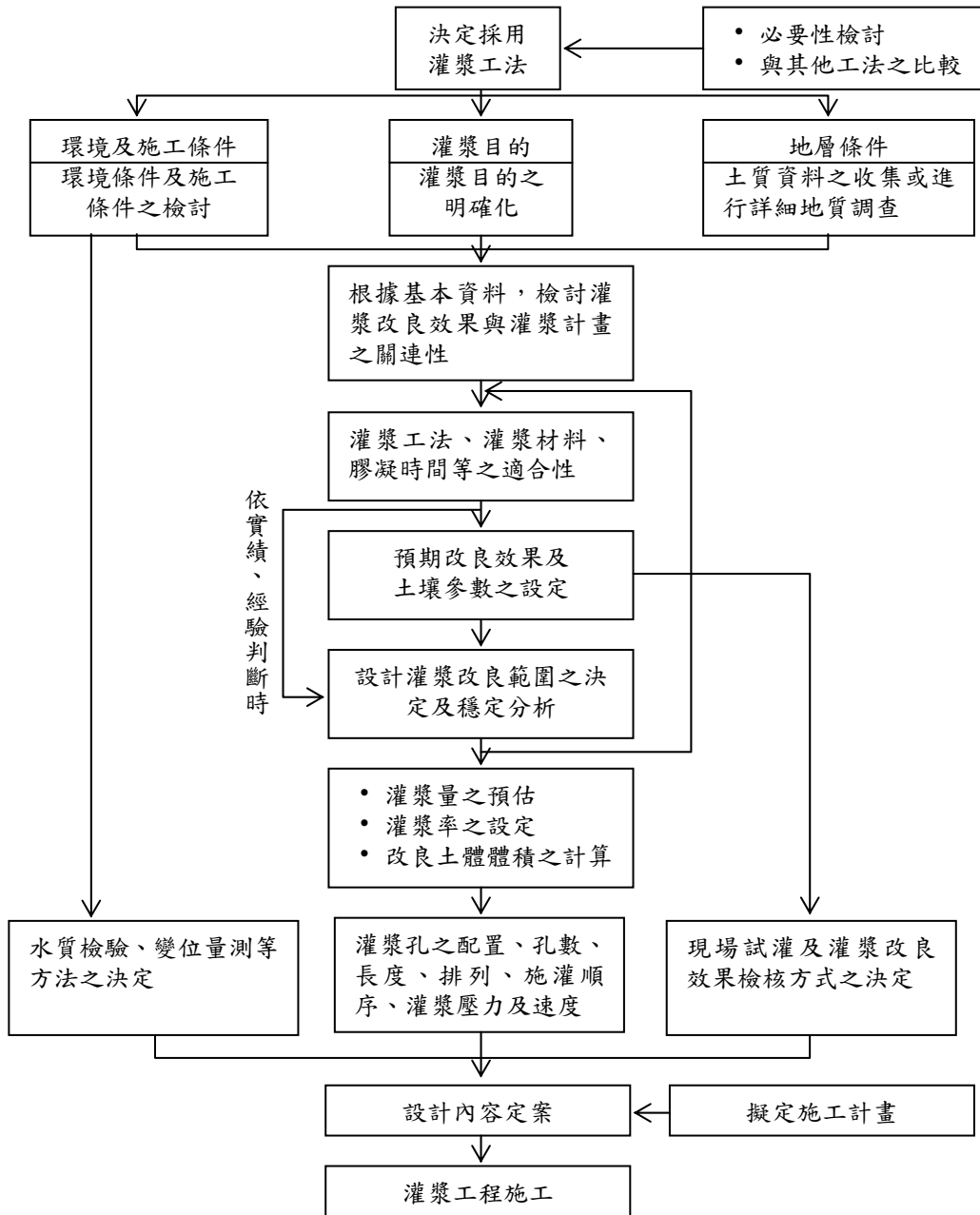


圖 5.1.3-1 灌漿工法之作業流程

5.2 設計

5.2.1 調查

灌漿工法之調查對於設計、施工計畫擬定及施工管理提供有效之基本設計資料，所須之調查包括環境調查、土壤調查、地下管線及鄰近結構物調查等。

【解說】

1、環境調查：

(1) 水井分佈及使用狀況

預先調查灌漿改良區域外 50m 範圍內之水井分佈情形，包括水井深度及構造等事項，繪製水井平面位置圖。依水井平面位置圖，調查其目前使用狀況。水井之使用目的可分為飲用水、灌溉用水、工業用水、冷卻用水等，應查明其使用目的。

(2) 飲用水之化驗

位於灌漿改良區域外 30m 範圍內之以飲用為目的之水井，應於灌漿前取一次水樣進行化驗。取水樣時，須於抽水泵浦稼動 5 分鐘後，才採取水樣，以利清除管內之污水。取得之水樣應儘快進行水質化驗。

(3) 確認河川、湖泊之位置及水中生物之調查

確認河川、湖泊與施工現場之相對距離。採取附近河川、湖泊之水樣，進行水質化驗。必要時訪問當地人士，探詢該水域之水中生物種類及數量。

(4) 確認水質標準

目前，對於灌漿現場之水質標準尚無具體之規範，但藥液如流入河川、湖泊之中，對於水中生物之影響甚大，因此，「日本藥液注入協會」乃採用「工廠廢水排放標準」來規範之。其中，由於水中生物易受 PH 值之影響，故 PH 值為必要之檢核項目。日本及我國「工廠廢水排放標準」，如表 5.2.1-1 及表 5.2.1-2

所示。

表 5.2.1-1 日本工廠廢水排放標準

項目	排入河川、湖泊	排入衛生下水道
法令	東京都公害防止條例	建設省下水道法
pH 氫離子濃度指數	5.8~8.6	5.1~8.9
BOD 生化帶氧量	白天平均 20ppm	600ppm
COD 化學需氧量	白天平均 20ppm	-----
SS 懸浮固體	白天平均 70ppm	600ppm

表 5.2.1-2 我國放流水標準

項目	公共下水道
pH 氫離子濃度指數	6.0~9.0
BOD 生化帶氧量	30ppm
COD 化學需氧量	100ppm
SS 懸浮固體	30ppm

灌漿改良區域 10m 範圍內應設置觀測井，灌漿開始前採水樣一次；灌漿進行中及結束兩週內，每日採水樣一次以上；灌漿結束兩週後至半年，每月採水樣兩次以上。

(5) 植物及農作物

改良範圍接近地表時，應調查灌漿改良區域 10m 範圍內之植物及農作物栽種情況。調查項目包括：

- A、分佈狀況：施工場地及灌漿區域與植物、農作物之相對位置。
- B、種類：調查農植物之種類，作為可否移植或移植時期之參考。此外，對於稻作、青菜等易受 PH 值變化影響之農作物，應特別注意。
- C、大小：由植物地表上部之大小，可推測其根部之分佈狀態（一般針葉樹較深，闊葉樹較淺）。

D、重要性：稀有植物或紀念性之植物。

2、土壤調查：

(1) 目的

欲使灌漿工程達到滿意之成效時，應對施灌地層之層次、土壤粒徑分佈、孔隙率、透水性與強度特性等有明確之了解。調查之數量依地形、區域特性、灌漿目的而定。原則上，依日本藥液注入工法暫定指針之規定，每 1000 平方公尺之施工面積取一調查點，各點間之距離不超過 100 公尺。重要結構物或河流、舊河床附近等土質變化較大之區間，應適度地增加調查點之數量。

(2) 調查項目

決定灌漿計劃所需之調查項目，如表 5.2.1-3 所示。

表 5.2.1-3 土壤調查項目

調查項目	目的、土質	止水		地層強化		
		岩層	砂質土	砂質土	粘性土	
現地調查	鑽探調查	土壤柱狀圖	○	○	○	
		標準貫入試驗		○	○	
		孔隙水壓測量		○	○	
	採取土樣	劈管取樣		○	○	○
		薄管取樣				○
	現場透水試驗	(利用鑽孔實施)	○	○	○	
室內試驗	物理試驗	比重		○	○	○
		自然含水量		○	○	○
		密度		○	○	○
		孔隙率		○	○	○
		粒徑分析		○	○	
		阿太堡指數				○
	力學試驗	單軸壓縮試驗				○
		三軸壓縮試驗			○	○
		壓密試驗				○
	化學試驗	PH 值	○	○	○	○

3、地下管線及鄰近結構物調查：

(1) 確認地下管線

應與管線之管理單位協商，在原竣工圖上確認地下管線之數量、位置與老化程度等。不應百分之百相信管線埋設之設計圖或竣工圖。除了地下埋設管線外，尚需注意地下水槽、精密機械之基礎等。原則上，灌漿工程施工前，應對地下管線施行試挖(Test Pit)。

(2) 對鄰近結構物之調查

調查之對象包括：〈1〉一般性建築物；〈2〉特殊建築物(如煙囪、精密儀器工廠、水塔、電塔、化學工廠、加油站、地下水槽等)；〈3〉道路、鐵路、橋樑、高速公路；〈4〉游泳池、污水處理廠、貯水池。調查之項目如下：

A、灌漿改良區域與鄰近結構物之水平距離在下列範圍內時，必須進行建築物基礎型式調查。

- 砂土層、礫石層....5.0m 以內
- 粘土層.....7.0m 以內

B、建築物基礎型式調查：調查建築物之基礎型式資料(包括型式、規模、埋入深度、地下室有無等)，可判斷建物是否易受灌漿之影響而產生變形破壞。

C、建築物專用之維生管線與灌漿改良區域之關係：瓦斯管、衛生下水道、自來水管等管線，容易因漿液滲入管內而產生公害；漿液亦容易沿管線侵入建築物之床版下，造成地板隆起、龜裂等損害。

D、建築物內外之現有損傷或龜裂處，應於灌漿前與相關具公信力單位之專業人員共同會勘，並攝影留存。

E、建築物之載重分佈情形，為決定施灌壓力之參考資料。

5.2.2 灌漿工法之選擇

- 1、灌漿工法係以壓力將灌漿材料灌漿入地層中，藉其膠凝作用，以增加地層之強度、減少透水性及變形性。
- 2、應視改良地層之特性、改良目的及改良型態等，選擇適當之灌漿工法，以確保灌漿改良之成效。

【解說】

灌漿工法在發展初期，普遍存有一種視覺上及感覺上之錯覺；即認為砂土層之孔隙較大，故可使用高粘性(High Viscosity)之懸濁型(Suspension Type)灌漿材料施灌；實際上，水泥(Cement)之微細粒子之直徑大約 0.1mm(100 μ m)，但漿液在土層中滲透(Permeation)所需之孔隙須大於水泥粒子直徑之 5~10 倍，即 0.5~1.0mm 以上，當孔隙小於 0.5mm 時，接近灌漿口附近之孔壁會產生堵塞現象(Plugging)，加以砂土層是比較沒有壓縮性之土層，故常導致改良效果不彰，工程失敗。

經過許多室內實驗及現場之觀察，終於確立了與目前之灌漿原理極為接近之理論，即「對於砂土層，可依照流體滲透理論，以低粘性之溶液型(Solution Type)灌漿材料及雙層管(Double Tube)灌漿工法施灌；對於粘土層，則依照劈裂(Fracturing)理論，以高粘性之懸濁型材料及鑽桿(Rod)工法施灌」。

自從 1974 年日本九州福岡發生灌漿之化學藥液流入水井內，使飲用水井水之附近居民發生病變之事故後，日本政府遂制定「藥液注入工法暫定指針」，禁止具有高強度、滲透性良好之高分子系，如壓克力酸、尿素、氨基甲酸酯等含有劇毒或可分解出毒素等化學藥液之使用，僅有水玻璃系材料因不含毒素及氟化物，准予使用，一時限制了灌漿工法的發展。但是，基於實際工程之強烈需要，工程界仍在諸多限制下努力地研究發展，近年來，不僅灌漿工法及灌漿材料不斷推陳出新，連灌漿理論也有進展。

由於一般土層皆介於砂土層與粘土層之間，即使極單純之砂土層，

其中亦偶有粘土夾層存在，灌漿時很難達到滲透理論中之均勻滲透，因此，目前最新的灌漿理論為「即使是對砂土層施灌，劈裂灌漿仍然需要，先使用懸濁型藥液以脈狀之劈裂灌漿(一次灌漿)補強上層界面及夾心層，或對具有壓縮性之土層施以強制壓密，形成灌漿工學上之均勻地層後，再用溶液型藥液施行滲透灌漿(二次灌漿)」，一般所謂之複合灌漿工法(Combination Grouting)，即是利用此理論所發展的工法。

灌漿工法之施工流程如圖 5.2.2-1 所示。灌漿作業可依照 (1) 灌漿管種類、(2) 灌漿材料(藥液)混合方式、(3) 灌漿管操作方式、(4) 灌漿管設置方式等四種方法加以分類，其中(1)至(3)項整理如表 5.2.2-1 所示：

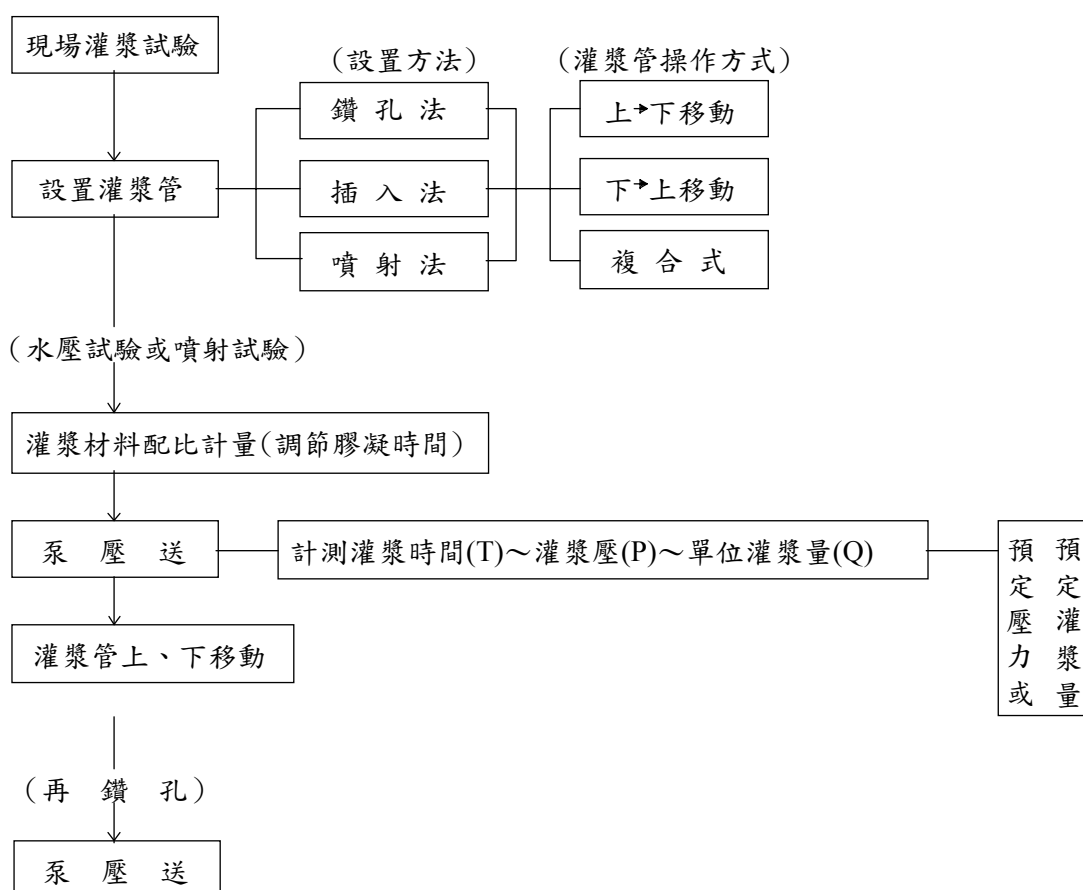


圖 5.2.2-1 灌漿工法之施工流程

表 5.2.2-1 灌漿工法分類表

灌漿管種類		膠凝時間	混合方式	灌漿管操作方式
單管 灌漿工法	鑽桿工法	中	1.5 徑	上昇式(一般)
	多孔管工法			下降式
雙重管 灌漿工法	雙重管鑽桿瞬結工法	短	2.0 徑	上昇式
	雙重管鑽桿複合工法	任意	1.0、1.5、2.0 徑	上昇式
	雙重管鑽桿多段同步 複合工法	短長同時	2.0 徑	上昇式
環塞 灌漿工法	單環塞工法	長	1.0 徑	上昇式、下降式
	雙環塞工法	長	1.0 徑	任意式

註：表內膠凝時間，短：數十秒以內；中：數分鐘為單位；長：數十分鐘為單位。

1、依灌漿管分類：

(1) 鑽桿工法：此種工法是利用鑽桿完成鑽孔作業之同時，將鑽桿轉換成灌漿管，實施灌漿作業。鑽桿工法施工順序如圖 5.2.2-2。

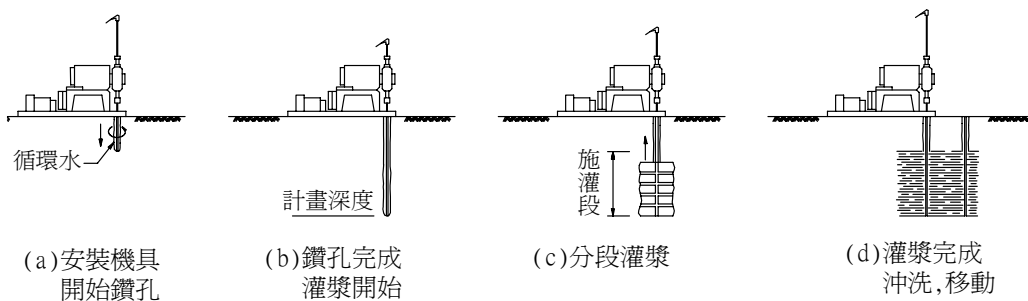


圖 5.2.2-2 鑽桿工法施工順序示意圖

(2) 多孔管法：此種工法是將直徑 1"~1 1/2" 之多孔灌漿管，埋設於預定之深度與位置，經由多孔管之噴口使灌漿材料噴入地層；施工順序如圖 5.2.2-3 所示。

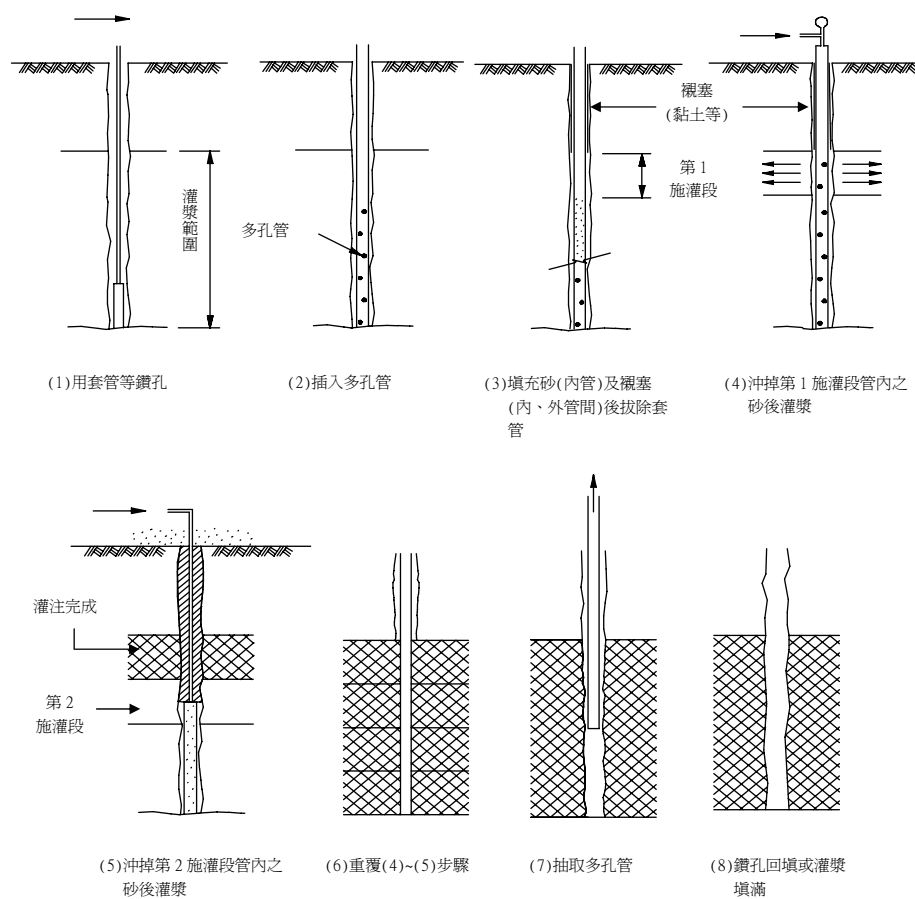


圖 5.2.2-3 多孔管工法施工順序示意圖

- (3) 環塞工法：依環塞設置形式及用途之不同可進一步分為單環塞法及雙環塞法。單環塞一般使用在岩層灌漿，砂土層一般使用雙環塞工法如圖 5.2.2-4。此工法係在設有逆止閥外管之內，插入裝有上下環塞之灌漿內管逐段灌漿灌漿材料，必要時亦可於已灌段重複灌漿不同性質之灌漿材料，如第一次先灌水泥皂土漿(CB)，再於第二次灌注溶液型漿液。

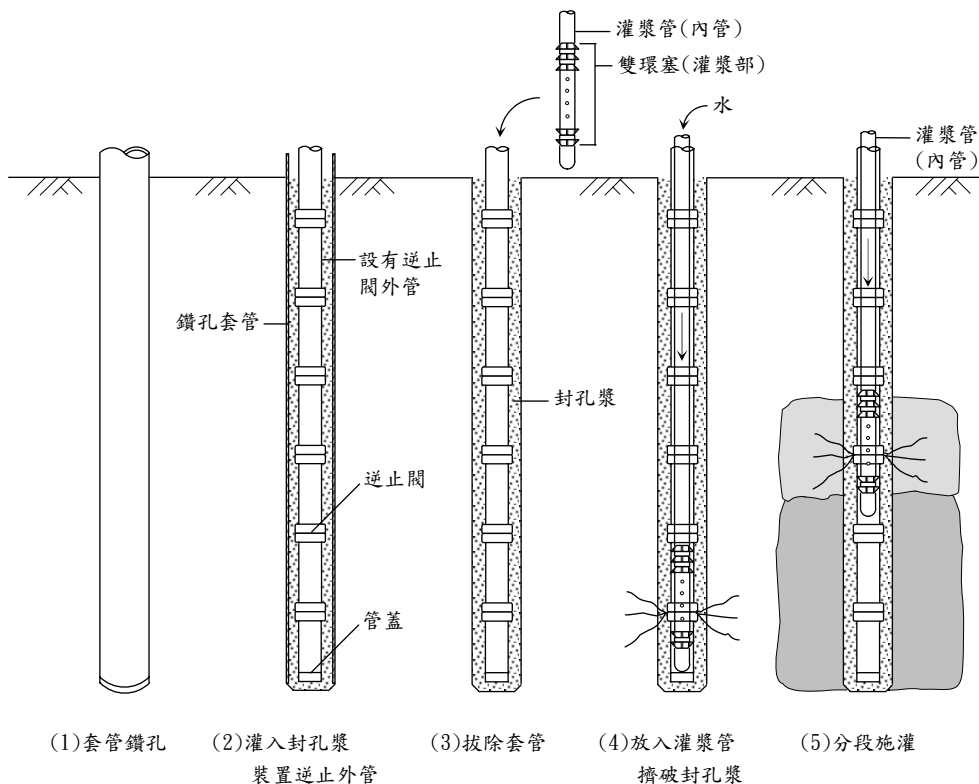


圖 5.2.2-4 雙環塞工法施工順序示意圖

- (4) 雙重管工法：此工法係為需要急速固結，或為防止灌漿材料在灌漿管內膠凝而發展之工法。其特點在漿液混合方式是將 B 液(硬化劑)由內管，A 液(水玻璃)由外管與內管之間分別壓送至灌漿管前端，於前端之噴漿口混合或於噴出後再混合而灌漿到地盤內。灌漿初期，漿液先進入灌漿管與鑽孔之間隙，於其間

瞬結形成止水環塞，阻止後續漿液沿孔口逸流，以利後續灌漿範圍之抗制。此工法之基本設備及施工程序與鑽桿工法相同，所不同者為其灌漿管為雙重管，且施灌段落較短，可用於密集灌漿。常用雙重管灌漿工法前端噴漿口構造形式舉例幾種如圖 5.2.2-5 所示。

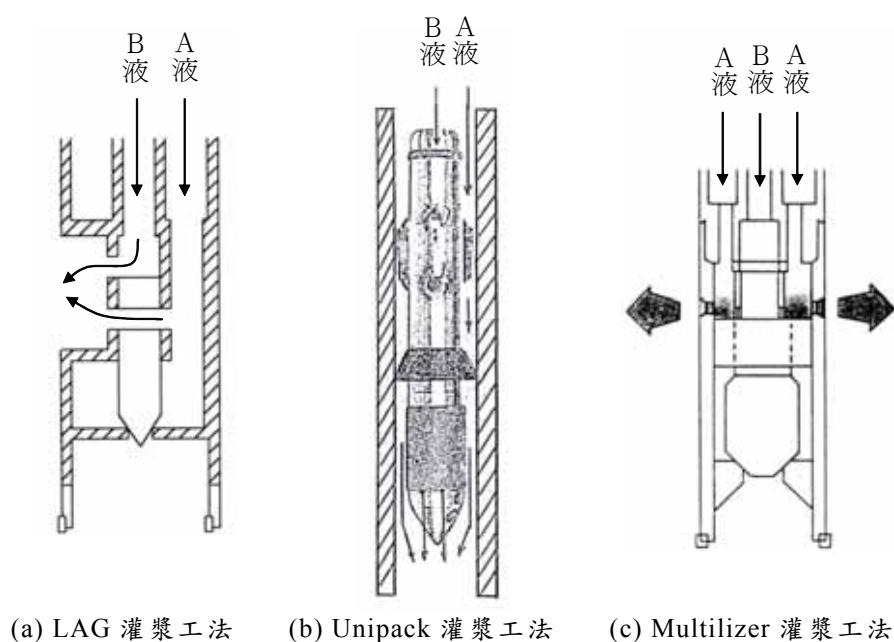
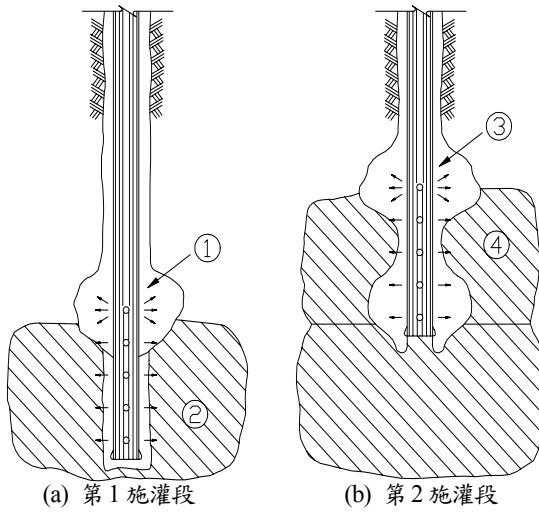


圖 5.2.2-5 常用雙重管法前端噴漿口構造

- (5) 雙重管複合灌漿工法：此工法與傳統雙重管灌漿工法相同，也是採用雙重管。機能上之特徵是能將具有不同膠凝時間之不同藥液，在同一行程內控制變換施灌。如圖 5.2.2-6 所示之施工順序，先以瞬結型之灌漿作為止水環塞，阻止漿液向孔口逸流，而後再進行緩凝滲透型灌漿，以達複合灌漿之效果。



註①,③為瞬間環塞灌漿
②,④為長膠凝時間配比之灌漿

圖 5.2.2-6 常用雙重管複合灌漿工法施工順序示意圖

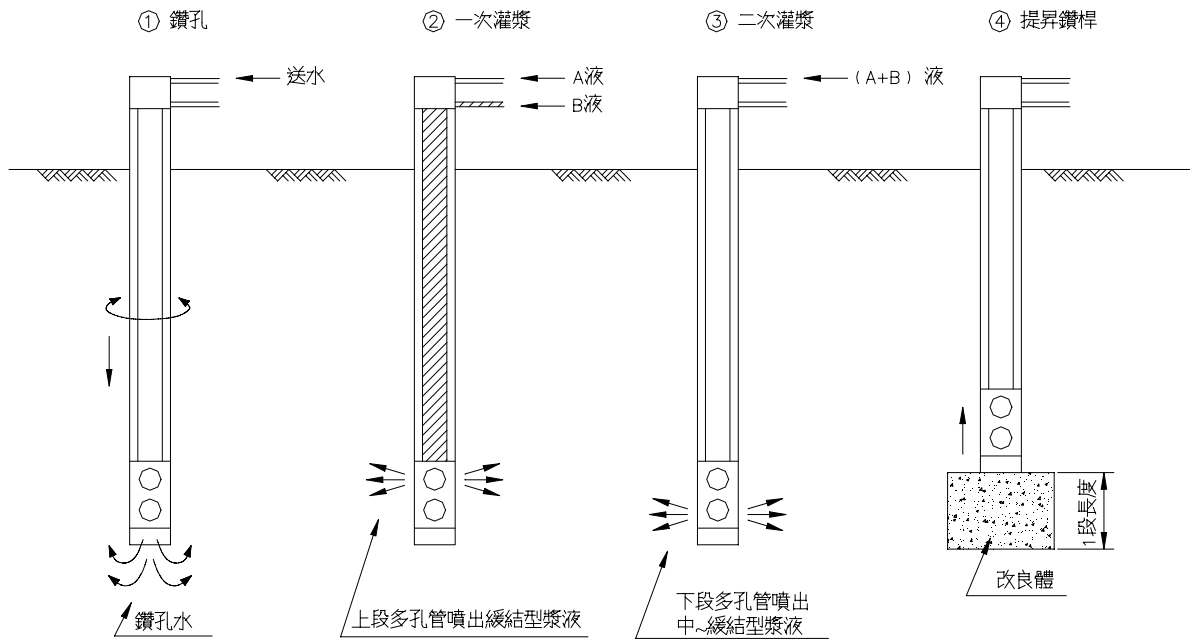


圖 5.2.2-7 雙重管灌漿工法(複相式多孔管)施工示意圖

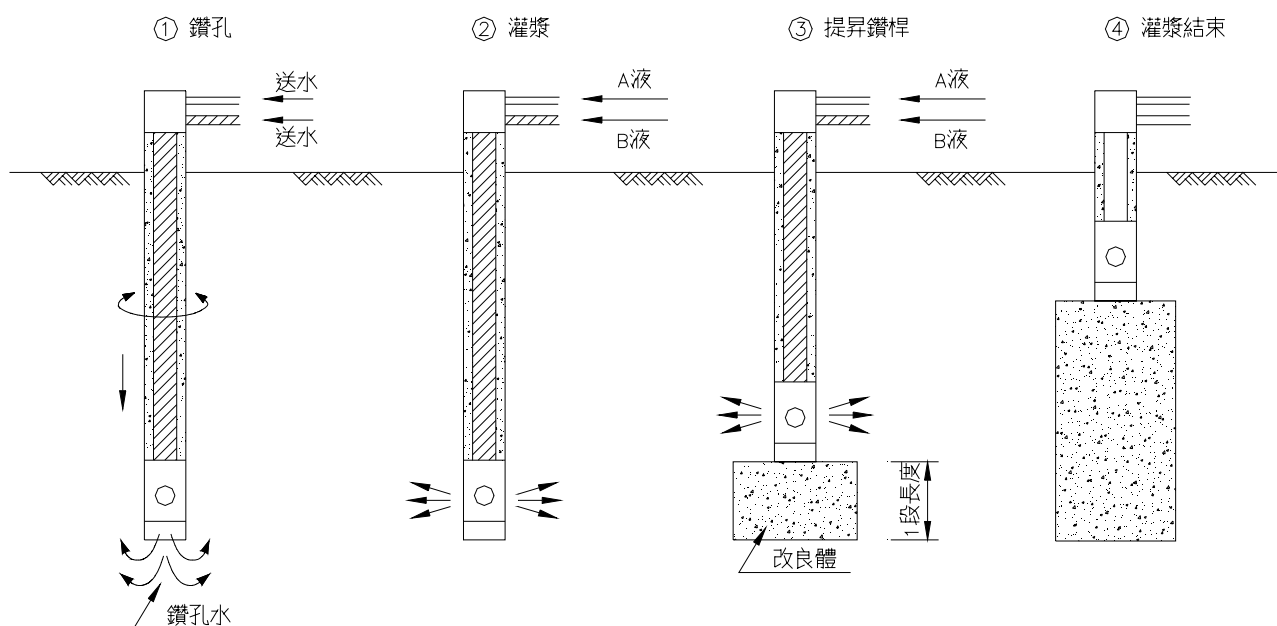


圖 5.2.2-8 雙重管灌漿工法(單相式多孔管)施工示意圖

2、依灌漿材料(藥液)混合方式分類：

(1) 1 徑法 (1 液 1 系統灌漿)，參考圖 5.2.2-9(a)

將 A 液、B 液依規定配比，投入拌合器內充分攪拌後，經由 1 台漿泵及單管灌漿管注入地層中。為避免藥液在拌合設備內或灌漿管內膠凝，一般膠凝時間應調至 20 分鐘以上。

(2) 1.5 徑法(2 液 1 系統灌漿)，如圖 5.2.2-9(b)

將 A、B 兩液分別由各自獨立之拌合器、漿泵及管路壓送，至灌漿管前端 Y 形管內混合成 1 液後灌注入地層中。一般膠凝時間在 2~10 分鐘左右。

(3) 2 徑法(2 液 2 系統灌漿)，如圖 5.2.2-9(c)

將 A、B 兩液分別由各自獨立之拌合器、由漿泵及管路壓送(如雙重管之內管及外管)，灌注入地層中，兩液係在灌漿管底端之混合室或土中合流混合灌注入地層中。一般藥液膠凝時間甚短

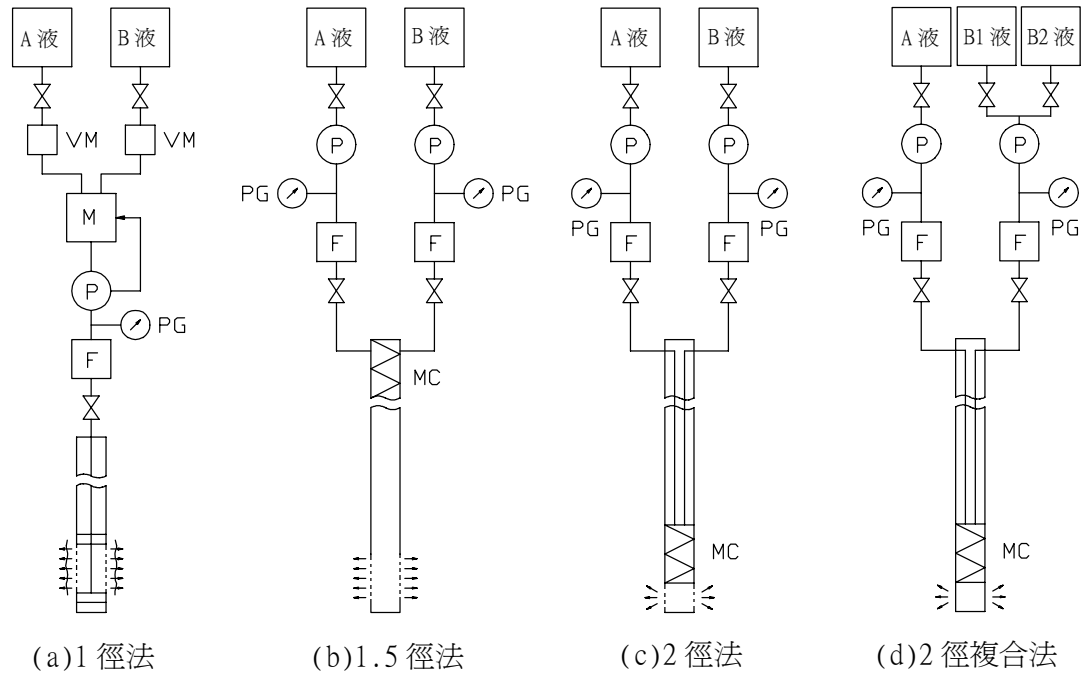
(以秒為單位)。

(4) 2 徑複合法(3 液 2 系統變化灌漿)，如圖 5.2.2-9(d)

將 A、B₁、B₂ 三液分別各獨立拌合，經雙液獨立漿泵及管路壓送(如雙重管之內管及外管)，灌注入地層中，但 B₁ 與 B₂ 之變換則視需要在上部控制變換，形成複合式灌漿。(瞬結型或緩凝型)A+B₁ 或 A+B₂ 兩液係在灌漿管底端之混合室或土中合流混合灌注入地層中，一般複合灌漿藥液膠凝時間為瞬結型 5~10 秒，緩凝型為 2~10 分鐘左右。

3、依灌漿管操作方式分類：

- (1) 上昇式灌漿法：上昇式工法是於鑽孔完成後，由下往上移動注入管逐段施灌之方法。如圖 5.2.2-10 所示。
- (2) 下降式灌漿法：下降式工法是由上往下移動灌漿管，利用上部已完成施灌之土體抑止下部灌漿之藥液向上逃逸，以控制灌漿範圍，多孔管法即用此種操作方式。如圖 5.2.2-11 所示。但因需重覆鑽孔，工率較差，較少被使用。



符號說明：
 ∩ 筏門 M 拌合器 PG 壓力計 MC 混合室
 VM 計量裝置 P 漿泵 F 流量計

圖 5.2.2-9 藥液混合方式

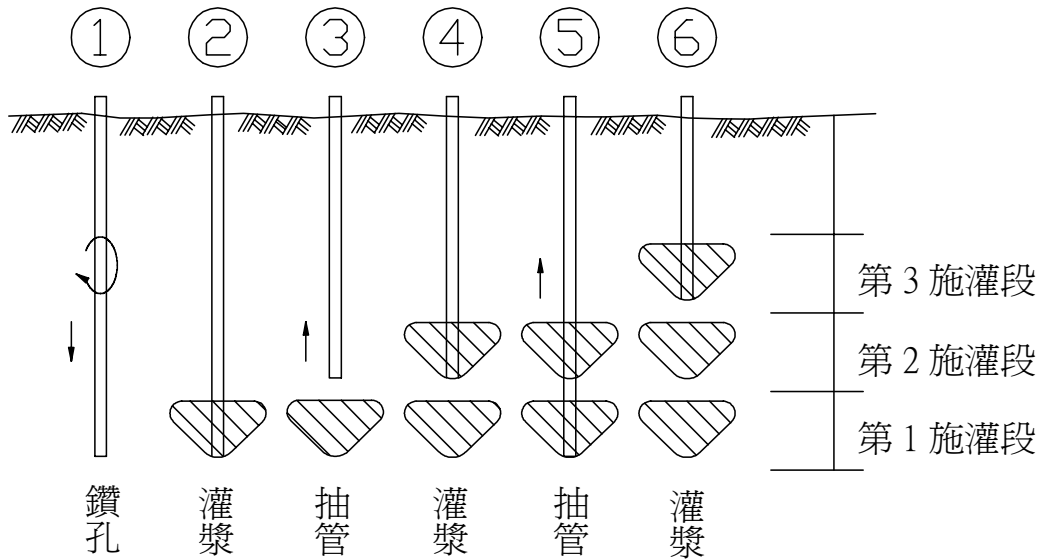


圖 5.2.2-10 上昇式灌漿工法

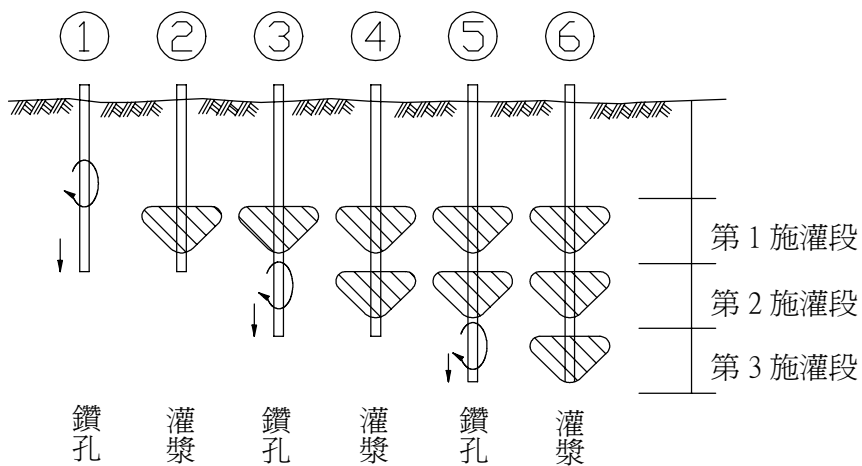


圖 5.2.2-11 下降式灌漿工法

(3) 複合式灌漿法

乃上述二種方法之折衷法，用以彌補各工法缺點之方法。如圖 5.2.2-12 所示。

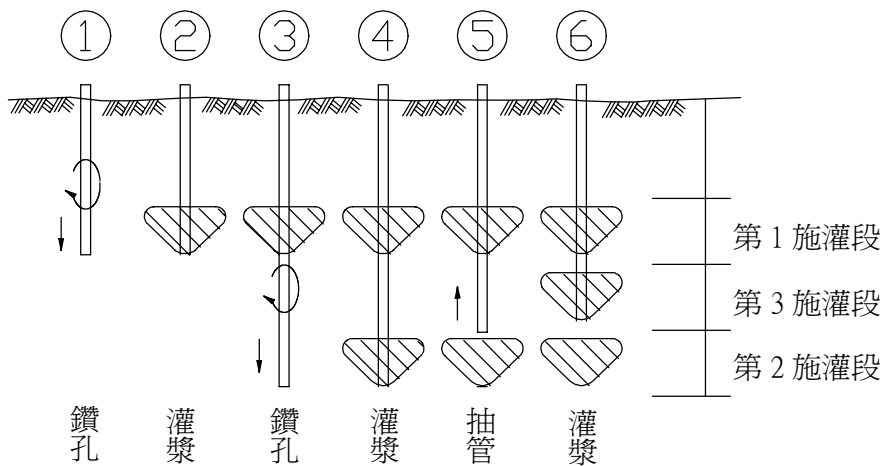


圖 5.2.2-12 混合式灌漿工法

4、依灌漿管設置方法分類：

- (1) 鑽孔式：一般採用旋轉式鑽機鑽孔。於鑽桿前端安裝鑽頭，高速旋轉鑽桿，並用油壓壓下鑽桿，此時在鑽桿內送水以洗除鑽屑同時冷卻鑽頭。到達預定深度後即將鑽桿轉作灌漿管，由鑽

桿前端出漿，此乃鑽桿工法所採用之設置方式。

(2) 插入式：利用打擊或振動之方式向地下設置灌漿管。此法一般不利用鑽桿作為灌漿管而採用多孔式灌漿管。

(3) 噴射式：由灌漿管前端壓送空氣與水之混合體而將灌漿管插入地層之方法。

5.2.3 灌漿材料之選擇

- 1、漿液中之水泥、砂、水、飛灰等材料之品質應符合混凝土工程施工規範之規定。
- 2、水泥砂漿漿液中之細料，其細度模數與通過#200 篩之含量，應符合工程圖說之規定。
- 3、化學藥液及其添加劑應為無公害、不污染地下水、不危害人體健康、不含氯化物之材料。
- 4、灌漿工法之設計，應視改良地層之特性、改良目的及改良型態等，選擇適當材料，以確保灌漿改良之成效。

【解說】

1、灌漿材料分類

檢討灌漿工法之可行性(適用範圍)時，常以漿液對土壤之滲透能力來判斷，一般均認為漿液無法滲透之地層即無法以灌漿工法進行改良；惟由於近年來灌漿理論、施工管理技術與灌漿材料之發展，加上灌漿改良效果良窳和現場施工管理技術有極大關係，故單純以滲透過程(Injection Process)來判斷灌漿工法對某種地層之適用性之觀念，並不正確。

一般地層中之土壤性質皆介於砂土層與黏土層之間，灌漿時，漿液首先沿層界或夾層灌入，充填至某種程度形成灌漿工程上之均勻地層後，漿液才對地層產生滲透或劈裂作用。因此，最新之灌漿理論

認為，「即使是對砂土層施灌，劈裂灌漿仍然需要，先使用懸濁型藥液以脈狀之劈裂。灌漿(先行灌漿)補強層界及夾層，或藉灌漿之壓力及漿液體積對具有壓縮性地層施以強制壓密，形成灌漿工程上之均勻地層後，再採用溶液型漿液施行滲透灌漿(二次灌漿)」，即一般所謂之複合灌漿工法(Combination Grouting)。因此，灌漿材料之基本性質必須兼具滲透性及純膠體(Homogel)強度穩定性。(註：純膠體為化學漿液本身之固結體)。

灌漿材料一般可分為下列三種：

- (1) 懸濁型灌漿材料：指水泥、粘土或皂土及水泥、皂土等混合而成之灌漿材料。
- (2) 溶液型灌漿材料：指水玻璃等無機性材料及各種高分子化合物灌漿材料。
- (3) 半懸濁型灌漿材料：為懸濁型與溶液型混合之灌漿材料，以水玻璃-水泥懸濁液為代表。

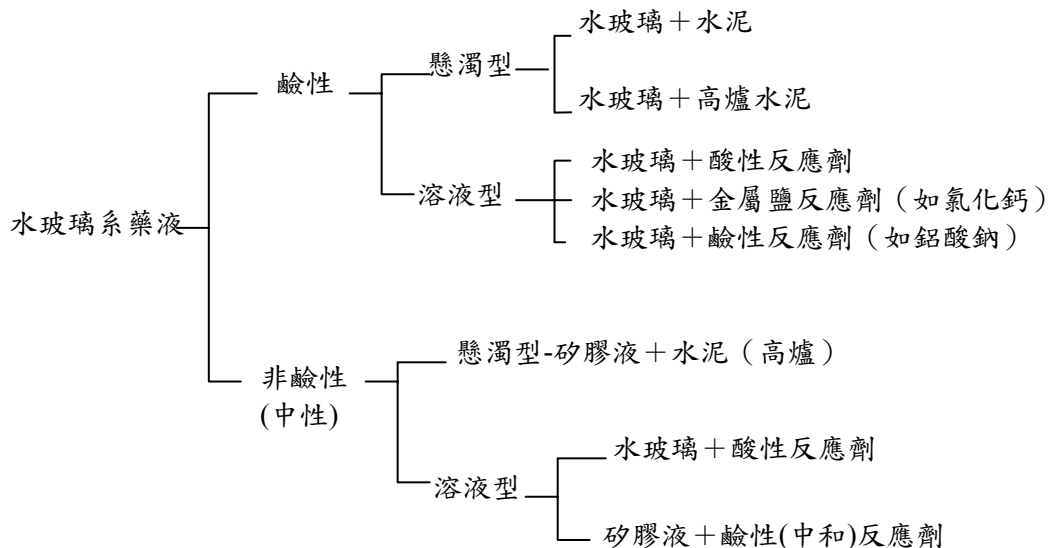


圖 5.2.3-1 水玻璃系藥液之種類

各種土層適用之灌漿材料如表 5.2.3-1~表 5.2.3-3 所示。水泥系漿液之用水應為清潔、且不含足以影響漿液凝結及強度之化學物質，水泥品質應符合 CNS 61 之規定，飛灰材料應符合 CNS 3036 之規定。水泥砂漿中細粒料應顆粒均勻且級配良好，並符合工程圖說之規定。

溶液型灌漿材料所使用之藥液，目前多指水玻璃(主劑為矽酸鈉溶液)。含有毒素或氟化物之藥液、添加劑及硬化劑均不得使用。使用前，承造人應將該藥液之完整規範如配比、凝結時間與灌漿方法及有關詳細資料，包括物理及化學特性、試驗成果及灌漿實例等提請監造人認可。目前，日本可使用之化學灌漿材料，係依日本建設省及其自治體所制定之「藥液注入工法暫定指針」(1974)中准予使用之化學藥液或非化學藥液系之灌漿材料為準。上述暫定指針第 2-3 條規定，可以使用之化學藥液為水玻璃系列之藥液(主劑為矽酸鈉)，且不得含有毒素或氟化物；惟該指針第 1-2 條適用範圍中規定，工程施工中如遇緊急情況所需之緊急灌漿所使用之材料不在此限。水玻璃系藥液之種類如圖 5.2.3-2 所示。

2、台灣地區藥液灌漿材料之發展

藥液灌漿之主要材料如水玻璃、水泥等在國內均可取得，惟硬化劑和促凝劑等添加劑幾乎都是由國外進口。民國 66 年 Aron 藥劑首先被引進，民國 70 年代初期則陸續有 Sansolt、N-tight、MG-rock 等鹼性系列以及酸性 PG-3 等藥液之引進。

民國 63 年日本以硫酸中和工廠或工地鹼性廢水處理之理念所研發之非鹼性矽膠漿液，如 Silicalizer、Hardlizer、Cleanrock 等，於民國 74 年由利德公司和日本強化土工程株式會社技術合作引進，採用自動化矽膠製造機於現場拌製漿液直接注入地層。由於它的經濟

性、無地下水污染和耐久性等優越特性，因此在台北捷運潛盾隧道工程有豐富之實績。

強度型之懸濁型化學灌漿材料約在民國 70 年代後期陸續被引進國內，其中有 Silicalizer SS、Denka ES、Alofics-MC 等。另外，約於民國 71 年國內自行研發有機系藥液 Hardner600，曾用於東線鐵路拓寬工程的自強隧道施工。

3、恒久性灌漿材料

民國 92 年由利德公司自日本引進恒久性懸濁型和溶液型特殊膠態矽酸 (colloidal silica) 灌漿材料(米倉亮三等人，2000)，包括：

- (1) 懸濁型：Hybrid silica 於民國 92 年高鐵工程林口隧道採用；另外，Silac sol 可用於潛盾隧道之液化防止。
- (2) 溶液型：Perma Rock 可用於潛盾隧道之液化防止。

由於高分子系灌漿材料 AM-9 曾在現場灌漿過程中發生公害問題，因此日本自 1974 年起規定，除了矽酸鈉 (Sodium Silicate, 俗稱水玻璃) 之灌漿材料外，其他的化學灌漿材料均禁止使用。在實際使用上，為控制水玻璃溶液的膠凝時間，一般在水玻璃溶液中加入不同劑量之有機或無機硬化劑，但因有機或無機硬化劑之用量往往不足以將水玻璃中的 Na^+ 離子完全置換，因此雖然水玻璃溶液的膠凝時間得到控制，但是在水玻璃膠凝後的膠體中仍殘留許多 Na^+ 離子，這些 Na^+ 離子會破壞已一度成形之膠體網，使得水玻璃膠體會隨著時間而逐漸溶脫，因此一般不認為矽酸鈉灌漿材料具恒久性。此外，用於 LW 灌漿工法之矽酸鈉和水泥混和漿液亦不被認為具有恒久性，因為混和漿液膠凝過程中所殘留之未反應水玻璃 Na^+ 離子會破壞膠凝過程時所形成之網狀膠結體，影響爾後水泥硬固強度之發展。恒久性灌漿材料即是為克服上述灌漿材料之缺陷，所開發出來之灌漿材料。

恒久性灌漿材料屬矽酸鈉（水玻璃）系材料，依成分可分為溶液型漿液和懸浮型漿液兩種，前者之商品名稱為”Perma Rock”，後者稱為”Hybrid Silica”。Perma Rock 之製造原理係利用離子交換法，讓水玻璃流過含有 H^+ 離子之離子交換樹脂中，使水玻璃中之 Na^+ 離子與樹脂中之 H^+ 離子交換，繼而使水玻璃中之 OH^- 離子與 H^+ 離子發生反應，變成水（ H_2O ），將水玻璃之鹼性除去，成為矽酸。再經縮聚反應，使矽酸聚合分子成長為一定大小（約 5~20nm）之粒子，在化學上成為穩定的二氧化矽膠質（silica colloid），在物理上形成穩定之網狀膠體。這種活性 Silica 之矽膠質與一般含 Na^+ 離子之水玻璃所形成之矽膠質有所不同，因活性 Silica 幾乎不含鹽成分，在灌漿過程中，可在中性的條件下，維持足夠的膠凝時間，讓漿液得以從容地滲入砂土孔隙中，但又不致影響地下水的 pH 值，可減少灌漿液對地下水的污染。另外，因其膠體的性質穩定，具恒久性，雖然強度不高，但因膠體可以長期地存在於土壤孔隙中，可用來防制地震引致之砂質土壤液化。

Hybrid Silica 之成份係由超微粒膠結性材料和可溶性矽酸組成，其膠凝過程，先由可溶性矽酸形成膠凝體，然後再由超微粒膠結性材料形成結晶水合物。此種水合物在化學上和物理上均屬穩定，且以 Hybrid Silica 處理之砂土固結體其強度也較高。但因含有懸浮顆粒，對地層之滲透能力受到限制。

目前較常使用之矽酸系灌漿材料分類情形如圖 5.2.3-2 所示。（摘自米倉亮三等人，民國 91 年 10 月）

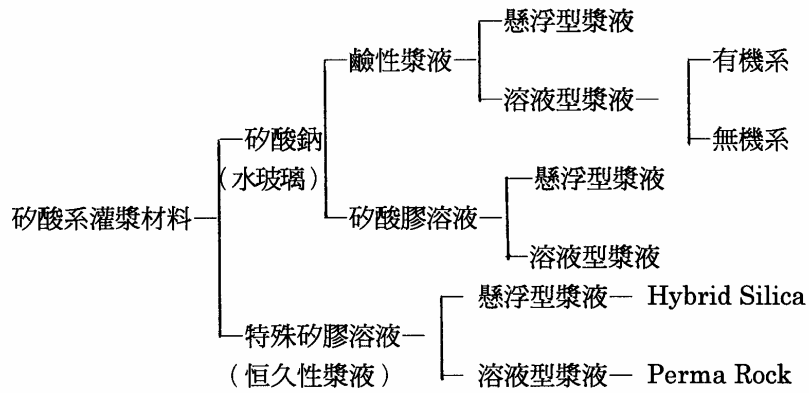


圖 5.2.3-2 矽酸系灌漿材料之分類

表 5.2.3-1 各種土層適用之灌漿材料

土質		灌漿材料
細粒土壤	粉土(Silt)	<ul style="list-style-type: none"> • 水泥系漿液 • 水玻璃系懸濁型漿液 • 非鹼性系懸濁型漿液
	黏土(Clay)	
	壤土(Loam)	
粗粒土壤	砂(Sand)	溶液型漿液，但以懸濁型作前處理
	粉土質砂(Silty Sand)	
砂礫層		<ul style="list-style-type: none"> • 水玻璃系懸濁型漿液(大孔隙) • 溶液型漿液(小孔隙)
層面或夾層		<ul style="list-style-type: none"> • 水泥系漿液 • 水玻璃系懸濁型漿液

表 5.2.3-2 選擇灌漿材料時考慮之基本條件

項目		選擇之基本條件	
改良目的	止水	只考慮滲透性，採低黏性溶液型漿液(但以懸濁型作前處理)	
	地層強化	滲透	滲透性良好且必須具有某種程度的強度，採低黏性溶液型漿液
		脈狀	膠凝時間短、純膠體強度大的懸濁型藥液
		滲透脈狀兼用	純膠體強度大、滲透性良好的漿液
	湧水	<ul style="list-style-type: none"> 被地下水稀釋亦不會使膠凝時間延長的漿液 瞬結性良好的藥液(溶液型或懸濁型) 	
複合灌漿	先行灌漿	膠凝時間短、純膠體強度較大的懸濁型漿液	
	二次灌漿	與先行灌漿藥液可以相容且滲透性良好的漿液	
特殊地層(酸性地層、鹼性地層、泥炭、火山灰等)		預先實施試驗灌漿判斷其適用性，再選擇合適之灌漿材料	
其他		檢討環保問題(毒性、土壤污染、水質污染等)	

表 5.2.3-3 灌漿材料之適用界限(例)

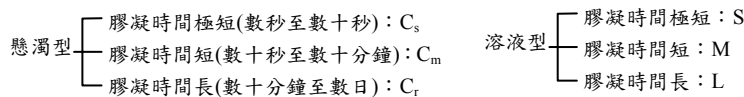
		強化	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷
水泥	強化	■	■						
粘土·水泥	強化、止水	■	■	■	■				
粘土·水泥	止水				■	■			
鉻酸木質系	強化				■	■	■		
瀝青乳劑	強化	■	■	■	■	■			
水玻璃系	高濃度	強化			■	■			
	低濃度	強化				■	■	■	
	高濃度	止水				■	■		
	極低濃度	止水					■	■	
高分子系	丙稀醯胺	止水						■	■
	酚系	止水						■	■
土壤透水係數 k(cm/s)		10 ¹	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷

(摘自地盤改良施工法，1982)

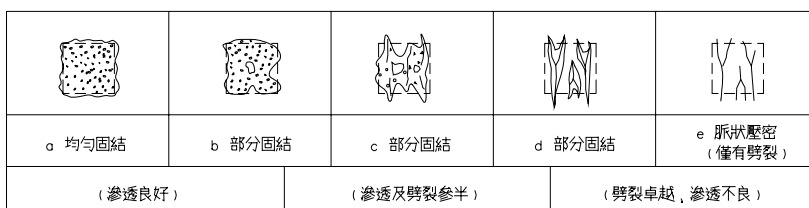
表 5.2.3-4 各種灌漿工法之特徵及比較(何泰源，民國 80 年)

