

內政部建築研究所專題研究計畫成果報告

研究案：建築技術規則構造編條文研修與設計規範之研訂

研究案編號：MOIS 881013

計畫名稱：基礎構造設計模式合理化之探討

執行期間：八十七年八月一日至八十八年六月三十日

基礎構造設計模式合理化之探討 期末報告

計畫主持人：陳正興

共同主持人：黃俊鴻

研究員：柯鎮洋 方仲欣

主辦單位：內政部建築研究所

執行單位：中華民國大地工程學會

中華民國八十八年六月

主 講 人 簡 歷

姓 名：陳正興
職 稱：教授
單 位：國立台灣大學土木工程學研究所
地 址：台北市羅斯福路四段一號
電 話：(02)23650355
傳 真：(02)23650355
出 生：民國 39 年 11 月 22 日
學 歷：美國柏克萊加州大學博士
經 歷：國立台灣大學土木系教授、國家地震工程研究中心基本
研究組組長、中國土木水利工程學會大地工程委員會主
任委員，中華民國大地工程學會理事長。
專 攻：大地工程、地震工程、基礎分析
主要著作：
羅東核能廠模型基地土壤地震反應之量測(研究計畫主
持人)
水平地盤受震反應分析之研究(研究計畫主持人)
層狀土壤與結構物之互制作用分析(研究計畫主持人)
台北盆地地震放大效應之初步研究(研究計畫主持人)。
花蓮大比例尺圍阻體模型強迫振動反應之分析研究(研
究計畫主持人)
花蓮大比例尺圍阻體模型地震反應之分析研究(研究計
畫主持人)
高鐵橋梁基礎最佳化研究(研究計畫主持人)
建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)
(研究計畫主持人)

基礎構造設計模式合理化之探討

陳正興¹ 黃俊鴻² 柯鎮洋³ 方仲欣⁴

摘 要

國內現行基礎設計之設計法均採用工作應力法，而結構物之設計法已採用極限強度設計法，兩者之設計理念及載重狀況不一致，造成許多不相容的問題，而各國設計規範皆已朝極限強度設計法之方向發展。因此應積極檢討國內現行基礎設計規範，分析其與國外規範之差異性，並探討基礎極限強度設計模式於台灣地區之適用性，以作為將來制定基礎極限強度設計規範之參考。為此，本研究擬從事先期研究，首先摘選歐、美、日及中國大陸等地區之主要基礎設計規範，節錄其主要內容，說明其設計原則與方法，並舉案例作分析、比較與討論，以檢視我國現行基礎設計模式之合理性。研究結果顯示，我國現行基礎設計規範之容許應力法，對於各基礎單元之各項分析方法已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準，針對特定之設計情況，應用我國現行規範之分析方法，分析結果應在合理之範圍內。然而，現行規範對於限度狀態設計之觀念，仍然沒有具體之陳述，對設計情況之設定，以及作用力因子與材料性質參數（或性能因子）之選取，均無明確之規定，在應用時顯得比較困難。欲使我國基礎設計模式更加合理化，至少應改進下列幾點：

- (1).加強限度狀態設計之觀念
- (2).擬訂基礎設計之載重組合及相關之作用力因子
- (3).歸納本土性之材料性質參數折減因子
- (4).參考本土工程案例擬訂定各型基礎之性能因子

-
1. 台灣大學土木系教授
 2. 中央大學土木系副教授
 3. 台聯技術工程顧問公司協理
 4. 中興工程顧問公司工程師

目 錄

| | 頁次 |
|-------------------|------|
| 壹、前言 | 1-1 |
| 貳、美國規範 | 2-1 |
| 2-1 統一建築規範 | 2-1 |
| 2-2 公路橋梁標準規範 | 2-11 |
| 參、歐洲共同規範 | 3-1 |
| 3-1 Eurocode 1 | 3-1 |
| 3-2 Eurocode 7 | 3-11 |
| 3-3 Eurocode 8 | 3-26 |
| 肆、中國大陸規範 | 4-1 |
| 4-1 建築結構設計統一標準 | 4-1 |
| 4-2 建築樁基技術規範 | 4-11 |
| 伍、日本規範 | 5-1 |
| 5-1 日本建築基礎構造設計指針 | 5-1 |
| 5-2 日本道路協會規範 | 5-12 |
| 陸、我國現行基礎設計規範 | 6-1 |
| 柒、比較分析 | 7-1 |
| 7-1 條形連續基腳 | 7-2 |
| 7-2 鑽掘基樁 | 7-7 |
| 7-3 綜合討論 | 7-10 |
| 捌、結論 | 8-1 |
| 8-1 各國規範評述 | 8-1 |
| 8-2 設計規範之發展趨勢 | 8-4 |
| 8-3 我國現行基礎設計規範之檢討 | 8-5 |
| 玖、參考文獻 | 9-1 |
| 拾、附錄 | 10-1 |

壹、緒論

一般而言，結構設計法可大致分為工作應力法與極限強度設計法兩大類。工作應力法係將設計載重視為確定量，將材料強度除以安全係數得到材料容許強度，設計上要求設計載重小於材料容許強度，該安全係數則涵蓋所有設計上之不確定因素；極限強度設計法則將設計載重及材料強度兩者均視為不確定量，對各種載重組合及材料強度進行機率分析，在要求結構物失效概率小於某定值下，定出各項載重組合之載重因子及材料強度折減因子（或稱性能因子），設計上要求乘以載重因子後之各項載重組合須小於折減後之材料強度。

在早期，由於對載重與材料特性的資料不足，難於精確地掌握結構物之極限狀態，因此，工程界多採工作應力法進行結構設計，而基礎設計亦然。然隨著科研的進步，藉由大量之試驗與量測資料，分析工具之進步，以及工程經驗之累積，對於結構物之極限狀態已能充分掌握，因此，結構設計法也就逐漸由工作應力法進步到極限強度設計法。至目前，大部分先進國家之結構設計法皆已採用極限強度設計法。同樣地我國近年來之混凝土工程設計規範亦已採用極限強度設計法。最近數年，由於耐震工程的進步，結構設計更進步到以結構韌性來抵抗極限地震力之設計方法，以構材韌性來消耗結構物受地震作用時之震動能量，使結構物不致達到破壞之狀態。

韌性耐震設計法已成為目前歐、美，日等地震先進國家結構耐震設計之主流。縱然上部結構已進步到韌性設計，然由於對基礎系統之韌性行為仍未全然了解，致使基礎構造設計仍停留在工作應力法之階段，造成在極限地震力作用下，基礎系統之設計仍保持在彈性反應範圍內，使設計相對於上部結構過於保守。由於上部及下部結構之設計理念不一致，且有相當大的設計落差存在，常造成工程設計上之困擾，因此，歐、美，日等先進國家皆體認此設計盲點，近幾年多投注相當

大的人力及財力，進行大量基礎系統之韌性試驗及理論與設計方法之研究，日本於遭受阪神地震震災後曾進行密集之研究，目前已將基礎極限設計方法納入 1996 年之道路橋樑設計規範中，美國則經過多年之研究亦將基礎極限設計方法列於最新的 1996 年版之 AASHTO 設計規範中，歐洲各國則於結成歐盟後開始制定共同設計規範(Eurocode)，其中於 Eurocode 7-大地工程設計與 Eurocode 8-結構物耐震設計中之基礎部份均列入基礎極限設計法，至於中國大陸則早在 1984 年之《建築結構設計統一標準》(GBJ68-84)中採用以機率理論為基礎之基樁極限設計法。上述各規範之改進皆在彌補以往上部及下部結構設計方法之落差。

國內現行基礎設計之設計法均採用工作應力法，而結構物之設計法已採用極限強度設計法，兩者之設計理念及載重狀況不一致，造成許多不相容的問題，而各國設計規範皆已朝極限強度設計法之方向發展，因此，國內應積極從事先期研究，蒐集基本資料，探討基礎極限強度設計模式於台灣地區之適用性，以作為將來制定基礎極限強度設計規範之依據。

各國基礎設計規範為該地區基礎工程設計之一般標準，雖不一定包含最先進之研究或高標之技術，卻是最能反映社會工程建築水準之代表性資料。欲探討我國現行基礎設計模式之合理性，首須檢視各國設計規範之內容，再作比較分析，方能歸納結論，提出合理之建議，作為改進之依據。本研究報告首將摘選歐、美、日及中國大陸等地區之主要基礎設計規範，節錄其主要內容，說明其設計原則與方法，並作淺基礎與基樁之案例分析、比較與討論，以檢視我國現行基礎設計模式之合理性。

貳、研究內容

世界先進國家之主要設計規範均已採用限度狀態設計方法，其為目前設計規範之發展趨勢。然而國內現行基礎設計之設計法仍採用工作應力法，而結構物之設計法已採用極限強度設計法，為探討國內現行基礎設計規範之合理性，本研究將蒐集歐、美、日與中國大陸等國之基礎設計規範，進行比較，並舉案例作分析、比較與討論，以檢視我國現行基礎設計模式之合理性，並檢討基礎極限設計法在本土應用之適用性，作為發展我國基礎極限設計與韌性設計的一個起步。

針對此目的，本研究之研究方法及進行步驟如下：

1. 文獻蒐集

蒐集國內外相關規範、學術研究成果及工程技術之發展，了解最新發展趨勢，使本研究之內容能符合時代進步之要求。

2. 現有規範之檢討

針對國內現有基礎構造之設計模式進行檢討，探討設計荷載、分析方法與容許應力之合理性，並檢核基礎構造設計結果與上部結構極限強度法設計結果之相容性。

3. 極限設計模式之研究

整理分析各式基礎之分析方法，探討各國最新基礎極限強度設計規範之差異性及優缺點，歸納出合理之設計模式。

4. 案例分析與比較研究

國內尚未有從事基礎極限設計之經驗，而工作應力法已使用多年，故應先從事案例分析，針對一些典型之基礎，分析以極限設計法及工作應力法進行分析結果之差異性，探討極限設計法之適用性。

5. 學者專家諮詢

邀請專家學者研討所提設計模式之合理性及適當性。

6. 撰寫研究報告

綜合各研究分析結果，整理歸納成研究報告，並提出綜合結論與建議，作為將來制定基礎極限設計規範之依據及參考

參、研究成果

依照本研究計畫之內容，主要之工作為蒐集各國規範資料，歸納整理，並作分析比較，進而進行基礎分析模式合理化之探討。

3-1 各國規範評述

本研究所蒐集整理之規範中，包括美國、歐洲、中國大陸及日本等國家之主要設計規範，分別為美國 UBC 與 AASHTO 規範、歐洲共同規範、中國大陸規範、日本「建築基礎構造設計指針」與「道路道路橋示方書·同解說」，本研究已將其中與基礎設計有關之條文整理分述於本研究報告各章中。從各章中已可清楚看出各規範之主要原則與分析方法，今將其初步歸納如后。

1. 美國 UBC 規範

- (1) UBC 規範之載重組合雖包含有 LRFD、ASD 與特殊地震三類載重組合，惟對於基礎之設計則仍以 ASD 為設計之依據
- (2) 基礎設計規範非常簡單，主要針對最低要求作簡單之規定，包括基礎最小尺寸、最小埋置深度及各類地層之容許支承力等。
- (3) 基礎設計規範之內容偏重於一般使用之住宅，屬較輕型構造物，故其內容非常簡單。
- (4) 對於重要或大型結構物，則賦予專業人員充分權責，專業工程師可使用高於一般標準之設計值並經建築主管人員核可，使設計能因地制宜，具有充分彈性。

2. 美國 AASHTO 規範

- (1) AASHTO 規範為美國公路橋梁之主要設計規範，屬較大型之公共

工程，規範內容具有較多技術層面之規定，值得參考引用。

(2) 現有規範之分析架構如下：

(a) 工作載重設計法

(b) 強度設計法 - 分使用限度狀態與強度限度狀態之檢核，其中使用限度狀態之檢核應核算工作載重組合情況下之基礎沉陷量與側向位移，而強度限度狀態應核算基礎之穩定、承載力及構件破壞等，故強度設計法為較完整合理之分析法。

(3) 國內現行基礎設計方法與此規範之工作載重設計法非常類似，所採用之安全係數與容許應力亦相當接近。

(4) 本規範對於強度設計法之性能因子已有表列值可供參考使用，其中對於淺基礎及打入式基樁之規定相當清楚，而對於鑽掘樁部份則顯得比較不明確。

3. 歐洲共同規範

(1) 歐洲共同規範為國內較不熟悉之規範，採用限度狀態設計法，針對不同之狀態，基於超越機率之觀念，檢核其限度值，其分析架構相當清晰，設計細節亦非常完備，頗值參考。

(2) 本規範之限度狀態設計法包含使用限度狀態與極限限度狀態之檢核。

(3) 本規範之設計分析法主要採用部份因子法 (Partial Factor Method)，分作用力係數 (載重係數) 與材料性質係數兩方面，依超越機率之觀念分別考慮。

(4) 針對不同之限度狀態與設計情況，本規範之作用力係數皆有明確之規定，其值與美日等國之規定具有較大之差別，一般而言，其基礎破壞分析之作用力係數均較 AASHTO 規範強度設計法之載重係數值為低。

(5) 針對不同之限度狀態與設計情況，本規範之材料性質係數亦有明確之規定，其值雖係指地層性質之安全係數，但對地層性質之界

定值另有相當保守之規定，以考慮實際地層中土壤性質之變異性與不確定性等因素。

- (6) 對於樁基礎之設計，本規範似乎比較重視載重試驗及其結果之應用，對於分析法則著墨較少，並未規定該採用何種分析法。
- (7) 若與其他規範作比較，本規範顯然比較重視土壤~結構互制作用之效應，在規範中各部份均強調必須從事土壤~結構互制作用分析，將其效應納入設計考量中。

4. 中國大陸規範

- (1) 中國大陸規範之基本架構比較類似於 Eurocode,惟不如後者之完整與嚴密。
- (2) 所參考規範之載重組合方式與 Eurocode 相似，但另外增加一種所謂"準永久荷載"。各項載重之分項係數與 Eurocode 不同，顯係經過修正。
- (3) 所參考規範之抗力分項係數與各國常用者具有較大之差別，自成另一體系。

5. 日本「建築基礎構造設計指針」

- (1).採用工作應力法，即彈性設計法。
- (2).本指針前身為「建築基礎構造設計規準·同解說」，其為我國建築技術規則制定時所參考之藍本，兩者非常類似，實為我國以往建築基礎設計所使用之模式。

6. 日本「道路道路橋示方書·同解說」

- (1) 日本道路協會橋梁設計規範已明確列出二階段設計法之原則，是本研究所參考各規範中惟一允許基礎在強烈地震作用時產生塑性變形之設計方法，是否會發展成世界各國工程設計之新趨勢，則有待規察。
- (2) 基礎容許韌性決定於基礎受力之非線性反應行為，其受基礎型

式、配置、土壤性質及分析方法之不同而有所差異，應有大量之試驗與研究，方能充分掌握基礎韌性之發展過程，使基礎韌性耐震設計方法更加完整。

7. 我國現行基礎設計規範

- (1) 我國現行基礎設計規範採用容許應力法，應相當於前述各規範中之工作載重設計法。
- (2) 現行規範對於載重組合已有原則性之規定，分為長、短期載重，據此，基礎構件之結構設計應採容許應力(工作應力)設計法，惟國內工程師大多仍採用上部構造物結構分析所得結果進行強度設計法，造成基礎分析與構件設計之狀態與情況不相符之情形。
- (3) 現行規範對於各基礎單元(例如淺基礎、樁基礎等)之分析方法已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準。

3-2 比較分析

前述各章已節錄世界各主要國家及我國現行之基礎工程設計規範，由其中可看出各先進國家之基礎設計均已逐漸由容許應力法改進為極限強度設計法，例如美國 UBC 規範之基礎設計雖仍採用容許應力法，但結構設計早已加入 LRFD 設計法；AASHTO 規範也是工作載重與極限強度設計法兩種併用；至於歐洲共同規範則已完全改為限度狀態設計法；最新日本道路橋耐震設計規範亦於阪神地震後加入基礎韌性之檢核。由上述世界各國規範之演進，顯見「限度狀態設計法」已逐漸成為工程設計之主流，而我國結構設計雖已採用極限強度設計法，但基礎設計則仍以容許應力法為主，其中基礎分析以容許應力法為之，而基礎結構設計則已大部分採用強度設計法，兩方法之載重與抗力係數均不相同，造成設計分析上極大之困擾，為符合世界工程設計之潮流，實須加緊腳步，著手研究如何改進我國現行之基礎設計規範。

由於我國尚未有基礎極限強度設計法之經驗，在研究初期，首應參考先進國家已有之設計規範。在已採用基礎極限設計法之規範中，以美國 AASHTO 及歐洲共同規範之內容最為完整詳細，可資參考。兩規範之設計理念雖然大致一致，但其內涵卻不盡相同，僅由兩規範之條文內容，不易洞悉其中之差異性，必須針對實際之設計情況作有系統地比較，方能全然了解。本章以下將舉條形連續基腳與基樁兩例，針對最基本之假設情況作比較分析，並討論其結果，作為我國將來改進基礎設計規範之參考。

(一). 條形連續基腳

條形連續基腳之垂直承載力問題為基礎工程中最典型之案例，各規範均有相當詳盡之設計規定，是最佳之比較案例。對一基腳寬度為 B 之條形基礎，本研究僅考慮下列兩種最基本之設計情況：

- (i) 正常情況(N) - 包括呆載重(D)與活載重(L)
- (ii) 地震情況(EQ) - 包括呆載重(D)、活載重(L)與地震載重(EQ)

為使各規範分析結果具有一量化之比較標準，今假設基腳所受活載重為其呆載重之五分之一 ($L=0.2D$)，地震載重對基腳所造成之載重偏心距為基腳寬度之百分之五 ($e=0.05B$)。又為方便作比較，以下分析選用工作載重設計法之正常載重 $D+L$ (未經係數化) 作為比較之標準，稱為基準設計載重 Q_{ref} ，即

$$Q_{ref} = D + L = 1.2D$$

針對上述兩設計情況，今假設各設計規範均依相同之計算方法計算基腳之極限承載力，其中粘土地層之極限承載力以不排水剪力強度 C_u 來計算，而砂土地層之極限承載力則以排水剪力強度 C' 與 ϕ' 來計算。以下比較根據各規範設計法分析結果中所包含安全係數之比較。

1. 我國現行基礎設計規範

我國現行基礎設計規範採用工作載重設計法，若依據淺基礎承載力計算式所得之極限承載力為 q_u ，則容許承載力之最小安全係數在長期載重情況為 3，而在短期載重情況必須大於 2。因此，針對上述兩設計情況之安全係數分別為

(i). 正常情況

$$\begin{aligned}G(N) &= D + L \\ &= 1.2D \\ &= Q_{ref} \\ FS(req) &= 3 \\ \Rightarrow \overline{FS} &= 3\end{aligned}$$

上述 \overline{FS} 係指分析結果對應於基準設計載重 Q_{ref} 所包含之安全係數，此值將作為以下各規範分析結果比較之基準。

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned}G(EQ) &= D + L + EQ \\ &= (D + 0.2D)\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= (1.2D)(1.3) \\ &= 1.3Q_{ref} \\ FS(req) &= 2 \\ \Rightarrow FS(relative) &= (2)(1.3) / \overline{FS} = 0.87\end{aligned}$$

上式中， $FS(relative)$ 稱為相對安全係數，表示相對於基準設計情況所需安全係數之比值，其值小於 1，表示在地震情況時依規範要求所計算得之實際安全係數小於基準設計情況時之安全係數。上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.083B$ 時，則依

規範要求所計算得之實際安全係數將等於基準設計情況時之安全係數；同理，若地震情況所造成之載重偏心距 $e > 0.083B$ ，則設計情況將由地震載重情況所控制。上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則 $FS(relative) = 1.33$ 。

2. 美國 ASSHTO 規範

(1). 工作載重設計法

依據 ASSHTO 設計規範，採用工作載重設計法時之設計載重應依下列方式計算：

(i). 正常情況

$$G(N) = D + L = 1.2D = Q_{ref}$$

$$FS(req) = 3$$

$$\Rightarrow FS(relative) = 3 / \overline{FS} = 1$$

上式中，相對安全係數 $FS(relative)$ 為 1，表示依本規範方法所計算之安全係數正好與前述基準設計情況之安全係數完全一致。

(ii). 地震情況

$$G(EQ) = D + EQ$$

$$= D \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$= 1.3D$$

$$= 1.08Q_{ref}$$

AASHTO 規範規定此地震情況之容許應力（即容許承载力）值可提高為 133%。

$$\Rightarrow FS(relative) = 1.08 / 1.33 = 0.81$$

上式中之相對安全係數值小於 1，表示規範所要求之安

全度不若基準設計情況之基本要求。據此，只有當地震載重 EQ 所造成之載重偏心距大於 9.9% 時，地震情況才會控制設計。上述地震情況中，若偏心距 $e=0.167B$ 時，則 $FS(relative)=1.25$ 。

(2). 強度設計法

依據 AASHTO 規範之強度設計法，淺基礎位於砂土與粘土層上之承載力性能因子 ϕ 分別為：

砂土（由 SPT 半徑驗法估計） $\phi = 0.45$

黏土（根據室內試驗之剪力強度） $\phi = 0.60$

而設計載重則依下列方式計算：

(i) 正常情況

$$\begin{aligned}
 G(N) &= \gamma(\beta_D D + \beta_L L) \\
 &= 1.3(1.0D + 1.67 \times 0.2D) \\
 &= 1.73D \\
 &= 1.45Q_{ref} \\
 \Rightarrow \text{砂土層 } FS(relative) &= 1.45 / (0.45 \overline{FS}) = 1.07 \\
 \Rightarrow \text{粘土層 } FS(relative) &= 1.45 / (0.60 \overline{FS}) = 0.81
 \end{aligned}$$

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned}
 G(EQ) &= \gamma(\beta_D D + EQ) \\
 &= 1.3(D) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\
 &= 1.69D \\
 &= 1.41Q_{ref}
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) = 1.41 / (0.45 \overline{FS}) = 1.04$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 1.41 / (0.60 \overline{FS}) = 0.78$$

上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則

$$\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) = 2.17 / (0.45 \overline{FS}) = 1.60$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 2.17 / (0.60 \overline{FS}) = 1.20$$

3. 歐洲共同規範

於歐洲共同規範中，於檢核極限狀態之基礎垂直承載力時，屬於地盤破壞（情況 C）之檢核，其設計載重分別為：

(i). 持續與暫時情況

$$\begin{aligned} G(N) &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \\ &= 1.0D + (1.3)(0.7)(0.2D) \\ &= 1.182D \\ &= 0.99Q_{ref} \end{aligned}$$

此時，地層材料性質因子 γ_m 為 (ENV1991-1:9.4.3(3))

砂土 C' 取 1.6， $\tan \phi'$ 取 1.25

粘土 C_u 取 1.4

$$\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) = 0.99 \times 1.25 / \overline{FS} = 0.41$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 0.99 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.46$$

(ii). 地震情況

$$G(EQ) = \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_i A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

$$\begin{aligned}
&= [1.0D + (0.6)(0.2D)] \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\
&= 1.46D \\
&= 1.21Q_{ref}
\end{aligned}$$

此時，地層材料性質因子 γ_m 如上所述，因此

$$\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) = 1.21 \times 1.25 / \overline{FS} = 0.50$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 1.21 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.57$$

上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則

$$G(EQ) = 1.86Q_{ref}$$

$$\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) = 1.86 \times 1.25 / \overline{FS} = 0.77$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 1.86 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.88$$

(二). 鑽掘基樁

對於基樁之承載力分析，已有很多之分析方法可資採用；但是，不同分析方法之計算結果通常具有相當大之差異性，設計往往須取決各地區之工程經驗或試樁結果。因此，歐美各國之規範中大都未限制該使用何種分析分法，而僅作原則性之規定，指出須選用合理之分析方法並經同一地區之樁載重試驗結果驗證者。至於我國現行之設計規範則與日本規範較類似，條文中對於分析方法有較明確之規定，此點與歐美規範之精神完全不同，尤其更值得注意的一點，日本與我國之規範條文中大都包含有利用貫入試驗 SPT-N 值估算基樁承載力計算式，由於此方法簡單方便，常為工程師所採用，實際上已成為我國大部分工程設計之主要分析方法。

由於各國規範對於基樁分析方法之規定並不一致，因此很難直接

比較各規範利用分析結果作設計時之安全性考量，從參數之擷取至設計結果之選用，均各自包含有該地區之工程經驗、慣例或判斷在內，實無法僅根據規範內容中之分析原則作相互間差異性之比較。但各規範對於利用樁載重試驗結果作設計時應有之考量則有較明確之規定，因此本研究擬針對此點作比較研究，以檢討各設計規範間之差異性。

今假設有一鑽掘樁設計，已由靜力載重試驗得知其極限承載力(樁身摩擦力與樁尖抵抗力之和) 為 Q_u ，據此數值，以下比較各規範在決定基樁承載力時之安全性考量。

1. 我國現行基礎設計規範

我國現行基礎設計規範採用工作載重設計法，正常情況之設計載重包括呆載重 D 與活載重 L ，兩者之和 $D+L$ (未經係數化) 稱為基準設計情況，為便於以下方便比較起見，今假設 $L = 0.2D$ ，則基準設計情況之載重 Q_{ref} 相當於

$$Q_{ref} = D + L = 1.2D$$

根據現行設計規範，基樁之垂直容許承載力為

$$Q_a = Q_u / FS$$

其中 Q_u 若由樁載重試驗求得時，安全係數 FS 可取為 2，表示容許承載力僅為試驗值之半。

2. 美國 AASHTO 規範

(1). 工作載重設計法

依據 AASHTO 規範，採用工作載重設計法所考量之基本載重組合(I)為

$$G(I) = \gamma[D + L]$$

$$= 1.2D$$

$$= Q_{ref}$$

當基樁容許承载力係由樁載重試驗求得時，其安全係數可取為 2。因此本設計法之設計載重與安全係數要求均與我國現行基礎設計規範完全一致。

(2). 強度設計法

依據 AASHTO 規範，採用強度設計法所考量之基本載重組合 (I) 為

$$\begin{aligned} G(I) &= \gamma(\beta_D D + \beta_L L) \\ &= 1.3(1.0D + 1.67L) \\ &= 1.734D \\ &= 1.45Q_{ref} \end{aligned}$$

而鑽掘樁設計之性能因子 $\phi = 0.80$ (根據樁載重試驗結果時)。因此本分析法相對於前述基準設計情況之安全係數為

$$FS = 1.45 / 0.8 = 1.81$$

針對所假設之設計情況，本設計法之安全係數要求略低於我國現行基礎設計規範。

3. 歐洲共同規範

依本規範之持續與暫時情況，其載重組和為

$$\begin{aligned} G(N) &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \\ &= 1.0D + (1.3)(0.7)(0.2D) \\ &= 1.182D \\ &= 0.99Q_{ref} \end{aligned}$$

根據 ENV 1997-1:7.6.3.2 6(P)，由樁載重試驗結果 R_{cm} 推導基樁之極限界定承載力 R_{ck} 時應考慮地層及基樁施工之變異性，即

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi$$

其中 ξ 為折減因子。本分析取 $\xi = 1.35$ (2 支樁試驗結果之平均值時)，此外，對於基樁之極限設計承載力 R_{cd} 應依下式計算：

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_t$$

其中 R_{cd} 為極限設計承載力

R_{ck} 為極限界定承載力

本分析取 $\gamma_t = 1.5$ ，則可得

$$FS = 0.99 \times 1.35 \times 1.5 = 2.0$$

上述安全係數值雖為 2，此安全係數係指由樁載重試驗決定設計極限承載力時所考慮之安全係數，考慮之重點係針對土壤之變異性與基樁施工、試驗結果之不確定性等因素，並不是我國規範中容許承載力之安全係數，兩者之內涵完全不一樣。

(三). 綜合討論

1. 淺基礎案例

綜合上述針對連續基腳承載力之分析結果，整理列於表 7.1 中，藉此可比較各規範分析方法所要求安全考量之相對比值。表 7.1 中所列我國設計規範及 AASHTO 規範工作載重分析法均為容許應力法，在本案例中，兩分析法之載重組合完全一致，至於容許承載力安全係數，在正常情況時，兩分析法為一致，而在地震情況時則有稍微之差異，我國規範所要求之最小安全係數可減為 2，相當於容許承載力可提高 50%，而 AASHTO 規範工作載重分析法僅容許提高 33%；總體而言，

