

行政院公共工程委員會專案研究計畫

[研究報告 0970302]

---

## 公共工程性能設計準則之研究

---

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

計畫編號：97-技-3

執行期間：民國 97 年 10 月 29 日至 98 年 6 月 27 日

研究單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

計畫主持人：陳正興

協同主持人：黃俊鴻、鄧崇任

研究人員：柴駿甫、翁元滔、陳皆儒、王淳謹、王國隆、邱俊翔、  
宋裕祺、廖文義、卿建業

行政院公共工程委員會委託研究

(本報告不必然代表行政院公共工程委員會意見)

中華民國九十八年七月

# 公共工程性能設計準則之研究 成果報告

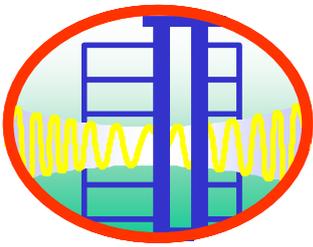
招標機關名稱:行政院公共工程委員會

計畫主持人:陳正興

協同主持人:黃俊鴻、鄧崇任

研究人員:柴駿甫、翁元滔、陳皆儒、王淳謹、王國隆、邱俊翔

宋裕祺、廖文義 卿建業



財團法人國家實驗研究院  
國家地震工程研究中心  
**National Center for Research on  
Earthquake Engineering**

中華民國九十八年七月



# 目 錄

第一章 計畫工作內容與預期成果.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 工作內容與預期成果.....	2
第二章 各國性能設計規範及驗證機制之比較分析.....	3
2.1 各國性能設計規範及驗證機制發展概況.....	3
2.2 各國設計規範及驗證機制之架構.....	6
2.2.1 美國建築物耐震設計規範.....	6
2.2.2 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範.....	16
2.2.3 歐洲 Eurocode.....	27
2.2.4 日本道路協會規範.....	33
2.2.5 日本 Geocode 21.....	41
2.2.6 日本 code PLATFORM.....	46
2.2.7 亞洲混凝土規範架構 (Asian Concrete Model Code).....	50
2.3 各國設計規範及驗證機制性能化之比較.....	53
第三章 國內設計規範概況分析.....	69
3.1 國內設計規範發展概況.....	69
3.2 國內主要設計規範之架構.....	69
3.2.1 建築技術規則.....	69
3.2.2 建築物耐震設計規範.....	73
3.2.3 混凝土工程設計規範與解說.....	77
3.2.4 鋼構造建築物鋼構設計規範.....	78
3.2.5 建築物基礎構造設計規範.....	79
3.2.6 橋梁設計規範與耐震設計規範(含公路與鐵路橋梁).....	84
3.2.7 港灣構造物設計基準.....	90
3.2.8 共同管道技術規範草案.....	91
3.3 國內主要設計規範性能化之檢討.....	92
第四章 公共工程性能設計準則之研擬.....	99
4.1 性能設計準則之基本架構與理念.....	99
4.2 公共工程性能設計準則之位階與目的.....	100

4.3 與國內各相關事業之相關法令連結之規劃.....	101
4.4 公共工程性能設計準則基本架構之規劃.....	103
4.5 本期計畫之執行內容.....	105
第五章 性能設計規範草案摘述.....	107
5.1 PBD0 公共工程總括性能設計規範.....	107
5.2 PBD1 公共工程基本載重定義篇.....	108
5.2.1 基本載重定義篇之章節內容規劃與本期研究之範圍：.....	108
5.2.2 訂定基本載重之考量因素.....	110
5.2.3 載重組合之原則.....	110
5.2.4 有關建築物靜載重與活載重之部份條文訂定原則.....	112
5.3 PBD2-1 一般建築物耐震設計規範.....	112
5.3.1 準耐震性能設計規範之基本要素.....	112
5.3.2 耐震性能目標與性能檢核規定之具體條文化.....	114
5.3.3 PBD2-1 章節內容概述.....	119
5.4 PBD3 大地工程性能設計規範.....	124
第六章 結論與建議.....	129
6.1 結論.....	129
6.2 建議.....	130
參考文獻.....	133
附錄一 期初報告審查意見處理情形表.....	137
附錄二 期中報告審查意見處理情形表.....	141
附錄三 期末報告審查意見處理情形表.....	146
附錄四 第一次座談會審查意見處理情形表.....	155
附錄五 第二次座談會審查意見處理情形表.....	159
分冊一 PBD0 公共工程總括性能設計規範（草案）.....	162
分冊二 PBD1 公共工程基本載重定義篇（草案）.....	163
分冊三 PBD2-1 一般建築物耐震設計規範（草案）.....	164
分冊四 PBD3 大地工程性能設計規範（草案）.....	165

