

中華民國大地技師公會

第4屆第2次會員大會

新版建築物基礎構造 設計規範修訂提要

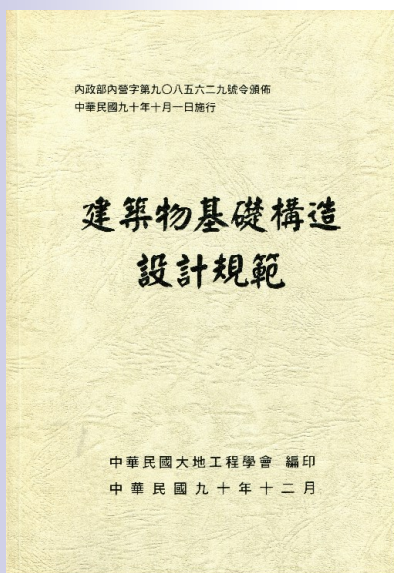
台灣大學土木系名譽教授
陳正興

2023. 04. 15

1

1

現行「建築物基礎構造設計規範」



1. 大地學會修訂(建研所85、86年委辦計畫)
2. 內政部營建署民國90年頒布實施
3. 已使用二十餘年，未曾修正過。

2

2

修訂背景

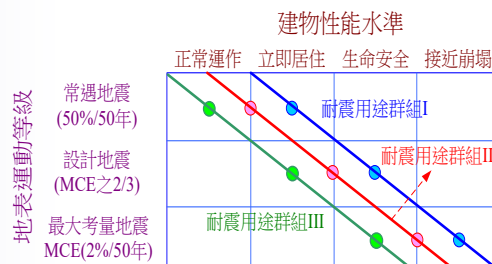
- 近年來，國內基礎設計與施工技術已大幅進步，現行規範的內容已無法完全包含業界設計與施工的現況，故由大地學會執行建築研究所委託計畫(106年度)-建築物基礎構造設計規範之修正研擬。
- 現有「建築物基礎構造設計規範」與「建築物耐震設計規範(民國100年版)」之設計理念與設計方法有諸多不相容之處，應修正使其相容。
- 國內建築技術規則與其他相關法令與規範均陸續有些修正，基礎設計規範應配合修正，使具一致性，讓設計者有所遵循。
- 世界各國的土木工程設計已逐漸重視性能需求，基礎構造物的設計應逐步加入性能設計的考量，以趕上世界潮流。

3

3

工程設計規範之演進與發展趨勢

- 日本道路橋與國鐵在2012年的新設計規範已採性能設計法(JSCE, 2003; JRA, 2012; RTRI, 2012)
- 歐洲構造物設計規範(Eurocode)，設計時應分別作極限限界狀態(Ultimate Limit State)與使用限界狀態(Serviceability Limit State)之考慮
- 美國建築物耐震設計規範IBC 2006，採取「耐震性能設計」之分級管控措施



4

4

修訂原則

- 國內「建築物基礎構造設計規範」之檢討
 - 現行大地或基礎工程設計仍用容許應力法（或**工作載重法**），而上部結構之設計早就已採用**極限強度法**，兩設計方法在載重與驗證項目都不一致，導致無法真正驗證整體結構之性能表現，是工程性能設計化的一大障礙。
 - 國內尚無性能設計規範，大地工程規範仍採用**工作載重設計法**，以**安全係數為主要之設計依據**，在**上部結構物尚未進行性能設計法前**，無法進行**基礎之性能設計**。
 - 考慮到目前基礎工程之工程慣例與設計經驗，故建議目前**修訂之方向仍維持採用工作載重設計法**，惟仍應順應**世界潮流**，**適度引入性能設計理念**，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。

5

5

「建築物基礎構造設計規範」修訂草案

- 保持原有章節架構，內容全部重新檢討修正
 - 第一章 總則
 - 第二章 基礎載重
 - 第三章 地基調查
 - 第四章 淺基礎
 - 第五章 樁基礎
 - 第六章 **柱狀體基礎**
(包含沉箱基礎、井式基礎、箱型連續壁基礎)
 - 第七章 擋土牆
 - 第八章 基礎開挖
 - 第九章 地層改良
 - 第十章 土壤液化

6

6

第一章 總則

1. 增訂「1.7 基礎分析之土壤應力狀態與行為模式」

- 說明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。
- 明確地說明對飽和粘土而言，總應力不排水分析必須採用 $\phi = 0$ 的概念進行分析；不能使用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 ）

2. 增訂「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。
- 簡述性能設計之概念與基本架構，作為設計考量之參考。

7

第二章 載重

2.4 地震力

- 舊規範採用475年地震震區係數，新規範則配合「建築物耐震設計規範與解說(100年版)」修正為三級地震，包括：

(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。

8

「2.11 載重組合」

(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。

9

9

「2.11 載重組合」【解說】

(2). 短期載重情況：

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。**

(3). 極限限界狀態：

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。**

10

10

第三章 地基調查

- 主要針對行政院指示應盡速頒佈全國土壤液化潛勢圖及地質法之地質敏感區開發之規定作修正

1. 修訂「3.1.4特殊要求」

- 現行規範：1. 五層以上建築物或供公眾使用之建築物位於砂土層有土壤液化之虞者，應辦理基地地層之液化潛能分析
- 修訂版：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。
- 【解說】列舉有液化災害之虞區域：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，以及各級政府公開之中、高液化潛勢區(定義見10.4節)圖資等

2. 增訂「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。

11

11

第三章 地基調查

3. 修訂「3.3.2 報告內容」

- 修正部分用語，使更符合實際

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. 紀實部份包括下列內容：

- 地下水文位
- 地質層剖面圖、地層分類及描述

2. 分析部分分包括下列內容：

- 建議之基礎型式及設計準則考量，至少應包括基礎深度、支承力等及對鄰地與建築物之影響
- 推估之建築物最大沉陷量、差異沉陷量，及對建築物之影響。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。

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

12

12

第四章 淺基礎

- 淺基礎為一般建築物普遍採用之基礎型式之一，為設計規範中最常使用之部分
- 以往工程設計時較注重容許承载力之計算
- 淺基礎之工程設計其實應更重視沉陷問題
- 本次修正主要在於：
 - 容許承载力之安全係數
 - 淺基礎分析模式
 - 淺基礎沉陷分析
 - 樁筏共構分析模式
 - 容許沉陷量應注意之工程問題

13

13

主要之修正項目(一)

2. 修正4.3.2 偏心載重基礎之條文

- (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，需檢核其偏心量大小，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承载力，以及基礎變位對上部結構物之影響。

14

14

淺基礎定義：Terzaghi $D_f/B < 1$

- 淺基礎分類(以變形模態來分)
 1. **剛性基腳** (獨立基腳、聯合基腳、連續基腳)
通常寬厚比較小，受載重作用時幾呈剛體運動。
 2. **柔性板基** (厚板基礎、筏式基礎)
基礎板面積大，受載重作用時可呈柔性變形。
- 基礎板之剛度：4.1.4 筏式基礎【解說】
 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。

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

15

15

主要之修正項目(二)

3. 修正容許垂直支承力(4.3.5) 與容許水平支承力(4.6.1)之安全係數

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

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

➢ 且其變位量必須小於結構物之容許變位量

16

16

主要之修正項目(二)