兩規範分析法可謂相同，因此，據其設計分析所得之結果不會有太大之差異。

表 7.1 中所列之 AASHTO 強度設計法與歐洲共同規範均屬極限設計法，但兩分析法所採用之載重因子及性能因子則有相當大之差別，在極限承載力檢核時所包含之安全考量亦有相當程度之差別。如表 7.1 中所示，根據 AASHTO 強度設計法之載重因子與性能因子所作之分析，其相對安全係數要求與工作載重法之結果大致相當，僅對砂土地層承載力檢核時之相對安全係數略高，此係由於該規範對砂土承載力計算所採用之性能因子較小之故，推測係因利用砂土剪力強度所估計之極限承載力可能具有較大之變異性，為避免過於高估，因而採用較小數值之性能因子。

至於歐洲共同規範對淺基礎極限承載力之檢核，由表 7.1 中所列相對安全係數值，可知其比表中其他各分析法所要求之安全係數為低，在正常情況時僅約為其他規範之 $1/2$ ，而在地震情況時約為 $2/3$ ，顯示歐洲共同規範對於淺基礎極限承載力之檢核容許較小之安全係數，其載重組合值較 AASHTO 規範為小，而性能因子（即地層材料參數因子之倒數）反而較 AASHTO 規範為高，因此根據歐洲共同規範之極限程度狀態作承載力檢核時，所得分析結果將比表中其他各規範分析結果相對地較為經濟，惟這推論僅係針對當淺基礎設計由承載力控制時而言，而歐洲共同規範之極限程度狀態設計必須同時針對使用極限程度狀態作檢核，評估容許沉陷量是否符合設計要求，方能對設計是否較經濟作定論。

由上觀之，AASHTO 規範之強度設計法與歐洲共同規範均強調不同極限程度狀態應分開獨立檢核，據其從事淺基礎分析時，應將極限承載力分析與容許沉陷量分析完全獨立出來，在各單項檢核時可直接針對該項之安全性作考量，僅考慮該項分析時所包含之變異性與不確定性而給予適當之載重因子與性能因子，而不必同時考慮其他極限程度狀態之

影響因素，如此即可在從事極限承載力檢核時即完全針對承載力之極限狀態作檢核，完全不必考慮此時是否應包含沉陷量之安全考量在內，可謂真正在檢核極限承載破壞之安全度。此種限度狀態設計法之分析目標清晰，而分析結果具體明確地代表滿足設計目標之程度，可稱得上是較合理之分析模式，值得參考引用。

2. 基樁案例

綜合上述針對各規範由基樁載重試驗結果決定基樁承載力之分析比較，整理於表 7.2 中，藉此可比較各規範於選取設計值時包含之安全性考量。由表 7.2 所列各規範安全係數之比較，可知各規範之安全係數大約一致，均約為 2 左右；其中我國設計規範與 AASHTO 規範工作載重設計法均直接採用 2 之安全係數以包含所有之變異性與不確定因素；而 AASHTO 規範強度設計法則針對設計載重給予較大之載重因子（指載重之不確定性），而對試驗所得承載力給予較大之性能因子 0.80（指試驗結果之可靠性），兩者合併之結果具有 1.81 之安全係數；至於歐洲共同規範對於基樁極限承載力之決定，設計載重之載重因子接近於 1，但對於試驗結果則認為仍然具有相當程度之變異性及不確定性，所給予之性能因子僅約 0.5，所得總體安全係數之值為 2，其值雖與表中所列其他各規範方法之安全係數值相當，但其安全係數實際上完全來自於對試樁結果不確定性之考量，其內涵與其他各法具有相當大之差異。

綜上所述，可知表列各規範對根據試樁結果作基樁承載力分析時，所得結果應大致相當，據其所作之設計亦不會有太大之差異，關於此點，各規範之分析模式均有合理之考量。

表 7.1 各規範基腳承載力相對安全係數 $FS(\text{relative})$

| 設計情況 | 我國規範 | AASHTO | | 歐洲共同規範 |
|-----------------------------------|-----------|-----------|------------------------------|------------------------------|
| | | 工作載重法 | 強度設計法 | |
| (i)正常情況 | 1 | 1 | 砂土 1.07 黏土 0.81 | 砂土 0.41 黏土 0.46 |
| (ii)地震情況 $e = (.05 \sim .17)B$ | 0.87~1.33 | 0.81~1.25 | 砂土 1.04~1.60 黏土 0.78~1.20 | 砂土 0.50~0.77 黏土 0.57~0.88 |

註：表中所有相對安全係數係指相對於我國規範基準設計情況安全係數之比值，後者之最小安全係數要求為 3。

表 7.2 各規範由樁載重試驗推估基樁承載力之安全係數比較

| 項目 | 我國規範 | AASHTO | | 歐洲共同規範 |
|------|-----------|-----------|---------------|---------------|
| | | 工作載重法 | 強度設計法 | |
| 設計載重 | Q_{ref} | Q_{ref} | $1.45Q_{ref}$ | $0.99Q_{ref}$ |
| 性能因子 | - | - | 0.80 | 0.50 |
| 安全係數 | 2 | 2 | 1.81 | 2.00 |

註：表中 Q_{ref} 係指本研究所選之基準載重值，以 $D+L=1.2D$ 計算之。

肆、結論

4-1 設計規範之發展趨勢

從前述針對各國規範之評述，可知世界先進國家之主要設計規範均已採用限度狀態設計方法，其為目前設計規範之發展趨勢。

限度狀態設計法之基本架構為設計分析時應針對結構物之限度狀態作檢核，限度狀態分為極限限度狀態與使用限度狀態；其中極限限度狀態應考慮：

- (1) 結構物或其一部份失衡；
- (2) 結構物或其一部份產生超量變形而形成破壞機制，或其支承與基礎失去穩定性；
- (3) 疲勞或其他時間相關效應引致之破壞。

而使用限度狀態應考慮：

- (1) 結構物變形與位移，其將影響到外觀與有效使用，或損及裝修與非結構構件者；
- (2) 結構物之振動，其將使人體不適，使結構或其所支承物體損傷或失效；
- (3) 損壞（包含裂縫）狀態可能對結構之外觀、耐久性或功能產生不利影響者；
- (4) 由疲勞或其他時間相關效應引致可查覺之損壞。

在檢核任一設計限度時，由於目標明確，可掌握設計情況，作最適切之檢核，包括分析模式、載重情況、作用力因子、材料性質參數或性能因子等之設定均可作獨立之考慮，既直接又單純，而不會有為其他目標或限度之因素考量而使該項檢核工作複雜化或模糊化之情形，使各單項檢核工作最直接而具體。設計分析時應逐一針對各限度狀態作檢核，可有系統地完成所有檢核工作，使設計成果完全將符合

設計目標。

4-2 我國現行基礎設計規範之檢討

我國現行基礎設計規範採用容許應力法，相當於美國 AASHTO 規範中之工作載重設計法。現行規範對於各基礎單元(例如淺基礎、樁基礎等)之各項分析方法已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準。由前述案例分析比較，針對特定之設計情況，應用我國現行規範之分析方法，分析結果應在合理之範圍內。

然而，我國現行基礎設計規範中，其各項規定雖意旨各種狀態之檢核，但對於限度狀態設計之觀念，仍然沒有具體之陳述，因此對設計情況之設定，以及作用力因子與材料性質參數（或性能因子）之選取，均無明確之規定，使得各工程師在應用時須憑工程經驗做合理之判斷，分析結果所隱含之多重不確定性（包括作用力、材料性質與分析模式之不確定性等），以一總體之安全係數概括之。應用此種分析模式時，經驗豐富之工程師常能做適當之判斷與抉擇，選用適當之模式與參數，做出合理之設計，由於具有彈性運用之空間，是本規範模式之優點；但對於一般之工程師而言，欲掌握完整之設計情況顯然比較困難，尤其對於無慣例可循之設計工作，更顯得難於應付，無法確實掌握設計情況以及各項參數選用之原則，使分析過程與結果充滿不確定性。

為改進此缺點，實宜將限度狀態設計之觀念引入國內設計規範，但國內工程界對於基礎極限設計法尚無經驗，基本資料亦甚缺乏，對於本土性之參數資料更是欠缺，實無法立即改進為採用極限設計法。但限度狀態設計法為目前發展之趨勢，為使國內設計規範能趕上國際水準，應即著手進行研究，為推行基礎極限設計法而努力。依本研究結果顯示，欲使我國基礎設計模式更加合理化，至少應改進下列幾點：

- (1).加強限度狀態設計之觀念
- (2).擬訂基礎設計之載重組合及相關之作用力因子
- (3).歸納本土性之材料性質參數折減因子
- (4).參考本土工程案例擬訂定各型基礎之性能因子

伍、主要參考文獻

1. 內政部(1998),「建築技術規則 - 建築構造編」,營建雜誌社,397pp。
2. 內政部建築研究所,「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)」,中華民國大地工程學會主編,民國86年6月。
3. 日本建築學會,「建築基礎構造設計指針」,西元1988年。
4. 日本道路協會,「道路橋示方書,同解說(I共通編,VI下部構造編,V耐震設計編)」,西元1996年12月。
5. 「建築結構設計統一標準(GBJ 68-84)」,中國建築工業出版社。
6. 「建築樁基技術規範(JGJ 94-94)」,中國建築工業出版社。
7. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges," 16th Edition, 1996.
8. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code," 1997 Edition, 1997.
9. CEN, "ENV 1991-1: Basis of Design and Actions on Structure," 1994.
10. CEN, "ENV 1997-1: Geotechnical Design," 1994.
11. CEN, "ENV 1998: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures," 1994.

陸、附件

一、研究計畫期初諮詢審查會議紀錄及處理情形

(一) 審查意見：

- 1.分析基礎構造時應考量颱風、洪水之情形，必要時應採用機率方法以決定高低水位。

若基礎採用極限設計法之時，則土壤之鑽探、分析應更為精確，同時在建築技術規則中有關鑽探之部份，亦須一併修正與加強。

採基礎極限設計時，其分析設計方法應與上部結構有一貫性，在本計畫中除對載重組合之探討外，結構分析模式亦應列入；並應考量本土施工品質影響因素。

建議本計畫在建立基礎設計模式時，請將下列因素一併考量：土壤及基樁之設計參數，改良土壤後之設計參數，連續壁之設計參數，有地錨時之情況，平時及地震時土壓力之假設，容許沉陷及轉角值，斜坡基礎設計模式，岩盤地基之分析假設，基樁塑性鉸之細部規定。

建立基礎設計模式前，建議先參考日本震災後，各種基礎之破壞模式，同時應訂定基礎構造之容許損害度。

基礎容許位移之設定必須極為嚴謹，以免影響上部結構之基本假設。

(二) 處理情形：

- 1.地下水壓力為基礎構造所承受之載重之一，在載重組合時應

做適當之考量，惟水位之高低變化屬局部地區之特性，受環境影響之因素太多，以目前之資料實無法對一般地區作機率法之分析。

- 2.極限設計法中之性能因子即為反映所採用土壤參數之不確定性，合理之性能因子自應視鑽探所獲土壤參數之品質而定。
- 3.探討基礎極限設計法時，自須同時探討合理之載重組合，以及該採用之結構分析模式。
- 4.本研究係對目前世界各國所採用基礎極限設計法之初步探討，尚無法對所列各項設計參數作詳細之探討，宜留在後續研究中逐步探討。
- 5.本研究已詳列阪神地震後日本道路橋規範所作之修正，探討其為減低強震時基礎所受損害程度而作之設計考量，此方面之資料可作為國內修訂基礎耐震設計規範時之參考。
- 6.本研究所摘錄之歐洲共同規範中，已明白指出限度狀態設計應同時考慮使用限度狀態及極限限度狀態，前者即為位移控制，須檢核符合設計要求之基礎容許位移所引致之結構應力。

二、研究計畫期中簡報會議紀錄及處理情形

(一) 審查意見：

1.張執行長森源：

- (1)基礎構造朝極限設計發展是必然的趨勢，但各項參數值之範圍如何確定及使用，應審慎探討，以免誤用而危及基礎安全。
- (2)基礎構造耐震方面，應參考地質特性較接近之日本目前發展狀況。

2. 蔡建築師瑞河:

- (1)請增加參考日本建築學會之「建築基礎構造設計規範同解說」。
- (2)建築基礎若破壞則無法補救，保守的基礎設計是有必要的，因此建議工作應力法與極限設計法並行。

3. 陳總經理宗禮:

- (1)目前蒐集之資料，方向正確，各案例之蒐集分析應為主要內容。
- (2)本計畫欲作成「設計規範」，路途尚遙遠，宜先作成「設計指針」供設計者參考，俟設計案例及經驗充足後，規範自可水道渠成。

4. 廖教授洪鈞:

- (1)基礎構造採極限設計法極具前瞻性，但目前學界多未深入探索，應從學校教育著手。

5. 中華民國建築師公會全國聯合會 林長雄建築師:

- (1)本土之地質特性應一併列入探討，不能直接引用國外資料。

6. 中華民國土木技師公會全國聯合會 黃武雄理事:

- (1)本研究計畫偏重於一般基礎構造，可將斜坡基礎一併列入研究。
- (2)採用極限設計法時，施工技術之配合應列入考量。

7. 台灣省大地技師公會 郭漢興理事長:

- (1)研究內容中可蒐集有監測紀錄之案例做分析探討。

8. 陳董事長斗生(書面審查意見):

- (1)建議基礎設計由工作應力法進入極限設計法之前，宜有一調適期，並儘量由各災變或實驗中，分析國內一般設計之

基礎結構的極限值。

- (2)應經由大學及研究所教導並灌輸正確之極限設計法及施工品管的觀念，進一步對執業技師及工程師作相同之訓練，期以五至十年趕上國際水準，屆時再接受極限設計之要求。

(二) 處理情形：

- 1.本研究係基礎極限設計之初步研究，初期目標仍在設計分析模式之探討，尚未針對各項參數值之制定與應用作探討，須待後續研究具有充分資料後方可對規範支改進作進一步之建議。又本研究已參考日本之主要設計規範，包括日本道路橋示方書，該規範為阪神地震後之修正版，已包含最新發展之耐震設計規範。
- 2.已依審查意見增列日本建築基礎構造設計規範為本研究之參考規範之一。
- 3.同意審查意見之卓見，本研究係初步研究，僅係開端而已。但國內工程界對於基礎極限設計法尚無經驗，基本資料亦甚缺乏，對於本土性之參數資料更是欠缺，實無法立即推行採用極限設計法。
- 4.同意應首先從學校研究開始，進而作教育推廣，最後才能應用於工程實務面上。
- 5.目前本土基本資料最為缺乏，正是該積極研究之重點課題。
- 6.斜坡基礎屬特殊基礎，一般基礎應列為優先研究對象。極限設計法性能因子之制定即應考慮施工因素。
- 7.本研究係初期研究，尚無法針對工程實務之監測案例作分析。
- 8.先進國家之設計規範均由工作應力法逐步演進至極限設計法，我國若由目前開始研究極限設計法，再經 5 至 10 年之工作應力法與極限設計法併用期是必須的。

處理情形：

周功台：

1. 本研究實因體認世界各國基礎設計規範以朝限度狀態設計法之方向發展，乃著手進行本研究計畫，首先蒐集整理各國相關規範，探討其基本構架與發展方向，並檢討我國現行規範之合理性，作為檢討改進之依據。
2. 本研究結論中以建議應即刻著手進行本土性基本資料(包括性能因子)之研究。
3. 推展基礎限度狀態設計法須有充足之準備時間與試用期間，為符合世界潮流，此刻實應開始進行基本資料之蒐集與相關研究之推動，本研究實為開啟相關研究之鑰。

廖洪鈞：

1. 已修正，並加註說明。
2. 本研究僅係開始研究之問石路，結論中已述明目前尚無法採行限度狀態設計法。
3. 已於本研究結論中加述應推動中長程研究計畫，以配合發展極限強度設計法所需。
4. 將建議大地工程學會進行這方面之推廣工作。

蔡瑞河：

1. 期末報告中所增列之「日本建築基礎構造設計指針」確實具有參考價值，尤其可了解我國規範之發展淵源。
2. 蔡委員相當用心，蒐集日本在研究限界狀態設計法之研究結果，所列六項困難((a)~(f))均為各國在推行此法所遭遇之最大困難，本研究結論中亦指出類似之問題，為目前無法施行限度狀態設計法之主因。
3. 蔡委員指出日本之建築基礎設計，在阪神地震後已開始注意地盤液化及其穩定性問題，本研究報告亦詳列日本道路橋之

| |
|------|
| 統一編號 |
| |

基礎構造設計模式合理化之探討

內政部建築研究所

壹、前言

一般而言，結構設計法可大致分為工作應力法與極限強度設計法兩大類。工作應力法係將設計載重視為確定量，將材料強度除以安全係數得到材料容許強度，設計上要求設計載重小於材料容許強度，該安全係數則涵蓋所有設計上之不確定因素；極限強度設計法則將設計載重及材料強度兩者均視為不確定量，對各種載重組合及材料強度進行機率分析，在要求結構物失效概率小於某定值下，定出各項載重組合之載重因子及材料強度折減因子（或稱性能因子），設計上要求乘以載重因子後之各項載重組合須小於折減後之材料強度。

在早期，由於對載重與材料特性的資料不足，難於精確地掌握結構物之極限狀態，因此，工程界多採工作應力法進行結構設計，而基礎設計亦然。然隨著科研的進步，藉由大量之試驗與量測資料，分析工具之進步，以及工程經驗之累積，對於結構物之極限狀態已能充分掌握，因此，結構設計法也就逐漸由工作應力法進步到極限強度設計法。至目前，大部分先進國家之結構設計法皆已採用極限強度設計法。同樣地我國近年來之混凝土工程設計規範亦已採用極限強度設計法。最近數年，由於耐震工程的進步，結構設計更進步到以結構韌性來抵抗極限地震力之設計方法，以構材韌性來消耗結構物受地震作用時之震動能量，使結構物不致達到破壞之狀態。

韌性耐震設計法已成為目前歐、美，日等地震先進國家結構耐震設計之主流。縱然上部結構已進步到韌性設計，然由於對基礎系統之韌性行為仍未全然了解，致使基礎構造設計仍停留在工作應力法之階段，造成在極限地震力作用下，基礎系統之設計仍保持在彈性反應範圍內，使設計相對於上部結構過於保守。由於上部及下部結構之設計理念不一致，且有相當大的設計落差存在，常造成工程設計上之困擾，

二階段設計法，即是重視地盤在大地震時是否穩定之例，我國將來在修訂設計規範時亦應重視這方面的問題。

4. 蔡委員指出「針對上部構造支限度狀態設計法基礎構造做對應之設計有其必要性與可行性」應就現有法規作修正來對應，此建議具建設性，惟時間限度可留帶後續研究尋求合理之對應設計方法。

因此，歐、美、日等先進國家皆體認此設計盲點，近幾年多投注相當大的人力及財力，進行大量基礎系統之韌性試驗及理論與設計方法之研究，日本於遭受阪神地震震災後曾進行密集之研究，目前已將基礎極限設計方法納入 1996 年之道路橋樑設計規範中，美國則經過多年之研究亦將基礎極限設計方法列於最新的 1996 年 AASHTO 規範中，歐洲則於結成歐盟後於 Eurocode 7-大地工程設計與 Eurocode 8-結構物耐震設計中之基礎部份列入基礎極限設計法，至於中國大陸則早在 1984 年之《建築結構設計統一標準》(GBJ68-84)中採用以機率理論為基礎之基樁極限設計法。上述各規範之改進皆在彌補以往上部及下部結構設計方法之落差。

國內現行基礎設計之設計法均採用工作應力法，而結構物之設計法已採用極限強度設計法，兩者之設計理念及載重狀況不一致，造成許多不相容的問題，而各國設計規範皆已朝極限強度設計法之方向發展，因此，國內應積極從事先期研究，蒐集基本資料，探討基礎極限強度設計模式於台灣地區之適用性，以作為將來制定基礎極限強度設計規範之依據。

各國基礎設計規範為該地區基礎工程設計之一般標準，雖不一定包含最先進之研究或高標之技術，卻是最能反映社會工程建築水準之代表性資料。欲探討我國現行基礎設計模式之合理性，首須檢視各國設計規範之內容，再作比較分析，方能歸納結論，提出合理之建議，作為改進之依據。本研究報告首將摘選歐、美、日及中國大陸等地區之主要基礎設計規範，節錄其主要內容，說明其設計原則與方法，並作分析、比較與討論，以檢視我國現行基礎設計模式之合理性。

貳、美國規範

在美國地區應用最廣泛且最具代表性之設計規範為「統一建築規範」(Uniform Building Code)及「公路橋梁標準規範」(Standard Specifications for Highway Bridges)規範，前者為房屋建築之一般規定，偏重於小型建築物，後者雖為橋梁規範，但因橋梁工程屬較大型之公共建設，基址環境條件多變化，而該規範又為聯邦公路設計之規範，為一高水準且應用廣泛之規範，向為國內各工程設計之主要參考資料。

2-1 統一建築規範(UNIFORM BUILDING CODE, 1997)

以下僅摘錄與基礎設計有關之條文，為維持原意，所摘錄之條文將保留原有章節編號，便於日後查詢。

2-1-1 結構設計要求

第十六章 結構設計要求

第一部 一般設計要求

1612 - 載重組合

1612.2 LRFD(Load and Resistance Factor Design)載重組合

1612.2.1 基本載重組合

$$1.4D \quad (12-1)$$

$$1.2D+1.6L+0.5(L_r \text{ 或 } S) \quad (12-2)$$

$$1.2D+1.6(L_r \text{ 或 } S)+(f_1L+0.8W) \quad (12-3)$$

$$1.2D+1.3W+f_1L+0.5(L_r \text{ 或 } S) \quad (12-4)$$

$$1.2D+1.0E+(f_1L+f_2S) \quad (12-5)$$

$$0.9D\pm(1.0E \text{ 或 } 1.3W) \quad (12-6)$$

1612.2.2 其他載重組合

其他載重之載重係數分別為 1.3F, 1.6H, 1.2P 與 1.2T。

1612.3 ASD(Allowable Stress Design)載重組合

1612.3.1 基本載重組合

$$D \quad (12-7)$$

$$D+L+(L_r \text{ 或 } S) \quad (12-8)$$

$$D+(W \text{ 或 } \frac{E}{1.4}) \quad (12-9)$$

$$0.9D\pm \frac{E}{1.4} \quad (12-10)$$

$$D+0.75[L+(L_r \text{ 或 } S)+(W \text{ 或 } \frac{E}{1.4})] \quad (12-11)$$

地震力或風力作用下，容許應力不允許增加。

1612.3.2 替代基本載重組合

$$D+L+(L_r \text{ 或 } S) \quad (12-12)$$

$$D+L+(W \text{ 或 } \frac{E}{1.4}) \quad (12-13)$$

$$D+L+W+S/2 \quad (12-14)$$

$$D+L+S+W/2 \quad (12-15)$$

$$D+L+S+\frac{E}{1.4} \quad (12-16)$$

地震力或風力作用下，容許應力允許增加 1/3。

1612.3.3 其他載重組合

其他適用之 F, H, P 與 T 載重應納入基本與替代基本載重組合中進

行分析。

1612.4 特殊地震載重組合

根據第 16 章(Div. IV)或 18 至 23 章之特別要求，LRFD 與 ASD 均須考慮下列極限地震之載重組合：

$$1.2D+f_1L+1.0E_m \quad (12-17)$$

$$0.9D\pm 1.0E_m \quad (12-18)$$

式(12-1)至式(12-18)中，

D：靜載重

E：地震力

E_m ：極限地震

F：液壓

H：土壤之總壓力（土壓和水壓）

L：活載重

L_r ：屋頂活載重

P：積水載重

S：雪荷載

T：束制力

W：風力

$f_1=1.0$ a. 供公眾使用場所

b. 活載重超過 500kg/m^2

c. 車庫

$f_1=0.5$ 其他活載重

$f_2=0.7$ 非平板屋面(例如鋸齒狀)

$f_2=0.2$ 平板屋面

2-1-2 基礎與擋土牆

第十八章 基礎與擋土牆

第一部 一般

1802 - 品質與設計

基礎工程之材料品質與設計須符合第 18、19、21、22 與 23 章之要求。

開挖與填土須符合第 33 章之要求。

容許承载力、容許應力及其計算均應採用 1612.3 條之容許應力載重組合。

1804 - 基地調查

1804.2 調查

在震害三區及四區之建築基地，應依主管機關之要求進行土壤液化及土壤不穩定之評估。

1804.5 土壤液化潛能與強度損失

應依 1804.2 條之規定進行土壤液化潛能調查，評估土壤液化與強度損失之後果，包括不均勻沉陷、側向位移或土壤承载力之減小，並提出防治方法。

土壤液化評估所採用之工址尖峰地表加速度值，應符合 1631.2 條 (Ground Motion) 所規定之超越機率最低標準 (50 年內 10% 之超越機率)，亦可根據工址特性進行土壤放大效應研究後決定之，在

無特定研究資料時，尖峰加速度值可採用表 16-I 之震區係數值。

表 16-I 美國地震分區係數值

| | | | | | |
|------|-------|------|------|------|------|
| 地震分區 | 1 | 2A | 2B | 3 | 4 |
| 係數 Z | 0.075 | 0.15 | 0.20 | 0.30 | 0.40 |

1805 - 基礎容許承載力與側向壓力

基礎容許承載力與側向壓力不應超出表 18-I-A 之值，使用較高之設計值時應有實質資料送審。表 18-I-A 可用於一般輕型建築物基礎之設計，例如 Type II One-hour，Type II -N 與 Type V 中不超過三層之建築物，或連續基腳載重小於 29.2kN/m 與獨立基腳載重小於 222.4kN 者。

1806 - 基腳

1806.1 一般

表 18-I-C 規定各種基腳之最小埋置深度，且必須在凍結線以下之深度。

1806.2 基腳設計

基腳設計應使差異沉陷量及膨脹土之效應減至最小。

1806.3 承重牆

承重牆之最小尺寸應符合 18-I-C 之規定。

1806.4 階梯式基礎

基地地面面坡度超過 10%(1V:10H)時應設置階梯式基礎，使基礎表面及底面維持水平。

1806.5 位於或鄰近坡面之基腳

1806.5.1 適用範圍

位於或鄰近 33.3% 坡度(1V:3H)之建築物應符合本條所列之各項規定。

1806.5.2 建築物距上坡之淨空間距

建築物距上坡應有足夠淨空以確保其受免邊坡排水、沖刷與淺層破壞之影響，除了 1806.5 條與圖 18-I-1 之規定外，尚須遵循下列準則：當邊坡大於 1V:1H 時，坡址應定義在基腳水平面與通過邊坡最突出點 45° 平面之交點；當坡址設有擋土牆時，坡高以牆頂至坡頂之距離計算之。

1806.5.3 建築物距下坡之退縮距離

位於或鄰近坡面之基腳應座落於堅質地層上，並有足夠之埋置深度(embedment)與退縮距離(setback)，以提供基礎之垂直及側向支承力，除了 1806.5 條與圖 18-I-1 先規定外，尚須遵循下列準則：當邊坡大於 1V:1H 時，退縮距離應以距通過坡址 45° 平面之距離計算之。

1806.5.4 游泳池

游泳池之退縮距離應為本節所述建築物基腳退縮距離之半，距坡頂水平距離 2.134m 內之游泳池側牆應能單獨承受水池之側壓力（不考慮土壤支承力）。

1806.5.5 基礎高程

在具坡度之基地上，所有外部基礎之頂面均須延伸至高於路面排水溝高程 30cm 以上及 2% 之排水坡度，採用其他高程設計時須確保基地內所有位置均可順利排水。

1806.5.6 淨空與退縮距離之替代方案

採用替代方案之淨空或退縮距離時須經建築主管機關審核，須由合格之工程師提出符合本節內涵之調查報告及建議書，內容包含材料、坡高、坡度、荷重及沖刷特性等。

1806.8 側向支承力設計

最小埋置深度之規定

回填材料之規定 (混凝土與淨砂土)

限制條件 (土層之摩擦係數不得大於 0.5)

圖 18-I-1 建築物退縮距離示意圖

表 18-I-A 基礎容許垂直及側向承載壓力

| 材料分類 | 容許垂直承載壓力 1) (kPa) | 容許側向承載壓力 2) (kPa/m) | 水平滑動 | |
|---------------------|-------------------------|---------------------------|------|-------------------|
| | | | 係數 | 抵抗力 ³⁾ |
| 厚實結晶岩盤 | 192 | 188 | 0.70 | |
| 沉積具層理之岩盤 | 96 | 64 | 0.35 | |
| GW,GP | 96 | 32 | 0.35 | |
| SW, SP, SM,SC,GM,GC | 72 | 24 | 0.25 | |
| CL, ML, MH, CH | 44 | 16 | | 6 kPa |