灌漿工法	混合方式	適用材料	可靠性	施工性、單價	其它	土質	灌漿效果	固結形態	
單管鑽桿工法	1.5 徑(2液 1 系統注入)	C _r C _m M	• 易形成不均勻之改良體，缺乏可靠性。	• 最簡便，容易施工。 • 單價便宜。	• 藥液易從鑽桿周圍迴流逸出。 • 改良範圍不易設定。 • 藥液易在某一特定地方固結。	粘土層	形成較粗之脈狀灌漿、改良效果不佳。	△	e
						砂層	形成較粗之脈狀灌漿、改良效果不佳	△	e
						礫石層	有時可獲得較佳之改良效果	○	e
						互層	藥液僅灌入某特定地點，全體改良困難	△	-
單管多孔管工法	1.5 徑	C _m M	• 比單管鑽桿工法較具可靠性。	• 灌漿管之設置及阻塞清洗等手續麻煩，且灌漿深度較佳。 • 單價較高。	• 灌漿管之設置與灌漿工程可分開施工，故容易施工管理。 • 灌漿管容易夾置。	粘土層	形成較粗之脈狀體、改良效果不佳	△	e
						砂層	可獲致較良好之改良效果	◎	a、b、c
						礫石層	可獲致較良好之改良效果	○	e
						互層	易形成不均勻之改良體，不易獲致均勻良好效果。	△	-
雙環塞工法	1.0 徑(1液 1 系統注入)	C _r +M C _r +M	• 可靠性高。	• 灌漿管之設置、環塞材料之灌入、養護等手續不可避免。 • 與其它工法比較，鑽孔徑較大，單價較貴。	• 藥液確實配合，藥液性質穩定。 • 環塞容易形成，灌漿精度高。 • 外管不回收，較不經濟。	粘土層	形成較粗之脈狀體、改良效果不佳	△	e
						砂層	易達成均勻滲透，可獲致較良好之改良效果。	◎	a、b
						礫石層	可獲致較良好之改良效果	◎	a、b
						互層	可獲致較良好之改良效果。	◎	-
雙重管鑽桿工法(瞬結工法)	2.0 徑(2液 1 系統注入)	C _s S	• 可靠性較高。	• 施工簡便。 • 單價較便宜。	• 膠凝時間短，可防止藥液逸出改良範圍外。 • 以 2.0 徑方式施灌漿液可能未充分混合、反應。 • 施灌壓力較高。	粘土層	形成較密之脈狀體、改良效果普通。	△	d
						砂層	兼具脈狀貫入及滲透固結，可獲致較良好之改良效果。	○	a、b
						礫石層	可獲致較良好之改良效果	◎	a、b
						互層	可獲致較良好之改良效果。	◎	-
雙重管鑽桿工法(複合灌漿工法)	1.0 徑 1.5 徑 2.0 徑 (徑:shot)	C _s +M C _s +L S+M S+L	• 可靠性較高。	• 施工較複雜。 • 單價較貴。	• 視土質不同，可組合各種膠凝時間不同之藥液施工。 • 使用單種膠凝時間不同之藥液之比例可任意調整。	粘土層	形成較粗之脈狀體、改良效果普通。	△	e
						砂層	可進行良好之滲透，改良效果佳。	◎	a、b、c
						礫石層	可獲致較良好之改良效果	◎	a、b
						互層	可獲致較良好之改良效果。	◎	-

附註：(1)適用材料：



(2)改良體之固結形態



(3)灌漿改良效果：△不良、○：良、◎：佳

5.2.4 灌漿改良範圍

- 1、灌漿改良範圍受地層條件、施工條件及結構物之重要性等影響，一般依計算分析所得之改良尺寸，再參考過去改良成功之實施案例決定。
- 2、灌漿改良範圍之決定方式
 - (1) 為發揮灌漿改良之效果，確保灌漿品質，以雙排配置灌漿孔所能達成之厚度(1.5mm 以上)為最小灌漿改良尺寸。
 - (2) 必要時，應分別求得計算分析所得之改良尺寸及最小灌漿改良尺寸，並採用較大值做為設計值。

【解說】

1、灌漿改良範圍之決定方式

灌漿改良範圍受地層條件、地下水位、施工條件及結構物重要性等影響。基本上，改良範圍之決定，應根據土壤力學之穩定安全分析，並考慮適當之安全係數。惟由於下列因素，僅由力學分析決定改良範圍時，仍存有若干安全之疑慮。

- (1) 土壤之複雜性。
- (2) 改良效果之不均勻性(改良土體之工程性質不易掌握)。
- (3) 穩定分析所採用之計算式與實際情形並非一致。
- (4) 灌漿改良大都用於臨時之輔助性質，不須以長期(永久)穩定條件分析。
- (5) 灌漿工法之不確定因素較多(如灌漿材料、灌漿方式、灌漿壓力及速度、灌漿量等)。

因此，目前灌漿改良範圍之決定，大都先以力學分析所得之結果獲得一大致改良尺寸，再參考過去改良成功之施工案例予以修正或調整。惟為發揮灌漿改良之效果，確保灌漿品質，原則上，最小灌漿改良尺寸以雙排配置灌漿孔所能達成之厚度(1.5m 以上)為原則。又，因灌漿改良多係用於臨時性工程，亦有直接參考過去施工經驗

即決定改良範圍之情形。

不管採用力學分析或經驗決定，在決定灌漿改良範圍時均須做一些基本假設，例如：

- (1) 改良範圍內可形成一均勻改良體。
- (2) 剪力破壞線以 $\theta = 45^\circ + \phi/2$ 之角度破壞(如採保守設計， $\phi = 0^\circ$)。
- (3) 基礎載重呈 2:1 角度分佈。
- (4) 改良前後，土壤內摩擦角 ϕ 不變。

以下茲以「止水」及「強化地層」兩項，分述設計時決定灌漿改良範圍之原則。

(1) 止水

經以灌漿材料滲透、固結之改良地層(以止水為目的之土層多為砂土層)的滲透係數一般為 $k_w = 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$ ，甚或更小 (10^{-6}cm/sec)，在工程上已可視為一不透水層。惟如灌漿改良範圍內殘留未經改良之區域時，易形成水路而無法達到改良之目的，因此，灌漿孔配置以雙排以上為佳。一般而言，由於灌漿改良地層之改良效果並不均一，如設計改良範圍內採土壤透水試驗所得之平均滲透係數達 $k_w = 1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$ 時，則可視為地層已達到止水之目的。另外，採用壓氣工法時，可藉公式 $k_a = 70 \cdot k_w \sim 200 \cdot k_w (\text{cm/sec})$ 求得透氣係數(k_a)與滲透係數(k_w)之關係。(注入之設計施工指針，1986)

(2) 強化地層

灌漿改良目的為強化地層時，由設計之觀點可將改良目的分為四類：

- A、為使開挖面自立，增加地層之凝聚力。
- B、為承載加於地層之載重，增強土壤之剪力強度及壓縮強度。
- C、為抑制地層之變形，增大土壤之變形係數。
- D、為防止地層鬆動，填充地層內或地層與結構物間之孔隙。

2、設計灌漿改良範圍例

實際上，以強化地層為目的之灌漿工程，大多亦可同時獲得止水之效果，以下所示之設計灌漿改良範圍係舉幾個常見的改良案例，將之模式化，以方便設計者檢討其灌漿改良範圍。惟如有灌漿孔長度過大、水平及斜向施灌或承受強大水壓及土壓等情形時，必須重新檢討，不可直接引用。

(1) 一般性之止水(詳圖 5.2.4-1)

圖 5.2.4-1 係以止水為目的之一般性配置，改良範圍之灌漿孔以雙排配置為原則；惟對於改良效果要求較低時，亦可採單排配置。又，圖 5.2.4-1 所示之改良範圍係為不期待改良土體強度之情形所設定。考慮土壤之複雜性，致其可靠性降低時，一般而言，並不以增大其改良範圍對應，而應以較佳之灌漿施工精度，並選擇適當之灌漿方式、灌漿材料及灌漿孔間隔等提高其可靠性。

(2) 開挖底面之止水(詳圖 5.2.4-2)

進行開挖底面之止水灌漿時，由於灌漿壓力對底盤產生一額外上舉力，因此，必須充分檢討底盤之穩定性。又灌漿改良範圍必須考慮防止上舉或砂湧之必要厚度，加上其上之未改良部份之重量以抵抗水壓力。

(3) 潛盾出發及到達部之保護(詳圖 5.2.4-3)

潛盾隧道工程為相同工作項目之循環性作業，出發及到達部之施工難度較高、且較易產生災變事故之處為，必須於施工前改良處理，一般均採開挖面全斷面灌漿改良方式。依社團法人日本藥液注入協會之建議(2001年)，設計改良範圍之決定，應依分析計算結果再比對經驗值，兩者取大值。設計分析方法可參考第三章所述，而經驗值則由該協會提供設計最小改良範圍如表 5.2.4-1 所示。另外，本章提供台北捷運之實際設計例，如

表 5.2.4-2~表 5.2.4-4 所示。

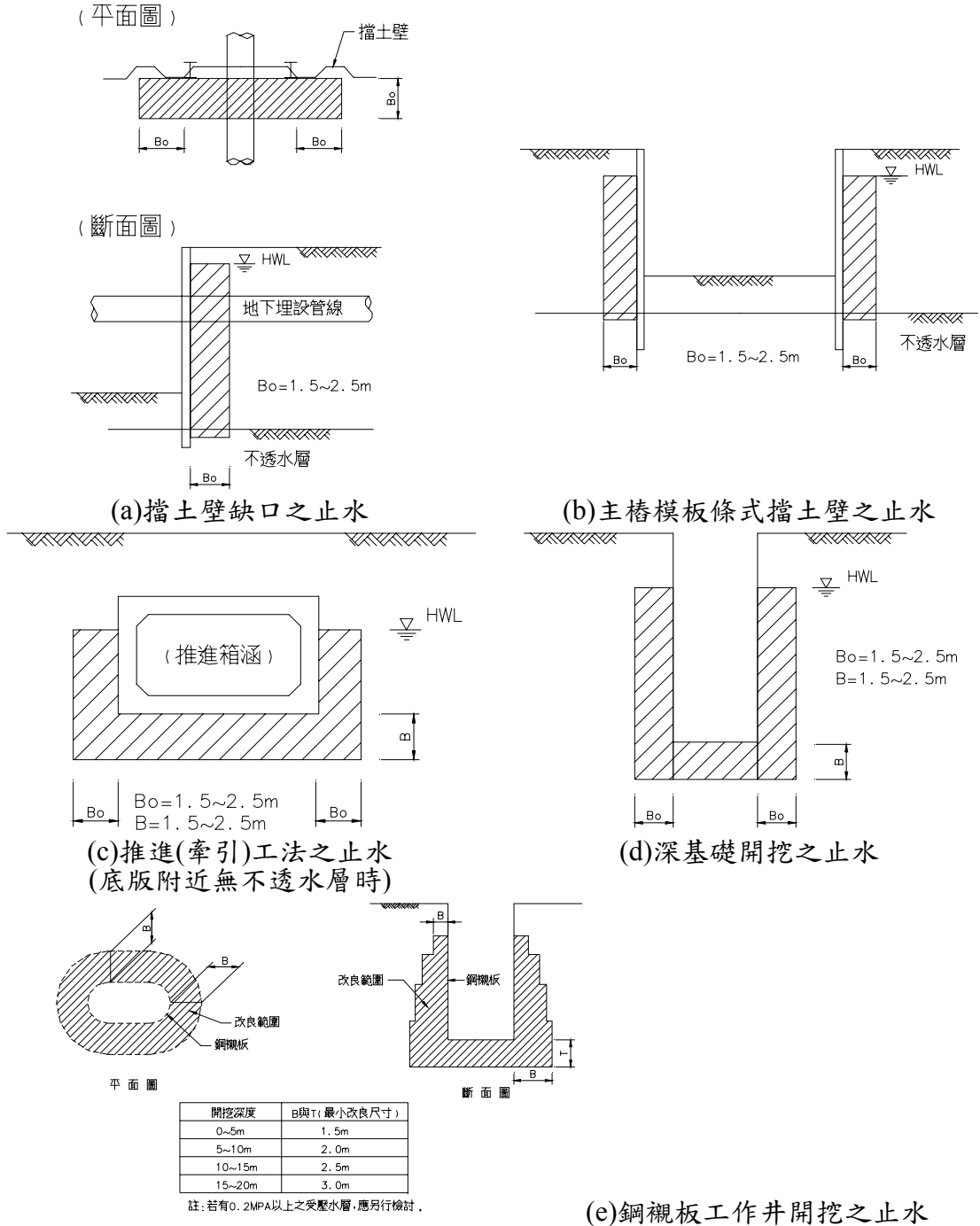


圖 5.2.4-1 以止水為目的之灌漿改良範圍示意圖

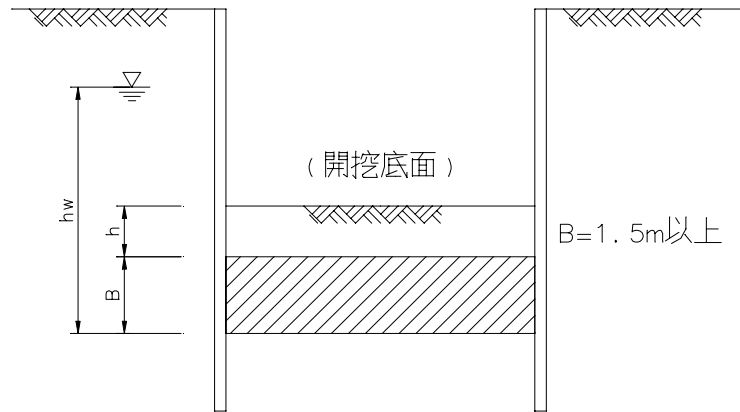


圖 5.2.4-2 開挖底面止水之灌漿改良範圍示意圖

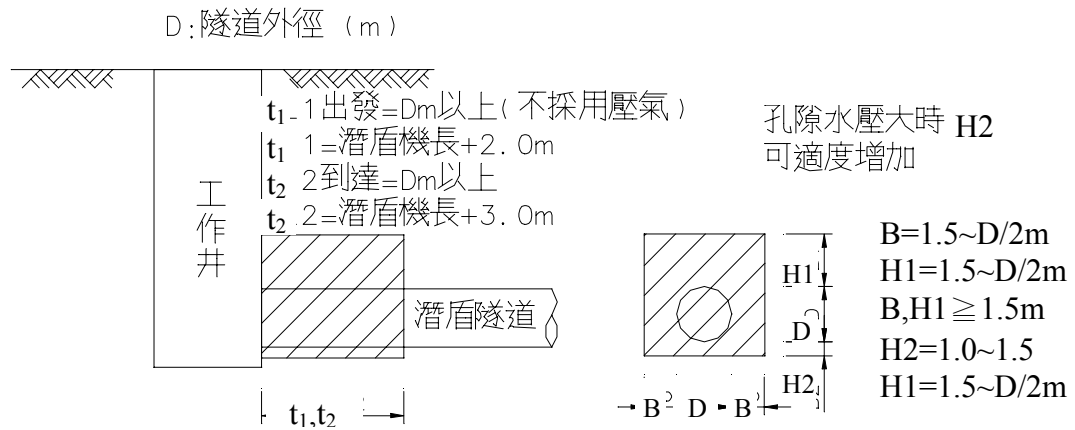


圖 5.2.4-3 潛盾出發及到達之灌漿改良範圍示意圖

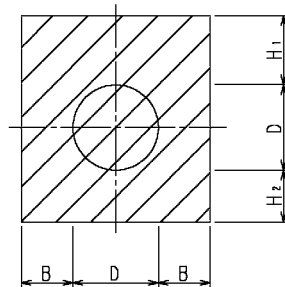


表 5.2.4-1 最小改良範圍表(單位：m)

D	D < 1.0	1.0 ≤ D < 3.0	3.0 ≤ D < 5.0	5.0 ≤ D < 8.0
B	1.0	1.0	1.5	2.0
H1	1.0	1.5	2.0	2.5
H2	1.0	1.0	1.0~1.5	1.5~2.0

(修改自日本藥液注入協會,2001年)

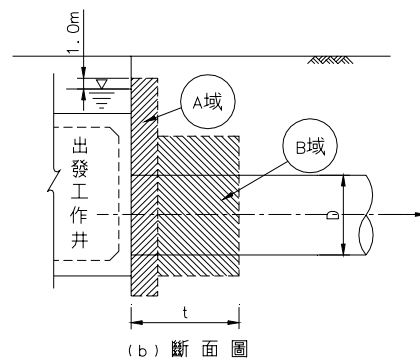
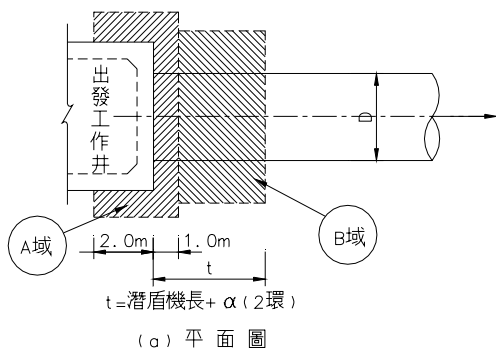


圖 5.2.4-4 潛盾到達地盤改良範圍示意圖

圖 5.2.4-5 潛盾出發地盤改良範圍示意圖

表 5.2.4-2 台北捷運潛盾到達端地盤改良範圍設計實績
(陳耀維等,1999)

路線	施工標	隧道線號	長度 t (m)	側邊 B (m)	頂部 H ₁ (m)	底部 H ₂ (m)	深度 Z (m)	地層
新店線	CH218	1B●/1A●	3.3	2.2	2.5	1.5	11/18 (重疊)	松 V、IV
	CH219	1B/1A	7.0	2.7	2.4	2.1	12/19 (重疊)	松 V、IV、III
	CH221	1A/2A、 2B/1B	2+1+7、 2.6+1+7	2.0	2.5	1.5	23/15、 13/13	松 III/ 松 V~VI
	CH222	1A、2A	9.0	2.0	2.0	2.0	12	SM、GM
	CH223	1A、1B、 1C、1D	3+6	1.9~3.3	3.0~4.6	1.5~2.0	11~14	GM
	CH224	1A、2A	9.0	2.0	3.2	1.5	12	GM
南港線	CN251	1A、1B	4.86 (重疊:加 50m)	2.0	2.5	1.5	21、15	松 IV、III/ 松 V
	CN253B	1A**/1B**	4.5/4.2	2.0	2.5	1.5	18/14	松 IV/松 V、IV
	CN253A	1A/1B	7.2	3.4	2.5	1.5	17/14	松 V、IV
	CN254	1A、2A、 1B、2B	9.1	3.0	3.0	2.0	15	松 V、IV
	CN256	1A、2A	9.0	3.0	3.0	2.0	14	CL(K1 區)
		1B、2B、 1C、2C	4.5	3.0	3.0	2.0	11	CL(K1 區)
	CN257、 CN258	1A/2A、 1A/2A	5+5	2.0	2.5	2.0	11~12	CL(K1 區)
	CN259	1A、1B	4.5+4.2	2.0	2.5	1.5	11	CL(K1 區)
板橋線	CP261	1A	4.7+4.7	2.0	2.5	2.0	14	松 V
		1B	4.7+3.5				27	松 III、II
	CP262	1A	6.3+3.0	2.7	4.1	2.7	31	SM
		2A**	6.3+3.0				31	SM
		1B/2B	6.3	2.5	3.5	2.5	28	CL、SM
	CP263	1A**/1B●	4.4	2.1	2.5	1.5	13	SM/CL、 SM
CP264	1A**/1B●	4.2/4.4	2.0	2.5	1.5	15/17	CL、SM	
中和線	CC275	1B/1C●	-/4.0	2.0	2.9	2.9	15	SM、CL
	CC276	2A/2B●	9.5/4.0	2.0	2.5	1.5	14	SM、CL
	CC277	3A●/3B●	4.0	2.0	2.0	2.5	19/9 (重疊)	SM、CL
建議之最小改良尺寸			-	2.0	2.5	1.5	(隧道直徑約 6.0m)	

- 註：1.隧道編號 2A：第二部潛盾機第一條隧道，2B：第二部潛盾機第二條隧道。
 2.t 欄中“2+3+3”表示“實心地改長度+中空地改長度+其它灌漿工法長度(中空)”
 3.“重疊”表示上下行隧道垂直並列。
 4.“●”符號表示棄殼。“**”符號表示曾發生漏水。
 5.新店線 CH221 標 1A/2A 隧道採水平低壓灌漿工法施工。

表 5.2.4-3 台北捷運潛盾出發端地盤改良範圍設計實績
(陳耀維等,1999)

路線	施工標	隧道線號	長度 t (m)	側邊 B (m)	頂部 H ₁ (m)	底部 H ₂ (m)	深度 Z (m)	地層
新店線	CH218	1A/1B**	3.3	2.0	2.5	1.5	12	松 V
	CH219	1B/1A	7.0	2.2	2.5	1.9	12/19 (重疊)	松 V、IV、III
	CH221	1A/2A	8.0	3.2	4.6/5.4	3.6/4.1	29	松 III、II、I
		1B/2B	2+3+3	2.0	2.5	1.5	18/10	松 V、IV、III
	CH223/ CH224	1A、1B、1C、 1D/1A、2A	9.0	2.0~3.1	3.2~4.6	1.5	12~14	松 V
南港線	CN251	1A、1B	4.8+0+2.3	2.0	2.5	1.5	14	松 V
	CN253B	1A/1B	6.6 (重疊:加灌 25m)	2.0	2.0	-	16/9	松 V、IV
	CN253A	1A/1B	9.6	3.4	2.5	1.5	14/16	松 V、IV
	CN254	1A、2A、 1B、2B	9.1	3.0	3.0	2.0	15	松 V、IV
	CN256	1A、2A、1B、 2B、1C、2C	4.5	3.0	3.0	2.0	11~13	CL(K1 區)
	CN257~ CN259C	1A2A/1A、2A/ 1A、1B	5+5	2.0	2.5	2.0	12~15	CL(K1 區)
板橋線	CP261	1A、2A、2B	4.7+4.5	2.0	2.5	2.0	18	松 V、IV
		1B**	4.7+3.5				14	松 V
	CP262	1A/2A	3.2/5.7	2.0	5.9	1.5	11	CL、SM
		1B/2B	6.3	2.7	4.1	2.7	32	SM
CP263~ CP264	1A、1B /1A、1B	4.2~4.4	2.0~2.1	2.5	1.5	12~17	SM、CL	
中和線	CC275	1B/1C	7.4	5.0	5.5	3.5	30	SM、CL
	CC276	2A/2B	7.5	2.0	2.5	2.0	9/19 (重疊)	CL、SM
	CC277	1A/3C	5.5/3.0	3.6/3.1	3.1	3.6	19/9 (重疊)	SM、CL
		3A/3B	4.0	2.2	2.5	2.2	15	SM、CL
建議之最小改良尺寸			-	2.0	2.5	1.5	(隧道直徑約 6.0m)	

- 註：1.隧道編號 2A：第二部潛盾機第一條隧道，2B：第二部潛盾機第二條隧道。
2.t 欄中“2+3+3”表示“實心地改長度+中空地改長度+其它灌漿工法長度(中空)”。
3.“重疊”表示上下行隧道垂直並列。
4.“●”符號表示棄殼。“**”符號表示曾發生漏水。
5.新店線 CH221 標之 1A/2A 隧道採水平低壓灌漿工法施工。

表 5.2.4-4 台北捷運連絡通道地盤改良範圍設計實績
(陳耀維等,1999)

路線	施工標	通道線號	改良區尺寸						隧道排列方式
			側邊 B (m)	頂部 H ₁ (m)	底部 H ₂ (m)	直徑(m)	隧道深度(m)	地層	
新店線	CH218	CP1	1.5	2.0	1.0	3.6	20/22	松 IV	1
	CH219	CP1	2.0	2.0	1.6	3.6	9/12	松 V	2
	CH221	CP1	3.3	5.0	1.0	5.0	25/28	松 III	2
	CH222	CP1~3	-	3.0~4.0	3.0	-	16~22	GM、SM	1
	CH223	CP1	2.0	2.8	1.0	4.0	13	GM	1
	CH224	CP1~2	3.0	4.0~4.5	2.7~3.0	4.0	20~21	SM、GM	1
	CN253A	CP1	2.5	3.2	2.2	3.9	15	松 V、IV	1
	CN254	CP1~3	-	2.5	1.5	4.3	14	松 V、IV	1
	CN256	CP1~2	2.1	2.0	1.8、2.3	4.3	15、12	CL	1
CN257、CN258	CP1、CP1	2.3、2.0	2.0、2.5	2.0	3.9	12、13	CL	1	
南港線	CN253A	CP1	2.5	3.2	2.2	3.9	15	松 V、IV	1
	CN254	CP1~3	-	2.5	1.5	4.3	14	松 V、IV	1
	CN256	CP1~2	2.1	2.0	1.8、2.3	4.3	15、12	CL	1
	CN257、258	CP1、CP1	2.3、2.0	2.0、2.5	2.0	3.9	12、13	CL	1
板橋線	CP261	CP2~3	1.9	2.5、3.4	1.6	4.1	21、26	松 III、II	1
	CP262	CP2~4	2.4~3.4	3.5~3.9	2.4~3.4	4.1	27~29	SM	1
	CP263	CP1	3.0	2.5	1.5	3.4	12	SM、CL	1
	CP264	CP1~3	1.8	2.0	1.8	4.3	16~20	SM、CL	1
中和線	CC275	CP1~3	2.0	2.5	1.9~2.5	5.0	17~21	SM、CL	1
	CC276	CP1~2	2.8、4.0	3.0、4.0	2.8、4.0	5.5、8.0	22、24	SM、CL	1
	CC277	CP1	2.0/2.5	2.2	2.5	4.7	13/24	CL、ML、SM	3
		CP3	1.5/2.2	2.0/2.5	2.5	4.4	10/20	GM、ML、SM	3
表 2 建議之最小改良尺寸				1.5	2.0	1.0	←連絡通道直徑約 3~5m		
				2.0	1.0	1.5	←連絡通道直徑約 5~8m		

註：隧道排列方式“1”表上行與下行隧道深度約略相同。

“2”表上行與下行隧道深度不同，或連絡通道傾斜。

“3”表上行與下行隧道呈上下排列，即連絡通道為豎井型式。

(4) 隧道周邊地盤之防護(詳圖 5.2.4-6)

當隧道位於道路或結構物下方進行開挖時，為保護周邊地層不致擾動，並防止結構物沉陷變形，一般均於開挖面前方某一範圍內先行灌漿改良。

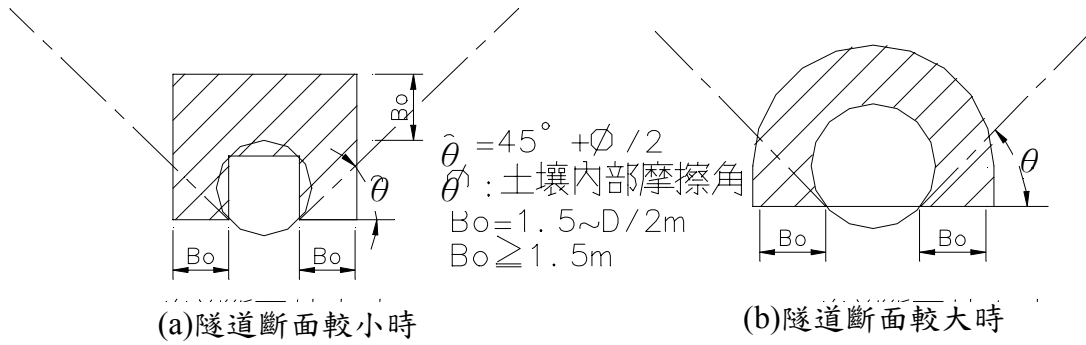


圖 5.2.4-6 隧道周邊地層之灌漿改良範圍示意圖

(5) 隧道開挖面止水及穩定(詳圖 5.2.4-7)

由諸多之現場調查案例分析，灌漿範圍半徑與隧道半徑之比值 R/a 即使大於 2，周邊應力與支撐應力並不產生明顯之差異，因此，一般均將標準灌漿範圍設定於 $R/a=2$ 。但如有斷層及軟岩之情況，則須考慮開挖時之地盤鬆動，必須適度增加設計灌漿範圍。如圖 5.2.4-7 所示，隧道開挖面前方必須設置一覆蓋層 (Cover Lock)，此覆蓋層厚度視隧道斷面、地盤之強度及灌漿壓力等決定。如覆蓋層太厚，雖然較安全，但增加不必要之鑽孔長度故不經濟；如覆蓋層太薄，則影響開挖面之安全及灌漿管之設置。

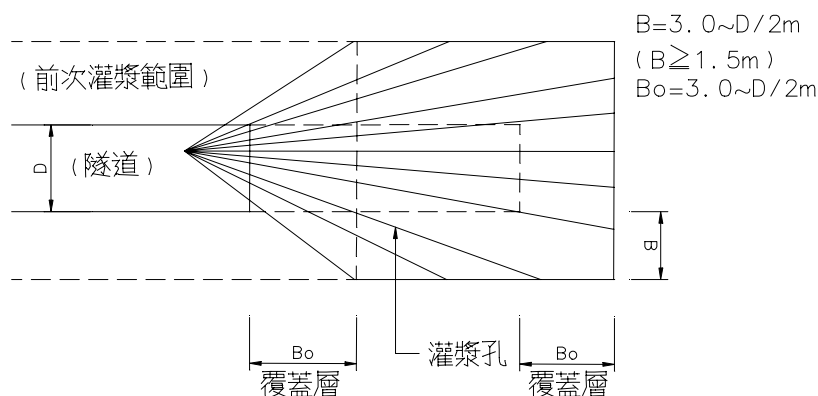


圖 5.2.4-7 隧道內之灌漿改良範圍示意圖

3、日本藥液注入協會制定灌漿改良範圍之標準圖(Standard Drawing)

日本藥液注入協會制定灌漿改良範圍之標準圖供設計者參考，該標準圖係為某些不易以計算方式求得改良範圍之情況所設，由於係標準化圖說之故，難免有考慮不週之處，採用前應詳加檢討其適用性。茲摘錄如下(西松建設，1985年)：

- (1) 潛盾隧道施工之建物保護。(詳圖 5.2.4-8、圖 5.2.4-9、圖 5.2.4-10)
- (2) 潛盾隧道穿越鐵路下方之保護。(詳圖 5.2.4-11)
- (3) 潛盾隧道穿越河川之保護。(詳圖 5.2.4-12)
- (4) 推進工法之鄰房保護。(詳圖 5.2.4-13)
- (5) 推進工法之出發及到達保護。(詳圖 5.2.4-14)

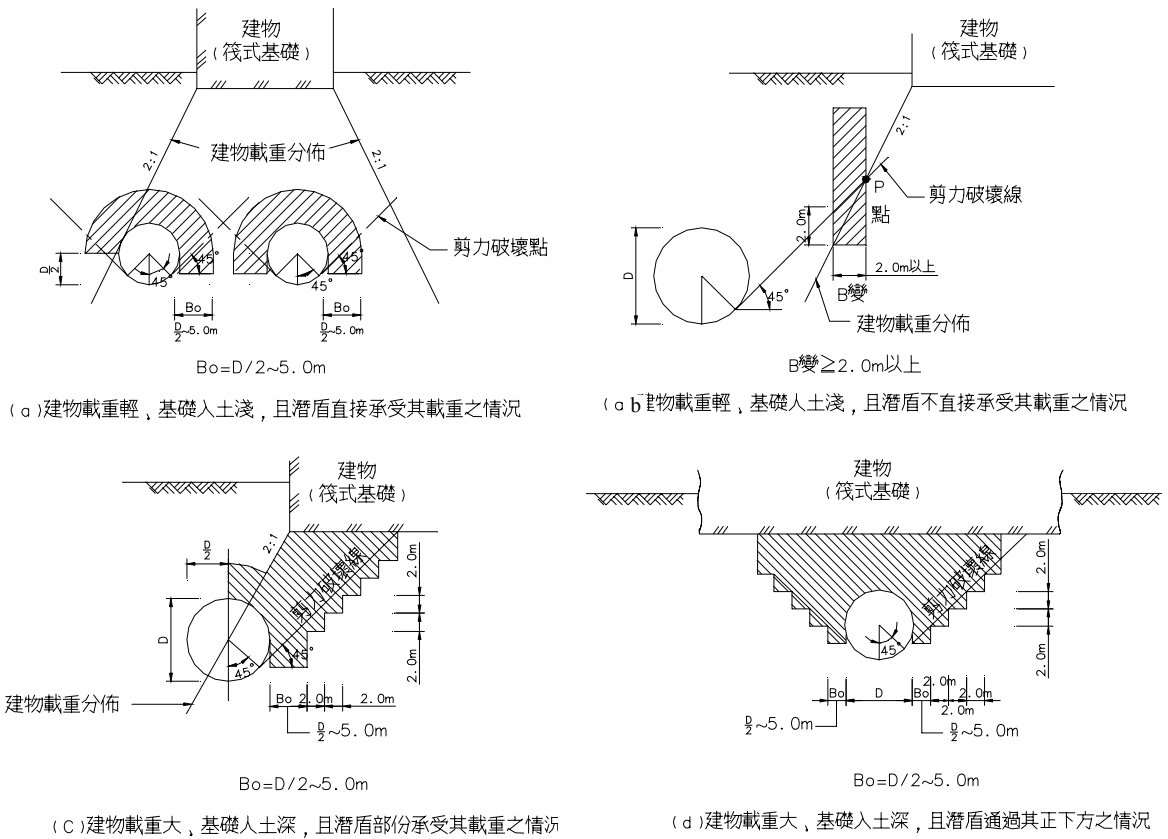


圖 5.2.4-8 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(筏式基礎)

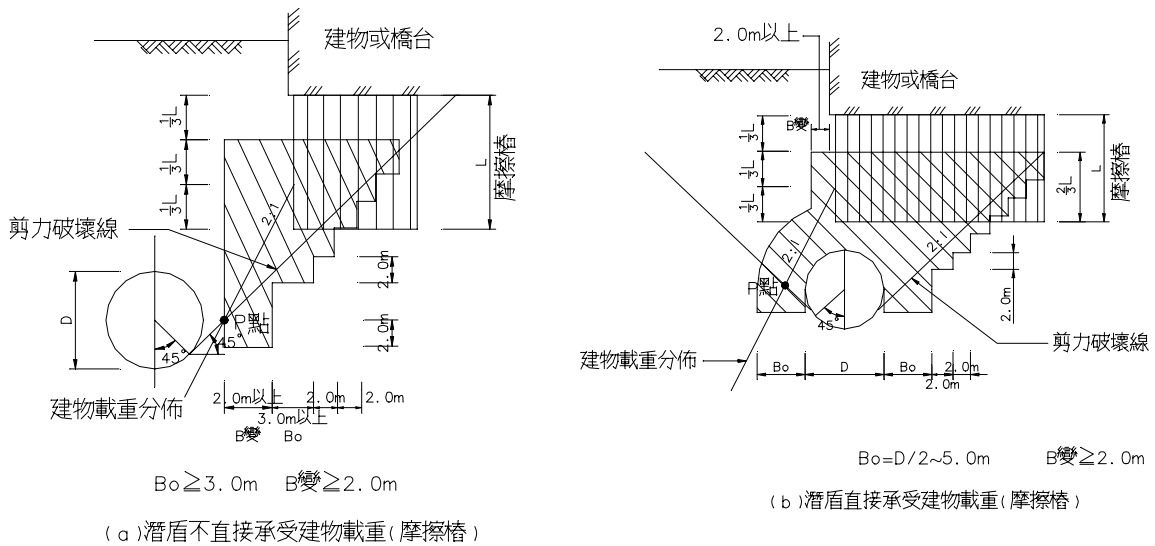


圖 5.2.4-9 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(摩擦樁基礎)

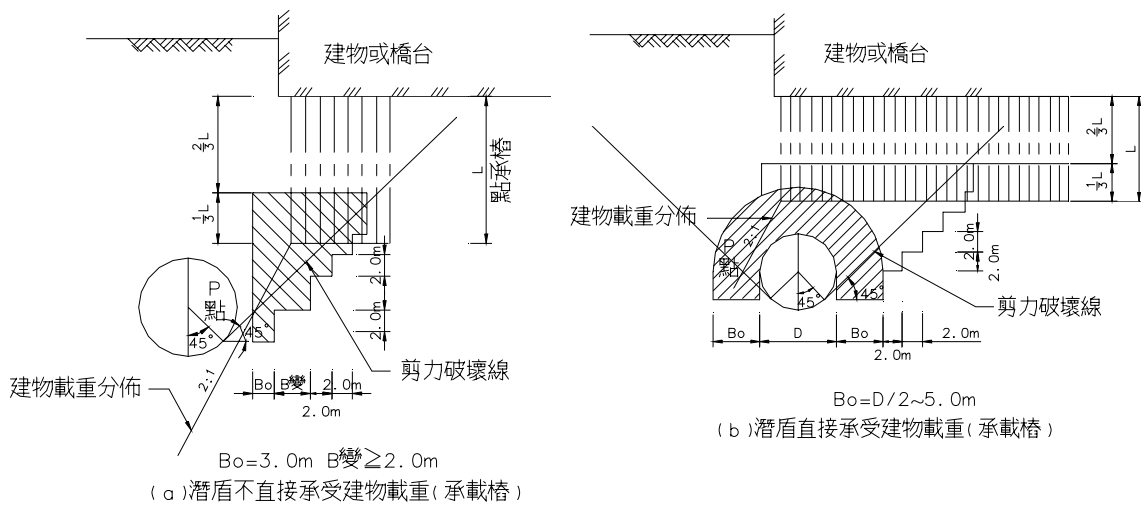


圖 5.2.4-10 潛盾隧道施工之建物保護範圍示意圖(點承樁基礎)

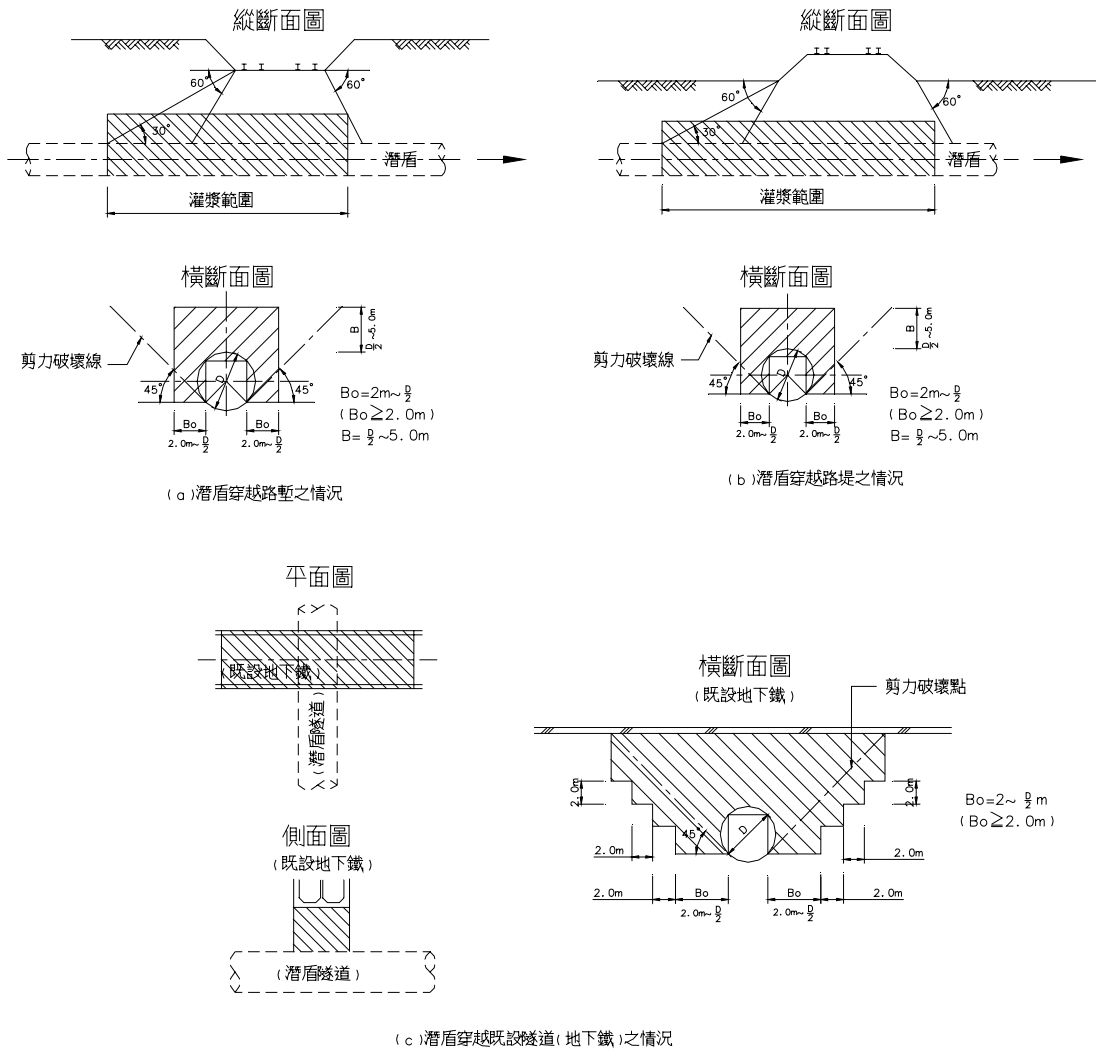


圖 5.2.4-11 潛盾隧道穿越鐵路下方之保護範圍示意圖

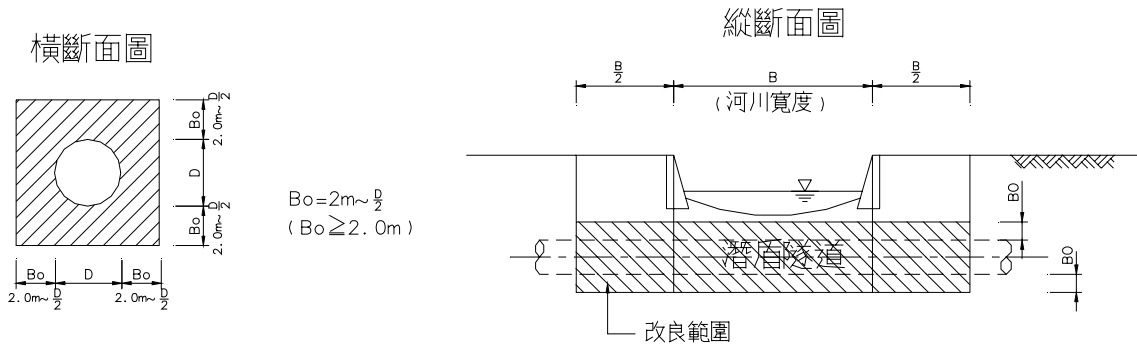


圖 5.2.4-12 潛盾隧道穿越河川之保護範圍示意圖
(覆蓋土層非常薄之情況)

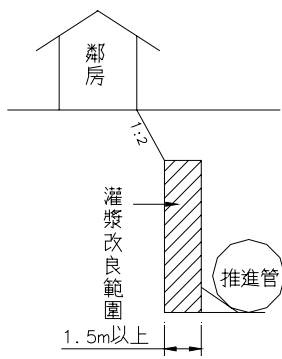
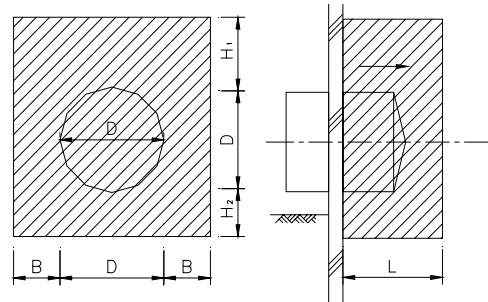


圖 5.2.4-13 推進工法之灌漿改良範圍(鄰房保護)



最小改良值(m)

D	$D < 1.0$	$1.0 \leq D < 2.0$	$2.0 \leq D < 3.0$	$3.0 \leq D < 4.0$
B	1.0	1.5	1.5	2.0
H1	1.5	1.5	2.0	2.0
H2	1.0	1.0~1.5	1.5	1.0~2.0
L	1.5	2.0	3.0	4.0

圖 5.2.4-14 推進工法之灌漿改良範圍(出發及到達)

5.2.5 灌漿孔配置

- 1、灌漿孔間距及配置之決定，應充分檢討灌漿工法與材料，並綜合評估地層條件、改良目的、重要性等，並參考過去改良成功案例決定，以期獲得良好之改良成效。
- 2、灌漿孔配置以雙排為原則。

【解說】

灌漿工法係以一定壓力向地中壓送固結材料之工法，材料的方向及滲透方式非人為所能控制，加以地層堆積型態之複雜性及非均質性，以單一灌漿孔施灌時，不一定可達到設計圖所示之圓柱體改良範圍，因此，日本藥液注入協會(2001年)建議最小灌漿改良尺寸為採雙排配置之灌漿孔所能達到之改良厚度(1.5m以上)。

如圖 5.2.5-1 所示，單排配置時，由於單孔之滲透改良狀況可能不如預期，致改良範圍發生缺陷部份，造成日後漏水、土砂崩壞發生之原因，因此，除空洞填充等目的外，灌漿孔配置以雙排配置為原則。

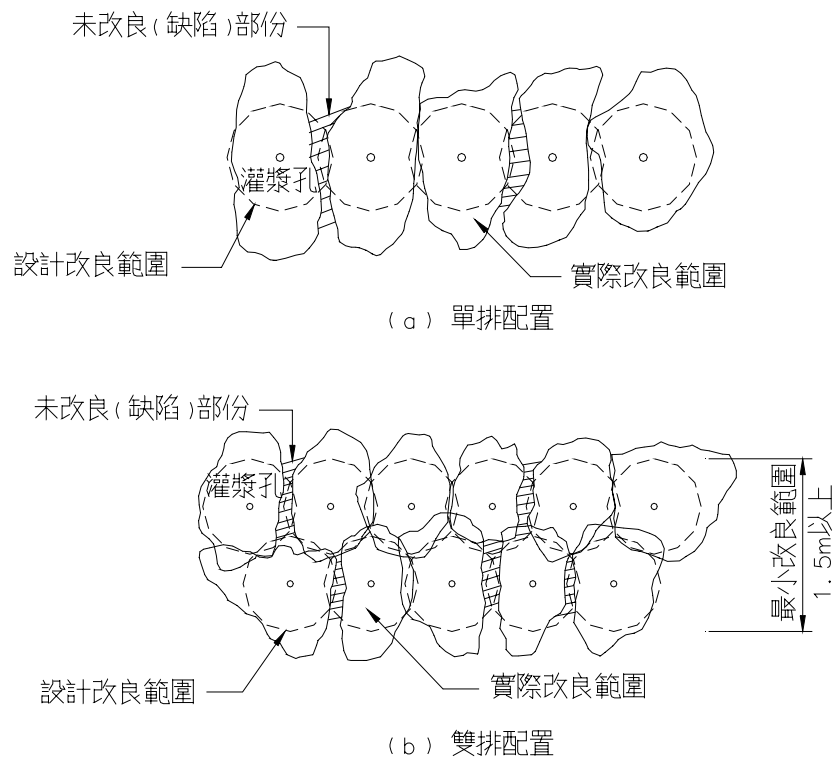


圖 5.2.5-1 灌漿孔配置

為獲得均一而良好的改良效果，設計者必須決定適當的灌漿孔間距，由於間距大小與鑽孔數量及費用有關，因此，灌漿孔之配置實乃設計重點之一。灌漿孔之間距(D)雖可由灌漿材料之理論滲透公式計算而得，惟實際上與滲透有關之因素相當複雜，因此，理論灌漿間距在工程實務上並無意義。一般而言，灌漿孔間距以 1.0~1.5m 為原則，以懸濁型漿液進行劈裂(脈狀)灌漿時，D 約介於 1.0~1.5m 之間；以溶液型漿液進行滲透灌漿時，D 約介於 1.0~1.2m 之間，地層之滲透係數較大時，可採較大間距，反之，滲透係數較小時，則須縮小間距。灌漿孔之間距如圖 5.2.5-2 所示。

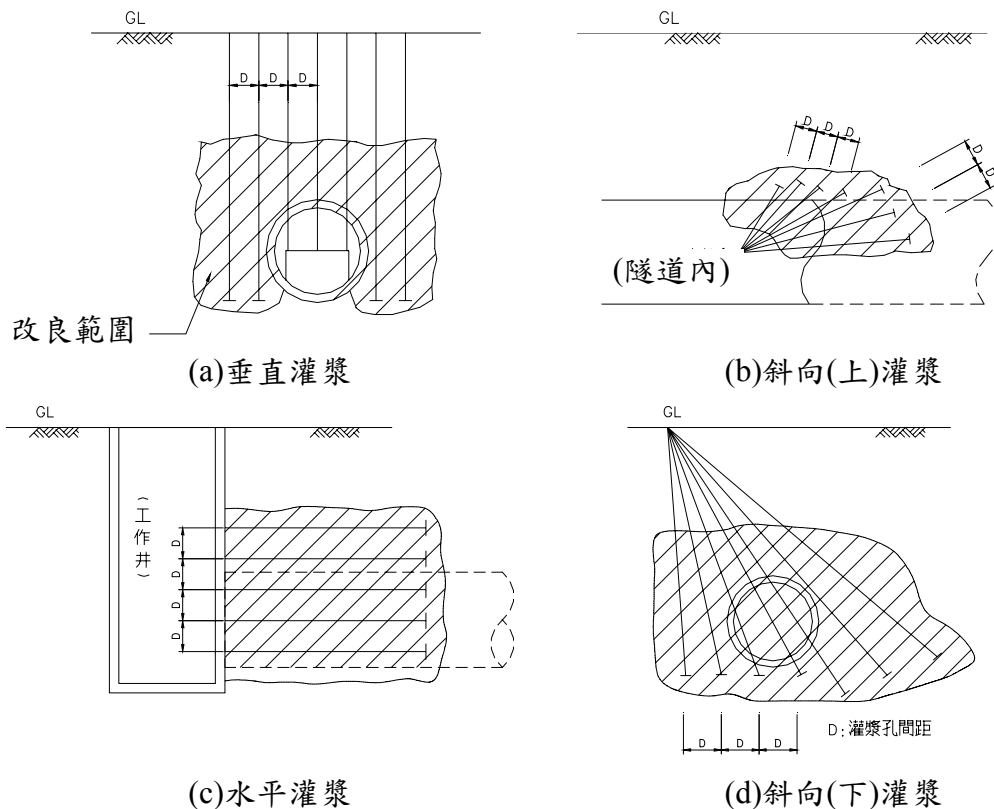


圖 5.2.5-2 灌漿孔之間距

灌漿孔之配置，基本上有單排、雙排正方形、雙排正三角形等三種配置(如圖 5.2.5-3 及圖 5.2.5-4)。對改良均勻度要求較高之情況，宜以雙排正三角形配置為原則。又，有下述情形時，灌漿孔間隔宜適當縮小：(a)斜向或水平灌漿時。(b)鑽孔深度較深時。(c)以單排配置進行止水灌漿時。(d)在黏土層或壤土層等進行劈裂灌漿時。

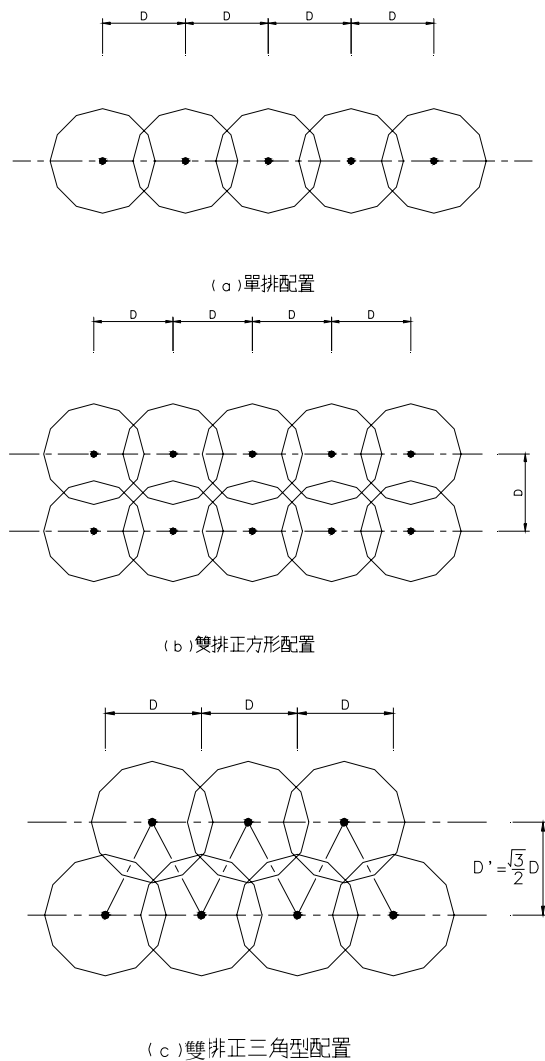


圖 5.2.5-3 灌漿孔之配置例

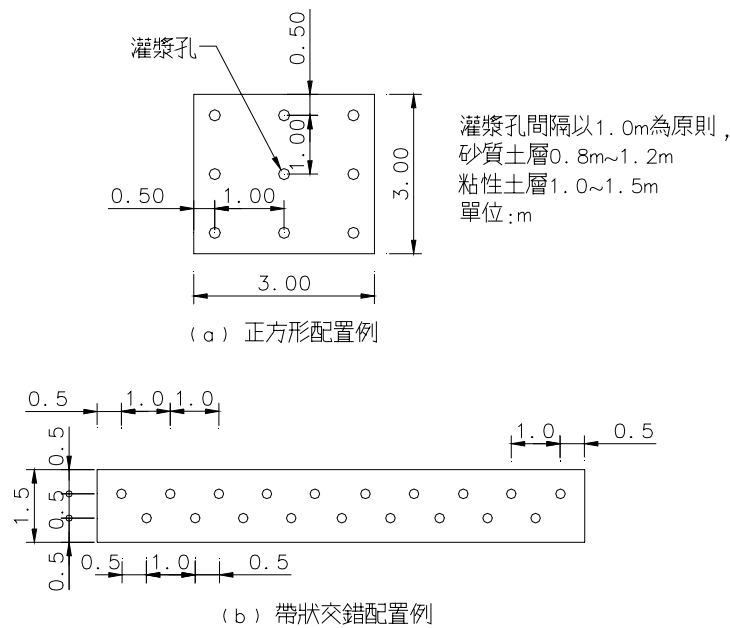


圖 5.2.5-4 灌漿孔間隔及配置例

具備上述基本概念後，以下由經濟性及實用性觀點，說明各種情況下之灌漿孔配置間距之基本原則：

- (1) 以形成截水牆為目的時，間距應儘量縮小，並視止水程度之設計要求，選擇下列配置：(a)單排配置 $D=0.6\sim 0.8\text{m}$ 、(b)雙排正方形配置 $D=0.8\sim 1.0\text{m}$ 、(c)雙排正三角形配置 $D=1.0\sim 1.2\text{m}$ 。
- (2) 以強化地層、形成絕緣壁為目的時，可採較大間距。(a)單排配置 $D=0.8\sim 1.0\text{m}$ 、(b)雙排正方形配置 $D=1.0\sim 1.2\text{m}$ 。
- (3) 大面積灌漿時，宜採正方形配置，再視灌漿目的決定間距。
(a)止水之 $D=1.0\sim 1.2\text{m}$ 、(b)地層之強化 $D=1.0\sim 1.5\text{m}$ 。
- (4) 局部性之小範圍灌漿(如擋土連續壁缺口)，儘量採較小間距，增加灌漿孔數。通常，以止水為目的時， $D\leq 0.6\text{m}$ 。
- (5) 土質為較均勻之砂層，可進行滲透灌漿時，可採較大間距。
- (6) 灌漿可能受地下水稀釋或流動之影響時，應儘可能採最小間距。

- (7) 施工深度超過 15m 以上，灌漿孔之垂直精度可能變差，宜縮小間距。如施工深度超過 25~30m 以上，宜檢討採用其他工法施作。
- (8) 回填土或土堤之補強灌漿，亦或襯砌背面之回填灌漿，係屬空洞填充之灌漿，宜參考上述之設置間距，視現場狀況選擇適宜之間距。

除上述基本原則外，必須注意灌漿孔之配置與施工法(灌漿孔施工順序、膠凝時間等)有密切關係，必須充分檢討施工法後決定。又灌漿孔配置型態及間距常於施工初期視灌漿效果良窳，加以適當之調整。

5.2.6 材料用量

灌漿材料與地層性質、施工方式及施工技術水準等有關，設計時依設計改良範圍及土壤孔隙率等估算材料用量。

【解說】

設計階段為利編製預算，除須針對地層特性提出適當工法、灌漿材料種類及工率外，尚須預估灌漿材料用量。一般而言，灌漿材料用量係設計改良土體量乘以注入率所得之值，但，事實上注入率並非一定值，其與灌漿壓力、膠凝時間、灌漿時間、灌漿孔間距及土壤孔隙率等均有密切關係，且灌漿材料之流失量亦無法掌握，因此，注入率仍須視設計者對灌漿效果之期待程度大小而異，且設計階段所預估之灌漿材料用量須於施工階段初期視實際作業情況予以適度調整。設計階段為獲得一合理之預估灌漿材料用量，設計者必須有注入率及孔隙填充率等數字概念，灌漿材料用量之計算式如下：

$$Q = Vn\alpha(1+\beta) = V\lambda \text{-----} \text{(式 5.2.6-1)}$$

其中，

Q：總灌漿量(m³)

V：灌漿改良範圍內之土體體積(m³)

n：土壤孔隙率(%)

α：孔隙填充率(%)，α(1+β)為填充率

λ：注入率，λ=n×α(1+β)(%)

β：漿液流失係數

各種不同地層之填充率及注入率之參考值如表 5.2.6-1 所示。引用表 5.2.6-1 時，必須注意注入率與施工方式及土層性質有關，該項數字僅為設計上之參考指標，注入率必須依當地慣用施工方式、施工水準、土壤性質等加以適當修正。在施工階段，係將設計所得總灌漿量 Q，依下列公式換算為各階段之灌漿量 q，q 係施工管理之重要參考依據，必要時須於設計圖中明示。(詳圖 5.2.6-1)

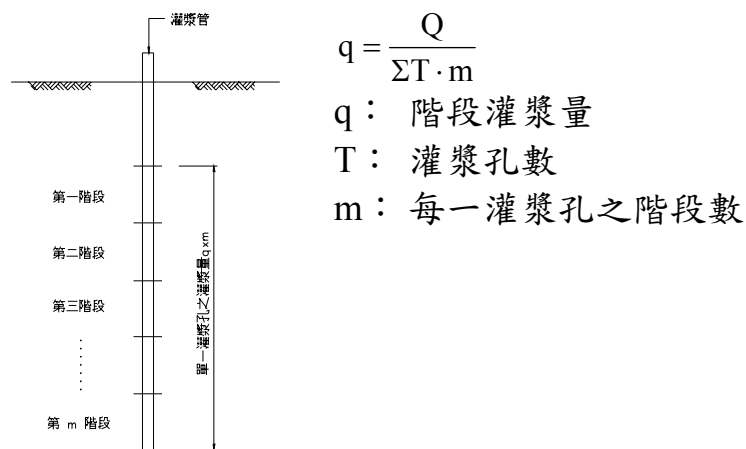


圖 5.2.6-1 階段式灌漿之示意圖

表 5.2.6-1 各種土質之填充率及注入率之參考值
(摘自西松建設，1985)