● 4.3.5 容許垂直支承力【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；至於極限境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。

17

17

主要之修正項目(三)

4. 原「4.4—沉陷量」修改為「4.4 地層沉陷量計算」，另增訂「4.5 建築物淺基礎之沉陷分析」
- 原規範「4.4 沉陷量」僅限於地層沉陷量之計算方式，故更名以符實際。
 - 另增訂「4.5 建築物淺基礎之沉陷分析」詳述建築物淺基礎之分析模式、建築物載重所引致基礎及其下土層之沉陷量，用以評估建築物之使用性與安全性。
 - 將地層沉陷量與建築物基礎沉陷量分開，以免混用。

18

18

主要之修正項目(三)

- **地層沉陷量與建築物基礎沉陷量有何不同？**
- **地層沉陷量**
 - 在假設之**均勻荷載**作用下(**完全柔性基礎**)，地層可能產生之**總沉陷量**，是單純土體之**應力~應變**行為
- **建築物基礎沉陷量**在建築物之荷載作用下，經由**基礎構造物**(含**基礎板、基樁、擋土結構物**等)**實際分配應力**至地層所產生之**基礎沉陷量**，是**土壤與基礎結構互制作用**之結果 (**互制作用使得應力分配與變位變得不一樣**)

19

19

主要之修正項目(四)

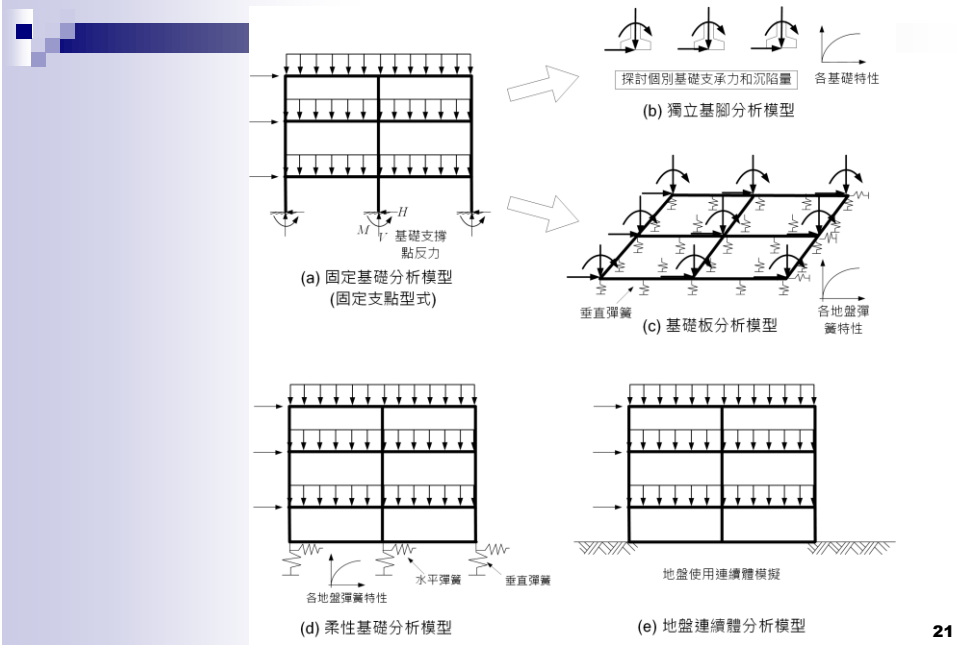
5. 增訂「4.5.1 建築物淺基礎之分析模式」

- (a). **固定基礎模式**：對於上部構造之分析時，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。使用此模式之目的地係為求得作用於基礎之荷重
- (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剛性影響最簡單之模式。
- (d). **柔性基礎分析模式**：包含基礎梁、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，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。

20

20

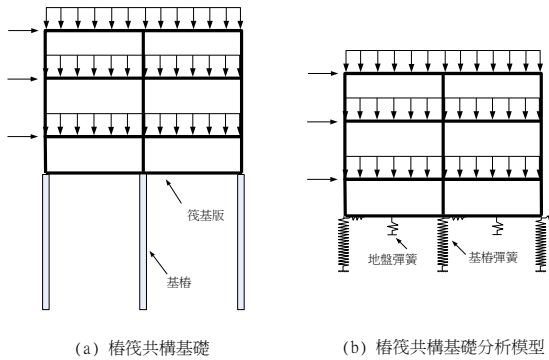
圖-解4.5-1 直接基礎的各種分析模式



21

增訂圖-解4.5-2 樁筏共構基礎分析模式

- 土壤與結構(筏基與基樁)之互制作用問題，其行為相當複雜
- 樁筏共構分析模型的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~沉陷關係，以選取適當之彈簧係數
- 筏基底面土壤若與筏基產生分離現象則無法提供反力，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。



22

21

主要之修正項目(五)

6. 增訂「4.5.2 平板載重試驗與地盤反力係數」【解說】

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

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

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；

23

23

主要之修正項目(五)

6. 增訂「4.5.2 平板載重試驗與地盤反力係數」【解說】

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。

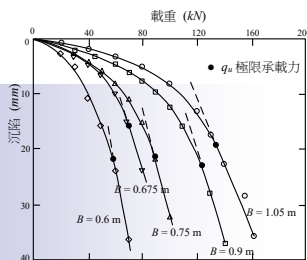


圖-解4.5-3 平板載重試驗

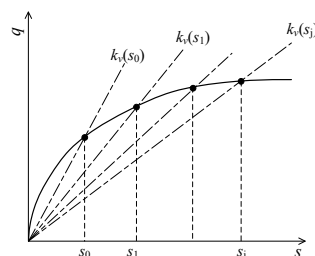


圖-解4.5-4 變位相依之割線地盤反力係數

24

第五章 樁基礎

- 主要修正項目：
 - 1) 承載力安全係數
 - 2) 側向容許位移
 - 3) 分析方法與參數
 - 4) 其他修正

25

25

第五章 樁基礎

- 調整「5.1 通則」與「5.2 基樁設計原則」條文的內容，原條文內容過長，且層次不清。故將其內容重整，調整為兩節共七條：

5.1 通則

5.1.1 適用範圍

5.1.2 基樁承載機制(壓力樁、拉力樁、側向樁)

5.1.3 基樁分類

5.1.4 基樁施工對環境之影響

5.2 基樁設計原則

5.2.1 載重分擔(可考慮樁筏共構)

5.2.2 基本設計原則

5.2.3 特殊設計考量

26

26

第五章 樁基礎

● 5.2.1 載重分擔(可考慮樁筏共構)

➤ 原規範：

基樁之設計應能承受基礎施加之全部載重，基樁間土壤之支承力一般不予考慮。惟對於樁數超過 3 支以上之摩擦樁樁基，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。

➤ 修訂草案：

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。

27

27

第五章 樁基礎

■ 修正「5.3.1 單樁容許垂直支承力」

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b \quad Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2}$$

載重情況	支承力推估方法		支承力推估公式	
	樁載重試驗	FS	FS ₁	FS ₂
常時載重情況	FS ₁	FS ₂	FS ₁	FS ₂
短期載重情況	1.8	2.5	2.5	3.5
極限限界狀態	1.3	1.8	1.8	2.5
	1.1	1.3	1.2	1.5