註：1). 容許壓力值係對基礎寬度為 30cm 且埋置於原地盤深度為 30cm 而言，每增加 30cm 寬度或深度可增加 20% 之容許壓力值，但不得大於表列值之 3 倍。另對短期載重而言，其容許壓力值得提高三分之一。

2). 基礎埋置深度每增加 30cm，其容許壓力值得增加 20%，但不得大於表列值之 15 倍。

3). 滑動抵抗力不得大於構造物總重量（呆重）之半。

表 18-I-C 承重牆基礎之最小尺寸

| 基礎支承之 樓層數 | 基礎牆厚度 (吋) | | 基腳寬度 (吋) | 基腳厚度 (吋) | 未擾動地盤面下 之厚度 (吋) |
|--------------|-----------|----|----------|-------------|--------------------|
| | 混凝土 | 砌石 | | | |
| 1 | 6 | 6 | 12 | 6 | 12 |
| 2 | 8 | 8 | 15 | 7 | 18 |
| 3 | 10 | 10 | 18 | 8 | 24 |

1807 - 基樁之一般要求

1807.3 容許支承力

基樁之容許軸向與側向支承力應由認可之公式、樁載重試驗或基礎調查決定之。

1807.4 樁載重試驗

由樁載重試驗結果決定容許支承力時，可由下列方法之一：

1. 降伏載重之 50%，降伏載重為試驗時開始產生不成比例沉陷之載重。
2. 淨沉陷量為 0.564mm/kN 之載重之半，淨沉陷量係指加壓載重靜置 24 小時後之殘留沉陷量。
3. 試驗載重靜置 40 小時後無繼續沉陷現象之載重之半。

1807.5 柱作用

樁應依其未支撐長度檢核挫屈應力，在堅硬地盤中之固定點可假設在 5 呎深度處，對軟弱土層則可假設位於 10 呎深度處。

1807.6 群樁效應

應用任何經建管人員核可之合理方法或公式折減之。

1807.7 沉陷地區之基樁

應考慮負摩擦力。

1807.11 較高容許應力值

由土壤工程師提送實質基礎調查資料，且經建築主管機關核可，得使用較 1808 條所規定更高之容許應力值。

1808 - 基樁之特別要求

1808.1 木樁

1808.2 無套管場鑄樁

細長比 $l/d < 30$

混凝土容許應力 $f_{ca} \leq 0.33f'_c$

鋼筋容許應力 $f_{sa} \leq 0.34f_y$ 或 175.7Mpa

1808.3 金屬套管場鑄樁

1808.4 預鑄混凝土樁

1808.5 預鑄預力混凝土樁

1808.6 型鋼樁

1808.7 鋼管樁

1809 - 地震三區與四區之基礎設計

1809.1 一般

1809.2 土壤承载力

1809.3 上部構造物與基礎接頭

1809.4 基礎與土壤介面

1809.5 基樁與沉箱之特別規定

基樁、沉箱與樁帽之設計須符合 1603 條之規定。

基樁在 1.2 倍第一不動點深度範圍內之設計應符合特別規定。

2-2 公路橋梁標準規範

(STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES, 1996)

本節以下僅摘錄與基礎設計有關之條文，為維持原意，所摘錄之條文將保留原有章節編號，便於日後查詢。

2-2-1 載重

第三節 載重

PART B 載重組合

3.22 載重組合

3.22.1 下列表示結構物可能承受之各類不同載重與力之組合。結構物之每一構件或基礎均應能安全抵抗所有適用於其場址或結構型式之各類載重組合。

工作載重設計法與強度設計法之載重組合公式表示如下：

$$\text{Group}(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_{LF} LF + \beta_R(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE]$$

式中：N = 分類號數

γ = 載重因數 (見表 3.22.1A)

β = 係數(見表 3.22.1A)

D = 靜載重

L = 活載重

I = 衝擊活載重

LF = 活載重之縱向力

CF = 離心力

R = 肋桁縮短

| | |
|--------------|-----------|
| E = 土壓力 | S = 乾縮 |
| B = 浮力 | T = 溫度 |
| W = 結構物之風力 | EQ = 地震力 |
| WL = 活載重上之風力 | SF = 水流壓力 |
| --(150kg/m) | ICE = 冰壓力 |

3.22.2 用工作載重設計法時，各類載重組合之基本單位應力百分比見表

3.22.1A

各分類所示之載重與力量參見 3.3 節至 3.21 節，設計時應採用最大者以決定斷面。

3.22.3 用強度設計法時，表 3.22.1A 之 γ 與 β 因數，僅作為以載重因數之觀念設計構件與基礎時使用。

3.22.4 長跨徑之結構物使用載重因數設計時，載重因數設計中之 γ 與 β 因數僅表示為一般情況，如工程師判斷其各種載重，使用情況或施工材料與本規範有所不同時，載重因數應予增加。

3.22.5 結構物得依使用單位所定超載分析之，超載之型式、大小、載重組合及荷重分佈應符合該使用單位之規定。本項超載應用 IB 組合如表 3.22.1A。對所有小於 H20(M18) 之載重應使用 IA 載重組合。

表 3.22.1A γ 與 β 係數表

| 行數 | | 1 | 2 | 3 | 3A | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 |
|---------|-----|------|--------------------|--------------------|----|---|---|----|---|-----|----|-------|----|-----|-----|-----|
| 分類 | | 因數 | | | | | | | | | | | | | | % |
| | | D | (L+I) _n | (L+I) _p | CF | E | B | SF | W | WL | LF | R+S+T | EQ | ICE | | |
| 工作載重設計法 | I | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 |
| | IA | 1 | 1 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 150 |
| | IB | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | ** |
| | | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| | | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 125 |
| | | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 125 |
| | | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| | | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 140 |
| | | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 133 |
| | | 1 | 1 | 1 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 140 |
| | | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 150 |
| | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | E | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 100 | 涵洞 |
| 強度設計法 | I | 1.3 | D | 1.67* | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 不適用 |
| | IA | 1.3 | D | 2.2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | IB | 1.3 | D | 0 | 1 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | | 1.3 | D | 0 | 0 | 0 | E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| | | 1.3 | D | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | |
| | | 1.3 | D | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| | | 1.25 | D | 0 | 0 | 0 | E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 1 | 0 | 0 | |
| | | 1.25 | D | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0.3 | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | |
| | | 1.3 | D | 0 | 0 | 0 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | 0 | |
| | | 1.3 | D | 1 | 0 | 1 | E | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| | | 1.2 | D | 0 | 0 | 0 | E | 1 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 | |
| | 1.3 | 1 | 1.67 | 0 | 0 | E | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 涵洞 | |

$(L+I)_n$ =AASHTO 之 H 或 HS 活重及衝擊力

$(L+I)_p$ =符合使用單位所定之超載活重及衝擊力

*當人行道活重之組合如同車道活載重加衝擊力之組合支配設計時，1.25 可用於車側梁之設計；但其斷面應不小於公路車道活載重單獨作用而 β 因數用 1.67 時所需之斷面，1.00 可用於橋面版組合載重之設計，詳 3.24.2.2 節。

$$** \text{百分率} = \frac{\text{最大單位應力(使用比值)}}{\text{容許基本單位應力}} \times 100$$

用於工作載重設計法：

%(表 3.22.1A 第 14 行)為基本單位應力之百分比。

僅承受風力之所有構材與接合，其容許單位應力不得增加。

涵洞載重規範詳見 6.2。

$\beta_E=1.0$ 用於所有其他結構物之垂直及側向載重。

$\beta_E=1.0$ 及 0.5 用於剛構架之側向載重(核算該二數之組合載重後取其支配者)，見 3.20 節。

用於強度設計法：

$\beta_E=1.3$ 用於擋土牆及剛構架(剛性涵洞除外)之側向土壓力。對於靜止土壓力可取 $\beta_E=1.15$ 。

$\beta_E=0.5$ 用於核算剛構架承受側向土壓力之正彎矩時。

$\beta_E=1.0$ 用於垂直土壓力。

$\beta_D=0.75$ 用於核算構材之最小軸力與最大彎矩或與最大偏心距(用於柱之設計)。

$\beta_D=1.0$ 用於核算構材之最大軸力與最小彎矩(用於柱之設計)。

$\beta_D=1.0$ 用於受撓與受拉構材。

$\beta_E=1.0$ 用於剛性涵洞包括 R.C.箱涵。

$\beta_E=1.5$ 用於撓性涵洞。

第 X 載重分類(涵洞)： β_E 因數可應用於垂直及水平載重。

2-2-2 基礎

第四節 基礎

PART A 一般要求與材料

4.1 一般

基礎設計可依本節所規定之工作載重法或強度設計法設計之，前者採用工作載重與容許應力之觀念進行設計，而後者採用因數載重與因數強度之觀念進行設計。

PART B 工作載重設計法

4.4 展式基腳

4.4.7.1 承載力

基礎地層之極限承載力應考慮全面剪力破壞以及局部剪力破壞之情況，並考慮基礎形狀、傾斜載重及地表面傾斜之效應。

偏心載重之偏心距，在任一方向均不得大於該方向基腳寬度之 1/6（土壤基層時）或 1/4（岩石基盤時）。

對於下列載重組合之最小安全係數為 3：

$$\text{Group(1)}=D+L+CF+E+B+SF$$

4.4.7.2 沉陷量

總沉陷量包含瞬時沉陷、壓密沉陷與次壓縮沉陷，即

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

計算 S_e 時所根據之載重為 $D+(L+I)_n$ ，計算 S_c 與 S_s 時所根據之載重則僅為 D 。

容許位移：

相對轉角 (δ'/l) 應小於 0.005 (簡支梁) 或 0.004 (連續梁)。

水平位移 (δ_h) 應小於 1 英吋 (兼有垂直位移同時產生時) 或 1.5 英吋 (無顯著垂直位移時)

4.4.8 整體穩定性

基腳整體穩定性之安全係數應符合下列要求：

| | 一般基腳 | 斜坡上或擋土牆後基腳 |
|------------------|------|------------|
| 土壤剪力強度由現地或室內試驗求得 | 1.3 | 1.5 |
| 其他情況 | 1.5 | 1.8 |

4.6 鑽掘樁

4.6.5 大地工程設計

鑽掘樁設計應根據工作應力法原則，使用最大未經係數化之載重。

4.6.5.1 土層中之軸向承載力

鑽掘樁於承受壓力及拉力時之極限承載力 Q_{ult} 分別為

$$Q_{ult} = Q_s + Q_T - W$$

$$Q_{ult} \leq 0.7 Q_s + W$$

其中 Q_s 為樁身摩擦力， Q_T 為樁尖承載力， W 為樁體本身之重量。
鑽掘樁之容許軸向載重為

$$Q_{all} = Q_{ult} / FS$$

其中 FS 為安全係數，根據現地樁載重試驗結果計算時，可取 $FS=2$ ，對於施工良好之正常狀況，可取 $FS=2.5$ ，若對於施工品質無法確保時，則應採用較高之安全係數。

4.6.5.5 沉陷量

鑽掘樁在工作載重作用下之沉陷量應使用彈性法或荷重傳遞法分析，前者適用於中等載重之情況，而於應力較高時則應使用後者。在土層中之短期沉陷可根據 Reese & O'Neill (1988) 之無因次荷重傳遞曲線計算。

容許沉陷量應依所支承結構物之要求而定。

4.6.5.6 側向樁重

側向載重樁之設計應考慮土壤 ~ 結構互制作用，容許側位移應依所支承結構物之要求而定。

4.6.6 基樁設計

縱向主筋之最小淨距應不小於鋼筋直徑之 3 倍或最大骨材尺寸之 3 倍；使用束筋時，其最小淨距應不小於束筋直徑之 3 倍。

鋼筋保護層淨厚度應不小於下列規定：

| | |
|--------------|--------|
| 永久套管樁 | 5 公分 |
| 無套管樁 | 7.5 公分 |
| 具腐蝕性地層、水中澆注樁 | 10 公分 |

PART C 強度設計法

4.10.2 使用限度狀態

基礎設計之使用限度狀態應檢核：

- 沉陷量
- 側向位移

4.10.3 強度限度狀態

基礎設計之強度限度狀態應檢核：

- 承載破壞
- 基礎與土壤分離超過限度
- 滑動破壞
- 整體穩定失衡
- 結構容量不足

設計時應使因數抗力不小於因數載重。

4.10.5 載重組合與載重係數

使用限度狀態應根據表 3.22.1A 中之工作載重設計，而強度限度狀態則應根據表 3.22.1A 中強度設計法之所有載重組合設計。惟基礎設計可不考慮衝擊力。

4.10.6 性能因子

淺基礎、打入式基樁與鑽掘樁之性能因子分別如表 4.10.6-1、

4.10.6-2 與 4.10.6-3 所示。

4.11 展式基腳

4.11.3 使用限度狀態之位移

計算 S_e 時應根據表 3.22.1A 中工作載重設計法之載重組合，計算 S_c 與 S_s 時則應只採用持久性之載重。

最大相對轉角(δ / S)應小於 0.008 (簡支梁) 或 0.004 (連續梁)

4.11.4 偏心載重

載重之偏心距 e 應小於下列規定：

$$e < B/4 \text{ (土壤)}$$

$$e < 3B/8 \text{ (岩盤)}$$

其中 B 為偏心方向之基腳寬度。

4.13 鑽掘樁

4.13.3 大地工程設計

4.13.3.2 使用限度狀態之位移

計算粘土層中基樁之沉陷量時，應採用未經係數化之定常載重，而於砂礫石土層中時，則應加上活載重 (未經係數化) 之影響。

4.13.3.3 極限限度狀態承載力

承載力計算方法同前，性能因子如表 4.10.6-3。

表 4.10.6-1 淺基礎強度限度狀態之性能因子

| 限度狀態 | 性能因子 (ψ) |
|------------------------------|-----------------|
| 1. 承載力 | |
| a. 砂土 | |
| - SPT 半經驗法 | 0.45 |
| - CPT 半經驗法 | 0.55 |
| - 合理分析法 | |
| 根據 SPT 估計之 ϕ_f | 0.35 |
| 根據 CPT 估計之 ϕ_f | 0.45 |
| b. 粘土 | |
| - CPT 半經驗法 | 0.50 |
| - 合理分析法 | |
| 根據室內試驗之剪力強度 | 0.60 |
| 根據現地十字片剪試驗之剪力強度 | 0.60 |
| 根據 CPT 估計之剪力強度 | 0.50 |
| c. 岩石 | |
| - 半經驗法(Carter and Kulhawy) | 0.60 |
| 2. 滑動 | |
| a. 砂土上之預鑄混凝土 | |
| 根據 SPT 估計之 ϕ_f | 0.90 |
| 根據 CPT 估計之 ϕ_f | 0.90 |
| b. 砂土上之場鑄混凝土 | |
| 根據 SPT 估計之 ϕ_f | 0.80 |
| 根據 CPT 估計之 ϕ_f | 0.80 |
| c. 粘土(當粘土剪力強度小於垂直壓力之 0.5 倍時) | |

| | |
|------------------------------|------|
| 根據室內試驗之剪力強度 | 0.85 |
| 根據現地試驗之剪力強度 | 0.85 |
| 根據 CPT 估計之剪力強度 | 0.80 |
| d. 粘土(當粘土剪力強度大於垂直壓力之 0.5 倍時) | 0.85 |

註： ϕ_f ：砂土摩擦角 SPT：標準貫入試驗 CPT：圓錐貫入試驗

粘土之滑動是由其剪力強度所控制（當粘土剪力強度小於 0.5 倍垂直壓力時），或由垂直壓力所控制（當粘土剪力強度大於 0.5 垂直壓力倍時）

表 4.10.6-2 打入式基樁軸向支承強度限度狀態之性能因子

| 方法 / 土壤 / 情況 | | 性能因子(ψ) |
|--------------|-------------------------------------|----------------|
| 單樁極限 支承力 | 樁身摩擦力 | α - 法 |
| | | β - 法 |
| | | λ - 法 |
| 樁端阻力 | 粘土(Skempton, 1951) | 0.70 |
| | 砂土(Kulhawy, 1983) | |
| | 由 CPT 決定之 ϕ_f | 0.45 |
| | 由 SPT 決定之 ϕ_f | 0.35 |
| | 岩石(Canadian Geotech. Society, 1985) | 0.50 |
| 樁身摩擦力與 | SPT - 法 | 0.45 |
| 樁端阻力 | CPT - 法 | 0.55 |
| | 載重試驗 | 0.80 |
| | PDA | 0.70 |
| 群樁塊體 破壞 | 粘土 | 0.65 |
| 單樁抗拉 | α - 法 | 0.60 |

| | | |
|------|---------------|------|
| 拔力 | β - 法 | 0.40 |
| | λ - 法 | 0.45 |
| | SPT - 法 | 0.35 |
| | CPT - 法 | 0.45 |
| | 載重試驗 | 0.80 |
| 群樁抗拉 | 砂土 | 0.55 |
| 拔力 | 粘土 | 0.55 |

表 4.10.6-3 鑽掘樁軸向支承強度限度狀態之性能因子

| 方法 / 土壤 / 情況 | | 性能因子 (ψ) |
|--------------|-----------|--|
| 單樁極限 支承力 | 樁身摩擦力(粘土) | α - 法 (Reese & O'Neill) 0.65 |
| | 樁端阻力(粘土) | 總應力法 (Reese & O'Neill) 0.55 |
| | 樁身摩擦力(砂土) | 1) Touma & Reese 2) Meyerhof 3) Quiros & Reese 4) Reese & Wright 5) Reese & O'Neill 參見 4.13.3.3.3 節討論 |
| | 樁端阻力(砂土) | 1) Touma & Reese 2) Meyerhof 3) Quiros & Reese 4) Reese & Wright 5) Reese & O'Neill 參見 4.13.3.3.3 節討論 |
| | 樁身摩擦力(岩石) | Carter & Kulhawy 0.55 |
| | | Horvath and Kenney 0.65 |
| | 樁端阻力(岩石) | Canadian Geotech. Soc. 0.50 孔內壓力儀量測 (Canadian Geotech. Soc.) 0.50 |
| | 樁身摩擦力與 | 載重試驗 0.80 |

| 樁端阻力 | | | |
|------|----|---|-------------------------|
| 群樁塊體 | | 粘土 | 0.65 |
| 破壞 | | | |
| 單樁抗拉 | 粘土 | α -法 (Reese & O'Neill) | 0.55 |
| 拔力 | | 擴座樁 (Reese & O'Neill) | 0.50 |
| | 砂土 | 1) Touma & Reese 2) Meyerhof 3) Quiros & Reese 4) Reese & Wright 5) Reese & O'Neill | 參見 4.13.3.3.3 節討論 |
| | 岩石 | Carter & Kulhawy Horvath & Kenney | 0.45 0.55 |
| | | 載重試驗 | 0.80 |
| 群樁抗拉 | | 砂土 | 0.55 |
| 拔力 | | 粘土 | 0.55 |

參、歐洲共同規範

所謂歐洲共同規範(Eurocode)目前仍屬 European Prestandard (ENV) , 原係由 Commission of the European Communities (CEC)所發起草擬一系列的建築與土木工程設計技術規則，其目的在調合歐洲地區目前所使用各不同規則使最終成為歐洲各會員國之共同標準。於 1990 年，此項工作轉移至 European Committee for Standardization (CEN)負責辦理，並獲 EFTA 秘書處同意支持。

計劃中之結構共同規範共分為九部，目前已完成大部份，且曾經頒佈歷經三年之試用期，以及兩年期的評論與修改，在 ENV 正式成為 EN(European Standard)之前，目前仍允許各國附加各自之 National Application Document (NAD)共同使用，以適合各不同地區之特性，將來則希望能將 ENV 正式變成 EN，使成歐洲的共同標準設計規範。

此規範融和歐洲各不同地區之設計慣例，其中雖仍有部份差異，主要在於係數之類的數值大小，而設計原則及方法則已取得共同一致之標準，為一頗值得參考之規範。本章以下將摘錄其中與基礎設計相關之條文，又為維持原意，所摘錄之內容將保留原有條文編號，以便日後查詢，編號後加附有 P 字母者表原則(Principle)，為必須遵守之規定，至於其他未附有 P 者則表示可選用適當之替代方案或規定。

3-1 Eurocode 1

ENV 1991-1: Basis of Design and Actions on Structure

Part 1: Basis of Design

2.3 設計情況(Design Situation)

(2)P 設計情況可分為：

- 持續情況(Persistent Situation)
- 暫時情況(Transient Situation)
- 意外情況(Accidental Situation)
- 地震情況(Seismic Situation)

2.4 設計期限

| 等級 | 設計期限(年) | 說明 |
|----|---------|--------------------|
| 1 | 1 ~ 5 | 臨時結構 |
| 2 | 25 | 可置換結構零組件(parts) |
| 3 | 50 | 房屋結構及一般結構 |
| 4 | 100 | 紀念性建築、橋梁及其他土木工程結構物 |

3 限度狀態(Limit States)

3.2 極限限度狀態(Ultimate Limit States)

- (1)P 極限限度狀態係指結構物倒塌或其他類似情況破壞之狀態。
- (2) 結構物在產生倒塌之前已被視同為倒塌之狀態亦應當作極限限度狀態。
- (3)P 結構物之極限限度狀態涉及：
- 結構物及其內部存放物之安全
 - 人員之安全
- (4) 極限限度狀態應考慮：
- 結構物或其一部份失衡；
 - 結構物或其一部份產生超量變形而形成破壞機制，或其支承與基

- 礎失去穩定性；
- 疲勞或其他時間相關效應引致之破壞。

3.3 使用限度狀態(Serviceability Limit States)

- (1)P 使用限度狀態為結構物或結構元素無法滿足所指定性能要求之限度狀態。
- (2)P 結構物使用性之要求涉及：
 - 工程或其一部份之功能；
 - 人體舒適性；
 - 外觀。
- (3)P 應明確區分使用限度狀態為可回復或不可回復之限度狀態。
- (4) 除非另有規定，在合約及（或）設計中應明訂使用性要求。
- (5) 使用限度狀態應考慮：
 - 結構物變形與位移，其將影響到外觀與有效使用，或損及裝修與非結構構件者；
 - 結構物之振動，其將使人體不適，使結構或其所支承物體損傷或失效；
 - 損壞（包含裂縫）狀態可能對結構之外觀、耐久性或功能產生不利影響者；
 - 由疲勞或其他時間相關效應引致可查覺之損壞。

9. 因數法(Partial Factor Method)

9.3 設計值

9.3.1 作用力設計值

- (1)P 作用力設計值 F_d 為

$$F_d = \gamma_F F_{rep}$$

其中 γ_F 為考量下列因素之作用力係數：

- 作用力偏差（不利情況）之可能性；
- 作用力模式不精確之可能性；
- 於評估作用力效應時之不確定性。

9.3.2 作用力效應設計值

(1)P 作用力效應 E 為結構物受作用力作用時之反應，其設計值 E_d 為

$$E_d = E(F_{di}, a_{di}, X_{di})$$

其中 F_{di} 為第 i 箇作用力設計值；

a_{di} 為第 i 箇幾何參數設計值；

X_{di} 為第 i 箇材料參數設計值。

9.3.3 材料參數設計值

(1)P 材料參數設計值 X_d 為

$$X_d = \eta X_k / \gamma_m$$

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

其中 γ_m 為考量下列因素之材料參數係數：

- 界定值之偏差（不利情況）；
- 轉換使用之不準確性；
- 幾何性質與抗力模式之不確定性。

η 為考慮時間效應、體積變化、規模效應、濕度及溫度等效應之轉換係數。

9.3.4 幾何參數設計值

(1)P 幾何參數設計值一般採用其標定值，即

$$a_d = a_{nom}$$

9.3.5 抗力設計值

(1)P 抗力設計值 R_d 為材料性質 X_{di} 、幾何參數 a_{di} 與有關之作用力效應之函數，即

$$R_d = R(a_{di}, X_{di}, \dots)$$

(2) R_d 可依下列任一方式計算：

$$R_d = R\left(\frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom}\right)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R(X_k, a_{nom})$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left(\frac{X_k}{\gamma_M}, a_{nom}\right)$$

其中 γ_M 為材料參數係數；

γ_R 為抗力係數；

γ_{Rd} 為考慮抗力模式與幾何參數不確定性之係數。

9.4 極限限度狀態

9.4.1 靜力平衡與強度驗證

(1)P 關於結構物整體之靜力平衡或總位移，應檢核

$$E_{d,fst} \leq E_{d,stb}$$

其中 $E_{d,dst}$ 為驅動作用力效應之設計值；

$E_{d,stb}$ 為穩定作用力效應之設計值。

(2)P 關於結構體之部份構件或接頭之破裂與超量變形等，應檢核

$$E_d \leq R_d$$

其中 E_d 為作用力效應之設計值；
 R_d 為抗力之設計值。

9.4.2 作用力組合

(1)P 臨界載重情況(critical load case)應考慮可同時發生作用力之組合效應，包括：

- 持續與暫時載重組合情況(疲勞情況除外)

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \quad (\xi_j = 0.85 \sim 1)$$

- 意外載重組合情況

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{GAj} G_{kj} + \gamma_{PA} P_k + A_d + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

- 地震載重組合情況

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_i A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

其中 G_{kj} 為第 i 個永久作用力

P_k 為初應力作用力

Q_{k1} 與 Q_{ki} 分別為主要與其他可變作用力

A_d 為意外作用力

A_{Ed} 為地震作用力

γ_{Gj} 為第 i 個永久作用力係數，用於持續與暫時載重組合情況

ξ_j 為 γ_{Gj} 之折減係數

γ_{GAj} 為第 i 個永久作用力係數，用於意外載重組合情況

γ_P 為初應力作用力係數，用於持續與暫時載重組合情況

γ_P 為初應力作用力係數，用於意外載重組合情況

γ_{Qi} 為第 i 個可變作用力係數

γ_i 為地震作用力之重要性係數(見 ENV 1998)

Ψ 為考慮可變作用力組合之分項係數：

Ψ_{01} 與 Ψ_{0i} 為主要與其他可變作用力之分項係數，用於
持續與暫時載重組合情況；

Ψ_{11} 與 Ψ_{2i} 為主要與其他可變作用力之分項係數，用於
意外與地震載重組合情況。

9.4.3 載重係數

(3) 建築結構極限狀態之載重係數如表 9.2 所示。

9.4.4 Ψ 係數

(1) 建築結構設計之 Ψ 係數如表 9.3 所示。

9.4.5 建築結構之簡化檢核

針對 9.4.2 節中持續與暫時載重情況之檢核，可採用下列最不利之載重組合作檢核：

- 僅考慮單一項活載重，即

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.5 Q_{k1}$$

- 考慮兩項或以上之活載重，即

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + 1.35 \sum_{i \geq 1} Q_{ki}$$

9.5 使用限度狀態

9.5.1 使用性檢核

(1)P 對於使用性應檢核

$$E_d \leq C_d$$

其中 C_d 為標定值或功能要求值；

E_d 為作用力效應之設計值。

9.5.2 作用力組合

使用限度狀態設計應考慮下列三種作用力組合：

- 界定（稀有）載重組合

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0i} Q_{ki}$$

- 常發生載重組合

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \Psi_{11} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

- 擬永久載重組合

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki}$$

9.5.3 載重係數

除非另有規定，使用限度狀態設計之所有載重係數均為 1.0

9.5.4 Ψ 係數

建築結構設計之 Ψ 係數如表 9.3 所示。

9.5.5 建築結構之簡化檢核

(1) 針對 9.5.2 節中界定（稀有）載重組合與常發生載重組合情況之檢核，可採用下列最不利之載重組合作檢核：

- 僅考慮單一項活載重，即

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + Q_{k1}$$

- 考慮兩項或以上之活載重，即

$$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + 0.9 \sum_{i \geq 1} Q_{ki}$$