# 表 目 錄

表 2.2.1-1 居住重要性因子 .....	11
表 2.2.1-2 由工址譜加速度係數 $S_{DS}$ 或 $S_{D1}$ 與耐震用途群組決定建物之耐震設計類別 .....	12
表 2.2.1-3 容許樓層變位 $\Delta_a^{a,b}$ .....	13
表 2.2.2-1 橋樑重要性與耐震性能類別 .....	17
表 2.2.2-2 場址係數 .....	17
表 2.2.2-3 地震力折減係數 .....	18
表 2.2.2-4 分析方法之選擇 .....	18
表 2.2.2-5 橋樑耐震設計類別 SDC 之選定 .....	24
表 2.2.2-6 分析方法之選擇 .....	24
表 2.2.3-1 Eurocode 之發展歷程 .....	27
表 2.2.3-2 Eurocode 之章節架構 .....	29
表 2.2.3-3 Eurocode 對結構物設計生命週期之定義 .....	31
表 2.2.4-1 橋樑重要度分類 .....	35
表 2.2.4-2 橋樑耐震性能等級 .....	36
表 2.2.4-3 橋樑耐震性能要求 .....	36
表 2.2.4-4 耐震性能 2 之限界狀態與主要查核項目 .....	37
表 2.2.4-5 耐震性能查核之分析方法 .....	39
表 2.2.5-1 Geocode21 之內容 .....	42
表 2.3-1a 橋樑耐震性能要求 .....	57
表 2.3-1b 橋樑耐震性能要求 .....	57
表 2.3-2 橋樑耐震性能等級 .....	57
表 2.3-3 限度狀態的種類 .....	60
表 2.3-4 基於 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別 .....	62
表 2.3-5 基於 $S_{D1}$ 訂定之耐震設計類別 .....	62
表 2.3-6 橋樑耐震設計類別 SDC 之選定 .....	62
表 2.3-7 耐震性能查核之分析方法 .....	64
表 2.3-8 耐震性能 2 之限界狀態與主要查核項目 .....	65
表 2.3-9 容許層間變位 $\Delta_a^{a,b}$ .....	66
表 3.3-1 建築物基於校正後 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別 .....	95

表 3.3-2 建築物基於校正後 $S_{DI}$ 訂定之耐震設計類別 .....	95
表 3.3-3 台灣現行建築物耐震設計規範中之 $S_s^D$ 與 $F_a$ 範圍 .....	95
表 3.3-4 台灣現行建築物耐震規範中之 $S_1^D$ 與 $F_v$ 範圍 .....	96
表 3.3-5 建築物基於 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別 .....	96
表 3.3-6 橋樑基於 $S_{DI}$ 訂定之耐震設計類別 (SDC) .....	97
表 5.3.2-1 不同地震危害層級下的定性耐震性能目標 .....	122
表 5.3.2-2 EQ-II(10%/50)作用下之容許樓層變位 $\Delta_a^{a,b}$ .....	122
表 5.4-1 土工設計類別 .....	125

# 圖目錄

圖 2.1-1 各國設計規範之階層架構.....	5
圖 2.2.1-1 美國新建築耐震設計規範修訂機制 (雙線機制).....	6
圖 2.2.1-2 美國 FEMA 450 規範之主要章節架構.....	10
圖 2.2.1-3 依耐震用途群組與耐震設計類別之規定進行設計時之耐震性能目標.....	12
圖 2.2.2-1 AASHTO 公路橋梁耐震設計規範之設計流程.....	19
圖 2.2.2-2 設計反應譜.....	23
圖 2.2.3-1 歐盟會員國各自發行之 Eurocode 章節組成.....	28
圖 2.2.3-2 Eurocode 章節之相互關係.....	29
圖 2.2.4-1 日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)之性能設計階層.....	34
圖 2.2.4-2 日本道路橋耐震設計篇耐震性能驗證流程.....	38
圖 2.2.5-1 Geocode21 之階層架構.....	43
圖 2.2.6-1 設計規範體系.....	47
圖 2.2.6-2 性能設計規範架構.....	48
圖 2.3-1 性能要求、驗證及規範之階層概圖(Honjo, 2003).....	53
圖 2.3-2 日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)之性能設計階層.....	54
圖 2.3-3 各國設計規範之階層架構.....	55
圖 2.3-4 性能要求矩陣.....	56
圖 2.3-5 FEMA450 之耐震性能目標(2003).....	58
圖 3.2.2-1 一般工址設計基底剪力之計算流程如圖.....	76
圖 3.2.5-1 基礎構造設計規範架構.....	82
圖 4.1-1 性能要求、驗證及規範之階層概圖(Honjo, 2003).....	99
圖 4.2-1 推動公共工程性能設計準則之概念.....	101
圖 4.4-1 建議之公共工程性能設計準則基本架構.....	105
圖 5.3.1-1 建築物耐震性能設計規範之基本架構.....	123
圖 5.3.2-1 按照耐震設計類別設計時所預設之標稱耐震性能目標.....	123
圖 5.3.2-2 按照不同耐震用途群組進行設計時所預設之標稱耐震性能目標.....	124
圖 5.4-1 求取地工參數設計值之流程圖.....	127



# 第一章 計畫工作內容與預期成果

## 1.1 前言

過去十數年來，性能設計理念已是國際工程界研訂技術規範炙手可熱的議題，發展至今，歐洲與日本皆已參採用其精神與內涵，納為編訂新世紀技術規範之基本架構。亞洲土木工程聯盟(ACECC)現以日本土木工程學會(JSCE)為主導，持續推動亞洲區域規範之整合(Asian Code Harmonization)，並於96年6月台北舉辦之第四屆亞洲土木工程會議(4CECAR)上，通過成立以「亞洲區域規範整合」為主題之技術委員會，確認以性能設計及限度設計等設計準則，為未來制訂設計規範之基礎，並著手發展相關研究。目前在亞洲地區，除了日本已經在相關領域有了具體之成就外，韓國、新加坡、馬來西亞、香港及中國大陸等地區，亦已陸續啟動相關研究機制，同時於歐洲及美洲地區，亦將此項議題，納入共同發展之主要工作項目。此股國際規範研究發展趨勢，更是國內公共工程未來發展不可忽視之重要課題。