地層		N 值	孔隙率 (%)	灌漿材料	填充率， $\alpha(1+\beta)$ (%)		注入率， $n\alpha(1+\beta)\lambda$ (%)	
					地層強化	止水	地層強化	止水
砂礫層	疏鬆	4~10	45~50	懸濁型	80	95	36~40	43~48
				溶液型	-	95	-	43~48
	中等緊密	10~30	35~40	懸濁型	65	-	23~26	-
				溶液型	70~80	90	26~32	32~36
	緊密	30~50	30~35	懸濁型	60	-	18~21	-
				溶液型	65~70	80	20~25	24~28
砂土層	疏鬆	4~10	45~50	懸濁型	50	-	23~25	-
				溶液型	60~65	80	27~33	36~40
	中等緊密	10~30	35~40	懸濁型	50	-	20~23	-
				溶液型	60~65	75	24~29	30~34
	緊密	30~50	30~40	懸濁型	50	-	18~20	-
				溶液型	60	65	21~24	23~26
黏土層	軟弱	0~4	60~75	懸濁型	40	-	24~30	-
				溶液型	45	-	27~34	-
	中等稠度	4~8	50~60	懸濁型	30	-	15~18	-
				溶液型	30	-	15~18	-

- 註：1.依土壤調查結果，如N值與孔隙率不符時，可優先採孔隙率所對應之注入率。
2.如孔隙率不明確時，可藉N值推估注入率。
3.漿液流失係數 β 取0.1。

5.2.7 灌漿改良成效

改良成效包括改良土體之強度、透水性、密度及耐久性等，與灌漿材料種類、地層條件及施工條件有關。

【解說】

灌漿材料施灌後對地層之改良作用，主要決定於灌漿材料之強度特性。以標準砂施灌水玻璃藥液後製作而成之砂固結體(Sandgel)進行單軸壓縮試驗結果顯示，固結體之強度與水玻璃藥液之種類有關，藥液之主劑(水玻璃)濃度愈高，則固結體強度愈大，而視硬化劑種類不同，有機系硬化劑可使強度增大，無機系則幾乎沒有變化。

於灌漿工程現場實地採得之改良土體，其強度不單決定於灌漿材料之種類，而與現場地層條件及施工條件有密切關係，此乃灌漿材料在地層中之滲透狀況不同，所得改良土體之強度亦不同之故，因此，須視改良之目的，選擇適當之灌漿材料及灌漿工法。

1、強度特性

藉灌漿材料使土壤強度增加之原因在於漿液賦予土粒子凝聚力，由一般經驗可知，改良土體之凝聚力為漿液本身凝聚力之數倍至數 10 倍，粒徑愈大、膠結愈疏鬆之地層，應以純膠體強度高之漿液處理，反之，則考慮滲透性較佳之藥液，因此，改良土體之強度與灌漿材料強度、地層密度及顆粒分佈均有密切關係。

對砂土層進行滲透灌漿時，改良土體之強度增加在於漿液與砂土產生結合作用，即凝聚力之增加，一般改良土之凝聚力可達 $0.5 \sim 2.0 \text{kg/cm}^2$ 。由三軸壓縮試驗結果以莫爾圓表示後可知，灌漿後改良土體凝聚力增加，但內部摩擦角幾乎不變。砂土層之改良強度與灌漿材料種類有極大關係，和改良前之土壤強度較無關係。根據(柴崎、下田、野上、1978)研究。改良前後砂土層之標準貫入 N 值有 $N' = 7\sqrt{N}$ 之關係，其中， N' ：灌漿後之 N 值。

粘土層土壤強度增加型態與砂土層不同，在於漿液在粘土層中以脈狀貫入時，施灌壓力對土層產生之壓密效果，及脈狀固結體在地層中形成之補強效果。根據日本之統計資料，原地層凝聚力極低時，即使用 LW(Labile Wasserglas)藥液施灌，凝聚力雖可增加約 20%，但灌漿後之凝聚力很少達 1.0kg/cm^2 以上。考慮脈狀固結體之分佈效果(Hoop Tension)時，地層全體之改良效果有時可達 50%。對於強度較高之粘土層施灌時，因施工不當，亦有導致強度降低之案例。由於粘土層之改良效果較不穩定，施工管理非常困難，設計與施工時必須針對土壤條件及施工管理方法慎重檢討。

2、透水性

一般欲改善透水性之對象地層皆為砂土層，灌漿改良後之地層滲透係數多在 $1 \times 10^{-4} \sim 10^{-5} \text{cm/sec}$ ，偶爾也可獲得更佳之改良成效。

3、密度

一般土壤之單位體積重量 $\gamma_t = 1.6 \sim 1.7 \text{t/m}^3$ 左右，土壤粒子間之孔隙經漿液填充或壓密後，密度可提昇至 $1.9 \sim 2.0 \text{t/m}^3$ ，約可增加 20% 左右。

4、耐久性

灌漿工法主要是當做主體工程之輔助工法使用，除了使用高分子系或非化學藥液系之灌漿材料改良之固結體外，一般之固結體都有溶解性(Leaching)，可能產生體積、形狀之變化或強度、止水性漸失之特性，主要是固結體中之漿液受地下水及土壤中之化學成分之影響，產生物理或化學變化所致。當主體工程之施工對灌漿工法之期望較高時，則宜每隔一段時間施行補充灌漿，以消除耐久性不足之疑慮。有關耐久性或永久性灌漿材料，日本工程界已結合學術界(如米倉、島田，1992 迄今)著手進行研究已達實用化之階段。

恒久性灌漿工法之目的，是在地層內築造永久性灌漿體，因此灌入土壤空隙之漿液應盡可能精確地控制在預定改良範圍內。一般常用之進行恒久性灌漿之方法有雙重管雙環塞工法 (Twin -tube double packer method) 或雙柵管工法 (Double strainer method)，利用灌漿壓力於地層中擠出裂縫，形成不規則狀之漿脈，如劈裂灌注方式；若土壤孔隙夠大，則漿液可以滲透方式灌入地層中，如滲透灌注方式。然而因劈裂裂縫延伸或漿液之滲透範圍均不易掌握，故一般之劈裂和滲透灌注方式，並無法確保能夠完全地改良地盤而沒有疏漏之處。可是恒久性灌漿所強調的，是要能夠完全改良預定範圍內之地層，因此恒久性灌漿工法必須採用妥善之滲透式灌漿作業，而不可採用劈裂式灌漿作業。

為達此一目的，已研發出新的恒久性灌漿工法，包括超多點注入工法（Multiple-point injection method）、膨脹式環塞工法（Expacker method）和三維滲透工法（Three dimension permeation method）等。這些工法均是運用緩慢的灌注速度，使不致於發生地層劈裂之原理，來達到均勻灌漿之目的。只是較慢之灌注速度，會增加施工成本。上述三種恒久性灌漿材料之灌注方式請參考圖 5.2.7-2 之示意圖，茲分別說明如下：

- (1) 超多點注入工法（Multiple-point injection method）：以每台有 30 個灌注點聯結之幫浦同時灌注，兩台幫浦並聯時可同時灌注 60 個灌注點，而且每一灌注點只以 3~5 l/min 之漿液吐出量緩慢地注入，以使灌漿材料能以滲透方式注入土壤孔隙間。注入管採用內徑 2~6mm 之細管，以一灌注點對應一注入管的方式配置，注入管末端裝設有特製之逆阻閥，以防止灌注過程中藥液之回流。因為多點同時灌注，灌注速度雖慢，但尚不至增加灌漿成本（圖 5.2.7-2）。
- (2) 膨脹式環塞工法（Expacker method）：以裝有袋體之特殊外管插入鑽孔套管內，袋體之間距約 2 m，將快凝之非水泥系漿液注入袋體內使其膨脹，膨脹後之袋體會壓密孔壁使形成一環塞，上下環塞間之柱狀滲透空間約 1~2m。由於柱狀滲透空間大，故平均單位面積之滲透速度低，因此以低灌注壓力，亦可施作完整之滲透灌注。灌漿孔之間距 2~4m，漿液吐出量約 20~30 l/min，能較大體積的快速施工，達到經濟效果（圖 5.2.7-2）。
- (3) 三維滲透工法（Three-dimension permeation method）：利用可自動調整壓力之灌漿幫浦和漿液分配系統，把灌漿液分送至各細管，以定壓和定量方式施行三維同步灌注。將此一裝有特殊環塞之多數注入細管上方，以輸漿管網綁組合後插入鑽孔套管

內，漿液經過輸漿管分配至各細管之出漿口後吐出。依地質情況之不同，形成複球狀或柱狀滲透灌漿。此工法兼具超多點注入工法和膨脹式環塞兩者之功能和優點（圖 5.2.7-2）。

日本恒久性灌漿工法之應用正在擴大中，但是相關灌漿技術之施工現場操作已有相當程度之進步，但還需要更系統化，不可僅憑經驗和感覺來施作。合理之施工管理系統應被重視，這是推廣恒久性灌漿工法最重要之條件。（摘自米亮倉三等人，民國 91 年 10 月）。

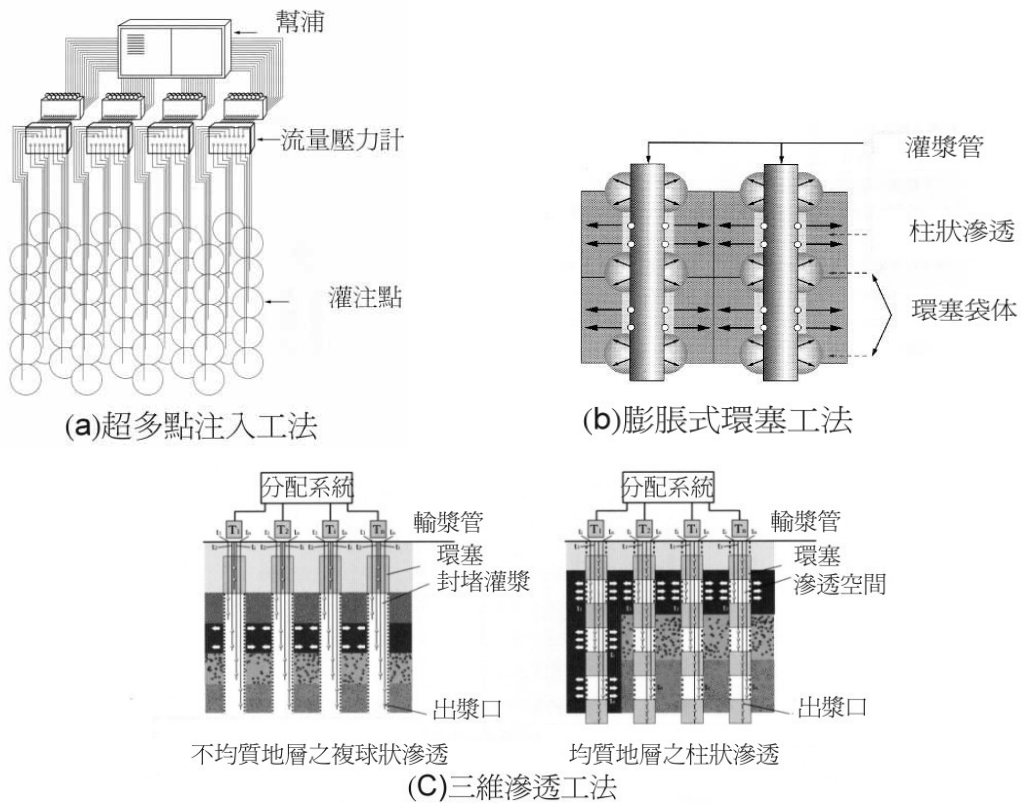


圖 5.2.7-2 恆久性灌漿材料之灌注方式

第六章、動力夯實工法

6.1 說明

6.1.1 適用範圍

- 1、動力夯實工法係利用起重設備吊高重錘再令其自由落下，反復多次夯擊地面，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改變現地土壤之組織，使地層壓實，進而達到強化地層，增加支承力與抗剪力，減少沉陷，或降低液化潛能之目的。
- 2、動力夯實工法適用於處理砂質土壤、低飽和度粉土與黏性土壤、回填土等地層。

【解說】

- 1、動力夯實工法(Dynamic Compaction Method)又稱動力壓密工法(Dynamic Consolidation)，於1696年由法國工程師Louis Menard開發成功，台灣地區於1993年首度引入應用於台塑六輕工業區建廠工程。動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘吊起相當高度，再讓重錘自由落下，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改變現地土壤之組織，使疏鬆地層壓縮趨於密實。為能有效改良深層地盤，一般將夯擊點規劃為棋盤式配置(參見圖6.1.1-1)，各夯擊點間保持相當距離，並依改良需求及地層特性、超額孔隙水壓激發情形等分一至數個階段(Pass)夯擊，每一夯擊點以重錘多次反覆夯擊，此階段夯擊改良稱為主錘擊(Primary Tamping)或稱主搗實。主錘擊完成後，由於夯錘衝擊地表形成陷坑，經整平後再以較低夯擊能量之夯錘，進行密接式整平錘擊(Iron Tamping)，以改良表層疏鬆之地層。動力夯實工法初期僅用於滲透性高之砂性土層改良，但經過數年的應用與發展，由於施工方法的改進與排水條件的改變，本法也適用於低滲透性飽和粘土之改良。表6.1.1-1所示為台灣地區應用動力夯實工法改良之案例。

2、動力夯實工法改良土壤的原理大致可歸納為下述三項，第一為加密作用，指空氣或氣體的排出；第二為壓密作用，指的是土體內孔隙水或流體的排出；第三為預加變形作用，指土壤顆粒在結構上的重新排列。茲就未飽和土壤、飽和非黏性土壤及飽和黏性土壤等之改良原理說如后。

表 6.1.1-1 台灣地區應用動力夯實工法改良之案例

地點	案名	工程期間	改良目的	改良工法	改良面積	改良深度
台中港 石化工業 專業區	中美和石化公司 六廠地質改良工程	2000.10~2001.7	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	7.7 公頃	10m
彰濱工業區	台灣食益補公司彰濱 廠地質改良工程	1996.5~1996.6	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	—	10.5m
	車輛測試中心彰濱基 地試驗室地質改良工 程	1998.7~1998.11	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	4.5 公頃	10m
	事業廢棄物資源回收 處理場基地地質改良 工程	1999.1~1999.3	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	4.25 公頃	10m
	車輛測試中心彰濱基 地試車場地質改良工 程	1999~2000	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	66 公頃	10m
雲林離島式 基礎工業區 (麥寮區、 海豐區)	麥寮工業港及台塑六 輕工業區建廠工程	1992~2001	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	1708.9 公頃	7~13m
高雄港 第五貨櫃中心	78 號碼頭新建地質改 良工程	1997.6~1998.7	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	10.1 公頃	12m
	79 ~ 81 號碼頭貨櫃 場地質改良工程	1998.7~1998.8	抗液化、 改善基礎承載力	動力夯實工法	2.4 公頃	12m

(1) 未飽和土壤

動力夯實施工時，重錘落下夯擊土層，其能量一部份將消耗於表層鋪面級配土壤使顆粒粉碎，另一部份則於土層中轉化為震波向四面八方傳遞，震波通過土層後，土壤吸收震波傳遞的能量，使土壤內部的應力升高。當未飽和土壤承受高動應力

(High-Dynamic Stress)時，土壤孔隙中的氣泡被壓縮，而孔隙中的水也因孔隙水壓的增高、消散而排出，土壤孔隙體積因而

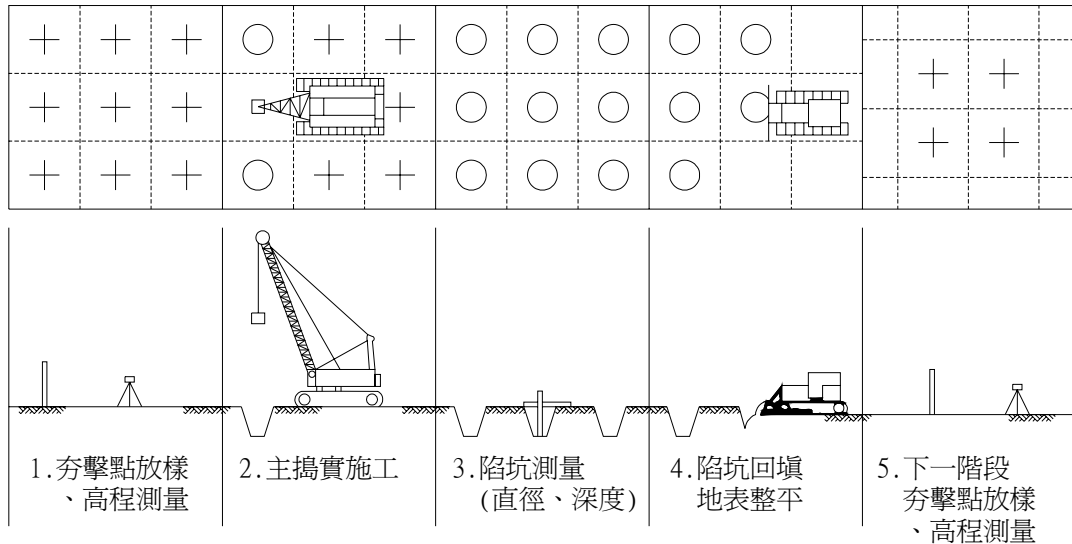


圖 6.1.1-1 動力夯實工法主錘擊施工示意圖

減少，土壤顆粒結構重新排列，土層因此沉陷、壓實而成為較緊密的狀態。當高能量反覆夯擊土層時，土壤孔隙中的氣泡將逐漸被壓縮，氣泡所佔的體積百分比也將漸減，直到土壤達到飽和狀態。土壤飽和後，若繼續以高能量反覆夯擊，則土壤的行為可分別就飽和非黏性土壤及黏性土壤說明。

(2) 飽和非黏性土壤

當土壤為飽和非黏性土壤時，因土壤顆粒及顆粒間孔隙水不可壓縮，夯擊產生之高動應力，由孔隙水承受而產生超額孔隙水壓，連續之夯擊將使孔隙水壓漸次提高，當土壤內產生之超額孔隙水壓等於有效應力時，土壤將因失去剪力強度而呈現液化情形。土壤液化後若停止夯擊，則土壤內孔隙水將因超額孔隙水壓之消散而逐漸排出，土壤顆粒亦逐漸沉積。由於孔隙水的排除，使土壤孔隙體積減少，土壤顆粒得以較原來更緊密的方

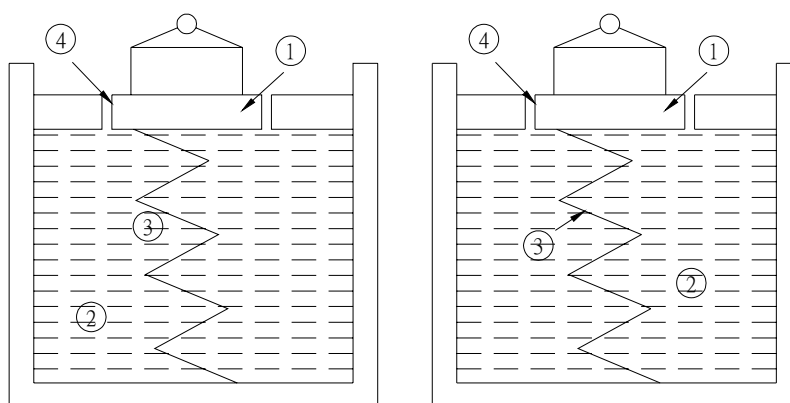
式重新排列，因而達到土壤改良的效果。

(3) 飽和黏性土壤

Menard(1974)為了解釋細粒土壤的動力緊密現象，提出不同於Terzaghi 的壓密理論模式如圖 6.1.1-2 所示。Menard and Broise (1975)根據動力壓密試驗結果說明接近飽和之黏性土壤於動力壓密施工中錘擊能量、孔隙水壓、體積變化量及土壤承載力的關係(如圖 6.1.1-3 所示)，並提出四點動力壓密工法能有效的應用於改良黏性土壤的原因：

- A、飽和土壤中仍含有極微小的氣泡(Micro-bubbles)
- B、反覆的夯擊導致漸次性的土壤液化
- C、土壤滲透性因裂隙或土壤接近液化狀態而改變
- D、土壤強度的回復性

Menard and Broise(1975)雖提出動力壓密工法可以有效的應用飽和黏土層的改良，試驗室亦有多項試驗證實動力壓密的效用，但其真正理論仍未被確認，且實際案例有限，因此本規範暫將飽和粉土與黏性土壤排除在動力壓密工法之建議適用範圍外，前述地層若擬使用動力壓密工法改良，宜透過現地模擬施工加以驗證其適用性。



靜定壓密模式(Terzaghi)

- ① 活塞無摩擦
- ② 液相不可壓縮
- ③ 彈性模數為定值
- ④ 滲透率為定值

動力壓密模式(Menard)

- ① 活塞具摩擦
- ② 液相、氣相皆可壓縮
- ③ 彈性模數非定值
- ④ 滲透率非定值

圖 6.1.1-2 壓密理論之模式

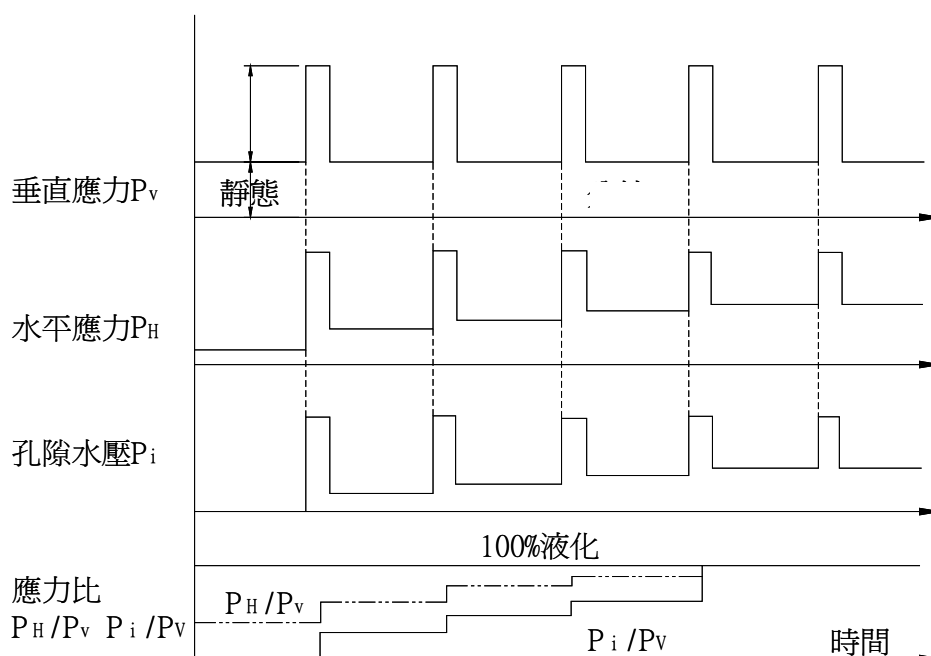


圖 6.1.1-3 動力壓密工法施工中土壤性質之變化

6.1.2 作業流程

動力夯實工法之設計與施工仰賴經驗之處極多，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則施工前應於工程基地內選取具代表性之場地進行模擬施工，以確認改良工法及設計理念之適用性及可靠性。

【解說】

動力夯實工法之設計，實務上多憑經驗設計法，惟施工經驗有其區域之侷限性，且影響改良效果之因素甚多，依此方式所進行之設計，未必能確實掌握所有影響因素，因此正式施工前應藉由模擬施工 (Pilot Test) 驗證設計理念之正確性，及確認設計之合理性，並藉由施工中之監測及施工後之改良成效檢驗，確實掌控改良地層之行為變化，以回饋設計修正施工參數，以確保施工成效達到設計改良目標需求。圖 6.1.2-1 為動力夯實工法之設計與施工流程。

6.2 設計

6.2.1 調查

調查之目的，旨在取得動力夯實工法規劃設計及施工所需之相關資料，補充調查內容至少應包括：

- | | |
|--------------|----------|
| 1、地形調查 | 2、地質調查 |
| 3、地下結構物與管線調查 | 4、施工條件調查 |
| 5、環境調查 | 6、環保法令蒐集 |

【解說】

基於經濟及安全考量，動力夯實工法在規劃設計及施工前應實施調查工作。由於各階段工作性質及所需資料精細度要求不同，因此調查應配合各階段需求進行調查。若設計與施工階段時間相近，或地層改良採統包方式發包，則設計階段之調查應涵蓋施工階段所需資料。調查之項

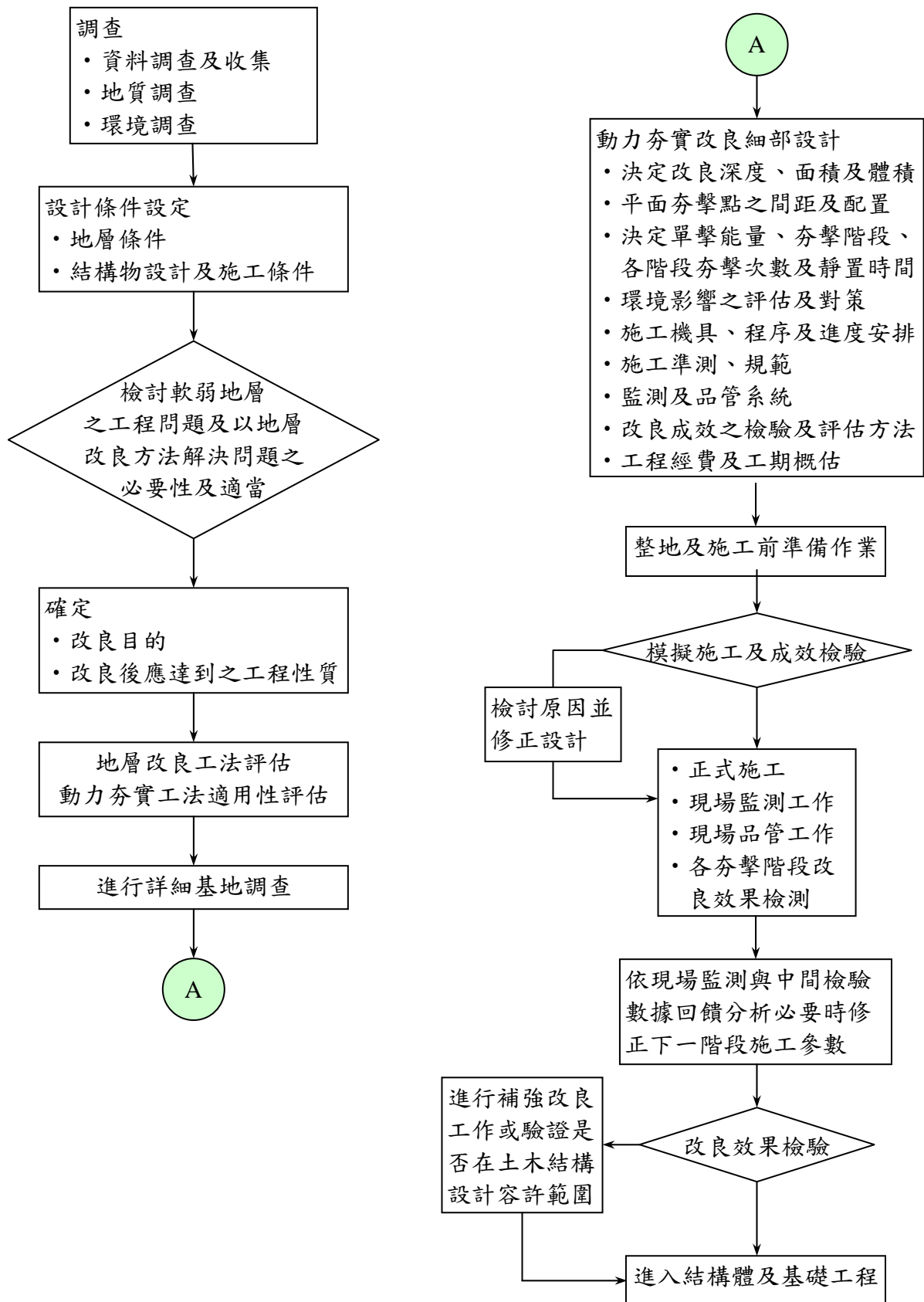


圖 6.2.1-1 動力夯實改良之作業流程

目以取得動力夯實工法規劃設計及施工所需資料為主，其結果除供地層改良之規劃設計使用外，也提供施工計畫之研擬及施工期程規畫之依據。調查內容至少應包括：

1、地形調查

視設計及施工規畫作業需要，針對既有地形測量不足部分進行補充地形測量，其地形圖比例尺應在五百分之一至一千分之一之間，並對既有調查成果進行檢核確認。

2、地質調查

欲使動力夯實工法施工達到預期之改良效果，應對擬改良地層之層次、軟弱或堅硬夾層分佈、細顆粒含量、透水性、強度特性與地下水位等有明確之瞭解。地質調查密度應視工程性質及對基地地質條件之瞭解程度，規畫必要之調查方法及調查點數地形、地區特性、改良目的而定。原則上，每 2000 平方公尺之施工面積取一調查點，每一基地至少二處，惟對於地質條件變異性較大之地區，應增加調查點數。對於面積大於 1 公頃之改良基地，得視基地之地形、地層複雜性等調整調查密度。

3、地下結構物與管線調查

規畫設計及施工前應以一千分之一之地形圖供管線單位套繪改良範圍及其鄰近地區之地下結構物與管線現況，並邀管線管理單位至現場會勘及核對，以確實掌握地下既有管線及結構物之數量與位置。對有疑慮處應辦理管線試挖，以確認地下管線與埋設物種類，及確實埋設之位置、深度與尺寸等，工程施工前，應對妨礙工程進行或可能受施工影響之地下管線與埋設物施行必要之遷移與保護。

4、施工條件調查

調查內容以施工之作業環境調查為主，其調查項目包括：

- (1) 施工作业空間、施工進出道路、施工期間相鄰工程之影響、每年可施工日數、排水設施等。

(2) 鄰近結構物之調查：經評估可能受動力夯實工法施工影響之鄰近結構物，必須進行建築物基礎型式之調查。調查之項目如下：

A、建築物構造及基礎型式調查：調查建築物之構造及基礎型式資料(包括結構與基礎型式、基礎規模與埋置深度、有無地下室等)，以供判斷建物是否易受動力夯實施工之影響而產生變形。

B、建築物現況：建築物傾斜現況，及建築物內外之現有損傷或龜裂處，應於施工前委託相關具公信力之專業人員進行調查，並與屋主共同會勘，攝影留存。

5、環境調查：環境調查原則上以現場勘查為主，必要時應採實地監測方式，以取得改良工區附近之背景環境特性，進而提供環境影響分析以及保護對策研擬之依據。

6、環保法令蒐集：蒐集國內外相關環保法令，以及計畫區所在之相關環保特別規定，以提供環境保護措施設計之基準。

6.2.2 改良深度與範圍

改良深度與範圍應視改良需求與地層條件，根據土壤力學之穩定安全分析，並考慮適當之安全係數決定之，以能滿足設計需求之支承力與抗剪力，且不使上部結構發生有害裂縫或影響其使用功能之變位為原則。

【解說】

對於建築物基礎承载力之改良處理，動力夯實工法處理之改良範圍應大於建築物基礎涵蓋範圍，具體之放大範圍可根據建築結構與基礎型式，及重要性等因素考慮確定。對於一般建築物，基礎外緣向外延伸之改良寬度宜為設計改良深度之 $2/3 \sim 1$ ，且不宜小於 3 m。改良深度可根據地層條件與改良需求，依據土壤力學之穩定安全分析，並考慮適當

之安全係數決定之。

抗液化處理之改良深度一般以改良至液化土層底部為原則，惟當液化土層厚度甚厚，或擬建之建物或設備基礎可以允許較大之沉陷時，為縮節工程經費亦可考慮只改良液化土層之上部，惟為確保建物及設施不致於產生過大之震陷而危及安全，液化地基之改良深度應使殘留之液化土層所造成之液化潛能指數 PL 值小於 4，對於獨立基礎或條形基礎，改良深度則應至少深及於基礎底面下 5 公尺及基礎長邊寬度之較大值(建築抗震設計規範，1989)，同時須儘可能加強上部結構之勁度以適應可能之不均勻沉陷。液化改良之平面範圍，除基礎覆蓋之面積範圍外，改良範圍應自基礎外緣向外延伸一定之距離，以確保基礎下方改良區之強度不受液化土壤之影響。一般改良寬度之延伸範圍為 2/3~1.0 倍之改良深度，特殊構造物得視其功能延伸改良寬度。

6.2.3 主錘擊之單擊能量

改良需求之單擊能量得根據待改良土壤種類與要求之改良深度，參考過去改良成功之實施案例決定。

【解說】

改良需求之單擊能量得根據待改良土壤種類與要求之改良深度，依下式計算：

$$D = \alpha \sqrt{E} = \alpha \sqrt{WH} \quad (\text{式 } 6.2.3-1)$$

式內：

D = 改良深度(m)

E = 單擊能量(t-m)

W = 錘重(t)

H = 有效落距(m)

α = 修正係數，與土壤種類及夯錘釋放方式等有關，一般介於 0.35~0.60 之間。

依目前的經驗，影響動力夯實改良成效之因素很多，如土壤種類與性質、土層分佈情形、地下水位深度、土層過去所受之應力歷史 (Stress History)、單擊能量、夯錘底面積大小及錘擊點之配置規畫等。其中以單擊能量之決定最為重要，而單擊能量之選擇則決定於擬改良深度、地層種類及改良目標值要求。單擊能量係指錘重與有效落距之乘積，單擊能量是影響改良深度之主要因素，單擊能量愈大，改良影響深度愈深，公式(6.2.3-1)係參考 Lukas (1995)之建議，式中之 α 值可能受到許多因素影響，包括夯錘釋放方式之效率、單位夯擊能量、土層狀況如土壤種類與是否存在軟弱或堅硬夾層，及夯錘之接觸壓力等。對於採用單根鋼索吊放夯錘(夯錘落下時鋼索也隨著落下)機組施工，且單位面積之夯擊能量介於 100~300 t-m/m² 間之動力夯實工法施工規畫，Lukas (1995)建議之不同土層 α 值如表 6.2.3-1 所示。台灣西部濱海工業區之動力夯實工法施工經驗則顯示，粉質砂土層之 α 值約介於 0.5~0.6 間，可提供初步規畫之參考。

表 6.2.3-1 Lukas (1995)建議之 α 值

土壤種類	飽和度	建議之 α 值
透水性土層 - 顆粒性土壤	高	0.5
	低	0.50 - 0.60
半透水性土層 - 塑性指數小於8之粉土	高	0.35 - 0.40
	低	0.40 - 0.50
不透水土層 - 塑性指數大於8之粘土	高	不建議採用
	低	0.35 - 0.40 土壤之含水量需低於塑性限度

註：表中建議值適用於單索吊放夯錘設備及平均夯擊能量介於 100~300 t-m/m² 之情形

依土壤種類與改良深度決定所需之單擊能量後，再參考市場上動力夯實工法專用起重機械之起吊能力，選擇適當之夯錘重量與落距。對同一單擊能量，錘重與落距可以有多種組合，設計時主要之考慮乃是做最

經濟有效的選擇。依 Jessberger and Beine (1981)室內模擬試驗結果顯示，落距對改良效果之影響遠較夯錘重量為大，因此在起重機械能力範圍內提高落距為經濟有效的選擇。

6.2.4 主錘擊之平均夯擊能量

動力夯實之平均夯擊能量應根據地層種類、改良目標值及要求之改良深度等綜合考量，並以現場模擬施工確認之。一般情形，砂質土壤可取 100~300 t-m/m²，細粒土壤可取 150~400 t-m/m²。

【解說】

有些學者專家定義平均夯擊能量為單位面積夯擊能量，另有些學者專家則定義平均夯擊能量為單位體積夯擊能量，係指施加於改良區內單位面積或單位體積之總夯擊能量，依過去施工經驗顯示，當單擊能量能滿足改良深度需求時，有效改良深度會在一定範圍內隨平均夯擊能量之增加而增大。

平均夯擊能量之選取不僅取決於地層種類，而且應能滿足有效改良深度之要求，此外尚應根據改良目標值等綜合考量，並以現地模擬施工(試夯)確認。在缺乏現地試夯資料之情形下，可參考本規範建議值進行試夯之規畫，或採用 Lukas (1995)之建議依土壤種類、土層厚度、及土壤初始密度等三種條件選取適當之單位體積夯擊能量(參見表 6.2.4-1 及圖 6.2.4-1)，砂質土壤亦可根據改良需求之 SPT-N 值增量，參考日本土質工學會(1998)之建議與台灣西部濱海工業區改良經驗(參見圖 6.2.4-2) 選取適當之單位體積夯擊能量，進行試夯之規畫。

表 6.2.4-1 Lukas (1995)建議之單位體積夯擊能量

地層種類	建議施加之單位體積夯擊能量	預期改良效果
Zone 1 - 透水性粗顆粒土壤	20-25 t-m/m ³	優
Zone 2 - 半透水性細粒土壤 塑性指數小於 8 之粉土	25-35 t-m/m ³	普通至佳
Zone 3 - 不透水性土壤 塑性指數大於 8 之粘土	不適用	不適用
回填土	60-110 t-m/m ³	優

註：Zone 1、Zone 2、Zone 3群之定義詳圖6.2.4-1

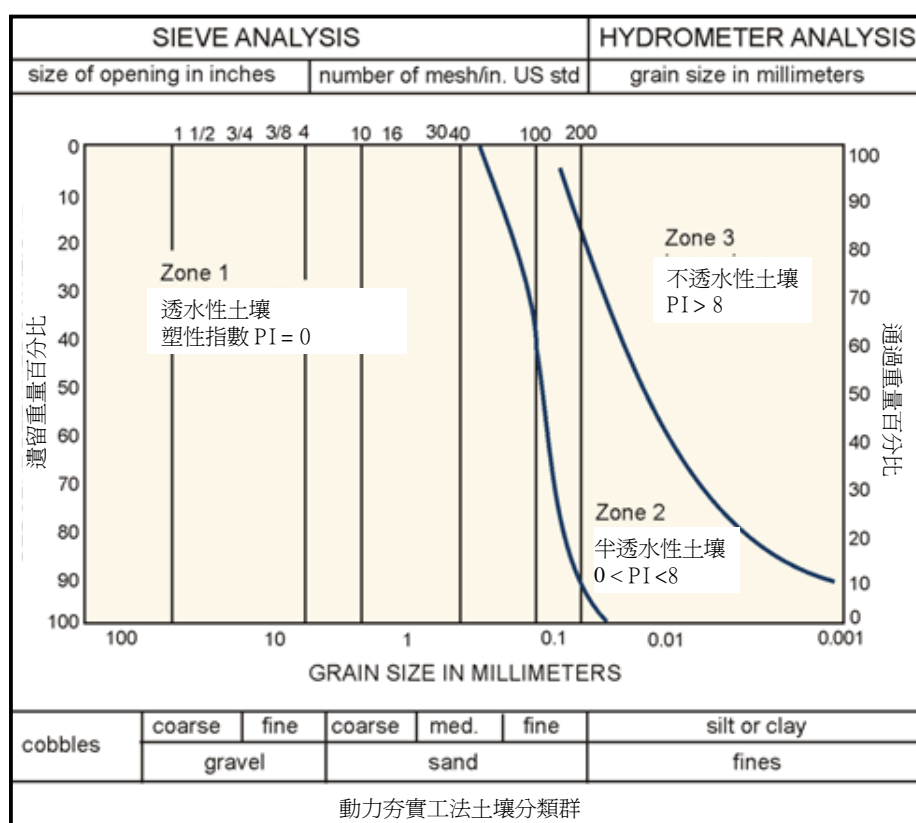


圖 6.2.4-1 動力夯實工法之土壤分類群(Lukas, 1995)

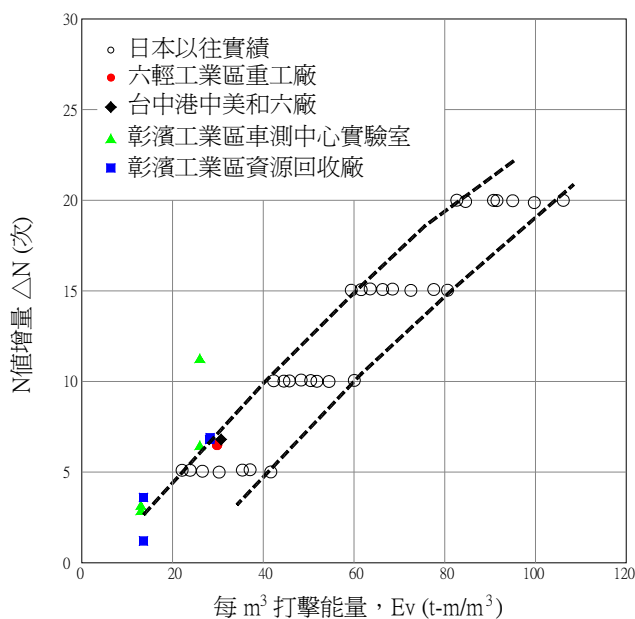


圖 6.2.4-2 單位體積夯擊能量與 SPT-N 值增量之關係
(余明山等，2004)

6.2.5 主錘擊各階段之夯擊次數

同一夯擊點之夯擊次數應根據現場模擬施工時量測得之夯擊次數與貫入量關係曲線決定之，且應滿足下列條件：

- 1、最後兩次夯擊之平均貫入量不大於 50 mm，惟當錘底靜壓力大於 3 t/m^2 時，應不大於 100 mm。
- 2、夯擊陷坑周圍地面不應發生過大隆起量。
- 3、不因陷坑過深而發生起錘困難。

【解說】

各階段之夯擊次數是動力夯實工法設計中的一個重要參數。同一夯擊點之夯擊次數應根據現場模擬施工時量測得之夯擊次數與貫入量關係曲線決定之，一般以使夯擊陷坑之壓縮量最大、陷坑周圍隆起量最小為決定原則。

對於砂質土壤、碎石土、低飽和度之回填土等地層，夯擊時夯擊陷坑周圍往往沒有隆起或雖有隆起但其量很小，在此情形下，應儘可能增加夯擊次數，以減少夯擊階段數。但對於飽和度較高之粉土或粘土地層，隨著夯擊次數之增加，土體中之孔隙體積因壓縮而逐漸減少，但因此類土滲透性較差，故孔隙水壓力將逐漸增長並促使夯擊陷坑下之土壤產生較大之側擠，而引起陷坑周圍地面明顯隆起，此時如再繼續夯擊，並不能使地層得到有效之夯實，反而造成浪費。

目前在實務上，各階段夯擊次數除根據現場模擬施工（試夯）時量測得之夯擊次數與貫入量關係曲線(如圖 6.2.5-1)決定外，同時應滿足最後兩次夯擊之平均貫入量不大於 50mm，惟當錘底靜壓力大於 $3t/m^2$ 時，應不大於 100mm。此外尚應考慮施工之便利與效率，不能因陷坑過深而發生起錘困難情形。

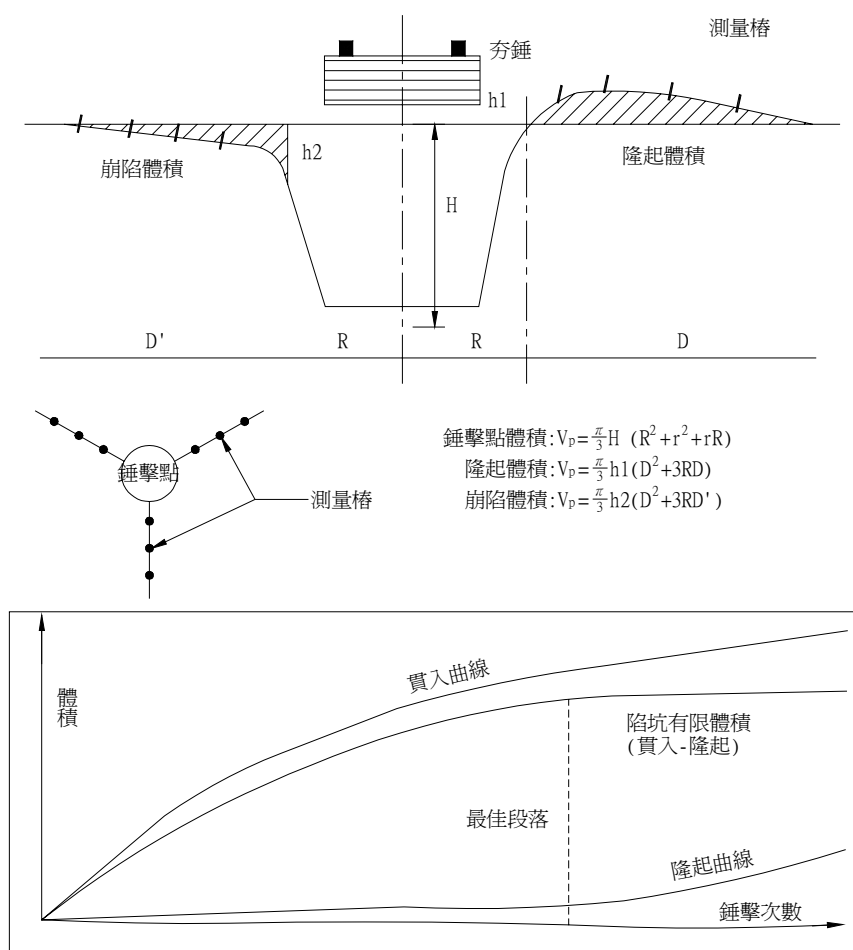


圖 6.2.5-1 夯擊次數與貫入量關係曲線之量測

6.2.6 主錘擊之夯擊階段數

主錘擊所需之夯擊階段數得根據為達成改良目標值所需施加於改良土體上之單位夯擊能量、單擊能量與各階段夯擊次數估算。

【解說】

對於每一夯擊階段夯擊點配置採正方形佈設，且各夯擊階段夯擊點間距均相同時，其主錘擊所需之夯擊階段數 n 得依下列公式估算：

$$n = \frac{E_A \cdot S^2}{E \cdot N_s} = \frac{E_v \cdot D \cdot S^2}{E \cdot N_s} \quad (\text{式 6.2.6-1})$$

式內：

E_A = 達到改良目標值所需施加之單位面積夯擊能量(t-m/m²)

E_V = 達到改良目標值所需施加之單位體積夯擊能量(t-m/m³)

E = 單擊能量(t-m)

D = 改良深度(m)

S = 夯擊點間距(m)

N_s = 各階段夯擊次數(次)

一般而言，粗粒土壤因滲透性高，夯擊過程超額孔隙水壓激增速率較小，各階段之夯擊次數可較多，故主錘擊所需之夯擊階段數較細粒土壤為少。根據台灣西部濱海工業區粉質砂土層之動力夯實工法施工經驗，大部份工程採用 2~3 個夯擊階段，最後再以較低能量進行全面整平錘擊，一般均能達到設計需求之改良目標，對於細料含量較高與含粘土夾層之砂土層，必要時夯擊階段數可適當增加。

6.2.7 主錘擊之夯擊點配置

夯擊點位置應綜合考量改良範圍、結構配置與夯擊階段數等，採用正三角形、等腰三角形或正方形配置規劃。原則上第一階段夯擊點間距可取與改良深度同寬，其後各階段之夯擊點間距可與第一階段相同，或適當縮減。

【解說】

夯擊點配置是否合理與改良成效及施工費用有直接關係。夯擊點位置應綜合考量改良範圍、結構配置與夯擊階段數等進行配置規劃，一般採用正三角形、等腰三角形或正方形配置。對於基礎面積較大之構造物如儲槽、煤倉等，為便於施工，可採正三角形或正方形配置，對於住宅或辦公室等建築物，則可根據柱及承重牆之位置配置夯擊點，以使承重之牆柱下方均有夯擊點，確保最有效之改良施作於重點區域。

夯擊點間距之決定，一般根據待改良土壤之性質與要求之改良深度

而定。對於細粒土壤，為利於施工過程超額孔隙水壓之消散，夯擊點間距不宜過小。當要求之改良深度較深時，第一階段之夯擊點間距更不宜過小，以免夯擊時於淺層形成硬層而影響夯擊能量往深層傳遞。對於夯擊點之間距，Lukas (1995)建議為夯錘直徑之1.5至2.5倍，史美筠(1988)建議為夯錘直徑之2至4倍，另外，鳴海直信(1987)則建議以待改良深度為第一階段夯擊點間距，再於第二及第三階段在相鄰夯擊點間夯擊，最後形成之夯擊點間距實際為待改良深度之半，台灣動力夯實工法之施工，夯擊點間距多採用此建議。

6.2.8 靜置時間

各夯擊階段間應有足夠之靜置時間。靜置時間視地層中超額孔隙水壓之消散情形而定，當缺乏實測資料時，得依據地層之滲透性評估，對於低滲透性之黏性地層，其靜置時間應不少於3~4週，對滲透性良好之砂性地層可連續夯擊。

【解說】

各夯擊階段間應有一定之時間間隔，以利地層中之超額孔隙水壓消散，因此靜置時間取決於超額孔隙水壓消散所需之時間。惟地層中超額孔隙水壓之消散速率與土壤種類、夯擊點間距等因素有關，對滲透性良好之砂性地層，一般在數分鐘至數小時內即可消散完畢，但對於低滲透性之黏性地層，一般需要數週才能消散。夯擊點間距對孔隙水壓之消散速率也有很大影響，夯擊點間距小，超額孔隙水壓消散慢，反之，夯擊點間距大，超額孔隙水壓則消散較快。實務上可於改良區內及周邊佈設水壓計，以監測超額孔隙水壓之消散情形，作為各夯擊階段間靜置時間決定之依據。當缺乏實測資料時，各夯擊階段間之靜置時間得依據地層之滲透性依本節建議實施。

6.2.9 整平錘擊

主錘擊施工完成，並經施工中檢驗證實土壤改良效果達到改良需求後，應再採底面積較大之重錘，以較小單擊能量進行全區整平錘擊，以夯實表層陷坑深度範圍內之疏鬆土壤。

【解說】

動力夯實工法包含主錘擊與整平錘擊兩階段，各階段採用之單擊能量、落錘重量及底面積、錘擊點配置等均不相同，各階段錘擊之改良範圍與改良機制如圖 6.2.9-1 所示，說明如下：

- 1、動力夯實之主錘擊階段，其最大影響深度，主要由單擊能量所控制，受夯擊次數影響較小；改良程度隨深度遞減，改良率隨夯擊次數增加，惟淺層隨夯擊數增加而逐漸硬化。
- 2、動力夯實之改良成效，於影響深度內，隨主打擊階段數逐步增加，且於二分之一影響深度以內產生顯著之改良成效。
- 3、整平錘擊階段，可夯實陷坑，並補強受主打擊階段擾動之表層；若主錘擊能量較低時，整平錘擊亦可加強其改良效果。

由於主錘擊階段遺留之夯擊陷坑在經整平後，淺層土壤仍屬疏鬆狀態，因此必須藉由整平錘擊加以改良。整平錘擊一般採底面積較大之重錘，以較小單擊能量進行全區全面性之夯擊，夯擊時夯擊點之間距應能使錘印相互重疊，以有效夯實表層陷坑深度範圍內之疏鬆土壤，各夯擊點之錘擊次數以不少於 2 次為原則。以台塑六輕工業區改良深度為 13 公尺之動力夯實施工為例，其主錘擊階段採用之錘重為 25 t，落距為 20 m，重錘底面積為 3.24 m^2 (1.8 m x 1.8m)，各夯擊點錘擊 25~33 次；整平錘擊階段採用之錘重為 12 t，落距為 10 m，重錘底面積為 6 m^2 (2.44 m x 2.44 m)，各夯擊點錘擊 2 次。

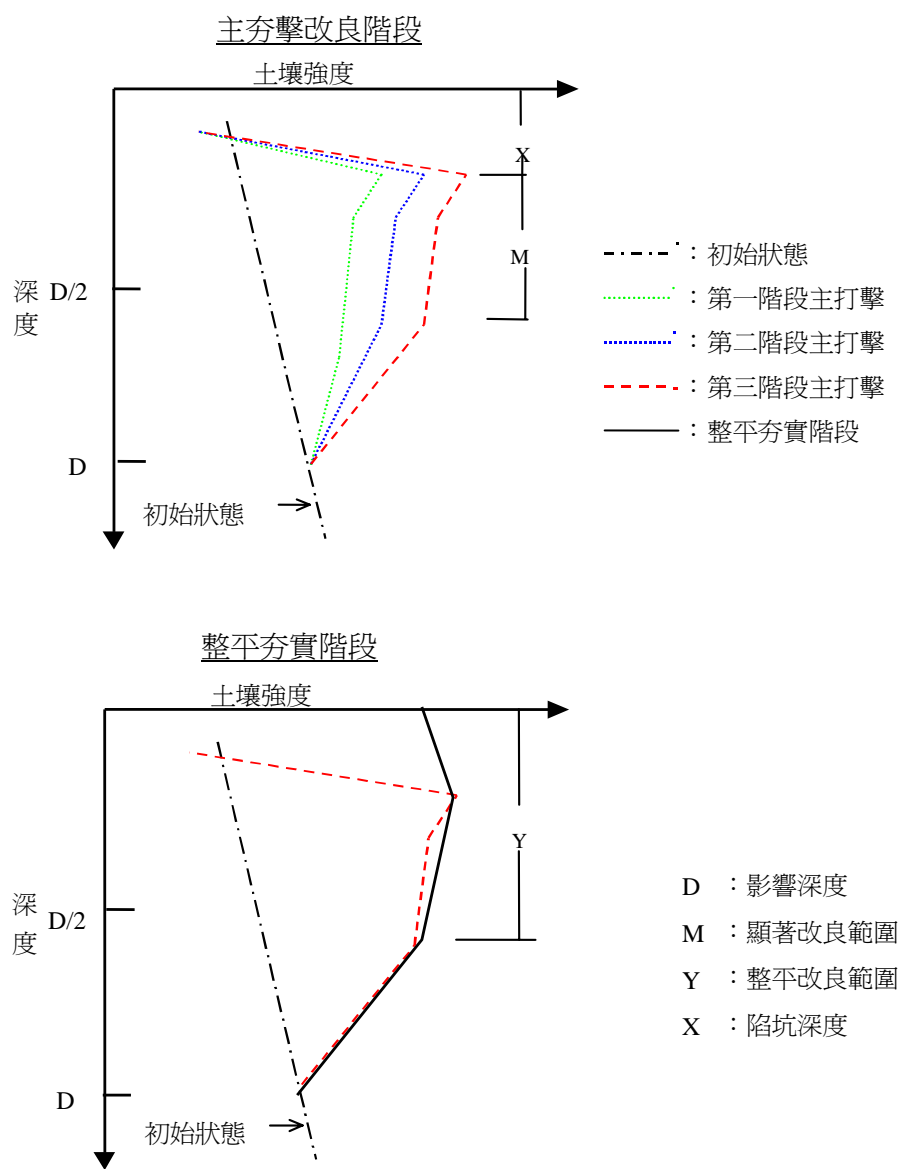


圖 6.2.9-1 動力夯實改良效果示意圖(鄭智元等，2000)

6.2.10 施工影響評估與防治

- 1、設計時應評估改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層沉陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- 2、設計時應評估施工可能對環境所造成之噪音及落塵等污染，並採行必要之防治措施。

【解說】

- 1、動力夯實工法施工過程會使夯擊點鄰近之地層產生明顯之地面隆起與側向移動，可能因此損壞地中之結構物或管線，及對鄰近地區之地面構造物產生不良影響，故於設計時應詳加評估動力夯實施工之影響，並採行適當之防護措施。有關動力夯實施工所引致之地層側向擠壓量，目前尚無理論可供評估之依循，實務上，多參考過去類似地層之實地量測結果推估。圖 6.2.10-1 及圖 6.2.10-2 為三個動力夯實施工案例所監測得之地層側向位移 (Lukas, 1986)，圖中顯示在距離夯擊點中心 3 m 處之地層側向位移量約介於 152~318 mm，最大之側向位移發生在地面下 3.0~4.0 m 間，影響深度達 10 m；在距離夯擊點中心 6.1m 處之地層側向位移量則約介於 19~76 mm，最大之側向位移發生在地面或地面下 4.5 m 處，影響深度亦達 10 m，顯見動力夯實工法施工所造成之地層側向位移及其影響範圍大而遠，設計時不宜輕忽。

若改良範圍周邊存在地下結構物或管線，或改良範圍鄰近地面構造物時，應於正式施工前選擇距地下或地面構造物較遠處進行模擬施工，並事先於模擬施工改良區外緣不同距離處埋設傾度管，以監測動力夯實施工引致之地層側向位移及影響範圍，提供施工影響評估及研擬防護措施之依據。

- 2、動力夯實工法施工時，重錘撞擊地面產生之震波與振動超過某一限度時，即會影響居住、工作與學習環境之安寧，及精密儀器之使

用操作，並可能損及地上建築物及地下管線設施之安全，因此於近鄰社區、學校、醫院及精密工廠附近使用動力夯實工法時，應特別考慮其對周圍環境之影響。有關振動管制準則國內尚在研定中，針對人體及精密儀器設備之振動管制標準，一般多參考 ISO 2631(國際標準化組織, 1985)規範及 Gordon(1991)之建議(參見圖 6.2.10-3)。至於建築物之振動管制標準，則多以地表振動之最大振動振幅為管制指標，這些指標之容許值，則多為依據現場施工振動量測結果與工程經驗所累積而成，其中因尖峰土粒速度 (Peak Particle Velocity) 或稱最大地動速度(Peak Ground Velocity, PGV)最能代表振動之能量，因此最常為各國規範與學者引用為管制指標。圖 6.2.10-4 所示為 Theissen & Wood (1982)所整理各研究學者所建議之結構物容許振動量，圖 6.2.10-5 所示則為張順忠(1986)改製之英國、德國及瑞士政府立案之結構物容許振動規範比較圖。綜觀上述準則，對於堅實程度越高之結構物如鋼筋混凝土或鋼結構建築物，其振動容許標準值最高，反之則較低；對於古蹟或有精密設備之重要建築物，其振動容許標準值最低，反之則較高。黃俊鴻等人(2001, 2002)依據國內建築物之特性及其對振動之敏感性，並考慮動力夯實施工引致之地盤主要振動頻率多在 30Hz 以內，建議動力夯實施工所容許之最大地動速度標準值如表 6.2.10-1 所示。

Lukas (1986) 根據 Wiss (1981) 建議尖峰波速、能量與距離間之關係及其他動力夯實施工現場實地量測結果，提出不同土壤之振動尖峰波速與比能因子 (Scaled Energy Factor, $\sqrt{\text{單擊能量}/\text{距離}}$) 之關係，如圖 6.2.10-6 所示，施工振動量隨距離增加而衰減。黃俊鴻等人(2002)於台中港區內某水力回填工業廠區動力夯實改良工程(錘重 $W(t)$ 為 25 t，落距 $H(m)$ 為 20m、15m、10m 及 5m)中所量測得之施工振動量隨距離之衰減關係如圖 6.2.10-7 所示。