表 9.2 建築物極限狀態之部份因子

| 情況 ¹⁾ | 作用力 | 符號 | 狀態 | |
|--|---------------------|-------------------------------|-------|------|
| | | | 持久/暫時 | 意外 |
| 情況 A： 靜力平衡破壞； 構材與地盤強度 非主要因素（見 9.4.1） | 永久作用力 | | | |
| | 不利的 | $\gamma_{G\text{sup}}^{2,4)}$ | 1.10 | 1.00 |
| | 有利的 | $G_{\text{inf}}^{2,4)}$ | 0.90 | 1.00 |
| | 可變作用力 | | | |
| | 不利的 | Q | 1.50 | 1.00 |
| 意外作用力 | A | | | 1.00 |
| 情況 B ⁵⁾ ： 結構或構材破 壞，包括基腳、 樁與地下牆等 （見 9.4.1） | 永久作用力 ⁶⁾ | | | |
| | 不利的 | $\gamma_{G\text{sup}}^{3,4)}$ | 1.35 | 1.00 |
| | 有利的 | $G_{\text{inf}}^{3,4)}$ | 1.00 | 1.00 |
| | 可變作用力 | | | |
| | 不利的 | Q | 1.50 | 1.00 |
| 意外作用力 | A | | | 1.00 |
| 情況 C ⁵⁾ ： 地盤破壞 | 永久作用力 | | | |
| | 不利的 | $G^{4)}$ | 1.00 | 1.00 |
| | 有利的 | $G^{4)}$ | 1.00 | 1.00 |
| | 可變作用力 | | | |
| | 不利的 | γ_Q | 1.30 | 1.00 |
| 意外作用力 | A | | | 1.00 |

- (1) 設計應針對相關之情況 A、B 與 C 作檢核，永久作用力包含結構與非結構重量、地盤引致永久作用力與地下水作用力等。
- (2) 永久作用力界定值之載重因子，在不利的情况為 1.1，而有利的情况為 0.9，參見 ENV 1993 與 ENV 1994。
- (3) 所有永久作用界定值之載重因子為 1.35（不利時）或 1.0（有利時）。

- (4) 若永久作用力之變異性對限度狀態具有影響時，應根據 4.2 (3)P 考慮該作用力之上限與下限界定值。
- (5) 情況 B 與 C 可能具有不同之地盤性質設計值，參見 ENV 1997-1-1。
- (6) 可根據 ENV 1997 之模式因子 s_d 選用地盤性質設計值，而不用此表之側向土壓作用力因子 c (1.35) 與 q (1.50)。

表 9.3 建築物之 Ψ 因子

| 作用力 | 0 | 1 | 2 |
|----------------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| 建築物活載重 ¹⁾ | | | |
| A 類 | | | |
| 住宅 | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| B 類 | | | |
| 辦公室 | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| C 類 | | | |
| 集會場所 | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| D 類 | | | |
| 購物場 | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| E 類 | | | |
| 車庫 | 1.0 | 0.9 | 0.8 |
| 建築物內交通載重 | | | |
| F 類 | 0.7 | 0.7 | 0.6 |
| G 類 | 0.7 | 0.5 | 0.3 |
| H 類，屋頂 | 0 | 0 | 0 |
| 雪載重 | 0.6 ²⁾ | 0.2 ²⁾ | 0 ²⁾ |

| | | | |
|--------------------|-------------------|-------------------|-----------------|
| 風載重 | 0.6 ²⁾ | 0.5 ²⁾ | 0 ²⁾ |
| 溫度效應 ³⁾ | 0.6 ²⁾ | 0.5 ²⁾ | 0 ²⁾ |

註：1)多層建築物之載重組合見 ENV 1991-2-1。

2)不同地區須作調整。

3)參見 ENV 1991-2-X。

3-2 Eurocode 7

ENV 1997-1: Geotechnical Design

Part 1. General Rules

第二節 基本設計原則

2.1 設計要求

- (1)P 結構設計應符合 ENV 1991-1 Eurocode 1: "Basis of Design"之規定。
- (2)P 所採用大地工程調查、計算及施工管制之程度及品質，須視各工程設計之複雜性及對生命財產之風險性而定。設計時必須區分所設計結構物為一般簡單或重要而複雜之設計，針對不同目標而建立其最低要求。
- (3) 對於簡單而風險低之地工設計，可依簡化之設計步驟進行。
- (4)P 決定大地工程設計要求時須考慮下列因素：
 - 結構物之性質、尺寸及特別需求
 - 周圍鄰近地區之條件(建築物、設施、交通、植生及有害物質等)
 - 基地地層條件
 - 地下水位狀況
 - 地震影響
 - 環境影響(水文、地表水、沉陷、濕度變化等)
- (5) 為建立大地工程設計要求，可將設計種類區分為下列三類：
地工一類(Geotechnical Category 1)：
小規模而簡單之結構物基礎
 - 根據經驗與良好之基地調查即可滿足基本需求者
 - 生命財產損失之風險性很低者
 - 對基地之地層條件具相當多之經驗，可應用一般例行性之方法直

接設計者

- 開挖未達地下水位面以下，或開挖雖達地下水位面以下但對該地區具有相當多之經驗者

地工二類(Geotechnical Category 2)：

一般之結構物基礎，不具有不尋常或特別困難之地質條件或載重情況者。此類地工設計須有充足之地工資料及分析以滿足設計之基本需求，使用一般之現地試驗、室內試驗及設計步驟即可進行設計。

地工三類(Geotechnical Category 3)：

凡不屬於前兩類之結構物基礎均屬於第三類，此類包括大型或不尋常之結構物，具有高風險性、不尋常或特別困難之地質條件或載重情況者，以及強震區之結構物之基礎。

- (6)P 所有地工設計均須針對每一設計狀況（第 2.2 節）檢核是否超過相關之限度狀態。
- (7) 地工設計方法可採用下列方法之一或併用之：
 - 分析法
 - 依慣例或規範設計
 - 模型試驗或載重試驗
 - 觀測法
- (8)P 所有地工設計均應考慮土壤～結構之互制作用。
- (9) 地工設計所選材料性質須符合材料在設計限度狀態下所受應變大小之情況，對於具脆性或應變軟化性質之材料，尤須特別注意。
- (10)P 建築物基礎須嚴防地下水之滲漏或潮氣傳達內部壁面。
- (11)P 地工設計結果應儘量與類似之工程經驗相互比較驗證。

2.4 分析法

2.4.1 簡介

(1)P 採用分析法進行設計時，必須根據 ENV 1991-1 Eurocode 1: "Basis of Design"中之部份因數法作檢核。此法包括：

- 分析模式；
- 作用力或位移；
- 土壤、岩石或其他材料之性質；
- 幾何資料；
- 限度值，如變形、裂縫及振動等。

(3)P 所用分析模式須能恰當描述地盤於所考慮限度狀態下之行為。

(10) 設計水位

極限限度狀態 - 所有極端情況最不利之水位，通常假設達地表面，除非有確實可靠之排水系統及維護計畫。

使用限度狀態 - 一般正常情況下最不利之地下水位。

(14)P 表 2.1 所列為各種載重情況下極限限度狀態設計應採用之部份因子，表中所列因子值適用於一般結構物及基礎之情況；對於不尋常或特殊困難之地盤及載重情況，應提高所用之因子值；對於設計結果可以證明者，亦可採用較低之因子值；而對於偶發情況，所有作用力之部份因子均應採用 1.0。

表 2.1 極限限度狀態在永久及暫時作用力情況下之部份因子

| 情況 | 作用力因子 | | | 地層性質材料因子 | | | |
|------|-------|------|-------|------------|------|-------|---------|
| | 定常作用力 | | 可變作用力 | tan ϕ | c' | c_u | q_u^* |
| | 不利的 | 有利的 | 不利的 | | | | |
| 情況 A | 1.00 | 0.95 | 1.50 | 1.1 | 1.3 | 1.2 | 1.2 |
| 情況 B | 1.35 | 1.00 | 1.50 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 情況 C | 1.00 | 1.00 | 1.30 | 1.25 | 1.6 | 1.4 | 1.4 |

* 壓縮強度

表 2.1 中所列載重情況 A、B 與 C 分別為：

情況 A - 上浮力之檢核。

情況 B - 結構物及基礎構件材料強度之檢核。

情況 C - 基礎或邊坡穩定之檢核，通常與結構物構件之材料強度無關。

(17) 所有定常土壓力的作用力因子，對於不利之情況均應乘以 1.35，而對於有利之情況則可乘以 1.0。

(18)P 對於使用限度狀態之檢核，所有之作用力因子均為 1.0。

2.4.3 地層性質

(1)P 設計用地層性質定義為

$$X_d = X_k / \gamma_m$$

其中 X_k ：地層性質界定值

γ_m ：地層性質安全係數（材料因子）

(2)~(8) 地層性質界定值之選取應考慮各種影響因素、不確定性及規模效應等，選取較保守之界定值，以情況更差之機率小於 5% 為原則。

(9)P 表 2.1 中之材料因子適用於一般之極限限度狀態設計，惟對偶發情況則可取 $\gamma_m = 1.0$ 。

(10)P 地層材料性質若對基礎設計而言是不利之情況時，應取 $\gamma_m < 1$ 。

(13)P 針對所有使用限度狀態設計之材料因子 γ_m 均應取為 1.0。

2.4.6 基礎位移限度

(3)P 基礎設計必須分別檢核在極限及使用限度狀態時之基礎位移是否超過其限度值。

(4)~(5)P 基礎位移限度須視結構物型式、材料種類、基礎型式、地盤種類、

變形模式以及工程經驗而定，並且必須與上部結構設計所採用者一致。

- (7) 一般結構物之最大容許相對轉角，對於使用限度狀態通常約在 $1/2000 \sim 1/300$ ，而對於極限限度狀態則約為 $1/150$ 。
獨立基礎之最大容許總沉陷量約為 5 公分，最大容許差異沉陷量約為 2 公分。

第六節 展式基礎

6.1 一般

- (1)P 本節規定適用於展式基礎，包括版式，條式或筏式基礎，其中部份規定亦適用於深基礎如沉箱等。

6.2 限度狀態

- (1)P 設計時應考量之限度狀態包括：
- 整體穩定性失衡；
 - 承載破壞；
 - 滑動破壞；
 - 地層與結構物同時破壞；
 - 基礎移動導致結構破壞；
 - 超量沉陷；
 - 超量隆起；
 - 不可接受之振動；

6.5 極限限度狀態設計

6.5.1 整體穩定

(1)P 建築物基礎位於下列情形時應特別檢核整體穩定性之破壞：

- 鄰近或位於傾斜地、邊坡或土堤時；
- 鄰近開挖或擋土牆時；
- 鄰近河川、渠道、湖泊、水庫或海岸時；
- 鄰近礦區或地下結構物時。

6.5.2 承載破壞

(1)P 檢核所有極限狀態時之基礎承載行為具有適當之安全性，即

$$V_d \leq R_d$$

其中 V_d ：極限狀態時之垂直載重

R_d ：設計承載力，依第 2.4.3 及 3.3 條計算

6.5.3 滑動破壞

(2)P 水平滑動破壞應依下式檢核

$$H_d \leq S_d + E_{pd}$$

其中 S_d 為基礎版底與土壤間之抗剪力

E_{pd} 為基礎側壁土壤之抵抗能力，惟應考慮基礎位移於符合設計極限狀態時所能提供之抵抗力。

(7)P 在排水狀況下，抗剪力 S_d 應依下式計算：

$$S_d = V'_d \tan \delta_d$$

其中 V'_d 為作用於基礎底面之有效垂直載重；

δ_d 為基礎底面與地盤面之摩擦角

(8) 對於現場澆注之混凝土， δ_d 可取為有效摩擦角 ϕ'_d ，而對於光滑之預鑄混凝土面， δ_d 應取為 $\frac{2}{3}\phi'_d$ 。分析時應忽略有效凝取力 C' 之貢獻。

(9)P 在不排水狀況時，抗剪力 S_d 應依下式計算：

$$S_d = A' C_u$$

其中 A' 為有效接觸面積；

C_u 為土壤之不排水剪力強度。

在地下水或空隙有可能存在於基礎底面與粘土基層間時，應檢核：

$$S_d \leq 0.4V_d$$

其中 V_d 為作用於基礎之垂直載重。

6.5.4 偏心載重

(2)P 偏心載重之作用位置超出矩形基腳寬度之中央 1/3 或圓形基腳半徑之 0.6 倍時，應特別注意下列事項：

- 仔細驗核載重設計值；
- 考慮基礎邊緣線在施工時可能產生之誤差。

(3)P 在承載力檢核時，至少應考慮 10 公分之可能施工誤差。

6.5.5 基礎移動引致結構破壞

(1)P 基礎設計時應檢核所有可能情況之垂直及水平向差異位移，所支承之結構物不致產生極限程度狀態的破壞。

6.6 使用限度狀態設計

- (1)P 基礎位移之檢核應包括整體位移及基礎不同位置之相對位移。
- (2)P 使用限度狀態位移之檢核應根據使用限度狀態之設計載重。
- (3)P 評估所得之垂直與水平位移應與第 2.4.6 節所列之限度值作比較。
- (6) 沉陷量之計算不應視為絕對精確，僅能提供作為概略的標示。

6.6.1 沉陷量

(1) 飽和土壤之總沉陷量包含下列三項：

- 不排水沉陷量 S_0
- 壓密沉陷量 S_1
- 潛變 S_2

所考慮壓縮土壤之深度應視基礎尺寸與形狀、土壤勁度隨深度之變化、以及基礎單元之間距而定。通常須達基礎載重引致土壤垂直應力增量小於 20% 有效覆土壓力之深度為止；在許多情況可直接用 1 ~ 2 倍之基礎寬度來估計，惟此項估計法並不適用於極軟弱土層。

- (8) 未考慮結構勁度分析所得之基礎差異沉陷量往往偏大，而土壤 ~ 結構互制作用分析可用於減小此高估之現象。設計時亦應考慮地層變異性所引致之差異沉陷量，除非結構物之勁度能阻止其發生。

對於展式基礎而言，差異沉陷量可達 10mm 以上，但通常不會大於所計算總沉陷量之半。

計算偏心載重所引致之傾斜角時，可假設土壤承载力呈線性分佈，計算基礎各角隅點應力所引致沉陷之差異值。

6.6.2 振動分析

- (1)P 基礎受振動載重時，應設計使其不致產生過量之沉陷與振動。
- (2) 設計時應嚴防基礎產生共振現象，以及地層產生土壤液化現象。

6.7 岩盤上基礎

- (1)P 應特別注岩盤之弱面及不連續面之影響。

6.8 展式基礎之結構設計

- (1) 剛性基礎之土壤承載壓力可假設為線性分佈，而柔性基礎之承載壓力則可由梁（或版）在可變形介質（或土壤彈簧）上之模式分析而得。

- (2) 基礎下之土壤承載壓力通常可假設為線性分佈。
對於集中載重所引致基礎版之力及彎矩則可用線彈性土壤反力模式加以分析，所用土壤反力係數應根據沉陷分析結果估計而得，惟應注意此係數與變形大小之關係。
計算結構整體之總沉陷量與差異沉陷量時，土壤反力模式往往不太恰當，當土壤～結構互制效應顯著時，應使用較精確之模式（如有限元素法）進行分析。

第七節 樁基礎

7.2 限度狀態

(1)P 樁基礎設計應考慮下列各限度狀態：

- 整體穩定性失衡；
- 樁基礎承載破壞；
- 樁基礎之抗拉阻力不足或上浮；
- 樁基礎承受側向力作用時地盤產生破壞；
- 基樁因受壓力、拉力、彎矩、剪力或挫屈而產生結構破壞；
- 地層與樁基礎同時破壞；
- 地層與結構物同時破壞；
- 超量沉陷；
- 超量隆起；
- 不可接受之振動；

7.3 載重與設計狀況

7.3.1 一般

(1)P ~ (2)P 設計載重及狀況應依第二節之規定。

樁基礎之設計載重可由土壤 ~ 結構互制分析求得，在此分析中可能須要考慮所使用變形模數之變異性，即上限與下限變形模數之情況。

7.3.2 地盤位移之影響

(1)P 基樁設計應考慮所有地盤位移所引致之負摩擦力、隆起、伸張、側向載重及位移之作用，針對這些情況之分析，產生移動土壤之強度及勁度應取較高之數值。

(2)P 設計時可採下列二方式之一計算：

- 直接將地盤位移作為輸入值，進行土壤 ~ 結構互制作用分析以求得基樁之受力與位移情形。
- 將地盤所能傳遞力量之上限值作為基樁之設計載重。

7.4 設計方法與考量

7.4.1 設計方法

(1)P 設計應依據下列任一方法：

- 靜力載重試驗之結果；
- 依經驗公式或解析法計算，而該法曾經於類似情況由靜力載重試驗驗證者；
- 依動力載重試驗之結果，而該法曾於類似情況由靜力載重試驗驗證者。

7.4.2 設計考量

(1) ~ (5) 列舉選樁、施工及設計分析時所有應考量之因素。

7.5 樁載重試驗

7.5.2 靜力載重試驗

一般可分為分試驗樁(trial piles)與驗證樁(working piles)兩種。試驗樁之數量視地層條件、結構種類、設計條件及經驗而定。所須地層分佈條件應達樁底下 5 倍樁徑之深度。驗證樁之數量應視施工狀況及結果而定，試驗載重至少應達控制基樁設計之載重。

7.5.3 動力載重試驗

動力載重試驗結果應與類似工程之靜力載重試驗結果相互驗證。動力試樁之結果主要可用於各樁間之相互比較，藉以偵測不良之基樁。

7.6 壓力樁

7.6.1 設計限度狀態

(1)P 設計時應檢核使不致發生下列限度狀態；

- 整體穩定破壞之極限限度狀態；
- 樁基礎承載破壞之極限限度狀態；
- 樁基礎位移引致所支承結構物產生損壞之極限限度狀態。
- 樁基礎位移引致所支承結構物產生損壞之使用限度狀態。

7.6.3 基樁承載力

7.6.3.1 一般

(1)P 基樁承載力應足以支承設計載重而具有適當之安全性，即

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

其中 F_{cd} 為極限狀態之垂直設計載重；

R_{cd} 為所有能提供極限狀態承載阻力項目之和

(2)P 群樁基礎之破壞機制應考慮下列兩者較小者：

- 單樁承載破壞
- 群樁塊體承載破壞

(8) 樁帽或基礎版之勁度將影響基樁破壞機制之模式，分析時應特別注意邊樁受結構物傾斜或偏心載重之影響。

7.6.3.2 由樁載重試驗決定極限承載力

(6)P 由樁載重試驗結果 R_{cm} 推導基樁之極限界定承載力 R_{ck} 時應考慮地層及基樁施工之變異性，即

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi$$

其中 ξ 為折減因子，如表 7.1 所示。

表 7.1 計算極限承載力界定值 R_{ck} 時之 ξ 因子值

| 試驗數目 | 1 | 2 | >2 |
|----------------|-----|------|-----|
| (a)使用試驗結果之平均值時 | 1.5 | 1.35 | 1.3 |
| (b)使用試驗結果之下限值時 | 1.5 | 1.25 | 1.1 |

(8)P 基樁之極限設計承載力 R_{cd} 應依下兩式計算：

$$R_{cd} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s$$

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_t$$

其中 R_{cd} 為極限設計承載力

R_{ck} 為極限界定承載力

R_{bk} 為極限界定樁底承載力

R_{sk} 為極限界定樁身摩擦力

γ_b, γ_s 與 γ_t 分別為折減因子，如表 7.2 所示。

表 7.2 折減因子 γ_b ， γ_s 與 γ_t 之值

| 折減因子 | γ_b | γ_s | γ_t |
|-----------|------------|------------|------------|
| 打入式基樁 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| 鉗掘式基樁 | 1.6 | 1.3 | 1.5 |
| 連續旋轉挖掘式基樁 | 1.45 | 1.3 | 1.4 |

7.6.3.3 由經驗式決定極限承載力

- (4)P 經驗式之單位面積界定極限承載力 q_{bk} 與 q_{sik} 必須由靜載重試驗或相關之現地與室內試驗推導而得，而在推導時，其值均不應超出實際量測值除以 1.5 (平均) 之值。
- (8) 在樁尖底下 4 倍樁徑範圍內若有軟弱土層存在時，分析時應考慮穿孔破壞之機制。

7.6.3.4 由打樁公式

- (1)P 打樁公式之有效性應由先前試驗資料驗證過。

7.6.3.5 由波動方程式分析

- (1)P 波動方程式分析之有效性應由先前試驗資料驗證過。動力試驗之輸入能量應足以使試驗結果可用於闡釋高應變時之樁承載能力。

7.6.4 樁基礎沉陷量

- (1)P 樁基礎在極限度狀態及使用限度狀態下之沉陷量均應符合第 2.4.5 節之規定。
- (2)P 若上部結構物已達極限程度狀態而基樁之極限承載力尚未完全發

揮時，此時應用前述第 7.6.3 節推導界定與設計值之步驟與因子對基樁之載重～沉陷曲線作同樣之修正。

- (3)P 沉陷量分析應包括單樁沉陷量及群樁沉陷量之評估，並包含可能產生之差異沉陷量。

7.7 拉力樁

7.7.2 極限抗拉拔力

- (1)P 抗拉拔樁應具有適當之安全性以防破壞，即

$$F_{zd} \leq R_{td}$$

其中 F_{zd} 為極限程度狀態之拉拔力；

R_{td} 為樁基礎之極限抗拉拔力。

- (2)P 拉力樁應檢核下列兩種破壞機制：

- 單樁被拉出；
- 群樁塊體上浮。

- (5) 通常群樁塊體上浮將控制設計，當基樁間距等於或小於樁長與樁徑乘積之平方根時。

- (6)P 抗拉拔群樁效應可能使土壤之有效垂直應力減小，在評估基樁之抗拉拔摩擦阻力時應考慮此效應。

7.7.2.2 由樁載重試驗決定極限抗拉拔力

- (2)P 由試驗結果 R_m 決定界定極限抗拉拔力 R_{tk} 時應考慮地層及基樁施工之變異性，即

$$R_{tk} = R_m / \xi$$

其中 ξ 為折減因子，如表 7.3 所示。

表 7.3 計算極限抗拉拔力界定值 R_{tk} 時之 ξ 因子值

| 試驗數目 | 1 | 2 | >2 |
|----------------|-----|------|-----|
| (a)使用試驗結果之平均值時 | 1.5 | 1.35 | 1.3 |
| (b)使用試驗結果之下限值時 | 1.5 | 1.25 | 1.1 |

- (3) 通常於使用拉力樁時，應有一支以上之樁載重試驗，當使用大量之拉力樁時，至少應有 2% 之樁載重試驗。

7.8 側向載重樁

7.8.2 極限側向抵抗力

- (1)P 基樁承受側向作用力時，應有適當之安全性以防破壞，即

$$F_{trd} \leq R_{trd}$$

其中 F_{trd} 為極限程度狀態之側向作用力；

R_{trd} 為樁基礎之極限側向抵抗力。

- (2)P 側向載重樁分析應檢核下列破壞機制：

- 短樁之剛體旋轉與位移；
- 細長樁之彎曲破壞。

- (3)P 側向載重樁應考慮群樁效應。

7.8.2.2 由樁載重試驗決定極限側向抵抗力

- (2) 通常側向樁載重試驗並不須要試驗至破壞狀態，試驗載重大小及作用位置應模擬設計狀態。
- (3)P 由試驗結果決定基樁之側向極限抵抗力時應考慮地層之變異性，尤其是地表附近數米之地層變化。

- (4) 由單樁試驗資料推估群樁之側向抵抗力時，應考慮群樁互制效應與樁頭之接合條件。

7.8.2.3 由經驗公式

- (1)P 推估單樁或群樁之側向抵抗力時應考慮各種不同組合之軸力、剪力、彎矩、地盤反力與位移之情況。

3-3 Eurocode 8

ENV 1998: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures Part 1-1 General Rules

2.1 基本要求

- (1)P 結構物耐震設計應使結構物對下列兩情況具有適當之可靠度：
- 不倒塌要求 (針對設計地震)
 - 有限度損壞要求 (針對較大發生機率之地震)

2.2 設計準則

- (1)P 針對 2.1 (1)P 所述兩情況，應分別從事：
- 極限程度狀態設計
 - 使用程度狀態設計
- (2)P 為限制結構行為在地震作用下之不確定性以及增強結構物在更大地震時之耐震行為，應採用適當之特別措施以加強結構物之抗震能力。

2.2.2 極限程度狀態

- (3)P 結構系統之強度及韌性應符合本規範之規定。在設計地震作用下，結構物必須維持在穩定狀態。
- (4)P 基礎構件及基礎土壤應能抵抗上部結構物之地震反應作用力而不致產生顯著之永久變形。基礎反力應考慮為結構構件實際強度所能傳遞之作用力。
- (6)P 在設計地震作用下，非結構構件之反應不可造成人員之危險以及對結構構件造成有害之影響。

2.2.3 使用限度狀態

- (1)P 結構物變形應符合本規範之規定，使其不致產生不可接受之損壞。
- (2)P 重要結構物應具有足夠之強度及勁度，使其在規定之地震作用下仍能保持維生之使用功能。

2.2.4 特別措施

2.2.4.1 設計

- (1) 結構物在平面及立面上應有簡單而規則之型式，必要時，可將結構物分隔使成獨立之動力單元。
- (2) 結構物應具有整體韌性行為，避免脆性或過早不穩定機制之產生，為達此目的，可採用容量設計法則(capacity design procedure)。
- (3) 應特別注意接頭之細部設計，使其具有傳遞應力及消散能量之能力。
- (4) 針對某些強震區地質條件或區域等，特別限制結構物之高度或特性等，降低發生災害之嚴重性。
- (5) 分析時應使用適當之結構模型，必要時應考慮土壤之變形性及構件之非線性反應。
- (6) 變更使用應重新審核。

2.2.4.2 基礎

- (1) 基礎之勁度應儘量使結構作用力能均勻傳佈於地層中。
- (2) 原則上，同一結構物應使用同一型式之基礎，除非該結構物本身包括獨立之動力單元。

2.2.4.3 品保計劃

- (1)P 應有完整之設計文件，包含必要之品質控制規定。
- (2)P 設計圖上應標明施工時須特別檢核之特殊構件及其驗核方法。
- (3) 對於強震區特殊重要之結構物，應有正式之品保計劃，包含設計、施工、使用各階段。

3. 地盤條件

3.2 基層土壤分類

- (1)P 考慮地盤地質條件對地震作用力之影響時，可將基層土壤條件分為下列三類：

基層土壤 A

- 岩盤或剪力波速大於 800m/s 之地層，地表較軟弱土層之厚度在 5m 以內。
- 堅硬之砂土、礫石或過壓密粘土層，厚度達十米，其力學性質隨深度漸增，且在 10m 深時之剪力波速應達 400m/s 以上。

基層土壤 B

- 厚層之中等緊密砂土、礫石或中等堅硬粘土，厚度從數十米至數百米，其剪力波速在 10m 深時至少應有 200m/s，而在 50m 深時應有 350m/s 以上。

基層土壤 C

- 疏鬆非凝聚性土壤，間含或不含軟弱凝聚性土層，地表 20m 深度以內土壤之剪力波速小於 200m/s。
- 軟弱至中等堅硬凝聚性土層，地表 20m 深度以內土壤之剪力波速小於 200m/s。

Part 5 基礎、擋土結構物與大地工程方面

3. 地層性質

3.1 強度參數

(1) 一般而言，土壤之強度參數可選用在靜態不排水狀況下之參數值，即不排水剪力強度 C_u 或總應力參數 C 與 $\tan\phi$ ，而有效應力參數值必須同時考慮反覆荷載作用所引致之土壤孔隙水壓力。

(2) 建議之安全係數 γ_m 為：

$$c_u:1.3$$

$$c:1.2$$

$$\tan\phi:1.1$$

採有效應力分析時，地層性質安全係數之建議值見 Eurocode 7 之 2.4.3 節。

5. 基礎系統

5.1 一般要求

(1)P 地震區之結構物基礎須符合下列要求：

- (a) 地盤於承受上部結構物之作用力時不致產生顯著之永久變形。
- (b) 地震引致地盤變形須符合結構物主要功能之要求。
- (c) 所設計之基礎應使地震反應不確定性之風險在限制範圍內，為此，應遵守 5.2 節之規則及 5.4 節之基本措施。

(2)P 應考慮土壤性質與應變之相依性，以及受地震反覆振動之效應。

5.2 設計基本規則

(1)P 一般而言，一結構物應只能採用一種型式之基礎，除非該結構物具有獨立之振動單元，尤其應避免使用樁與直接基礎承受同一結構

物，除非經特定之研究顯示其適當性。

(2)P 選擇基礎型式時應考慮下列事項：

- (a) 基礎勁度應能適當地將上部結構物之局部作用力以趨近於均勻地方式傳佈於地盤上。
- (b) 選用基礎勁度時應考量上立垂直構件在地震作用時之水平相對位移效應。
- (c) 採用地震振幅隨地盤深度遞減之設計值時，應有適當之研究證明之，在任何情況，基礎深度處之尖峰加速度值不能小於地表面設計加速度值之 65%。

5.3 設計作用力

5.3.1 與結構物設計之相關性

- (1)P 具消散能量能力之結構物(dissipative structure)：基礎設計應採用容量設計法(capacity design method)，並應考慮可能之 overstrength 效應。
- (2)P 不具消散能量能力之結構物(non-dissipative structure)：基礎設計作用力應採用結構物所受之設計地震力。