國內現有設計規範很多，各事業主管機構以及各學會均訂有各自的規範，諸如內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範，以及其他各事業主管機構的設計或施工規範等等，各規範的設計準則與方法間在相當多的差異；其中建築物構件之耐火時效及隔震消能元件等規定，已將性能設計之理念納入設計規範中，至於其他各規範均尚未採用性能設計得方法，而國內對性能設計準則之相關研究，尚在起步階段。未來性能設計準則之發展，除了符合國情需求外，更需考量如何與國際規範接軌。為了使國內公共工程發展能持續提升國際競爭力，行政院公共工程委員會乃著手推動公共工程性能設計準則及驗證機制之研究，將以性能設計理念為基礎，並以國際發展趨勢為導向，期能提供國內未來相關設計規範之研修方向，朝向採用更多元且可靠之設計原則發展，並藉助有效的驗證機制，確保設計成果符合設計規範之性能需求。

## 1.2 工作內容與預期成果

本計畫執行期限始自九十七年十月二十九日至九十八年六月二十六日止，共八個月，預計之工作內容與預期成果如下：

- 一、 蒐集國內外（至少包含歐洲、美國與日本）性能設計準則訂定及驗證機制等相關文獻與資訊（包含其研訂狀況、運作及管理機制等），並與國內公共工程各目的事業主管機關及所屬研究機構所制訂之設計規範、相關法令及工程實務等資訊，比較分析各性能設計準則及驗證機制之優缺點，本項工作需於 97 年 12 月底前完成。
- 二、 研提適用本國國情之公共工程性能設計準則（含性能設計架構與範圍，例如有關公共安全之訂定方式等）及驗證機制，並規劃推動方式，且依據前述內容，進行研析國內推動公共工程性能設計準則及驗證機制時，對於各目的事業主管機關所頒訂之設計規範、相關法令規定及實際執行等事項之影響與衝擊等可行性研究與因應措施。
- 三、 邀集相關公共工程主管（辦）機關、專家學者、學會、技師公會等相關單位，開會研商前述成果之妥適性至少 2 次，並依據會議結論加以修正相關內容。
- 四、 配合工程會需求，提供技術諮詢及配合參與會議，並製作會議紀錄（含文字電子檔）。

## 第二章 各國性能設計規範及驗證機制之比較分析

### 2.1 各國性能設計規範及驗證機制發展概況

土木工程新規範之發展，過去二十年來已於全球各地不斷在進行，以歐盟國家最先開始進行。歐盟委員會為了消除歐盟各國間營建工業之貿易壁壘並調和相關之技術規則(規範)，1975 年開始嘗試擬定一套能調和營建土木構造設計之技術規則。其初期目標乃在於提供歐盟各國技術規則的一套替代選擇，終極目標則是希望能完全取代各國原有的技術規則，以完成一套歐盟內一致的土木構造設計技術規則。80 年代中，歐洲規範的擬訂計畫開始啟動。1989 由歐洲標準委員會 CEN (European Committee for Standardization) 接手以圖制訂能讓歐洲共同遵守之技術規範。於 1992-1998 年間，CEN 陸續發表 62 套先期標準 ENV (EuroNorm Vornorm 或 European Pre-standard)，然由於不容易統一計算方法，這些 ENV 還需各會員國各自另訂國內應用文件(National Application Document, NAD)，於 NAD 中分別定出所需之設計係數值。1998 起，ENV 試著轉型成正式的歐洲標準 EN (EuroNorm 或 European standard)，於 2002-2006 間，EN 的歐洲構造物設計規範 Structural Eurocode (簡稱 Eurocode) 陸續發表，並計畫在 2010 年起 Eurocode 要正式取代各國習用之技術規則。為強化競爭力，丹麥決定要搶先在 2008 年即提前正式採納 Eurocode。除了歐盟國家，亞洲的新加坡、馬來西亞、與越南等受歐洲影響較深的國家也先後宣布未來設計規範也都會以 Eurocode 為基礎。

在美國方面，AASHTO 制定的公路橋樑標準規範自從 1931 年頒行第一版以來，平均每四年修訂一次。因此到 1996 年已發行到第 16 版，設計觀念及方法也隨時間演進。從 1931 至 1970 年間，此套標準規範採用的設計概念是工作應力設計 (Working Stress Design, WSD)。自 1970 年開始，為了在設計考量上能更實質的反應載重之變異性，引進“載重因素法”(Load Factor Design, LFD)的設計觀念。1970 年開始至現在事實上是 WSD 與 LFD 並存之規範。除此之外，AASHTO 於 80 年代組織了一個研究委員會，對其標準規範之設計及理念進行整體檢討，並參酌國際上相關規範的發展方向後，於 1987 年確定另行發展一套全新的、以載重及阻抗設計法為基礎的新規範(Load and Resistance Factor Design, LRFD)。此規範並已於 1994 年發行第一版。到了 2007 年，此套 LRFD 的規範已經發行了第四版。此

外，加拿大的相關國家規範亦於 80 年代初亦開啟規範設計理念及驗證方式修訂之工作，如加拿大國家建築規範(National Building Code of Canada, NBCC)、加拿大公路橋樑設計規範(Canadian Highway Bridge Design Code, CHBDC)等，這些規範升級工作均是要使相關工程設施之設計之安全性與可靠度能更合理之掌握，以符當代之工程趨勢。