■ 修正「5.3.2 單樁拉拔力」

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS} f_s A_s$$

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

28

28

修正「5.3.1 單樁容許垂直支承力」

1. 表5.3-1 垂直支承力安全係數

$$Q_u = Q_s + Q_b = f_s A_s + q_b A_b \quad Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2}$$

載重情況	支承力推估方法		支承力推估公式	
	樁載重試驗		FS ₁	FS ₂
常時載重情況	FS ₁	FS ₂	FS ₁	FS ₂
短期載重情況	1.8	2.5	2.5	3.5
極限限界狀態	1.3	1.8	1.8	2.5
	1.1	1.3	1.2	1.5

● 原規範(2001)

載重狀況	支承力推估方法	樁載重試驗	支承力推估公式	
		FS	FS ₁	FS ₂
平時		2	3	3
地震時		1.5	2	2

29

29

修正「5.3.1 單樁容許垂直支承力」

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

$$f_s = c_a + K\sigma'_v \tan \delta$$

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(原規範取0.45)

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 ϕ 之 **0.33~1.0** (原規範取1/3~2/3)

30

30

修正「5.3.1 單樁容許垂直支承力」

3. 以貫入試驗公式推估植入樁極限支承力之計算公式

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。

31

31

修正「5.3.1 單樁容許垂直支承力」

- 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。
- 如施作樁底灌漿時，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。

32

32

第五章 樁基礎

■ 修正「5.3.2 單樁拉拔力」

1) 主要修正表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) 原規範(2001)

載重型態	推估方法	樁載重試驗	支承力推估公式
短期載重		1.5	3
長期載重		3	6

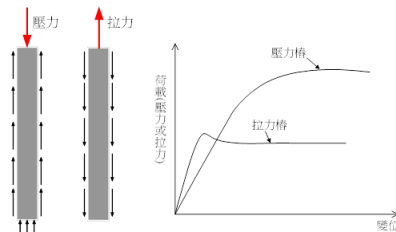
33

33

第五章 樁基礎

■ 修正「5.3.2 單樁拉拔力」【解說】

- 1) 解說拉力樁阻抗特性(破壞機制、承載能力與勁度)
 - 拉力樁之極限抗拉承載力明顯比極限抗壓承載力為低，且拉力樁之尖峰承載力發生在較小位移，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。
 - 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。



34

34

第五章 樁基礎

4. 修正「5.3.4 側向支承力」【解說】

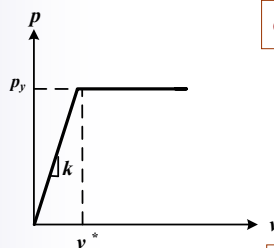
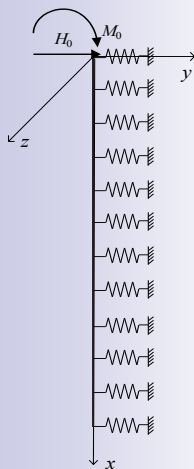
- 原規範解說：基樁側向反應限制在彈性反應範圍內
 - 樁頭容許水平變位量，於平時狀態取1.0cm，而地震狀態時取1.5cm。
 - 計算公式採用Y.L. Chang(1937)彈性解析解
- 本次修正解說：基樁前方土壤可達彈塑性反應範圍
 - 對於常時載重情況可取1cm，短期載重情況取1.5cm，此時基樁之反應大約仍在彈性或近似彈性反應之範圍內，工程設計可採彈性設計法。
 - 對於極限限界狀態之檢核，側向位移容許值應視上部所承結構物之需求而定，避免結構物倒塌，一般以5cm作為上限值。

35

35

基樁受側向載重之彈塑性反應

Winkler Model – Elastoplastic Soil Spring



- 單位長度土壤彈簧
- $k = k_n D \quad (tf/m^2)$
- $q_y = p_y D \quad (tf/m)$

• Beam Equation

$$E_p I_p v'' = M$$

$$E_p I_p v''' = -S$$

$$E_p I_p v'''' = p(-kv \text{ or } -q_y)$$

• Solution

- 1) $k(z)=\text{const} \ \& \ p_y(z)=\text{const}$
 - 具解析解
- 2) $k(z) \neq \text{const} \ \& \ p_y(z) \neq \text{const}$
 - 數值模式分析

36

36

溫克基礎模式 彈性理論解

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0$$

$$k = k_h D = \text{const}$$

$$\beta = \left(\frac{k_h D}{4EI} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + (n_h x)y = 0$$

$$k = k_h D = n_h x$$

$$\eta = \left(\frac{n_h}{EI} \right)^{\frac{1}{5}}$$

地盤反力係數之分佈	樁頂自由	樁頂之回轉受拘束時	備註	
常數 (k = const)	樁頂之彎曲力矩 Mo	0	$\frac{H}{2\beta}$	Chang(1937)
	地中部份最大彎曲力矩 Mmax	$0.3224 \frac{H}{\beta}$	$0.104 \frac{H}{\beta}$	
	樁頂之水平位移 Yo	$\frac{H}{2EI\beta^3} = \frac{2H\beta}{k_h L}$	$\frac{H}{4EI\beta^3} = \frac{H\beta}{k_h L}$	
	Mmax 之發生點之深度 Lm	$\frac{\pi}{4\beta} = \frac{0.785}{\beta}$	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	
	第1不動點之深度 Lo	$\frac{\pi}{2\beta} = \frac{1.571}{\beta}$	$\frac{3\pi}{4\beta} = \frac{2.356}{\beta}$	
隨深度變化 (n = const)	樁頂之彎曲力矩 Mo	0	$0.92 \frac{H}{\eta}$	Reese and Matlock(1956)
	地中部份最大彎曲力矩 Mmax	$0.78 \frac{H}{\eta}$	$0.26 \frac{H}{\eta}$	
	樁頂之水平位移 Yo	$\frac{2.4H}{EI\eta^3} = \frac{2.4Hn^2}{-n_h}$	$\frac{0.93H}{EI\eta^3} = \frac{0.93Hn^2}{n_h}$	
	Mmax 之發生點之深度 Lm	$\frac{1.32}{\eta}$	$\frac{2.15}{\eta}$	
	第1不動點之深度 Lo	$\frac{2.42}{\eta}$	$\frac{3.10}{\eta}$	

