

內政部 90.10.02 台內營字第 9085629 號函訂定
內政部 112.06.20 台內營字第 1120807974 號令修正發布，並
自中華民國一百十三年一月一日生效。

建築物基礎構造設計規範

中華民國 112 年

目 錄

第一章 通則

1.1 依據.....	1-1
1.2 適用範圍.....	1-1
1.3 專業判斷.....	1-1
1.4 基礎型式.....	1-2
1.5 基礎支承力與變位.....	1-3
1.6 基礎之規劃設計原則.....	1-4
1.7 基礎分析之土壤應力狀態與行為模式.....	1-5
1.8 基礎設計之性能考量.....	1-6

第二章 基礎載重

2.1 一般說明.....	2-1
2.2 靜載重.....	2-1
2.3 活載重.....	2-2
2.4 地震力.....	2-2
2.5 風力.....	2-3
2.6 上浮力.....	2-4
2.7 土壤及地下水之側向作用力.....	2-5
2.8 振動載重.....	2-5
2.9 施工載重.....	2-5
2.10 其它環境載重.....	2-6
2.11 載重組合.....	2-7
2.12 基礎抗浮之安全性.....	2-8

第三章 地基調查

3.1 調查要求.....	3-1
3.1.1 一般說明.....	3-1
3.1.2 考慮要素.....	3-1
3.1.3 一般要求.....	3-3
3.1.4 特殊要求.....	3-4

3.1.5 位於地質敏感區基地之地質調查	3-6
3.2 調查方法	3-7
3.2.1 一般說明	3-7
3.2.2 調查步驟	3-10
3.2.3 調查範圍、點數與深度	3-13
3.2.4 調查方法	3-18
3.3 調查報告	3-18
3.3.1 一般說明	3-19
3.3.2 報告內容	3-19

第四章 淺基礎

4.1 淺基礎設計	4-1
4.1.1 獨立基腳	4-1
4.1.2 聯合基腳	4-3
4.1.3 連續基腳	4-4
4.1.4 筏式基礎	4-4
4.2 淺基礎結構設計	4-5
4.3 容許支承力	4-6
4.3.1 極限支承力	4-6
4.3.2 偏心載重基礎	4-10
4.3.3 斜坡與層狀地層上基礎	4-13
4.3.4 接觸壓力	4-15
4.3.5 安全係數	4-16
4.4 地層沉陷量計算	4-16
4.4.1 一般說明	4-16
4.4.2 沉陷量分析之基礎載重	4-17
4.4.3 地層應力增量計算	4-17
4.4.4 沉陷類別	4-18
4.4.5 瞬時沉陷	4-19
4.4.6 壓密沉陷	4-21
4.4.7 次壓縮沉陷	4-23
4.5 淺基礎之沉陷分析	4-23
4.5.1 建築物淺基礎之分析模式	4-23

4.5.2 平板載重試驗與地盤反力係數	4-27
4.5.3 淺基礎沉陷分析之載重情況	4-29
4.5.4 容許沉陷量	4-30
4.6 承受水平力之淺基礎	4-34
4.6.1 安全係數	4-34
4.6.2 基礎板底面之摩擦阻力	4-34
4.6.3 基礎板前側之側向抵抗力	4-35

第五章 樁基礎

5.1 通則	5-1
5.1.1 適用範圍	5-1
5.1.2 基樁承載機制	5-1
5.1.3 基樁分類	5-4
5.1.4 基樁施工對環境之影響	5-6
5.2 基樁設計原則	5-8
5.2.1 載重分擔	5-8
5.2.2 基本設計原則	5-9
5.2.3 特殊設計考量	5-11
5.3 容許支承力	5-15
5.3.1 單樁垂直支承力	5-15
5.3.2 單樁拉拔力	5-30
5.3.3 側向支承力	5-33
5.3.4 負摩擦力	5-42
5.4 基樁間距及群樁總支承力	5-49
5.4.1 基樁間距	5-49
5.4.2 群樁總支承力	5-50
5.5 變位量	5-54
5.5.1 單樁沉陷量	5-54
5.5.2 群樁沉陷量	5-58
5.5.3 群樁側向變位量	5-59
5.5.4 容許變位量	5-60
5.6 樁體結構設計	5-60
5.6.1 木樁	5-60

5.6.2	預鑄混凝土樁	5-60
5.6.3	場鑄混凝土樁	5-62
5.6.4	鋼樁	5-63
5.6.5	接樁	5-64
5.7	基樁載重試驗	5-65
5.7.1	試驗目的及種類	5-65
5.7.2	試樁計畫	5-66
5.7.3	試樁之選擇	5-67
5.7.4	試樁之載重	5-68
5.7.5	試樁之靜置時間	5-68
5.7.6	試樁結果分析	5-69
5.8	基樁完整性檢測	5-70

第六章 柱狀體基礎

6.1	通則	6-1
6.1.1	適用範圍	6-1
6.1.2	基礎分類	6-2
6.1.3	設計載重與需求	6-2
6.1.4	設計原則	6-3
6.2	沉箱基礎	6-4
6.2.1	通則	6-4
6.2.2	設計考量	6-4
6.2.3	沉箱載重支承方式	6-6
6.2.4	支承地層	6-7
6.2.5	沉箱沉設計畫	6-8
6.2.6	沉箱基礎分析模型	6-9
6.2.7	地盤反力係數	6-11
6.2.8	地盤反力之上限值	6-14
6.2.9	沉箱底面地盤之容許垂直支承力	6-16
6.2.10	沉箱底面地盤之容許剪切強度	6-19
6.2.11	容許沉陷量	6-20
6.2.12	側向變位反應曲線與降伏位移	6-21

6.2.13	容許側向變位	6-21
6.2.14	沉箱負摩擦力	6-22
6.2.15	沉箱體結構設計	6-23
6.3	井式基礎	6-32
6.3.1	通則	6-32
6.3.2	設計考量	6-32
6.3.3	井式基礎載重支承方式	6-34
6.3.4	支承地層	6-35
6.3.5	井式基礎開挖方式	6-35
6.3.6	井式基礎分析模型	6-36
6.3.7	地盤反力係數	6-39
6.3.8	基礎前方水平地盤反力之上限值	6-41
6.3.9	基礎周面地盤反力之上限值	6-44
6.3.10	基礎底面地盤之容許垂直支承力	6-45
6.3.11	基礎底面地盤之容許剪切強度	6-47
6.3.12	容許沉陷量	6-48
6.3.13	側向變位反應曲線與降伏位移	6-48
6.3.14	容許側向變位	6-48
6.3.15	負摩擦力	6-49
6.3.16	結構設計	6-49
6.4	箱形連續壁基礎	6-50
6.4.1	通則	6-50
6.4.2	箱形連續壁基礎的形狀與尺寸	6-51
6.4.3	設計考量	6-52
6.4.4	支承地層	6-53
6.4.5	連續壁之施工	6-54
6.4.6	箱形連續壁基礎分析模型	6-55
6.4.7	地盤反力係數	6-56
6.4.8	地盤阻抗的非線性模式與地盤反力上限值	6-59
6.4.9	箱形連續壁基礎之容許垂直支承力	6-62
6.4.10	箱形連續壁基礎的反應曲線	6-64
6.4.11	容許側向變位	6-64
6.4.12	結構設計	6-65

第七章 擋土牆

7.1 通則	7-1
7.2 作用力	7-2
7.3 作用力計算	7-3
7.3.1 靜止土壓力	7-3
7.3.2 主動土壓力	7-4
7.3.3 被動土壓力	7-6
7.3.4 動態主動土壓力	7-11
7.3.5 動態被動土壓力	7-13
7.3.6 水壓力	7-14
7.3.7 地表上方載重	7-15
7.3.8 夯壓土壓力	7-17
7.3.9 其他考慮	7-17
7.4 擋土牆牆體穩定性	7-18
7.4.1 牆體滑動	7-18
7.4.2 牆體傾覆	7-18
7.4.3 基礎容許支承力	7-19
7.4.4 整體穩定性	7-19
7.4.5 土壤液化評估	7-20
7.5 柔性擋土牆	7-20
7.5.1 一般說明	7-20
7.5.2 牆體變位與側向土壓力	7-21
7.5.3 懸臂式擋土牆分析與設計	7-21
7.6 地下牆設計	7-25
7.6.1 設計側壓力	7-25
7.6.2 材料強度	7-25

第八章 基礎開挖

8.1 通則	8-1
8.2 安全措施	8-2
8.3 地下水位控制	8-3

8.4 邊坡式開挖	8-7
8.4.1 適用範圍	8-7
8.4.2 邊坡穩定分析考慮因素	8-7
8.5 擋土式開挖	8-9
8.6 擋土設施設計考慮因素	8-10
8.7 支撐系統	8-12
8.7.1 型式	8-12
8.7.2 設計考慮	8-13
8.7.3 側向土壓力計算	8-16
8.7.4 地下水壓力	8-22
8.7.5 地表上方載重	8-22
8.7.6 施工期間之臨時性載重	8-22
8.7.7 地震影響	8-23
8.8 擋土式開挖之穩定性分析	8-24
8.8.1 側向壓力平衡	8-24
8.8.2 底面隆起	8-27
8.8.3 砂湧	8-28
8.8.4 上舉	8-31
8.8.5 施工各階段之整體穩定性分析	8-32
8.9 材料強度	8-33
8.9.1 容許應力	8-33
8.9.2 擋土壁之變形及控制	8-33
8.10 開挖安全監測	8-34
8.10.1 目的	8-34
8.10.2 監測系統之設置	8-35
8.10.3 監測規劃	8-35
8.10.4 監測項目	8-37
8.10.5 配置原則及監測頻率	8-37

第九章 地層改良

9.1 通則	9-1
9.2 地層改良之方法	9-2
9.2.1 劣土置換法	9-2

9.2.2 加密法	9-4
9.2.3 排水固結法	9-9
9.2.4 地層固化法	9-10
9.2.5 低壓灌漿工法	9-16
9.2.6 加勁法	9-20
9.2.7 其他工法	9-21
9.3 地層改良方法之評估與選擇	9-21
9.4 地層改良前之補充調查	9-21
9.5 設計原則	9-22
9.6 模擬施工	9-23
9.7 改良效果之檢核	9-24
9.8 局部改良之檢核	9-25
9.9 地層改良與環境污染	9-25

第十章 土壤液化評估

10.1 土壤液化	10-1
10.2 地震參數	10-1
10.3 土壤液化潛能評估	10-4
10.4 損害評估	10-20
10.5 液化地層土壤參數折減	10-24
10.6 地盤流動化之基礎耐震設計	10-28

第一章 通則

1.1 依據

本規範參照內政部建築技術規則建築構造編（以下簡稱「建築構造編」）第五十六條之二規定訂定之。

【解說】

內政部建築技術規則建築構造編基礎構造章之條文為綜合地基調查、基礎設計與施工之總述規則，屬原則性之規定。本規範依據該規則條文之規定，闡述基礎設計之應考慮事項、分析方法、安全要求及相關規定。

1.2 適用範圍

本規範適用於一般建築物構造之地基調查、基礎設計與施工。如引用特別調查、試驗、研究、特殊技術、新材料及新工法等，而能證明建築物基礎符合安全使用之目的者，應依內政部頒布之建築新技術新工法新設備及新材料認可申請要點申請認可。

特殊地盤之建築，如山坡地、地質敏感區等，除依照本規範外，應另遵照其他相關法令與規範之規定辦理。

【解說】

本規範之主旨在於規定一般建築物基礎設計之最低安全要求，適用於大部分一般性建築物基礎設計之需要，惟對於特殊之建築物基礎或地質狀況，應視情況採用特別之調查、試驗或相關研究，從事分析與設計，使建築物基礎能符合其安全使用之目的。

1.3 專業判斷

本規範所列之大地工程調查、試驗規劃、設計分析、施工監測及安全評估準則，乃基於學理及工程實務經驗所訂之一般性準則，使用時仍應針對工程實際情況作必要之專業判斷。

【解說】

地盤是複雜多變且迄今仍無法完全掌握之自然材料，其力學性質常隨成因、環境、時間及受力狀況而有甚大之變異，更可能因施工擾動而改變其工程性質。一般常用之調查、試驗方法、理論或經驗公式、甚至所謂之代表性參數，仍含有甚多之假定條件及限制性，使用時應依實際情況作專業之判斷。另地盤調查與試驗，在技術上仍相當受限，而在數量上更是受到非常大之限制，很難以有限之調查試驗資料作完全之評估，因此舉凡調查之督導、結果之評估、各種設計參數之選擇、設計方法之運用，以及施工監測與安全評估等，均需要大地工程之專業訓練與相當之實務經驗，方能做適切之專業判斷。

1.4 基礎型式

基礎構造分為下列二種基本型式：

1. 淺基礎：利用基礎板將建築物各種載重直接傳佈於有限深度之地層上者，如獨立、聯合、連續之基腳與筏式基礎等。
2. 深基礎：利用基礎構造將建築物各種載重間接傳遞至較深地層中者，如樁基礎、柱狀體基礎等。

【解說】

1. 一般淺基礎型式，如獨立、聯合、連續之基腳與筏式基礎等，係利用基礎板將建築物構造之各種載重直接傳佈於有限深度之地盤中，由基礎板下之土壤或岩盤直接承受，此類基礎較適用於上部結構物載重較小且淺層土壤性質良好之情況。
2. 一般深基礎型式，如樁基礎、與柱狀體基礎等，係利用基礎構造將建築物之各種載重間接傳達至較深之較堅硬地盤中，此類基礎較適用於上部結構載物重大且淺層土壤軟弱之情況。柱狀體基礎除沉箱

外，近年來有採用豎井開挖方式挖掘深坑至基礎底面之深度後，於現場構築基礎結構體之井式基礎，亦有使用連續壁工法構築完成之箱型連續壁基礎。

1.5 基礎支承力與變位

基礎之支承力與變位應依基礎型式作下列力學方面之考慮：

1. 作用於直接基礎之各種載重，係由基礎底面之垂直反力、底面摩擦阻力及基礎板前之側向反力承擔，以計算基礎之受力與變位。
2. 作用於樁基礎之各種載重係由樁之底面垂直反力、樁身表面摩擦力及側向反力承擔，以計算基礎之受力與變位。
3. 作用於柱狀體基礎之各種載重係由基礎底面之垂直反力、底面摩擦力及基礎側面之反力與摩擦力共同承擔，以計算基礎之受力與變位。
4. 綜合基礎構造係指採用前述兩種以上之基礎型式共同支承上部結構物之載重。
5. 基礎受載重作用所產生之變位不應影響建築結構物之功能性與安全性。

【解說】

作用於直接基礎、樁基礎、柱狀體基礎及綜合基礎之各種載重及土壤反力，如圖-解 1.5-1 所示。各種基礎之斷面及配筋須足夠承受上述外力作用，而基礎尺寸須足以使基地土壤所承受之垂直力與水平力小於土壤之容許支承力，基礎之變位應小於基礎之容許變位量。基礎容許變位量之決定與建築結構物的種類、功能、安全與特殊需求有關。

一般樁基礎考慮由基樁承受基礎上方全部的載重，將其傳遞至深層較堅硬地盤，但在較堅硬地盤極深的情況下，增加樁長並不合經濟原則，故近年來亦有採用將基礎載重分由樁與基礎板底及周圍土壤共同分擔的綜合基礎方式進行設計，惟分析所採用之樁與地盤之彈簧係數，目前並無確切之準則可依循，使用時應經審慎評估分析並證明其安全性。

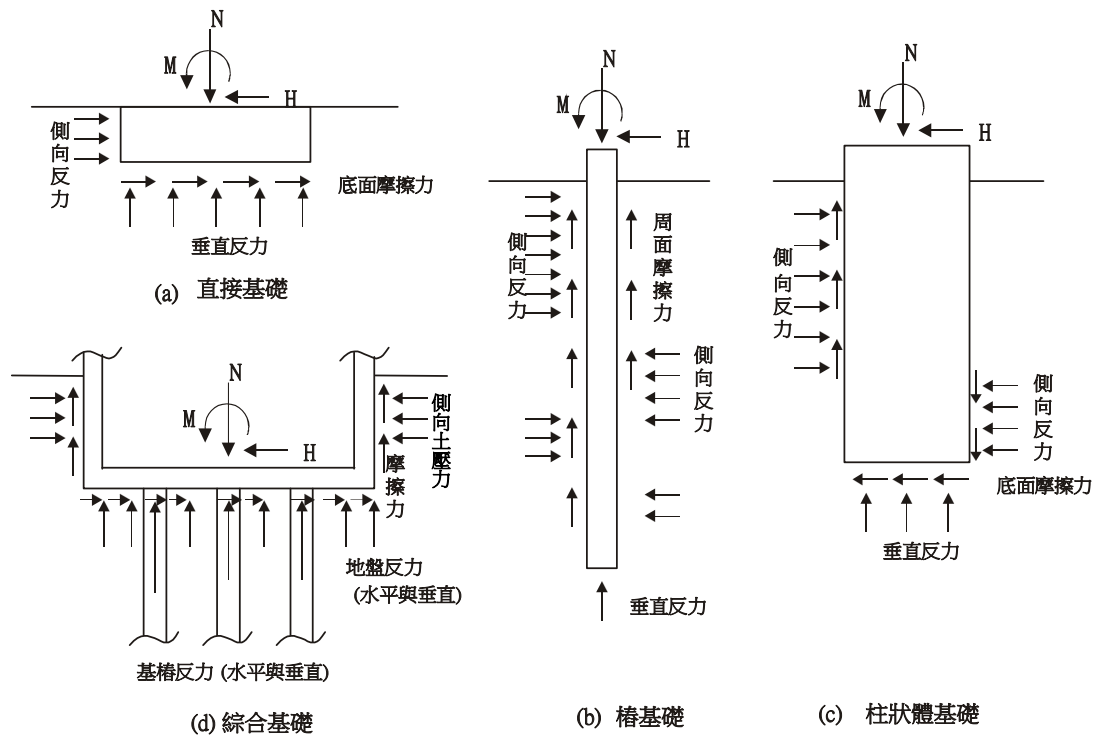


圖-解 1.5-1 各型式基礎之作用反力

1.6 基礎之規劃設計原則

1. 基礎之設計，主要在選擇合適之基礎型式及尺寸，除滿足基礎之容許支承力外，並須檢核所支承建築構造物不致發生不可接受之變位或傾斜，以符合建築物之使用需求。
2. 基礎之設計應充分考慮整體結構系統之均衡性，並適度考量所支承建築物之使用目的、規模、重要性及使用年限等因素。
3. 辦理基礎設計時，應充分瞭解基地地層狀況、地下水位變化、以及地層在受基礎載重後之變形行為。
4. 基礎設計時，應先確實調查基地鄰近構造物之基礎狀況、地下構造物及各項設施之位置與實際狀況，作為設計其保護措施之依據。
5. 基礎之設計應同時考慮施工之可行性及安全性，其施工不得影響基地之四周環境、道路與公共設施等之正常使用。

【解說】

本節條列各項基礎之規劃設計原則，供規劃設計者參考檢核。基礎設計不僅應考慮本身所支承構造物之特性，視其結構型式、使用目的、規模及重要性等而作必要之規劃設計，除滿足基礎之容許支承力外，並須檢核所支承建築構造物不致發生不可接受之變位或傾斜，以符合建築物之使用需求。此外，且須同時考量基地周圍之環境因素，檢討施工之可行性及安全性等，妥為規劃設計。

1.7 基礎分析之土壤應力狀態與行為模式

基礎分析設計時，針對基礎承受之各種設計載重特性及加(減)載作用狀況，必須先研判基礎地層所受應力及排水狀態。原則上，排水狀態必須採用有效應力分析，不排水狀態應採用不排水狀態下之有效應力或總應力分析。

【解說】

地層排水、不排水或部分排水狀態與其所承受之載重特性、應力狀態及土壤透水性相關，工程師需依現場基礎地層構成情況與地層材料應力行為研採適宜之分析方式。有效應力分析係將土壤與孔隙水視為二個相位材料而進行分析。有效應力排水分析時，應依據排水狀態計算孔隙水壓力，並須使用土壤的有效應力參數(如強度參數 c' 、 ϕ')，即可進行分析。不排水狀態採有效應力分析時，除了使用土壤的有效應力參數外，尚須計算孔隙水壓力(包括靜止水壓及超額孔隙水壓)。由於計算孔隙水壓力過程複雜，有效應力不排水分析一般多須使用數值分析方法進行分析。

總應力分析時，係將土壤與水當作一個相位材料，因此不考慮地層孔隙水壓力或地下水位之變化。例如對飽和粘土而言，應該使用 $\phi=0$ 的概念，因為其分析隱含有效應力的原理，而三軸壓密不排水試驗之總應力莫耳圓包絡線之強度參數 (c_T 、 ϕ_T)，不具有有效應力的概念，若採用此等參數進行分析，將影響分析結果之代表性。

1.8 基礎設計之性能考量

基礎設計之性能要求，應考慮在建築物的使用期間，所設計基礎之受力與變位不超過對應各種設計載重之限界狀態，以能滿足建築物之安全性、修復性與使用性等各種性能需求。

【解說】

近年來國際上建築與土木結構物之設計，都走向性能設計法(Performance-based Design)之主流，所謂性能設計法係要求結構物在不同等級之荷重作用下，以指定可接受的方法，驗證其滿足相對應荷重等級之性能需求(以對應之限界狀態表示與量化)。耐震設計上所謂的小震不壞、中震可修、大震不倒就是類似的觀念。

國內基礎工程實務長年以來都採用工作載重設計法，考慮到實務界之工程慣例與設計經驗，故本規範仍維持採用工作載重設計法，惟仍應順應世界潮流，適度引入性能設計之觀念，對於不同之設計情況(載重)，分析設計時應考量所設計結構物與基礎之性能需求，針對容許載重與位移作適度之考量與規定，使其逐步走向性能設計之方向。

以下概述性能設計法的理念與基本架構，供工程師參考。性能設計法有四個要素，包括荷重等級、限界狀態、性能矩陣(荷重等級與性能需求之關係)與驗證方法。茲分別說明如下：

1. 荷重等級

要驗證基礎構造之各種性能要求，首先需設定設計上應考慮之不同等級之荷載，一般可假設下列三種等級之荷載大小(水準)，包括假想最大級之荷載，結構物使用期間遭遇一次或數次之荷載，日常作用荷載或結構物使用期間常遭遇之荷載。

2. 限界狀態

基礎限界狀態係指滿足建築物安全性、修復性與使用性等所能容許之基礎受力或變形上限值。可分為對應安全性之極限限界狀態，對應修復性之損傷限界狀態，及對應使用性之使用限界狀態：

(1) 極限限界狀態

因地盤或基礎構造破壞，無法承載上部結構物之狀態；或經

補修或補強後無法再使用之狀態，稱之為極限限界狀態。例如基地底盤整體穩定性的喪失(基地崩滑)，地盤支承力的不足，基礎構材的破壞，或因基礎過大變位與傾斜使上部構造達到極限限界狀態。

(2) 損傷(可修復)限界狀態

因地盤或基礎構造受損，而必須進行構造上的補修與補強的限界狀態，稱為損傷限界狀態。例如基礎構材發生降伏程度的損傷狀態，因基礎過大之變位與變形使上部構材發生降伏程度的損傷狀態，因地盤發生過大之變位、變形、或破壞，必須進行修復之狀態。

(3) 使用限界狀態

因基礎構造的變位與傾斜，使得上部結構物之變形、變位、耐久性、外觀等，無法滿足正常使用要求的限界狀態，稱之為使用限界狀態。例如由上部構造的使用性需求，指定基礎構造之容許總沉陷量、差異沉陷量、傾斜量與角變量。

3. 性能需求(性能矩陣)

性能設計對於等級大的載重，容許上部與基礎構件受力狀態進入非線性行為，產生有限的損傷，而不發生結構物與地盤的破壞，如此方可確保建築結構物的安全與經濟性。因此對於上述三種等級之荷載，有不同之性能需求與對應之限界狀態，此關係稱為性能矩陣，一般如圖-解 1.8-1 所示。

圖-解 1.8-1 性能矩陣

性能需求 \ 荷重等級	日常作用之荷重或使用期間常遭遇之荷載	使用期間遭遇1次至數次之荷載	最大級荷載
極限限界狀態			
— 安全性			●
— 損傷限界狀態		●	
— 修復性			
— 使用限界狀態	●		
— 使用性			

4. 驗證方法

通常係以試驗或分析結果量化基礎系統之受力與變位或基礎構件之應力與變形值，以進一步定義極限、損傷(可修復)與使用性等三種限界狀態。再以分析方法驗證在各級荷載作用下基礎系統或其構件是否超越各種限界值，也就是驗證是否滿足安全性、可修復性與使用性之需求，一般基礎構造之性能需求則如表-解 1.8-1 所示。所採用的分析方法稱為驗證方法，可包括傳統簡單的極限平衡法、彈性變形分析法、非線性變形分析法，以至複雜的有限元素或有限差分法。工程師需視問題的本質與需求，依據規範可接受的方法，進行基礎結構系統各種性能之驗證。

表-解 1.8-1 基礎構造之性能需求

性能需求 (限界狀態)	性能內容		
	基礎構造全體性能 (影響上部構造之相關性能)	相關個別基礎之性能	
		有關基礎構材性能	有關地盤強度與變形之性能
極限限界狀態	不會發生因基礎破壞或變位所引致之建物破壞或傾倒	基礎構材不發生脆性破壞，不發生達到極限變形限界使斷面容量下降	不超過地盤之極限支承力
損傷(可修復) 限界狀態	不發生因基礎變位引致之建物損傷；不發生因基礎殘餘變位引致建物使用性、機能性與耐久性問題。	基礎構材不發生不可補修或補強之損傷	不發生對上部構造與基礎耐久性有害之地盤殘餘變形
使用限界狀態	不發生因基礎變位引致建物使用性、機能性與耐久性之問題。	不發生基礎構材耐久性之問題	不發生因地盤沉陷與變形所引致上部構造使用性、機能性與耐久性之問題

第二章 基礎載重

2.1 一般說明

建築物基礎設計應考慮之載重可分為靜載重、活載重、風力、地震力、上浮力、土壤及地下水之作用力、振動載重以及施工期間之各種臨時性載重等。

基礎地層承受之最大基礎壓力視載重作用方向、分布以及偏心等而定。基礎設計時應考慮建築物不同階段中可能同時發生之載重組合，作為設計之依據。

【解說】

本節列舉建築物基礎設計時所應考慮之各項載重，以供檢核之用，並說明基礎設計須檢討不同載重組合之必要性。由於在建築物的設計使用年限內，各項載重條件未必同時發生，因此須對各種不同的載重組合詳加檢討，對基礎設計之各項安全檢核，均須以最不利之載重組合進行設計，以確保建築物基礎之安全性。

2.2 靜載重

靜載重除依「建築構造編」第十條至第十五條之規定計算建築物之靜載重外，並應包括基礎本身之重量以及基礎上方回填材料之總重量。

【解說】

建築物基礎所承受之靜載重，除上部構造物之總重量外，尚應包括基礎本身之自重，以及基礎上方回填材料之重量，如圖-解 2.2-1 所示。

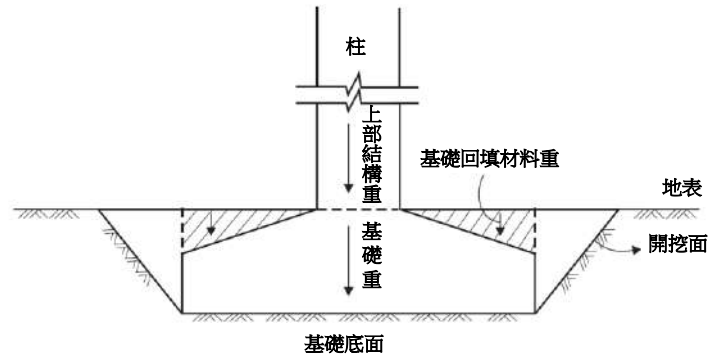


圖-解 2.2-1 基礎之垂直載重

2.3 活載重

活載重應依「建築構造編」第十六條至第三十一條之規定計算。若有特殊載重之建築物應依實際載重情形計算之。

【解說】

基礎設計除應考慮持久性之靜載重外，亦應適當考慮各種狀況下可能產生之活載重，其評估方法原則上與建築結構設計相同，可參照其規定計算。

2.4 地震力

建築物所受之地震力，應依「建築構造編」第一章第五節之規定計算。基礎之設計應考慮地震載重所增加於基礎之壓力、上拔力及側向作用力之影響。

地震時有土壤液化可能之建築基地，必要時建築物基礎應考慮液化後基礎承载力驟減及土壤流動所造成之影響。

【解說】

依內政部之「建築物耐震設計規範與解說」，建築物及其基礎均須進行在中小度地震、設計地震及最大考量地震等三種地震水準下之

耐震設計，必要時亦須進行基地之土壤液化潛能評估，作為建築基礎設計之依據，以確保地震作用時基地及基礎之安全性。

「建築物耐震設計規範與解說」中之三級地震定義為：

- (1) 中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 % 左右，由於在建築物使用年限中發生的機率相當高，因此要求在此地震作用下建築物與基礎之使用功能應不致受損。
- (2) 設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機約為 10 %。於此地震水準下建築物與基礎不得產生嚴重損壞，於震後可以修復。
- (3) 最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 %。於此地震水準下建築物與基礎不產生倒塌，以避免造成嚴重之人命損失或造成二次災害。

建築物所受之地震力於結構分析時，均簡化為作用於各樓板之水平集中力，該作用力將對基礎構造物造成垂直壓力、上拔力、水平剪力以及彎矩之作用，使基礎土壤承受壓力、剪力及側向力之作用，基礎設計時均須考慮各種可能的載重情況，以及土壤結構互制作用之影響，分析其應力狀態，採取適當的設計。

對於地震時可能發生土壤液化之建築基地，建築物基礎設計除須考慮結構物承受地震力之影響外，尚須考慮下述影響：

- (1) 土壤液化使基礎土壤承载力減少或完全喪失；
- (2) 土壤液化後可能造成地盤側向流動，對建築物基礎造成很大之側向擠壓力；
- (3) 土層即使未液化，也可能因地震作用而發生整體或局部沉陷現象，使結構物承受額外之應力。

2.5 風力

建築物所受之風力，應依「建築構造編」第一章第四節之規定計算。基礎之設計應考慮風力載重所增加於基礎之壓力、上拔力及側向作用力之影響。

【解說】

基礎構造物之設計應考慮其上建築物所受之風力作用，風力載重大小與建築物的種類(用途係數)、幾何條件、開口狀況、基本設計風速，高度、地形、地況種類、地理位置、陣風反應等因素有關，應依照內政部公布之最新版「建築物耐風設計規範及解說」相關規定，依據實際資料進行計算。

2.6 上浮力

建築物基礎若在地下水位以下，應核算地下水浮力對建築物之上舉作用。地下水位應考慮最不利之情況，包括季節性變化與其他環境因素所造成之影響。

施築中之建築物尤須隨時查核建築物總重量是否大於上浮力，以防上浮。

【解說】

對於地下室基礎底板位於地下水位以下深處且上部結構體重量較輕之結構物，如多層地下室之鋼骨結構物及地下停車場等，應檢核地下水對基礎底板作用之上浮力是否會使結構物產生上浮現象。

於檢核上浮力作用之安全性時，地下水位是非常重要之資料，因此最好進行長期之水位觀測，才能涵蓋季節性之變化，若無長期資料，則地下水位宜取保守值估計。若有其他環境因素之影響，亦須加以考慮，例如台北盆地以往曾超抽地下水，致使地下水位嚴重下降，惟近年來，政府明令禁止抽水後，地下水因而獲得補注，造成地下水位回升，因此在檢核上浮力時要妥為考量未來地下水位上升之趨勢，以確保結構物長期的穩定。有時雖然建築物長期之抗浮穩定無虞，但在施工過程中常因地下開挖而抽水，以保持開挖面處於乾燥狀態，然隨地下構造物往上施築，通常會為節省抽水費用，而逐步關掉部份抽水機，致使地下水位逐漸恢復，故須隨時查核建築物總重量與上浮力之平衡關係，以防施工過程中發生建築物上浮現象。

此外，對位於盆地邊緣或靠近山麓之地區，地下常有壓力水層存

在，其水頭可能會高於靜水位，檢核上浮力時，須仔細評估建築物基礎是否會受此壓力水層水壓之影響。

2.7 土壤及地下水之側向作用力

建築物及基礎所受之土壤及地下水之側向作用力應依基地狀況審慎估計之，並須注意地形原因所造成之不對稱作用力。

【解說】

對於地下深開挖工程，擋土壁所受之側向土壓力及水壓力，須考慮地質狀況之不確定性或地下水位之變異性，以免支撐系統承受過大之應力，此兩因素通常較難準確掌握，宜偏保守側估計之。此外，於山坡地或斜坡上進行開挖工程時，若採內支撐系統，常因地形傾斜，造成支撐兩側土壓力不平衡，此類不對稱作用力易造成支撐系統不穩定，於設計時須特別留意。

2.8 振動載重

建築物受有振動載重者，基礎設計應考慮振動載重之影響，將其加於活載重內。

對於基礎長期承受振動載重者，應同時根據振動載重特性，評估振動對基礎地層性質之影響。

【解說】

基礎長期承受振動載重者，應進行基礎振動分析，避免基礎與土壤系統產生共振問題，若可能使建築物產生過大之振幅，應謀求減振之對策。此外，亦須評估振動載重傳至基礎之振動力，是否會使地基土壤產生過量之沉陷或差異沉陷，致使結構物承受額外之應力。

2.9 施工載重

建築物基礎之設計，應視基礎型式、施工方法、施工步驟與擬採用之施工機具等，考慮施工期間各階段對基礎產生影響之各種臨時性載重。實際施工時所採用之機具、方法與步驟如與原假定情形不同，應重新加以檢討。

【解說】

為完成建築物之基礎構造，常須事先進行擋土、支撐及開挖等工作，才能完成基礎及地下室結構體之混凝土澆置。然為配合各種條件，可能有各式各樣之擋土支撐系統被採用，也可能有不同之開挖方式，因此所採用之施工機具、方法與步驟等也不盡相同，於設計時應考慮施工期間各階段可能加於基礎構造及擋土支撐系統之各種臨時性載重，以防止意外狀況發生。例如開挖工程採島式開挖時，擋土所用之斜撐常架在基礎板上，為防止斜撐集中應力所造成之損害，支撐用基礎板之混凝土強度及配筋須予以加強。採用無梁板設計之地下結構物，例如地下停車場等，更應注意施工機具等臨時性載重可能對結構物造成之影響。若實際施工時所採用之機具、方法與步驟與原假定情形不同，應重新加以檢討，以確保施工及結構物之安全。

2.10 其它環境載重

建築物基礎構造設計時須考量基地周圍環境變化所造成之額外載重或其他不利因素的影響。

【解說】

長期環境的變化包括大範圍地下水下降所引起之地盤沉陷對基礎構造物的影響，對於樁基礎主要是負摩擦力的產生，對於淺基礎則是造成大量的沉陷。還有極端氣候之降雨與洪水可能造成逕流沖刷作用、地下水及水壓上升對基礎構造之影響、或鄰近邊坡滑動對基礎構造物的擠壓、或鄰近土石流、海嘯、海潮對基礎構造物之衝擊等。

人為環境變化包括鄰近工程填土與開挖(深開挖與隧道開挖)對基

礎地層所產生之變形，基礎構造物因而可能受到額外載重，產生沉陷與側向變位等。

2.11 載重組合

1. 對於建築物基礎之支承力與沉陷量分析，原則上應分別採用下列載重組合進行檢核：

(1).長期載重情況：

基礎設計應考慮之長期載重，包括靜載重、活載重、常時土壓、靜水壓及上浮力(常時水位)，以及其他因地盤變位所引致之載重等，其中活載重應包括一般狀況下經常發生之活載重。

(2).短期載重情況：

基礎設計應考慮之短期載重，除包括上述長期載重情況中各單項載重在建築物使用期限內之最大及最小載重組合外，並應考慮風力、地震力、振動及施工載重之影響。各單項臨時載重之最不利載重情況，原則上應考慮與其他各項常時長期載重或經常可能發生之載重情況作必要之載重組合，供設計分析使用。

(3).極限限界狀態：

基礎設計應考慮之極限限界狀態，係指上承構造物達極限狀態或近崩塌階段時之狀態，此時基礎應可趨近於其極限強度，但設計時須檢核基礎是否產生過大之變位或已達破壞狀態，基礎構造物不得在上承構造物達極限強度前先行破壞。

2. 基礎構材之設計，凡其應力得自工作載重分析者，應以容許應力法進行設計；其應力得自極限載重分析者，應參照「建築構造編」之極限強度法進行設計，惟所使用材料之規定極限強度應考慮基礎施工之條件及品質而作適當之折減。

【解說】

短期載重情況中所包含之地震力，通常係指建築物或橋梁耐震設計規範中所定義之最小設計橫力，其為考慮結構物韌性發展後之折減

地震力，據以作彈性分析。針對此短期載重情況，基礎設計應確保基礎未達降伏狀態，或更保守地限制在彈性反應範圍內。

極限限界狀態係指上承構造物達極限狀態或近崩塌階段時之狀態，即結構物達極限強度。對建築結構設計而言，常以極限層剪力或以極限地震力作極限狀態之檢核，此時基礎設計須檢核基礎是否已產生過大之變位或已達破壞狀態，基礎構造物不得在上承構造物達極限強度前先行破壞，確保結構物之韌性能充分發揮，達到消能減振之效應。

目前國內基礎分析之方法主要採用工作載重法，而結構設計則已採用極限強度設計法，兩者之設計理念不一致，因此所採用之載重組合狀況不相同。

工作應力設計法係針對設計載重所產生之應力，使其在材料強度除以一安全係數的容許範圍內，因此設計載重應選擇可代表常時狀態的經常性載重，檢核其所產生之應力，應在安全容許範圍內；至於短期性之臨時載重，應視實際可能發生之頻率，選取適當之載重組合，檢討其安全性，且因其屬短期之載重狀況，所要求之安全係數可酌予降低。

2.12 基礎抗浮之安全性

建築基礎受上浮力作用時，其抗浮安全係數為建築物整體抗浮能力與基礎底面所受上舉水壓力之比值。設計分析時，應視工程性質、水文地質環境及可能之變異性，審慎評估基礎抗浮之安全性。

【解說】

建築物基礎受地下水上浮力作用之安全性，關係著整個建築物之穩定性與安全性，為設計時必須檢核之最重要項目之一，尤其對深埋於地下水位下之地中構造物，如地下停車場及地下車站等，上浮作用力往往為最不利之載重條件，設計者必須非常審慎地評估抗浮安全性，以免構造物上浮發生破壞。

對於基礎抗浮安全性之檢核，包含建築物整體之抗浮安全性與地下室超挖範圍之抗浮安全性檢核，前者係指整體結構物含基礎之抗浮力必須大於基礎總面積所承受之總浮力；後者係指地下室局部範圍之抗浮安全性，由於建築物地下室之開挖範圍往往大於地上結構物之投影面積，地下室超挖範圍所承受之浮力可能大於其上所承地下室之重量，此時應檢討基礎板受浮力作用之應力狀態，不可超出安全限界，必要時須設計抗浮措施，以確保基礎結構之安全。

在地下水壓呈靜水壓狀態之地層，基礎板底所受之上舉水壓力可由地下水位之高程直接估得，惟地下水位常隨季節呈起伏變化，易遭淹水之地區，水位可能達地表面甚或高於地表面，設計者應針對基地實際狀況作保守之估計，最好能根據長期觀測資料以及區域之洪水預測資料作合理保守評估，作為設計之依據。對於含受壓水層之基地，應考慮其滲流壓力。另有某些地區可能因地下水超抽而使得地下水壓降低，甚或低於靜水壓，設計者亦應考慮將來地下水位回升之可能性，作保守之估計。

就結構物之抗浮能力而言，最確實可靠之抗浮力為結構體（含地下連續壁及基樁等）之靜載重，若能以重力方式完全克服地下水之上浮力，為最有保障之設計。對於靜載重不足之深基礎，一般常用加重之方式處理，如增加覆蓋土重、加厚基礎板，或於筏基內槽回填礫石及混凝土等，以增加總重量。此外，對於連續壁摩擦力、拉拔樁以及抗浮地錨之應用，各規範均有不同之規定，表-解 2.12-1 列舉四規範之相關規定，工程師應針對所設計結構物之特性，謹慎保守選取設計條件，檢討基礎抗浮之安全性。例如台北市捷運工程局之土木工程設計準則(2019)，規定安全係數的計算，是以下述垂直載重的總和除以被結構物取代的水重：

- (1)結構物(需考慮連續壁壁體重且應設計連續壁與主體結構間有妥適之抗浮設計接頭)及其基礎之靜重。
- (2)結構物頂板上方之有效覆土重。
- (3)臨時性錨錠與/或抗拔樁的容許拉力(僅限於施工階段)。

其所要求之安全係數在施工階段應達 1.03(不計連續壁之摩擦效益)，而於完工後應達 1.07，惟如明挖覆蓋工法結構體，當其抗浮安全係數小於 1.07 時，在不計連續壁壁體表面摩擦效益時，其施工完成時結構物之最小抗浮安全係數可降至 1.00，表示靜載重之重量至少必須大於水浮力；至於連續壁之摩擦力則留作為安全餘裕，其實是一種保守之設計。

倘建築物以抗浮樁或連續壁(含壁樁)作為抗浮設施時，計算容許拉拔力時應符合本規範第五章 5.3.2 節「單樁拉拔力」之相關規定，且宜適度考量連續壁(含壁樁)因設置塑膠帆布對表面摩擦力之可能影響。

表-解 2.12-1 各國設計規範之抗浮安全係數

規範名稱	內容概述	安全係數
台北捷運系統優先路網車站及地下街規劃手冊 (CEDM,1988)	上浮力為該位置之孔隙水壓，束制力乃結構體、回填材料靜重及結構體周圍土壤抗剪力。	1.05(僅考慮結構物及回填材料) 1.2(考慮土壤抗剪力)
台北捷運土木工程設計準則 (CEDC, 2019)	安全係數的計算，係以 CEDC 4.7.5 所列垂直載重的總和除以被結構物取代的水重	1.03(施工期間，不計連續壁之摩擦效益) 1.07(完工後)
日本隧道工程標準規範及解說「明挖覆蓋工法篇」(1997)	$F_s = (W_v + W_s + W'_s + W_d) / P_f$ W_v ：地面上平時作用之載重 W_s ：地下水位以上之覆蓋載重 W'_s ：地下水位以下之覆蓋載重 W_d ：主體自重 P_f ：上舉力	1.1
日本道路協會停車場設計施工指針(1992)	$F_s = (W_s + W_B) / U_s$ W_s ：覆土重 W_B ：結構體靜重 U_s ：結構體底部靜水壓作用之浮力 不考慮側牆與土壤摩擦阻力	1.1 1.0 (可能淹水地區之地下水位應取於地表面)

第三章 地基調查

3.1 調查要求

3.1.1 一般說明

地基調查之目的，旨在取得與建築物基礎設計、施工以及使用期間相關之資料，包括地層構造、強度與變形性質及鄰近地形、地物、地震、水文狀況與周圍環境等。

所有建築物基地均應依據第 3.1.2 節所列之考慮要素，兼顧建築物安全經濟之設計要求，配合建築物規劃設計與施工之階段，擬定調查計畫，進行調查並作成報告。

【解說】

本設計規範所稱「地基調查」係指專為建築物基礎設計需要所做之地質調查，以區別一般土木工程界常用之「基地調查」。其實「地基調查」為「基地調查」之一部分，只是所包含範圍及調查程度之差異而已，本章內容為求完整性，所包含之內容係以「基地調查」為架構，應用性較廣泛，使用者可依實際需要選擇必要之調查項目與調查精細程度，取得相關資料作為設計之依據，以達安全經濟之設計目標。

3.1.2 考慮要素

建築物地基調查計畫須綜合考慮下列各項要素而編擬之：

1. 可資參考資料之完整性及正確性。
2. 建築物之使用類別。
3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度。

4. 基地地質構造及土壤性質之變異性。
5. 建築物及其他設施之型式與特性。
6. 建築物及其他設施之初步基礎設計。
7. 基地之環境因素，包括地震、振動、降雨、洪水、地形、地下水、鄰近建築物、地下障礙物與公共設施等狀況。
8. 建築物之預定施工方法。
9. 調查方法之適宜性。

【解說】

本節列舉編擬建築物地基調查計畫所須考慮之各項要素，供編擬計畫時參考檢核之用。茲說明考量要點如下：

1. 如果能蒐集到基地相鄰地區可靠豐富之地質與施工資料，大致了解基地可能之地質狀況，則可針對調查作業做有效率之規劃，節省調查經費。目前台灣地區已有部分區域的地質資料庫可供參考，如經濟部中央地質調查所及內政部營建署等單位所建立之地質資料庫。
2. 對於重要性較高之建築物，如大型公眾集會場所，建築物安全對公眾安危影響甚鉅，其調查作業之要求應較一般建築物為高。對於精密儀器所在之建物，其建築結構功能之要求甚高，如對總沉陷量及差異沉陷量之要求標準甚高，因此對該類建築物調查作業之精度與密度的要求也應相對地提高。
3. 建築物之樓層數、基地面積及開挖深度代表著建築物之規模，樓層數越高，載重越大；開挖深度越深，對環境的影響範圍也就越大，因此調查作業之費用應隨建築物規模之增大而增加。
4. 基地之地質構造及土壤性質變異性大者，如舊河道回填區、山邊之平坦地等，其調查密度應較一般地質較單純之地區為高。
5. 地基調查應針對建築物及其他設施之型式與特性規劃調查之重點；例如學校操場下蓋地下多層停車場，其最關鍵之工程問題可能是地下室上浮力的問題，此時地下水位之資料就是調查的重點。
6. 地基調查之調查深度、取樣位置及試驗項目應針對建築物及其他設施之基本規劃而決定；如採樁基礎設計，則須探查至可能之承載層

深度，且部分達基樁應力所及之範圍；如為淺基礎設計，則探查深度多在四倍基腳寬度左右，該深度範圍內土壤之變形性即為探查之重點。

7. 基地之環境因素亦須加以考慮，如位處強震區或洪氾區，則應查明其防震防洪設計標準，如基地周圍有許多地上或地下障礙物，亦應加以查明，以免妨礙工程之施工。凡此，皆對調查所須時間及費用具有顯著影響。
8. 建築物預定之施工方法會影響到調查的重點，例如深開挖工程採型鋼內支撐系統或採地錨外支撐系統，以及開挖面是否進行地層改良等，均會因設計考量不同，而影響到調查之目標及項目。
9. 地基調查須視基地地質特性選擇合適之調查方法，例如岩層應鑽取岩心，砂土層取樣應特別謹慎，避免流失，卵礫石層應避免使用圓錐貫入試驗，方能獲取有用之資料供工程分析使用。

3.1.3 一般要求

1. 地基調查以取得與建築物基礎設計及施工相關之資料為目的。所有建築物基地均應辦理地基調查，以資料蒐集、現地踏勘與地下探勘及試驗等方法為之，其中地下探勘方法包含鑽孔、圓錐貫入孔及探查坑。
2. 四層以下非供公眾使用建築物之基地，如基地面積為六百平方公尺以內，且基礎開挖深度為五公尺以內及無地質災害潛勢者，得引用鄰地既有可靠之地下調查資料代替地下探勘調查。
3. 除符合上款之情形者外，均須進行地下探勘。
4. 基礎施工期間，如發現實際地層狀況與原設計假定不一致或基礎安全性不足時，應即依據實際情形辦理補充地下探勘及配合變更設計。

【解說】

1. 本條明確規定所有建築物基地均應辦理地基調查，作成報告，以提

供建築物基礎設計及施工所需之資料。

2. 五層以上之建築物通常設計有地下室，須要進行地下開挖，對地盤性質的掌握要求較高，故地基調查應進行地下探勘，方能確保工程之安全。對於供公眾使用之建築物，由於涉及公眾之安全，重要性較高，亦規定其調查須進行地下探勘，方能確實掌握地質資料供設計施工之用。
3. 對於載重小、開挖淺、面積小之一般建築工程，若已有鄰地可靠之地質資料可供參考，足以評估該基地在一般施工狀態下將不會有地質災害發生者，可引用鄰地既有可靠之地下探勘資料設計基礎，以節省調查經費，惟於施工時若發現實際地層狀況與原設計假定條件不一致時，應依實際情況辦理補充地下探勘及配合變更設計。

3.1.4 特殊要求

建築基地有下列情形之一者，應分別增加調查內容：

1. 建築基地內土層於設計地震作用時有液化災害之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析。
2. 位於坡地之基地，應配合整地計畫，辦理基地之穩定性調查。位於坡腳平地之基地，應視需要調查基地地層之不均勻性。
3. 位於谷地堆積地形之基地，應調查地下水文、山洪或土石流對基地之影響。
4. 位於其他特殊地質構造區之基地，應辦理特殊地層條件影響之調查。

【解說】

1. 台灣位處歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊之交接處，屢有大地震發生，而台灣地質年代年輕，沖積平原中常含有飽和鬆砂層，在地震作用時，易發生土壤液化現象，喪失支承力，致使結構物倒塌或受損。土壤液化災害通常較容易發生於飽和鬆砂地層，例如新近回填地、舊(古)河道、舊湖泊、舊埤塘(魚塭)與溼地等地區，因此位於液

化潛勢較高地區之建築物基地，應針對基地地層之液化潛能辦理調查，並進行評估，以確保基礎耐震設計之安全。

2. 坡地之整地開挖常因地形因素須大挖大填，對基地之上坡常會砍腳，造成上坡的不穩定；對基地下坡常是填土超載，甚至堵住原有之山溝排水路，形成排水不良，引起邊坡不穩定，如圖-解 3.1-1 所示，因此山坡地工程應配合整地計畫，辦理全區之坡地穩定性調查，以維護居住之安全。

民國 86 年 8 月 18 日溫妮颱風來襲，台北縣汐止鎮林肯大郡坡地發生順向坡滑動，壓垮坡腳之集合住宅，造成 28 人死亡；同時間，台北市士林德行東路之一戶民宅，亦因上坡土石滑落，致使該戶人家一家六口慘遭土石活埋。此二例即為山坡地開發未注重相鄰坡地穩定調查之殷鑑，足堪警惕。

位於坡腳平地之基地，由於覆土層下之岩盤深度差異可能很大，應特別調查地層之不均勻性，以防止差異沉陷、承載層深度或截水幕深度不一的問題。

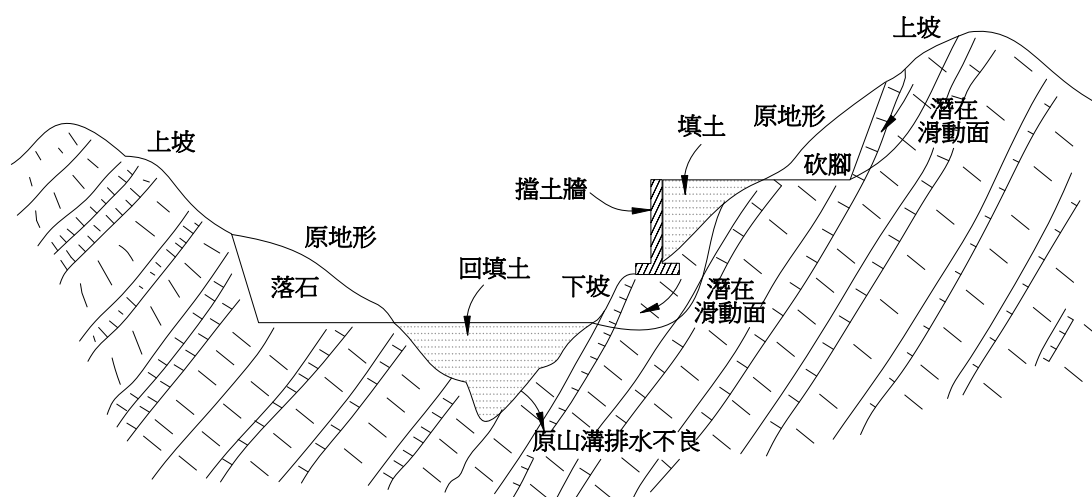


圖-解 3.1-1 山坡地整地工程可能引起之邊坡穩定問題

3. 台灣地區各山區谷口，每逢連續豪雨，常將河谷內堆積之大量土石帶出，即所謂的土石流現象。由於谷口附近常有群居聚落，因此颱

風豪雨來襲時，常造成土石掩埋村落的悲劇，如民國 79 年歐菲力颱風花蓮縣秀林鄉銅門村及民國 83 年提姆颱風花蓮縣壽豐鄉東興村等均慘遭土石掩埋造成生命財產的重大損失。故山谷堆積地之建築基地應對山洪及土石流之可能危害詳加調查，並謀求避險之對策。根據農委會之統計，目前台灣共有一千餘處土石流危險溪流，其中部份地區已設置預警系統，規劃時應參考上述資訊，避免於土石流危險地區興建建築物。

4. 對於特殊地質構造之基地，諸如棄碴地、掩埋地、海埔新生地、河道新生地、採礦區、沼澤區、崩塌地、地滑區、斷層及破碎帶等，應辦理特殊地層條件影響之調查，應查明其分佈範圍予以避開，若無法避開時應詳加調查其性質，以適當之工程對策避免災變發生。
5. 在盆地邊緣或近山地帶之基地調查工作，應特別注意廢礦坑、壓力水層、傾斜岩盤面或承載層深度劇烈變化等問題。

3.1.5 位於地質敏感區基地之地質調查

建築基地有全部或一部位於地質敏感區內者，除依建築構造編及本章規定辦理地基調查外，應依地質法第 8 條規定辦理基地地質調查及地質安全評估，該基地地質調查及地質安全評估應依地質敏感區基地地質調查及地質安全評估作業準則辦理。

【解說】

依地質法第 8 條第 1 項規定，土地開發行為基地有全部或一部位於地質敏感區內者，應於申請土地開發前，進行基地地質調查及地質安全評估；另第 11 條第 1 項規定，依第 8 條第 1 項規定應進行基地地質調查及地質安全評估者，應於相關法令規定須送審之書圖文件中，納入調查及評估結果。因此建築基地有全部或一部位於地質敏感區內，且符合地質法所稱土地開發行為者，除辦理建築構造編所稱之地基調查外，應依地質法及「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估作業準則」辦理基地地質調查及地質安全評估。

「地質敏感區基地地質調查及地質安全評估作業準則」列舉 4 類地質敏感區，包括地質遺跡地質敏感區、地下水補注地質敏感區、活動斷層地質敏感區及山崩與地滑地質敏感區。前兩類在於避免土地開發時人為破壞環境，後兩類在於提供土地開發時規劃防範災害措施之參考和應用。該準則並就各類地質敏感區之調查及評估分別訂有基地地質調查項目及內容、調查作業應遵行事項、基地地質調查結果報告應附圖說規範等。

地質安全評估內容，以地質遺跡而言，是評估開發行為對地質遺跡完整性的影響；就地下水補注而言，是評估對地下水之補助水質及補助水量之影響；以活動斷層而言，調查目的主要針對斷層在地表的破裂位置(斷層跡)，並評估斷層活動時地表破裂對開發行為安全之影響，研擬處理對策，如建築配置應盡可能避開破裂跡；就山崩與地滑而言，是評估基地及鄰近地區發生山崩與地滑之潛勢及其對基地的影響，評估開發行為對基地及相鄰地區坡地穩定性之影響。

3.2 調查方法

3.2.1 一般說明

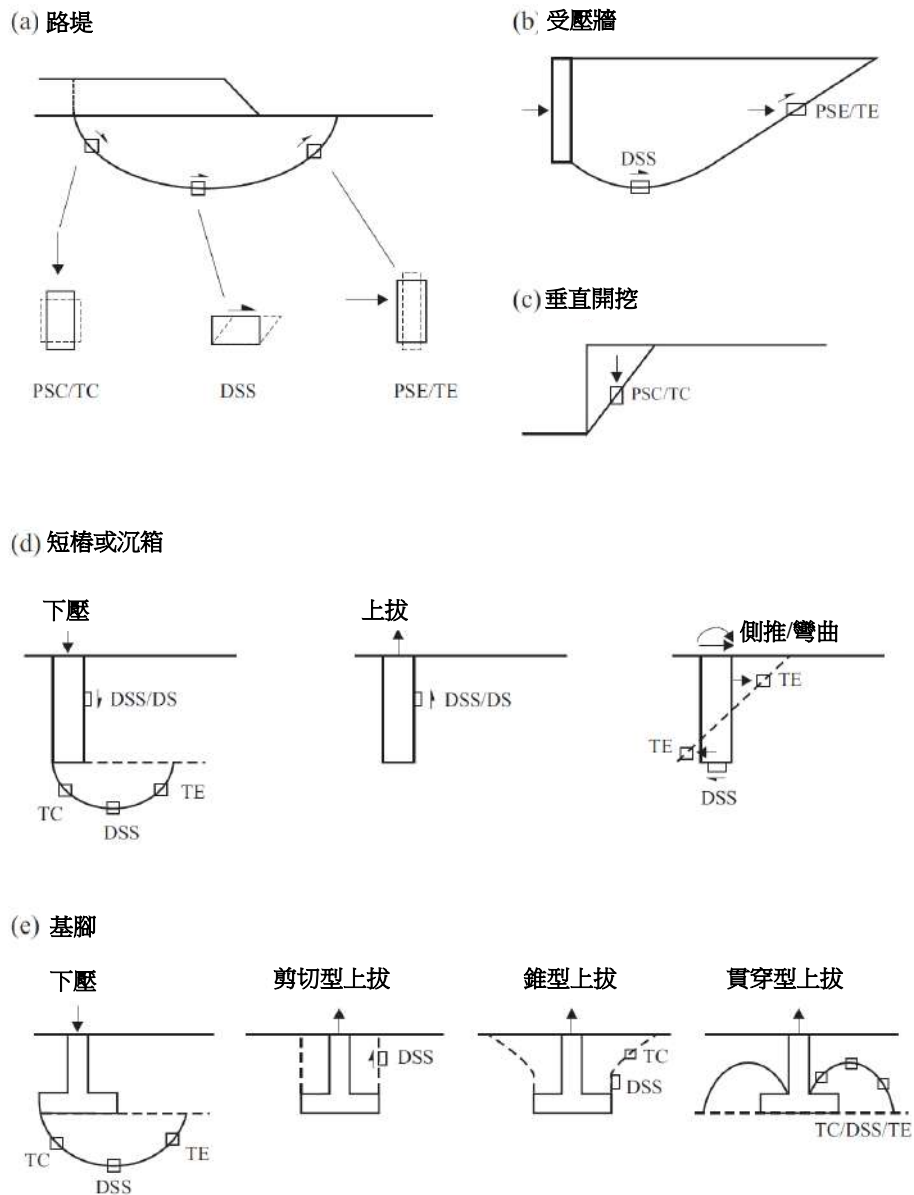
1. 地基調查應視設計或施工之需要、地層情形與當地環境等因素，選用適當之方法。對於同一目的之調查，必要時應採用兩種以上不同之方法為之，以供評估調查結果之可靠性與可信度。
2. 調查時應考慮地盤之不均勻性、測定值之變異、試驗與測定方法所致之差異，以及地下水位或水壓變動等所致之影響。

【解說】

1. 地基調查應視設計之需要、地盤情形與當地環境等因素，選用適當之方法。
 - (1) 就工作需要而言，例如以探查承載層或岩盤深度為目的之調查，此時可用衝鑽法(Percussion method)，以節省工期及經費；反之，以調查砂頁岩順向坡滑動為目的之調查，其識別層次之精度

要求甚高，應以連續取樣為原則，但調查經費較貴，所須調查時間也較長。若地層中夾有多層黏土或以黏土層壓密沉陷為目的之調查，宜有部分鑽孔以連續取樣方式確認黏土層之厚度、連續性及影響壓密時間的排水路徑等關鍵因素。

- (2) 就地盤條件而言，台灣地質複雜，對台中盆地、大肚山、八卦山、林口、桃園、及中壢等卵礫石台地，衝鑽法較經濟，旋鑽法則為連續取樣之方法，此外，亦可利用試坑開挖以瞭解覆蓋層厚度、卵礫石粒徑、含量及單位重等。對於台北盆地、嘉南沖積平原，各河川沖積平原及海埔新生地等，水洗鑽法為較合適之調查方法。對台灣山區之軟岩及硬岩，岩石鑽心取樣則為較合宜的方法。
 - (3) 就當地環境而言，水洗鑽法應考慮水源之問題，圓錐貫入試驗應考慮試驗車進出道路、基土支承力、以及地表面鋪面或回填層須預先鑽孔等問題。
 - (4) 同一目的之調查必要時應採用兩種以上不同之方法，以供評估調查結果之變異性，提高所獲資料之可靠性與可信度。
2. 基地調查密度(點數)應隨地層條件而定，如河谷地、舊河道地區及盆地邊緣等，其地層較複雜，調查點應佈置較密；對於地層較為單純之地區，則可作較疏之佈置。以測定值的變異而言，標準貫入試驗由於人為操作及試驗程序的誤差，同一地點之測定值因人或機具之變異性較大，而圓錐貫入試驗之可重複性高，可靠性也較高。欲求取岩土之剪力強度參數及變形模數時，目前有許多試驗與測定方法可使用，試驗方法之選擇最好能與工程受力情況相符，如圖-解3.2-1所示。現地試驗通常比室內試驗更具代表性，除可避免取樣擾動的影響，又可進行較大試體或全尺寸之實體試驗，例如在均質地層以現地平板載重試驗求取支承力及變形模數，比室內小試體試驗推估之結果更具代表性，惟平板試驗之應力影響深度有限，若基礎面下方分布較軟弱土層，應配合整體地層調查另行評估；又地下水位及水壓常隨季節及降雨情形產生變化，因此宜規劃長期及連續之觀測(如自動化記錄)，方能獲致滿足設計及施工所需之資料，這些都是在規劃調查方法時須加以考慮的事項。



試驗縮寫符號	試驗方法名稱	試驗縮寫符號	試驗方法名稱
TC	三軸壓縮試驗	PSC	平面應變壓縮試驗
TE	三軸伸張試驗	PSE	平面應變伸張試驗
DS	直接剪力試驗	CK ₀ UC	K ₀ 狀態之三軸壓縮試驗
DSS	直接簡易剪力試驗	CK ₀ UE	K ₀ 狀態之三軸伸張試驗

圖-解 3.2-1 模擬各種受力情況之試驗種類

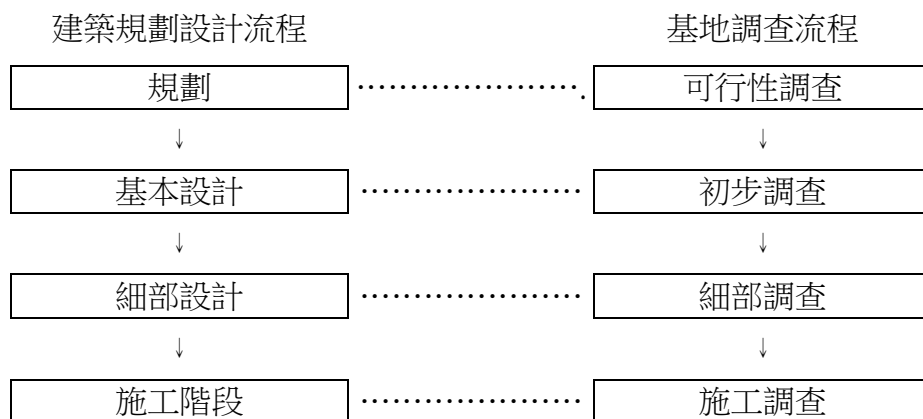
3.2.2 調查步驟

建築物基地之調查可配合建築計畫之規劃設計及施工作業階段逐步辦理，調查之精度由低至高，並視工程之重要性與地層之複雜性，採取不同之步驟。調查步驟包括資料蒐集、現場踏勘、初步調查與細部調查。為特殊目的或施工之需要，亦可再進行特殊調查、補充調查或施工環境調查。

【解說】

大型土木與建築工程之基地調查，應配合建築開發計畫之規劃、設計及施工作業階段，分段辦理基地調查作業。整個大型建築工程計畫之開發流程大致可概分為規劃、基本設計、細部設計與施工等四個階段，為有效且經濟地執行基地調查作業，完整之調查步驟分為可行性調查、初步調查、細部調查、及施工調查等階段來實施，必要時還必須辦理特殊調查或補充調查，作為驗證或變更設計之用，如表-解 3.2-1 所示。但對於一般之建築工程，則可視工程目的及基地地質條件，僅做一部分必要之調查作業，即可符合工程設計及施工需求。又一些都市更新案或舊建物改建案，因基地上舊有建物未拆除或未整地等因素，亦可視現地情況分階段進行調查，以取得完整之調查資料供設計使用。

表-解 3.2-1 基地調查與建築規劃設計流程之關係



1. 一般而言，大型之土木工程建設須要執行可行性調查與初步調查，前者之調查資料可用於評估工程之可行性，後者則用於規劃與基本設計之用，但對於一般之建築工程而言，因工程規模較小，兩者可合併執行，統稱為預備調查，其內容包括資料蒐集及現場踏勘，此調查之目的是為瞭解建築基地及其周圍之地盤概況，初擬基礎型式、擋土支撐設施及開挖方式，據以決定主要調查內容而編擬主要調查計畫。資料搜集部分可蒐集與基地有關之地形、地質、地質災害、鄰近施工及水井資料，以概估可能之地層狀況，若有難以推估或不確定之情形，則無需勉強推估，應列為以後須要調查之項目。蒐集相關基本資料後，就應至現場踏勘查訪，以確認地形、地貌及地質狀況，周遭之自然與社會環境，地下水情況與曾發生之施工災變記錄。再就所掌握之各種資料，初擬各種可行之基礎型式與擋土、支撐及開挖方案，並就各種基礎型式與施工方案進行檢討，找出重要的問題點，如表-解 3.2-2 所示，然後列出檢討評估這些對策方案所需之調查內容，作為執行主要調查工作之依據。預備調查一般較不受重視，但因調查範圍廣，可從包含基地周圍在內之地形、地質、環境與周邊結構物狀況，而大致瞭解基地之地盤狀況。透過預備調查可掌握關鍵問題，因而能合理且有目標地規劃與執行主要調查工作，而大幅減少主要調查之費用，實應加以重視認真執行。
2. 細部調查之目的在確認初步調查時所推估之地層構造，查明各地層之工程性質，並根據基本設計階段所擬之基礎型式、擋土支撐系統等問題所需資料，規劃調查內容及數量。擬定主要調查計畫時，必須考慮之基本條件為建築物條件(載重規模、結構型式、功能要求及有無地下室等問題)、地形分區(山地、台地、低地、盆地等)與地盤種類(地層軟硬、層次及組成等)。此時，除須考慮初步調查時所找出之土壤及基礎工程問題外，亦須考慮基礎周圍之環境條件(噪音震動及機材搬運等問題)以及調查工作條件(調查準備、工期、許可手續等)。據此綜合評估後，即可決定主要調查之內容與規模，包括：

表-解 3.2-2 預備調查後提出設計與施工須查驗之項目

調查對象 \ 階段	基礎設計	基礎施工
地盤	● 支承力 ● 瞬時沉陷、壓密沉陷 ● 樁之承載力 ● 地震時之安定性（特別是液化問題） ● 地震時地盤之反應	● 開挖穩定性 ● 擋土計畫 ● 排水、止水計畫 ● 埋設物保護、地中障礙物撤除計畫
周圍環境	● 對鄰近構造物之影響以及受鄰近構造物之影響 ● 受鄰地開挖等鄰地狀況變更之影響 ● 地震、豪雨等災害時基礎受周圍之影響	● 鄰近構造物之保護計畫 ● 鄰近接構造物之影響 ● 營建公害（噪音、振動、廢棄物等對環境之影響） ● 廢棄物、排放水等之處理 ● 材料、機具進出計畫與交通狀況

- (1) 調查項目及方法；
- (2) 調查點數及間隔；
- (3) 調查點位置及深度；
- (4) 取樣位置、室內岩土試驗項目及數量；
- (5) 現場試驗項目、數量及位置。如調查工作是發包委外辦理，宜先編好基地調查規範方予執行。

3. 補充調查或特殊調查係針對主要調查不周或不足之部分、或變更設計部分、或某些問題需進一步作更精確之評估而進行，其特色是調查規模小，調查範圍也縮小，惟調查精度與程度可能較主要調查階段為高。至於施工調查純為施工目的或開挖後地質情況與預期不符而進行之調查；如進行化學灌漿之地層改良施工，為避免污染鄰近地區之水質，施工中須進行水質監測調查；又如於打樁施工時，常須進行振動噪音之影響調查，以保護環境之安寧。綜合以上說明，

若能配合建築工程階段之問題，妥為安排、簡化上述各階段之調查作業，定能有效且經濟地獲得規劃、設計及施工各階段所需之資料。

4. 盆地邊緣地區如台北盆地南港、汐止、內湖、士林、北投、信義區與中和一帶，建築物基地內之岩盤面變化甚劇；若連續壁、樁基礎或柱狀體基礎須貫入岩盤一定深度，則單以設計階段之有限調查孔，實無法確認連續壁、基樁或柱狀體基礎之深度。因此，施工前應做詳細之施工調查，詳細繪出基地之岩盤面，並據以安排施工計畫，方能具體掌握工程之進度品質與安全性。此外，施工期間宜由具經驗之專業人員現場判定連續壁、基樁或柱狀體基礎施作位置之岩盤深度。

3.2.3 調查範圍、點數與深度

調查範圍、調查點之數量、位置與深度，應依建築計畫作業階段、地盤之複雜性、建築物之種類、規模及重要性等訂定之。

1. 調查範圍

調查範圍至少應涵蓋建築物基地之面積，及其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而作之調查，其調查範圍應及於施工影響所及之範圍。

2. 調查點數

地基調查密度應視工程性質及對基地地質條件之了解程度而定，規劃必要之調查方法及調查點數。原則上，基地面積每六百平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積每三百平方公尺者，應設一處調查點，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。對於大面積之基地，基地面積超過六千平方公尺或建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部分，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調查密度。

3. 調查深度

調查深度至少應達到可據以確認基地之地層狀況、基礎設計與施工

安全所需要之深度。一般情況下，可採下列原則：

- (1)淺基礎基腳之調查深度應達基腳底面以下至少四倍基腳寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- (2)樁基礎之調查深度應達樁基礎底面以下至少四倍基樁直徑之深度，或達可確認之承載層深度。
- (3)柱狀體基礎之調查深度應達基礎底面以下至少三倍柱狀體直徑或寬度之深度，或達可確認之承載層深度。
- (4)對於浮筏基礎或其他各類基礎座落於可能發生壓密沉陷之軟弱地層上時，調查深度至少應達因建築物載重所產生之垂直應力增量小於百分之十之地層有效覆土壓力值之深度，或達低壓縮性之堅實地層。
- (5)對於深開挖工程，調查深度應視地層性質、軟硬程度及地下水文條件而定，至少應達 1.5~2.5 倍開挖深度之範圍，或達可確認之承載層或不透水層深度。
- (6)對於地層變異性大、易沉陷地區之基礎工程，其調查深度應視建築需求而定，或達可確認之承載層深度。

【解說】

基地調查之範圍、調查點之數量、位置與深度是否規劃得宜明顯影響調查費用及調查結果是否有效而確實，須謹慎為之。一般而言，對於大規模之建築工程應隨計畫作業階段之進展，逐次縮小調查範圍，並提高調查精度，以彈性有效地運用調查經費；比如在規劃階段之鑽孔數量不須太多，但至少要有幾個深孔，可用以瞭解整個基地地層之大致變化，此階段時對於地層之力學性質則不宜太多，應以物理性質試驗為主；到了設計階段則需針對設計目的配置所須之鑽孔及鑽孔深度即可，但要注重取樣及力學試驗之品質與數量，進入施工及營運維護階段僅需要進行補充調查即可；至於小規模之建築工程就無須分階段辦理基地調查。地盤越複雜當然調查數量與精度就要相對提高，舉例來說相同高樓建在土層複雜的台北盆地，所需之調查費用及數量應該比建在地層單純之台中盆地(多為卵礫石)為多；對坡地的調查

程度就要比平地來得詳細。工程規模越大，重要性越高之工程，所須之調查數量及精度都要提高，比如大型集會場所，大型運動場、百貨公司、醫院、學校、會議中心等公眾使用建築物或超高層大樓及地下深開挖工程等大型工程規模之基地調查，均應比一般住宅建築物之標準為高。實際上，工程建築物種類繁多，各有其特性，再加上地質條件千變萬化，致使基地調查作業成為一甚為專業之工作，若要以合理之經費做有效、確實之調查，應委由專業技師辦理基地調查作業，方能收事半功倍之效。

1. 調查範圍:

調查範圍自然應函蓋建築物基地之面積，但為保護鄰產，調查範圍應及於施工影響範圍，如鄰房之基礎型式及地質條件、鄰近地下管線(瓦斯管、自來水管及電信管路等)之位置、尺寸及材料種類等皆須調查清楚。

2. 調查點數:

調查點數主要指鑽孔數，在沖積層土壤，可用圓錐貫入試驗(Cone Penetration Test)取代部分鑽孔；在卵石礫地層則可以用挖掘試坑法代替部分鑽孔。

對於任一工程而言，所須調查點數完全視工程性質及對地層條件之掌握程度而定，設計者應依設計需求作適當之規劃。基本上，每個基地至少須有三個以上之調查點，方能勾勒出地層在空間的概略變化，但考慮部分面積很小之基地，基於經濟考量乃規定最少須二點，惟對於土層變異性較大之地區，仍應適當增加調查點數，以確實掌握地盤條件。依經驗每六百平方公尺(20公尺×30公尺)至少佈設一個調查點的密度是恰當的，若基地面積較大，超過六千平方公尺時，可依實際情況調整調查密度。若基地地層比較單調，例如都是卵礫石層或是岩盤相當均勻的情況，則可降低調查密度，以免過於浪費；又如大規模之山坡地開發，若地層變化複雜，應提高調查密度，以確保工程安全。

在有些特殊情況，如公園中之設施或學校中教室之擴建，由於

基地面積很大而建築面積很小，此時調查點之計算可採建築物基礎所涵蓋面積計算，此時應以建築物之最大投影面積或地下室所涵蓋面積，兩者取較大者計算，在此面積內每三百平方公尺應設一處調查點，建築物基礎所涵蓋面積超過三千平方公尺之部分，亦得視建築物地基之地形、地層複雜性及建築物結構設計之需求調整調查密度。

3. 調查深度:

對於建築物基地之調查深度，原則上至少應達到可據以確認基礎設計與施工安全所需要之深度，須視建築物結構型式及基地之地層條件而定，一般情況下，可採下列原則：

- (1) 圖-解 3.2-2 為各式淺基礎在載重作用下，地中垂直應力增量隨深度之分布，對於正方形獨立基腳，深度達二倍基腳寬度以上時，其垂直應力增量小於 10%之基礎載重，所產生之沉陷量甚小，通常不是調查的重點，基此，對於淺基礎，一般規定其調查深度應達基腳寬度之四倍以上；對於相鄰之基腳群及連續基腳，因應力影響圈重疊之故，見圖-解 3.2-3，調查深度應遠較獨立基腳之規定為深。若在二倍基腳寬度之深度內有明顯堅硬之承載層，則調查深度達可確認之承載層深度即可。近年來，國內很多大型建築都使用筏基，其寬度有達百公尺以上，若墨守四倍基腳寬度之規定，而忽視淺部承載層(如卵礫石層、堅硬砂層 $N > 50$ ，岩層)之存在，會使調查工作過於浪費而不實際。
- (2) 對於樁基礎，基樁端點承載力之影響範圍通常在樁底以下 4 倍直徑範圍內，為能詳實計算樁之點支承力，故調查深度一般定為樁基礎底面以下至少 4 倍樁直徑之深度，且部分達可確認之承載層深度為止。此外，如台北盆地的景美礫石層分布厚度變化大，部分區域夾有厚層黏土層，調查時應特別注意此問題。
- (3) 對於柱狀體基礎，欲評估其垂直承載力須調查達基礎底面以下至少 3 倍柱狀體直徑之深度，或達可確認之承載層深度。

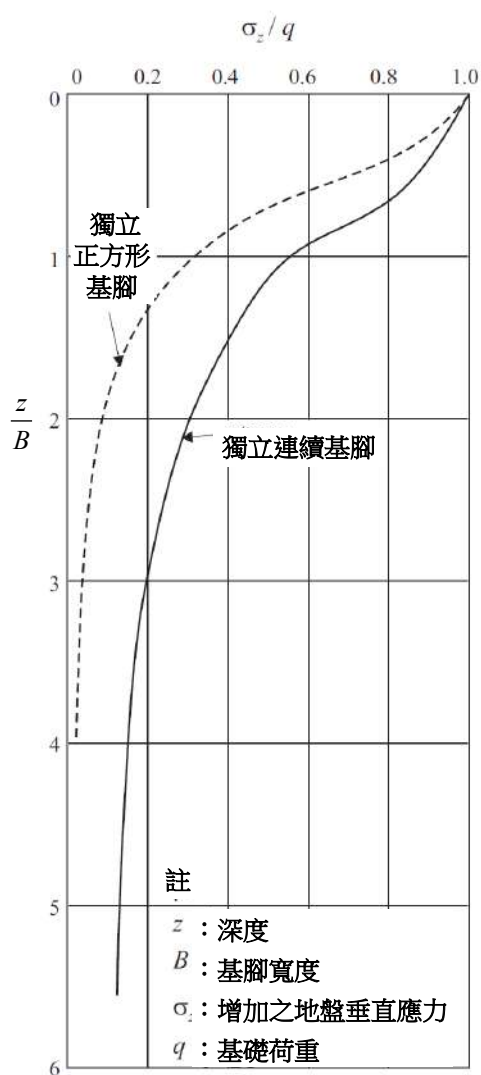


圖-解 3.2-2 各種淺基礎底下之垂直應力分布

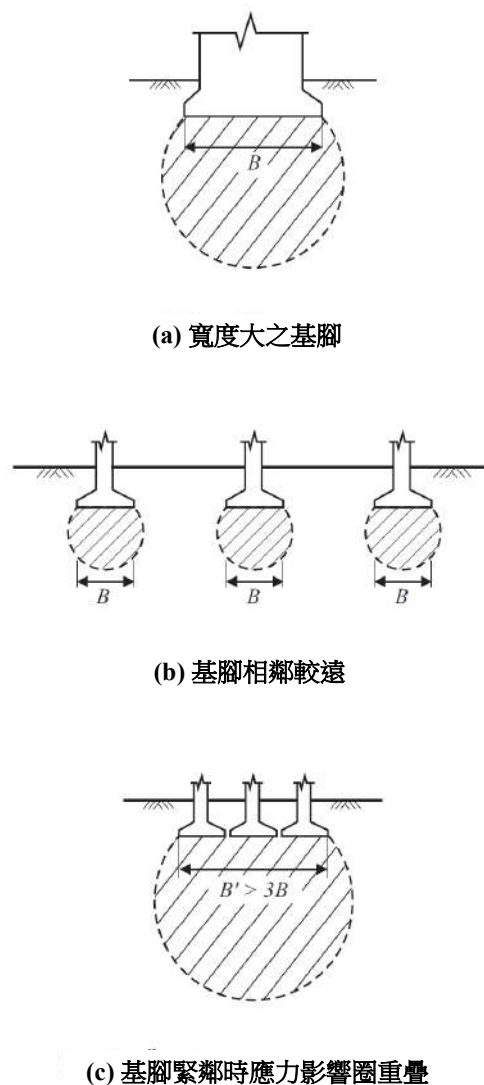


圖-解 3.2-3 各種淺基礎底下之應力影響圈

- (4) 對於浮筏基礎或其他各類基礎，若其基礎下方遭遇非常容易發生壓密沉陷之軟地層時，調查深度應達低壓縮性之堅實地層，或因建築物載重所產生之垂直應力增量少於百分之十之地層有效覆土應力值之深度範圍，以有效減少建築物之沉陷量。
- (5) 對於深開挖工程，為克服隆起、管湧、上舉力及側向土壓力等

工程問題，擋土壁貫入深度之設計至為重要，地質調查深度至少應達可能之最大貫入深度範圍或達可確認之承載層深度為止；對於較堅硬之沖積層，至少應達 1.5 倍開挖深度之範圍，然而對於類似台北盆地內之軟弱粘土層，有時甚至應達 2.5 或 3.0 倍開挖深度之範圍，確實調查基地土層之變異性，方能確保施工安全。

- (6) 對於地層變異性大之地區，應確實調查，並詳加考量各項地層參數變異性對於承載力、上浮、沉陷之差異等影響，詳加分析。

3.2.4 調查方法

建築物基地之調查與試驗方法應依規劃、設計及施工之需求而定，原則上應根據國家標準之規定辦理。國家標準尚無規定者，得依據符合調查目的之相關規範實施，亦可參考內政部建築研究所之「工址地盤調查準則」辦理。

【解說】

對於基地調查之準則而言，由於地層狀況可能變化很大，而岩土性質之變異性更大，況且各種不同工程之調查目的、調查範圍及要求的精度也不一樣，因此很難有一放諸四海皆準之通則，故基地調查應就規劃、設計及施工之需求妥為規劃適當之調查、取樣與試驗方法。由於岩土工程之調查、取樣與試驗程序均相當複雜，於施作過程若稍有疏失，常使調查試驗結果變成毫無價值，故原則上皆應遵守國家標準之規定辦理。但由於工程技術進步相當快，而目前國內已頒布之國家標準並不多，因此若無國家標準者，得依據符合調查目的之相關規範辦理，如參考美國 ASTM、日本 JIS、德國 DIN、英國 BS 及 ISRM 等之標準規範，亦可參照中央政府機關及各專業學會所制訂之相關規範辦理，如內政部建築研究所編訂之「工址地盤調查準則」。

3.3 調查報告

3.3.1 一般說明

地基調查報告應針對工程目的，敘述與工程設計、施工及建築物長期利用相關之地層狀況與長期變化，並就大地工程之基本特性，如地層之複雜性、調查與試驗之侷限性、力學理論之限制性、工程施工之變異性與可能之困難等作必要之說明。

【解說】

本節主要闡明地基調查報告所應該涵蓋之內容，除了忠實地記錄現場調查及室內試驗之結果外，尚應針對工程目的，檢討與工程設計、施工及建築物長期利用相關之大地工程課題。對於一些重要或尚未澄清之問題，均須加以特別說明，供工程規劃、設計及施工人員參考，例如推估地層剖面之可靠度，調查密度或試驗數量是否充足，調查結果是否有不合理之部分，是否須要進行長期水位觀測，是否位於土石流危險地區，以及調查方法的限制等，都須要在報告中作必要之說明。

3.3.2 報告內容

建築物地基調查報告應分為紀實與分析兩部分，其內容依設計需要決定之。

1. 紀實部分包括下列內容：

- 工程之說明
- 基地概述
- 引用之既有文獻及資料
- 調查目的
- 工作範圍
- 基地環境
- 調查方法及說明
- 調查點之位置、高程及地層柱狀圖
- 地下水位及水壓
- 現地試驗及探測結果

- 取得樣品及室內試驗結果
 - 特殊調查試驗
 - 調查過程相片
 - 地層剖面圖、地層分類及描述
2. 分析部分包括下列內容：
- 計劃工程設施概述
 - 區域性潛在地質不利因素概述
 - 簡化之地層剖面及承載層
 - 建議之地層大地工程參數
 - 建議之基礎型式及設計考量，至少應包括基礎深度、支承力等
 - 推估地層受載重作用之可能沉陷量，供基礎配置及設計參考。
 - 基礎施工應注意事項及安全監測項目
 - 進一步調查之內容
3. 必要時尚應包括下列項目：
- 基礎工程施工對鄰地與建築物之影響
 - 基礎開挖、擋土及支撐方式建議
 - 擋土開挖穩定性分析
 - 對基地挖填方法之建議
 - 地震時基地地層液化潛能評估及其影響
 - 地層改良之需要性及對改良方法之建議
 - 邊坡之穩定性及穩定工法建議
 - 施工中排水及降水之建議
 - 沉陷速率之預估。
4. 建築基地有全部或一部位於地質敏感區內者，其建築物地基調查報告部分內容，得引用依地質法辦理之基地地質調查及地質安全評估結果報告資料。

【解說】

本節說明地基調查報告應包含紀實與分析兩部分，並分別條列可能包含之項目，供撰寫及查核報告內容之用，惟對於一般建築工程而言，所需包含之項目應視工程之規模而定，並不一定需要包含所有之項目。

第四章 淺基礎

4.1 淺基礎設計

淺基礎之型式包含獨立基腳、聯合基腳、連續基腳及筏式基礎等，設計時應視載重情況、地層條件及結構需求等選擇適用之基礎型式。

淺基礎應置於合適之承載地層上，以提供足夠之支承力，並使基礎不致發生過大之沉陷、滑動與轉動，且避免受溫度、地層體積變化或沖刷之影響，位於地震區則應考慮地震之影響。

【解說】

1. 建築物應視載重及地層條件選擇合適之基礎，使其能安全使用且滿足機能需求，不致發生構造之損壞及傾斜現象。
2. 基礎之型式及尺寸，須視其支承地層而定，使其能傳遞載重而不超過地層之容許支承力，且基礎沉陷量不得超過第 4.5.4 節之規定，並儘量保持均勻沉陷。
3. 基礎板底須設置於適當之深度，使其基礎地層不致因溫度、草木生長影響而產生體積變化，或受地表逕流沖刷之影響。設置深度一般情形不得少於 60 公分，如在凍結地區，基礎板底必須設在凍結線以下之深度，如地基土壤為腐植土、垃圾土、膨脹土、或爛泥等，基底深度必須到達此種土質以下良好土壤之深度，必要時，須將基礎四周之劣土置換，以維基礎之穩定性。
4. 基礎支承地層應考量受振動載重之影響，並評估地震時土壤發生液化之可能性。
5. 基礎設計須顧及其施工可行性、安全性及經濟性，不致因施工而影響基地內及鄰近地區生命及產物之安全。

4.1.1 獨立基腳

獨立基腳係用獨立基礎板將單柱之各種載重傳佈於基礎底面之地層。

獨立基腳之載重合力作用位置如通過基礎板中心時，柱載重可由基礎板均勻傳佈於其下之地層，板下之壓力不得大於第4.3節規定之容許支承力。

柱腳如無地梁連接時，柱之彎矩應由基礎板承受，並與垂直載重合併計算，其合壓力應以實際承受壓力作用之面積計算之，且最大合壓力不得大於第4.3節規定之容許支承力。

偏心較大之基腳，宜以繫梁連接至鄰柱，以承受彎矩及剪力。

【解說】

1. 獨立基腳之載重作用位置與其基礎板形心一致時，如圖-解 4.1-1 所示，則柱載重可假設由基礎板均勻傳佈於其下之地層，板下之壓力 q 可用下式計算之：

$$q = \frac{P}{A} \quad \text{式(解 4.1-1)}$$

式中

$$P = P' + W_s + W_F$$

$$A = \text{基礎面積 } B \times L$$

$$P' = \text{柱腳垂直荷載}$$

$$W_s = \text{基礎板頂以上之土壤重量}$$

$$W_F = \text{基礎自重}$$

$$Z = \text{柱腳頂至基礎板底之距離}$$

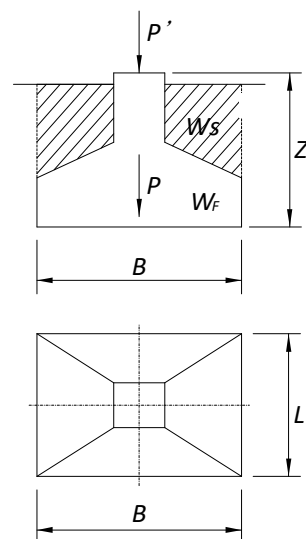


圖-解 4.1-1 獨立基腳載重示意圖

2. 獨立基腳如須承受彎矩與水平力時，如圖-解 4.1-2 所示，柱腳頂之彎矩應由基礎板承受之，其偏心距 e 為

$$e = \frac{M}{P} \quad \text{式(解 4.1-2)}$$

式中

$$M = M' + H'Z$$

M' = 柱腳頂之彎矩

H' = 柱腳頂之水平力

Z = 柱腳頂至基礎板底之距離

而基礎板底所受最大合壓力 q 可由下列二式計算之：

(i) 若 $e \leq \frac{B}{6}$

$$q = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \text{式(解 4.1-3)}$$

(ii) 若 $e > \frac{B}{6}$

$$q = \frac{4P}{3(B - 2e)L} \quad \text{式(解 4.1-4)}$$

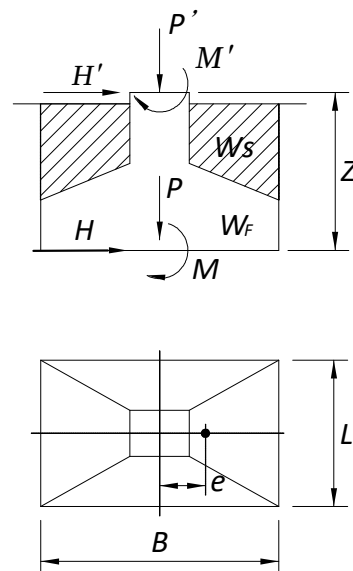


圖-解 4.1 - 2 獨立基腳承受水平力與彎矩示意圖

3.獨立基腳如須承受雙向彎矩與水平力時，其柱腳頂之彎矩應由基礎板承受之，其最大合壓力 q 為

$$q = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} \right) \quad \text{式(解 4.1-5)}$$

$$e_B = \frac{M_B}{P} \quad \text{式(解 4.1-6)}$$

$$e_L = \frac{M_L}{P} \quad \text{式(解 4.1-7)}$$

式中， e_B 及 e_L 分別為 B 方向及 L 方向之偏心距，而 M_B 及 M_L 分別為 B 方向及 L 方向之作用彎矩，而 P 為垂直作用力。

4.1.2 聯合基腳

聯合基腳係用一基礎板支承兩支或兩支以上之柱，使其載重傳佈於基礎底面之地層。

聯合基腳之基礎板，除另以其他可靠方法分析外，可取柱為支點，基礎板下壓力為載重，推算基礎板控制斷面之設計剪力及彎矩。

【解說】

當邊柱基礎板受地界線限制，無法放大時，為避免基腳偏心過大之現象，則可利用聯合基腳，其設計須使基礎板之中心與柱載重之合力中心儘量相合或相近，依基礎容許支承力，計算所需之面積大小。一般而言，其形狀有長方形及梯形兩種型式，若兩柱中心距過遠時，則可利用大型繫梁加以連接，由繫梁承受彎矩與剪力。