日本大地工程界觀察到了國際上設計規範的新發展，認知極限設計及可靠度設計是設計規範的新趨勢。為能與歐美國家在設計觀念上有更好的契合，咸認為新規範的制定是必需的，因而在 1997 年成立了一個針對國際融合之基礎設計與地工調查之規範的研究委員會，進行日本大地工程新規範之討論及研擬。到了 2002 年，一套以極限設計法為基礎並加入性能設計(performance design)觀念的新規範(JGS Foundation Design Guideline)即 Geocode 21 已於 2004 年由日本地盤工學會正式發行，後續仍持續進行以限度狀態設計為基礎之檢核規範之發展工作。

綜觀目前國際上結構物設計規範之發展，似可看出兩大潮流趨勢：其一為多樣化，賦予設計上更多的自由度，也因應 1995 年 WTO/TBT 協定，對所有工業產品只採用以性能為準之規格要求，而不限制其製程或製造方法；另一則為區域性或國際性之標準化或融合，如 Eurocode 及 ISO，欲將區域或國際上之設計及驗證辦法予以標準化或一致化。雖然上述兩大潮流趨勢看似相互矛盾，然而在建立一個全新的規範時，卻又不得不將兩者同時納入考量，而目前朝向性能規範發展，正可同時滿足這兩大趨勢；在法規上對於結構物之性能要求予以界定，而設計方面則增加自由度，由市場競爭機制提供合理經濟之解決方法，以符合 WTO/TBT 協定之精神，目前國際上朝向性能準則發展之各國及區域規範之發展情形如圖 2.1-1 所示，值得注意的是日本國土與交通省及日本土木學會在注意到這樣的趨勢下亦認同 Geocode21 之發展，並據以發展更全面之性能設計準則，即所謂之 Code PLATFORM (Principles, guidelines and terminology for structural codes drafting founded on the performance based design concept)。此一 Code PLATFORM 亦成為目前亞洲土木工程聯盟(Asian Civil Engineering Coordinating Council, ACECC)所推動亞洲區域規範融合之主要架構依據。

至於在驗證機制方面，此部分規範的主要考量是使設計成果能符合性能設計準則之相關強制要求。以圖一之概念說明性能準則與驗證機制之關連時，基本上

性能設計準則屬性上乃在於規範欲達成的設計強制要求，而驗證機制乃在於進一步規範達於設計目標所可採用之設計檢核程序，其內容至少應包括：(a)設計理念、(b)設計方法、(c)基本驗證考量及(d)可採用之驗證公式及相對之部分係數(或載重阻抗係數)等。

Nordic 5 Level	New Zealand	Australia	UK	Canada	Japan	
Goal	Objectives	Objectives	Goals	Objectives	Objectives	強制 要求
Functional Requirements	Functional Requirements	Functional Requirements	Functional Requirements	Functional Requirements	Performance Requirements	
Operational Requirements	Performance Requirements	Performance Requirements			Performance Criteria	
Verification Methods	Verification Methods		Performance Technical Solutions	Acceptable Solutions	Verification Approach A & B	支援 文件 (方針)
Acceptable Solutions	Acceptable Methods		Alternative Approaches			

圖 2.1-1 各國設計規範之階層架構

## 2.2 各國設計規範及驗證機制之架構

### 2.2.1 美國建築物耐震設計規範

#### 1. 美國建築物耐震設計規範之發展與演進

傳統地震工程有關新建結構之耐震設計或是既有建物之補強設計，其主要理念均在於設計出在強震下不至於倒塌之建築物，以達到保障人命安全之目的，但並未考慮在各種設計地震水準下建築物之性能表現應該為何。然而，地震工程之國際發展趨勢正朝向所謂「性能導向地震工程」之大方向邁進(Hamburger & Moehle, 2000)，期能發展出一套使建築物具有可預期之性能表現的設計方法。

以美國為例，美國以其雄厚之國力以及充沛之研究人力，將建物之耐震性能設計以一種有系統、有計劃之方式加以發展推廣，其研發方式及策略足資我國借鏡。基本而言，美國新建築耐震設計規範修訂機制係採雙線機制，一方面進行研究提出規範建議版本，另一方面則同步進行前一建議版本之評估與修訂頒佈為正式規範，幾乎每三年更新一個版本，但均有其脈絡可循且兼具規範之延續性。近年來之更新狀況如圖 2.2.1-1 所示。

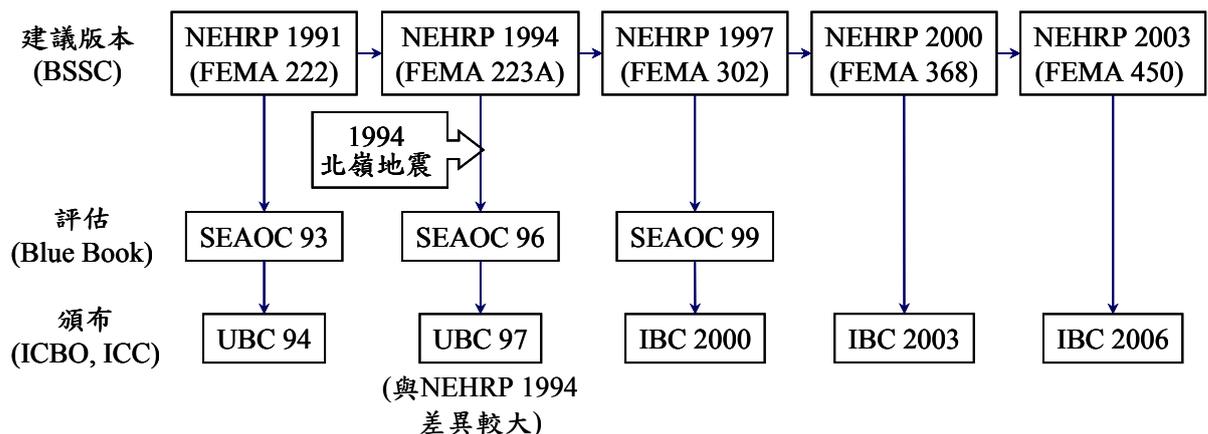


圖 2.2.1-1 美國新建築耐震設計規範修訂機制 (雙線機制)