37

37

彈塑性土壤中樁頭自由情況之解析解

	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	$\frac{v_0}{v^*} = 2n + m$	$\frac{v_0}{v^*} = \frac{1}{2} + \frac{2n}{3} + \frac{4n^4}{3} + 2n^2 m + \frac{m^2}{2} + \frac{4n}{3} (n^2 + m)^{\frac{3}{2}}$
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	$\tilde{M}_m = \sqrt{2n^2 + 2nm + m^2} \cdot e^{-\beta l_m}$ at $\beta l_m = \tan^{-1} \left(\frac{n}{n+m} \right)$	(1) For $r^2 = n^2 + m < 1$ $\tilde{M}_m = \sqrt{1 - 2r + 2r^2} \cdot e^{-\tan^{-1}(\frac{1}{r}-1)}$ at $\beta l_m = \beta z_0 + \tan^{-1}(1/r - 1)$ (2) For $r^2 = n^2 + m \geq 1$ $\tilde{M}_m = n^2 + m$ at $\beta l_m = n$

$$n = \frac{H_0}{4EI\beta^3 v^*}$$

$$m = \frac{M_0}{2EI\beta^2 v^*}$$

$$\tilde{M}_m = \frac{M_m}{2EI\beta^2 v^*}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{kD}{4EI}}$$

k: 地盤反力係數

p_y : 土壤降伏應力

v^* : 土壤降伏位移

D: 樁徑

ET: 基樁撓曲剛度

H_0 : 作用於樁頭之水平力

M_0 : 作用於樁頭之彎矩

M_m : 樁身最大彎矩

v_0 : 樁頭水平位移

z_0 : 土壤塑性化深度

$t = \beta z_0$: 無因次土壤塑性化深度

n: 無因次樁頭水平作用力

m: 無因次樁頭作用彎矩

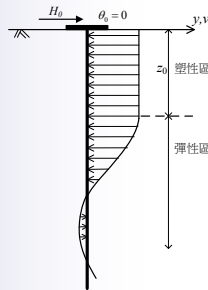
\tilde{M}_m : 無因次樁身最大彎矩

38

38

彈塑性土壤中樁頭轉角拘束情況之解析參數解

	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	$M_0 = \frac{-H_0}{2\beta}$	$\frac{M_0}{2EI\beta^2 v^*} = -\frac{1}{3} \left[(t+1)^2 + \frac{2}{(t+1)} \right]$



$$\beta = \sqrt[3]{\frac{kD}{4EI}}$$

k : 地盤反力係數

v^* : 土壤降伏位移

D : 樁徑

EI : 基樁撓曲剛度

z_0 : 土壤塑性化深度

t : 無因次土壤塑性化深度

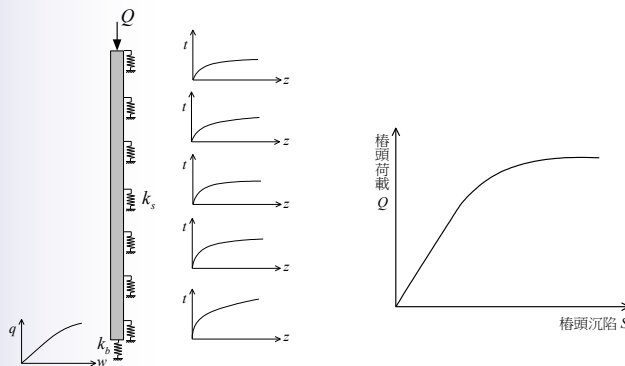
39

39

第五章 樁基礎

■ 修正「5.5.1 單樁沉陷量分析」

- 1) 修正條文為：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。
- 2) 解說中除原經驗分析法外，增列溫克基礎分析法之應用



40

40

修正「5.5.4 容許水平變位量」

- 1) 條文修正為：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。
- 2) 解說修正為：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。至於極限境界狀態之檢核，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。

41

41

第五章 樁基礎 其他修正

■ 修正「5.6 樁體結構設計」

- 主要修正為：刪除場鑄樁樁體材料強度之限制，改採用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。
- 刪除原規範混凝土規定抗壓強度之規定：
於水中或泥水中打設之場鑄樁，其混凝土容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之百分之二十二，且不得大於60 kgf/cm²。於乾燥狀況下打設時，其容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之四分之一，且不得超過70 kgf/cm²。

42

42

第五章 樁基礎 其他修正

■ 修正「5.7.3 試樁之選擇」

- (90版)：試樁總數目應不少於總樁數之百分之二，且不應少於 2 支，其中工作載重試驗之試樁數目不少於總樁數之百分之一，且至少應有 1 支。總樁數超過 300 支時，得視地層狀況及實際需要調整試樁數目。
- (新版)：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。

■ 修正「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。
(原規範：最大試驗載重不得小於極限支承力之 2/3 倍)

43

43

第六章 柱狀體基礎

■ 大幅修訂原規範第六章 沉箱基礎

- 修改為第六章 柱狀體基礎
- 增訂「6.1 通則」，共 4 條條文
- 原規範內容改至「6.2 節 沉箱基礎」(共 15 條)
- 增訂「6.3 井式基礎」，共 16 條條文
- 增訂「6.4 箱型連續壁基礎」，共 12 條條文
- 本章修訂後之內容較原規範僅有沉箱基礎一種，可說是大幅擴充，使包含井式基礎與箱型連續壁基礎，已涵蓋大部分之柱狀體基礎，修正後之內容已趨大致完整，適合未來工程設計之使用。

44

44

第六章 柱狀體基礎

■ 增訂「6.1 通則」，共4條

6.1.1 適用範圍

▶ 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

6.1.2 基礎分類

6.1.3 設計載重與需求

6.1.4 設計原則

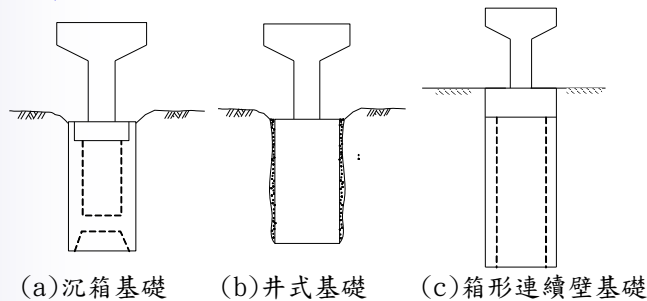


圖-解6.1-1柱狀體基礎

45

45

柱狀體基礎

■ 日本土質工學會

5. 柱狀基礎的設計

柱狀基礎係指設計上可用一個柱狀體處理之基礎，如：沉箱基礎、鋼管矢板基礎、地中連續壁基礎等。

■ 2017道路橋示方書 IV下部構造篇

14.7.3 柱狀體深礎基礎 (p.486)

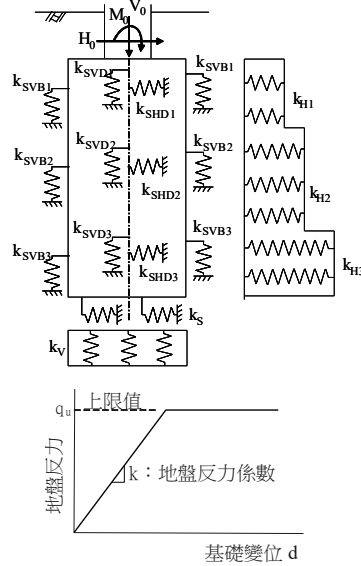
(1) 柱狀體深礎基礎は，完成後に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

46

46

調整「6.2節 沉箱基礎」(共15條)

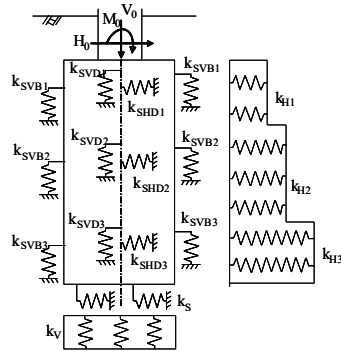
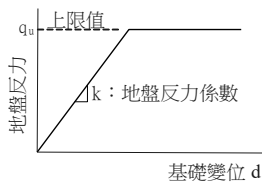
- 6.2.1 通則 6-4
- 6.2.2 設計考量 6-4
- 6.2.3 沉箱載重支承方式 6-6
- 6.2.4 沉箱基礎支承地層 6-8
- 6.2.5 沉箱沉設計畫 6-8
- 6.2.6 沉箱基礎分析模型 6-9
- 6.2.7 地盤反力係數 6-11
- 6.2.8 地盤反力之上限值 6-14
- 6.2.9 沉箱底面地盤之容許垂直支承力
- 6.2.10 沉箱底面地盤之容許剪切強度
- 6.2.11 容許沉陷量 6-21
- 6.2.12 側向變位反應曲線與降伏位移
- 6.2.13 容許側向變位 6-22
- 6.2.14 沉箱負摩擦力 6-23
- 6.2.15 沉箱體結構設計