4.1.3 連續基腳

連續基腳係用連續基礎板支承多支柱或牆，使其載重傳佈於基礎底面之地層。

多柱或牆使用同一連續基礎板為基腳時，基礎板之中心應儘量與多柱或牆之合力作用位置相合或相近，以避免太大之偏心。基礎板之設計，除另以其他可靠方法分析外，可取柱為支點，基礎板下壓力為載重，依連續梁或連續構架分析推算基礎板之設計彎矩及剪力。

【解說】

此類型之基腳適合於排柱且其柱間距不大時，或為承重牆，其配置應儘量使載重之偏心量維持最小。

4.1.4 筏式基礎

筏式基礎係用大型基礎板或結合地梁及地下室牆體，將建築物所有柱或牆之各種載重傳佈於基礎底面之地層。

以基礎板承載建築物所有柱載重之筏式基礎，應核算由於偏心載重所造成之不均勻壓力分佈。

筏式基礎應考慮其可撓性，其結構設計應視其與地層相對勁度之大小，採用剛性基礎或柔性基礎方法分析設計之。

【解說】

1. 當土壤支承力較小而必須承受很大之建築物重量時，則宜採用筏式基礎，一般而言，其使用時機如下：
 - (1) 柱基腳之底面積超過建築物總面積之 1/2。
 - (2) 基礎可能發生過大之差異沉陷。
 - (3) 土壤支承力不佳，使用其他淺基礎無法安全支承。
 - (4) 須抵抗向上之靜水壓力。
 - (5) 地層含孔洞或性質複雜之高壓縮性土壤者。
 - (6) 欲防止或減低土層內部因基礎載重產生之應力集中現象。
2. 筏式基礎具有減少建築物差異沉陷，及挖除土重對建築物載重有補償作用等優點。
3. 筏式基礎之結構設計，依其與地層相對勁度之大小，可採用剛性或柔性基礎分析方法設計之。依據美國混凝土學會 ACI436 委員會建議以參數 β 來區分，若柱與柱中心距小於 $1.75/\beta$ 時，可採用剛性基礎分析方法設計，反之，若大於 $1.75/\beta$ 時，則應採用柔性基礎分析方法設計之。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B_1 K_v}{4E_F I_F}} \quad \text{式(解 4.1-8)}$$

式內

β = 基礎板之特徵參數(m^{-1})

B_1 = 筏式基礎分析有效帶寬(m)

K_v = 筏式基礎土壤之鉛直向地盤反力係數(tf/m^3)

E_F = 筏式基礎構造物之楊氏係數(tf/m^2)

I_F = 筏式基礎所採用有效帶寬之斷面慣性矩(m^4)

4.2 淺基礎結構設計

基礎板底深度之設定須考慮地層受溫度、體積變化或沖刷之影響，如有冰凍之地區，基礎板底之深度必須設在凍結線以下。

基礎板之結構分析，應檢核梁式與穿孔剪應力、彎矩、承壓應力等，均不得超過容許值，其設計應符合建築構造編第六章之相關規定。

【解說】

1. 基礎板底深度之設定，除依第 4.1 節外，對於有可能受地表逕流、河流或洪水沖刷之虞者，宜選用合宜之沖刷公式，推求最大沖刷深度後，再決定基礎底板之設置深度。
2. 基礎板之結構分析得採用強度設計法，將基礎載重乘以載重因素後，分析各個臨界斷面之應力值，檢核其安全性。

4.3 容許支承力

4.3.1 極限支承力

淺基礎之極限支承力應根據第三章基地調查及土壤試驗之結果，依下列公式估計之：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri} \quad \text{式(4.3-1)}$$

式內

q_u = 極限支承力(tf/m²)

c = 基礎板底面以下之土壤凝聚力(tf/m²)

γ_1 = 基礎板底以下B深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m³)

γ_2 = 基礎板底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m³)

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎板底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能之影響(m)

B = 矩形基腳之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)

L = 矩形基腳之長邊長度(m)

β = 載重方向與鉛直線之夾角(°)

N_c, N_q, N_γ = 支承力因數，與土壤摩擦角 (ϕ) 之關係如表4.3-1所示

F_{cs}, F_{qs}, F_{rs} = 形狀影響因素

F_{cd}, F_{qd}, F_{rd} = 埋置深度影響因素

F_{ci}, F_{qi}, F_{ri} = 載重傾斜影響因素

上述各形狀、埋置深度及載重傾斜影響因素分如表4.3-2所示

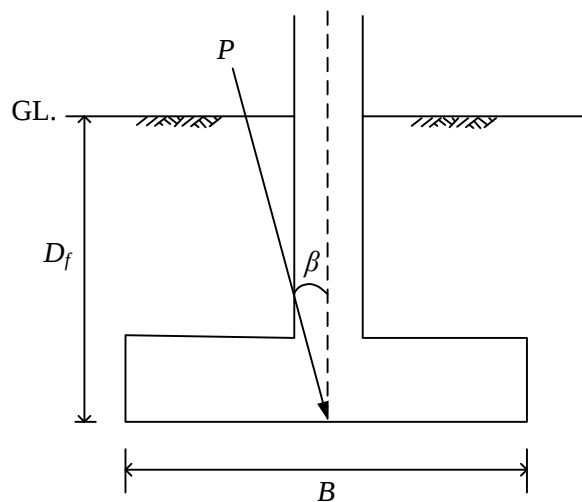


圖4.3-1 淺基礎示意圖

【解說】

1. 上述式(4.3-1)中之埋置深度 D_f ，須考慮地形及基礎構造之型式，如圖-解 4.3-1 所示，同時如鄰近有開挖時須考慮其可能之影響。
2. 基礎土壤的剪力破壞型式分為全面剪力破壞、局部剪力破壞及貫穿剪力破壞三種類型，依土壤的種類、緊密程度、軟硬程度及基礎寬度與覆土深度等而定。依 Terzaghi 研究指出，當砂土摩擦角 ϕ 大於 38° 或黏土單軸壓縮強度大於 10tf/m^2 時，方可能產生全面剪力破壞，當砂土摩擦角 ϕ 小於 28° 時則產生貫穿剪力破壞，砂土摩擦角 $28^\circ \leq \phi < 38^\circ$ 時為局部剪力破壞；而通常之 N_c 、 N_q 與 N_γ 值係由全面剪力破壞推導得之，因此必須加以適度修正，方能反映局部剪力破壞及貫穿剪力破壞之情況，表 4.3-1 所示之支承力因數係參考日本建築學會建築基礎構造設計指針(1988)之支承力因數，已針對局部剪力破壞及貫穿剪力破壞作了修正。

表4.3-1 支承力因數(修改自 AIJ, 1988)

ϕ (度)	N_c	N_q	N_γ	N_γ^*
0	5.3	1.0	0.0	0.0
1	5.3	1.1	0.0	0.0
2	5.3	1.1	0.0	0.0
3	5.3	1.2	0.0	0.0
4	5.3	1.3	0.0	0.0
5	5.3	1.4	0.0	0.0
6	5.3	1.5	0.0	0.0
7	5.3	1.6	0.0	0.0
8	5.3	1.7	0.0	0.0
9	5.3	1.8	0.0	0.0
10	5.3	1.9	0.0	0.0
11	5.5	2.1	0.0	0.0
12	5.8	2.2	0.0	0.0
13	6.0	2.4	0.0	0.0
14	6.2	2.5	1.1	0.9
15	6.5	2.7	1.2	1.1
16	6.7	2.9	1.3	1.4
17	7.0	3.1	1.5	1.7
18	7.3	3.4	1.6	2.0
19	7.6	3.6	1.8	2.4
20	7.9	3.9	2.0	2.9
21	8.2	4.2	2.2	3.4
22	8.6	4.5	2.4	4.1
23	9.0	4.8	2.7	4.8
24	9.4	5.2	3.0	5.7
25	9.9	5.6	3.3	6.8
26	10.4	6.0	3.6	8.0
27	10.9	6.5	4.0	9.6
28	11.4	7.1	4.4	11.2
29	13.2	8.3	5.4	13.5
30	15.3	9.8	6.6	15.7
31	17.9	11.7	8.4	18.9
32	20.9	14.1	10.6	22.0
33	24.7	17.0	13.7	25.6
34	29.3	20.8	17.8	31.1
35	35.1	25.5	23.2	37.8
36	42.2	31.6	30.5	44.4
37	51.2	39.6	41.4	54.2
38	62.5	49.8	57.6	64.0
39	77.0	63.4	80.0	78.8
40以上	95.7	81.2	114.0	93.6

註： N_γ^* 為偏心載重基礎使用

表4.3-2 各項影響因素之計算式(Modified from Meyerhof, 1963)

提供支承力項目 考慮影響項目		凝聚力(c)	超 載(q)	土重(γ)
形狀影響 因素(s)	$\phi = 0$ 法	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \leq 1.2$	$F_{qs} = 1.0$	$F_{rs} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cs} = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rs} = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
埋置深度 影響因素(d)	$\phi = 0$ 法	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1.5$	$F_{qd} = 1.0$	$F_{rd} = 1.0$
	$(\phi \geq 10^\circ)$	$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{qd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$	$F_{rd} = 1 + 0.1 \left(\frac{D_f}{B} \right) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
載重傾斜 影響因素(i)	$(\beta \geq \phi)$	$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right)^2$	$F_{ri} = 0$
	$(\beta < \phi)$			$F_{ri} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi} \right)^2$

註：當 $\phi < 10^\circ$ 時使用 $\phi = 0$ 法，此時形狀與埋置深度影響因素均有上限值。

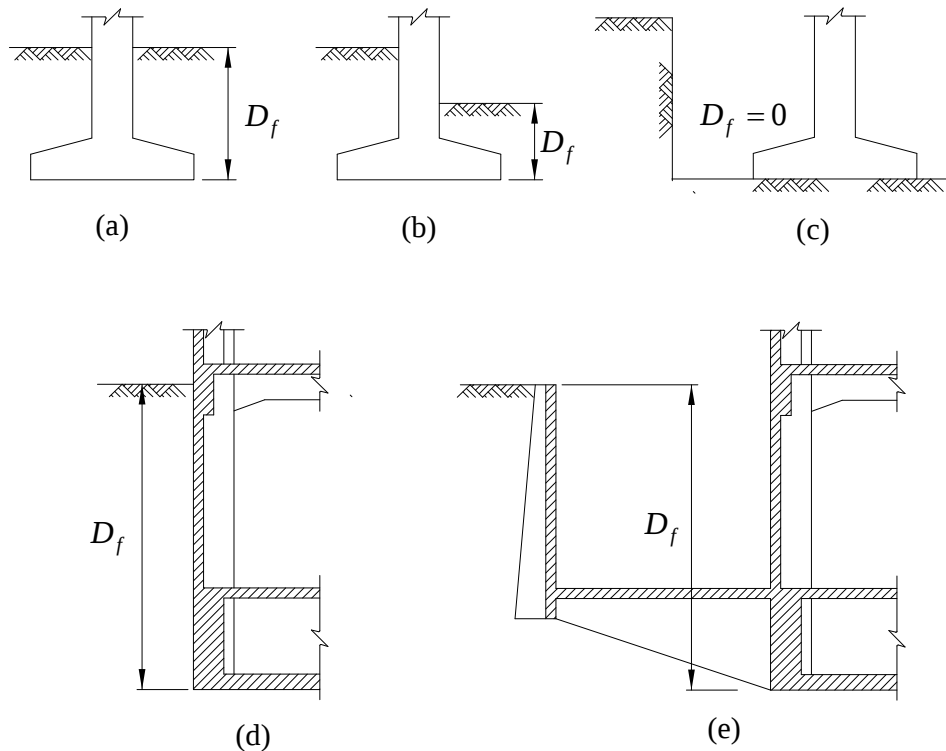


圖-解 4.3-1 基礎埋置深度示意圖

3. 基礎支承地層若係屬透水性較低之塑性土壤，當基礎承受載重時，其飽和土壤內會隨即產生超額孔隙水壓，於短時間內該孔隙水壓無法有效消散，因此基礎地層可謂處於不排水狀態，應參照本規範 1.7 節之規定，採用不排水狀態下之有效應力或總應力分析。換言之，鑑於該等超額孔隙水壓力大小與分布情形不易正確評估得知，爰一般皆採用總應力分析，亦即該使用 $c = s_u (\phi = 0)$ 的概念估計淺基礎之極限支承力，此時，上述式(4.3-1)中之土壤平均單位重 γ_2 則為其總單位重。

4.3.2 偏心載重基礎

1. 承受偏心載重之獨立基礎，應依基礎板之剛性，採剛性基礎或柔性基礎模式分析之。

2. 承受偏心載重之剛性獨立基礎，應依偏心狀況及偏心量大小，對支承力估計予以特殊之考慮。長期載重情況之最大偏心量不得大於基礎板寬度之六分之一，短期載重情況之最大偏心量不得大於基礎板寬度之三分之一，且應檢核最大載重情況時基礎板旋轉角對上部結構物之影響。
3. 承受偏心載重之柔性獨立基礎，應建立適當之分析模型計算土壤反力之分布，檢核各載重狀態下基礎土壤之容許支承力，以及基礎變位對上部結構物之影響。

【解說】

1. 承受偏心載重之獨立基礎(獨立基腳、聯合基腳與連續基腳)，基礎土壤之反力分布與基礎板之剛度有關，故應先依式(解 4.1-8)之方式計算基礎板剛度與地盤支承勁度之比值，決定應採剛性基礎或柔性基礎模式分析之。
2. 承受偏心載重之剛性獨立基礎，基礎土壤反力可假設呈線性分布，基礎之垂直容許載重可採用 Meyerhof(1953)所建議之有效面積法推求，其方法如下：

(1). 決定有效基礎大小：

(a) 長方形基礎單向偏心狀況，如圖-解 4.3-2(a)所示。

$$\text{有效接觸面積 } A' = B'L \quad \text{式(解 4.3-1)}$$

$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad \text{式(解 4.3-2)}$$

(b) 長方形基礎雙向偏心狀況，如圖-解 4.3-2(b)所示。

$$\text{有效接觸面積 } A' = B'L' \quad \text{式(解 4.3-3)}$$

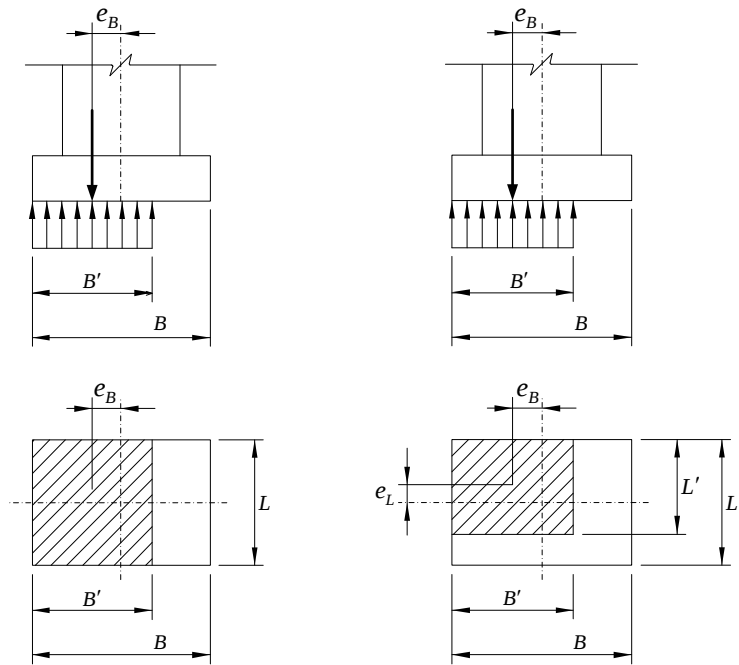
$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad \text{式(解 4.3-4)}$$

$$\text{有效長度 } L' = L - 2e_L \quad \text{式(解 4.3-5)}$$

(c) 圓形基礎時，如圖-解 4.3-3 所示。

$$\text{有效接觸面積 } A' = r^2(\alpha - \cos\alpha \sin\alpha) \quad \text{式(解 4.3-6)}$$

式中之 r 為圓形基礎的半徑(m)，而 α 為接觸面積之半圓周角(rad)，其值如圖-解 4.3-4 所示。



(a) 單向偏心作用

(b) 雙向偏心作用

圖-解 4.3-2 長方形基礎之有效接觸面積

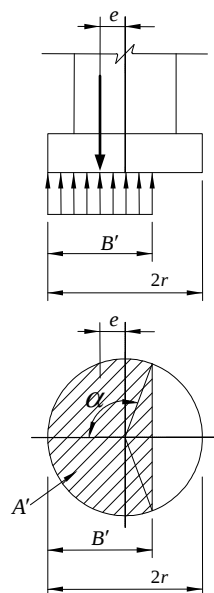


圖-解 4.3-3 圓形基礎之有效接觸面積

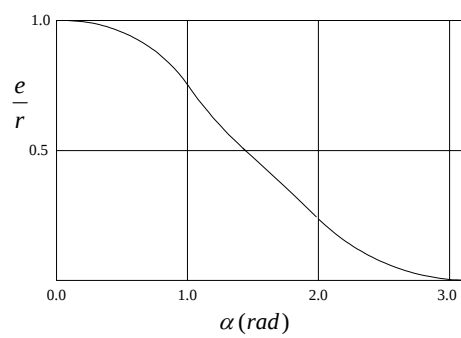


圖-解 4.3-4 圓形基礎之 α 與 $\frac{e}{r}$ 關係圖

- (2). 淨極限支承力由下列公式計算，式中之支承力因數如表 4.3-1 所示，而形狀影響因素 F_{cs} 、 F_{qs} 與 F_{rs} 則應按表 4.3-2 公式以有效接觸面積之 B' 或 L' 計算：

$$q'_{u,net} = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B' N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri} - \gamma_2 D_f$$

式(解 4.3-7)

- (3). 偏心容許載重為容許支承力與有效面積之乘積，即

$$P_a = q'_{u,net} B' L' / FS + \gamma_2 D_f B' L'$$

式(解 4.3-8)

- (4). 承受偏心載重之剛性獨立基礎，原則上，長期載重情況下應保持基礎板底面與土壤完全接觸，故限制其最大偏心量不得大於基礎板寬度之六分之一；短期載重情況之最大偏心量限制於基礎板寬度之三分之一，乃指基礎板底面仍至少有百分之五十之面積與土壤接觸；若最大偏心量大於基礎板寬度之三分之一以上時，基礎板之旋轉角反應將隨所受偏心載重之增加而顯著增加，很快就達基礎系統反應曲線之降伏點，故應檢核基礎板旋轉角對上部結構物之影響。剛性獨立基礎受偏心載重時旋轉角之計算，可參考 Das(2017)或陳與黃(2016)等書。

3. 承受偏心載重之柔性獨立基礎，由於土壤-結構互制作用，基礎土壤之反力將隨基礎板之撓曲變形程度而呈非均勻分布，故應建立包含基礎板撓曲剛度與地盤垂直支承勁度之分析模型，求取土壤反力分布情形，藉以檢核各載重狀態下基礎土壤之容許支承力，應滿足 4.3.5 安全係數之規定，同時並應檢討基礎變位程度對上部結構物之影響。

4.3.3 斜坡與層狀地層上基礎

斜坡與層狀地層上之淺基礎，應根據斜坡狀況及層狀地層之分布狀況，對支承力估計予以特殊之考慮。

【解說】

1. 設置於斜坡坡頂（如圖-解 4.3-5 所示）或建造於坡面（如圖-解 4.3-6 所示）之淺基礎，其主要破壞之型式計有逕流淘刷破壞、邊坡滑動破壞及基礎支承力破壞等三類。

對於逕流淘刷之控制，設計時應規劃完善之坡面排水系統及護坡設施予以防治。對於邊坡穩定之問題，則於設計階段應有完整之分析，並根據邊坡穩定分析結果，施以必要之邊坡穩定及水土保持設施，以確保邊坡穩定無慮後，始可進行基礎之規劃設計。斜坡上淺基礎之極限支承力必須根據斜坡狀況、基礎位置及地層狀況而加以評估，一般而言，其支承力大小隨著斜坡角度增加而減少，極限支承力可參考 Meyerhof(1957)所提出之斜坡上基礎支承力理論估算。

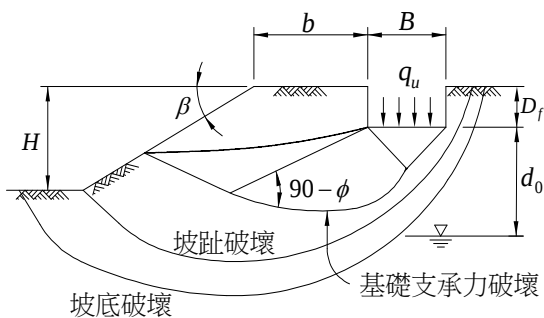


圖-解 4.3-5 斜坡坡頂之基礎破壞模式

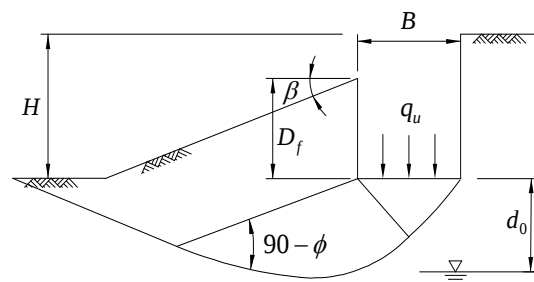


圖-解 4.3-6 坡面上之基礎破壞模式

2. 沖積地層之土層可能由一層一層不同土壤所組成，由於土壤種類與性質皆不同，因此層狀地層支承力估算，必須考慮各種狀況，並取其最小值為基礎支承力。
 - (1) 緊密砂土層下接軟弱黏土層時，其支承力為下接軟弱黏土層支承力加上基礎貫穿緊密砂土層所提供支承力之總和，但支承力不得大於緊密砂土層之支承力。
 - (2) 堅硬黏土層下接軟弱黏土層時，其支承力為下接軟弱黏土層支承力加上基礎貫穿堅硬黏土層所提供支承力之總和，但支承力不得大於堅硬黏土層之支承力。
 - (3) 軟弱黏土層下接堅硬黏土層時，其支承力為軟弱黏土支承力與

堅硬黏土層支承力兩者內插推求之，並應考慮是否可能產生塑性流破壞現象。

- (4) 有關層狀地層上之淺基礎支承力得參考 Meyerhof and Hanna (1978)所發表支承力理論估算之。

4.3.4 接觸壓力

接觸壓力係指基礎板承受載重時作用於基礎地層面之應力值，其分布隨基礎與地層間之相對剛性而異，基礎設計分析時應審慎考量之。

【解說】

1. 實際的基礎與地層之接觸壓力分布相當複雜，依基礎埋置深度、土壤種類、及兩者之相對剛性而定，圖-解 4.3-7 為各情況之壓力分布示意圖。

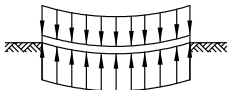
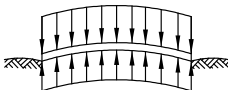
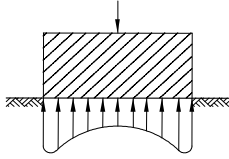
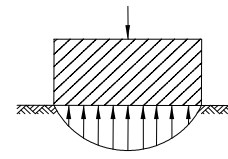
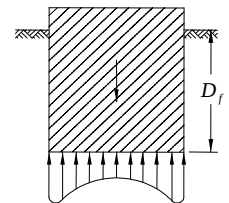
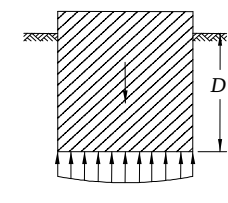
土壤種類 基礎版種類		黏性土	砂質土
柔性基礎版			
剛性基礎版	地表荷重		
	埋置深度荷重		

圖-解 4.3-7 基礎剛性與接觸壓力分布示意圖

2. 一般情況下，剛性基礎之接觸壓力得以基礎載重除以基礎板底面與土壤接觸之有效支承面積計算，並依載重偏心、基礎形狀及彎矩等因素，按直線變化之分布方式推求之。
3. 柔性基礎板底面與地層表面之接觸壓力將隨基礎板之撓屈變形程度而變，決定於土壤-結構互制作用之結果，故應建立包含建築物、基礎與地盤之分析模型以計算之。

4.3.5 安全係數

基礎地層之容許支承力，應依使用條件及載重情況按第 4.3.1 節所列公式計算極限支承力扣除基礎底面以上挖除土重，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挖除土重而得之，且其沉陷量必須小於容許沉陷量。所用之安全係數如表 4.3-1 所示。

表 4.3-1 基礎底面地盤容許垂直支承力之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
3.0	2.0	1.1

【解說】

各載重情況之定義見 2.11 載重組合。建築物基礎支承長期載重之安全係數不得小於 3；考慮短期載重如地震力(見 2.11 解說)、風力、暴雨及積雪等，其容許支承力得予提高百分之五十計算；至於極限限界狀態係指上承構造物達極限狀態或近崩塌階段時之狀態，此時基礎應可趨近於其極限強度，但設計時須檢核基礎是否產生過大之變位或已達破壞狀態，基礎構造物不得在上承構造物達極限強度前先行破壞，另外亦同時考慮基礎承载力分析之不確定性，故給予大於 1 的安全係數。

4.4 地層沉陷量計算

4.4.1 一般說明

建築物基礎之沉陷現象係因基礎以下之地層受建築物載重、地下水位變化、地下空穴或環境變化等影響所致。一般狀況下，基礎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】

基礎下方之土壤受到環境因素改變時，可能產生壓縮或顆粒移動現象而使基礎產生沉陷，沉陷量過大者將影響建築物之使用機能與美觀，甚至產生結構損壞，於基礎設計時應特別考量沉陷之問題，尤其對位於軟弱地盤上之基礎。

4.4.2 沉陷量分析之基礎載重

計算淺基礎之沉陷量時，作用於基礎底面之載重以靜載重加活載重合併計算之，其中活載重應依建築構造編第二十五條計算並折減之。

【解說】

本節基礎載重之計算應依本規範第二章相關規定計算之。

4.4.3 地層應力增量計算

地層因受基礎載重影響而增加之應力，原則上可依載重情況按彈性力學公式計算之，惟應綜合考慮基礎形狀及地層變化等因素，而作適當之修正。

【解說】

1. 基礎載重若係垂直集中載重，而土層可視為等值均質、均向、線彈性介質柏松比 $\nu=0.5$ 時，則其垂直應力增量可採用 Boussinesq(1886) 公式計算之，如圖-解 4.4-1 所示。

$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \times \frac{3Z^3}{R^5} \quad \text{式(解 4.4-1)}$$

式中 σ_z = 地層中深度 z 之垂直應力增量(tf/m²)

P = 基礎底面之垂直集中載重(tf)
 Z = 基礎底面以下 Z 計算點之深度(m)
 r = 至集中載重作用點之水平投影距離(m)
 R = 至集中載重作用點之距離(m)。

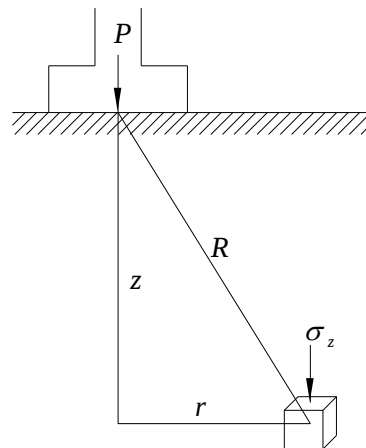


圖-解 4.4-1 應力增量

2. 基礎載重若為分佈載重時，其垂直應力增量可利用 Boussinesq 公式積分求得或是利用 Newmark(1942)之應力影響圖法求出。
3. 基礎載重為均佈載重時，可採用近似方法，由基礎板底各側向下外放三十度(垂直角)或以垂直比水平(2：1)坡至計算點之深度，計算擴大面積，求出平均地層應力增量。
4. 基礎載重若為不均勻分佈，呈梯形或三角形荷重時，其垂直應力增量可利用 Osterberg(1957)之應力影響圖求出。

4.4.4 沉陷類別

基礎載重所引致之沉陷量包含瞬時沉陷、壓密沉陷及次壓縮沉陷，以及塑性流潛移等造成之沉陷。砂性土壤以瞬時沉陷為主，黏性土壤則以壓密沉陷及次壓縮沉陷量為主，特殊軟弱土壤如極軟弱黏土、腐植土及有機土等應另加考慮塑性流及潛移導致之沉陷。

【解說】

基礎載重所生之總沉陷量包含瞬時沉陷、壓密沉陷、次壓縮沉陷及塑性流及潛移導致沉陷等四部份。當土壤承受載重後於短時間內產生之沉陷稱為瞬時沉陷，而當超額孔隙水壓消散過程所伴隨產生之沉陷稱為壓密沉陷，當壓密完成後，於有效壓力不變的情形下，土壤隨著時間持續發生之變形稱為次壓縮沉陷，但土壤如極軟弱黏土、腐植土及有機土等因載重而產生側向塑性流或潛移造成基礎沉陷。

4.4.5 瞬時沉陷

地層承受基礎載重之瞬時沉陷量計算，得視地層為均質體以彈性力學理論推估之。

【解說】

瞬時沉陷係指地層承受基礎載重後，短時間內即產生之沉陷反應，主要是由於土壤顆粒變形、相對滑動及土體受剪變形所致，因此當載重解除後，瞬時沉陷並未能完全恢復，此現象與一般固體材料於彈性限度內之應力-應變行為有所不同，惟實務上於計算地層之瞬時沉陷量時，仍視地層為連體並以彈性理論公式推估，其彈性變形模數視為定值，惟該值應考慮土體應力大小及透水性等之影響，妥予決定之，常用之一般式為：

$$\Delta H_{i,p} = \sum \frac{H_j}{E_j} (\Delta \sigma_{zj} - \nu_j \Delta \sigma_{xj} - \nu_j \Delta \sigma_{yj}) \quad \text{式(解 4.4-2)}$$

式中： $\Delta H_{i,p}$ = p 點位置之瞬時沉陷量(m)

H_j = 基礎載重影響範圍各土層之厚度(m)

$\Delta \sigma_{zj}, \Delta \sigma_{xj}, \Delta \sigma_{yj}$ = 基礎載重所引致之各方向應力增量(tf/m²)

E_j, ν_j = 各土層之變形模數(tf/m²)與柏松比

淺基礎之沉陷量計算宜分層估算。對於承受均佈載重之地層，用於計算瞬時沉陷之彈性理論基本公式為：

$$\Delta H_i = \frac{1 - \nu^2}{E} q B I \quad \text{式(解 4.4-3)}$$

式中： ΔH_i = 瞬時沉陷量(m)

q = 載重面作用之均佈載重(tf/m²)

B = 載重面寬度或直徑(m)

E = 土層之變形模數(tf/m²)

I = 影響係數，與載重面形狀、沉陷點位置、基礎剛度及埋置深度、壓縮層厚度等因素有關。

針對飽和黏土層上之淺基礎，基礎平均之瞬時沉陷量亦得以 Janbu(1956)等所建議之修正彈性理論公式計算之，即

$$\Delta H_i = \frac{4}{3} \mu_0 \mu_1 \frac{qB}{E} (1 - \nu^2) \quad \text{式(解 4.4-4)}$$

其中， μ_0 與 μ_1 為影響係數(如圖-解 4.4-2)； E 為土層之不排水變形模數。

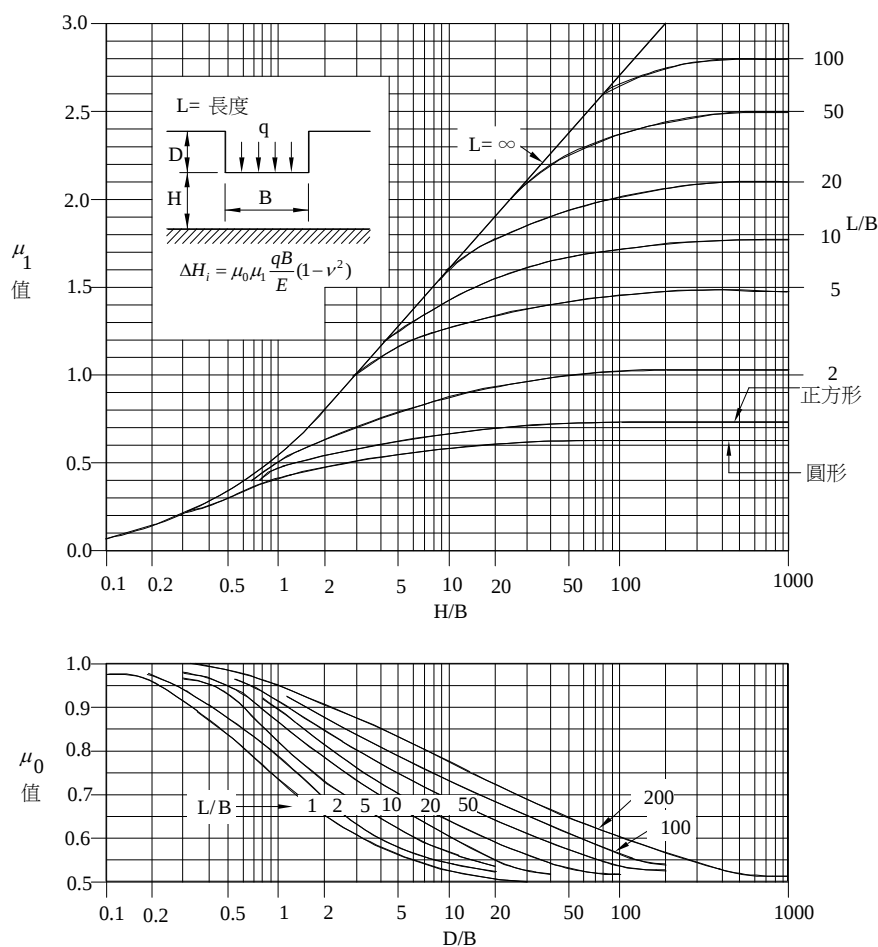


圖-解 4.4-2 估算飽和黏土平均瞬時沉陷之 μ_0 與 μ_1 值(Janbu et al, 1956)

4.4.6 壓密沉陷

黏性土層之單向度壓密沉陷量，原則上可由壓密前後之孔隙比變化，依下式推估之：

$$\Delta H_c = \sum_{i=1}^n \frac{e_{oi} - e_{fi}}{1 + e_{oi}} H_i \quad \text{式(4.4-1)}$$

式內 ΔH_c = 壓密沉陷量(m)

e_{oi} = 第 i 層土壤初始有效垂直應力為 σ'_{oi} 時之孔隙比

e_{fi} = 第 i 層土壤有效垂直應力增加為 σ'_{fi} 時之孔隙比

σ'_{oi} = 第 i 層土壤中央點之初始有效垂直應力(tf/m²)

σ'_{fi} = 第 i 層土壤中央點之最終有效垂直應力(tf/m²)

H_i = 第 i 層土壤之厚度(m)

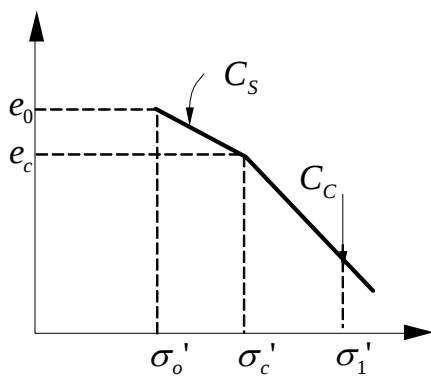
【解說】

土層於承受載重後所產生之壓密沉陷量，原則上應依其孔隙比之變化計算之。而在一般工程應用上，常利用壓縮指數(compression index)之方式估算之，即利用單向度壓密試驗之結果，研判黏性土層係屬於正常壓密土壤、過壓密土壤或壓密中之土壤，估計其壓縮指數，再利用壓密沉陷計算公式加以估算。

實際應用時，首先應先將單向度壓密試驗結果之 $e - \log \sigma'$ 關係曲線，利用 Casagrande(1936)或 Schmertmann(1955)建議之方法修正成工地壓密曲線，再根據工地壓密沉陷曲線與土層承受基礎載重後之應力變化關係，用以計算土層之壓密沉陷量。

應用工地壓密曲線計算土層之壓密沉陷量時，應視該土層是屬於正常壓密、過壓密或壓密中的土壤，再根據圖-解 4.4-3 所列公式計算其壓密沉陷量，圖中所示之 σ'_0 為該土層目前所受之有效覆土壓力， σ'_c 為其最大預壓密壓力，而 σ'_1 則為該土層於承受加載後之最終有效覆土壓力。

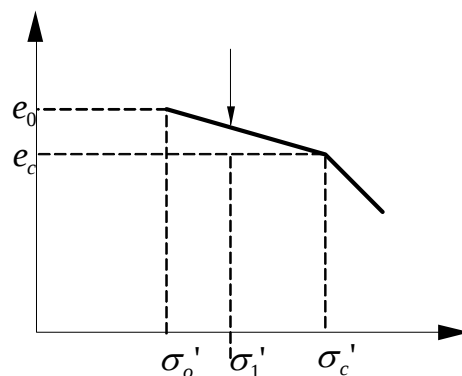
1. $\sigma_1' > \sigma_c'$



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{\sigma_c'}{\sigma_o'} + H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_c'}$$

式(解 4.4-5)

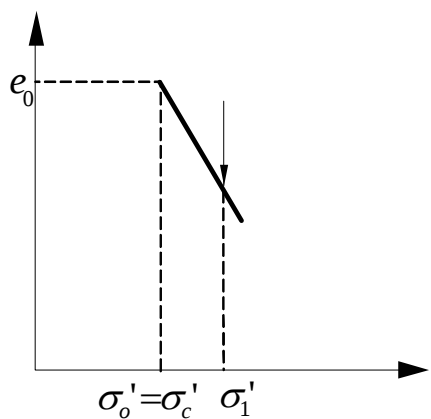
2. $\sigma_1' < \sigma_c'$



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_s}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'}$$

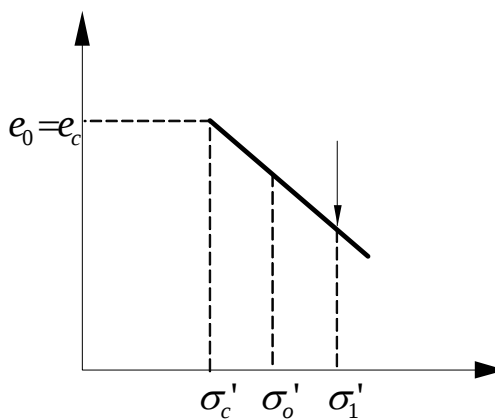
式(解 4.4-6)

(a) 過壓密土壤 ($\sigma_c' > \sigma_o'$)



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_o'}$$

式(解 4.4-7)



$$\Delta H_c = H_o \times \frac{C_c}{1+e_o} \log \frac{\sigma_1'}{\sigma_c'}$$

式(解 4.4-8)

(b) 正常壓密土壤 ($\sigma_o' = \sigma_c'$)

(c) 壓密未完成土壤 ($\sigma_c' < \sigma_o'$)

圖-解 4.4-3 壓密沉陷量計算示意圖

4.4.7 次壓縮沉陷

次壓縮沉陷量可利用該壓縮性地層中所取得不擾動土樣之單向度壓密試驗結果推估之。

【解說】

次壓縮沉陷通常發生於高壓縮性之黏土層中，係於主要壓縮(壓密)完成後，在有效應力維持不變之狀況下，隨時間而持續發生之沉陷，此種沉陷可能係由黏土顆粒與黏土團間鍵結之壓縮、土壤結構重組及其他一些微觀結構之改變所造成，其推估公式如下：

$$\Delta H_s = C_\alpha H \log \left(\frac{t_{sc}}{t_p} \right) \quad \text{式(解 4.4-9)}$$

式中：

- C_α = 土層之次壓縮係數
- H = 土層厚度(m)
- t_p = 壓密沉陷完成時間(年)
- t_{sc} = 考慮次壓縮沉陷時間(年)

一般土壤之次壓縮沉陷很小，設計上可略而不計，惟對於特殊軟弱土壤，如腐植土、有機土等則應特別考慮。

4.5 淺基礎之沉陷分析

4.5.1 建築物淺基礎之分析模式

對應各種淺基礎型式，應建立適當之分析模式，分析基礎承受載重與變位之反應曲線，供基礎設計使用。

【解說】

1. 淺基礎之型式有基腳基礎(獨立基腳、連續基腳、聯合基腳)與筏式基礎，對於這些基礎大都可使用相似的分析模式，對應各種基礎型式，須適當地模擬基礎構件之剛性、承受地盤反力之支配面積、以及地

盤彈簧之剛性。淺基礎的各種分析模式如圖-解 4.5-1 所示，包括(a)~(e)五種分析模式，分如下述。

- (a). 固定基礎模式：對於上部構造之構架分析時，首先以固定或鉸支點設置於柱底與基礎面交接之位置進行分析。使用此模式之目地係為求得作用於基礎之荷重。圖(a)為固定支點型式示意圖。
- (b). 獨立基礎模式：使用依據(a)固定基礎模式所求得之支點反力，計算各獨立基礎之土壤反力與沉陷量，檢討各基礎沉陷量對上部構造與基礎梁之影響，亦即以所求得各基礎之沉陷量，計算基礎所發生之變形角與傾斜角，評估對上部構造之影響。
- (c). 基礎板分析模式：使用依據(a)固定基礎模式所求得之支點反力，考慮基礎梁與板之剛性，計算基礎沉陷量。一般建築物之筏式基礎，大都有基礎梁連結底板以增加基礎系統之剛度，基礎梁的剛性對作用於基礎之荷重大小與沉陷量有很大的影響，本分析模式為考量基礎梁與板剛性影響最簡單之模式。
- (d). 柔性基礎分析模式：包含基礎梁板、上部構造構架、以及地盤彈簧之整體分析模式。此分析模式可考量基礎地盤柔度對上部構造之影響，且因上部構造也模式化，可以在上部構造直接施加各種作用力。
- (e). 連體力學模式：將地盤考慮為連體，須使用數值分析方法進行模擬，將地盤、基礎與上部結構一起進行分析。此分析模式不需要設定地盤彈簧，也不用進行上述之反覆計算。此種分析模式同時考慮基礎梁板與上部結構之剛性，以及地盤之連體變形行為，一般會使作用於地盤之荷重分布與沉陷趨於較為均勻。用此分析模式之分析結果檢討各種限界狀態之阻抗與變形是比較合理的。

在上述(b)-(d)之分析模式中設定地盤彈簧時，須預先考慮各基礎荷重之分布情形及地盤勁度以估算合理之地盤彈簧。但因地盤彈簧合理數值之估計包含有很大之不確定性，基礎分析時應針對所估計

之地盤彈簧值進行必要之敏感度分析。

此外，圖-解 4.5-1 所示之各種分析模式都是使用基礎梁連結各個基礎，對於沒有使用基礎梁連結之獨立基腳基礎(圖(b))，因為有垂直荷重、水平荷重與彎矩同時作用，須要以偏心與傾斜荷重之方式檢討基礎之支承力。

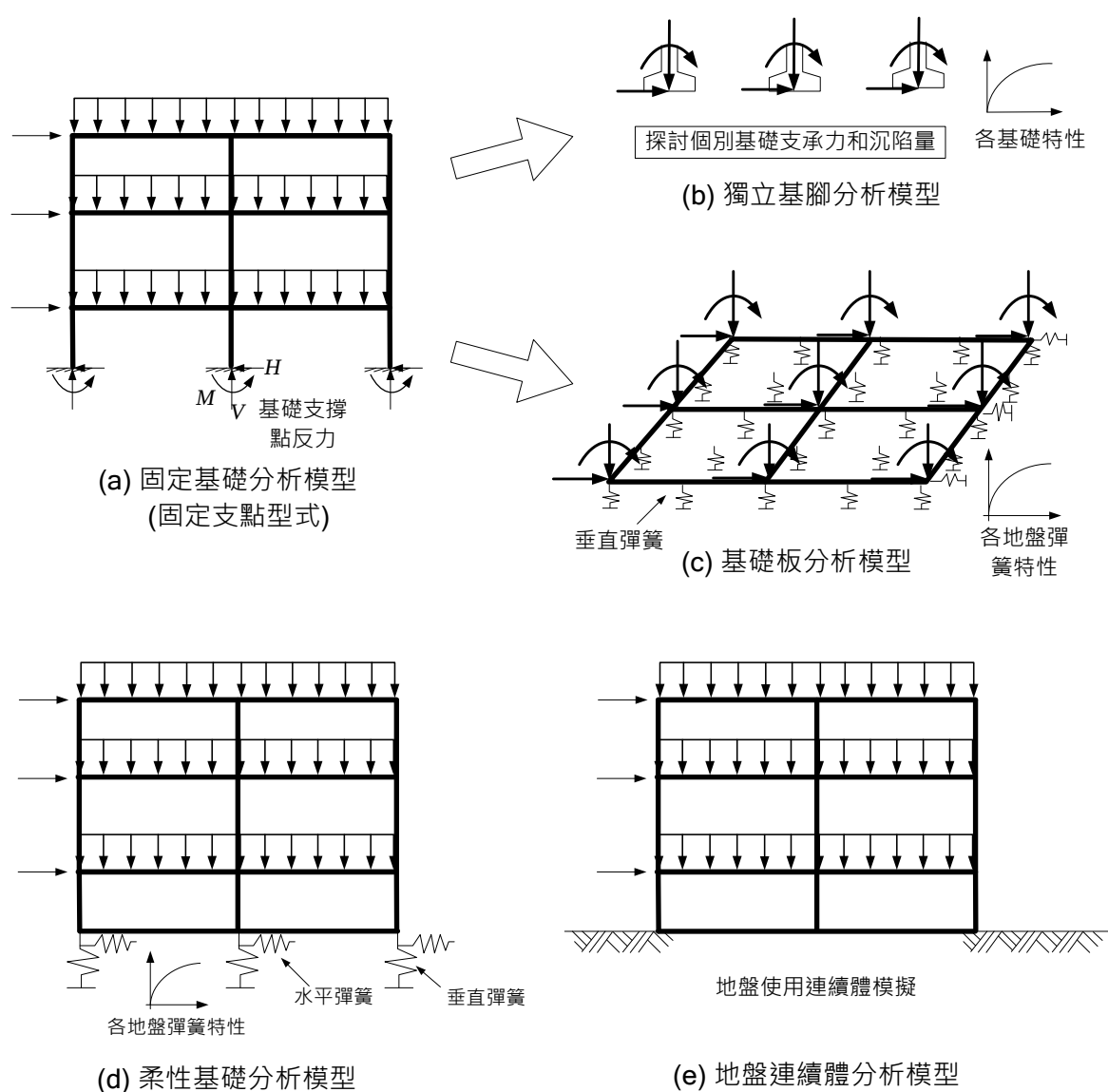


圖-解 4.5-1 直接基礎的各種分析模式(修改自 AIJ, 2019)

2. 樁筏共構分析模式：

國內大樓常見筏式基礎下構築有基樁之設計，形成樁筏共構之基礎，其分析模式如圖 4.5-2 所示，此時須在每一基樁位置設置代表樁基礎垂直勁度之等值彈簧，而在筏基板底面配置代表地盤反力之等值彈簧，藉此模型進行載重分配、變位分析、以及斷面力計算。樁筏共構基礎分析模式為一土壤與結構(筏基與基樁)之互制作用問題，其行為相當複雜，圖 4.5-2 為一簡化分析模式，其關鍵元素在於基樁彈簧與地盤彈簧之計算，兩者均須建立其變位與沉陷之關係，以選取適當之彈簧係數。一般而言，由於基樁彈簧之勁度可能大於地盤彈簧，故地盤承壓時之沉陷遠較樁基礎敏感，一旦地盤產生之沉陷較樁基礎為大，則基礎底面土壤會與筏基產生分離現象而無法提供反力，尤其在軟弱土層或基礎板下方有可壓縮土層時，很容易產生分離現象，因此設計者應審慎保守地評估樁筏共構分析模型之適用性，並針對基樁彈簧與地盤彈簧進行必要之敏感度分析。

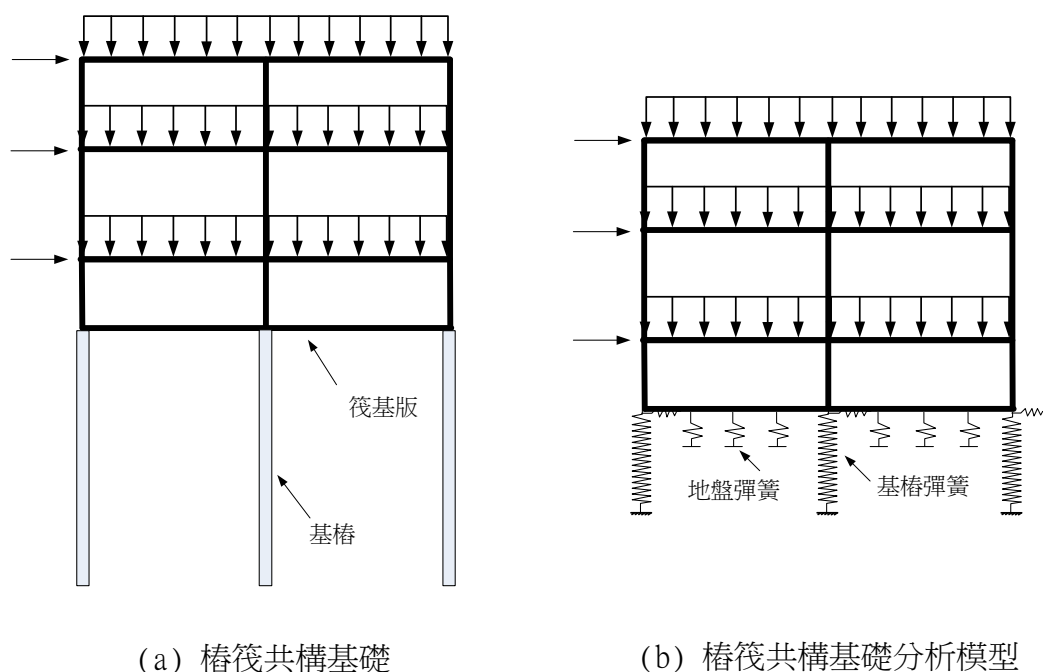


圖-解 4.5-2 樁筏共構基礎分析模式

4.5.2 平板載重試驗與地盤反力係數

用於淺基礎分析之地盤反力係數，可利用現場平板載重試驗結果推求之，但應針對地層層次狀況及基礎規模效應之影響作必要之修正。若無現地試驗結果，則可參考相關規範之適用經驗公式推求之。

【解說】

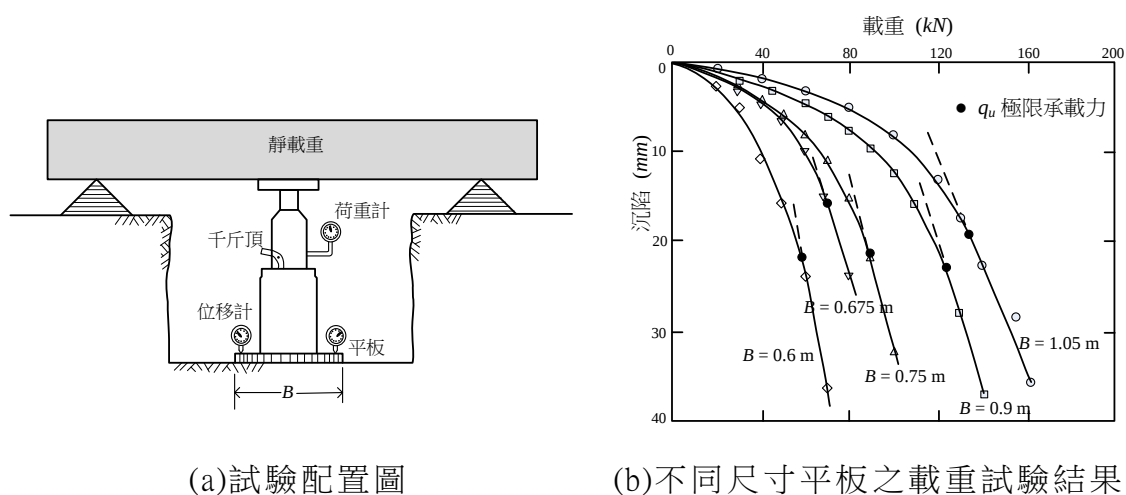


圖-解 4.5-3 平板載重試驗

1. 平板載重試驗之配置與試驗結果如圖-解 4.5-3 所示，應依下列規定：
 - (1) 載重試驗坑底之標高，應與設計基礎板底相同，試驗坑每邊寬度不得少於試驗板寬度之四倍。
 - (2) 試驗板邊長，不得小於三十公分，沉陷測微表之精度至少應達到 0.25 公厘。
 - (3) 每次加載應加設計載重之五分之一，每次加載持壓時間應相同，並不得少於一小時。加載應繼續施行，直至總沉陷量達二十五公厘，或達土壤支承力破壞為止；卸載時應依加載相反之程序；依所記載之沉陷及回彈記錄，繪製載重~沉陷曲線圖，並估算其極限支承力。
2. 基礎之極限支承力得依下式推算：

(1) 黏土層

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} + \gamma D_f \quad \text{式(解 4.5-1)}$$

(2) 砂土層

$$q_{u(F)} = q_{u(P)} \times \frac{B_F}{B_P} + \gamma D_f N_q \quad \text{式(解 4.5-2)}$$

3. 沉陷量得依下式推算：

(1) 黏土層

$$S_F = S_P \times \frac{B_F}{B_P} \quad \text{式(解 4.5-3)}$$

(2) 砂土層

$$S_F = S_P \left(\frac{B_F}{B_P} \right)^2 \left(\frac{B_P + 0.3}{B_F + 0.3} \right)^2 \quad \text{式(解 4.5-4)}$$

式中： $q_{u(F)}$ = 基礎之極限支承力(tf/m²)

$q_{u(P)}$ = 平板試驗之極限支承力(tf/m²)

B_F = 基礎寬度(m)

B_P = 平板寬度(m)

S_F = 基礎之沉陷量(m)

S_P = 平板試驗之沉陷量(m)

4. 平板載重試驗的目的是求取地盤受載重作用時所引致地層沉陷之關係，試驗所得之載重與變位關係如圖-解 4.5-3(b)所示，顯示土壤反力~變位為一非線性曲線。在工程應用上，通常取其割線斜率作為地盤反力係數，即

$$k_{v0}(s_0) = \frac{P/A}{s_0} = \frac{q}{s_0} \quad (\text{tf}/\text{m}^3) \quad \text{式(解 4.5-5)}$$

上式中， $k_{v0}(s_0)$ 係指通過所選定基準位移 s_0 之斜率，因此稱為基準地盤反力係數。地盤反力係數並非單純之土壤性質，而是代表平板受載重作用所產生變位之關係，實為一物理問題之反應解，必須由基礎設計工程師依基礎大小、土壤種類及載重程度等條件而決定；由

於平板載重試驗之結果與平板尺寸相關，而實際基礎大小與試驗之平板尺寸不同，故基礎設計時選用之地盤反力係數須作尺寸效應修正，修正之經驗式可參考本規範 6.2.7 節或其他相關規範計算之；又平板載重試驗所得之載重與變位關係為一非線性曲線，因此地盤反力係數值並非常數，而與變位相依，基礎設計分析時所選用之地盤反力係數應依據地層性質、基礎型式與尺寸、以及預估基礎變位量審慎評估選取，必要時須經反覆迭代分析才能求得符合設計變位量之地盤反力係數，如圖-解 4.5-4 所示。基礎設計分析時所選用之地盤反力係數，對於沉陷敏感地區之結構物或基礎相當重要，因分析所得之沉陷量與地盤反力係數之大小直接相關。

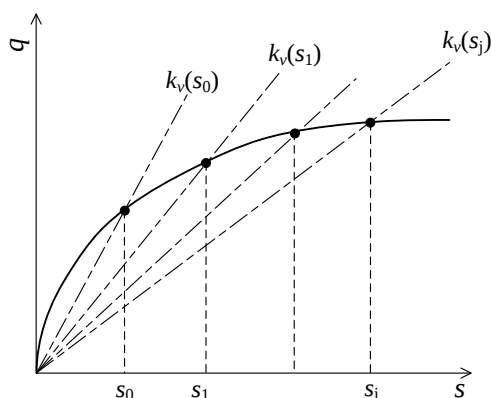


圖-解 4.5-4 變位相依之割線地盤反力係數

4.5.3 淺基礎沉陷分析之載重情況

建築物載重所引致基礎及其下土層之沉陷量，應分別針對長期(持續)載重與短期(臨時)載重情況計算之，用以評估建築物是否發生有害之裂縫，或影響其使用功能。

【解說】

1. 長期(持續)載重情況

建築物基礎在承受 2.11 節所述之長期(持續)載重作用時，將造成基礎下土層產生變位，包括砂性土層之瞬時沉陷，以及黏性土層

之再壓沉陷；此外，若建築物基礎係屬半補償式基礎，則基礎下之可壓縮黏性土層亦可能發生壓密沉陷量，甚或次壓密沉陷量。因此在設計分析時應特別針對此種情況進行壓密沉陷分析，所考慮壓縮土層中之有效應力變化，應為建物完成後長期(持續)載重作用下之有效應力與該土層之初始有效應力之差值，此淨有效應力增量將造成該可壓縮黏性土層之壓密現象，產生永久沉陷。建築物基礎沉陷分析時所使用之土壤彈簧應能充分反映上述各種發生之沉陷量。

2. 短期(臨時)載重情況

建築物在承受 2.11 節所述之短期載重作用時，將造成基礎與其下土層產生變位，即 4.4.5 節之瞬時沉陷。此變位量可依土壤彈塑性理論進行分析，或實務上常用溫克基礎(土壤彈簧)模式分析，所用土壤彈簧應能代表基礎下主要應力影響範圍內所有土層之等值勁度。分析所得之瞬時沉陷量僅係受短期載重作用所致之沉陷量，須與上述長期載重所造成可壓縮土層之壓密沉陷量相加，才是建物之最大總沉陷量，據以計算建物中各位置之差異沉陷、角變量與構件應力，評估建物之使用性能與安全性。

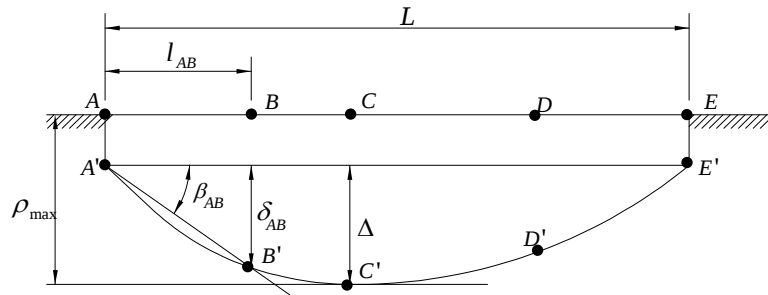
用於沉陷分析之應力增量，理論上應基於土壤應力路徑法(stress path method)之觀念，於分析過程中針對不同載重階段時土層中應力之變化，合理估計該階段所造成之變位，循應力路徑逐步分析之方式才能合理反映土壤非線性變形之效應。對於大規模建築或土木工程，尤須特別重視沉陷量之分析，因其應力變化之影響範圍較大，所引致之基礎沉陷量亦可能較大，須審慎評估其對建築物使用性能之影響。

4.5.4 容許沉陷量

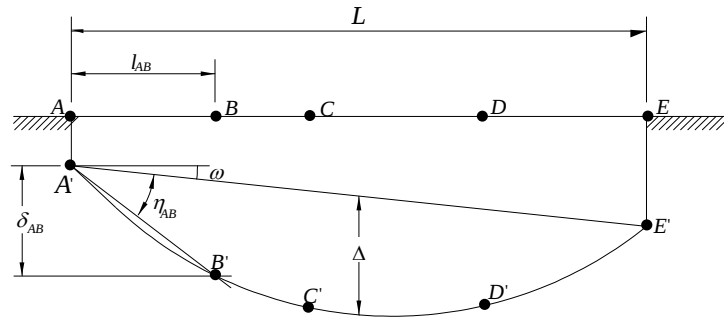
建築物之容許沉陷應視地層狀況、基礎型式、載重大小、構造種類、使用條件及環境因素而定，基礎沉陷所導致之總沉陷量及角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。

【解說】

1. 依據 Wahls(1981)研究成果，定義基礎變位的參數如圖-解 4.5-5 所示，其中 A、B、C、D、E 表基礎沉陷前之點位，而 A'、B'、C'、D'、E' 則表所對應沉陷後之點位。為方便起見，基礎沉陷一般可視為包含剛體位移與撓曲變形，前者主要造成建築物整體之轉動，而後者將造成建築物構件之扭曲變形，致產生有害之龜裂或損壞，因此一般在計算角變量時均將基礎沉陷之剛體轉動量扣除，此角變量可用於估計建築物構件之扭曲變形與損害等情形。



(a) 無剛體轉動之沉陷



(b) 具有剛體轉動之沉陷

圖中： $\rho_i = i$ 點之總沉陷量

$\delta_{ij} = i$ 點和 j 點間之差異沉陷量

$\Delta =$ 相對撓度

$\eta_{ij} = \delta_{ij} / l_{ij} - \omega =$ 角變量

$\Delta_{\max} / L =$ 撓度比

圖-解 4.5-5 建築物總沉陷量、差異沉陷量與角變量之定義

2. 基礎若產生沉陷首先將影響建築物之粉刷、裝飾或設備之正常使用，沉陷量若過大，則將導致構造物產生龜裂或損壞。所謂容許沉陷量端視要求之標準而定，設計者應視建築物型式審慎評估之，除建築美觀或結構上有特殊需求者外，基礎沉陷所導致角變量及總沉陷量之一般容許標準如下：

(1) 容許變形角：

建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷引致之角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。變形角與建築物損壞程度之關係如表-解4.5-1所示，此表僅係一般之原則，對於特定之構造物應視其狀況而定。

表-解4.5-1 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum,1963)

角變量	建築物損壞程度
1/600	斜撐之構架有受損之危險
1/500	建築物不容許裂縫產生的安全限度(含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫(不含安全係數)
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆產生相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度(含安全係數)
1/150	建築物產生結構性損壞

表-解 4.5-2 容許沉陷量 (單位：公分)

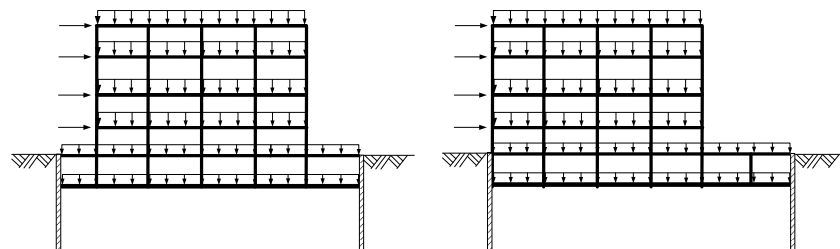
構造物種類	混 凝 土	鋼 筋 混 凝 土		
基礎型式	連續基腳	獨立及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
總沉陷量	4.0	10.0	20.0	30.0

(2). 容許沉陷量：

建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過表-解 4.5-2 所示之值，惟須注意構造物之實際狀況，有時在較小沉陷量即有可能產生損壞。表-解 4.5-2 所示建築物容許沉陷量係指基礎之最大容許沉陷量，其中筏式基礎之容許沉陷量最大可達 30cm，此乃由於其剛度較大，可容許較大之總沉陷量，但設計時不可僅以此作為驗證指標，其實真正控制設計的往往是建築物與基礎之差異沉陷與角變量，以及建築物使用性能之限制，設計時須審慎評估之。日本建築基礎構造設計指針(2001)對於各型式建築物之容許沉陷量亦有規定，列有基準值與最大容許沉陷量，後者與表-解 4.5-2 所示之容許沉陷量相當，但該規範所列之基準值則僅為最大容許值之半，故建議實際設計分析時宜視建築物之重要性與使用狀態，選取較保守之容許沉陷值。

在基礎設計時，差異沉陷比總沉陷重要，但估計差異沉陷比較困難，乃因其受地層不均勻與基礎剛度的影響，必須進行結構土壤互制分析才能瞭解差異沉陷的影響。

國內都會區大樓之設計，地下室開挖時之擋土連續壁常作為永久結構外牆使用，圖-解 4.5-6 為常見之情況，其中(a)圖為建築物配置於基地中央，而(b)圖為建築物之一部分站立於連續壁上。若建物基礎下方具可壓縮土層，由於連續壁具有很大之支承能力，通常不易沉陷，因此圖-解 4.5-6 所示之兩種建築配置情形均易產生過大之差異沉陷與角變量，引致地下室結構與基礎板之裂縫，例如與連續壁連接之短跨度梁，或地下室角隅處之樓板等處易生裂縫，結構設計時應注意。



(a) 建築配置於中央

(b) 建築配置偏於一邊

圖-解 4.5-6 含連續壁的筏式基礎或板式基礎

4.6 承受水平力之淺基礎

4.6.1 安全係數

淺基礎之容許水平支承力，一般情況下可依下節式(4.6-1)及式(4.6-2)之和計算其水平極限支承力，並滿足表 4.6-1 所示之安全係數。

表 4.6-1 淺基礎容許水平支承力之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
1.5	1.2	1.1

【解說】

1. 本節有關構造物基礎承受水平載重，應考慮長期性與短期性分析，各載重情況之定義見 2.11 載重組合之條文與解說。
2. 考慮短期性載重時，如地震、風力及積雪等，屬偶發性載重，容許支承力酌予提高，因此安全係數調降至不得小於 1.2。至於極限限界狀態檢核時，此時基礎應可趨近於其極限強度，但考慮基礎承載力分析之不確定性，故給予大於 1 的安全係數
3. 構造物基礎承受水平載重，不論係屬長期性或短期性，皆應檢核其所可能引致之水平變位與轉動量對構造物構件應力造成的影響。

4.6.2 基礎板底面之摩擦阻力

基礎板底面之摩擦阻力得依下式計算之。

$$R_f = N \tan \delta + A c_a \quad \text{式(4.6-1)}$$

式內： R_f = 基礎板底面之摩擦阻力(tf)

N = 作用於基礎板底面之有效鉛直載重(tf)

δ = 基礎板底面混凝土與地層間之摩擦角(°)

(1) 支承層為土壤或軟岩時取 $2/3 \phi'$ 至 ϕ' 。

(2) 支承層為硬岩時取 30° 至 45° 。

ϕ' = 地層之有效內摩擦角(°)

A = 基礎板底面之有效接觸面積(m^2)

c_a = 基礎板底面與地層之有效附著力(tf/m^2)

【解說】

1. 基礎板底面之摩擦阻力為底面摩擦力與附著力兩者之和，由式(4.6-1)計算之，其中 δ 為基礎板底面混凝土與地層間之摩擦角，其大小與地層特性及基礎施工有關，其選用原則如下：
 - (1) 基礎支承層為土壤或軟岩時
 - (a) 基礎為現場澆注施工時，則 $\delta = \phi'$
 - (b) 基礎為預鑄方式施工時，則 $\delta = \frac{2}{3}\phi'$
 - (2) 基礎支承層為硬岩時
 - (a) 基礎為現場澆注施工時，則 $\delta = \phi'$ ，但 δ 不得大於 45° 。
 - (b) 基礎為預鑄方式施工時，則 $\delta = \frac{2}{3}\phi'$ ，但 δ 不得大於 30° 。
2. 基礎板底面之有效接觸面積之計算必須考慮基礎面積形狀，偏心量大小而定，其估算方法得依第 4.3.2 節解說之規定計算之。

4.6.3 基礎板前側之側向抵抗力

基礎板前之側向抵抗力如圖4.6-1所示，得依下式計算之：

$$R_p = \alpha L(\sigma_p \Delta h) - L(\sigma_A \Delta h) \quad \text{式(4.6-2)}$$

式內：

R_p = 淺基礎板前側之側向抵抗力(tf)

$\alpha = 1.0 + 0.4(D_f / L) \leq 2.0$ ，為形狀係數，依基礎之入土深度與基礎寬度之比值而定。

D_f = 地表至基礎板底之深度(m)

L = 基礎板前側承受側向抵抗力之板寬度(m)

σ_p = 被動土壓力 = $\gamma h_e K_p + 2c\sqrt{K_p}$ (tf/m^2)

σ_A = 主動土壓力 = $\gamma h_e K_A - 2c\sqrt{K_A}$ (tf/m^2)

K_p = 被動土壓力係數

K_A = 主動土壓力係數

γ = 地層之平均有效單位重量(tf/m^3)

Δh = 基礎板厚度(m)

h_e = 地表至基礎板中心點之深度(m)

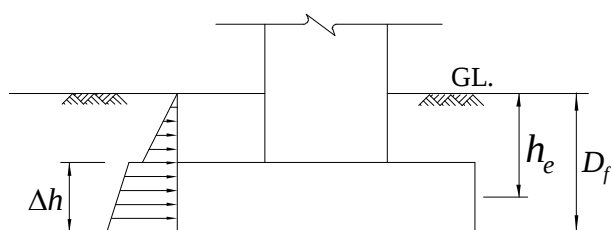


圖 4.6-1 基礎板前側之側向抵抗力分布示意圖

【解說】

1. 式(4.6-2)中之形狀係數 α ，其值與土壤種類、回填土料性質、基礎板前方之形狀、尺寸大小及埋置深度有關，如圖-解 4.6-1 所示。
2. 地層側向土壓力係數 K_p 及 K_A 值，可利用 Rankine 公式計算之：

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad \text{式(解 4.6-1)}$$

$$K_A = \tan^2(45^\circ - \phi/2) \quad \text{式(解 4.6-2)}$$

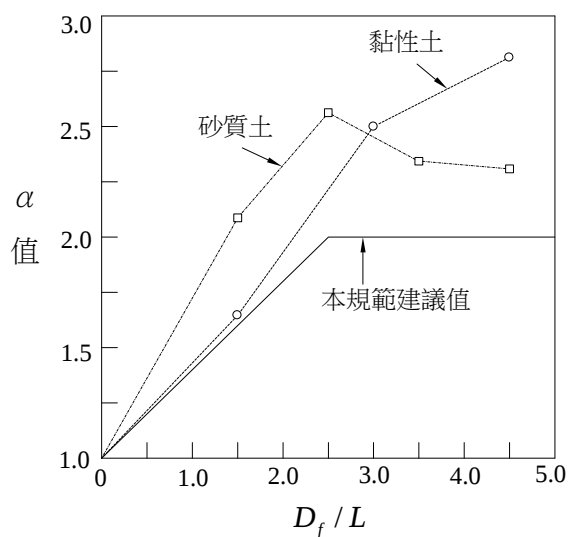


圖-解 4.6-1 α 值與 D_f/L 之關係圖(鐵道構造物等設計標準,1997)

第五章 樁基礎

5.1 通則

5.1.1 適用範圍

本章適用於以承受結構物載重為目的之樁基礎設計，以地盤改良為目的之地質改良樁應依第九章地層改良之規定設計之。

【解說】

工程上常稱之樁基礎係指以承受結構物載重為目的之基樁，當作結構構件使用，或稱為結構樁，其設計適用於本章之規定。

以地盤改良為目的之地質改良樁如砂樁、礫石樁、攪拌樁、噴射樁等，雖構築成類似樁體之形狀，但其形狀不規則或樁體材料不均勻，其強度遠不如實體結構樁，此類樁均用於改善土壤性質為目的，而非當結構構件使用，故通常將改良後之地盤視為複合土進行設計，其設計應依本規範第九章地層改良之規定設計之。

5.1.2 基樁承載機制

1. 壓力承載樁

壓力承載樁主要用於承受上部結構物之垂直載重，基樁承載力係指樁頭所能承受之載重，其承載能力由樁身摩擦力與樁底地層反力共同提供。

2. 拉力承載樁

拉力承載樁主要用於承受上部結構物受傾覆作用時之拉拔力、或用於提供拉力以抑制地下結構物之上浮作用，基樁承載力係指樁頭所能承受之拉拔力，由樁淨重與樁身摩擦力共同提供，不計樁底土壤反力。

3. 側向承載樁

樁頭承受水平作用力與彎矩作用時，樁身將產生側向位移與彎曲變形，由樁前與樁後土壤提供反力予以支承，其使用目的為承受側向力，常稱為側向樁。

【解說】

基樁承載機制如圖-解 5.1-1 所示，依其主要使用目的可概分為下列三類：

1. 壓力承載樁

壓力承載樁主要用於承受上部結構物之垂直載重，為工程上最常使用之目的。基樁承載力係指樁頭所能承受之載重，由樁身摩擦力與樁底土壤反力共同提供，若以樁身摩擦力為主者常稱為摩擦樁，若以樁底土壤反力為主者則稱為點承樁。其實，摩擦樁與點承樁是工程實務上的主觀分類，但並無嚴謹的定義。基樁支承力雖由樁身之摩擦力與樁端地層之支承力所共同提供，但樁身摩擦力通常在變位量達 0.5～1%樁徑時，即已達極限摩擦力，而樁端土壤極限支承力若欲完全發揮，其變位量一般則需達 10%樁徑以上，故樁身摩擦力與樁端點支承力之發揮機制不一樣，分析設計時須注意此現象。以台北盆地之地層構造為例，樁底座落於景美礫石層之基樁或盆地邊緣堅硬岩盤上之基樁常被視為點承樁，但當基樁長度很長時，現地樁載重試驗結果均顯示基樁支承力大部分是由樁身摩擦力所提供，而樁底土壤反力須到基樁產生相當大之沉陷時才能有效發揮出來，故在工程設計時，應審慎考慮樁底承載力是否能充分發揮。

2. 拉力承載樁

地震作用時，上部結構物的水平慣性力引致之傾覆作用可能使基礎底部之基樁承受拉拔力作用，又近年來地下空間開發利用時常有地下結構物承受很大水浮力作用之情況，此時亦有採用基樁以提供拉力用以抑制地下結構物之上浮作用，此類基樁用於承受拉拔力作用者常稱為拉力樁。其承載力係指樁頭所能承受之總拉拔力，由樁體淨重與

樁身摩擦力所共同提供，但不計樁底之土壤反力。基樁承受拉拔力作用時，沿樁身土壤所提供之摩擦力係往下作用，現地樁載重試驗結果顯示土壤所能發揮之樁身摩擦力遠小於壓力承載樁情況土壤承受壓力時之樁身摩擦力，故於設計時須注意此種差異現象，謹慎評估基樁承受拉拔作用之承載能力。

3. 側向承載樁

基樁為細長之桿狀結構構件，其受側向力作用時之撓曲剛度相對較小。當樁頭承受水平作用力與彎矩作用時，樁身將產生側向位移與彎曲變形，擠壓樁前與樁後土壤產生反力以予支承樁頭載重，由於基樁樁頭受側向力作用時所產生之側向變位與彎曲變形主要發生於樁身上半部，故僅能由近地表處之淺層土壤提供主要之側向反力，因而基樁之側向支承能力其實不大，很容易產生側向變位，往往成為工程設計時之控制因素。

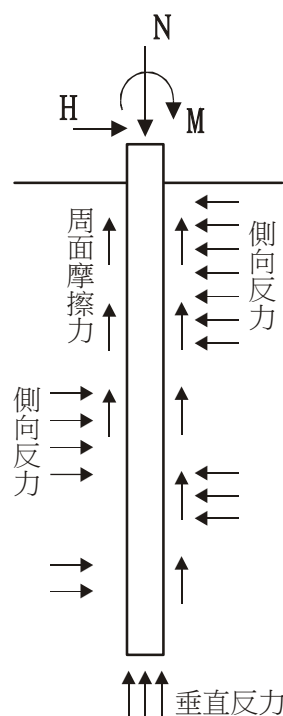


圖-解 5.1-1 基樁承載機制

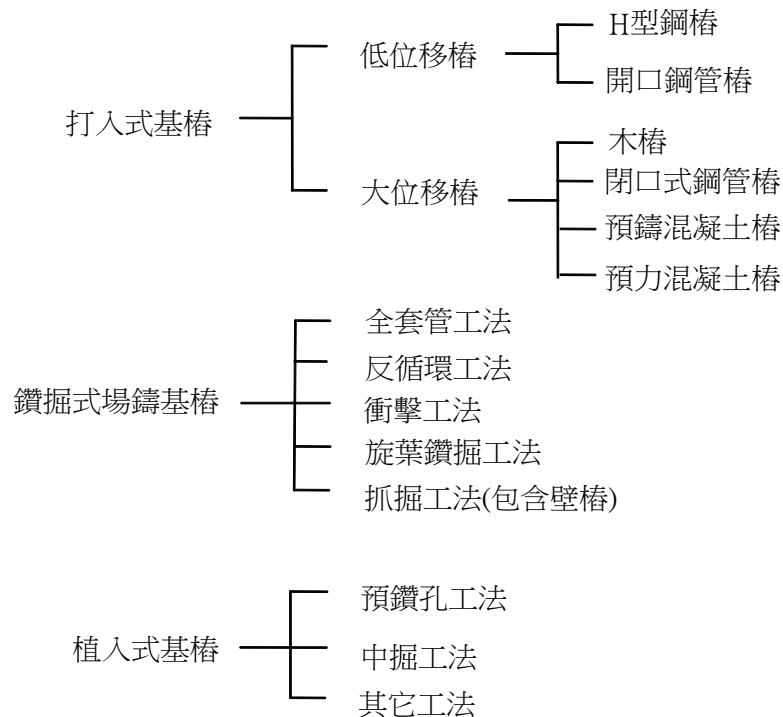
5.1.3 基樁分類

基樁之支承力因施工方式而異，施作方式主要可分為下列三類：採用打擊方式將預製之實體樁貫入於地層中者，稱為打入式基樁；採用鑽掘機具旋鑽或挖掘樁孔至預定深度後，吊放鋼筋籠，安裝特密管澆置混凝土至設計高程而成者，稱為鑽掘式場鑄基樁；採用螺旋鑽在地層中鑽挖與樁內徑或外徑略同之樁孔，再將預製之鋼樁、預力或預鑄鋼筋混凝土樁以插入、壓入或打入樁孔中而成者，稱為植入式基樁。

【解說】

1. 基樁之支承力基本上係由樁身摩擦阻力及樁底端點支承力共同提供，支承力之發揮與基樁之施工方式有密切之關係，依據基樁施工過程對土壤之擠壓或擾動程度，以及樁材為預鑄或場鑄之不同，可將基樁分類為打入式基樁、鑽掘式場鑄基樁、及植入式基樁三種，表-解 5.1-1 為按施工方式之基樁分類表。

表-解 5.1-1 基樁分類表(按施工方式)



2. 各種不同施工方式對基樁支承力之主要影響包括：

- (1).打入式基樁於打擊過程中產生大位移者，因打樁振動及樁體貫入擠壓之影響，樁間土壤若為砂土層，則砂土將更趨於緊密，使樁群之支承力遠大於各單樁支承力之總和。
- (2).打設於黏土層中之 PC 樁行為則較為複雜，樁周附近黏土受樁體貫入擠壓及打樁擾動之影響而產生超額孔隙水壓，此水壓將隨時間而逐漸消散，土壤強度亦隨黏土之復原性及壓密效應漸遞恢復，因此黏土層中打入式基樁之支承力通常隨時間增長而增大。另於飽和黏土層中密集打設基樁，亦容易造成鄰樁發生上浮之情形，若打設完成後未執行檢測及再次打擊，則可能因樁底懸空而失去端點支承力。
- (3).鑽掘式場鑄基樁之施工方式很多，包含全套管工法、反循環工法、衝擊工法、旋葉鑽掘工法、及抓掘工法等，須視基樁設計條件、地層情況與施工場址條件等選擇合適經濟之施工法。近年有使用連續壁施作方式構築之矩形或片狀混凝土構造物當作基樁使用者，稱為壁樁，因其採用抓掘方式施作，故可歸類為鑽掘式場鑄基樁。鑽掘式基樁施工後，鑽孔內之碎屑將沉積於孔底形成底泥，其清理不易，相當費時費事，若未確實加以清除乾淨，將使得原設計時預期之樁底端點支承力無法完全發揮出來，嚴重影響基樁之承載能力。圖-解 5.1-2 為 Tomlinson(1977) 所舉一鑽掘樁之載重~沉陷曲線，圖中基樁突然產生劇烈下陷的部份即因底泥未清除乾淨所致。
- (4).基樁底部土層之水壓若高於鑽掘孔內之水壓，即可能在基樁底部產生局部管湧現象，樁底土壤受破壞後將失去端點支承力。台灣地區之沖積平原常為砂與黏土之互層，若採用全套管樁方式施工時很容易發生此種情形。此外，於鄰近山邊地區，若地層中有壓力水層存在，則不論是採全套管或反循環之施工方式都很容易發生這種情形。

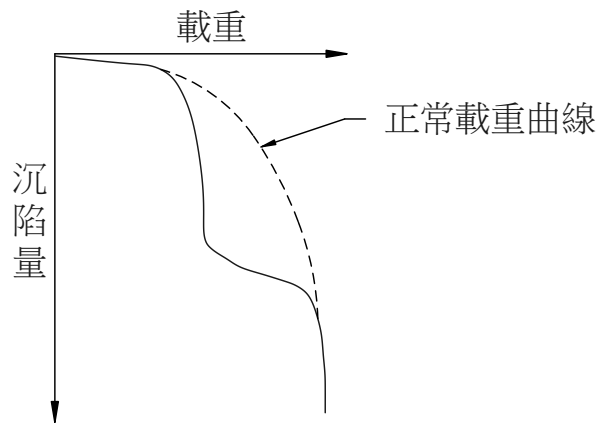


圖-解 5.1-2 鑽掘樁底泥處理不佳之試樁曲線
(取自 Tomlinson,1977)

5.1.4 基樁施工對環境之影響

基樁之施工都將對周邊環境產生影響，設計前應先詳細調查，評估施工可行性，以及其對周邊環境之影響，必要時應做適當之環境保護措施。

【解說】

不論打入式基樁、植入式基樁或鑽掘式基樁之施工，都可能對周邊環境產生影響，如噪音、振動、地層變位等。表-解 5.1-2 即為各種基樁施工時對周邊環境之主要影響。規劃、設計時應就周邊環境條件審慎選擇適宜之樁種，以減少實際施工時對周邊環境之影響、或避免因實際無法施工而臨時變更樁種，延誤工期。

圖-解 5.1-3 為一則以 Kobe K-45 柴油樁錘打設 PC 樁(樁徑 50cm、樁長 33m)時之實際振動監測結果，該地位於台灣西部海岸之海埔新生地，地層則為典型之砂與黏土互相交錯之沖積層，量測結果顯示打樁所引起之地盤振動可傳至相當遠之距離，在採用 PC 樁時應特別注意打樁振動對周邊環境之影響。

表-解 5.1-2 基樁施工對周邊環境之主要影響

依基樁施工方式區分 周邊環境之影響			打入式樁	鑽植掘入式樁
發生原因	媒介物	主要妨礙		
噪 音	大氣	1.日常生活之妨礙 2.生理的影響 3.對公共建物與設施之妨礙 4.對家畜生理的影響	◎ ○ ○ △	△ △ △ △
振 動	地層	1.與噪音 1~4 同 2.地層變動(沉陷、龜裂等) 3.埋設物損壞 4.構造物(房屋、廠房等)之損壞	◎ ○ ○ △	△ ○ △ △
地下水位變動	地層或地下水	1.與振動 1~4 同 2.地下水污染 3.井水的枯竭、污染	△ △ △	○ ○ △
排水、 污水處理	地層(下水道)	1.地下水、河川污染、污濁 2.周邊(道路、鄰地等)之污染 3.處理場(棄土場)之妨礙 4.下水道堵塞、容量不足	△ △ △ △	○ ○ ○ △
地層變位	地層	1.與振動 1~4 同 2.交通阻礙	○ ○	△ △
塵埃、油 氣、瓦斯、 煙、惡臭等 之擴散	大氣或地層	1.對日常生活之妨礙 2.對生理的妨礙 3.對動、植物之妨礙 4.構造物及其他周邊之污染	○ △ △ ○	△ △ △ ○
妨害交通		交通堵塞、空氣污染	△	△

- 1) 對周邊環境影響之程度：◎嚴重 ○中度 △輕微
2) 各種施工均會發生營業妨害問題

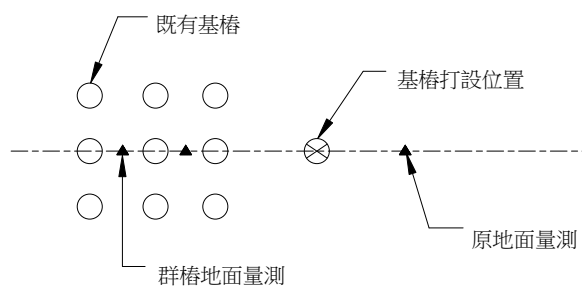
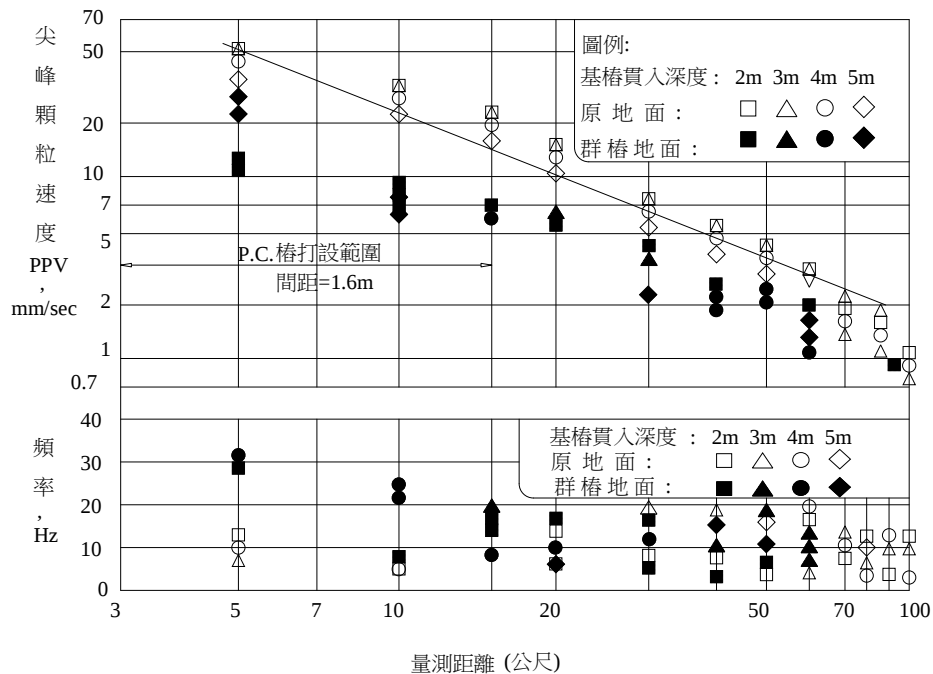


圖-解 5.1-3 PC 樁打設引致之地表振動監測

5.2 基樁設計原則

5.2.1 載重分擔

1. 基樁之使用目的主要為承受上部結構物各類載重，故基樁之設計載重應依所承結構物之設計需求而定。
2. 上部結構物載重經由基礎或樁帽傳遞至樁基礎，載重分擔方式應依結構解析模式合理決定之。若基礎或樁帽係埋置於確實夯實之土層中，可考慮其載重分擔能力。

【解說】

1. 樁基礎之設計需求以所承結構物之設計需求而定，其設計載重與載重組合應依所承結構物之設計規範決定之。
2. 上部結構物之載重通常經由基礎或樁帽傳遞於其下之樁基礎，其載重分擔方式與基礎之型式、基礎之剛度與基樁之勁度有關，應建立完整之結構分析模式決定傳遞於基樁之載重。又一般基礎或樁帽均埋置於地表面下，若原地層為堅硬土層或回填土層經確實夯實者，基礎或樁帽周圍土層則能提供有效之阻抗，設計時可考慮其載重分擔能力，但須經結構解析模式決定之。

5.2.2 基本設計原則

- | |
|---|
| <ol style="list-style-type: none">1. 基樁之選擇及設計，應綜合考慮地質條件、上部構造型式、載重方式、容許變位、施工可行性、施工品質與環境等因素審慎評估之。2. 基樁須能承受可能發生之垂直力、水平力、拉拔力及負摩擦力，並考慮振動載重與地震作用所造成之動態效應，其容許支承力應依照第 5.3 節之方法計算之，並應依照第 5.6 節之規定設計其樁體結構。3. 群樁基礎之基樁間距應不得小於第 5.4.1 節之規定，並依第 5.4.2 節之規定，計算群樁之容許支承力。4. 基樁應依第 5.5 節之規定推估其變位量，容許變位量依所支承構造物之使用性、可修復性與安全性而定。 |
|---|