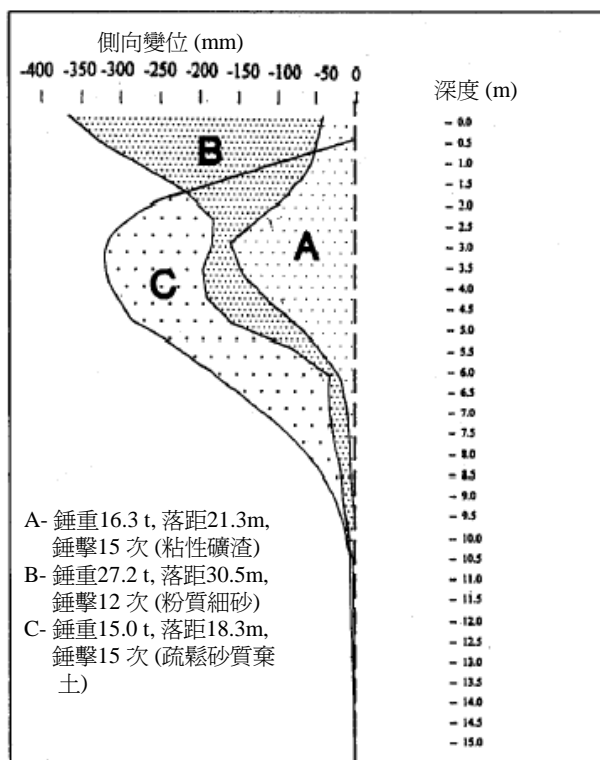


圖 6.2.10-1 距夯擊點 3m 處之地層側向位移 (Lukas, 1986)

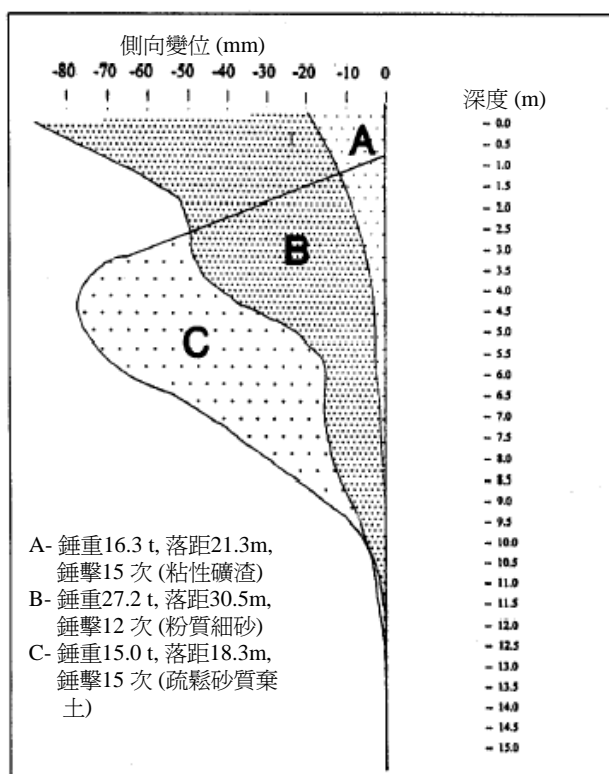


圖 6.2.10-2 距夯擊點 6.1m 處之地層側向位移 (Lukas, 1986)

其中以徑向之振動量最高，最大地動速度 PGV (cm/sec) 與距離 D (m) 之衰減關係(平均值加一個標準偏差)如下式所示：

$$PGV = 129.153D^{-1.3596} \quad (\text{式 } 6.2.10-1)$$

$$\text{或 } PGV = 1.89 \left(\frac{\sqrt{WH}}{D} \right)^{1.3596} \quad (\text{式 } 6.2.10-2)$$

規畫設計階段，若無實地量測數據時，可依據所擬採用之單擊能量參考上式或圖 6.2.10-6，預測動力夯實施工可能引致之振動量，再參考圖 6.2.10-3~圖 6.2.10-5 或業主要求之容許振動量標準，評估施工是否會影響到鄰近建築物之安全，或超越業主要求之振動標準。上述施工振動影響之評估方法並未考量到動力夯實施工引致之地盤振動與建築物之振動特性，故較保守。黃俊鴻等人(2002)根據前述基址所測得之施工振動歷時，統計得不同距離各方向之振動反應譜如圖 6.2.10-8 所示，並建議不同距離之設計反應譜如圖中所示，公式列於表 6.2.10-2。該圖表可供設計人員以結構動力分析常用之反應譜分析法評估動力夯實施工對建築物之影響。

若考慮土壤改良效果因素而選定之錘擊能量，會影響到鄰近建築物之安全，或超越業主要求之振動標準時，應採取適當之防振或隔振措施，如設置隔振溝、隔振壁、鑽孔或空心排樁等，以減輕震波引起之損害，保障鄰產之安全。

- 3、動力夯實工法施工產生之噪音及落塵等污染應於模擬施工階段即施行量測，若量測值超過環境標準，應檢討污染來源，及研擬因應之減輕措施，如灑水、高噪音設備設置隔音罩、設置移動式隔音牆等。

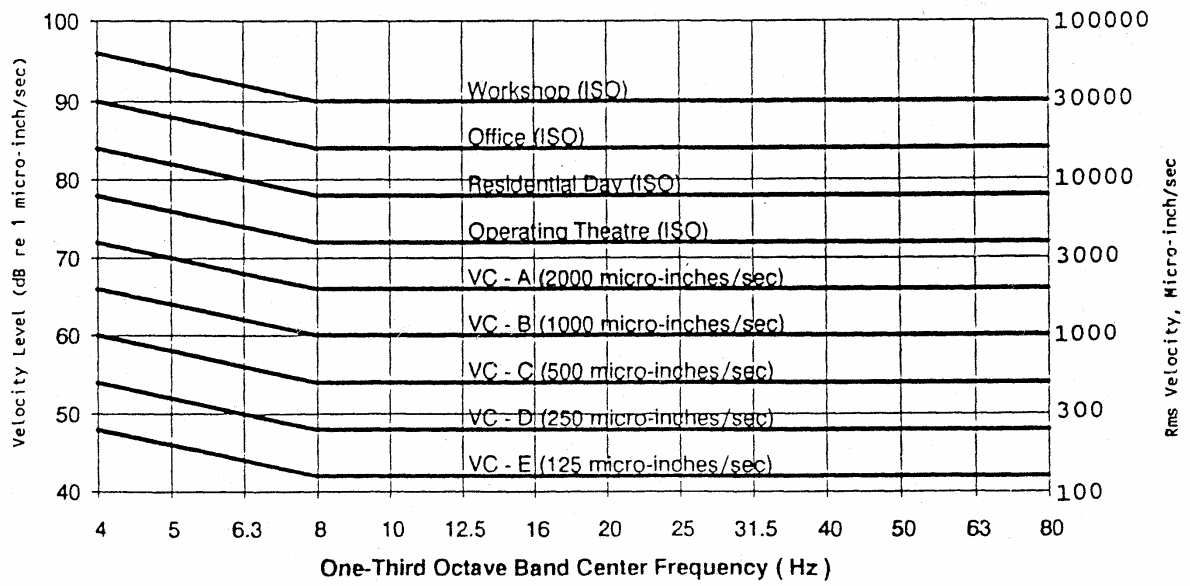
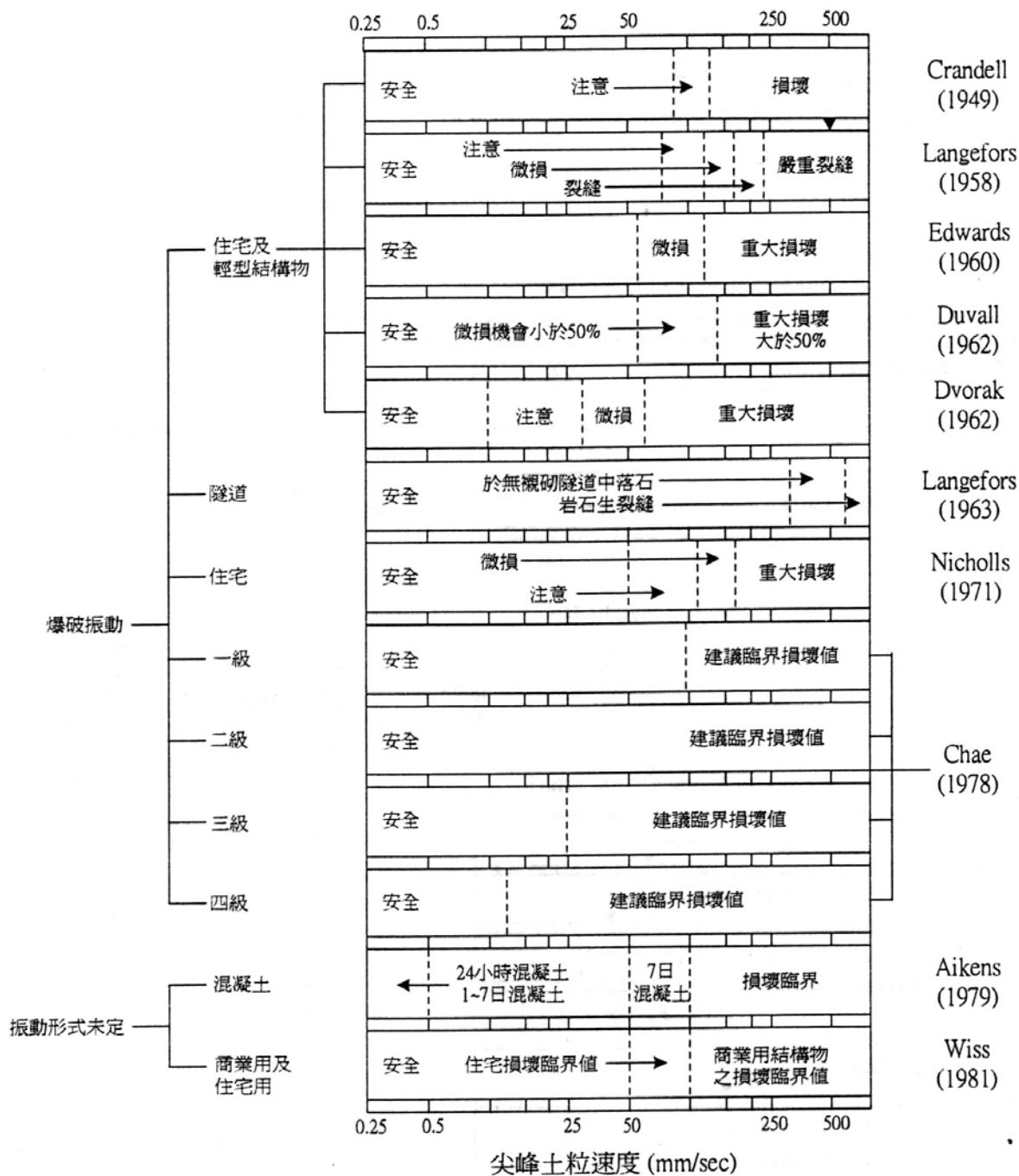


圖 6.2.10-3 敏感設備之一般振動容許規範(Gordon, 1991)



註：結構物分類如下：
 一級：有堅實構造之結構物
 二級：相當新的住宅結構物在堅固情況下
 三級：相當舊的住宅結構物在不良情況下
 四級：老舊的住宅結構物在非常差的情況下
 (若結構物承受重覆爆破或者在無儀器監測下爆破則升一級)

圖 6.2.10-4 結構物之容許振動量(原作者 Theissen & Wood, 1982)

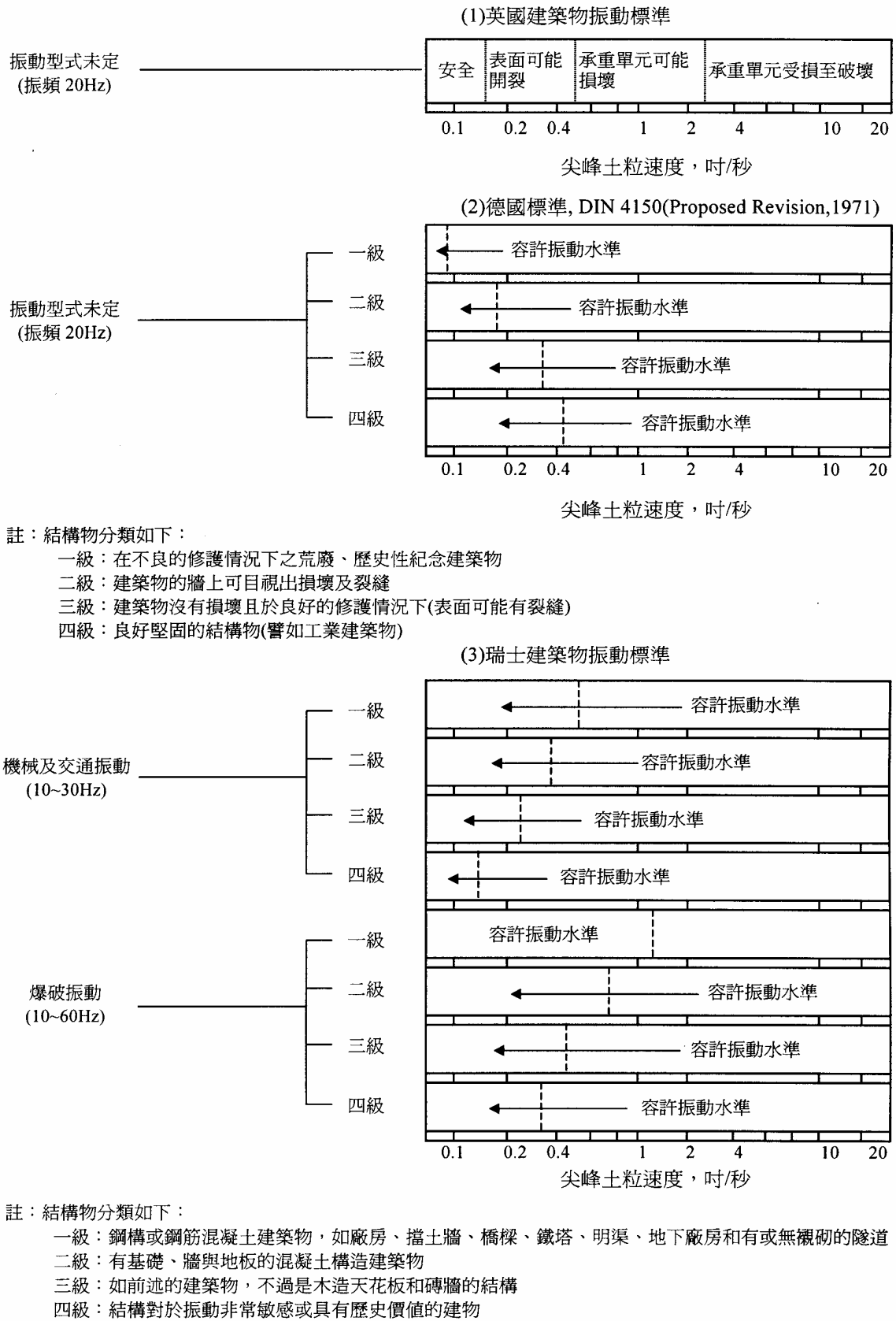


圖 6.2.10-5 英國、德國、瑞士對於振動限度之政府立案規範
(原作者，Theissen & Wood, 1982)

表 6.2.10-1 動力夯實施工之容許振動量標準值(黃俊鴻等人, 2001)

類別	結構物形式	振動量容許值
		最大地動速度 PGV (mm/sec)
1	土角厝或老舊之寺廟及古蹟，以及有精密設備之建物*	8
2	磚造或鋼筋混凝土梁柱加磚牆之建物	15
3	堅實之現代化鋼筋混凝土或鋼構架建物	40

*有精密設備之建物不包括 IC 晶圓廠

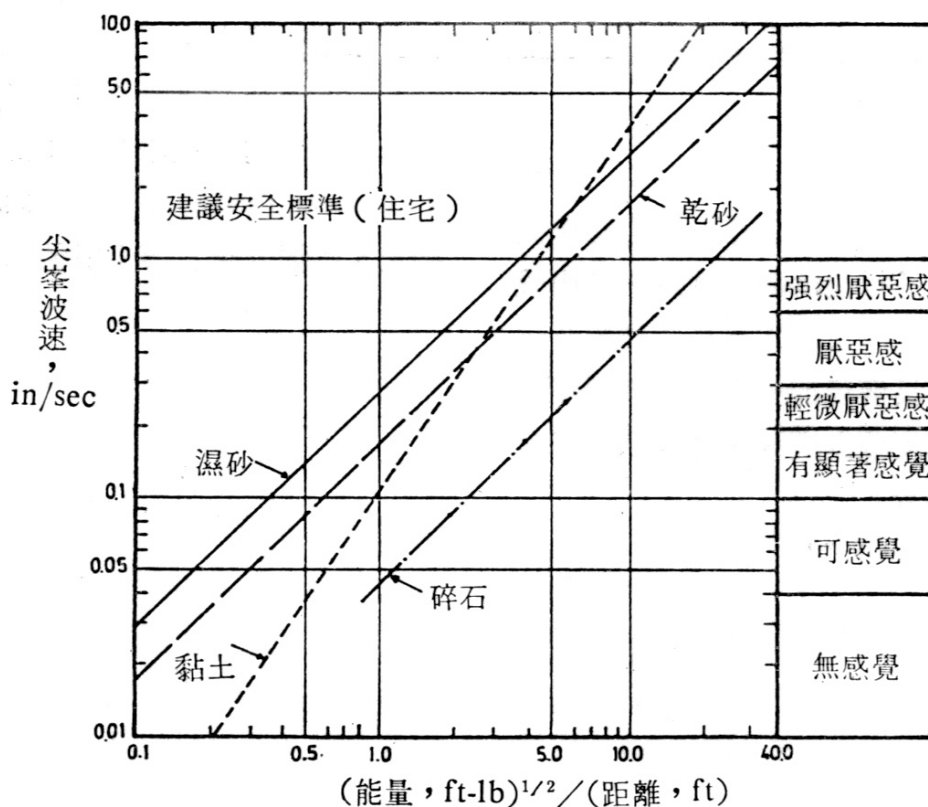


圖 6.2.10-6 比能因子與土壤顆粒尖峰速度之關係

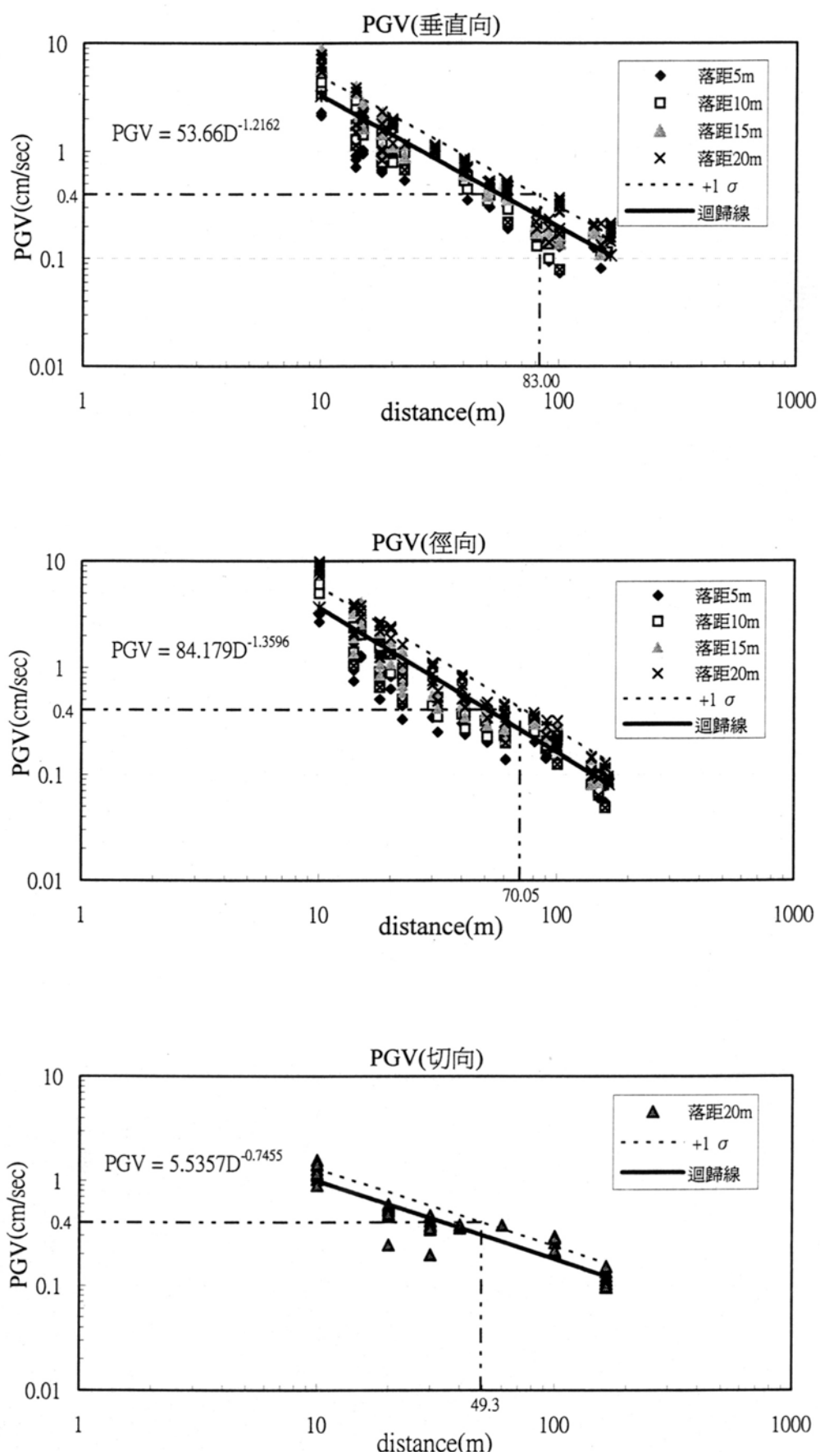


圖 6.2.10-7 各方向 PGV 隨距離衰減之關係(黃俊鴻等人, 2002)

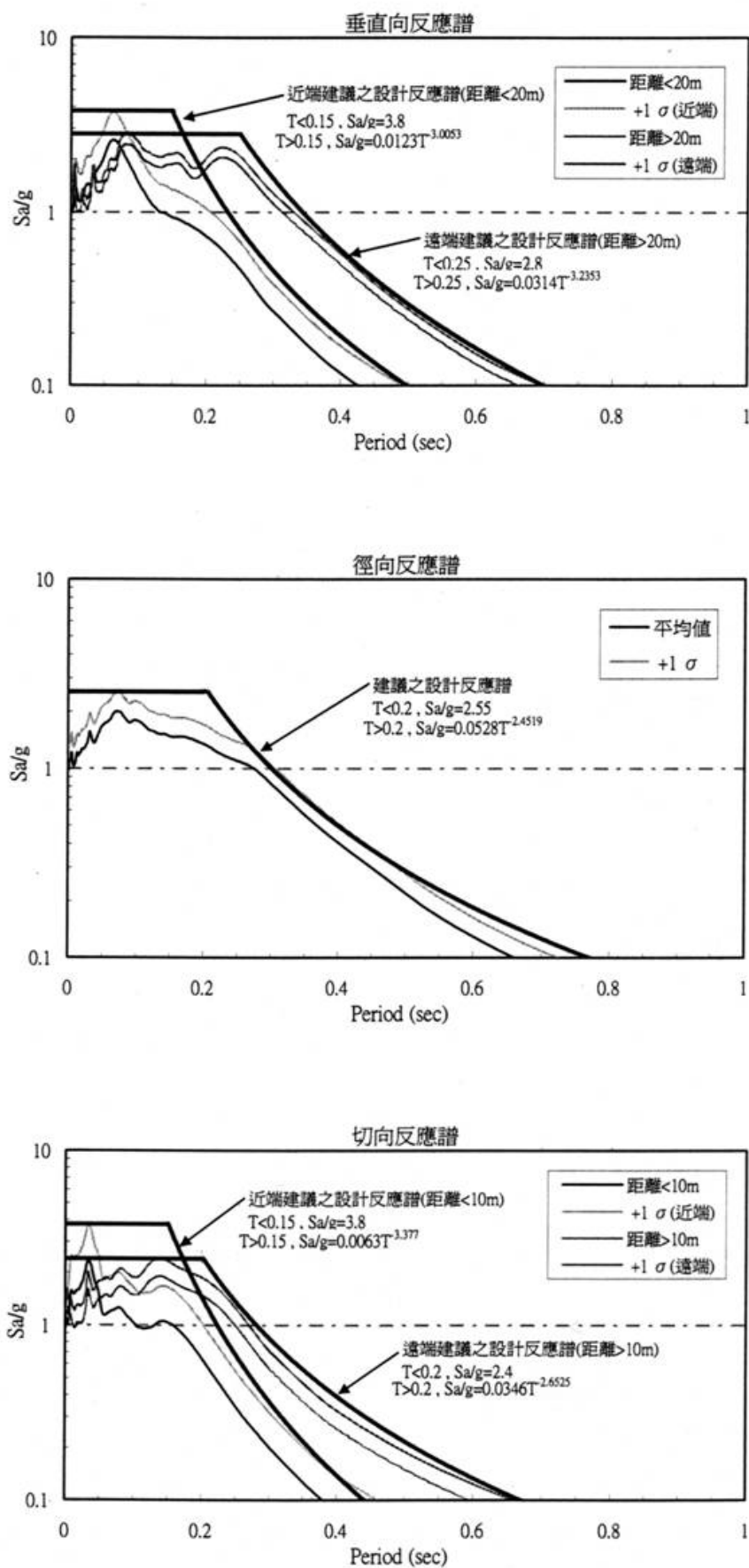


圖 6.2.10-8 不同距離建議之反應譜(黃俊鴻等人, 2002)

表 6.2.10-2 動力夯實施工於不同距離之設計反應譜曲線
(黃俊鴻等人, 2002)

方向	結構物自然週期 T(sec)		設計反應譜曲線
垂直向	近距離 ($D \leq 20m$)	$T < 0.15$	$Sa/g = 3.8$
		$T > 0.15$	$Sa/g = 0.0123T^{-3.0053}$
	遠距離 ($D > 20m$)	$T < 0.25$	$Sa/g = 2.8$
		$T > 0.25$	$Sa/g = 0.0314T^{-3.2353}$
徑向	$T < 0.2$		$Sa/g = 2.55$
	$T > 0.2$		$Sa/g = 0.0528T^{-2.4519}$
切向	近距離 ($D \leq 10m$)	$T < 0.15$	$Sa/g = 3.8$
		$T > 0.15$	$Sa/g = 0.0063T^{-3.377}$
	遠距離 ($D > 10m$)	$T < 0.2$	$Sa/g = 2.4$
		$T > 0.2$	$Sa/g = 0.0123T^{-2.6525}$

6.2.11 模擬施工

正式施工前應先辦理現模擬施工，以求動力夯實施工管理之控制參數，包括夯錘夯擊次數與其貫入量之關係、單擊能量與有效改良深度之關係、單位夯擊能量與改良成效之關係等，並檢核施工方式、順序、夯擊點配置及間距、品管措施等之適用性與正確性，及有無地質軟弱層或堅硬層存在等。

【解說】

由於地層之複雜性，最佳動力夯實施工參數之選定，除有賴詳細確實之地質調查資料外，尚應在正式施工前辦理模擬施工（前導試驗），俾以選出最佳之施工作業參數。模擬施工之目的係為驗證設計理念之正確性，及印証假設條件與經驗值之適用性，作為修正設計與施工管理之依據。尤其大規模動力夯實工程、或附近有地下結構物或管線、或近鄰建築物、高地下水、及淺層存在地質軟弱層或堅硬層之情形，必須於預

定改良地層或同等地層進行模擬施工。模擬施工應包括改良前後之土壤現地試驗與室內試驗、夯擊次數與貫入量關係曲線測定、地層中超額孔隙水壓成長與消散監測，以及施工振動與噪音監測等。

由於模擬施工成果之代表性關係整個動力夯實改良工程之成敗，一般大規模改良工程均將模擬施工實施地點、改良效果之檢核方法列入設計考量中。一般選擇模擬施工地點時，應考慮下列事項：

- 1、與改良範圍內具代表性土層相近之地點。
- 2、施工便利之地點。
- 3、對鄰近結構物及地中埋設管線之影響少之地點。

模擬施工前後，應施行土壤調查，比較改良前後之土壤性質變化，以判定改良之成效。

6.2.12 施工監測

動力夯實工法施工中應根據施工條件規畫必要之監測項目：

- | | |
|-------------|----------------|
| 1、陷坑體積量測 | 2、孔隙水壓監測 |
| 3、施工時之振動與噪音 | 4、鄰近地層、設施及建物變位 |

【解說】

動力夯實工法施工監測之目的在進一步掌握改良區地層之特性，及監控施工對鄰近設施與環境之影響，並將監測結果得以及時回饋設計，修正施工參數或程序，以便在安全、經濟、有效率之前提下，達到預期之改良目標。為確保改良品質之均勻，各夯擊階段於每一夯擊點錘擊完成後，應進行陷坑直徑與深度量測，藉以計算各夯擊點陷坑體積，並標示於平面圖上作出陷坑體積分佈圖，以便掌握改良區內地層之強弱變化與分佈，作為調整修正下一階段動力夯實施工參數之判斷依據。另於施工前於改良區內非夯擊點處及改良區周邊位置應設置適當數量之電子式水壓計，以觀測施工期間地層中之超額孔隙水壓積增消散情形，提供

每一夯擊階段靜置時間研判之根據。

為防止動力夯實工作業對地下埋設物、既有結構物及環境造成不良影響，施工前應詳細調查周遭環境，評估施工可能對鄰近設施與附近居民之影響，並於正式施工前將可能受影響之設施事先遷移或施予適當保護，並施做妥適之環境影響減輕措施。於施工作業期間則應對鄰近建物、地下結構物及地表實施沉陷、隆起或傾斜以及裂縫監測，並對動力夯實施工產生之振動與噪音追蹤監測，以確認原設計保護措施之適用性，並作為實施補強保護措施判斷之依據，以及施工程序與施工參數調整之參考。

6.2.13 改良效果檢驗

- 1、完成並靜置一定時間後，應依工程圖說規定或經監造人認可之試驗方法及數量，辦理檢驗。品質有疑問處應依監造人指示增加檢驗數量。
- 2、檢驗結果，若有未達設計標準者，承造人應研判不合標準之深度與範圍等，並提出補強改良計畫，經監造人同意後據以實施。

【解說】

經動力夯實工法改良之土壤，其強度有隨時間增長而逐漸提高之特性，如圖 6.2.13-1 所示即為某一砂質土壤基址經動力夯實工法改良後，強度隨時間增長之情形。因此在動力夯實施工完成後，應靜置一段時間後再進行改良效果之檢驗。靜置時間視土壤性質而定，靜置時間越長，強度增長越高。對於砂質土壤其靜置時間可取 1~2 週，對於低飽和度之粉土與粘土，可取 2~4 週。

改良效果檢驗要點視改良目的而定，一般以強度為主，變形性為輔。檢驗方式包括現地試驗與試驗室試驗兩項，效果檢驗使用之方法如

表 6.2.13-1 所示，國內以標準貫入試驗及圓錐貫入試驗較為常用。檢驗孔數量以每公頃 10 孔為原則，且每一基地應不少於 3 孔，檢驗孔深度應達改良深度。經效果檢驗結果未達工程圖說之要求標準時，承造人應於不合要求之範圍及深度中重新進行補強改良與效果檢驗，直至符合要求標準。

表 6.2.13-1 改良效果檢驗方法

區別	項目	確認方法	適用範圍
現地試驗	標準貫入試驗	N 值之測定	掌握強度增加及傾向
	圓錐貫入試驗	以電子錐或電子式水壓錐等進行貫入試驗	掌握土層的強度變化
	平板載重試驗	載重與沉陷關係曲線之測定	掌握土層的強度與壓縮性
	平鈹膨脹儀試驗 (Dilatometer Test)	用平鈹膨脹儀測定水平方向地盤反力係數及側向土壓係數	掌握強度增加及水平方向地盤側向土壓變化
	孔內水平載重試驗	用 LLT 或 Pressuremeter 測定水平方向地盤反力係數及側向土壓係數	掌握強度增加及水平方向地盤側向土壓變化
	速度井測	採用下孔式速度井測或下孔式速度井測測定改良地層之剪力波速	求改良前後之剪力波速變化，提供液化潛能分析之參考
室內試驗	指數性質試驗	一般物理性質試驗、粒徑分析試驗	掌握土壤一般物理性質、粒徑分佈與細料含量
	室內強度試驗	採樣進行靜力/動力三軸試驗	求土壤靜力強度參數及動力參數

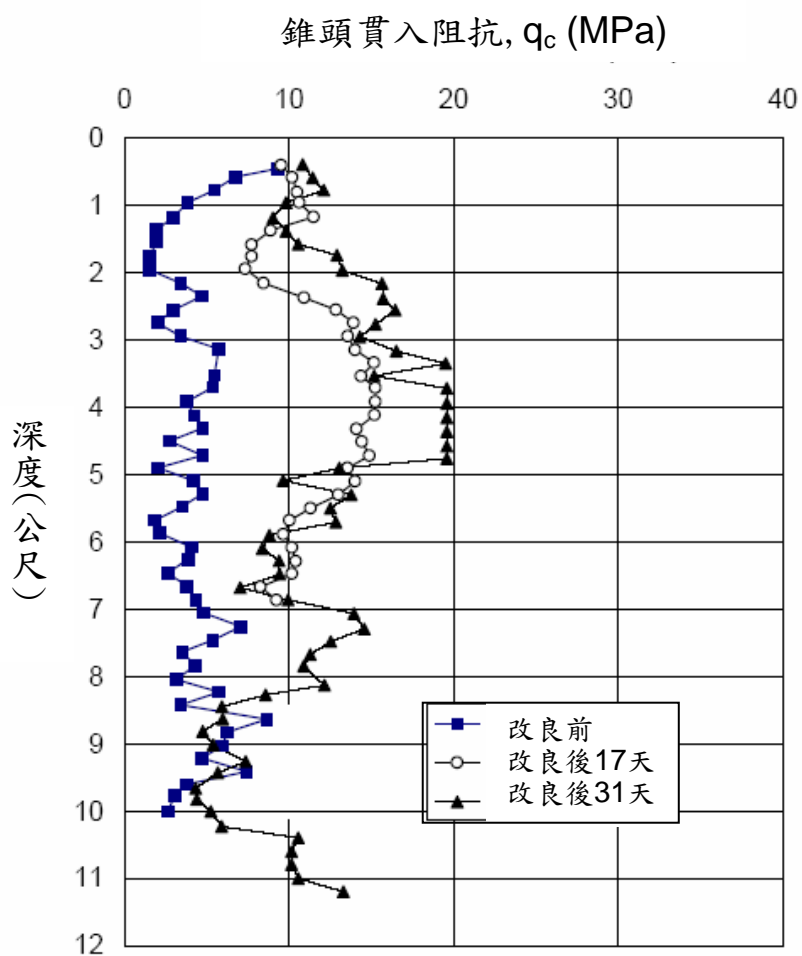


圖 6.2.13-1 經動力夯實工法改良之砂質土壤強度隨時間增長之案例 (Mitchell and Solyma, 1984).

第七章、振動擠壓工法

7.1 說明

7.1.1 適用範圍

- 1、振動擠壓工法係將砂、礫料強制擠入地層中，形成複合地盤，並藉施工過程之振動與擠壓改良樁間土層，減少其孔隙比，增加其密度，進而達到強化地層，增加支承力與抗剪力，減少沉陷或降低液化潛能之目的。
- 2、振動擠壓工法適用於處理砂性土壤、不排水剪力強度不低於 2 t/m^2 之粘性土壤、回填土等地層。

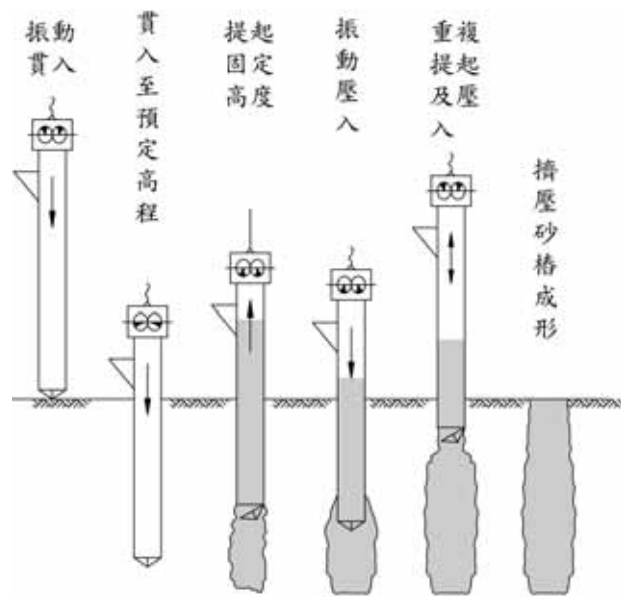
【解說】

- 1、台灣地區常用之振動擠壓工法主要包括振動擠壓砂樁工法(Sand Compaction Pile)與礫石樁工法(Stone Column)等兩種，因成樁方式之不同，對周圍地層產生三種作用，一為擠壓密實作用(砂質地層)或置換作用(粘質地層)，一為加勁補強作用，一為加速排水作用。茲分別說明兩種工法之施工程序如下：

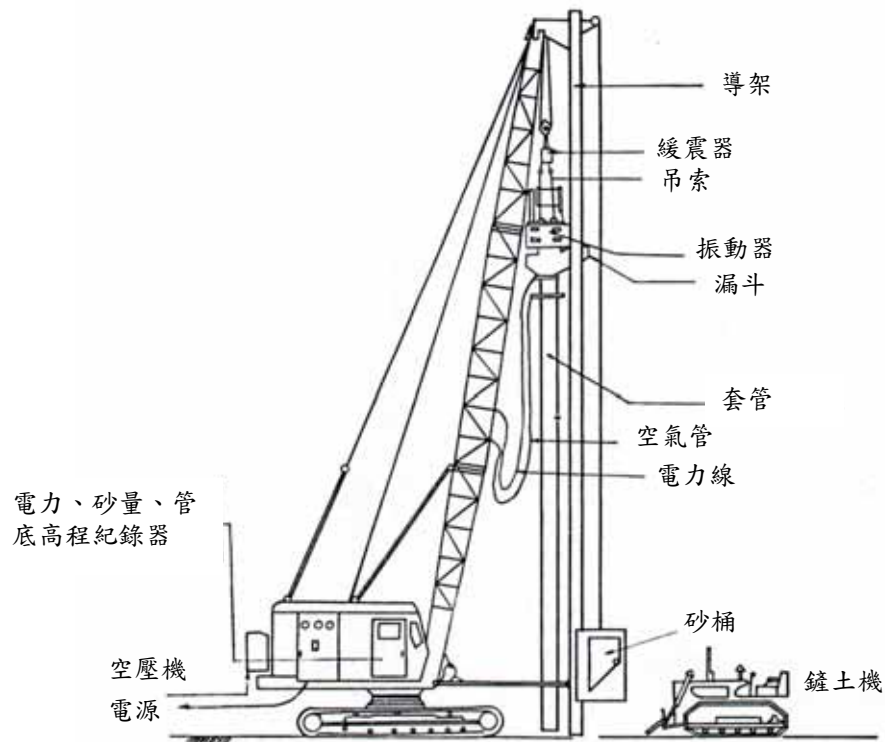
- (1) 振動擠壓砂樁之施工係利用振動機及高壓空氣的輔助，將中空鋼套管(一般為 40cm 直徑)貫入擬改良之地層中，於達預定改良深度後，再將回填砂料由施工機械上部之填料斗投入，經由鋼管及管底的自動靴將砂料投送至管底，然後藉鋼管的上下反覆拉拔及貫入(參見圖 7.1.1-1)，將回填砂料擠壓並夯實成一直徑約 60cm~70cm 的堅實柱體，使砂樁周圍土壤受到擠壓及振動趨於緊密，達到增加地層密度及剪力強度之目的，同時由於夯實砂樁本身具有一定之強度與良好之透水性，將可分擔並減低地層受震時之剪應力，並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除，故能有效防止砂質地盤之液化。
- (2) 礫石樁乃振動揚實法(Vibroflotation)系列工法之一。振動揚實

法最早之應用係利用揚實錐(Vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂質地盤，以提高其強度並降低壓縮性及液化潛能。由於其機制主要在藉反覆振動以達夯實改良砂質地盤之目地，故稱振動夯實法(Vibro-Compaction Method)。此後，揚實錐之應用延伸至軟弱粘性土壤改良，在粘性土層中以揚實錐施做一群以砂礫等材料組成之高強度樁體，與現地土壤構成一較高強度且較低壓縮性之複合地盤。由於此種施工方式可於地層中形成連續而緊密之礫石柱狀體，故又以礫石樁工法或粗礫樁工法(Granular Column Method)稱呼之。礫石樁依施工方式而有不同名稱，施工時若以水沖出土而改填以礫石，則稱為振動置換法(Vibro-replacement Method)；若全靠揚實錐擠壓成孔，再填充礫石，則稱為振動位移法(Vibrodisplacement Method)。礫石樁工法之施工可分為傳統之濕式(Wet Method)頂部投料(Top Feed)與改良之乾式(Dry Method)底部供料(Bottom Feed)兩種施工方式，如圖 7.1.1-2 及圖 7.1.1-3 所示。採用乾式高壓空氣輔助施工相較於濕式使用噴射水流之施工方式，可保持乾淨之施工環境，同時採用底部供料方式較頂部供料方式，可確保礫石料投卸至施工深度而不致半途阻塞於樁孔內，對於施工品質較易掌握。此外，改良乾式底部供料之施工機械，具有良好之品質監控記錄器，可以隨時掌握每一深度之投料量與夯實壓力等，較諸傳統溼式施工更能確保施工品質及改良成果之均勻性。

有關振動擠壓改良技術於台灣地區之應用案例摘列如表 7.1.1-1 所示。



(a) 振動擠壓砂樁施工順序



(b) 振動擠壓砂樁施工配置

圖 7.1.1-1 振動擠壓砂樁施工示意圖

2、振動擠壓砂樁應用於細料含量(Fines Content)低於 30%之砂質土壤成效最佳，一般改良成效隨細料含量增加而銳減(如圖 7.1.1-4)。依過去台灣地區之施工經驗，對於台灣西部沖積平原之粉土質砂層，若改良面積比在 20%以下，改良砂樁間土壤之 N 值鮮少超過 25，此一改良極限可能係國內施工機械之能力及施工品質之限制所致，可考慮改用較大直徑(50cm)之鋼管及採用較大輸出功率之振動機來增加改良成效。

由過去礫石樁之施作經驗顯示，若擬改良之地層其細料含量不超過 10%，則藉由乾振(不須填充材料)即可得到顯著之擠壓振實效果；若細料含量大於 30%，則擠密夯實效果明顯降低，須填充礫石料以增加改良效果。圖 7.1.1-4 所示為適用於礫石樁進行改良之顆粒級配曲線範圍，圖中將適合使用本工法之土壤範圍劃為 A、B、C 三個區。若欲改良之砂土級配曲線全部位於 B 區，擠密振實效果最好；若砂層中夾有粘土薄層，或含有機質或細粒較多，則其擠密效果將顯著降低。若土壤之級配曲線全部位於 C 區，則因細顆粒含量過多，採用礫石樁進行改良將很難收到成效。級配曲線若位於 A 區則主要為礫石、緊密砂類之土層，將大大降低揚實錐之貫入速率，以致採用礫石樁進行地質改良將降低其經濟效益。圖 7.1-5 所示即六輕工業區油槽區基礎土壤利用礫石樁改良後之 CPT- qc 值增量與土壤細料含量間之關係，由圖中可知隨著細料含量增加，改良成效亦隨之遞減，當細料含量大於 30%以上時，改良後之 qc 值增量則多已在 35 kg/cm^2 以下。此外，根據六輕之經驗(吳建閩等，2000)，礫石樁之改良成效比(改良後地層之 qc 值除以改良前地層之 qc 值)隨改良前地層強度之增加，而有遞減之趨勢(如圖 7.1-5 所示)。

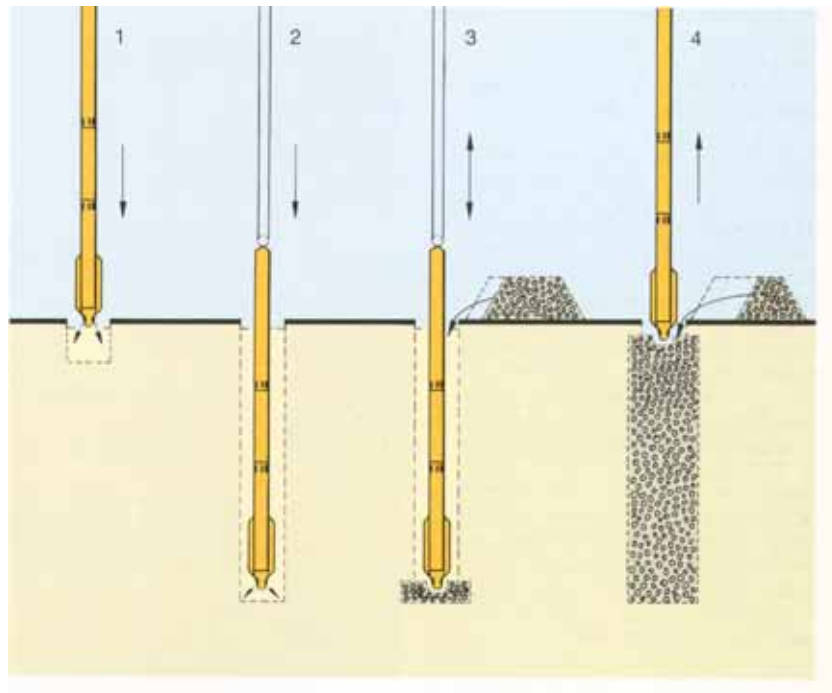


圖 7.1.1-2 濕式頂部投料之礫石樁施工示意圖

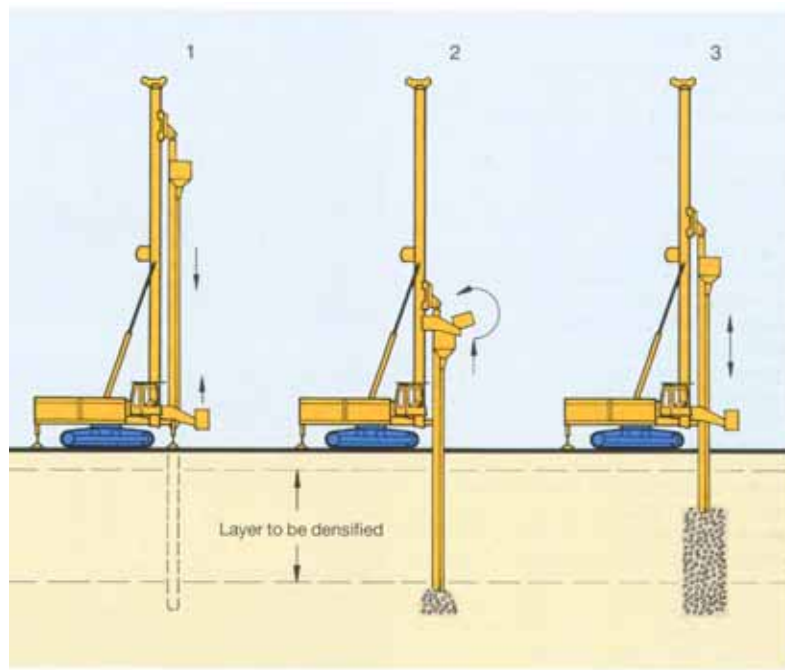


圖 7.1.1-3 乾式底部供料之礫石樁施工示意圖

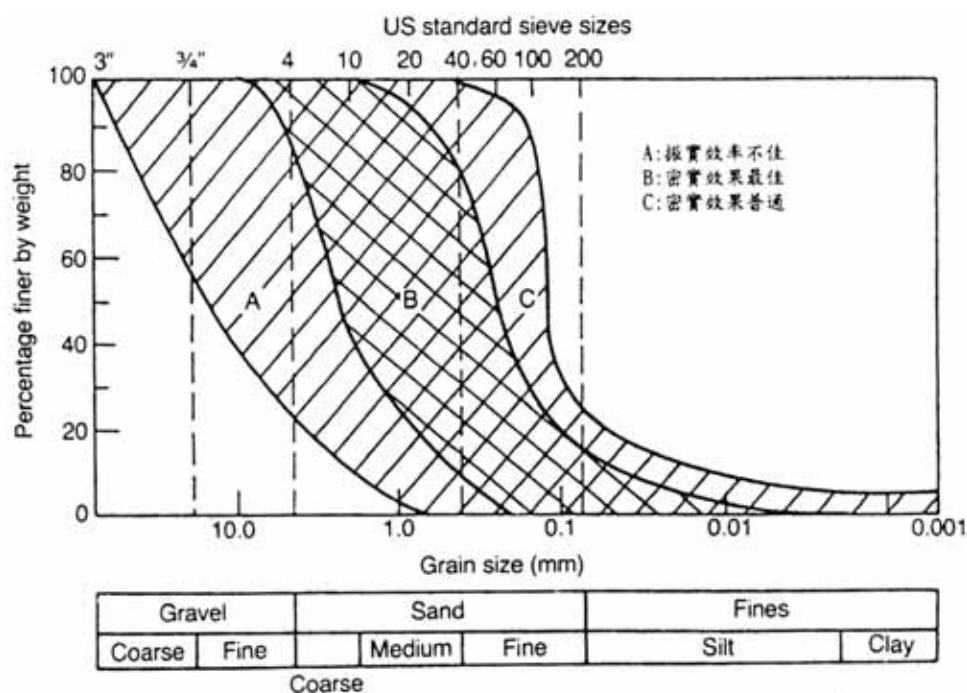


圖 7.1.1-4 適用礫石樁改良之顆粒級配曲線範圍(Brown, 1977)

在軟弱粘土層中使用振動夯實砂樁或礫石樁改良，係利用密實之砂樁或礫石樁取代同體積之軟弱粘土(置換作用)，形成「複合地基」，使基礎支承力提高，基礎沉陷，同時利用砂樁或礫石樁之高透水性加速壓密沉陷之產生，從而改善地基之整體穩定性。過於軟弱之粘性土壤由於無法提供適當之圍束力，於施工過程改良樁成樁不易，承載後在低應力下則極易形成壓潰破壞，故對於不排水剪力強度低於 2 t/m^2 之粘性土壤，本規範不建議採用振動擠壓砂樁工法與礫石樁工法進行改良。

表 7.1.1-1 台灣地區之振動擠壓工法應用案例

地點	案名	工程期間	改良目的	改良工法	改良面積	改良深度
台北港	台塑石化公司化油儲槽基礎地質改良工程	2000.1~2000.6	抗液化、改善基礎承载力	礫石樁工法	1.6 公頃 (52,000m)	15.5~25m
苗栗縣頭份鎮	高鐵 C230 標 CF12,CF13,CF14,CF16,T05 等工地礫石樁工程	2001.12~2002.8	抗液化改善基礎承载力降低沈陷量	礫石樁工法	- (33,500m)	7m 至 17m 依地面至岩盤不等深度施作共 33,500m
台中港石化工業專業區	中美和石化公司六廠地質改良工程	2000.10~2001.7	抗液化、改善基礎承载力	礫石樁工法	9 公頃	20m
彰濱工業區	台泥化工公司彰濱廠地質改良工程	1998.3~1998.7	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	0.8 公頃	12m
雲林離島式基礎工業區(麥寮區、海豐區)	麥寮工業港及台塑六輕工業區一期建廠工程	1992~2001	油槽基礎液化處理(液化深度 \geq 13m)	礫石樁工法	49.2 公頃 (1,133,143m)	13~20m
	南亞公司海豐區 5000CMD 廢水槽及 CT833 儲槽礫石樁工程	2002.10~2003.2	抗液化改善基礎承载力		0.45 公頃	18m
	台塑石化 OL-3T-025A 8 萬 KL 冷凍儲槽礫石樁工程	2004.4~2004.11	抗液化改善基礎承载力		2.36 公頃	15m 及 20m 兩種
高雄縣永安鄉中油 LNG 接收站	中油液化天然氣接收站(行政區、氣化區、儲槽區)基地地質改良工程	1986~1992	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	6.5 公頃	13~15m
			改善尾水淤泥區土壤強度及壓縮性	振動夯實砂樁(重覆投砂擠壓置換)	0.3 公頃	15m
			改善原海床面淤泥壓縮性	土壤攪拌樁、排水砂樁	1.1 公頃	10~15m
高雄港第五貨櫃中心	78 號碼頭新建地質改良工程	1997.6~1998.7	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	7.6 公頃	12m
高雄臨海工業區	中鋼公司建廠工程	1974~1988	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	36,000 支	-
	中油大林煉油廠暴雨截流儲槽基礎地質改良工程	2000.5~2001.1	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	0.44 公頃	18m
高雄縣林園石化工業區	中美和石化公司一廠地質改良工程	1977~1978	抗液化、改善基礎承载力	礫石樁工法	25 公頃	8m
	信昌化工公司廠房基地地質改良工程	1992.10~1992.12	抗液化、改善基礎承载力	振動夯實砂樁	2.3 公頃	11m

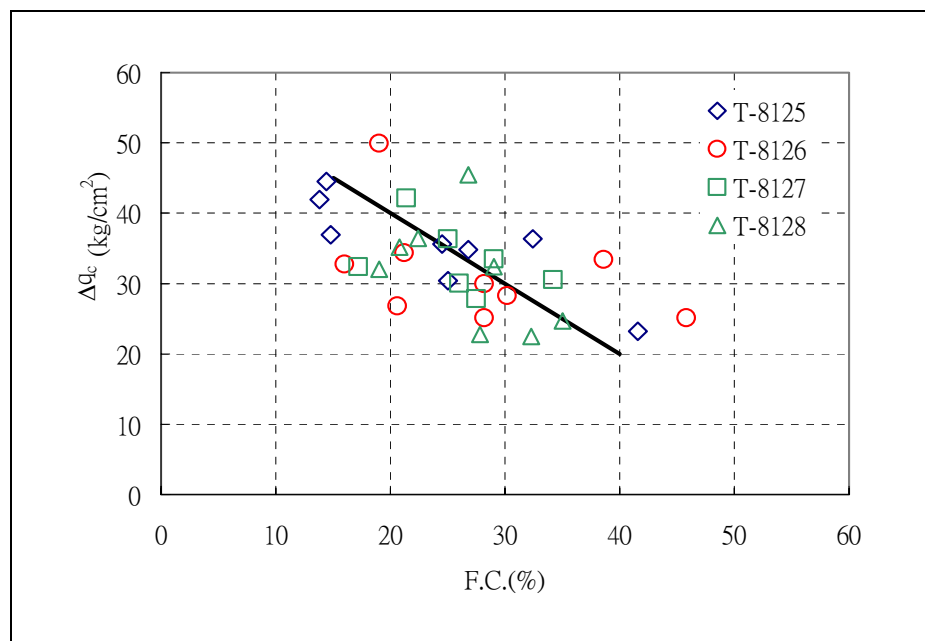


圖 7.1.1-5 細顆粒含量對地改後 q_c 值增量之影響
(吳建閩等, 2000)

7.1.2 作業流程

振動擠壓砂樁或礫石樁工法之設計與施工仰賴經驗之處極多，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則施工前應於工程基地內選取具代表性之場地進行模擬施工，以確認改良工法及設計理念之適用性及可靠性。

【解說】

擠壓砂樁工法與礫石樁工法之設計，由於尚無完備嚴謹之理論基礎，故實務上多採半經驗設計法，惟影響改良效果之因素甚多，以此方式所進行之設計，未必能確實掌握所有影響因素，因此正式施工前應於工區內選擇具代表性之地點實施模擬施工，驗證假設條件與經驗值之適用性，作為修正設計與施工管理之依據。此外，施工中之監測檢驗及施

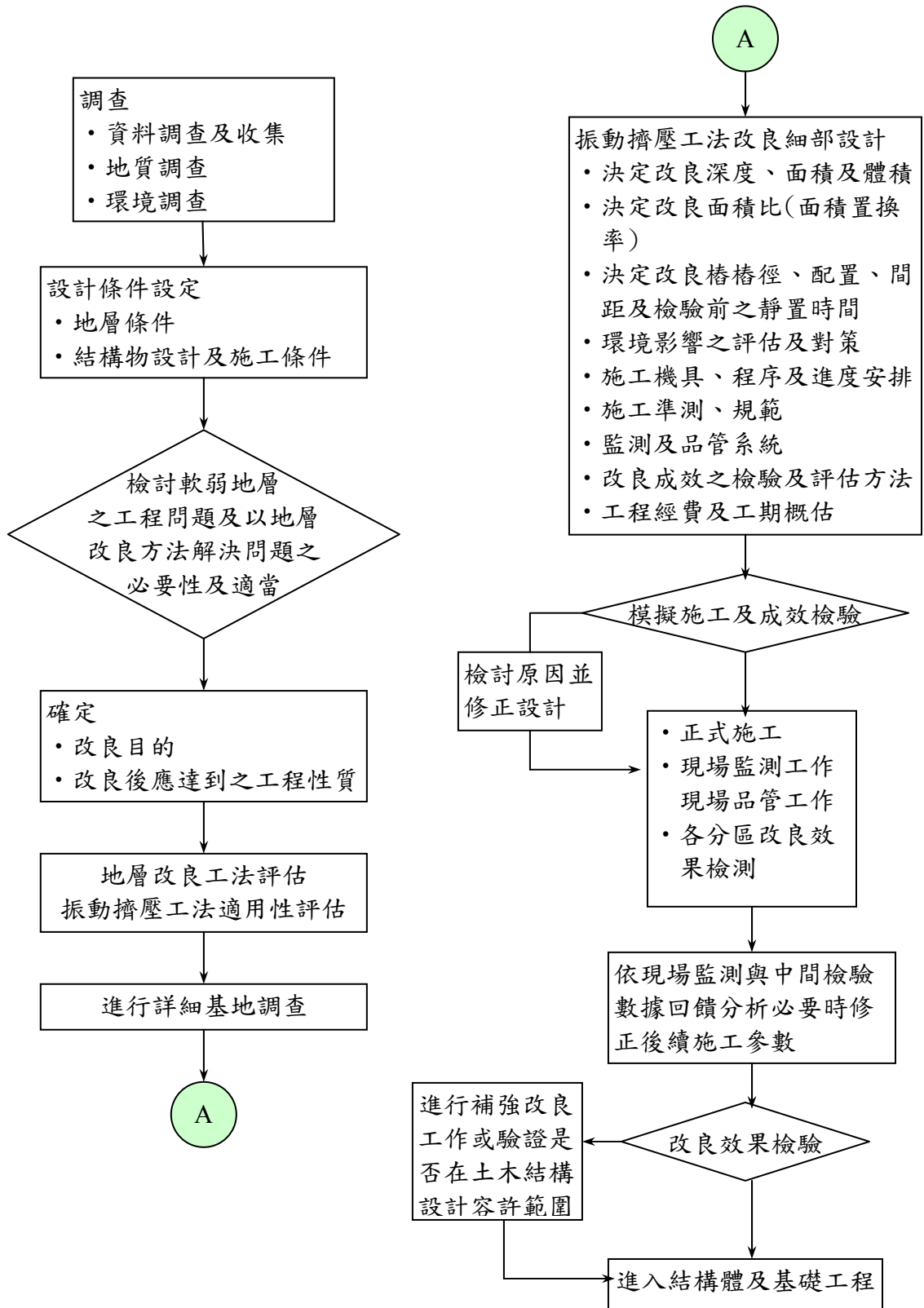


圖 7.1.2-1 振動擠壓工法之作業流程

工後之改良效果檢驗亦屬品管重要之一環，藉以確實掌控改良地層之行為變化回饋設計，並掌握施工品質之變異性，實施必要之補強改良，以達設計改良目標需求。

7.2 設計

7.2.1 調查

調查之目的，旨在取得規劃設計及施工所需之相關資料，調查內容至少應包括：

- | | |
|--------------|----------|
| 1、地形調查 | 2、地質調查 |
| 3、地下結構物與管線調查 | 4、施工條件調查 |
| 5、環境調查 | 6、環保法令蒐集 |