47

47

- 6.2.6 沉箱基礎分析模型
- 6.2.7 地盤反力係數
- 6.2.8 地盤反力之上限值



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	$k_H = \alpha_k k_{H0} (B_H / 0.3)^{\frac{3}{4}}$	$p_{th} = p_p$
	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 $f_s = \min[0.5(c + p_0 \tan \phi), 10]$

48

48

「6.2節 沉箱基礎」

1. 修正基礎底面地盤容許垂直支承力與容許水平剪切強度之安全係數

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

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

49

49

「6.2節 沉箱基礎」

2. 修正容許水平變位量與旋轉角

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	$2/1000\text{ rad}$	$10/1000\text{ rad}$	$20/1000\text{ rad}$

L_A 係指基礎之換算阻抗寬，可以下式計算之：

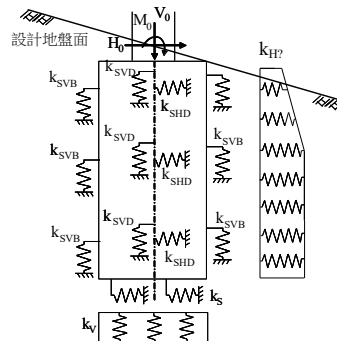
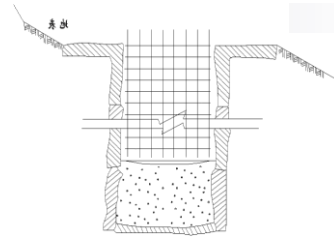
$$L_A = \sqrt{\frac{4}{\pi} A}$$

50

50

增訂「6.3 井式基礎」，共16條

- 6.3.1 通則 6-33
- 6.3.2 設計考量 6-34
- 6.3.3 載重分擔 6-35
- 6.3.4 支承地層 6-36
- 6.3.5 井式基礎開挖方式 6-37
- 6.3.6 井式基礎分析模型 6-38
- 6.3.7 地盤反力係數 6-40
- 6.3.8 基礎前方水平地盤反力之上限值
- 6.3.9 基礎周面地盤反力之上限值
- 6.3.10 基礎底面地盤之容許垂直支承力
- 6.3.11 基礎底面地盤之容許剪切強度
- 6.3.12 容許沉陷量 6-50
- 6.3.13 側向變位反應曲線與降伏位移
- 6.3.14 容許側向變位 6-50
- 6.3.15 負摩擦力 6-51
- 6.3.16 結構設計

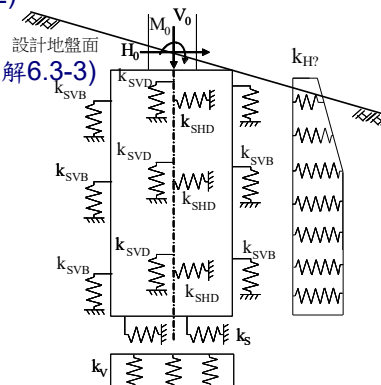


51

51

「6.3 井式基礎」之重點項目

- 1) 幾何形狀與沉箱基礎相同，分析模式亦類似
- 2) 支承力安全係數、容許變位均與沉箱基礎之規定相同
- 3) **施工方式與沉箱基礎不同**
 - 土層周面摩擦力之上限值較高(表-解6.3-2)
 - 岩層周面摩擦力之上限值(表-解6.3-2)
 - 基礎底面岩盤最大地盤反力之上限值(表-解6.3-3)
- 4) **位於斜坡面井式基礎之特殊考量**
 - 下坡面水平彈簧勁度須折減(式(解6.3-2))
 - 下坡面被動阻抗上限值須折減(6.3.8節)



52

52

井式基礎施工方式與沉箱基礎不同

- **6.3.7 地盤反力係數**
表-解6.3-2 地盤反力係數與地層反力上限值

砂質土 $f = \min[0.5N, (c + p_0 \tan \phi), 20]$

粘性土 $f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 15]$

軟岩 ($1 \leq q_u < 1000 \text{ tf/m}^2$)

$$f = \min[(c + p_0 \tan \phi), 30]$$

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： $f = \min[(c_{res} + p_0 \tan \phi_{res}), 15]$

$$0 \leq c_{res} \leq c/3 \quad \phi_{res} = 2\phi/3$$

- **6.3.10 基礎底面地盤之容許垂直支承力**
表-解6.3-3 岩盤最大地盤反力之上限值

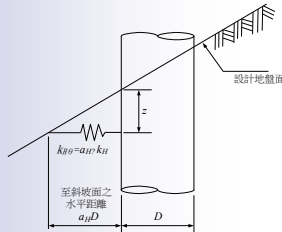
岩盤種類	基礎底面地盤最大地盤反力 (tf/m ²)		單軸壓縮強度 (tf/m ²)
	長期載重	短期載重	
軟岩	200	300	100~1000
硬岩	250	375	1000 以上

53

53

井式基礎位於斜坡面井式基礎之特殊考量

- 下坡面水平彈簧勁度須折減(式(解6.3-2))
- 下坡面被動阻抗上限值須折減(6.3.8節)

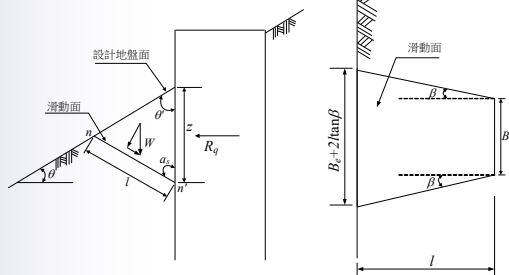


$$k_{H\theta} = \alpha_{H\theta} k_H$$

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

$$\alpha_{H\theta} = 0.3 \log \alpha_H + 0.7 \quad (0.5 \leq \alpha_H < 10)$$

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



54

54

增訂「6.4 箱型連續壁基礎」，共12條

- ▶ 國內曾使用，但使用壁樁之方式分析，未考慮箱體之剛度
- ▶ 基礎板與連續壁、地中壁共構之情形漸多，其行為類似箱型連續壁基礎
- ▶ 獨立片狀之連續壁單元應參照壁樁之方式分析

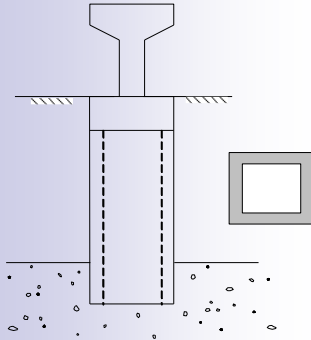


圖-解6.4-1 箱形連續壁基礎

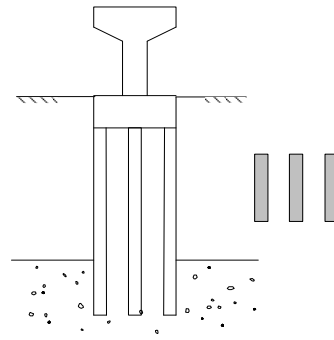
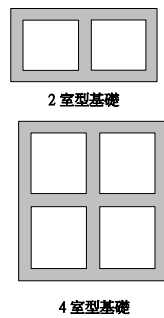