【解說】

基樁的設計流程如表-解 5.2-1 所示，在規劃設計時須針對流程圖中各要點項目審慎評估，各要點的詳細考慮方式則於以下各節中詳述。

建築物之各種載重或外力經由基礎傳遞至樁基礎時，由基樁及其周圍土壤共同承擔，這些載重包括垂直力、水平力及拉拔作用力，設計時須考慮檢核之項目包括樁基礎之變位量、土壤之容許支承力及樁體強度之容許值等。表-解 5.2-2 為基樁設計時主要應檢核之項目。

表-解 5.2-1 基樁設計流程

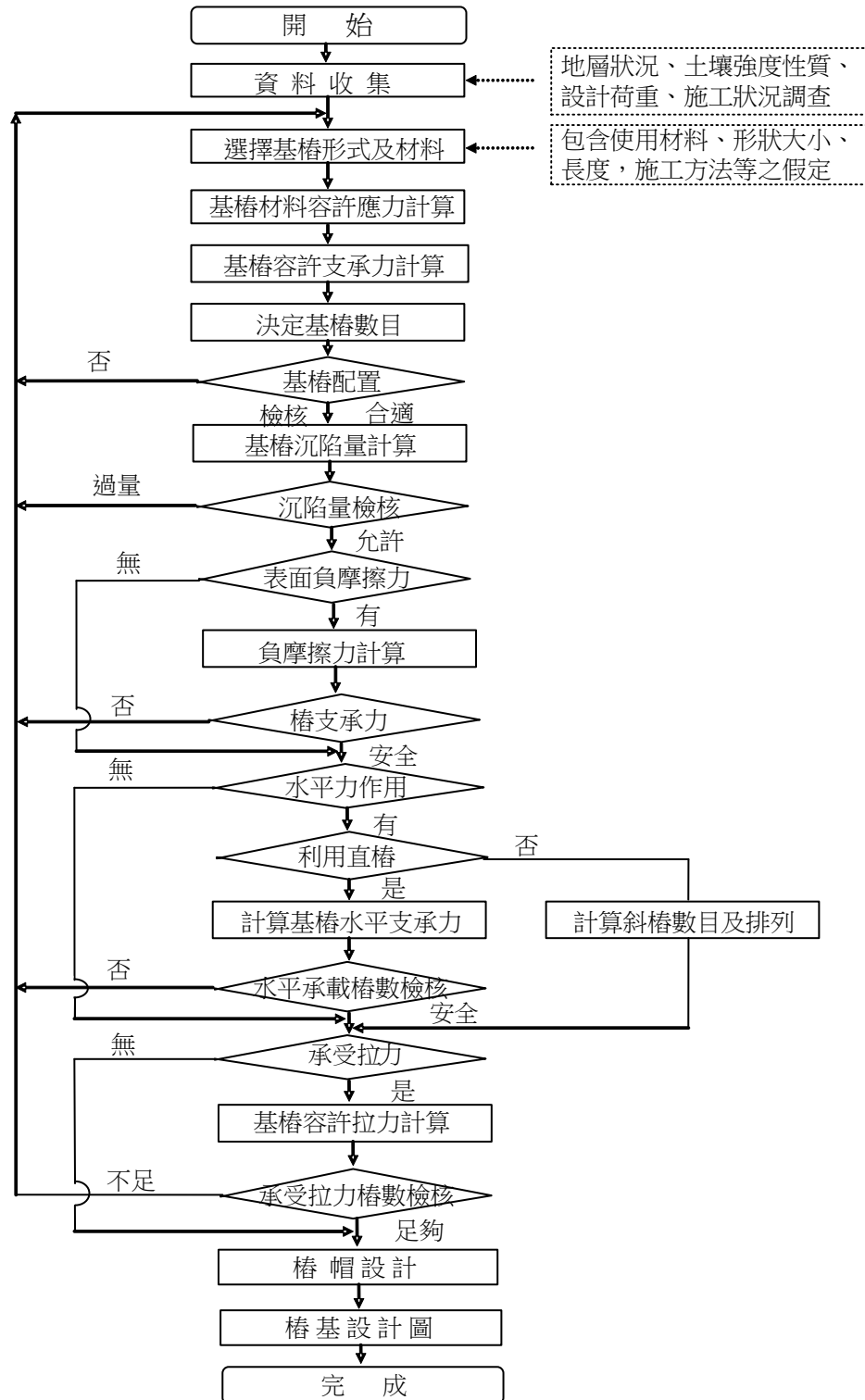
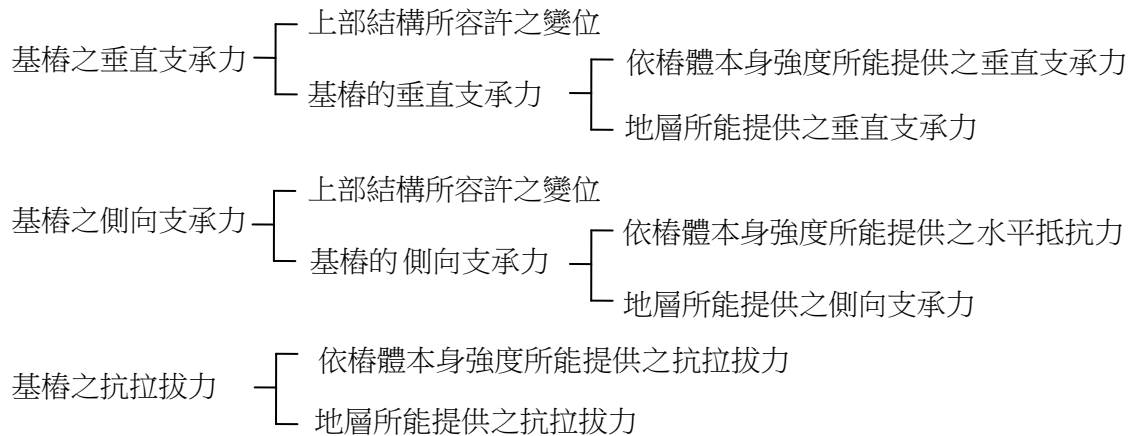


表-解 5.2-2 計算基樁支承力時之考量要點



(註) 樁體之強度包含樁帽、基樁之接樁處及樁尖之強度

5.2.3 特殊設計考量

1. 同一建築物之樁基礎設計，應儘量避免混用不同材質、施工方法或支承方式之基樁；惟特殊之情況經分析對建築物無不利影響者得混用之。
2. 基樁之設計應能承受基礎施加之載重，基樁間土壤之支承力一般不予考慮。若經確認基礎與其底面下方土壤不致發生分離者，則基樁間土壤之支承力得予考慮。
3. 基樁設計應考慮施工可能因樁身之垂直度不易控制、樁頭位置偏差等施工可能產生之偏心影響。
4. 位於坡地或岸邊之樁基礎，應檢核其整體穩定性。
5. 若基樁通過可能液化之地層時，則於地震或振動載重下，應將可能液化部份之土壤支承力予以適當之折減或不予考慮，並應適度考慮液化後土壤流動所造成之影響。

【解說】

1. 工程實務上可能混合使用不同樁種的情形為：
 - (1). 樁基礎與直接基礎併用
 - (2). 摩擦樁與點承樁併用

(3). 擴座樁與傳統樁併用

(4). 因岩盤面傾斜而採用不同樁長

同一建築物若因結構功能、載重不同或其他原因而須使用不同樁種支承結構物時，須分析檢討其載重分配，以及建物之使用性與安全性，尤其是不均勻沉陷之影響。

2. 若基礎面底部與土壤密接而未分離的情況下，作用於基礎之載重實際上是由基樁與樁間土壤共同承擔。但是因為土壤與基礎面是否密接存在許多變數，所以須經確認基礎與下面土壤不致發生分離者，才可考慮樁間土壤支承力之貢獻。就實務而言，土壤與基礎底面可能發生分離的原因很多，諸如：

(1). 樁間土壤為未經預壓或夯實改良的疏鬆砂土或軟弱黏土

(2). 樁基礎附近開挖或其他施工之抽水作業導致地下水位下降者

(3). 超抽地下水嚴重的地盤沉陷地區，如台灣西部沿海養殖區

(4). 一般地震即使未發生土壤液化現象，也可能會使地層產生壓縮及沉陷現象

(5). 點承樁支承之基礎版易與其下土壤產生分離現象，同樣是摩擦樁，大口徑長樁系統較小口徑短樁系統容易發生分離現象

3. 基樁施工之垂直度不易控制，一般規範之垂直度容許值約為 $1/75 \sim 1/200$ ，樁頭中心位置之容許偏心量約為 $5 \sim 10\text{cm}$ ，這些偏心量將使樁基系統承受額外之力量，設計時應予考慮；尤其是作為逆打鋼支柱支撐之基樁，其施工精度更應嚴格控制。

由於鑽掘樁的施工機械日益進步，目前使用大口徑長樁之情形相當普遍，這類大樁具有較大之支承力，因此，採用單柱單樁設計之案例日益增多，然而不論就載重偏心、施工誤差或樁基施工品質而言，此種系統之風險較高，應有嚴謹的品管及檢測措施以確認基樁品質，或是在柱與樁基間有勁度大之基礎版以分配力量，且單柱單樁屬自由樁頭變位，側向變位較大，應予考量。但就工程實務而言，這類大口徑長樁，一旦檢測發現問題，也很難有確實可行且有

效的補救方法。因此，設計時若採用群樁系統，則樁帽與群樁配置可使載重重新分配，不論對偏心載重或是施工品質偏差都具有較佳之因應能力。

4. 位於坡地或岸邊之基樁設計，應考慮邊坡之穩定性問題，基樁雖能抑制邊坡滑動之趨勢，但基樁亦同時承受邊坡滑動之推力，基樁深度若未能貫穿可能滑動面，則基樁可能隨著邊坡滑動而產生整體移位之情形。

此外，位於坡地或岸邊之樁基礎，因受地表面傾斜之影響，設計時必須考慮基樁受上坡面載重之影響，並檢核下坡面土壤之承載能力。當地盤為水平時，水平方向地盤反力係數可視為一定值，但在傾斜地盤面的基樁則應依實際之設計條件將水平方向地盤反力係數適度調整，以反映地盤面傾斜之影響。對承受側向作用力之基樁而言，地表面附近之地盤水平抵抗能力對基樁受力時之反應具有很大之影響，分析時應特別考慮地表面附近土壤性質之變異性，以及可能受其他工程施工挖除之影響。

5. 基地內土壤若地震時發生土壤液化現象，基樁承載功能可能因而受損，諸如：
 - (1). 土壤中孔隙水壓升高，土壤強度減低，基樁垂直支承力及水平抗力都因而減少
 - (2). 地層受地震影響而下陷，此種沉陷通常都是較不均勻，危害度亦較嚴重

圖-解 5.2-1 為日本新潟地區之地震災害統計實例，基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度較輕微，反之，貫入承載層愈淺者，其受損程度較嚴重。又群樁間土壤之性質可能因基樁施工而改變，打入式基樁之樁間土壤因緊密度提高，故其液化潛能將大幅降低。若為鑽掘樁，則樁間土壤緊密度將略為降低，其液化潛能則可能因基樁施工而稍微升高。

1995 年日本阪神大地震時，神戶地區沿海岸邊及人工島曾發生極嚴重的土壤液化，地盤因而產生側向流動之現象，致使鄰近岸邊

的樁基礎發生破壞，造成極嚴重之損害，如圖-解 5.2-2 所示，因此對於岸邊樁基礎之設計，應針對結構物之重要性及土壤抗液化能力做特別之考量。

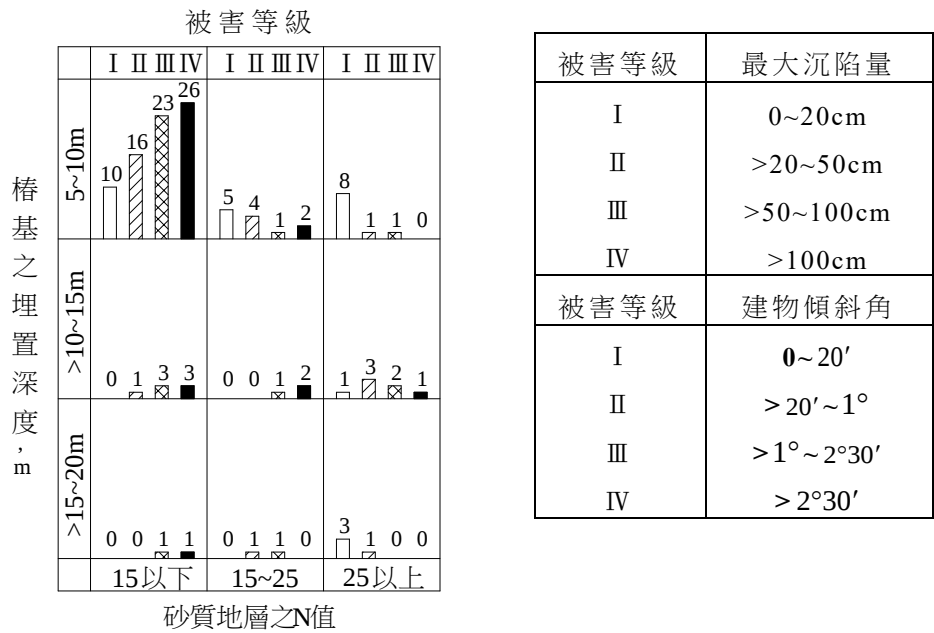


圖-解 5.2-1 新潟市信濃川沿岸地區樁基礎受害程度調查結果

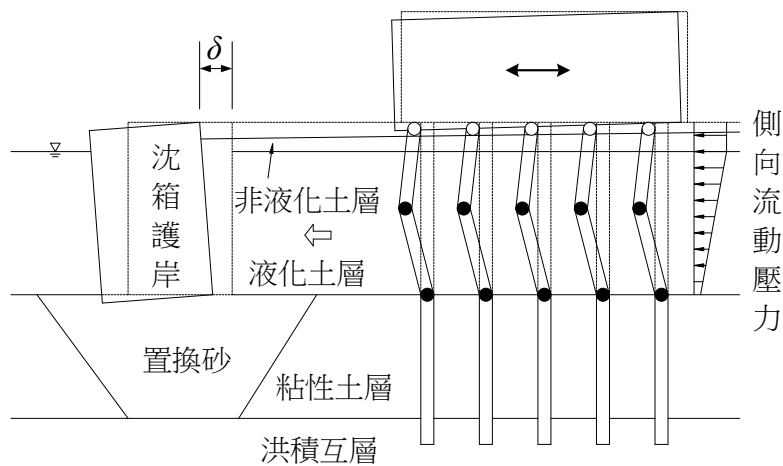


圖-解 5.2-2 阪神地震鄰近岸邊之樁基礎破壞案例(山肩邦男,1996)

5.3 容許支承力

5.3.1 單樁垂直支承力

1. 單樁之極限垂直支承力包含由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力，分別可依靜力學公式、貫入試驗公式、樁載重試驗、動態分析等方法推估之。單樁之極限垂直支承力與容許垂直支承力得依下列公式估算：

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b \quad \text{式(5.3-1)}$$

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \quad \text{式(5.3-2)}$$

式內 Q_u = 單樁之極限垂直支承力(tf)

Q_a = 單樁之容許垂直支承力(tf)

Q_s = 樁表面摩擦阻力(tf)

Q_b = 樁底端點極限支承力(tf)

FS_1, FS_2 , = 樁周表面摩擦阻力與端點支承力之安全係數，其值按表 5.3-1 所列規定，惟對於長樁或鑽掘樁，樁端點支承力之安全係數可視施工品質與樁底灌漿成效酌予調整。

f_s = 樁表面摩擦阻力(tf/m²)

A_s = 樁身之表面積(m²)

q_b = 樁端之極限支承壓力(tf/m²)

A_b = 樁端之斷面積(m²)

表 5.3-1 垂直支承力安全係數

載重情況 \ 支承力推估方法	樁載重試驗		支承力推估公式	
	FS_1	FS_2	FS_1	FS_2
常時載重情況	1.8	2.5	2.5	3.5
短期載重情況	1.3	1.8	1.8	2.5
極限限界狀態	1.1	1.3	1.2	1.5

2. 以靜力學公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

(1) 樁表面之摩擦阻力

$$f_s = c_a + K\sigma'_v \tan \delta \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-3)}$$

式內

$c_a = \alpha c_u$ 為土壤與樁身之附著力(tf/m^2)

α = 對 c_u 之經驗折減值，與土壤強度、樁長、樁徑及施工方法等有關，一般介於 0.25~1.0 之間

c_u = 沿樁身之平均土壤不排水抗剪強度(tf/m^2)

K = 側向土壓力係數，與土壤及基樁施工方法有關

σ'_v = 有效覆土壓力(tf/m^2)

δ = 樁身與土壤間之摩擦角，與土壤、基樁材料及施工方法等有關，一般約為土壤內摩擦角之 0.33~1.0

土層如為粘性土壤，則上式之後項不計；如為砂質土壤，則前項不計。

(2) 樁端點之極限支承壓力

$$q_b = cN_c^* + \sigma'_v N_q^* + 0.5\gamma' D N_\gamma^* \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(5.3-4)}$$

式內

N_c^* 、 N_q^* 、 N_γ^* = 支承力因數，其值與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層深度等有關(參見解說)

c = 樁底部土壤之凝聚力(tf/m^2)

σ'_v = 樁端點之有效覆土壓力(tf/m^2)

γ' = 土壤之有效單位重(tf/m^3)

D = 樁身之有效直徑，如係擴座基樁，其底部有效直徑不得超過樁身直徑之兩倍(m)

(3) 砂質地層中，基樁之表面摩擦力及端點支承力，應根據土層之相對密度、地下水位深度、樁徑及基樁施工方法，適當考量臨界深度效應，或根據樁載重試驗結果考量之。

3. 以貫入試驗公式推估基樁極限支承力時，得參考以下方式推估：

- (1) 以現場標準貫入試驗 N 值推估基樁支承力，僅限用於砂性土層，此時樁表面之摩擦阻力 f_s ，及樁端點之極限支承力 q_b 得依表 5.3-2 所列經驗式推估之。

表 5.3-2 基樁最大表面摩擦阻力及端點極限支承力(tf/m²)

施工法 \ 支承力	打入式基樁	鑽掘式基樁	植入式基樁	
			預鑽孔工法	中掘工法
f_s	$N/3(\leq 15)$	$N/3(\leq 15)$	$N/3(\leq 15)$	$N/10(\leq 5)$
q_b	30N	7.5N	25N	25N

註：計算樁端點極限支承力時之 N 值須取下述範圍內土壤平均 N 值，其值不得超過 50。(1) 打入式基樁：樁端點上方 4 倍樁徑與樁端下方 1 倍樁徑範圍；(2) 其他情況之基樁：樁端點上方 1 倍樁徑與樁端下方 1 倍樁徑範圍。

- (2) 對於樁底座落於礫石層或堅硬岩盤中之基樁，其樁周摩擦力與端點支承力可依載重試驗結果或當地經驗推估之。
- (3) 如係底端開口之打入式基樁，應考慮土栓效應，對端點支承力作適當之修正。
4. 由樁載重試驗決定基樁極限支承力時，宜利用試樁資料求取各土層之樁周摩擦阻抗曲線($t-z$ 曲線)，以及樁底承載力曲線($q-w$ 曲線)，據以計算基樁之容許支承力。
5. 實務上常採用樁底灌漿藉以提高樁底承載力，其成效視灌漿品質而定，故應審慎評估樁底灌漿之有效性，或以樁載重試驗決定樁底承載能力。

【解說】

1. 決定單樁極限垂直支承力之方式，以現場樁極限載重試驗法最為直接。但在實務上，由於設計階段初期必須考慮地層變異、基樁種類、樁徑、樁長選擇等，難以藉由樁載重試驗結果決定各型基樁之

支承力，因此必須利用靜力學公式或經驗方法推估基樁之支承力。至於基樁施工階段則可藉由打樁動力公式、動力學分析法及樁載重試驗等方式驗證設計階段所推估之支承力。

由於樁基礎之承載行為與施工方式、樁體材料類別、地層變異性等具有密切之關係，以致各種支承力推估或決定結果各具不同程度的準確性及可靠性。因此，決定基樁之容許支承力時，必須考慮適當之安全係數，以涵蓋各種之不確定性以及可能的風險，以提高安全性。

單樁之極限支承力是由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底端點提供之支承力所共同提供，但是其發揮機制通常是由樁周表面摩擦阻力先發揮至極限狀態，待樁基位移量達到相當程度時，樁底端點支承力才會達到極限狀態，亦即兩部份的極限承載不會同時發生。因此當樁基礎承受的載重處於安全承載狀況時(荷重小於容許支承力)，樁表面與樁底面所提供的阻抗，分別佔其極限值之比率大小並不相同。換言之，倘樁基礎的垂直支承力安全係數採用單一數值時，實際上該數值並不是樁表面摩擦阻抗真正的安全係數值，亦非代表樁底承載阻抗的安全係數大小。因此，若考慮樁基礎支承力之發揮機制，基樁容許垂直支承力計算時所採用之安全係數，應將樁表面摩擦阻抗及樁底面承載阻抗之安全係數予以分開考量，並分別採用不同的安全係數值較為合理(周功台，1992)，表-解 5.3-1 彙整多種規範對安全係數所做之規定，其中許多規範仍採用單一總體安全係數 FS 者。本規範表 5.3-1 已將樁表面摩擦力與樁端支承力之安全係數分開表示，分別以 FS_1 與 FS_2 表示，對於由支承力推估公式計算支承力時，若跟以往規範比較， FS_1 已稍微減小，而 FS_2 則稍微提高，此乃由於國內大部分基樁載重試驗結果顯示，樁表面摩擦力之計算已較可靠且在很小之位移時即可發揮，而樁端支承力之計算則仍較不可靠，不僅鑽掘樁孔底有淤泥很難清除乾淨之問題，且樁端支承力實際上很難有效發揮出來，因此作上述調整。至於由樁載重試驗結果評估基樁支承力時，由於現地試驗資料較可靠，故可取較小之安全係數，惟仍須審慎檢視試樁結果是否具足夠之代表性，或可參

考同區域類似樁種之試驗結果作為佐證。表 5.3-1 所列之安全係數係指永久結構物承受各種載重(見 2.11 節)時基樁設計所需之最小安全係數，至於臨時性措施如逆打鋼柱或中間柱等承受臨時性施工載重時，其安全係數應依設計與施工情況由工程師決定之，原則上，各階段之施工載重均不得大於基樁之降伏承載力，以免產生有害之沉陷。此外，倘基樁的極限垂直支承力係依動力打樁經驗式推估時，則應視其公式所具之不確定性大小，採用適宜的安全係數。

對於貫入承載層長徑比 $L/D < 10$ 之基樁，因需仰賴相當比重之底部承載力以提供基樁所需之容許承載力，設計時應考量底部承載力是否能有效發揮，檢討其安全係數，並檢核基樁之沉陷量。

表-解 5.3-1 基樁長期容許垂直支承力安全係數之比較

規範名稱	F_f		F_b	FS
日本建築基礎構造設計指針	打入式	3	3	3
	鑽掘式	2	$0.1D/3\text{cm} \geq 3$	3
日本道路橋示方書	點承樁	—	—	3
	摩擦樁	—	—	4
日本國鐵建造物設計標準	打入式	3.33	3.33	—
	鑽掘式	3.33	1.67 $(Q_b/Q_u \leq 0.6)$ $1.67 \sim 3.33$ $(0.6 < Q_b/Q_u \leq 1)$	—
日本港灣設施技術基準	—		—	≥ 2.5
AASHTO	—		—	1.9~3.5*
加拿大基礎工程規範	—		—	3 (靜力學公式) 4 (N法)

註：*為與地質條件、分析法、靜力試樁等施工控制條件之完整性有關。

Q_b 為樁端極限支承力， Q_u 為基樁極限垂直支承力。

2. 靜力學公式主要乃依據極限平衡理論推導而得，由於基樁之支承力與基樁種類、施工方式及地層條件有關，力學機制十分複雜，無法單純經由理論公式求得，因此現行各規範都涵括地域性經驗在內。

樁身表面極限摩擦力之計算，除了需考慮地層之種類外，尚須考量基樁之施工方式，施工方法將影響樁身周圍土壤之擾動程度、夯實程度、側向力分布及摩擦角等。摩擦力之承載機制可分成黏土層及砂土層分別討論如下：

(1) 黏土層

於黏土層中，樁之摩擦阻力可由土壤與樁身間之表面附著力 c_a 來估計，即

$$f_s = c_a = \alpha c_u \quad \text{式(解 5.3-1)}$$

α 為經驗折減值，附著力的大小視土壤本身之不排水剪力強度與基樁施工方式而定；Tomlinson(1957, 1970 及 1971)綜合整理 78 組承載於黏土層中之打入式基樁，認為 α 值之變化範圍極大，主要與黏土之不排水剪力強度與基樁埋置深度有關，其變化趨勢如圖-解 5.3-1 所示。至於黏土層中之場鑄基樁，由於施工過程中對地層並無擠壓作用，且經常採用穩定液排土，故其 α 值可能較低。一般而言， α 值常介於 0.25~1.0 之間，且隨黏土之不排水剪力強度增加而減小。

(2) 砂質地層

對砂性地層而言，樁身摩擦阻抗的發生係由土壤與樁身間之摩擦力所造成，故其一般式為

$$f_s = K \sigma'_v \tan \delta \quad \text{式(解 5.3-2)}$$

其中 δ 角為樁身與土壤間之摩擦角，主要受土壤與基樁材料所控制，一般介於 $1/3 \sim 1.0\phi$ 之間(Canadian Geotechnical Society, 2006)； K 為側向土壓力係數，隨地層性質、地層初始應力、基樁施工方式與地下水位高低等而有所變化，Vesic(1977)即指出， K 值於鑽掘式基樁略小於或接近靜止土壓力係數 K 值，於 H 型或開口式

鋼管樁等低位移打入式基樁， K 值則略大於鑽掘式基樁，但很少超過 1.5，但對於如 PC 樁等大位移打入式基樁， K 值即有可能趨近於被動土壓力係數 K_p 值；NAVFAC DM7.2(1982)對側向土壓力係數有一完整建議值如表-解 5.3-2，惟其中對於鑽掘式基樁之 K 值僅適用於樁直徑小於 60cm 者，若對於較大直徑之樁，可能由於樁孔周邊土壤之鬆弛作用而使 K 值更小，設計時應謹慎評估；另外表-解 5.3-2 亦清楚指出，基樁受拉力作用時之側向土壓力係數小於其受壓力作用時之值，係因應力路徑不一樣所致，詳細說明見 5.3.2 節。

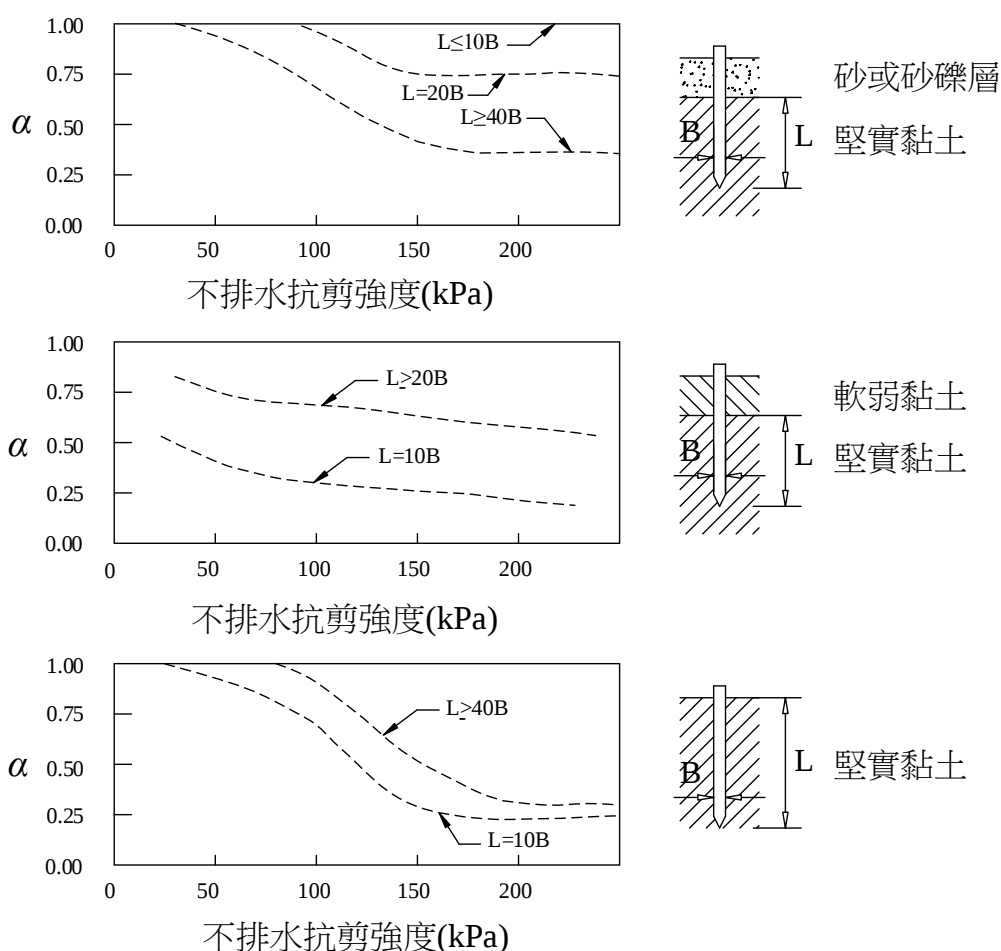


圖-解 5.3-1 不等貫入深度基樁之 α 值(Tomlinson, 1970)

表-解5.3-2 側向土壓力係數 (K)

基樁施工方式	受壓力時	受拉力時	附 註
打 入 式	0.5~1.0	0.3~0.5	打入過程排土量甚小者
打 入 式	1.0~1.5	0.6~1.0	打入時大量擠壓四周土層者
打 入 式	1.5~2.0	1.0~1.3	打入過程大量排土，且樁身由上而下逐漸變小者
打 入 式	0.4~0.9	0.3~0.6	先行沖孔，再打入者
鑽 掘 式	0.7	0.4	直徑小於60公分者

樁端點支承力理論主要係根據淺基礎支承力理論之延伸而得，依不同假設之樁底破壞面型式則可分析出不同之支承力因素，並可歸納為五種破壞模式，如圖-解 5.3-2 (日本土質學會，1993)。樁端點之極限支承壓力之求法，其一般式為：

$$q_b = cN_c^* + \sigma_v' N_q^* + 0.5\gamma' DN_\gamma^* \quad \text{式(解 5.3-3)}$$

其中第三項很小，可予以忽略不計。因此，對於樁端支承於飽和黏土層之樁端極限支承力得簡化為：

$$q_b = c_u N_c^* \quad \text{式(解 5.3-4)}$$

國內支承於黏土層之基樁試樁資料仍十分有限，在工程實務上，對於支承於堅硬黏土層中之打入式基樁，其 N_c^* 值可採用 9.0，而鑽掘式基樁之 N_c^* 值，原則上可採用 6.0，惟應視施工品質做必要之調整。至於支承於砂性土層中之樁端極限支承力則可依下式估算

$$q_b = \sigma_v' N_q^* \quad \text{式(解 5.3-5)}$$

式中 N_q^* 與土壤性質、基樁施工方法及貫入承載層之深度等有關，可參考表-解 5.3-3 之建議值，惟對於小位移樁與底泥處理較不易確實執行之鑽掘式基樁，設計者應考量施工情形做適當之折減。當樁基礎承載於均質砂性地層時，早期之設計常假設支承力隨樁基之埋置深度而線性增加，惟根據近年來之研究顯示，樁端

極限支承力(q_b)與樁身摩擦力(f_s)於超過某一埋置深度時有趨近某一定值之現象，Vesic(1963)將此深度定義為臨界深度。綜合文獻研究結果顯示，臨界深度之變化範圍極廣，約介於 $4D \sim 60D$ 之間，主要與地層之摩擦角 ϕ 值及基樁施工方式有關，目前國內之試樁資料仍未完備，現階段建議採 NAVFAC DM-7.2(1982)規範所建議之 $20D$ 為臨界深度，超過此深度時，其有效覆土壓採臨界深度處之有效覆土壓以計算樁底極限端點支承力與樁身極限摩擦力。根據葉文謙等(1997)整理台灣中南部沖積土層中之 PC 樁試樁結果顯示，採用本節建議之靜力學公式與參數推估之基樁支承力與樁載重試驗所得之極限支承力相當一致，其差值在 $\pm 25\%$ 以內。

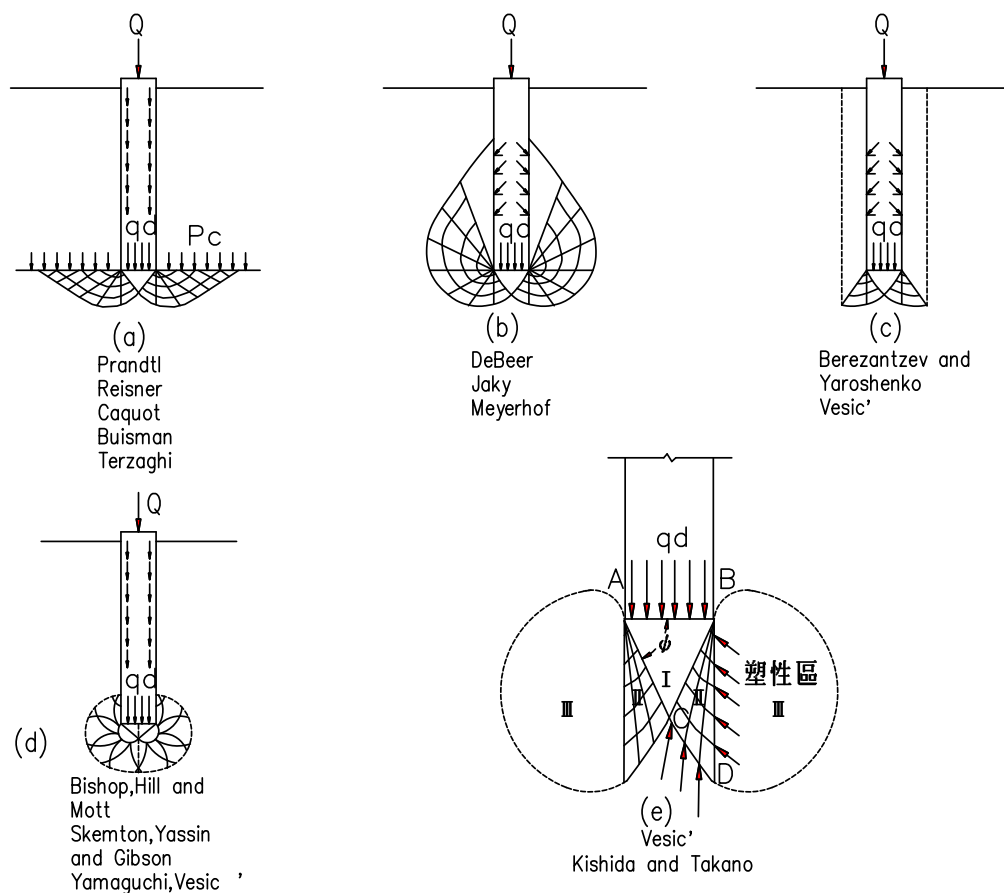


圖-解 5.3-2 樁基礎破壞模式(日本土質工學會,1993)

表-解 5.3-3 支承力因數 N_q^*

ϕ	26	28	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
N_q^* (打入式 大位移基樁)	10	15	21	24	29	35	42	50	62	77	96	120	145
N_q^* (鑽掘式基樁)	5	8	10	12	14	17	21	25	30	38	48	60	72

3. 貫入試驗經驗公式之應用

- (1) 標準貫入試驗及荷蘭錐貫入試驗為現地貫入試驗，且其前端貫入裝置之外形均類似基樁，與基樁貫入之機制相當，因此在工程實務上常以這兩種試驗之結果來推估基樁之支承力。以標準貫入試驗為例，Meyerhof(1976)所發表之建議式如下：

打入式基樁：

$$q_b = 40N \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-6)}$$

$$f_s = \frac{N}{5} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-7)}$$

鑽掘式基樁：

$$q_b = 12N \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-8)}$$

$$f_s = \frac{N}{10} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-9)}$$

各地區再依地域性之不同，各自發展出較適用於當地應用情形之修正經驗公式。許多研究指出，樁端支承力由於尺寸效應及高圍壓砂土顆粒破碎之結果，上述有關樁端支承力 (q_b) 之關係式宜適度降低(日本建築基礎構造設計指針，1988)；然而，對於樁身摩擦阻力而言，由於近年來施工技術之提昇，鑽掘式基樁因開挖造成之地層擾動與皂土穩定液對摩擦力之影響均已大幅降低，因此所採用之樁身摩擦抵抗則有增加之趨勢。茲將世界各地常採用之經驗公式彙整如表-解 5.3-4 所示。

本規範綜合歸納各文獻及研究成果，建議採表 5.3-2 所示之經驗公式。台灣地區應用 PC 樁的案例大多集中於西南部之沖積平原帶，圖-解 5.3-3 為整理雲林麥寮、嘉義太保及高雄林園等地依據本規範所建議經驗公式估算之基樁支承力，與實際樁載重試驗結果之比較，顯示表 5.3-2 經驗公式具相當之可靠性。

表-解 5.3-4 各規範用 N 值推估砂土層中基樁支承力方法之比較

規 範 名 稱	f_s (tf/m ²)		q_b (tf/m ²)	
	打入式	鑽掘式	打入式	鑽掘式
日本建築 基礎構造 設計指針	$N/3$	$N/3$	$30N \leq 1800 \text{ tf/m}^2$	$7.5N$
日本道路 橋示方書	$0.2N \leq 10 \text{ tf/m}^2$	$0.5N \leq 20 \text{ tf/m}^2$	$30N$ ($N \leq 40$)	300 tf/m^2 ($N \geq 30$)
日本國鐵 建造物 設計標準	$0.3N+3 \leq 15 \text{ tf/m}^2$	- 未用穩定液 $0.5N \leq 20 \text{ tf/m}^2$ - 使用穩定液 $0.2N \leq 10 \text{ tf/m}^2$	- 砂質土 $30N \leq 1000 \text{ tf/m}^2$ - 砂礫 $30N \leq 1500 \text{ tf/m}^2$	- 砂質土 $7N \leq 350 \text{ tf/m}^2$ - 砂礫 $10N \leq 750 \text{ tf/m}^2$
日本港灣 構造物 設計基準	$N/5$	—	$30N$	—
AASHTO	—	$f_{s,max} = 19.2 \text{ tf/m}^2$	—	$5.75N(N \leq 75)$ $431 \text{ tf/m}^2(N > 75)$
加拿大基礎 工程規範	$0.2N$	$0.1N$	$40N$	$12N$

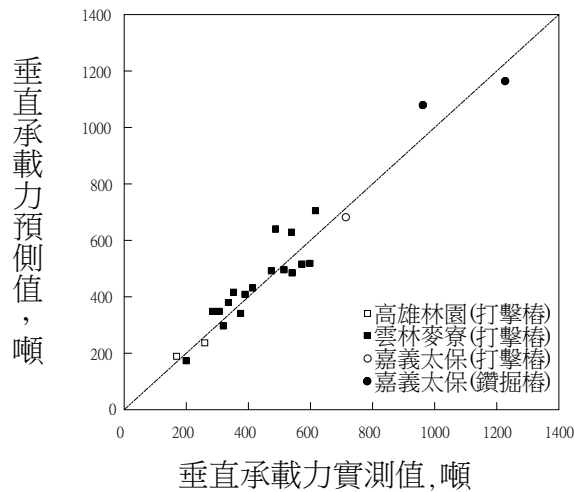


圖-解5.3-3 台灣西南海岸地區樁載重試驗結果與預測值之比較

樁端底部土壤受力時，將會因樁底破壞圓弧之發展而形成應力球根，於應力球根範圍內之地層性質均將影響樁端極限點承應力之大小，因此運用 SPT- N 值經驗公式推估樁端極限支承力時，應採用樁底影響範圍內之平均 N 值，為設計上經常採用之考量方式。對於樁底影響範圍之大小，近年來許多學者針對現場試驗、模型試驗、CPT 試驗及理論分析等進行分析顯示，此範圍變化極大，一般而言約分布於樁底下方 1~4 倍樁徑與樁底上方 4~6 倍樁徑範圍內，經綜合文獻資料與國內設計慣例，本規範建議於採用 SPT- N 值推估樁基礎端點支承應力時，打入式基樁之 N 值採樁端點上方 4 倍樁徑與樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值；其他情況之基樁則採樁端點上方 1 倍樁徑與樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值，其值均不得超過 50。為確保支承力之安全發揮，若點承樁承載層下方出現較軟弱地層時，樁端點下方承載層之厚度至少需有 2 倍樁徑。此外，台灣地區之地層中常有緊密之卵礫石層或極緊密之砂層，可做為基樁之良好承載層，這類地層之 SPT- N 值常大於 50，甚至高達 100 以上，利用經驗公式推估支承力時，砂質地層採用之 N 值不宜大於 50，卵礫石層則應根據顆粒組構、礫石與細料間膠結狀況、礫石含量以及施工方法

等，詳細評估並擇取適當之 N 值，否則將使推估之支承力太大，超出基樁底部地層之實際承載能力，原則上支承於卵礫石層之打入式基樁，樁端支承力以不大於 1800tf/m^2 為限，鑽掘式基樁以不大於 750tf/m^2 為限。

至於植入式基樁在國內之使用狀況，自 1989 年於高雄林園地區進行改良後之預鑽孔工法配合樁底及樁身注漿樁之研究計劃(王傳奇等，1991)後，即開始廣泛應用於各類工程，1993 年於基隆河截彎取直工程中引進中掘工法，截至目前為止，植入式基樁，累計施工樁長已超過 10 萬公尺。植入式基樁之主要優點是在施工振動與噪音方面均能符合相關環保法令，於都市土木及建廠工程時對周邊環境影響較小。

估算植入式基樁之支承力可參考如表 5.3-2 之經驗公式，這些經驗公式之預測結果，與現地樁載重試驗結果有良好之吻合性且略為保守。

- (2) 圓錐貫入試驗(CPT 試驗)亦可用於估計基樁之支承力，由於其圓錐貫入阻抗 q_c 及套管摩擦阻抗 f_s 值與基樁之端點支承力及樁身摩擦阻力行為有明顯相似的地方，因此於 1956 年起便有很多學者投入此方面之研究，已累積有相當多的經驗。各種 CPT 基樁支承力經驗分析法中，以 Schmertmann(1978)方法、de Ruiter & Beringen(1979)方法、Bustamante & Gianeselli(1982)之 LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussees)方法及美國 NAVFAC DM7.2(1982)等方法比較具有代表性。圖-解 5.3-4 所示為 Briaud(1989)利用 98 組試樁結果評估 6 種圓錐貫入試驗推估之基樁支承力，研究成果顯示 LCPC 法為各方法中較佳者。Robertson & Campanella (1989)亦曾指出，LCPC 方法之優點在於推估基樁支承力時不用錐身摩擦力而用錐頭阻抗 q_c ，由於 CPT 試驗所得之錐頭阻抗較錐身摩擦力準確，故 LCPC 法預估結果較值得信賴。

至於台灣地區的應用經驗，段紹緯(1991)曾分別以 LCPC 法、DM-7.2 法及 de Ruiter 法，針對台灣南部與中部地區之打入式基

樁，預測其基樁支承力，結果顯示各種經驗方法中以 LCPC 法預測結果最佳，變異性約為 5%~19%之間。基於此，建議採用圓錐貫入試驗所得之錐頭阻抗值 q_c 推估砂性地層之基樁支承力時得依 LCPC 法如表-解 5.3-5 所列估算。

目前國內已有之研究多偏重砂性地質中之打入式基樁，對於利用 CPT 試驗之經驗預測法則仍有待研究，特別是應用於粘性地層與鑽掘式基樁之情況。

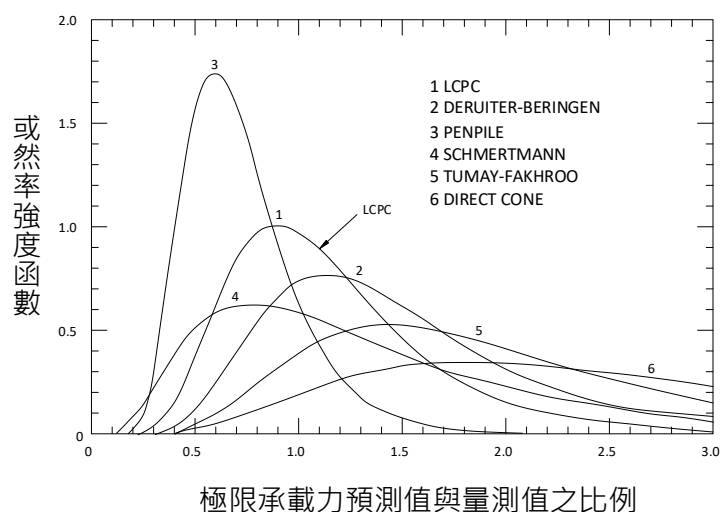
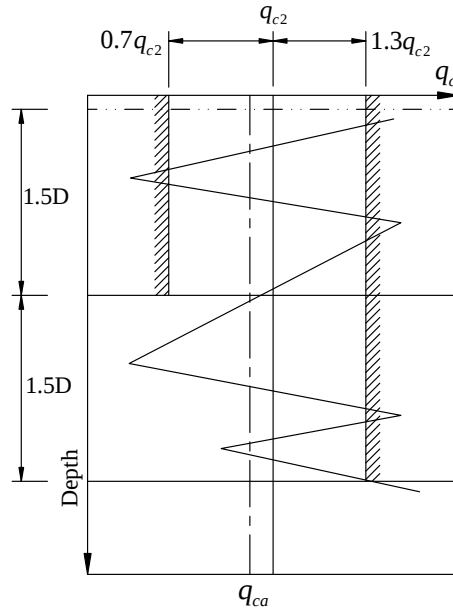


圖-解 5.3-4 以圓錐貫入試驗推估基樁支承力方法之比較 (Briaud,1988)

表-解 5.3-5 以圓錐貫入試驗推估基樁支承力(tf/m^2)-LCPC 法

施工法 支承力		打入式基樁	鑽掘式基樁	
			不使用皂土液	使用皂土液
f_s	$q_c \leq 500$	$q_c/60$	$q_c/60$	$q_c/120$
	$500 \leq q_c \leq 1200$	$q_c/100$	$q_c/100$	$q_c/200$
	$q_c > 1200$	$q_c/150 \leq 15$	$q_c/150 \leq 15$	$q_c/300 \leq 10$
q_b		$0.5q_{ca}$	$0.5q_{ca}$	$0.4q_{ca}$

註：表中 q_{ca} 值採樁端點上下各 1.5 倍樁徑範圍內之等值 q_c 值，其求法參見圖-解 5.3-5。



q_{ca} 之計算步驟：

- (1) 計算樁端上下方各1.5倍樁徑範圍內錐頭阻抗 q_c 之平均值 q_{c2} 。
- (2) 將樁端上下方各1.5倍樁徑範圍內大於 $1.3q_{c2}$ 之錐頭阻抗以 $1.3q_{c2}$ 取代，而錐頭阻抗小於 $0.7q_{c2}$ 者，以 $0.7q_{c2}$ 取代
- (3) 計算樁端上下方各1.5倍樁徑範圍內修正後之錐頭阻抗平均值即為 q_{ca} 。

圖-解 5.3-5 樁端支承力 q_{ca} 之計算(Bustamante & Gianselli, 1982)

4. 一般樁載重試驗常以較小尺寸之基樁進行載重試驗，故應於樁體內適當深度埋設軸向應變計/應力計，量測試樁時各載重階段之樁身軸力傳遞情形，藉以求取各土層之樁周摩擦力與土壤相對位移之關係曲線(t-z 曲線)，以及樁底承载力與樁底沉陷之關係曲線(q-w 曲線)，據以計算所設計基樁之極限與容許支承力。
5. 一般均認為樁底灌漿能改善樁底沉泥之土壤性質，但施作樁底灌漿的方式有很多種，灌漿成效視沉泥清除與灌漿品質差異很大，尤其是大尺寸壁樁之灌漿成效更難評估，故設計時應採保守之方式評估灌漿後之樁底承載能力，必要時須以樁載重試驗或其他適當方法驗證之。

5.3.2 單樁拉拔力

1. 若樁為均勻斷面，則其容許拉拔力得依下式計算之：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS} f_s A_s \quad \text{式(5.3-5)}$$

當以樁載重試驗確定其極限拉拔力時，容許拉拔力依下式計算：

$$R_a = W_p + \frac{(Q_{ut} - W_p)}{FS} \quad \text{式(5.3-6)}$$

式內 R_a = 單樁之容許拉拔力(tf)

Q_{ut} = 單樁之極限拉拔力(tf)

W_p = 為樁體重量，並應考慮地下水之影響(tf)

f_s = 為樁表面摩擦阻力，依第 5.3.1 節計算法推估 (tf/m²)

A_s = 為樁之表面積(m²)

FS = 拉拔力安全係數，應按表 5.3-3 之規定

表 5.3-3 拉拔力安全係數

載重情況 \ 支承力推估方法	樁載重試驗	支承力推估公式
	FS	FS
常時載重情況	2.0	5.0
短期載重情況	1.5	3.0
極限限界狀態	1.2	2.4

2. 若樁底為擴座式，應依其可能破壞模式分析其極限抗拉拔力，並除以適當之安全係數，推估其容許拉拔力，惟任何情況下，其容許拉拔力均不得超過此樁容許垂直支承力之百分之七十五。

【解說】

1. 拉力樁常被使用於淺埋之中空結構物，用以抵抗地下水壓之上浮力，或用於高聳結構物之群樁基礎，用以抵抗地震力或風力作用之傾覆彎矩。拉力樁之承載行為與壓力樁有很大之差異，兩者承載曲線之比較如圖-解 5.3-6 示意說明。在初始承載階段，拉力樁之初期勁度可能較壓力樁為大，此一特徵在模型試驗已被證實。第二特徵是拉力樁之極限抗拉承載力明顯比極限抗壓承載力為低，且拉力樁之尖

峰承载力發生在較小位移，初期勁度雖高，但在小變位時突然降伏發生近似脆性破壞行為。壓力樁之承載行為因有樁底承载力之貢獻，尖峰承载力發生在較大位移，通常呈現延性破壞行為。

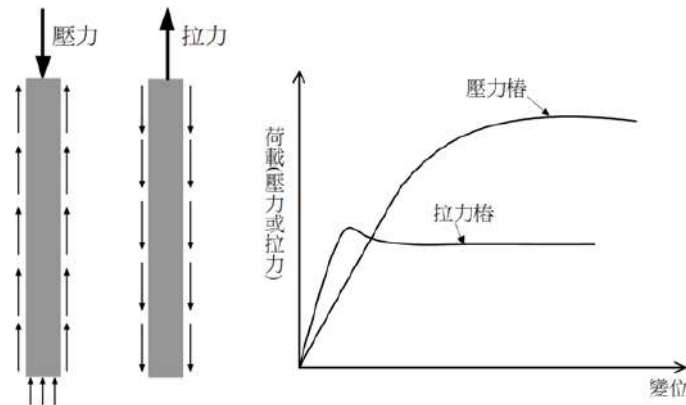


圖-解 5.3-6 拉力與壓力樁之承載曲線比較示意圖

2. 文獻上各國現地基樁載重試驗結果均顯示拉力樁之摩擦強度明顯低於壓力樁，對於砂土層打擊式之短樁，此種差異現象特別明顯。Tomlinson(1977)指出砂質土層中基樁受拉拔時的樁身摩擦力約為受壓時的 50%；美國 Arkansas River 的打擊式基樁試驗結果(Mansur & Hunter, 1970)，顯示承受拉拔力時之樁身摩擦力約為受壓時的 65%；茶古文雄(1994)整理日本地區基樁載重結果，指出樁受拉時的樁身摩擦力約為受壓時的 80%；彭祖德(1998)與張博瑋(2001)整理雲林麥寮地區打擊式 PC 基樁現地載重試驗資料，結果顯示打擊式 PC 基樁抗拉之樁身平均摩擦強度約為受壓時之 1/2。
3. 基於前述之研究結果，一般而言，基樁承受拉拔力時之樁身摩擦阻力應僅約受垂直壓力之 50%~70%左右，與基樁之埋置深度、施工方式與地層特性有關；同時，由於基樁承受拉拔力時，其向上位移量約僅需 0.5~1.0%之樁徑大小即達極限破壞，屬於無預警之突發性破壞模式，因此，目前常用之設計規範雖允許拉拔載重下之摩擦阻抗採用與承受壓力載重時之相同估算方法，但考量前述因素，因此於摩擦阻抗方面均建議提高其安全係數，各規範採用之安全係數建議值詳表-解 5.3-6 所示。本規範亦採用相同的理念規範單樁抗拉拔時

之安全係數，表 5.3-3 所列之安全係數係參考表 5.3-1 壓力承載樁之安全係數作調整而制定，惟須注意使用樁載重試驗之安全係數時應直接採用拉拔樁試驗之結果，若引用壓力承載樁之樁周摩擦阻抗試驗結果，應折減為 50~70%，以反映拉拔樁摩擦阻抗較壓力樁摩擦阻抗為低之事實。此外，樁身自重為一極確定之抗拉拔因素，故無須考慮安全係數。

4. 基樁承受拉力作用時，基樁斷面之彎矩強度將因軸向拉力作用而大幅降低，故拉力樁在同時承受彎矩與水平剪力作用時，應考慮此不利情況之影響。
5. 對擴座式基樁而言，雖因底部擴座之承壓效果，其抗拉拔力大於未擴座之基樁，惟目前常用之分析模式如 Meyerhof & Adams (1968) 之建議式，經現地試驗驗證者有限，為顧及安全性乃建議其容許拉拔力仍以不超過垂直容許支承力之 75% 為宜。
6. 對於埋置於卵礫石層中長徑比 $L/D < 5$ 之較短基樁，其拉拔破壞模式可能為土楔破壞，其容許拉拔力可能低於預期，設計時應適度提高安全係數或以基樁拉拔試驗確認其容許拉拔力。

表-解 5.3-6 各規範基樁長期容許拉拔力安全係數之比較

規範名稱	極限抗拔摩擦 阻力推估方式	安 全 係 數	
		平 時	地 震 時
日本建築基礎 構造設計指針	取受壓時之 2/3	3	1.5
日本道路橋 示方書	與受壓時相同	6	3
日本國鐵建造 物設計標準	與受壓時相同	8	3.33 (地震) 6.67 (短期載重)
日本港灣設施 技術基準	與受壓時相同	3	2.5
加拿大基礎工 程規範	與受壓時相同	6 (靜力學公式) 8 (N 法)	—

5.3.3 側向支承力

1. 基樁承受側向載重時，其容許之側向支承力應不致使樁體各部份之應力超過材料之容許應力值，且樁頂部之變位不得超過建築物所容許之側向變位，該側向變形應考慮群樁間之相互影響及樁頭之束制條件。
2. 使用斜樁時，其設計應考慮地震作用下之土壤～結構互制效應；於可能發生地盤下陷之地區，則應考慮地盤下陷所引致之應力，以免發生斷樁之情形。

【解說】

1. 基樁側向承載機制

基樁受側向載重作用之承載機制如圖-解 5.3-7(a)所示，樁頭受水平剪力與彎矩作用時，基樁將產生側向變形，由樁側土壤之水平反力提供側向阻抗，土壤反力之發揮與樁身變形程度相關，為一典型之樁-土互制作用問題。基樁受側向載重作用之反應主要集中於近地表處，樁頭位置之側向變位最大，對上部結構物之安全性與使用功能有顯著之影響，常為樁基礎工程設計時之主要控制因素。

在工程實務上，基樁受側向力作用之分析方法常採用彈性基礎梁模式(Hetenyi, 1946)，進行彈性分析與設計；在容許側向位移很小之情況下，基樁側向反應大致仍在彈性或近似彈性反應範圍內，因此彈性分析仍可適用。但土壤為非線性材料，基樁受側向力作用時，樁頭附近土壤很快就會進入非線性反應，甚至達降伏狀態，使樁頭反應呈非線性曲線，故在較大變形情況下，側向承載樁的分析與設計就必須要考慮非線性反應的問題。

2. 基樁側向阻抗之分析模式

在一般工程應用上，基樁受側向載重作用之分析常採用溫克基礎模式，如圖-解 5.3-7(b)所示。樁用梁元素來模擬，地盤反力用分

佈之土壤彈簧來模擬，使用水平地盤反力係數表單位面積土壤彈簧的勁度(FL^{-3})。

水平地盤反力係數隨側向變位之程度呈非線性變化，可用 p - v 曲線(即常稱之 p - y 曲線)來表示，如圖-解 5.3-7(c)所示，因此必須進行非線性反應分析才能模擬基樁側向阻抗之非線性行為。但為工程分析方便起見，除採用非線性 p - v 曲線外，亦可使用割線土壤彈簧(如圖-解 5.3-7(c)之割線)來進行等值彈性分析，或採用雙線性土壤彈簧模式(如圖-解 5.3-7(d))來進行彈塑性分析。對於水平地盤反力係數之計算，日本各主要設計規範中均有經驗式可供參考使用，如日本道路學會(2012)、日本鐵道綜合技術研究所(2012)、日本建築學會建築基礎構造設計指針(2001)等。

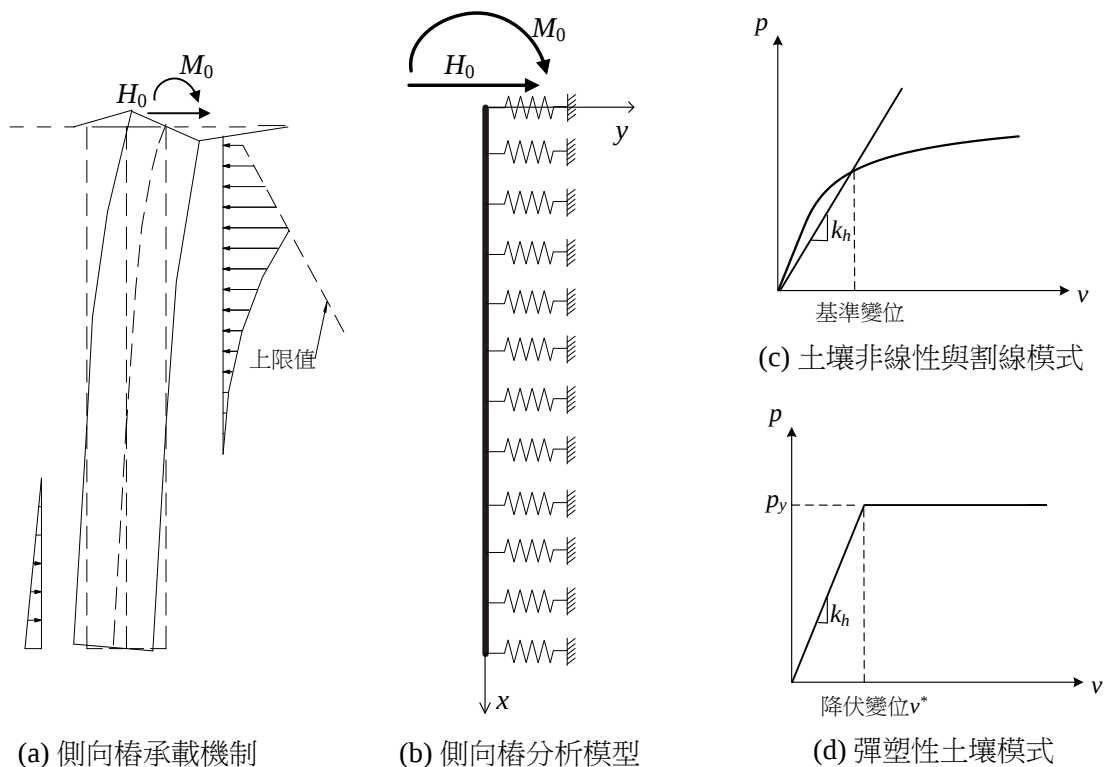


圖-解 5.3-7 側向樁分析模式

3. 基樁側向阻抗之彈性解

根據彈性基礎梁理論，長梁受側向載重作用之控制方程式可表為

$$EIv'''' = -q = -k_h Dv \quad \text{式(解 5.3-10)}$$

其中，

EI 為樁之撓曲剛度(FL^2)；

v 表側向變位(L)；

q 為土壤之反力(FL^{-1})；

k_h 為水平地盤反力係數(FL^{-3})；

D 為基樁之直徑(L)。

式(解 5.3-10)中，可定義

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}} \quad \text{式(解 5.3-11)}$$

係數 β (單位 L^{-1})之意義代表土壤側向彈簧勁度與樁斷面撓曲剛度之相對比值，實為控制基樁側向反應之主要參數，可稱為樁土系統之特徵係數。

一般地層之分佈常有層次，不同深度之地盤反力係數 k_h 可能不一樣，但為計算方便起見，可考量基樁側向反應僅集中於地表淺層附近而已，若取有效作用深度內地盤反力係數 k_h 之平均值，則可將分析模式簡化為均值土壤模式(邱俊翔與陳正興，2005)，採用均勻分佈之彈簧，使問題簡化。根據理論分析與工程經驗，有效作用深度通常可取 $1/\beta$ ，其中 β 為樁土系統之特徵係數。

對於均質地盤模式，通常可假設 k_h 為常數，則式(解 5.3-10)之彈性理論解如表-解 5.3-7 所示(Chang, 1937)。另對於 k_h 隨地盤深度呈線性增加之情況，亦有彈性解析解(Reese & Matlock, 1956)如表-解 5.3-8 所示。

表-解 5.3-7 樁頭自由與旋轉拘限情況之彈性理論解
(修改自日本土質工學會，1993)

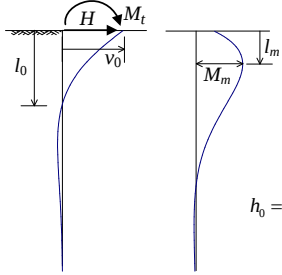
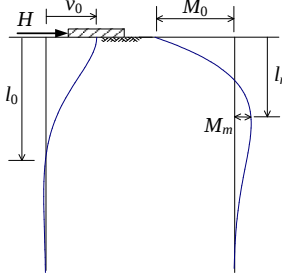
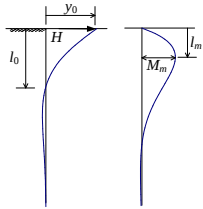
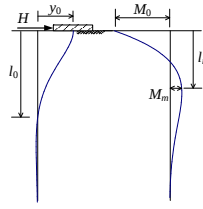
樁之變位曲線 與彎矩圖		(1) 樁頭自由情形	(2) 樁頭旋轉拘束情形
			
a	變形曲線 v	$v = \frac{He^{-\beta x}}{2EI\beta^3} [(1 + \beta h_0) \cos \beta x - \beta h_0 \sin \beta x]$	$v = \frac{He^{-\beta x}}{4EI\beta^3} [\cos \beta x + \sin \beta x]$
b	樁頂位移量 v_0	$v_0 = -\frac{H}{2EI\beta^3} - \frac{M_t}{2EI\beta^2} = -\frac{1 + \beta h_0}{2EI\beta^3} H$	$v_0 = \frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{kD}$
c	樁頂傾斜角 θ_0	$\theta_0 = \frac{H}{2EI\beta^2} + \frac{M_t}{EI\beta} = \frac{1 + 2\beta h_0}{2EI\beta^2} H$	$\theta_0 = 0$
d	樁身彎矩 M	$M = \frac{H}{\beta} e^{-\beta x} [\beta h_0 \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x]$	$M = \frac{H}{2\beta} e^{-\beta x} [\sin \beta x - \cos \beta x]$
e	樁身剪力 S	$S = -He^{-\beta x} [\cos \beta x - (1 + 2\beta h_0) \sin \beta x]$	$S = -He^{-\beta x} \cos \beta x$
f	樁頂彎矩 M_0	$M_0 = M_t = Hh_0$	$M_0 = -\frac{H}{2\beta}$
g	地中部分 l_m 點 處之彎矩 M_m	$M_m = \frac{H}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta l_m)$	$M_m = \frac{H}{2\beta} e^{-\frac{\pi}{2}} = 0.2079M_0$
h	深度 l_m	$l_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h_0}$	$l_m = \frac{\pi}{2\beta}$
i	第一不動點深 度 l_0	$l_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1 + \beta h_0}{\beta h_0}$	$l_0 = \frac{3\pi}{4\beta}$
j	撓角為 0 之深 度 L_0	$L_0 = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} [-(1 + 2\beta h_0)]$	$L_0 = \frac{\pi}{\beta}$

表-解 5.3-8 樁頭受側向力 H 作用之彈性反應值
(修改自日本土質工學會，1993)

地盤 反力 係數 分布		樁頂自由情形	樁頂旋轉拘束	備註
				D = 樁直徑 EI = 樁的撓曲剛度
常數(載重) (k_h)	樁頭水平位移	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2\beta H}{k_h D}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{\beta H}{k_h D}$	Chang(1937)
	樁頂彎矩 M_0	0	$\frac{H}{2\beta}$	$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (k_h D)y = 0$
	地中部分 l_m 點 之彎矩 M_m	$0.3224 \frac{H}{\beta}$	$0.104 \frac{H}{\beta}$	$\beta = \left(\frac{k_h D}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$
	l_m 位置	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	k_h = 水平地盤反 力係數
	第一不動點深 度 l_0	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$	
隨深度變化(載重) (n_h)	樁頂之水平位 移	$\frac{2.4H}{EI\eta^3} = \frac{2.4\eta^2 H}{n_h}$	$\frac{0.93H}{EI\eta^3} = \frac{0.93\eta^2 H}{n_h}$	Reese and Matlock (1956) — 樁長 $10/\eta$
	樁頂之彎曲力 矩	0	$0.92 \frac{H}{\eta}$	數值解析結果
	地中部分最大 彎矩 M_m	$0.78 \frac{H}{\eta}$	$0.26 \frac{H}{\eta}$	$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (n_h x)y = 0$
	M_m 之發生深 度 l_m	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$	$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}}$
	第一不動點之 深度 l_0	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$	$n_h = \frac{k_h D}{x}$

4. 彈塑性土壤中單樁側向反應

對一彈性單樁埋置於均質彈塑性土壤中，假設土壤之 $p \sim v$ 曲線為完全彈塑性模式(如圖-解 5.3-7(d)所示，其中 v^* 為土壤之降伏位移)，若樁頭同時受水平力 H_0 與彎矩 M_0 作用之情況，當樁頭之水平位移反應值 v_0 仍小於 v^* 時，此時土壤與基樁均呈線彈性反應；而當 $v_0 > v^*$ 時，則樁前方地表附近之土壤受載重作用後將由地表往下逐漸進入塑性反應階段，如表-解 5.3-9 中之圖所示，其中 z_0 表土壤反應達塑性化之深度。

(1). 自由樁頭基樁

對於一單樁埋置於均質彈塑性土壤中，若樁頭條件為自由樁頭情況時，其無因次化解析解列於表-解 5.3-9 中(Hsiung, 2006; 陳與黃, 2016)，據此可直接計算樁頭同時受剪力與彎矩作用之彈塑性反應，據以建立反應曲線。

(2). 固定樁頭基樁

對於固定樁頭情況單樁在均質彈塑性土壤中之側向反應，樁頭受水平力 H_0 作用且保持旋轉角為 0，樁頭彎矩 M_0 因旋轉角受限為 0 而產生，因而無法直接求得顯式解；針對此情況，若選用土壤塑性化深度 $t = \beta z_0$ 為參數，則可求得無因次參數解(Dimensionless parametric solution)，如表-解 5.3-10 所示(陳與黃, 2016)，假設一系列之參數 t 值，即可計算基樁之側向反應曲線。

表-解 5.3-9 與表-解 5.3-10 中所列之解析解，均僅限於求解基樁材料保持在彈性範圍內(即尚未達降伏狀態前)之側向反應曲線，若基樁材料達降伏狀態後，則其撓曲剛度 EI 值將降低，樁土系統特徵係數因而隨降伏狀態而改變，此時表-解 5.3-9 與表-解 5.3-10 中所列之解析解不再適用，應另建立非彈性基樁與地盤彈簧之數值模型進行非線性反應分析，藉以建立完整之彈塑性反應曲線。

表-解 5.3-9 樁頭自由情況之彈塑性解

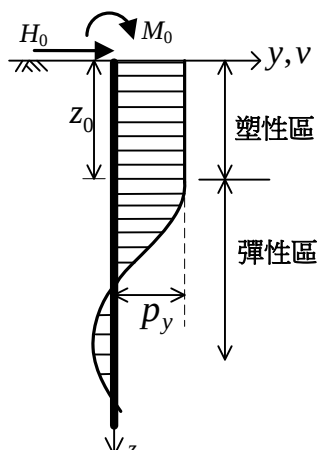
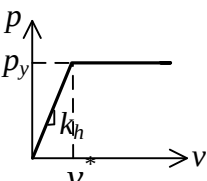
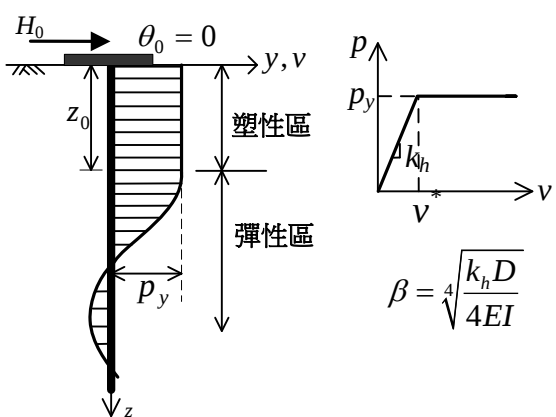
	彈性反應階段	彈塑性反應階段
樁頭作用力	$2n + m \leq 1$	$2n + m > 1$
土壤塑性化深度	$\beta z_0 = 0$	$t = \beta z_0 = (n-1) + \sqrt{n^2 + m}$
樁頭水平位移	$\frac{v_0}{v^*} = 2n + m$	$\frac{v_0}{v^*} = \frac{1}{2} + \frac{2n}{3} + \frac{4n^4}{3} + 2n^2m + \frac{m^2}{2} + \frac{4n}{3}(n^2 + m)^{\frac{3}{2}}$
樁頭旋轉角	$\frac{\theta_0}{\beta v^*} = 2n + 2m$	$\frac{\theta_0}{\beta v^*} = 2n + 2m + (4n + 2m - 2)t + (2n - 2)t^2 - 2t^3/3$
樁身最大彎矩 $\tilde{M}_m$ 及發生位置 l_m	$\tilde{M}_m = \sqrt{2n^2 + 2nm + m^2} \cdot e^{-\beta l_m}$ $\text{at } \beta l_m = \tan^{-1}\left(\frac{n}{n+m}\right)$	(1) For $r^2 = n^2 + m < 1$ $\tilde{M}_m = \sqrt{1 - 2r + 2r^2} \cdot e^{-\tan^{-1}(\frac{1}{r}-1)t}$ $\text{at } \beta l_m = \beta z_0 + \tan^{-1}(1/r - 1)$ (2) For $r^2 = n^2 + m \geq 1$ $\tilde{M}_m = n^2 + m \quad \text{at } \beta l_m = n$
  $\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4EI}}$ $n = \frac{H_0}{4EI \beta^3 v^*}$ $m = \frac{M_0}{2EI \beta^2 v^*}$ $\tilde{M}_m = \frac{M_m}{2EI \beta^2 v^*}$ k_h: 地盤反力係數 p_y: 土壤降伏強度 v^*: 土壤降伏位移 H_0: 樁頭水平剪力 M_0: 樁頭彎矩 M_m: 樁身最大彎矩 v_0: 樁頭水平位移 θ_0: 樁頭旋轉角 z_0: 土壤塑性化深度 t: 無因次土壤塑性化深度 n: 無因次樁頭水平剪力 m: 無因次樁頭彎矩 $\tilde{M}_m$: 無因次樁身最大彎矩		

表-解 5.3-10 樁頭拘束($\theta_0=0$)情況之彈塑性解

	彈性反應階段	彈塑性反應階段
土壤塑性化深度	$\beta z_0 = 0$	$t = \beta z_0 > 0$
樁頭水平力	$H_0 = 4EI\beta^3 v_0$	$\frac{H_0}{4EI\beta^3 v^*} = \frac{1}{3} \left[2(t+1) + \frac{1}{(t+1)^2} \right]$
樁頭水平位移	$v_0 = \frac{H_0}{4EI\beta^3}$	$\frac{v_0}{v^*} = \frac{1}{18} \left[9 + 4(t+1) + (t+1)^4 + \frac{4}{(t+1)^2} \right]$
樁頭彎矩	$M_0 = \frac{-H_0}{2\beta}$	$\frac{M_0}{2EI\beta^2 v^*} = -\frac{1}{3} \left[(t+1)^2 + \frac{2}{(t+1)} \right]$
 k_h: 地盤反力係數 p_y: 土壤降伏應力 v^*: 土壤降伏位移 D: 樁徑 EI: 基樁撓曲剛度 H_0: 樁頭水平力 M_0: 樁頭彎矩 v_0: 樁頭水平位移		

5. 容許側向位移

基樁側向承載之反應曲線為一非線性曲線，如圖-解 5.3-8 之示意圖所示，按其受載變位過程主要可分為三階段：

(1). 彈性反應階段

樁土系統整體之反應值呈線彈性反應，其斜率為樁土系統之總體勁度，可用於彈性分析設計法。

(2). 土壤降伏階段

隨著基樁側向變位的增大，樁前地表附近土壤開始進入塑性反應，此時反應曲線之斜率(即勁度)逐漸減小，開始變為非線性曲線，此階段之反應行為應採用彈塑性分析法。

(3). 土壤與基樁達降伏階段

隨著基樁側向變位再增大，不僅地表附近土壤進入塑性反應階段之深度漸深，且基樁所受彎矩也將達其彎矩降伏強度，此時反應曲線之曲率最大，是為基礎系統之降伏點。往後則反應曲線之斜率變得平緩，很快就會達極限破壞階段，達基礎系統之極限承載力。

完整之基樁反應曲線能描述基樁與土壤受力變形之過程與程度，藉以評估基樁之使用性、安全性與修復性，以及是否符合設計目標之性能需求。

基樁之容許側向承載力決定於容許側向位移，應視各不同設計情況而定。對於常時載重情況可取 1cm，短期載重情況取 1.5cm，此時基樁之反應大約仍在彈性或近似彈性反應之範圍內，工程設計可採彈性設計法。對於極限限界狀態之檢核，側向位移容許值應視上部所承結構物之需求而定，避免結構物倒塌，一般以 5cm 作為上限值。

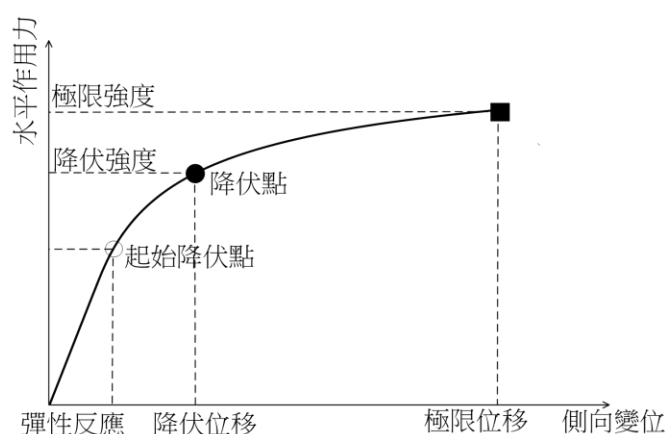


圖-解 5.3-8 基樁側向承載反應曲線示意圖

6. 群樁基礎中若包含有斜樁時，其軸向支承力之水平分量可用於分擔群樁基礎之側向作用力，其分擔比例應依基樁之水平勁度比決定之，並須注意是否會產生應力集中現象。在地震作用之情況下，基樁除承受上部構造物所傳來之慣性力外，同時亦受地盤反覆側向變位之影響，故應從事土壤～結構互制作用之分析，仔細檢核斜樁之應力分布情形。此外，位於沉陷嚴重之地區，斜樁可能受地盤沉陷之影響而承受額外之載重，樁身彎矩因而加大，容易產生斷樁現象。

5.3.4 負摩擦力

1. 基樁四周之地層，若可能發生相對於基樁之沉陷位移情形，則設計時應檢討負摩擦力發生之可能性與大小，並檢核基樁之安全性。
2. 單樁所受之負摩擦力 P_{fn} 應考慮中立點以上所有負摩擦力之總和。
3. 中立點位置係依樁支承地層與樁四周壓縮地層之相對勁度而定，設計時應予檢討。
4. 對群樁之情形可考慮群樁之相互影響，將設計負摩擦力予以折減。
5. 考慮基樁之負摩擦力時，應按下式檢討其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_p \leq \sigma_{sa} \quad \text{式(5.3-7)}$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / 1.2 \quad \text{式(5.3-8)}$$

式內， P = 樁頂部之長期軸向荷重(tf)

P_{fn} = 中立點以上之負摩擦力總和(tf)

Q_p = 樁端點之極限支承力(tf)

R_f = 樁身中立點以下之正摩擦阻力(tf)

A_p = 樁身斷面積(m²)

σ_{sa} = 樁材料之短期容許應力強度(tf/m²)

6. 於考慮地震力、風力、衝擊力、車輛等短期載重情況時，可不計負摩擦力之影響。
7. 基樁若使用特殊表面處理，以減低負摩擦力時，則設計之負摩擦力值可依實際量測效果予以折減。

【解說】

1. 樁表面之摩擦阻力係因樁體與地層之相對位移而產生，如圖-解 5.3-9 所示，當樁體向下移動之趨勢大於土體之下沉速率時，土體對樁表面可提供一向上之阻力，此阻力即一般計算樁支承力時之正摩擦力(positive skin friction)；而當樁基周邊地層，因地表填土或抽取地下水等情形以致樁周邊地層發生大量壓縮及沉陷時，地層之移動趨勢大於樁體下沉速度，此時樁表面受一向下摩擦力作用，使樁軸向之作用力增加，此摩擦力即稱為負摩擦力(歐晉德,1987)。

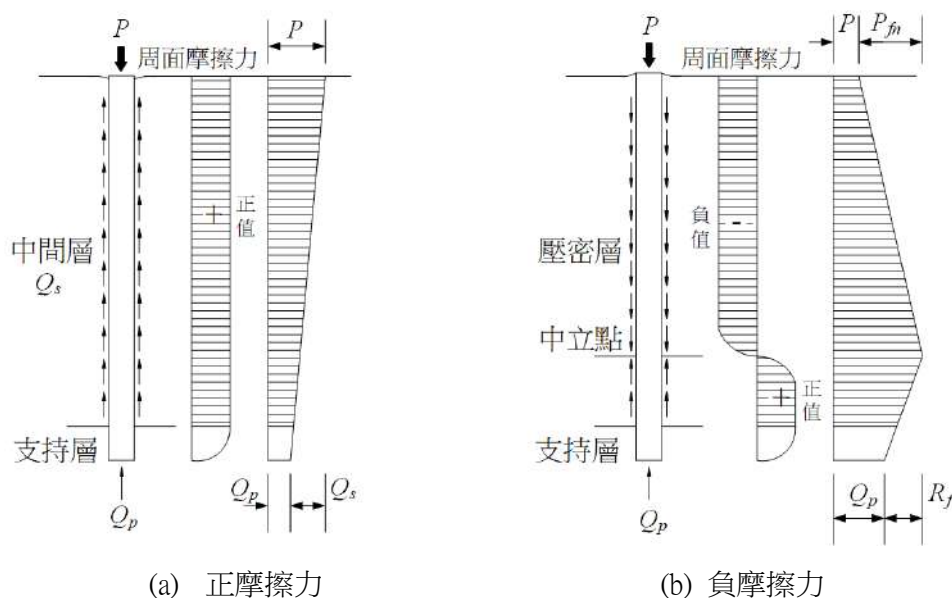


圖-解 5.3-9 基樁支承力機制示意圖(修改自歐晉德,1987)

2. 負摩擦力發生的主要原因大致為：
 - (1) 基樁座落於回填土地層中，當樁周圍之壓縮性土壤受回填土之載重而發生壓縮沉陷現象，導致負摩擦力之發生。
 - (2) 基樁座落於高敏感性之黏土地層中，於打樁過程中，樁體四周土層發生擾動，完工後逐步壓密而生負摩擦力。
 - (3) 由於抽取地下水，而產生區域性的地盤下陷，此現象在正常壓密或輕度過壓密的黏土地層中最為明顯。
 - (4) 地震時發生土壤液化現象引致地盤沉陷之地區。

台灣西部濱海地區，有許多因超抽地下水而發生嚴重沉陷之區域，或因抽砂回填而可能發生長期沉陷之新生地區，在這些地區的樁基礎並不一定會受負摩擦力之作用，大致與下列因素有關，須仔細評估：

- (a) 基樁承載方式
 - (b) 樁長與抽取地下水之深度
 - (c) 填土與基樁施工之先後次序及時間差
 - (d) 地層沉陷速率
4. 基樁表面摩擦力之產生，乃在於地層與樁體間發生相對位移，在基樁受垂直力作用時，壓縮土層與樁體間之相對移動趨向因受樁端點阻力之影響，於樁身上之某深度位置，自樁體位移小於土體位移之現象轉換成樁體位移大於土體位移，亦即於此位置，樁體與土層間不具相對位移，此點稱為中立點(neutral point)，如圖-解 5.3-9(b)所示於中立點以上部份，樁身承受負摩擦力作用，而中立點以下部份之樁身則承受正摩擦力作用。

中立點大致位於壓縮地層中樁長的百分之六十六至百分九十七之位置，視壓縮土層與樁端點地層間之相對勁度而異，如貫入岩盤中之點承樁，其中立點則接近樁底端，負摩擦力幾乎在全部樁身表面發生，若樁係穿過壓縮層而進入較緊密砂層中，則中立點位置約在壓縮層與砂層界面上方若干距離，因此若將負摩擦力的發生長度考慮為基樁在壓縮層中之全長，通常偏於保守，日本建築學會之「建築基礎構造設計規準同解說」(1974)即建議中立點深度(L_n)為：

- (1) 摩擦樁及局部點承樁(端點貫入阻力 N 值小於 20 之情形)

$$L_n = 0.8L \quad \text{式(解 5.3-12)}$$

- (2) 點承於砂土或砂礫土層基樁

$$L_n = 0.9L \quad \text{式(解 5.3-13)}$$

- (3) 點承樁於岩盤或極堅實黏土層(土丹)之基樁

$$L_n = 1.0L \quad \text{式(解 5.3-14)}$$

上式中之 L ，對摩擦樁而言，代表全部樁長，對其他樁而言，代表樁頂至壓縮土層底部界面之長度。

5. 計算負摩擦力之方式有很多種，歐晉德(1987)曾做有系統之整理，甚具參考價值。若以有效應力法估算則可依下式計算

$$f_n = \sigma'_v K \tan \delta_f = \beta \sigma'_v \quad \text{式(解 5.3-15)}$$

式中， f_n = 樁身負摩擦力(tf/m²)

K = 土壤側壓係數

δ_f = 土壤與基樁表面間之有效摩擦角(度)

σ'_v = 地層之有效覆土壓力(tf/m²)

上式中， β 為無單位之係數，其值大小不僅與地層特性有關，亦受基樁施工方式之影響，打入式基樁之 β 值即較鑽掘式基樁為大。表-解 5.3-11 及表-解 5.3-12 分別為 Garlanger(1974)及日本鋼管樁協會(1978)針對不同地層所做之建議值。

表-解 5.3-11 β 建議值(Garlanger,1974)

土 層	β
黏土	0.2 -0.25
粉土	0.25 -0.35
砂土	0.35 -0.50

表-解 5.3-12 β 建議值(日本鋼管樁協會,1978)

土 層	砂含量(%)	β
黏土及粉土	20 以下	0.2 -0.25
砂質黏土及粉土	20-50	0.25 -0.35
砂質土(N<10)	50-70	0.35 -0.50

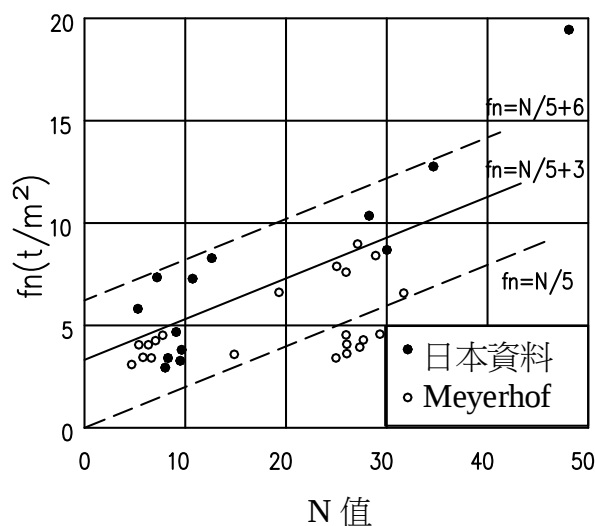


圖-解 5.3-11 摩擦力 f_n 與 N 值之關係(日本鋼管樁協會,1978)

此外，日本鋼管樁協會(1978)亦統計負摩擦力與標準貫入試驗 N 值之關係如圖-解 5.3-11 所示，據此，砂土層之負摩擦力可依下式計算

$$f_n = 3 + \frac{N}{5} \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 5.3-16)}$$

式中， N 為基樁周邊地層之平均 SPT- N 值。

值得注意的是在台灣西岸高液化潛能地區，或因擔心液化問題，或為增加基樁側向支承力之需求，有些設計理念會在樁基週邊施以深層夯實之地層改良，使樁基週邊之 SPT- N 值大幅提高，這類情況下若週邊土壤發生相對於基樁之向下位移時，基樁承受之負摩擦力亦將大幅提高，檢核負摩擦力安全性時，應以地層改良後之 SPT- N 值或採較高之 β 值計算。

6. 在基礎設計中，安全係數的選擇與設計參數的可靠性有關，包含載重的精確度，以及地層強度的變化範圍，在考慮負摩擦力之場合，安全係數之選擇較一般情況略為複雜。當基礎具負摩擦力作用之可能性時，設計上可分別考慮採用部份安全係數或整體安全係數，目前工程界普遍採用者為整體安全係數，即如下式所示：

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / FS \quad \text{式(解 5.3-17)}$$

其中， FS 即為單一之總體安全係數， FS 在美國海軍 Design Manual (NAVFAC DM-7.2, 1982) 建議採用 1.0，日本建築學會(1974)則建議採用 1.2 至 1.5 之值。而就材料強度而言，需注意負摩擦力發生後，基樁軸向力最大點即在中立點，故應採下式檢核中立點處基樁材料之容許應力。

$$(P + P_{fn}) \leq \sigma_{sa} \cdot A_p \quad \text{式(解 5.3-18)}$$

當使用群樁時，若基樁間距小於某一特定距離，則基樁本身與土壤之互制作用將使樁基所受負摩擦力減低。因此，單樁之負摩擦力計算應用於群樁負摩擦力計算時可做一折減。圖-解 5.3-12 為日本清水建設研究所(1978)量測群樁中各單樁負摩擦行為之實證。此外，根據日本國鐵規範(2012)，對於長期沉陷每年小於 4 公分之情況，可依沉陷量大小分別折減負摩擦力計算。

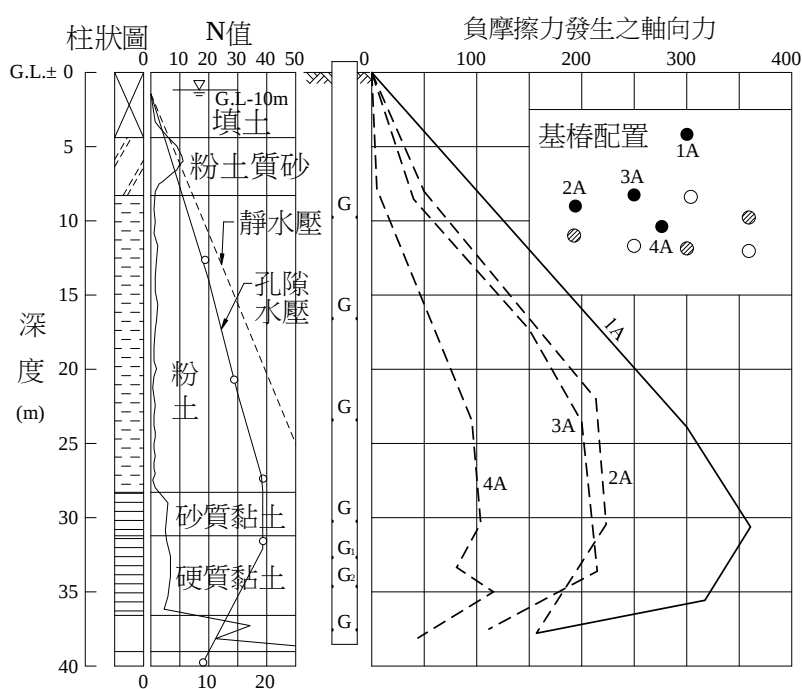


圖-解 5.3-12 群樁對負摩擦力之影響

5.4 基樁間距及群樁總支承力

5.4.1 基樁間距

樁基礎之各單樁間應保持適當間距，原則上各單樁中心間距應符合下列規定。間距小於規定者，應視地層條件、基樁種類及施工方式審慎檢討群樁之互制效應。

1. 設置木樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 2 倍，且不得小於 60cm。
2. 設置預鑄混凝土樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
3. 設置鋼樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭寬度或直徑之 2 倍，且不得小於 75cm。若採用底部封閉式之鋼管樁，其中心間距不得小於樁徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
4. 設置場鑄混凝土樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於樁直徑加 1m。
5. 設置擴座基樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 3.0 倍，且不得小於擴座寬度加 1m。