美國有關建物耐震性能設計之研究發展與相關規範之修訂機制比較綜合多元，目前有三個主要來源：SAC 聯盟、聯邦緊急管理機構(FEMA)以及加州結構工程師協會(SEAOC)，彼此互呈競合關係。

#### (1). SAC 聯盟

所謂 SAC 聯盟係由三個非營利機構所組成之研究團隊，其中 S 代表加州結構工程師協會(Structural Engineers Association of California, SEAOC)，A 代表應用技術委員會(Applied Technology Council, ATC)，而 C 則代表加州大學有關地震工程研究領域之學者專家(California Universities for Research in Earthquake Engineering, CUREE)。SAC 聯盟基於其分工模式，聯合承攬州政府或聯邦委託事務，並共同維護一批裝設有強震儀的建物(SDMG, SMIP 計畫)，此些建物係於不同年代遵循不同規範所設計與建造，並具有各種不同結構系統；同時，藉由這些強震儀所測錄之建物地震反應資料相當完整，可往回追溯至 1971 年代。此些資料之寶貴，在於可讓工程師們真正瞭解不同結構系統之實際建物が在真實地震作用下的性能表現，探討各種效應之影響，並藉此改進與校正工程師在進行結構性能評估時所採行之分析程序、數學模型與參數。而此正為美國在性能導向地震工程研究方面優於其他國家之處，因為諸如土壤結構互制、模型尺寸效應以及非結構牆之影響等效應是很難在實驗室中藉由試驗進行探究；相對而言，日本就相當依賴試驗來驗證其性能評估程序之恰當與否。有關利用此些 SAC 強震儀建物來檢討性能評估程序之文獻相當多，例如 Kunnath et al (2004), Browning et al (2000)以及 Gupta & Kannath (2000)等皆是。除此之外，SAC 聯盟委託三家顧問公司針對洛杉磯、西雅圖與波士頓等三個城市，依據當地之規範要求分別設計了 3 層、9 層與 20 層的建物模型；並分別針對此三處工址訂定出代表 50 年 2%與 10%超越機率之 20 筆地表運動歷時(Somerville et al, 1997)。藉由此些 SAC 建物與 SAC 強地動歷時，可進行結構性能評估方法是否恰當之檢討評鑑之用(如 Goel & Chopra, 2004)。

#### (2). 聯邦緊急管理機構(FEMA)

美國另一個有關建物耐震性能設計之研究機制則由聯邦緊急管理機構(Federal Emergency Management Agency, FEMA)負責掌控，出資委請相關研究機

構進行研究計畫及共識審查，並將採認之研究成果賦予一聯邦編號。因 FEMA 同時為美國國家地震災害防制計畫(National Earthquake Hazard Reduction Program, NEHRP)簽署之四個執行機構之一，故亦與國家建物科學研究所(National Institute of Building Sciences, NIBS)簽訂合作計畫，出資委請 NIBS 下屬之建物耐震安全委員會(Building Seismic Safety Council, BSSC)負責掌控並持續進行各項與規範發展相關之研究與審查，並將認可之研究成果彙編為 NEHRP 規範或指針條款。例如 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures 之 1997 年版(FEMA 302)、2000 年版(FEMA 368)以及 2003 年版(FEMA 450)，即為於此架構下由 BSSC 完成有關新建物之設計條款系列；而與建物性能補強最為相關之準則手冊則為 1997 年公佈之 FEMA 273: NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings (BSSC, 1997)。FEMA 273 係由 BSSC 接受 FEMA 委託，負責管理並掌控其下 60 多個組織會員進行有關建物性能補強之研究與審查，其中 ATC 負責發展實質之技術內涵(ATC-33 計畫)，而美國土木工程師學會(American Society of Civil Engineers, ASCE)則負責確認及總結最後研究成果並將之彙編為指針條文，且於舉辦多場研究成果研討會後交付 BSSC，制訂完成 FEMA 273。

此外，ASCE 接受 FEMA 之委託，於 2000 年公佈 FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings (ASCE, 2000)，FEMA 356 係將 FEMA 273 改寫為較具強制性的字眼，並發展為准標準(standard)以作為進一步成為國家認證標準的基礎。在 FEMA 356 公佈之後，FEMA 又委請 ATC 進行所謂 ATC-55 計畫，針對 FEMA 356 與 ATC-40 (1996)中有關非線性靜力分析程序(側推分析)之缺失研擬改進對策，並於 2004 年公佈了 FEMA 440: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (ATC, 2004)。然而，FEMA 440 僅為研究成果之敘述，尚未落實為規範條文式之規定。

另一方面，FEMA 也已於 2001 年起，委請 ATC 成立一為期 12 年之長期研究計畫(ATC-58 計畫)，著手規劃新一代能夠同時適用於新建物之設計與既有建物之補強的性能導向耐震設計指針，並構思該整體計畫之最終產物為性能導向耐震設計之設計標準，且能與 FEMA 273 與 FEMA 356 等現有之性能導向設計相關文件整合。ATC-58 計畫規劃為許多階段，第一階段為發展計畫管理平台，並召開研討會廣納