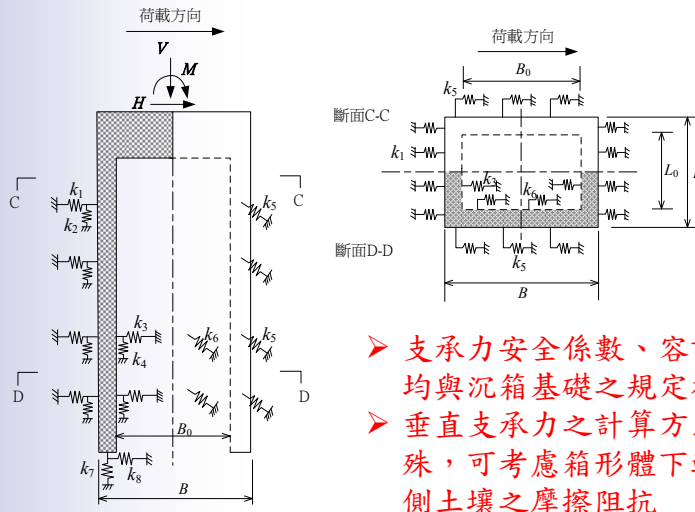
圖-解6.4-2 壁式連續壁基礎

55

55

增訂「6.4 箱型連續壁基礎」

圖-解6.4-4 箱形連續壁基礎的結構解析模式



- ▶ 支承力安全係數、容許變位均與沉箱基礎之規定相同
- ▶ 垂直支承力之計算方式較特殊，可考慮箱形體下端部內側土壤之摩擦阻抗

56

56

增訂「6.4 箱型連續壁基礎」

表-解6.4-2 箱型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	$k_7 = 0.5k_{r0} (B_V / 0.3)^{\frac{3}{4}}$
		剪切地盤反力係數 k_8	$k_8 = \lambda k_7 \quad \lambda = 1/3$

57

57

第七章 擋土牆

主要修正項目：

1. 修正被動土壓力之計算方式

舊有規範中，被動土壓力之計算方式採Coulomb土壓力，其計算結果將偏高，故此次修訂時增加Caquot-Kerisel土壓力的計算方式，使更符合工程應用需求。

2. 增訂柔性擋土牆之設計原則

舊有設計規範中僅有剛性擋土牆之設計，而工程實務上使用柔性擋土牆之案例非常多，例如鋼板樁、排樁等，故本次增訂柔性擋土牆設計部分，共有三條，分別為：

7.5.1 一般說明

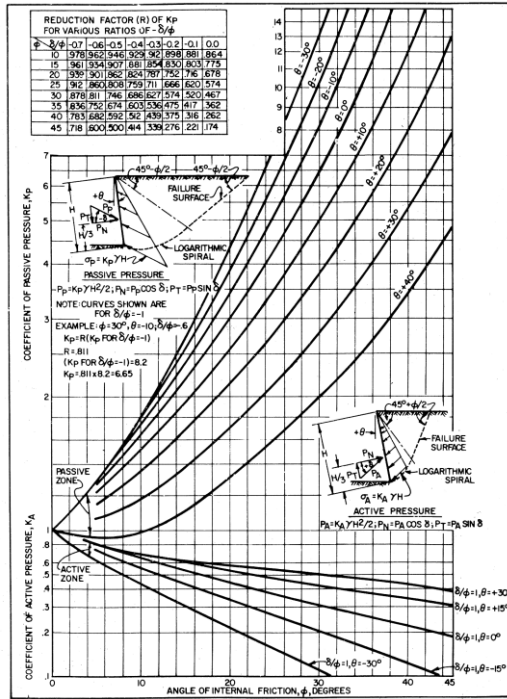
7.5.2 牆體變位與側向土壓力

7.5.3 懸臂式擋土牆分析與設計

58

58

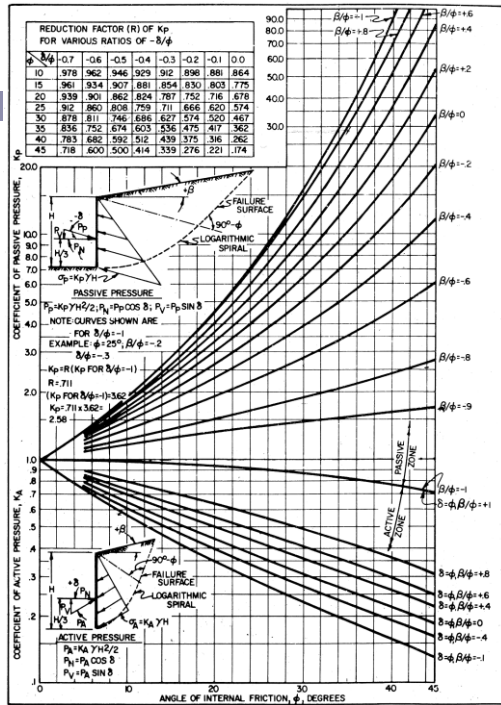
圖-解7.3-1
主動與被動土壓力係數—
牆背傾斜(DM7.2, 1986)



59

59

圖-解7.3-2
主動與被動土壓力係數—
地表面傾斜(DM7.2, 1986)



60

60

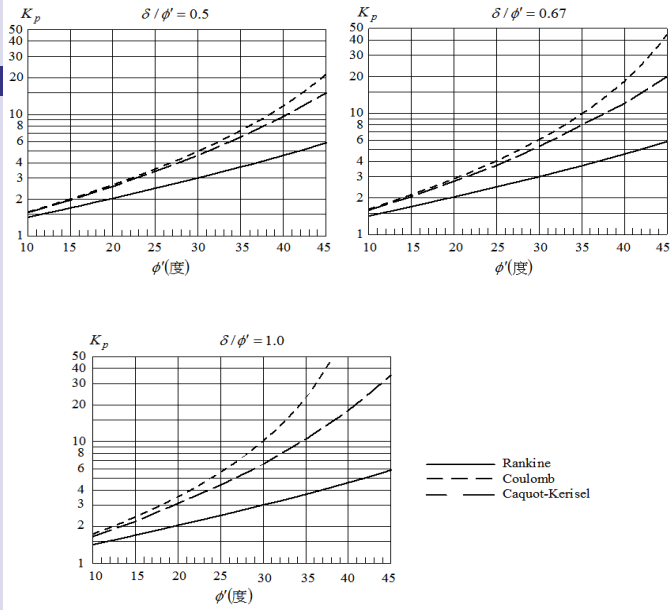


圖-解7.3-3 擋土牆為垂直，地表為水平狀況下比較常用之Rankine, Coulomb及Caquot-Kerisel三種 K_p 估算法之差異。(歐章煌, 2017)