5.3.2 地盤抗力

- (3)P 用於承受水平作用力之土壤，其土壓力最大值僅達被動土壓力之 30%。

5.4 配置與驗證準則

5.4.1 直接基礎

- (1)P 基礎之極限狀態應檢核滑動破壞與承載破壞。
- (6)P 基礎滑動破壞應檢核

$$V_{sd} \leq F_{fr,d} + E_{pd}$$

其中 V_{sd} 為設計水平作用力

$F_{fr,d}$ 為基礎底部土壤之摩擦阻力

E_{pd} 為基礎側壁之土壤反力

- (9) 基礎土壤之承载力檢核應考慮土壤在地震作用時之強度與勁度衰減機制，選用適當之材料性質參數因子，否則應採用 3.1(2)之建議值。

5.4.1.2 基礎水平接頭

- (1)P 基礎設計應核算基礎受垂直構件水平相對位移所引致之拉力效應。

5.4.2 樁基與墩基

- (1)P 樁基與墩基設計應考慮下列兩種作用力：

- (a) 上部結構物之慣性力
- (b) 周圍土壤變位引致之互制作用力

- (3)P 對於易液化或具顯著強度衰減現象之土壤，應忽略其側阻力。
- (4) 不應使用斜樁來承受水平側向力，若使用斜樁時，必須設計使其能安全同時承受軸向力及彎矩作用。
- (5)P 當符合下列兩項以上條件時，基樁設計應考慮周圍土壤變位引致之互制作用力：
- 土壤剖面為 C 級（或以下），土層勁度具劇烈變化者
 - 中至強烈地震區， $\alpha > 0.1$
 - 結構物重要性屬 I 或 II 類者
- (6)P 基樁應設計使其保持在彈性反應範圍內；否則，於可能產生塑性鉸之區段則應按 Eurocode 8, Part 1.3 General rules - Specific rules for various materials and elements 之規定設計。

(7)P 在所有情況下，可能形成塑性鉸之區域可假設為：

- 樁帽下 2d 深度處
- 剪力模數差 6 倍以上土層介面 $\pm 2d$ 範圍內

其中 d 為樁之直徑。

塑性區之韌性設計應符合 Eurocode 8, Part 1-3 之規定。

6. 土壤 ~ 結構互制作用

(1)P 下列情況應考慮動態之土壤 ~ 結構互制作用：

- (a) 結構設計須考慮 P- δ 效應時。
- (b) 具有大質量或深埋置基礎之結構物，例如橋墩、外海沉箱及穀倉等。
- (c) 細長之高層建築物，例如塔及煙囪等
- (d) 極軟弱土層 ($V_{s,max} < 100m/s$) 上之結構物

註：對於大部份之一般建築物而言，SSI 效應具有正面之效益，可以使上部結構物構件所受之彎矩與剪力減小；反之，對本條所列之結構物而言，SSI 效應則具有負面作用，故須特別進行 SSI 分析。

肆、 中國大陸規範

對於中國大陸現行規範的探討，本研究主要根據《建築結構設計統一標準》GBJ 68-84 的基本原則，其他已蒐集之相關規範如表 4.1 所列。對於特殊土壤地區的樁基、地震和機械振動荷載作用下的樁基，尚應按照現行的其他有關規範執行，惟由於研究時間所限，僅將針對其中之《建築結構設計統一標準》與《建築樁基技術規範》作討論。

表 4.1 本研究探討之中國大陸現行規範

| 項目 | 規範 | |
|--------------|----------------------|-----------|
| 基本原則 | 建築結構設計統一標準 | GBJ 68-84 |
| 符號、單位和術語 | 建築結構設計基本術語、通用符號和計量單位 | GBJ 83-85 |
| 荷載取值 | 建築結構荷載規範 | GBJ 9-87 |
| 土壤分類 | 建築地基基礎設計規範 | GBJ 7-89 |
| RC 樁和承台的截面計算 | 混凝土結構設計規範 | GBJ 10-89 |
| 基樁設計 | 建築樁基技術規範 | JGJ 94-94 |

4-1 建築結構設計統一標準(GBJ 68-84)

本節以下摘錄該規範中有關鋼筋混凝土結構設計的基本規定。

4-1-1 一般規定

一般鋼筋混凝土結構的設計係採用以概率理論為基礎的極限狀態設計法，以可靠指標度量結構的可靠度，採用以分項係數的設計表達式進行計算。極限狀態的定義為“整個結構或結構的一部份超過某一特定狀態就不能滿足設計規定的某一項功能要求，此特定狀態稱為該功能的極限狀態”。《建築結構設計統一標準》規定，結構的極限狀態分為兩類：

1. 承載能力極限狀態：

這種極限狀態對應於結構或結構構件達到最大承載力、疲勞破壞或不適於繼續承載的變形。

2. 正常使用極限狀態：

這種極限狀態對應於結構或結構構件達到正常使用或耐久性能的某項規定限值。

針對不同的極限狀態，應根據各種結構的特點和使用要求給出具體的限值，以作為結構設計的依據。這種以相應於結構各種功能要求的極限狀態作為結構設計依據的設計方法，稱為極限狀態設計法。目前正在發展的極限狀態設計法，以結構的失效概率或可靠指標來度量結構可靠度，並且建立了結構可靠度與結構極限狀態之間的數學關係，這種設計方法就是所謂的“以概率理論為基礎的極限狀態設計方法”，簡稱“概率極限狀態設計方法”。

4-1-2 承載能力極限狀態

有關承載能力極限狀態的計算規定可以分為建築結構的安全等級及結構構件的承載力設計兩方面來說明。

1. 建築結構的安全等級

根據建築結構破壞後果的嚴重程度，將建築結構劃分為三個安全等級，設計時應根據具體情況選用適當的安全等級。建築物中各類結構構件使用階段的安全等級宜與整個結構的安全等級相同，對於其中部分結構構件的安全等級，可以根據其重要程度適當調整。

- (1). 屋架、托架的安全等級應提高一級；
- (2). 以承受恆載為主的軸心受壓柱與小偏心受壓柱，其安全等級應提高一級；
- (3). 預制構件在施工階段的安全等級，可較其使用階段的安全等級降低一級。

建築結構的安全等級見表 4.1-1。

表 4.1-1 建築結構的安全等級

| 安全等級 | 破壞後果 | 建築物類型 |
|------|------|--------|
| 一級 | 很嚴重 | 重要的建築物 |
| 二級 | 嚴重 | 一般的建築物 |
| 三級 | 不嚴重 | 次要的建築物 |

註：對有特殊要求的建築物，安全等級可根據具體情況另行確定。

2. 結構構件承載力設計

採用下列極限狀態設計表達式：

$$\gamma_0 S \leq R \quad (4.1-1)$$

$$R = R(f_c, f_s, \dots)$$

式中 γ_0 為結構構件的重要性係數，對安全等級為一級、二級、三級的結構構件，應分別取 1.1、1.0、0.9；結構構件的安全等級，應按有關建築結構設計規範的規定確定；

S 為荷載效應（內力）組合的設計值；

R 為結構構件的承載力（抗力）設計值，應按相關建築結構設計的規定確定；

$R(\dots)$ 為結構構件的承載力函數；

f_c, f_s 為混凝土、鋼筋的強度設計值。

4-1-3 正常使用極限狀態

對於正常使用極限狀態，結構構件應分別按荷載的短期效應組合、長期效應組合或短期效應組合並考慮長期效應組合的影響進行驗算，並應保證變形、裂縫、應力等計算值不超過相應的規定限值。

4-1-4 建築結構之荷載

1. 荷載分類

結構上的荷載可分為三類，見表 4.2-1。

表 4.2-1 建築結構荷載的分類說明

| 荷載分類 | 說 明 |
|---------------|---|
| 永久荷載 (恆荷載) | 在結構使用期間，其值不隨時間變化，或其變化與平均值相比可以忽略不計的荷載。例如：結構自重、土壓力等。 |
| 可變荷載 (活荷載) | 在結構使用期間，其值隨時間變化，且其變化值與平均值相比不可忽略的荷載。例如：樓面活荷載、屋面活荷載和積灰荷載、吊車荷載、風荷載、雪荷載等。 |
| 偶然荷載 | 在結構使用期間不一定出現。一旦出現，其值很大且持續時間較短的荷載。例如：地震力、爆炸力、撞擊力等。 |

2. 荷載代表值

- (1). 進行建築結構設計時，對不同荷載應採用不同的代表值，如表 4.2-2 所示。

表 4.2-2 建築結構設計之不同荷載代表值的確定方式

| 荷載分類 | 代 表 值 |
|---------------|---------------------------------|
| 永久荷載 (恆荷載) | 應採用標準值作為代表值 |
| 可變荷載 (活荷載) | 應根據設計要求採用標準值、組合值、或準永久值 作為代表值 |
| 偶然荷載 | 應根據試驗資料、結合工程經驗確定代表值 |

- (2). 進行建築結構設計時，應採用標準值作為荷載的基本代表值。
- 有關永久荷載之標準值，對於結構自重，可按結構構件的設計尺寸與材料單位體積的自重計算確定；對於常用材料和構件，其自重可參照相關規範之規定值；對於某些自重變異較大的材料和構件(如現場製作的保溫材料、混凝土薄壁構件等)，自重的標準值應根據對結構的不利狀態，取其上限值或下限值進行設計。
- (3). 當結構承受兩種或兩種以上可變荷載時，承載能力極限狀態設計或正常使用極限狀態按短期效應組合設計，應採用組合值作為可變荷載的代表值，即可變荷載標準值乘以荷載組合係數。
- (4). 正常使用極限狀態按長期效應組合設計，應採用準永久值作為可變荷載代表值，即可變荷載標準值乘以荷載準永久值係數。

4-1-5 荷載效應組合

從統計數學的觀點來看，荷載效應組合(簡稱荷載組合)是尋求同時出現的幾種荷載效應隨機過程疊加後的統計特性問題。建築結構設計應根據使用過程中在結構上可能同時出現的荷載，按承載能

力極限狀態和正常使用極限狀態分別進行荷載效應組合，並取各自的最不利組合進行設計。

1. 承載能力極限狀態：

應採用荷載效應的基本組合和偶然組合進行設計，並採用 4.1.2 節式 (4.1-1) 所示之極限狀態設計表達式。

(1). 對於荷載基本組合，荷載效應組合的設計值應按下列公式確定：

$$s = \gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} C_{Qi} \Psi_{ci} Q_{ik} \quad (4.2-1)$$

上式中：

γ_G 為永久荷載的分項係數；

γ_{Q1} 、 γ_{Qi} 分別為第一個和第 i 個可變荷載的分項係數；

G_k 為永久荷載的標準值；

Q_{1k} 為第一個可變荷載的標準值，該荷載的效應 $\gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k}$ 大於其它任意第 i 個可變荷載的效應 $\gamma_{Qi} C_{Qi} Q_{ik}$ ；

Q_{ik} 為其它第 i 個可變荷載的標準值；

C_G, C_{Q1}, C_{Qi} 分別為永久荷載，第一個可變荷載和其它第 i 個可變荷載的荷載效應係數；

Ψ_{ci} 為第 i 個可變荷載的組合值係數。

註：① 荷載效應係數為結構構件中的效應(如內力、應力等)

與產生該效應荷載的比值，可按結構力學方法確定。

② 荷載分項係數與荷載代表值的乘積則稱為荷載設計值。

(2). 對於偶然組合，荷載效應組合的設計值宜按下列規定：偶然荷載的代表值不須乘分項係數；與偶然荷載同時出現的可變荷載，可根據觀測資料和工程經驗採用適當的代表值。各種情況下荷載效應的設計值公式，可按有關規範的規定採用。

2. 正常使用極限狀態：

應根據不同的設計要求，分別採用荷載的短期效應組合和長期效應組合進行設計。荷載短期效應組合的設計值 S_S 和荷載長期效應組合設計值 S_l ，應按下列公式確定：

(1). 短期效應組合

$$S_S = C_G G_k + C_{Q1} Q_{1k} + \sum_{i=2}^n C_{Qi} \Psi_{ci} Q_{ik} \quad (4.2-2)$$

式中 $C_{Qi} \Psi_{ci}$ 為第 i 個可變荷載的組合值。

(2). 長期效應組合

$$S_l = C_G G_k + \sum_{i=1}^n C_{Qi} \Psi_{qi} Q_{ik} \quad (4.2-3)$$

式中 Ψ_{qi} 為第 i 個可變荷載的準永久值係數。

3. 荷載分項係數

荷載分項係數按下列規定採用：

(1). 永久荷載的分項係數 γ_G

當其效應對結構不利時，取 1.2；

當其效應對結構有利時，取 1.0。

(2). 可變荷載的分項係數 γ_Q

一般情況下取 1.4；

對樓面結構，當活當荷載標準值不小於 4kN/m^2 時，取 1.3。

註：驗算傾覆和滑移時，對於抗傾覆和滑移有利的永久荷載，

其分項係數可取 0.9，對於某些特殊情況，應按有關建築

結構設計規範的規定確定。

4. 荷載組合值係數 Ψ_{ci}

荷載組合值係數之取法如表 4.2-3 所示：

表 4.2-3 建築結構設計之荷載組合值係數

| 荷 載 組 合 | | 荷載組合值係數 |
|-------------|-----------------------------|------------|
| 在一般情況下 | 有風荷載參與組合時 | 0.6 |
| | 沒有風荷載參與組合時 | 1.0 |
| 對於高聳構築物 | | 符合現行有關規範規定 |
| 對於一般排架、框架結構 | 當有兩個或兩個以上的可變荷載參與組合且其中包括風荷載時 | 0.85 |
| | 在其他情況下 | 1.0 |

荷載效應的組合方法是，產生最大效應值的一個可變荷載不乘組合值係數，其他可變荷載均乘以各自的組合值係數。根據中國各地的工程實務證實，這種組合方法可以做到使不同荷載效應組合下結構構件的可靠指標具有較好的一致性。

5. 準永久值係數 ψ_q

民用建築樓面均布活荷載的標準值及其準永久值係數，應按表 4.2-4 的規定採用。

表 4.2-4 民用建築樓面均布活荷載標準值及其準永久值係數

| 項次 | 類 別 | 標準值 kN/m ² | 準永久值係數 ψ_q |
|----|--|--------------------------|--------------------------|
| 1 | 住宅、宿舍、旅館、辦公樓、醫院病房、托兒所及幼兒園 | 1.5 | 0.4 |
| 2 | 教室、實驗室、閱覽室及會議室 | 2.0 | 0.5 |
| 3 | 食堂、辦公樓中的一般資料檔案室 | 2.5 | 0.5 |
| 4 | 禮堂、劇場、電影院、體育場所及體育館的看台： (1) 有固定座位 (2) 無固定座位 | 2.5 3.5 | 0.3 |
| 5 | 展覽館 | 3.0 | 0.5 |
| 6 | 商店 | 3.5 | 0.5 |
| 7 | 車站大廳、候車室、舞台、體操室 | 3.5 | 0.5 |
| 8 | 藏口庫、檔案庫 | 5.0 | 0.8 |
| 9 | 停車庫： (1) 單向樓板蓋(板跨不小於 2m) (2) 雙向板樓蓋和無梁樓蓋(柱間尺寸小於 6m x 6m) | 4.0 2.5 | 0.6 |
| 10 | 廚房 | 2.0 | 0.6 |
| 11 | 浴室、廁所、盥洗室： (1) 對第一項中的民用建築 (2) 對其他民用建築 | 2.0 2.5 | 0.4 0.5 |
| 12 | 走廊、門廳、樓梯： (1) 住宅、托兒所、幼兒園 (2) 宿舍、旅館、醫院、辦公樓 (3) 教室、食堂 (4) 禮堂、劇場、電影院、看台、展覽館 | 1.5 2.0 2.5 3.5 | 0.4 0.4 0.5 0.3 |
| 13 | 挑出陽台 | 2.5 | 0.5 |

註：

- (1) 本表所給各項活荷載適用於一般使用條件，當使用荷載較大時，應按實際情況採用。
- (2) 第 9 項活荷載只適用於停放轎車的車庫，當單向板板跨小於 2m 時。可按附錄二規定，將車幹局部荷載換算為等效均布荷載，局部荷載值取 4.5kN，間隔 1.5m，分佈在 0.2m×0.2m 的面積上。
- (3) 第 12 項樓梯活荷載，對預製樓梯踏板，尚應按 1.5kN 集中荷載驗算。
- (4) 第 13 項挑出陽台荷載，當人群有可能密集時，宜按 3.5kN/m² 採用。
- (5) 本表各項荷載未包括隔牆自重。

4-2 建築樁基技術規範(JGJ 94-94)

4-2-1 基樁垂直承載力

有關基樁垂直承載力的檢核計算應符合下述極限狀態計算表達式。

1. 荷載效應基本組合：

(1). 軸心垂直力作用下

$$\gamma_o N \leq R \quad (4.3-4)$$

式中 R 為基樁垂直承載力設計值；

N 為作用於樁頂的設計荷載；

γ_o 為結構構件的重要性係數，對安全等級為一級、二級、

三級的結構構件，應分別取 1.1、1.0、0.9；對柱下單

樁基礎按提高一級考慮。

(2). 基樁在偏心荷載作用下，受軸力最大的邊緣基樁，其承載力增

加 20% (建築地基基礎規範、JGJ4-80)，因此於偏心垂直力作

用下，除滿足式(4.3-4)外，尚應滿足下式：

$$\gamma_o N_{\max} \leq 1.2R \quad (4.3-5)$$

2. 地震作用效應組合

(1). 軸心垂直力作用下

$$N \leq 1.25R \quad (4.3-6)$$

(2). 偏心垂直力作用下，除滿足式(4.3-6)外，尚應滿足下式

$$\gamma_o N_{\max} \leq 1.5R \quad (4.3-7)$$

4-2-2 基樁垂直承載力的設計值

有關基樁垂直承載力的設計值 (R) 應符合下列規定：

1. 樁數不超過 3 根的樁基，基樁的垂直承載力設計值為：

$$R = Q_{sk} / \gamma_s + Q_{pk} / \gamma_p \quad (4.3-8)$$

當根據靜載試驗確定單樁垂直極限承載力標準值時，基礎的垂直承載力設計值為：

$$R = Q_{uk} / \gamma_{sp} \quad (4.3-9)$$

2. 對於樁數超過 3 根的非端承樁複合樁基，宜考慮樁群、土、承台的相互作用效應，其複合基樁垂直承載力設計值為：

$$R = \eta_s Q_{sk} / \gamma_s + \eta_p Q_{pk} / \gamma_p + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (4.3-10)$$

當根據靜載試驗確定單樁垂直極限承載力標準值時，基礎的垂直承載力設計值為：

$$R = \eta_{sp} Q_{uk} / \gamma_{sp} + \eta_c Q_{ck} / \gamma_c \quad (4.3-11)$$

$$Q_{ck} = q_{ck} \cdot A_c / n \quad (4.3-12)$$

式 (4.3-5) 至 (4.3-9) 中

Q_{sk} 、 Q_{pk} 分別為單樁總極限側阻力和總極限端阻力標準值；

Q_{ck} 為相應於任一複合基樁的承台底地基土壤總極限阻力標準值；

q_{ck} 為承台底 1/2 承台寬度深度範圍 ($\leq 5\text{m}$) 內地基土壤極限阻力標準值；

A_c 為承台底地基土淨面積；

Q_{uk} 為單樁垂直極限承载力標準值；

η_s 、 η_p 、 η_{sp} 、 η_c 分別為樁側阻群樁效應係數、樁端阻群樁效應係數、

樁側阻端阻綜合群樁效應係數、承台底土阻力群樁效應係數；表

4.3-1 所列為群樁效應係數 η_s 、 η_p 、 η_{sp} 之值，而 η_c 之值則應按規

範之規定確定之；當承台底面以下存在可液化土、濕陷性黃土、

高靈敏度軟土、欠固結土 (未壓密土)、新填土，或可能出現震

陷、降水、沉樁過程產生高孔隙水壓和土體隆起時，不考慮承台

效應，即取 $\eta_c = 0$ ， η_s 、 η_p 、 η_{sp} 取表 4.3-1 中 $B_c / \ell = 0.2$ 一樣的對應值。

γ_s 、 γ_p 、 γ_{sp} 、 γ_c 分別為樁側阻分項係數、樁端阻分項係數、樁側阻端阻綜合分項係數、承台底土抵抗力分項係數，採用表 4.3-2 所列值。

表 4.3-1 群樁效應係數 η_s 、 η_p 及 η_{sp} 值

| 效應係數 | 土壤 | 黏性土 | | | | 粉土、砂土 | | | |
|-------------|-----------------------|------|------|------|------|-------|------|------|------|
| | S_a/d B_c/ℓ | 3 | 4 | 5 | 6 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| η_s | ≤ 0.20 | 0.80 | 0.90 | 0.96 | 1.00 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 |
| | 0.40 | 0.80 | 0.90 | 0.96 | 1.00 | 1.20 | 1.10 | 1.05 | 1.00 |
| | 0.60 | 0.79 | 0.90 | 0.96 | 1.00 | 1.09 | 1.10 | 1.05 | 1.00 |
| | 0.80 | 0.73 | 0.85 | 0.94 | 1.00 | 0.93 | 0.97 | 1.03 | 1.00 |
| | ≥ 1.00 | 0.67 | 0.78 | 0.86 | 0.93 | 0.78 | 0.82 | 0.89 | 0.95 |
| η_p | ≤ 0.20 | 1.64 | 1.35 | 1.18 | 1.06 | 1.26 | 1.18 | 1.11 | 1.06 |
| | 0.40 | 1.68 | 1.40 | 1.23 | 1.11 | 1.32 | 1.25 | 1.20 | 1.15 |
| | 0.60 | 1.72 | 1.44 | 1.27 | 1.16 | 1.37 | 1.31 | 1.26 | 1.22 |
| | 0.80 | 1.75 | 1.48 | 1.31 | 1.20 | 1.41 | 1.36 | 1.32 | 1.28 |
| | ≥ 1.00 | 1.79 | 1.52 | 1.35 | 1.24 | 1.44 | 1.40 | 1.36 | 1.33 |
| η_{sp} | ≤ 0.20 | 0.93 | 0.97 | 0.99 | 1.01 | 1.21 | 1.11 | 1.06 | 1.01 |
| | 0.40 | 0.93 | 0.97 | 1.00 | 1.02 | 1.22 | 1.12 | 1.07 | 1.02 |
| | 0.60 | 0.93 | 0.98 | 1.01 | 1.02 | 1.13 | 1.13 | 1.08 | 1.03 |
| | 0.80 | 0.89 | 0.95 | 0.99 | 1.03 | 1.01 | 1.03 | 1.07 | 1.04 |
| | ≥ 1.00 | 0.84 | 0.89 | 0.94 | 0.97 | 0.88 | 0.91 | 0.96 | 1.00 |

註：① B_c 與 ℓ 分別為承台寬度和樁的入土長度， S_a 為樁中心距，當不規

則布樁時按規範之規定確定；

②當 $S_a/d > 6$ 時，取 $\eta_s = \eta_p = \eta_{sp} = 1$ ；兩向樁距 S_a 不等時， S_a/d 取均

值；

③當樁側為成層土， η_s 可按主要土層或分別按土層類別取值；

④對於孔隙比 $e > 0.8$ 的非飽和黏性土和鬆散粉土、砂類土中的擠

土群樁,表列係數可提高 5%,對於密實粉土、砂類土中的群樁,
表列係數宜降低 5%。

表 4.3-2 樁基垂直承載力抗力分項係數

| 樁型與工業 | $\gamma_s = \gamma_p = \gamma_{sp}$ | | γ_c |
|-------------------------------|-------------------------------------|-------|------------|
| | 靜載試驗法 | 經驗參數法 | |
| 預制樁、鋼管樁 | 1.60 | 1.65 | 1.70 |
| 大直徑灌注樁(清底乾淨) | 1.60 | 1.65 | 1.65 |
| 泥漿護壁鑽(沖)孔灌注樁 | 1.62 | 1.67 | 1.65 |
| 乾作業鑽孔灌注樁($d < 0.8\text{m}$) | 1.65 | 1.70 | 1.65 |
| 沉管灌注樁 | 1.70 | 1.75 | 1.70 |

註： 根據靜力觸探方法確定預製樁、鋼管樁承載力時，取
 $\gamma_s = \gamma_p = \gamma_{sp} = 1.60$ 。
抗拔樁的側抵抗力分項係數 γ_s 可取表列數值。

伍、日本規範

日本為一土木工程非常進步之國家，已有之設計與施工規範相當多，幾乎各種不同種類工程均有各自學會或協會所訂之規範，不勝枚舉。綜觀之，大部份之設計規範均沿襲傳統之容許應力設計法，國內工程界已相當熟悉此種設計方法，以下首先舉「日本建築基礎構造設計規範」作為代表，摘錄其主要內容，以示日本建築基礎容許應力設計法之主要內涵。

5-1 日本建築基礎構造設計指針

日本建築學會所編訂之「建築基礎構造設計規準·同解說」為該國以往從事建築基礎構造設計之標準。自1952年11月出版後，歷經1960年11月與1974年11月二次修訂，於1988年版大修訂時將其改名為「建築基礎構造設計指針」，成為日本建築基礎構造之現行設計標準，該設計指針對基礎構造設計仍維持採用工作應力法（即彈性設計法），茲將其中之重點摘要介紹如下，包括第三章荷重、第四章基礎之設計方針、第五章直接基礎之設計與第六章樁基礎之設計。

第三章荷重

3.1 一般說明

1. 基礎設計所用的載重組合，除應參考下表外，亦應依據實況，考慮基礎版上的基礎梁與覆土重以及本身的自重。
2. 樁基礎設計需考慮上部結構所傳達的荷重與基礎版的自重所產生的軸向力、拉拔力與水平力以及在地盤下陷情況所引致之負摩擦力。

3. 對於地下構造壁須考慮作用於壁面之土壓與水壓，對基礎版底面須考慮上部構造荷重所引起的接地壓。
4. 基礎設計應考慮震動與反覆荷重之影響，確保不損及上部結構之使用功能。

| 荷重 | 短期 | | | 長期 |
|---------------|-----|-----|-----|----|
| | 地震時 | 暴風時 | 積雪時 | |
| 固定荷重 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 積雪荷重 | △ | △ | ○ | △ |
| 水壓 | ○ | | | ○ |
| 土壓 | ○ | | | ○ |
| 積載荷重 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 衝擊荷重 (衝擊係數) | | | | ○ |
| 風壓力 | | ○ | | |
| 浮力 | ○ | ○ | | ○ |
| 地震力 | ○ | | | |

○：經常要考慮

△：視須要考慮

註：載重係數皆為 1.0

第四章 基礎之設計方針

4.1 基礎設計基本事項

1. 基礎設計應能安全支承上部構造，並避免發生有害之沉陷與傾斜。

2. 直接基礎之設計荷重應小於地盤之容許承載力，樁基礎之設計荷重應小於樁之容許承載力。
3. 基礎之耐震設計應確保基礎在上部構造地震力及地震引致之地盤變位作用下之安全。
4. 基礎設計應考慮地盤複雜性、計算精度、施工不完備及鄰接地等之影響，視需要加強設計。

4.2 地盤容許承載力

1. 地盤容許承載力依下列各式計算

(1) 長期容許承載力

$$q_a = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + \beta \gamma_1 B N_\gamma \quad (t/m^2)$$

(2) 短期容許承載力

$$q_a = \frac{2}{3} \alpha c N_c + \frac{1}{2} \gamma_2 D_f N_q + \beta \gamma_1 B N_\gamma \quad (t/m^2)$$

式內

q_a = 容許承載力 (t/m^2)

c = 基礎底面下地盤粘著力 (t/m^2)

γ_1 = 基礎底面下地盤之單位體積重 (t/m^3)

γ_2 = 基礎底面下地盤之平均單位體積重 (t/m^3)

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之埋置深度(m)

B = 基礎底面之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)

L = 矩形基腳之長邊長度(m)

α, β = 如表 1 所示之形狀係數

N_c, N_q, N_γ = 如表 2 所示之承載力係數，為內摩擦角 ϕ 函數

表 1 形狀係數

| 基礎底面形狀 | 連續 | 正方形 | 長方形 | 圓形 |
|----------|-----|-----|-------------------------|-----|
| α | 1.0 | 1.3 | $1.0 + 0.3 \frac{B}{L}$ | 1.3 |
| β | 0.5 | 0.4 | $0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$ | 0.3 |