【解說】

基於經濟及安全考量，擠壓砂樁工法與礫石樁工法在規劃設計及施工前應實施補充調查工作。由於各階段工作性質及所需資料精細度要求不同，因此調查應配合各階段需求進行調查。若設計與施工階段時間相近，或地層改良採統包方式發包，則設計階段之調查應含蓋施工階段所需資料。調查之項目以取得規劃設計及施工所需資料為主，其結果除供地層改良之規劃設計使用外，也提供施工計畫之研擬及施工期程規劃之依據。有關各項調查內容細節請參見本規範第 6.2.1 節。

7.2.2 改良深度與範圍

改良深度與範圍應視改良需求與地層條件，根據土壤力學之穩定安全分析，並考慮適當之安全係數決定之，以能滿足設計需求之支承力與抗剪力，且不使上部結構發生有害裂縫或影響其使用功能之變位為原則。

【解說】

對於建築物基礎承载力之改良處理，擠壓砂樁與礫石樁處理之改良範圍應大於建築物基礎涵蓋範圍，改良範圍應自基礎外緣向外延伸 1~3 排樁，且延伸寬度不宜小於 3 m。改良深度以改良至軟弱或疏鬆土層底部以下為原則，當軟弱或疏鬆土層厚度較大時，對基礎承载力或基礎沉陷量控制設計之工程，擠壓砂樁或礫石樁之樁長應滿足改良後之基礎沉陷量不超過建築物之容許變位，並滿足基礎載重傳遞至樁底下方軟弱地層之承载力要求；對以改善邊坡穩定為目的之工程，擠壓砂樁或礫石樁之樁長應不小於最臨界滑動面以下 2 m 之深度，且不宜短於 4 m。

抗液化處理之改良樁長一般以改良至液化土層底部為原則，惟當液化土層厚度甚厚，或擬建之建物或設備基礎可以允許較大之沉陷時，為縮節工程經費亦可考慮只改良液化土層之上部，惟為確保建物及設施不致於產生過大之震陷而危及安全，液化地基之改良深度應使殘留之液化土層所造成之液化潛能指數 PL 值小於 5，對於獨立基礎或條形基礎，改良深度則應至少深及於基礎底面下 5 公尺及基礎長邊寬度之較大值(建築抗震設計規範，1989)，同時須儘可能加強上部結構之勁度以適應可能之不均勻沉陷。液化改良之平面範圍，除基礎覆蓋之面積範圍外，改良範圍應自基礎外緣向外延伸一定之距離，以確保基礎下方改良區之強度不受液化土壤之影響。一般改良寬度之延伸範圍為 2/3~1.0 倍之改良深度，特殊構造物得視其功能延伸改良寬度。

7.2.3 改良樁打設間距

擠壓砂樁工法與礫石樁工法之改良樁打設間距，可參考類似地層過去改良成功之實施案例決定，或根據經驗公式估算，並應以模擬施工確認其適當性。

【解說】

1、擠壓砂樁工法與礫石樁工法之改良樁打設間距，可參考類似地層過去改良成功之實施案例決定。缺乏當地使用經驗或無模擬施工結果可供參考時，砂質地層抗液化改良之初步設計得依第 7.2.4 節建議之原則進行，粘土質地層則依改良需求之支承力或剪力強度，以及容許沉陷要求，按第 7.2.5 節及第 7.2.6 節估算所須之面積置換率（單樁之斷面積與該樁所分擔之改良面積之比值），根據選用之樁徑與改良樁配置型式如圖 7.2.3-1 依下式計算改良樁打設間距：

正三角形配置

$$S = 0.952d \sqrt{\frac{1}{a_s}} \quad (\text{式 7.2.3-1})$$

正方形配置

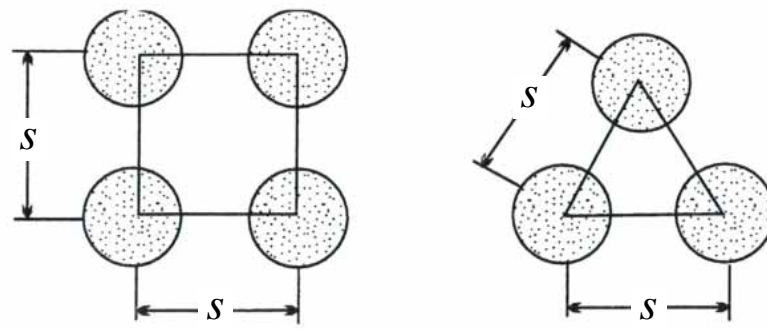
$$S = 0.886d \sqrt{\frac{1}{a_s}} \quad (\text{式 7.2.3-2})$$

式內

S = 改良樁打設間距(m)

d = 改良樁樁徑(m)

a_s = 面積置換率，其值可依改良目的與改良目標決定



(a) 正方形配置

(b) 正三角形配置

圖 7.2.3-1 振動擠壓工法改良樁之配置形式

- 2、振動擠壓砂樁之成樁直徑取決於鋼管之直徑、振動機之能量與改良地層之條件。目前台灣地區振動擠壓砂樁採用之鋼管外徑有 40 cm 及 50 cm 兩種，砂質地層之改良通常採用外徑 40 cm 之鋼管，搭配 12000 kg-cm 之振動機，完成之最大樁徑約 60~70 cm。對於粘土質地層，為減少對原地層之擾動，及提高改良效果與品質之均勻性，應選用較大直徑之鋼管，惟設計之樁徑不宜大於所用鋼管直徑之 1.5 倍，以保證成樁品質。礫石樁之成樁直徑取決於揚實錐之能量、投料量與改良地層之條件，成樁直徑通常為 80~120 cm。
- 3、改良樁之平面配置一般採用正三角形或正方形配置，對於砂質地層，因係藉砂、礫石樁之擠壓密實效果提高周圍土壤之密度，採用正三角形之配置可以較正方形配置得到更佳之擠密效果，同時改良效果也較為均勻。對於粘土質地層，主要靠置換改良地層，因而選用任一種配置均可。

7.2.4 砂質複合地基之液化潛能

- 1、採用振動擠壓砂樁或礫石樁工法改良之砂質地層，改良樁與原地層共成之複合地基，其抗液化能力可綜合樁間土壤之擠壓密實成效與過壓密效應，以及改良樁體之加勁減震作用與加速排水功效等，依「建築物基礎構造設計規範」之相關規定評估之。
- 2、對於樁間土壤之擠壓密實成效可依前導試驗成效檢驗結果或當地經驗推估之。
- 3、考慮樁間土壤之過壓密效應時，應以室內或現地試驗加以驗證。
- 4、考慮改良樁體之加勁作用時，可根據複合地基之應力分擔概念，將作用於樁間土壤之設計地震下所引致之反覆剪應力予以適當折減，以反映砂樁、礫石樁之減震效應。
- 5、以改良樁體提供之排水功能為抗液化設計之主要考慮時，樁體材料需透水性良好，且其粒徑分佈以不使周圍土壤滲入樁體中為限，設計時宜考量井阻作用之影響，對排水能力作適當之修正。

【解說】

- 1、採用振動擠壓砂樁或礫石樁工法改良之複合地基，其抗液化之機制主要有以下四個方面：(1) 擠壓密實效果；(2) 過壓密效應；(3) 改良樁體之加勁減震作用；(4) 加速排水功效。設計時得綜合前述效應評估改良複合地基之抗液化能力，並依「建築物基礎構造設計規範」之相關規定評估液化潛能。
- 2、擠壓砂樁工法與礫石樁工法施工過程中，樁孔周圍之土壤在受到鋼管或揚實錐之擠壓與強烈之高頻振動下產生液化，顆粒重新緊密排列，隨後投入樁孔之填充材料再次被鋼管或揚實錐擠入周圍土壤，使周圍土壤更趨於緊密，抗液化剪力強度因而得以改善。改良土之擠壓密實效果，是評估改良土壤抗液化強度之基本考量，由於影響改良效果之因素甚多，實務上在評估砂、礫石樁擠壓密實之改良效果方面，仍採半經驗方法進行推估，因此正式施工前應於工區內選

擇具代表性之地點實施前導試驗，驗證假設條件與經驗值之適用性，以作為修正設計與施工管理之依據。尚無前導試驗成效檢驗結果或缺乏當地經驗可供參考時，考量擠壓密實效果之擠壓砂樁打設間距設計可參考圖 7.2.4-1 所示流程推估，礫石樁之設計則可參考圖 7.2.4-2 所示流程推估，並於施工前以無前導試驗驗證之。

- 3、經振動擠壓砂樁或礫石樁工法改良之砂質地層，由於施工過程對周圍地層產生很大之側向擠壓，改良後之土壤呈現過壓密狀態，其靜止土壓力係數 K_0 有明顯增加之情形，Ishihara(1976)曾指出具相同相對密度之砂質土壤，其抗液化強度與有效覆土壓力之比值隨 $(1+2K_0)/3$ 增加而增加，顯示改良土壤之過壓密效應有助於抗液化強度之提昇，惟其效果目前尚無完整之理論可分析，設計時若擬將樁間土壤之過壓密效應納入考慮時，應由現地取得改良後土壤之不擾動土樣進行室內試驗，評估其抗液化強度，或以現地試驗加以驗證。
- 4、在現行液化潛能之分析方法中，往往僅依據經地層改良後之地層，其本身之緊密程度(SPT-N 值)、細料含量 FC、平均粒徑 D50 等參數，評估改良後之抗液化成效，對於改良樁體對地盤所提供之加勁效果則並未納入分析考量，雖然保守但浪費砂石資源。考慮改良樁體加勁作用之抗液化設計，一般係根據複合地基之應力分擔概念，將作用於樁間土壤之設計地震下所引致之反覆剪應力予以適當折減，以反應砂樁、礫石樁之減震效應。此一地震反覆剪應力折減係數 α 定義如下：

$$\alpha = \frac{\tau_g}{\tau_{av}} = \frac{\tau_g}{0.65 \frac{a_{\max}}{g} \sigma_v r_d} \quad (\text{式 7.2.4-1})$$

式內：

α = 樁間土壤之地震剪應力折減係數，為改良後樁間土壤承受之地震剪應力 τ_g 與改良前同一深度土壤承受之設計地震剪應力 τ_{av} 之比值

a_{\max} = 設計地震之最大地表加速度

σ_v = 土壤之垂直覆土壓力

r_d = 考慮土壤為可變形體之應力折減係數

g = 重力加速度

折減係數 α 與改良面積比、改良樁體與樁間土壤剪力模數比值等參數有關，常見之分析方法整理如表 7.2.4-1，考慮改良樁體之加勁作用之抗液化打設間距設計流程如圖 7.2.4-3 所示。

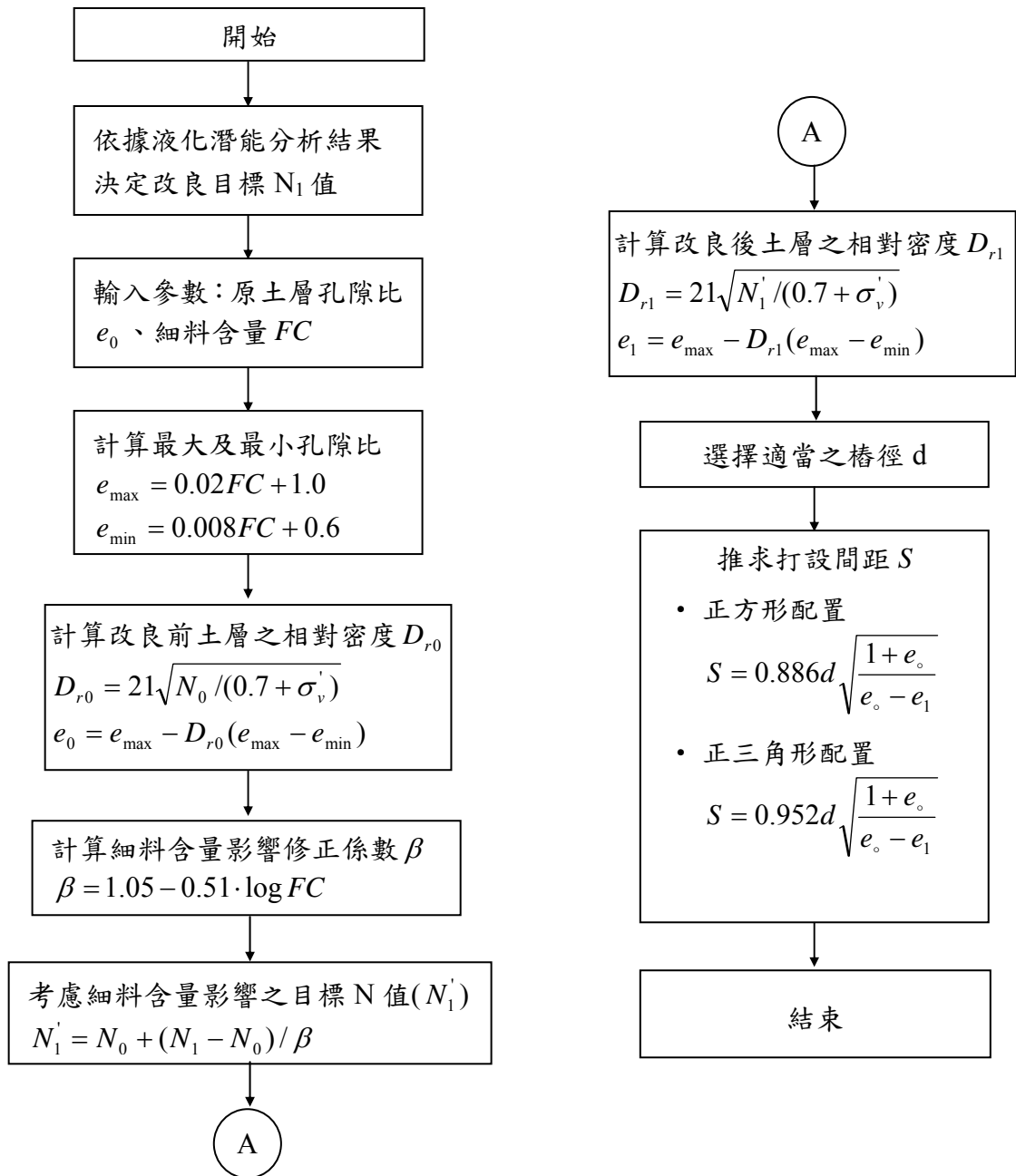


圖 7.2.4-1 考量擠實效果及細料含量影響之擠壓砂樁打設間距設計流程

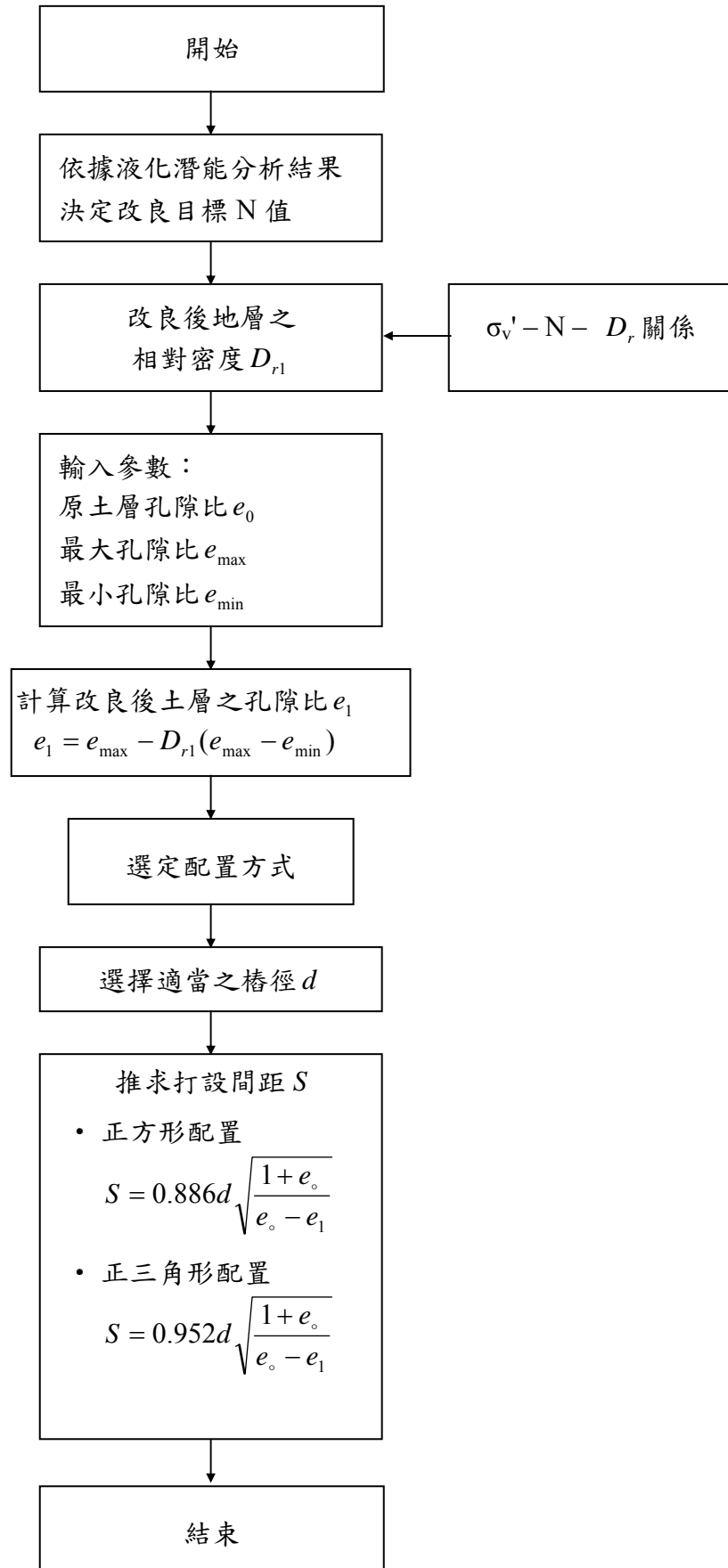


圖 7.2.4-2 考量擠實效果之礫石樁打設間距設計流程

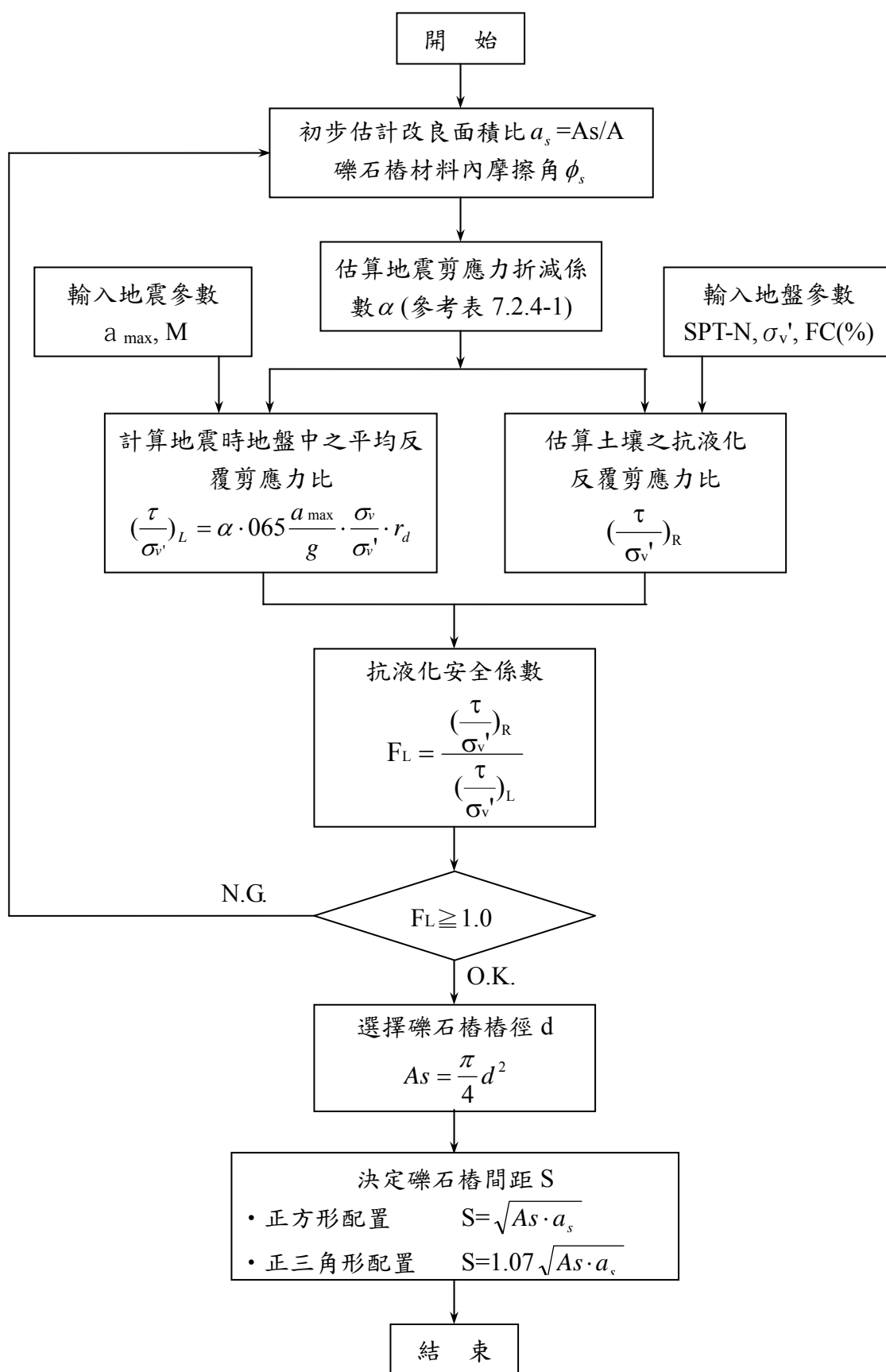


圖 7.2.4-3 考慮剪應力折減之砂、礫石樁間距設計流程

表 7.2.4-1 地震反覆剪應力折減係數 α 之常見分析方法

分析方法	樁間土壤之地震剪應力折減係數 α	分析依據
Priebe(1989)	$\alpha = \frac{\tan^2(45^\circ - \phi_s / 2) \cdot (1 - a_s)}{a_s + \tan^2(45^\circ - \phi_s / 2) \cdot (1 - a_s)}$	直接引用垂直載重之應力分擔比
Baez and Martin (1993,1994)	$\alpha = \frac{1}{1 + a_s(G_r - 1)}$	由剪應變諧和理論推導而得
Goughnour and Pestana (1998)	$\alpha = \frac{1 + a_s(n - 1)}{1 + a_s(G_r - 1)}$	修正Baez等人理論，考量樁體之細長比及樁土之垂直應力比效應
<p>符號說明：</p> <p>a_s = 面積置換率</p> <p>ϕ_s = 樁體內摩擦角</p> <p>G_r = 改良樁體與樁間土壤剪力模數之比值</p> <p>n = 改良樁體與樁間土壤有效垂直應力之比值，Barksdale and Bachus (1989) 建議可採下式估算：</p> $n = G_r \frac{\left(\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \right)_{\text{改良樁體}}}{\left(\frac{1 - \nu}{1 - 2\nu} \right)_{\text{樁間土壤}}}$ <p>ν = 柏松比(Poisson's Ratio)</p>		

- 5、砂樁或礫石樁因所採用之填充材料為透水性良好之粗砂或碎石料，由於具有較大之孔隙及較快之排水速度，地盤中打設砂樁或礫石樁可提供垂直排水管道，縮短排水路徑。對砂性地盤承受地震力作用而言，砂樁或礫石樁可加速超額孔隙水壓之排除，有助於降低液化潛能。惟為保證砂樁或礫石樁本身之透水性，並避免細顆粒滲入阻塞孔隙，其粒徑分佈曲線應能滿足第五章有關排水砂礫石樁之相關規定，尤其台灣地區之粉質砂層一般細料含量均

在 20% 以上，在礫石樁施工時，礫石樁打設所激發之超額孔隙水壓即由鄰近已完成之樁體宣洩，由於一般礫石樁之填充料為均勻級配之碎石，對細粒土壤無過濾功能，檢視完工後之礫石樁常見樁體中之孔隙已被細粒土壤所填塞，因此不宜直接引用國外低細料含量土壤之礫石樁排水設計理念，須考量現地土壤之粒徑分佈選擇透水性良好，且可避免細顆粒滲入孔隙之填充材料。考慮樁體排水功能之抗液化設計可參考以下兩種方法進行：

(1) Seed & Booker's Method

本法係假定礫石樁工法之抗液化成效，完全由樁體提供之超額孔隙水壓消散功能所貢獻，不考量礫石樁之夯實擠密效果，亦不考慮礫石樁之加勁效應。Seed & Booker(1977)假設經礫石樁改良後之地層，其超額孔隙水壓之消散是沿水平方向朝礫石樁中心之路徑排除，砂質地層可能存在之垂直排水效應則予忽略，根據徑向壓密理論，Seed & Booker 推導出以下之控制方程式：

$$\frac{k_h}{\gamma_w m_v} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] = \frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial N} \frac{\partial N}{\partial t} \quad (\text{式 7.2.4-2})$$

式中，

k_h = 現地土層之水平方向透水係數

u = 超額孔隙水壓

r = 礫石樁半徑

m_v = 土壤之體積壓縮係數 (Coefficient of Compressibility) 可經由壓密試驗得出

γ_w = 水之單位重

u_g = 因受到反覆剪應力作用 N 次下所產生之超額孔隙水壓

N = 反覆剪應力之作用次數

土層於反覆剪力作用下孔隙水壓變化之關係則以實驗室中所

得出之反覆剪應力作用次數 N 與激發之超額孔隙水壓 u_g 之近似曲線模擬之，如下式：

$$\frac{u_g}{\sigma_v} = \left(\frac{2}{\pi}\right) \sin^{-1} \left(\frac{N}{N_\ell}\right)^{1/2\alpha} \quad (\text{式 7.2.4-3})$$

其中，

N_ℓ = 現地土壤受到反覆剪應力作用後達到初始
液化時所須之次數

α = 常數(≒0.7)

σ_v = 初始有效壓密壓力

圖 7.2.4-4 所示為 Seed & Booker 根據式(7.2.4-3)解析式(7.2.4-2)之結果，以 Seed & Booker 之理論方法進行抗液化礫石樁改良間距之設計流程整理如圖 7.2.4-5 所示。

(2) Ohkita's Method

Seed & Booker 於推導礫石樁之孔隙水壓消散理論時，係假設礫石樁之透水係數為無限大，而實際上礫石樁之透水係數為一有限值，當改良砂層中超額孔隙水壓消散排出之水流流向礫石樁，再通過礫石樁流出地表時，由於礫石料對滲流之阻力，將影響超額孔隙水壓消散之速率，此一現象稱為井阻(Well resistance)效應，井阻效應之規模可以井阻係數 L 表示之，如下式：

$$L = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_h}{k_d} \left(\frac{H}{2R_d}\right)^2 \quad (\text{式 7.2.4-4})$$

式中 R_d 、 k_d 分別為礫石樁之半徑及透水係數， H 為垂直向之排水距離。圖 7.2.4-6 所示為 Ohkita 等人(1986)考慮井阻效應所建議之礫石樁設計流程，根據 Ohkita 等人所建議之方法，考量井阻作用之超額孔隙水壓消散時間因素，須依據井阻係數及改良面積比進行折減。

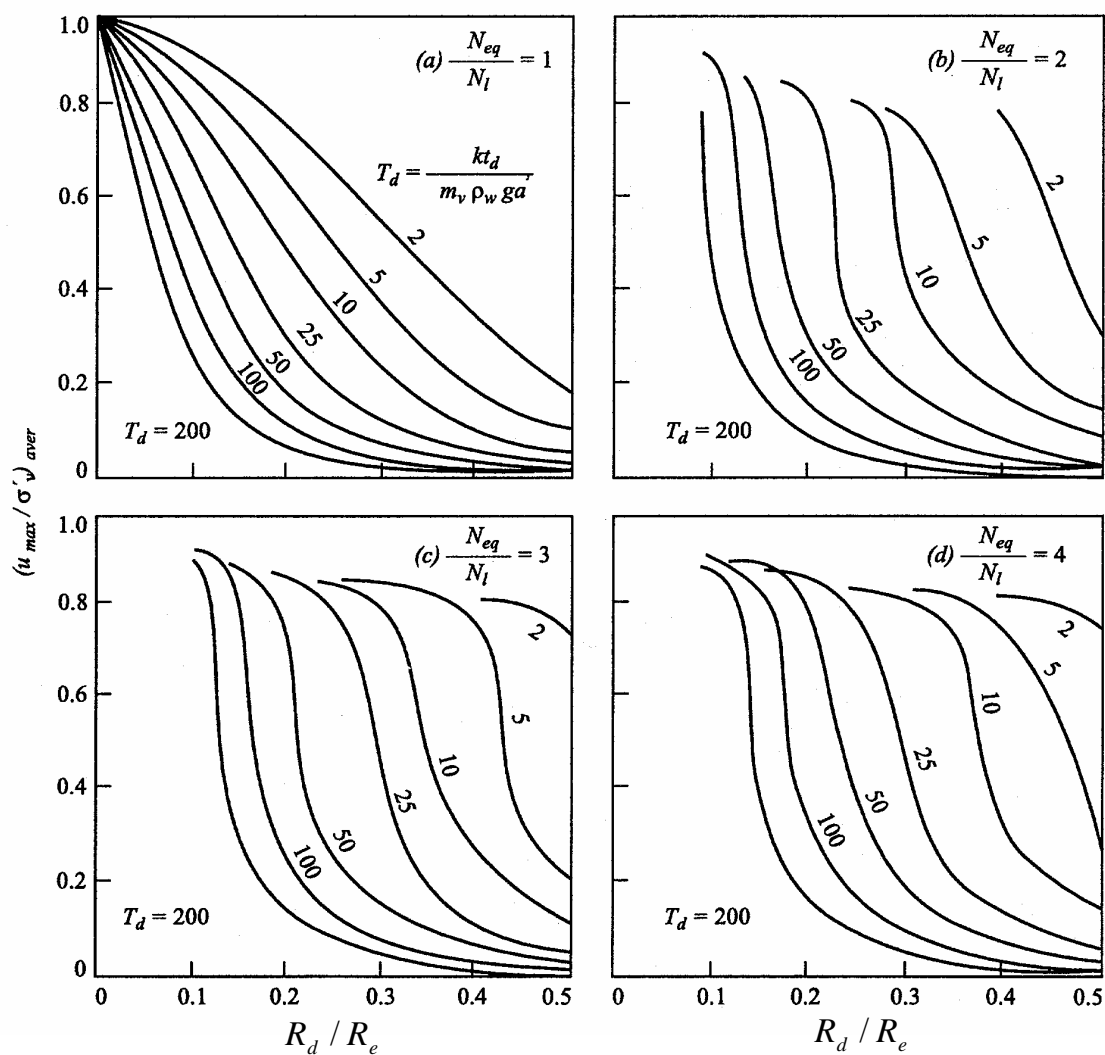


圖 7.2.4-4 徑向壓密理論解析結果(Seed & Booker, 1977)

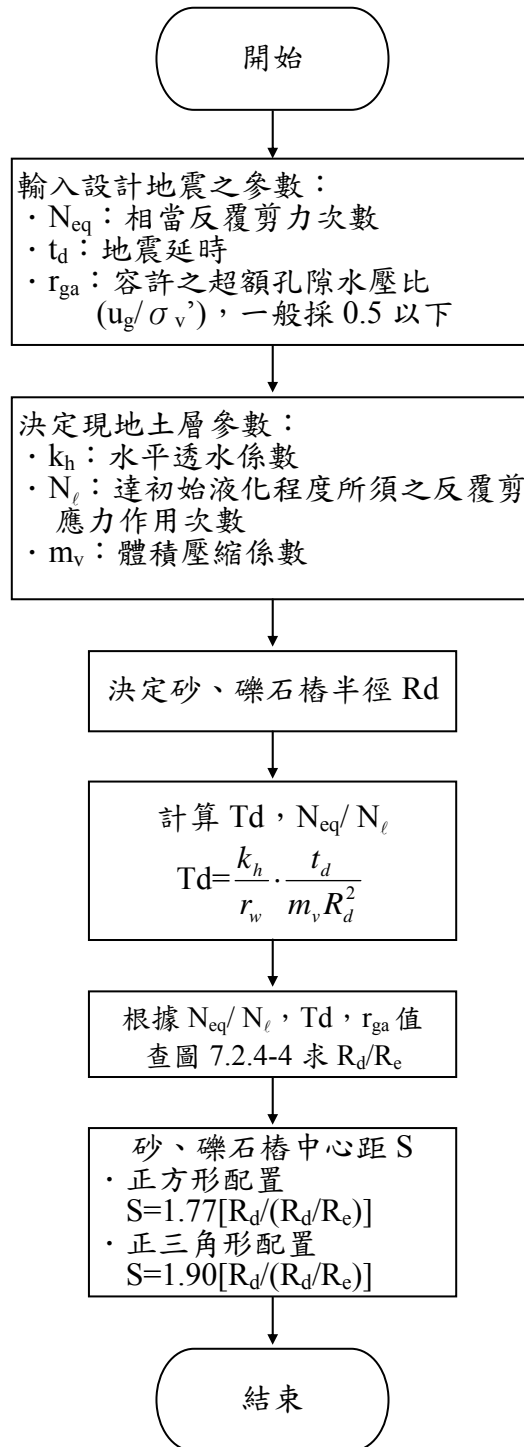


圖 7.2.4-5 砂、礫石樁打設間距設計流程—Seed & Booker's Method

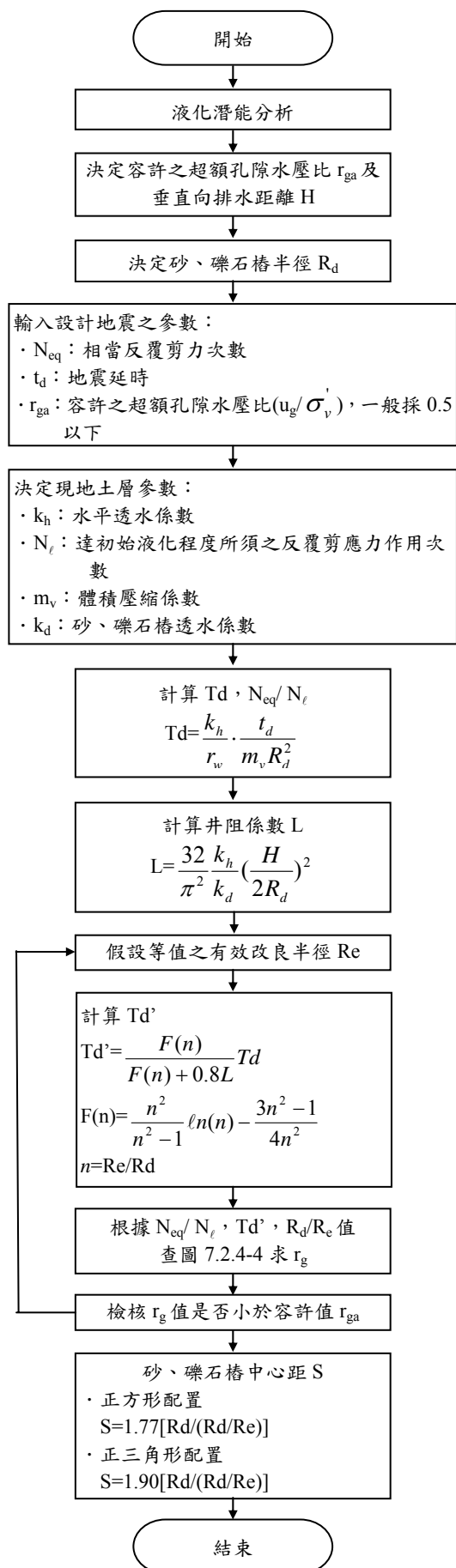


圖 7.2.4-6 砂、礫石樁打設間距設計流程—Ohkita's Method(考慮井阻作用)

7.2.5 複合地基之容許支承力

1、極限支承力

砂、礫石樁複合地基之極限支承力得依現地載重試驗結果估算，或依據改良樁體與樁間土壤之支承力，按面積置換率以面積加權方式推估。

2、容許支承力

複合地基之容許支承力，應依使用條件及載重狀況按前列公式計算極限支承力扣除基礎底面以上荷重，而得淨極限支承力後，除以安全係數後，再加上基礎底面以上荷重，且其沉陷量必須小於容許沉陷量而得之。建築物基礎支承長期載重之安全係數不得小於3，考慮短期性載重如地震、風力及積雪等，容許支承力得予提高百分之五十。

【解說】

砂、礫石樁複合地基支承力之分析理論，一般係依據改良樁體與樁間土壤之支承力，按面積置換率以面積加權方式，疊加此兩部分支承力而得複合地基之支承力，如下式：

$$(q_{ult})_{cg} = K_1 \lambda_1 a_s (q_{ult})_s + K_2 \lambda_2 (1 - a_s) (q_{ult})_c \quad (\text{式 7.2.5-1})$$

式內： $(q_{ult})_{cg}$ = 改良樁體複合地基之極限支承力(t/m²)

$(q_{ult})_s$ = 改良樁體單樁之極限支承力(t/m²)

$(q_{ult})_c$ = 原地盤之極限支承力(t/m²)

a_s = 面積置換率

K_1 = 反映複合地基中改良樁體極限支承力與單樁極限支承力不同之修正係數，一般大於1.0。

K_2 = 反映複合地基中樁間土壤極限支承力與原地盤土壤極限支承力不同之修正係數，其值視改良施工對原地盤之擾動程度而定，一般可能大於1.0，也可能小於1.0。

λ_1 = 複合地基破壞時改良樁體發揮之支承力與極限支承力之比

例；若改良樁體先達到極限支承力引起複合地基之破壞，則 $\lambda_1 = 1$ ，若樁間土壤比改良樁體先達到極限支承力，則 $\lambda_1 < 1$ 。

λ_2 = 複合地基破壞時樁間土壤發揮之支承力與極限支承力之比例；一般複合地基之破壞通常為改良樁體先達到極限支承力所引致，故 $\lambda_2 < 1$ 。

若能有效確認複合地基中改良樁體與樁間土壤之實際極限支承力，且破壞模式係改良樁體先達到極限支承力而引起複合地基之全面破壞，則式(7.2.5-1)可改寫為：

$$(q_{ult})_{cg} = a_s(q_{ult})_s + \lambda(1 - a_s)(q_{ult})_{ic} \quad (\text{式 7.2.5-2})$$

式中：

λ = 複合地基破壞時樁間土壤發揮之支承力與極限支承力之比例；一般約在 0.4~1.0 間。

$(q_{ult})_{ic}$ = 樁間土壤之極限支承力。

一般經砂、礫石樁改良後之砂質地層其基礎支承力，通常以樁間土壤之強度參數估算極限支承力已可滿足設計需求，故以複合地基觀念計算極限支承力之情形多為軟弱粘土地層，以下針對粘土地層複合地基支承力推估所需之砂、礫石樁單樁極限支承力與樁間土壤極限支承力估算方法加以說明。

1、打入飽和粘土地層之砂、礫石樁單樁極限支承力

由於砂、礫石樁係由顆粒性材料所組成，其樁體之支承力除與樁體材料之性質及其緊密程度有關外，主要取決於樁間土之側向圍束能力，在荷重作用下，顆粒性材料樁的存在，將使樁周土壤由原來主要是垂直向受力狀態，改變為主要是水平向受力之狀態，樁周土壤對樁體發揮之側向圍束能力，將是砂、礫石樁樁體之支承力與複合地基支承力之關鍵。砂、礫石樁樁體於承受垂直荷重時，可能發生之破壞模式有下列三種(如圖 7.2.5-1)：

- (1) 貫入破壞 (Punching Failure)
- (2) 剪力破壞 (General Shear Failure)
- (3) 鼓脹破壞 (Bulging Failure)

在第一種破壞模式中，樁身之側向變形很小，其行為類似一支剛性樁(如混凝土樁等)，一般除樁長未貫入堅實地層，且長度又很短之樁體外，樁身長在 4 倍直徑以上之改良樁，可不考慮貫入破壞模式。至於剪力破壞模式，在基礎底面積不是太小，或改良樁四周有

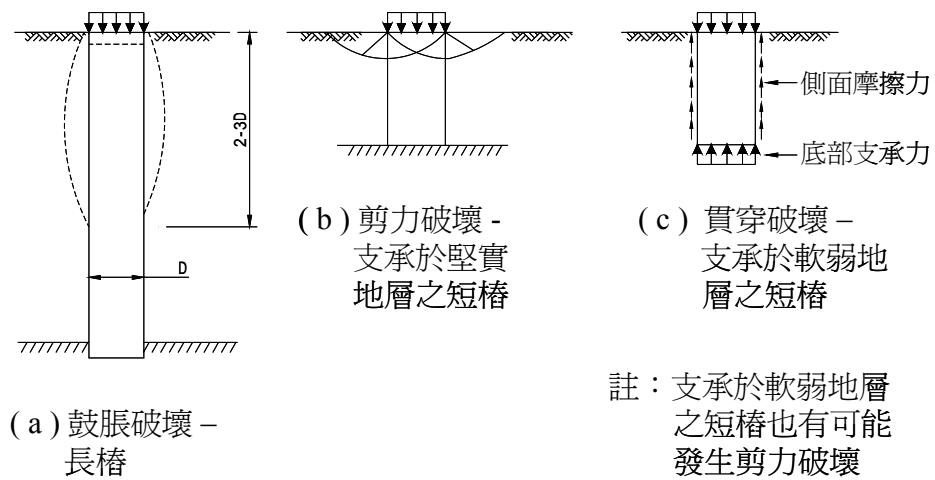


圖 7.2.5-1 砂、礫石樁複合地基破壞模式

足夠大之載重情形下，不會發生此種形式之破壞。因此砂、礫石樁承載後其破壞模式絕大多數為樁體之鼓脹破壞，並且由於樁體本身強度隨深度增加，且樁間土壤抵抗樁體鼓脹之抵抗力亦隨深度而增大，因此最容易產生鼓脹破壞之部位是在樁的上端。根據 Hughes & Withers (1974)之研究指出，當礫石樁受到垂直荷重時，深度在兩倍直徑範圍內之樁體鼓脹最大，但當深度超過 3 倍樁徑時，樁體之鼓脹情形則較不明顯。

目前國內外估算砂、礫石樁單樁極限支承力之方法有許多，如表 7.2.5-1 所示，由於樁體支承力深受施工方法與施工品質影響，因此

無法論斷那一個方法估算結果最佳，建議若無當地過去之施工經驗時，正式施工前仍應以模擬施工與現地載重試驗結果加以確認。初步設計可採用下式估算單樁極限承载力：

$$(q_{ult})_s = 20s_u \quad (\text{式 7.2.5-3})$$

上式中， s_u = 樁周土壤之單位重與不排水剪力強度(t/m^2)

2、樁間土壤之極限承载力

由於砂、礫石樁施作過程中之振動、擠壓，將對現地土壤造成擾動，於土體中造成超額孔隙水壓，降低原地層之土壤強度，但於樁體完成之後，一方面隨著時間之增長，原地層之土壤結構有一定程度之恢復，另一方面土壤中之超額孔隙水壓向樁體消散，有效應力增加，強度亦逐漸提昇。根據方永凱(1983)等人以現地十字片剪力試驗對改良樁體施作前後之地層所作之試驗結果顯示，於施作礫石樁後，樁間土壤之短期強度較改良前強度降低約 10~30%，但經過一段時間之靜置後，其長期強度非但恢復至原有強度，而且還略有增加。日本 Aboshi 等人(1979)之研究亦獲得類似之成果，於礫石樁剛完成時，樁間土壤之不排水剪力強度比原有值降低約 10~40%，但經 30 天後，不排水剪力強度提高到原有強度之 1.5 倍。由此可見砂、礫石樁體具有之排水功能，有助於原地層強度之恢復與提昇。

於估算樁間土壤極限承载力時，得適當將改良後樁間土壤之強度提昇納入考慮。可於改良後針對樁間土壤實施十字片剪試驗或圓錐貫入試驗等現地強度試驗，以確認樁間土壤之實際強度，並取得承载力分析所需之強度參數。有關樁間土壤之極限承载力應根據基地調查及土壤試驗之結果，參考「建築物基礎構造設計規範」第 4.3.1 節所列公式估計之。

3、複合地基之極限承载力

粘土層中複合地基之極限承载力可依式(7.2.5-2)估算，並宜於模擬施

表 7.2.5-1 打入飽和粘土層之砂、礫石樁單樁極限支承力估算方法

分析方法	改良樁體單樁之極限支承力 $(q_{ult})_s$
Greenwood (1970)	$(q_{ult})_s = (\gamma_c z K_{pc} + 2s_u \sqrt{K_{pc}}) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2})$ <p>式中，γ_c、s_u = 樁周土壤之單位重與不排水剪力強度 K_{pc} = 土壤之被動土壓力係數 ϕ_s = 樁身材料之內摩擦角 z = 深度</p>
Vesic (1972)	$(q_{ult})_s = s_u (1 + \ln I_r) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2})$ <p>式中：s_u = 樁周土壤之不排水剪力強度 ϕ_s = 樁身材料之內摩擦角</p> $I_r = \frac{G_c}{s_u}$ <p>G_c = 樁周土壤之彈性剪力模數</p>
Hughes and Withers (1974)	$(q_{ult})_s = (\sigma'_v + u_o + 4s_u) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2})$ <p>式中，s_u = 樁周土壤之不排水剪力強度 σ'_v、u_o = 樁周土壤初始之徑向有效應力與孔隙水壓力， 依現場觀測資料反算分析結果 $\sigma'_v + u_o = 2s_u$， 故上式可改寫為：</p> $(q_{ult})_s = 6s_u \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2})$
Brauns (1978)	$(q_{ult})_s = \frac{2s_u}{\sin 2\delta} \left(\frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} + 1 \right) \tan^2(45^\circ + \frac{\phi_s}{2})$ <p>式中：s_u = 樁周土壤之不排水剪力強度 ϕ_s = 樁身材料之內摩擦角 $\delta_s = 45^\circ + \phi_s / 2$ δ 可按下式求得：</p> $\tan \delta_s = \frac{1}{2} \tan \delta (\tan^2 \delta - 1)$

工完成後以平鈹載重試驗驗證其適當性。當複合地基下方存在軟弱地層時，尚應再檢核複合地基下方軟弱地層之支承力，確認軟弱地層頂面處之應力增量與覆土應力不超過該處地層之容許支承力。

7.2.6 複合地基之沉陷量分析

複合地基之總沉陷量包括改良深度內複合地層之壓縮量及改良深度以下地層之壓縮量兩部份。一般狀況下，複合地基承受建築物載重所致之沉陷量，得依本節規定計算之，至於其他因素所造成之沉陷，應依基地條件適度考量之。

【解說】

複合地基之總沉陷量包括改良深度內複合地層之壓縮量及改良深度以下地層之壓縮量兩部份。推估方法如下：

1、改良深度內複合地層之壓縮量

經砂、礫石樁改良之基礎，改良深度內複合地層之總壓縮量主要包含瞬時壓縮、壓密壓縮兩部分，對於腐植土及有機質土壤應特別考慮次壓縮沉陷。地層壓縮量之推估可採與一般地層相同之沉陷分析方法進行，再將砂、礫石樁改良之加勁效應納入，對分析得之瞬時沉陷及壓密沉陷進行修正。常用之計算方法如下：

(1) 複合地盤之瞬時壓縮量

改良深度範圍內複合地盤之瞬時壓縮量，一般常採等值變形模數以彈性力學理論推估。複合地盤之等值變形模數可依據面積置換率採用面積加權法推求：

$$E_{cg} = a_s E_s + (1 - a_s) E_c \quad (\text{式 7.2.6-1})$$

式中， E_{cg} = 複合地層之變形模數(t/m^2)

E_s = 砂、礫石樁體之變形模數(t/m^2)

E_c = 樁間土壤之變形模數，得採用改良前土壤之變形模數(t/m^2)

a_s = 面積置換率

(2) 複合地盤之壓密壓縮量

複合地盤之壓密沉陷量，一般常採 Aboshi 等人(1979)所建議之應力修正法推估，該方法係考量在複合地盤中，由於軟弱土壤與改良樁體之變形勁度不同，因此透過基礎傳遞至複合地盤中之應力會集中於樁體上，使得作用於樁間軟弱土壤之應力相對減少，故而複合地層之壓密沉陷量可由作用樁間土壤之應力推估，如下式：

$$S_c = m_v \cdot \sigma_c \cdot H = m_v \cdot \left(\frac{\sigma}{1 + (n-1)a_s} \right) \cdot H \quad (\text{式7.2.6-2})$$

$$S_c = m_v \cdot (\mu_c \cdot \sigma) \cdot H = \beta \cdot (m_v \cdot \sigma \cdot H) \quad (\text{式7.2.6-3})$$

$$\beta = \mu_c = \frac{1}{1 + (n-1)a_s} \quad (\text{式7.2.6-4})$$

式中， S_c = 改良深度內之複合地層之壓密沉陷量(m)

m_v = 改良前地層之體積壓縮係數(m^2/t)

σ = 外加之有效應力之增量(t/m^2)

σ_c = 作用於樁間土壤之有效應力之增量(t/m^2)

H = 土層之厚度(m)

μ_c = 樁間土壤之應力集中係數， $\mu_c = \sigma_c / \sigma$

n = 樁土應力比，即荷重作用於複合地基時改良樁體承擔之應力與樁間土壤承擔之應力之比值。樁土應力比之影響因素很多，包括樁土相對勁度、應力水平(Stress Level)、複合地盤之置換率、載重作用時間、基礎下方墊層厚度、改良區下方地層之勁

度、樁間土壤之工程性質等，應由現地載重試驗加以確認。若無實測數據時，粘土可取 2~4，粉土或砂土可取 1.5~3，原地層強度高者取小值，原地層強度低者取大值。

(3) 複合地盤之壓密度計算

砂、礫石樁改良之複合地盤，可採用一般常用之排水砂樁理論計算複合地基之壓縮量與時間關係。於分析中應考慮塗抹效應與井阻效應，以及樁體引起之應力集中現象之影響。於礫石樁改良之複合地盤壓密分析中，為考慮礫石樁塗抹效應，Barksdale 和 Bachus(1983)建議將樁徑乘以 1/2 ~ 1/15，並且可假定水平滲透係數為垂直滲透係數之 3~5 倍。根據 Balaam 和 Booker(1981)之分析結果顯示，隨著樁、土彈性模數比值之增大，剛性筏基下之礫石樁承擔更大之荷重，從而加速壓密。對於樁、土彈性模數比值由 1 增大至 40 時，達到 50% 壓密度所需之時間減少至原來之 1/10。若荷重不通過剛性筏基而直接作用於礫石樁之複合地基上(自由應變情況)，則樁、土彈性模數比值對壓密速率則無明顯之影響。韓杰等人(1990)建議採用壓密係數修正方法考慮樁體應力集中現象，計算式如下：

$$c'_r = c_r \left(1 + N \frac{a_s}{1 - a_s} \right) \quad (\text{式 7.2.6-5})$$

式中， c'_r = 考慮應力集中現象之修正徑向壓密係數(m²/day)

c_r = 樁間土壤之徑向壓密係數(m²/day)

N = 樁、土彈性模數比值， $N = E_s / E_c$

E_s = 砂、礫石樁體之變形模數(t/m²)

E_c = 樁間土壤之變形模數，得採用改良前土壤之變形模數(t/m²)

2、改良深度以下地層之壓縮量

改良深度以下地層壓縮量之推估，可參照「建築物基礎構造設計規範」第 4.4 節所建議之方法估算。在砂、礫石樁改良深度以下地層應力增量之計算上，由於影響應力傳遞分佈之因素(如樁土相對勁度、樁長、面積置換率及樁帽支承效應等)甚多，實際應力分佈難以精確估計，故一般實務上多以等似墩基模式之近似方法推估改良深度以下地層之應力增量。

等似墩基模式即將改良樁群及其所圍成之土壤視為一塊狀墩基礎，基礎之尺寸即為樁群外緣所圍成之範圍，作用於改良樁底面處之應力，可由基礎荷重扣除塊狀墩基周面之摩擦抵抗力後，除以塊狀墩基基礎面積而得，改良深度以下地層應力增量之計算則可按彈性力學公式估算。

7.2.7 複合地基之滑動穩定分析

以砂、礫石樁改善基礎整體穩定性時，得採用複合地層之抗剪強度，並以圓弧滑動切片分析法檢核基礎底部地層滑動之整體穩定性，其安全係數應符合「建築物基礎構造設計規範」之要求。

【解說】

- 1、砂、礫石樁工法可用以提高土壤邊坡之抗滑穩定性。於此種情況下進行邊坡穩定分析時，通過複合土體之滑動面，其抗剪強度得採用複合土層之抗剪強度計算。複合地基抵抗滑動之整體穩定性安全係數應符合「建築物基礎構造設計規範」相關章節之要求，於長期載重狀況抵抗滑動之安全係數應大於 1.5，於地震時應大於 1.2。
- 2、複合土層沿可能滑動面之抗剪強度係分別由樁體及原軟弱土壤兩部分所提供(參見圖 7.2.7-1)，沿可能滑動面之平均抗剪強度推求得參

考 Aboshi 等人(1979)之建議，依面積置換率及應力分擔比加權計算，如下式：

$$\tau_{cg} = (1 - a_s)\tau_c + a_s\tau_s \quad (\text{式 7.2.7-1})$$

$$\tau_c = (\gamma_c z + \mu_c \sigma) \tan \phi_c \cos^2 \beta + c \quad (\text{式 7.2.7-2})$$

$$\tau_s = (\gamma_s z + \mu_s \sigma) \tan \phi_s \cos^2 \beta \quad (\text{式 7.2.7-3})$$

式內：

- τ_{cg} = 複合地層沿滑動面之平均抗剪強度(t/m²)。
- τ_c = 樁間土壤沿滑動面之抗剪強度(t/m²)。
- τ_s = 改良樁體沿滑動面之抗剪強度(t/m²)。
- γ_c = 樁間土壤之單位重(t/m³)，地下水位以上採用總體單位重，地下水位以下採用有效單位重。
- γ_s = 改良樁體之單位重(t/m³)，地下水位以上採用總體單位重，地下水位以下採用有效單位重。
- z = 改良樁頂部至滑動圓弧上計算點之垂直距離(m)。
- μ_c = 樁間土壤之應力集中係數， $\mu_c = \frac{1}{1 + a_s(n-1)}$ 。
- μ_s = 改良樁體之應力集中係數， $\mu_s = \frac{n}{1 + a_s(n-1)}$ 。
- σ = 作用於改良樁頂平面之載重(t/m²)
- ϕ_c = 樁間土壤之內摩擦角(度)。
- ϕ_s = 改良樁體之內摩擦角(度)。
- β = 滑動圓弧切線與水平線夾角(度)。
- c = 樁間土壤之凝聚力(t/m²)。
- σ_z^s = 滑動面上改良樁處之垂直應力(t/m²)。
- σ_z^c = 滑動面上土壤處之垂直應力(t/m²)。

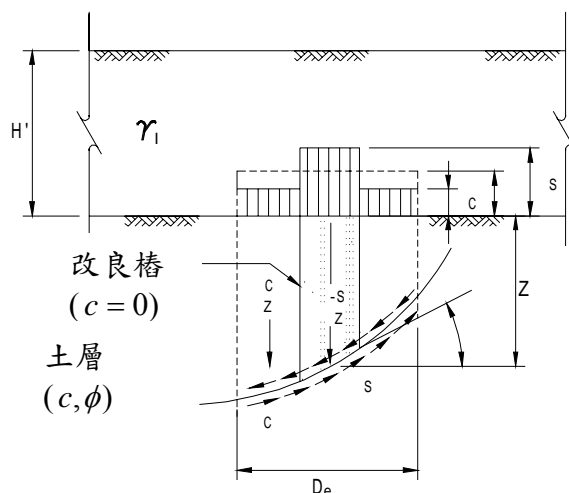


圖 7.2.7-1 複合地層沿滑動面之抗剪強度

7.2.8 填料量

振動擠壓砂樁或礫石樁，其單位長度之填料量得依設計樁徑估算，並應於施工前以現地前導試驗確認之。

【解說】

振動擠壓砂樁或要求樁徑均勻之礫石樁，其單位長度之填料量可依打設間距 S 、改良前地層之孔隙比 e_0 及改良後地層應達到之孔隙比 e_1 ，按下式計算：

$$\text{正方形配置} \quad V_f = \kappa \cdot \frac{\pi d^2}{4} = \kappa \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} S^2 \quad (\text{式 7.2.8-1})$$

$$\text{正三角形配置} \quad V_f = \kappa \cdot \frac{\pi d^2}{4} = \kappa \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} S^2 \quad (\text{式 7.2.8-2})$$

式內， V_f = 單位長度之填料量(m^3/m) d = 設計改良樁徑(m)

κ = 脹縮係數，即壓實方與鬆方之比值，振動擠壓砂樁可採用 $\kappa = 1.30$ ，礫石樁可採用 $\kappa = 1.10$

依前列公式估算之填料量應於施工前以現地前導試驗確認其適切性，並依前導試驗改良效果檢驗結果進行必要之調整，以確保填料量之充裕，保證改良效果符合設計需求。

7.2.9 碎石墊層

於砂、礫石樁樁頂與基礎間宜鋪設一層 30~50 cm 厚之碎石墊層，以減輕樁頂應力集中現象，避免樁體產生破壞，並改善基礎之受力狀態，同時提供水平排水功能，縮短壓密時間。