61

61

「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。

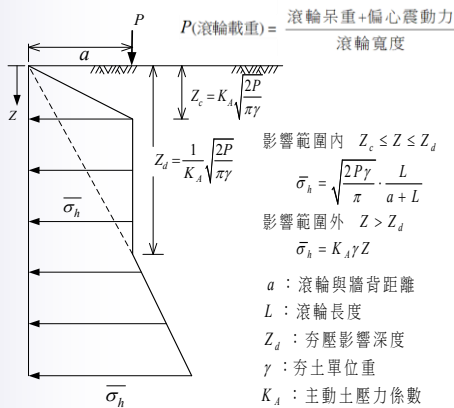


圖7.3-3 夯壓引致牆背水平向土壓力包絡線

62

62

「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。

63

63

圖-解7.5-2 均勻土層中懸臂式擋土牆穩定分析圖

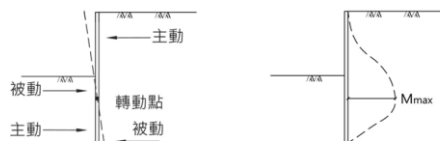
分析步驟如下：

- (1) 求取圖-解 7.5-2(d)中之 Z 值

$$Z = \frac{K_p D^2 - K_A (H+D)^2}{(K_p - K_A)(H+2D)}$$

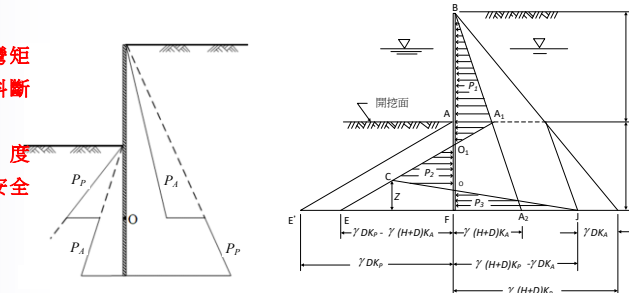
計算 F 點之彎矩，若彎矩值不為零時，重新設定 D 值，至 F 點之彎矩為零。

- (2) 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。
- (3) 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。



(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) 淨壓力分佈圖

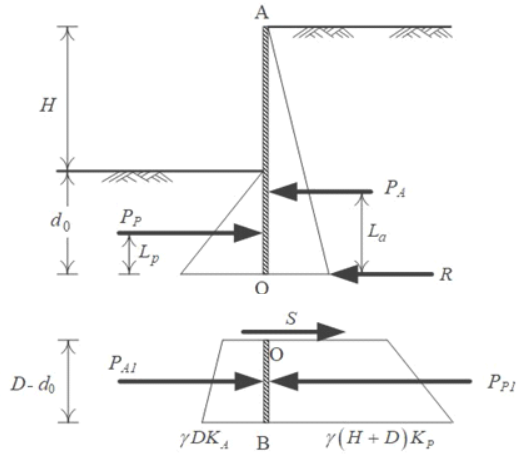
64

64

圖-解7.5-3 懸臂式擋土牆之土壓力分析法(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。



65

65

第八章 基礎開挖

主要修正項目：

1. 基礎開挖擋土設計之基本原則
2. 增列鄰近結構物保護工法之種類
3. 增列地中壁與扶壁之設計原則

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、扶壁或兩者共用。本章增列地中壁與扶壁設計之考慮要項

4. 修正側向壓力平衡之計算方式

本次修正時參考 Burland et. al.(1981)、英國 CIRIA580(2003)及 Eurocode 7 的建議，採用土壤參數折減之方式(除以安全係數)計算側向壓力之力矩平衡，此種計算方式可使分析結果更加合理，修正以往分析所產生之困難。

5. 修改開挖安全監測頻率

66

66

「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。

67

67

「8.2 安全措施」【解說】

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)

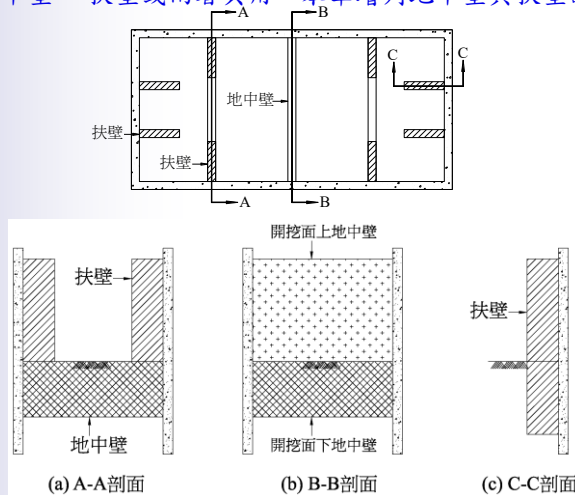
68

68

「8.7 支撐系統」【解說】

3. 增列地中壁與扶壁之設計原則

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、扶壁或兩者共用。本章增列地中壁與扶壁設計之考慮要項



69

69

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。

70

70

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。

71

71

「8.7.7 地震影響」

- 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：

$$\Delta P = (3/8)K_h \gamma H \quad \text{式(解8.7-1)}$$

- 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：

$$K_h = PGA_{r_0} (t_{rc}/t_{r_0})^k \quad \text{式(解8.7-2)}$$

其中， PGA_{r_0} 為回歸期475年地震之水平地表加速度值；

$t_{r_0} = 475$ 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 內可接受超越機率为 p 之回歸期，一般可取 $p=0.05\sim 0.1$ 。

k 為指數，視工址之地震環境與設計震度而定，通常可取 $0.3\sim 0.4$ 。

72

72

8.8.1 擋土壁貫入深度側向壓力平衡

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：

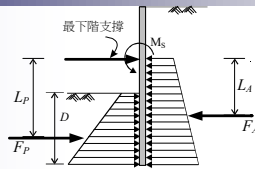


圖8.8-1 擋土設施側向壓力平衡

$$F_s = \frac{F_p L_p + M_s}{F_a L_a} \geq 1.5 \quad F_p L_p \geq F_a L_a \quad \text{式(8.8-1)}$$

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

73

73

「8.8.1 側向壓力平衡」【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 。

74

74

「8.10.5 配置原則及監測頻率」【解說】

監測對象	監測項目	儀器名稱	監測頻率		
			開挖前 溝溝、連續壁、 基樁、地改期間	地下層施工期間 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

75

75

第九章 地層改良

- 增訂各種地層改良方法之設計原則，主要包含：

1. 加密法之設計原則(9.2.2節)

- (1) 表層夯實工法
- (2) 動力夯實工法
- (3) 擠壓砂樁工法
- (4) 振沖壓實工法

2. 高壓噴射(攪拌)工法之設計原則(9.2.4節)

3. 低壓灌漿工法(9.2.5節)

- (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

76

76

第十章 土壤液化

- 針對2016年0206美濃地震造成台南市部分地區產生土壤液化災害，行政院指示應盡速頒佈全國土壤液化潛勢圖，故配合修訂現有規範之相關內容。
- 本次修訂之內容主要包括：
 - 液化評估方法，增加本土性雙曲線(HBF)法
 - 增加液化沉陷之評估法；
 - 修正液化土質參數折減之相關規定；
 - 增訂液化耐震設計章節。