【解說】

基樁最小間距的規定，主要係考量下列兩項因素：

(1) 減少鄰近基樁施工之影響：

若基樁間距過小，當施工時發生樁位偏移或傾斜時，即可能造成相鄰基樁十分接近，在樁承受載重時，局部區域的應力集中對樁基支承力之發揮與沉陷控制均相當不利；此外黏土層中之打入式基樁，若樁距過密則於打設時易造成樁周土壤隆起連帶使鄰樁上浮、側移與傾斜，導致樁端支承力降低，甚而喪失，基樁亦可能因此而發生斷折情形。

(2) 減少群樁效應之影響：

基樁受載重時，相鄰樁間之應力影響圈會重疊，將會造成群樁

效應，應力重疊之程度與基樁載重及樁間距有關，若間距不足，可能導致土壤產生剪力破壞或超量沉陷，以及樁群內部與外圍的基樁受力不均勻之現象。

若要使群樁受力時各樁彼此不互相影響，其間距通常需達 6~8 倍樁徑以上，在工程應用上較難接受。由相關研究顯示，當樁距小於 2~3 倍樁徑時，群樁破壞較接近整體基礎塊的破壞模式 (Fleming, 1985)。世界各國許多規範規定基樁最小間距約為樁頭直徑的 2 至 3.5 倍，加拿大基礎工程手冊(1985)則建議再加上樁長度的考量。本規範參考日本建築學會建築基礎構造設計指針(1988)之最小樁距規定，原則上最小間距為樁頭直徑的 2.5 倍，且不得小於 75cm；惟考量特殊情形，如打入式鋼樁其對周圍土壤之擠壓變形量較小，基樁彼此間相互影響之程度較小，因此降低最小間距值；場鑄混凝土樁施工時因對周圍土壤造成鬆弛及澆灌後樁體的成形時間因素，因此限制最小樁間距為樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於樁直徑加 1m；擴座基樁則提高最小間距值，以減少擴座施工過程可能對鄰樁造成的影響及端點應力重疊影響。

5.4.2 群樁總支承力

1. 群樁垂直支承力

- (1)座落於堅實地層中且其下方無軟弱土層之點承樁，其間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力為各單樁端點支承力之和。
- (2)座落於砂土層中之群樁，其間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力為單樁支承力之和。
- (3)座落於黏土層之群樁，其總支承力可分別依下列方法計算，並以其其中較小者為設計值。
 - ①將群樁視為一整體之基礎塊，並以其底面之支承力及四周摩擦阻力之和，為整體之支承力。
 - ②以單樁之摩擦阻力乘以樁數後之總和，再乘以適當之折減

值，加上各單樁端點支承力之總和，為群樁之整體支承力。

2. 群樁拉拔力

群樁之容許拉拔力，應就下列二計算結果，取其較小者：

(1) 群樁之各單樁容許抗拔力之總和。

(2) 按下式之計算所得。

$$R_{at} = W + \tau L U_G / FS \quad \text{式(5.4-1)}$$

式內

R_{at} = 群樁之容許抗拔力(tf)

W = 群樁間土壤及樁體之總重量，並應考慮地下水之影響(tf)

U_G = 群樁之外圍周邊長度(m)

L = 樁長(m)

τ = 土壤之抗剪強度(tf/m²)

FS = 基樁抗拔安全係數，依表 5.3-3 之規定。

3. 群樁側向支承力

若地表面呈水平，設計地盤面位於樁帽底部且基樁間距大於第 5.4.1 節之規定者，以各單樁側向支承力之和，為群樁之總支承力。

4. 群樁負摩擦力

群樁之負摩擦力，可考慮各樁之相互影響予以折減。群樁中單樁之負摩擦力，應就下列二計算結果，取其較大者：

$$(1) \quad P_{fn} = \frac{U_G \sum L_i \tau_i + A_G \bar{\gamma}_s L_{fn}}{n_p} \quad \text{式(5.4-2)}$$

如圖 5.4-1 所示，式中

P_{fn} = 中立點以上各樁之負摩擦力平均值(tf)

U_G = 樁群之外圍周邊長度(m)

L_i = 基礎底面至中立點間各土層之厚度(m)

τ_i = 基礎底面至中立點間各土層之剪力強度(tf/m²)

A_G = 扣除樁斷面積之樁群底面積(m²)

L_{fn} = 基礎底面至中立點之距離(m)

$\overline{\gamma_s} = L_{fn}$ 間土壤之平均有效單位重(tf/m³)

n_p = 樁數

$$(2) \quad p_{fni} = \frac{A_i}{A_0} P_{fno} \quad \text{式(5.4-3)}$$

式中， P_{fni} = 群樁中任一樁之負摩擦力(tf)

P_{fno} = 不考慮群樁效應之單樁負摩擦力(tf)

A_i = 圖 5.4-2 所示各樁之負摩擦力分擔面積(m²)

$$A_0 = \pi r_e^2 = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{m}^2)$$

$$r_e = \left[\frac{Df}{\overline{\gamma_s}} + \frac{D^2}{4} \right]^{1/2} \quad (\text{m})$$

D = 樁徑(m)

f = 表面負摩擦力(tf/m²)

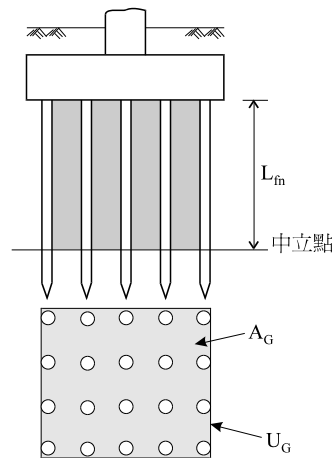


圖 5.4-1 群樁之負摩擦力

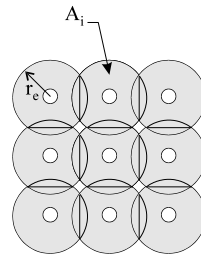


圖 5.4-2 群樁中計算單樁所受負摩擦力之分擔面積

【解說】

1. 受基樁與土壤間互制效應之影響，群樁支承力不一定等同於單樁支承力之和，而與基樁種類、地層條件及基樁間距有關。但由於對樁帽的影響、沿樁身的摩擦力分佈、樁與樁的應力重疊、施工過程對鄰近土壤的影響、以及時間因素如壓密、復硬性、地下水位變化等，

其影響程度均甚難評估，因此工程應用上常採簡化的方式，考慮單樁支承力乘以樁數之總和，或將群樁視為一整體基礎塊，即樁間土壤與樁一起移動時發揮之支承力，比較兩種情況取較小者為群樁支承力；通常，在樁間距小時，較可能產生由後者控制群樁支承力。

座落於堅實地層如緊密砂層或卵礫石層之點承樁，因其應力重疊效應對基樁端點支承力之發揮機制影響不大，故只要間距大於第 5.4.1 節之規定者，群樁之總支承力可視為各單樁端點支承力之和。

座落於砂土層中之打入式基樁，因基樁貫入過程已使土壤趨於緊密，基樁週邊及端點土壤不論是密度、SPT- N 值或是 CPT- q_c 值均較原土壤為高，因此一般亦考慮群樁之總支承力為單樁支承力之和。座落於砂土層之鑽掘式基樁，間距在約 6-8 倍樁徑以下時，本應考慮群樁效應做適度之折減，惟考慮樁帽對群樁整體支承力之貢獻，若經確認樁帽與其下方土壤不致分離，且基樁間距大於 5.4.1 節者，可不予折減，以單樁支承力之和為群樁總支承力。座落於黏土層(尤其在高靈敏度的土層)之群樁，樁帽提供之支承力貢獻尚無法涵蓋群樁互制影響引致之支承力損失，故其群樁垂直支承力應就第 5.4.2 節的規定予以適當考量。

2. 式(5.4-1)中的 W 是群樁間土壤與樁體之總有效重量，由於係一確定之抗拉拔因素，故未考慮安全係數，惟在決定容許拉拔力時，受拉拔時之樁身摩擦阻力安全係數，仍應依表 5.3-3 之支承力推估公式安全係數規定。
3. 基樁間距約在 6~8 倍樁徑以下時，群樁的側向支承力須折減，惟並無考慮樁帽對整體側向支承力的效應。一般的設計條件下，樁帽通常為剛性，若設計地盤面位於樁帽底部，則側向力應為樁帽與土壤間的摩擦力、被動土壓力及基樁所共同承受，非單獨由基樁承受；且側向力作用之下，一般樁帽的側向位移均不大，樁間彼此的影響程度也相對的降低，因此在樁間距大於 5.4.1 節者可不予折減。但若設計地盤面非位於樁帽底部時，在相同位移條件之下，群樁側向支承力須予以適當折減。

4. 群樁負摩擦力的折減係參考日本道路橋示方書之建議，式(5.4-2) 係將群樁視為一整體之基礎塊，假設負摩擦力沿群樁基礎塊表面發生時，分擔至群樁間各單樁之負摩擦力。式(5.4-3)則係假設負摩擦力沿樁群中各單樁表面發生，當樁距較大時依式(5.4-3)計算得之群樁中各單樁負摩擦力可能與單樁負摩擦力相同，但當基樁間距小於某一值時，負擔摩擦力將因相鄰基樁重疊效應之影響而減小。

5.5 變位量

5.5.1 單樁沉陷量

單樁受垂直載重作用所引致之沉陷量得依據地盤之彈塑性變形理論推算之。

【解說】

1. 溫克基礎分析法

對於一埋置於地層中之垂直樁，其受垂直載重作用所引致之沉陷量，文獻上已有很多的分析結果(Poulos and Davis, 1980)，通常理論分析僅能針對均勻或彈性地層之簡單情況作分析，實體元素的數值分析法相當繁瑣，在工程實務上，常用溫克分析模式較簡單實用，如圖-解 5.5-1(a)所示，樁周土壤之摩擦阻抗以分佈之垂直土壤彈簧來模擬，單位面積彈簧勁度為垂直剪切地盤反力係數 k_s ，而樁底土壤反力以集中之垂直土壤彈簧來模擬，單位面積彈簧勁度為垂直地盤反力係數 k_b 。

圖-解 5.5-1(a)所示之溫克分析模型，若 k_s 與 k_b 均為常數，則可從事彈性分析，相當簡單容易。但一般工程實務應用時，需考慮土壤之非線性行為，則圖中沿樁身各不同深度之剪切彈簧可依不同地層之性質採用其 $t-z$ 曲線來模擬，以模擬地層變化及其非線性性質，而樁底彈簧亦可採用非線性 $q-w$ 曲線來模擬，以進行非線性反應分析。使用此分析模型可建立樁頭荷載與樁頭沉陷關係曲線如圖-解 5.5-1(b)所示。

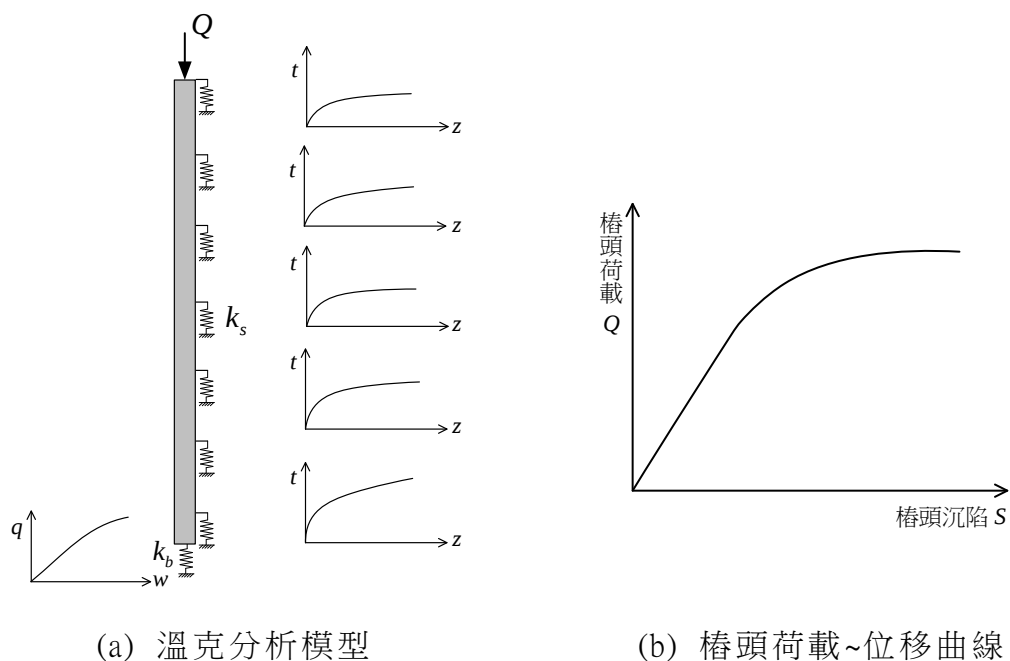


圖-解 5.5-1 垂直樁分析模式

關於樁周摩擦力 $t \sim z$ 曲線之理論分析，最具代表性的為 Randolph and Wroth(1978)假設同心環變形模式之分析結果，Scott(1981)據而建議彈性均質地盤之剪切地盤反力係數 k_s 可採用

$$k_s = \frac{G}{4r_0} \quad \text{式(解 5.5-1)}$$

其中， G 為地盤之剪力模數， r_0 為樁之半徑。

關於樁底承載力 $q \sim w$ 曲線之理論分析，通常都採用圓盤貫入理論作彈性來推導。Scott(1981)依據彈性分析之結果，建議樁底之垂直地盤反力係數 k_b 可表為

$$k_b = \frac{E}{(1-\nu^2)B} \quad \text{式(解 5.5-2)}$$

其中， E 為地盤之彈性楊氏模數， ν 為包松比， B 為樁之直徑。

若須考慮土壤之非線性反應，則設計分析時應由樁載重試驗求取樁周摩擦力 $t \sim z$ 曲線與樁底承載力 $q \sim w$ 曲線，若無試驗資料時，可參

考文獻中具代表性之研究成果，例如 Reese and O'Neill(1988)、O'Neill and Reese(1999)、徐明志(2017)、API(2006)規範等。

2. 經驗分析法

樁受載重作用所產生之樁頭瞬時沉陷量可區分為三部份，即樁體受壓之彈性變形量，傳遞至樁尖之端點載重與樁身摩擦力分別引致之地層沉陷量，上述三項可依 Vesic(1977)半經驗方式推求。

(1) 樁體彈性變形量， W_s (m)

$$W_s = (Q_b + \alpha Q_s) \frac{L}{AE_p} \quad \text{式(解 5.5-3)}$$

式中

Q_b = 工作載重作用下之基樁端點載重(tf)

Q_s = 工作載重作用下之樁身摩擦力(tf)

L = 樁長(m)

A = 基樁截面積(m²)

E_p = 基樁彈性模數(tf/m²)

α = 基樁樁身摩擦力分佈型態之係數

一般基樁樁身摩擦力之分佈呈各種不同型態(圖-解 5.5-2)，於凝聚性土壤呈矩形分佈($\alpha=0.5$)，非凝聚性土壤則呈立三角形分佈($\alpha=0.67$)；若受長期潛變及土壤壓密特性之影響， α 值宜以樁載重試驗結果決定之。

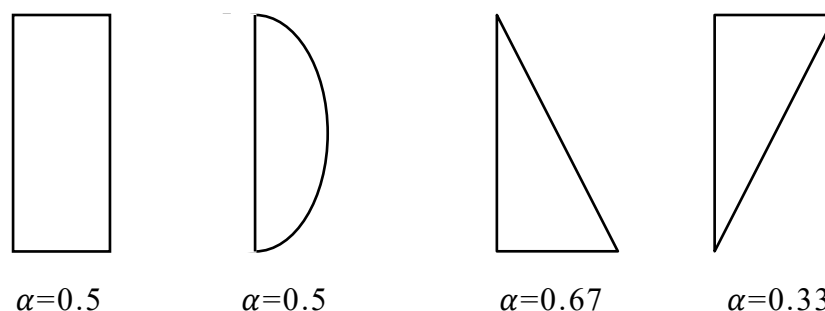


圖-解 5.5-2 樁身摩擦力分佈型態與 α 值

(2) 樁端荷重所引致之沉陷量， W_{PP} (m)

$$W_{PP} = \frac{C_P Q_b}{B q_0} \quad \text{式(解 5.5-4)}$$

式中

B = 樁徑(m)

q_0 = 樁端點之極限支承壓力(tf/m²)

C_P 為經驗常數，與不同土壤種類及施工方法有關，如表-
解 5.5-1 所示

表-解 5.5-1 不同土壤種類及樁種所採用之 C_P 值

土壤種類	打入式基樁	鑽掘式基樁
砂土(緊密至疏鬆)	0.02 ~ 0.04	0.09 ~ 0.18
黏土(堅實至軟弱)	0.02 ~ 0.03	0.03 ~ 0.06
粉土(緊密至疏鬆)	0.03 ~ 0.05	0.09 ~ 0.12

(3) 樁身摩擦力所引致之沉陷量， W_{PS} (m)

$$W_{PS} = \frac{C_S Q_s}{D q_0} \quad \text{式(解 5.5-5)}$$

式中

D = 樁埋置長度(m)

$$C_S = \text{經驗常數} = \left(0.93 + 0.16 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) C_P \quad \text{式(解 5.5-6)}$$

(4) 單樁總沉陷量， W_O (m)

$$W_O = W_S + W_{PP} + W_{PS} \quad \text{式(解 5.5-7)}$$

於載重作用下之基樁沉陷行為受到甚多因素之影響，上述經驗方法僅為一概估值，實際基樁之沉陷量仍應以樁載重試驗結果驗證之。

5.5.2 群樁沉陷量

群樁之沉陷量應考慮樁身受壓之變形量，及群樁底部地層受群樁合力影響而生之變形量。若底部地層為可壓縮性土壤時，應依第 4.4 節規定之方法，計算其沉陷量。

【解說】

在一般常用樁距條件下，由於相鄰基樁之應力重疊，導致地層所受應力增大且應力影響深度加深，因此群樁之沉陷量與沉陷延續時間往往大於單樁之情形。由以往之研究結果顯示，群樁之沉陷量與地層條件、樁徑大小、載重與極限支承力比值、基樁施工方法、樁長、樁基寬度、樁長比以及樁帽支承效應等有密切之關係，目前之研究尚無法提出一套能考慮眾多複雜因素之群樁基礎沉陷計算方法，一般實務上多以等似墩基模式之近似方法推估群樁基礎之沉陷量。

等似墩基模式即將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，而假想墩基礎底面之位置，則視樁群座落之土層性質與分佈、以及基樁之承載行為等而定，可參考圖-解 5.5-3 決定之。沉陷之計算方式，一般則按淺基礎如第 4.4 節所述之方法估算。依此方法所估算得之沉陷量通常會較保守，特別是對樁長較深之情形常有高估之現象，此係因樁基礎實際之應力分佈與圖-解 5.5-3 之假設不一致所致，建議可參考 Geddes (1966) 推導之公式估算地層之應力增量，再據以推估樁基之沉陷，可得較合理之沉陷值。

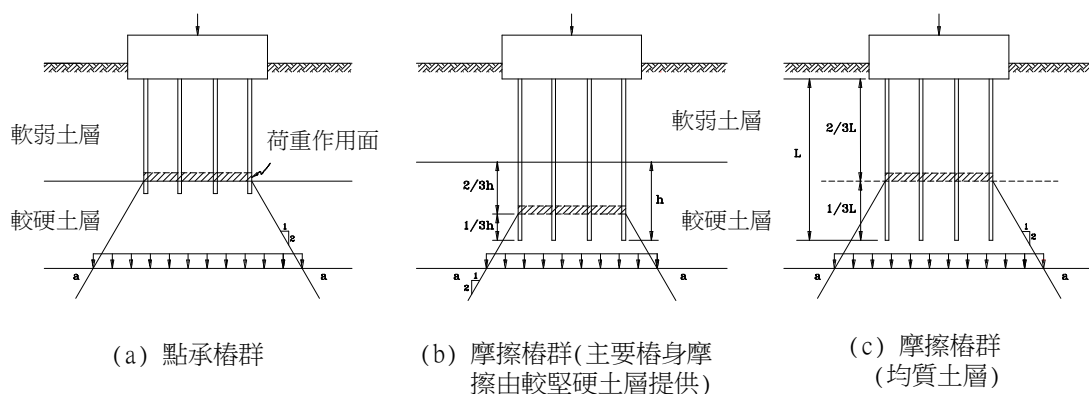


圖-解 5.5-3 簡化群樁荷重作用面及應力傳遞方式

5.5.3 群樁側向變位量

群樁之變位量得將樁帽視為剛體，基樁及周圍地盤視為彈塑性體並依結構理論分析推估之。

【解說】

基樁承受側向力之作用為樁體－土壤的互制行為，當樁頭有側向力或力矩作用時，基樁須靠周圍土壤的變位以產生反力抵抗之，即土壤必須足以承受外力之合應力，且必須在容許變位之下；上述側向變位應同時考慮群樁間之相互影響及樁頭之束制條件。

考慮容許變位之限制，群樁之側向變位分析一般係以 Winkler 之彈性基礎梁為理論依據，考慮土壤於線彈性或彈塑性模式下，基樁承受水平力或彎矩等外力作用下之變形行為。分析時通常假設樁帽為剛體，基樁及周圍地盤為彈塑性體，根據單樁之水平地盤反力係數，及不同基樁配置與樁頭束制條件，依結構理論求解群樁之垂直與水平變位及轉角，常採用之分析模型如圖-解 5.5-4 所示。

基於土壤之非線性性質，Reese & Matlock 根據實際側向樁載重試驗資料，提出土壤非線性關係之基樁側向荷重－變位曲線(*p-y curve*)法，利用圖-解 5.5-4 之模型及電腦數值解析，可同時分析群樁於不同土層分佈、基樁型式、配置及外力狀況下之側向行為。

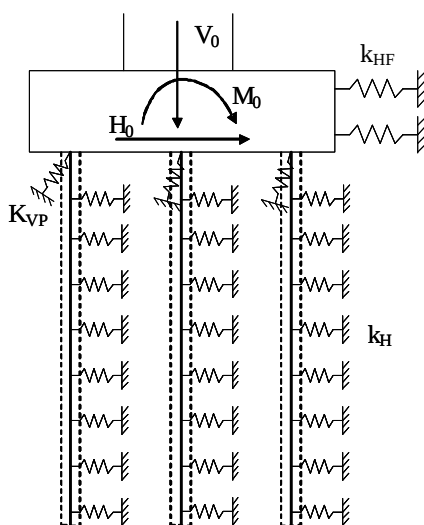


圖-解 5.5-4 群樁基礎之分析模型

5.5.4 容許變位量

樁基礎之容許變位量應以其所支承構造物之容許變位量為度。

【解說】

經由樁帽之連結，群樁多形成剛性較淺基礎為大之基礎系統，對於滿足支承力需求之群樁基礎，於工作載重作用下之垂直與水平變位量應符合上部結構之容許沉陷量及角變量為設計基準。

對於群樁基礎之容許水平變位量，在常時與短期載重情況下，一般以限制在彈性變位量內為原則，因此除非上部構造物對變位量有非常嚴格之要求，否則容許水平變位量為樁基礎本身所控制；依據載重試驗結果，單樁基礎彈性變位量多在樁徑之 1%或 1.5 公分以內。至於極限限界狀態之檢核，群樁基礎之容許水平變位量應以任一基樁達樁體極限強度為限，並應考量所承結構物之容許變位量，不得發生無法修復之損壞或倒塌現象。

5.6 樁體結構設計

5.6.1 木樁

1. 樁材須為已剝皮之生圓木，不得有開裂等缺陷。
2. 圓木樁最小直徑不得小於 15cm，其直徑變化須均勻，上下端中心點之連線不得超過樁外。
3. 木樁斷面除須能承受基礎之載重外，尚應能承受搬運、吊樁及打樁時之最大應力，其設計須符合建築構造編第四章之相關規定，其容許支承力應按木樁之最小斷面計算。
4. 木樁應採取適當處理以保護樁材免受菌蟲害而影響基樁品質。

5.6.2 預鑄混凝土樁

1. 預鑄混凝土樁所使用之材料，如混凝土、鋼筋、預力鋼線、鋼絞線、硬鋼線或鋼棒等，均須符合建築構造編相關章節之規定。

2. 預鑄混凝土樁之樁體須能承受基礎設計之載重及搬運、吊樁及打樁時之最大應力，其結構設計應符合建築構造編第六章之相關規定。
3. 以離心法製造之空心鋼筋混凝土樁，其設計得比照 CNS1260•A2031 之規定辦理。非以離心法製造之鋼筋混凝土樁應符合下列規定：
 - (1)預鑄鋼筋混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得少於 280kgf/cm^2 。
 - (2)基樁內之主鋼筋，方樁不得少於 4 支，圓樁及八角樁不得少於 6 支；主鋼筋直徑不得小於 16mm，且鋼筋總斷面積不得少於樁斷面積之百分之一。
 - (3)主鋼筋須以箍筋或螺筋紮緊，箍筋直徑不得小於 6mm，樁兩端各三倍樁徑(或寬度)範圍內，箍筋間距不得大於 8cm，其餘部份間距不得大於 20cm。
 - (4)混凝土樁主鋼筋之保護層，不得少於 5cm。
 - (5)須打擊入堅硬地層之基樁，樁尖須配置錐形或平底形鋼質或鑄鐵片，以防樁尖受損，樁尖端與混凝土之接觸面需足以承受打擊時所產生之應力。
4. 以離心法製造之空心預力混凝土基樁，其設計得依照 CNS2602•A2037 之規定辦理。非以離心法製造之預力混凝土樁應符合下列規定：
 - (1)預力混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得少於 350kgf/cm^2 。
 - (2)預力混凝土樁，樁長在 10m 以下者，有效預力不得少於 30kgf/cm^2 ，樁長 10~15m 者，有效預力不得少於 40kgf/cm^2 ，樁長 15m 以上者，有效預力不得少於 50kgf/cm^2 。
 - (3)預力混凝土樁之容許壓應力不得大於下式之規定

$$f_c = 0.33f'_c - 0.27f_{pc} \quad \text{式(5.6-1)}$$

式內

f_c = 混凝土容許壓應力(kgf/cm^2)

f'_c = 混凝土規定抗壓強度(kgf/cm^2)

f_{pc} = 有效預力(kgf/cm^2)

- (4)預力樁內預力鋼線或鋼絞線，須以箍筋或螺筋紮緊，有關箍筋之

規定比照第 5.6.2 節中 3.(3)款之規定。
(5)基樁內預力鋼線或鋼絞線之保護層得比照第 5.6.2 節中 3.(2)及 3.(4)款之規定。

【解說】

1. 預鑄混凝土樁樁體結構可按工作應力法或強度設計法設計，以工作應力法設計時，材料之容許應力應依本節及中國土木工程學會出版之「土木 401-108 混凝土工程設計規範與解說－附篇 F」之規定，採用強度設計法時則應按建築構造編第六章及「建築物混凝土結構設計規範」之相關規定設計。
2. 為避免基樁打設時發生樁頭或樁身破裂之情形，打入式基樁於設計時應對打樁時可能產生之最大壓應力與最大張應力詳加分析，必要時應規定所使用打樁機之錘擊能量、樁墊材質、尺寸及施工順序等。打樁應力分析可藉動態分析程式(如 WEAP)或半經驗公式(如宇都、冬木公式(1975))等評估，打樁時之最大壓應力不得大於 $(0.85 f'_c - \text{有效預力})$ ，最大張應力於一般地層環境不得大於 $(0.25 \sqrt{f'_c} + \text{有效預力})$ ，在腐蝕環境中不得大於有效預力值。

5.6.3 場鑄混凝土樁

場鑄混凝土樁所使用之材料及其樁體結構設計除須依照建築構造編第六章相關之規定外，並應符合下列規定：

1. 場鑄混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，且最小水泥量不得低於 300 kg/m^3 ，於水中或泥水中打設時，其水泥量不得低於 375 kg/m^3 。
2. 場鑄樁澆注之混凝土強度應視混凝土之規定抗壓強度及其澆注環境做適當之提高。於水中或泥水中打設時，澆注時採用之混凝土強度應按規定抗壓強度再提高 35 kgf/cm^2 。
3. 基樁內主鋼筋不得小於 6 支，主鋼筋直徑不得小於 19mm，且鋼筋總斷面積不得小於樁斷面積之千分之五，保護層之淨厚度不得小於

7.5cm，箍筋直徑不得小於 13mm。

4. 場鑄樁之施工應儘可能保持垂直，原則上樁身之最大偏心距不宜超過樁長之七十五分之一，且基樁應力分析應考慮偏心彎矩之影響。

【解說】

1. 場鑄樁樁體結構可按工作應力或強度設計法設計，以工作應力法設計時，材料之容許應力應依本節及中國土木水利工程學會出版之「土木 401-108 混凝土工程設計規範與解說－附篇 F」之規定，採用強度設計法時則應按建築構造編第六章及「建築物混凝土結構設計規範」之相關規定設計。
2. 場鑄混凝土樁在距樁頂面 ℓ_0 之範圍內，其箍筋之間距不得超過構材斷面最小尺度之 $1/4$ ，且不得大於 10 公分。 ℓ_0 之長度不得小於：(1) 在樁頂面處之構材斷面深度或任何可能發生撓曲降伏斷面處之構材深度，(2) 基樁彎矩反曲點深度之 $1/3$ ，(3) 45 公分。在距樁頂面 ℓ_0 之範圍外，橫向箍筋之間距不得超過構材斷面最小尺度之 $1/2$ ，且不得大於 60 公分。

5.6.4 鋼樁

1. 鋼樁包括鋼殼樁、鋼管樁及型鋼樁，使用鋼材之品質、形狀及尺寸等，原則上應符合國家標準。鋼樁外露，可能銹蝕之鋼材厚度，不得考慮承受應力，否則應施予防蝕保護。
2. 鋼殼樁
 - (1) 為在基樁位置先行打入底部密閉式之金屬或鋼殼套，再行灌注混凝土或鋼筋混凝土而成之樁。其殼套厚度不得小於 1.8mm，樁徑不得小於 45cm，樁尖部份直徑不得小於 20cm。
 - (2) 鋼殼樁之金屬或鋼殼套，不得視為基樁支承載重之一部份。
 - (3) 鋼殼樁內灌注混凝土之規定壓力強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，鋼筋混凝土樁體之設計應符合建築構造編第六章之相關規定。
3. 鋼管樁
 - (1) 為在基樁位置先行打入鋼管，以作為支承載重之基樁，鋼管中亦

可再灌注混凝土，而使鋼管與其內之混凝土共同支承載重。

(2)鋼管樁外徑不得小於 250 mm，壁厚不得小於 9mm。鋼材之最低降伏強度未達 2550kgf/cm²時，鋼管之容許應力不得大於最低降伏強度之百分之三十五。鋼材之最低降伏強度大於 2550kgf/cm²時，鋼管之容許應力不得大於最低降伏強度之百分之三十。

(3)鋼管中灌注混凝土用以共同支承上部載重者，其混凝土之規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm²。混凝土之容許應力不得大於規定壓力強度之三分之一。

4. 型鋼樁

(1)為以型鋼直接打入地層以支承載重之基樁，其任何斷面厚度均不得小於 10 mm。

(2)型鋼之翼版突肢長度不得超過翼版或腹版厚度之 13 倍，且翼版寬度不得小於型鋼深度之 0.8 倍，其標稱深度不得小於 20 cm。

(3)型鋼樁之鋼材容許應力，比照第 5.6.4 節中之 3.(2)款之規定。

5. 鋼樁應按實際需要，予以補強，以避免搬運、堆置或打樁時，產生樁體變形。

5.6.5 接樁

1. 基樁以整支應用為原則。必須接樁時，其樁頭不得在地表下三公尺以內，且接頭不得發生脫節或彎折之現象。
2. 經接續之基樁，其容許壓應力應根據接頭形式及接樁次數折減之。其折減率可參考表 5.6-1，如非採用打擊方式設樁時，則折減率得採用表 5.6-1 所列數值之半。

表 5.6-1 接樁之容許壓應力折減率

接樁	焊接	鉚接	填充式或插接
折減率	5%/每次	10%/每次	最初 2 次 20%/每次 第 3 次以後 30%/每次

【解說】

1. 接樁之位置應避開彎矩應力大及地下水位上下變動之範圍，接頭之斷面及強度須能承受基礎設計之載重、吊樁及打樁時之最大應力，同時應考慮腐蝕之影響。
2. 樁本身接樁次數愈多，愈影響到其本身可傳遞之應力值，此種現象對打入式基樁影響尤甚，因此本規範建議打入式基樁之接樁，其容許應力值採較高之折減率。

5.7 基樁載重試驗

5.7.1 試驗目的及種類

1. 基樁載重試驗之目的為求取或推估單樁於實際使用狀態或近似情況下之載重－變形關係，以獲得判斷基樁支承力或樁身完整性之資料。基樁載重試驗可分成極限載重試驗及工作載重試驗，試驗方法包括靜載重試驗、動載重試驗或其他方式之試驗。
2. 極限載重試驗為將試驗樁加載至達極限或破壞狀態，據以求取試驗樁之極限承載能力，並佈設監測儀器以量測樁周摩擦力與樁端底承力，評估其容許承載力，同時可用於擷取地層反力參數作為設計之依據。
3. 工作載重試驗係於基樁施工完成後，針對永久樁進行工作載重試驗，據以確定基樁之支承力及施工品質符合設計需求。
4. 用於極限載重試驗之基樁，若於試驗中該樁已達降伏狀態，應檢討其作為永久性基樁之適用性。

【解說】

1. 由於土體本質上之複雜性且其性質受施工行為之影響甚鉅，而基樁施工後之成效有很高之不確定性，且基樁與土體間應力與變形之傳遞行為亦甚複雜，依據 5.3 節所列方法計算之基樁支承力僅為一概估值，與所用土壤參數具密切關係，且對於載重－變形關係之推估則更形困難，故有必要時應以基樁載重試驗加以確認或修正。

2. 基樁載重試驗以靜載重試驗為主，其可依需求進行垂直支承力、拉拔力、或側向支承力之載重試驗。靜載重試驗方法及標準，依垂直載重、拉拔力及側向載重，可分別參考美國材料試驗學會 ASTM D1143、D3689 及 D3966 之規定。
3. 基樁載重試驗依試樁時間及目的的不同，可分為前期試驗及驗證試驗。前期試驗指於設計階段初期或之前即進行基樁打設及極限載重試驗，除可確認基樁工法之施工可行性並訂定施工程序外，可藉由極限載重試驗結果推求基樁與地層之載重－變形關係，以及容許支承力以作為設計之依據。而驗證試驗則於正式施工期間或完成後進行極限載重試驗或工作載重試驗，用以確認基樁之支承力及施工品質符合設計需求。
4. 近年來由於電子科技之快速發展與分析方法的進步，基樁載重試驗方法已不限於傳統靜力加載方式，包括軸向壓力脈衝試樁法(ASTM D7383)如靜動載重試驗(Statnamic Loading Test)、類靜力試樁法(Pseudo Static Testing)，以及高應變動力載重試驗(ASTM D4945)等，已廣泛的應用於基樁之下壓承載力試驗，由於屬於 ASTM 認可之試樁方法，可作為基樁承載力試驗之選項。
5. 用於極限載重試驗之試驗樁，由於承載之土壤已達極限狀態、基樁或土層可能達破壞狀態，若擬將完成試驗後之試驗樁作為永久性基樁使用時，應詳加檢討並評估其適用性。

5.7.2 試樁計畫

基樁載重試驗應先擬定完整之試樁計畫，考量基樁之使用目的、種類、貫入深度、及承受之載重狀況，決定試驗之最大載重、試驗方法、量測項目與精確度。

【解說】

試驗前應依基樁種類、尺寸、使用目的、承受之載重狀況及場地條件擬定試樁計畫，其內容至少應包括

- (1) 試驗最大荷重或變位量
- (2) 加載程序

- (3) 載重與反力裝量，及其應力檢核
- (4) 量測項目及儀器裝量、型號與精度
- (5) 場地配置及安全措施等
- (6) 量測記錄圖表格式

5.7.3 試樁之選擇

- 1. 基樁載重試驗之目的為求取或驗證基樁之承載能力，當使用之基樁總數目達 50 支以上時，載重試驗之數目應不少於總樁數之百分之一，當總樁數大於 300 支時，得視地層狀況及實際需要調整試樁數目。
- 2. 基樁載重試驗部份得採用動載重試驗法，惟動載重試驗之數量不得超過總試樁數量之一半，且動載重試驗之有效性及正確性須先予以確認。

【解說】

- 1. 基樁之承載能力常因場址地層條件、構築方式、以及施工條件而異，當使用之基樁總數目達一定數量以上時，故應進行基樁載重試驗以驗證之。載重試驗之種類應由工程師依建築物重要性、地層變化及施工狀況等設計需要決定之。
- 2. 基樁載重試驗之規畫應依設計所使用之基樁種類、樁徑與長度、地層及作用力方向，選擇具代表性之基樁進行極限載重試驗或工作載重試驗。對於施工品質有疑慮或施工時發現與設計情況有差異時，以及有需要時，須增加工作載重試驗數量予以驗證。
- 3. 以動載重試驗驗證基樁之支承力時，其測試結果須進行訊號比對分析，並須與靜載重試驗結果進行校正，以求得適當之動力及靜力參數後，作為評估其他同類基樁動載重試驗結果之依據。
- 4. 對於樁體品質有疑慮之基樁，除可進行樁體之完整性檢測或鑽心取樣試驗外，亦可用動載重試驗或工作載重試驗，以驗證其承載能力。

5.7.4 試樁之載重

1. 極限垂直載重試驗之最大試驗載重原則上應加載至土壤支承力破壞或推估之極限支承力。
2. 工作載重試驗之最大試驗載重應依設計載重之需求決定之。

【解說】

1. 極限載重試驗係以確認地層之極限支承力符合設計需求為目的，故其最大試驗載重應達地層支承力破壞或推估之極限支承力為止。
2. 工作載重試驗係以確認所構築之基樁滿足設計載重之需求，且具有足夠之安全係數，由設計工程師依設計需求決定之。工作載重試驗樁若作為永久樁使用時，須於試驗後檢核樁體之完整性與變位量是否仍滿足結構設計之需求。
3. 基樁載重試驗之加壓方式須與將來結構物所承受之荷載或外力方向相同，以符合基樁之實際受載行為，同時針對永久結構樁之載重試驗須以不破壞樁體結構為原則。
4. 原則上，基樁載重試驗之加壓程序可採用美國材料試驗學會 ASTM D1143, D3689 及 D3966 之快載試驗為主，採用其他選項(Optional)之加載程序時須經設計或工地工程師認可。

5.7.5 試樁之靜置時間

試樁應考慮基樁裝設過程中地層孔隙水壓及強度變化之影響。原則上，砂質地層中之試驗樁應靜置五天以上，於粘質地層中則應靜置十四天以上，始可進行試樁。如為場鑄樁則應待混凝土已產生足夠強度後再進行試驗。

【解說】

1. 美國材料試驗學會 ASTM D1143-81 規定基樁打設完成後應靜置至超額孔隙水壓消散及土壤強度復原後始得進行試驗，靜置時間與超

額孔隙水壓量、土壤性質及土壤擾動程度有關，約在 3 天至 30 天左右，甚至需要非常長之時間，如台北地區之基隆河黏土層（張吉佐等，1993）。靜置時間不足之試驗結果，可能錯估基樁之支承力，為慎重計，可裝設水壓計確認之。

2. 進行場鑄樁之試樁前，應依擬訂之試驗載重計算樁身於試驗時將承受之應力，須待樁體混凝土已達足夠強度後始得進行試驗。一般樁體混凝土所需之養治時間將比其試體之養治時間為長，須予以注意。

5.7.6 試驗結果分析

基樁載重試驗應依試驗目的進行試驗樁之承載能力分析，如為極限載重試驗應裝設足夠數量之量測儀器，精確量測基樁試驗過程之力學行為，據以推估樁表面摩擦阻力、樁端點支承力及變形量。國家標準已有規定者應依該等標準辦理。

【解說】

1. 原則上，載重試驗之裝設、加載、量測及精度應足以精確量測基樁試驗過程之力學行為，試驗前應將試驗量測儀器進行校正，以確保量測資料之正確性。
2. 應將試驗結果繪成樁頭載重(P)~變形量(S)、時間(t)~變形量、載重~彈性變形量及載重~殘留變形量等關係曲線，以作為試驗結果研判之依據。
3. 試驗結果之研判方法分為降伏載重及極限載重兩類。

(1) 降伏載重之研判

可採 $\log P - \log S$ ， $S - \log t$ 及 $\Delta S / \log t - P$ 等三法作綜合研判，其方法可參照日本土質工學會「土質調查法」第 10 章之規定辦理。

(2) 極限載重之研判

有關基樁試驗極限載重之研判方法有很多種，研判結果亦

均不同，一般較常用之方法包括有 Terzaghi 之極限位移(10%D)法、Vender Veen 法、Fuller 及 Hoy 法、以及 Davisson 法等方法(李建中，1984)。

4. 除工作載重試驗外，以量測土層阻抗為目的之極限載重試驗，需先確實探測了解試樁區之地層分布狀況，並應於樁體內埋設適當數量之儀器，用於計算基樁周面土層之阻抗(如 $t-z$ 或 $p-y$ 曲線)，以及樁底土層之承載阻抗($q-w$ 曲線)，作為設計之依據。

5.8 基樁完整性檢測

基樁施工計畫應包含基樁完整性檢測計畫，擬定適當數量之基樁與方法進行完整性檢測，以確認所完成基樁之品質符合設計需求。

【解說】

1. 基樁施工之不確定因素很多，而所完成之基樁埋至於地層中，無法以目視檢測，故須進行基樁完整性檢測，以確認基樁之品質符合設計需求。
2. 以成樁打入或植入地層中之基樁，亦可使用低應變之敲擊迴響法進行檢測，以反射波傳時間或頻率響應評估受測基樁之品質。此外，對於植入式基樁之固結液，除須於灌注前進行漿液取樣試驗外，必要時亦須於基樁完成後進行鑽心取樣試驗，以檢驗固結體之品質。
3. 對於鑽掘式場鑄基樁，一般均於製作鋼筋籠時，同時沿樁周均勻佈設數支監測管，待樁體混凝土澆注完成後，利用超音波量測樁體混凝土之波速，藉以評估樁體之品質，有必要時應以鑽心取樣進行試驗，以確認樁體之品質無虞。

第六章 柱狀體基礎

6.1 通則

6.1.1 適用範圍

本章適用於沉箱基礎、井式基礎與箱形連續壁基礎之設計，三者之幾何形式均類似於柱狀墩柱體，本規範將其通稱為柱狀體基礎。

【解說】

1. 本章所稱「柱狀體基礎」包含沉箱基礎、井式基礎與箱形連續壁基礎，如圖-解 6.1-1 所示，三種基礎之幾何形式均類似於柱狀墩柱體，其分析方法亦類似，故本章將三種基礎統稱為柱狀體基礎。
2. 對於貫入深度較淺之柱狀體基礎情況，其阻抗行為近似於淺基礎，宜以本規範第四章淺基礎之規定設計之。
3. 對於貫入深度較深之柱狀體基礎情況，其阻抗行為近似於樁基礎，宜以本規範第五章樁基礎之規定設計之。

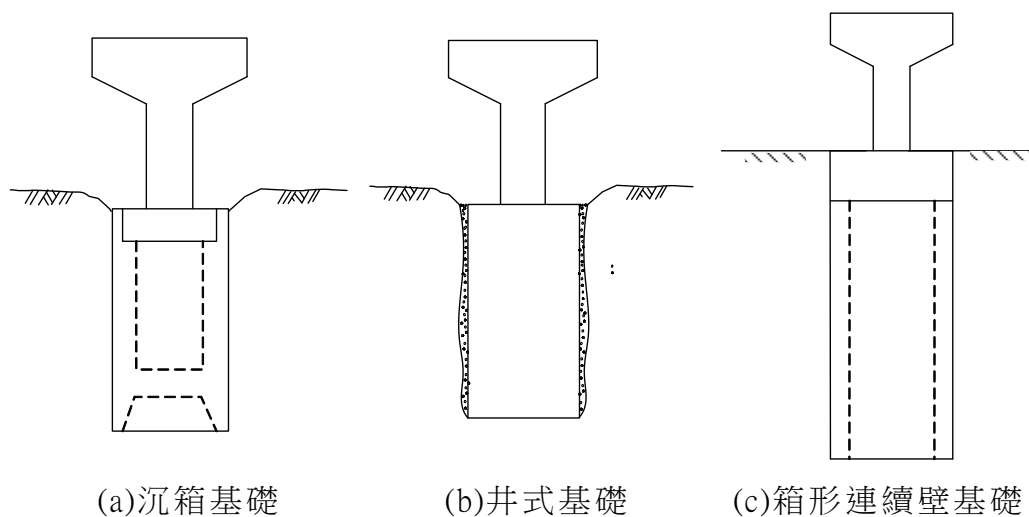


圖-解 6.1-1 柱狀體基礎

6.1.2 基礎分類

沉箱基礎、井式基礎與箱形連續壁基礎之幾何形式類似，其分析方法亦類似，但其施作方式不同，分析設計時應考量場址特性與施工之影響，建立適當之分析模型，藉以合理反映不同型式基礎之行為與反應。

【解說】

沉箱基礎、井式基礎與箱形連續壁基礎之幾何形式類似，其分析方法亦類似，但其施作方式不同，沉箱基礎係以沉(壓)入方式施作，井式基礎係以明挖構築方式施作，箱形連續壁基礎係於溝槽挖掘後澆築水中混凝土方式施作，故其受載重作用時之阻抗與反應行為亦將有所不同，分析設計時應充分考量場址特性與施工之影響，建立適當可靠之分析模型，藉以合理反映所設計基礎之行為與反應。

6.1.3 設計載重與需求

1. 柱狀體基礎之設計應考慮上部構造物所傳遞之垂直載重、側向載重、傾覆力矩、基礎結構物本身之重量、以及施工或環境因素所造成之載重，檢核柱狀體基礎的穩定性及其變位符合上承結構物之性能需求，並根據各基礎構材所受之斷面力進行結構設計。
2. 柱狀體基礎之設計載重應依照所承結構物設計規範之載重需求決定之。

【解說】

1. 柱狀體基礎之設計載重應考慮結構物使用期限內可能發生之載重及其組合，一般基礎所受之載重包括：
 - (1) 上部結構物之靜載重與活載重；
 - (2) 作用於上部結構物之變動載重；
 - (3) 基礎自重；
 - (4) 浮力；

- (5) 土壓力、水壓力；
 - (6) 施工載重；
 - (7) 環境載重(如地震力、土壤液化產生的流動土壓、斜坡上基礎之偏土壓等)；
 - (8) 其他外力。
- 2. 柱狀體基礎之設計載重應考慮結構物使用期限內可能發生之載重及其組合，載重需求應依所承結構物設計規範所規定之載重決定之。
 - 3. 對於特殊情況之場合，亦應合理考慮地震時地盤變位對基礎結構物之影響、以及地盤沉陷對基礎支承性能之影響，如負摩擦力等。

6.1.4 設計原則

- 1. 柱狀體基礎之設計載重應考量長期載重、短期載重(含中小度地震)、設計地震與最大考量地震等各情況，檢核基礎的穩定性與變位，並根據各基礎構材所受之斷面力進行結構設計。基礎承載穩定性與容許變位之檢核採用工作載重設計法，基礎構材設計採用強度設計法。
- 2. 長期載重與短期載重(包含中小地震)情況時，基礎之反應值應保持在彈性或近似彈性之範圍內，以確保所設計結構物之使用性能；設計地震情況時，基礎之反應值可允許進入非線性反應範圍，但應保持在降伏範圍內或僅稍微超出降伏點，以確保所設計結構物之殘餘變位在可修復範圍內；最大可能地震情況時，基礎之反應值可允許進入塑性反應範圍，但應保持在最大容許變位範圍內，以確保所設計結構物之安全性。

【解說】

- 1. 基礎設計應考慮所承結構物之性能需求，分別考量其使用性、安全性與修復性之設計需求，同時亦應針對基礎結構物之耐久性作檢討。
- 2. 本條所列之設計原則係一般結構物基礎之設計原則，對於特殊條件或設計需求之情況，經分析滿足結構物之性能需求者則不受此限制。

6.2 沉箱基礎

6.2.1 通則

沉箱基礎係以機械或人工方式分段挖掘地層，以預鑄或場鑄構件逐段構築之深基礎，其分段構築之預鑄或場鑄構件，於地上完成後以下沉或壓入方式施工。

【解說】

沉箱基礎施工方式可概分為開口沉箱及壓氣沉箱兩類。

目前國內所使用之開口沉箱大部份為鋼筋混凝土之箱體，其頂部及底部保持開放，施工時以人工或抓斗挖掘並排出沉箱底下之土石方，以箱體自重、超載或加壓方式使沉箱下沉至預定之承載地層中，底部清理完成後再構築底板封底；沉箱作為基礎時，箱內則填砂石或灌水，最後進行頂板之施築；沉箱作為地下空間使用時，則於箱內構築底板與地下設施。

壓氣沉箱之施工亦由底部挖掘並排出土方使其下沉，但其作業方式不同，整個挖掘作業係在壓氣環境下進行，施工前須先於沉箱刃口上方設置水平隔板做為作業室(壓氣艙)之頂板，施工時則須輸入壓縮空氣於作業室以防止浸水，並確保開挖作業得以順利進行。過去因壓氣沉箱之施工設備繁雜，工程費昂貴，且易有潛水伏症課題，故較少採用，然現已開發無人壓氣沉箱工法，國外壓氣沉箱案例有漸增之趨勢。

本章之規定主要適用於承受上部結構載重之沉箱基礎的設計。相關設計施工作業可參考中華民國大地工程學會(2017)出版之「沉箱設計施工準則」。

6.2.2 設計考量

1. 沉箱設計應檢核施工中沉箱體各構件所承受之應力，以及完工後整體結構之穩定性。

2. 箱基礎之設計應考慮施工可能發生之偏心及所引致之額外彎矩。
設計時所採用之最小偏心量應視地層狀況及施工方法決定之。

【解說】

1. 沉箱基礎屬於深基礎型式之一，主要用於支承上部結構物之各項載重，但其施工方式較特殊，與其他基礎構造比較，施工應力之檢討更形重要，若設計考慮不周即可能造成各種事故之發生，因此設計階段應妥善規劃施工程序，並針對施工時之各種可能狀況詳加檢核沉箱體各構件之應力。下列為施工中可能遭遇之不利狀況，設計時應審慎檢討：
 - (1) 沉箱底部未完全支承狀況
沉設第一節沉箱時，由於挖掘底部土壤造成沉箱體底部形成簡支承(圖-解 6.2-1)、懸臂支承(圖-解 6.2-2)或對角點支承(圖-解 6.2-3)等部分支承之情形。
 - (2) 下沉作業中沉箱下方成中空，沉箱呈懸吊狀態如圖-解 6.2-4。
 - (3) 沉箱下沉至最終深度前各種最不利之情形，如壓氣沉箱因停電而使作業氣壓暫時減低之狀況。
 - (4) 沉箱下沉完成後，將內部積水抽乾使沉箱內部呈中空之狀況。
 - (5) 沉箱下沉難易之檢討可參考大地工程學會(2017)出版「沉箱設計施工準則」所述方式估算沉箱之「沉降-抵抗力圖」，並依校核結果與環境限制評選適宜之自重沉箱、壓入沉箱、或壓氣沉箱等工法，及其對應需要之輔助措施。
2. 沉箱結構穩定性之檢討，旨在瞭解各項載重組合作用下之地盤反力是否超過第 6.2.9 與 6.2.10 節所規定之容許支承力，以決定適當之沉箱尺寸及入土深度。
3. 沉箱施工發生偏心之情形難以避免，偏心之情形與地層狀況、施工方法及施工品質有關，如於卵礫石層中施築沉箱，可能發生之偏心量即較在一般土層中施工之情形為大，故設計者應就實際地質狀況及所擬訂之自重沉箱、壓入沉箱、或壓氣沉箱施工方法程序，可參考大地工程學會(2017)出版「沉箱設計施工準則」所述方式與過去經驗預估可能之偏心量，於設計時作適當之考量。

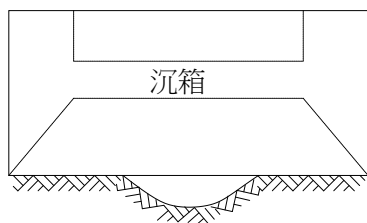


圖-解 6.2-1 簡支承狀態

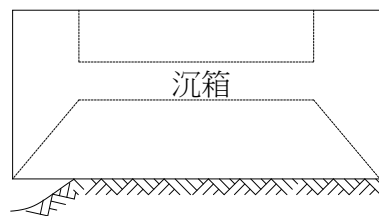


圖-解 6.2-2 懸臂支承狀態

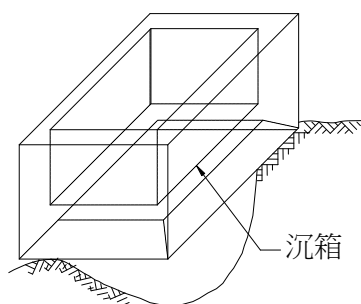


圖-解 6.2-3 對角點支承狀態

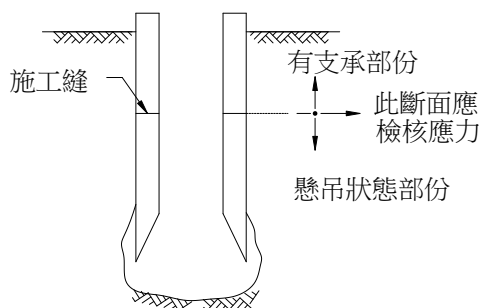


圖-解 6.2-4 懸吊狀態

6.2.3 沉箱載重支承方式

1. 作用於沉箱之垂直載重，設計時原則上考慮由沉箱底面地層之垂直反力所支承。
2. 作用於沉箱之水平側向載重與傾覆力矩，設計時原則上考慮由沉箱底面地層之垂直反力、底面摩擦阻力及沉箱正前方地層之水平反力等支承之。

【解說】

1. 作用於沉箱之垂直載重，理論上應可由沉箱周面之摩擦力及沉箱底面地層之垂直反力共同來支承，惟於實際之施工過程中，為便於沉箱沉設至預定深度，常有擴挖或對周圍地層過度擾動之情形，因此沉箱承載後周面所能提供之摩擦力，全視施工方法、擴挖控制、地層特性與地下水狀況而定，施工完成後沉箱周面與土壤之接觸情形

不易全然獲悉，因此可發揮之摩擦阻力大小不易掌握。在工程實務上，衡量施工品質之不確定性與相關因素之變異性，作用於沉箱之垂直載重僅考慮由沉箱底面地層之垂直支承力來承擔，倘沉箱沉設至設計深度後，對於沉箱本體與周圍地層間之空隙或孔洞經以適當方式(如背填灌漿等)填實處理者，周面之摩擦阻力得酌予考慮，除經載重試驗方法驗證，考慮之周面摩擦力以不大於 6.2.8 節之上限值為限。

2. 沉箱受水平側向載重與傾覆力矩作用之支承方式，理論上應如圖-解 6.2-5 所示，但如前述施工因素之考量，一般情形下僅考慮由底面地層之垂直反力，底面摩擦阻力及沉箱正前方地層之水平反力所支承，而忽略周面摩擦力所能提供之阻抗。

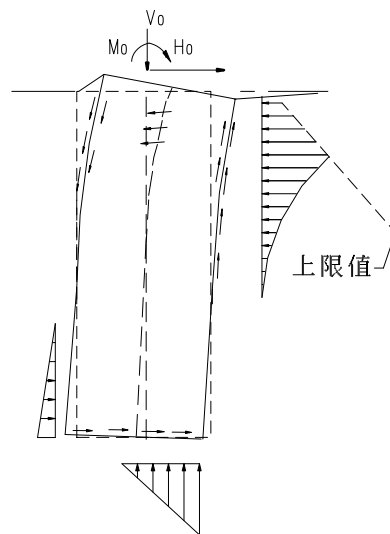


圖-解 6.2-5 沉箱載重支承方式

6.2.4 支承地層

1. 沉箱基礎底部原則上應座落於堅實之地層上，支承地層之厚度至少為基礎寬度之 1.5 倍以上。
2. 沉箱基礎底面下，基礎寬度 3 倍以內之地層，原則上不得有高壓縮性之軟弱地層存在，惟經分析對建築物無不利影響者不在此限。

【解說】

1. 沉箱基礎底部之支承地層須有足夠厚度，使支承力得以完全發展。
根據一般基礎支承力理論，於極限狀態下土壤支承力破壞面之深度約在 1 倍至 1.5 倍基礎寬度間，因此支承地層之厚度最小應達基礎寬度之 1.5 倍以上。
2. 沉箱基礎底面下應力主要影響深度內，不得有高壓縮性之軟弱土層存在，以免沉箱基礎於承載後，因基礎底面下土壤之壓縮及壓密現象而產生過量沉陷，影響上部結構之安全或使用功能。

6.2.5 沉箱沉設計畫

沉箱設計時應擬定沉設計畫，檢討各階段下沉作業中之總下沉力與地盤阻抗之關係，必要時須設輔助補助設施，使沉箱沉設置預定深度。同時須檢討沉箱下沉作業中對周邊地盤沉陷之影響。

【解說】

沉箱下沉作業須計算各階段之地盤阻抗與總下沉力之大小，若總下沉力不足，則可採用增加超載或壓入之方式施工。壓入方式為於沉箱四周設置反力地錨，以千斤頂施加壓力使沉箱下沉至設計深度。

決定沉箱形狀尺寸後，需核驗沉箱的下沉與抵抗力關係。可以式(解 6.2-1) 確認左邊的下沉力大於右邊的阻抗。當經核算下沉力無法大於阻力時，需檢討額外壓重(如增加壁厚、臨時荷重及地錨反力等)、或減少摩擦力等措施，或改採壓入沉箱方式施作。

$$W_c + W_w > U + R \quad \text{式(解 6.2-1)}$$

式中， W_c ：沉箱重量(kN)

W_w ：加載於沉箱之下沉載重(kN)

U ：若為壓氣沉箱，則理論氣壓或作業氣壓之上揚壓力(kN)；若為開口沉箱，則為作用於基礎的浮力(kN)

R ：沉箱之下沉抵抗力(kN)

此外，沉箱下沉作業可能引致周邊地盤之沉陷，設計時應檢討周邊沉陷變位對鄰房結構物之影響。一般而言，於開挖刃口尖端底部地層時，壓氣沉箱之壓氣將水排出，開挖面尚屬穩定，但若是自重沉箱，箱體外之土砂將朝箱體內流動，導致沉箱周邊地盤大幅變位沉陷。至於壓入箱，因利用盤反力將刃口壓入地層中，於刃口保護擋土下再開挖箱體內地盤，故沉箱周邊地盤之陷量通常較小。

6.2.6 沉箱基礎分析模型

計算沉箱基礎之設計反應值時，應考慮基礎及地盤特性建立結構分析模型，依彈性理論或彈塑性理論推算之。

【解說】

計算沉箱基礎之設計反應值時，應考慮基礎及地盤特性建立結構分析模型推算之。較完整之分析方法可採用三維有限元素或有限差分模式進行分析，地盤阻抗參數應依現地試驗或室內試驗決定之，原則上，在常時載重或臨時載重情況下，設計要求基礎系統之反應須在彈性範圍內時，地盤阻抗可採彈性參數或等值彈性參數以彈性模型進行分析；但在較大載重情況下，土壤之非線性效應變得顯著時，分析模型應合理考慮土壤之非線性效應，以彈塑性模式進行非線性分析。

針對一般之設計情況，工程實務上常採用簡化之溫克基礎模型進行分析，較為簡單方便，其結構分析模型如圖-解6.2-6所示，沉箱係以彈性梁模擬，沉箱周圍及底面之地層則均視為支承彈簧，地層阻抗模式如表-解6.2-1所示。為模擬實際地層之應力-應變行為，地層宜假設為完全之彈塑性體(如圖-解6.2-7示)，地層等值彈簧之地盤反力係數及地層反力上限值可就沉箱尺寸、地層彈性係數及地層特性可分別參照6.2.7節與6.2.8節之方式計算。至於結構計算所需之電腦程式，目前已甚普遍，一般用於結構分析之程式即可用於求解沉箱之變位量，及其所受之彎矩及剪力值。

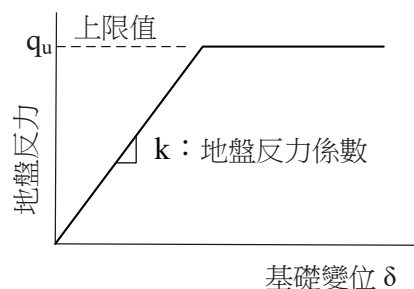
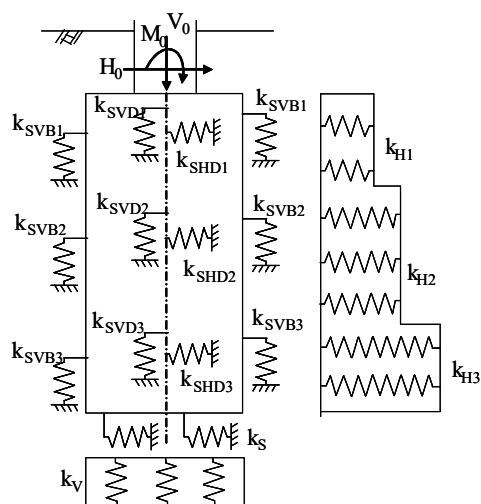


圖-解 6.2-6 沉箱結構之分析模型

圖-解 6.2-7 地盤反力與變位關係

表-解 6.2-1 沉箱基礎與地盤阻抗之模式

		使用場合	
		穩定分析	斷面力分析
基礎剛性		線性	原則上線性，若塑性化須降低彎曲剛度
地盤阻抗元素	基礎底面垂直方向地盤阻抗 k_v	- 線性 - 檢核地盤反力在容許值以內	- 雙線性 - 上限值採基礎底面最大垂直支承力
	基礎底面水平方向剪切地盤阻抗 k_s	- 線性 - 檢核地盤反力在容許值以內	- 雙線性 - 上限值採基礎底面極限剪力強度
	基礎前方水平方向地盤阻抗 k_H	- 雙線性 - 上限值為基礎前方地盤被動土壓	- 雙線性 - 上限值採基礎前方地盤之被動土壓力
	基礎側面水平方向剪切地盤阻抗 k_{SHD}	- 雙線性 - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值採最大周面摩擦力
	基礎前面垂直方向剪切地盤阻抗 k_{SVB}	- 雙線性 - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值以最大周面摩擦力
	基礎側面垂直方向剪切地盤阻抗 k_{SVD}	- 雙線性 - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值採最大周面摩擦力

6.2.7 地盤反力係數

1. 沉箱基礎分析模式中之地盤阻抗常採用彈簧元素模擬，包含基礎底面的垂直地盤阻抗以及水平剪切地盤阻抗，前後壁外側的水平地盤阻抗、前後壁外側的垂直剪切地盤阻抗、側壁外側的水平與垂直剪切地盤阻抗。各種彈簧元素之等值彈性勁度可用地盤反力係數表示。
2. 地盤反力係數應考慮地盤條件、施工條件、支承條件、基礎的形狀與尺寸、以及作用載重的特性，依結構物的需求性能，予以適當的決定。

【解說】

沉箱基礎分析模式中之地盤阻抗常採用彈簧元素模擬，包含六種彈簧，各彈簧元素之阻抗模式如圖-解6.2-7所示，其等值彈性勁度可用地盤反力係數表示。地盤反力係數之計算方式與地層反力上限值如表-解6.2-2表示。

表-解 6.2-2 地盤反力係數與地層反力上限值(沉箱)

位置	方向	地盤反力係數(tf/m ³)	地層反力上限值(tf/m ²)
沉箱底面	垂直	$k_V = k_{V0} (B_V / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	沉箱底面地盤之垂直支承力 (見 6.2.9 節)
	水平	$k_S = 0.3k_V$	沉箱底面地盤之剪切強度 (見 6.2.10 節)
沉箱前後面	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_H / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	$p_{Hu} = p_P$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土
沉箱側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0} (D_H / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	$f_s = \min[0.1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi), 5]$
	垂直	$k_{SVD} = 0.5k_{SHD}$	粘性土 $f_s = \min[0.5(c + p_0 \tan \phi), 10]$

表-解 6.2-3 變形模數 E_0 與 α 值

變形模數 E_0 推估方法(tf/m ²)	地盤反力係數推估用係數 α	
	平時	地震時
直徑 30 公分平板載重試驗循環加壓-解壓曲線求得之變形模數之 1/2	1	2
由孔內側向載重試驗(LLT)求取變形模數	4	8
利用單壓或三軸試驗應力-應變曲線求取變形模數	4	8
利用標準貫入試驗 N 值推估變形模數 $E_0 = 280N$ (tf/m ²)	1	2

表-解 6.2-2 中

k_V =基礎底面垂直地盤反力係數(tf/m³)

k_H =基礎前面水平地盤反力係數(tf/m³)

k_S =基礎底面水平剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{SVB} =基礎前面垂直剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{SHD} =基礎側面水平剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{SVD} =基礎側面垂直剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{V0} =相當於 30cm 平板載重試驗所得之垂直地盤反力係數(tf/m³)，

以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，依下式估算：

$$k_{V0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad \text{式(解 6.2-2)}$$

k_{H0} =相當於 30cm 之平板試驗所求得之水平地盤反力係數(tf/m³)，

以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，依下式估算：

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \quad \text{式(解 6.2-3)}$$

E_0 =依表-解 6.2-3 所示方法測定或推估之地盤變形模數(tf/m²)

α =地盤反力係數推估用係數，如表-解 6.2-3

α_k =考慮沉箱周面與土壤接觸狀況之修正係數，無背填灌漿之情形取 1.0，有背填灌漿之情形取 1.5

B_v =沉箱底面積之等值寬度(m)，基礎底面形狀為圓形時， B_v 等於直徑，其他形狀時，則根據沉箱底面積 A_v (m²)，依下式計算

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad \text{式(解 6.2-4)}$$

B_H =與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度(m)，依下式求算：

$$B_H = B_e (\leq \sqrt{B_e \cdot L_e}) \quad \text{式(解 6.2-5)}$$

D_H =沉箱側面之等值基礎寬度(m)，依下式求算：

$$D_H = D_e (\leq \sqrt{D_e \cdot L_e}) \quad \text{式(解 6.2-6)}$$

L_e =沉箱之有效深度(m)

B_e, D_e =基礎有效正面寬及有效側面寬(m)，如圖-解 6.2-8 所示：

(a)長方形斷面： $B_e = B$ $D_e = D$ 式(解 6.2-7)

(b)長圓形(1)： $B_e = 0.8B$ $D_e = D - 0.2B$ 式(解 6.2-8)

(c)長圓形(2)： $B_e = B - 0.2D$ $D_e = 0.8D$ 式(解 6.2-9)

(d)圓形斷面： $B_e = 0.8B$ $D_e = 0.8B$ 式(解 6.2-10)

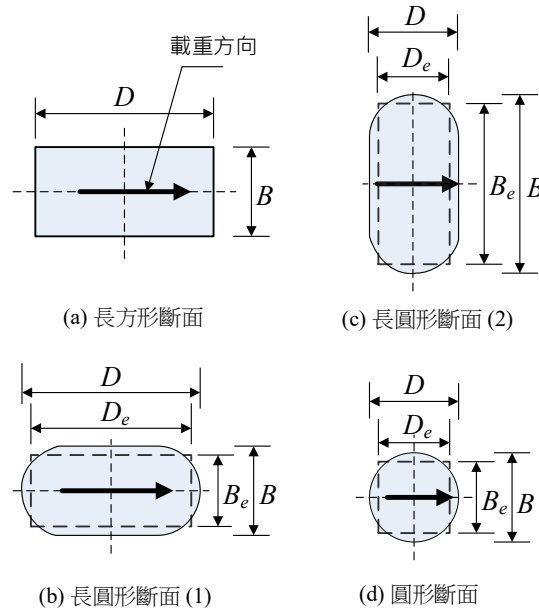


圖-解 6.2-8 基礎之有效寬度 B_e 與 D_e

6.2.8 地盤反力之上限值

沉箱基礎前背面之地盤反力上限值為其被動土壓力，基礎周面摩擦阻抗之上限值為地層之最大周面摩擦力，應依地層條件決定之。

【解說】

沉箱基礎底面、前背面與側面之地盤反力上限值如表-解 6.2-2 所示。

1. 沉箱正前方地層之水平極限支承反力值為該位置地層之被動土壓力值，其值得依下式估算：

$$\sigma_p = \sigma'_z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad \text{式(解 6.2-11)}$$

$$\sigma_{pE} = \sigma'_z K_{pE} + 2c\sqrt{K_{pE}} \quad \text{式(解 6.2-12)}$$

其中，被動土壓力係數 K_p 與 K_{pE} 可依下列方式計算：

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \quad \text{式(解 6.2-13)}$$

$$K_{pE} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right]^2} \quad \text{式(解 6.2-14)}$$

式內

σ_p = 平時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m²)

σ_{pE} = 地震時地表下 z 深度處之被動土壓力(tf/m²)

σ'_z = 地表下 z 深度處之有效垂直覆土壓力(tf/m²)

K_p = 平時之被動土壓力係數

K_{pE} = 地震時之被動土壓力係數

c = 土壤之有效凝聚力(tf/m²)

ϕ = 土壤之有效摩擦角(°)

δ =平時之沉箱壁面與地層間之摩擦角(度)，取 $(-\phi/3)$ 。

δ_e =地震時之沉箱壁面與地層間之摩擦角(度)，取 $(-\phi/6)$ 。

α =地表面與水平面之交角(度)，上坡傾角採正值，下坡俯角採負值。

對於設計地震與最大考量地震情況，可考量表層地層之三維破壞土楔效應，酌予放大淺層土壤之地盤水平反力極限值，即

$$P_{Hu} = \alpha_p P_{EP} \quad \text{式(解 6.2-15)}$$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \quad \text{式(解 6.2-16)}$$

式中，

z ：地層深度(m)；

B_e ：基礎有效正面寬(m)；

α_p ：水平地盤反力上限值之三維土楔效應修正係數，
對於 $N \leq 2$ 的軟弱黏土， $\alpha_p = 1.0$ 。

2. 周面之摩擦阻力得酌予考慮，除經載重試驗方法驗證，考慮之周面摩擦力以不大於下列數值為限：

(1) 砂質土壤

$$f_s = \min[0.1N, 0.5(c + p_0 \tan \phi), 5] \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 6.2-17)}$$

(2) 粘性土壤

$$f_s = \min[0.5(c + p_0 \tan \phi), 10] \quad (\text{tf/m}^2) \quad \text{式(解 6.2-18)}$$

式內

f_s ：最大周面摩擦力(tf/m^2)

N ：標準貫入試驗 N 值

c ：土壤之有效凝聚力(tf/m^2)

p_0 ：作用於壁面之靜止側向土壓力(tf/m^2)

ϕ ：土壤之有效摩擦角（度）

6.2.9 沉箱底面地盤之容許垂直支承力

1. 基礎底面地盤之極限支承力

基礎底面地盤之極限支承力應配合地盤調查及土壤試驗結果決定之，並考慮基礎形狀、尺寸、及埋置深度等之影響。

2. 基礎底面地盤之容許垂直支承力

求取基礎底面地盤之容許垂直支承力，應考慮基礎底面地盤之極限支承力及基礎沉陷量。計算容許垂直支承力，應基於基礎底面之極限支承力，並滿足表6.2-1所示之安全係數。

表 6.2-1 基礎底面地盤容許垂直支承力之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
3.0	2.0	1.1

【解說】

沉箱基礎之垂直極限支承力應根據第三章基地調查與試驗結果，依下列公式估算：

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \beta \gamma_1 B N_r \quad \text{式(解 6.2-19)}$$

式內 q_u = 基礎底面地層之極限支承力 (tf/m²)

c = 基礎底面下土壤之有效凝聚力 (tf/m²)

γ_1 = 基礎底面下土壤之有效單位重 (tf/m³)

γ_2 = 基礎底面以上土壤之平均有效單位重 (tf/m³)

B = 基礎寬度 (m)

D_f = 基礎之有效埋置深度 (m)

α, β = 基礎底面形狀影響因素

N_c, N_q, N_r = 支承力因素

1. 依一般慣用之沉箱尺寸及深度而言，其承載行為較類似於淺基礎模式，由於沉箱正前方地層之水平反力可支承大部分作用於沉箱之水

平側向載重與傾覆力矩，因此基礎底面所分擔之水平載重與力矩通常不大，故於計算基礎之垂直支承力時得忽略載重偏心與傾覆力矩之影響，依無偏心狀況之垂直載重估算。式(解 6.2-19)中之地層支承力因數如表-解 6.2-4 所示，而形狀影響因素則如表-解 6.2-5 所示。

2. 若沉箱基礎下方 1.5 倍基礎寬度範圍內為均勻土層時，沉箱之垂直極限支承力得依基礎底面平板載重試驗結果反算所得之 c 與 ϕ 值按式(解 6.2-19)計算。所採用之平板載重試驗結果應足以反應基礎地層之一般性，另為確保試驗結果不受覆土壓力所影響，試驗時之平板應與沉箱邊口鐵腳間保持 4 倍平板直徑以上之淨距。由於一般平板試驗很難加載至極限載重狀況，因此平板之極限支承力得以試驗所得降伏支承力之 1.5 倍推估之，倘最大試驗載重仍未達基礎地層之降伏載重，則設計所採用之極限支承力僅能以最大試驗壓力之 1.5 倍估計之。根據平板試驗求得之極限支承力應依據地質調查及試驗結果，按式(解 6.2-19)反算出合理之 c 與 ϕ 值，作為估算沉箱基礎支承力之依據。

表-解 6.2-4 支承力因數

ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
5	6.49	1.6	0.1
10	8.34	2.5	0.4
15	10.97	3.9	1.2
20	14.83	6.4	2.9
25	20.71	10.7	6.8
26	22.25	11.8	7.9
28	25.79	14.7	10.9
30	30.13	18.4	15.1
32	35.47	23.2	20.8
34	42.14	29.4	28.7
36	50.55	37.7	40.0
38	61.31	48.9	56.1
40 以上	75.25	64.1	79.4

表-解 6.2-5 基礎底面之形狀影響因素

基礎底面 形狀 形狀因素	條形	正方形 或圓形	矩形或 長圓形
α	1.0	1.3	$1+0.3\frac{B}{D}$
β	1.0	0.6	$1-0.4\frac{B}{D}$

註： B 為沉箱基礎之寬度(m)， D 為沉箱基礎之長度(m)。

3. 為確保沉箱基礎底面地層之穩定性外，以及防止沉箱基礎於設計載重下產生過量沉陷，沉箱基礎之容許支承力應限定一上限值。針對各不同載重情況，沉箱基礎之容許支承力可依下式計算：

$$q_a = \frac{1}{FS}(q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad \text{式(解 6.2-20)}$$

式中： q_a 為容許支承力， FS 為支承力安全係數，如表 6.2-1 所示。此外，亦可參考日本道路協會(2012)之經驗圖表如圖-解 6.2-9 所示，該圖係根據壓氣沉箱基礎之平板載重試驗結果，並綜合設計實務經驗與工程研判等歸納之容許垂直支承力上限值，圖示值為長期載重下容許支承力之上限值，若為短期載重或地震載重，容許支承力得以依如表 6.2-1 所示安全係數之比例予以提高。

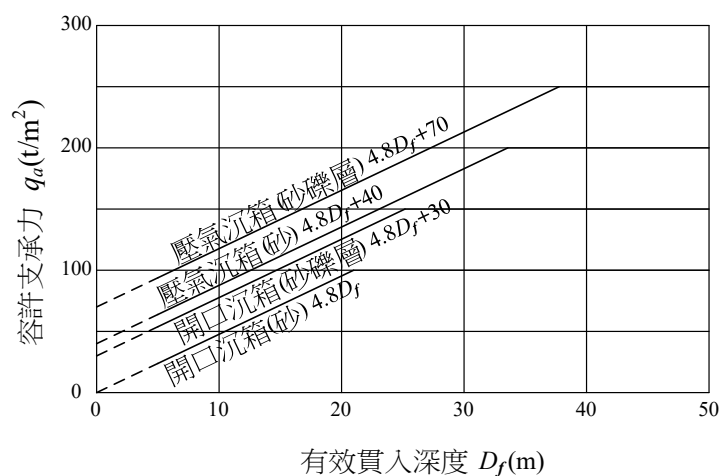


圖-解 6.2-9 沉箱基礎底面容許垂直支承力上限值

6.2.10 沉箱底面地盤之容許剪切強度

計算基礎底面地盤之容許剪切強度，應基於基礎底面與地盤間之極限剪切強度，並滿足表6.2-2所示之安全係數。

表 6.2-2 基礎底面地盤容許剪切強度之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
1.5	1.2	1.1

【解說】

沉箱底面之剪切阻抗係由基礎底面與地層間之摩擦力與附著力所提供，其值與地層特性及基礎施工方法有關，一般情況可依下式計算：

$$R_f = N \tan \delta + AC_a \quad \text{式(解 6.2-21)}$$

式內 R_f = 基礎板底面之摩擦阻力(tf)

N = 作用於基礎板底面之有效鉛直載重(tf)

A = 基礎板底面之有效接觸面積(m²)

C_a ， δ = 基礎板底面與地層之有效附著力(tf/m²)與摩擦角(°)，其值可參考表-解 6.2-6。

表-解 6.2-6 界面摩擦角與附著力

底面接觸條件	界面摩擦角 δ	附著力 C_a
1. 土壤與混凝土	$\delta = 2/3 \phi$	$C_a = 0$
2. 土壤與混凝土間 敷設碎石之情形	$\delta = \phi \leq 30^\circ$	$C_a = 0$
3. 岩層與混凝土	$\delta = 30^\circ$	$C_a = 0$

註： ϕ 為土地層之有效摩擦角。

6.2.11 容許沉陷量

沉箱受垂直載重之沉陷量為沉箱體彈性變形量與沉箱底部地層沉陷量之和。沉箱之彈性變形量可依載重大小及沉箱材料性質推算，沉箱底部地層之沉陷量，應按本規範第4.4節所述方法計算之。

容許沉陷量為沉箱基礎等值直徑之1%以內，且以不超出上部構造物之容許變位量為限。

【解說】

1. 沉箱受垂直載重後之瞬時沉陷量為沉箱體彈性變形量與沉箱底部地層瞬時沉陷之和，可依第 6.2.6 節所述方法或依下列公式計算：

$$\delta = \frac{L}{E_c A_o} \left(V_o + \frac{1}{2} wL \right) + \frac{V_B}{k_v A} \quad \text{式(解 6.2-22)}$$

式中 δ =沉箱垂直向之瞬時沉陷量(m)

V_o =作用於沉箱頂部之垂直載重(tf)

w =沉箱單位長度之重量(tf/m)

L =設計基面以下之沉箱長度(m)

E_c =沉箱之彈性模數(tf/m²)

A_o =沉箱中間段之斷面積(m²)

V_B =傳至沉箱底部之載重(tf)

A =沉箱之底面積(m²)

k_v =沉箱底部地層之垂直地盤反力係數(tf/m³)

2. 沉箱支承地層下方若存在粘性土壤時，應考慮基礎載重所引致之壓密沉陷，倘有特殊軟弱土壤如腐植土或有機土等，則應另考慮其次壓縮沉陷。基礎載重所引致之基礎接觸壓力可依圖-解 6.2-6 所示之近似方法估算，而壓密沉陷量則須依第 4.4.6 與 4.4.7 節所述方法推估之。

6.2.12 側向變位反應曲線與降伏位移

表示沉箱基礎的性能曲線，應使用地盤阻抗、基礎主體以及頂板的適當模式，從結構解析推算之。

基礎降伏點係指因基礎構材進入塑性、地盤阻抗非線性或基礎上揚等因素，上部結構慣性力作用位置之水平變位產生急遽變化所對應之基礎狀態。

【解說】

欲找出基礎降伏點，可參考日本「道路橋示方書同解說」(2012)的方式，利用側推分析來決定，利用 6.2.6 節所述之結構分析模式，施加符合上部結構載重分布傳遞之側推剪力及彎矩，其中所有地盤阻抗採雙線性模式，地盤反力上限值採最大地盤反力，由分析所得之基礎側推曲線找出基礎變位或轉角急遽增加之點。

根據日本「道路橋示方書同解說」(2012)，在一般情況時，當沉箱基礎前面的水平地盤抗力已塑性化的範圍達到基礎埋深的 60%時，可視為基礎降伏；另根據分析案例結果(國公局報告，2016)，顯示當基礎達降伏點時，基礎前面的水平地盤抗力已塑性化範圍亦約達基礎埋深的 60%；因此，對於地質條件不是太複雜的情況下，亦可簡單地以基礎前面的水平地盤抗力已塑性化的範圍是否達到基礎埋深的 60%作為基礎降伏之初步判斷標準，但對於較大型之基礎構造物或複雜之地質條件時，仍應使用前述側推分析方法來決定基礎之降伏點，較能反映實際之情況。

6.2.13 容許側向變位

沉箱之側向變位量應依載重形式以 6.2.6 節之分析模式進行分析，計算各設計情況之水平變位量與旋轉角，沉箱頂部之容許側向變位量與旋轉角如表 6.2-3 所示，且以不超出上部構造物之容許變位量為限。

表 6.2-3 沉箱頂部之容許水平變位量與旋轉角

	長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
頂部水平變位量	$0.4\%L_A \leq 4\text{cm}$	$1\%L_A \leq 10\text{cm}$	$10\%L_A$
頂部旋轉角	2/1000 rad	10/1000 rad	20/1000 rad

【解說】

沉箱基礎之容許變位量，基本上應須能滿足上部構造物容許變位之要求，以不影響結構安全及使用功能為原則，並須能防止基礎發生過量水平塑性變位。沉箱於水平載重卸載後之殘留(塑性)變位與地質條件、載重大小與延時、及基礎形狀與尺寸等有關。

表 6.2-3 係參考日本「國鐵構造物設計標準」(2012)之規定修定，其中之 L_A 係指基礎之換算阻抗寬，可以下式計算之：

$$L_A = \sqrt{\frac{4}{\pi} A} \quad \text{式(解 6.2-23)}$$

式中， L_A ：基礎的換算阻抗寬(m)

A ：基礎的有效斷面積(m^2)

6.2.14 沉箱負摩擦力

沉箱設計應檢討負摩擦力發生之可能性及大小，並按下式檢核其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_c \leq \sigma_{sa} \quad \text{式(6.2-1)}$$

$$P + P_{fn} \leq (Q_b + R_f) / 1.2 \quad \text{式(6.2-2)}$$

式內

P = 沉箱頂部之軸向長期載重 (tf)

P_{fn} = 中立點以上之負摩擦力總和 (tf)

Q_b =沉箱底面地層之極限支承力 (tf)

R_f =中立點以下之正摩擦阻力 (tf)

A_c =中立點位置之沉箱斷面積 (m^2)

σ_{sa} =沉箱材料之短期容許應力 (tf/m^2)

【解說】

沉箱施工完成後，若沉箱周圍地層之沉陷速率大於沉箱基礎之沉陷速率時，沉箱將承受一向下之負摩擦力(如圖-解 6.2-10 所示)，使作用於沉箱之垂直荷重增加，且沉箱周面之正摩擦阻力亦相對地減少，故有必要檢核沉箱本體及其底面地層支承力之安全性。

有關沉箱負摩擦力之估算，目前研究資料十分有限，一般設計上可按第 5.3.4 節建議之基樁負摩擦力估算。於考慮地震力、風力、衝擊力、車輛等短期載重狀況時，可不計負摩擦力之影響；倘沉箱使用特殊表面處理(如表面塗刷柏油或沉箱與地層間灌注減摩劑等)以減低負摩擦力時，折減效果應依試驗或監測結果評估之。

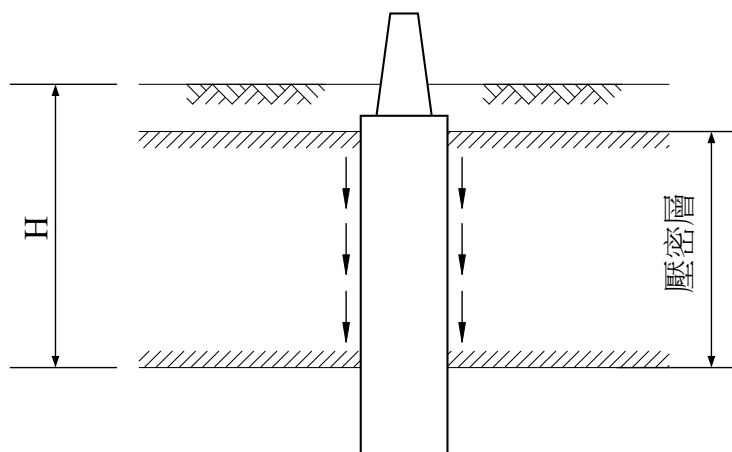


圖-解 6.2-10 負摩擦力

6.2.15 沉箱體結構設計

沉箱基礎各構件之結構設計應符合建築構造編之相關規定。

【解說】

沉箱基礎各構件之結構設計，除應考慮上部結構載重所引致之應力外，尚應依地層狀況及施工方法等考慮施工中可能發生之各項應力，沉箱體之設計應按下列項目分別設計：

1. 側牆及隔牆

側牆及隔牆應分別就水平方向及垂直方向分析設計，並就施工中及完工後各種可能載重狀況詳加檢討。

(1) 水平方向斷面之設計

(a) 施工載重狀況

① 剛開始下沉作業時，沉箱底部未完全支承之狀況

應依所選定之工法及施工計劃，檢討圖-解 6.2-11 或圖-解 6.2-12 所示部分支承狀態，由於沉箱自重引致之應力。簡支承狀況一般考慮懸空之長度為沉箱底部長度之 $1/4 \sim 1/5$ 計算應力，懸臂支承狀況施工時應儘量避免懸空部分過長，設計懸空長度一般可取沉箱底部長度之 $1/5$ 考慮。

② 下沉作業中，沉箱發生傾斜、偏心狀況

沉箱發生傾斜時，沉箱體可能局部承受相當大之偏壓，偏壓之大小則因施工傾斜量大小、沉箱形狀、地質狀況與施工方法等而異，設計時至少應考量圖-解 6.2-13 所示之兩種載重狀況。分析時靜止土壓力及主動土壓力等載重得依第 7.3 節規定估算，惟主動土壓力應忽略土壤凝聚力之影響，且考慮之主動土壓力係數不得小於 0.5。

③ 沉箱沉設至預定深度後，內部積水抽乾之狀況

考慮之載重狀況為靜止土壓力與靜水壓力作用於側牆外側，沉箱內部無載重作用如圖-解 6.2-14 所示。

(b) 完成後載重狀況

沉箱完成後應考量之載重狀況如圖-解 6.2-15 所示。僅有垂直載重作用於沉箱頂之情形，考慮之靜止土壓力，其靜止土壓力係數不得低於 0.5，沉箱沉設較深之情形，靜止土壓

力之計算得適度考慮土壤之拱效應，原則上深度 15 公尺範圍內之土壓力，不考慮拱效應引致之土壓折減，深度 15 公尺以上之土壓，則考慮以 15 公尺深度處之靜止土壓力計算。若沉箱內部回填土砂或內部充水時，則作用之載重可扣除內壓之影響。內部充水時，靜水壓得以沉箱內外之水壓差淨值取代；沉箱內部回填土砂時，作用於側牆之土壓則應視沉箱內空尺寸及回填土性質做適度考量，於內空較小之情形宜特別注意，由於土壤拱效應所造成之土壓折減(穀倉效應 silo effect)。

地震力水平載重及力矩作用之情形，水平斷面設計採用之前方地層最大水平反力值，應考慮垂直方向斷面勁度之載重分攤效果，按下式修正後之地層反力設計：

$$P' = \alpha P \quad \text{式(解 6.2-24)}$$

式中 P' = 計算斷面應力時採用之前方地層最大反力(tf/m²)

P = 水平載重及力矩作用時之前方地層最大反力(tf/m²)

α = 考慮垂直方向載重分攤效應時之載重折減係數，圖-解 6.2-16(c)所示數值

此一載重狀況，沉箱側牆垂直方向之鋼筋量應滿足載重分攤所產生之彎矩：

$$M_y = \beta M_z \quad \text{式(解 6.2-25)}$$

式中 M_y = 地層水平反力分攤至垂直方向所引致之彎矩(tf-m)

M_z = 水平方向斷面跨度中央點之彎矩(tf-m)

β = 垂直方向之應力傳達率，依圖-解 6.2-16(d)求之。

(c) 斷面應力分析

側牆與隔牆水平方向斷面應力得依圖-解 6.2-17 所示之結構模式分析，並依建築構造編之相關規定設計。

(2) 垂直方向斷面之設計

(a) 施工載重狀況

考慮之載重狀況為圖-解 6.2-4 所示下沉過程中超挖引致之

沉箱懸吊狀態，如圖-解 6.2-18 所示，沉箱於 I-I 斷面將承受最大之拉力，其大小等於懸吊部分之沉箱重量 W_2 ，設計最大拉力可依下式求得：

$$T = W_2 = W(1 - \frac{W}{fUl}) \quad \text{式(解 6.2-26)}$$

式中 T = 沉箱呈懸吊狀態時斷面之最大拉力(tf)