【解說】

於砂、礫石樁樁頂與基礎間鋪設碎石墊層，可起明顯之應力擴散作用，有效減小改良樁與樁間土壤之分擔應力比，減輕樁頂應力集中現象，增加樁間土壤之應力與樁周之側向圍束力，提高複合地基之支承力，避免改良樁體產生鼓脹破壞，使複合地基更能發揮其支承力，同時也改善基礎底版於改良樁處應力集中之受力狀態，並提供水平排水功能，縮短壓密時間。

7.2.10 施工影響評估與防治

- 1、設計時應評估改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層沉陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- 2、設計時應評估施工可能對環境所造成之噪音、落塵等污染，並採行必要之防治措施。

【解說】

- 1、振動擠壓砂樁或礫石樁工法施工過程會使改良區鄰近之地層產生地面隆起與側向移動，可能因此損壞地中之結構物或管線，及對鄰近

地區之地面構造物產生不良影響，故於設計時應詳加評估施工之影響，並採行適當之防護措施。

若改良範圍周邊存在地下結構物或管線，或改良範圍鄰近地面構造物時，應於正式施工前選擇距地下或地面構造物較遠處進行模擬施工，並事先於模擬施工改良區外緣不同距離處埋設傾度管，以監測振動擠壓砂樁或礫石樁施工引致之地層側向位移及影響範圍，提供施工影響評估及研擬防護措施之依據。

- 2、振動擠壓砂樁或礫石樁施工時產生之振動過某一限度時，即會影響居住、工作與學習環境之安寧，及精密儀器之使用操作，並可能損及地上建築物及地下管線設施之安全，因此於近鄰社區、學校、醫院及精密工廠附近使用振動擠壓工法時，應特別考慮其對周圍環境之影響。

圖 7.2.10-1 所示為 Li 等人(1990)於高雄縣中油液化天然氣接收站水力回填新生地振動擠壓砂樁改良工程中所量測得之施工振動量隨距離之衰減關係，各施工階段與不同距離處觀測得之顯著頻率亦標示於圖中，距打設位置 20m 內之振波顯著頻率約在 10Hz-17Hz 左右，距離打設位置 20m 以外處之振波，其顯著頻率則約在 5Hz-10Hz 間。尖峰土粒速度 PPV 或最大地動速度 PGV (cm/sec) 與距離 D (m) 之衰減關係(平均值)可下式表示：

$$PPV = 6.88D^{-0.709} \quad (\text{式 } 7.2.10-1)$$

上式可提供設計人員評估振動擠壓砂樁施工振動對建築物影響之參考。至於礫石樁施工振動量之初步評估，可參考黃俊鴻等人(2002)於台中港區內某水力回填工業廠區礫石樁改良工程中所量測得之施工振動量隨距離之衰減關係，如圖 7.2.10-2 所示，可觀察出徑向與垂直向之振動幅值相當，且其隨距離之衰減速率也相當接近，其最大地動速度 PGV (cm/sec) 與距離 D (m) 之衰減關係(平均值加一個標準偏差)如下式所示：

徑向 $PGV = 2.70D^{-0.8254}$ (式 7.2.10-2)

垂直向 $PGV = 1.98D^{-0.7424}$ (式 7.2.10-3)

根據前述基址所測得之施工振動歷時，所統計得之近距離與遠距離(以 30m 為界)振動反應譜如圖 7.2.10-3 所示，圖中亦列出黃俊鴻等人所建議之設計反應譜。此圖配合下式之 PGA 隨距離之衰減關係，可供設計人員以結構動力分析常用之反應譜分析法評估礫石樁施工對建築物之影響。

徑向 $PGA(g) = 0.6094D^{-0.9231}$ (式 7.2.10-2)

垂直 $PGA(g) = 0.2712D^{-0.7068}$ (式 7.2.10-3)

若經評估施工可能影響到鄰近建築物之安全，或超越業主要求之振動標準時，應採取適當之防振或隔振措施，以減輕震波引起之損害，保障鄰產之安全。

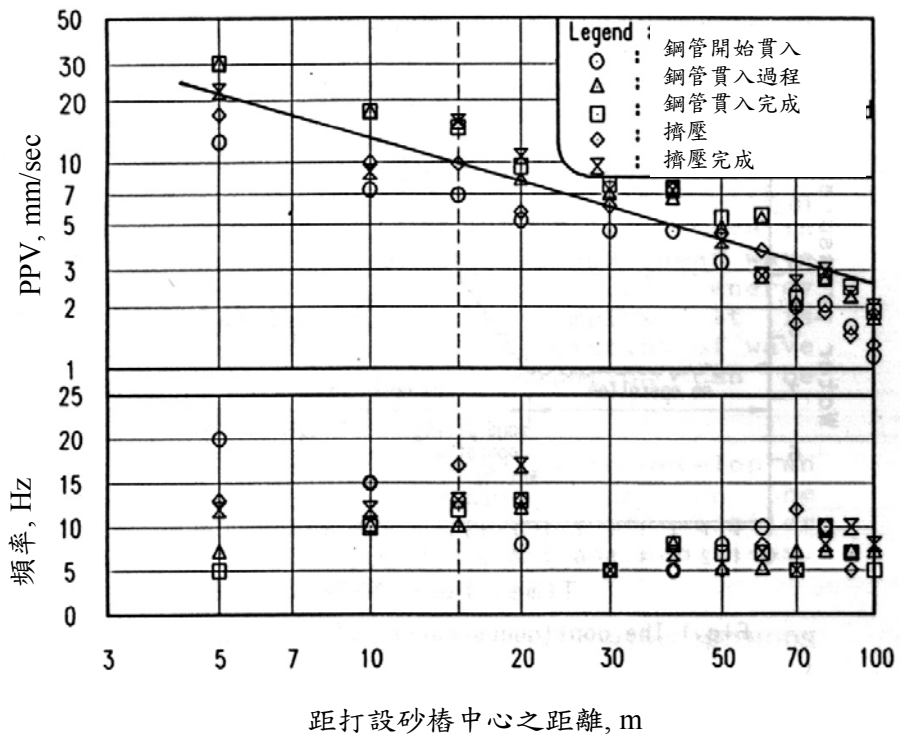


圖 7.2.10-1 振動擠壓砂樁之施工振動量隨距離之衰減關係 (Li 等人, 1990)

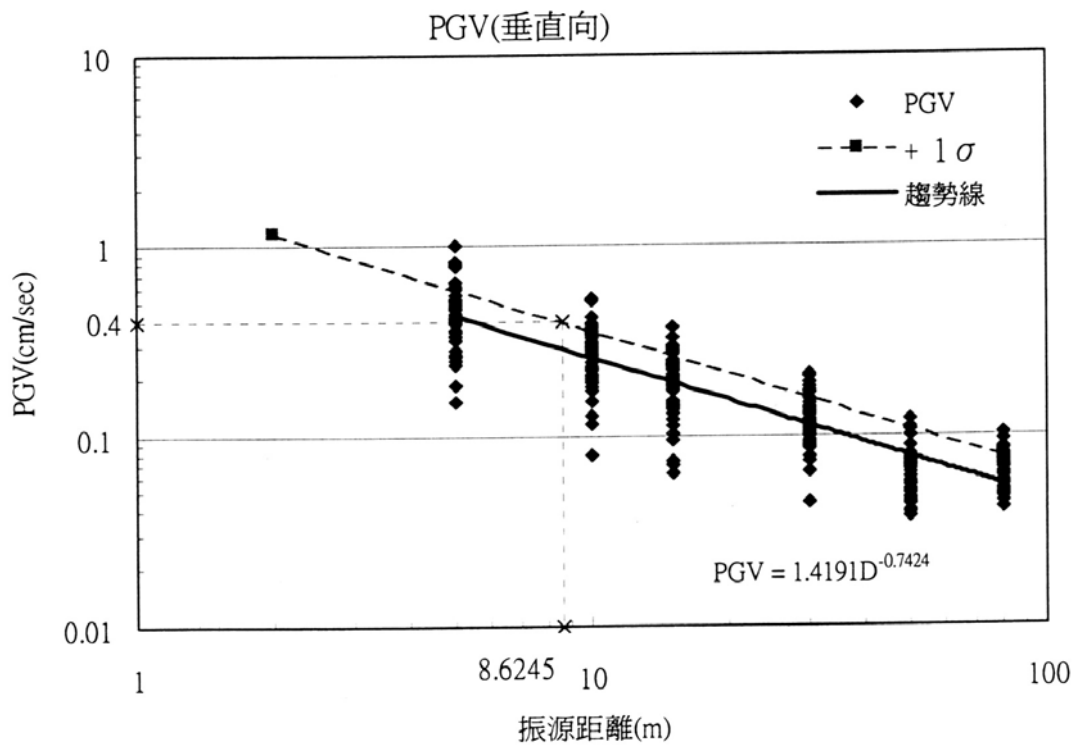
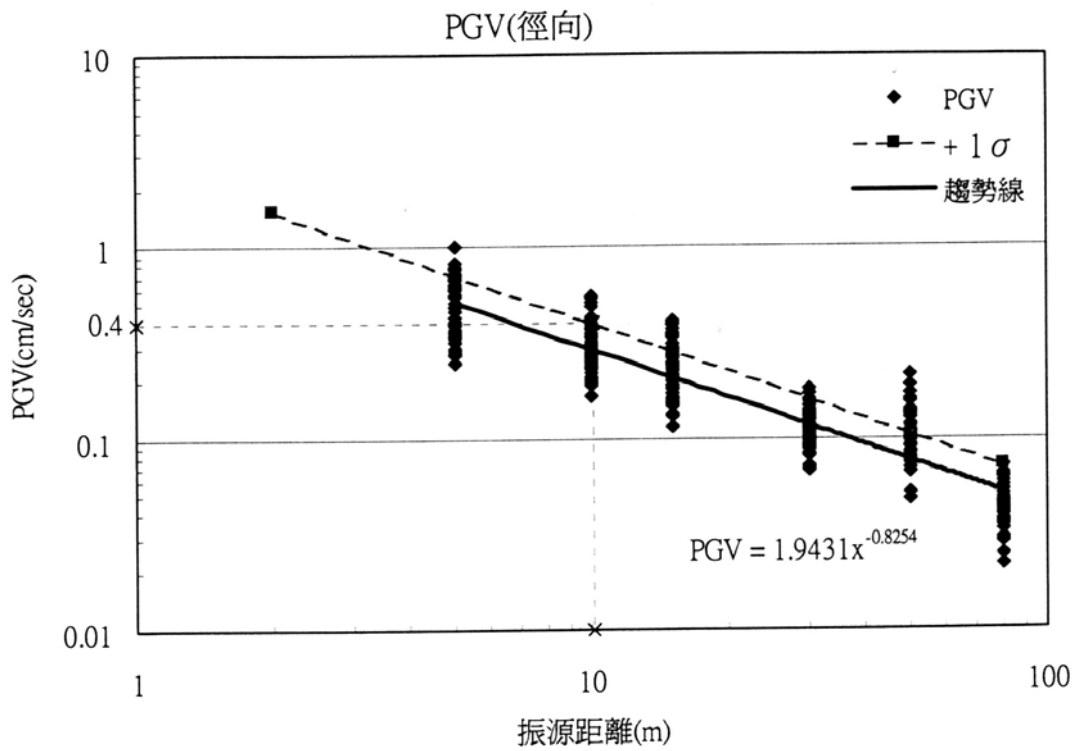


圖 7.2.10-2 礫石樁之施工振動量隨距離之衰減關係
(黃俊鴻等人, 2002)

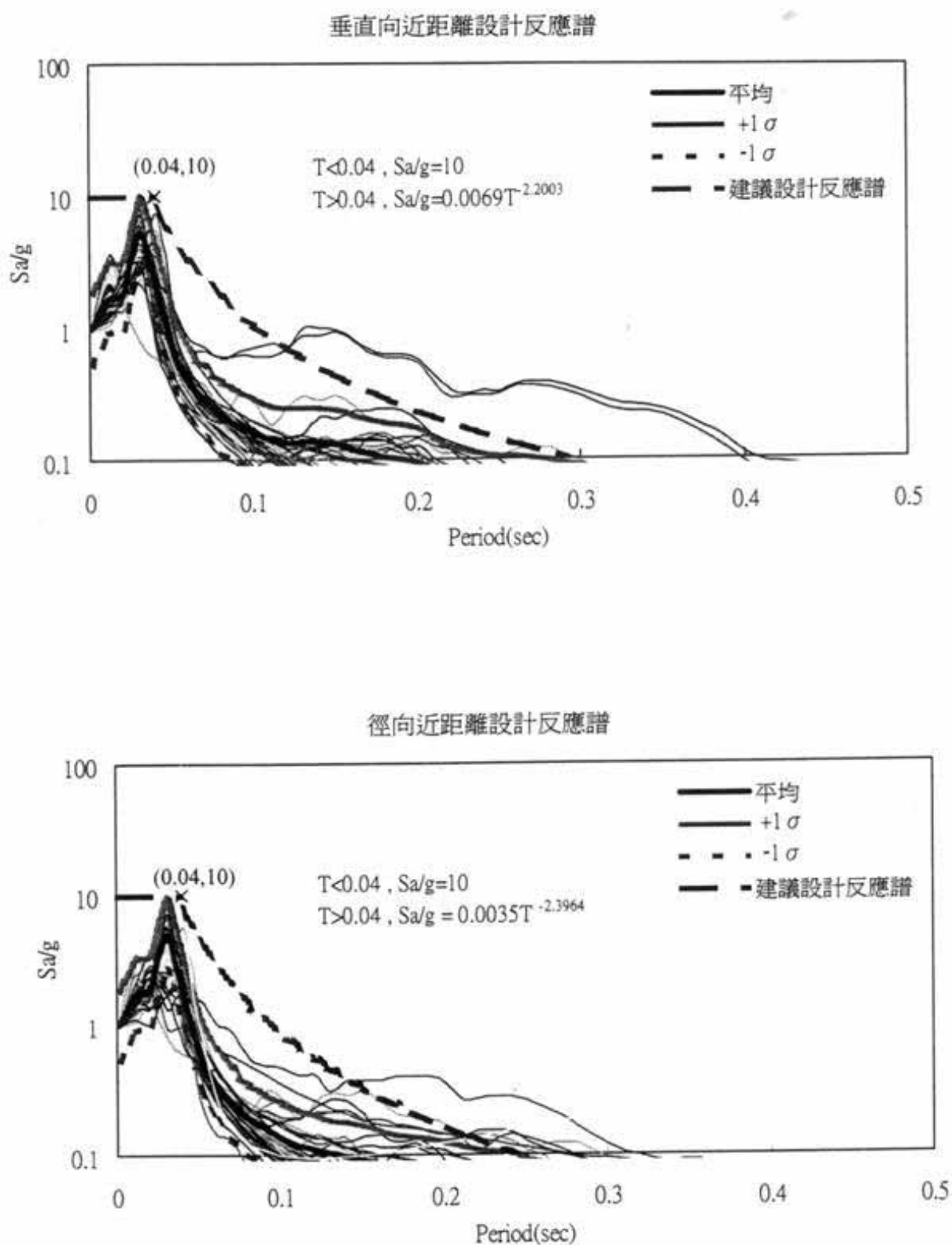


圖 7.2.10-3(a) 礫石樁近距離(<30m)之施工振動設計反應譜
(黃俊鴻等人, 2002)

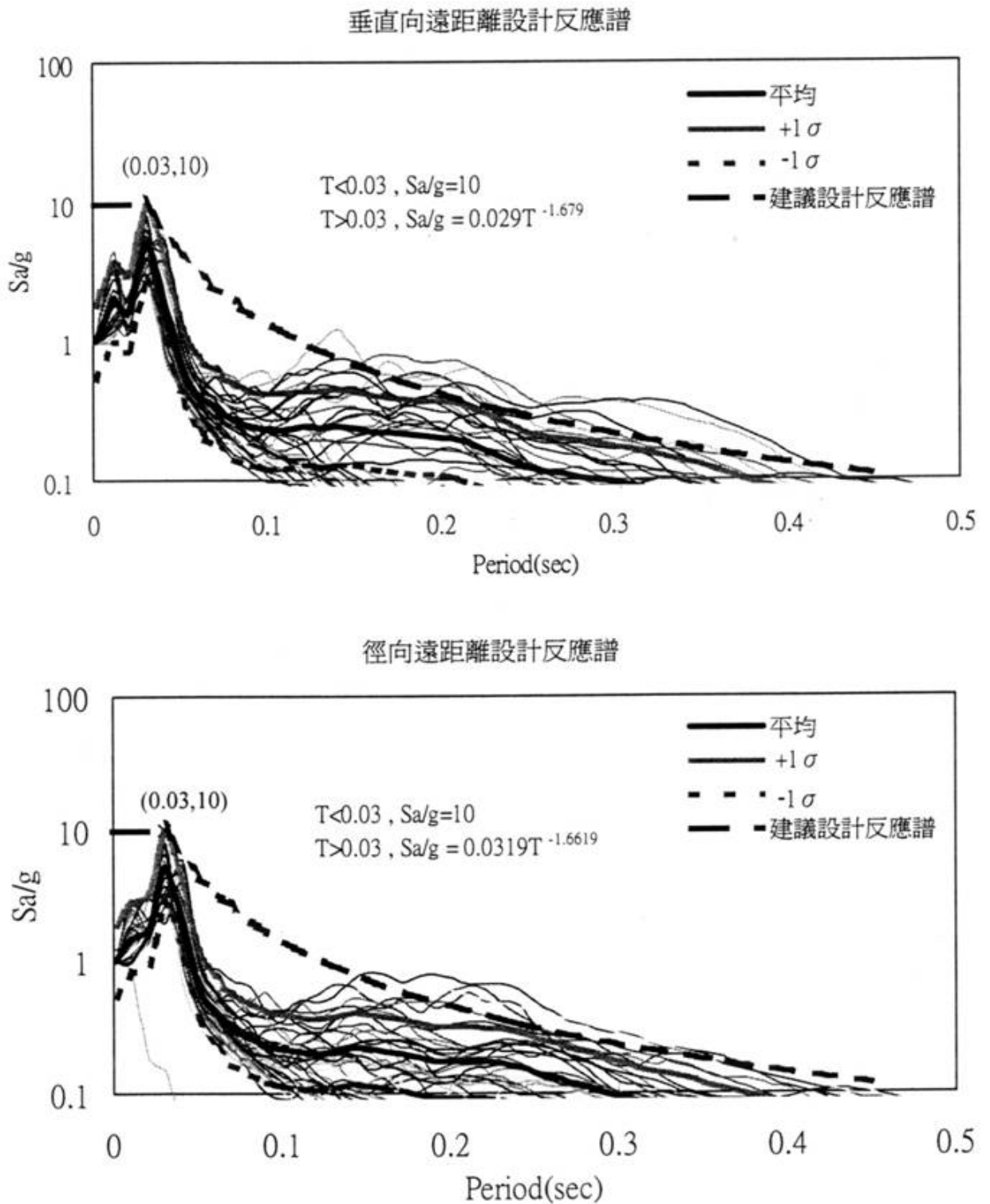


圖 7.2.10-3(b) 礮石樁遠距離(>30m)之施工振動設計反應譜
(黃俊鴻等人, 2002)

7.2.11 填充材料

砂、礫樁所用砂、礫之品質、級配及細料含量應就改良目的需求及地層條件於工程圖說內詳加規定。

【解說】

- 1、擠壓砂樁工法所用之填充材料並無特定之規格要求，為確保擠壓砂樁振動擠壓之能量，得以確實傳遞至鄰近地層，不致因填充材料之過大阻尼而減損，一般均使用中粗混合砂，並規範細料含量不大於5%，惟依據余明山等(1992)經實地試驗顯示，採用浚填之海砂取低優良級配之河砂做為砂樁之回填料，亦可獲致相同之改良效果。針對軟弱含泥量較高之土層因對砂樁之束縛力不足，易發生砂樁挫屈現象，可使用砂、礫混合料或直接採用礫石料作為填充材料。
- 2、礫石樁工法其填充材料之作用一方面是填充在揚實錐提昇後於砂層中可能遺留之孔洞，另一方面是利用填充材料作為傳力介質，使揚實錐之振動效應能透過連續填充之回填材料傳遞至原土壤中，將揚實錐周圍之砂層進一步擠壓加密。礫石樁所用填充材料以不含細料(小於美國標準 200 號篩)之礫石、碎石或爐渣等材料均可，但以高內摩擦角(40°以上)之硬碎石為佳，其適用粒徑大小與揚實錐口徑、馬力及供料管內徑有關，一般溼式或頂部供料方式，其粒徑小於 8 公分為宜，乾式底部供料工法則以粒徑 1~2.5 公分最佳。為達到需求之緊密度及獲得良好之施工速率與品質，Brown(1977)曾根據現場經驗提出適合值 S_N (Suitability Number)公式，用以判別溼式施工之填充材料級配合適程度：

$$S_N=1.7 \sqrt{\frac{3}{(D_{50})^2} + \frac{1}{(D_{20})^2} + \frac{1}{(D_{10})^2}} \quad (\text{式 7.2.11-1})$$

其中， D_{50} =通過重量百分比為 50%之粒徑(mm)

D_{20} =通過重量百分比為 20%之粒徑(mm)

D_{10} =通過重量百分比為 10%之粒徑(mm)

填充材料之品質影響揚實錐之容許提昇速率，在合理範圍內，適合值越小，則樁體之緊密度愈高，揚實錐之速率可以愈快越適合作為填充材料。下表為適合值與等級之關係：

適合值	0~10	10~20	20~30	30~40	>50
等級	極佳	佳	普通	差	不適合

此外，為確保礫石樁之排水效果不致因細顆粒之堵塞而降低，日本道路協會(1976)曾提出以下之填充材料級配設計準則：

$$\frac{\text{礫石樁回填料通過重量百分比爲 15\%之粒徑尺寸}}{\text{周圍土壤通過重量百分比爲 85\%之粒徑尺寸}} < 5 \quad (\text{式 7.2.1-11})$$

- 3、砂、礫料於採運前應從採料場取樣辦理檢驗，檢驗項目應至少包括篩分析及健度試驗(CNS-1167A3031)兩項，確認合乎要求並經監造人認可，方能採運。每次砂石料進場，承造人應通知監造人抽樣檢驗，檢驗合格之砂、礫料應視工程需要分區集中堆放，檢驗結果如不合規定，該批材料應即更換。健度試驗之磨損率不得超過 8%。

7.2.12 現場模擬施工（前導試驗）

正式施工前應先辦理現場試作，以求振動擠壓砂樁、礫石樁施工管理之控制參數，包括每次擠壓前鋼管提起高度與壓入深度、揚實錐每次提昇高度與提昇時機之控制準則、機具垂直度等，並檢核砂、礫樁設計間距之可靠性，及有無地質軟弱層存在等。

【解說】

為求得振動擠壓砂樁、礫石樁施工管理之控制參數，如振動擠壓砂樁每次擠壓前鋼管提起高度與壓入深度、礫石樁揚實錐每次提昇高度與提昇時機之控制準則(留振時間與振實電流或振實壓力)等，並檢核樁設

計間距之可靠性，及是否有地質弱層存在，必須先進行試打，試打結果用於修正施工計畫或必要時變更樁設計間距。

砂質地層採用振動擠壓砂樁或礫石樁改良之試打程序建議如下：

- 1、依不同地質，分區試打，以確定不同地質情況之施工控制條件。
- 2、當每區最初 20 根或工程圖說規定之根數完成後，由監造人依改良樁擠壓紀錄選定 2~3 處，分別於改良樁中心及樁間土壤(改良配置形心處)進行取樣鑽孔試驗。鑽孔之深度至少應與改良樁深度同，並依工程圖說規定深度辦理標準貫入試驗。改良後，改良樁中心及樁間土壤之平均 N 值均須大於工程圖說要求之值。
- 3、若上述檢驗結果未能符合要求，經判定現地存在未預期之軟弱層時，應辦理補充地質調查，以確定軟弱層之存在深度與範圍。
- 4、經確定弱層後，此一深度之擠壓作業應予調整改進。若經研判施工方法及控制程序均為合理，但 N 值仍不符合要求，應依監造人指示調整改良樁之間距或樁徑，再反覆上述步驟辦理鑽孔及試驗等，直至合乎要求為止。
- 5、鑽探結束後，每一鑽孔均應以砂料回填。

粘土質地層採用砂樁或礫石樁改良之試打程序建議如下：

- 1、依不同地質，分區試打，以確定不同地質情況之施工控制條件。
- 2、當每區最初 20 根或工程圖說規定之根數完成後，由監造人依改良要求根據改良樁施工紀錄選定檢驗位置進行效果驗證。改良設計要求為支承力者，至少應選定 1 處改良單元，針對該單樁複合地基(改良樁本體及該樁承擔之改良範圍內之土壤)之支承力進行平鈹載重試驗，以確認改良樁體單樁之極限支承力。改良後單樁之支承力須大於工程圖說要求。改良設計要求為剪力強度者，由監造人依改良樁施工紀錄選定 2~3 處，分別於改良樁中心及樁間土壤(改良配置形心

處)進行試驗。試驗孔之深度至少應與改良樁深度同，樁間土壤之強度得採圓錐貫入試驗或現場十字片剪試驗檢測，改良樁中心則以標準貫入試驗檢核。改良後，改良樁中心及樁間土壤之平均強度均須大於工程圖說要求之值。

- 3、若上述結果不符合設計要求，應檢討確實原因，若屬地層局部軟弱層所致，應進行補充地質調查，以確定軟弱層之存在深度與範圍。若經研判施工方法及控制程序均為合理，但支承力或強度仍不符合要求，應依監造人指示調整改良樁之間距或樁徑，再反覆上述步驟辦理試驗等，直至合乎要求為止。
- 4、經確定弱層後，此範圍之改良作業應予調整改進。並再進行試打及辦理試打後之效果檢驗等，直至符合要求為止。
- 5、鑽探結束後，每一鑽孔均應以砂料回填。

7.2.13 施工監測

振動擠壓工法與礫石樁工法施工中應應根據施工條件規畫必要之監測項目：

- | | |
|-------------|----------------|
| 1、沉陷或隆起量量測 | 2、孔隙水壓監測 |
| 3、施工時之振動與噪音 | 4、鄰近地層、設施及建物變位 |

【解說】

監測系統之安裝位置、規格及數量應符合設計圖說之規定，安裝前應辦理校正工作。若有毀損，應即時更換或重裝。監測系統之測讀應依工程圖說要求之頻率及時程實施，並依監造人指示增加測讀頻率。監測結果應即時提送設計人判讀，並決定適當之因應措施如調整施工程序或施工參數，或採行必要之隔/減振與降低噪音之措施。

7.2.14 改良效果檢驗

- 1、完成並靜置一定時間後，應依工程圖說規定或經監造人認可之試驗方法及數量，辦理檢驗。品質有疑問處應依監造人指示增加檢驗數量。
- 2、檢驗結果，若有不合格之改良區域，應經設計人依結構物重要性及不合格範圍，判定是否補強改良，或修正設計及施工參數。

【解說】

經振動擠壓工法改良之土壤，其強度有隨時間增長而逐漸提高之特性，因此在振動擠壓工法改良施工完成後，應靜置一段時間後再進行改良效果之檢驗。靜置時間視土壤性質而定，靜置時間越長，強度增長越高。對於砂質土壤其靜置時間可取 1~2 週，對於低飽和度之粉土與粘土，可取 2~4 週。

改良效果檢驗要點視改良目的而定，一般以強度為主，變形性為輔。檢驗方式包括現地試驗與試驗室試驗兩項，效果檢驗使用之方法如表 6.3.7-1 所示，國內以標準貫入試驗及圓錐貫入試驗較為常用。檢驗原則建議如下：

- 1、每 100 根或依設計圖說指定根數辦理 1 處檢驗，且每一基地應不少於 2 處，但監造人認為有疑問處得增加檢驗數量。每處檢驗處之檢驗方式依設計圖說指定或經監造人認可之方式進行，採鑽孔或圓錐貫入試驗檢驗時，檢驗孔深度應至少達設計改良深度。
- 2、若對振動擠壓樁或礫石樁改良之地層，有基礎支承力或邊坡穩定之顧慮，應以鑽孔連續取樣方式檢驗施工前試打及施工中之改良區域。斷樁率應低於 5%，任一不連續段均不得大於 20 公分。此外，亦可並依工程圖說要求，於指定地點進行平板載重試驗。
- 3、若 7.2.12 解說 2. 中檢驗之二孔平均 N 值或斷樁情形不合乎規範要求，應再選一處辦理同樣之鑽孔及試驗。

4、打設過程中，如發現有為未知之軟弱層時，應隨時修正打設控制方式，以控制品質。

經效果檢驗結果未達工程圖說之要求標準時，承造人應於不合要求之範圍及深度中重新進行補強改良與效果檢驗，直至符合要求標準。

第八章、冰凍工法

8.1 說明

8.1.1 工法說明

- 1、冰凍工法係針對軟弱地層或地下湧水豐富之地層進行開挖時，將地層施以臨時性之凍結，以提高地層之強度及不透水性之工法。
- 2、冰凍工法係以軟弱地層之固結穩定及地層止水為目的之臨時性輔助措施。
- 3、本章適用於以鹵水(Brine)冷凍系統或液態氮冷凍系統之冰凍工法設計與施工。

【解說】

冰凍工法(Ground Freezing Method)係針對軟弱地層或地下湧水豐富之地層開挖時，將地層施以臨時性之凍結，使地層築成截水壁以利開挖之工法。將土壤中之水分凍結，利用凍結土之高強度及不透水性作為臨時施工所需之穩定設施，本工法之土質適用性極廣，其主要功能如下：1、軟弱地盤之固結穩定。2、地層湧水、漏水之止水。

冰凍工法約在 1862 年第一次被應用在土木工程上，由英國用在維爾斯(Wales)山脈採礦工作井，以防止軟弱不透水層之崩塌，隨後歐洲及蘇聯等地區亦陸續採用，如 1886 年於瑞士之步行隧道工程(施工總長 24m)、1906 年於法國之橫斷河床地鐵工程、1933 年於蘇聯地鐵工程之工作井、1942 年於巴西之 26 層高樓(不均勻沉陷之修正)、1960 年於加拿大之雙拱鐵道隔牆拆除工程等，其應用範圍相當廣泛。尤其在歐洲及蘇聯使用頗多。

日本於 1959 年開始由京都大學村山塑郎教授首先從事冰凍工法之研究，於 1962 年首次在大阪守口市試用於橫斷河床水道敷設工程，1968 年正式用於東京金杉橋工程及大阪市金里工區之橫斷河床地鐵工程。自 1973 年以來隨著潛盾施工法之普及和化學灌漿引起地下水污染問題，促使冰凍工法使用案例遽增。

國內先後也在民國 83 年台北捷運新店線 CH221 標(楊國榮等人，1999)、民國 84 年台北捷運板橋線 CP262 標(宋立民，1997)及民國 92 年台北捷運板橋線 CD266 標府中站，於災後復舊時使用冰凍工法。民國 94 年台北捷運新莊線 CK570C 道岔結構及 CK570G 大橋國小站，採用冰凍工法做為開挖輔助工法。

由於處理地層開挖面之止水及穩定問題，通常採用降水、藥液灌漿、高壓灌漿、噴凝土等地盤改良之輔助工法，各工法皆具有其適用條件，選擇何種工法均需先瞭解工區地層實際狀況，施工條件及開挖方式，並據以進行可行性研究及審慎評估後，方可使日後開挖工程進行順利。採用冰凍工法亦不例外，且其前置作業較其他工法更為重要。一般而言，考慮採用冰凍工法之合宜時機，簡略條列如下：

- 1、降水工法會導致建築物或街道、地下管線發生沉陷及損害之虞時。
- 2、當藥液灌漿會影響地下水質造成污染地下水之疑慮時。
- 3、當壓力灌漿遭遇低滲透性土壤，影響固結效果時。
- 4、當噴凝土工法無法有效克服開挖面湧水問題時。
- 5、適用於高地下水位且透水性高之地層開挖處理。
- 6、適用於軟弱地層如流沙、爛泥層、礫層、崩積層等進行豎井、橫坑、及隧道之開挖。
- 7、當點井鑽孔、排水坑工法會使開挖中之隧道因偏土壓導致異常變形時。
- 8、當河(海)底隧道施工之地層條件（高透水性且地層層次分布不規則）適合時。

8.1.2 工法特性

冰凍工法具有可靠度高、安全性佳及無公害等優點，但因為費用高及工期長，一般僅作為主體工程施工之輔助工法，且通常在其他輔助工法不可行時採用。

【解說】

冰凍工法施工對象主要為橫越河川、公路、建築物下之地鐵工程，及一些都市地下街或地下通道、管道開挖，隧道潛盾工程出入口之工作井開挖等各項工程，其目的在強化地盤周邊、穩定工作面及防止開挖面大量滲水。時至今日，冰凍工法乃處理地層開挖所遭遇的問題，一般用於當高壓灌漿、藥液灌漿、降水、噴凝土等輔助工法都不可行時之救援方式。

冰凍工法之所以在國內外常被用來做深隧道之潛盾發進、到達、地下接合與急曲線之防護，及深開挖災害搶救或擴挖……等較困難工作，主要是因其具有（1）完整的止水性、（2）與其他構造物有良好的接密性、（3）與不同的地質交互作用可得較佳之一體性、（4）安全性高、（5）復元性佳、（6）施工的確實性好、（7）沒有公害、（8）改良後强度高且平均、（9）施工管理確實……等特性；故其費用雖較高、工期雖較長，但在安全性的考量下，較困難工作採用冰凍工法之機率仍極高。

規劃冰凍工法前之地層狀況探測，研究地盤周邊環境等因素，頗為重要。採用冰凍工法之一般條件及其特性概述如下：

- 1、土壤之含水量最低限度為 5~7%。
- 2、隧道之覆土厚應大於 4 公尺。
- 3、砂性土壤其所形成之凍結拱或壁之強度較黏性土為高，飽和度愈高，則凍土之強度也愈高。
- 4、凍結體(Ice Mass)拱冠之厚度，與隧道體之弧度有一定關係，一般厚度為 1~4 公尺不等。
- 5、凍結體之冷凍程度與周圍土壤溫度應保持一定關係，故需隨時檢測

此二者之溫差。設定凍結體之冷度一般為 -10°C 至 -20°C 不等，依外圍土層溫度，隧道體內溫度或地表溫度而定。凍結體之冷度亦有接近 -30°C 或降至 -40°C 甚至更低者。

- 6、在地下水流動太大或河川漲落差過高之地帶，規劃時需考慮水流所造成之熱能量補充效應，若大於冷卻能量，將使冷凍效果減弱，甚或無法凍結。一般土壤空隙內水之滲流速度大於 $1\sim 2\text{m/day}$ ，則冰牆不易形成。
- 7、採用冰凍工法施工之隧道乃分段進行，冰凍管鑽孔長度分布為 $10\sim 50$ 公尺均有，長度越長之冰凍管，其管徑需越大，以維持冰凍管之鑽設精度。

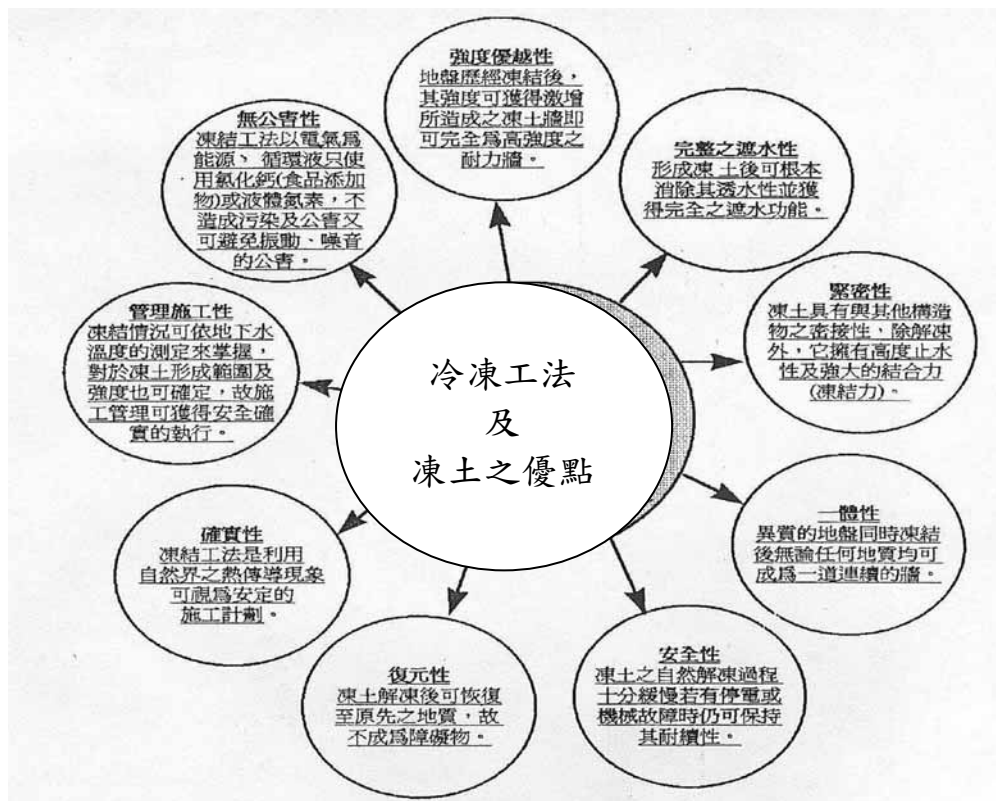


圖 8.1.2-1 冰凍工法之特色

8.1.3 設計流程

- 1、依據改良目的及初步調查資料，完成概略設計檢討(含冷凍範圍、工期、工程費檢討)，並決定是否採用冰凍工法。
- 2、決定採用冰凍工法後，再依補充調查結果進行基本設計，包括凍土結構計算、冷凍速度及冷凍能量負荷計算等。

【解說】

冰凍工法之設計流程如圖 8.1.3-1 所示。

8.2 設計

8.2.1 調查

- 1、進行冰凍工法的規劃、設計前，應充分考量冰凍工法的特性，實施妥適的調查。調查成果除可判斷工法的適用性外，並可做為設計與施工之依據。
- 2、調查項目包括現地環境調查、鄰近建物與障礙物調查、地形及地質調查等。

【解說】

冰凍工法較一般地層改良工法費用較高昂，為獲致確實的效果，必須掌握地形及地質、地下水流、周邊環境、障礙物等條件，上述資料不僅可判斷冰凍工法的適用性，並可做為設計及施工之依據。

1、現地環境調查：

- (1) 土地現況：調查現地屬於道路或河川用地、都市或郊外，並調查地表或地下有無特殊限制條件，特別在環境保護上之噪音、振動之規定。
- (2) 道路狀況：交通維持必要之調查及道路使用申請。
- (3) 冷凍基地：儘量接近工程地點取得冷凍基地。
- (4) 電力：冰凍工法需要大量的電力，事前與電力公司協商取得供

電承諾。

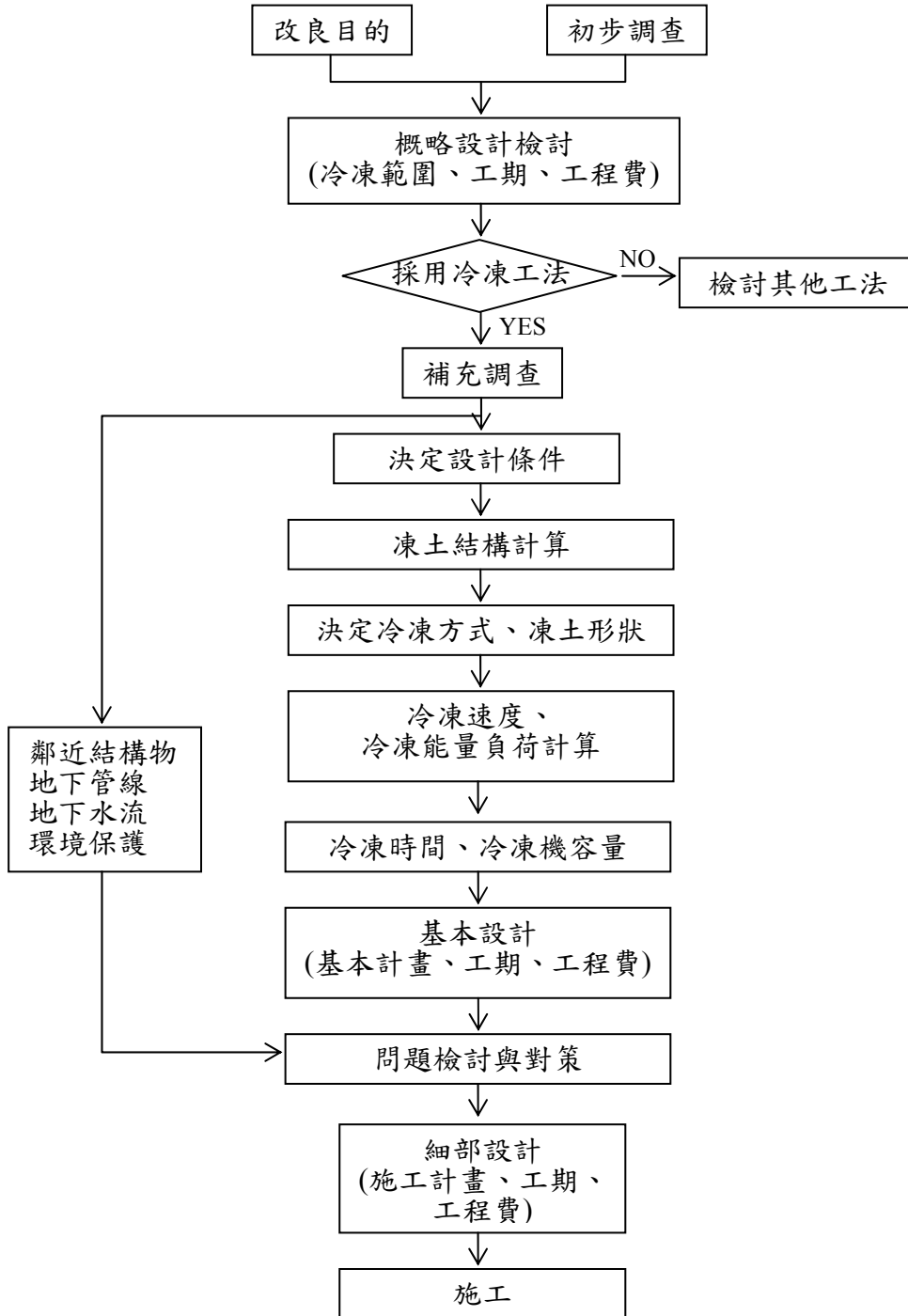


圖 8.1.3-1 冰凍工法之設計流程

2、鄰近建物與障礙物調查

施工位置附近的結構物，可能直接受冰凍工法的影響，包括建築物、橋梁、鐵塔等地上結構物，以及自來水、下水道、維生管線等地上埋設管線，應調查其位置、規模、結構型式、基礎型式、使用現況等。

3、地形及地質調查

地形及地質條件係冰凍工法設計之基本，應進行充分之調查。地形應採廣範圍之調查，包括台地、山谷等影響地下水流速與流向之因素。地質調查則包括文獻調查、地層分布、現場試驗及室內試驗等，另外，為利埋設冰凍管所需之鑽孔施工性調查、地中溫度分布及氣象條件等。

8.2.2 工法原理

將冰凍管按適當與間距埋設於地層中，輸入冷凍液於管內巡環將土中熱量攜出，從而將地層中之孔隙水與土砂冷凍成一體，使凍土具備高強度及止水性。

【解說】

冰凍工法係將冰凍管(直徑約 75mm~100mm 之鋼管)按所定的間距(約 80cm)埋設於欲處理之地層中，利用液態氮或鹵水(Brine)冷凍液經冰凍管，巡環將土中熱量攜出，而使土壤孔隙中之水轉換為冰並將冷凝管周圍土層予以凍結。初期凍土會形成以冰凍管為中心的年輪狀圓柱形，若將冰凍管以適當的間距埋設，則可形成相鄰的圓柱狀凍土，最後會形成連續凍土壁體或環狀之冰牆，詳圖 8.2.2-1 所示。凍土壁體會有完全之止水性及高強度，可作為臨時性的擋土壁體。凍土具有下列特性：

- 1、增加抗壓強度：強度可達到 $60\sim 200\text{kg}/\text{cm}^2$ ，如此可承擔設計載重，作為臨時性的樁或擋土牆，或穩定軟弱地層，有助於深開挖、隧道或

豎井的開挖穩定。

2、不透水性：地層開挖時，凍結地層可成為圍屏或帷幕之保護層，沒有大量出水之虞。

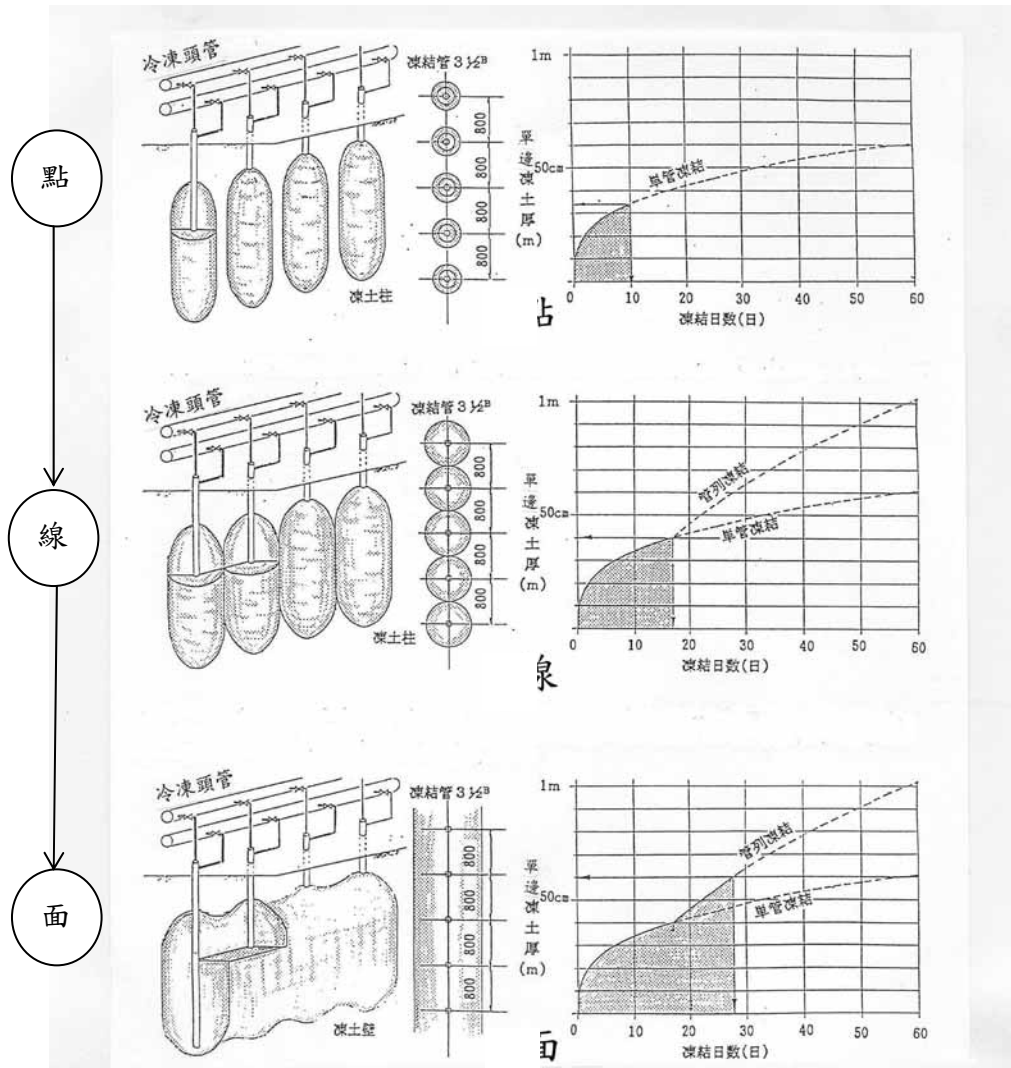


圖 8.2.2-1 凍土之成長過程(精研，2004)

8.2.3 冷凍方式

- 1、冰凍工法之冷凍方式可概分為密閉式循環系統及開放式循環系統兩種，應依工程的特性及需求選擇適當之冷凍方式。
- 2、密閉式循環系統費時較長，但可形成穩定的凍土，適合大規模、長期的凍土工程；開放式循環系統可急速冷凍，成本較昂貴，適合於小規模、急迫性之凍土工程。

【解說】

- 1、冷凍方式概述：冷凍方式有將氯化鈣或鹵水(Brine)冷凍液(凝固點最低可達 -70°C)經由冷凍機冷卻後，予以密劑式循環系統，及以低溫液化氣體(液態氮素等)直接冷凍的開放循環系統等兩種方式。其中液態氮的冷凍方式是屬急速冷凍(可達 -196°C ，一般係使用於較急迫或改良體積小於 100m^3 之區域，成本較昂貴)；而鹵水(Brine)

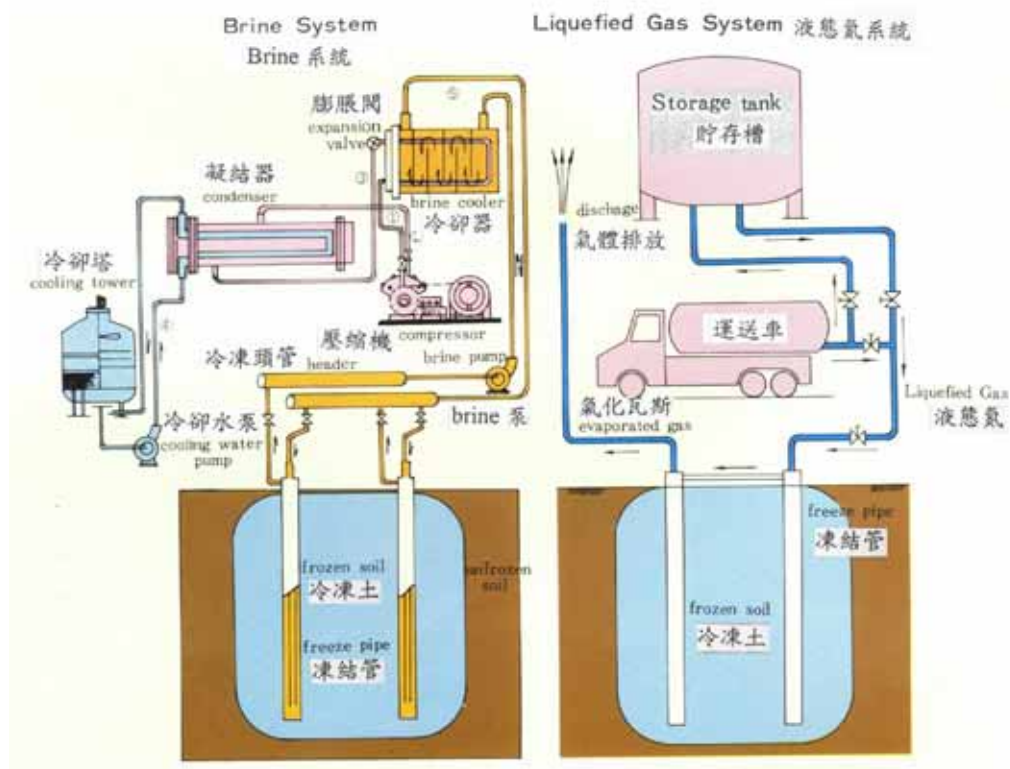


圖 8.2.3-1 冰凍工法之冷卻方式

的冷凍方式則是屬於循序漸進的(需花較多時間，但能造成較穩定的

凍土，因此較適合大規模、長期間的凍土工程)。茲將兩種冷凍方式說明如下：(詳圖 8.2.3-1)。

(1) 密閉式循環系統 (以鹵水冷凍系統為主)

圖 8.2.3-1 所示為密閉式循環系統冷卻方式係經由冷媒、冷卻水及冷凍液(Brine)三個循環系統，將地層之熱量以間接方式發散於大氣中，以使地層冷卻結凍，其作法原理類似冰箱之冷卻方式。各個循環系統之運作原理如下：

A、冷凍液(Brine)循環系統

由冷凍液(Brine，氯化鈣溶液)循環幫浦、蒸發器與冰凍管組成。以冷凍液(凝固點最低可達 -70°C)循環吸收地層之熱量，散熱到冷媒循環系統中。運作過程為由循環幫浦將冷凍液(氯化鈣凝固點為 -55°C)輸送到蒸發器冷卻至約 -25°C 後，注入冰凍管吸收地層熱量，冷凍液再循環至蒸發器散熱冷卻。如此重複循環冷卻使地層冰凍。

B、冷媒循環系統

冷媒循環系統是由壓縮機、冷凝器與蒸發器所組成。其功用在於吸收冷凍液之熱量，藉由循環方式散熱於冷卻水系統中。運作時，壓縮機將冷媒(R-22)壓縮為高溫高壓之氣體，再經冷凝器冷卻成為高壓低溫之液態冷媒，並通過膨脹閥減壓，將低溫低壓之液態冷媒置於蒸發器中蒸發成為氣態冷媒並吸收冷凍液之熱量，氣態冷媒再度吸入壓縮機壓縮成高壓高溫之氣態冷媒，此一形成完整冷媒冷凍循環，一般稱此為冷凍循環系統或通稱為冷凍機，其中冷媒為一種易揮發之液體，在冷凝器中放熱凝結成液體，但在蒸發器中則吸熱蒸發成氣體。壓縮機則提供循環中壓力差，使冷媒於系統中循環流動。

C、冷卻水循環系統

係由冷卻水循環幫浦、冷凝器與冷卻塔所組成。其作用是將冷媒系統的熱量以水氣蒸發方式散熱於大氣中。運作時係由冷卻水循環幫浦將冷卻水加以循環。此冷卻水將自冷凝器內吸收之熱發散於大氣中。冷凝器內是以冷卻水作為冷卻介質。

(2) 開放式循環系統(液態氮冷凍系統)

開放式冰凍工法亦稱為液態氮冰凍工法，係將液態氮(汽化溫度 -196°C)直接經由輸送管，或經由連接液化氮儲存槽直接灌入埋設地層內之冰凍管，藉由液態氮的汽化熱吸走地層之部分熱量，汽化後之氮氣在排出過程中又會吸收地層部分熱量，以此方式急速將地層凍結起來。由於氮氣是直接排出於大氣中而不再收回，故稱為開放式冰凍工法。

2、兩種冷凍方式之比較

上述兩種冷凍系統中，鹵水(Brine)系統因冷凍液之溫度較高(-25°C)，故形成凍土所需時間長，此方法適用於大規模與工期長之工程。開放式循環系統因液態氮之溫度低(-196°C)冷凍力強和凍結速度快之特點，其冷凍能力約為鹵水(Brine)之十倍。且較低溫度對地質強化有更佳之效果，尤其在較低溫時，冰和岩石反而會收縮，可抵消部分因為水結冰在初期造成之膨脹壓及隆起。在設備操作部分，液態氮工法比鹵水(Brine)冷凍液來的容易，不需要複雜操作及眾多儀表監控，也不需要現場設置龐大機具設備。惟液態氮工法之費用較鹵水(Brine)系統昂貴。兩系統之優缺點如表 8.2.3-1 所示。

表 8.2.3-1 冷凍方式之種類及優缺點比較

冷凍方式	冷凍材料	適用土壤範圍	優點	缺點
1. 密閉式循環系統 (Brine 冷凍系統)	氯化鈣溶液	適用於任何地層均可	1.適用於大規模與施工期長之工程 2.費用較低廉	1.形成凍土之時間較長 2.地層隆起或下陷量較大 3.冷凍機組龐大、操作較複雜
2. 開放式循環系統 (液態氮冷凍系統)	液態氮	適用於任何地層均可	1.形成凍土之時間較短 2.地層隆起或下陷量較少 3.設備操作簡單迅速	1.費用昂貴

(摘自陳逸駿，2003)

8.2.4 地層土壤之基本熱性質

冰凍工法之設計應對地層土壤之基本熱性質有具體瞭解，包括：

- | | |
|----------|----------|
| 1、土壤之熱性質 | 2、土壤冷凍速度 |
| 3、地下溫度分布 | 4、土壤解凍速度 |

【解說】

1、土壤之熱性質

土壤的熱性質一般是以容積含水率為指標來推算(一般係由地層含水比來計算出容積含水率，並決定熱性質)，其中地層溫度 $\theta^{\circ}\text{C}$ 是以欲改良地區之地下水溫度來決定，通常在歐洲地區假定值為 14°C ，日本為 18°C ，赤道附近為 27°C ，台灣則為 24°C 。飽和土壤之熱性質詳8.2.8節所述。

2、土壤凍結速度

如地下溫度、冷卻管溫度愈低，凍結管徑愈大則凍結速度愈快。一般平板凍結比單管凍結快，管列凍結介於中間。(詳圖 8.2.4-1)。以管列理論曲線可以推估之凍結達成時間。

凍土負荷在凍結開始時較大，但將隨著凍土的成長而減少，其中平板負荷最初比單管負荷的值大，但因凍土成長快，因此其減少的比例亦大，一段時間後反而比單管的負荷小。管列凍結最初是單管負荷、待管列間的凍土連結後，則逐漸變為平板負荷。同時依此凍結負荷曲線可推算出凍結裝置所必要的容量。(詳圖 8.2.4-2)。

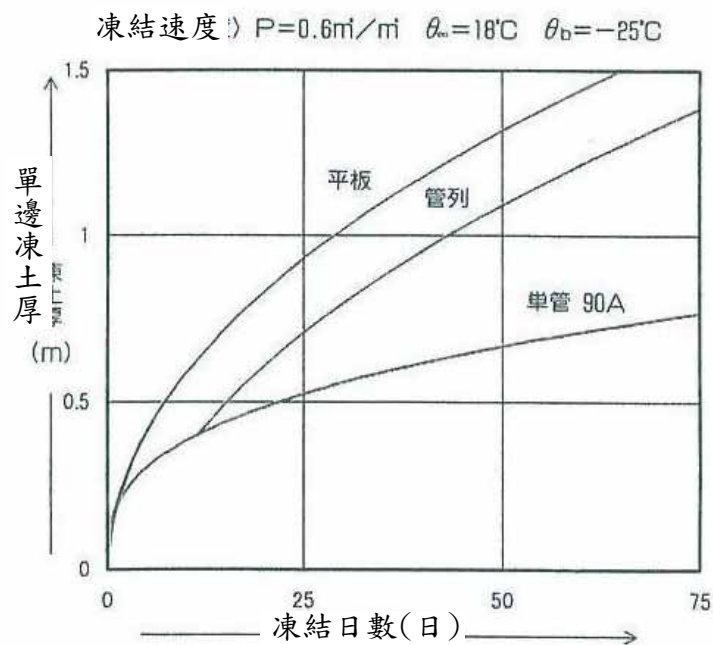


圖 8.2.4-1 不同凍結型態之冷凍速度比較(精研，2004)