77

77

修改的重點

- | | |
|---|--|
| <p>10.2 設計地震(現行)</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 一級地震 <ul style="list-style-type: none"> ● PGA震區分布(475年) ■ 無地震規模可選用 | <p>10.2 地震參數(新)</p> <ul style="list-style-type: none"> ■ 三級地震 <ul style="list-style-type: none"> ● 中小度地震-不容許液化 ● 設計地震-容許液化 ● 最大考量地震-容許液化 ■ 增列液化評估可採用之地震規模M_w |
|---|--|

78

78

修改的重點

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

79

79

修改的重點

10.3 土壤液化潛能評估 (現行)

- SPT-N法
 - Seed et al. (1985)
 - 日本道路協會(1996)
 - Tokimatsu & Yoshimi (1983)
- CPT- q_c 法
 - Shibata et al. (1988)

10.3 土壤液化潛能評估 (新)

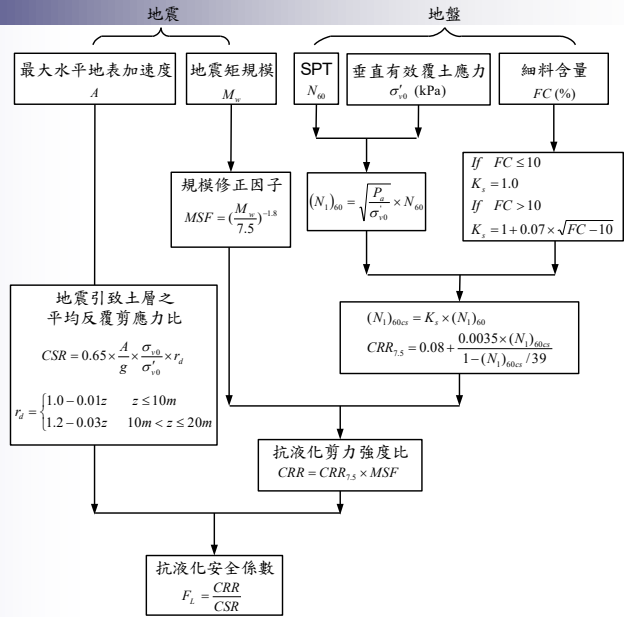
- SPT-N法
 - **HBF法 (2012)-本土**
 - NCEER(2001)-美國
 - AIJ(2001)-日本建築學會
 - 日本道路協會(1996)
- CPT- q_c 法
 - 列為可參考使用法

80

80

HBF法(2012)

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，且位於地下水位以下之飽和土層。
 (2) 塑性指數 I_p 在7以下之土層。

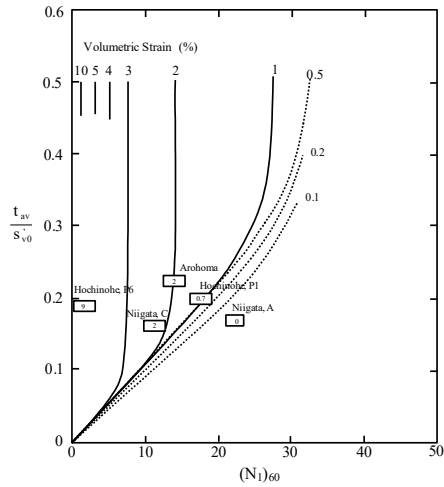
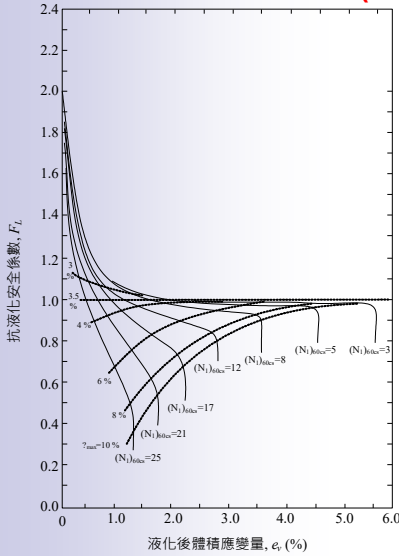


81

81

「10.4 損害評估」 增列液化後地盤沉陷量計算方法

Ishihara & Yoshimine (1992) ■ Tokimatsu & Seed (1987)



82

82

「10.5 液化地層土壤參數折減」【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 FL 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試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。

83

83

「10.5 液化地層土壤參數折減」【解說】

(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、版式基礎、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、以及相對沉陷是否會造成維生管線受損等問題。

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。

84

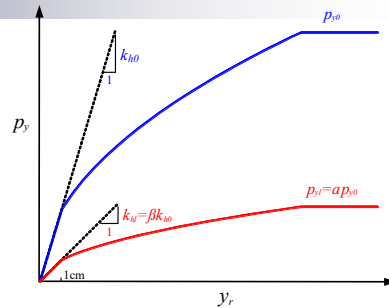
84

「10.5 液化地層土壤參數折減」【解說】

(b). 液化土壤之側向阻抗

$$k_{hl} = \beta k_{h0} \cdot y_r^{-1/2}$$

$$p_{yl} = \alpha p_{y0}$$



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

85

85

修改的重點

(現行)

10.5 地盤流動化之基礎耐震設計

- 採JRA(1996)之方法
 - 考慮地盤流動壓力
 - 適用於橋梁單墩基礎

(新)

10.6 地盤流動化之基礎耐震設計

- AIJ(2001)建議之方法
 - 評估地盤變位
 - 適合建築基礎
- 新增評估方法與圖表說明

86

86

「10.5 地盤流動化之基礎耐震設計」之修改

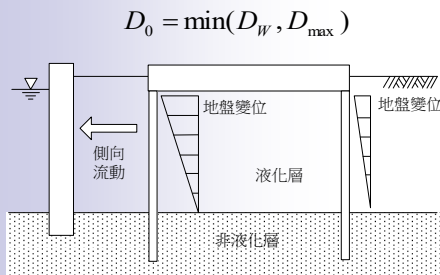


圖-解10.6-1 地盤流動變位作用於建築物基礎之示意圖(AIJ, 2001)

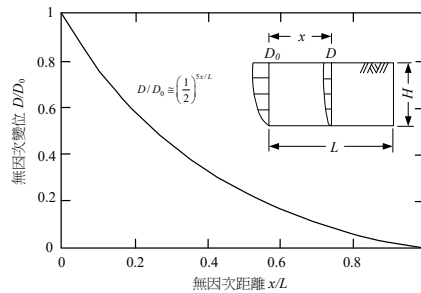


圖-解10.6-2 表面地盤流動變位與離護岸距離之關係(AIJ, 2001)

87

總結

- 大地工程學會接受內政部建研所委託研究計畫，研擬「建築物基礎構造設計規範」修正草案，已於**106年底完成**修正草案報告。
- 所完成之修訂草案，曾經大地工程學會規範委員會審查，另曾舉辦三次說明會，彙整各界意見供調整修正
- 修訂完成之新版本草案已提送內政部營建署審查，由內政部建築技術審議委員會委託建築研究所籌組「建築物基礎構造設計規範」審查專案小組，歷經**9**次複審會議(109-111年)審查完竣，目前已送內政部法規會審查，**預計於本年度將可頒佈實施**。
- 此次修訂完成之版本具有很大幅度之修正，比起民國**90**年頒布之「建築物基礎構造設計規範」版本，內容大幅增加，應可符合工程界設計之需求。

88

88