W_2 = I-I 斷面以下之沉箱重量(tf)

W = 沉箱總重量(tf)

f = 於 l_1 區間平均表面摩擦力(tf/m²)

U = 沉箱周長(m)

l = 沉箱總長(m)

(b) 完成後載重狀況

根據完成後上部結構傳遞下之載重，依第 6.2.6 節所述結構模式分析沉箱受力後之斷面應力，並據以進行結構設計。

2. 頂板

頂板設計至少應考量下列兩種載重狀況

(1) 第一狀態：

如圖-解 6.2-20(a)所示柱混凝土澆置後強度尚未發展前之狀況，頂板自重及其上澆置之上部結構混凝土重完全作用於頂板，得按支承於側牆或隔牆之簡支板或連續板分析。

(2) 第二狀態：

完工後柱與頂板連成一體如圖-解 6.2-20(b)所示，頂板承受側牆支承處之反力作用，得視頂板為固定於柱體之懸臂板分析。

頂板厚度大於跨度二分之一以上時，其配筋應依混凝土工程設計規範之深梁相關規定設計。支承頂板之側牆部位應依牛腿規定設計，並應檢核支承部承壓、滑動之安全性及錨碇鋼筋量。抗張之錨碇鋼筋(參見圖-解 6.2-19)，其面積至少應為頂板支承面積之 0.2%，且鋼筋直徑不得小於 16mm。

3. 底板

(1) 開口沉箱底板

開口沉箱底板得依據下列原則設計：

(a) 無筋混凝土板

由側牆內緣之支承點引 45° 之應力傳布線向底板，若兩應力線在板內相交如圖-解 6.2-21(a)所示，則可忽略板內之撓曲應力，採無筋混凝土板，其厚度應依地層情況與載重條件決定之。

(b) 鋼筋混凝土板

若兩應力傳布線不相交，如圖-解 6.2-21(b)所示，則撓曲應力無可避免，可依作用於底板之地層反力、水浮力、底板自重及沉箱內部回填之材料重，按跨距為 S 之簡支板設計。

(2) 壓氣沉箱壓氣艙頂板

壓氣沉箱作業室頂板設計應就施工中各種不利狀況及完工後載重情形檢討。

(a) 施工中載重

圖-解 6.2-22 所示下沉載重初移除及壓氣艙氣壓突然下降兩種情形為一般實務上考慮之施工狀況，得按四面固定之單向板或雙向板設計。

(b) 完工後載重

若壓氣艙之高度大於沉箱內徑 $1/2$ 以上，且完工後壓氣艙內回填混凝土時，則無須檢核完工後之載重狀況，否則依作用於板上之底面地層反力、水浮力、沉箱內回填之土砂重或水重等，按四面固定之單向板或雙向板設計。

4. 刃口

刃口之設計應按下沉中最不利之載重狀況檢討，考量之載重如圖-解 6.2-23 所示，其應力分析按懸臂板計算，其支承點為隔牆或壓氣艙頂板之下緣，如無隔牆，則可按懸臂長度 1.5 公尺計算。刃口鐵腳之設計可參考中華民國大地工程學會之「沉箱設計施工準則」。

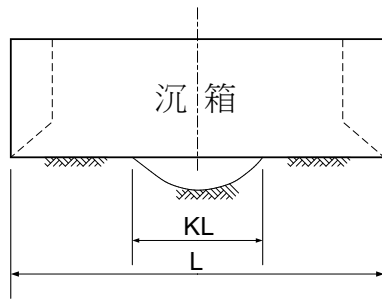


圖-解 6.2-11 簡支承狀況

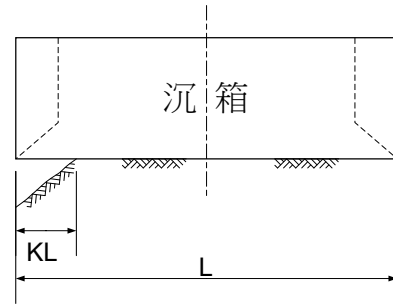


圖-解 6.2-12 懸臂支承狀況

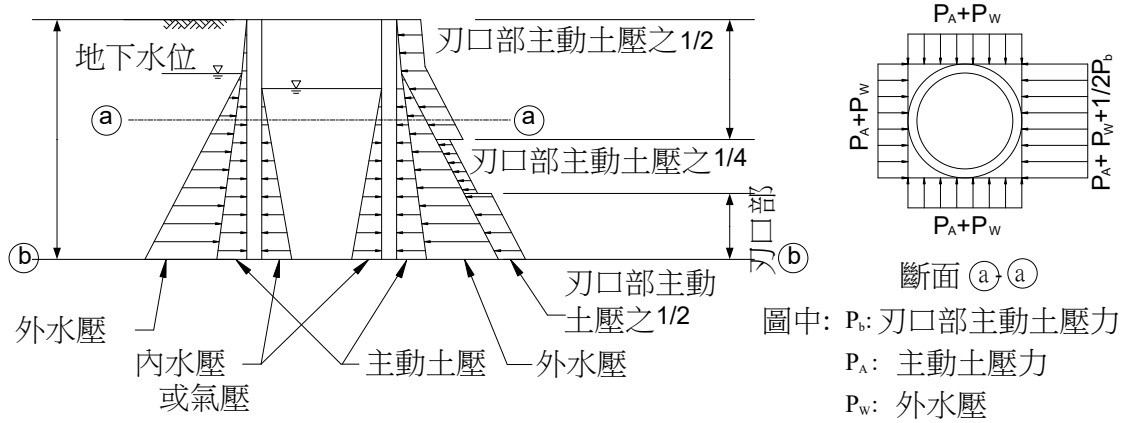


圖-解 6.2-13 下沉作業中發生傾斜之載重狀況

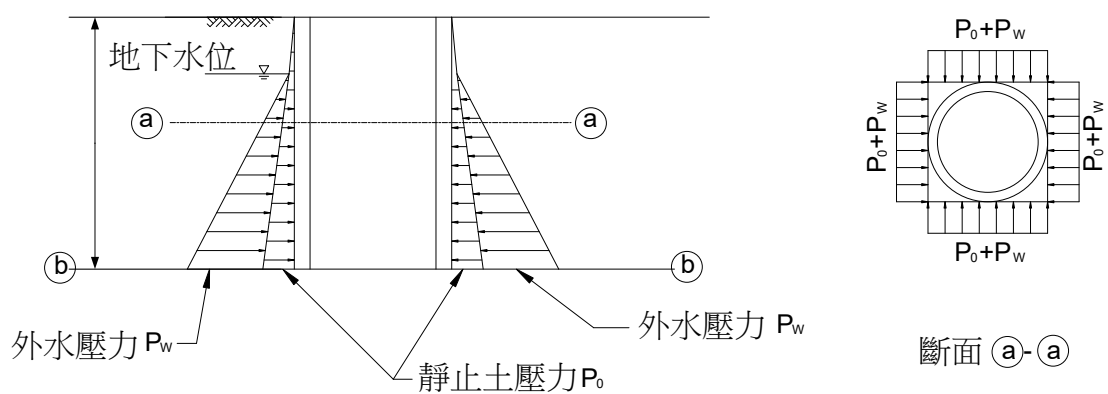
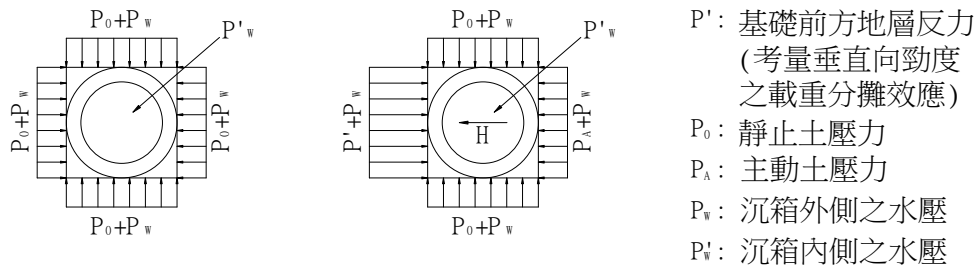
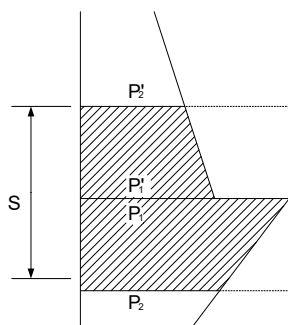


圖-解 6.2-14 下沉至預定深度內部積水抽乾時之載重狀況

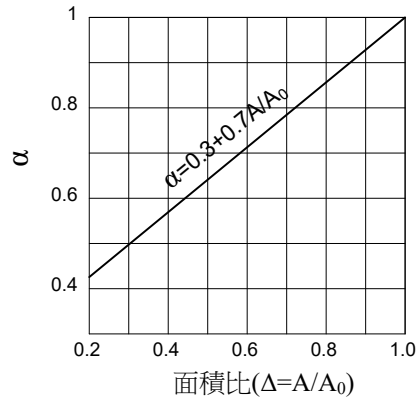


(a) 僅垂直載重作用 (b) 水平載重與力矩作用

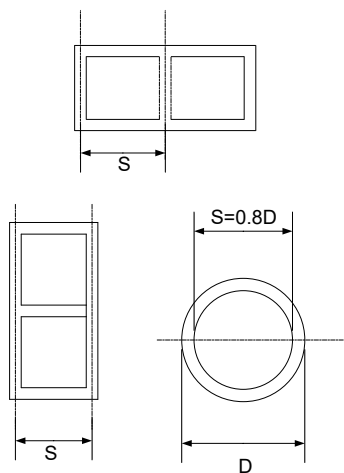
圖-解 6.2-15 完成後之載重狀況



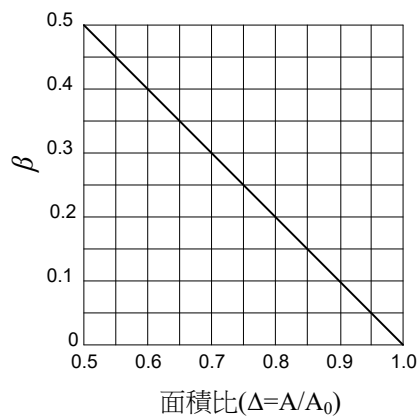
(a) 前面地層水平反力之分佈



(c) 折減率



(b) 考量載重分離之有效寬度



(d) 應力傳達率

圖中: A_0 : (a) 中 $S \cdot P_1$ 之面積

A : (b) 中斜線部份之面積

S : 考量載重分離之有效寬度, 依 (b) 示原則計算

圖-解 6.2-16 側牆設計載重之計算

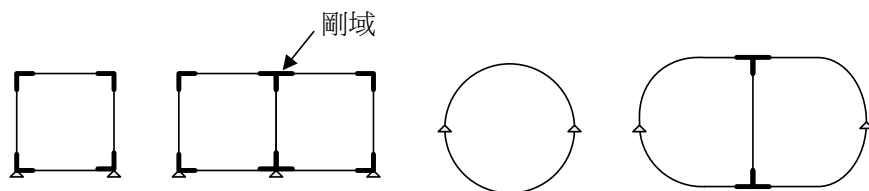


圖-解 6.2-17 假想支點

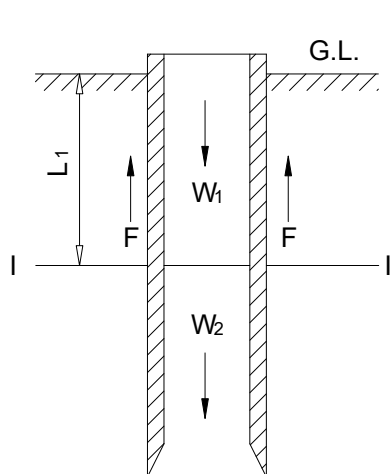


圖-解 6.2-18 沉箱懸吊狀態之設計

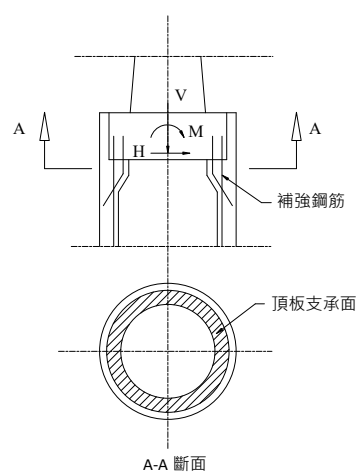


圖-解 6.2-19 錨碇鋼筋

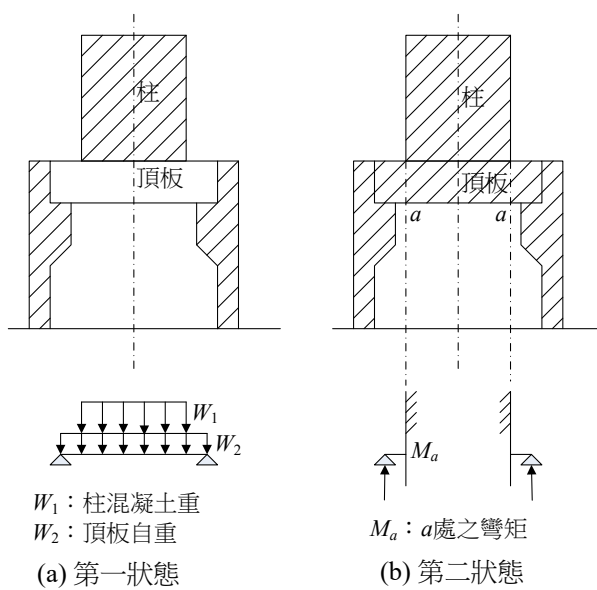


圖-解 6.2-20 頂板之設計載重

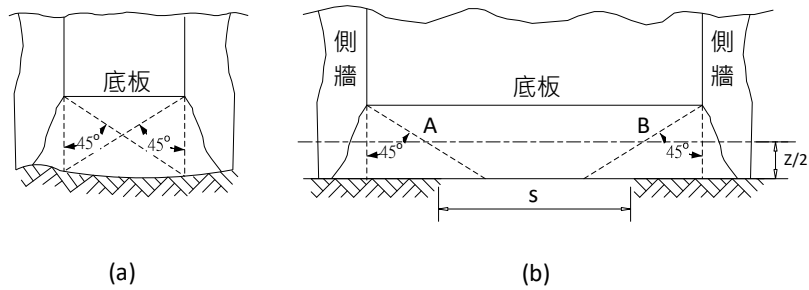


圖-解 6.2-21 底板內之應力傳布

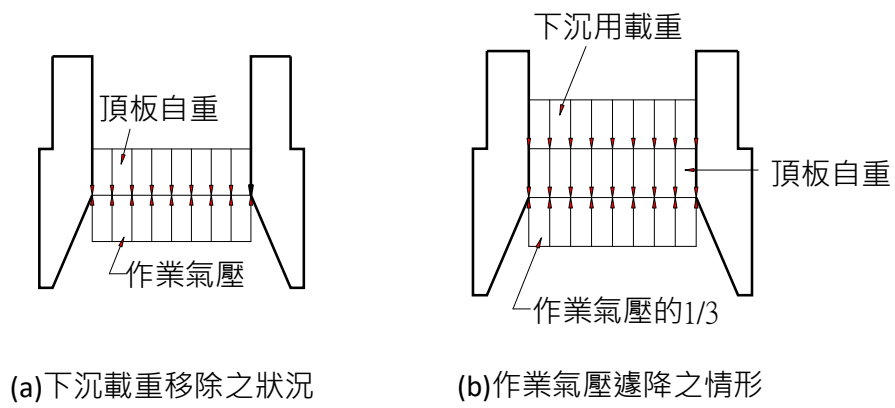


圖-解 6.2-22 壓氣沉箱作業室頂板設計之施工載重

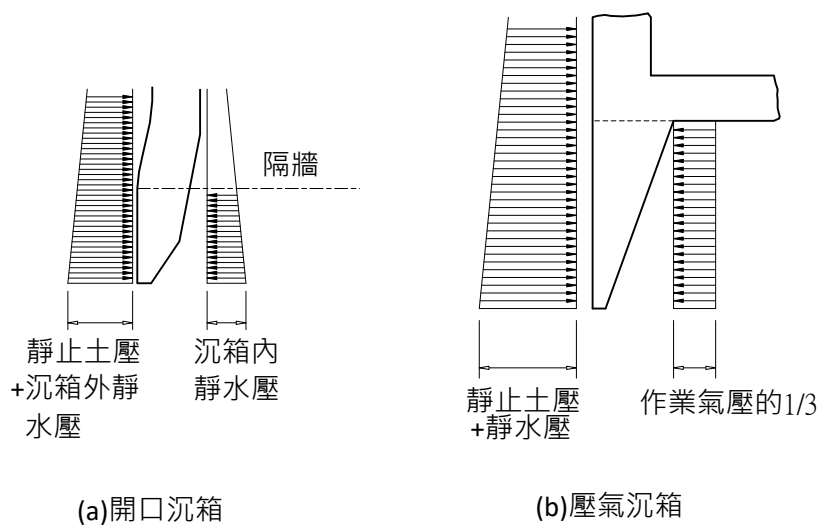


圖-解 6.2-23 刃口之設計載重

6.3 井式基礎

6.3.1 通則

井式基礎係指以豎井開挖方式挖掘深坑至基礎底面之深度後，於現場構築基礎結構體之基礎型式。井式基礎的形狀類似於柱狀體墩柱，可為實心或空心柱體。

【解說】

本節所稱「井式基礎」係指施工方式採用井式開挖後澆置混凝土所完成之基礎結構物，如圖-解 6.3-1 所示。井式基礎之施工包括井口開挖及邊坡保護、井孔挖掘、井壁支撐、鋼筋組立、混凝土澆置及其他相關工作。

一般井式基礎之施作方式，首先於結構物基礎位置經放樣後先清除表土與植生，視地勢將施作井口保護設施，以保護挖掘時作業人員之安全，基礎開挖以每 1~2 公尺為一輪進，開挖後立即施作噴凝土或架設井壁保護支撐，然後進行下一輪進之開挖，開挖至設計高程時，先打設封底混凝土，組立鋼筋籠後澆置混凝土完成基礎結構物。

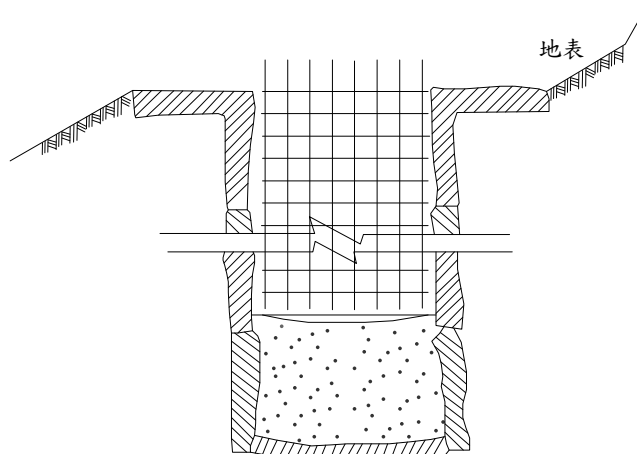


圖-解 6.3-1 井式基礎示意圖

6.3.2 設計考量

1. 井式基礎之設計地盤面應選在具長期穩定並可提供水平阻抗之地盤。應有詳細之地質調查以瞭解地盤組成與強度、地下水狀況以及周圍土層有無崩壞情形，據以評估地盤之穩定性，並決定設計地盤面的位置。
2. 位於斜坡地之井式基礎，應考量在設計地盤面以上的不穩定土壤所引致之偏壓。

【解說】

1. 井式基礎設計應針對各設計載重進行基礎之穩定性檢核及基礎各構材的結構設計，以確保基礎結構之安全性。井式基礎穩定性檢核項目包括基礎底面地盤垂直支承力、基礎底面地盤剪力強度及基礎變位量，滿足上述各項容許值規定以決定適當之基礎尺寸及埋置深度，再根據構材所受之應力進行基礎各構材結構設計。
2. 井式基礎之設計地盤面應取在具長期穩定並可提供水平阻抗之地盤，如圖-解 6.3-2 所示。在設計地盤面以上之地層，不考慮其阻抗。
3. 對於斜坡地之情況，通常可根據工址調查結果將設計地盤面設定在明顯的地層界面處，對於界面不明顯的地層，可藉邊坡穩定分析方式來決定設計地盤面，如圖-解 6.3-2 所示，假設圓弧滑動面，找出滿足特定安全係數下之數個滑動面，將設計地盤面選在這些可能滑動面之下方。在設計地盤面以上，不穩定土壤之作用土壓應予考慮。

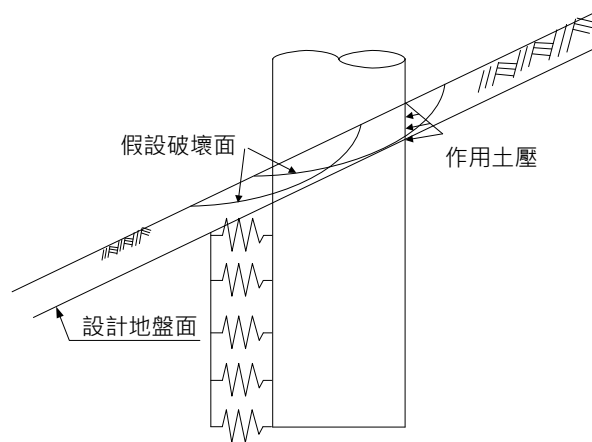


圖-解 6.3-2 設計地盤面

6.3.3 井式基礎載重支承方式

1. 作用於井式基礎之垂直載重，設計時原則上考慮由井式基礎底面地層之垂直反力所支承。
2. 作用於井式基礎之水平側向載重與傾覆力矩，設計時原則上考慮由井式基礎底面地層之垂直反力、底面摩擦阻力及井式基礎正前方地層之水平反力等支承之。
3. 對於自立性高之地盤，若井式基礎周面與地層可確實緊密接觸時，除第 1 及 2 點外，亦可考慮基礎側面地盤的水平剪切地盤反力及周面地盤的垂直剪切地盤反力。

【解說】

井式基礎的設計應依地盤自立性、選用之擋土結構的特性及基礎周面與地層間之接觸情況，考量基礎底面及周面的地盤阻抗。井式基礎開挖擋土結構可採噴凝土、混凝土或鋼襯板等方式，鋼襯板可應用於大多數地盤，鋼襯板與開挖面之間隙必須以水泥砂漿回填，而噴凝土、混凝土襯砌，由於材料強度於施作後並不會馬上顯現，因此僅適用於自立性較好之地盤。

使用鋼襯板作為擋土結構時，鋼襯板與地盤之間隙雖有水泥砂漿回填，但施工上不易達到確實回填；使用噴凝土襯砌時，襯砌背面可能發生淘空使襯砌與地層產生間隙，無法確保基礎與地盤間緊密接觸。對於上述場合，由於基礎周面與地層間沒有密接，無法預期可發揮多少剪切地盤阻抗，除有特別處理外，原則上設計時基礎不考慮其周面與地盤之剪切地盤反力。對於垂直載重，僅考慮基礎底面地盤之垂直地盤反力；對於側向載重，自設計地盤面以下，考慮基礎前方地盤之水平地盤反力、底面地盤之垂直地盤反力及剪切地盤反力。

對於自立性高之地盤，通常會使用如混凝土襯砌或噴凝土等擋土結構來抑制地盤鬆動，此情況下當使用強度與基礎結構體強度相同或以上之材料，以使地盤與基礎間有較佳之密合度，根據日本道路協會之試驗研究，此時基礎周面之地盤可發揮出剪切地盤阻抗，設計時除

前述之載重分擔外，亦可加入此部分地盤阻抗的貢獻。不過，自立性高的地層，若年輕膠結不佳，常有發生開挖面發生滲水而造成襯砌背面淘空的問題，此情況下設計時不建議考量基礎周面之剪切地盤阻抗。

6.3.4 支承地層

井式基礎底部原則上應座落於堅實之地層上，支承地層之厚度至少為基礎寬度之1.5 倍以上。

【解說】

井式基礎主要係以基礎底面地盤來承載垂直載重，因此其基礎底面應座落於堅實的承載層上。良好之承載層必須為長期穩定，不因坡面、沖刷與壓密沉陷等影響而不穩定。支持地層之條件與沉箱基礎相同，可參考 6.2.4 節之規定。

井式基礎常坐落於斜坡上，需特別考慮斜坡地形之影響。斜坡地之基礎，應透過地形、地質調查於規劃設計階段即掌握斜坡面之特性，並將承載層設置在邊坡穩定的位置。

6.3.5 井式基礎開挖方式

1. 井式基礎開挖應依地盤的狀態選擇適當之擋土支撐方式，以確保施工安全。
2. 井式基礎開挖擋土結構之設計應確保施工安全及完工後地盤之支承功能。

【解說】

1. 選擇井式基礎之擋土方式及防護措施，應確保施工安全。鋼襯板擋土結構已廣泛應用於各種地下結構之豎井開挖場合，即使於崩坍性高之崖錐或在某些程度湧水情況下，亦具有擋土的功能。混凝土襯砌或噴凝土，在開挖施工過程中，須待其強度顯現後才會發揮擋土功能。因此，混凝土襯砌與噴凝土擋土工法適用於自立性高之地

盤，且無妨礙施工之湧水情形。

2. 若地盤一部分為崩坍性高之崖錐或有湧水情形時，混凝土襯砌或噴凝土無法適用於基礎之全部深度時，可視地層條件，考慮部分地層採用鋼襯板，並探討與混凝土襯砌或噴凝土等併用之合適性。且應考量鋼襯板拆除與否對設計參數及施工安全之影響。
3. 設計井式基礎之開挖擋土結構時，應確保開挖施工安全，並應評估施工品質對基礎周面地盤阻抗造成之影響。

關於開挖施工之安全性，其擋土結構設計時應考慮事項如下：

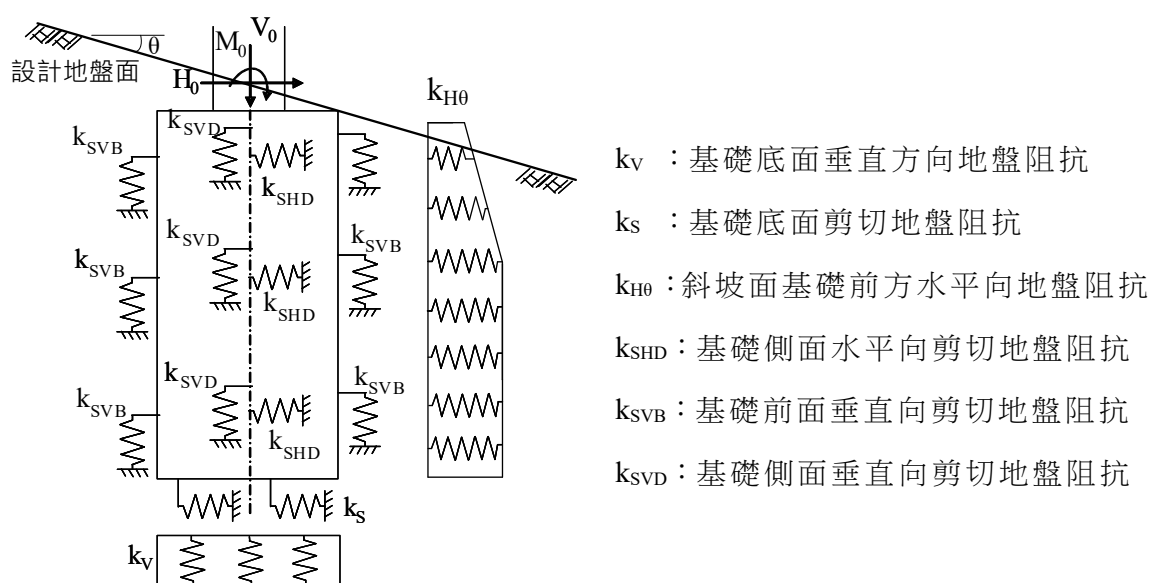
- (1) 使用鋼襯板時，在靜止土壓作用下，擋土結構應處於安全狀態。鋼襯板因屬薄壁圓環結構，基本上係針對挫屈或壓縮應力予以設計。但是，對開挖後內徑非屬正圓，及因地形偏壓作用而產生之彎矩，亦應加以考慮。此外，當基礎有效埋置較深或基礎直徑較大時，若僅藉鋼襯板並無法確保施工安全時，須併用加強環或環片等方式來確保安全性。
- (2) 使用混凝土襯砌或噴凝土時，對於小斷面之井式基礎，與前述鋼襯板設計方式相同，根據混凝土或噴凝土的硬化強度來檢核擋土結構之安全性。對於大斷面之井式基礎，通常不單獨使用噴凝土，會搭配山岳隧道開挖使用之鋼支保或岩栓等，參考新奧工法(NATM)的支撐方式來設計擋土結構。
- (3) 於地形較為陡峭的山坡地設置井式基礎，如山坡地之邊坡穩定狀況良好，為了縮小開挖擾動範圍，可考量採用竹削工法設置井口開挖保護，以維持井口邊坡穩定；如山坡地之邊坡穩定狀況有疑慮，應以適當的工法先行處理邊坡穩定問題。

6.3.6 井式基礎分析模型

計算井式基礎之設計反應值時，應考慮基礎及地盤特性建立結構分析模式，基礎以有限長梁模擬，地盤阻抗以彈簧元素模擬，依6.3.3節規定之載重分擔，配置地盤阻抗彈簧。

【解說】

井式基礎受荷載反應分析模式採梁-彈簧模式，其中基礎以梁元素模擬，考量為彈性體，地盤阻抗以均布彈簧模擬，考慮基礎底面及周面之地盤阻抗，如圖-解 6.3-3 所示，包含以下 6 類地盤阻抗元素：



基礎剛性及地盤阻抗元素之模擬方式如表-解 6.3-1 之說明。此模式係參考日本道路橋示方書修正而得。

在基礎剛性的模擬方面，對於實心斷面之井式基礎，其結構體與接合部根據斷面計算其撓曲剛度，以具撓曲剛度之彈性體模擬之，對於空心斷面之井式基礎，其中空結構體以具撓曲剛度的彈性體模擬之，而頂板及底板部位則以剛體模擬之。

在地盤阻抗元素的模擬方面，基礎底面地盤垂直方向地盤阻抗及水平方向剪切地盤阻抗以線性元素模擬，而對於其他地盤阻抗則考慮地盤發生部分塑性化，以完全彈塑性模式模擬，其中線性段以地盤反力係數予以定義，極限段以地盤反力上限值予以定義。對於地盤反力之上限值，基本上係取地盤反力之最大值，不可超出其容許值。

表-解 6.3-1 井式基礎分析模式

使用場合		穩定分析	斷面力分析
基礎剛性		線性	原則上線性，若考慮基礎結構物之塑性化，彎曲剛度須降低
地盤阻抗元素	基礎底面垂直方向地盤阻抗 k_V	- 線性 - 檢核地盤反力在容許值以內	- 雙線性 - 上限值採基礎底面最大垂直支承力
	基礎底面水平方向剪切地盤阻抗 k_S	- 線性 - 檢核地盤反力在容許值以內	- 雙線性 - 上限值採基礎底面極限剪力強度
	基礎前方水平方向地盤阻抗 $k_{H\theta}$	- 雙線性* - 上限值為考慮斜坡面之影響之基礎前方地盤之被動土壓力	- 雙線性 - 上限值採基礎前方地盤之被動土壓力，應考慮基礎前面三維被動土楔與斜坡面之影響
	基礎側面水平方向剪切地盤阻抗 k_{SHD}^{**}	- 雙線性* - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值採最大周面摩擦力
	基礎前面垂直方向剪切地盤阻抗 k_{SVB}^{**}	- 雙線性* - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值以最大周面摩擦力
	基礎側面垂直方向剪切地盤阻抗 k_{SVD}^{**}	- 雙線性* - 上限值為最大周面摩擦力	- 雙線性 - 上限值採最大周面摩擦力

* 若為硬岩，應分析考慮岩石達尖峰剪力強度及殘餘強度之情況。

** 對於自立性高之地盤，如使用混凝土襯砌或噴凝土類之擋土結構，當襯砌背後無間隙且與地層緊密接觸，可考慮基礎周面地盤之剪切地盤阻抗。

6.3.7 地盤反力係數

1. 井式基礎設計所用之地盤反力係數，包括基礎底面垂直方向地盤反力係數及水平方向剪切地盤反力係數、基礎前背面方水平方向地盤反力係數及垂直方向剪切地盤反力係數、基礎側面水平方向與垂直方向剪切地盤反力係數。
2. 井式基礎設計所用之地盤反力係數應配合地盤調查及土壤試驗結果決定之，並考慮斜坡面之影響。

【解說】

井式基礎設計所採用之地盤反力係數如表-解 6.3-2 所示，基本上可採用與沉箱基礎相同之地盤反力係數，其計算方式可參考 6.2.7 節之規定，惟井式基礎若設於地表面傾斜之斜坡面上，分析時須特別考慮斜坡地形之影響，斜坡面基礎前面之水平向地盤反力係數應依圖-解 6.3-4 與式(解 6.3-2)所示作適度之折減。

表-解 6.3-2 地盤反力係數與地層反力上限值(井式基礎)

位置	方向	地盤反力係數(tf/m ³)	地層反力上限值(tf/m ²)
井基 底面	垂直	$k_V = k_{V0} (B_V / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	取參考 6.3.10 節規定
	水平	$k_S = 0.3k_V$	$R_f = (c_a A + N \tan \delta)$
井基 前背 面	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_H / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	$p_{Hu} = p_P \quad p_{Hu} = \alpha_P p_{EP}$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土 $f = \min[0.5N, (c + p_0 \tan \phi), 20]$ 粘性土 $f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 15]$
井基 側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0} (D_H / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$	軟岩($1 \leq q_u < 1000 \text{ tf/m}^2$) $f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 30]$
	垂直	$k_{SVD} = 0.5k_{SHD}$	硬岩($q_u \geq 1000 \text{ tf/m}^2$) 彈性領域： $f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 150]$ 塑性領域： $f = \min[(c_{res} + p_0 \tan \phi_{res}), 15]$ $0 \leq c_{res} \leq c/3 \quad \phi_{res} = 2\phi/3$

表-解 6.3-2 中

k_V =基礎底面垂直地盤反力係數(tf/m³)

k_S =基礎底面水平剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_H =水平地盤基礎前面之水平向地盤反力係數(tf/m³)

$k_{H\theta}$ =斜坡面基礎前面之水平向地盤反力係數(tf/m³)

k_{SVB} =基礎前面垂直剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{SHD} =基礎側面水平剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{SVD} =基礎側面垂直剪切地盤反力係數(tf/m³)

k_{VO} =相當於直徑 30 公分平板載重試驗所得之垂直地盤反力係數(tf/m³),以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時,得依式(解 6.2-2)計算。

k_{HO} =相當於直徑 30 公分之平板試驗所求得之水平地盤反力係數(tf/m³),以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時,得依式(解 6.2-3)計算。

1. 地表面水平情況：

各地盤反力係數之計算方式與沉箱基礎相同,詳見 6.2.7 節。

2. 地表面傾斜情況：

考量斜坡面之影響,水平方向地盤反力係數 $k_{H\theta}$ 須依下式修正

$$k_{H\theta} = \alpha_{H\theta} k_H \quad \text{式(解 6.3-1)}$$

式中, $k_{H\theta}$: 考量斜坡面影響後之水平方向地盤反力係數

$\alpha_{H\theta}$: 斜坡面效應修正係數

$$\alpha_{H\theta} = 0 \quad (0 \leq \alpha_H < 0.5)$$

$$\alpha_{H\theta} = 0.3 \log \alpha_H + 0.7 \quad (0.5 \leq \alpha_H < 10) \quad \text{式(解 6.3-2)}$$

$$\alpha_{H\theta} = 1.0 \quad (10 \leq \alpha_H)$$

式中, α_H : 井式基礎前方至斜坡面水平距離與基礎直徑之比值,如圖-解 6.3-4 所示。

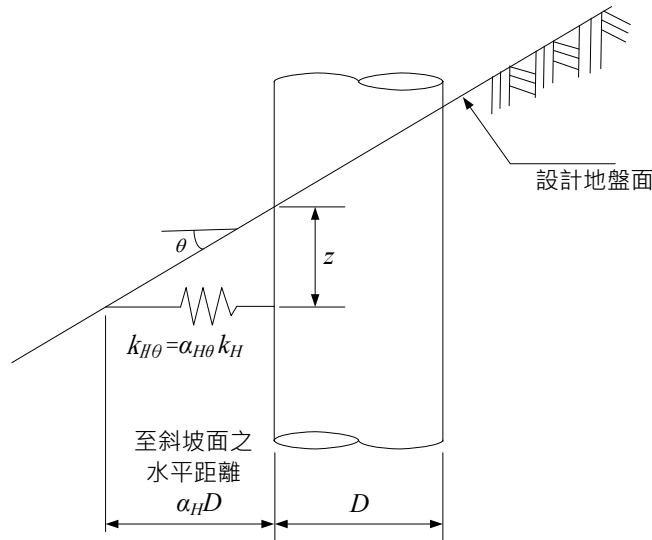


圖-解 6.3-4 井式基礎前方至斜坡面的水平距離
與基礎直徑之比值 α_H

6.3.8 基礎前方水平地盤反力之上限值

基礎前方地盤之被動土壓力應配合適當之地盤調查決定之，並考慮基礎前方斜坡之坡度、滑動面擴展角及地盤塑性化後剪力強度降低之影響。

【解說】

1. 地表面水平情況

基礎前方水平地盤反力之上限值與沉箱基礎相同，詳見 6.2.7 節。

2. 地表傾斜情況：

當基礎建構在斜坡面上，其被動土壓力應考慮基礎前方斜坡面之影響與滑動面三向度擴展等情況。

基礎前方地盤之被動土壓力係根據圖-解 6.3-5 所示之土楔模式，將土楔所提供之極限水平支承力 R_q 對深度微分求得。深度 z 之土楔的極限水平支承力根據式(解 6.3-3) 計算之。

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha_s + \sin \alpha_s \tan \phi) + cA}{\sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi} \quad \text{式(解 6.3-3)}$$

其中，

R_q ：深度 z 之土楔滑動時之極限水平推力 (tf)

W ：土楔之重量 (tf)，根據圖-解 6.3-5，

$$W = \gamma \left\{ \frac{B_e}{2} + \frac{\sin \theta_e \tan \beta}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} \frac{z}{3} \right\} \frac{\sin \theta_e \sin \alpha_s}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z^2 \quad \text{式(解 6.3-4)}$$

A ：土楔之滑動面面積 (m^2)，根據圖-解 6.3-5，

$$A = (B_e + l \tan \beta)l = \left\{ B_e + \frac{\sin \theta_e \tan \beta}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z \right\} \frac{\sin \theta_e}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z \quad \text{式(解 6.3-5)}$$

α_s ：土楔滑動面之角度(代入任意 α_s ，取使 R_q 為最小時所對應之 α_s)

ϕ ：地盤有效摩擦角 ($^\circ$)

c ：地盤有效凝聚力 (tf/ m^2)

γ ：地盤單位重 (tf/ m^3)

B_e ：基礎有效正面寬 (m)

l ：土楔之滑動面長度 (m)

θ ：設計地盤面之傾斜角度 ($^\circ$)

θ_e ：設計地盤面與基礎正面之交角 ($^\circ$)

β ：土楔滑動面之擴展角($^\circ$)，一般可假設為

土砂及軟岩： $\beta = 30^\circ + \phi/3$

硬岩： $\beta = \phi/3$

進一步將極限水平支承力 R_q 對深度偏微分，可求得基礎前方地盤之被動土壓力，如式(解 6.3-6)所示。

$$p_p = \frac{\partial R_q}{\partial z} \frac{1}{B_e} = \frac{1}{B_e (\sin \alpha_s - \cos \alpha_s \tan \phi)} \left[(\cos \alpha_s + \sin \alpha_s \tan \phi) \frac{\partial W}{\partial z} + c \frac{\partial A}{\partial z} \right] \quad \text{式(解 6.3-6)}$$

式中，

p_p : 深度 z 處之被動土壓力 (tf/m^2)

$\frac{\partial W}{\partial z}$: 式(解 6.3-4)之 W 對深度 z 偏微分

$$\frac{\partial W}{\partial z} = \gamma \left\{ B_e + \frac{\sin \theta_e \tan \beta}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z \right\} \frac{\sin \theta_e \sin \alpha_s}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z \quad \text{式(解 6.3-7)}$$

$\frac{\partial A}{\partial z}$: 式(解 6.3-5)之 A 對深度 z 偏微分

$$\frac{\partial A}{\partial z} = \left\{ B_e + \frac{2 \sin \theta_e \tan \beta}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} z \right\} \frac{\sin \theta_e}{\sin(\theta_e + \alpha_s)} \quad \text{式(解 6.3-8)}$$

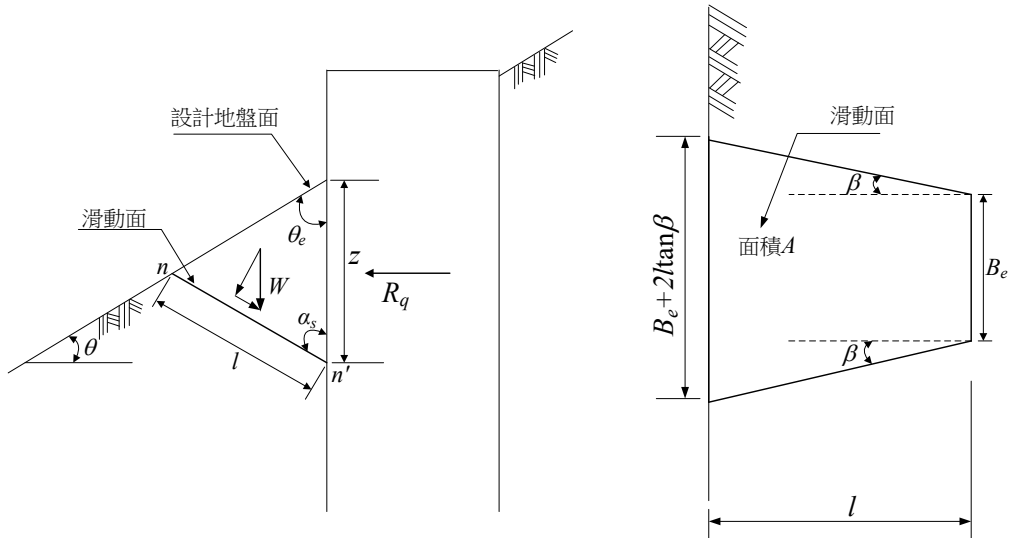


圖-解 6.3-5 滑動土楔示意圖

3. 基礎設置於岩盤中之情況

基礎周面地盤為堅硬岩盤時，由於岩盤尖峰強度後之殘餘強度會顯著降低，因此基礎前方地盤之被動土壓力應將發生塑性化之前與之後的岩盤強度分開計算。計算塑性化前的岩盤強度可用尖峰強度，而塑性化後之岩盤強度則可用殘餘強度(ϕ_{res} , c_{res})。此時，凝聚力之殘餘強度 c_{res} ，安全側考量可取為零，但若以三軸壓縮試驗或直剪試驗可直接確認塑性化後之強度時，可在 $0 \leq c_{res} \leq c/3$ 範圍內決定適當之數值；至於殘餘摩擦角 ϕ_{res} 則可取 $2\phi/3$ 。

上述堅硬岩盤，一般係指單軸壓縮強度為 1,000 (tf/m²)以上之硬岩。但是，在單軸壓縮強度在上述硬岩標準值以下，殘餘強度呈顯著降低之岩盤，其塑性化後被動土壓力亦可以殘餘強度計算之。

6.3.9 基礎周面地盤反力之上限值

基礎周面垂直方向與水平向剪切地盤反力之上限值應依據地盤種類決定之，並考慮開挖擋土結構與基礎周面回填之影響。

【解說】

使用混凝土襯砌等擋土結構時，當襯砌與地層間緊密接合，可考慮基礎周面之剪切地盤反力的貢獻，最大周面摩擦力，如表-解 6.3-2 所示，依式(解 6.3-9)~式(解 6.3-12)求之。若使用其他型式之擋土方式，當其與背側地層間有孔隙時，其最大周面摩擦力宜適度折減之。

$$\text{砂質土} \quad f = \min[0.5N, (c + p_0 \tan \phi), 20] \quad \text{式(解 6.3-9)}$$

$$\text{粘性土} \quad f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 15] \quad \text{式(解 6.3-10)}$$

$$\begin{aligned} \text{軟岩} (1 \leq q_u < 1000 \text{ tf/m}^2) \\ f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 30] \quad \text{式(解 6.3-11)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{硬岩} (q_u \geq 1000 \text{ tf/m}^2) \\ \text{彈性領域} : f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 150] \\ \text{塑性領域} : f = \min[(c_{res} + p_0 \tan \phi_{res}), 15] \quad \text{式(解 6.3-12)} \\ 0 \leq c_{res} \leq c/3 \quad \phi_{res} = 2\phi/3 \end{aligned}$$

式中，

f : 彈性領域內之最大周面摩擦力 (tf/m²)

f_0 : 塑性領域內硬岩之最大周面摩擦力 (tf/m²)

q_u : 岩石單軸壓縮強度 (tf/m²)

N : 標準貫入試驗 N 值

c : 土壤或岩石有效凝聚力 (tf/m²)

p_0 ：作用於牆面之靜止土壓力(tf/m²)

ϕ ：土壤或岩石有效摩擦角

c_{res} ：岩石有效殘餘凝聚力 (tf/m²)

ϕ_{res} ：岩石有效殘餘摩擦角

上式中，砂質土及黏性土之剪切地盤反力上限值適用於自立性高之緊密砂質土或硬質黏性土。軟岩或硬岩之上限值，係依據單軸壓縮強度，考量安全餘裕度而決定。此外，對於硬岩情況（岩石單軸壓縮強度為 1,000 tf/m² 以上者），與基礎前方地盤被動土壓力的計算方式一樣，應考慮尖峰強度後強度弱化之情況，取尖峰強度之 1/10，作為塑性化後殘餘強度之上限值。

6.3.10 基礎底面地盤之容許垂直支承力

1. 基礎底面地盤之極限支承力

基礎底面地盤之極限支承力應配合地盤調查及土壤試驗結果決定之，並考慮基礎形狀、尺寸、埋置深度及斜坡面等之影響。

2. 基礎底面地盤之容許垂直支承力

求取基礎底面地盤之容許垂直支承力，應考慮基礎底面地盤之極限支承力及基礎沉陷量。計算容許垂直支承力，應基於基礎底面之極限支承力，並滿足表 6.3-1 所示之安全係數。

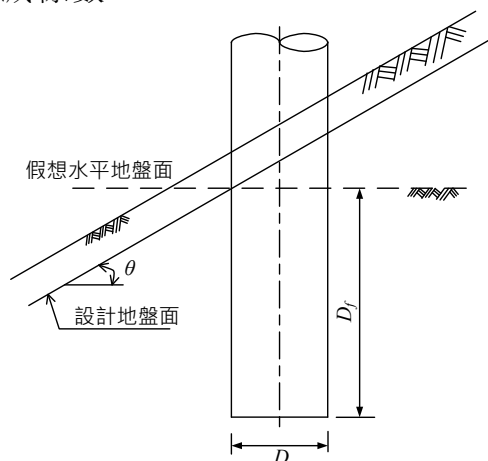
表 6.3-1 基礎底面地盤容許垂直支承力之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
3.0	2.0	1.1

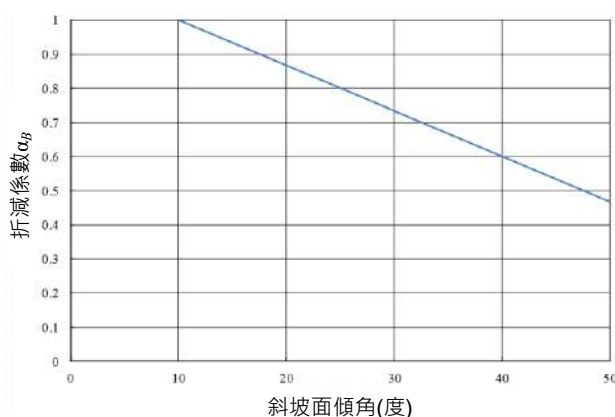
【解說】

1. 基礎底面地盤極限垂直支承力之計算方式與沉箱基礎相同，可參考式(解 6.2-19)計算之。
2. 對於斜坡面上之基礎，其基礎底面地盤之極限支承力，應依圖-解 6.3-6(a)之假想水平地盤面計算基礎底面之極限支承力後，再考慮斜

坡面之影響予以折減，其中基礎有效埋置深度 D_f 係指基礎在設計地盤面以下之最小埋置深度。式(解 6.2-19)係針對水平地盤的情況，若為斜坡面，考慮基礎前方地盤為斜坡，應將式(解 6.2-19)所求得之值予以折減。參考日本道路橋示方書，圖-解 6.3-6(b)所示之折減係數(=斜坡面上基礎極限支承力/水平地盤極限支承力)，係針對圓形基礎直徑約 2~15 m，有效埋置深度大於基礎直徑之基礎，假設構築於地表斜角 50 度以下斜坡面承載地盤上之折減係數平均值。當設計地盤面之斜角超過上述範圍時，圖-解 6.3-6(b)之折減係數則不適用，應各別探討其折減係數。



(a) 地盤面傾斜時之基礎有效埋置深度 D_f



(b) 斜坡面傾角 θ 對應之地盤極限支承力折減係數 α_B

圖-解 6.3-6 基礎底面地盤極限支承力之折減係數 α_B

3. 對於岩盤上基礎的極限支承力，由於岩盤受龜裂及裂縫等因素之影響，地盤參數評估上有許多不確定因素，因此由支承力公式並不易推估其極限支承力。參考日本道路橋示方書之建議，以母岩單軸壓縮強度為標準，將極限支承力限制在表-解 6.3-3 所示之最大地盤反力上限值以下。表-解 6.3-3 所示之值，係考量井式基礎之有效埋置深度比(基礎有效埋置深度/基礎直徑)較直接基礎為大，不易受基礎底面地盤鬆動、龜裂等之影響，根據深度大於 5m 硬岩及軟岩之平板載重試驗結果而訂定。

表-解 6.3-3 岩盤最大地盤反力之上限值

岩盤種類	基礎底面地盤 最大地盤反力(tf/m ²)		單軸壓縮強度 (tf/m ²)
	長期載重	短期載重	
軟岩	200	300	100~1000
硬岩	250	375	1000 以上

6.3.11 基礎底面地盤之容許剪切強度

計算基礎底面地盤之容許剪切強度，應基於基礎底面與地盤間之極限剪切強度，並滿足表6.3-2所示之安全係數。

表 6.3-2 基礎底面地盤容許剪切強度之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
1.5	1.2	1.1

【解說】

基礎底面地盤容許剪切強度之計算方式與沉箱基礎相同，可參考式(解 6.2-21)計算之。

6.3.12 容許沉陷量

井式基礎受垂直載重之沉陷量為基礎本體彈性變形量與基礎底部地層沉陷量之和。基礎本體彈性變形量可依載重大小及基礎材料性質推算，基礎底部地層之沉陷量，應按本規範第4.4節所述方法計算之。

容許沉陷量為沉箱基礎等值直徑之 1%，且以不超出上部構造物之容許變位量為限。

【解說】

井式基礎沉陷量之計算方式與容許值與沉箱基礎相同(6.2.11 節)。

6.3.13 側向變位反應曲線與降伏位移

表示井式基礎的性能曲線，應使用地盤阻抗、基礎主體以及頂板的適當模式，從結構解析推算之。基礎降伏點係指因基礎構材進入塑性、地盤阻抗非線性或基礎上揚等因素，上部結構慣性力作用位置之水平變位產生急遽變化所對應之基礎狀態。

【解說】

有關井式基礎側向變位之反應曲線與降伏位移量之計算方式與沉箱基礎相同，可參考 6.2.12 之說明。

6.3.14 容許側向變位

井式基礎之側向變位量應依載重以結構模式分析，計算各設計情況之水平變位量與旋轉角，井基頂部之容許變位量如下表 6.3-3 所示

表 6.3-3 井基頂部之容許水平變位量與旋轉角

	長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
頂部水平變位量	$0.4\%L_A \leq 4\text{cm}$	$1\%L_A \leq 10\text{cm}$	$10\%L_A$
頂部旋轉角	$2/1000 \text{ rad}$	$10/1000 \text{ rad}$	$20/1000 \text{ rad}$

【解說】

井式基礎之容許側向變位與沉箱基礎相同，可參考 6.2.13 之說明。

6.3.15 負摩擦力

井式基礎若構築於可壓縮地層中時，應檢討負摩擦力發生之可能性及其安全性。

【解說】

井式基礎負摩擦力之檢討方式與沉箱基礎相同，見 6.2.14 之規定。

6.3.16 結構設計

井式基礎之地盤反力、變位及斷面力，應考慮基礎及地盤特性，採 6.3.6 節所述之分析模式推算之。

【解說】

根據 6.3.6 節所述之模式進行結構分析，計算地盤反力、變位及基礎斷面力，據以檢核滿足地盤容許支承力及基礎容許變位量之規定，並進行基礎構材設計。因基礎旋轉而引起基礎底面上揚或發生拉拔情況，上揚部位不考慮其垂直地盤反力及剪切地盤反力。

井式基礎結構體可為實心或空心斷面，斷面力分析方式如下：

(1) 實心斷面

對於實心斷面之井式基礎，可直接根據 6.3.6 節所述之模式進行分析，其設計軸力、彎矩與剪力強度應依「鋼筋混凝土設計規範」之相關規定辦理，惟對實心柱體之最小縱向鋼筋量可採用 0.4%，此係依日本道路協會「道路橋示方書下部構造編」與「斜面上之深礎基礎設計施工便覽」規定，並參考國內施工經驗而訂。

(2) 空心斷面

對於空心斷面之井式基礎，須對其側牆、頂板及底板進行結構分析與設計，分析方式可參照 6.2.15 節中開口沉箱基礎之方式，但不須考慮沉箱施放過程之施工載重情況。

6.4 箱型連續壁基礎

6.4.1 通則

本章適用於箱形連續壁基礎的設計。本章所指的箱形連續壁基礎係指使用連續壁工法構築完成之箱形連續壁基礎，用以承載上部結構物之設計載重者。

【解說】

在工程上應用連續壁當作基礎者，依其結構形式可分為具閉合斷面之箱形連續壁基礎如圖-解 6.4-1 所示，以及呈獨立片狀壁體之壁式連續壁基礎(常簡稱為壁式基礎)，如圖-解 6.4-2 所示。

箱形連續壁基礎係將地下連續壁單元組合成井筒狀，其水平斷面呈閉合之箱型，具有很高的剛度，此種型式之連續壁基礎在地盤中之反應行為類似於沉箱基礎或井式基礎，可依本節之規定進行分析與設計。

壁式基礎之橫斷面為獨立片狀之壁體，如圖-解 6.4-2 所示，由於橫斷面方向之彎曲剛度較小，其受力反應行為與基樁類似，故工程實務上通常都將其視為壁樁作設計，相關之設計方法可參考本規範第五章樁基礎之設計。

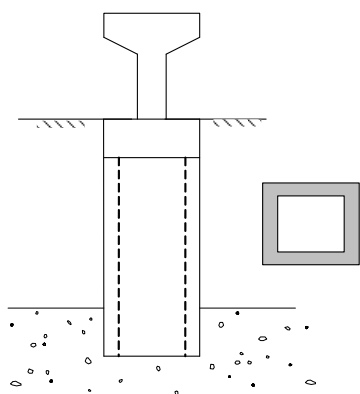


圖-解 6.4-1 箱形連續壁基礎

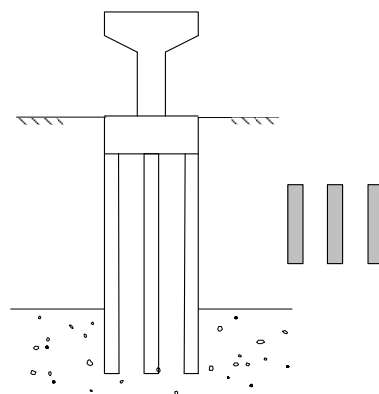


圖-解 6.4-2 壁式連續壁基礎

6.4.2 箱形連續壁基礎的形狀與尺寸

決定連續壁基礎的形狀、尺寸與施工方法，應考慮下列各項目：

1. 連續壁基礎的地盤條件、地盤阻抗特性
2. 連續壁基礎構件等的強度、變形性能
3. 施工條件

【解說】

連續壁基礎的結構型式，依(1)支承型式，(2)平面形狀，(3)單元間的接頭方法分類之，示如表-解 6.4-1 所示。決定形狀及尺寸時，應考量與毗鄰結構物的淨空、使用的開挖機械、接頭的施工方法、接頭位置及接頭長度等條件。

平面形狀原則上為矩形閉合斷面，如圖-解 6.4-3 所示，矩形長超過 15m 時，可在箱形斷面內設置隔壁，以增大連續壁基礎整體的剛性；一室形狀者，通常加大基礎的貫入深度，即可得較大之承載力，因此較佔經濟上的優勢。

表-解 6.4-1 連續壁基礎的結構型式

結構型式		使用頻度
(1) 支承型式	a) 完全支承	O
	b) 不完全支承	Δ
	c) 周面支承	Δ
(2) 平面形狀	a) 井筒式	O
	b) 附隔壁之井筒式	O
	c) 單壁式	Δ
	d) 複壁式	Δ
(3) 單元間接頭方法	a) 剛結接頭	O
	b) 鉸接頭	Δ
	c) 自由接頭	X

O：常用 Δ：依條件使用 X：不常用

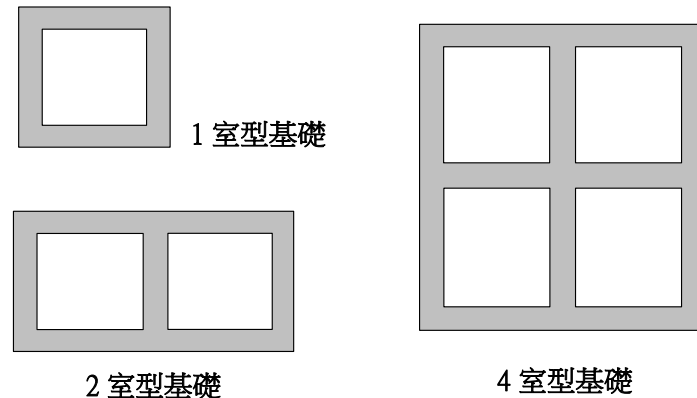


圖-解 6.4-3 箱形連續壁基礎斷面例

箱形連續壁基礎各單元間的接頭，係傳遞連續壁基礎水平斷面方向應力之結構構件。通常採用剛結接頭設計，連續壁的鋼筋籠在製作時分成幾個方塊，插入孔壁時，將鋼筋籠依次連接建入，鋼筋以重疊接頭為原則；但此接頭在施工上，先行單元的鋼筋與後行單元的鋼筋，屬分離的結構，且接頭位置集中於同一剖面，成為箱形連續壁基礎在阻抗特性上的弱點。此外，若僅傳遞剪力之處，猶如隔壁部，也可用鉸接頭，此時，應將接頭的結構型式及結構解析法仔細探討後使用之。再者，自由接頭係僅傳遞軸力的接頭，因無法傳遞彎矩及剪力，故通常只使用於擋土壁或止水壁，很少使用於承受載重之箱形連續壁基礎。

6.4.3 設計考量

1. 箱型連續壁基礎之設計應考量連續壁之混凝土係水中澆置而成，且應考量連續壁單元間之接合條件，對連續壁構件之強度與勁度做適當之折減。
2. 在特殊條件下之連續壁基礎，設計時應對其影響應適度當的加以考量，必要時，對連續壁基礎在施工時的安全性，亦應予以考量。

【解說】

箱形連續壁基礎的設計，一般須滿足下列的條件：

1. 連續壁基礎應具有適當的支承力，構件應具有適當的耐力，以免因失去連續壁基礎的穩定而引起結構物安全性的降低(基礎穩定性)。
2. 連續壁基礎應具有適當的支承性能，以免因發生連續壁基礎的下陷或傾斜而引起結構物之使用性的降低（基礎的支承性能）。
3. 連續壁基礎應具有適當的殘餘變位之抑制力，以免因基礎構件損傷或周邊地盤之降伏，而引起結構物復原性的降低(基礎的殘餘變位)。
4. 視興建地點的環境條件，在設計的使用年限內，應將連續壁基礎構件之材料劣化抑制在一定的等級之內(連續壁基礎的耐久性)。

至於開挖時導溝的穩定，於擬定施工計畫時，對其施工時的安全性亦應予以仔細考量。

本規範設定的箱形連續壁基礎之一般設計條件，係指基礎周邊地盤呈穩定狀態之地盤條件。對於具特殊條件之箱形連續壁基礎，如(1)軟弱黏性土地盤，(2)有可能液化的地盤，(3)支承層或地表面傾斜顯著的地盤，(4)特殊結構的連續壁基礎，(5)特殊施工方法的連續壁基礎等，應針對特殊條件之影響適當的加以考量。

6.4.4 支承地層

選定連續壁基礎的支承地層，應考慮上方結構物的條件、連續壁基礎的支承機制以及施工性，以利獲得所需的支承性能。

【解說】

選定連續壁基礎的支承地層，原則上應滿足樁基礎(場鑄樁)之支承地層條件，連續壁基礎的支承力，由基礎周邊土壤之抗剪阻抗與基礎底部之支承力共同提供。由於施工法的關係，連續壁體與地盤緊貼，故通常可預估壁體與地盤的抗剪阻抗在小變位時即可發揮，至於基礎底部之支承力，要在較大變位時才能發揮出來，設計時須考量其承載機制。

關於連續壁底部良好支承層所需的厚度，由於連續壁基礎以整體

結構承受極大的載重作用，預估其影響比單樁達至更深的地層，故可依據沉箱基礎支承地層的條件加以判斷。通常連續壁基礎，係用於承受大規模載重之基礎，基礎前端部宜貫入至良好的支承層。但是，當良好支承層之層厚太薄，且其下方有相對的軟弱層或壓密層時，即使未滿足作為良好支承層之條件，可作不完全支承基礎的設計，當被判斷為可確保基礎的穩定時，則不受此限。

基礎前端貫入至良質的支承層之深度，應考慮支承層的條件與傾斜狀況等決定，即使於不傾斜的支承層，亦應考慮其凹凸不平等，以適當深度貫入之。但是，基礎前端的地盤為岩盤時，通常使基礎前端整體固定於岩盤，略微貫入之，多半可獲得足夠的支承力。若基礎的平面尺寸受到限制時，常加長貫入長度至支承層，以確保所需的支承力，故在結構計畫的階段，選定適當的連續壁基礎的尺寸及形狀至為重要。

6.4.5 連續壁之施工

為了確保連續壁基礎構件的性能在一定等級之上，應將連續壁基礎的施工方法與管理予以明確規定。

【解說】

連續壁基礎的施工方法，雖然與場鑄樁的施工方法幾乎相同，但是其開挖斷面較大，開挖時溝壁的穩定與灌漿品質等對連續壁基礎的性能影響很大，故施工方法與管理應予明確規定。連續壁基礎的施工方法可參考「地下連續壁之設計與施工」(建研所報告)。

連續壁基礎的開挖精密度，多以開挖誤差除以開挖深度表示。開挖精密度雖因施工方法、施工管理以及地盤的狀況等而異，但從以往的施工業績，垂直精密度約大於 $1/300$ ，中心線之水平許可差不得超過 2cm，牆厚最大許可差不得大於 5cm。為了確保連續壁基礎構件的性能在一定等級之上，有必要將連續壁基礎的施工管理予以明確規定，嚴格控制施工精度。

6.4.6 箱形連續壁基礎分析模型

箱形連續壁基礎的設計反應值，應考慮地盤條件與結構條件，使用結構分析模式針對各設計情況之載重作用推算之。此分析模式包含設定適當的連續壁基礎構件以及基礎周圍的土壤阻抗。

【解說】

推算箱形連續壁基礎受載重作用之反應值，須建立適當之分析模型進行分析。能最精準推算箱形連續壁基礎反應曲線(載重-變位關係)者為立體剛結解析模式，但立體剛結解析模式之輸入條件複雜，難以適用於設計實務。於本規範，推算箱形連續壁基礎的載重-變位關係時，建議採用擬三向度分析模式，如圖-解 6.4-4 所示，此模式係一簡化之分析模式，適用於一般的設計條件，說明其基礎構件與地盤阻抗的模式化，對於特殊設計條件的情況，必要時須建立較完整精細的分析模型，考量地盤與結構條件之多樣性，推算精確的反應值。

推算箱形連續壁基礎的設計地盤反力，斷面力以及變位量，依構成基礎的連續壁、頂板等構件與各種地盤彈簧所構成的結構分析模式進行。再者，地盤以及連續壁材料的非線性，對基礎的耐力及變形性能影響很大，因此，為了合理推算基礎的反應值，需用可將各阻抗元素之剛性與非線性予以適當考慮的結構分析模式。

一般設計條件時，箱形連續壁基礎的模式化如圖-解 6.4-4 所示。箱形連續壁基礎由場鑄 RC 構件構成，因此，應考慮箱形連續壁基礎主體的結構特徵，依結構物的需求性能，進行適當的模式化。由於箱形連續壁基礎類似於沉箱基礎，其構件在模式化時可以參考「沉箱基礎的模式化」。通常連續壁基礎構件常以梁元素模擬，而頂板以剛體模擬，且與連續壁體設成剛接。

一般設計條件時，箱形連續壁基礎地盤阻抗的模式化如圖-解 6.4-4 所示，原則上除前後壁內側與外側的水平地盤阻抗以及底面的垂直地盤阻抗之外，另考慮前後壁的外側與內側、側壁的外側與內側、以及底面的剪切地盤阻抗。各地盤阻抗的模擬，以及地盤反力係數與地盤反力的上限值分別示於 6.4.7 節與 6.4.8 節中。

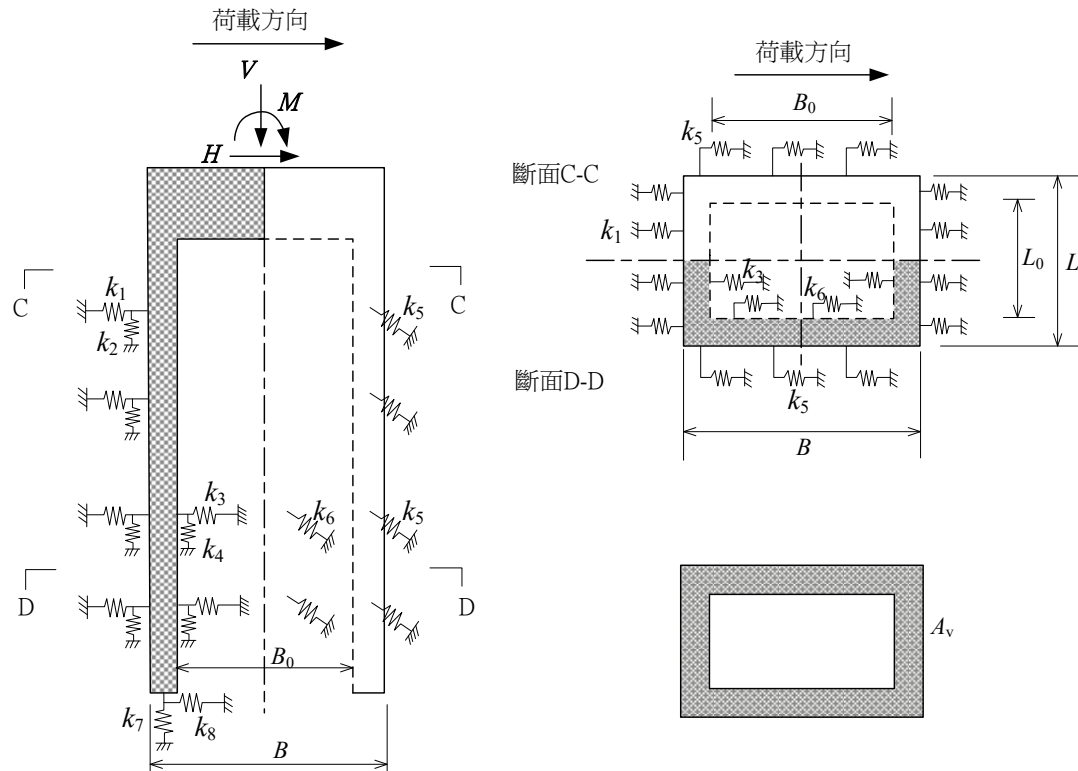


圖-解 6.4-4 箱形連續壁基礎的結構分析模式

6.4.7 地盤反力係數

箱形連續壁基礎的地盤阻抗，原則上除連續壁基礎底面的垂直地盤阻抗以及水平剪切地盤阻抗之外，假設為前後壁外側的水平地盤阻抗、前後壁外側的垂直剪切地盤阻抗、前後壁內側的水平地盤阻抗、前後壁內側的垂直剪切地盤阻抗、側壁外側的水平剪切地盤阻抗、側壁外側的垂直剪切地盤阻抗、側壁內側的水平剪切地盤阻抗、側壁內側的垂直剪切地盤阻抗。

【解說】

一般設計條件時箱形連續壁基礎的地盤阻抗模式如圖-解 6.4-4 所示，原則上除前後壁的內側與外側的水平地盤阻抗以及底面之垂直地盤阻抗之外，另考慮前後壁的外側與內側、側壁的外側與內側以及底

面的剪切地盤阻抗的 8 種的地盤阻抗。此等的地盤阻抗特性，除基礎底面的水平剪切地盤阻抗可當作線性處理外，其餘均應當作具有初始坡度、屈伏點的雙線性的地盤彈簧處理。再者，在地震時以外載重作用之組合，若限制基礎反應須在彈性範圍內，則可將所有的地盤阻抗元素當作線性處理。

關於箱形基礎內外周面的垂直剪切地盤阻抗、水平剪切地盤阻抗，原則上應依現地試驗結果決定之，或依基樁周面垂直剪切地盤阻抗方式估計之。此外，連續壁基礎的井筒內部有未擾動的地盤存在，基礎內空尺寸通常較大，因此可部分考慮基礎內部土的地盤阻抗。但是，因基礎內部土的地盤阻抗，受地盤條件、基礎形狀、基礎內空尺寸、有無隔壁等的影響，未明確的部分仍多，故本規範依據日本「鐵道構造物等設計標準同解說－基礎構造物(2012)」之規定，使用於箱形連續壁基礎分析模型的地盤反力係數，示於表-解 6.4-2。

表-解 6.4-2 箱形連續壁基礎的地盤反力係數

部位		地盤阻抗元素	地盤反力係數(tf/m ³)
前後壁	外側	水平地盤反力係數 k_1	$k_1 = k_{H0} (B_H / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$
		垂直剪切地盤反力係數 k_2	$k_2 = \lambda k_1 \quad \lambda = 1/3$
	內側	水平地盤反力係數 k_3	$k_3 = 0.2k_1$ (基礎底面 $B_0/4$ 的範圍)
		垂直剪切地盤反力係數 k_4	$k_4 = 0.3k_2$ (基礎底面 B_0 的範圍)
側壁	外側	水平與垂直剪切地盤反力係數 k_5	$k_5 = k_2 (L/B)^{1/2}$
	內側	水平與垂直剪切地盤反力係數 k_6	$k_6 = 0.3k_5$ (基礎底面 L_0 的範圍)
底面		垂直地盤反力係數 k_7	$k_7 = 0.5k_{V0} (B_V / 0.3)^{-\frac{3}{4}}$
		剪切地盤反力係數 k_8	$k_8 = \lambda k_7 \quad \lambda = 1/3$

表中， B_H ：基礎前面的換算寬(m)

B_V ： $\sqrt{A_V}$ 基礎底面的換算寬(m)

A_V ：基礎的底面積(m^2) (圖-解 6.4-5)

L_0 ：載重垂直方向的連續壁內面距離(m)

B_0 ：載重方向的連續壁內面距離(m)

L ：基礎前面的阻抗寬(m)

B ：基礎側面的阻抗寬(m)

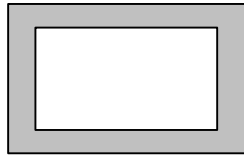


圖-解 6.4-5 基礎的底面積 A_V

1. 連續壁基礎前後壁外側的水平地盤反力係數 k_1

連續壁基礎前後壁外側的水平地盤反力係數 k_1 ，可依沉箱基礎同樣的方式估計，如式(解 6.2-3)。基礎前面的換算寬 B_H ，可由基礎前面的阻抗寬 L 及基礎的有效深度 l 推算之。再者，連續壁基礎的阻抗寬，假設為最外邊緣。

2. 連續壁基礎前後壁外側的垂直剪切地盤反力係數 k_2

定為法線方向地盤反力係數的 λ 倍($\lambda=1/3$)。

3. 連續壁基礎前後壁內側的水平地盤反力係數 k_3

定為前後壁外側法線方向地盤反力係數的 0.2 倍，且僅考慮基礎底面上方 $B_0/4$ 的範圍。

4. 連續壁基礎前後壁內側的垂直剪切地盤反力係數 k_4

定為前後壁外側的垂直剪切地盤反力係數的 0.3 倍，且僅考慮基礎底面上方 B_0 的範圍。

5. 連續壁基礎側壁外側的水平與垂直剪切地盤反力係數 k_5

定為與前後壁外側的垂直剪切地盤反力係數 k_2 相同。

6. 連續壁基礎側壁內側的水平與垂直剪切地盤反力係數 k_6

定為側壁外側的垂直剪切地盤反力係數 k_5 的 0.3 倍，且僅考慮基礎底面上方 L_0 的範圍。

7. 連續壁基礎底面的垂直地盤反力係數 k_7

基礎底面的垂直地盤反力係數之推算，同沉箱基礎之方式，如式(解 6.2-2)，惟基礎底面的換算寬 B_v 應採用連續壁體斷面積 A_v 之等值幅寬，且考慮連續壁因施工衍生底面地盤的擾動及軟泥等的影響，其地盤反力係數取 50% 計。

8. 連續壁基礎底面的剪切地盤反力係數 k_8

定為基礎底面法線方向的地盤反力係數的 λ 倍 ($\lambda=1/3$)。

箱形連續壁基礎除上列的地盤阻抗之外，有頂板本體部分的地盤阻抗。關於此等的地盤阻抗，主要為在回填部的阻抗，由於其強度等隨施工方法、施工管理的程度而變化，故在設計上含施工管理的條件在內，需予以慎重探討。地震時，由於頂板周邊的地盤本體也會發生變位，對連續壁基礎不僅無法提供阻抗，且可能會受地盤變位作用的影響，故設計上關於頂板回填部之地盤阻抗的處理，可比照樁基礎樁帽周圍回填土的地盤阻抗方式處理。

6.4.8 地盤阻抗的非線性模式與地盤反力上限值

1. 箱形連續壁基礎的地盤阻抗模式，應考慮地盤條件、施工條件、支承條件、連續壁基礎的形狀與尺寸以及作用的特性，依結構物的需求性能，予以適當的規定。
2. 一般的設計條件，可用地盤反力與變位的關係，表示箱形連續壁基礎的地盤阻抗模式。此時，應依地盤反力與變位的關係之非線性的程度、結構物的需求性能，進行適當的模式化。

【解說】

箱形連續壁基礎的地盤阻抗非線性特性，可依據以屈伏點為折點的雙線性地盤彈簧予以模式化，連續壁基礎地盤阻抗的非線性特性及地盤反力的上限值，示於表-解 6.4-3。

表-解 6.4-3 箱形基礎的地盤阻抗的非線性特性與地盤反力的上限值

部位		地盤阻抗元素	非線性特性	地盤反力的上限值 (tf/m ²)
前後壁	外側	水平地盤阻抗	完全彈塑性	加壓(被動)： $p_{1c} = \alpha_h p_p - p_0$ 解壓(主動)： $p_{1t} = p_0 - p_A$
		垂直剪切地盤阻抗	雙線性	依場鑄樁之最大周面阻抗 p_2
	內側	水平地盤阻抗	完全彈塑性	加壓(被動)： $p_{3c} = 0.5 p_{1c}$ 解壓(主動)： $p_{3t} = 0.5 p_{1t}$
		垂直剪切地盤阻抗	雙線性	砂質土： $p_4 = 0.5 p_2$ 黏性土： $p_4 = 0.5 p_2$
側壁	外側	水平與垂直剪切地盤阻抗	雙線性	依場鑄樁之最大周面阻抗 p_5
	內側	水平與垂直剪切地盤阻抗	雙線性	砂質土： $p_6 = 0.5 p_5$ 黏性土： $p_6 = 0.5 p_5$
底面		垂直地盤阻抗	雙線性	依場鑄樁之最大尖端垂直阻抗
		剪切地盤阻抗	線性	

表中， p_p ：被動土壓 (tf/m²)

p_0 ：靜止土壓 (tf/m²)

p_A ：主動土壓 (tf/m²)

$\alpha_h = 1 + z/(2L)$ ：基礎前面的形狀係數(參照式(解 6.2-16))

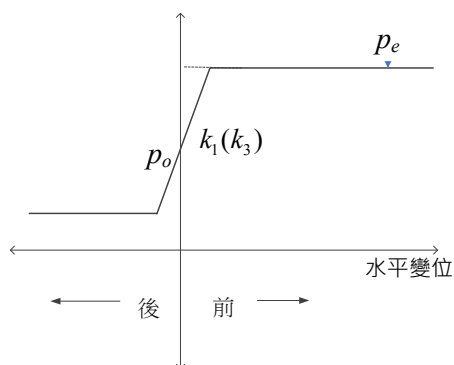


圖-解 6.4-6 前後壁側水平地盤阻抗之非線性特性

1. 基礎前後壁外側水平地盤阻抗的非線性特性 k_1

連續壁基礎前後壁外側水平地盤阻抗的非線性特性，可依據沉箱基礎前背面水平地盤阻抗的非線性特性規定推算之。此時，考慮前後壁外側加壓側以及解壓側的非線性特性，在各土層區間設定無二次坡度的雙線性地盤彈簧。兩方向從相當於靜止土壓的平時狀態，對水平方向載重的作用增量，前面側比較淺部分的地盤反力增加；而在其背面側，則從靜止土壓減少到相當於主動土壓力，地盤反力減少。另一方面，在比較深的位置，在背面側的地盤反力則反而有增加的情況，故需將此適當地予以模式化，如圖-解 6.4-6 所示。

2. 基礎前後壁內側水平地盤阻抗之非線性特性 k_3

前後壁內側土壤的水平地盤阻抗，係連續壁壁面內側法線方向的地盤阻抗，受地盤條件、基礎形狀、基礎內空尺寸以及有無隔壁等的影響，由於未明確的部分多，故依據「鐵道構造物等設計標準同解說－基礎構造物(2012)」之規定，取與基礎前後壁外側水平地盤阻抗的非線性特性 k_1 相同，在各土層區間，設定無二次坡度的雙線性地盤彈簧，如圖-解 6.4-6 所示，惟其上限值則取其半。

3. 基礎前後壁外側的垂直剪切地盤阻抗 k_2 ，側壁外側的垂直剪切地盤阻抗與水平剪切地盤阻抗的非線性特性 k_5

前後壁外側的垂直剪切地盤阻抗，側壁外側的垂直剪切地盤阻抗的非線性特性，其上限值可依據場鑄樁的樁周面垂直地盤阻抗之規定推算之。此時，在各土層區間，設定有二次坡度(隨變位硬化型)或無有二次坡度(隨變位軟化型)的雙線性彈簧。至於側壁外側的水平剪切地盤阻抗可定為與同一位置的垂直剪切地盤阻抗相同。

4. 基礎前後壁內側的垂直剪切地盤阻抗 k_4 ，側壁內側的水平剪切地盤阻抗與垂直剪切地盤阻抗的非線性特性 k_6

對於前後壁內側的垂直剪切地盤阻抗、側壁內側的水平剪切地盤阻抗、垂直剪切地盤阻抗，其非線性特性取與對應之壁外側垂直剪切地盤阻抗相同，惟其上限值則取其半。

5. 基礎底面的垂直地盤阻抗 k_7 ，水平剪切地盤阻抗的非線性特性 k_8

連續壁基礎底面垂直地盤阻抗的非線性特性，其上限值可依據場鑄樁樁尖垂直地盤阻抗的規定推算。在連續壁基礎底面的各區間面積，考慮上浮，設定有二次坡度的雙線性地盤彈簧。基礎底面的水平剪切地盤阻抗，考慮井筒內部土的阻抗大，可當作線性處理。

6.4.9 箱形連續壁基礎之容許垂直支承力

1. 箱形連續壁基礎之極限支承力

箱形連續壁基礎的極限垂直支承力，為基礎尖端之極限尖端支承力與基礎周面的極限周面支承力之和，應配合地盤調查及土壤試驗結果決定之，並考慮基礎形狀尺寸與埋置深度等之影響。

2. 箱形連續壁基礎之容許垂直支承力

求取箱形連續壁基礎之容許垂直支承力，應考慮基礎之極限支承力及基礎沉陷量。容許垂直支承力之安全係數如表 6.4-1所示。

表 6.4-1 基礎容許垂直支承力之安全係數

長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
3.0	2.0	1.1

【解說】

箱形連續壁基礎的垂直地盤阻抗，可從箱形連續壁周面與底面的地盤阻抗予以估算。通常支承層為土及軟岩時，連續壁基礎頂板頂端之設計垂直支承力，可推算如下，而基礎底面的支承層為硬岩時，其設計垂直支承力，應於確認岩盤的強度、風化的狀態以及有無裂縫等而後決定。

1. 箱形連續壁基礎的容許垂直支承力 R_{vd}

箱形連續壁基礎的容許垂直支承力，可參考場鑄樁的極限尖端支承力 R_{tu} 與極限周面支承力 R_{fu} 為基準，以下列推算式求得。

$$R_{vd} = (R_{tu} + R_{fu}) / FS - W' + \overline{\gamma'_e} D'_f A' \quad \text{式(解 6.4-1)}$$

$$R_{tu} = q_{tk} \times A' \quad \text{式(解 6.4-2)}$$

$$R_{fu} = (U \Sigma r_{fk} \Delta \ell + U' \Sigma r'_{fk} \Delta \ell') \quad \text{式(解 6.4-3)}$$

式中， R_{vd} ：連續壁基礎頂板頂端之極限垂直支承力(tf)

R_{tu} ：基礎尖端的極限尖端支承力(tf)

R_{fu} ：基礎周面的極限周面支承力(tf)

FS ：安全係數，如表 6.4-1 所示

W' ：基礎的有效重量(tf)

$\overline{\gamma}'_e$ ： D'_f 區間土之平均有效單位體積重量(tf/m³)

D'_f ：基礎之有效貫入深度(m)

A' ：基礎底面的有效支承面積(m²) (圖-解 6.4-8)

q_{tk} ：連續壁基礎的極限尖端支承應力(tf/m²)

r_{fk} ：基礎外周面的各土層區間的極限周面支承應力(tf/m²)

r'_{fk} ：基礎內周面的各土層區間的極限周面支承應力(tf/m²)

U ：基礎外周面的長度(m)

U' ：基礎內周面的長度(m)

$\Delta \ell$ ：基礎外周面的各土層區間的長度(m)

$\Delta \ell'$ ：基礎內周面各土層區間的長度(m)，基礎內周面的有效範圍為自基礎底面以上 $\min(L_0, B_0)$ 的範圍(圖-解 6.4-7)。

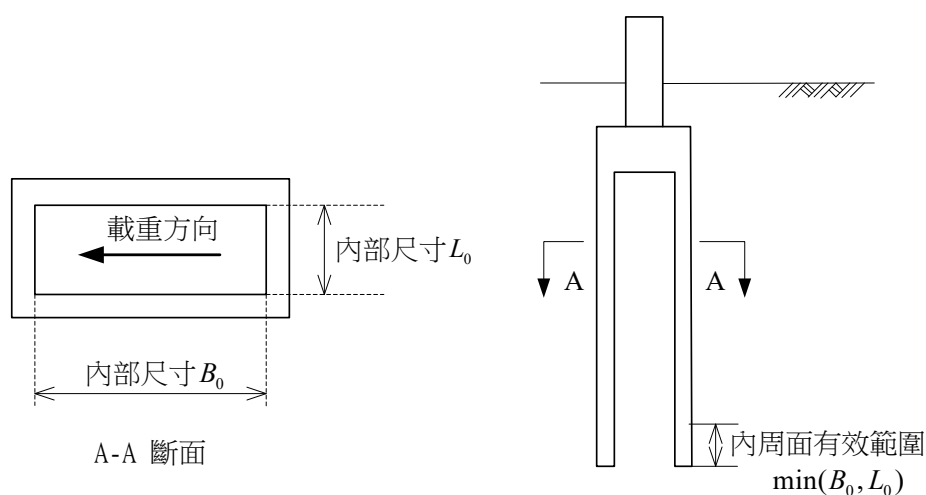


圖-解 6.4-7 推算設計垂直承載力時基礎內周面的有效範圍

2. 箱形連續壁基礎底面的有效面積 A' 以及有效寬 B'

箱形連續壁基礎底面的有效面積 A' 以及有效寬 B' ，可依據沉箱基礎的有效面積以及有效寬之規定，予以處理。如圖-解 6.4-8 所示，基礎底面的有效支承面積，係用基礎底面的設計彎矩 M_{bd} ，及作用於基礎底面的設計垂直有效載重 V_{bd} ，求合力的作用位置 e_x ，假設此與基礎底面的形心位置一致的領域。

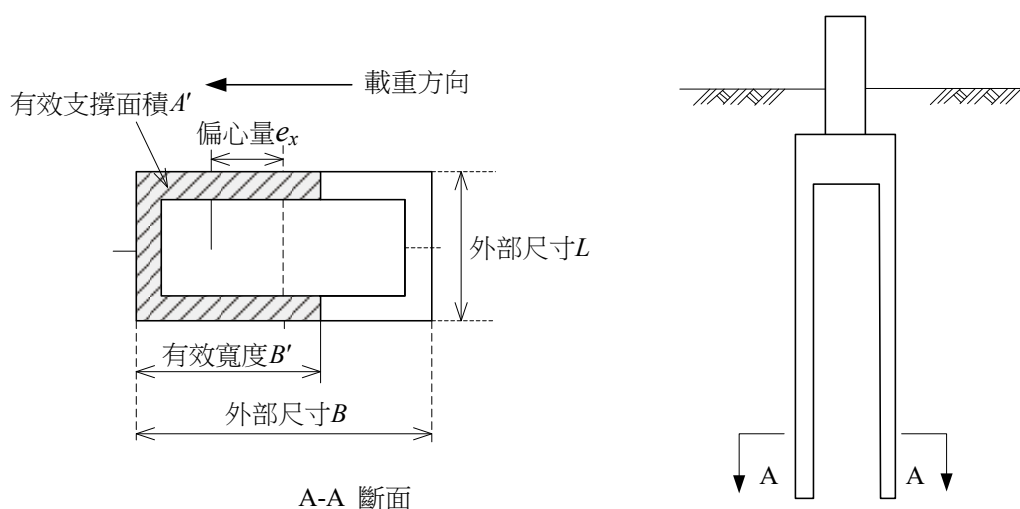


圖-解 6.4-8 基礎底面的有效支承面積

6.4.10 箱形連續壁基礎的反應曲線

表示箱形連續壁基礎的反應曲線，應使用地盤阻抗、基礎主體以及頂板的適當模式，從結構解析推算之。

【解說】

箱形連續壁基礎的各地盤阻抗特性雖可依據樁之規定計算，但結構解析模式與沉箱基礎類似，可依 6.3.6 節之解析模式推算反應曲線。

箱形基礎反應曲線的降伏點，可由結構物整體系統的載重-變位曲線中，取變位開始遽增之點為降伏點。

6.4.11 容許側向變位

箱形連續壁基礎的變位可以基礎頂板頂端為代表位置，側向變位量應依載重形式以6.4.6節之分析模式進行分析，計算各設計情況之水平變位量與旋轉角。箱形連續壁基礎之容許側向變位量如表6.4-2所示，且以不超出上部構造物之容許變位量為限。

表 6.4-2 容許側向變位量

	長期載重情況	短期載重情況	極限限界狀態
頂部水平變位量	$0.4\%L_A \leq 4\text{cm}$	$1\%L_A \leq 10\text{cm}$	$10\%L_A$
頂部旋轉角	$2/1000 \text{ rad}$	$10/1000 \text{ rad}$	$20/1000 \text{ rad}$

【解說】

通常，對安全性及復原性之箱形連續壁基礎的設計反應值，考慮非線性，依剛性解析推算之。再者，依地震時以外的作用之設計反應值的推算，若可確認在線性範圍內時，可依線性解析推算設計反應值。

箱形連續壁基礎為剛性頂板將幾個場鑄 RC 牆予以一體化後的柱狀基礎，故其容許側向變位可沿襲沉箱基礎的規定，定為表 6.4-2 所示，表中基礎的換算阻抗寬 L_A 定義為

$$L_A = \sqrt{4A/\pi} \quad \text{式(解 6.4-4)}$$

式中， L_A ：基礎的換算阻抗寬 (m)