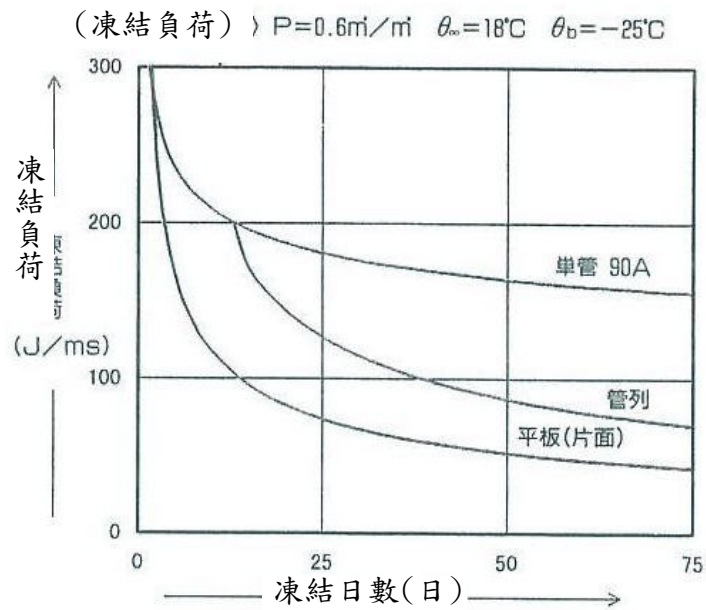


圖 8.2.4-2 不同冰凍型態之凍結負荷比較(精研, 2004)

3、地下溫度分布

地下溫度分布亦同樣地可以分析計算。依實際經驗在凍結領域與未凍結領域，其分布曲線各異，在凍結領域是近乎直線，未凍結領域則在遠方形成逐漸與初期地下溫度相接近的曲線。利用上述特性經由凍結領域內冰凍管與測溫管間之間距及溫度差，即可依直線理論求出預定凍土面的位置。(詳圖 8.2.3-4)。

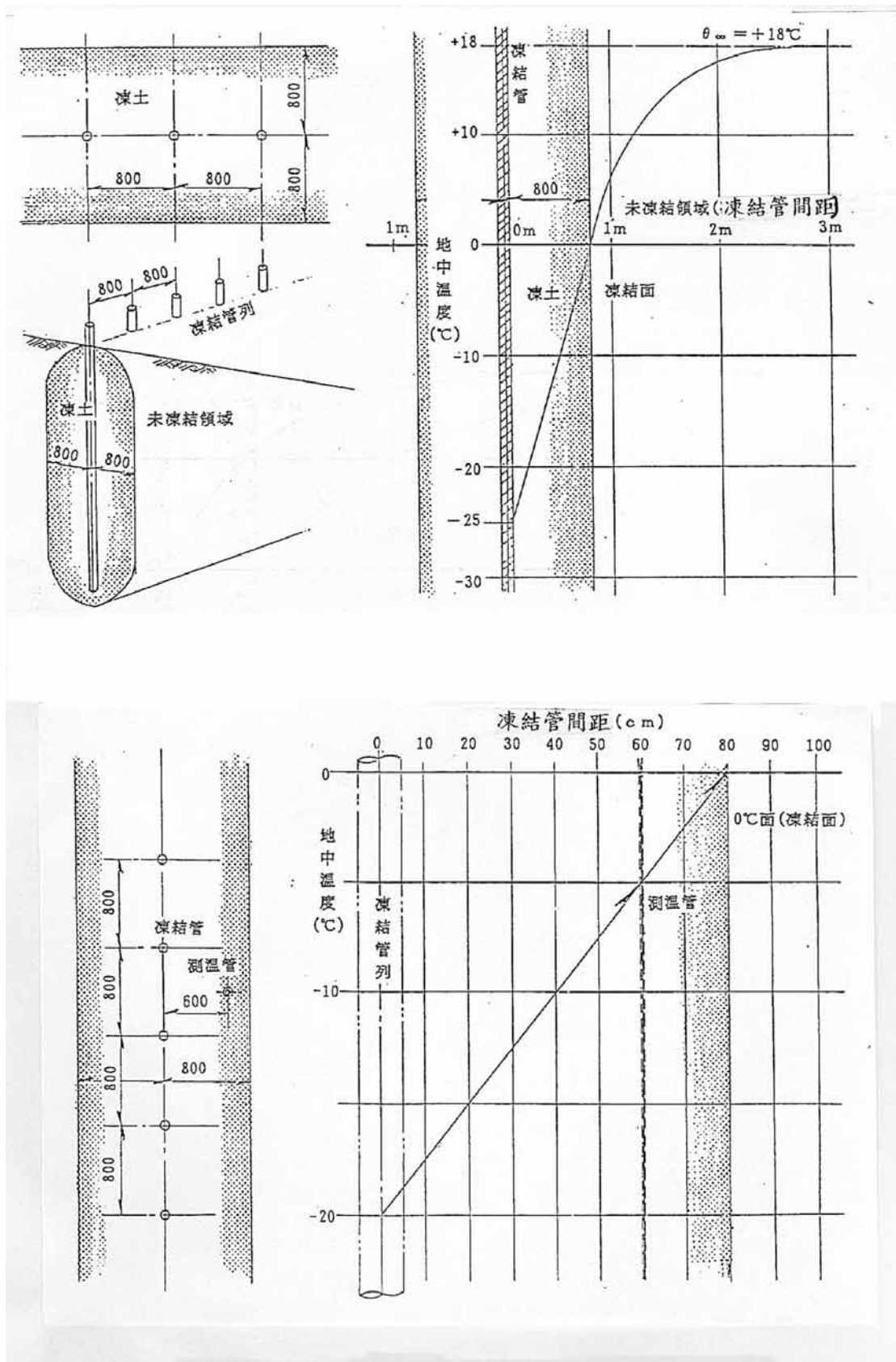


圖 8.2.4-3 凍土形成之判讀方式(精研, 2004)

4、土壤解凍速度

凍土的自然解凍速度，可採單向度(一維)解凍理論求出，其解凍速度是依存於凍結時的冷卻溫度與冷卻時間，其冷卻液溫度愈低、凍結期間愈長則解凍速度愈慢。一般而言，解凍的速度是極為緩慢的。因此在凍結工作維持的階段，因短期停電或機械故障致冷卻中斷時，可知是不必掛慮的，但凍土如被外氣、流動的水、或其他構造物所傳來的熱加溫時，其解凍速度將會加快，因此必須充分加以注意(通常均會於其表面放置隔熱材)。圖 8.2.4-4 顯示經過 50 天凍結後，停止凍結時其第一天的自然解凍情形(即解凍速度為 1 cm/day)。

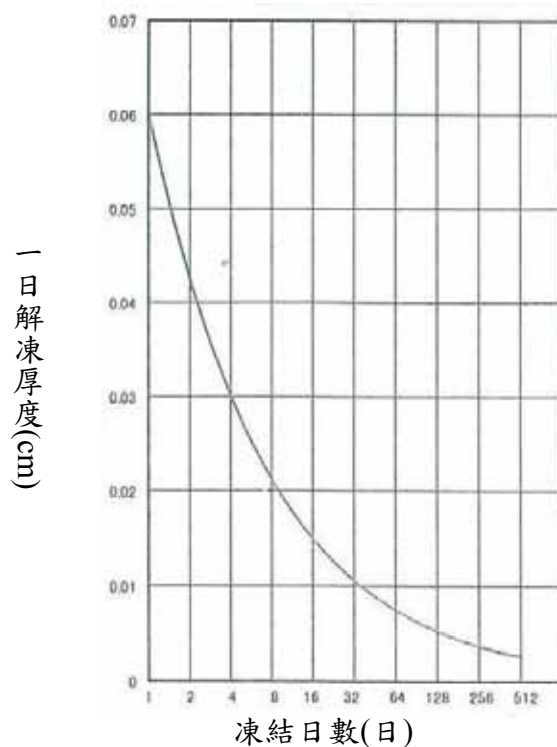


圖 8.2.4-4 凍結日數與解凍厚度之關係(精研，2004)

8.2.5 凍土的特性

冰凍工法的設計應掌握凍土的特性，包括：

- 1、凍土的強度特性
- 2、凍土的膨脹與收縮特性
- 3、地下水流的影響

【解說】

1、凍土的強度特性

通常單軸壓縮強度為 0.3kg/cm^2 之軟弱土壤，祇要將其冷凍為 -20°C 之凍土時其強度可一躍而成為 45kg/cm^2 以上(增加約 150 倍)，但一般而言在溫度愈低或是土壤顆粒愈大之情況下，強度會愈大。

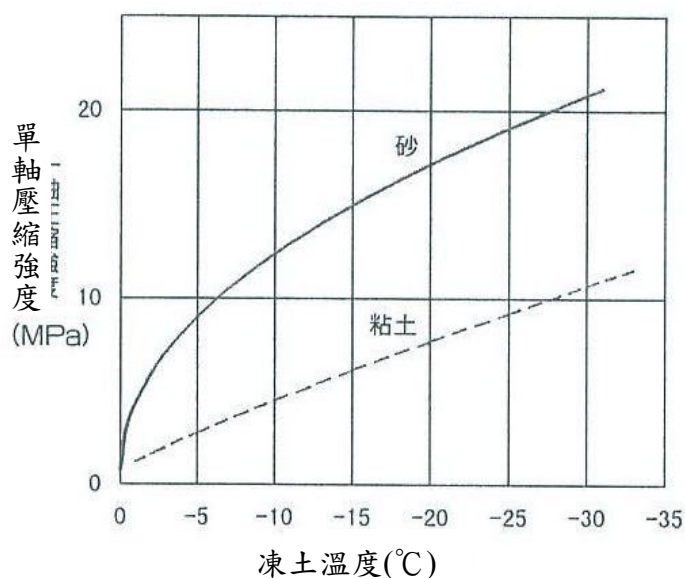


圖 8.2.5-1 凍土的強度與溫度之關係

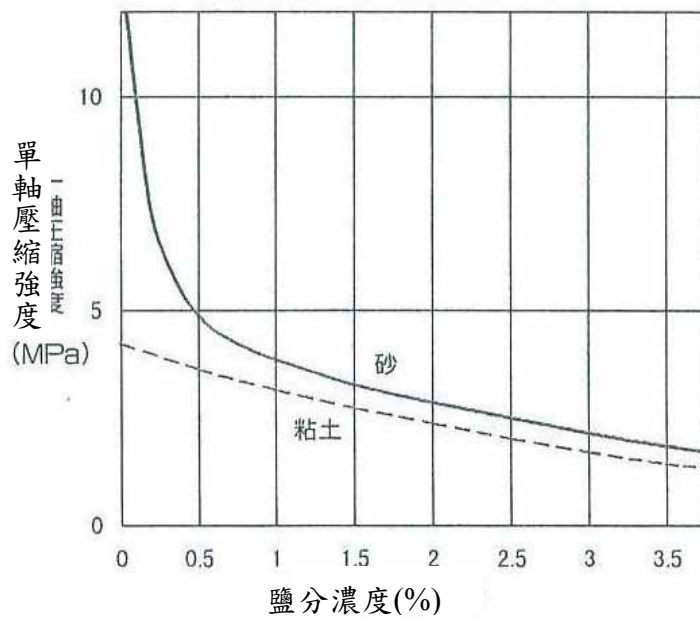


圖 8.2.5-2 凍土的強度與鹽分濃度之關係

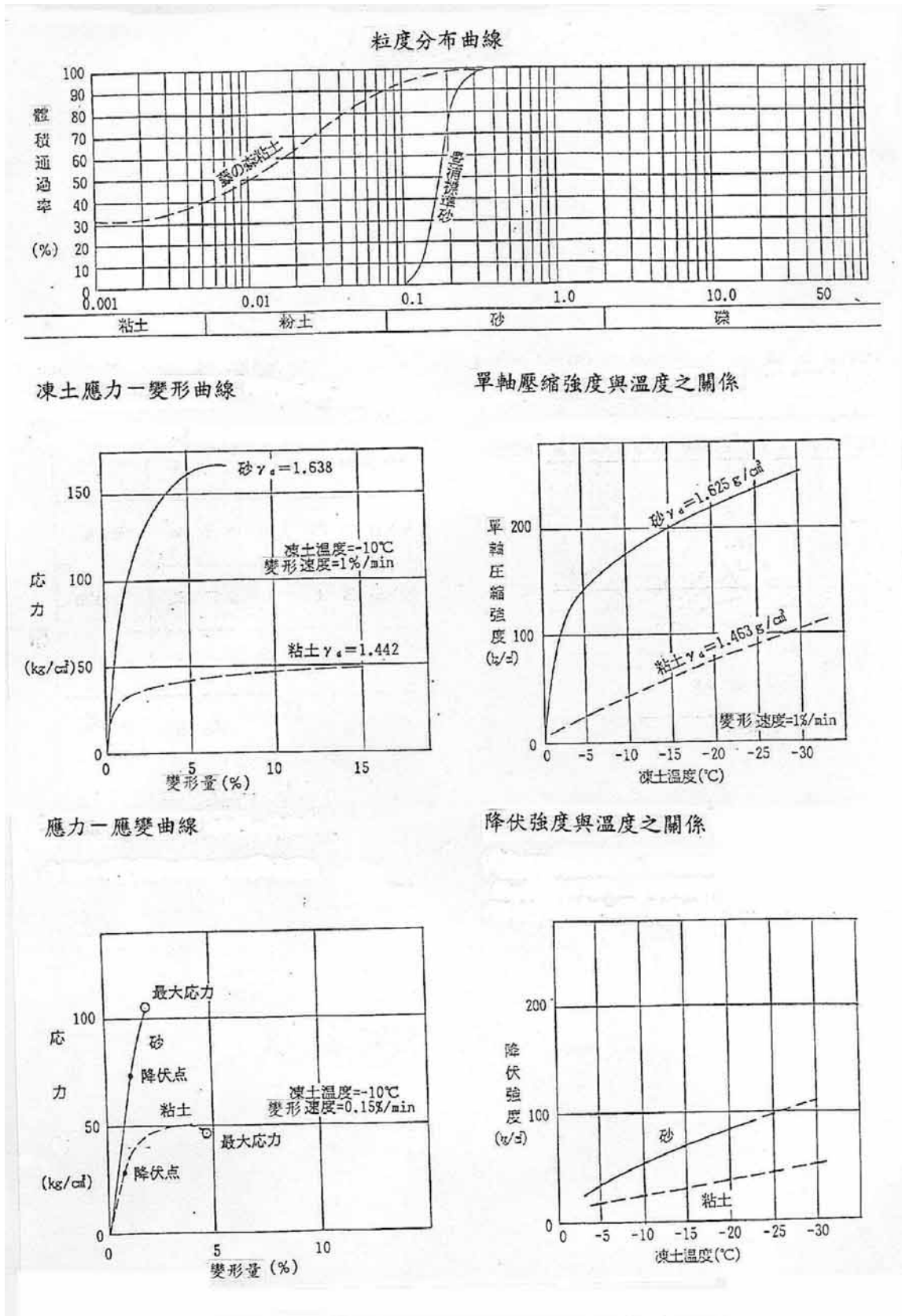


圖 8.2.5-3 凍土之粒徑與力學性質(精研, 2004)

2、凍土的膨脹與收縮特性

一般裝於容器中的水會因凍結而產生約 9% 的膨脹，但在地層中因水分子會因受擠壓而往外散開，故一般在透水性良好的砂或砂礫層地層中是不會產生膨脹現象的，但通常在 20 μ 以下細小的微粒土壤居多時，因水分子較難往外擴散，故會產生膨脹。另在凍結時會產生膨脹的土壤通常在解凍時亦會產生比凍結前更大幅度的收縮，其主要原因在於當凍結土中的冰溶解時將很輕易地脫水，而較細小的微粒土壤則因冷凍時已遭擠壓，故解凍時亦較不易回復，因而產生收縮沉陷。凍土的膨脹與收縮特性詳圖 8.2.5-4 所示。

- (1) 減小凍結區範圍。
- (2) 於凍土區內設置解壓孔。
- (3) 凍結前將凍土區內之含水量降低。
- (4) 增加地下水之黏性。
- (5) 儘量不要設計為封閉型凍結區。

減緩凍土收縮沉陷之對策包括：

- (1) 在構造物下方設計支撐。
- (2) 在構造物下方進行地盤改良。
- (3) 在冷凍區外做一隔牆以限定沉陷區。
- (4) 解凍時做地盤改良讓其沉陷量與隆起量達到平衡。

3、地下水流的影響

當地層中的地下水流超越某種界限時，其帶進的熱會使冰凍管間的凍土無法連結，致無法形成所期待的凍土牆。由施工經驗得知，通常流速在 1 m/day 以下的地下水流，對凍結幾乎是無影響，但如有界限流速以上的水流時，採取降低流速之輔助措施(如灌漿等)是有必要的。(通常 Brine 系統地下水流不得大於 2 m/day，液態氮系統不得大於 10 m/day)。

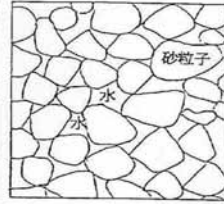
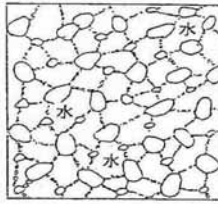
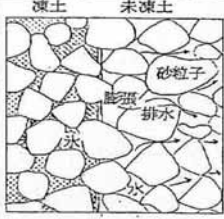
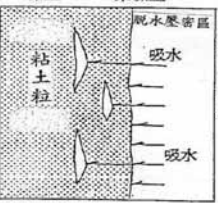
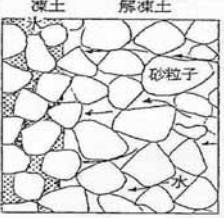
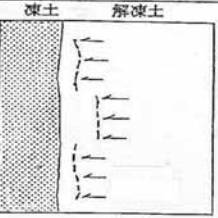
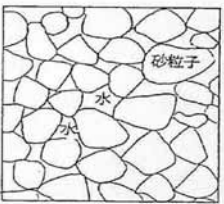
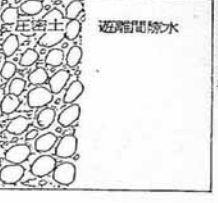
	砂質土	粘性土
凍結前	 <p>砂土構造圖 透水性大</p>	 <p>蜂巢型綿毛構造 透水性小</p>
凍結進行時	 <p>凍土 未凍土 凍結發生時，砂土中之間隙水會產生約9%之膨脹現象，而此時凍結區內之隙水會因受排擠而跑到未凍結區內。</p>	 <p>凍土 未凍土 凍結進行時，凍土區會產生吸水作用，而當所產生之凍結區內非凍結區則會產生脫水壓密。</p>
解凍進行時	 <p>凍土 解凍土 當解凍時，其水分子減少之體積，在砂質土中很容易就可由未凍結區中的間隙水來補充。</p>	 <p>凍土 解凍土 凍結時已遭膨脹壓縮的粘性土在解凍時因外界間隙水補充之速度甚慢，因此回復的速度亦慢。</p>
解凍後	 <p>在砂質土中凍結前與後之情形極為相同。</p>	 <p>已遭壓密之粘性土在解凍後，其避難水與壓密土間之互動甚為緩慢，因此解凍後之收縮情形較嚴重。</p>
	<p>由上所述在砂質土、砂礫層及礫石層...等透水性良好之地層中進行凍結工法時其凍結前，與凍結後之變化較小。</p>	<p>粘性土在凍結時所產生的膨脹與解凍時所產生之壓縮對結構體的影響較大，因此在施做前相關的防止對策，一定要先考量清楚。</p>

圖 8.2.5-4 凍土的膨脹與收縮特性說明(精研，2004)

8.2.6 冰凍管型式

冰凍管型式有(1)單管式、(2)雙重管式、(3)限定式及(4)鑽孔式等四類，設計時應依冷凍之目的、凍土形狀及現場特性等，選擇適當之冰凍管。

【解說】

由於冰凍工法有冷凍液不可以滲流到凍結土層的嚴格限制，以免因土層內含有冷凍液而造成一塊永不凍結區。一般凍結管的內外管都是使用碳素無縫鋼管，也就是一般使用的瓦斯鋼管(Steel Gas Pipe, GSP)。常用的凍結管有以下四種型式：(如圖 8.2.6-1 所示)

1、單管式凍結管

單管式凍結管為由一根凍結管所構成(如圖 8.2.6-1(a))，冷凍液由凍結管一端進入，再由凍結管另一端流出，其主要目的是當作貼附板來使用，以保持凍結區外圍介面的溫度和凍土的溫度相當，不至於因為邊界溫度過高而影響到凍結區內凍土的維持。

2、雙重管式凍結管

雙重管式凍結管由內管(通常外徑 3/4in.)和外管(通常外徑 3-1/2 in.)所構成，冷凍液從內管進入，在流經外管時和地層進行熱交換。一般雙重管式凍結管通常用於垂直凍結土層，以等間隔的方式排列埋設至欲凍結的深度，利用凍結的管列效應形成凍土牆。

3、限定式凍結管

限定式凍結管由內管(通常外徑 3/4in.)、限定管(通常外徑 1-1/4 in.)和外管(通常外徑 3-1/2 in.)所構成，限定式凍結管和雙重管式凍結管均屬於同行凍結管，但兩者的差別主要在於當凍結區範圍並不需要從地表開始往下凍結，而僅需要凍結某深度之區域時，限定式凍結管內之限定管部分填充隔熱材料，可只冷凍欲冷凍之區域，節省能源。結凍時，冷凍液從內管進入，在流經未被隔熱材料包覆的外管時和地層進行熱交換，然後冷凍液從內管和限定管之間流出。

4、鑽孔式凍結管

鑽孔式凍結管通常在水平方向凍結土層時使用(如圖 8.2.6-1(d))，除了由內管(通常外徑 3/4in.)和外管(通常外徑 3-1/2 in.)所構成外，還需使用套管以防止水平鑽孔時發生坍孔的現象，且需加裝止水裝置以防止鑽孔時地下水湧入工作區。因水平鑽孔的關係，在拔除水平凍結管時可能會造成外圍土砂隨地下水湧入，所以在凍結完成後，水平凍結管通常不拔除，只移除管內之冷凍液後，以水泥皂土漿回填，再切斷鋼管頭部以鐵板封口焊接即完成工作。

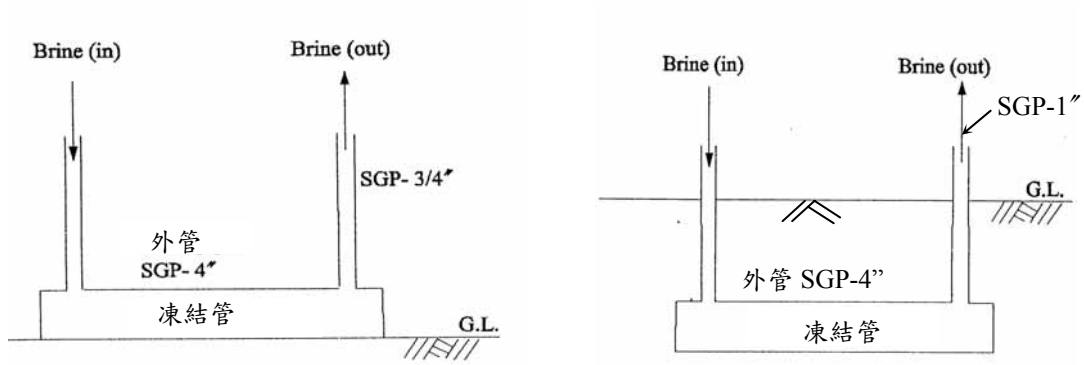
8.2.7 設計凍土形狀及冰凍管配置

- 1、冰凍工法之防護形狀依地層改良之目的不同而異，可藉冰凍管之排列模式形式所需之凍土形狀。
- 2、依設計凍土形狀，決定冰凍管之配置，包含冰凍管間距、數量、水平或垂直等。

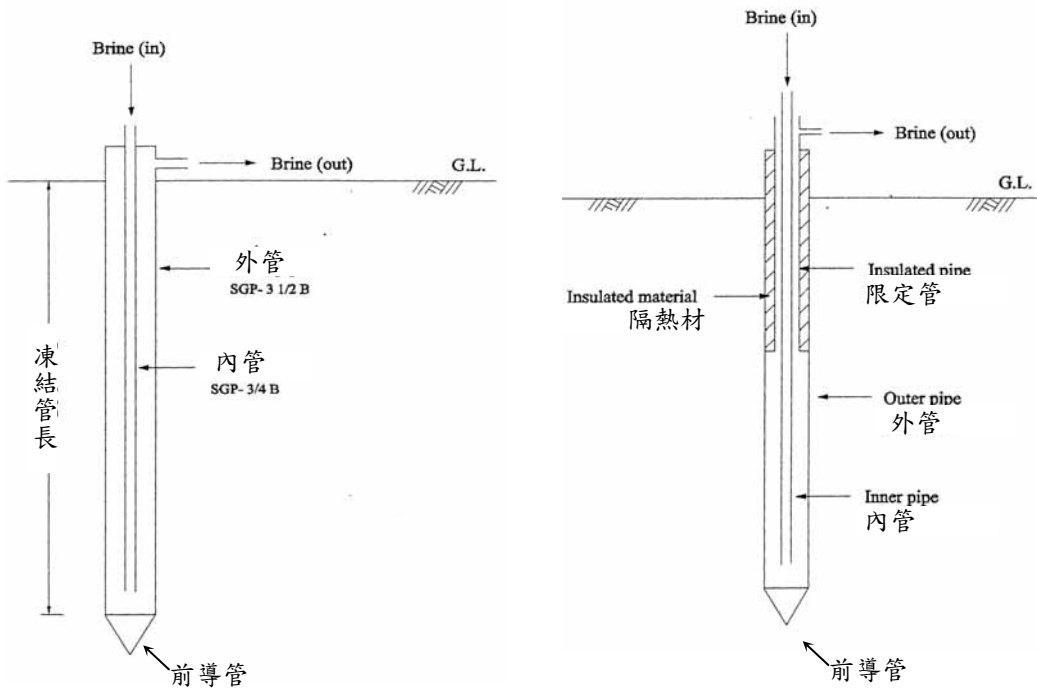
【解說】

一般而言，冰凍管之配置有單列配置與複數列配置。不論是單列配置或複數列配置、每一列之冰凍管以 0.8m 居多。單列配置之凍土厚度，如可不考慮凍土造成所需之時間，其厚度可望達到 2.0~3.0m 左右。但考慮到實際上凍土造成之處存有工作井之擋土壁及工期考量，凍土造成時間較短，估計最大可達 1.5~2.0m 左右。(詳圖 8.2.7-1)

此外，如需造成單列凍土厚度 1.5m~2.0m 程度以上之凍土時、可採用複數列配置，冰凍管列間之最大間距為 2.5m 程度左右，2 列配置之下凍土厚度約可達 3.2~4.0m 左右。(詳圖 8.2.7-2)

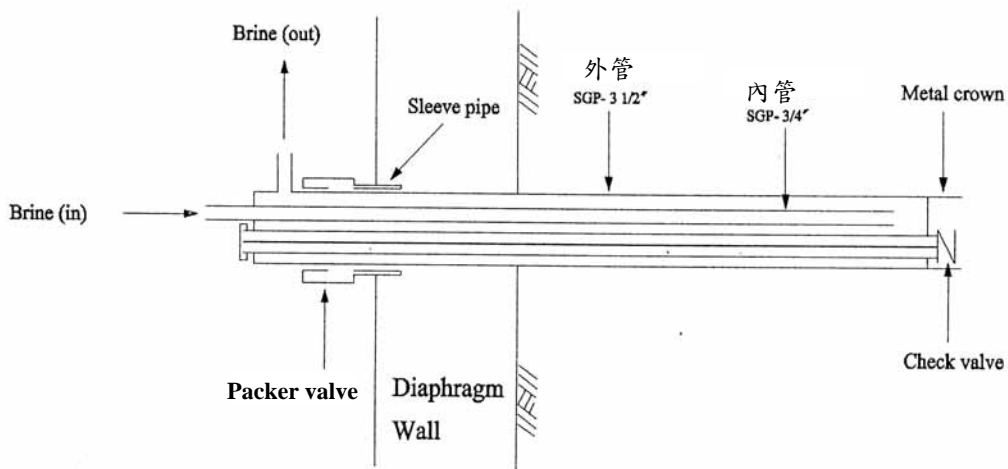


(a)單管式凍結管



(b)雙重管式凍結管

(c)限定式凍結管



(d)鑽孔式凍結管

圖 8.2.6-1 冰凍管之型式(陳逸駿, 2003)

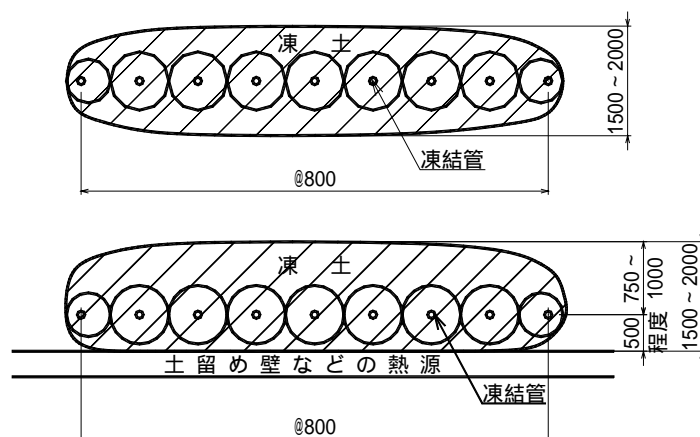


圖 8.2.7-1 單列配置之凍土厚度

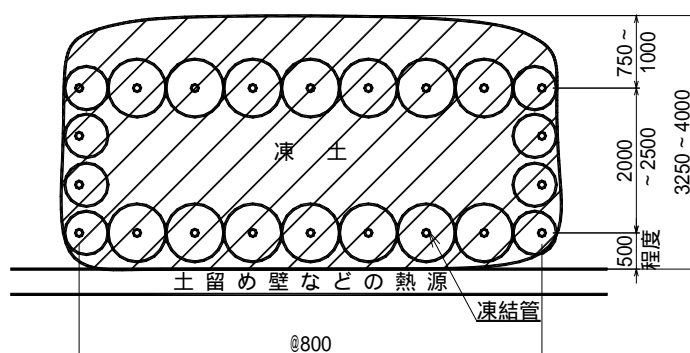


圖 8.2.7-2 複數列配置凍土厚度

基本上凍土是從冰凍管起呈年輪狀成長，地中溫度之分布將隨時間產生變化，理論上如冰凍管之配置關係與配置條件為相同時，此溫度也會相同。但實際上現地可能有加熱源、地下水流及其他預測外影響之溫度變化發生情形。因此必需以同樣之條件（距冰凍管列之距離）設置測溫管進行對地中溫度之預測。一般而言，測溫管數量為冰凍管數量的 2 成左右。

常用的冰凍工法之設計防護形狀有圖 8.2.7-3 所示之種類。

- 1、全凍土形：為當無法從豎井內埋設水平凍結管時所採用的形狀。由於必須施作垂直凍結管，須在地面上佔用較大的凍結配管基地，且隨後開挖隧道時凍土的鑽掘量也較大。
- 2、圓筒型：在可以施作水平凍結管的工程中，大多使用圓筒型防護形狀，此種方式的優點在於地面上所使用的配管基地面積小，而且其凍土鑽掘量也很少。
- 3、箱型：箱型防護形狀和圓筒型防護形狀使用時機相同，只是根據結構體形狀的不同來改變水平凍結管排列方式。
- 4、門型：使用門型防護形狀需要在隧道結構下方有一層不透水層(如黏土層)，可利用該層防止地下水從下方湧入施工區域。隧道兩側的凍結管必須延伸嵌入仰拱下方的不透水層，較短的凍結管則凍結隧道頂拱上方的土層，此種防護形狀的隧道開挖面所遇之土壤為未凍結土。
- 5、其他：根據不同的土質條件、結構體形狀和施工需求，可使用更經濟、合適的凍土形狀，可利用水平凍結管、垂直凍結管組合而成如：馬蹄型、圓錐型、組合型等。

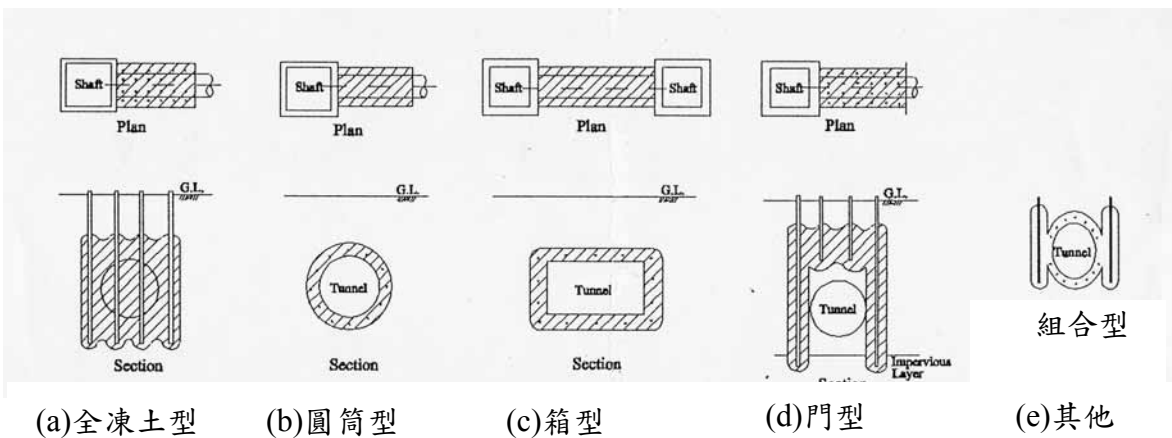


圖 8.2.7-3 設計凍土形狀分類

8.2.8 凍土設計

- 1、冰凍工法之設計分析包括凍土結構計算及熱計算二部份。
- 2、凍土結構計算係依設計凍土厚度及設計凍土強度，採一般結構計算方式分析。
- 3、熱計算包括冷凍速度、冷凍能量負荷、溫度分布等。

【解說】

冰凍工法之設計分析主要包括凍土結構計算(設計凍土厚度、設計凍土強度)與熱計算(冷凍速度、冷凍負荷、溫度分布等)二部分。其中凍土之結構計算可依照所處理之問題，採用一般土建結構物之結構計算所採用的方式進行，計算時所採用之設計凍土強度則視土層種類依凍土平均溫度由表 8.2.8-1~表 8.2.8-2 而求得。熱問題則將土層之熱性質代入熱傳導方程式中以凍結理論求得解答，其中土壤熱性質可由試驗而求得，或由土層容積含水率由表 8.2.8-3 查得，並經現場實際施做結果驗證之。土層之容積含水率可由式 8.2.8-1 求得：

$$P = n S \quad \text{(式 8.2.8-1)}$$

式中，P：土壤容積含水率(m³/m³)；

n：土壤孔隙率；S：土壤飽和度。

表 8.2.8-1 土壤種類、飽和度、冷凍溫度及凍土強度之關係

土壤種類及飽和度(S)	凍土強度	冷凍溫度(Frozen Temperature)		
		-10 ⁰ C	-20 ⁰ C	-50~-100 ⁰ C
粘土 Clays	24kg/cm ²	50kg/cm ²	-	
砂 Sands (S=100%)	87kg/cm ²	141kg/cm ²	400~500kg/cm ²	
砂 Sands (S=75%)	77kg/cm ²	138kg/cm ²		
砂 Sands (S=50%)	52kg/cm ²	106kg/cm ²		

表 8.2.8-2 不同土層之凍土強度

土壤種類	-10°C			-20°C		
	壓縮強度 (kg/cm ²)	彎曲強度 (kg/cm ²)	剪斷強度 (kg/cm ²)	壓縮強度 (kg/cm ²)	彎曲強度 (kg/cm ²)	剪斷強度 (kg/cm ²)
黏土層	20-40	15-20	15-20	45-60	20-30	20-30
砂土層	40-70	20-30	20-35	60-100	30-45	30-50

(日本建設機械化協會，1982)

表 8.2.8-3 飽和土壤之熱性質

容積含水率(m ³ /m ³)		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
飽和土濕密度 (kg/m ³)	凍結前 γ_2	2440	2260	2080	1900	1720	1540
	凍結後 γ_1	2416.32	2224.48	2032.64	1840.80	1648.96	1457.12
飽和土比熱 (kcal/kg °C)	凍結前 C_2	0.28393	0.32354	0.37	0.42526	0.49209	0.57455
	凍結後 C_1	0.24043	0.25329	0.25858	0.28705	0.30982	0.33859
飽和土熱傳導率 (kcal/mh °C)	凍結前 λ_2	2.1667	1.8702	1.6222	1.4101	1.2254	1.0624
	凍結後 λ_1	2.7624	2.6307	2.5201	2.4146	2.3137	2.2158
飽和土溫度傳播率 (m ² /h)($\times 10^{-3}$)	凍結前 κ_2	3.1275	2.5577	2.1078	1.7452	1.4478	1.2007
	凍結後 κ_1	4.7549	4.6690	4.6162	4.5696	4.5288	4.4912
飽和土凍結潛熱 (kcal/kg)		6.5803	10.7216	15.6447	21.5939	28.9273	38.1918

(日本建設機械化協會，1982)

1、設計凍土強度

當冰凍管埋設於土壤中，並以冷媒在管中迴流，可逐漸凍結圍繞於冰凍管周圍的土壤。若僅有一根冰凍管，則被凍結之土壤必為以冰凍管為中心之環狀凍結圓柱。假設此環狀圓柱之冰凍土壤在受力時，符合下列之條件：

(1) 土壤仍符合 Coulomb 之破壞理論，

$$\text{即 } S = C + \sigma_n \tan \theta \quad (\text{式 } 8.2.8-2)$$

式中， S ：為凍土之抗剪強度(t/m^2)；

C ：為凍土之凝聚力(t/m^2)；

σ_n ：為垂直於破壞面之應力(t/m^2)；

$\tan \theta$ ：為土壤之內摩擦角degree。

(2) 凍土之凝聚力於整個環狀圓柱中均一致。

(3) 凍土受力之變形符合平面應變(Plain Strain) 的原則。則此環狀圓柱形之冰凍土壤可承受之外力為

$$P/C=2 \times N^{1/2}/(N-1) \times [(b/a)^{(N-1)}-1], \text{當 } \psi > 0 \text{ 時} \quad (\text{式 } 8.2.8-3)$$

或

$$P/C=2 \times \ln(b/a), \text{當 } \psi = 0 \text{ 時} \quad (\text{式 } 8.2.8-4)$$

式中，P：為環狀圓柱型冰凍土壤可承受之輻射狀外力(psi);

C：為冰凍土之平均凝聚力(psi);

N：等於 $\tan^2(45^\circ + \psi/2)$;

b：為環狀圓柱體之外徑(inch);

a：為環狀圓柱體之內徑(inch)。

當一連續併排的冰凍管安置於土壤中，並施以冷凍一段時間後，土壤即被逐漸凍結成一道凍土牆，開挖後凍土牆將受到橫向之土壓而產生變形。一般使用冰凍工法時，上述之變形不須加以核算，但若開挖後未能儘快給予凍土牆橫向支撐時，此種變形量仍應加以估計。在估計時需先有下列假設：

(1) 冰牆之應力與應變關係符合 $\sigma = A \varepsilon^m$ (式 8.2.8-5)

式中，A:比例常數，為土壤種類、時間及溫度的函數。

$$A = \omega (\phi + 1)^\kappa t^{-\lambda} \quad (\text{式 } 8.2.8-6)$$

m:為一常數，決定於土壤種類及受力情況。

m、 ω 、 κ 、 λ ：為視土壤種類之參數，部分土壤種類之參數如表 8.2.8-4 所示

θ ：冰點以下之溫度($^\circ\text{F}$)

t：時間(hr)

表 8.2.8-4 土壤參數表

土壤參數	有機粉土質粘土 (Organic Silty Clay)	中等砂 (Medium Sand)
m	0.428	0.731
λ	0.143	0.384
ω	5340	9430
κ	1.07	0.920

(2) 凍土牆的深度甚大於凍土牆的厚度

$$\text{則凍土牆向開挖面的變形 } \Delta = a/2 \{P^m/A^2[1-(a/b)^{2m}]\}^{1/m} \quad (\text{式 8.2.8-7})$$

$$A^2 = 3^{-(m+1)/2} A \quad (\text{式 8.2.8-8})$$

式中，P、m、a、b 及 A 之定義同前述。

2、冷凍時間及能量負荷估算

冰凍管周圍之凍結面進行速度與時間對數成正比，因此冰凍管之間距越大，則完成凍結時間亦需越久；相對而言，為保持冰凍管的一定溫度，需排除之熱量稱之為負荷，其數值由開始較大而隨經過時間變小，一般於施工開始加送多量冷凍液而隨時間逐漸減少。茲就冰凍時間及能量負荷之估算方式說明如下。

估算冰凍時間及能量負荷所需之參數如下：

C_1 ：將已冰凍之單位體積土壤，提高或降低華氏一度所需之熱量(Btu/ft³°F)；

C_2 ：將未冰凍之單位體積土壤，提高或降低華氏一度所需之熱量(Btu/ft³°F)；

K_1 ：已冰凍土壤之傳熱係數(Btu/ft hr °F)；

K_2 ：未冰凍土壤之傳熱係數(Btu/ft hr °F)；

L：將單位體積土壤中達冰點之水凍結為冰所需之熱量(Btu/ft³)。

$$L = 1.44 \gamma_d \omega \quad (\text{式 8.2.8-9})$$

$$C_1 = \gamma_d (0.17 + 0.005\omega) \quad (\text{式 } 8.2.8-10)$$

$$C_2 = \gamma_d (0.17 + 0.01\omega) \quad (\text{式 } 8.2.8-11)$$

其中， ω 為含水量(%), γ_d 為乾土單位重(lb/ft^3), K_1 、 K_2 則由圖 8.2.8-1 查得。圖 8.2.8-1 中粗粒土壤(Coarse)及細粒土壤(Fine)傳熱係數之差異乃因其石英含量及礦物比例不同所造成，砂與礫石屬粗粒土壤，粉土與黏土則為細粒土壤。

土壤在冰凍成凍土牆之過程，可分為二階段，第一階段為冰凍管周圍之圓柱形冰土之形成；第二階段為圓柱冰土擴張相接後形成凍土牆。通常因結構物開挖形式之不同，凍土牆之形狀區分為直牆與曲牆，又曲牆之半徑大於 10~20 倍冰凍管間距時，則可視同直牆。圖 8.2.8-2 為凍土牆二階段形成之示意圖。

因土壤之非均質性及冷凍邊界條件之定義極為複雜，因此土壤之熱傳導計算時係基於熱傳導為穩定流，及已冰凍土壤半徑 3~5 倍外之土壤溫度不變(詳圖 8.2.8-3)之假設。

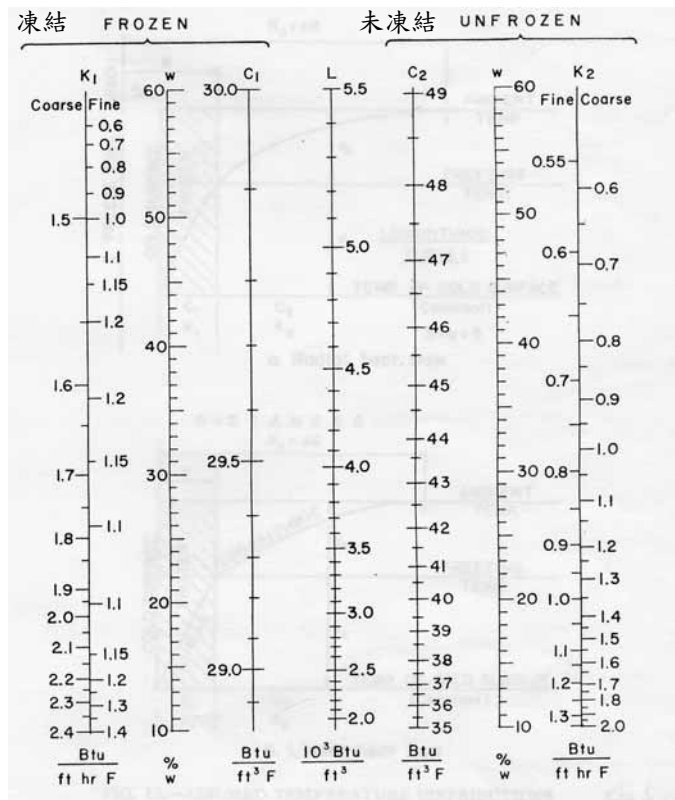


圖 8.2.8-1 土層熱參數對照表

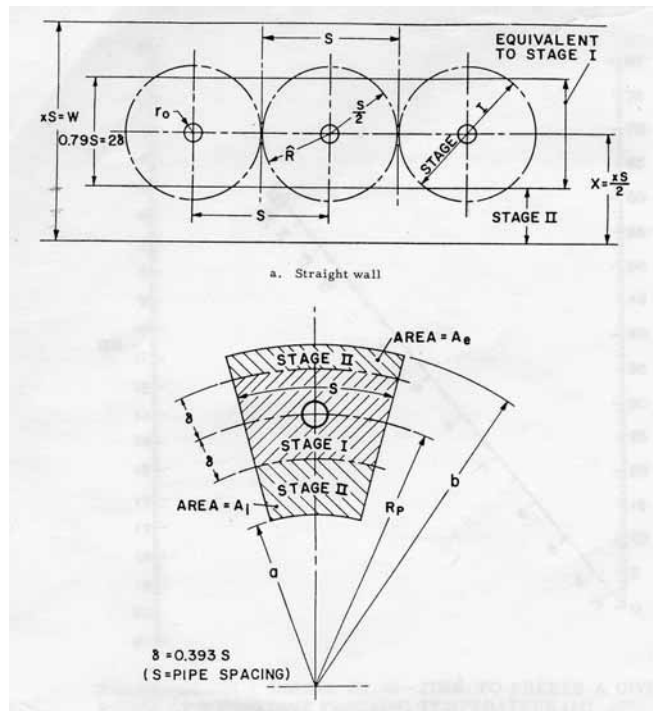


圖 8.2.8-2 凍土牆二階段形成示意圖

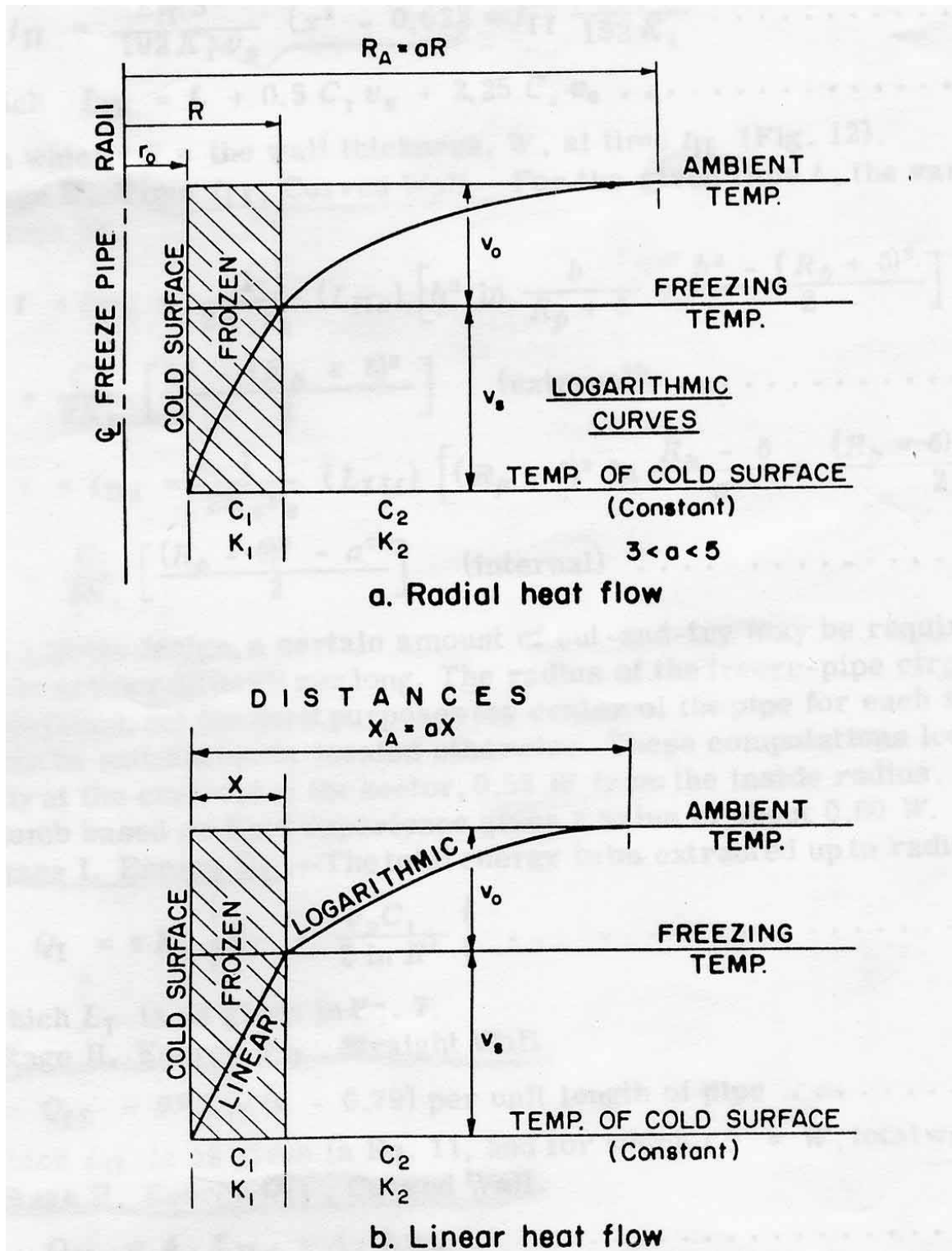


圖 8.2.8-3 土層溫度分布示意圖

(1) 第一階段冷凍所需時間(Stage I, time t_I)

基於上述之假設，完成第一階段所需之時間 t_I 為：

$$t_I = \frac{R^2}{4k_1v_s} \{ (L_I)(2 \ln R' - 1) + C_1v_s \} \quad (\text{式 8.2.8-12})$$

$$\text{式中，} L_I = (L + C_1v_0 + 3C_2v_0) \quad (\text{式 8.2.8-13})$$

L ： L 之定義見式(8.2.8-6)，

C_1 、 C_2 ：之定義見式(8.2.8-10)、(8.2.8-8)；

v_0 ：為周遭溫度與冷凍溫度差，

v_s ：為冷凍溫度與凍結土體表面溫度差，

R ：為凍結土體與冰凍管中心之距離，如圖 8.2.8-3 所示。

(2) 第二階段冷凍所需時間(Stage II, time t_{II})

完成第二階段冷凍過程所需時間 t_{II} ，分為直牆及曲牆兩種情形，說明如下：

A、直牆

$$t_{II} = \frac{L_{II}S^2}{192k_1v_s} (x^2 - 0.62) \quad (\text{式 8.2.8-14})$$

$$\text{式中，} L_{II} = (L + 0.5C_1v_0 + 2.25C_2v_0) \quad (\text{式 8.2.8-15})$$

S ：為冰凍管之間距，

X_s ：為冰凍牆之總厚度 W (見圖 8.2.8-2)

B、曲牆：曲牆內外緣冰凍完成之時間並不相同，外緣完成

之時間為 t_{IIe} ，內緣完成之時間為 t_{III} 。(Rp：為冰牆之半徑)

$$t_{IIe} = \frac{1}{2k_1v_s} (L_{IIe}) \left[b^2 \ln \frac{b}{Rp + \delta} - \frac{b^2 - (Rp + \delta)^2}{2} \right] + \frac{C_1}{2k_1} \left[\frac{b^2 - (Rp + \delta)^2}{2} \right] \quad (\text{式 8.2.8-16})$$

$$t_{III} = \frac{1}{2k_1v_s} (L_{III}) \left[(Rp - \delta)^2 \ln \frac{Rp - \delta}{a} - \frac{(Rp - \delta)^2 - a^2}{2} \right] + \frac{C_1}{2k_1} \left[\frac{(Rp + \delta)^2 - a^2}{2} \right] \quad (\text{式 8.2.8-17})$$

$$\text{其中，} L_{IIe} = L + C_1v_0 + 6C_2v_0 \quad (\text{式 8.2.8-18})$$

$$L_{III} = L + C_1v_0 + 6C_2v_0 \quad (\text{式 8.2.8-19})$$

第九章、炸震夯實工法

9.1 說明

9.1.1 工法說明

- 1、炸震夯實工法係運用鑽孔置炸藥於所欲夯實之土層深度，接著引爆炸藥，造成大範圍土壤液化，破壞土壤原有結構，後因自重及覆土重再行堆積，形成緊密結構。
- 2、本工法適用於深層之含水砂質土壤，且施作速度快、毋需特殊施工機具，可作為大範圍地盤改良之工具。

【解說】

軟弱土層由於壓密不完全或是顆粒堆積疏鬆，故土層既軟且弱。作為建築物之基礎常有承載力不足或是超額沉陷發生，在地震力作用下，更有發生土壤液化而造成災害的情形發生。針對此類土層之開發使用，在工程上須先予以改良後方可作進一步利用。

凝聚性土壤(如黏土)之夯實可使用預壓排水的方式使土層壓密而趨於緊密；砂性土壤可以採用動力夯實(dynamic compaction)、振動揚實法(vibro-flotation)等方式增加土層的相對密度以達到提升強度的目的。

炸震夯實法(blasting densification method, BDM)，係運用鑽孔置炸藥於所欲夯實之土層深度，接著引爆炸藥，造成大範圍土壤液化，使顆粒重新堆積，進而達到夯實之目的。由於炸震夯實法係在地層中施作，可有效提高深層土壤之強度與硬度，施工之噪音較動力夯實法為小，且施作時間短，頗符合環保與作業上之需求。簡言之，炸震夯實是於土層中埋設炸藥，藉由爆炸釋放出的能量破壞土壤結構，使土壤顆粒排列趨於緊密，達到改良土層的目的。

文獻記載最早之炸震夯實記錄為 1936 年蘇聯境內 Svirsk 之鐵路路堤的夯實工程；此案例採用三階段延時開炸方式，造成現場 44 公分的沈陷量。同時，30 年代末期在美國 New Hampshire 州之 Franklin Dam、

之後在麻州 Cape Cod Canal 之壩體夯實工程、德州 Dennison Dam 與紐約州 Almond Dam 的實際施作經驗亦顯示炸震夯實應用在砂性土層夯實改良上有良好表現。然而這種方法在當時並未廣泛被採用，直到 50 年代與 60 年代初期美國與蘇聯的工程師用以進行水壩或是大型結構物基礎土層的夯實作業才又再度引起注意。

在 70 年與 80 年代美國軍方進行許多炸震夯實的相關研究以瞭解爆炸所引發的液化情形。此外，土層的改良深度也逐漸增加，位於奈及利亞境內的 Jebba Dam 更將土層改良深度提升至地底下 45 公尺處。近年來則應用於公路、橋台基礎土壤改良，甚至是都會區域(Narin von Court, 1997)。

考量本夯實方法之特性，場地土壤條件應能在開炸時大量累積孔隙水壓、且炸後之超額孔隙水壓能迅速排除。由國外實作案例以及本次試驗經驗，對於飽和、疏鬆的細砂而言（依據統一土壤分類法 USCS 歸類為 SM 至 ML 之土層），炸震夯實法可提供作為一迅速之土壤夯實改良方法。對於黏性土壤（如 USCS 中歸類為 CL 類土壤）而言，應避免於此類土壤中進行炸震夯實改良。倘若此類土壤僅為薄層，在開炸設計上應避免將炸藥裝設於該類土層中，且應考量設置輔助排水措施，加速炸後孔隙水的排除。

在試驗過程中，炸藥的運送、裝設、以至於其後的開炸具有一定的危險性，且炸藥開炸將引發地表產生振動，對毗鄰結構物可能造成不利影響，故試驗場地宜在空曠、鮮少人居的場所進行（鄰近結構物距離炸區應保持 300 公尺以上）(余昌學，2000)。

9.1.2 工法特性與作業流程

- 1、炸震夯實法係利用炸藥之能量直接或間接破壞土壤結構，之後土壤因自重和覆土重而重新堆積。
- 2、理想的設計在於使爆炸的能量均勻分佈於土層中，而爆炸之能量亦應足以使土層達到預期之改良目標。
- 3、由於現地狀況不盡相同，設計時應依實際需要加以規劃，必要時應採取現地試炸的方式決定設計參數。

【解說】

根據 Fordum (1991) 之研究，對於炸震夯實的作用機制說明如下

- 1、爆炸瞬間，震波自埋設炸藥地點向四周傳開，土壤顆粒受到突如其來、大量且歷時短暫的爆炸壓力，顆粒間的鍵結因而破壞。
- 2、由於震波作用時間相當短(僅數個 10^{-3} 秒)，土層在此時視為不排水；而震波使土壤顆粒受剪而傾向縮小體積，造成孔隙水壓上升(亦稱之為 residual pore pressure)。當增加的孔隙水壓大於土壤的圍壓則有液化的情形發生。
- 3、當超額孔隙水壓消散後，土壤顆粒因上方覆土重量使得排列趨於緊密，現場可觀察到沈陷發生。若進行現地貫入試驗(如 SPT 或 CPT 試驗)亦發現土壤貫入阻抗值較原先提高。

炸震夯實之作用機制可參考圖 9.1.2-1 所示。綜合而言，成功之炸震夯實，至少須包括下列要素：

- 1、足夠之炸藥能量—炸藥之用量及佈設須足以造成土壤液化。
- 2、土層之排水性質適中—排水不宜過佳，在爆炸之後必須可以累積造成土壤液化之超額孔隙水壓；排水性亦不可過差(如粘土)，在炸震後短時間內超額孔水壓需能消散。因此，含沈泥且壓密不足之砂土可以達到最大之夯實效果。
- 3、足夠之上覆土層—土壤液化之後，須有上覆土層之荷重，以造成砂