各界的意見並彙整為若干關鍵性的研究需求與目標。目前該計畫進展至第二階段，正在檢討有關性能目標之定義與分界標準，除了比較目前各種版本對性能目標定義之差異外，更提出一套新的界定標準，並將之與建物整體性能以及實際人員傷亡和經濟災損相結合，其詳細說明可參閱 2003 年公佈之研究成果報告 ATC-58-2: Preliminary Evaluation of Methods for Defining Performance (ATC, 2003)。該計畫第三階段之主要工作內容為發展性能驗證法則，而第四階段則為設計方法與工具之發展，有關 ATC-58 計畫之背景與架構可參閱 Hamburger(2003)以及 Bachman 等人(2004)之著作。

### (3). 美國加州結構工程師協會(SEAOC)

美國加州結構工程師協會(SEAOC)除了與其他研究團隊合作，參與前述各項計畫外，在協會下亦成立一個性能導向地震工程之子委員會，其企圖可謂相當宏偉。SEAOC 率先於 1995 年即發表了所謂 Vision 2000 (SEAOC, 1995)，並接著在國際規範委員會(International Code Council, ICC)即將發表 IBC 2000 (ICC, 2000)之前，由該性能導向地震工程之子委員會將更先進之性能設計暫行指針，以附錄之形式發表在 SEAOC-99 藍皮書內(即附錄 I 中之 Part A 及 Part B)，從此附錄中可看出其性能設計之概要。

## 2. 美國 FEMA 450 規範之基本架構

針對新建築之耐震設計而言，美國現行的規範版本，包括 ASCE/SEI 7-05 (ASCE, 2005)或是 IBC 2006 (ICC, 2006)，均係以 FEMA 450 (BSSC, 2003)為藍本。FEMA 450 規範遵從傳統之力法設計原則，其整體架構如圖 2.2.1-2 所示，章節之主體為建築結構之設計程序與分析程序(第一章至第五章)，且其特色係將地表運動需求獨立為專章(第三章)進行規定，適用於所有建築構造結構以及包含隔震與消能阻尼之新型結構系統。其餘的建築機械電機設備(第六章)、非建築結構(第十四章)、隔震結構(第十三章)、阻尼消能結構(第十五章)都是屬於自我完整的設計章節；此外，基礎設計規定(第七章)與各種構造設計之章節規定(第八至十二章)，則為與耐震設計相關之補充規定。