表 2 承載力係數

| ϕ | N_e | N_γ | N_q |
|--------|-------|------------|-------|
| 0° | 5.3 | 0 | 3.0 |
| 5° | 5.3 | 0 | 3.4 |
| 10° | 5.3 | 0 | 3.9 |
| 15° | 6.5 | 1.2 | 4.7 |
| 20° | 7.9 | 2.0 | 5.9 |
| 25° | 9.9 | 3.3 | 7.5 |
| 28° | 11.4 | 4.4 | 9.1 |
| 32° | 20.9 | 10.6 | 16.1 |
| 36° | 42.2 | 30.5 | 33.6 |
| 40° 以上 | 95.7 | 114.0 | 60.7 |

2. 地盤之容許承載力可進行平鈹載重試驗決定之，惟需特別留意地盤之成層狀態決定之。
3. 地下水位下砂質地盤之容許承載力，需考慮地震時土壤液化之危害。

4.3 沉陷量計算

1. 垂直荷重所產生之地中垂直應力，依下式計算(參考圖 1)：

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \frac{3Z^3}{R^3} \quad (t/m^2)$$

符號 $\Delta\sigma_z$ = 地中任意點之垂直應力 (t/m^2)

P = 作用於地表之垂直集中荷重 (t)

Z = 地表下任意點之深度 (m)

R = 荷重作用點至任意點之距離 (m)

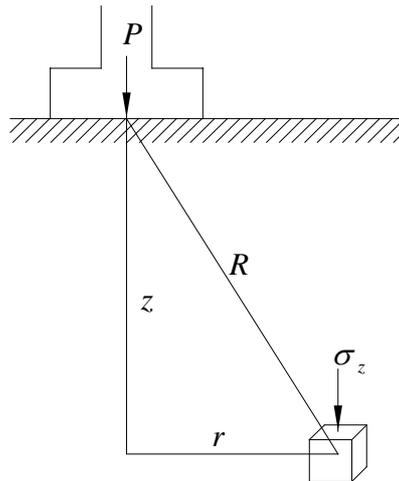


圖 1 應力增量

2. 壓密沉陷量依下式計算

$$S = \sum \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot \Delta Z$$

符號 S = 總沉陷量

ΔZ = 分層厚度

e_1 = 對應垂直應力 σ'_{1z} 之孔隙比

e_2 = 對應垂直應力 σ'_{2z} 之孔隙比

σ'_{1z} = 荷載前地層中心之初始有效應力

σ'_{2z} = 荷載後地層中心之最終有效應力

3. 即時沉陷量可將地盤視為彈性體計算之。

4.4 容許沉陷量

1. 容許沉陷量應考慮地盤條件、基礎形式、上部構造特性及周遭環境等因素決定之，務使不發生有害之差異沉陷。
2. 地盤狀況難以避免過大沉陷之場合，應於適當地點設置伸縮縫或設計剛性構造，以避免發生有害之差異沉陷。

4.5 地盤液化判定

對地下水位以下之飽和砂質土層及軟弱飽和黏土層，設計基礎構造時，應判斷地震時發生土壤液化之可能性及嚴重程度並加以考量。

第五章 直接基礎之設計

5.1 直接基礎設計基本事項

1. 直接基礎之接地壓應小於 4.2 節規定之地盤容許承载力。直接基礎之沉陷量依 4.3 節計算，應不使其對上部結構產生有害之影響。
2. 基礎底面深度應設置在溫差影響土壤體積變化範圍之下，或在雨水淘刷範圍以下。
3. 直接基礎底面有水平力作用時，應檢討基礎整體滑動之穩定性。

5.2 獨立基腳

1. 垂直荷重作用在基礎底面形心時，可假設接地壓均勻分佈，依下式

檢討。

$$\sigma_e = \frac{P}{A} \leq f_e \quad (t/m^2)$$

符號 σ_e = 設計接地壓 (t/m^2)

P = 作用於基腳之垂直荷重，含基礎自重 (t) 。

A = 基腳之底面積 (m^2)

f_e = 地盤容許承载力 (t/m^2)

2. 基腳承受偏心荷重時，假定接地壓成線性分佈，依下式檢討。

$$\sigma_e = \frac{\alpha P}{A} \leq f_e \quad (t/m^2)$$

符號 σ_e = 設計用接地壓 (t/m^2)

α = 依荷重偏心與基腳底面形狀決定之接地壓係數。

P = 作用於基腳之垂直荷重，含基礎自重 (t) 。

A = 基腳之底面積 (m^2)

f_e = 地盤容許承载力 (t/m^2)

5.3 聯合基腳

1. 聯合基腳之情況，假設接地壓為線性分佈，考慮偏心情況依下式檢討：

$$\sigma_e = \frac{\sum P}{A} \leq f_e \quad (t/m^2)$$

符號 σ_e = 設計接地壓 (t/m^2)

α = 依荷重偏心與基腳底面形狀決定之接地壓係數。

$A =$ 基腳底面積 (m^2)。

$\sum P =$ 垂直荷重之總和 (t)。

$f_e =$ 地盤容許承载力 (t/m^2)

5.4 連續基腳

連續基腳之接地壓，假設在各柱支配面積範圍內為均勻分佈，依下式檢討。

$$\sigma_e = \frac{P_n}{A_n} \leq f_e \quad (t/m^2)$$

符號 $\sigma_e =$ 設計接地壓 (t/m^2)

$A_n =$ 各柱之支配面積，至鄰接柱 1/2 距離範圍之基礎版面積 (m^2)。

$P_n =$ 各柱下垂直荷重，包含支配面積內之基腳自重 (t)。

$f_e =$ 容許地盤承载力 (t/m^2)

5.5 筏式基礎

筏式基礎剛性大之情況，其檢核同聯合基腳，依相同公式計算接地壓。

第六章 樁基礎設計

6.1 樁基礎設計基本事項

1. 樁基礎設計應選擇能確實施工並獲得可靠承载力之樁種。
2. 樁基礎之容許承载力應確實考量各項長期因素之影響，以確保能長期承受設計荷重。
3. 樁基礎容許承载力之估算，除特別檢討の場合，基礎版底面地盤承

載力不予計算。

4. 樁基礎設計應進行偏心荷重之檢討。
5. 樁基礎設計應考慮地盤沉陷、側方流動、地震液化及邊坡滑動等地盤變位之影響。
6. 承受衝擊力、反覆應力、水平力、拉拔力、偏心荷重、傾斜荷重等荷重條件之樁基礎，其地盤承载力與樁材應力安全性之檢核，應考慮上述荷重條件之組合。
7. 同一建築結構原則上應避免混用摩擦樁與點承樁、不同樁材與不同施工法之基樁。
8. 為避免施工困難及承载力之降低，基樁應有最小間距規定。
9. 樁與基礎版之接合型式（剛接或鉸接）依樁基礎之設計條件而定。
10. 樁之接頭與樁尖應能確實傳達應力。

6.2 樁之容許承载力

1. 樁之長期容許承载力為下列三項最小者：
 - (1) 樁體之長期容許軸壓力。
 - (2) 有進行載重試驗時，取試驗極限承载力或基準承载力之 $1/2$ 。
 - (3) 未進行載重試驗時，取依承载力計算式所得極限承载力或基準承载力之 $1/3$ 。
2. 樁體容許軸壓力為 6.6 節之樁材容許軸壓應力乘以最小斷面積，並依 6.7 節規定之長徑比進行折減。
3. 樁之短期容許承載為第 2 項樁體之短期容許軸壓力與第 1 項中地盤長期垂直承载力之 2 倍中較小者。
4. 群樁基礎應檢討群樁效率。
5. 樁貫穿過會沉陷之地層，應依 6.8 節考慮作用在樁身之負摩擦力。

又貫入有液化可能性之地盤時，應考慮土壤液化的應響。

6.3 樁之容許垂直耐力

1. 樁基礎設計時，樁之容許垂直耐力應小於 6.2 節之樁容許垂直承載力且使沉陷量不致對上部構造產生有害影響。
2. 設計樁基礎時，須同時檢討樁基礎之承載力與沉陷量後，決定其耐力。
3. 有壓密沉陷之樁基礎，依 4.3 節檢討其下部地盤之壓密沉陷量，確保不發生有害上部構造之沉陷量。

6.4 樁之水平耐力

對於承受水平力之基樁，應確認其樁材應力不超過容許值，且樁之水平變位不致對上部構造產生有害的影響。又應確認不致發生使基樁全長產生橫移與回轉之地盤破壞。

6.5 樁之容許拉拔力

1. 基樁有拉拔力作用時，其長期容許拉拔力如下：

- (1) 單樁之長期容許拉拔力為 6.6 節之長期容許張應力乘樁體最小斷面積之值與下式求得值中之較小值。

$$R_a = \frac{1}{3} R_u + W_p$$

符號 R_a = 樁長期容許拉拔力 (t)

R_u = 樁之地盤極限拉拔力 (t)

W_p = 樁自重 (地下水位以下部份須考慮浮力)

樁之地盤極限拉拔力以 i) 或 ii) 項求得：

- i) 有進行拉拔試驗時，以試驗極限荷重扣除樁重之值。
- ii) 未進行拉拔力作用時，由計算式或載重試驗推求。

(2) 群樁有拉拔力作用時，依(1)項與下式所得較小值。

$$R_a = \frac{1}{3n}(1.5A \cdot W + ULS) \quad (\text{t/根})$$

符號 R_a = 考慮群樁影響之長期容許拉拔力 (t/根)

S = 土之剪力強度 (t/m^2)

n = 樁數

A = 樁群外圍包含內部固結樁土之多角柱斷面積

W = 做用於樁群底面積之等價重量

U = 樁群外圍包含內部固結樁土之多角柱周長

2. 單樁之短期容許拉拔力為 6.6 節之短期容許張應力乘以樁體最小斷面積之值與樁之地盤極限拉拔力之 2/3 加上樁重之值中較小者。群樁有拉拔力作用時，單樁短期容許拉拔力取前述之值與有考慮群樁效應計算值之 2 倍中較小者。又於地震時有可能液化之飽和砂土中之基樁，需考慮土壤液化對容許拉拔力之影響。
3. 承受拉拔力之樁頭結合處，需能確實抵抗拉拔力。又接樁時，接合處之拉張強度需大於或等於樁材之張力強度。

6.5 樁材之強度、韌性與容許應力

1. 對作用荷重所產生之壓縮、拉張、彎曲與剪切等單獨或組合之斷面應力，樁材之設計應保有相當餘裕之強度與韌性。
2. 樁材之容許應力應視構成材料，考慮適當安全率決定之。

6.6 樁體長徑比界限

樁之長徑比超過界限值時，需依下式計算所得之 μ ，對樁材之長期與短期容許壓縮應力進行折減。

$$\mu = \frac{L}{d} - n$$

符號 μ ：對應長徑比之折減率(%)

$\frac{L}{d}$ ：樁之長徑比

n ：長徑比之界限值（ $n = 60 \sim 800$ ，依不同樁種而定）

6.8 樁之負摩擦力

在地盤下陷地區，貫入或貫穿壓密層之基樁設計，除進行一般荷重之檢討外，亦應檢討於樁周面向下作用之摩擦力（即負摩擦力），以確保基樁之安全性。惟對於地震等短期荷重，無須考慮負摩擦力。

5-2 日本道路協會規範

日本於 1995 年遭受阪神地震極嚴重之震災後，檢討改進以往震度法設計上之缺失，趨於採用所謂的”二階段設計法”，其中尤以日本道路協會之最新規範最具代表性，其 1996 年出版之「道路橋示方書·同解說」中已作此修正，針對基礎在極限地震作用下之非線性反應，提出基礎韌性耐震設計方法，屬於目前最先進之設計方法之一，頗值參考，以下摘錄該規範之第 11 章內容，以供參考研究。

《第 11 章 地震時保有水平耐力之耐震設計》

11.1 一般

橋墩基礎依靜載與式(5.2.6)所算等價設計水平震度之慣性力，以 11.2 之規定計算出基礎之斷面力、地盤反力度及變位，以不達到 11.3 所規定之基礎降伏狀態為耐震設計之原則。惟主要非線性發生在基礎之場合，須按 11.4 之規定計算基礎應答塑性率，此塑性率須小於 11.4 所規定之限制值，而基礎所產生之變位須不損及橋梁之安全性。

本條文說明基礎耐震設計之基本方針。因基礎為地中構材，與橋墩構造比較，若受震產生損害則較難發現，也無法進行大規模之補修，因此要求依震度法設計之橋墩基礎須保有與橋墩構造同等以上之極限水平耐力，且須具有很大的變形能力。於地震時保有耐力法之耐震計算法，基本上如圖-解 11.1.1(a)所示，橋墩基部因彎曲破壞形成塑性鉸之場合，設計時若將基礎行為限制在降伏範圍內，則基礎不會發生過大損傷及主要之非線性行為。

在垂直橋軸方向，對於壁式橋墩，地震時保有耐力法所用之設計水平震度，會使橋墩構造有非常大之極限水平耐力，此時要求基礎之極限水平耐力超過橋墩構造是不合理的。此外，發生液化之場合，因基礎周邊地盤強度與支承力降低，使基礎整體之耐力降低，此時若要求

基礎之耐力較橋墩構造之極限水平耐力為大，會使基礎斷面過度增大，造成橋梁之整體設計會有不合理之現象。此時，合理的基礎設計可使基礎之耐力低於橋墩構造之極限水平耐力，允許基礎產生主要非線性反應以發揮韌性吸收地震能量，並使基礎本體不致發生過度之損傷。可依 5.3.2 規定之地震時保有耐力法之設計水平地震力，按 11.4 之規定計算基礎之應答塑性率，並檢核該塑性率是否小於塑性率限制值(參考圖-解 11.1.1(b))。在此所謂橋墩構造會有非常大之極限水平耐力之狀況係指符合式(解 11.1.1)與依 9.8 之規定判定橋墩構造為剪斷破壞型及彎曲-剪斷破壞過渡型之場合。

$$P_u \geq 1.5k_{he}W \quad \text{式(解 11.1.1)}$$

其中， P_u :橋墩之極限水平耐力

k_{he} :5.3.1 所規定地震時保有耐力法所採用之設計水平震度

W : 地震時保有耐力法所採用之等價重量，依式(5.2.3)算出。

耐震設計上為使基礎之變位不損及橋梁整體之安全性，須檢核基礎之變位。基礎變位之限制值，於 5.2.(2)之解說建議水平變位為 40cm，旋轉角為 0.025rad。

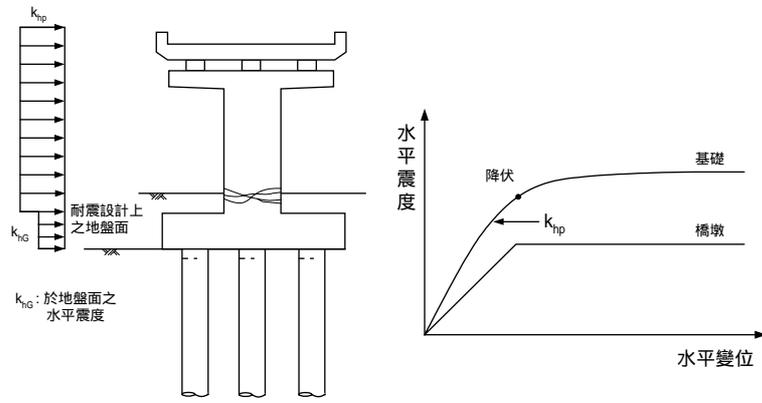
於液化之耐震計算，因對 7.2(3)不發生液化之場合也要進行耐震計算，在不進行土質參數折減之條件下，要設計基礎之耐力大於橋墩之極限水平耐力。

橋梁基礎除橋墩基礎外還有橋台基礎，一般橋台基礎不須進行地震時保有耐力法之耐震驗算，此乃橋台之設計為背填土之地震動態土壓所支配，因背填土之存在，不致於有像橋墩一樣之振動反應。

直接基礎一般由良好承載層所支承，地盤的支承力有餘裕。因此，地震時基礎有一部份會因翻轉而上浮，此種非線性行為被期待能夠吸收地震時之能量。又考慮到直接基礎此種非線性行為不致對地盤產生過度之損傷，一般直接基礎不進行地震時保有耐力法之設計。但是當基腳之一部份產生上浮時，所產生之斷面力較依震度法設計者為大，故須檢核構材之安全性。

地震時保有水平耐力法之基礎設計流程，如圖-解 11.1.2 所示。橋墩基礎之設計要符合過去之震度法(彈性設計法)與新的地震時保有耐力設計法(極限設計法)，有關地震時橋墩基礎之保有耐力設計法，尚屬經驗性，還有尚未明瞭之處。但是依震度法進行耐震設計所得之構造斷面若不滿足地震時保有水平耐力法時，須變更斷面直到滿足，所得之斷面不可小於依震度法決定之斷面。

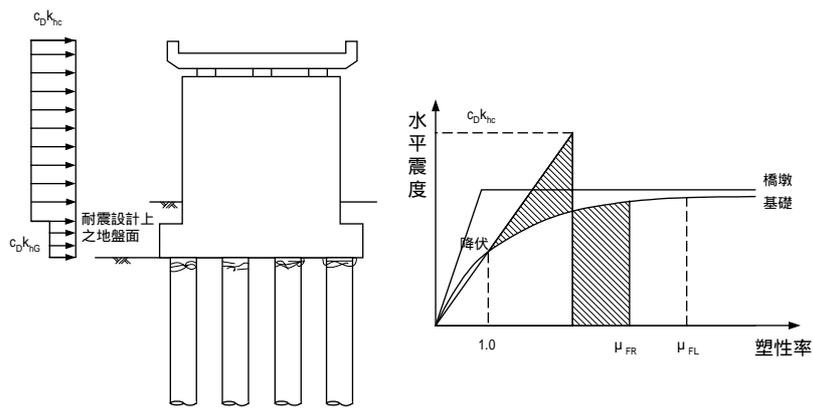
本章在說明地震時保有水平耐力法之基本要點，有關震度法之耐震設計、構造細目及設計時地盤參數之推定，須依據下部構造篇之規定。



慣性力之作用方式

水平震度 水平變位之關係

(a) 於橋墩基部發生主要塑性鉸之場合

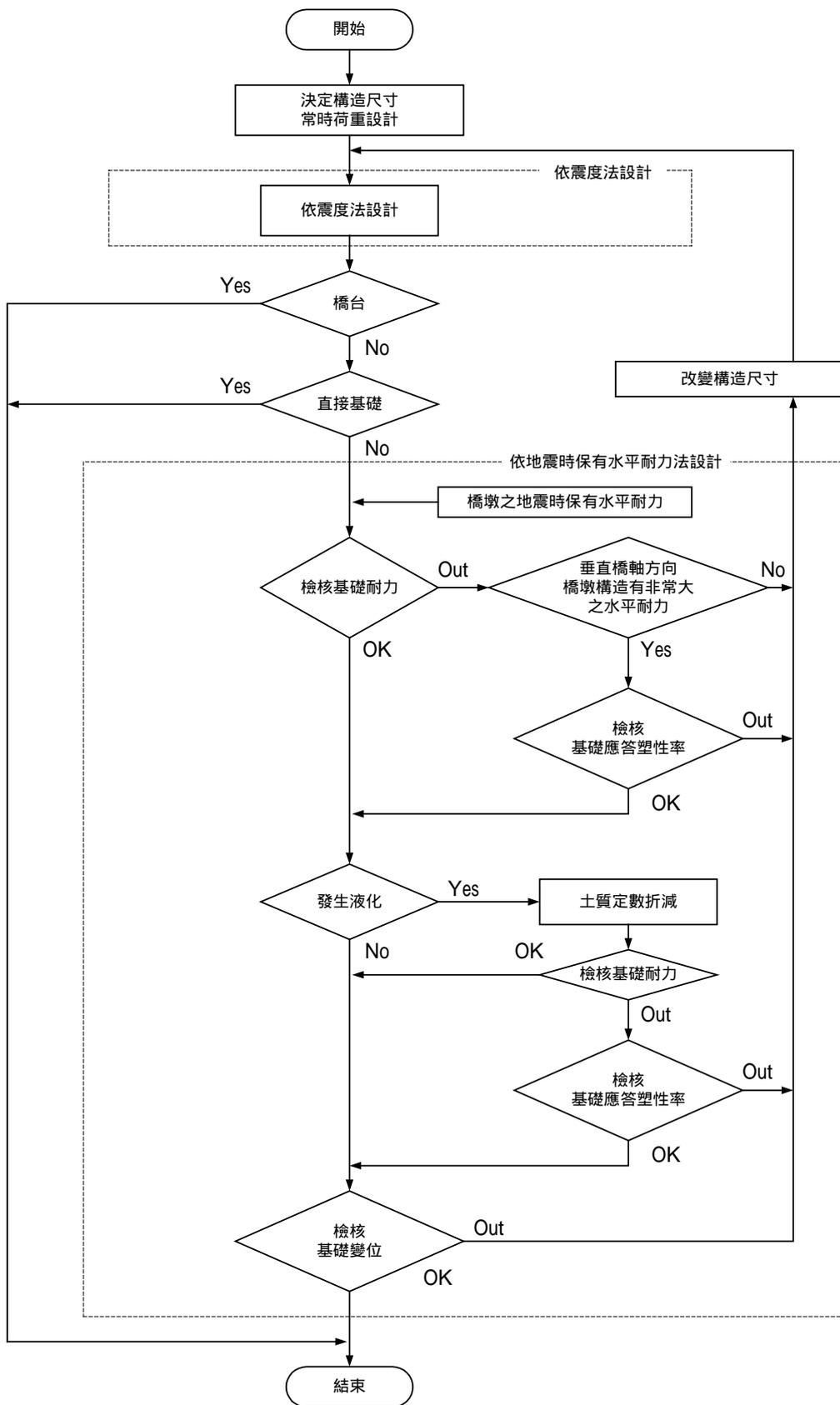


慣性力之作用方式

水平震度 塑性率之關係

(b) 基礎 地盤系統發生主要非線性之場合

圖-解 11.1.1 地震時保有水平耐力法之基礎設計



11.2 基礎斷面力、地盤反力度及變位之計算

在 5.2 規定之荷重作用下，應依各種基礎型式，考慮地盤抵抗及基礎本體之非線性與基礎上浮等因素，算出基礎各部構材之斷面力，基礎周邊地盤之反力度與基礎變位。

傳統震度法之基礎設計，要求基礎變位及構材應力小於容許值，基礎本體一般視為剛體或彈性體，地盤抵抗假設為線性模式。在計算基礎耐力及大變形之行為時，不能忽視地盤抵抗及基礎本體之非線性影響，地震時保有水平耐力法之基礎設計必須將此種現象適當地模擬。

有關基礎之抵抗特性及設計，如何適當地考慮非線性之影響，隨基礎型式有很大之差異，以下列舉各種分析模式。至於各基礎型式之地盤反力係數計算法，詳下部構造篇之規定。

1) 沉箱基礎

沉箱基礎以一根柱狀體模擬。地盤抵抗要考慮 6 種抵抗要素，如圖-解 11.2.1 所示。各種抵抗要素皆具有如圖-解 11.2.2 所示之彈塑性地盤反力特性。基礎體斷面之彎矩~曲率關係為線彈性。但在容許基礎本體塑性化時，採圖-解 11.2.3 所示之三線性模式。

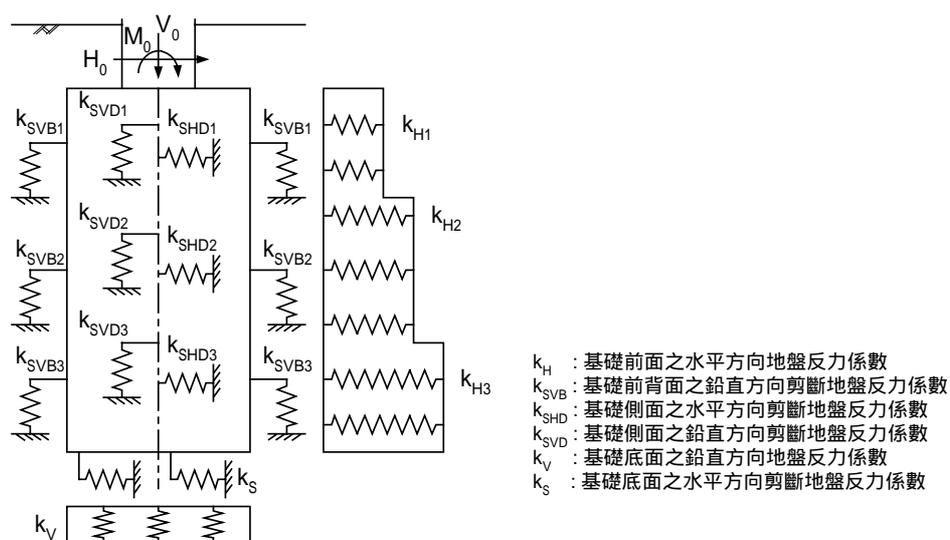


圖-解 11.2.1 沉箱基礎之抵抗模式

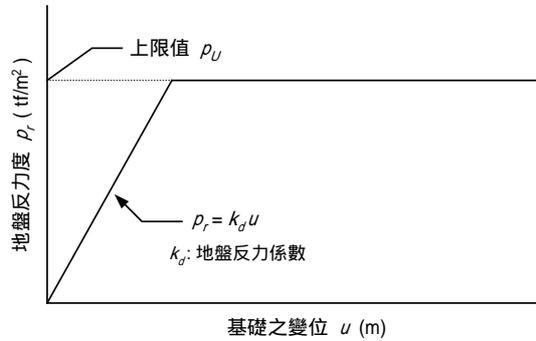


圖-解 11.2.2 地盤抵抗之模式

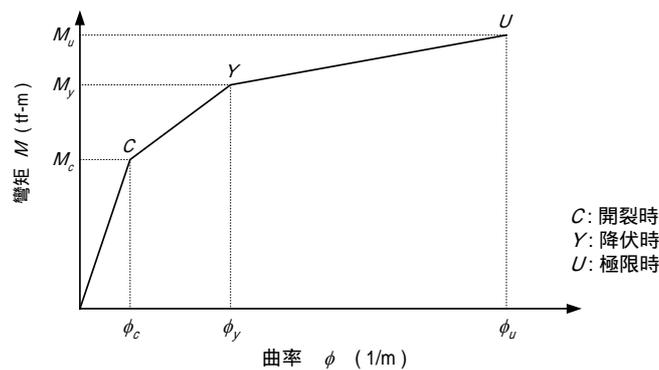


圖-解 11.2.3 沉箱基礎本體之彎矩 ~ 曲率關係
(容許基礎本體塑性化之場合)