土之緊密堆積，從而提昇其強度。

整個炸震夯實之作業流程如圖 9.1.2-2 所示。

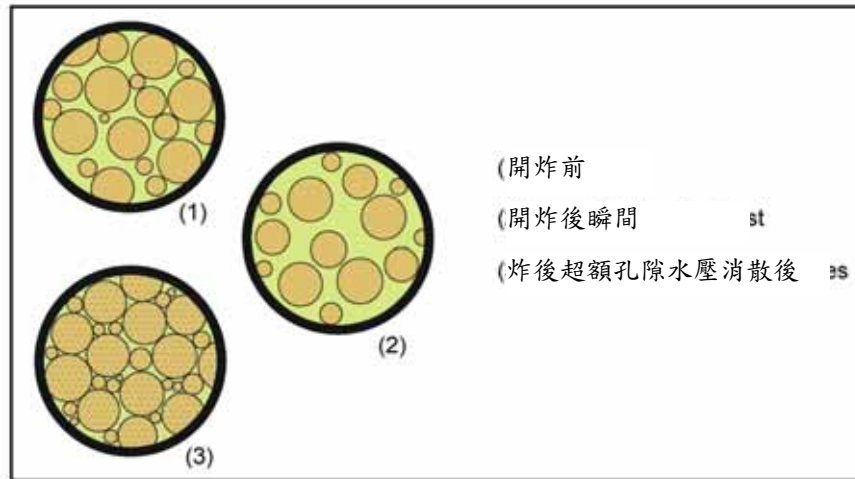


圖 9.1.1-1 炸震夯實作用機制圖

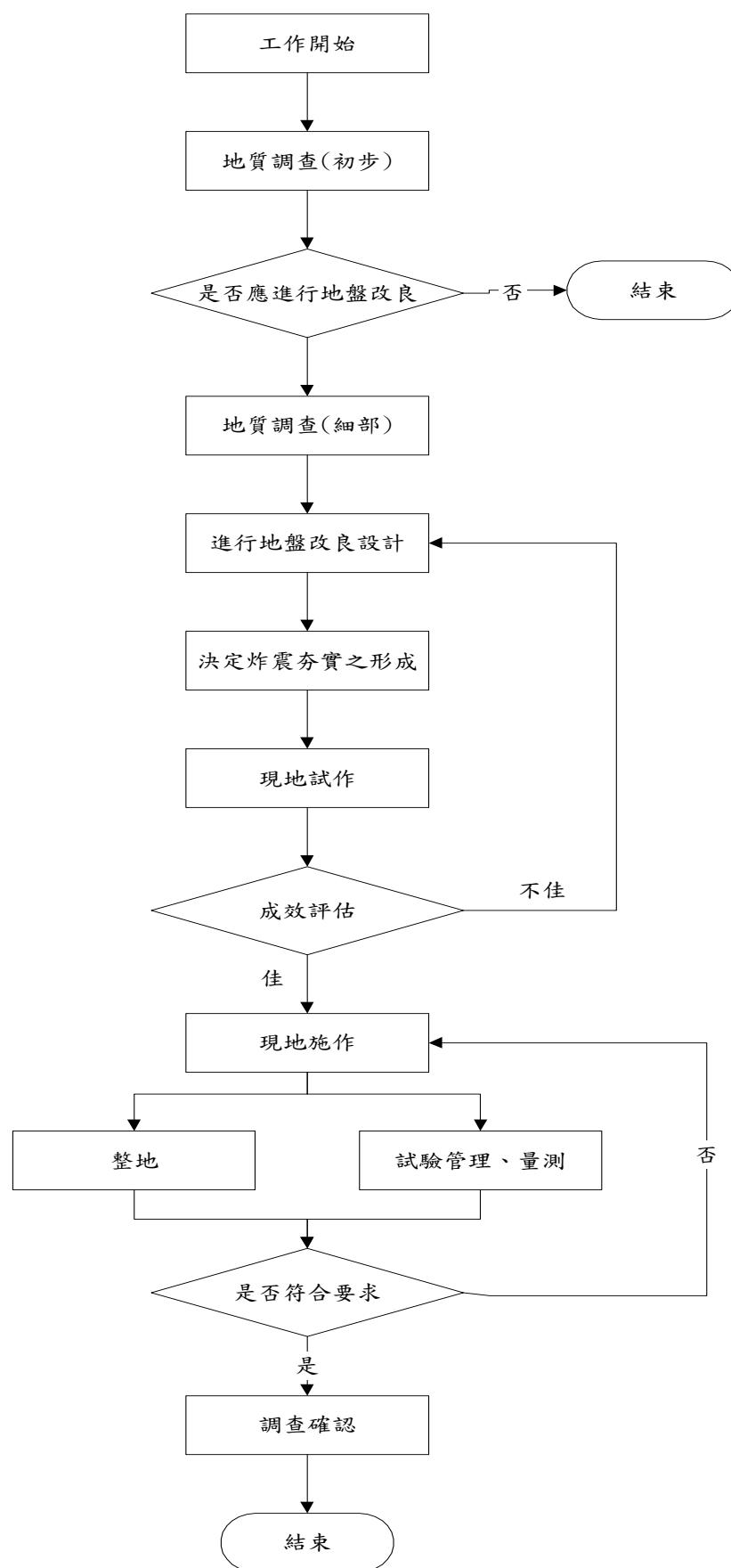


圖 9.1.2-2 炸震夯實工法之設計與作業流程(中華顧問工程司，2000)

9.2 設計

9.2.1 調查

炸震夯實工法之調查對於設計、施工計畫擬定與施工管理均提供了基本且重要之資訊。調查內容包含土壤調查、地下管線及鄰近結構物調查等，應於事前做好充分之調查。

【解說】

- 1、土壤調查：為使炸震夯實達到滿意之改良效果，應對施作地層之層次、土壤粒徑分佈、孔隙率、透水性與強度特性等有明確之了解。調查之數量依地形、地區特性而定。重要結構物或河流、舊河床附近等土質變化較大之區間，應適度地增加調查點之數量。

表 9.2.1-1 土壤調查項目

		調查項目
現地調查	鑽探調查	土壤柱狀圖
		標準貫入試驗
		孔隙水壓測量
	取土樣	劈管取樣
		薄管取樣
	現場透水試驗	(利用鑽孔實施)
室內試驗	物理試驗	比重
		自然含水量
		密度
		孔隙率
		粒徑分析
		阿太堡指數
	力學試驗	單軸壓縮試驗
		三軸壓縮試驗
		壓密試驗
	化學試驗	PH 值

- 2、地下管線及鄰近結構物調查：

- (1) 確認地下埋設管線：應與管線管理單位會商，在竣工圖上確認埋設管線之數量、位置與老化程度等。地下埋設物中，除了管線外，尚包括地下水槽、精密機械之基礎等。必要時可在施工

前進行試挖(Test Pit)。

- (2) 對鄰近結構物之調查：調查之對象包括：<1>一般性建築物、<2>特殊建築物(如煙囪、精密儀器工廠、水塔、電塔、化學工廠、加油站、地下水槽等)、<3>道路、鐵路、橋樑、高速公路。<4>游泳池、污水處理廠、貯水池。調查項目包括建物基礎型式、與工區之距離，建物內外既有之傾斜、龜裂損傷等。

9.2.2 有效半徑與影響半徑

炸震夯實之改良範圍受地層條件影響，一般依計算分析所得之改良尺寸，再參考過去改良成功之經驗案例決定。

【解說】

Ivanov (1967) 透過對於細至中等細砂夯實作業的觀察經驗提出有效半徑(R_{eff})與影響半徑(R_{inf})和炸藥量的關係式如下：

$$R_{\text{eff}} = k_1 W^{1/3} \quad (\text{式 } 9.2.2-1)$$

$$R_{\text{inf}} = k_2 W^{1/3} \quad (\text{式 } 9.2.2-2)$$

式中， k_1 、 k_2 為經驗值， R 為半徑（公尺）， W 為炸藥重量（公斤）。若是使用柱狀炸藥進行夯實，則有效半徑可採用等效重量法（normalized weight method）決定，其關係如下：

$$R_{\text{eff}} = k_3 Q^{1/2} \quad (\text{式 } 9.2-3)$$

其中， k_3 為經驗值，與土壤顆粒及土層初始相對密度有關， Q 為每單位長度炸藥的重量(kg/m)。有關 k_1 、 k_2 和 k_3 的決定可參考表 9.2.2-1。

表 9.2.2-1 炸藥重與有效半徑、影響半徑之關係(Ivanov, 1976)

土壤種類	相對密度	k_1	$HN(W^{1/3}/R_{eff})$	k_2	$HN(W^{1/3}/R_{inf})$	k_3	$NW(W^{1/2}/R_{eff})$
細顆粒砂	0.0 - 0.2	5 - 4	0.20 - 0.25	25 - 15	0.04 - 0.07	3.55 - 2.84	0.28 - 0.35
	0.3 - 0.4	3	0.33	9 - 8	0.11 - 0.13	2.13	0.47
	>0.4	<2.5	>0.40	<7	>0.14	<1.78	>0.56
中等顆粒砂	0.3 - 0.4	3 - 2.5	0.33 - 0.40	8 - 7	0.12 - 0.14	2.13 - 1.78	0.47 - 0.56
	>0.4	<2.5	>0.40	<6	>0.17	<1.78	>0.56

9.2.3 炸藥之選擇

- 1、夯實作業中合理藥量的取決應以能在開炸後引發大量超額孔隙水壓，造成土壤液化，同時以不產生孔洞為標準。
- 2、炸藥量的決定與佈孔間距彼此相關，吾人可藉由特定的間距要求決定炸藥量；亦可透過控制炸藥量選擇適宜的間距
- 3、炸藥的幾何外形會影響其能量消散特性，設計上除考量地層狀況外，尚須考量炸藥孔之幾何尺寸是否可容納該種形式之炸藥。

【解說】

一般使用炸藥的重量單孔約在 2 至 10 公斤左右，實際情形與現地狀況及設計要求有關。單孔中安裝置重量較大的炸藥則具有較高的能量，相對在佈孔設計上可採用較大的間距，減少炸藥孔的數目而降低鑽孔所需的成本。然而須考慮過量的炸藥在開炸後可能造成空洞，爆炸產生的震動亦可能危及周邊的結構物。此外，炸藥孔的尺寸大小也侷限了炸藥的用量。雖然這可藉由選擇較少的藥量、密集的間距以得到相同的能量，然而相對地亦提高工程成本。

對於採單層開炸之夯實作業而言，炸藥量與深度的關係如下(Ivanov, 1967)：

$$C = 0.05d^3 \quad (\text{式 } 9.2.3-1)$$

式中：d = 炸藥埋置深度 (m)；C = 炸藥重量 (以黃色炸藥 TNT 估算)。

若考慮夯實某一深度範圍內的土層時，藥量則與土層厚度相關。兩者間的關係為(Vam Impe, 1989b ; Ivanov, 1967)：

$$C = 0.0133h_0^3 \quad (\text{式 } 9.2.3-2)$$

$$C = 0.0163h_0^3 \quad (\text{式 } 9.2.3-3)$$

式中： h_0 = 土層厚度(m)

在炸藥幾何形狀的選擇上，一般認為集中型的炸藥(concentrated charge，即炸藥長度與直徑比小於6者，大於6者則稱為柱狀形炸藥。)在爆炸時能給土層帶來較大的衝擊，而柱狀炸藥則使土層具有較均勻的夯實成效。

9.2.4 佈孔間距與埋置深度

承造人應依欲改良土層之範圍與深度，合理地決定炸藥孔之佈孔間距與炸藥埋置深度。

【解說】

佈孔間距可藉由能量消散的關係而決定。若是作業基地位於人口稠密的地區或是鄰近建築結構物時，宜採取較小的間距，反之則可加大間距。若土層欲分數次進行夯實，佈孔間距的設計應考量使得爆炸的影響彼此重疊，增加夯實成效。

炸藥埋置深度的決定，主要是考量能將炸藥能量拓展至整個土層為依歸。

9.2.5 炸藥引爆與涵蓋次數

炸藥的引爆須考量安全性，以及周圍鄰近結構物之噪音、振動之容受能力進行設計。

【解說】

若需要改良的土層厚度較大（10公尺以上），一般建議採取分層夯實，將單一土層分為數個子層(sub-layer)再獨立計算單一子層所需炸藥量，或是將整個土層所需之炸藥量分配至各個子層中。

炸藥的埋設方式主要有兩種，一種是在各個子層中額外鑽挖炸藥孔後再埋設炸藥(tiered charge)，另一種則是將炸藥埋至同一炸藥孔內(decked charge)，中間埋有對化學反應低敏感度的物質以作為阻隔材料，防止某一層的炸藥爆炸連帶引爆其他層的炸藥。

當各分層的炸藥埋設於同一炸藥孔內，由於其引爆時序乃各自獨立，故在阻隔層的設計上務使在引爆時不致於連帶引爆其他層的炸藥，Konya & Walter (1990)建議阻隔層的長度至少為炸藥直徑的 12 倍，Dowding (1985)則建議為炸藥孔直徑的 1.5 倍。另外炸藥的選擇上也可考慮採用低敏感性(less sensitive)的反應形態。對於其引爆順序則多以由上而下的方式，如此一來可增加下層土壤的液化的機會(Ivanov, 1967; LaFoosse & Geloormino, 1991)，同時也可避免孔隙水及爆炸所生的氣體向上排除時影響在上層所埋設的炸藥或形成空炸，危及試驗安全。

實際在現場進行夯實作業時，通常採用同時引爆小區域範圍內的炸藥或是一次引爆一列炸藥的方式，如此可避免因炸藥處於潮濕的環境（飽和砂土層）過久而失效，相對於依次引爆單一炸藥孔內的藥枝，這種方式可減少爆炸對周圍結構物產生的振動週期。

一般土層的夯實改良分為數次進行，爆炸的涵蓋次數(no. of coverage)通常取 2 次，過多的涵蓋次數未能有效提昇夯實成效。若改良的土層範圍較小僅設計一次爆炸即可。一般認為涵蓋次數愈多，土層受到的衝擊次數也隨之增加，夯實成效亦可相對提高。

9.2.6 佈孔規劃與引爆順序

- 1、佈孔規劃應使開炸後土層之超額孔隙水壓侷限於開炸區內，不致迅速向外傳佈，如此可使土層產生大規模之液化，進而提昇其改良成效。
- 2、炸藥的引爆順序設計上應考量能使土層在開炸後能累積大量超額孔隙水壓於開炸區內為原則，同時應考量爆炸引致之振動對毗鄰結構物之影響，以及在開炸時能確認爆炸次數以檢核是否有未引爆之炸藥於開炸區內。

【解說】

炸藥的引爆順序(sequence)與時程(timing)的安排與孔隙水壓的激發、周遭環境的影響、以震後土層的性質相關，故設計時應針對現地的需求加以考量。若採用由外而內的引爆順序，亦即先引爆四周的炸藥後再引爆位於中心的藥枝時，周圍爆炸產生的應力波使得位於中央的土層可激發大量的超額孔隙水壓；若炸藥的引爆採取由內而外或是由埋設藥枝區域的一邊開始引爆至另一邊的方式，如此可有利於孔隙水壓的消散。

為降低對周遭環境的影響，炸藥的引爆可考慮適當的延遲時間(time delay)，避免土層受到連續的衝擊而危害結構物的安全。

現地土壤分層夯實的時候，若將同一炸藥孔內位於各個子層的炸藥的引爆序設計一定的間隔時間而非同時引爆，此時土層將如同受到週期性的衝擊般而激發大量的孔隙水壓。倘若在土層因前一次爆炸產生的超額孔隙水壓尚未完全消散時便引發另一次的爆炸，則土層將因激發大量的孔隙水壓而增加土層液化區域而擴大夯實的改良範圍。實際上藥枝引爆的遲滯時間與土層孔隙水壓消散能力，亦即與土層性質、現地狀況有關，一般取 0.03 至 2 秒左右(Van Impe, 1989)。開炸之延遲時間與引爆順序之設計如圖 9.2.6-1、圖 9.2.6-2 所示。

Ivanov (1967)藉由觀察現地炸震夯實後的成效以及孔隙水壓累積情

形，針對引爆的間隔時間(t)與土層液化後沉陷完成所需的時間(t_c)的關係對夯實成效的獲得下列的成果：

- 1、當爆炸的遲滯時間約為土層消散孔隙水壓所需時間的一半（即 $t=0.5 t_c$ ）時，土層的夯實成效自底層遞減至地表面，也就是說，在底層的土壤能獲得較大的改良成效。造成夯實成效由下層遞減至上層的分佈結果的原因在於底層土壤經歷的第一階段的爆炸後因距離第二階段的爆炸仍有一般間隔時間可將孔隙水壓排除以形成較安定的結構，隨後爆炸產生的剪力則可使土層變得更緊密，然而上方土層卻無足夠時間排除超額的孔隙水壓而仍處於液化狀態，隨即而來的爆炸所產生的振動與孔隙水壓則又加劇上部土層液化的程度，故相對地上部土層夯實的效果較差。
- 2、倘若炸藥引爆的時間間隔足以讓整個土層將前一次所產生的超額孔隙水壓完全消散（即 $t > t_c$ ），雖然改良區域半徑與深度均相對地減少，然而整個土層能獲得較佳的改良效果。

上述兩種方式相較於將炸藥同時引爆的作法，前者具有較佳的夯實效果。Dowding & Hryciw (1986)的室內試驗發現，相較於同時引爆土層內的炸藥，使用一定的時間間隔（17 ms 與 25 ms）引爆可使土層獲得較大的貫入阻抗。Minaev (1993)採用數分鐘的延遲時間，夯實後土層具有較大的沉陷量、以及貫入阻抗值。

以上可知，適當的引爆遲滯時間使得土層能夠消散部分額孔隙水壓可增加夯實的改良成效。若遲滯時間的選擇使超額孔隙水壓尚未完全消散即行後續開炸，則土層液化範圍將擴大；相反地，遲滯時間加大則土體液化區域較小，但可有較大的沉陷量。開炸遲滯的選擇與土體消散超額孔隙水壓之能力有關。

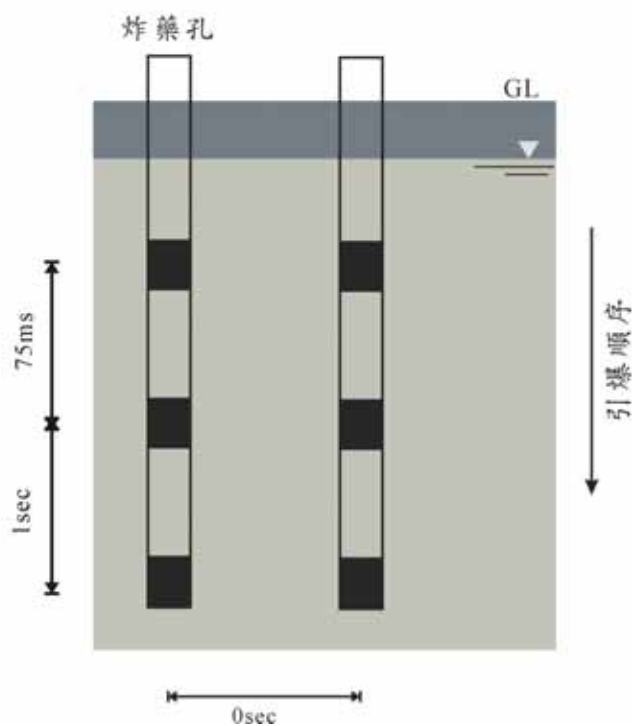


圖 9.2.6-1 炸藥引爆延遲時間

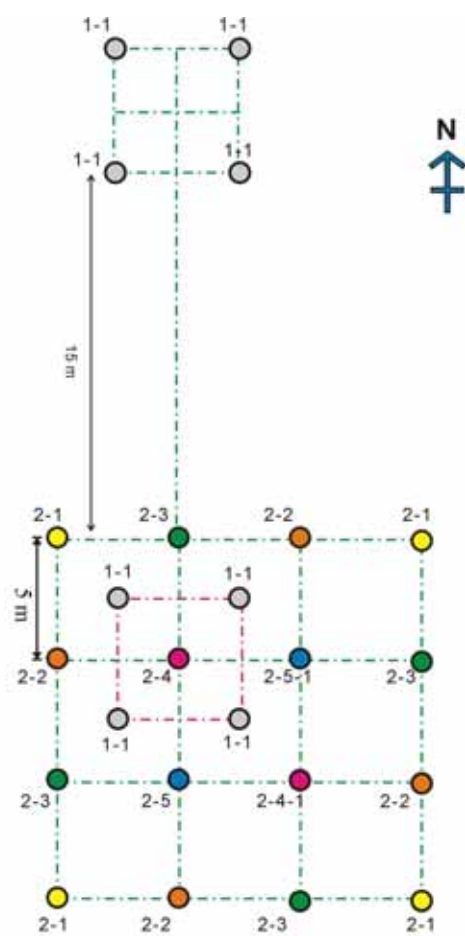


圖 9.2.6-2 炸藥引爆順序圖(例)

9.3 施工

9.3.1 施工計畫細節

承造人之施工計畫，應特別對下列各項提出詳細計畫：

- 1、炸震夯實作業規劃及施作順序
- 2、炸藥孔佈孔規劃及藥量計算
- 3、現地量測作業
- 4、試驗暨人員安全維護
- 5、效果檢驗

【解說】

嚴格的施工管理，是施工品質的保證。進行炸震夯實時，應注意周遭環境之保護，並且嚴格考慮附近居民及作業人員之安全，進行妥適之施工管理。因此，承造人應依地層改良目的、地層條件，擬定最適當之施工計畫。計畫內容應特別針對上述各項細節提出詳細計畫，於炸震夯實作業實施前送請認可。整個炸震夯實現場施作流程如圖 9.3.1-1 所示。

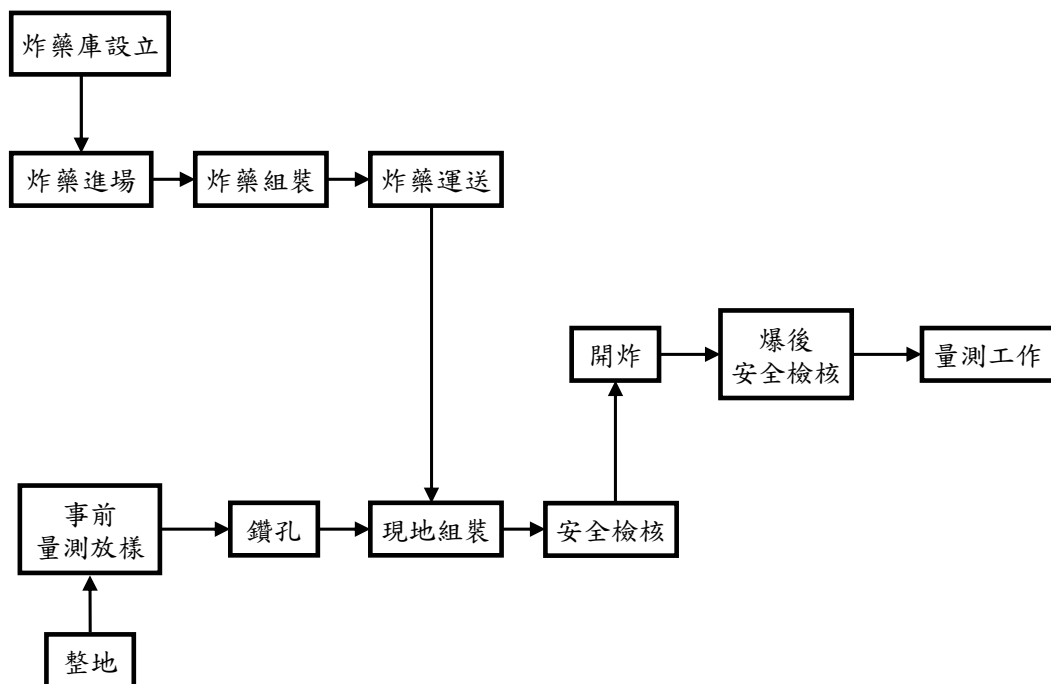


圖 9.3.1-1 炸震夯實現場施作流程圖(中華顧問工程司，2000)

9.3.2 施工準備

炸震夯實之施工準備包括：

- 1、整地、圍籬及準備各種配合設施。
- 2、施工前應進行安排施工順序與機具配置。
- 3、施工機具及各類儀器之檢查及校正。
- 4、炸藥之申請與運送。

施工準備完成即提報監造人檢查，核可後方可開始作業。

【解說】

- 1、施工現場清理、整地、圍籬。
- 2、機具準備及要求如下：
 - (1) 包括鑽孔機具性能及使用要點等之檢查。
 - (2) 為確保並掌控開炸之水壓、振動及噪音量測，辦理各項量測儀器之檢查校正並做成紀錄。
- 3、材料用量及炸震夯實方法應於施工現場明顯標示。

9.3.3 放樣

開工前承造人應依據工程圖說規定或經監造人核准之施工計畫與改良位置，進行放樣定位，並設置測量標誌及樣板基點，經監造人複核確認後，承造人始可施工。

【解說】

放樣之基準點、線或面係提供現場實際施工之用，設置後可能受施工影響致鬆動、傾斜或變形，故應盡量遠離施工現場設置並保護之。放樣應包括鑽孔地點、深度及已知地下埋設物位置，以供瞭解及施工。放樣應留下紀錄，以供查考。

9.3.4 佈孔安排及現場組合

施工前應依設計之炸藥孔間距、炸藥量、埋置深度等進行炸藥組合以及安裝。

【解說】

承造人應針對使用炸藥、引爆雷管之種類、數量，安裝及組合方式提出說明。

9.3.5 量測作業

試驗之量測作業包括地表沉陷量測、水位井觀測、土層之貫入試驗、地電阻探查、噪音及振動等環境監測項目等等。

【解說】

在開炸前後應針對土層進行貫入試驗，同時在開炸後應量測現場地表沉陷，藉以評估改良成效。

在開炸區間應埋設水壓計，其目的在於量測開炸瞬間之動態孔水壓與開炸後孔隙水壓之消散情形，如圖 9.3.5-1 所示。

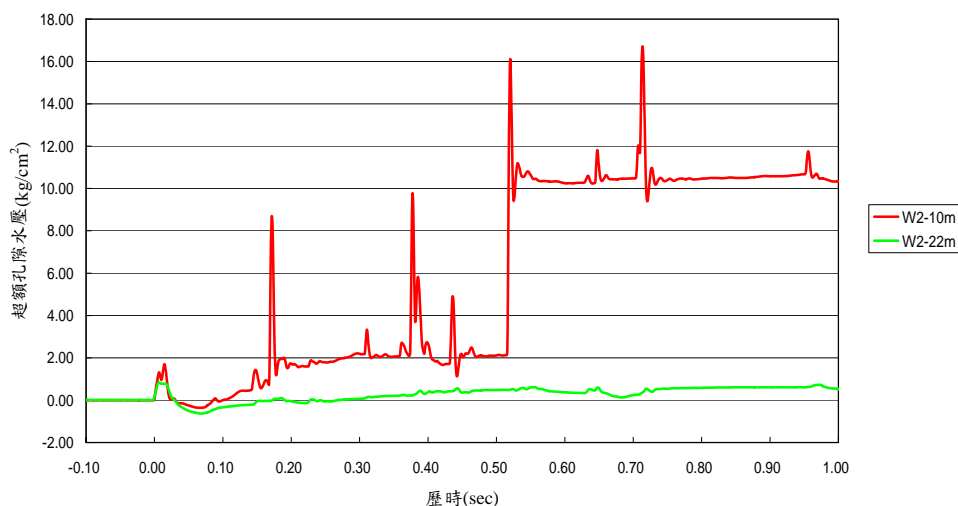


圖 9.3.5-1 開炸水壓量測結果(中華顧問工程司，2000)

此外應在開炸區周圍規劃噪音、震動量測之環境監測儀器。藉由監測炸藥引爆時產生之噪音與震動以得知開炸對周圍環境造成之衝擊。

9.3.6 安全維護

試驗時應針對炸藥之運送、組裝、人員之管制、試驗之安全性及緊急處置措施提出說明。

【解說】

炸藥庫自設立之時應派駐專人 24 小時看守並加以管制，僅限特定人員進出，以防失竊。在試驗期間，所有工作人員均須穿著制服並佩戴識別臂章加以區別。同時，施工區域以圍籬區隔並有專人負責場地安全。

施作時，全程進行人員管制與安全維護，且於開炸工作進行前均詳加檢查確認，並以旗號或顏色鮮明之旗幟、無線電器材等互相聯絡。試驗前 3 分鐘鳴哨示警並倒數計時，試驗後經安全檢查後方才解除警報；試驗過程中若有任何問題則立即中斷。施作時，將知會當地警消單位進行安全監督，以確保在安全狀態下進行試驗。試驗場地人員配置可參考圖 9.3.6-1 所示。

由於炸藥引爆將產生震動、噪音而影響鄰近建物，故需將開炸可能造成對鄰近結構物之影響納入評估。此外，承造人應針對炸藥未爆之處理提出具體可行之措施，確保試驗之安全性。

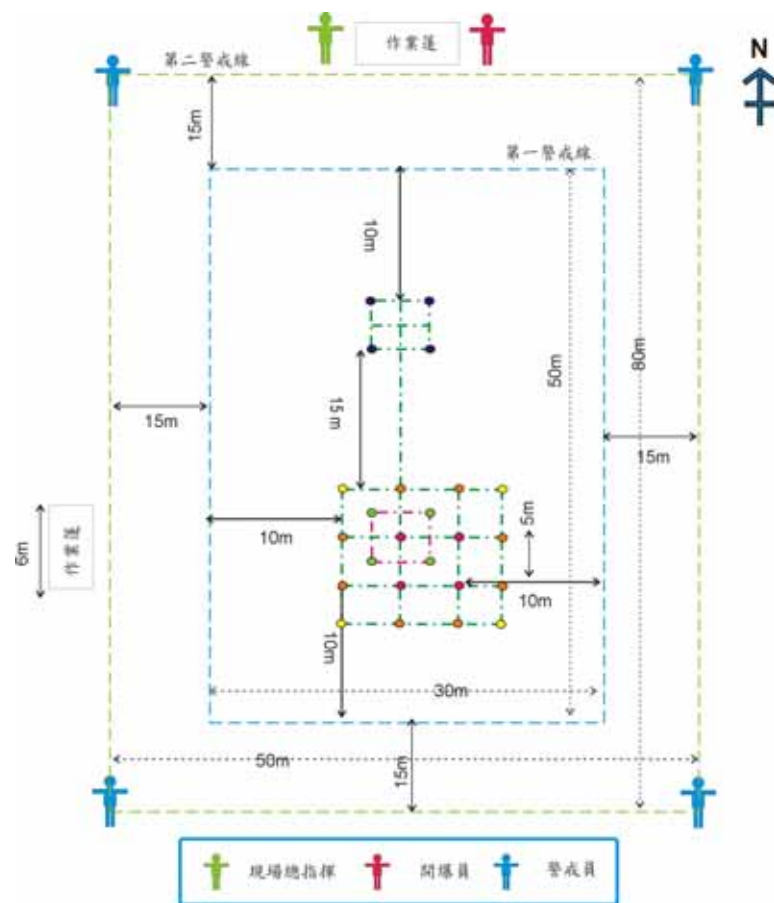


圖 9.3.6-1 場地人員配置示意圖(例)

9.3.7 成效驗證

開炸後應對開炸區內之土層進行貫入阻抗試驗，並比較開炸前之數值，藉以瞭解改良範圍及改良成效。

【解說】

土層夯實成效評估，實務上以標準貫入試驗(SPT)或荷氏錐貫入試驗(CPT)量測其貫入阻抗(penetration resistance)或以現地觀測沉陷量反算土層之相對密度(Klohn *et al.*, 1981)作為評估土壤強度提昇之依據。

圖 9.3.7-1 為位於奈及利亞境內土層夯實前後以 CPT 量測土層貫入阻抗的結果(Solymer, 1984)。夯實前土層貫入阻抗值存有較大的變異，然而夯實結束後短時間內（本例為兩天）其變異性則明顯降低，特別是在炸藥埋設深度及其上方的土層。隨著時間增加，由圖中可得知貫入阻抗值有提高的跡象。故在評估改良成效需考慮其強度變化之依時性。

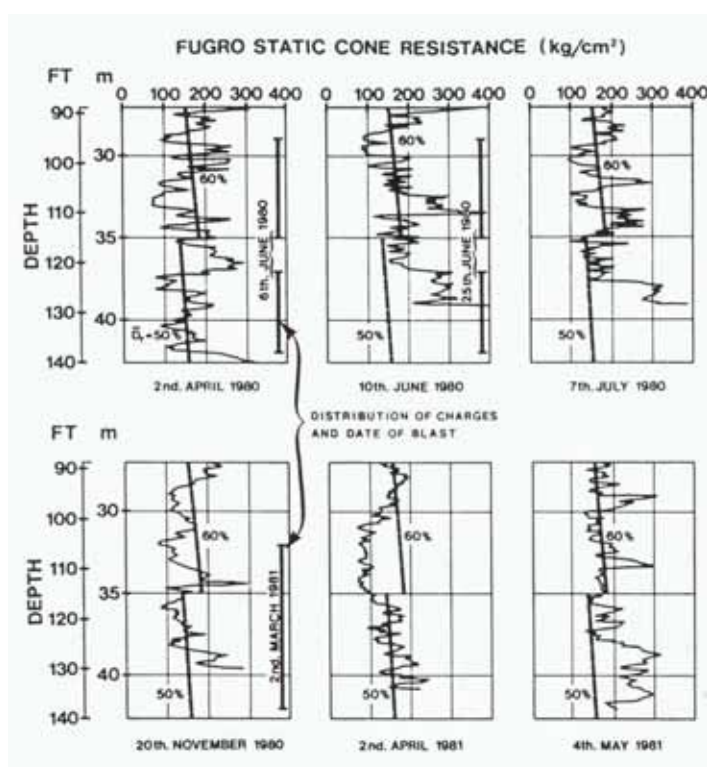


圖 9.3.7-1 土層改良前後之 CPT 試驗結果

附件：研究計畫期初審查會議專家建議之處理記錄

一、初期審查會議

時 間：九十三年三月十九日(五)上午 9:30

地 點：內政部建築研究所會議室

主持人：何副所長明錦(代)

出席人：相關專家及長官、臺科大廖洪鈞教授、陳小姐之穎

二、討論與建議事項之處理如下：

(一) 針對王技師劍虹之建議

01>將多元納入日本與大陸的地層改良相關資料，以提供日後使用者參考。

02>研究人員將多方面參考實務上之需求設計，並將其納入研究計畫中。

(二) 針對鄭技師清江之建議

01>除納入顧問公司、工程公司之案例經驗外，國內學述界之研究如改良成效與監測方法等，也將一併參考。

02>基礎結構之改良列為後續研究之重點項目。

(三) 針對王技師建智之建議

01>將考量地層改良方式對環境造成之影響，並納入研究案內容之中，以提供日後使用者參考。

(四) 針對倪教授至寬之建議

01>地盤之變化性與複雜性頗高，將在時間與經費條件之許可下，利用相關模型與工地試驗驗證後，進一步取得設

計參數，並將資料與經驗累積回饋於後續相關研究中。

(五) 針對陳教授正興之建議

01>地層改良之設計與施工具有密切關係，在研訂設計規範時將會考量如何與施工方法配合。

02>研究中將特別注意專利工法引用的著作權問題。

(六) 針對胡博士劭敏之建議

01>為避免專利工法侵權等的問題，研究案中之部分內容將只作較為原則性之說明。

(七) 針對李博士怡先之建議

01>研究範圍的確認，將陸續在幾次的工作會議中決定與完成，原則上將指針對國內較常使用或較具發展潛力之工法加以說明。

02>施工品管與檢驗將同時於研究中被重視，以利設計者進行日後之設計成果驗證。

03>冷凍工法等其他特殊工法，以於經過工作會議中決定納入本研究中，以提供日後使用者參考。

(八) 針對葉組長祥海之建議

01>本研究將提供相關之設計公式於書面規範中，以提供日後使用者參考。

(建議若有雷同或重複則不再概述)

###

附件：研究計畫期中審查會議專家建議之處理記錄

一、期中審查會議

時 間：九十三年九月九日(四)上午 9:30

地 點：內政部建築研究所會議室

主持人：何副所長明錦(代)

出席人：相關專家及長官、陳博士逸駿(代)、陳小姐之穎

二、本案討論與建議事項之處理如下：

(一) 針對劉技師賢淋之建議

01>報告內容中相關專有名詞與地工用語等，已要求每位撰寫人採國家標準或相關規範慣用之用語，並前後校對與校正，以避免造成後續之閱讀者有混淆情發生。

02>本次報告中，部份恐有誤之土壤與材料參數資料，已要求負責之研究人員詳加查證並更正之。

(二) 針對余技師榮生之建議

01>接受專家建議調整章節內容，納入「淺層攪拌工法」新章節為第二章，除前言外，所有內容標題順延一章節。

02>報告中各章節內容之編排方式，由協同主持人廖教授洪鈞主導，參考專家們的建議，並再次與所有本案之研究人員共同討論確認之。

03>已安排於十一月邀集各界之專家學者，辦理相關之研討會事宜，充分與各界交流，聽取大家的意見，以調整及充實本研究案的內容，並增加規範在實務界之可行性。

(三) 針對胡博士劭敏之建議

01>由於本報告的內容相當多，協同主持人廖教授洪鈞已陸續召開多次研究工作會議，並針對研究人員所撰寫的內容，彼此加以討論與調整，以避免內容因重覆或過於冗長，不利後續之閱讀者翻閱參考。

02>部份報告中資料乃是引用自日本相關學會或規範之內容，已於後續的研究工作會議中，加以討論其在臺灣的適用性，藉以調整資料引用的適切性與可行性。

(四) 針對陳教授正興之建議

01>報告中引用之資料與圖表，已要求研究人員於之後的撰寫中，陸續加入相關出處的註解。若是為引用文獻再加以修改的情形，可標示為「修改自(出處名稱).....」。對於專利的工法會再特別註明。所有參考資料來源，皆會安排整理於每章節之末，以示文責。

02>參考文獻的寫法，請依照先前「地工技術」刊物的撰寫格式編排，以求統一。

(五) 針對邱顧問昌平之建議

01>針對報告中的撰寫格式與內容分類，已於之後的研究工作會議中，依內容資料的蒐集與撰寫情形，陸續加以討論與修正，以期能達到最適切方便後續閱覽者參考的目的。

(建議若有雷同或重複則不再概述)

###

附件：研究計畫期末研討會專家建議之處理記錄

一、期末研討會

時 間：九十三年十二月二日(四)下午 13:30

地 點：國立臺灣科技大學營建系 220 會議室

主持人：廖洪鈞教授

出席人：本案所有研究人員、實務界專家、陳小姐之穎

二、本案討論與建議事項之處理如下：

- (一) 導管式灌漿所用之灌漿管，未有詳細規定，以致承包商常誤用或以成本考量採用不適用產品，導致灌漿品質不佳。此點已於 5.1.1 節補充灌漿管之規格供參。
- (二) 建議提供台灣地區雙環塞灌漿工法之應用案例，已補充至表 5.1.1-1。
- (三) 圖 5.2.2-4 雙環塞工法施工順序圖缺步驟 (4) ~ (6)，已補充。(詳圖 5.2.2-4)
- (四) 表 5.2.4-3 所列台北捷運潛盾出發端地盤改良範圍設計實績中，新店線 CH221 標之改良範圍較大，乃因採用水平低壓灌漿工法，其餘則採高壓噴射灌漿工法，宜加註說明。已於表 5.2.4-3 之附註說明：台北捷運新店線 CH221 標 1A/2A 隧道採水平低壓灌漿工法。

- (五) 建議 5.2.5 節灌漿孔配置之條文提及灌漿孔間距以 1.0m 為原則，此點已移至解說。
- (六) 低壓灌漿工法在改良深度超過 25m 以上時成效不佳。真對此點，已於 5.2.5 節之解說中加註：如施工深度超過 25~30m 以上，宜檢討採用其他工法施作。
- (七) 於 5.2.7 節提及二重管篩管工法，請統一名詞，此點已修正為「雙柵管工法」。
- (八) 建議提供灌漿工法之紀錄表格等供參。已於 5.3.13 節再補充自主檢查表、施工日報表及品質管理標準範例。
- (九) 礫石石樁造用範圍建議在加列粉土土壤。由於原條文並未將粉土排除在礫石石樁造用範圍外，係依一般慣例，係將無凝緊性粉土歸類為砂性土壤，凝聚性粉土則歸類屬粘性土壤。
- (十) 有關液化地基之改良深度應使殘留之液化土層所造成之液化潛能指數 PL 小於「4」乙節，建議依基礎構造設計規範中有關液化損害程度之分級，修改為 PL 小於「5」。因原文係引據中國大陸建築抗震設計規範之規定；其建議值與基礎構造設計規範液化損害程度之分級略有差異，同意修正為 PL 小於「5」。
- (十一) 有關改良效果檢驗孔深度建議達設計改良深度即可，以

免造成困擾。已修正解說建議檢驗孔深度應至少達設計改良深度。

(十二)有關地質調查之數量每 1000 平方公尺之施工面積取-調查點，似嫌過高。已修正地質調查數量為每 2000 平方公尺之施工面積取-調查表，每一基地至少兩處，面積大於 1 公頃之基地，得視基地地形，地層複雜性等調整調查密度。

(十三)有關施工監側之項目條文中規定至少應包括陷坑體積每量側等四項，以規定與本公司現行實務不甚符合，且將增加施工成本，建議斟酌必要性。由於施工監側之目的在進一步掌握改良區地層之特性及監控施工對鄰近設施與環境之影響，有助於工程品質之提昇及改良效果之掌握，仍應有規定基本施工監側項目之必要。針對振動、噪音與鄰近地層設施及建物變之監側，因可視施工環境條件作取捨，故已調整條文。

(十四)解說中有關施工振動提供許多之振動規範，是否會造成執行上之困擾，請斟酌。解說中所摘列之振動規範於文中並未作強制之規範或建議，僅提供設計者之參考，設計者得根據環境特性與業主要求自行評估，應無不致造成執行上之困擾。

(建議若有雷同或重複則不再概述)

###

參考文獻

中文部分：

1. 「改良土不排水強度探討」，地工技術 93 期第 23~32 頁。
2. 土質工學會(1978)，「地盤改良調查、設計、與施工」。
3. 大陸工程股份有限公司，「台北捷運板橋線 CD266 標隧道接頭漏水事故復原計畫附錄 A」，凍結工法細部資料(2003 年 6 月)。
4. 中國建築工業出版社(1989)，「地基處理手冊」。
5. 中華人民共和國建設部(1984)，「建築抗震設計規範(GBJ11~89)」，中國建築工業出版社。
6. 中華人民共和國建設部(1989)，「建築抗震設計規範(GBJ 11-89)」，中國建築工業出版社，北京。
7. 中華人民共和國建設部(2002)，「建築地基處理技術規範(JGJ 79-2002)」，中國建築工業出版社。
8. 中華顧問工程司(2000)，「深層液化夯實工法技術研究報告」。
9. 中聯爐石處理資源化公司，「中鋼牌地質改良劑說明書」。
10. 內政部建築研究所(1993)，「工址地盤調查準則」。
11. 內政部營建署(2001)，「建築物基礎構造設計規範」，大地工程學會。
12. 方永凱(1983)，「碎石樁法加固粘性土地基」，南京水利科學研究院報告。
13. 史美筠(1988)，「強夯法施工參數的確定及施工中震動影響問題」，軟土地基處理與強夯法，土建專題情報資料-軟土地基處理與強夯法，第 30-33 頁。
14. 台北捷運局南工處(1995)，「台北捷運新店線 CH221 標通風豎井意外事故檢討報告」。
15. 台塑關係企業總管理處營建部(2000)，「六輕營建工程實錄集成--

- 大地工程篇」。
16. 米倉亮三、廖洪鈞、林英堂(民國 91 年 10 月),「恆久性灌漿材料和其灌漿砂土之動態行為」,地工技術第 93 期。
 17. 何泰源(民國 80 年)「藥液灌漿工法之檢核表—從調查到設計、施工」,現代營建。
 18. 余昌學(2000),「砂土炸震夯實土體變形實驗探討」,國立臺灣大學土木工程研究所碩士論文。
 19. 余明山、何泰源、林英堂、陳逸駿、廖洪鈞(2004),「台灣地區地盤改良技術發展之回顧與展望」,地工技術雜誌第 100 期,第 41~62 頁。
 20. 余明山、鍾毓東,陳福成、王傳奇(1992),「新生地振動夯實砂樁改良案例探討」,地工技術雜誌第 38 期,第 30~46 頁。
 21. 吳建閩、王鴻基、陳彥良、龔浩然、洪崇發(2000),「礫石樁應用於抗液化之設計及施工」,地工技術雜誌第 78 期,第 50~74 頁。
 22. 宋立民(1997),「捷運板橋線 CP262 標之地盤凍結工法」,捷運技術第 17 期。
 23. 社團法人地盤工學會(1988),「軟弱地盤對策工法」。
 24. 姚義久(1985),「多層地盤凍結深度之預估,地下工程實務(四)」,現代營建雜誌社。
 25. 姚義久(1985),「軟弱土層處理--垂直排水法」,現代營建雜誌第 256~264 頁。
 26. 姚義久(1985),「單層地盤凍結深度之預估,地下工程實務(四)」,現代營建雜誌社。
 27. 財團法人台灣營建研究中心(1982),「地盤改良施工法—藥液灌漿施工法之設計與施工」。
 28. 張順忠(1986),「大地工程基礎施工與公害」,地工技術雜誌第 13 期,第 77~87 頁。

29. 清木/新亞聯合承攬(1995),「台北捷運新店線 CH221 標通風豎井災變復舊凍結工法施工計畫書」。
30. 郭俊良、歐晉德(1983),「振動揚實法」,地工技術第一期,第 43~48 頁。
31. 陳逸駿、李怡先、胡耀華、連偉智、陳思宏、江國良(2003),「鬆軟地盤改良作業之評估、設計、與檢驗方法」,財團法人中興工程顧問社。
32. 陳福勝、何泰源(民國 83 年 9 月),「藥液灌漿工法之設計」,地工技術雜誌第 47 期,第 5~21 頁)。
33. 陳耀維、陳俊宏、莊復盛、王復國(1999),「剖析隧道地盤之改良設計(上)、(下)」,營建報導,台灣營建研究院。
34. 黃俊鴻、李建中、劉萬寧、陳正興、陳慧慈、徐力平、李祥仁、譚志豪、杜東岳、莊家瑄(2001),「打樁震動對鄰近結構物影響之研究(I)」,榮民工程股份有限公司計畫報告。
35. 黃俊鴻、李建中、劉萬寧、陳正興、陳慧慈、徐力平、李祥仁、譚志豪、杜東岳、莊家瑄(2002),「打樁震動對鄰近結構物影響之研究(II)」,榮民工程股份有限公司研究計畫報告。
36. 黃建順、鍾毓東(1983),「土壤改良—動力壓密法」,地工技術雜誌第 4 期,第 73~87 頁。
37. 楊才賢 (2004),「地盤改良對黏土層島區開挖行為之影响研究」,國立臺灣科技大學碩士論文。
38. 楊國榮、范陳柏、趙際禮、王錦伍(1999),「台北捷運 CH221 標冰凍工法施工案例」,地工技術第 71 期。
39. 萬鼎工程服務股份有限公司(1999),「麥寮六輕石化工業區大地工程綜合評估顧問工作 (I、II、III) 總結報告書」。
40. 葉文謙、吳建閩、鍾毓東、余明山(1998),「液化風險與土壤改良評估案例」,地工技術第 67 期,第 43~54 頁。

41. 廖洪鈞、杜明昇、蘇世豐(2002),「黏土層內撐開挖之攪拌樁趙基盛」。
42. 鳴海直信(1987),「最新軟弱地盤對策工法設計與施工例—動力壓密工法」,月刊建設,第67~78頁。
43. 潘少昫、黃子明(1995),「台朔麥寮重機械廠動力壓密地盤改良」,土工技術雜誌第51期,第35~50頁。
44. 鄭智元、王傳奇、謝百鍾、陳玉樹、陳彥良、呂玉鉛(2000),「動力夯實改良模式與成效之實例研究」,土工技術雜誌第78期,第45~58頁。
45. 韓杰、葉書麟、曾志賢(1990),「碎石樁加固沿海軟土的試驗研究」,工程勘察, No. 5.。

外文部分：

1. 日本 CCP 協會(1993), CCP-S 型錄。
2. 日本 CCP 協會(2001), CCP-P 型錄。
3. 日本 DJM 工法研究會(2003),粉體噴射攪拌工法技術手冊。
4. 日本 JACSMAN 工法研究會,交差噴流式複合攪拌工法型錄。
5. 日本 JET GROUT 協會(2002),技術資料,第11版。
6. 日本 Raito 工業(2000),RAS-JET 工法標準積算資料。
7. 日本 RJP 協會(2000),Rodin Jet Pile 技術資料,第8版。
8. 日本 Superjet 研究會(2002),Superjet 工法技術資料。
9. 日本土木研究中心(1999),CDM 深層混合處理工法設計施工。
10. 日本土質工學會(1990),軟弱地盤對策工法,調查、設計以及施工。
11. 日本水泥協會(1994),水泥系固化材之地盤改良手冊第二

- 版，技報堂出版株式會社。
12. 日本材料學會（1991），地盤改良工法便覽，第6章水泥安定處理工法，日刊工業新聞社。
 13. 日本建設省及其自治體(1974)，建設工事施工有關之藥液注入工法暫定指針。
 14. 日本道路公團(1983)，「設計要領」。
 15. 日本道路協會(1976)，「道路土工，排水工指針」，第99頁。
 16. 日本道路協會（1997），瀝青鋪裝要綱。
 17. 平岡 成明（2003），地盤改良工法，山海堂株式會社。
 18. 米倉亮三、島田俊介(1992)，「藥液注入における長期耐久性の研究」，土質工學會，土と基礎。
 19. 西松建設株式會社土木設計部(1985)，「土木技術者の常識—藥液注入工法」，第2版。
 20. 佐丸雄治、關山龍一(2001)，創造性技術之地盤改良，理工圖書。
 21. 東京都，藥液注入工法暫定取扱指針並びに設計施工暫定基準(1974，7)。
 22. 社團法人日本建設機械化協會(1982)，地盤凍結工法—從規劃、設計至施工。
 23. 社團法人日本藥液注入協會(2001)，「藥液注入工設計資料」，注入の設計施工に関する研究委員會(1986)。
 24. 「注入の設計施工指針案」，日本國有鐵道局。
 25. 島田俊介、兼松陽(1986)「最新の盤注入工法」，理工圖書出版社。
 26. 柴崎光弘、下田一雄，(1985)，「最新藥液注入工法の設計と施工」，山海堂。
 27. 柴崎光弘、下田一雄、野上明男(1978)，「藥液注入工法の設計と施工」，山海堂。

28. 株式會社精研(2004)，地盤凍結工法。
29. Aboshi, H., Ichimoto, E., Enoki, M. and Harada, K.(1979),“The Composer-A Method to Improve Characteristics of Soft Clays by Inclusion of Large Diameter Sand Columns”, Proceeding International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques, Paris, Vol.1, pp.211-216.
30. Aboshi, H., Mizuno, Y., Kuwabara, M.(1991),“Present state of sand Compaction Pile in Japan” Deep foundation Improvements: Design, Construction, and Testing, ASTM STP1089, Philadelphia.
31. Baez, J. I. and Martin, G. R. (1993). “Advances in the Design of Vibro Systems for theImprovement of Liquefaction Resistance”, Proceedings of the 7th Annual Symposium of GroundImprovement, pp.1-16.
32. Baez, J. I. and Martin, G. R. (1994). “Advances in the Design of Vibro Systems for theImprovement of Liquefaction Resistance”, The 2nd Seismic Short Course on Evaluation andMitigation of Earthquake Induced Liquefaction Hazards, Division of Engineering SanFrancisco State University and Department of Civil Engineering University of SouthernCalifornia, pp.1-16.
33. Balaam, N.P. and Booker, J.R.(1981), “Analysis of Rigid Rafts Supported by Granular Piles”, Int. Journal of Numerical Method in Geomech. No.5.
34. Barksdale, R.D. and Bachus, R.C.(1983), “Design and Construction of Stone Columns”, Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield Virginia, U.S.A..
35. Barron, R. A. (1948), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drained Wells", Transactions, ASCE, Vol. 113, No. 2346.

36. Brauns, J.(1978), "Die Anfangstraglast von Schottersaulen in Bindungen Untergrund", Die Bautechnik, 8.
37. Brown, R.E. (1977), "Vibrofloation Compaction of Cohesionless Soils", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103(GT12), pp.1437-1451.
38. Dowding, C. H, (1985). *Blast Vibration Monitoring and Control*, Prentice Hall, Inc., NJ, 297.
39. Dowding, C. H. and R. H. Hryciw (1986). "A Laboratory Study of Blast Densification of Saturated Sand," J. Geotech. Eng., ASCE, Vol. 112, No. 2, pp.187-199.
40. Fordum, C. J., McRoberts, E. C., Purcell, B. and McLaughlin, B., (1991). "Practical and Theoretical Problems Associated with Blast Densification of Loose Sands," *Proc. of 44th Canadian Geotechnical Conf.*, Vol. 2, pp. 92-1-92-8.
41. Gordon, C.G. (1991), "Generic Criteria for Vibration-Sensitive Equipment", SPIE, Vol.1619, pp.71~75.
42. Goughnour, R. R. and Pestana, J. M. (1998). "Mechanical Behavior of Stone Columns under Seismic Loading", Proceedings of the 2th International Conference on Ground Improvement Techniques, pp.157-162.
43. Goughnour, R.R.(1983), "Settlement of Vertically Loaded Stone Columns in Soft Ground", Proceeding Specialty Session-8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.2, Helsinki.
44. Greenwood, D.A. (1970), "Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface", Proceeding Ground Engineering Conference, Institute of Civil Engineering, pp.9-20.
45. Greenwood, D.A. (1991), Load Test on Stone Columns, "Deep Foundation Improvement: Design, Construction, and Testing, ASTM.",

- pp.148-171.
46. Hansbo, S. (1981), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Prefabricated Drains", Proc. of 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3, Stockholm, pp. 677–682.
 47. Hughes, J.M.O., and Withers, N.J.(1974),“Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone columns”, Ground Engineering, Vol.7, No.3, pp.42-49.
 48. International Standards Organization (1985), "Evaluation of Human Exposure to Whole-body Vibration - Part 1: General requirements" First Edition, ISO 2361/1, 1985.
 49. Ishihara,K.(1976),”Basics of Dynamic Soil Mechanics”,Kashima Syuppan-Kai, pp.261-265(in Japanese).
 50. Ivanov, P. L., (1967). “Compaction of Noncohesive Soils by Explosives (translated from Russian),” National Technical Information Service Report No. TT 70-57221, U. S. Dept. of Commerce, Springfield, VA.
 51. Japan Geotechnical Society(1998),”Remedial Measures against Soil Liquefaction”, A.A.Balkema, Rotterdam.
 52. Jessberger, H.L. and Brine R.A. (1981), “Heavy Tamping : Theoretical and Practical Concept”, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm.
 53. Kjellman, W. (1948), "Consolidation of Fine-Grained Soils by Drained Wells, Transaction, ASCE, Vol. 113, discussion.
 54. Klohn, E. J., V. K. Garga, W. Shukin, (1981). “Densification of Sand Tailing by Blasting,” *Proc. of 10th ICSMFE*, Vol. 3, pp.725-730.
 55. Konya, C. J. and E. J. Walter, (1990). *Surface Blast Design*, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 303.
 56. LaFoosse, U. and T. A. Geloormino, (1991). “Soil Improvement by Deep Blasting – A Case Study,” *Proc. Society of Explosives Engineers 17th*

- Annual Conference on Explosives and Blasting Techniques*, Las Vegas, NV, Vol. 1, pp. 205-213.
57. Leonards, G. A., Cutter, W. A., and Holtz, R. D. (1980), "Dynamic Compaction of Granular Soils", *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 106, No. GT1, P35~43.
58. Li J.C., Chung Y.T. and Chang H.C.(1990), "Ground Motions Associated with Piling and Soil Improvement Construction", *Proceedings of the Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference*, pp.425-430.
59. Lukas, R.G. (1995), "Geotechnical Engineering Circular No.1-Dynamic Compaction", U.S. Department of Transportation Report, FHWA,U.S.A.
60. Menard, I. (1974), "The Dynamic Consolidation of Foundation Soil", *Revue Sols Founds*, No. 320.
61. Menard, I. and Broise, Y. (1975), "Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation", *Geotechnique*, Vol. 25, No. 1.
62. Mitchell, J. K., and Solymar, Z. V. (1984) ,"Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE,110(11), 1559-1576.
63. Narin van Court, W. A., (1997). " Investigation of the Densification Mechanisms and Predictive Methodologies for Explosive Compaction, " ph.D. Thesis, University of California, Berkeley.
64. NAVFAC (1982), "Soil Mechanics", Section 6, Design Manual 7.1.

65. Ohkita, Y, Yunoki, T., Ito, K., Nakajima, Y. and Simaoka, H.(1986),“Effect of Drain Permeability on Nomograph of Gravel DrainSyatem”,Proc. Of 21th JNC, JSSMFE, pp.737-738 (in Japanese).
66. Priebe, H.(1976), “Estimating Settlements in a Gravel Column Consolidated Soil”, Die Bautechnik 53, pp.160-162(in German).
67. Priebe, H.(1989), "The Prevention of Liquefaction by Vibroreplacement", International Conference on Earthquake Resistant Construction and Design (ERCAD), Balkeman, pp.211-219.
68. Scott, R. F. (1963), "New Method of Consolidation Coefficient Evaluation", Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 87, SM1, pp. 29-39.
69. Seed, H.B. and Booker, J.R. (1977) “Stabilization of Potential Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains” , J. of Geo. Eng. Division, ASCE, Vol.103, No.67, pp.757-768.
70. Solymer, Z. V., B. C. Iloabachie, R. C. Gupta and L. R. Williams, (1984). “Earth Foundation Treatment at Jebba Dam Site,” *J. of Geotechnical Eng.*, ASCE, Vol. 110, No. 10, pp. 1415-1430.
71. Stamatopoulos, A. C. and Kotzias, P. C. (1985), "Settlement-Time Predictions in Preloading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 2, pp. 807-820.
72. Terzaghi, K. (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons, New York, 510p.
73. Theissen, J.R. and Wood, W.C. (1982), "Vibration in Structures Adjacent to Pile Driving", Dames and Moore Engineering Bulletin, No.60, pp.4~21.
74. Van Impe, W. F., (1989). “Soil Compaction by Blasting in the Zeebrugge Harbour Area,” *Proc. 14th Conferenze di Torino*,

Comportamento Dei Terreni E Delle Fondazioni in Campo Dinamico,
Torino, Italy.

75. Wiss, J.F. (1981), "Construction Vibrations: State-of-the-Art", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.107, No.GT2, pp.167~181.

建築物基礎構造設計規範修訂之研究--地層改良

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 27362389

地址：台北市敦化南路二段 333 號 13 樓

網址：<http://abri.gov.tw>

出版年月：九十三年十二月

版（刷）次：初版

工本費：

GPN：

ISBN

封底範例

GPN :

ISBN :

書脊範例

建築物基礎構造設計規範修訂之研究——地層改良

內政部建築研究所

九十三年度