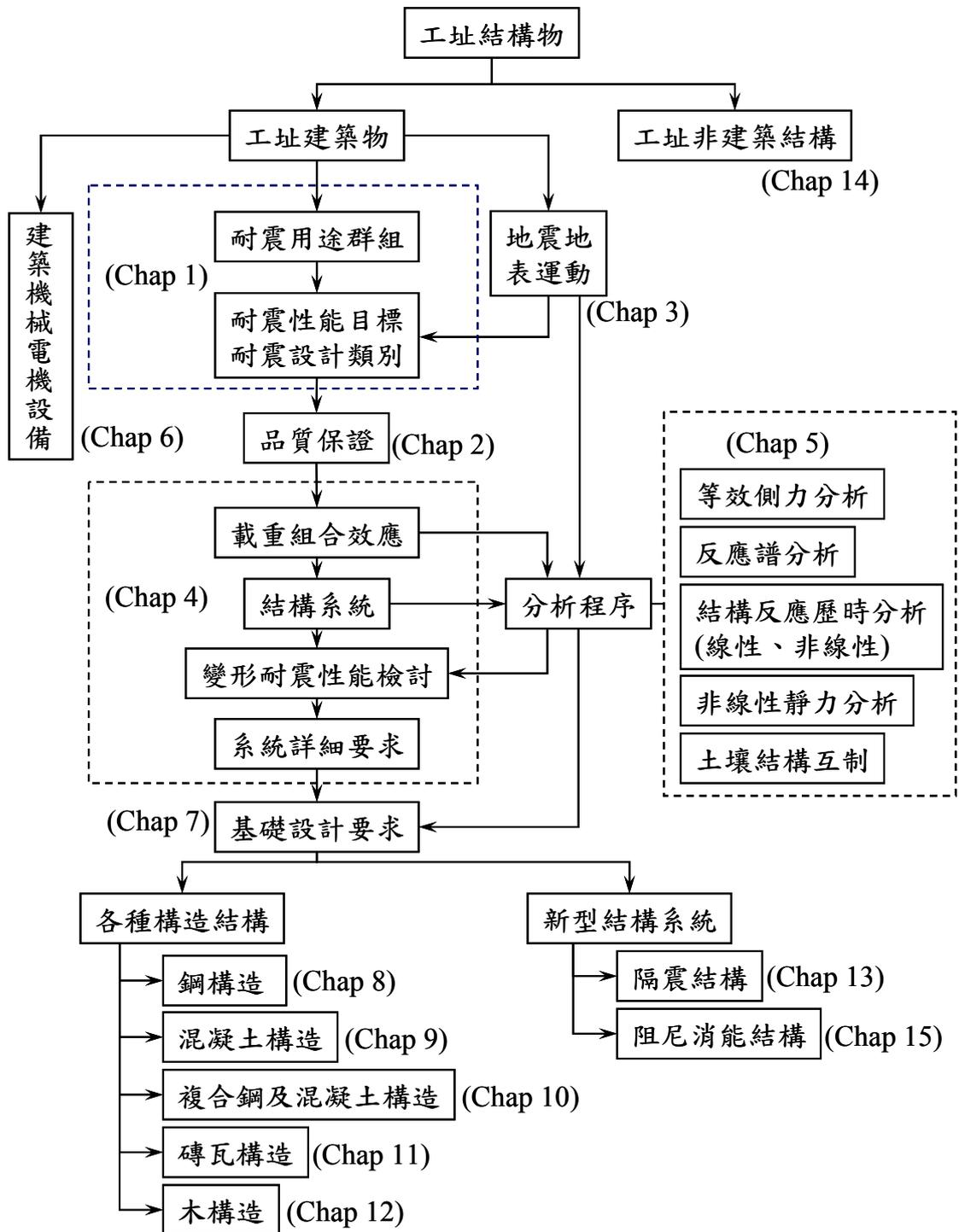


圖 2.2.1-2 美國 FEMA 450 規範之主要章節架構

本節以下將針對 FEMA 450 規範中與性能檢核相關之規定作一簡短之介紹：

(1). 耐震用途群組、耐震設計類別及耐震性能目標

FEMA 450 規範之第一章中有針對耐震用途群組、耐震設計類別及耐震性能目標進行相關規定。依照建築物之重要性，將其區分為第 I 耐震用途群組(一般建築物)、第 II 耐震用途群組與第 III 耐震用途群組(重要性結構)，並依照表 2.2.1-1 指定一個居住重要性因子  $I$  (類似台灣現行耐震設計規範中之用途係數)。針對所有結構，不論其基本振動週期為何，應藉由耐震用途群組以及短週期與一秒周期之設計譜加速度係數  $S_{DS}$  或  $S_M$ ，依照表 2.2.1-2 之規定，定義該結構之耐震設計類別，並藉以決定該結構之設計限制規定，這些限制規定包括：

- (a). 限制結構構架系統之選擇與高度限制範圍；
- (b). 限制結構分析中結構模型之模擬方式、分析程序之選擇以及雙向載重之作用方式；
- (c). 依設計類別而增加設計及細部要求之額外要求規定 (例如垂直地震力、橫隔版等)。

簡而言之，針對那些耐震用途群組等級愈高，以及工址地震危害度愈大者(相當於耐震設計類別級別愈高者)，其設計限制規定就愈嚴格。如此將可使得不同地區、不同構造、不同結構系統但屬相同地震群組的結構物，其地震性能危害度風險約略為相同。此外，FEMA 450 規範亦在其解說中，定性描述若按照不同耐震用途群組以及耐震設計類別之規定進行設計時所預設之耐震性能目標(參見圖 2.2.1-3)，但僅在其中具有符號◎之設計地震層級，需要依條文規定實際驗證其設計建物之「變形」性能。

表2.2.1-1居住重要性因子

耐震用途群組	居住重要性因子 $I$
I	1.0
II	1.25
III	1.5

表2.2.1-2 由工址譜加速度係數 $S_{DS}$ 或 $S_{D1}$ 與耐震用途群組決定建物之耐震設計類別  
(取其較嚴格者訂定之)

$S_{DS}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	D

$S_{D1}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{D1} < 0.067$	A	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	C	D
$0.20 \leq S_{D1} < 0.75$	D	D	D
$0.75 \leq S_{D1}$	E	E	F

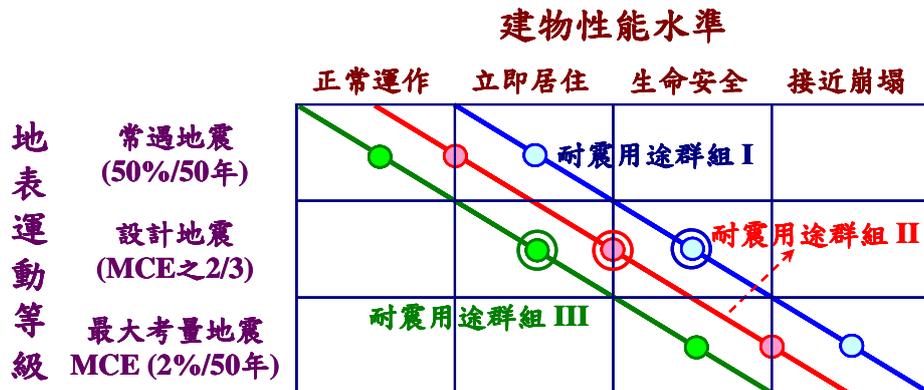


圖 2.2.1-3 依耐震用途群組與耐震設計類別之規定進行設計時之耐震性能目標  
(目前置於解說之中，其中具符號◎者表示需實際驗證其設計建物之「變形」性能)

(2). 地震載重組合效應與變形耐震性能檢核

FEMA 450 規範之第四章中有針對地震載重組合效應與變形耐震性能檢核之相關規定。

有關垂直載重部分，美國 FEMA 450 規範已將其與水平地震效應結合，同時考慮水平向與垂直向組合之地震載重效應，並將垂直向之地震載重效應直接定義為靜載重乘以水平向設計地震地表加速度的一半。