A ：連續壁基礎的最外緣面積(m^2)，如圖-解 6.4-9 所示。

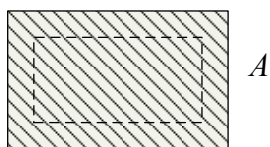


圖-解 6.4-9 推算箱形連續壁基礎的換算阻抗寬 L_A 時所需的面積

6.4.12 結構設計

箱形連續壁基礎的各構件之斷面力，應依 6.4.6 節之分析模式推算之，各構件之結構設計應符合建築構造編之相關規定。再者，必要時，亦應針對箱形連續壁基礎的各構件在施工時的安全性，予以考慮。

【解說】

1. 連續壁的混凝土強度設計值

由於連續壁係在泥水中澆置混凝土，在設定混凝土的強度等的設計值時，應依各施工方法以及施工管理基準之規定，考慮施工的影響，原則上，澆置強度應按規定壓力強度再提高 35kgf/cm^2 以上。

2. 用於推算連續壁基礎設計強度的有效壁厚，需考慮地盤條件、施工精度與品質等條件決定之，必要時須將公稱壁厚減少作為有效壁厚。

3. 連續壁主體之設計

A).連續壁主體的垂直方向

依 6.4.6 節基礎分析模型求得連續壁主體的設計彎矩及設計剪力，依「混凝土工程設計規範」之規定求設計極限值，進行設計。此時，應考慮鋼筋籠的垂直方向的鋼筋接頭的種類以及配置，選定適當的方法與位置，進行設計。

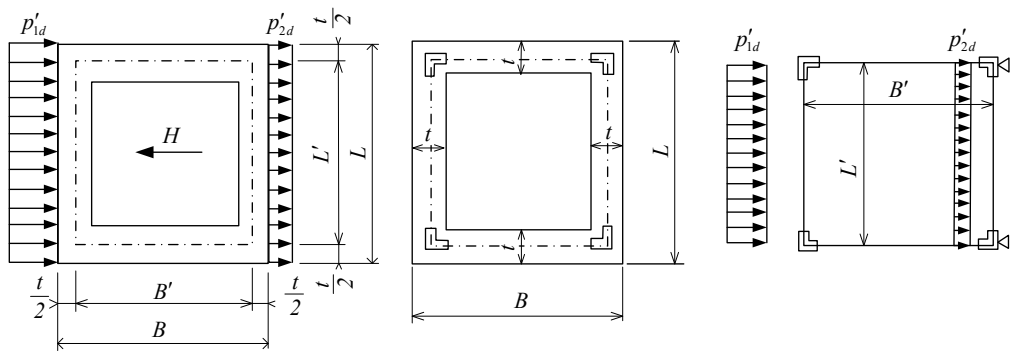
B).連續壁主體的水平方向

依 6.4.6 節基礎分析模型求得作用於連續壁基礎之地盤反力，對於連續壁主體水平面的面外方向設計彎矩及設計剪力，應從此項地盤反力，依「混凝土工程設計規範」之規定求設計極限值，進行設計。此時，應考慮單元間接頭的種類以及配置，選定適當的方法與位置，進行設計。並針對水平剖面的面內方向的设计剪力，進行設計。此時，因接合鋼板無法預估混凝土構件的抗剪力，故有時在接合鋼板配置抗剪補強鋼筋以利阻抗。

連續壁主體水平剖面力的推算，使用如圖-解 6.4-10(a)所示的設計地盤反力。此乃因基礎於初始狀態時，靜止土壓及靜水壓作用於外周面及內周面，地盤反力隨著基礎的變位而增減，但因此項靜止土壓及靜水壓在外周面與內周面互相抵銷，故於設計時，僅考慮因基礎的變位而產生的地盤反力。

推算剖面力的計算模式，以水平剖面的形心軸為軸線之箱型剛節，在角隅部分考慮剛性領域。如圖-解 6.4-10(b)所示，在其兩端設置假想支點，如圖-解 6.4-10(c)所示，若有隔壁時，則在兩端及隔壁位

置，設置假想支點。再者，不計剪力變形。推算水平方向剖面力所用的設計地盤反力，可考慮有效寬，依圖-解 6.4-11 所示的方法推算。



(a)推算剖面力時用的載重

(b)軸線

(c)計算模式

圖中， p'_{1d} ：前壁的設計地盤反力 L ：基礎前面的阻抗寬
 p'_{2d} ：後壁的設計地盤反力 L' ：基礎前面的軸線寬
 t ：有效壁厚 B ：基礎側面的阻抗寬
 H ：水平力 B' ：基礎側面的軸線寬

圖-解 6.4-10 箱形連續壁主體水平剖面的計算模式

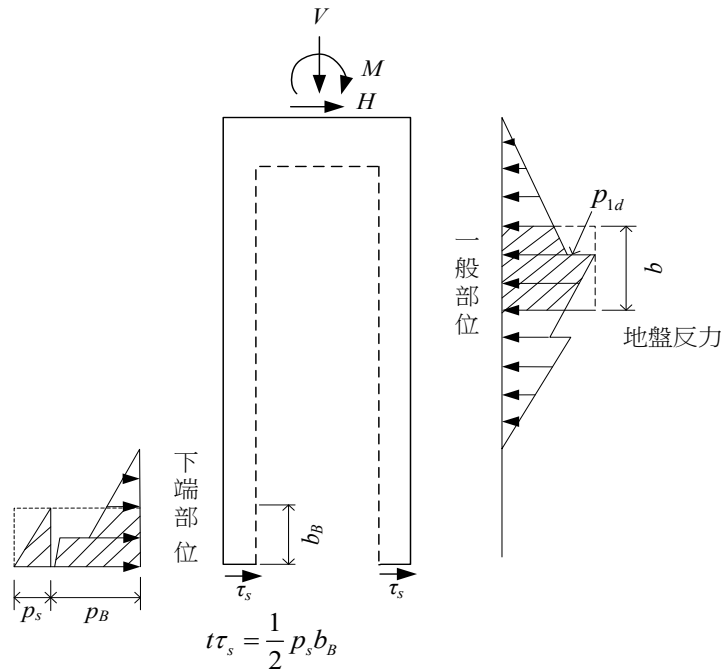


圖-解 6.4-11 地盤反力分布與有效寬度

(1).一般部位

$$p'_{ld} = p_{ld} A / A_0 \quad \text{式(解 6.4-5)}$$

式中， p_{ld} ：不連續點之設計最大水平地盤反力 (tf/m²)

p'_{ld} ：連續壁主體一般部位水平剖面的設計地盤反力 (tf/m²)

A ：斜線部分的面積 (m²)

$A_0 = p_{ld} b$ ：虛線包圍的面積 (m²)

$b = L'$ (L' 如圖-解 6.4-10)：探討連續壁主體一般部位水平剖面時的載重分布有效寬

(2).下端部位

$$p'_B = (p_B + p_S) A / A_0 \quad \text{式(解 6.4-6)}$$

$$p_S = 2t\tau_S / b_B \quad \text{式(解 6.4-7)}$$

式中， p_B ：連續壁主體下端部位的設計最大水平地盤反力 (tf/m²)

p'_B ：連續壁主體下端部位水平剖面的設計地盤反力 (tf/m²)

p_S ：連續壁主體底面的換算地盤反力 (tf/m²)

τ_S ：連續壁主體底面設計剪切地盤反力 (tf/m²)

$b_B = 0.6 L'$ (圖-解 6.4-10)：連續壁體下端的載重分布有效寬度

t ：有效壁厚 (m)

A ：斜線部分的面積 (m²)

$A_0 = b_B (p_S + p_B)$ ：虛線包圍的面積 (m²)

4. 頂板之設計

箱形連續壁基礎頂板之設計可參考沉箱基礎頂板設計之規定。

5. 連續壁與頂板的結合

連續壁與頂板的結合部位，係假設連續壁的垂直鋼筋與頂板完全固定的剛結合。連續壁與頂板的結合，基本上當作一體，傳遞剖面力的一種剛結合。連續壁頭部主鋼筋的配筋，在頂板內的長度應足以完全錨定。

連續壁的頭部，須針對包含品質管理、施工管理在內的施工性，澆置混凝土的高度須大於設計面高程，於混凝土硬化後，連續壁頭部之劣質混凝土應敲除，以確保其與基礎板交接面之完整性。

第七章 擋土牆

7.1 通則

擋土牆設計應依據其功能要求、行為機制、基地之地形、地質與環境條件，以及容許變位量等，充分檢討其整體穩定性與牆體結構安全性，並妥適評析擋土牆之景觀調和性及施工性。

擋土牆型式可分為剛性擋土牆及柔性擋土牆兩類。

【解說】

1. 擋土牆型式之選擇基本上應考慮以下各種條件：
 - (1) 擋土牆構築之目的及功能
 - (2) 擋土牆之重要性及其行為之可靠性
 - (3) 基地之地質、地形、地層構造及地下水因素之適用性
 - (4) 擋土牆施工方式及難易度
 - (5) 擋土牆周邊既有構造物及管線設施之安全性
 - (6) 擋土牆用地之限制
 - (7) 工程造價之經濟性及工期長短
 - (8) 擋土牆對周邊景觀及環境之衝擊及影響程度。
2. 擋土牆設計應考慮下列三項主要重點：
 - (1) 對於作用於擋土牆之靜態及動態側向土壓力，需依牆體斷面幾何形狀及尺寸、牆身前後土岩體性質及分佈、牆身前後地表坡度、牆體與土岩體間互制行為特性等條件，研判並考慮採用適用該狀態土壓力之計算方法。對於作用於擋土牆之水壓力，亦需視地下水狀況及排水濾層之設置方式，考量其計算方式。
 - (2) 擋土牆牆體及整體穩定性需針對各項可能破壞型式採用適用之方法分析其安全性。在靜態條件下，擋土牆可能之破壞型式包括：傾覆（前傾或後傾）破壞、滑動破壞（淺層或深層全面破壞）、塑性流動破壞、基礎承載破壞。在動態條件下，擋土牆可

能之破壞型式包括：牆背或牆基土壤液化導致破壞，牆體前後動態側壓力增量造成傾覆或滑動破壞。

- (3) 核算擋土牆結構體之斷面應力，包括牆身及基礎板之彎矩應力、剪應力等，以及剪力樺之檢核等。

7.2 作用力

作用於擋土牆之側向壓力受牆體與地層間之相對變位行為、地下水位、地層特性、周圍載重狀況及地震等因素之影響。設計時應考慮之作用力如下：

- (1)側向土壓力，包含如主動土壓力、被動土壓力及靜止土壓力等。
- (2)水壓力如靜水壓力、滲流壓力及上浮力等。
- (3)地震所產生之土壓力、水壓力及慣性力等。
- (4)地表上方超載。
- (5)牆背回填土所產生之回脹壓力。
- (6)擋土牆結構體之靜載重。
- (7)牆背回填土分層夯壓時之夯壓土壓力。

【解說】

1. 擋土牆之設計應就各作用於牆體之作用力檢核擋土牆之整體穩定性及結構斷面應力，並應於擋土牆背側設置適當之排水及濾層設施。
2. 擋土牆之回填土不宜採用塑性或具回脹性凝聚性土壤，以避免凝聚性土壤吸水回脹對牆背產生額外側壓，回脹壓力宜藉由室內試驗結果評估之。為減低牆背回填土之回脹壓力可考慮下列方式處理：
 - (1) 選用非凝聚性粗粒料土壤填築於牆背與凝聚性土層之間。
 - (2) 設置完善之濾層排水設施。
 - (3) 置換牆背具回脹性凝聚性土壤。
3. 背填土為透水性良好的砂、礫石材料且長期有高地下水存在時，於地震時應考慮動水壓力。
4. 寒冷地區應考慮地層受冰凍所引起之壓力。

7.3 作用力計算

7.3.1 靜止土壓力

擋土牆不發生或不容許其產生側向變位時，作用於牆背之側向土壓力應採靜止土壓力計算。在 h 深度處之單位面積靜止土壓力 σ_0 ，可依式(7.3-1)式計算，其合力 P_0 可依式(7.3-2)式計算，合力作用點在基礎板底以上三分之一牆高(H)處。

$$\sigma_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-1)}$$

$$P_0 = 1/2 \cdot K_0 \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-2)}$$

式內

σ_0 =單位面積靜止土壓力(tf/m²)

P_0 =靜止土壓力合力(tf/m)

K_0 =靜止土壓力係數，其值得依經驗推估之，但不得小於0.5，如土壤為過壓密狀態者，應詳加考慮其過壓密性質並酌予提高 K_0 值。

h =距擋土牆頂之深度(m)

H =擋土牆總高度(m)

γ =土壤單位重，位於地下水位者，以有效單位重計(t/m³)

【解說】

1. 作用於擋土牆之側向土壓力大小及分布與土體之變形行為具有密切之關係，須視擋土牆與土體之相對側向變位量而定。
2. 擋土牆不發生或不容許其產生側向變位，則牆背土壤不受擾動且可視為靜止狀態及彈性狀態。在靜止狀態作用於擋土牆之側向土壓力為靜止土壓力，在有試驗結果為依據時，對於靜止土壓力 K_0 之計算方式分述如下：

(1) 對於擋土牆牆背垂直且牆背地表面為水平之狀況：

(a) 非凝聚性土壤： $K_0 = 1 - \sin \phi'$ 式(解 7.3-1)

(b) 正常壓密凝聚性土壤： $K_0 = 0.95 - \sin \phi'$ 式(解 7.3-2)

(c) 過壓密凝聚性土壤： $K_0 = (0.95 - \sin \phi') (OCR)^{0.5}$ 式(解 7.3-3)

式內之 ϕ' 為牆背土壤之有效內摩擦角。

- (2) 對於擋土牆背垂直且牆背地表面與水平面之交角為 α 之狀況，靜止土壓力係數為依上述(1)之 K_0 值乘以 $(1 + \sin \alpha)$ 。
- (3) 對於擋土牆背非垂直且牆背地表面非水平之狀況，可假設其靜止土壓力係數與主動土壓力係數成比例之關係以推估其 K_0 值。

7.3.2 主動土壓力

擋土牆設計所考慮之主動土壓力係擋土牆向外變位時，作用於牆背之最小土壓力，如圖7.3-1所示，其值應依下列規定計算之。牆背 h 深度處之單位面積主動土壓力 σ_A ，可依式(7.3-3)式計算，其合力 P_A 可依式(7.3-4)式計算，合力作用點在基礎板底以上三分之一牆高(H)處。

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-3)}$$

$$P_A = 1/2 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-4)}$$

其中， K_A 為主動土壓力係數，可依下列方式考慮之。

1. 一般狀況時：

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-5)}$$

若 $\phi < \alpha$ ，則假定 $\sin(\phi - \alpha) = 0$

2. 如地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時：

$$K_A = \tan^2 \left[45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-6)}$$

如牆背填土具凝聚力者，式(7.3-3)及(7.3-4)式之 h 及 H 應以 h_c 及 H_c 代替，而

$$H_c = H - \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-7)}$$

$$h_c = h - \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan \left[45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad \text{式(7.3-8)}$$

上兩式中，如 $h_c \leq 0$ 時， h_c 以零計算；如 $H_c \leq 0$ 時，則應考慮長期效應所造成之土壓力。

上述各式中

σ_A = 單位面積主動土壓力 (tf/m²)

P_A = 主動土壓力合力 (tf/m)

γ = 土壤單位重 (tf/m³)

c = 土壤凝聚力 (tf/m²)

H = 牆之垂直高度 (m)

h = 牆頂地表面至欲求土壓力點之垂直深度 (m)

ϕ = 牆背土壤之內摩擦角 (度)

δ = 牆背面與土壤間之摩擦角 (度)

α = 牆背地表面與水平面之交角 (度)

θ = 牆背面與垂直面交角，以逆時針方向為正，順時針方向為負

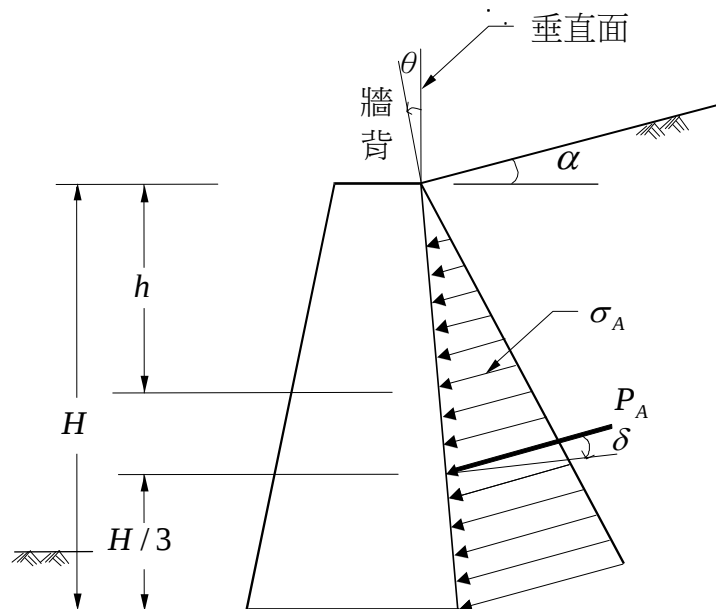


圖 7.3-1 主動土壓力圖

【解說】

1. Caquot-Kerisel 土壓力假設破壞面為曲面，但其破壞面與 Coulomb 主動土壓力的破壞面相當接近。因此 Coulomb 主動土壓力相當接近 Caquot-Kerisel 主動土壓力，本節之式(7.3-5)為 Coulomb 主動土壓力係數。
2. 若在砂土層且高地下水位，則式(7.3-3)及式(7.3-4)不包括側向水壓力，且地下水位下之土壤單位重採用浸水單位重。若為粘土則採用總單位重。
3. 牆背面與回填土之間的牆面摩擦角 δ 通常採用 $\phi/2 \sim 2\phi/3$ ，牆體若為木材、鋼材或預鑄鋼筋混凝土，則因牆面較平滑，最大牆面摩擦角 $\delta_{\max}$ 可採用 $\phi/2$ ；牆體若為場鑄鋼筋混凝土，其牆面較粗糙，最大牆面摩擦角 $\delta_{\max}$ 可採用 $2\phi/3$ 。考慮牆面摩擦角會減低主動土壓力係數，但此效應對主動土壓力係數影響很小。
4. 擋土牆背土壤若為凝聚性土壤且地表面無鋪面或植被，其張力裂縫深度為 $2c \tan(45^\circ + \phi/2)/\gamma$ ，此張力裂縫內積水對牆面形成側向壓力之現象多在雨季期間發生，宜適當地考量當張力裂縫內充滿水之水壓力對牆體之影響。
5. 對於較複雜之狀況，例如包含不規則載重、傾斜的牆面、不規則形狀的地表面、多層土（岩）體等，較不宜採用上述公式計算主動土壓力，應採用土楔法(wedge method)並依作用在土楔上各力之平衡關係以求出土壓力，再假設數個不同之滑動面，以求得最大的主動土壓力 P_A 。
6. 考慮凝聚力，應只適用於地面水平，牆背垂直且無摩擦之情況。

7.3.3 被動土壓力

擋土牆設計所考慮之被動土壓力係指擋土牆向內變位時，作用於牆背之最大側向土壓力，如圖7.3-2所示，其值應依下列規定計算之。牆背 h 深度處之單位面積被動土壓力 σ_P ，可依式(7.3-9)式計算，其合力

P_P 可依式(7.3-10)式計算，合力作用點在基礎板底以上三分之一牆高(H)處。

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad \text{式(7.3-9)}$$

$$P_p = \frac{1}{2} K_p \cdot \gamma \cdot H^2 \quad \text{式(7.3-10)}$$

其中， K_p 為被動土壓力係數，可從Caquot-Kerisel土壓力理論推得或相關圖表查得。

【解說】

1. Coulomb 被動土壓力假設破壞面為平面，但實際的破壞面為曲面，使得 Coulomb 被動土壓力高估真正的被動土壓力，其高估的數值隨著擋土牆或擋土壁與土壤間的摩擦角增加而增加。Caquot-Kerisel 土壓力假設破壞面為曲面，因此一般認為 Caquot-Kerisel 土壓力能代表真正的土壓力，各種情況之主動與被動土壓力係數可參考 Caquot-Kerisel(1956)一書，圖-解 7.3-1 及圖-解 7.3-2 為轉錄自 NAVAL DM7.2 的圖，方便查表使用。圖-解 7.3-3 示擋土牆為垂直，地表為水平狀況下比較常用之 Rankine, Coulomb 及 Caquot-Kerisel 三種 K_p 估算法之差異。(歐章煜, 2017)。
2. 若在砂土層且高地下水位，則式(7.3-9)與式(7.3-10)不包括側向水壓力，且地下水位下之土壤單位重應採用浸水單位重。若為粘土則採用總單位重。
3. 牆背面與回填土之間的摩擦角 δ 通常採用 $\phi/2 \sim 2\phi/3$ ，因考慮被動土壓力係數隨牆面摩擦角值而提高，此效應對被動土壓力係數之影響隨 δ 角增加而更加顯著，故設計時採用之牆面摩擦角，應避免高估且不宜大於 $2\phi/3$ 。
4. 對於較複雜之地形及地質狀況，其被動土壓力可採用土楔法計算，須假設數個不同之滑動面以求得最小的被動土壓力，但因牆面摩擦角若高估將使所得被動土壓力偏高，故在土楔法計算中，選用之牆面摩擦角不宜大於 $\phi/3$ 。

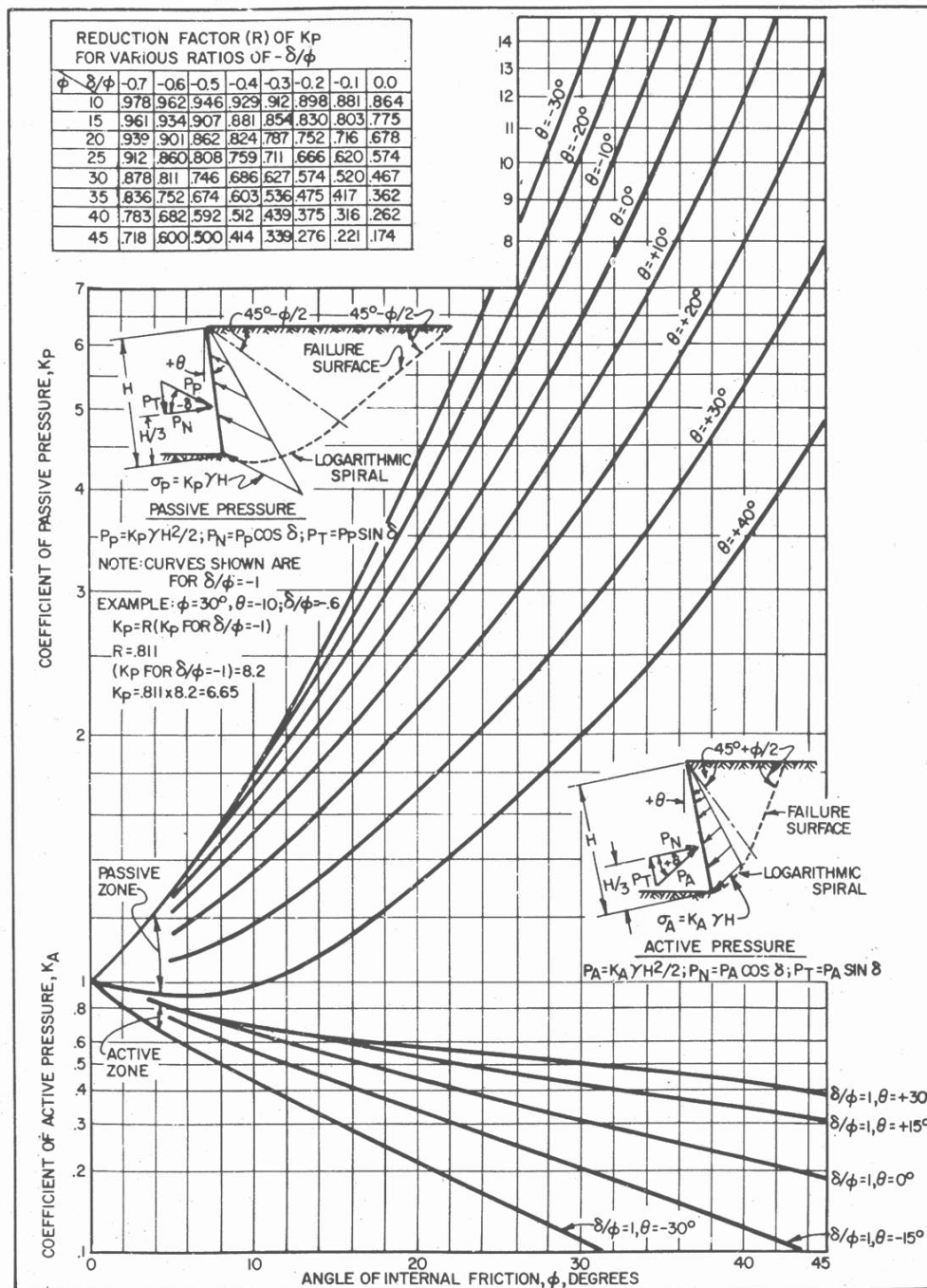


圖-解 7.3-1 主動與被動土壓力係數—牆背傾斜(DM7.2, 1986)

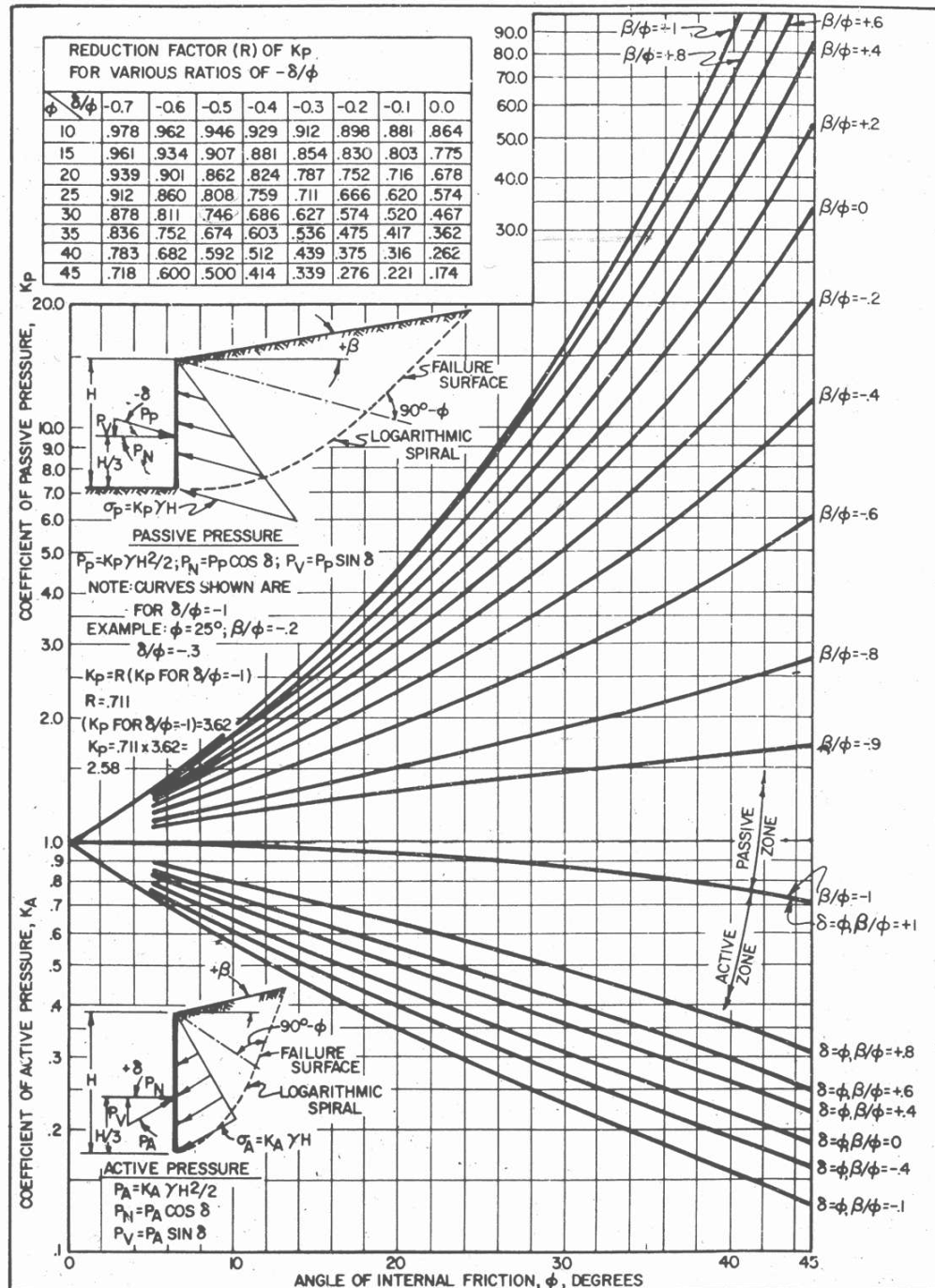


圖-解 7.3-2 主動與被動土壓力係數—地表面傾斜(DM7.2, 1986)

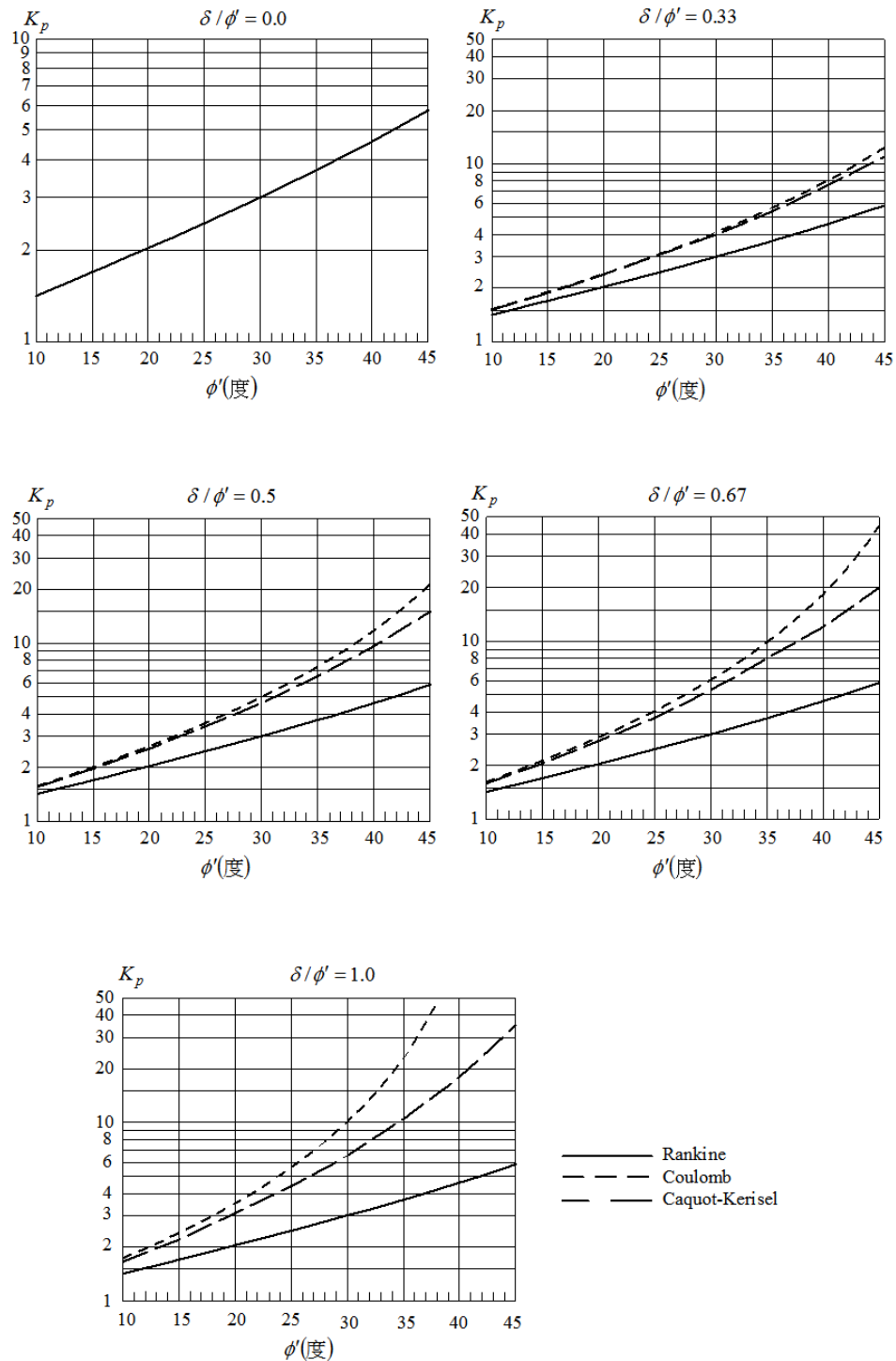


圖-解 7.3-3 擋土牆為垂直，地表為水平狀況下比較常用之 Rankine, Coulomb 及 Caquot-Kerisel 三種 K_p 估算法之差異。(歐章煜, 2017)

7.3.4 動態主動土壓力

地震時，擋土牆承受之主動土壓力合力 P_{AE} ，依式(7.3-11)式計算。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \quad \text{式(7.3-11)}$$

其中， K_{AE} 為地震時之主動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \varphi)}{\cos \varphi \cos^2 \theta \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-12)}$$

式內

P_{AE} = 地震時，牆背之主動土壓力合力（tf/m）

H = 擋土牆高度（m）

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v = 垂直向地震係數

k_h = 水平向地震係數

其餘符號與第7.3.2節之符號說明相同。

【解說】

1. 本節所示之土壤動態主動土壓力計算式，係參照 Mononobe-Okabe 之方法計算(Mononobe, 1929; Okabe, 1926)，原則上只適用於非凝聚性土壤之計算。
2. 地震時作用於擋土牆之動態主動土壓力之作用點位置，可視牆體位移類型依下列方式考量之。
 - (1) 擋土牆體對牆底旋轉：
 - (a) 計算動態主動土壓力增量 ΔP_{AE}

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad \text{式(解 7.3-4)}$$

- (b) P_A 之作用點位於基礎底面以上三分之一牆高(H)處
- (c) ΔP_{AE} 之作用點位於基礎底面以上三分之二牆高(H)處
- (d) P_{AE} 之作用點為 P_A 及 ΔP_{AE} 兩分力之合力作用點位置

$$\bar{H} = \frac{(P_A)\left(\frac{1}{3}H\right) + (\Delta P_{AE})\left(\frac{2H}{3}\right)}{P_{AE}} \quad \text{式(解 7.3-5)}$$

(2)擋土牆體滑移：

- (a) 計算動態主動土壓力增量 ΔP_{AE}

$$\Delta P_{AE} = P_{AE} - P_A \quad \text{式(解 7.3-6)}$$

- (b) P_A 之作用點位於基礎底面以上 0.42 牆高(H)處
- (c) ΔP_{AE} 之作用點位於基礎底面以上 0.48 牆高(H)處
- (d) P_{AE} 之作用點為 P_A 及 ΔP_{AE} 兩分力之合力作用點位置

$$\bar{H} = \frac{(P_A)(0.42H) + (\Delta P_{AE})(0.48H)}{P_{AE}} \quad \text{式(解 7.3-7)}$$

(3)擋土牆體對牆頂旋轉：

P_{AE} 之作用點為位於基礎底面以上0.55牆高(H)處。

3. 設計所採用之水平向地震係數 k_h ，原則上可取基地地表水平向尖峰加速度值之半估計，但對於側向位移完全受限之情況，地震所引致之動態土壓力將因位移受限而大於上述之主動土壓力值，此時 k_h 值應取地表水平向尖峰加速度值之 1.5 倍估計。設計所採用之垂直向地震係數 k_v ，原則上可取基地地表垂直向尖峰加速度值之半估計，惟對於遠距離之地震，通常可忽略垂直地震力之影響，即令 $k_v = 0$ 。工址地震加速度之選取，應依構造物設計年限某超越機率之地震危害度分析結果慎選之。實務上，可參考最新版本之「建築物耐震設計規範與解說」選取設計地震(475 年回歸期)之有效尖峰加速度(EPA)作為設計之依據。

7.3.5 動態被動土壓力

地震時，擋土牆承受之被動土壓力 P_{PE} ，可依式(7.3-13)計算。

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{PE} \quad \text{式(7.3-13)}$$

其中， K_{PE} 為地震時之被動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \varphi)}{\cos \phi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \varphi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta + \varphi) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad \text{式(7.3-14)}$$

式內

P_{PE} = 地震時，牆背之被動土壓力合力（tf/m）

H = 擋土牆高度（m）

$$\varphi = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

k_v = 垂直向地震係數

k_h = 水平向地震係數

其餘符號與第7.3.3節之符號說明相同。

【解說】

1. 本節所示之土壤動態被動土壓力計算，係參照 Mononobe-Okabe 之方法(Mononobe, 1929; Okabe, 1926)，原則上只適用於非凝聚性土壤之計算。
2. 地震時作用於擋土牆之動態被動土壓力，其作用點位置與地震係數之選取，可參考第 7.3.4 節之方式計算。
3. 水平向及垂直向設計地震係數之選取，其原則如第 7.3.4 節之解說所示。

7.3.6 水壓力

1. 當擋土牆背後上層中有 H_w 高度之水位時，擋土牆背除承受側向土壓力之外，亦應依式(7.3-15)計算牆背水位造成之水壓力，其合力作用點位於基礎底面以上水位高度(H_w)之三分之一處。

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad \text{式(7.3-15)}$$

式內

P_w = 牆背之水壓力 (tf/m)

H_w = 牆背水位高度 (m)

γ_w = 水單位重 (tf/m³)

如牆背及牆底有滲流狀況時，應考慮滲流造成之影響。

2. 地震時，牆背地下水所造成之動態水壓力增量 ΔP_{WE} 及其合力之作用點位置應妥予計算。

【解說】

1. 擋土牆所承受之水壓力需視牆背設置之排水及濾層狀況而適當地考量，於設計擋土牆時，宜搜集牆址及其附近地區之地下水位及孔隙水壓之觀測資料，以及牆背地層之透水特性資料，提供決定設計地下水位之參考。
2. 擋土牆之破壞原因與地下水條件有關者不在少數，所以在設計擋土牆時，除須審慎考量因地下水所造成之水壓力及上浮力對牆體穩定之影響外，對於排水措施及濾層規格、厚度之設計亦需符合相關規範及標準之規定。
3. 擋土牆之一側若為水時，地震引致之動態水壓力增量可依下列方式計算(Westergaard, 1933)

$$\Delta P_{WE} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w b H^2 \quad \text{式(解 7.3-8)}$$

$$H_g = \frac{2}{5} H \quad \text{式(解 7.3-9)}$$

式中，

ΔP_{WE} ：作用於擋土牆之動水壓合力(tf)

k_h ：水平向地震係數

γ_w ：水之單位重(tf/m³)

H ：水深(m)

b ：與動水壓作用方向垂直之擋土牆寬度，可取 1m 計

H_g ：動水壓合力作用點之高度(m)

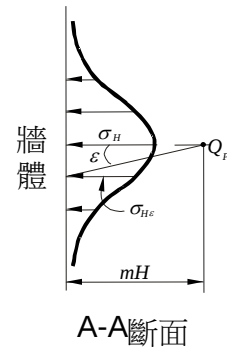
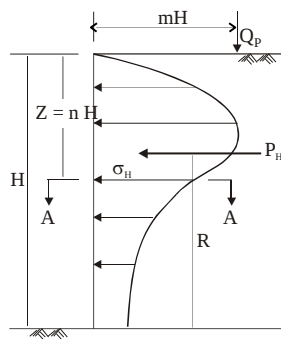
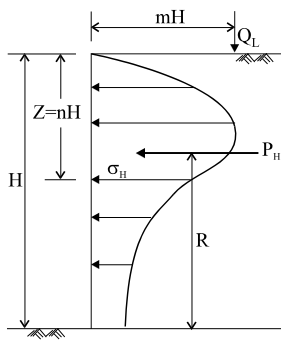
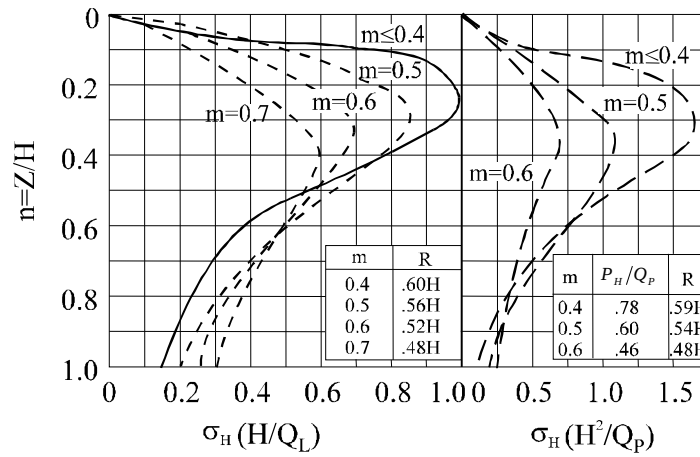
4. 至於擋土牆土側之地下水，因其屬受限水，地震引致動態水壓力之力學機制相當複雜，目前之研究資料仍然有限，不易估計。設計分析時可參考 Matsuzawa et al.(1985)與 Ishibashi et al.(1985, 1994)之研究結果考量之；有時為簡便計，亦有建議直接採用水側動態水壓力值之 70%計算者(Matsuo & O'Hara, 1960, 1965)。

7.3.7 地表上方載重

1. 擋土牆背地表受有均布超載重時，該載重得折算成等值填土高度，並依前節計算方法計算其對擋土牆造成之側向壓力。
2. 擋土牆背地表受有線形超載重或集中超載重時，得依據主動土壓破壞面之影響範圍，依圖 7.3-2 計算其增加之側向壓力。

【解說】

1. 擋土牆背之地表載重尚需考慮施工載重，對於牆背填土分階施築之情況，需適當地考慮各階段施工載重對牆背產生側向壓力之影響。
2. 對於錨拉式擋土牆尚需檢核土（岩）錨分階施拉與牆背分階填築對牆體穩定性之影響。
3. 擋土牆背之建築物載重，需視該建築物與牆體距離及其基礎底面深度及基礎型式尺寸，考量各因素對牆背造成之側向壓力。



$m \leq 0.4$ 時

$$\sigma_H\left(\frac{H}{Q_L}\right) = \frac{0.20n}{(0.16+n^2)^2}$$

$$P_H = 0.55Q_L$$

$m > 0.4$ 時

$$\sigma_H\left(\frac{H}{Q_L}\right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2+n^2)^2}$$

$$P_H = \frac{0.64Q_L}{(m^2+1)}$$

線形超載狀況

$m \leq 0.4$ 時

$$\sigma_H\left(\frac{H^2}{Q_P}\right) = \frac{0.28n^2}{(0.16+n^2)^3}$$

$m > 0.4$ 時

$$\sigma_H\left(\frac{H^2}{Q_P}\right) = \frac{1.77m^2n^2}{(m^2+n^2)^3}$$

$$\sigma_{H\varepsilon} = \sigma_H \cos^2(1.10\varepsilon)$$

集中超載狀況

圖 7.3-2 線形及集中超載荷重之側壓力

7.3.8 夯壓土壓力

擋土牆回填土採分層夯壓時，依夯壓機械能量、施工位置對牆背產生夯壓土壓力。在影響深度範圍內，夯壓土壓力之包絡線計算示如圖7.3-3。

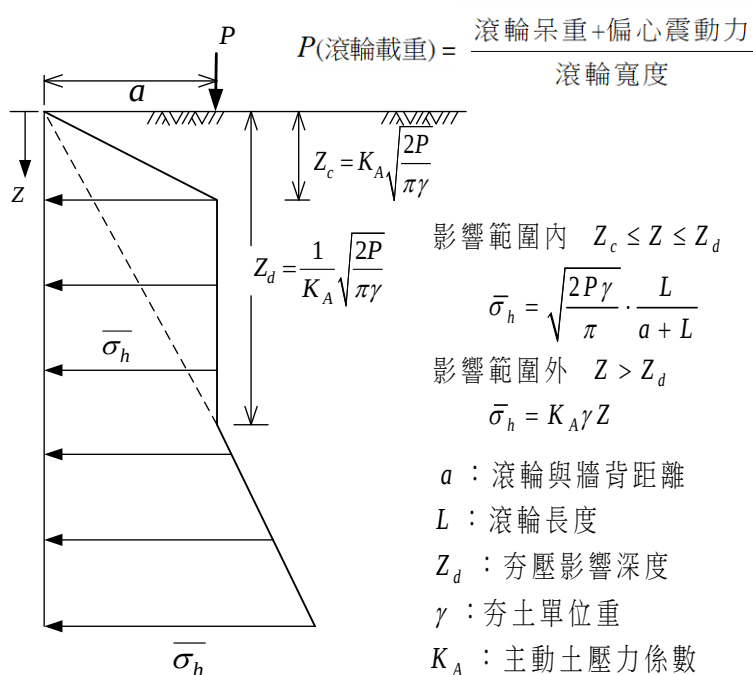


圖7.3-3 夯壓引致牆背水平向土壓力包絡線

7.3.9 其他考慮

1. 擋土牆背回填土或牆背之地層非為均質時，應採用其他適當方法，計算擋土牆所受之土壓力。
2. 採用其他較複雜型式之擋土牆時，應考慮該擋土牆本身之特性及其與牆背土壤間之互制關係。
3. 採用地錨作為擋土牆之穩定安全輔助設施時，須依據錨碇段地層之性質、強度、地下水狀況，以及擋土牆之型式、規模、性質等資料進行設計。地錨之容許拉拔力與端錨等之設計，可參考中國土木水利工程學會之「地錨設計與施工準則暨解說」中之相關規定。

7.4 擋土牆牆體穩定性

7.4.1 牆體滑動

擋土牆抵抗滑動之安全係數，於長期載重狀況應大於 1.5，於地震時應大於 1.2。安全係數之計算原則為：

$$\text{安全係數} = \frac{\text{作用於牆前被動土壓力} + \text{牆底摩擦力}}{\text{作用於牆背之側壓力}}$$

【解說】

1. 在計算擋土牆抵抗滑動之安全係數方面，若擋土牆無設置止滑樁，則被動土壓力多不計入；若擋土牆設置止滑樁，則被動土壓力得予計入。由於牆前被動土壓力是否完全發揮端視牆體滑動變位量，因此，考慮牆前被動土壓力需在牆體產生較大變位時方能完全貢獻，故計入檢核之牆前被動土壓力宜折減 50%。
2. 擋土牆設置止滑樁者，其可能滑動破壞面假設在止滑樁底端，在計算牆底之摩擦力方面應對止滑樁前後分別採土壤內摩擦角及牆體底面與土壤間摩擦角。

7.4.2 牆體傾覆

擋土牆抵抗傾覆之安全係數，於長期載重狀況時應大於 2.0，於地震時應大於 1.5，安全係數之計算原則為：

$$\text{安全係數} = \frac{\text{對牆前趾產生之抵抗力矩}}{\text{對牆前趾產生之傾覆力矩}}$$

【解說】

1. 在計算擋土牆抵抗傾覆安全係數方面，通常牆體前被動土壓力不予計入，水壓力及上浮力需視地下水位及牆背排水設施配置而作適當地考量。考慮地震狀況時，須將動態主動土壓力增量計入。

2. 對於多階配置之擋土牆，需檢核各階擋土牆抵抗傾覆之安全係數。對於柔性自重式擋土牆之蛇籠擋土牆及框條式擋土牆，除檢核牆體抵抗對牆底前趾傾覆之安全係數外，尚需考慮檢核牆體上部抵抗傾覆之安全係數。

7.4.3 基礎容許支承力

擋土牆基礎支承力之安全係數，於長期載重狀況時應大於 3.0，於地震時應大於 2.0。

【解說】

1. 擋土牆基礎型式可分為淺基礎及深基礎，基礎配置及型式之選擇應符合淺基礎及深基礎之相關規定，並考慮其施工性及安全性。
2. 擋土牆基礎之容許支承力，應分別考慮常時及地震時抵抗剪力破壞之安全係數，且基礎總沉陷量及不均勻沉陷量均應在符合擋土牆功能要求之容許限度之內。

7.4.4 整體穩定性

擋土牆設計時應檢核沿擋土牆底部土層滑動之整體穩定性，其安全係數於長期載重狀況時應大於 1.5，於地震時應大於 1.1，考慮最高水位狀況之安全係數應大於 1.2。惟考慮最高水位狀況時，可不同時考慮地震狀況。

【解說】

當擋土牆承載土層內存在軟弱土層時，除檢核牆體抵抗滑動及傾覆之安全係數之外，尚需檢核沿擋土牆底部深層土壤滑動之可能性，檢核其最小安全係數應符合上列規定，其檢核方法可參考相關之邊坡穩定分析方法。若擋土牆座落於岩層或岩層上之覆蓋土層時，則除檢核牆體抵抗滑動及傾覆之安全係數外，須檢核擋土牆底部沿土岩層介面滑動或沿岩層弱面滑動之安全係數。

7.4.5 土壤液化評估

擋土牆設計時應評估牆背面土壤及牆基礎下方土壤在受地震作用時之液化潛能，並研判其對牆體穩定性之影響，必要時應採行適當之防制措施。

【解說】

經土壤液化潛能評估結果，擋土牆之牆背土壤或承載土壤於地震時抵抗液化之安全係數低於安全要求時，可考慮採用地層改良、深基礎或結構加強等方式處理。

7.5 柔性擋土牆

7.5.1 一般說明

1. 本規範所稱之柔性擋土牆係指兵樁隔板、排樁、鋼板樁、連續壁等板式擋土結構，並未包含加勁擋土牆。各種型式加勁擋土牆之設計與施工應參考其他相關規範辦理之。
2. 柔性擋土牆可用作永久性擋土牆或臨時性假設工程。
3. 柔性擋土牆主要是依靠牆體之材料強度、內部支撐、外拉錨固及貫入長度來維持整體穩定。
4. 設計柔性擋土牆，基本要求有二：
 - (1) 各部位之材料要維持在容許強度以內。
 - (2) 擋土牆之側向變位量要控制在容許範圍以內。

【解說】

1. 兵樁是指鋼軌樁、H型鋼樁。隔板是由夾在兩兵樁之間條狀板所組成，常用有木隔板、鋼筋水泥預鑄板。
2. 排樁為預壘排樁、場鑄（鑽掘）排樁、與手掘式排樁等，其排列可分為相切、相割、或相隔間式。
3. 通常鋼板樁、連續壁除可作為擋土牆之外，亦兼具阻水功能。兵樁及排樁則只具擋土功能。
4. 擋土牆之側向容許變位量，應視個案環境及鄰建物狀況而定。

7.5.2 牆體變位與側向土壓力

1. 柔性擋土牆牆背側向土壓力與牆體之側向變位有關。
2. 採用多層內支撐設施或外拉系統之深開挖擋土牆側向變位估算，應依第八章 8.7.3 節規定之彈塑性模式，或數值模擬進行。

【解說】

1. 圖-解 7.5-1 示各型式擋土牆側向變位與牆背側向土壓力之關係。
2. 當牆體為靜止無位移時，牆背之土壓力為靜止土壓力。當牆體外移或外傾時，牆背產生主動土壓力。反之，當牆體內移或內傾時牆背產生被動土壓力。
3. 當擋土牆受內部支撐，或外拉錨固，擋土牆位移局部受抑制，牆背土壤產生土拱效應，其實際土壓分布與施工方法、支撐強弱、預力大小相關，異於主動土壓力或靜止土壓力，故一般採用近似值(視側壓力)作分析。(參見第八章第 8.7.3 節)。

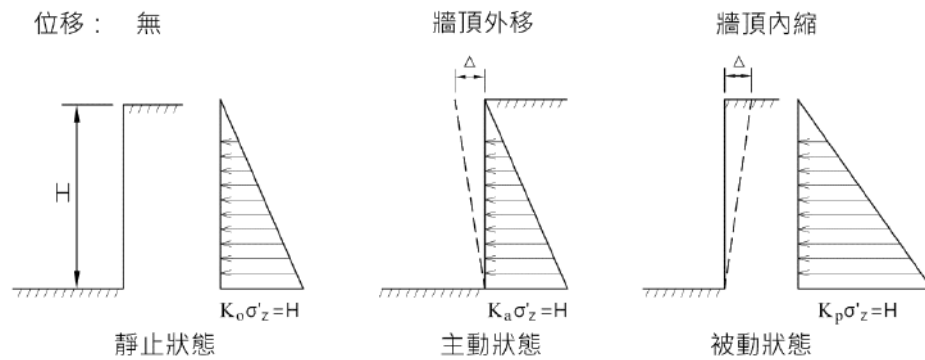
7.5.3 懸臂式擋土牆分析與設計

1. 懸臂式擋土牆可用作淺開挖或淺回填之永久性或臨時性擋土設施。
2. 懸臂式擋土牆係假設為剛性或半剛性梁，承受牆背主動土壓力作用下，牆(梁)體對開挖面下某轉動點轉動，因而牆體兩側產生側向主動土壓力及側向被動土壓力。
3. 牆體穩定之條件為兩側之水平合力為零，對任何一點之力矩亦為零。
4. 依牆體穩定之條件設計牆體之貫入深度，及依最大設計力矩(剪力為零位置)設計牆體之結構斷面。

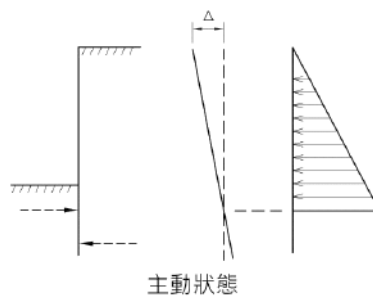
【解說】

1. 均勻土壤中懸臂式擋土牆之側向土壓力、變位及固定端支承(Fixed Earth Support)之說明示如圖-解 7.5-2(a)~(d)。

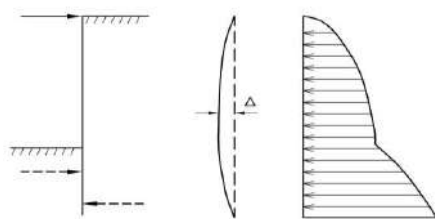
(a). 簡化土壓力理論條件



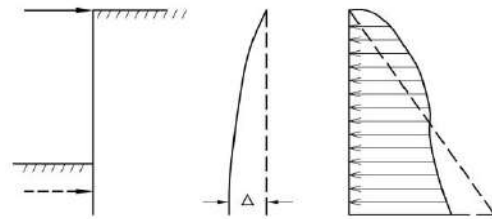
(b). 懸臂式，下端貫入土中固定



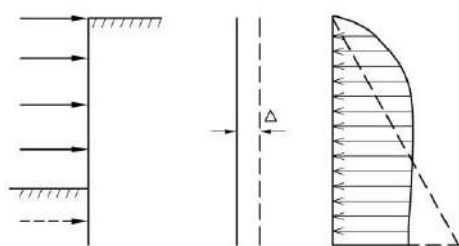
(c). 上端支撐固定，下端貫入土中固定



(d). 上端支撐固定，下端為自由端



(e). 多層支撐，牆體向內均勻擠進



(f). 多層支撐，牆體向內非均勻擠進

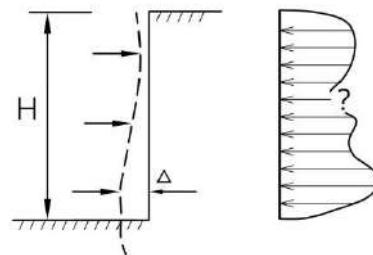
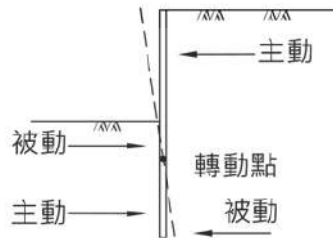
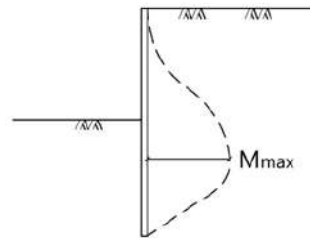


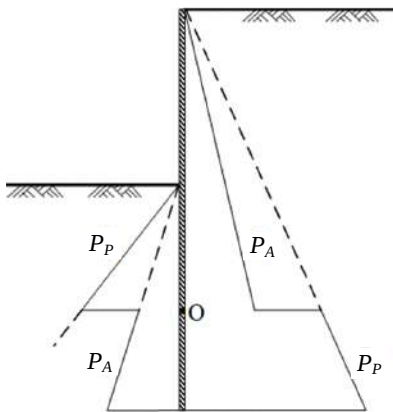
圖-解 7.5-1 擋土牆側向變位與牆背側向土壓力之關係



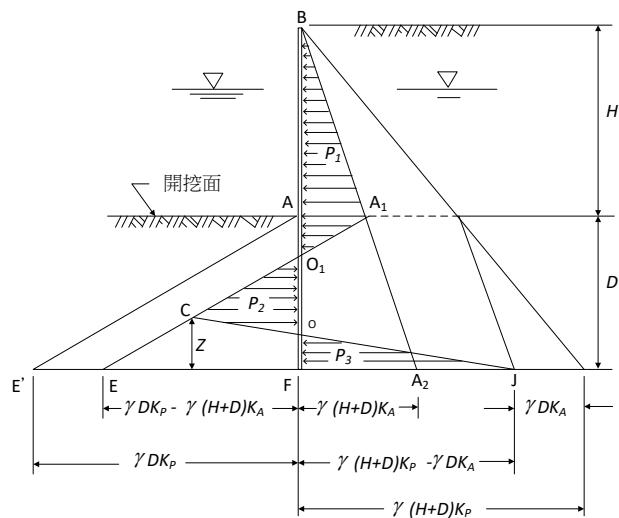
(a) 側向土壓力之方向與位置



(b) 懸臂式擋土牆之彎矩分佈



(c) 懸臂式擋土牆之土壓力分佈



(d) 淨壓力分布圖

圖-解 7.5-2 均勻土層中懸臂式擋土牆穩定分析圖

2. 固定端支承之牆體貫入深度 D 足夠讓牆體在地中產生無轉動或位移之不動點。因 D 為未知，可以參考表-解 7.5-1 之建議值進行試誤分析，假設地質為砂質土壤且擋土牆前後的地下水位高度相同， γ 為浸水單位重，其分析步驟如下：

- (1) 求取圖-解 7.5-2(d)中之 Z 值

$$Z = \frac{K_P D^2 - K_A (H + D)^2}{(K_P - K_A)(H + 2D)} \quad \text{式(解 7.5-1)}$$

- (2) 計算 F 點之彎矩，若彎矩值不為零時，重新設定 D 值，至 F 點之彎矩為零。
- (3) 以剪力為 0 位置計算最大彎矩值，再依該值設計牆體材料斷面。
- (4) 設計牆體貫入深度 $D' = 1.2D \sim 1.4D$ ，以達穩定安全係數 1.5~2.0。

表-解 7.5-1 貫入深度 D 之假設值

標準貫入試驗 N 值	貫入深度(H 為開挖面深度)
0-4	$2.0H$
5-10	$1.5H$
11-30	$1.25H$
31-50	$1.0H$
+50	$0.75H$

3. 固定端支承之牆體貫入深度 D ，亦可參考圖-解 7.5-3 的方法計算，其理論背景可參考英國 CIRIA104 或歐章煜（2017）。方法摘要如下：
- (1) 假設 O 點為不動點，將擋土牆分為上下兩部分。下圖之牆後被動土壓力與牆前主動土壓力的差值，以一集中力 R 作用於上圖 O 點。
 - (2) 對上圖之 O 點取彎矩平衡，取適當的彎矩安全係數 FS ，可求得 d_0 ；取水平力平衡，可得 R 值。
 - (3) 由於圖-解 7.5-3 之上圖並未考慮到擋土牆的全長， d_0 並非牆體的貫入深度。貫入深度必須從 d_0 增加 D ，再求得 $(D - d_0)$ 段的擋土牆的水平力差值 S （如圖解 7.5-3 之下圖）， S 必須大於 R 。根據經驗， $D \approx (1.1 \sim 1.2)d_0$ 。這 1.1 至 1.2 倍的增加量，並非安全係數，而是因應圖解 7.5-3 之上圖簡化分析而增加的長度。
 - (4) FS 大約等於 1.5。

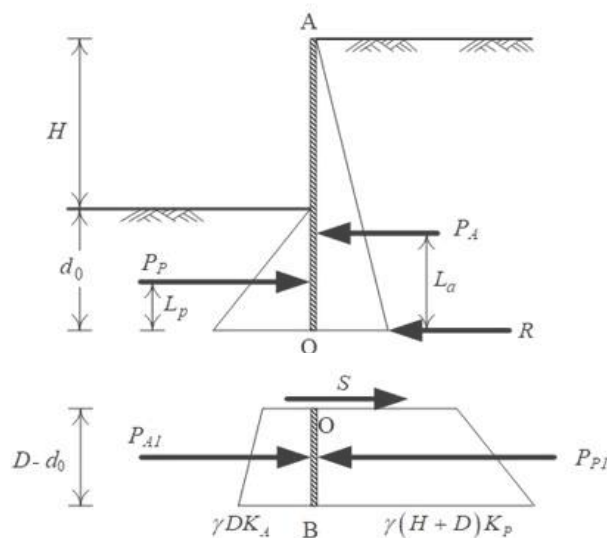


圖-解 7.5-3 懸臂式擋土牆之土壓力分析法(歐章煜，2017)

7.6 地下牆設計

7.6.1 設計側壓力

1. 建築物四周與地層直接接觸之地下構造牆，其設計除應考慮上部構造物所傳遞之作用力外，尚應考慮作用於地下牆之側向土壓力、最大水壓力、以及牆體背面地表面上超載重所引致之側向壓力。
2. 若基地位於地震區，應適當考量地震作用而增加之動態側向壓力。

【解說】

1. 永久建築構造物之地下牆及構築於地下具側向位移束制之壁體，原則上應考量靜止土壓力為設計用之側向土壓力，並應考慮最大之水壓力為設計之基準。
2. 對於設計地下牆時，宜蒐集基地本身及鄰近地區之地下水位與水壓隨季節變化之觀測資料，以及該地區防洪水位高程之要求，以決定設計採用之水壓力。若基地環境存有地區性抽取地下水造成地下水位變化之因素，則需適當地考慮長期性地下水位回升對牆體之影響。

7.6.2 材料強度

1. 鋼筋混凝土地下牆如採用與地上構造物相同施工方法構築時，其設計應依照建築構造編第六章混凝土構造之各項規定。
2. 鋼筋混凝土地下牆如於泥水中灌注混凝土，其混凝土之規定壓力強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，其配比設計可參照表-解7.6-1進行設計，設計時應考慮因水中澆置混凝土可能導致混凝土強度降低之影響，以提高一級強度供料。混凝土之容許剪應力強度及鋼筋握持長度，應分別依建築構造編第六章混凝土構造之相關規定計算，惟剪應力強度應折減百分之二十五，而鋼筋握持長度應增加百分之三十。
3. 地下牆若兼做施工時期之擋土設施，其設計應對施工過程可能加諸於牆體之殘餘應力作適當考慮。

【解說】

1. 本條所述第 1 項及第 2 項規定係適用一般性之規定，對於特殊工程則需依其設計準則進行設計。水中灌注混凝土之規定壓力強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，係針對作為永久構造物之結構物而言，若作為臨時性之擋土措施或其他用途之混凝土，則不受此限制。
2. 對於濱海或臨近具侵蝕性因素地區之地下牆設計，尚需視實際狀況採取具代表性地下水及土壤樣品進行地下水質分析試驗及土壤化學性質試驗，以考量地下牆抵抗長期性侵蝕之功能。

表-解 7.6-1 水中混凝土配比設計

混凝土 28 天 抗壓強度 (f'_c)	膠結材料最 低用量(kg/m^3)	坍度範圍 (cm)	最大水 膠比	粗粒料尺寸 (mm)
245 kgf/cm^2 (水中澆置)	375	10.0~21.0	0.54	4.75~25
280 kgf/cm^2 (水中澆置)	400	10.0~21.0	0.50	4.75~25

*摘自工程會施工綱要規範「第 03050 章混凝土基本材料及施工一般要求」

第八章 基礎開挖

8.1 通則

1. 基礎開挖擋土設計，為確保開挖時基地內及其鄰近範圍之安全，須依各工址條件考慮以下之基本需求：
 - (1) 開挖擋土措施穩定性檢核
 - (2) 擋土壁變位量控制
 - (3) 擋土壁背側之地盤變位推估
 - (4) 地盤變位對鄰近構造物及設施之影響
2. 基礎開挖之設計，除依照第三章之各項規定進行地基調查，其中應特別調查下列各項重點，以為設計防護措施之依據：
 - (1) 鄰近構造物之狀況及其基礎型式。
 - (2) 鄰近地下構造物及設施之位置及構造型式。
 - (3) 基地底下是否含有地下障礙物。

【解說】

1. 基礎開挖擋土措施穩定性檢核，應包含地層應力平衡、擋土壁應力、支撐荷重、擋土結構與支撐穩定性。
2. 基礎開挖時所引致的擋土結構體側向位移及地表沉陷，可能影響鄰近構造物與設施的結構安全、或影響其使用功能，其影響程度因鄰近構造物的結構強度、離基地開挖面的距離、以及鄰近構造物基礎的型式、大小、深度等而有所差異，開挖擋土規劃設計前宜作詳細調查，作審慎之評估與分析。
3. 基礎或道路開挖常會遭遇到箱涵、管線、舊建物基礎等地下障礙物，尤其是公共管線，處理工作至為繁雜費時，卻常為規劃設計者所忽略，以致工程發包開工後常有意外狀況之發生，不但影響工程之進行，甚至常造成安全上的問題；因此於開挖前，應事先詳細調查地下障礙物之有無、種類、位置、形狀等，再決定處理方式。處理方式通常於開挖前先做好管線遷移，無法遷移者則於開挖施工中施以吊掛保護並採補強措施等。

8.2 安全措施

基礎開挖必須依照建築技術規則建築設計施工編及本章之各項規定設置適當之開挖及擋土安全措施，若臨近結構物或重要設施時，則應符合相關法令與規定之要求，進行安全保護措施之設計。

【解說】

1. 基礎開挖安全之目標，狹義的解釋為工程本體不發生安全問題，廣義的解釋為本體工程安全外，鄰產亦能保持安全，例如開挖工地鄰近道路，房子不產生沉陷、龜裂、傾斜；排水、交通不受影響、各類管線保持完好等基本要求。因此開挖工程之設計，除依據力學學理分析外，亦須考量工程本體及鄰近地層整體之變位量
2. 基礎工址及鄰近地層因開挖解壓而產生變位，包括沉陷、隆起、水平位移等，其變位影響範圍視土層類別、土層強度、開挖深度、開挖方法及擋土方法等而定。當鄰近結構物或管線座落在變位影響範圍內，即可能被波及。鄰近結構物依其結構強度及基礎型式，通常可容許一定量之變位量及變形量，尚不致產生損壞，目前文獻上（例如：Bjerrum, 1963; Fang, 1991 等）多依構造類別及基礎型式列舉容許變位量，此類容許變位量較適用於新建結構物。對於老舊結構物，因使用與維護上不同，興建後迄今已發生之變位量若無紀錄可循，則其容許變位量在「消耗」後之殘餘量為不可知。當鄰地開挖引致變位量超出可允許之殘餘量時，即可能造成結構物或設施之損壞。

開挖設計時，應調查鄰近構造物之現況，評估其允許殘餘變位量。如評估結果顯示當基礎開挖會造成鄰近構造物超出允許殘餘變位量時，則需進行鄰近構造物保護工法設計。

一般常用之保護工法包含：

- (1) 擋土支撐結構增強工法
- (2) 地中壁工法
- (3) 扶壁工法
- (4) 土質改良工法
- (5) 其他工法(托底工法、鄰近構造物臨時支撐、結構補強…等)

3. 工址鄰近重要交通設施(如捷運、高鐵、臺鐵…等)應依其相關法令與規定之要求，進行安全影響評估與保護措施之設計。
4. 於基礎設計階段應納入考量開挖施工所造成變為之影響，對於鄰地埋設有壓力管線時，尤應特別注意其安全性。壓力油管與瓦斯管線受損後，易引致火災，造成二次災害。高壓水管滲漏則可能淘空地層，導致開挖工地全面坍塌。

8.3 地下水位控制

基礎開挖深度在地下水位以下時，應設置水位控制設施，以確保開挖作業之安全。

水位控制方法須依據地層之地下水位、透水性、水量、及是否含有受壓水層等進行規劃，必要時應實施現場抽水試驗，以決定該地層之適用方法。

降水設計必須考慮對周圍環境之影響，並適度防止土壤流失及地層變形，避免因水位下降而造成鄰地塌陷或鄰近構造物及設施之損害，必要時應採取截水、補注地下水或鄰近構造物及設施保護與補強等輔助措施防護之。

【解說】

1. 基地開挖面若在地下水位之下，為了使開挖面或邊坡保持穩定狀態，以及工作面保持乾燥便於施工作業，一般均將地下水位降至開挖面下 1~2 公尺。降低地下水位所用方法，視開挖方式、含水層透水性及土層性質而定。常用方法有：
 - (1) 重力式排水：於開挖基地內以集水坑或集水井集水後，以抽水泵浦排出基地外之排水設施。
 - (2) 裝置一排或數排小口徑點井：點井直徑 50~60 厘米，開口長度為 0.5~1.0 公尺，每點井間隔約 1~3 公尺，點井上接豎管及集水幹管，使用抽水泵浦抽出地下水降低水位，參見圖-解 8.3-1 所示，若使用多段式(multi-stage)降水，每段之高差不超過 5 公尺，如圖-解 8.3-2 所示。

- (3) 鑽掘抽水深井，井內填塞濾料及安裝沉水式泵浦抽水。深井亦可設計成單排或數排。
- (4) 真空抽水井：利用真空泵浦抽水，最高降水約可達 6m。必要時，亦可用多段式。

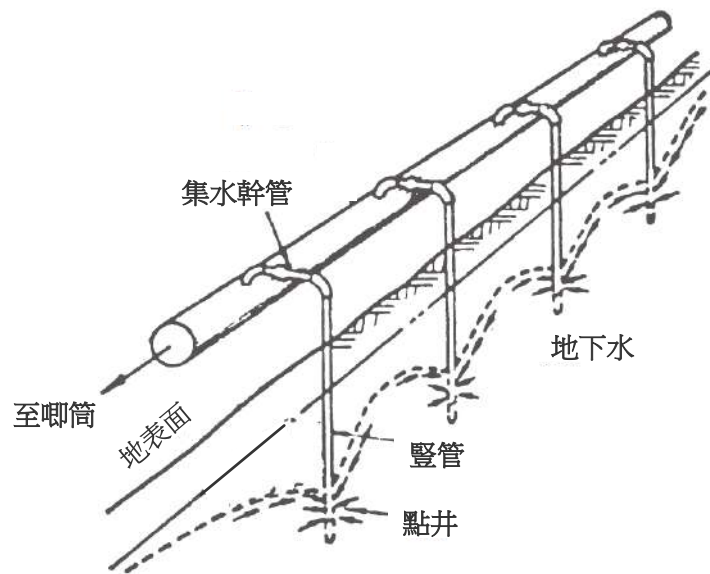


圖-解 8.3-1 點井工法示意圖

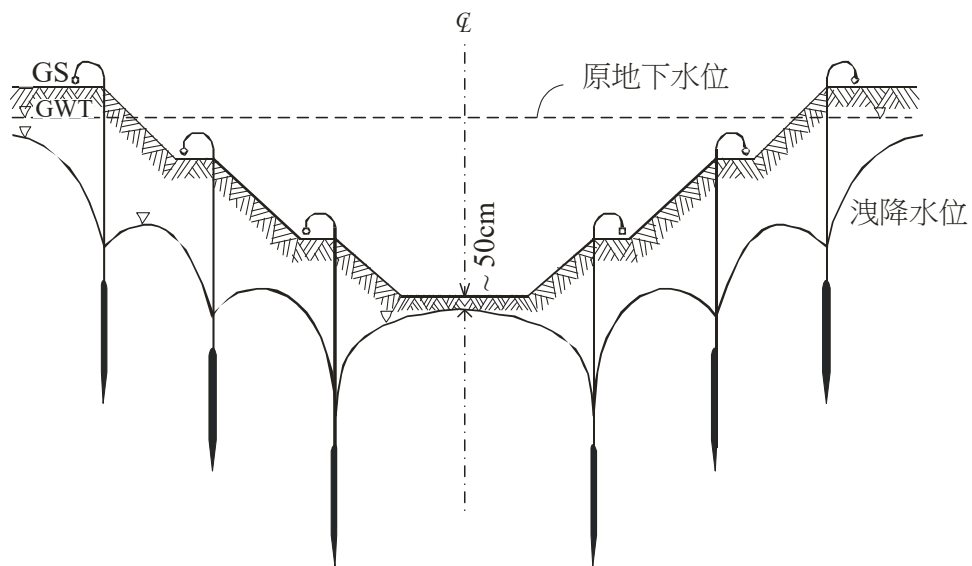


圖-解 8.3-2 多階段降低地下水位法示意圖

2. 各類土層，依其透水性高低，適用之降水方法列如表-解 8.3-1。

表-解 8.3-1 各類土層之滲透係數及適用之降水方法

含水層	滲透係數(cm/sec)	降水方法
卵礫石層	$> 1 \times 10^{-1}$	重力排水 水中開挖(不降水)
粗砂至中砂	$1 \times 10^{-1} \sim 1 \times 10^{-3}$	重力排水、深井、點井、 真空抽水井
細砂、粉土、粘土	$1 \times 10^{-3} \sim 1 \times 10^{-5}$	深井、點井、真空抽水井
粘土	$< 1 \times 10^{-5}$	電滲法或不降水

3. 採用明挖方法施工之工地，重力排水之滲出量，可用達西定律概估其單位時間之滲流量 Q

$$Q = kiA \quad \text{式(解 8.3-1)}$$

Q =流量(cm^3/sec)

k =含水層之滲透係數(cm/sec)

$i = h/L$ = 水力坡降

h =水頭差(cm)

L =滲流長度(cm)

A =滲流斷面積(cm^2)

4. 採用擋土式開挖之工地，假設擋土措施水密性良好，但尚未貫入不透水層，如圖-解 8.3-3，從開挖面之滲出量，可用下式概估其單位時間之滲流量。若須較精確之估算，可依地層之分布，繪畫流線網計算之。

$$Q = k_v A \frac{h}{d+h} \quad \text{式(解 8.3-2)}$$

式內， Q =流量(cm^3/sec)

k_v =含水層之垂直向滲透係數(cm/sec)

A =開挖面之水平面積(cm^2)

h =開挖基地內外水頭差(cm)

d =擋土措施之貫入深度(cm)

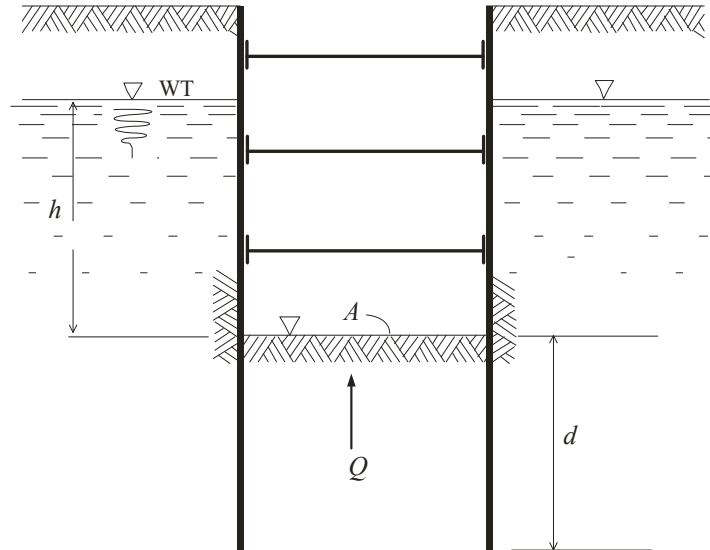


圖-解 8.3-3 開挖面滲流計算符號說明圖

5. 當進行以抽水井降水時，抽水量乃依水井外緣水位（抽水後）、井徑及含水層之透水性而定。抽水至平衡狀態，地下水位以該井為中心呈倒圓錐形下降(cone of depression)，其水位下降之影響半徑 R ，可用 Sichardt(1928)經驗式估算之：

$$R = 3000S\sqrt{k} \quad \text{式(解 8.3-3)}$$

其中 R = 影響半徑(m)

S = 水井外緣水位下降量(m)

k = 含水層之滲透係數(m/sec)

依含水層之土壤類別判斷，降水之影響半徑概估如表-解 8.3-2 所示。

表-解 8.3-2 各類土壤之粒徑及抽水影響半徑

土壤類別		粒徑， $d(\text{mm})$	影響半徑， $R(\text{m})$
卵礫石	粗	10	1500
	中至細	1 ~ 10	400 ~ 1500
砂	粗砂，中砂	0.25 ~ 1	100 ~ 400
	細砂	0.05 ~ 0.25	10 ~ 100
	粉土質砂	0.025 ~ 0.05	5 ~ 10

6. 當數個抽水井同時進行抽水時，若水位下降影響範圍相交疊，交疊部分水位最終下降量為各井在相交疊部分下降量之和。
7. 地下水位下降後，土層之有效應力增加，對具有高壓縮性粘土地層，可引起地層沉陷。另外，地下水位下降，對於原水位下之結構物例如地下室筏基等，浮力減少，結構物內應力改變，地層應力增加，亦可能引起結構物沉陷。

8.4 邊坡式開挖

8.4.1 適用範圍

基地開挖若採用邊坡式開挖，其基地狀況通常必須具有下列各項條件，但對高地下水位且透水性良好之砂質地層，並不適宜。

1. 基地為一般平地地形。
2. 基地周圍地質狀況不具有地質弱帶。
3. 基地地質不屬於疏鬆或軟弱地層。

【解說】

本節所定義之邊坡式開挖即所謂的明挖斜坡施工法，當基地周圍無緊鄰之建築物或設施、具有足夠之空間可設置邊坡時，若基地地質狀況良好且不具有地質弱帶者（岩層面，節理面，斷層，剪裂面等），可考慮採用邊坡式開挖方式進行基礎開挖。

疏鬆之砂土層邊坡極易因雨水沖蝕而流失。軟弱地層之邊坡式開挖，開挖區外圍常因邊坡蠕動潛變而下陷。

8.4.2 邊坡穩定分析考慮因素

基地開挖若採用邊坡式開挖，所開挖邊坡之穩定分析應就以下因素作適當考慮：

1. 正常及暴雨期間地下水位之影響。
2. 施工期間之地表上方超載重。

- | |
|--|
| <ol style="list-style-type: none">3. 施工期間可能發生之地震影響。4. 施工期間之地表逕流，可能產生之沖刷影響。5. 開挖對周圍環境之影響。 |
|--|

【解說】

1. 施工期間因雨水滲入地下，將造成地下水位升高，增加對邊坡作用力；地表逕流也將對邊坡造成沖刷作用，影響邊坡穩定及施工安全。因此在決定採用邊坡開挖方式施工前必須在基地周圍做好完善的排水系統，有效截流雨水；至於防止地表逕流所可能產生的沖刷破壞，則可於坡面進行覆蓋或噴漿保護之。

邊坡式開挖之施工法，開挖完成後，在無任何支撐系統保護下，施工人員於開挖面上構築，必須特別注重施工安全。於設計開挖邊坡坡度、分階高度及土堤寬度應盡量保守分析，而施工期間可能發生的地震、車輛或施工機具載重均須納入考慮。

邊坡穩定分析依邊坡土層之性質不同，例如砂質土壤、粘質土壤、兼具凝聚力及內摩擦力之(c- ϕ)土壤，其滑動模式可概分為邊坡滑動、底部滑動、圓弧狀及非圓弧狀滑動等，各種分析方法可參見Terzaghi, Peck and Mesri (1996), Bishop(1955), Janbu(1954), Morgenstern and Price(1965)等。分析時依據採用之土層強度與排水條件，分析方法大致可分成兩類：

- (1) 有效應力分析方法
 - (2) 總應力分析方法
2. 過壓密粘土（含泥岩，頁岩等）邊坡在開挖後，其剪力強度可能因解壓而逐漸降低，因此，其穩定分析及坡度設計時，應以殘餘強度(residual strength)為宜。又此類粘土極易吸水軟化，坡面應有適當之防水措施。
 3. 邊坡穩定分析之傳統方法，主要考慮土壤之塑性平衡，以滑動面之剪力強度抵抗邊坡滑動之力量，據以決定其安全係數。邊坡穩定分析時對於邊坡及其周圍之變形量，卻無法分析，因此在考慮開挖邊坡可能對周圍環境影響時，其設計之安全係數，宜採保守，或以數值分析法分析其變形量。

8.5 擋土式開挖

基礎開挖時，若無法以邊坡式開挖維護開挖安全，則基地周圍應以合適的擋土設施保護之。

【解說】

選擇擋土設施時，一般考慮其施工難易、水密性及其剛性，目前國內開挖基地常用之擋土設施如表-解 8.5-1 所示。

表-解 8.5-1 國內開挖基地常用之擋土設施

擋土方法	施工方法	適用地層	優點	缺點
兵樁 (包括鋼軌、H 型钢)	打擊式； 震動式； 油壓貫入； 預鑽孔	堅實粘土層； 開挖深度<8m	施工簡單； 便宜； 可重覆使用； 位置調整容易	須要降水； 垂直度差； 背側沉陷量大； 拔除後常留下空洞
鋼板樁	震動式； 打擊式； 油壓貫入	軟弱土層； 開挖深度<8m	水密性良好； 可重覆使用； 品質控制容易	施工噪音及震動； 變形量大； 背側沉陷量大(施工中及拔除後)
預壘排樁	螺旋鑽	軟弱土層； 開挖深度<10m	施工簡單； 便宜； 快捷	水密性不良； 垂直度差；
鑽掘排樁	衝擊式； 鑽掘-無套管 鑽掘-有套管	各類土層； 卵礫塊石地層較不宜； 開挖深度<15m	剛性良好	水密性不良； 垂直度差； 昂貴； 用地較多
手掘式沉箱	人工挖掘	卵礫塊石地層； 開挖深度<15m	無噪音及震動 剛性良好； 可多組人員同時施工	昂貴； 安全性差； 工作條件差； 須要降水配合
連續壁	抓斗式； 反循環式	各類土層； 卵礫塊石地層較不宜； 開挖深度不限	噪音量低； 低震動； 剛性良好； 水密性較好；	昂貴； 技術要求較高； 用地較多

8.6 擋土設施設計考慮因素

擋土設施之設計至少應考慮下列因素：

1. 基地地質特性及擋土設施型式。
2. 地下結構物之構築方式。
3. 擋土設施之材料強度。
4. 擋土設施之水密性及土密性。
5. 擋土設施之勁度及變位對周圍環境之影響。
6. 基地開挖過程中各階段開挖面之穩定性。
7. 擋土設施與支撐之施工程序、時機及預力。

擋土設施基本上應為臨時結構物；但若作為永久結構物時，其設計應符合建築技術規則建築構造編各相關章節之規定，並應對施工期間各構件所產生之殘餘應力作適當考慮。

【解說】

1. 地下結構物之基本構築方式可分為以下三種，至於由此三種工法所延伸之其它工法(例如：雙順打工法、邊區逆打工法…等)，請參閱相關文獻。
 - (1) 順築工法（亦稱順打工法）－其施築順序為
 - (a) 擋土結構體構築
 - (b) 安裝中間柱
 - (c) 第一次開挖（移除表層土1～2m）
 - (d) 安裝最上層支撐
 - (e) 第二次開挖（表層土以下）
 - (f) 安裝第二層支撐
 - (g) 重覆(e)及(f)至開挖完成
 - (h) 施築基礎底板
 - (i) 拆除底層支撐
 - (j) 施築地下室樓板
 - (k) 重覆支撐拆除及樓板施築至地下室完成。
 - (2) 逆築工法（亦稱逆打工法）－其施築順序為
 - (a) 擋土結構體構築

- (b) 逆築支柱施築
 - (c) 第一次開挖（移除表層土）
 - (d) 施築地下室頂板
 - (e) 第二次開挖（表層土以下）
 - (f) 施築地下室樓板
 - (g) 重覆(e)及(f)至開挖完成
 - (h) 施築地下室基礎底板
- (3) 島式工法－此方法乃結合明挖及內撐工法，其施工順序為
- (a) 擋土結構體構築
 - (b) 開挖地下室中央部分，保留四周土堤(soil berm)
 - (c) 構築中央部分結構體至足供支撐架設高度
 - (d) 逐次開挖（削低）土堤，然後安裝支撐（利用已完成之結構體作反力）
 - (e) 開挖完成，施築基礎底板
 - (f) 逐層拆除支撐及施築樓板
2. 擋土設施之水密性及土密性，大致可分成三等級。鋼板樁與連續壁屬於水密性及土密性良好者；預壘排樁與鑽掘排樁屬於水密性及土密性不良者；兵樁及人工沉箱擋土柱屬於水密性及土密性極差者。擋土設施若施工品質不良，均可影響其水密性及土密性。一般排樁以相割排列較相切排列會有較好之水密性及土密性。
- 開挖在水位以下之礫石及砂土層，擋土設施之水密性必須良好。粘性土壤除非為極軟弱之流動性軟土，對擋土設施之水密性要求較低。
3. 擋土設施之勁度是指抗彎勁度(flexural stiffness)，與擋土設施構材之彈性模數(E)及其斷面慣性矩(I)有關。常用之擋土設施中，以連續壁之勁度最大，排樁次之，而鋼板樁及兵樁之勁度則較低。各擋土設施若採用同樣之垂直或水平支點間距，勁度較高之擋土結構體，在相同之側向壓力作用下，其撓度較小，可限制土壤之變形量，因此所造成之地面沉陷量亦較小。
4. 由於地下構造物構築方法之不同，對擋土設施之支撐方法及時機，自然有所不同。但無論使用何種方法施工，基地開挖之穩定性，必

須逐階段分析，以反映實際工地情況。例如以前分析擋土設施之應力時，一度採用連續梁分析法，假設各支承點均在同一平面，並且無位移，此法雖稱簡便，但無法模擬擋土設施隨施工過程逐階受壓力作用而產生變位之現象。

5. 基地開挖施工階段，倘因環境、材料及施工性等因素，需調整開挖與擋土措施施作順序，局部加大支撐間距，或增設補強措施等，施工單位應就調整之擋土措施系統及流程，依循規範重新進行分析，並經專業技師或相關單位確認。
6. 目前台灣地區之房屋建築中，以連續壁作為臨時擋土設施後兼作地下室永久結構牆之情形相當普遍。開挖過程中，連續壁所承受之所有殘餘應力及變位，均應在永久結構牆設計時預作考慮，此類非可復性應力及變位將影響永久構造物之品質，包括壁面整修、壁體側向擠進彎曲、張力開裂、壁面滲漏及鋼筋鏽蝕等等。連續壁之殘餘應力及變位可用鋼筋應變計與傾度管等儀器量測，因此在連續壁施工前即應將量測儀器先行妥善規劃，所安裝之鋼筋應變計，除可作為施工階段觀測用，亦可兼作長期監測使用。

8.7 支撐系統

8.7.1 型式

基礎開挖若採用擋土式開挖時，應視需要採用支撐系統，以抵抗側壓力並確保施工安全。

支撐系統包含內撐及背拉等型式。

【解說】

1. 內撐設施於開挖面上主要為內支撐系統，國內多採型钢構造物；開挖面以下主要為地中壁或內扶壁，屬混凝土構造物。
2. 現時建築基地開挖之內撐設施幾乎全部都採用 H 型钢，包括水平支撐、中間柱、橫檔(圍令)及角撐等。以雙向對撐支承擋土壁。橫檔(圍令)放置於擋土壁之托架上。水平支撐雙向之相交點，以中間柱支承。中間柱本身以打擊貫入或以鑽掘樁方式固定在開挖面以下。水

平支撐若須施加預力，可安裝油壓千斤頂，同步進行。

各層水平支撐之垂直間距，以 3 至 4 公尺為最普遍，安裝之位置，最好能配合地下室樓板位置，使兩者之施工，各不干擾。

3. 特殊形狀之基地，例如小型工作井，可用環狀內撐（只有橫檔及角撐）。狹長型條狀開挖，可用單向對撐（不用中間柱）。
4. 斜撐亦為內撐之一種，但效果較差。施加預力時以平板式千斤頂(flat jack) 進行。
5. 逆築工法以樓板及梁柱結構物支承擋土壁，亦應視為內撐設施。其優點是樓板勁度大，全面支承擋土壁。其缺點是混凝土樓板在澆注後會產生乾縮現象，並且無法施加預力。
6. 背拉設施多採用地錨或土釘。淺層開挖，亦可用鋼纜索及固定座(dead man)，繫杆及錨碇樁等。
7. 擋土設施使用連續壁時，有時為加強抑制變位以減少對周圍環境之影響，常輔以地中壁(Cross wall)、扶壁(Buttress)或兩者共用，如圖-解 8.7-1 所示。地中壁及扶壁乃指於地下開挖前使用相同於連續壁施工方式構築銜接於連續壁之混凝土構造物。地中壁或扶壁與連續壁相銜接處之混凝土須具連續性或密接，以避免影響地中壁或扶壁之支撐效益。扶壁於國內使用，目前主要為內扶壁(扶壁位於開挖區內)，也有使用外扶壁(扶壁位於開挖區外)之案例，建築用地之限制為一考量因素。內扶壁及外扶壁之支撐機制不同，設計選用時須仔細考量。