2) 樁基礎

樁基礎通常被模擬為剛性樁帽，樁頭與樁帽剛接之框構架，如圖-解 11.2.4 所示。

樁軸向之抵抗特性及樁周邊地盤與樁帽前面地盤之水平抵抗特性採圖-解 11.2.5 所示之彈塑性模式。

場鑄樁、PHC 樁及 RC 樁之樁體彎矩 ~ 曲率關係採圖-解 11.2.6(a) 所示之三線性模式，鋼管樁則採圖-解 11.2.6(b) 所示之雙線性模式。

3) 鋼管矢板基礎，地中連續壁基礎

同沉箱基礎之模擬方式。

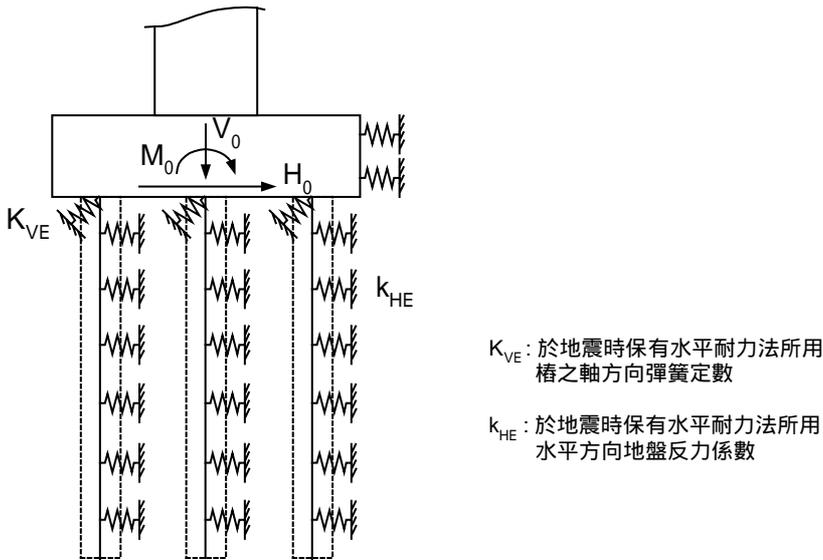


圖-解 11.2.4 樁基礎之解析模式

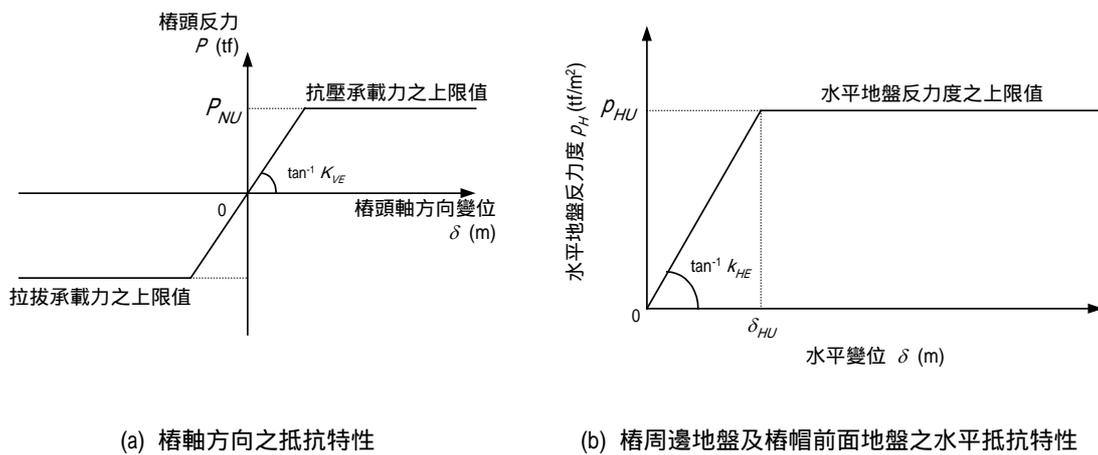


圖-解 11.2.5 樁之抵抗特性

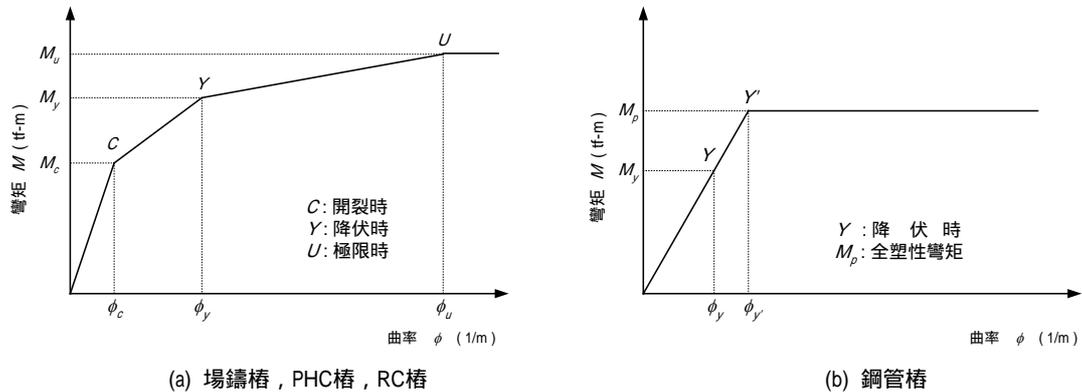


圖-解 11.2.6 樁體之彎矩 ~ 曲率關係

11.3 基礎之降伏

因基礎本體構材降伏、地盤抵抗塑性化及基礎上浮等因素使上部構造慣性力作用位置之水平變位開始急速增加時定義為基礎降伏。

作用於基礎之水平荷重變大時，因基礎本體構材降伏、地盤抵抗塑性化及基礎上浮等因素，使荷重與變位關係變為非線性。此時，超過某種狀態，因水平力增加，基礎變位開始急速增加，基礎構材開始損傷，殘留變位變大，此種狀態定義為基礎降伏。地震時保有水平耐力法之基礎設計，為避免地震時基礎損傷，在 5.2 規定荷重作用下，基礎以不達降伏狀態為原則。

基礎之降伏隨基礎抵抗特性有很大之不同，應依基礎型式按以下建議求得，這些建議值是以上部構造慣性力作用位置之水平變位開始急速增加之狀態為基準，由各種標準基礎型式之試算結果得來。惟上述建議之降伏基準，若進行基礎解析時所得之荷重變位曲線並無顯著水平變位開始急速增加之情況，最好再進行分析找出水平變位開始急速增加之狀態，定義為基礎之降伏狀態。

1) 沉箱基礎

最先達到以下任一種狀態定義為沉箱基礎之降伏。

- (a). 沉箱基礎體降伏。
- (b). 基礎前面水平地盤抵抗塑性化範圍達基礎埋入深度之 60%。
- (c). 基礎底面上浮面積達基礎底面積之 60%。

對於短埋之沉箱基礎，因(c).產生基礎降伏之情況很多，此時因基礎本體尚未有損傷及大的殘留變位，最好能依 11.4 之規定算出應答變位，檢核其是否小於基礎變位之限制值。

2) 樁基礎

最先達到以下任一種狀態定義為樁基礎之降伏。

- (a). 所有樁樁體降伏
- (b). 有一列樁之樁頭反力達到抗壓支承力之上限值。

3) 鋼管矢板基礎

最先達到以下任一種狀態定義為鋼管矢板基礎之降伏。

- (a). 井筒外周壓力側 1/4 範圍之鋼管矢板外緣應力達到降伏。
- (b). 鋼管矢板先端有 1/4 面積之垂直地盤反力達到抗壓極限支承力。
- (c). 鋼管矢板先端垂直地盤反力達到抗壓極限支承力與上浮之面積達到總面積之 60%。

4) 地中連續壁基礎

地中連續壁基礎之形狀相當多樣，無法定出基礎降伏之標準。因此，須算出作用於基礎水平力與上部構造慣性力作用位置之水平變位之關係，將水平變位開始急速增加之狀態定義為基礎降伏。

11.4 基礎應答塑性率、應答變位之計算與塑性率之限制值

| |
|---|
| (1) 基礎發生主要非線性時之基礎應答塑性率及應答變位，依式(11.4.1)及式(11.4.2)計算。 |
|---|

$$\mu_{FR} = 1/r \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r + (k_{hcF} / k_{hyF})^2} \right\} (r \neq 0) \quad \text{式(11.4.1)}$$

$$\mu_{FR} = 1/2 \left\{ 1 + (k_{hcF} / k_{hyF})^2 \right\} (r = 0)$$

$$\delta_{FR} = \mu_{FR} \delta_{Fy} \quad \text{式(11.4.2)}$$

其中，

μ_{FR} :基礎之應答塑性率

δ_{FR} :因基礎變位上部構造慣性力作用位置之應答變位(cm)

δ_{Fy} :基礎降伏時上部構造慣性力作用位置之水平變位(cm)

r :基礎降伏剛度之二次剛性比

k_{hyF} :基礎降伏時之水平震度

k_{hcF} :基礎地震時保有水平耐力法所採用之設計震度，依式(11.4.3)

計算

$$k_{hcF} = c_D k_{hc} \quad \text{式(11.4.3)}$$

k_{hc} :5.3.2 規定地震時保有水平耐力法所採用之設計震度。

c_D :阻尼參數之修正係數。

(2) 以不使基礎本體發生過大損傷為原則決定基礎應答塑性率限制值。

(1)基礎周邊各種地盤抵抗之履歷特性及其參數設定與動態特性等，到目前還有未明瞭之處，建議如圖-解 11.4.1 所示按等能量準則算出基礎之應答塑性率與應答變位。圖中 OYU 線係依 11.2 規定方法求得之水平震度 k_h ~ 水平變位 δ_F 之關係，基礎降伏點 Y 為 11.3 所定義之基礎降伏狀態，極限點 U，如為沉箱基礎可定義為達到基礎本體極限狀態，其他各類基礎可定義為達到(2)所規定之塑性率限制值狀態。在 5.3.2 規定地震時保有水平耐力法所採用之設計震度有第 I 型與第 II 型，因為目前對基礎系統之耐力及荷重作用週數之影響尚未有十分的把握，在此建議選用兩者中慣性力較大者。但是，對於土壤液化，應使用依 7.6 規定針對第 I 型與第 II 型地震動所求得土質參數折減係數 D_E 中較小者。

基礎本體或基礎周邊地盤產生塑性化時，基礎與周邊地盤之阻尼影響變大，又發生液化時地盤加速度會減小。因此，在計算基礎應答

塑性率時以阻尼參數修正係數降低設計水平震度。目前對阻尼參數修正係數尚未十分明瞭，建議取值為 2/3。此種耐震設計方法所得之基礎尺寸若與震度法設計所得結果有明顯差異時，最好考量非線性效應進行動態分析檢核基礎之安全性。

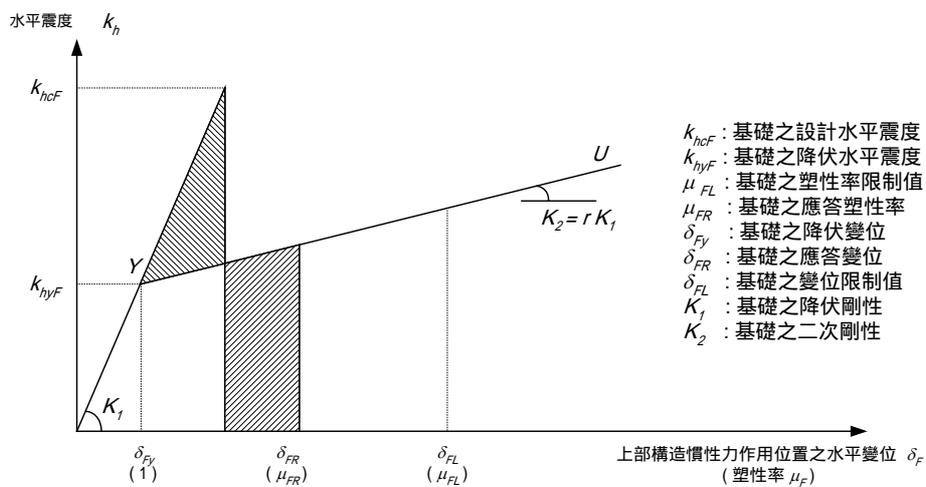


圖-解 11.4.1 等能量準則下基礎應答塑性率之計算法

(2) 當垂直橋軸方向橋墩構造具有極大水平耐力時，期待靠基礎降伏後之韌性吸收地震能量，此時為防止基礎構材發生過大損傷，須限制應答塑性率。各種基礎之塑性率限制值應考慮基礎本體之損傷程度建議如下。

以基礎本體極限狀態定義極限狀態之沉箱基礎，其塑性率限制值同 9.2 所規定鋼筋混凝土橋墩之容許塑性率。

對於樁基礎，因樁體之部份構材達到極限狀態時，基礎系統整體耐力不會馬上開始降低，要定義基礎整體之極限狀態是相當困難的。因此，參考滿足下部構造篇所規定構造細目之試驗樁之載重試驗結果，建議塑性率限制值為 4。

至於鋼管矢板基礎，由於考慮到鋼管矢板與鋼管樁具有相同變形性能，同樁基礎塑性率限制值取 4。

地中連續壁之塑性率限制值同沉箱基礎。

11.5 基礎構材之檢核

基礎各部構材之耐力須大於依 11.2 所算出之基礎各部構材之斷面力

11.2 所規定之基礎斷面力及變位計算，對於沉箱及樁基礎本體，因不使構材因剛性降低有過大之損傷，可省略這些構材之彎矩檢核。但是須進行剪力之檢核及其他樁帽與頂版，沉箱基礎之水平方向斷面等構材斷面力之查核。

各基礎型式構材之檢核斷面及斷面耐力評估法依下部構造篇規定辦理。

陸、我國現行基礎設計規範

我國之基礎設計規範正在修訂之中，目前已完成修訂草案，正送內政部審議中。以下節錄其中有關基礎載重（第二章）、淺基礎（第四章）與樁基礎（第五章）之條文，便於與前述各設計規範作比較研究。又為維持原意，所節錄條文仍保持原規範之編號。

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、分佈以及偏心等而定。基礎設計時應考慮建築物不同階段中可能同時發生之各種載重組合，作為設計之依據。

2.9 載重組合

1.對於建築物基礎之支承力與沉陷量分析、擋土牆或邊坡之穩定性分析等，原則上應分別採用下列載重組合進行檢核：

(1)長期載重狀況：

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)，以及其他因地盤沉陷或側向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)短期載重狀況：

基礎設計應考慮之短期載重，除包括上述長期載重狀況中各單項

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、振動載重及施工載重之影響。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狀況作必要之載重組合，供設計分析使用。

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。

2.10 基礎抗浮之安全性

建築基礎受有上浮力作用時，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。

第四章 淺基礎

4.3.1 極限支承力

淺基礎之極限支承力應依下列公式估計之：

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

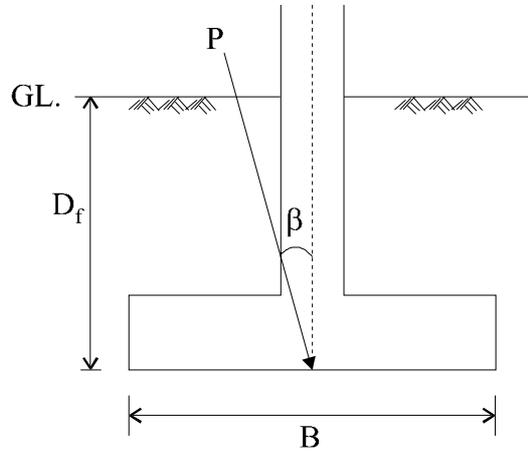


圖4.3-1 淺基礎示意圖

式內

q_u = 極限支承力 (tf/m^2)

c = 基礎版底面以下之土壤凝聚力 (tf/m^2)

γ_1 = 基礎版底以下 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/m^3)

γ_2 = 基礎版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/m^3)

D_f = 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，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 ($^\circ$)

N_c, N_q, N_γ = 支承力因數

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

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狀況按第4.3.1節所列公式計算極限支承力扣除基礎底面以上荷重，而得淨極限支承力後，除以安全係數後，再加上基礎底面以上荷重，且其沉陷量必須小於容許沉陷量而得之。建築物基礎支承長期載重之安全係數不得小於3，考慮短期性載重如地震、風力及積雪等，容許支承力得予提高百分之五十。

4.4 沉陷量

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，以靜載重加上活載重合併計算之，其中活載重應依建築構造編第二十五條計算並折減之。

4.4.8 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，基礎沉陷所導致之角變量及總沉陷量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。

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，並除以安全係數得之。構造物基礎承受長期性水平載重之安全係數不得小於 1.5，考慮短期性載重時，

如地震、風力及積雪等，其安全係數不得小於 1.2。

4.6.2 基礎版底面之摩擦阻力

基礎版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 = 基礎版底面之摩擦阻力(tf)

N = 作用於基礎版底面之有效鉛直載重(tf)

δ = 基礎版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 = 基礎版底面之有效接觸面積(m^2)

c_a = 基礎版底面與地層之有效附著力(tf/m^2)

4.6.3 基礎版前側之側向抵抗力

基礎版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 = 淺基礎版前側之側向抵抗力(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。

L = 基礎版前側承受側向抵抗力之版寬度(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，原則上採表4.6-1值

K_A = 主動土壓力係數，原則上採表4.6-1值

γ = 地層之平均有效單位重量(tf/m³)

D_f = 地表至基礎版底之深度(m)

Δh = 基礎版厚度(m)

h_e = 地表至基礎版中心點之深度(m)

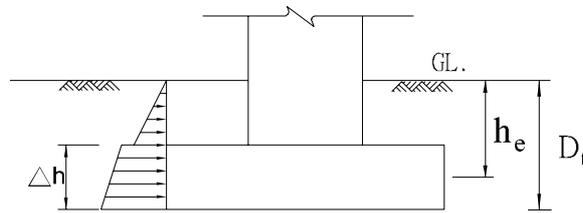


圖 4.6-1 基礎版前側之側向抵抗力分佈示意圖

第五章 樁基礎

5.3 容許支承力

5.3.1 單樁容許垂直支承力

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：

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

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

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 = 樁底端點支承力 (tf)

FS, FS_1, FS_2 , = 樁總垂直支承力、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，樁端支承力之安全係數應視容許沉陷量及施工品質酌予提高

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 |

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：

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

式內 R_a = 單樁之容許拉拔力 (tf)

Q_u = 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 |

- 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。

5.3.3 側向支承力

- 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。
- 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。

5.3.4 負摩擦力

- 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。
- 單樁所受之負摩擦力 P_{fi} 應考慮中立點以上所有負摩擦力之總和。
- 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。
- 使用群樁之情形，可考慮群樁之相互影響，將設計負摩擦力予以折減。
- 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。

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) 座落於粘土層之群樁，其總支承力可分別依下列方法計算，並以其較小者為設計值。

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} = 群樁之短期容許抗拔力(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，短期載重為 3.0，長期載重為 6.0。

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：

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

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)

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

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

D = 樁徑 (m)

f = 表面負摩擦力 (tf/m²)

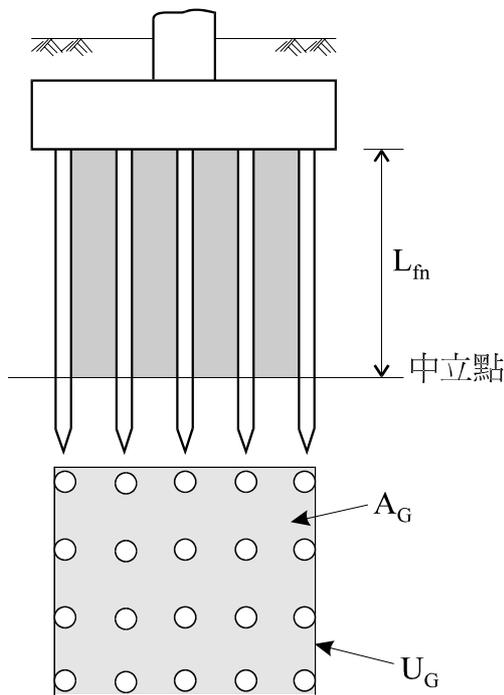


圖 5.4-1 群樁之負摩擦力

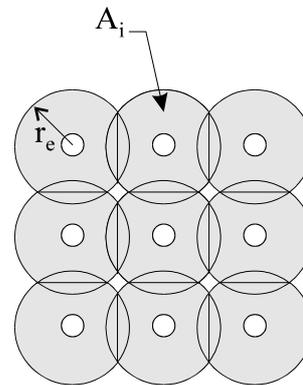


圖 5.4-2 群樁中計算單樁所受負摩擦力之分擔面積

5.6 樁體結構設計

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 kgf/m^3 ，於水中或泥水中打設時，其水泥量不得低於 375 kgf/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. 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/cm^2 。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/cm^2 。
4. 基樁內主鋼筋不得小於 6 支，主鋼筋直徑不得小於 19 mm ，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 7.5 cm ，箍筋直徑不得小於 13 mm 。
5. 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此偏心彎矩之影響。

柒、比較分析

前述各章已節錄世界各主要國家及我國現行之基礎工程設計規範，由其中可看出各先進國家之基礎設計均已逐漸由容許應力法改進為極限強度設計法，例如美國 UBC 規範之基礎設計雖仍採用容許應力法，但結構設計早已加入 LRFD 設計法；AASHTO 規範也是工作載重與極限強度設計法兩種併用；至於歐洲共同規範則已完全改為限度狀態設計法；最新日本道路橋耐震設計規範亦於阪神地震後加入基礎韌性之檢核。由上述世界各國規範之演進，顯見「限度狀態設計法」已逐漸成為工程設計之主流，而我國建築構造之結構設計規範雖已採用極限強度設計法，但基礎設計則以容許應力法與極限強度設計法並用之，其中基礎分析時以容許應力法為之，而基礎結構設計則已大部分採用強度設計法，兩方法之載重係數與抗力係數均不相同，造成設計分析上相當大之困擾，為克服此設計盲點，並為趕上世界工程設計之潮流，實須趕快加緊腳步，著手研究如何改進我國現行之基礎設計規範。

由於我國尚未有基礎極限強度設計法之經驗，在研究初期，首應參考先進國家已有之設計規範。在已採用基礎極限設計法之規範中，以美國 AASHTO 及歐洲共同規範之內容最為完整詳細，可資參考。兩規範之設計理念雖然大致一致，但其內涵卻不盡相同，若僅由兩規範之條文

內容，實不易洞悉其中之差異性，必須針對實際之設計情況作有系統地比較，方能全然了解設計結果之差異性。本章以下將舉建築物基礎常採用之條形連續基腳與基樁兩例，針對最基本之假設載重情況作比較分析，並討論其結果，作為我國將來改進基礎設計規範之參考。

7-1 條形連續基腳

條形連續基腳之垂直承載力問題為基礎工程中最典型之案例，各規範均有相當詳盡之設計規定，是最佳之比較案例。對一基腳寬度為 B 之條形基礎，本研究僅考慮下列兩種最基本之設計情況：

- (i) 正常情況(N) - 包括呆載重(D)與活載重(L)
- (ii) 地震情況(EQ) - 包括呆載重(D)、活載重(L)與地震載重(EQ)

為使各規範分析結果具有一量化之比較標準，今假設基腳所受活載重為其呆載重之五分之一 ($L=0.2D$)，地震載重對基腳所造成之載重偏心距為基腳寬度之百分之五 ($e=0.05B$)。又為方便作比較，以下分析選用工作載重設計法之正常載重 $D+L$ (未經係數化) 作為比較之標準，稱為基準設計載重 Q_{ref} ，即

$$Q_{ref} = D + L = 1.2D$$

針對上述兩設計情況，今假設各設計規範均依相同之計算方法計算基腳之極限承載力，其中粘土地層之極限承載力以不排水剪力強度 C_u 來計算，而砂土地層之極限承載力則以排水剪力強度 C' 與 ϕ' 來計算。以下比較根據各規範設計法分析結果中所包含安全係數之比較。

1. 我國現行基礎設計規範

我國現行基礎設計規範採用工作載重設計法，若依據淺基礎承載力計算式所得之極限承載力為 q_u ，則容許承載力之最小安全係數在長期載

重情況為 3，而在短期載重情況必須大於 2。因此，針對上述兩設計情況之安全係數分別為

(i). 正常情況

$$\begin{aligned}G(N) &= D + L \\ &= 1.2D \\ &= Q_{ref} \\ FS(req) &= 3 \\ \Rightarrow \overline{FS} &= 3\end{aligned}$$

上述 \overline{FS} 係指分析結果對應於基準設計載重 Q_{ref} 所包含之安全係數，此值將作為以下各規範分析結果比較之基準。

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned}G(EQ) &= D + L + EQ \\ &= (D + 0.2D)\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= (1.2D)(1.3) \\ &= 1.3Q_{ref} \\ FS(req) &= 2 \\ \Rightarrow FS(relative) &= (2)(1.3) / \overline{FS} = 0.87\end{aligned}$$

上式中 $FS(relative)$ 稱為相對安全係數，表示相對於基準設計情況所需安全係數之比值，其值小於 1，表示在地震情況時依規範要求所計算得之實際安全係數小於基準設計情況時之安全係數。上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.083B$ 時，則依規範要求所計算得之實際安全係數將等於基準設計情況時之安全係數；同理，若地震情況所造成之載重偏心距 $e > 0.083B$ ，則設計情況將由地震載重情況所控制。上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則

$$FS(relative)=1.33.$$

2. 美國 ASSHTO 規範

(1). 工作載重設計法

依據 ASSHTO 設計規範，採用工作載重設計法時之設計載重應依下列方式計算：

(i). 正常情況

$$G(N) = D + L = 1.2D = Q_{ref}$$

$$FS(req) = 3$$

$$\Rightarrow FS(relative) = 3 / \overline{FS} = 1$$

上式中，相對安全係數 $FS(relative)$ 為 1，表示依本規範方法所計算之安全係數正好與前述基準設計情況之安全係數完全一致。

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned} G(EQ) &= D + EQ \\ &= D\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= 1.3D \\ &= 1.08Q_{ref} \end{aligned}$$

AASHTO 規範規定此地震情況之容許應力(即容許承載力)

值可提高為 133%。

$$\Rightarrow FS(\text{relative}) = 1.08 / 1.33 = 0.81$$

上式中，相對安全係數之值小於 1，表示規範所要求之安全度不若基準設計情況之基本要求。據此，只有當地震載重 EQ 所造成之載重偏心距大於 9.9% 時，地震情況才會控制設計。上述地震情況中，若偏心距 $e=0.167B$ 時，則 $FS(\text{relative})=1.25$ 。

(2). 強度設計法

依據 AASHTO 規範之強度設計法，淺基礎位於砂土與粘土地層上之承載力性能因子 ϕ 分別為：

砂土（由 SPT 半徑驗法估計） $\phi = 0.45$

黏土（根據室內試驗之剪力強度） $\phi = 0.60$

而設計載重則依下列方式計算：

(i) 正常情況

$$\begin{aligned} G(N) &= \gamma(\beta_D D + \beta_L L) \\ &= 1.3(1.0D + 1.67 \times 0.2D) \\ &= 1.73D \\ &= 1.45Q_{ref} \\ \Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) &= 1.45 / (0.45 \overline{FS}) = 1.07 \\ \Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) &= 1.45 / (0.60 \overline{FS}) = 0.81 \end{aligned}$$

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned} G(EQ) &= \gamma(\beta_D D + EQ) \\ &= 1.3(D) \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1.69D \\
&= 1.41Q_{ref} \\
\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) &= 1.41 / (0.45\overline{FS}) = 1.04 \\
\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) &= 1.41 / (0.60\overline{FS}) = 0.78
\end{aligned}$$

上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則

$$\begin{aligned}
\Rightarrow \text{砂土層 } FS(\text{relative}) &= 2.17 / (0.45\overline{FS}) = 1.60 \\
\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) &= 2.17 / (0.60\overline{FS}) = 1.20
\end{aligned}$$

3. 歐洲共同規範

於歐洲共同規範中，於檢核極限狀態之基礎垂直承载力時，屬於地盤破壞（情況 C）之檢核，其設計載重分別為：

(i). 持續與暫時情況

$$\begin{aligned}
G(N) &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \\
&= 1.0D + (1.3)(0.7)(0.2D) \\
&= 1.182D \\
&= 0.99Q_{ref}
\end{aligned}$$

此時，地層材料性質因子 γ_m 為 (ENV1991-1:9.4.3(3))

砂土 c' 取 1.6， $\tan \phi'$ 取 1.25

粘土 c_u 取 1.4

由於砂土層之承载力隨 ϕ' 值呈非線性變化，故其 $FS(\text{relative})$ 亦將隨 ϕ' 值之大小而不同，無法直接與其他規範作比較，以下將僅評估黏土層承载力計算之 $FS(\text{relative})$ 。

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 0.99 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.46$$

(ii). 地震情況

$$\begin{aligned}G(EQ) &= \sum_{j \geq 1} G_{kj} + P_k + \gamma_i A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2i} Q_{ki} \\&= [1.0D + (0.6)(0.2D)] \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\&= 1.46D \\&= 1.21 Q_{ref}\end{aligned}$$

此時，地層材料性質因子 γ_m 如上所述，因此

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 1.21 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.57$$

上述地震情況中，若偏心距 $e = 0.167B$ 時，則

$$G(EQ) = 1.86 Q_{ref}$$

$$\Rightarrow \text{粘土層 } FS(\text{relative}) = 1.86 \times 1.4 / \overline{FS} = 0.88$$

7-2 鑽掘基樁

對於基樁之承載力分析，已有很多之分析方法可資採用；但是，不同分析方法之計算結果通常具有相當大之差異性，設計往往須取決各地區之工程經驗或試樁結果。因此，歐美各國之規範中大都未限制該使用何種分析分法，而僅作原則性之規定，指出須選用合理之分析方法並經同一地區之樁載重試驗結果驗證者。至於我國現行之設計規範則與日本規範較類似，條文中對於分析方法有較明確之規定，此點與歐美規範之精神完全不同，尤其更值得注意的一點，日本與我國之規範條文中大都包含有利用貫入試驗 SPT-N 值估算基樁承載力計算式，由於此方法簡單方便，常為工程師所採用，實際上已成為我國大部分工程設計之主要分析方法。

由於各國規範對於基樁分析方法之規定並不一致，因此很難直接比較各規範利用分析結果作設計時之安全性考量，從參數之擷取至設計結果之選用，均各自包含有該地區之工程經驗、慣例或判斷在內，實無法僅根據規範內容中之分析原則作相互間差異性之比較。但各規範對於利用樁載重試驗結果作設計時應有之考量則有較明確之規定，因此本研究擬針對此點作比較研究，以檢討各設計規範間之差異性。