8.7.2 設計考慮

支撐系統應足以承受由擋土設施所傳達之荷重，以抑制或減少其變位。所考慮之荷重應包含：

1. 側向土壓力
2. 地下水壓力
3. 地表上方載重
4. 施工期間之臨時性載重
5. 地震影響

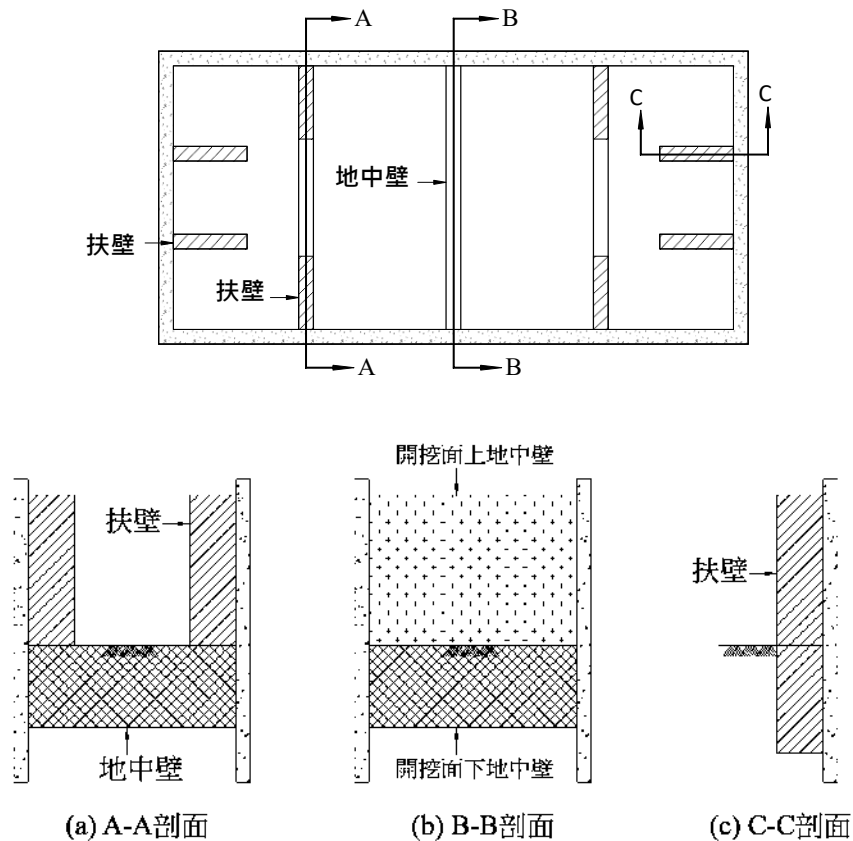


圖-解 8.7-1 地中壁及扶壁示意圖

【解說】

1. 內撐設施之橫檔(圍令)、水平支撐、角撐、及中間柱之應力分析與斷面設計，由於市面上普遍以 H 型鋼作為內撐材料，所以分析設計均以鋼結構構件設計，實際現場安裝施工時，一般係橫檔(圍令)斷面尺寸 $\geq$ 水平支撐斷面 $\geq$ 角撐斷面尺寸(徐振煌，1998)。
2. 橫檔(圍令)係將擋土壁體所承受之側向土壓力、水壓力等予以傳遞至角撐與水平支撐之構材，所需分析之項目包括彎曲應力、剪應力及軸壓應力，在鋼結構上屬於梁柱(beam-column)結構。一般在無軸壓應力時，視為梁結構。
3. 水平支撐主要承受軸向壓力。實際上，現場之水平支撐常受到自重彎曲，溫度效應不均勻(H 型鋼上下兩面溫度不同)及可能臨時堆置

材料所影響，水平支撐構材應視為承受軸壓力與彎矩之梁柱結構。

4. 角撐是輔助水平支撐之一種構材，與水平支撐屬同類型之壓縮構材，因此其分析步驟與水平支撐相同。
5. 中間柱是當開挖面寬度大時，於適當間隔打設之樁柱，用以支承整個支撐系統。中間柱所承受之力量包括水平支撐重量及臨時荷重，水平支撐傾斜壓縮力或向上拉拔力，中間柱自重及由於荷重偏心造成之彎曲力。因此中間柱分析設計包含斷面設計外，並須檢核其入土部分之支承力及拉拔力。
6. 內撐系統在分析時，通常只考慮力量之平衡，無法兼顧考慮擋土壁在開挖過程中之側向變位、垂直變位、壁體轉動及開挖面隆起致使中間柱上拱等現象，因此斷面設計時宜取較保守之原則。內撐系統之破壞常為突發性，某一支撐挫屈後，其力量立即傳至其鄰近支撐，極可能引起連續性破壞。
7. 為了使內撐系統有效支承擋土壁之各項作用力，減少擋土壁之側向位移，通常在水平支撐上施加預力，約為設計力量或支撐材容許軸力之 50%，上層支撐應酌量減低預力以避免擋土壁後土壤上拱，同時上層支撐受溫度效應及臨時荷重等影響較大，預力過高時容易超出容許應力範圍。
8. 地中壁設計時須考慮之要項包含如下：
 - (1) 臨時擋土支承：地中壁用於臨時性擋土結構，主要為抑制擋土壁體變形，其力學作用機制類似水平支撐構件，惟此混凝土支撐構件於地下開挖前已構築完成，亦即於地下開挖前已存在此一支撐構件。如果地中壁高出開挖面時，一般均隨開挖進行逐階移除。作用於地中壁之壓縮應力(側向土壓力、地下水壓力、地表上方超載、地震力…等)不得超過混凝土抗壓強度，否則需適當配置鋼筋或放大壁體尺寸。
 - (2) 基礎工程需求：地中壁若兼作永久結構體使用，其功用除抑制擋土壁體變形外，亦可包含承載、抗浮或控制差異沉陷量等，其力學作用機制類似梁桿件，所承受之載重經地中壁傳遞至兩端連續壁。地中壁承受軸力、彎矩及剪力，需依建築物混凝土結構設計規範進行設計及檢核。

- (3) 地中壁間距：地中壁具有類似連續壁之角隅效應，地中壁設置處之壁體側向位移最小，隨著距地中壁愈遠，束制效果減小，側向位移增大，故設計時需考慮地中壁間距對壁體變位抑制效果。
 - (4) 地中壁深度：不同頂部高度或底部深度，對抑制壁體變位效益有影響。
 - (5) 施工工序：地下構造物開挖及構築方法不同或地中壁移除時機不同，對壁體變形皆有影響。
9. 內外扶壁設計時須考慮之要項包含如下：
- (1) 地質條件：扶壁設計受地質條件影響頗巨，例如：扶壁底部是否座落於承載層(或地中壁)、軟弱黏土層與壁面間之摩擦力是否有效…等。
 - (2) 扶壁長度：足夠的設計長度，才能產生額外被動阻抗。
 - (3) 扶壁間距：扶壁配置不同間距，對抑制擋土壁體整體變位效益不同。
 - (4) 扶壁深度：依設計需求決定之。
 - (5) 施工工序：與地中壁相同。
 - (6) 扶壁側向位移量：扶壁需有足夠位移，才能驅動摩擦抵抗。
 - (7) 基礎工程需求：開挖面下之扶壁兼作壁樁使用。
10. 地中壁或內扶壁之數值模擬方式，可參見內政部建築研究所研究報告(2010)或歐章煜(2017)一書。

8.7.3 側向土壓力計算

作用於支撐系統之側向土壓力，應視地層分布、土壤特性，支撐型式及擋土結構變位而定。

1. 內撐式支撐系統

作用於內撐式支撐系統之側向土壓力，可依據Terzaghi-Peck之視側壓力分配所得結果、彈塑性分析模式所得結果、或數值分析所得結果，選取適當方法計算土壓力值。

2. 背拉式支撐系統

作用於背拉式支撐系統之側向土壓力分布，通常與主動土壓力分布情形相似，且接近開挖底部有趨近於靜止土壓力之情形。在計算側向土壓力(P)時，應考量鄰近構造物之位移量而選取主動土壓力及靜止土壓力間之數值計算。若背拉式支撐系統之側向位移量類似於內撐式支撐系統時，亦可採用Terzaghi-Peck之視側壓力分布值。

【解說】

1. 內撐式支撐系統通常在分層開挖後逐層架設支撐，因而擋土設施之側向變位亦隨開挖之進行而逐漸增加，但擋土設施所受之側向壓力，同時受牆背之土層特性、支撐預力、開挖程序與快慢、支撐架設時程等諸因素影響，使牆背之側向土壓力呈不規則分布，而與一般擋土牆設計採用之主動土壓力，有明顯之不同。
2. Peck(1943)、Terzaghi 與 Peck(1967)、Peck(1969)等文獻，根據歐、美、日等地開挖地下鐵隧道之內撐式支撐力量量測結果，反推牆背土壓力呈均勻分布，其最大壓力包絡線訂為視側壓力分布圖(Apparent Pressure Diagram)，在緊密砂土層中為矩形分布，在粘土層中則呈梯形分布（圖-解 8.7-2）。設計時，各層支撐力可依其垂直及水平間距分攤視側壓力，並將擋土牆視為簡支梁，由支撐為支點支承。

本法在應用時，必須注意以下條件：

- (1) 擋土採用鋼板樁、兵樁隔板之類柔性擋土牆，以順打方式開挖及架設支撐；
 - (2) 開挖深度不超過 12m，最好為單一種類土壤；
 - (3) 砂土層為地下水位以上乾砂層；粘土層則為不排水狀態。粘土層只適用於軟弱至中等硬度，對具裂隙之硬粘土(stiff-fissured clay)，視側壓力圖原先訂為臨時性(tentative)土壓力圖，但至今(Terzaghi, Peck and Mesri, 1996)，此圖表仍未更改。
3. 視側壓力分布圖不適用之地層包括 $c-\phi$ 土壤，例如粉土質粘土與粘土質粉土等在台灣最常見之土壤。對於深開挖常用之鋼筋混凝土連續壁及施加較高預力（超過 10 噸／支撐）之情形，視側壓力分布圖均無法涵蓋。

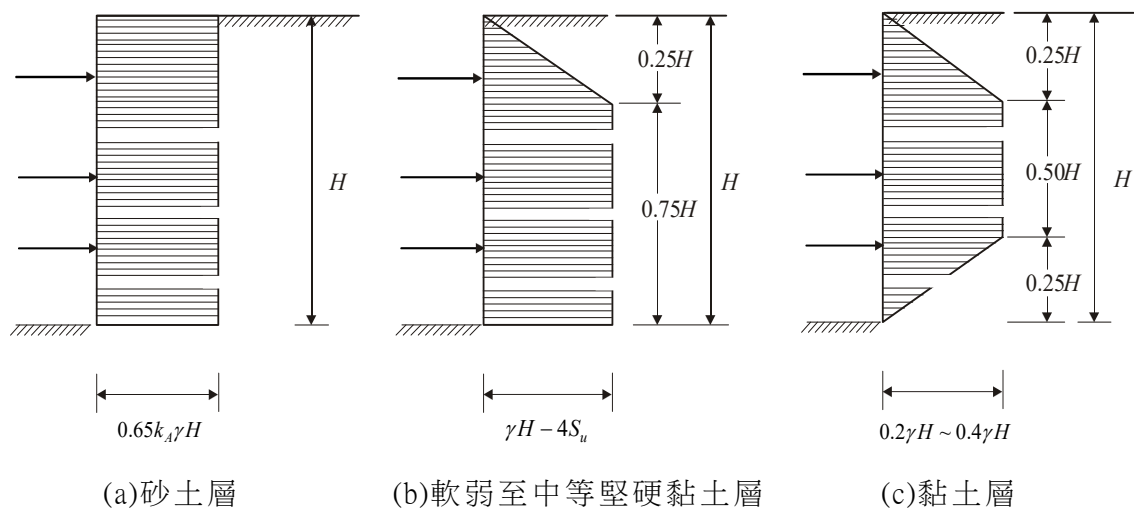


圖-解 8.7-2 視側壓力分布圖(Peck, 1969)

4. 對於較深開挖時，擋土結構壁體之變位較大，深層土壤往往已達塑性狀態，土壤與擋土結構之互制行為變化複雜，反應到支撐之反力常會超出視側壓力分配所得之結果，因此在深開挖時，支撐系統之支撐反力亦可依據彈塑性分析所得之支撐反力結果。
5. 現有各類彈塑性分析模式很多，一般較常見的示如圖-解 8.7-3、8.7-4 與 8.7-5。
6. 利用彈塑性模式分析，可知開挖過程中各階段之壁體變位、彎矩及支撐力量。但此模式中，土層之等值彈簧（即地盤反力係數）卻極難掌握，必須從很多實際工地監測結果中判斷，始能獲得較正確之數值。
7. 對於地表超載及地下水滲流壓力等，在彈塑性分析模式中應疊加在主動區之土壓力上。
8. 有關背拉式地錨支撐系統之設計，可參考中國土木水利工程學會（2001）「地錨設計與施工準則暨解說」，或交通部（2015）「公路邊坡工程設計規範」與「公路邊坡大地工程設施維護與管理規範」中地錨設計與檢測之相關規定進行設計。

種類	彈塑性模式(一)	彈塑性模式(二)	彈塑性模式(三)
斷面圖	(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統	(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統	(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統
說明	P_a=主動土壓力 P_p=被動土壓力 1.開挖區外在開挖面以下採全額主動土壓力，主動土壓力完全作用。 2.開挖區內之土壤反力極限值，亦為全額被動土壓力。	P_a=主動土壓力 P_o=主動土壓力減值 P_p=被動土壓力 1.開挖區外在開挖面以下採等值主動土壓力，即開挖面以下之主動土壓力皆等於開挖面處之主動土壓力值。 2.開挖區內之土壤反力則限制在被動土壓力扣除主動土壓力減值。	P_a=主動土壓力 P_o=靜止土壓力減值 P_p=被動土壓力 1.開挖區外在開挖面以下採主動土壓力扣除靜止土壓力減值。 2.開挖區內之土壤反力則限制在被動土壓力扣除靜止土壓力減值。 3.此法為中村中沢(1976年)提出。

圖-解8.7-3 彈塑性分析模式圖之一

種類	彈塑性模式(四)	彈塑性模式(五)
斷面圖	(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統 P_a=主動土壓力 P_o=主動土壓力減值 P_p=被動土壓力	(a)外力平衡狀況 (b)結構分析系統 P_a=主動土壓力 P_o=主動土壓力減值 P_p=被動土壓力
說明	1.開挖區外在開挖面以下採收斂之主動土壓力，即開挖面以下之主動土壓力隨深度之增加而逐漸收斂至壓力收斂點時之主動土壓力為零。 2.開挖區內土壞反力亦限制在被動土壓力扣除主動土壓力減值。 3.壓力收斂點深度一般皆於開挖深度再往下一個開挖區寬度之深度處，但如遇堅硬地層時則取軟弱地層之界面處。此情形有如考量全面性破壞之穩定分析，而將此壓力收斂點界定在影響邊緣，因而對影響區內之土層皆有土壓力之差額作用力。	1.2.3.同彈塑性模式(四)。 4.增加考慮支撐之預壓效果及變形，係修正模式(四)並增加支撐點之外力(包含預壓及變形影響)即該處支撐動度與該處擋土壁於支撐架設時之變形量累積。 5.此法為 Miyoshi(1977 年)提出。

圖-解8.7-4 彈塑性分析模式圖之二

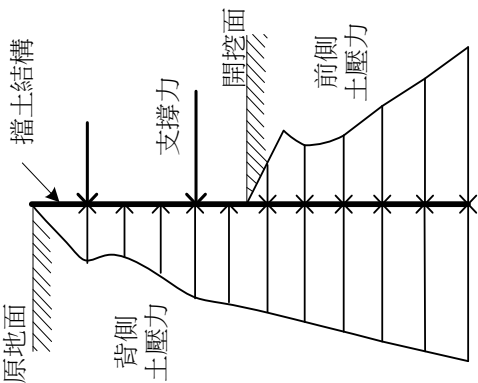
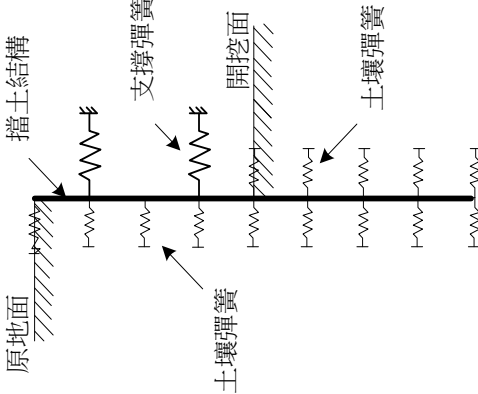
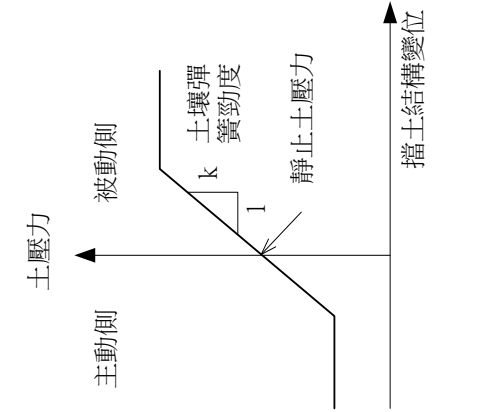
種類	彈塑性模式(六)		
斷面圖			
說明	(a) 外力平衡狀況 (b) 結構分析系統 (c) 土壓力與擋土結構變位關係 1. 開挖區內外之土壓力大小隨擋土結構變形量改變，當擋土結構變位為零時(即開挖區內外無施工活動，包括開挖或地表堆置載重等)，開挖區內外之土壓力均為靜止土壓力；當土壓力受擋土結構變位影響而逐漸改變時，其極限值為主動土壓力或被動土壓力。 2. 土壤勁度表現假設為線彈性彈簧，即土壓力與擋土結構變位呈線性關係。		

圖-解8.7-5 彈塑性分析模式圖之三

8.7.4 地下水壓力

若開挖面在地下水位以下，且所選擇之擋土設施具有擋水功能時，則必須考慮擋土設施背側之水壓力作用。

【解說】

1. 擋土設施背側之水壓力可依其存在狀態分成靜止水壓、動態水壓及滲流水壓。當擋土設施底部貫入不透水地層，背側之地下水無法滲入開挖面時，若地下水呈靜止狀態，則考慮背側承受靜止水壓力，在地震作用時，則應考慮額外增加之動態水壓力。當擋土設施底部貫入砂性地層，背側之地下水可經底部流至開挖面時，應考慮地下水在滲流狀態下對背側所產生之滲流壓力。
2. 若擋土設施貫入深度內之地層為互層，並含有壓力水層，則背側之水壓力應按各層之水壓力分別考慮。

8.7.5 地表上方載重

開挖面附近之結構物重量、交通及其他地表超載均應考慮其對擋土設施所造成之側向壓力，可依第7.3.7節之規定計算之。

【解說】

1. 地表上方載重可依其型式簡化為點載重(如輪胎載重)、線載重(如牆載重)、條形載重(如道路或鐵路)、均勻載重(如筏基載重)等。
2. 車輛載重若有震動作用應考慮衝擊(impact)效應。

8.7.6 施工期間之臨時性載重

施工期間之臨時性載重包括施工材料及施工機具等，其中置於地表面者應視為地表上方載重依第8.7.5節規定計算之，而直接置於支撐系統上者應併入支撐系統之結構分析計算中。

【解說】

直接作用於支撐系統上之載重包括支撐自重、溫度效應、及工作載重等。參考勞動部勞動及職業安全衛生研究所之擋土支撐規定

(SDSP023T01185)，嚴禁在支撐上堆置物料。惟工程實務中仍常見臨時放置材料之情形，因此對於支撐之結構分析計算，仍應保守考慮可能發生之活載重，以策安全。

8.7.7 地震影響

支撐之設計應就基地位置之地震分區及施工期長短，適當考慮施工期間可能發生之地震，並檢核其安全性。

【解說】

對於開挖支撐之耐震設計應依工程規模及施工期之長短，選取適當之設計地震，可參考建築物耐震設計規範及解說(2011)回歸期 475 年之地震地表加速度作適當之折減。因地震作用而增加之水平動態側向壓力可參照第 7.3.4 節，或參考 Seed and Whitman (1970) 建議之動土壓增量估算之：

$$\Delta P = (3/8)K_h\gamma H \quad \text{式(解 8.7-1)}$$

其中 ΔP = 動土壓增量

K_h = 水平地表加速度/g (無單位)

γ = 土壤單位重

H = 結構物深度(開挖深度)

式(解 8.7-1)中之動土壓增量(ΔP)，可假設分布作用於結構物深度範圍內(參考北市捷運局 CEDC(2019)之規定)。

對於臨時性擋土設施受地震影響分析所用之水平地表加速度 K_h 值，可參考 Eurocode 8, Part 2(2002)之推估方式如下：

$$K_h = PGA_{r0}(t_{rc}/t_{r0})^k \quad \text{式(解 8.7-2)}$$

其中， PGA_{r0} 為回歸期 475 年地震之水平地表加速度值；

t_{r0} = 475 年，相當於 50 年超越機率 10% 地震之回歸期；

$t_{rc} = t_c/p$ ，對應臨時性設施施工期間 t_c 內可接受超越機率為 p 之回歸期，一般可取 $p=0.05\sim0.1$ 。

k 為指數，視工址之地震環境與設計震度而定，通常可取 0.3~0.4。

8.8 擋土式開挖之穩定性分析

有關擋土式開挖之穩定性，應檢核下列項目：

- (1) 側向壓力平衡
- (2) 底面隆起
- (3) 砂湧
- (4) 上舉
- (5) 施工各階段之整體穩定分析

【解說】

1. 基地在未開挖前之地層可視為處於平衡狀態，此平衡狀態在基地開挖後隨即改變，地層產生應力及變位。本節利用地層參數及地下水壓分析基地在開挖過程中及最後階段之穩定狀況，以安全係數表示。
2. 本節所列檢核項目(1)~(4)之穩定性分析，只能考慮地層之應力部分，不考慮擋土及支撐系統穩定，以及地層之變位。因此開挖不但要確保擋土及支撐系統穩定，當在開挖基地須要嚴格限制變位量時，其安全要求應提高。本節所列檢核項目(5)，除依本節 8.8.5 所述進行檢核，亦應考量 8.6 節及 8.7 節之相關規定。

8.8.1 側向壓力平衡

擋土壁應有足夠之貫入深度，使其於兩側之側向壓力作用下，具足夠之穩定性。擋土壁之貫入深度 D ，可依下列公式計算其安全性：

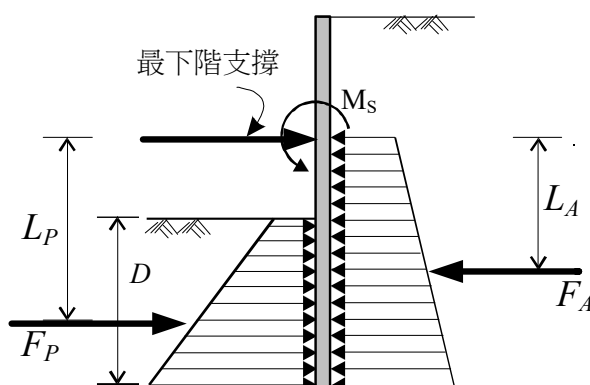


圖8.8-1 側向壓力平衡

$$F_p L_p \geq F_A L_A \quad \text{式(8.8-1)}$$

式內

F_A = 最下階支撐以下之外側作用側向壓力之合力(tf/m)。計算土壓力時，強度參數必須先除以抵抗底面剪力破壞之安全係數，亦即 c/F_s ， $\tan \phi/F_s$ 。

$L_A = F_A$ 作用點距最下階支撐之距離(m)

F_p = 最下階支撐以下之內側作用側向壓力之合力(tf/m)。計算土壓力時，強度參數必須先除以抵抗底面剪力破壞之安全係數，亦即 c/F_s ， $\tan \phi/F_s$ 。

$L_p = F_p$ 作用點距最下階支撐之距離(m)

F_s = 強度安全係數，必須至少 ≥ 1.2

【解說】

1. 抵抗底面剪力破壞的側向壓力平衡安全係數 F_s 至少必須大於等於 1.2。圖 8.8-1 所示的 M_s 為擋土設施結構體之容許彎矩值(tf-m/m)，在分析時，一般忽略不計，惟設計者可以斟酌使用。
2. 本規範（民國 90 年頒布）對於擋土壁貫入深度之計算方式為 $F_s = (F_p L_p + M_s) / F_A L_A \geq 1.5$ （參考圖 8.8-1），其中規定側壓力採用有效應力法計算，因此只能適用於非凝聚性土壤（如砂、礫石等），不能用於凝聚性土壤(如粘土等)的短期不排水分析。倘若利用該規定進行凝聚性土壤開挖的不排水分析，則在高不排水剪力強度或淺開挖時，會發生貫入深度增加，安全係數降低的不合理情況(歐章煜，2017)，因此有修正之必要。
3. 計算式(8.8-1)係參考 Burland et. al.(1981)、英國 CIRIA580(2003)及 Eurocode 7 的建議，乃將安全係數放在土壤強度參數項次，因為土壤參數乃是最大誤差的來源。在極限狀態時，擋土壁前方及後方的土壤分別達到被動破壞及主動破壞。被動破壞面範圍及主動破壞面範圍內的土壤與擋土壁的作用即為被動土壓力 F_p 及主動土壓力 F_A 。
4. 砂、礫石等顆粒土壤的土壓力可參照 7.3.2 及 7.3.3 條文的規定計算，並必須考慮水壓力的效應。短期狀態，粘土的土壓力計算必須依照規範第 1.7 條規定，採用總應力不排水分析法，亦即採用 $\phi=0$ 的概念分析，而不適合使用三軸壓密不排水試驗之強度參數（ c_T 、 ϕ_T ）。

粘土的土壓力可依照下式，適度的考慮土壤與擋土壁間的強度：

$$\sigma_A = \sigma_v K_A - 2cK_{AC} \quad \text{式(解 8.8-1)}$$

$$K_{AC} = \sqrt{K_A \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \quad \text{式(解 8.8-2)}$$

$$\sigma_P = \sigma_v K_P + 2cK_{PC} \quad \text{式(解 8.8-3)}$$

$$K_{PC} = \sqrt{K_P \left(1 + \frac{c_w}{c}\right)} \quad \text{式(解 8.8-4)}$$

上式中，

c = 凝聚力

c_w = 擋土壁與土壤間之剪力強度

當凝聚性土壤為完全飽和時， $\phi=0$ ， c 等於不排水剪力強度 S_u ；亦即 $K_A=K_P=1$ ， $K_{AC}=K_{PC}=\sqrt{(1+c_w/S_u)}$ 。 c_w 之數值可用下式估計之

$$c_w = \alpha S_u \quad \text{式(解 8.8-5)}$$

上式中， α = 對 S_u 之經驗折減值， $0.5 \leq \alpha \leq 1.0$ 。

5. 本節僅適用支撐式或地錨式擋土壁，此類擋土壁容許壁體底部出現變位，以產生極限被動土壓及主動土壓。懸臂式擋土壁通常採用固定端支撐法(fixed earth support method)設計，因此擋土壁貫入深度大，貫入部分應有固定不動點存在，此點與上述假設不盡相符。
6. 倘若擋土壁前後地下水位高度不同，則必須依照土層性質判斷是否會有滲流產生，若有滲流發生，則必須使用滲流後的水壓力進行側壓力平衡分析。原則上，於非凝聚性土壤（如砂、礫石等），會有滲流發生；倘若有粘土夾層，則必須研判滲流發生的可能性，從而採用適合的水壓力分布。
7. 倘若擋土壁附近載重(q)，可以照彈性力學的解法，計算載重引致之側向壓力，而將此側向壓力視為驅動力，而計算驅動力矩。
8. 根據一般深開挖施工案例資料顯示，目前常用之擋土壁長度（開挖深度 H 加貫入深度 D ），可初估如下：

極軟弱地層：

$$(H+D)=(2.2\sim 2.4)H \quad \text{式(解 8.8-6)}$$

$$D=(1.2\sim 1.4)H \quad \text{式(解 8.8-7)}$$

砂土、粉土、粘土、中等、緊密或硬：

$$(H+D)=1.8H \quad \text{式(解 8.8-8)}$$

$$D=0.8H$$

式(解8.8-9)

卵礫石、軟岩：

$$(H+D)=(1.4\sim1.6)H$$

式(解8.8-10)

$$D=(0.4\sim0.6)H$$

式(解8.8-11)

8.8.2 底面隆起

開挖底面下方土層係厚層黏土時，應檢討其抵抗底面隆起之穩定性。可依下列公式計算其安全性：

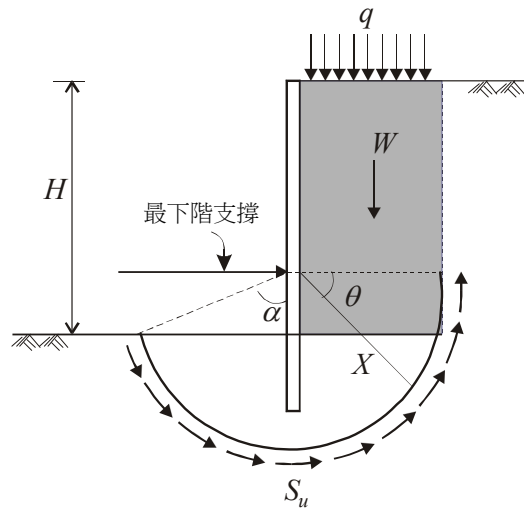


圖8.8-2 隆起檢討

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{X \int_0^{\frac{\pi}{2} + \alpha} S_u (X d\theta)}{W \cdot \frac{X}{2}} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-2)}$$

式內

M_r = 抵抗力矩(tf-m/m)

M_d = 傾覆力矩(tf-m/m)

S_u = 黏土之不排水剪力強度(tf/m²)

X = 半徑(m)

W = 開挖底面以上，於擋土設施外側 X 寬度範圍內土壤重量與地表上方載重(q)之重量和(tf/m)

【解說】

1. 隆起破壞之發生，係由於開挖面外土壤載重大於開挖底部土壤之抗剪強度，致使土壤產生滑動而導致開挖面底部土壤產生向上拱起之現象。工程上用於檢討隆起之極限分析計算公式有許多，例如 Terzaghi and Peck(1948), Peck(1969), Bjerrum and Eide(1965), Tschebotarioff(1973)等，本節式(8.8-2)係採用日本建築學會(1974)之修正式。
2. 本分析方法之滑動面半徑 X 為變數，應選取其中安全係數為最小者。分析時，除非擋土壁貫入滑動面有相當之深度，否則不考慮擋土壁之容許彎矩值（即圖(8.8-1)之 M_s ），因為當產生隆起破壞時，擋土壁在滑動面以上部分可隨滑動土塊轉動。
3. 當地層為極軟弱粘土時，即使 F_s 能達到 1.2，仍應考量擋土壁之變位量及擋土壁背之地面沉陷量，若超過容許值，應增加擋土壁之貫入深度或以地層改良方法增加滑動面土壤之剪力強度。
4. 以圖 8.8-1 側壓力平衡的穩定分析而言，於厚層粘土地盤，擋土壁前方及後方的土壤分別達到被動破壞及主動破壞時，因為粘土 $\phi = 0$ 的關係，被動破壞面及主動破壞均為圓弧形狀，擋土壁前方及後方的圓弧形狀連接起來，整體破壞面的形狀和圖 8.8-2 相同，因此第 8.8.1 條和第 8.8.2 條的意義相同，只是計算方法不同而已。

8.8.3 砂湧

如擋土壁下方為透水性佳之砂質土壤，且擋土壁未貫入不透水層時，即應檢討其抵抗砂湧之安全性。分析方法可用滲流解析方式、臨界水力坡降解析方式、或以下列兩公式分別計算之，擇其中貫入深度最大者為設計依據。

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub}(D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 1.5 \quad \text{式(8.8-3)}$$

$$F_s = \frac{\gamma_{sub}(\Delta H_w + 2D)}{\gamma_w(\Delta H_w)} \geq 2.0 \quad \text{式(8.8-4)}$$

式內

γ_{sub} = 砂質土壤之有效單位重(tf/m³)

D = 擋土設施之貫入深度(m)

γ_w = 地下水之單位重(tf/m³)

ΔH_w = 擋土設施內外兩側地下水位之水頭差(m)

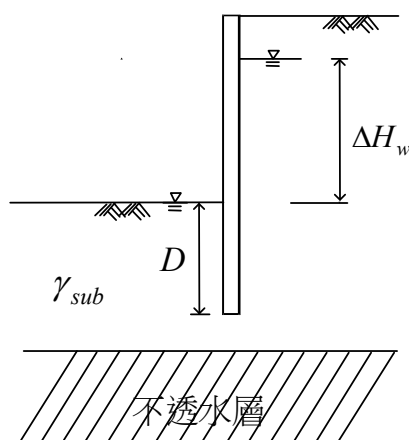


圖8.8-3 砂湧檢討

【解說】

1. 砂湧係指開挖面下為透水性良好之土壤時，由於開挖基地內須抽降水，使得基地內外部有水頭差而引致滲流現象；當上湧滲流水之壓力大於開挖面底部土壤之有效土重時，滲流水壓力會將開挖面內之土砂湧舉而起，造成破壞。

本節針對砂湧所檢討的方式有二，分別如式(8.8-3)與式(8.8-4)所示。

本節式(8.8-3)係根據 Terzaghi 滲流解析之理論分析而得，由圖-解 8.8-1 安全係數定義為

$$F_s = \frac{W'}{U} \quad \text{式(解 8.8-12)}$$

從 Terzaghi 的模型試驗結果顯示，發生砂湧的範圍在離鋼板樁 $D/2$ 之距離內，所以

$$W' = (\gamma_{sub} D^2) / 2 \quad \text{式(解 8.8-13)}$$

$$U = (\gamma_w h_a) * (D / 2) \quad \text{式(解 8.8-14)}$$

其中取 $h_a = (\Delta H_w) / 2$ ，得

$$U = (\gamma_w \Delta H_w D) / 4 \quad \text{式(解 8.8-15)}$$

$$F_s = \frac{2\gamma_{sub} D}{\gamma_w (\Delta H_w)} \text{取為 } 1.5 \quad \text{式(解 8.8-16)}$$

本節式(8.8-4)係採臨界水力坡降解析方式分析，即安全係數取

$$F_s = \frac{i_c}{i} \quad \text{式(解 8.8-17)}$$

其中

$$i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad \text{式(解 8.8-18)}$$

$$i = \frac{\Delta H_w}{2D + \Delta H_w} \quad \text{式(解 8.8-19)}$$

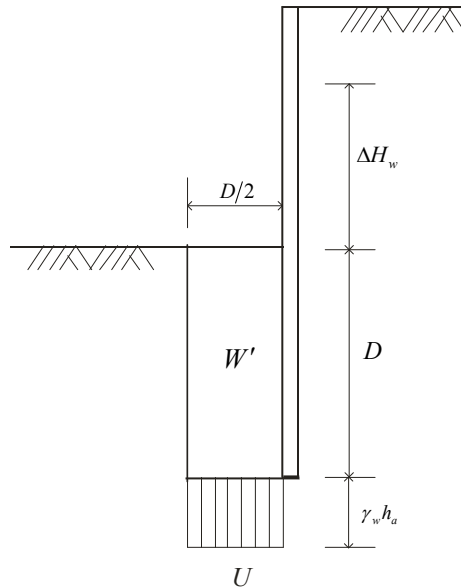


圖-解8.8-1 砂湧檢討示意圖

2. 根據「加拿大基礎工程手冊」(1985)指出，對於乾淨砂土(clean sand)之地層，水力坡降 i 在 0.5~0.75 之間即足以使開挖工作面不穩定，

工人及機械操作困難。解決方法是加深擋土壁，使具有足夠之安全係數。該手冊列有各類層狀砂土地層之情形，供砂湧安全分析參考。

3. 一般深開挖基地，除因擋土壁貫入深度不足而引起砂湧外，應注意下列原因所引致之砂湧：

- (1) 基地鑽孔完畢後未封孔
- (2) 擋土壁大量滲漏，縮減滲流路徑。
- (3) 中間柱施工不良，回填不實，引致中間柱周邊砂湧。

8.8.4 上舉

開挖底面下方土層中，如有不透水層且承受壓力水頭者，應檢討開挖過程中此不透水層抵抗上舉破壞之安全性，可依下列公式計算：

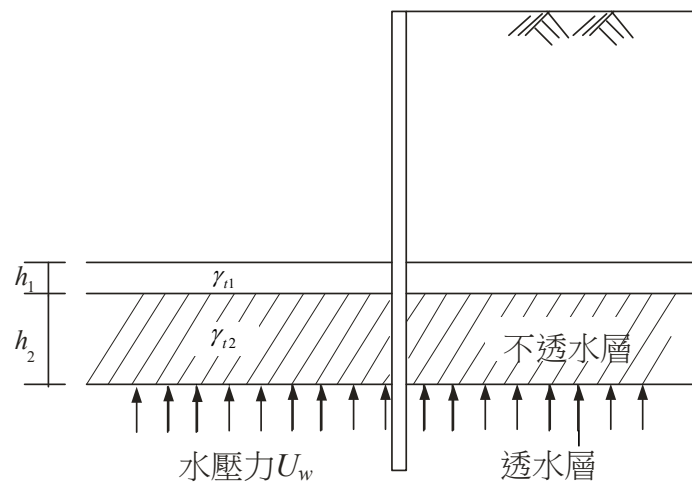


圖8.8-4 上舉水壓力檢討

$$F_s = \frac{\sum \gamma_{ti} h_i}{U_w} \geq 1.2 \quad \text{式(8.8-5)}$$

式內

γ_{ti} = 不透水層底面以上之各土層土壤單位重(tf/m³)

h_i = 不透水層底面以上之各土層厚度(m)

U_w = 透水層頂部之水壓力(tf/m²)

【解說】

1. 本節式(8.8-5)應用於基地地層有受壓水層之情況，此時，不僅應在地下室開挖施工階段考慮地下水上舉力之影響，而於開始從事類似如連續壁、排樁等之擋土結構施做時，就應考量因受壓水層水壓力之作用即易導致抓掘或鑽掘孔壁的崩塌，影響施工之品質。處理受壓水的方式可設置解壓井以達解壓之目的。
2. 對於短暫之開挖，上舉水壓力應考慮雨天之水位；對永久結構物之上舉水壓力則應採用長期高水位設計。
3. 如不透水層受上舉水壓力影響產生隆起現象，而支撐系統之中間柱座落在此不透水層中時，須要考慮開挖過程中解壓及上舉水壓力所產生之中間柱隆升現象，避免使水平之支撐系統產生過度垂直變位。

8.8.5 施工各階段之整體穩定性分析

由擋土壁及支撐系統所構成之擋土結構系統，必須檢討其施工各階段之整體穩定平衡，其安全係數皆須達到8.8.1~8.8.4之要求。

【解說】

1. 完善的支撐開挖設計必須考慮每一施工階段的安全，由於各階段施工皆會對支撐及擋土結構體造成應力重新分配現象，因此對於各階段的開挖深度及支撐位置，甚至基地內、外水位的控制，均須遵循設計圖說之規定；近年來建築物之地下室樓層常有挑高設計，於拆解支撐階段須注意是否有未支撐長度過長導致擋土結構系統受力過大之情形，必要時應加設回撐，以確保各階段施工之安全。
2. 使用逆築工法（或稱逆打工法）進行地下深開挖，是以地下結構物之樓板代替內支撐，由地面逐層向下挖土及興築，各階段之穩定性分析類似順築內撐工法，所不同之處有：
 - (1) 逆打工法中樓板無法施加預力；
 - (2) 樓板在澆置乾縮後，可導致擋土壁產生內擠現象；
 - (3) 最後一階開挖包括最底層之樓高及基礎板之厚度，此時擋土壁之無支撐高度最大，所受土壓力及水壓力最大，且開挖時間最長，通常此階段之整體穩定性最低，必要時應加補強措施。

8.9 材料強度

8.9.1 容許應力

擋土壁及支撐系統應具有足夠之斷面及材料強度，各構件所承受之最大應力，不得超過其容許應力值。臨時性擋土壁及支撐系統之容許應力值，得較規定之永久性構件容許應力值提高百分二十五；背拉式地錨之容許應力則依第7.3.8節中有關臨時性地錨之規定辦理。

【解說】

目前一般房屋建築物常以連續壁做為基礎開挖時之臨時擋土結構體，於地下結構物完成後，則做為永久擋土結構體；連續壁歷經開挖及支撐之受力過程，常產生相當高的殘餘應力及變形，為保守計，臨時性擋土壁及支撐系統之容許應力值，建議採用永久性構件容許應力值提高百分二十五為宜，惟經評估分析對建築物無不利影響者，可酌以提高。

8.9.2 擋土壁之變形及控制

由擋土壁及支撐系統所構成之擋土結構系統，須具有適當之勁度，並應事先評估開挖後所導致擋土結構體之變位及地層之變形及對鄰近構造物之影響。必要時應輔以完善的輔助措施，以避免擋土壁外側地表產生有害之沉陷。

【解說】

地下深開挖因擋土結構體的側向變位導致周邊的地表沉陷問題，常形成嚴重的營建公害，根據研究，周邊的地表面沉陷量與擋土設施的型式、支撐方式、土壤分類、開挖深度、地下室構築方式、施工程序等均有相當密切的關係，故其因素至為複雜。

目前實務界採用之周邊地表沉陷評估方法，有以一維彈塑性分析所得之擋土壁變形量，配合壁體變形與地表沉陷之關係公式或圖表之半經驗法評估；亦有以二維或三維的有限元素法或有限差分法分析深開挖引致之變形行為，直接得到完整的擋土壁體、地層及地表之變形量。各種評估方法細節部分可參閱相關文獻。

8.10 開挖安全監測

8.10.1 目的

1. 基地開挖宜利用適當之儀器，量測開挖前後擋土結構系統、地層及鄰近結構物等之變化，以維護開挖工程及鄰近結構物之安全。監測資料可作為補強措施、緊急災害處理及責任鑑定之依據。
2. 監測儀器的安裝與監測成果的品質關係密切，監測儀器的安裝必須依照最新版本大地工程學會之「建築物基礎開挖安全監測準則」所建議的方式為之，並經過現場工程人員的確認。

【解說】

1. 開挖安全監測對基地開挖而言，其目的可以簡單說明如以下各項：
 - (1) 設計條件之確認：由觀測所得結果與設計採用之假設條件比較，可瞭解該工程設計是否過於保守或冒險，另外可適時提供有關工程變更或補救處理所需之參數。
 - (2) 施工安全之掌握：在整個開挖過程中，監測系統可以隨時反應出有關安全措施之行為訊息，作為判斷施工安全與否之指標，具有預警功效。必要時可做為補強措施及緊急災害處理之依據。
 - (3) 長期行為之追蹤：對於特殊重要之建築物於完工後，仍可保留部分安全監測系統繼續作長期之觀測追蹤。如地下水位的變化、基礎沉陷等現象，是否超出設計值。此外，長期之觀測追蹤結果亦可做為鑑定建築物破壞原因之參考資料。
 - (4) 責任鑑定之佐證：若基礎開挖導致鄰近結構物或設施損害，由監測系統所得之資料，可提供相當直接的技術性資料以為責任鑑定之參考，以迅速解決紛爭，使工程進度不致受到不利之影響。
 - (5) 相關設計之回饋：對於基礎開挖擋土安全設施之理論，至今仍難以做妥善圓滿之模擬；因此，一般基礎開挖擋土安全之設施與施工，工程經驗往往佔有舉足輕重的地位，而工程經驗皆多半由監測系統所獲得之資料整理累積而成。所以監測系統觀測結果經由整理歸納及回饋分析過程，可了解擋土設施之安全性及其與周遭地盤之互制行為，進而修正設計理論及方法，提升工程技術。

2. 開挖安全監測由設計至施工包括：監測系統之規劃與配置、監測檢驗校正及安裝量測、監測管理等工作，詳細之工作準則，可參考大地工程學會所出版的「建築物基礎開挖安全監測準則」。

8.10.2 監測系統之設置

基礎開挖之設計若遇下列情形時，應配合基礎開挖工作之進行設置監測系統：

1. 經大地工程學理及經驗分析，結果顯示難以確定開挖所致之影響者。
2. 相臨基地曾因類似規模之開挖及施工方法而發生災害或糾紛者。
3. 開挖影響範圍內之地層軟弱、或其他相關條件(如高靈敏度、高水位差、流砂現象等)欠佳者。
4. 開挖影響範圍內有供公眾使用之建築物、古蹟、或其他重要建築物者。
5. 鄰近結構物及設施等現況條件欠佳或對沉陷敏感者。
6. 於坡地進行大規模開挖時。
7. 將開挖擋土壁作為永久性結構物使用，而於施工期間有殘餘應力過高或變位過大之顧慮者。

【解說】

本節所列各項為一般常見之情況，其中第(7)項更常見於一般房屋建築物，目前常以連續壁做為基礎開挖時之臨時擋土結構，於地下結構物完成後，則做為永久擋土結構；連續壁經開挖及支撐過程，若產生過高的殘餘應力及變形時，必須再度檢核其是否做為永久結構牆之適用性。

8.10.3 監測規劃

監測工作應依開挖深度、土層構造及土壤性質、地下水位、水壓及水流情形、施工時間長短、擋土結構型式、支撐型式、開挖及支撐步驟、施工困難度、開挖區四周環境等因素，做適當之規劃與設計。

【解說】

監測系統之規劃及設計應根據其擋土支撐系統之設計理念，並參酌施工方式、施工環境及可引用之監測儀器性能，綜合考量，規劃及設計出適當的監測系統。其規劃設計要領簡述如下：

1. 監測參數之選定：基本考慮為開挖工程施工安全之掌握所需之資料，一般包括：
 - (1) 地下水位及水壓
 - (2) 土壓力及支撐系統荷重
 - (3) 擋土結構變形及應力變化
 - (4) 開挖區地盤之穩定性
 - (5) 開挖區外圍之地表沉陷
 - (6) 鄰近結構物與地下管線等設施之位移、沉陷量及傾斜量
 - (7) 鄰近結構物安全鑑定所需之資料(如結構物之裂縫寬度等)
2. 各項參數在施工過程之行為預測：設計單位依據其設計原理與假設之施工條件，預測各項參數之最大可能值以決定各該項監測參數之量測範圍；同時預測施工各階段各項參數之演變，以為擬訂監測管理值之參考。
3. 各種儀器設置地點、設置時機之決定
4. 儀器規格之決定
5. 儀器裝設施工規範之擬訂
6. 儀器測讀正確性之檢核方法與程序之制定
7. 監測頻率最低要求之決定
8. 監測管理值之研擬：除依據設計結果擬訂管理值外，另須考慮下列因素：
 - (1) 工程規模與工期
 - (2) 設計參數之不確定性
 - (3) 環境的複雜性
 - (4) 地下管線分布、鄰房現況及基礎特性
 - (5) 鄰房所有權人及利害關係人之心態及反應
9. 提示施工單位應於施工前辦理之事項：設計者應就其設計上之特殊考慮因素及設計上未能充分考量之事項加以整理，而期望施工

單位於施工前辦理之事宜，如補充地質調查、地下管線調查、鄰房現況調查或鑑定。

10. 監測系統之調整：監測系統之規劃與配置宜具有彈性，以因應工地發生不如預期之施工狀況時，可以加以調整或變更，使更符合實際施工需求。

8.10.4 監測項目

安全監測之項目一般包括下列各項，可視現場條件及設計需求作適當之選擇。

1. 開挖區四周之土壤側向及垂直位移。
2. 開挖區底部土壤之垂直及側向位移。
3. 鄰近結構物及公共設施之垂直位移、側向位移及傾斜角等。
4. 開挖影響範圍內之地下水位及水壓。
5. 擋土設施之受力及變位。
6. 支撐系統之受力與變形。

8.10.5 配置原則及監測頻率

各監測項目之監測點配置、數量及監測頻率應符合一般大地工程學理及經驗分析研判之需要，並以可充分維護基礎開挖及鄰近結構物、設施等之安全為規劃原則。

【解說】

監測系統之配置原則如下說明：(摘自建築物基礎施工災害監測系統配置基準之研究)

1. 配置於最大受力、最大變形、最大水壓、與最臨界之位置、深度與剖面。
2. 主要監測剖面與次要監測剖面。
3. 主要監測剖面各量測項目之交互檢核
4. 局部監測與全面監測

監測頻率之決定，通常考慮於不同的施工階段各項監測資料須取得之頻次，原則上需配合施工並能取得足夠資料以供研判分析之用。表-解 8.10-1 為一般建築開挖工程監測頻率之建議，係摘錄自「建築物基礎開挖安全監測準則」(大地工程學會，2017)，可供參考。

表-解 8.10-1 各監測項目之監測頻率建議

監測對象	監測項目	儀器名稱	監測頻率		
			開挖前	地下層施工期間	
			導溝、連續壁、基樁、地改期間	開挖期間	地下結構構築期間
擋土結構	側向土壓 應力 變形	土壓計 鋼筋計 傾度管	基樁施工期間 每二週一次， 地改施工期間 每二週一次	每階段開挖前後 及支撐(地錨)施 加預壓力前後， 每週至少兩次	每層支撐(地錨) 拆除前後，每週 至少一次
支撐系統	支撐軸力 地錨拉力 中間柱	支撐應變計 地錨荷重計 中間柱隆起 觀測點	-	每階段開挖前後 及支撐(地錨)施 加預壓力前後， 每週至少兩次。	每層支撐(地錨) 拆除前後，每週 至少一次
開挖面	底面隆起 基地內地 下水壓	隆起桿或其 他替代設施 水壓計	-	每階段開挖前 後，每週至少兩 次。	每週至少一次
周邊地盤	沉陷 側向變位 基地外地 下水位(壓)	沉陷觀測點 傾度管 水位觀測井 (水壓計)	每週一次	開挖或抽水期 間，每週至少兩 次。	每週至少一次
周邊建築 物、構造物 與埋設物	沉陷 傾斜 龜裂	沉陷觀測點 傾斜計 裂縫計	每週一次	每週至少兩次	每週至少一次
基礎底板 上浮(沉 陷)	基礎底板 下水壓 基礎底板 上浮(沉陷)	基礎底板水 壓計 沉陷計或沉 陷觀測點	-	-	地下層構築期 間每週一次，地 上每層澆築混 凝土後需測量 一次
變位參考 點	位移 沉陷		每二週由不動 點引測一次	每二週由不動點 引測一次	每月由不動點 引測一次
	自動化監 測系統		每 1 小時一次	每 1 小時一次	每 2 小時一次
註：必要時得隨時監測或視控制安全之需要調整監測頻率					

第九章 地層改良

9.1 通則

1. 基地地層得視需要以適當之人為方法進行改良，使基地地層之整體工程性質符合構造物之設計與施工之需求，並維護基地鄰近構造物及設施之安全。
2. 地層改良得利用置換、夯實、振動、壓密、脫水、固化、加勁或溫度增減等物理或化學原理進行之，以增加地層之承載及抗剪強度、減少壓縮性、改變透水性、增加地層穩定性及改善地層動態性質等。
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. 可用於地層改良之方法很多，其原理不外乎本條第 2 款所列各項，以達到改善地層工程性質之目的。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) 減少變形量
 - (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) 防止土層沖刷、流失
 - (7) 環境保護

(8) 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。

9.2 地層改良之方法

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。

改良地層方法可參考下列各類別選用之：

- (1) 劣土置換法
- (2) 加密法
- (3) 排水固結法
- (4) 地層固化法
- (5) 低壓灌漿工法
- (6) 加勁法
- (7) 其他工法

【解說】

地層改良工法之分類方法很多，目前並無一致之準則可遵循，條文中所列各改良工法係依改良工法之特性而分類，為一般較常使用之分類法，各工法之特性及適用情況分述於下列各節中。

9.2.1 劣土置換法

本方法乃將表層劣土清除，然後以良土置換、分層夯實。本方法較適用於淺層及地下水位以上之地層。

分層夯壓是以機械動力式將回填疏鬆土壤按規定含水量夯實至設計要求之土壤單位重。

夯壓土設計要求：

1. 依回填土分類。
2. 依夯壓能量標準進行試驗室夯實試驗，求取該土壤之夯實曲線，擬定其最佳含水量及最大乾密度。
3. 決定回填土之工地相對夯實度及含水量範圍。
4. 指定工地檢測方法。

【解說】

1. 在施工條件及經濟因素可行之情況下，置換法為最直接有效之改良方法，將不適用之土層或岩屑移除，改用良土或填充劑回填，以符合工程設計之需求。惟此種方法通常受限於置換土之數量及施工條件，局部有限的置換方屬經濟可行，若欲置換深層土壤或地下水位以下之土層，其施工條件都是相當困難的。
2. 所謂良土通常是指不含有機質之土壤，分層夯實是指 30 公分鬆土夯實至 20-25 公分。
3. 夯實能量是指標準 Proctor 或改良 Proctor 試驗(AASHTO T-180)，其能量分別為 $600\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 及 $2700\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^3$ 。
4. 試驗室所得之夯實曲線如圖-解 9.2-1 所示，用以表示乾土單位重與其含水量之關係。
5. 相對夯實度

$$C_r = \frac{\gamma_d}{(\gamma_d)_{\max}} \times 100\% \quad \text{式(解 9.2-1)}$$

其中

γ_d ：工地試體之乾土單位重， (tf/m^3)

$(\gamma_d)_{\max}$ ：由標準Proctor試驗或改良Proctor試驗所得之。

6. 工地檢測方法有砂錐法、核子密度儀等方法。

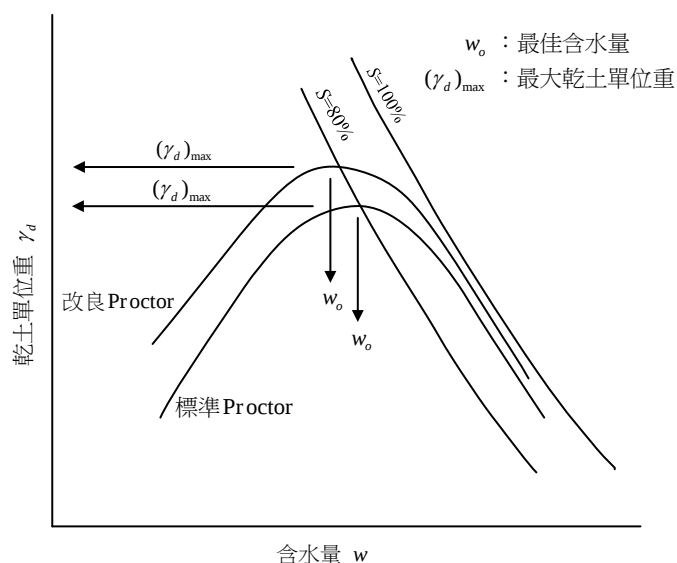


圖-解9.2-1 夯實曲線

9.2.2 加密法

加密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。

本方法較適用於非粘性土層或回填土。常用之工法有下列幾種：

- (1) 表層夯實－以人工或夯壓機械夯實。
- (2) 動力夯實－利用吊高重錘自由落下，反復多次夯擊地面使地層壓實。
- (3) 擠壓砂樁－以鋼管採擠壓方式將填砂貫入地層成砂樁，地層因受擠壓而密化之工法。
- (4) 振沖壓實－以振動機具配合沖水力量貫入地層而密化之工法，貫入孔內可回填砂土或卵礫石塊。

【解說】

1. 加密法主要是指以機械外力施加於欲改良之土壤之上，使其密化，在工程應用上，此法是最常使用之地層改良工法，早期以表層未飽和土壤之夯實為主，近年來，因施工機具之進步，已可應用於對較深層土壤之夯實，如動力夯實、擠壓砂樁及振沖壓實等。此法不僅可應用於自然地層，對於水力回填之新生地，使用此法者已是相當普遍，如雲林麥寮工業區，已普遍應用動力夯實法，使新生地土層

密化，供工業區設廠使用。使用加密法須考慮土壤顆粒性質、施工機具能量、改良深度、施工程序及控制等，改良後之土層須以鑽探取樣或現地試驗檢核改良之成效。

2. 表層夯實之設計可參照上節 9.2.1 之規定進行
3. 動力夯實工法可改良砂質地盤之承載力，減少地盤沉陷量，降低土壤液化潛能。動力夯實法是以吊重機械將夯錘吊起至一定高度後，自由落下，敲擊地表。工址地層在經過多次夯擊後，固定範圍內土體的物理性質改變，土粒排列趨密，孔隙減少，因而提高工址地層之承載力、抗液化能力及降低地層壓縮性或沉陷量。動力夯實法是目目前咸認一種大面積最經濟有效土質改良技術。
 - a. 動力夯實之壓密機制(圖-解 9.2-2): 當重錘落下的能量在衝擊地面瞬間，除一部分以聲波形式向四周傳播，一部分直接壓縮貫入地面，一部分和土壤摩擦轉換為熱能，另一部分因衝擊動能使地層產生振動，並以體波及表面波形式在地層中傳遞。地層受貫入及振動的結果是使周圍土壤孔隙水壓迅速上升，進而導致土壤有效壓力減低而變形或構架解體，變動排列後土壤顆粒在超孔隙水壓消散後，形成重新固結，趨於更緊密狀態。

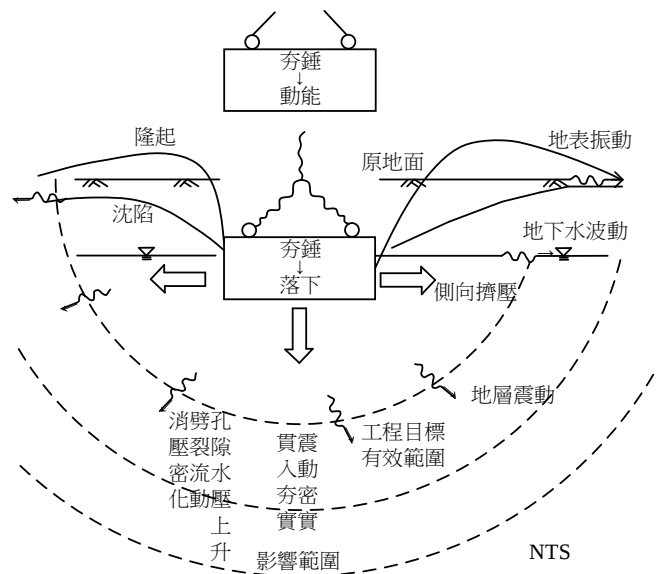


圖-解 9.2-2 動力夯實機制說明

b. 改良深度：與夯擊能量有關

$$D = \alpha(WH)^{0.5} \quad \text{式(解 9.2-2)}$$

式內 D =改良深度, (m)

W =錘重, (t)

H =落距, (m)

α =經驗係數($\alpha < 1$)，台灣經驗 $\alpha = 0.4 \sim 0.5$

c. 台灣常使用之錘重為 25t，落錘高為 20m，改良深度約為 9-11m。

d. 本法因夯實施工時會產生地面震動及噪音，若對鄰近建物造成影響時，宜採減震防音設計。

e. 對於高地下水位之工址，設計之前，宜先作試打區，並檢測其夯實效果。

4. 擠壓砂樁工法

a. 工法說明

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-解 9.2-3)，將回填砂料擠壓並夯實成一堅實柱體，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。

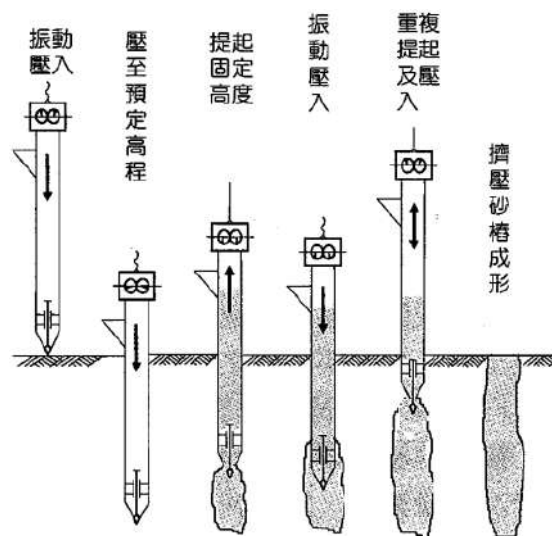


圖-解 9.2-3 振動擠壓砂樁施工順序

b. 適用土層

振動擠壓砂樁應用於細料含量低於 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。(參見圖-解 9.2-4)

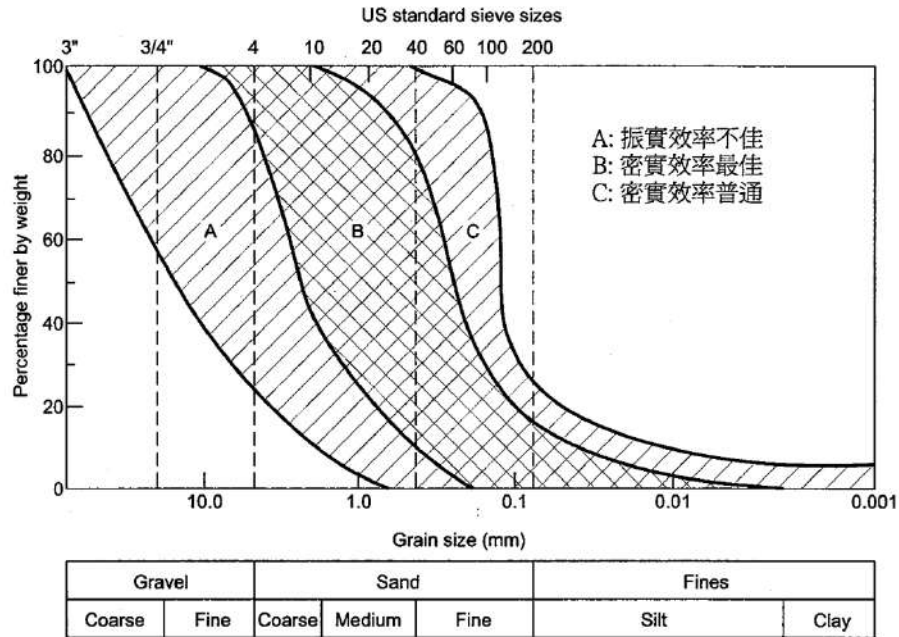


圖-解 9.2-4 適用振動擠壓之顆粒級配曲線範圍(Brown, 1977)

c. 設計方法

- (1) 調查擬改良深度、土質及未改良前土壤、乾密度 $(\gamma_d)_o$
- (2) 原土最大乾密度測定， $(\gamma_d)_{max}$
- (3) 擬定改良後預期乾密度 $(\gamma_d)_i$ ， $(\gamma_d)_i \leq (\gamma_d)_{max}$
- (4) 設定每樁之改良範圍直徑為 D ，擠壓砂樁樁徑為 d_p 。

$$D^2 = \frac{[(\gamma_d)_i \cdot d_p^2] h_i}{[(\gamma_d)_i h_i - (\gamma_d)_o h_o]} \quad \text{式(解 9.2-3)}$$

式中 D =每樁之改良範圍直徑

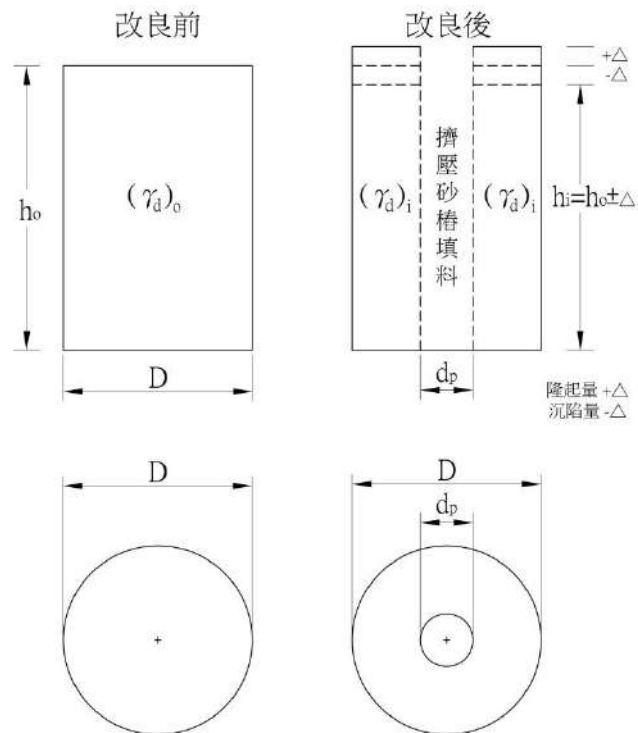
d_p =砂樁在擠壓後直徑

h_o =改良前地層厚度

h_i =改良後地層厚度

若改良前後地層厚度不變， $h_o = h_i$ ，上式(解 9.2-3)可簡化為

$$D^2 = \frac{[(\gamma_d)_i \cdot d_p^2]}{[(\gamma_d)_i - (\gamma_d)_o]} \quad \text{式(解 9.2-4)}$$



原土重量：

$$W_o = \frac{\pi D^2}{4} \times h_o \times (\gamma_d)_o$$

改良後，原土乾土單位重為 $(\gamma_d)_i$

$$W_o = \frac{\pi}{4} (D^2 - d_p^2) \times h_i \times (\gamma_d)_i$$

圖-解 9.2-5 擠壓砂樁改良範圍設計

(5) 由基本佈樁配置決定樁距 S 及排列(圖解 9.2-6)

正方形配置： $D=1.13S$

式(解 9.2-5)

正三角型配置： $D=1.05S$

式(解 9.2-6)

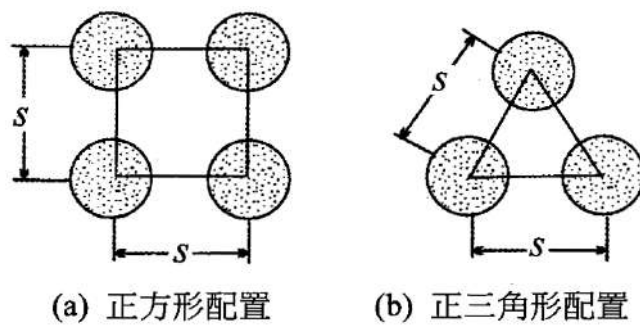


圖-解 9.2-6 振動擠壓工法改良樁之配置形式

5. 振沖壓實工法

- a. 振沖壓實工法(Vibroflotation)亦稱振動揚實法，對於疏鬆砂質地盤具有擠壓密實改良效果。故亦稱之為振動夯實工法(Vibro-compaction Method)或振動位移工法(Vibro-displacement Method)。施工時利用振動揚實錐振動擠壓回填砂礫料及高壓水沖力量致使樁孔外圍地層趨于密實。
- b. 振沖壓實之設計樁孔配置與壓實效果估算，可採用本節”擠壓砂樁”設計原則進行。
- c. 當振動揚實工法應用於軟弱粘土地盤時，樁孔之粘土被水沖置換為砂礫料，稱之為振動置換工法(Vibro-replacement Method)，若回填料為礫石，亦稱之為礫石樁(柱)工法(Stone Column Method)，由原地盤粘土與礫石樁群共組合為複合地盤，增加地盤之承載力。複合地盤之設計，可參考廖與陳(2006)一書第七章之經驗法則。

9.2.3 排水固結法

本方法乃利用預加壓力及自然或人工排水系統使軟弱粘土之孔隙水排出，達到快速沉陷及增加強度之效果。

本方法較適用於含水量高及滲透性低之粘土地層。

人工排水系統包括橫向及直向排水系統之設置，其中直向排水物，例如砂樁、砂井、袋裝排水物、排水帶等係在天然地層中設置，用以縮減土層排水路徑，加速排水效果。

一般用於預加壓力之方法有：

- (1) 堆土預壓法
- (2) 真空預壓法
- (3) 降低地下水法
- (4) 以上方法之複合方法

此外，借助電滲作用，降低粘土含水量之電滲法，亦為排水固結方法之一。

【解說】

1. 第(1)項所稱之堆土預壓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，經固結作用完成部分沉陷量，及增加地層載力，然後卸除堆填料施築構造物。加載預壓之荷重應視地層沉陷量、固結時間及基土承載能力而定。
2. 第(2)項所稱之真空預壓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. 第(3)項所稱之降低地下水法係以抽水泵浦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. 本節所稱之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。
5. 本工法之學理分析，可參閱廖洪鈞與陳福勝(2006)第四章之「排水預壓工法」。

9.2.4 地層固化法

本方法係利用添加物改良土壤之物理及化學性質。常用添加物有水泥、石灰、水玻璃等無害化學物。添加方法可利用攪拌、灌漿、或滲入等方法進行。一般常用施工法有：

- (1) 表層加固法－ 於地層表面加入固化劑，經混合、夯壓、固化後形成較堅實表層，以增加基礎承載力。此法主要適用於軟弱粘土、砂土及回填土。
- (2) 深層攪拌法－ 利用深層攪拌機械將固化劑與土層混合、固化成堅硬柱體，與原地層共成複合地基作用。此法主要適用於軟弱粘土。
- (3) 高壓噴射法－ 利用高壓力噴射作用將液態固化劑與土層相混合，固化成堅硬柱體，與原地層共成複合地基，具改良地盤強度與止水功能。此法適用於砂性及黏性土，不適用於有機腐植土與礫土。

【解說】

1. 表層加固法通常用於淺層土層之改良，以施工機具將固化劑與欲改良之土壤混合，有時配合夯實作用使其密合，再經固化作用使成堅硬土體，以達改良之目的。此法常用於地表污泥、腐植土或廢棄雜物之處理，能否執行夯實作業須視欲改良土壤之含水量而定。
2. 深層攪拌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劑充分混合形成固結體。
3. 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，以高壓噴出硬化劑，經高壓水流、氣壓噴流之衝擊與切削作用，使硬化劑與周圍土壤充分混合成固結體。在使用高壓噴射工法時也有將大量改良對象土排出，而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。
高壓噴射(攪拌)工法大致依噴射管構造及作業方式可分為三類：
 - a. 單管工法：利用單管與噴嘴以高壓(200kgf/cm^2)硬化材切削地層並混合土壤，凝固後形成圓形柱狀固態土，如圖-解 9.2-7a。此法為日人創始之高壓噴射灌漿工法，稱 CCP (Chemical Churning Pile)。台灣現時多採用此法噴射灌注水玻璃及水泥漿，以作止水樁用。
 - b. 雙重管工法：雙重管之噴射裝置採用同心圓噴嘴；內噴嘴以高壓或超高壓(大於 200kgf/cm^2)噴射漿液，外噴嘴則噴射壓縮空氣形成噴流簾幕作用以增加噴射漿液之切削能力(圖-解 9.2-7b)。台灣現時常用的 JSG (Jumbo-jet Special Grout)及 SJM (Superjet-Midi)工法屬之。
 - c. 三重管工法：三重管 CJG 工法 (Column Jet Grout) 之噴射管上層為同心圓噴嘴，噴射高壓清水及壓縮空氣先行切削地層，再由噴射管下層噴嘴以低壓噴射漿液(圖-解 9.2-7c)。RJP (Rodin Jet Pile) 則用噴射高壓清水加壓縮空氣切削外，下層噴嘴採用超高壓(400kgf/cm^2)漿液與壓縮空氣簾幕噴出。XJ (Cross Jet)是採用雙向超高壓清水加壓縮空氣切削土層，下層噴嘴採用低壓，但灌注量大(每分鐘 190-250 公升)的灌注法。

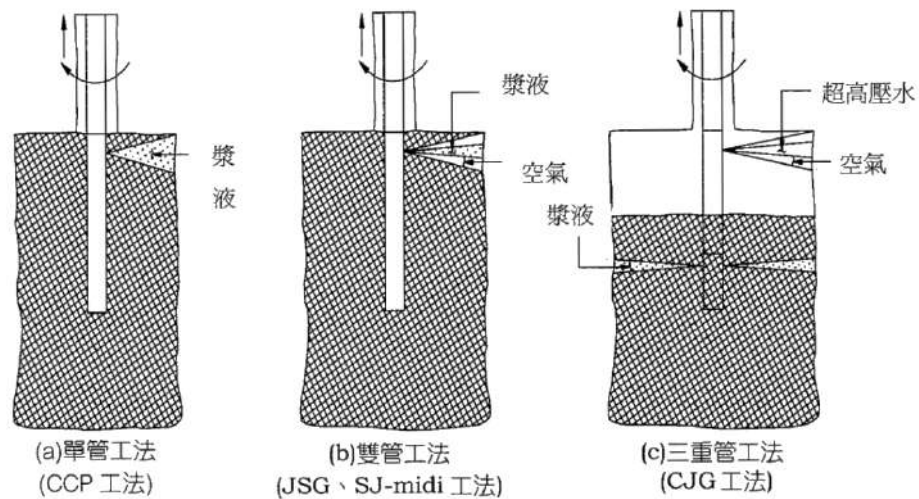


圖-解 9.2-7 三種高壓噴射攪拌工法攪拌機制比較圖
(修改自建研所「基礎工程施工參考規範與解說」，2001)

4. 高壓噴射灌漿設計原則

- a. 本法較適用於砂質土及黏性土，不適用於礫石或有機腐植土。
- b. 有效改良樁徑是指樁徑範圍內，每一處土層均已被改良，有效改良樁徑大小依土層性質、改良深度、改良方法不同而異。當遇地層為非均勻之層狀土時，必須以形成之改良樁徑最小及改良樁強度最弱之地層為設計原則。目前有效改良樁徑台灣尚未有足夠之實際改良數據與經驗驗證不同土層有效樁徑與各噴射工法之關係。工程界多依日本 CCP 協會與日本 Jet Grout 協會 (JJGA, 2011) 之技術資料成設計參考，如表-解 9.2-1 至表-解 9.2-4。又依中國大陸(中國建築工業出版社，1988)之高壓噴射改良樁直徑建議如表-解 9.2-5，比較日本與大陸兩地建議之改良樁徑，日本對 JSG 及 CJG 工法之改良樁徑較大，並有依深度縮減提議；大陸則對每類工法及土層提出平均範圍改良樁徑建議，惟樁徑有增加或減少 0.2m~0.3m 之彈性，查兩地之施工機械性能不同外，大陸傾向採用較高之單位噴射量及噴射管提升率。對於國內重要工程，建議採先期工址試作試驗，經鑽孔取樣證實有效改良樁徑設計配置，並依先期施作參數訂定施工規範。

表-解 9.2-1 CCP 工法有效改良直徑與地層土質之關係

土 質	砂土地層								
工 法	CCP-P			CCP-Super					
噴射壓力 kgf/cm ²	200			300		400			
N 值	<5	5~10	10~15	<10	10~15	<10	10~15		
標準有效徑 (m)	0.4	0.35	0.3	0.9	0.8	1.1	1.0		
提升速度 (min/m)	4			5		6			
硬化材噴出量 (l/min)	35			100		100			
土 質	黏土地層								
工 法	CCP-P			CCP-Super					
噴射壓力 kgf/cm ²	200			300		400			
凝聚力 C (tf/m ²)	<1	1~3	3~5	<1	1~3	3~5	<1	1~3	3~5
標準有效徑 (m)	0.5	0.45	0.3	1.1	0.9	0.7	1.2	1.1	0.8
提升速度 (min/m)	4			6		6			
硬化材噴出量 (l/min)	35			100		100			

註：深度超過 20m 時需另行補正

參考日本 CCP 協會 2000 及 1993 年 CCP-P, CCP-S 型錄。

表-解9.2-2 JSJ工法 砂質土的標準設計值

土質 N值 項目		砂質土					
		N≤10	10<N ≤20	20<N ≤30	30<N ≤35	35<N ≤40	40<N ≤50
標準有效樁徑(m) 深度(0m<Z≤25m)		2.0	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
提升時間(分/m)		40	35	30	26	21	17
硬化材單位噴射量 (m ³ /分)		0.06					

摘錄自日本Jet Grout協會(2011年)技術資料

表-解9.2-3 JSG工法 黏性土的標準設計值

項目	土質 N值	黏性土				
		N<1	N=1	N=2	N=3	N=4
標準有效樁徑(m) 深度(0m<Z≤25m)		2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
提升時間(分/m)		30	27	23	20	16
硬化材單位噴射量(m ³ /分)		0.06				

摘錄自日本Jet Grout協會(2011年)技術資料

註-1 N值為改良對象地盤的最大N值

註-2 黏著力在50kN/m²以上時，有可能無法形成設計之改良樁徑，所以必須十分注意。

註-3 JSG工法中，以最大N值為基準卻無法造成如預期之有效樁徑時，可以檢討提升時間的增減。

表-解9.2-4 CJG工法 砂質土、黏性土的標準設計值

N值 註-1	砂礫	註-2					
	砂質土	N≤30	30~50	50~100	100~150	150~175	175~200
	黏性土	-	N≤3	3~5	5~7	-	7~9
	腐植土	註-3					
有效樁徑(m) 註-4	0<Z≤30m	2.0	2.0	1.8	1.6	1.4	1.2
	30<Z≤40m	1.8	1.8	1.6	1.4	1.2	1.0
提升時間 (分/m)		16	20	20	25	25	25
硬化材單位噴射量 (m ³ /分)		0.18	0.18	0.18	0.14	0.14	0.14

摘錄自日本Jet Grout協會(2011年)技術資料

註-1 N值為改良對象地盤的最大N值

註-2 在砂礫層中，有效樁徑基本上為砂質土的有效徑-10%。而在砂礫層中則希望能事先進行試驗施工較佳。

註-3 關於腐植土的改良，必須審慎檢討後方能作決定。

註-4 關於深度Z>40m的改良，必須審慎檢討後方能作決定。基本上超過40m以上，每超過5m，改良樁間隔應縮小0.05m。

註-5 黏著力在50kN/m²以上時有可能無法形成設計之改良樁徑，須注意。

註-6 砂質土N>150；黏性土N>7時的有效改良樁徑，原則上有必要經過試驗施工，並審慎檢討後方能決定。

表-解 9.2-5 高壓噴射加固土體的直徑

加固土體直徑(m) 土質		方法	單管法	二重管法	三重管法	多重管法
黏性土	0<N<10		1.2±0.2	1.6±0.3	2.2±0.3	2~4
	10<N<20		0.8±0.2	1.2±0.3	1.8±0.3	
	20<N<30		0.6±0.2	0.8±0.3	1.2±0.3	
砂性土	0<N<10		1.0±0.2	1.4±0.3	2.0±0.3	
	10<N<20		0.8±0.2	1.2±0.3	1.6±0.3	
	20<N<30		0.6±0.2	1.0±0.3	1.2±0.3	
砂 礫	20<N<30		0.6±0.2	1.0±0.3	1.2±0.3	

摘錄自中國建築工業出版社(1988)

c. 高壓噴射改良樁設計考量要點：

- (1) 高壓漿液與壓縮空氣造成大量冒漿、地面隆起、鄰地變形。
- (2) 改良土在尚未凝固前為流質，可能引致不同含水層間之地下水流動。地下水流動亦可能造成樁體不完整或流失。
- (3) 排泥上湧可能造成上方地層淘空、陷落。採用適當之護孔套管，可減少淘空現象，但仍要預防套管外冒漿。

d. 改良土之設計強度：高壓噴射改良樁體之設計強度因施工方法、硬化材料、土質、養治時間等因素影響而有所不同。確實之改良樁體強度須依現場取樣試驗後決定。國內在設計規劃時，常引用日本 Jet Grout 協會建議之設計基準強度，如表解 9.2-6。

表-解9.2-6 高壓噴射改良樁之設計基準強度

硬化材	土質	單壓強度 (MN/m ²)	凝聚力c (MN/m ²)	附著力 (MN/m ²)	抗彎強度 (MN/m ²)	彈性係數 E ₅₀ (MN/m ²)
JG-1號	砂	3	0.5	c/3	2c/3	300
	黏土	1	0.3			100
JG-2號	砂	2	0.4			200
JG-3號	砂	1	0.2			100

註：1. 以上係根據岩心之四週試驗結果設定之強度，一週之強度約為四週強度之 30~40%。

2. 硬化材之特性

JG-1 號：標準型；JG-2 號：中強度型；JG-3 號：低強度型

9.2.5 低壓灌漿工法

灌漿工法是以壓力將液狀材料輸送至特定地層中，待液狀材料凝固後，改善地層之工程特性。

採用灌漿工法可強化軟弱地盤，增加地盤之承載力，減少沉陷量或變形量，提昇抗液化之能力。對於高透水性之砂、礫地層或破碎岩層，灌漿具有止水、減低滲流量之功能。

灌漿設計之要點：

- (1) 調查灌注地層之類別及空隙率
- (2) 依目的設計灌注量
- (3) 選擇灌漿類別
- (4) 預期灌注滲入之機制與範圍
- (5) 灌注壓力之範圍
- (6) 灌漿效果之檢測

【解說】

1. 低壓灌漿之灌注機制可分為三類，如圖-解 9.2-8 所示，國內目前採用(a)與(b)灌漿機制較為普遍。

(a) 滲透灌漿(Permeation)：

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）。

(b) 劈裂灌漿(Fracturing)：

在灌漿壓力之作用下，部分漿液滲入孔隙或裂縫中，另有部分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。適用於黏土層及砂土層(黏土成分10-15%以下之地層)。

(c) 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。

2. 土層灌漿材料大致可分為藥液系及非藥液系兩大類。細分如表-解 9.2-9~表-解 9.2-11 所示。

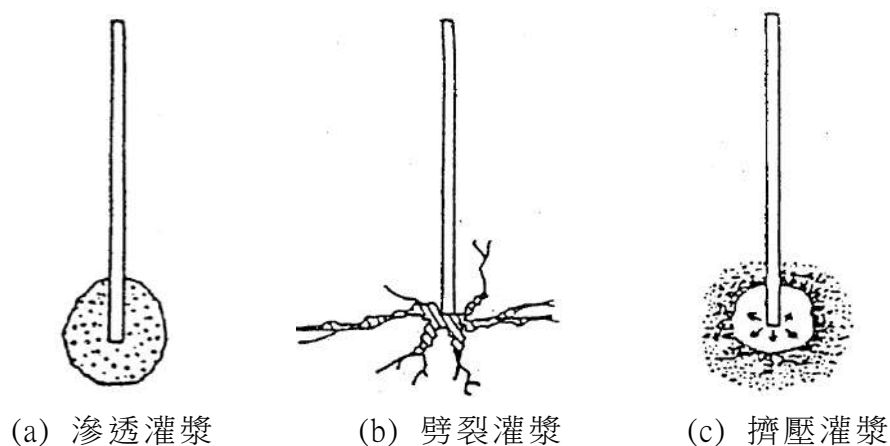


圖-解9.2-8 低壓灌漿之灌注機制

表-解9.2-9 地層灌漿材料之分類

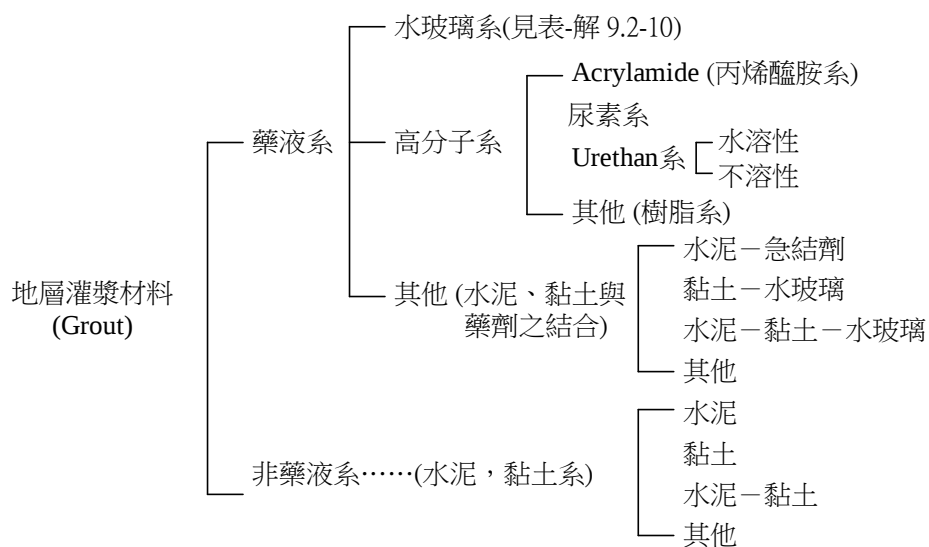


表-解9.2-10 水玻璃系灌漿材料之分類

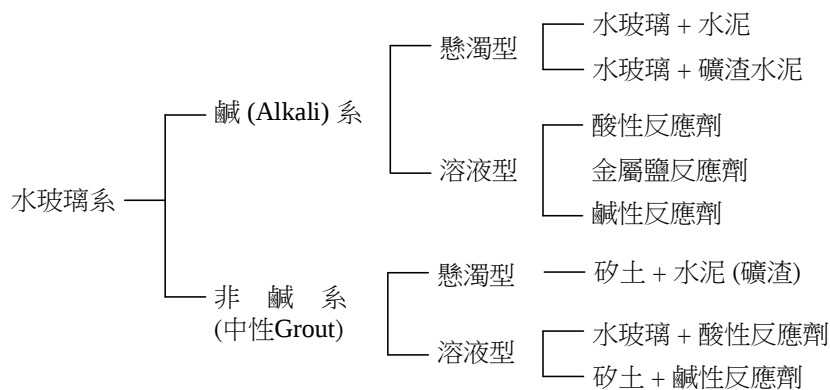


表-解9.2-11 灌漿材料依不同目的分類

項 目			基 本 條 件
改良目的	止 水		考慮滲透性之低黏性溶液型藥液 (但事前處理可使用懸濁型者)
	強化地層	滲透	能改善地層之滲透性並使其固結具有相當強度之必要時－低黏性溶液型藥液
		脈狀	膠凝時間短，均勻膠凝強度高之懸濁型藥液
			均勻膠凝強度大且具有滲透性之藥液
		湧泉	1. 為地下水所稀釋亦不致延緩膠凝時間之藥液 2. 具有瞬結性固結之藥液 (溶液型或懸濁型) = 使用二重管
	混合灌漿	先行灌漿	膠凝時間短，均勻膠凝強度較高懸濁型藥液
		本灌漿	與先行灌漿材料性質相同且具有滲透性之藥液
特 殊 地 層			(酸性、鹼性地層、泥煤層等) 應事先採樣(Picker)、試驗(Test)、校核(Check)再行選定適宜之灌漿材料
其 他			檢討環境汙染之影響 (毒性、地下水汙染、水汙染等)

註：(1) 黏性土，灌漿材料將其骨骼構造破壞，土質黏性高時藥液膠凝本身強度亦應高。
 (2) 砂質土，為其粒子之排列狀態不受外力引起變化，而僅滲透填充其粒子孔隙，因此，灌漿材料基本上選用低黏性者。

表-解9.2-12 土壤種類與填充率(日本國鐵灌漿設計施工指針方案)

土壤種類	灌 漿 目 的	N 值	孔 隙 率 (%)		填充率 (%)
			範 圍	標準值	
黏土、沉泥	止 水、 強化地盤	0 ~ 4	65 ~ 75	70	約 40
		4 ~ 8	50 ~ 70	60	約 30
		8 ~ 15	40 ~ 60	50	約 20
砂	止 水	0 ~ 10	46 ~ 50	48	約 60
		10 ~ 30	40 ~ 48	44	約 60
		30 以上	30 ~ 40	35	約 50
	強化地盤	0 ~ 10	46 ~ 50	48	約 50
砂 礫	止 水	10 ~ 30	40 ~ 60	50	約 60
		30 ~ 50	28 ~ 40	34	約 60
		50 以上	22 ~ 30	26	約 60

3. 水玻璃系藥液具瞬凝固結效果，瞬凝之時間(秒數)依藥液濃度、配比及溫度不同。
4. 灌漿量可依土壤種類、灌漿目的及孔隙率而定出填充率，一般參照日本經驗，如表-解 9.2-12 所列。對於久性灌漿，須要確認灌漿材之耐久性。
5. 設計灌漿材料用量時，除孔隙填充率外，要考慮漿液流失之可能性。灌漿材料用量計算，可參照式(解 9.2-7)進行。

$$Q = V \cdot n \cdot \alpha(1 + \beta) = V \cdot \lambda \quad \text{式(解9.2-7)}$$

其中 Q ：總灌漿量(m^3)

V ：灌漿改良範圍內之土體體積(m^3)

n ：土壤孔隙率(%)

α ：孔隙填充率(%)， $\alpha(1 + \beta)$ 為填充率

β ：漿液流失係數，正常地層 $\beta=10\%$ 以內，特殊地層 $\beta>10\%$

λ ：注入率， $\lambda = n \cdot \alpha(1 + \beta)$ (%)

6. 灌漿壓力依漿液濃度、凝結時間、地層抗力及灌注管長度而決定，常用之灌漿壓力在 $10\text{kgf/cm}^2 \sim 70\text{kgf/cm}^2$ 範圍。