今假設有一鑽掘樁設計，已由靜力載重試驗得知其極限承載力（樁

身摩擦力與樁尖抵抗力之和) 為 Q_u ，據此數值，以下比較各規範在決定基樁承載力時之安全性考量。

1. 我國現行基礎設計規範

我國現行基礎設計規範採用工作載重設計法，正常情況之設計載重包括呆載重 D 與活載重 L ，兩者之和 $D+L$ (未經係數化) 稱為基準設計情況，為便於以下方便比較起見，今假設 $L=0.2D$ ，則基準設計情況之載重 Q_{ref} 相當於

$$Q_{ref} = D + L = 1.2D$$

根據現行設計規範，基樁之垂直容許承載力為

$$Q_a = Q_u / FS$$

其中 Q_u 若由樁載重試驗求得時，安全係數 FS 可取為 2，表示容許承載力僅為試驗值之半。

2. 美國 AASHTO 規範

(1). 工作載重設計法

依據 AASHTO 規範，採用工作載重設計法所考量之基本載重

組合(I)為

$$\begin{aligned} G(I) &= \gamma[D + L] \\ &= 1.2D \\ &= Q_{ref} \end{aligned}$$

當基樁容許承載力係由樁載重試驗求得時，其安全係數可取為

2。因此本設計法之設計載重與安全係數要求均與我國現行基礎設

計規範完全一致。

(2).強度設計法

依據 AASHTO 規範，採用強度設計法之基本載重組合(I)為

$$\begin{aligned} G(I) &= \gamma(\beta_D D + \beta_L L) \\ &= 1.3(1.0D + 1.67L) \\ &= 1.734D \\ &= 1.45Q_{ref} \end{aligned}$$

而鑽掘樁設計之性能因子 $\phi = 0.80$ (根據樁載重試驗結果時)。因此本分析法相對於前述基準設計情況之安全係數為

$$FS = 1.45 / 0.8 = 1.81$$

針對所假設之設計情況，本設計法之安全係數要求略低於我國現行基礎設計規範。

3.歐洲共同規範

依據本規範之，持續與暫時情況，其載重組合為

$$\begin{aligned} G(N) &= \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{01} Q_{k1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \Psi_{0i} Q_{ki} \\ &= 1.0D + (1.3)(0.7)(0.2D) \\ &= 1.182D \\ &= 0.99Q_{ref} \end{aligned}$$

根據 ENV 1997-1:7.6.3.2 6(P)，由樁載重試驗結果 R_{cm} 推導基樁之極限界定承載力 R_{ck} 時應考慮地層及基樁施工之變異性，即

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi$$

其中 ξ 為折減因子。本分析取 $\xi = 1.35$ (2 支樁試驗結果之平均值

時)。此外，對於基樁之極限設計承載力 R_{cd} 應依下式計算：

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_t$$

其中 R_{cd} 為極限設計承載力

R_{ck} 為極限界定承載力

γ_t 為折減因子。

本分析取 $\gamma_t = 1.5$ ，則可得

$$FS = 0.99 \times 1.35 \times 1.5 = 2.0$$

上述安全係數值雖為 2，此安全係數係指由樁載重試驗決定設計極限承載力時所考慮之安全係數，考慮之重點係針對土壤之變異性與基樁施工、試驗結果之不確定性等因素，並不是我國規範中容許承載力之安全係數，兩者之內涵完全不一樣。

7-3 綜合討論

1. 淺基礎案例

綜合上述針對連續基腳承載力之分析結果，整理列於表 7.1 中，藉此可比較各規範分析方法所要求安全考量之相對比值。表 7.1 中所列我國設計規範及 AASHTO 規範工作載重分析法均為容許應力法，在本案例中，兩分析法之載重組合完全一致，至於容許承載力安全係數，在正常情況時，兩分析法為一致，而在地震情況時則有稍微之差異，我國規範所要求之最小安全係數可減為 2，相當於容許承載力可提高 50%，而 AASHTO 規範工作載重分析法僅容許提高 33%；總體而言，兩規範分析法可謂相同，因此，據其設計分析所得之結果不會有太大之差異。

表 7.1 中所列之 AASHTO 強度設計法與歐洲共同規範均屬極限設計法，但兩分析法所採用之載重因子及性能因子則有相當大之差別，在極限承載力檢核時所包含之安全考量亦有相當程度之差別。如表 7.1 中所示，根據 AASHTO 強度設計法之載重因子與性能因子所作之分析，其相對安全係數要求與工作載重法之結果大致相當，僅對砂土地層承載力檢核時之相對安全係數略高，此係由於該規範對砂土承載力計算所採用之性能因子較小之故，推測係因利用砂土剪力強度所估計之極限承載力可能具有較大之變異性，為避免過於高估，因而採用較小數值之性能

因子。

至於歐洲共同規範對淺基礎極限承載力之檢核，由表 7.1 中所列相對安全係數值，可知其比表中其他各分析法所要求之安全係數為低，在正常情況時僅約為其他規範之 $1/2$ ，而在地震情況時約為 $2/3$ ，顯示歐洲共同規範對於淺基礎極限承載力之檢核容許較小之安全係數，其載重組合值較 AASHTO 規範為小，而性能因子（即地層材料參數因子之倒數）反而較 AASHTO 規範為高，因此根據歐洲共同規範之極限程度狀態作承載力檢核時，所得分析結果將比表中其他各規範分析結果相對地較為經濟，惟這推論僅係針對當淺基礎設計由承載力控制時而言，而歐洲共同規範之程度狀態設計必須同時針對使用程度狀態作檢核，評估容許沉陷量是否符合設計要求，方能對設計是否較經濟作定論。

由上觀之，AASHTO 規範之強度設計法與歐洲共同規範均強調不同程度狀態應分開獨立檢核，據其從事淺基礎分析時，應將極限承載力分析與容許沉陷量分析完全獨立出來，在各單項檢核時可直接針對該項之安全性作考量，僅考慮該項分析時所包含之變異性與不確定性而給予適當之載重因子與性能因子，而不必同時考慮其他程度狀態之影響因素，如此即可在從事極限承載力檢核時即完全針對承載力之極限程度狀態作檢核，完全不必考慮此時是否應包含沉陷量之安全考量在內，可謂真正

在檢核極限承載破壞之安全度。綜上所述，可知限度狀態設計法之分析目標清晰，而分析結果能具體明確地代表滿足設計目標之程度，可稱得上是較合理之分析模式，值得參考引用。

表 7.1 各規範基腳承載力相對安全係數 $FS(relative)$

| 設計情況 \ 規範名稱 | 我國規範 | AASHTO | | 歐洲共同規範 |
|------------------------------------|-----------|-----------|------------------------------|--------------|
| | | 工作載重法 | 強度設計法 | |
| (i) 正常情況 | 1 | 1 | 砂土 1.07 黏土 0.81 | 黏土 0.46 |
| (ii) 地震情況 $e = (.05 \sim .17)B$ | 0.87~1.33 | 0.81~1.25 | 砂土 1.04~1.60 黏土 0.78~1.20 | 黏土 0.57~0.88 |

註：表中所有相對安全係數係指相對於我國規範基準設計情況安全係數之比值，後者之最小安全係數要求為 3。

2. 基樁案例

綜合上述針對各規範由基樁載重試驗結果決定基樁承載力之分析比較，整理於表 7.2 中，藉此可比較各規範於選取設計值時包含之安全

性考量。由表 7.2 所列各規範安全係數之比較，可知各規範之安全係數大約一致，均約為 2 左右；其中我國設計規範與 AASHTO 規範工作載重設計法均直接採用 2 之安全係數以包含所有之變異性與不確定因素；而 AASHTO 規範強度設計法則針對設計載重給予較大之載重因子（指載重之不確定性），而對試驗所得承载力給予較大之性能因子 0.80（指試驗結果之可靠性），兩者合併之結果具有 1.81 之安全係數；至於歐洲共同規範對於基樁極限承载力之決定，設計載重之載重因子接近於 1，但對於基樁試驗結果則認為仍然具有相當程度之變異性及不確定性，所給予之性能因子僅約 0.5，所得總體安全係數之值為 2，其值雖與表中所列其他各規範分析方法之安全係數值相當，但其安全係數實際上完全來自於對試樁結果不確定性之考量，其內涵與其他各法之安全係數具有相當大之差異。

綜上所述，可知表列各規範對於根據試樁結果作基樁承载力分析時，所得結果應大致相當，據其所作之設計亦不會有太大之差異，關於此點，各規範之分析模式均有合理之考量。

表 7.2 各規範由樁載重試驗推估基樁承载力之安全係數比較

| 項目 \ 規範名稱 | 我國規範 | AASHTO | | 歐洲共同規範 |
|-----------|-----------|-----------|---------------|---------------|
| | | 工作載重法 | 強度設計法 | |
| 設計載重 | Q_{ref} | Q_{ref} | $1.45Q_{ref}$ | $0.99Q_{ref}$ |
| 性能因子 | - | - | 0.80 | 0.50 |
| 安全係數 | 2 | 2 | 1.81 | 2.00 |

註：表中 Q_{ref} 係指本研究所選之基準載重值，以 $D+L=1.2D$ 計算之。

捌、結論

依照本研究計畫之內容，主要之工作為蒐集各國規範資料，歸納整理，並作分析比較，進而進行基礎分析模式合理化之探討。茲將各項成果分述於后。

8-1 各國規範評述

本研究所蒐集整理之規範中，包括美國、歐洲、中國大陸及日本等國家之主要設計規範，分別為美國 UBC 與 AASHTO 規範、歐洲共同規範、中國大陸規範、日本「建築基礎構造設計指針」與「道路橋示方書·同解說」，本研究已將其中與基礎設計有關之條文整理分述於本研究報告各章中。從各章中已可清楚看出各規範之主要原則與分析方法，今將其內涵簡要歸納如后。

1. 美國 UBC 規範

- (1) UBC 規範之載重組合雖包含有 LRFD、ASD 與特殊地震三類載重組合，惟對於基礎之設計則仍以 ASD 為設計之依據
- (2) 基礎設計規範非常簡單，主要針對最低要求作簡單之規定，包括基礎最小尺寸、最小埋置深度及各類地層之容許支承力等。
- (3) 基礎設計規範之內容偏重於一般使用之住宅，屬較輕型構造物，故其內容非常簡單。
- (4) 對於重要或大型結構物，則賦予專業人員充分權責，專業工程師可使用高於一般標準之設計值並經建築主管人員核可，使設計能因地制宜，具有充分彈性。

2. 美國 AASHTO 規範

- (1) AASHTO 規範為美國公路橋梁之主要設計規範，屬較大型之公共

工程，規範內容具有較多技術層面之規定，值得參考引用。

(2) 現有規範之分析架構如下：

(a) 工作載重設計法

(b) 強度設計法 - 分使用限度狀態與強度限度狀態之檢核。其中使用限度狀態之檢核應核算工作載重組合情況下之基礎沉陷量與側向位移，而強度限度狀態應核算基礎之穩定、承载力及構件破壞等，故強度設計法為較完整合理之分析法。

(3) 國內現行基礎設計方法與此規範之工作載重設計法非常類似，所採用之安全係數與容許應力亦相當接近。

(4) 本規範對於強度設計法之性能因子已有表列值，其中對於淺基礎及打入式基樁之規定相當清楚，而對於鑽掘樁部份則顯得比較不明確。

3. 歐洲共同規範

(1) 歐洲共同規範為國內較不熟悉之規範，採用限度狀態設計法，針對不同之狀態，基於超越機率之觀念，檢核其限度值，其分析架構相當清晰，設計細節亦非常完備，頗值參考。

(2) 本規範之限度狀態設計法包含使用限度狀態與極限限度狀態之檢核。

(3) 本規範之設計分析法主要採用部份因子法 (Partial Factor Method)，分作用力係數 (載重係數) 與材料性質係數兩方面，依超越機率之觀念分別考慮。

(4) 針對不同之限度狀態與設計情況，本規範之作用力係數皆有明確之規定，其值與美日等國之規定具有較大之差別，一般而言，其基礎破壞分析之作用力係數均較 AASHTO 規範強度設計法之載重係數值為低。

(5) 針對不同之限度狀態與設計情況，本規範之材料性質係數亦有明

確之規定，其值雖係指地層性質之安全係數，但對地層性質之界定值另有相當保守之規定，以考慮土壤性質之不確定性等因素。

(6) 對於樁基礎之設計，本規範似乎比較重視載重試驗及其結果之應用，對於分析法則著墨較少，並未規定該採用何種分析法。

(7) 若與其他規範作比較，本規範顯然比較重視土壤~結構互制作用之效應，在規範中各部份均強調必須從事土壤~結構互制作用分析，將其效應納入設計考量中。

4. 中國大陸規範

(1) 中國大陸規範之基本架構比較類似於 Eurocode，惟不如後者之完整與嚴密。

(2) 所參考規範之載重組合方式與 Eurocode 相似，但另外增加一種所謂"準永久荷載"。各項載重之分項係數與 Eurocode 不同，顯係經過修正。

(3) 所參考規範之抗力分項係數與各國常用者具有較大之差別，自成另一體系。

5. 日本「建築基礎構造設計指針」

(1). 採用工作應力法，即彈性設計法。

(2). 本指針前身為「建築基礎構造設計規準·同解說」，其為我國建築技術規則制定時所參考之藍本，兩者非常類似，實為我國以往建築基礎設計所使用之模式。

6. 日本「道路道路橋示方書·同解說」

(1) 日本道路協會橋梁設計規範已明確列出二階段設計法之原則，是本研究所參考各規範中惟一允許基礎在強烈地震作用時產生塑性變形之設計方法，是否會發展成世界各國工程設計之新趨勢，則有待觀察。

(2) 基礎容許韌性決定於基礎受力之非線性反應行為，其受基礎型式、

配置、土壤性質及分析方法之不同而有所差異，應有大量之試驗與研究，方能充分掌握基礎韌性之發展過程，使基礎韌性耐震設計方法更加完整。

8-2 設計規範之發展趨勢

從前述針對各國規範之評述，可知世界先進國家之主要設計規範均已採用限度狀態設計方法，其為目前設計規範之發展趨勢。

限度狀態設計法之基本架構為設計分析時應針對結構物之限度狀態作檢核，限度狀態分為極限度狀態與使用限度狀態；其中極限度狀態應考慮：

- (1) 結構物或其一部份失衡；
- (2) 結構物或其一部份產生超量變形而形成破壞機制，或其支承與基礎失去穩定性；
- (3) 疲勞或其他時間相關效應引致之破壞。

而使用限度狀態應考慮：

- (1) 結構物變形與位移，其將影響到外觀與有效使用，或損及裝修與非結構構件者；
- (2) 結構物之振動，其將使人體不適，使結構或其所支承物體損傷或失效；
- (3) 損壞（包含裂縫）狀態可能對結構之外觀、耐久性或功能產生不利影響者；
- (4) 由疲勞或其他時間相關效應引致可查覺之損壞。

限度狀態設計之含意係指“針對所設定之限度狀態從事設計之方法，意欲防止該狀態之發生”，因此限度狀態其實是指某些事情已不符合要求(go wrong)之狀態，其為設計者希望永遠不要發生之狀態。在檢核任一設計限度時，由於目標明確，可充分掌握設計情況，作最適切之

檢核，包括分析模式、載重情況、作用力因子、材料性質參數或性能因子等之設定均可作獨立之考慮，既直接又單純，而不會有為其他目標或限度之因素考量而使該項檢核工作複雜化或模糊化之情形，使各單項檢核工作最直接而具體。設計分析時應逐一針對各限度狀態作檢核，可有系統地完成所有檢核工作，使設計成果完全將符合設計目標。

8-3 我國現行基礎設計規範之檢討

我國現行基礎設計規範採用容許應力法，相當於美國 AASHTO 規範中之工作載重設計法。現行規範對於各基礎單元(例如淺基礎、樁基礎等)之各項分析方法已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準。由前述案例分析比較，針對特定之設計情況，應用我國現行規範之分析方法，分析結果應在合理之範圍內。然而，我國現行基礎設計規範中，其各項規定雖意旨各種狀態之檢核，但對於限度狀態設計之觀念，仍然沒有具體之陳述，因此對設計情況之設定，以及作用力因子與材料性質參數(或性能因子)之選取，均無明確之規定，使得各工程師在應用時須憑工程經驗做合理之判斷，分析結果所隱含之多重不確定性(包括作用力、材料性質與分析模式之不確定性等)，以一總體之安全係數概括之。應用此種分析模式時，經驗豐富之工程師常能做適當之判斷與抉擇，選用適當之模式與參數，做出合理之設計，由於具有彈性運用之空間，是本規範模式之優點；但對於一般之工程師而言，欲掌握完整之設計情況顯然比較困難，尤其對於無慣例可循之設計工作，更顯得難於應付，無法確實掌握設計情況以及各項參數選用之原則，使分析過程與結果充滿不確定性。

為改進此缺點，實宜將限度狀態設計之觀念引入國內設計規範，但國內工程界對於基礎極限設計法尚無經驗，基本資料亦甚缺乏，對於本土性之參數資料更是欠缺，實無法立即改進為採用極限設計法。但限度狀態設計法為目前發展之趨勢，為使國內設計規範能趕上國際水準，應即著手進行研究，為推行基礎極限設計法而努力。依本研究結果顯示，

欲使我國基礎設計模式更加合理化，至少應改進下列幾點：

- (1).加強限度狀態設計之觀念
- (2).擬定基礎設計之載重組合及相關之作用力因子
- (3).歸納本土性之材料性質參數折減因子
- (4).參考本土工程案例擬定各型基礎之性能因子

玖、參考文獻

1. 內政部，「建築技術規則 - 建築構造編」，營建雜誌社，397pp，民國 87 年。
2. 內政部建築研究所，「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範(含解說)」，中華民國大地工程學會主編，民國 86 年 6 月。
3. 日本建築學會，「建築基礎構造設計指針」，西元 1988 年。
4. 日本道路協會，「道路橋示方書· 同解說(I 共通編，VI 下部構造編，V 耐震設計編)」，西元 1996 年 12 月。
5. 「建築結構設計統一標準(GBJ 68-84)」，中國建築工業出版社。
6. 「建築樁基技術規範(JGJ 94-94)」，中國建築工業出版社。
7. AASHTO, "Standard Specifications for Highway Bridges," 16th Edition, 1996.
8. International Conference of Building Officials, "Uniform Building Code," 1997 Edition, 1997.
9. Eurocode 1, "ENV 1991-1: Basis of Design and Actions on Structure," European Committee for Standardization(CEN), Brussels, 1994.
10. Eurocode 7, "ENV 1997-1: Geotechnical Design," European Committee for Standardization(CEN), Brussels, 1994.
11. Eurocode 8, "ENV 1998: Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures," European Committee for Standardization(CEN), Brussels, 1994.

拾、附錄

一、研究計畫期初諮詢審查會議紀錄及處理情形

(一) 審查意見：

- 1.分析基礎構造時應考量颱風、洪水之情形，必要時應採用機率方法以決定高低水位。

若基礎採用極限設計法之時，則土壤之鑽探、分析應更為精確，同時在建築技術規則中有關鑽探之部份，亦須一併修正與加強。

採基礎極限設計時，其分析設計方法應與上部結構有一貫性，在本計畫中除對載重組合之探討外，結構分析模式亦應列入；並應考量本土施工品質影響因素。

建議本計畫在建立基礎設計模式時，請將下列因素一併考量：土壤及基樁之設計參數，改良土壤後之設計參數，連續壁之設計參數，有地錨時之情況，平時及地震時土壓力之假設，容許沉陷及轉角值，斜坡基礎設計模式，岩盤地基之分析假設，基樁塑性鉸之細部規定。

建立基礎設計模式前，建議先參考日本震災後，各種基礎之破壞模式，同時應訂定基礎構造之容許損害度。

基礎容許位移之設定必須極為嚴謹，以免影響上部結構之基本假設。

(二) 處理情形：

- 1.地下水壓力為基礎構造所承受之載重之一，在載重組合時應

做適當之考量，惟水位之高低變化屬局部地區之特性，受環境影響之因素太多，以目前之資料實無法對一般地區作機率法之分析。

2. 極限設計法中之性能因子即為反映所採用土壤參數之不確定性，合理之性能因子自應視鑽探所獲土壤參數之品質而定。
3. 探討基礎極限設計法時，自須同時探討合理之載重組合，以及該採用之結構分析模式。
4. 本研究係對目前世界各國所採用基礎極限設計法之初步探討，尚無法對所列各項設計參數作詳細之探討，宜留在後續研究中逐步探討。
5. 本研究已詳列阪神地震後日本道路橋規範所作之修正，探討其為減低強震時基礎所受損害程度而作之設計考量，此方面之資料可作為國內修訂基礎耐震設計規範時之參考。
6. 本研究所摘錄之歐洲共同規範中，已明白指出限度狀態設計應同時考慮使用限度及極限限度狀態，前者即為位移控制，須檢核符合設計要求之基礎容許位移所引致之結構應力。

二、研究計畫期中簡報會議紀錄及處理情形

(一) 審查意見：

1. 張執行長森源：

- (1) 基礎構造朝極限設計發展是必然的趨勢，但各項參數值之範圍如何確定及使用，應審慎探討，以免誤用而危及基礎安全。
- (2) 基礎構造耐震方面，應參考地質特性較接近之日本目前發展狀況。

2. 蔡建築師瑞河：

- (1) 請增加參考日本建築學會之「建築基礎構造設計規範同解說」。
- (2) 建築基礎若破壞則無法補救，保守的基礎設計是有必要的，因此建議工作應力法與極限設計法並行。

3. 陳總經理宗禮：

- (1) 目前蒐集之資料，方向正確，各案例之蒐集分析應為主要內容。
- (2) 本計畫欲作成「設計規範」，路途尚遙遠，宜先作成「設計指針」供設計者參考，俟設計案例及經驗充足後，規範自可水道渠成。

4. 廖教授洪鈞：

- (1) 基礎構造採極限設計法極具前瞻性，但目前學界多未深入探索，應從學校教育著手。

5. 中華民國建築師公會全國聯合會 林長雄建築師：

(1) 本土之地質特性應一併列入探討，不能直接引用國外資料。

6. 中華民國土木技師公會全國聯合會 黃武雄理事：

(1) 本研究計畫偏重於一般基礎構造，可將斜坡基礎一併列入研究。

(2) 採用極限設計法時，施工技術之配合應列入考量。

7. 台灣省大地技師公會 郭漢興理事長：

(1) 研究內容中可蒐集有監測紀錄之案例做分析探討。

8. 陳董事長斗生(書面審查意見)：

(1) 建議基礎設計由工作應力法進入極限設計法之前，宜有一調適期，並儘量由各災變或實驗中，分析國內一般設計之基礎結構的極限值。

(2) 應經由大學及研究所教導並灌輸正確之極限設計法及施工品管的觀念，進一步對執業技師及工程師作相同之訓練，期以五至十年趕上國際水準，屆時再接受極限設計之要求。

(二) 處理情形：

1. 本研究係基礎極限設計之初步研究，初期目標仍在設計分析模式之探討，尚未針對各項參數值之制定與應用作探討，須待後續研究具有充分資料後方可對規範支改進作進一步之建議。又本研究已參考日本之主要設計規範，包括日本道路橋示方書，該規範為阪神地震後之修正版，已包含最新發展之耐震設計規範。

2. 已依審查意見增列日本建築基礎構造設計規範為本研究之參考規範之一。
3. 同意審查意見之卓見，本研究係初步研究，僅係開端而已。但國內工程界對於基礎極限設計法尚無經驗，基本資料亦甚缺乏，對於本土性之參數資料更是欠缺，實無法立即推行採用極限設計法。
4. 同意應首先從學校研究開始，進而作教育推廣，最後才能應用於工程實務面上。
5. 目前本土基本資料最為缺乏，正是該積極研究之重點課題。
6. 斜坡基礎屬特殊基礎，一般基礎應列為優先研究對象。極限設計法性能因子之制定即應考慮施工因素。
7. 本研究係初期研究，尚無法針對工程實務之監測案例作分析。
8. 先進國家之設計規範均由工作應力法逐步演進至極限設計法，我國若由目前開始研究極限設計法，再經 5 至 10 年之工作應力法與極限設計法併用期是必須的。

三、研究計畫期末聯合研討會與談人意見及處理情形

(一) 與談人意見：

1. 蔡建築師瑞河：

- (1) 期末報告已加入探討日本建築學會之「建築基礎構造設計指針」，使內容更加完整。
- (2) 日本建築學會曾歸納限界狀態設計之困難點如下：①沉陷量不易掌握；②土壤液化引起結構物及維生管線之危害度預測困難；③地盤性質差異性大；④不擾動土樣採取困難，影響試驗結果；⑤摩擦樁支承力不足，將產生過大之沉陷，若以限界狀態設計，後果堪慮；⑥設計條件與使用條件不同，影響限界狀態評估。
- (3) 在現今之工程環境，實施限界狀態設計法困難重重，但對應上部結構採用限界狀態設計法是有必要的，目前除了理念宣導外，尚應研究修改現行法規條文之可行性。

2. 陳董事長斗生：

- (1) 極限設計中，性能基準最重要，且隨地質不同而變，國內應多做試驗，蒐集更多數據，以建立性能因子。
- (2) 為推動極限強度設計理念，可編寫相關教材，藉以教育學生及培訓工程師。
- (3) 研擬初期規範，明訂其適用期，使工程師能漸進熟悉極限強度設計，則規範自可水到渠成。

3. 廖教授洪鈞：

- (1) 引用英文縮寫時（如 LRFD，ASD 等），宜註明全文。
- (2) 受限於材料折減因子及施工品質之不確定性，以及各級學校並無類似之教材可供教學，因此短期在國內採用極限設計法之可能性不高。

(3)若極限設計法是未來之趨勢，建議應將此規範之研訂列為中長程計畫研擬並推廣，以期能建立適用於我國之基礎構造極限設計規範。

4.周理事長功台：

- (1)歐、美、日採用基礎構造限度狀態設計已逐漸形成共識，本研究對日後國內研訂相關設計規範助益甚大。
- (2)性能因子與本土條件、因素等關係密切，宜有系統的加以探討，方可獲得合理之建議值。
- (3)建議可著手草擬「限度狀態設計法之基礎構造設計規範」，並留意歐、美、日等國在此設計方面之發展，適時納入相關考量因素。

(二) 處理情形：

1. 蔡瑞河委員部份：

- (1)期末報告中所增列之「日本建築基礎構造設計指針」，確實具有參考價值，尤其可藉此了解我國設計規範之發展淵源。
- (2)蔡委員相當用心，蒐集日本在研究限界狀態設計法之研究結果，所列六項困難均為各國在推行此法時所遭遇之最大困難，本研究結論中亦指出類似之問題，為目前無法施行基礎限度狀態設計法之主因。在阪神地震後，日本之建築基礎設計已開始注意地盤液化及其穩定性問題，本研究報告亦詳列日本道路橋之二階段設計法，即是重視地盤在大地震時是否穩定之例，我國將來在修訂設計規範時亦應重視這方面的問題。
- (3)蔡委員指出「針對上部構造之限度狀態設計法，基礎構造做對應之設計有其必要性與可行性，應就現有法規作修正來對應」，此建議相當具有建設性，惟本期研究計畫之時間有限，

可留帶後續研究尋求合理之對應設計方法。

2. 陳斗生委員部份：

- (1)本研究結論中已強調應加強蒐集本土性基本資料（包括性能因子）。
- (2)同意應首先從學校研究與教育開始，進而作推廣，最後才能應用於工程實務面上。
- (3)推展基礎限度狀態設計法為長期之工作，當然須有充足之準備時間與試用期間，以循序漸進之方式推動，以期趕上世界潮流。

3. 廖洪鈞委員部份：

- (1)已修正，並加註說明。
- (2)本研究僅係開始研究之問石路，結論中已述明目前尚無法採行限度狀態設計法。
- (3)已於本研究結論中加述應推動中長程研究計畫，以配合發展極限強度設計法所需。

4. 周功台委員部份：

- (1)本研究實因體認世界各國基礎設計規範已朝限度狀態設計法之方向發展，乃著手進行本研究計畫，首先蒐集整理各國相關規範，探討其基本構架與發展方向，並檢討我國現行規範之合理性，作為檢討改進之依據。
- (2)本研究結論中已建議應即刻著手進行本土性基本資料（包括性能因子）之研究。
- (3)推展基礎限度狀態設計法須有充足之準備時間與試用期間，為符合世界潮流，此刻實應開始進行基本資料之蒐集與相關研究之推動，本研究實為開啟相關研究之鑰。