9.2.6 加勁法

本方法係於土層中埋設加勁材以達到提高土層總體強度、增加穩定度及減少沉陷量之處理方法。加勁法一般有下列數種：

- (1) 岩栓
- (2) 土釘
- (3) 微型樁
- (4) 加勁土
- (5) 地工合成物
- (6) 短樁

【解說】

1. 本節第(2)項所稱之土釘係在邊坡土體表面裝設水平向或具角度之長金屬桿件(釘體)，藉其抗拉力、抗剪力及抗彎矩能力增加土體穩定度。土釘裝設可以鑽孔灌漿或打設貫入方式進行。土釘完成後通常加預力或施加少量預力，以被動方式加固土體，有異於地錨之預加全部拉力。
2. 本節第(3)項所稱之微型樁係泛指樁徑 10 公分至 30 公分之樁，其材料為水泥漿、水泥砂漿及混凝土漿等，並採用鋼筋、鋼棒、鋼管、鋼軌或型鋼等加勁材。微型樁之施工方法有鑽掘灌漿式、打擊式或油壓貫入式，當微型樁以不同角度相配合，類似植物之根系時，亦稱為「根樁」。
3. 本節第(4)項所稱之加勁土係在回填材料中，分層加入條狀加勁片，並外繫面板或格網回包之柔性重力式擋土牆。回填材料採用砂質土壤，加勁片為鍍鋅鋼片或格網，牆面板採用鋁金屬板、混凝土板或格網回包等。擋土牆面可用垂直、梯階或斜坡式砌築。
4. 本節第(5)項所稱之地工合成物係指利用地工聚合物或地工織物之高強度韌性等力學性能結合回填土構築成複合土工結構物增大土體之強度。
5. 本節第(6)項所稱之短樁，係指當地層中軟弱土層之支承力不足或沉陷量過大時，以短樁群貫入軟弱土層中之方式以改善地層條件，其目的並非作為結構承載使用，故可視為地質改良樁，可依複合土之觀念進行設計。

9.2.7 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。

【解說】

科技日新月異，其他工法有熱瀝青灌漿、冰凍工法、炸震工法、聚胺酯(PU)、生物科技應用等工法，可依地層及環境特性經詳細評估後選用。

9.3 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。

9.4 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。

9.5 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，應考慮改良效果之時效性及材料之耐久性。
- (2) 應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、抑制變形或止水效果之改良工法；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。另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。

9.6 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】

1. 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個作業程序。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，以使未來大量施作時能具有最大成效。

2. 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，自然無須進行模擬施工。

9.7 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，應以現場貫入試驗或剪力波速量測為主，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，大部分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。

9.8 局部改良之檢核

1. 如僅對基地之地層進行局部改良時，應針對已改良部分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個基礎之行為，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。

9.9 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。

第十章 土壤液化評估

10.1 土壤液化

建築物基地應針對地盤之土層進行土壤液化潛能分析，評估地震時是否產生土壤液化現象，作為建築物基礎耐震設計之依據。

【解說】

地震時飽和土壤之液化為工程結構物受損之主要原因之一。飽和土壤產生液化之機制為土壤內孔隙水壓因受地盤震動作用而上升，引致土壤剪力強度減小，當孔隙水壓上升至與土壤之有效應力相等時，即產生土壤液化現象。土壤液化可能會產生各種地盤變位現象，如噴砂、地盤沉陷及側潰等，同時因基礎土壤之液化使其支承力減低，甚或完全喪失，造成建築物沉陷與傾斜等現象，影響建築物之安全性；此外，建築物維生管線常因差異沉陷而損壞，影響建築物之使用功能。因此須評估基地土壤之液化潛能，據以進行耐震設計。

10.2 地震參數

土壤液化評估所採用之地震參數應依工程之重要性、基地之地質特性及地震資料以機率法決定之，或參考內政部頒布之「建築物耐震設計規範與解說」之規定，選取適合該工程使用之地震參數值進行土壤液化評估。

【解說】

對一基地受地震作用時，影響地盤振動之因素包括地震之震源位置、震源機制、傳播路徑及基地之地盤性質等。因此，欲評估基地之設計地震大小，應以或然率理論為基礎，考慮該區域之地質環境(包括板塊運動、地質構造、斷層位置及活動性等)，以及已往所發生地震之規模及發生機率，並考慮基地土層之性質，進行地盤反應分析，決定

地表運動之特性及大小，作為設計之基準。

對於重大建築物之基地，應進行詳細之地震危害度評估選取具代表性之設計地震。對於一般小型建築物而言，可直接引用內政部頒布之「建築物耐震設計規範與解說」(簡稱建築物耐震設計規範)之規定。由於建築物耐震設計規範會因新近研究或新事證而作調整，故本規範不重覆規定，以下僅作原則性之說明，設計分析時應依據內政部頒布之建築物耐震設計規範，選取適合該工程使用之地震參數值，進行土壤液化評估與耐震設計。

液化評估所需之地震參數包括尖峰水平地表加速度 A 與地震矩規模 M_w ，目前之「建築物耐震設計規範與解說」所考慮地震分為三級，即中小度地震、設計地震與最大考量地震。以下說明此三級地震之發生機率與土壤液化檢核要求。

- (1) 中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 %，所以在建築物使用年限中發生的機率相當高，因此要求建築物基礎土層於此中小度地震作用下不得發生土壤液化現象。
- (2) 設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率為 10%。於此地震等級下容許基地土層發生土壤液化現象，惟基礎耐震設計需考慮液化作用之影響，使基礎不得產生嚴重損壞，於地震後可以修復為原則。
- (3) 最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 %。於此地震等級下容許基地土層發生土壤液化現象，惟基礎耐震設計須考慮液化作用之影響，使建築物於此罕遇之地震作用下不致發生及嚴重之損壞或倒塌，以避免造成嚴重之人命損失或造成二次災害。因為此級地震發生機率甚小，原則上僅對重要係數 $I=1.5$ 之建築物，才須檢核最大考量地震作用時土壤發生液化之影響。

對應此三級地震，目前之建築物耐震設計規範係依據地震危害度分析之結果，列表規定各地區之結構物譜加速度值，並無直接列出對應此三級地震之尖峰水平地表加速度 A ，而以有效尖峰加速度(Effective Peak Acceleration, EPA)取代之。因此設計分析時應依據建築物耐震設計

規範之規定，考慮地震分區、地盤種類、近斷層效應與地盤放大效應，估算所分析工址各級地震之加速度反應譜值，再計算所對應之有效尖峰加速度(EPA)值，作為尖峰水平地表加速度 A ，用於土壤液化潛能分析。

土壤液化潛能分析時所需之另一地震參數為地震規模，用以考慮地振動延時對土壤液化的影響，通常地震規模越大，其振動延時越長，就愈容易發生土壤液化，因此對於不同大小之地震就必須考慮地震規模修正因子。對於土壤液化潛能分析之地震規模修正因子，美國 NCEER(1997)建議採用地震矩規模 M_w ，本規範沿用之。對應三級地震，土壤液化評估使用之地震規模建議可參考表-解 10.2-1，此表係根據國家地震工程研究中心所進行地震危害度分析之結果，藉由參數拆解識別發生機率最大之地震事件所對應之地震規模，但為簡化起見，本表係以縣市為單位作分區，再綜合考慮歷史地震事件之影響所研訂。表-解 10.2-1 之地震規模係根據發生機率之觀點所制定，並非該地區之最大地震規模，若為保守計，設計者亦可選取該地區之最大地震規模，藉以進行液化評估，惟不得小於表-解 10.2-1 建議之規模。

表-解 10.2-1 土壤液化潛能評估地震規模修正因子使用之地震矩規模 M_w

縣、市	對應中小震度 之地震規模	對應設計震度 之地震規模	對應最大考量震 度之地震規模
基隆市、新北市、台北市、宜蘭縣市、花蓮縣市、台東縣市	7.1	7.3	7.5
桃園市、台中市、彰化縣市、南投縣市、雲林縣、嘉義縣市、台南市、高雄市	6.9	7.1	7.3
新竹縣市、苗栗縣市、屏東縣市	6.7	6.9	7.1
澎湖縣、金門地區、馬祖地區	6.5	6.7	6.9

10.3 土壤液化潛能評估

土層液化與否，由抗液化安全係數 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層為液化土層。 F_L 依下式計算：

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{式(10.3-1)}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比或尖峰剪應力比。

【解說】

土壤液化的評估須評估基地土壤之抗液化強度，要有詳細之地質鑽探與土壤試驗資料，以供推估土壤抗液化強度，依試驗方式，評估方法可分為室內試驗法與簡易評估法兩類，惟工程實務中常採用簡易評估法，如 $SPT-N$ 法， $CPT-q_c$ 法及 V_s 法等。前兩類方法為工程上較常使用之方法，其中 $SPT-N$ 簡易評估法有很多，但較常被採用者有 Seed et al.(1985), NCEER(1997), 日本道路協會(1996), Tokimatsu and Yoshimi(1983)等；而 $CPT-q_c$ 法則有 Robertson(2010), Olson(1997), Ku and Juang(2012)等。有關土壤液化的評估，上述方法均經長時間之發展與應用，原則上都具有可以參考應用之價值。

各種液化評估法都有其發展背景、基本資料庫、以及限制條件等，使用時實應謹慎評估；長期以來，國內常都採用 $SPT-N$ 法，故以下列舉台、美、日三國具代表性之方法，即雙曲線函數(Hyperbolic Function, HBF)液化評估法(黃俊鴻等人，2012)、NCEER 法(Youd et al., 2001)、日本建築學會法(AIJ, 2001)與日本道路協會法(JRA, 1996)。

(1) HBF 法

本方法主要係參考 Seed et al.(1985)發展簡易評估法之基本架構，利用地震時現地土壤發生液化與非液化之案例資料，用以界定土壤之

抗液化強度。發展 HBF 評估法時所用之案例資料，除包含世界各國之案例三百多筆資料(Cetin, et. al, 2000)外，更增加國內集集地震之案例三百多筆，迴歸分析時採用雙曲線函數(Hyperbolic Function，HBF)表示土壤之抗液化強度，故為一包含本土集集地震資料所發展出來之液化評估法(黃俊鴻等人，2012)。其分析流程如圖-解 10.3-1 所示。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

對於沖積層之飽和土層，符合以下條件時，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之評估。

- (1)位於地表面下 20 公尺以內，且位於地下水位以下之飽和土層。
- (2)塑性指數 I_p 小於 7 之土層。

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{式(解 10.3-1)}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依下式計算

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \quad \text{式(解 10.3-2)}$$

$$CRR_{7.5} = 0.08 + \frac{0.0035 \times (N_1)_{60cs}}{1 - (N_1)_{60cs} / 39} \quad \text{式(解 10.3-3)}$$

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-1.8} \quad \text{式(解 10.3-4)}$$

$$(N_1)_{60cs} = K_s \times (N_1)_{60} \quad \text{式(解 10.3-5)}$$

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad \text{式(解 10.3-6)}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_{v0}}} \leq 1.7 \quad \text{式(解 10.3-7)}$$

$$K_s = \begin{cases} 1.0 & FC \leq 10 \\ 1 + 0.07 \times \sqrt{FC - 10} & FC > 10 \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-8)}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$ ：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：地震規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表-解 10.2-1)；

N_{60} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 60%時之標準貫入試驗 N 值；

P_a ：覆土壓力修正參考值，取 $10.2 \text{ tf/m}^2 (=100 \text{ kN/m}^2)$ 計算；

$(N_1)_{60}$ ：經有效覆土壓力修正後鑽桿傳遞貫入能量比 60%時之 N 值；

$(N_1)_{60cs}$ ：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；

C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；

K_s ：土壤細料影響之修正係數；

FC ：土壤細粒含量(%)，為粒徑 $75\mu\text{m}$ 以下土粒之通過重量百分率。

要計算上述之 N_{60} ，需有實際錘擊能量比之數據。對於有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測得到之錘擊能量比輸入計算；對於沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70% 能量比輸入，而拉索式落錘可採用 60% 能量比輸入。

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算

$$CSR = 0.65 \times \frac{A}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad \text{式(解 10.3-9)}$$

$$r_d = \begin{cases} 1.0 - 0.01 z & z \leq 10\text{m} \\ 1.2 - 0.03 z & 10\text{m} < z \leq 20\text{m} \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-10)}$$

$$\sigma_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-11)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-12)}$$

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)。

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

γ'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)；

(2) NCEER (2001)法

NCEER(2001)法是源自於美國 H.B. Seed 教授所提出之簡易經驗法 (1971,1979,1983,1985)，於 1997 年美國地震工程研討會時，經各學者討論歸納後所提出之修正版本。Seed 簡易經驗評估法早年蒐集世界上許多規模 $M \geq 7.5$ 大地震時發生液化及無液化情況之案例，估計地震時現地土壤所受之反覆剪應力比，及其與 SPT-N 值之關係，再根據液化及非液化案例之分布情形，選定區分發生液化與非液化案例之臨界曲線，將其視為土壤之抗液化強度。針對於不同地震規模，則利用規模與振動作用周數之經驗關係，建立了不同地震規模之抗液化強度曲線，爾後亦加入考慮細料含量對抗液化強度之貢獻。如此，即可直接利用現地 SPT-N 值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能，在使

用上甚為簡便。此法歷經多年之改進，於 1997 年美國 NCEER 研討會出版之論文集(Youd and Idriss,1997)中，將 Seed 簡易經驗評估法所需圖表，均進行回歸加以公式化，以便撰寫計算程式。該分析流程再經美國土壤液化專家於研討會中討論後，由 Youd 等人(2001)整理會中結論，提出 NCEER(National Center of Earthquake Engineering Research)法。

NCEER(2001)法廣泛應用於歐美等國家，在我國早期亦採用 Seed (1985)之方法，為工程師較熟悉之液化評估方法。其分析流程如圖-解 10.3-2 所示。

a. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{式(解 10.3-13)}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 b 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 c 項；

b. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依下式計算

$$CRR = CRR_{7.5} \times MSF \quad \text{式(解 10.3-14)}$$

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34-x} + \frac{x}{135} + \frac{50}{[10x+45]^2} - \frac{1}{200} \quad \text{式(解 10.3-15)}$$

$$x = (N_1)_{60cs}$$

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7.5} \right)^{-2.56} \quad \text{式(解 10.3-16)}$$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \quad \text{式(解 10.3-17)}$$

$$(N_1)_{60} = C_N \times N_{60} \quad \text{式(解 10.3-18)}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_{v0}}} \leq 1.7 \quad \text{式(解 10.3-19)}$$

$$\alpha = \begin{cases} 0 & \text{當 } FC \leq 5 \\ \text{EXP}[1.76 - (190/FC^2)] & \text{當 } 5 < FC \leq 35 \\ 5.0 & \text{當 } 35 < FC \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-20)}$$

$$\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{當 } FC \leq 5 \\ 0.99 + (FC^{1.5}/1000) & \text{當 } 5 < FC \leq 35 \\ 1.2 & \text{當 } 35 < FC \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-21)}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

$CRR_{7.5}$ ：在地震矩規模 7.5 時土層之抗液化剪力強度比；

MSF ：地震規模修正因子；

M_w ：地震矩規模(見表-解 10.2-1)；

N_{60} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 60%時之標準貫入試驗 N 值；

P_a ：覆土壓力修正參考值，取 $10.2 \text{ tf/m}^2 (=100\text{kN/m}^2)$ 計算；

$(N_1)_{60}$ ：經有效覆土壓力修正後鑽桿傳遞貫入能量比 60%之 N 值；

$(N_1)_{60cs}$ ：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；

C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；

α 及 β ：土壤細料影響之修正係數；

FC ：土壤細粒含量(%)，為粒徑 $75\mu\text{m}$ 以下土粒之通過重量百分率。

c. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算

$$CSR = 0.65 \times \frac{A}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad \text{式(解 10.3-22)}$$

$$r_d = \frac{(1 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1 - 0.4177z^{0.5} + 0.05729z - 0.006205z^{1.5} + 0.00121z^2)} \quad \text{式(解 10.3-23)}$$

$$\sigma_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-24)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-25)}$$

其中，

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w ：地下水位之深度 (m)。

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m^3)；

γ'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m^3)；

(3) AIJ 法(2001，2019)

此方法主要係根據東京工業大學 Tokimatsu and Yoshimi(1983)所提出之方法，略經修改後已被日本建築學會(Architecture Institute of Japan, AIJ, 2001)納為設計規範。Tokimatsu and Yoshimi(1983)方法係根據日本地震液化案例及綜合現地冰凍土樣之液化試驗結果發展而成，有關細料含量對抗液化強度方面之考量相當詳盡，細料影響之參數係採用過 200#篩之含量 $FC(\%)$ ；此外，本法亦將地震規模 M 之影響直接併入地震引致地盤剪應力比之計算式。其分析流程如圖-解 10.3-3 所示。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

對於沖積層之飽和土層，符合以下條件時，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之評估。

- (1) 位於地表面下 20 公尺以內，細料含量<35%之飽和沖積砂質土層。
- (2) 細料含量>35%之細粒土，其黏土含量<15%或塑性指數 $I_p < 15$ 之回填土層。

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{式(解 10.3-26)}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之平均反覆剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比 CRR ，依圖-解 10.3-3 評估

$$N_a = (N_1)_{72} + \Delta N_f \quad \text{式(解 10.3-27)}$$

$$(N_1)_{72} = C_N \times N_{72} \quad \text{式(解 10.3-28)}$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma_{v0}}} \leq 1.7 \quad \text{式(解 10.3-29)}$$

$$\Delta N_f = \begin{cases} 0 & \text{當 } FC \leq 5 \\ 1.2 \times (FC - 5) & \text{當 } 5 < FC \leq 10 \\ 6 + 0.2 \times (FC - 10) & \text{當 } 10 < FC \leq 20 \\ 8 + 0.1 \times (FC - 20) & \text{當 } 20 < FC \leq 50 \\ 11 & \text{當 } 50 < FC \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-30)}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

N_{72} ：在鑽桿傳遞貫入能量比 72%時之標準貫入試驗 N 值；

P_a ：覆土壓力修正參考值，取 $10.2 \text{ tf/m}^2 (=100\text{kN/m}^2)$ 計；
 $(N_1)_{72}$ ：經有效覆土壓力修正後鑽桿傳遞貫入能量比 72%之 N 值；
 N_a ：考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；
 C_N ：有效覆土應力修正係數，宜以鑽探時水位計算有效覆土應力；
 ΔN_f ：土壤細料影響之增加 N 值；
 FC ：土壤細粒含量(%)，為粒徑 $75\mu\text{m}$ 以下土粒之通過重量百分率。

要計算上述之 N_{72} ，需有實際錘擊能量比之數據。對有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測到之錘擊能量比輸入計算；沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70% 能量比輸入，拉索式落錘可採用 60% 能量比輸入。

d. 地震引致土層之平均反覆剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算

$$CSR = 0.1(M_w - 1) \frac{A \sigma_{v0}}{g \sigma'_{v0}} r_d \quad \text{式(解 10.3-31)}$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad \text{式(解 10.3-32)}$$

$$\sigma_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-33)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-34)}$$

其中，

M_w ：地震矩規模(見表-解 10.2-1)；

A ：尖峰水平地表加速度(g)；

g ：重力加速度；

σ_{v0} ：垂直總覆土壓力 (tf/m^2)；

σ'_{v0} ：垂直有效覆土壓力 (tf/m^2)；

r_d ：地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

- z ：評估土層距離地表面之深度 (m)；
 h_w ：地下水位之深度 (m)。
 γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)；
 γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)；
 γ'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)；

(4) JRA 法(1996)

阪神地震後，日本道路協會將該次地震液化經驗與及因應震度大幅提高等因素檢討過去 JRA(1990)之土壤液化判定方法，包括重新探討需要進行液化評估之土壤種類，直下型近震及板塊型遠震之地震力，修訂抗液化強度的計算方法等。此方法稍微改善過去低估高 N 值土壤抗液化強度之缺點，在考慮細料對抗液化強度之影響，改以細料含量 $FC(\%)$ 為參數進行評估。其分析流程如圖-解 10.3-4 所示。此法與上述其他方法最大的差異為不考慮地動延時的影響(即地震規模的影響)，以及使用剪應力比之尖峰值計算安全係數。

a. 應進行液化潛能判定之砂土層

符合以下所有三項條件的沖積層之飽和砂土層，在地震時可能液化現象，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之判定。

- (1) 地表面下 20 公尺以內之飽和砂土層，且地下水位在地表面 10 公尺以內時。
- (2) 細粒土壤含有率 FC 在 35% 以下，或 FC 超過 35%，塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。
- (3) 通過率為 50%之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且 10% 粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層

b. 抗液化安全係數

液化潛能由抗液化安全係數 F_L 值決定之。 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} \quad \text{式(解 10.3-35)}$$

其中，

F_L ：抗液化安全係數；

CRR ：土層之抗液化剪力強度比，見本節第 c 項；

CSR ：地震引致土層之尖峰剪應力比，見本節第 d 項；

c. 土層之抗液化剪力強度比

土層之抗液化剪力強度比依下式評估：

$$CRR = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-36)}$$

其中，

砂質土：

$$N_a = C_1 (N_1)_{72} + C_2 \quad \text{式(解 10.3-37)}$$

$$(N_1)_{72} = 17 \times \frac{N_{72}}{(\sigma'_{v0} + 7)} \quad \text{式(解 10.3-38)}$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-39)}$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad \text{式(解 10.3-40)}$$

礫質土：

$$N_a = \{ 1 - 0.36 \log_{10}(D_{50} / 2) \} (N_1)_{72} \quad \text{式(解 10.3-41)}$$

其中，

CRR ：土層之抗液化剪力強度比；

N_{72} : 在鑽桿傳遞貫入能量比 72%時標準貫入試驗所得之 N 值；
 $(N_1)_{72}$: 經有效覆土壓力修正後之 N 值；
 N_a : 考慮土壤細料含量影響之修正 N 值；
 σ'_{v0} : 垂直有效覆土壓力(tf/m²)，宜以鑽探時水位計算之；
 C_1, C_2 : 與細粒土壤含有率相關之 N 值修正係數。

要計算上述之 N_{72} ，需有實際錘擊能量比之數據。對有進行錘擊能量檢測之鑽孔，可依實際量測到之錘擊能量比輸入計算；沒有進行錘擊能量檢測之鑽孔，依過去經驗顯示，原則上，自由落錘可採用 70%能量比輸入，拉索式落錘可採用 60%能量比輸入。

d. 地震引致土層之尖峰剪應力比

土壤受地震力作用所引致的平均反覆剪應力比 CSR ，依下式計算

$$CSR = \frac{A \sigma'_{v0}}{g \sigma_{v0}} r_d \quad \text{式(解 10.3-42)}$$

$$r_d = 1 - 0.015z \quad \text{式(解 10.3-43)}$$

$$\sigma_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-44)}$$

$$\sigma'_{v0} = \{ \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (z - h_w) \} \quad \text{式(解 10.3-45)}$$

其中，

A : 尖峰水平地表加速度(g)；

g : 重力加速度；

σ_{v0} : 垂直總覆土壓力 (tf/m²)；

σ'_{v0} : 垂直有效覆土壓力 (tf/m²)；

r_d : 地震時剪應力沿地層深度方向之折減係數；

z : 評估土層距離地表面之深度 (m)；

h_w : 地下水位之深度 (m)。

γ_{t1} : 地下水位面上方之土壤單位體積重 (tf/m³)；

γ_{t2} : 地下水位面下方之土壤單位體積重 (tf/m³)；

γ'_{t2} : 地下水位面下方之土壤有效單位體積重 (tf/m³)；

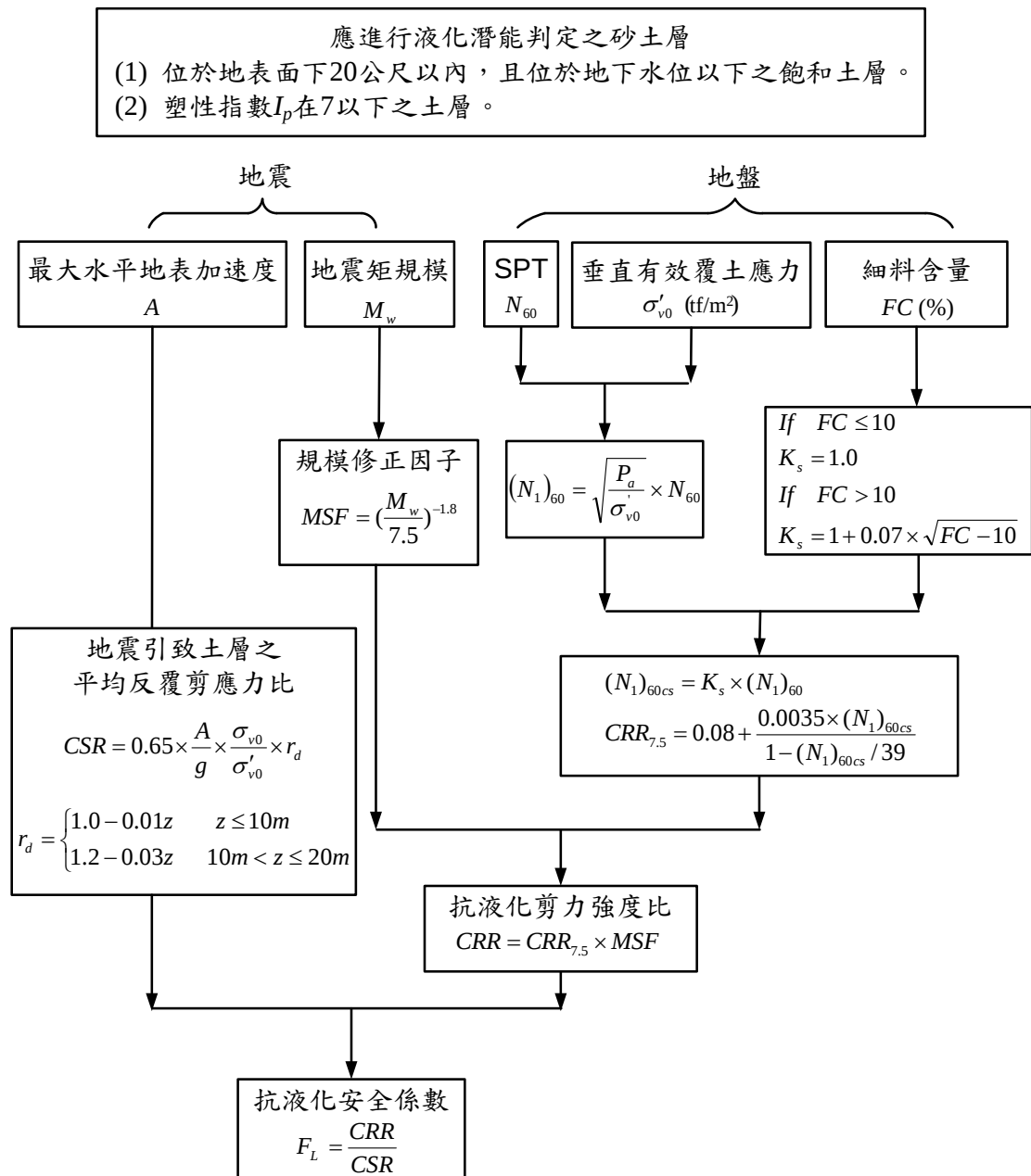


圖-解 10.3-1 雙曲線函數(HBF)液化評估法之計算流程

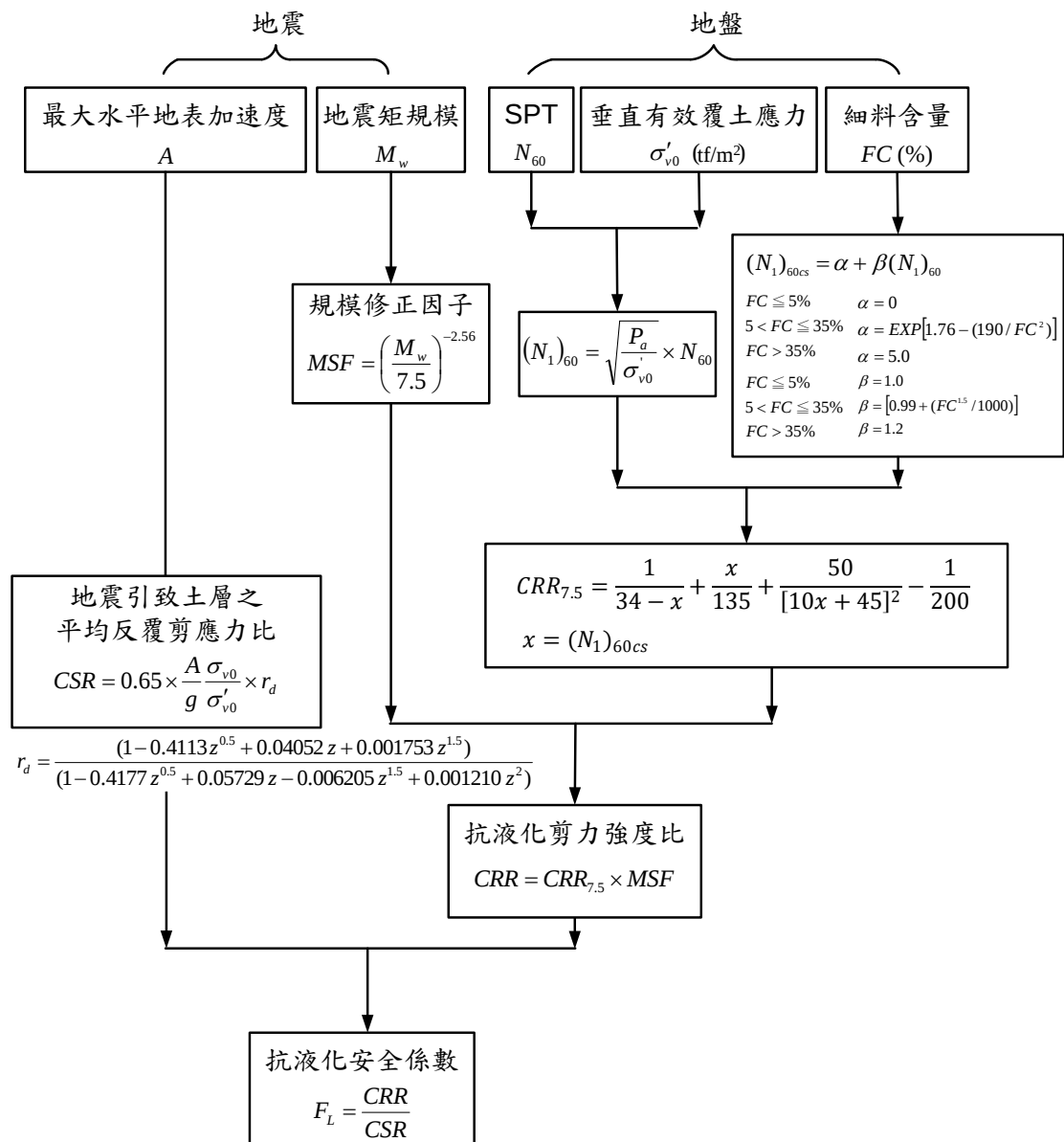


圖-解 10.3-2 NCEER 液化評估法之計算流程

應進行液化潛能判定之砂土層

(1) 位於地表面下20公尺以內，細料含量<35%之飽和沖積砂質土層。

(2) 細料含量>35%之細粒土，其黏土含量<15%或塑性指數 $I_p < 15$ 之回填土層。

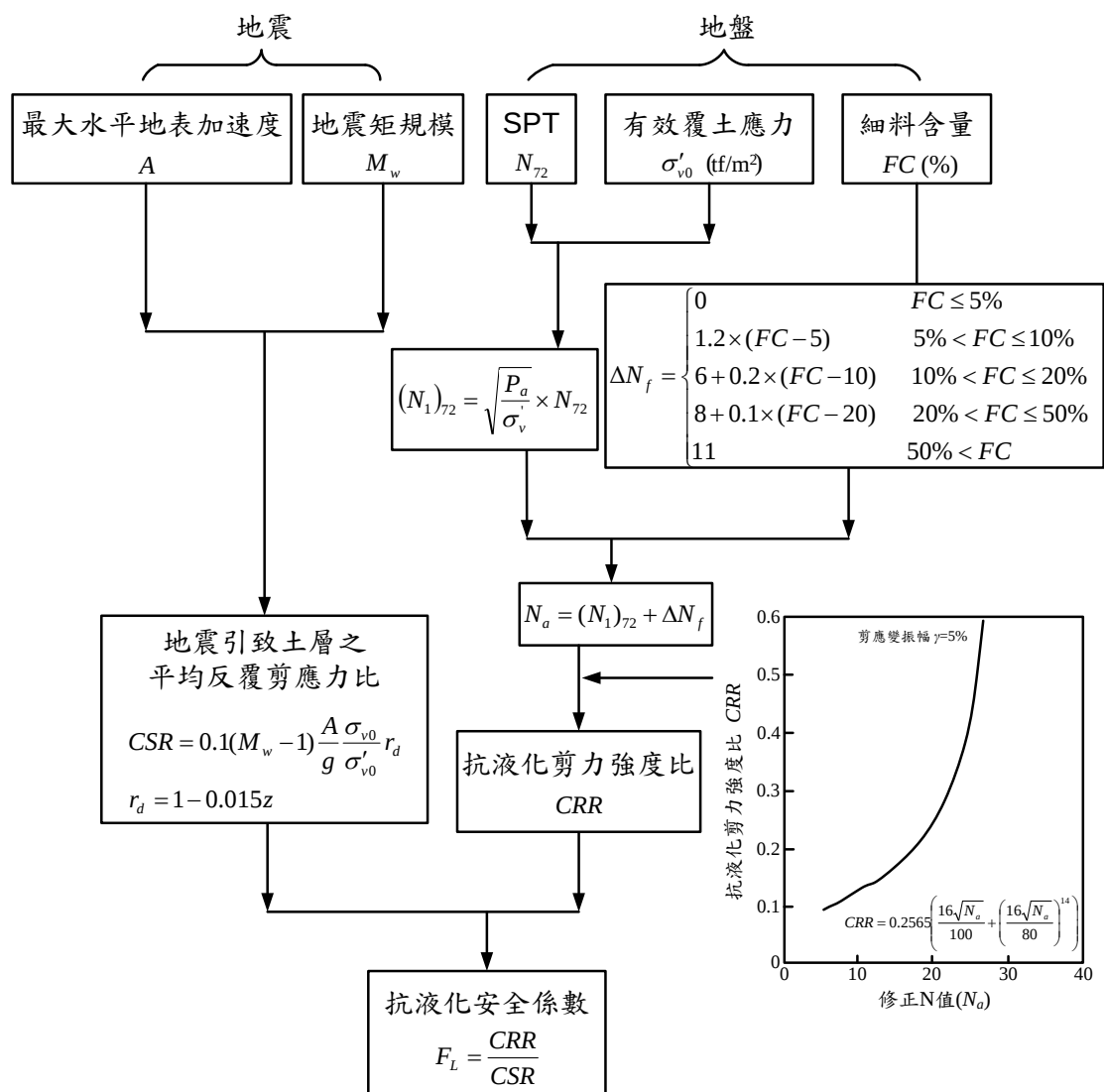


圖-解 10.3-3 AIJ 液化評估法之計算流程

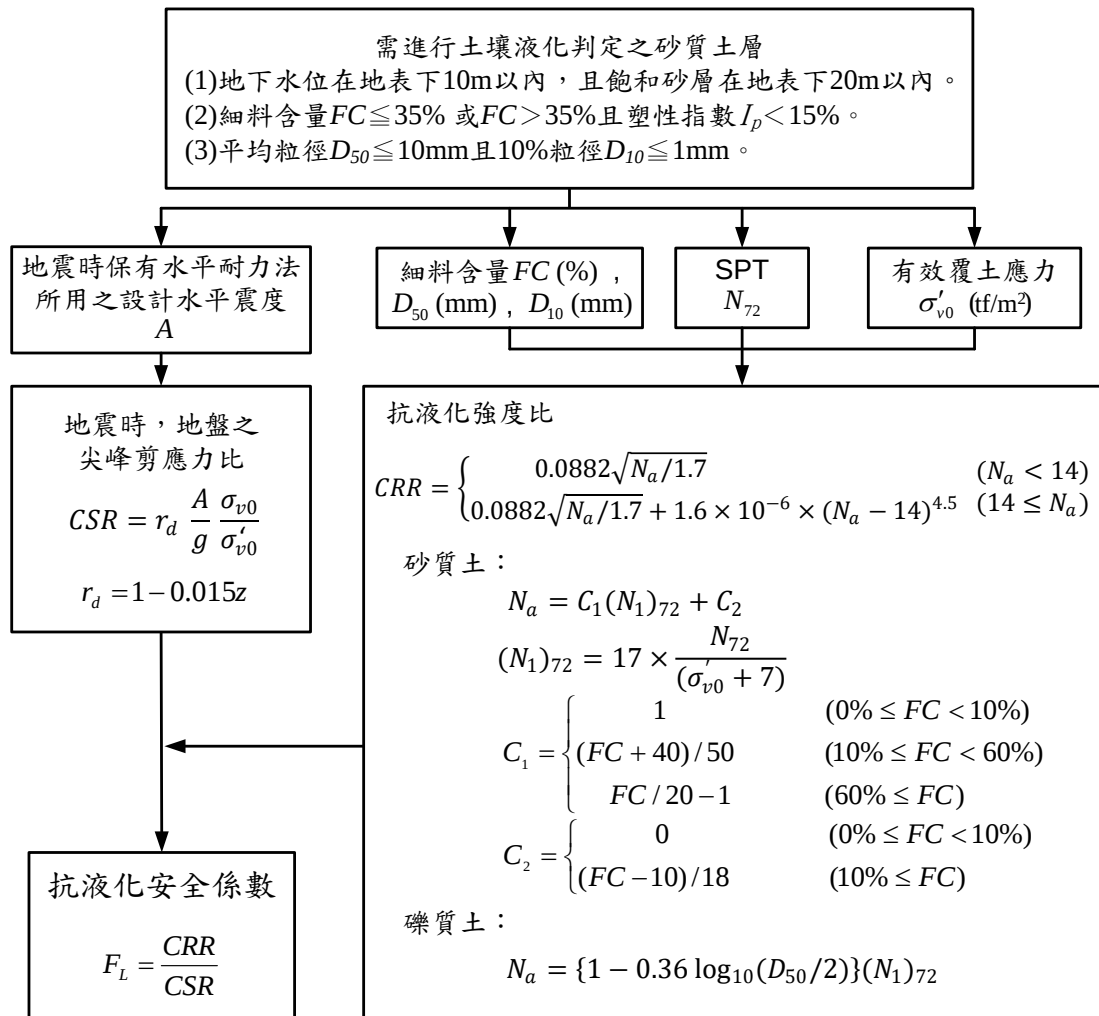


圖-解 10.3-4 JRA 液化評估法之計算流程

10.4 損害評估

建築物基地若具有高液化潛能之土層，應評估其受地震作用時之可能損害程度，有下列三種指標可用以進行評估：

- (1) 相對厚度
- (2) 液化潛能指數
- (3) 液化後地盤沉陷量

【解說】

地盤中某些土層發生液化現象時，其整體損害程度隨液化土層之深度、厚度及液化程度而定，目前工程實務上較常使用的整體地盤損害評估指標有三種，分述如下：

1. 相對厚度

根據 Ishihara(1985)之研究，地表是否產生土壤液化破壞現象決定於液化土層厚度與其上非液化土層厚度之比值，在各種不同震度下之關係如圖-解 10.4-1 所示，當 $PGA < 200gal$ 時，若地表非液化土層之厚度 H_1 大於其下液化土層之厚度 H_2 時，地表將不會產生顯著之破壞現象，在各種不同情況時 H_1 之決定方法如圖-解 10.4-2 所示。

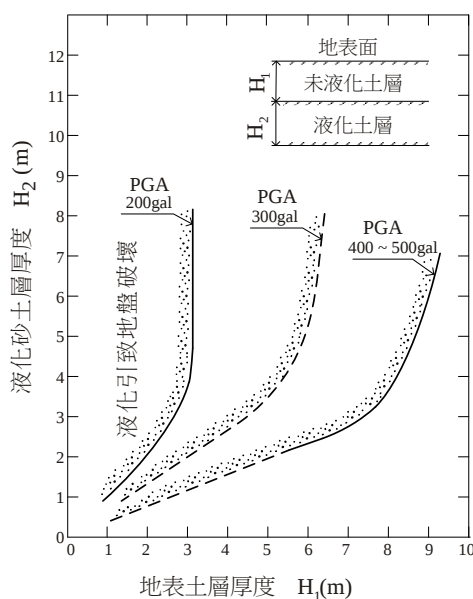


圖-解 10.4-1 土壤液化破壞之分界線(Ishihara, 1985)

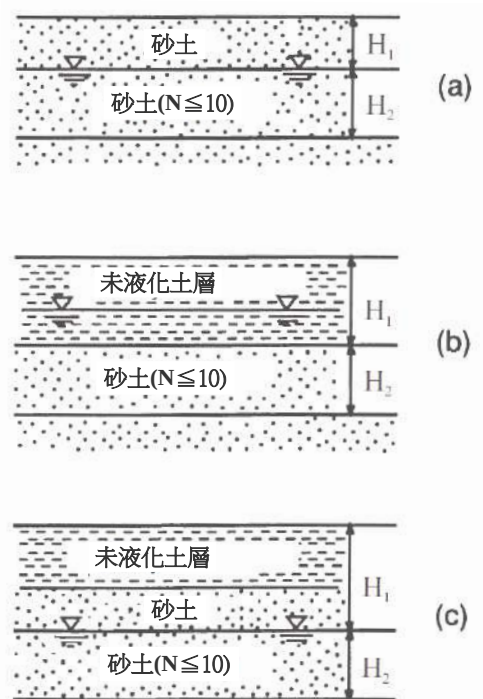


圖-解 10.4-2 液化土層與非液化土層厚度之定義(Ishihara, 1985)

2. 液化潛能指數 P_L

Iwasaki et al.(1982) 提出以液化潛能指數 P_L (Liquefaction Potential Index)評估土壤液化之嚴重程度，其定義如下所示

$$P_L = \int_0^{20} F(z)W(z)dz \quad \text{式(解 10.4-1)}$$

式內

P_L = 液化潛能指數，介於 0~100 之間；

z = 地盤深度(m)，考慮之深度範圍為 0~20m；

$F(z)$ = 液化程度係數，介於 0~1 之間，根據抗液化安全係數 F_L 以下式計算

$$F(z) = 1 - F_L \quad \text{若 } F_L > 1, \text{ 則 } F(z) = 0 \quad \text{式(解 10.4-2)}$$

$W(z)$ = 深度權重係數，以下式計算

$$W(z) = 10 - 0.5z \quad \text{式(解 10.4-3)}$$

Iwasaki et al.(1982)根據日本地震案例之研究，建立淺基礎建物之液化損害程度與液化潛能指數 P_L 之相關性，將地盤液化之損害程度劃分為三級，如下所示

$P_L \leq 5$	輕微液化
$5 < P_L \leq 15$	中度液化
$P_L > 15$	嚴重液化

3. 液化後地盤沉陷量 S_L

Ishihara and Yoshimine(1992)提出一套液化後地盤沉陷量的評估方法，該法係根據在試驗室進行飽和乾淨砂土之液化試驗過程中，當土壤試體發展出不同程度之剪應變後，即執行再壓密試驗，以求得在壓密後體積應變量與最大剪應變之關係，另外，再根據抗液化安全係數與最大剪應變之關係，即可建立不同緊密程度飽和乾淨砂土之抗液化安全係數 F_L 與液化後排水體積應變量 ε_v 之關係，如圖-解 10.4-3 所示。

當現地某土層 i 之抗液化安全係數求出後，即可用上述關係，求得其液化後之體積應變量 ε_{vi} ，再乘以土層厚度 H_i ，即可求出該土層之液化後沉陷量 S_{Li} 。若有多層液化土層，整體地盤之累加總沉陷為

$$S_L = \sum S_{Li} = \sum H_i \varepsilon_{vi} \quad \text{式(解 10.4-4)}$$

根據計算所得的液化沉陷量，Ishihara and Yoshimine(1992)將地盤液化損害程度劃分為以下三級：

損壞程度	沉陷量(cm)	地表現象
輕至無損壞	0-10	微小裂痕
中度損壞	10-30	小裂縫、砂滲出
廣泛損壞	30-70	大裂縫、砂噴出、地盤流動

Tokimatsu and Seed(1987)亦提出一套液化後地盤沉陷量的評估方法，該法依據現地沉陷案例觀察，輔以室內震陷試驗結果，建立液化

土壤在壓密後體積應變量、平均剪應力比與 $(N_1)_{60}$ 之關係，如圖-解 10.4-4 所示，藉以求得飽和乾淨砂土在地震作用下，液化後排水體積應變量 ε_v 之關係。再以上述相同方法，可估計液化後整體地盤沉陷量。

液化後沉陷量之評估結果，對於建築物維生管線之抗液化設計與排水功能的檢核，具有相當大的參考價值。依據上述地盤損害評估結果，對於具高液化損害潛能之建築基地，應視基地之地層特性、結構物型式及其重要性，參照第九章所述之方法進行地層改良，或依第 10.6 節所述之方法將土質參數折減，進行基礎耐震設計，以免地震時發生土壤液化引致之災害。

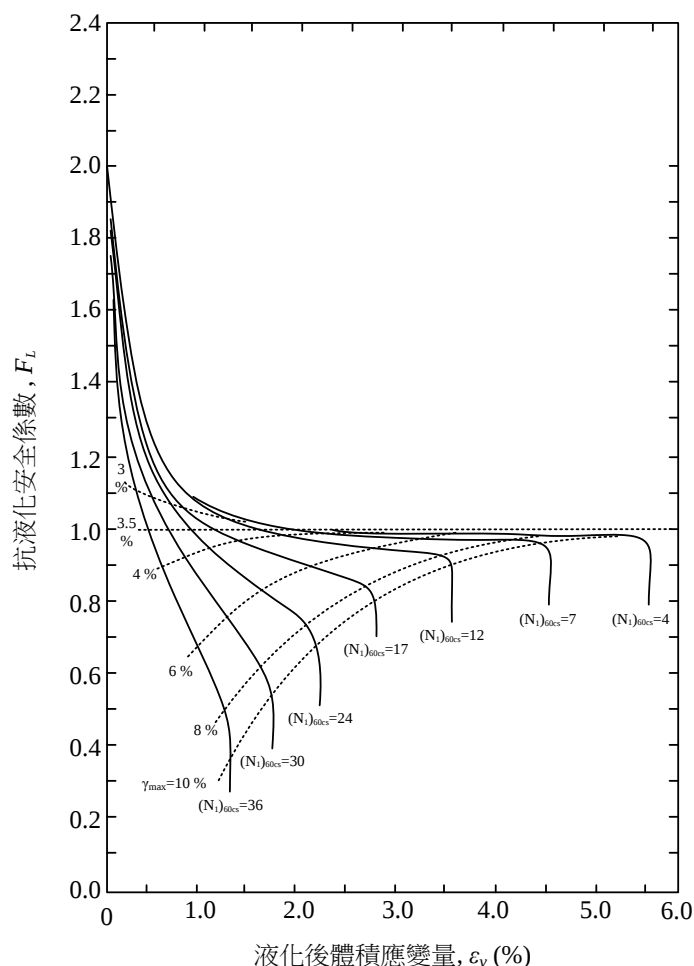


圖-解 10.4-3 飽和乾淨砂土之抗液化安全係數 F_L 與液化後排水體積應變量 ε_v 之關係(修改自 Ishihara & Yoshimine, 1992)

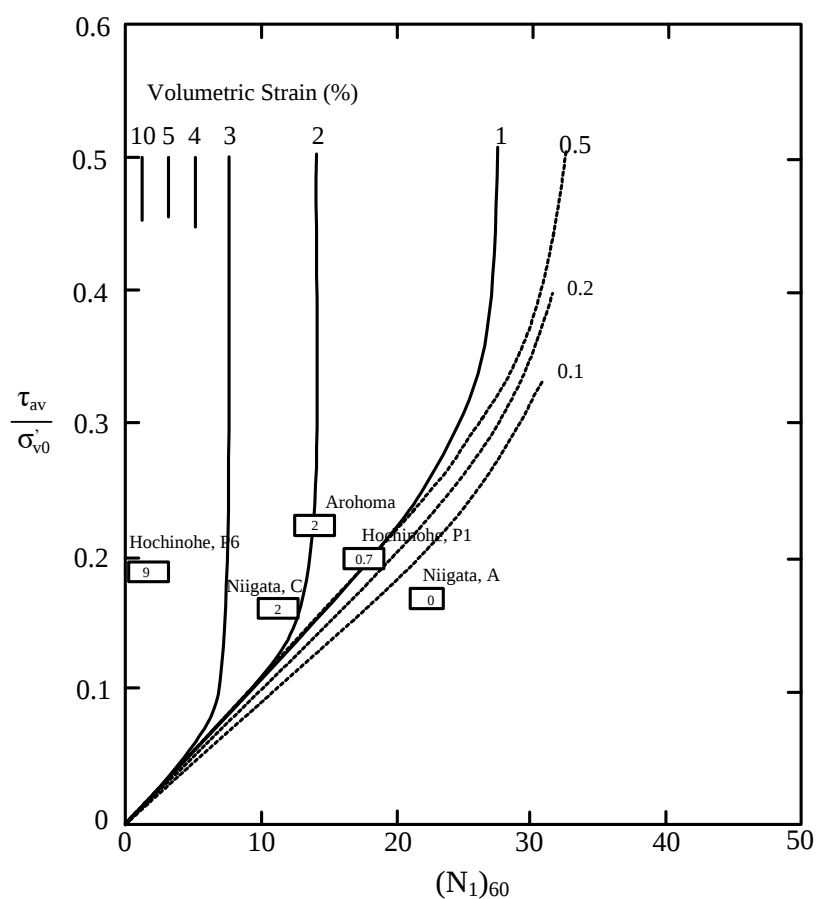


圖-解 10.4-4 飽和乾淨砂土液化後體積應變量 ε_v 、平均剪應力比與 $(N_1)_{60}$ 之關係(修改自 Tokimatsu & Seed, 1987)

10.5 液化地層土壤參數折減

1. 依 10.3 節評估可能液化之砂土層，應折減其耐震設計用土壤參數。
2. 土壤參數折減之土層，其全部重量仍應視為其下方土層之載重。

【解說】

1. 液化土層土質參數折減係數之由來，係根據 Iwasaki, et al.(1982)之室內模擬試驗結果推導而得，該試驗建立土壤孔隙水壓上升與試體表面承載力減小之關係，進而推衍抗液化安全係數 F_L 值所對應

之液化土質折減係數(翁作新，2017)。根據其試驗與推導過程，可了解其所謂土質參數的折減，係直接指地盤反力係數 K_v 值之折減，而其內涵其實代表對土壤模數 E 值之折減，因此在應用時可針對土壤彈簧 K 值或土壤模數 E 值作折減，進而評估其他相關參數供耐震設計使用。

2. 對於液化土層之參數折減，國內以往大都採用日本道路協會「道路橋示方書・同解說，Ⅴ耐震設計編」(1996)之折減係數進行設計，惟該規範對液化土層殘餘強度之折減程度不大，而美日與國內學者之研究與實驗室模擬試驗結果均顯示液化土壤之殘餘強度其實很小，因此本規範以下建議改採用日本建築學會「建築基礎構造設計指針」(1988, 2001)之液化折減參數進行設計，比較保守合宜。茲說明如下：

(a). 液化土壤之垂直阻抗

土壤液化發生後，由於液化土壤之剪力強度很小，因此埋置深度較淺之獨立基腳與地梁式基礎不宜配置於液化潛勢高之地基土壤上。建築物若採用較大型具地下室之筏式基礎、板式基礎、或具地下室與地下連續壁共構之基礎等，都具有較高之抗液化能力，局部土壤發生液化現象對大型基礎之影響通常較小，不致於發生嚴重災害，惟仍須審慎檢核建築物之液化沉陷量、以及其與周邊地盤之相對沉陷對維生管線之影響等問題。

對於樁基礎、沉箱等深基礎，若設置於液化土層中，土壤發生液化時，其周邊土層之摩擦強度將減為很小，無法提供有效之支承能力；因此，樁基礎與沉箱基礎必須貫穿上部液化土層，埋置一定長度於底部非液化土層，以確保其承載功能。

(b). 液化土壤之側向阻抗

關於液化土壤之側向阻抗，目前相關研究資料尚不充足。依據日本建築物之液化災損經驗，日本建築學會之「建築基礎構造設計指針」(1988)建議，對評估可能產生液化之土壤，應折減其耐震設計用之土壤參數。此處所指之土壤參數為土壤彈簧

模式中之側向地盤反力係數(k_{hl})與側向地盤極限反力(p_{yl})，其折減方式分別如下兩式所示：

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{-1/2} \quad \text{式(解 10.5-1)}$$

$$p_{yl} = \alpha p_{y0} \quad \text{式(解 10.5-2)}$$

其中， k_{hl} ：土壤液化時之側向地盤反力係數(tf/m³)；

β ：地盤反力係數之折減係數；

k_{h0} ：土壤沒有液化時，在側向變位 1cm 下之側向地盤反力係數(tf/m³)；

y_r ：側向變位(cm)；

p_{yl} ：土壤液化時之地盤極限反力(tf/m²)；

α ：地盤極限反力之折減係數；

p_{y0} ：土壤沒有液化之地盤極限反力(tf/m²)。

在土壤沒有液化或軟化條件下，折減係數 $\alpha=\beta=1$ 。地震時土壤發生液化，假設地盤反力係數與地盤極限反力的折減程度相同，則 $\alpha=\beta=D_E$ ，土壤參數折減示意如圖-解 10.5-1 所示。參考日本建築學會(1988)建議之折減係數 D_E ，經調整修正後如表-解 10.5-1 所示，以 $(N_1)_{60cs}$ 表示，應用時，以 AIJ 法與 JRA 法計算所得之 N_a 可概略依能量比方式修正使用。

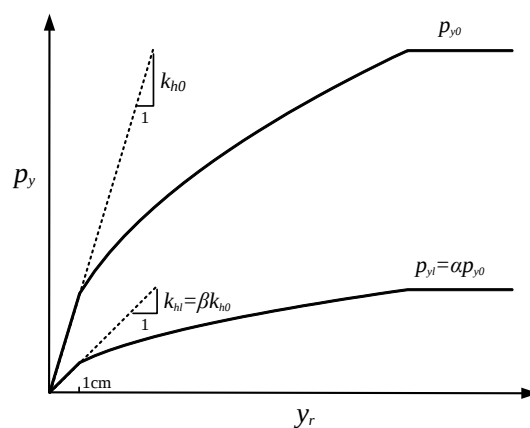


圖-解 10.5-1 土壤參數折減示意圖(AIJ, 2001)

表-解 10.5-1 土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距地表面之深度 z (m)	$(N_1)_{60cs} \leq 5$	$5 < (N_1)_{60cs} \leq 10$	$10 < (N_1)_{60cs} \leq 20$	$20 < (N_1)_{60cs}$
$F_L \leq 0.5$	$0 \leq z \leq 10$	0	0	0.05	0.1
	$10 < z \leq 20$	0	0.05	0.1	0.2
$0.5 < F_L \leq 0.75$	$0 \leq z \leq 10$	0	0.05	0.1	0.2
	$10 < z \leq 20$	0.05	0.1	0.2	0.5
$0.75 < F_L \leq 1$	$0 \leq z \leq 10$	0.05	0.1	0.2	0.5
	$10 < z \leq 20$	0.1	0.2	0.5	1.0

表-解 10.5-1 之折減係數依據抗液化安全係數、土層深度與 N 值大小而變化。抗液化安全係數較低，表示液化程度較為嚴重，因此折減程度較大；考量深度在 10 公尺以下土層產生完全液化之案例很少，且其覆土壓力較大，土壤液化之弱化程度較低，故其折減程度較小；對於 N 值較大的土壤，因其較為緊密，雖然地震時會瞬時液化(有效應力為零)，但因剪動膨脹效應，孔隙水壓又會降低，剪力強度又會恢復，因此在反覆剪應力作用下僅會發生累積變形，但不會完全喪失強度，因此其折減程度較小。

因為過去規範以抗液化安全係數之大小選擇折減係數的方式，在學理上有很大的爭議。 F_L 值小於 1.0 時，即發生液化，土層幾無阻抗， F_L 值再小，也是液化狀態。因此液化土層的變形程度主要跟土壤的剪脹特性以及液化狀態的持續時間有關。液化持續時間無法以簡易法評估，因此若以擬靜態分析方法進行耐震補強設計，應該主要與液化土層的緊密程度(剪脹特性不同)有關。依據 Ashford et al. (PEER Report 2011/04)整理前人對液化折減係數之試驗結果，繪成液化折減係數與乾淨砂土 $(N_1)_{60}$ 之關係如圖-解 10.5-2 所示。其中，日本建築學會所建議液化折減係數曲線，仍然高於各國研究之試驗值，試驗所得之折減係數都在 0.2 以下，大部分小於 0.1，甚至為 0，觀察圖中之折減係數 D_E 似乎隨 $(N_1)_{60}$ 有略為增加之趨勢，可以圖中 Caltrans(2012)之經驗公式表示其平均關係，此經驗公式亦可作為選擇設計折減係數之用。

3. 對土壤參數折減之液化土層，可不考慮其動態土壓與水壓之作用；惟液化土壤仍具有重力作用，其全部重量仍應視為其下方土層之載重。

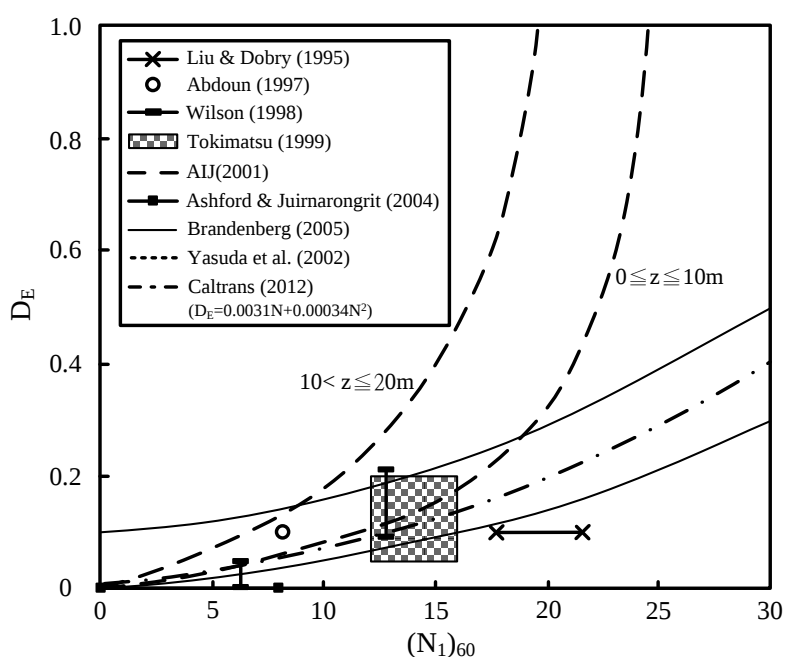


圖-解 10.5-2 乾淨砂土液化折減係數與 $(N_1)_{60}$ 之關係
(修改自 Ashford et al., 2011)

10.6 地盤流動化之基礎耐震設計

建築物基地若位於可能發生土壤液化流動現象之地盤時，設計時應適當考量地盤流動化之影響。

【解說】

地震作用時，發生土壤液化現象之地盤，隨土壤剪力強度大幅降低，若因地形或其他因素而有偏土壓作用時，就有可能發生地盤流動現象。1995 年日本兵庫縣南部地震時，於海岸水際線附近有很多橋腳或建築物基礎產生震後殘餘變位，為地盤液化後發生流動現象所致。

另外，1964 年新潟地震時新潟市信濃川沿岸也有因土壤液化及地盤流動使建築物或橋梁受害之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分瞭解，依據日本「道路橋示方書・同解說 - V 耐震設計編第七章地震時不安定地盤之耐震設計」(1996)之規定，符合下列兩條件之地盤應檢討發生地盤流動化的可能：

- 1) 海邊護岸前面水底與背後地盤高程差在 5m 以上，離護岸水際線 100m 範圍內之地盤；
- 2) 在水岸邊會發生液化之砂質土層厚度在 5m 以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

對於地盤流動對建築物基礎之影響，可用水平流動變位強制作用於基礎結構上，進行基礎耐震性能檢核，如圖-解 10.6-1 所示，此時可不考慮結構物慣性力之作用(日本建築學會, 2001)。

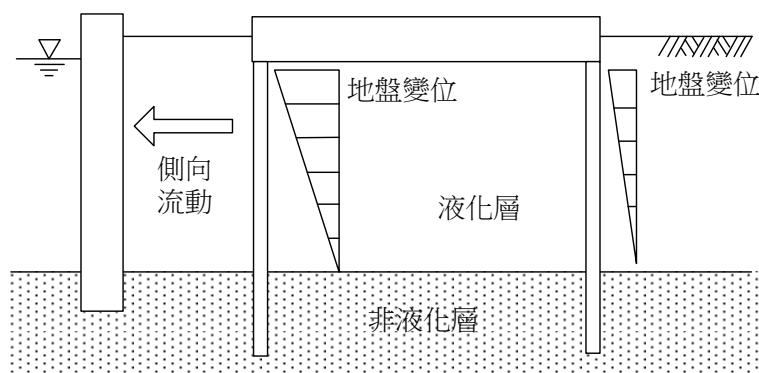


圖-解 10.6-1 地盤流動變位作用於建築物基礎之示意圖(AIJ, 2001)

距離岸邊 x 距離之地盤表面流動變位建議以下式估計之。

$$D(x)/D_0 \cong (1/2)^{5x/L} \quad \text{式(解 10.6-1)}$$

其中， L 為側向流動之影響範圍； D_0 為護岸附近地盤之水平變位，如圖-解 10.6-2 所示。假設均質液化土層之厚度為 H 下，側向流動影響範圍 L 與護岸附近地盤水平變位 D_0 之經驗關係如圖-解 10.6-3 所示，其平均值可約略取為

$$L \approx 50D_0 \quad \text{式(解 10.6-2)}$$

其中，護岸附近地盤之水平變位 D_0 建議以下式估計之。

$$D_0 = \min(D_w, D_{\max}) \quad \text{式(解 10.6-3)}$$

其中， D_w 為護岸之永久水平變位，可進行有效應力分析直接估計之，或將液化地盤參數折減，以靜態數值分析方法間接估計之。 $D_{\max}$ 為震後地盤之最大永久水平變位，可以圖-解 10.6-4 求得震後液化土之最大殘餘剪應變 $\gamma_{res, \max}$ (該圖橫座標為 $(N_1)_{72}$ ，不同之 SPT 錘擊能量比要注意進行轉換)，以下式估計之。

$$D_{\max} = H \cdot \gamma_{res, \max} \quad \text{式(解 10.6-4)}$$

地盤流動變位隨深度方向之變化，建議以下式表之。

$$z < z_{NL} \quad , \quad f(z, x) = D(x) \quad \text{式(解 10.6-5)}$$

$$z \geq z_{NL} \quad , \quad f(z, x) = D(x) \cdot \cos(\pi(z - z_{NL})/2H) \\ \text{或 } f(z, x) = D(x) \cdot (1 - (z - z_{NL})/H) \quad \text{式(解 10.6-6)}$$

其中， z_{NL} 為液化土層頂部之深度。

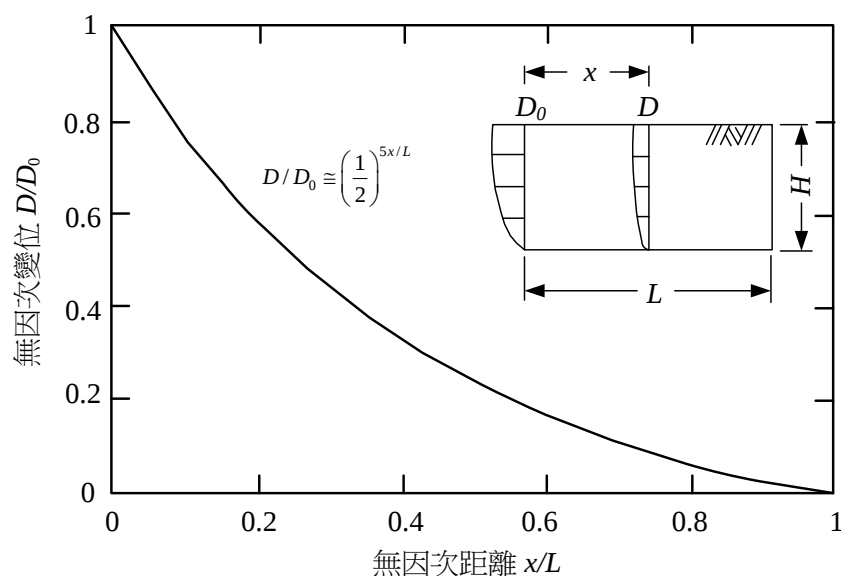


圖-解 10.6-2 表面地盤流動變位與離護岸距離之關係(AIJ, 2001)

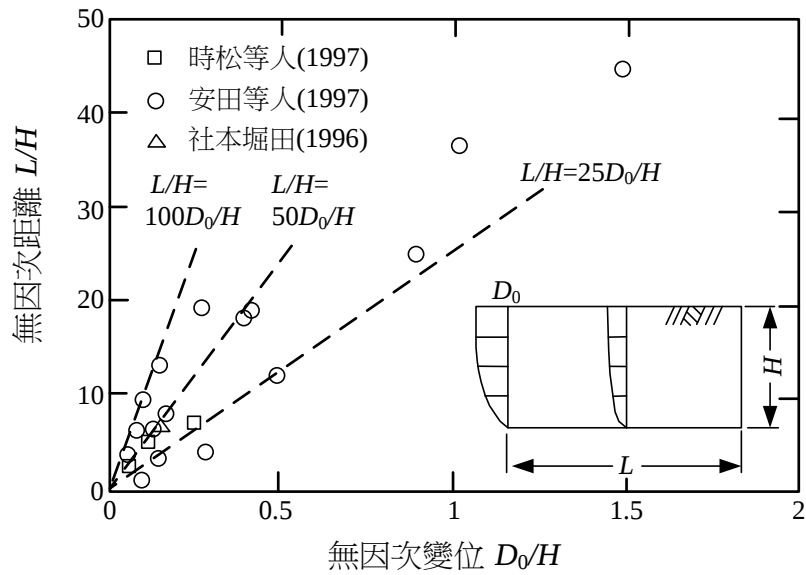


圖-解 10.6-3 地盤側向流動影響範圍與護岸附近地表變位之關係 (AIJ, 2001)

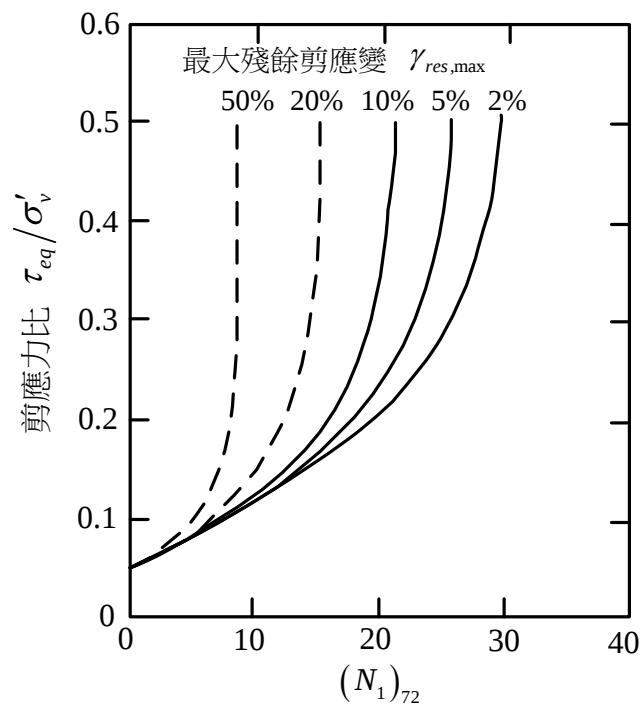


圖-解 10.6-4 震後液化土之最大殘餘剪應變 $\gamma_{res,max}$ (AIJ, 2001)

參考文獻

第一～三章及主要參考規範

1. 內政部(1998),「建築技術規則－建築構造編」,營建雜誌社,397pp。
2. 內政部(2005),「建築物耐震設計規範及解說」,營建雜誌社,74pp。
3. 內政部(1997),「建築工程施工規範」,營建雜誌社,301pp。
4. 內政部(2011),「混凝土結構設計規範」。
5. 中華民國建築學會(1988),「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」,內政部營建署委託研究報告。
6. 中國土木水利工程學會(1993),「工址地盤調查準則」,內政部建築研究所籌備處委託研究報告。
7. 內政部建築研究所(2001),「基礎工程施工參考規範與解說」。
8. 中國土木水利工程學會(1998),「地錨設計與施工準則暨解說」,交通部台灣國道新建工程局委託研究報告,科技圖書。
9. 日本建築學會(1988, 2019),「建築基礎構造設計指針」。
10. 日本道路協會(2012),「道路橋示方書・同解說 (I 共通編, IV 下部構造編, V 耐震設計編)」。
11. 日本土木學會(1986),「國鐵建造物設計標準解說(基礎/抗土壓構造物)」。
12. 日本土木學會(2016),「隧道標準示方書,〔共同編〕/〔開挖工法編〕」。
13. 交通部(1995),「公路橋梁耐震設計規範」,幼獅出版社。
14. 臺北市政府捷運工程局(2019),「土木工程設計準則」。
15. American Association of State Highway and Transportation Officials

- (AASHTO), (1996). "Standard Specifications for Highway Bridges," 16th Ed.
16. Canadian Geotechnical Society (2006). "Foundation Engineering Manual." 4th Ed.
 17. International Conference of Building Officials (1991). "Uniform Building Code."
 18. Taipei Municipal Government (1988). "Civil Engineering Design Manual," Report CEML/010/8, Dept. of Rapid Transit System, Taipei Municipal Government, ROC.
 19. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, (NAVFAC), (1982). "Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.2."

第四章 淺基礎

1. 日本建築學會(2001),「建築基礎構造設計指針」。
2. 日本鐵道綜合技術研究所(1997),「鐵道構造物等設計標準・同解説—基礎構造物/抗土壓構造物」,丸善株式會社。
3. 陳正興、黃俊鴻(2016),「基礎性能分析」,地工叢書之十一,地工技術研究發展基金會。
4. ACI (1966). "Suggested Design Procedures for Combined Footings and Mats," Committee Report 436, American Concrete Institute.
5. ACI (1988). "Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats," Committee Report 336.2, American Concrete Institute.
6. Bjerrum, L. (1963). "Allowable Settlement of Structures," Proceedings of the 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Weisbaden, Germany, Vol. 2, pp. 135-137.
7. Boussinesq, M. J. (1885), "Application des potentiels a l'etude de l'equilibre et du mouvement des solides elastiques, principalement au calcul des deformations

et des pressions que produisent, dans ces solides, des efforts quelconques exercés sur une petite partie de leur surface ou de leur intérieur: Memoire suivi de notes etendues sur divers points de physique mathematique et d'analyse," GauthierVillars, Paris, pp. 722.

8. Casagrande, A. (1936), "The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance, Discussion 34, Proceedings of the 1st Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, III, pp. 60-64.
9. Chen, Wai-Fah and McCarron, William O. (1991). "4 Bearing Capacity of Shallow Foundations," pp.144-165., "Foundation Engineering Handbook," 2nd Edition, Edited by Fang, H.Y. (1991). van Nostrand Reinhold, N.Y. 923p.
10. Das, B. (2017). "Principle of Foundation Engineering", 8th Ed.
11. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjacernsli, B. (1956). "Soil Mechanics Applied to Some Engineering Problems," Norwegian Geotechnical Institute Publication 16.
12. Meyerhof, G. G. (1953). "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads," Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, pp.440-445.
13. Meyerhof, G. G. (1957). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes," Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London.
14. Meyerhof, G. G. (1963). "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," Canadian Geotechnical Journal, 1, No. 1, pp. 16~26.
15. Meyerhof, G. G. and Hanna, A. M. (1978). "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soil under Inclined Load," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4, pp. 565-572.
16. Meyerhof, G. G. (1982). "The Bearing Capacity and Settlement of Foundations," Technical University of Nova Scotia.
17. Murthy (1991). "Foundation Engineering," Third Edition, pp. 160-165.
18. NAVFAC DM-7.2 (1982), "Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.2." Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.

19. Newmark (1942). "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Foundations," University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin, Series No. 338, 61, No. 92, Urbana, Illinois, reprinted 1964, 28 pp.
20. Osterberg, J. O. (1957), "Influence Values for Vertical Stresses in a Semi-Infinite Mass Due to Embankment Loading," Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 1, pp. 393-396.
21. Schmertmann, J. H. (1955). "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," Transactions, ASCE, Vol. 120, pp. 1201-1233.
22. Wahls, H. E. (1981). "Tolerable Settlement of Buildings," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division," ASCE, Vol. 93, No. SM6, pp. 169-193.

第五 樁基礎

1. 內政部(2011),「混凝土結構設計規範」。
2. 日本建築學會(2001),「建築基礎構造設計指針」。
3. 王傳奇、吳建閩、余明山、謝百鐘及鍾毓東(1991),「植入式基樁之施工與承載力探討」,第四屆大地工程學術研究討論會論文集, pp.759~768.
4. 王傳奇、徐健一及余明山(1995),「植入式基樁及其施工品質管制」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.27~36.
5. 周功台(1992),「淺談大地工程設計之安全係數」,地工技術雜誌,第 37 期, pp.59~67.
6. 段紹緯、王瑞芳及王劍虹(1991),「電子錐在推估打擊式基樁承載力上之應用-案例介紹」,地工技術雜誌,第 36 期, pp. 6~19.
7. 倪勝火(1995),「基樁之非破壞性檢測與案例」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.49~62.
8. 梁明德及葉吉芳(1995),「基樁完整性之高應變動力檢測方法」,地工技術雜誌,第 52 期, pp.63~70.
9. 葉文謙、葉嘉鎮及郭天成(1997),「PC 樁極限載重試驗案例探討」,第七屆

大地工程學術研究討論會論文集，pp.479~486.

10. 歐晉德(1987)，「基樁受填土影響之側向力問題」，地工技術雜誌，第 18 期，pp.8~13.
11. 歐晉德(1987)，「基樁負摩擦力」，地工技術雜誌，第 18 期，pp.24~33.
12. 陳正興、黃俊鴻(2016)，「基礎性能分析」，地工叢書之十一，地工技術研究發展基金會。
13. 張有恆(1995)，「淺談基樁之承載力試驗」，地工技術雜誌，第 52 期，pp.71~83.
14. 日本港灣協會(1979)，「港灣構造設計基準」。
15. 日本港灣協會(1989)，「港灣の施設の技術上の基準・同解説(上)」。
16. 日本土質工學會(1985)，「杭基礎の設計法とその解説」。
17. 日本鋼管杭協會(1978)「くいに作用する負の周面摩擦力とその対策(案)」，鋼管杭協會報告第 2 號。
18. 茶谷文雄(1994)，「建築設計における杭の引抜き抵抗力機構の考え方」，基礎工，Vol.22, No.7, pp.26~32.
19. American Society for Testing and Materials (1994). “Standard Test Method for Piles Under Static Axial Compressive Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-1143.
20. American Society for Testing and Materials (1994). “The Standard Method of Testing Individual Piles Under Static Axial Tensile Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-3689.
21. American Society for Testing and Materials (1994). “The Standard Method of Testing Piles Under Lateral Load,” Annual Book of Standards, ASTM D-3966.
22. Briaud, J.L. and Miran, J. (1991). “The Cone Penetrometer Test,” The Federal Highway Administration, Washington, D.C., pp. 117~135.
23. Chang, Y.L. (1937). Discussion on “Lateral Pile-Loading Tests” by L.B. Feagin, Trans., ASCE, Vol.102, pp. 272~278.
24. Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1985). “Piling Engineering,” pp. 183~216.

25. Garlanger, J.E. (1974). "Measurement of Pile Downdrag Beneath a Bridge Abutment," Highway Research Board, TRR No. 517.
26. Geddes, J.D. (1966). "Stresses in Foundation Soil due to Vertical Subsurface Load," *Geotechnique*, Vol.16, pp. 231~255.
27. John C.L., Chung Y.T. and Chang H.C. (1990). "Ground Motions Associated with Piling and Soil Improvement Construction," Tenth Southeast Asian Geotechnical Conference, April 1990, Taipei, pp. 16~20.
28. Meyerhof, G.G, and Adams, J.I. (1968). "The Ultimate Uplift Capacity of Foundation," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 5, No. 4, pp. 225~244.
29. Meyerhof, G.G. (1976). "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundation," *Journal of the Geotechnical Eng. Div., ASCE*, Vol. 102, No. GT3, pp. 195~227.
30. Mansur, C.I. and Hunter, A.H. (1970). "Pile Test-Arkansas River Project," *Proceedings, ASCE*, Vol.96, No.SM5, pp. 1545~1582.
31. Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design," John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
32. Reese, L.C. and Matlock, H. (1956). "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth," *Proceedings, 8th Texas Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering*.
33. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1989). "Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetrometer Test and CPT with Pore Pressure Measurement," *Hogentogler & Co.*, pp. 143~158.
34. Radhakrishna, H.S. and Adams, J.I. (1973). "Long-term Uplift Capacity of Augered Footing in Fissured Clay," *Canadian Geotechnical J.*, Vol.10, No.4, pp. 647~652.
35. Skempton, A.W. (1959). "Cast in-situ Bored Piles in London clay," *Geotechnique*, Vol.9, No.4, pp. 153~173.
36. Tomlinson, M.J. (1977). "Pile Design and Construction Practice," Rainbow-Bridge Book Co., Ltd.
37. Vesic, A.S. (1977). "Design of Pile foundation," *Transportation Research Board*,

National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C., Synthesis of Highway Practice No. 42.

第六章 柱狀體基礎

1. 中華民國大地工程學會(2017),「沉箱設計施工準則」。
2. 內政部(2011),「混凝土結構設計規範」。
3. 內政部(2002),「混凝土結構施工規範」。
4. 日本地盤工學會(2006),「基於性能設計概念之基礎構造物設計原則」。
5. 日本道路協會(2012),「道路橋示方書一下部構造編」。
6. 日本道路協會(2012),「斜面上之深礎基礎設計施工便覽」。
7. 日本鐵道總合技術研究所(RTRI)(2012),「鐵道構造物等設計標準同解說－基礎構造物」,丸善出版社。
8. 交通部台灣區國道新建工程局(2013),「國道大地工程技術實務」。
9. 中興工程顧問公司(2013),「公路橋梁井式基礎設計準則及解說」,台灣區國道新建工程局委託研究計畫報告。
10. 陳正興、黃俊鴻(2016),「基礎性能分析」,地工叢書之十一,地工技術研究發展基金會。
11. 陳正興、邱俊翔、柯永彥(2015),「沉箱基礎設計規範之評析與側向阻抗之簡化分析模式」,地工技術,第 143 期,7-20。
12. 棚村史郎、西村昭彦(1989),「連壁井筒基礎の地盤反力係数」,鐵道總研報告, Vol.3, No.8, pp.8-15.
13. Chiou, J.S., Ko, Y.Y., Hsu, S.Y. and Tsai, Y.C.(2012). “Testing and Analysis of a Laterally Loaded Bridge Caisson Foundation in Gravel”, Soils and Foundations, No. 52, Vol. 3, pp.562-573.
14. Hetenyi, M. (1946). “Beams on Elastic Foundations”, University of Michigan Press, Ann Arbor, Mich.

15. Scott, R.F. (1981). "Foundation Analysis", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.
16. Geddes, J.D. (1966). "Stresses in Foundation Soil due to Vertical Subsurface Load," *Geotechnique*, Vol.16, pp. 231~255.

第七章 擋土牆

1. 日本鐵道綜合技術研究所(1997),「鐵道構造物等設計標準・同解說—基礎構造物/抗土壓構造物」,丸善株式會社。
2. 周功台(1992),「淺談大地工程設計之安全係數」,地工技術雜誌,第 37 期, pp.59~67.
3. 歐章煜(2017),進階深開挖工程分析與設計,科技圖書公司,台北。
3. AASHTO(1996), "Standard Specifications for Highway Bridges".
4. NAVFAC DM-7.2 (1982), "Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.2." Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command.
5. British Standards Institution (1994), Code of Practice for Earth Retaining Structures (BS8002), British Standards Institution, London.
6. Caquot, A. & Kerisel, J. (1948). Tables for the calculation of passive pressure, active pressure and bearing capacity of foundations. Paris: Gauthier-Villars.
7. Ingold, T. S. (1979), Retaining Wall Performance During Backfilling, JGED, ASCE, Vol.105, GT5.
8. Ishibashi, I., Matsuzawa, H. and Kawamura, M. (1985). "Generalized Apparent Seismic Coefficient for Dynamic Lateral Earth Pressure Determination," Proc. of 2nd Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., pp. 6-33~6-42.
9. Ishibashi, I., Osada, M. and Uwabe, T. (1994). "Dynamic Lateral Pressures due to Saturated Backfills on Rigid Walls," J. of Geothch. Eng., ASCE, Vol. 120, No. 10, pp. 1747-1767.
10. Matsuo, H. and O'Hara, S. (1965). "Dynamic Pore Water Pressure Actin on Quay Walls during Earthquakes," Proc., of 3rd World Conf. on Earthquake

Engineering.

11. Matsuzawa, H., Ishibashi, I. and Kawamura, M. (1985). "Dynamic Soil and Water Pressures of Submerged Soils," J. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176 .
12. Mononobe, N. (1929). "Earthquake-Proof Construction of Masonry Dams," Proceedings, World Engineering Conference 9, pp. 274-280.
13. NAVFAC (1982). "Foundation and Earth Structure, Design Manual 7.2."
14. Okabe, S. (1926). "General Theory of Earth Pressure," Journal of the Japanese Society of Civil Engineers 12, (1).
15. Westergaard, H. M. (1933). "Water Pressures on Dams during Earthquakes," Transactions of ASCE, Vol. 98, pp. 418-472.

第八章 基礎開挖

1. 日本建築學會(2017),「開挖擋土設施設計指針」。
2. 內政部建築研究所研究報告(2010),「建築物開挖鄰房保護設計手冊」。
3. 內政部建築研究所研究報告(2008),「建築物基礎施工災害監測系統配置基準之研究」。
4. 交通部(2015),「公路邊坡工程設計規範」。
5. 交通部(2015),「公路邊坡大地工程設施維護與管理規範」。
6. 大地工程學會(2017),「建築物基礎開挖安全監測準則」
7. 台灣省土木技師公會(1991),「深開挖設計理論與施工實務研討會論文集」。
8. 廖洪鈞、許世宗(1990),「開挖擋土壁體之合理貫入深度探討」, 地工技術 第 32 期, 第 78-89 頁。
9. 徐振煌(1998),「深開挖工程設計」, 台灣省土木技師公會。
10. 歐章煜(2017),「進階深開挖工程分析與設計」, 科技圖書。
11. EC8, (2002). "Eurocode 8, Part 2: Bridge Design".
12. Bishop, A.W. (1995). "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of

- Slopes,” *Geotechnique* 5, pp. 7-17.
13. Bjerrum, L. (1963). “Allowable Settlement of Structures,” *Proc. 3rd, European Conf. SMFE, Wiesbaden 2*, pp. 135-137.
 14. Bjerrum, L. and Eide, O. (1956). “Stability of Strutted Excavation in Clay,” *Geotechnique* 6, pp.32-47.
 15. Burland, J.B, Potts, D.M. &Walsh, N.M. (1981). The overall stability of free and propped embedded cantilever walls. *Ground Engineering*, 14(5), 28-38.
 16. EC7 (1995), *Eurocode 7: Geotechnical Design, Part 1: General Rules*.
 17. Fang, H.Y. (1991). “*Foundation Engineering Handbook*,” 2nd Edition, van Nostrand Reinhold, N.Y. 923pp.
 18. Janbu, N. (1954). “Application of Composite Slip Surfaces for Stability Analysis,” *Proc. European Conf. on Stability of Earth Slopes, Sweden*, pp. 43-49.
 19. Morgenstern, N.R. and Price, V.E. (1965). “The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces,” *Geotechnique* 15, No. 1, pp. 79-93.
 20. Padfield, C.J. & Mair, R.J. (1984). Design of retaining walls embedded in stiff clays. Report 104. London: Construction Industry Research and Information Association (CIRIA).
 21. Peck, R.B. (1943). “Earth-Pressure Measurements in Open Cuts, Chicago Subway,” *Trans, ASCE*, 108, pp. 1008-1036.
 22. Peck, R.B. (1969). “Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground,” *Proc. 7th ICSMFE, Mexico City, State-of-the-Art Vol.*, pp. 225-290.
 23. Sichart, W.(1928), *Das Fassungsvermogen von Rohrbrunnen*, Julius Springer, Berlin.
 24. Seed, H.B. and Whitman, R.V. (1970). “Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads,” *ASCE Specialty Conference, Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Cornell Univ., Ithaca, New York*, pp. 103-147.
 25. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). “*Soil Mechanics in Engineering Practice*,” 1st Edition, John Wiley and Sons, New York, 556 pp.
 26. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967). “*Soil Mechanics in Engineering Practice*,” 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, 729 pp.
 27. Terzaghi, K., Peck, R. B. and Mersi, G. (1996). “*Soil Mechanics in Engineering*

- Practice,” 3rd Edition, John Wiley and Sons, New York, 549 pp.
28. Tschebotarioff, G. P. (1973). “Foundations, Retaining and Earth Structures,” 2nd Edition, McGraw-Hill, New York, 642 pp.

第九章 地層改良

1. 日本土質工學會(1986)，「地盤改良調查、設計與施工」。
2. 內政部建築研究所(2001)，「基礎工程施工參考規範與解說」。
3. 中國建築工業出版社(1988)，「地基處理手冊」。
4. 日本CCP協會(1993, 2001)，CCP-S型錄。
5. 日本Jet Grout協會(1993, 2011)，技術資料。
6. 日本國鐵，「灌漿設計施工指針方案」。
7. 中國建築工業出版社(1988)，「地基處理手冊」。
8. 中國建築科學研究院(1991)，「建築基地處理技術規範 JGJ79-91」。
9. 胡邵敏(1992)，「深開挖工程鄰產保護設計與施工（二）：鄰產保護方法、設計與施工」，地工技術雜誌，第40期，pp.51-61.
10. 胡邵敏(1994)，「談高壓灌漿工法之效果」，地工技術雜誌，第47期。
11. 鍾毓東等(1994)，「高壓噴射灌漿引致地層變位案例」，地工技術雜誌，47期。
12. 俞忠志(1990)，「地盤改良施工與管理」，財團法人台灣營建研究中心。
13. 趙基盛、陳福勝、何泰源(1994)，「藥液灌漿工法之設計」，地工技術雜誌，第47期。
14. 倪至寬(2006)，「地盤灌漿工程實務」，詹氏書局。
15. 廖洪鈞、陳福勝(2006)，「地盤改良設計施工及案例」，中華民國大地工程學會出版，科技圖書股份有限公司發行。
16. Brown, R.E. (1977), Vibroflotation Compaction of Cohesionless Soils, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103 (GT12), pp.1437-1451.
17. Hausmann, M. R. (1990). “Engineering Principles of Ground Modification,” McGraw-Hill, Inc., 632pp.

18. Ou, C.D. and Woo, S.M. (1995). “Ground Improvement Techniques and Their Design Considerations,” Proc, 10th ARC on SMFE, Vol.2, Beijing, China.

第十章 土壤液化評估

1. 日本建築學會(2001),「建築基礎構造設計指針」。
2. 日本道路協會(2012),「道路橋示方書・同解説」。
3. 中興工程顧問社(1993),「土壤液化潛能評估方法研究」,交通部高速鐵路工程籌備處研究報告。
4. 黃俊鴻、陳正興(1998),「土壤液化評估規範之回顧與前瞻」,地工技術雜誌,第 70 期, pp.43-54。
5. 翁作新(2017),「土壤液化後還有強度嗎」,地工技術雜誌,第 154 期, pp.81-89。
6. Technical Committee for Earthquake Geotechnical Engineering, TC4, ISSMFE, (1993). “Manual for Zonation on Seismic Geotechnical Hazards,” 149pp.
7. Ashford S.A., Boulanger R.W., and Brandenberg S.J. (2011), “Recommended design practice for pile foundations in laterally spreading ground,” PEER Report 2011/04, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 43 pgs.
8. Ishihara, K. (1985). ”Stability of Natural Deposits during Earthquakes,” Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., SF, USA, Vol.1, pp. 321-376.
9. Ishihara, K. and Yoshimine, M.(1992), “Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquake,” Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188
10. Iwasaki, T., et. al. (1978). “A Practical Method for Assessing Soil Liquefaction Potential Based on Case Studies at Various Sites in Japan,” Proc., 2nd Int. Conf. on Microzonation Safer Construction Research Application, Vol. 2, pp. 885-896.
11. Iwasaki, T., Arakawa, T. and Tokida, K.(1982). “Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes,” Proc. of the Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering, Southampton, pp. 925-939.
12. Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. (1972). “SHAKE-A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites,” Report EERC72-12, Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley.

13. Seed, H.B. and Idriss, I.M. (1971). "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential," Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 107, No. SM9, pp. 1249-1274.
14. Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, F. and Banerji, N. (1975). "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analysis," Report EERC75-29, UC, Berkeley, USA.
15. Seed, H.B. (1979). "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Earthquake," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT2, pp. 201-255.
16. Seed, H.B., Idriss, I.M. and Arango I. (1983). "Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 3, pp. 458-482.
17. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). "The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 111, No.12, pp. 1425-1445.
18. Shibata, T. and Teparaksa, W.(1988). "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests," Soils and Foundations, V28, No.2, 49-60.
19. Tokimatsu, K. and Seed, H.B.(1987), "Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 113, No. 8, pp. 861-878.
20. Tokimatsu, K. and Yoshimi, Y. (1983). "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-value and Fines Content," Soils and Foundations, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
21. Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1985). "Liquefaction Potential of Sands using the CPT," Journal of Geotechnical Eng., ASCE, V111, No.3, pp. 384-403.
22. Youd, T. L., and Idriss, I. M.(2001). "Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils." Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(10), 817-833.