針對建築物之變形耐震性能檢核部份，美國 FEMA 450 規範規定在設計地震作用下，任一樓層的設計層間相對側向位移不得超過表 2.2.1-3 所訂定之容許層間變位  $\Delta_d$ ，並在考慮 P- $\Delta$  效應之狀態下計算檢核結構任一樓層之穩定性係數。任一樓層之設計層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部質量中心的變位差來計算，而變位分析方法則包括藉由結構系統位移放大係數計算樓層變位之等效側力分析程序(線性靜力分析程序)與反應譜分析程序(線性動力分析程序)，以及結合側推分析與係數法求得控制點目標位移之非線性靜力分析程序(目前條列於附錄之中)。

表2.2.1-3 容許樓層變位 $\Delta_d$ <sup>a,b</sup>

結構	地震用途群組		
	I	II	III
非使用磚造抗側力系統結構，四層以下具內部隔間牆、樓版及外牆設計為控制層間變位之結構	$0.025h_{sx}$ <sup>c</sup>	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
懸臂式磚造剪力牆結構 <sup>d</sup>	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他磚造剪力牆結構	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
韌性磚造抗彎構架	$0.013 h_{sx}$	$0.013 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他結構	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
a. $h_{sx}$ = 第 $x$ 及 $x-1$ 樓層之間的樓高 b. 對耐震設計類別為 D 者，容許層間變位需滿足 3.5 節之要求 c. 對於一層且具內部隔間牆、樓版及外牆系統設計為控制層間變位之結構，無層間變位之限制 d. 結構系統主要為以基底(或基礎)之懸臂式磚造剪力牆為垂直元件，且牆體間(耦合梁)之彎矩傳遞可忽略不計。			

### (3). 土壤結構互制效應與基礎設計要求

當結構分析模型係基於固定基底條件(不含基礎彈簧)而未直接考慮基礎之柔度時，可依照美國 FEMA 450 規範之條文規定，在考慮土壤結構互制之條件下，修正結構之設計地震力與相對應之變形。

採用此規定時，將減少基底剪力、側向力與傾倒力矩之設計值；但相對地將增加側向位移以及因 P- $\Delta$  效應引致之桿件內力。同時，考量土壤結構互制而修正之層剪力、傾倒力矩、以及繞垂直軸旋轉之扭轉效應，均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之基底剪力進行分析。考量土壤結構互制時，應修正固定基底條件下之側向變形量；考量土壤結構互制而修正之層間變位與 P- $\Delta$  效應，均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之層剪力以及側向變形量進行分析。

### (4). 基礎設計要求

有關基礎設計部分，FEMA 450 規範針對需進行耐震設計之基礎構造物條列其設計要求，並規定除此設計要求外，設計尚需符合基地調查、開挖或填土、邊坡穩定、排水、沉陷控制、土壤承载力及側向土壓等非耐震相關之基本規定。基礎之一般設計主要係針對基礎之設計承載容量進行規定，包括基礎元件及與上部結構連結元件之強度與細節、基礎土壤之承载力或其與樁界面容量、以及基礎之力與變形特性。同時，FEMA 450 規範亦針對基礎繫桿、樁主筋與箍筋、地梁以及液化潛能與土壤強度喪失等項目，提出耐震設計時應考量之特別要求。

有關現地調查報告部分，FEMA 450 規範要求耐震設計類別 C 之建物，需包括因地震造成之邊坡穩定、液化、差異沉陷及因斷層或地盤側向流動引起之地表位移等危害，調查報告需包括適當基礎型式及其他量測建議以預防上述之危害。針對耐震設計類別 D、E、F 之建物，除上述各項要求外，還需包括地震引起之地下室或擋土牆的側向土壓力。

### 3. 美國 FEMA 450 規範之優缺點

綜觀美國 FEMA 450 規範，其優點在於：

- (1) 將地表運動需求獨立為專章進行規定，適用於所有建築構造結構以及包含隔震與消能阻尼之新型結構系統。
- (2) 藉由建物之耐震用途群組以及工址設計譜加速度係數，定義該建物之耐震設計類別，並藉以決定該建物之設計限制規定。
- (3) 同時考慮水平向與垂直向組合之地震載重效應，並將垂直向之地震載重效應直接定義為靜載重乘以水平向設計地震地表加速度的一半。
- (4) 針對所有結構系統，定義其位移放大係數以供樓層變位計算之用。
- (5) 定義建物容許層間變位，並要求在考慮 P- $\Delta$  效應之狀態下計算結構任一樓層之穩定性係數，以檢核建築物之變形耐震性能。
- (6) 考慮土壤結構互制，修正結構之設計地震力與相對應之變形。

然而，就性能設計的觀點而言，美國 FEMA 450 規範有待改進之缺點包括：

- (1) FEMA 450 規範雖在其解說中，定性描述若按照不同耐震用途群組以及耐震設計類別之規定進行設計時所預設之耐震性能目標，但僅在設計地震層級，需要依條文規定實際驗證其設計建物之「變形」性能。
- (2) 建物容許層間變位係依照耐震用途群組而定義，與定性描述之性能水準尚無一對一之具體關連性。

## 2.2.2 美國 AASHTO 橋梁耐震設計規範

### 2.2.2.1 AASHTO 公路橋梁標準規範(Standard Specifications for Highway Bridges)

#### 1. 規範之演進

AASHTO 制定的公路橋梁標準規範自從 1931 年頒行第一版以來，之後約每四年左右加以改版修訂。因此到 2002 年已發行到第 17 版，設計觀念及方法也隨時間演進。從 1931 至 1970 年間，此套標準規範採用的設計概念是容許應力設計 (Allowable Stress Design, ASD)。自 1970 年開始，為了在設計考量上能更實質的反應載重之變異性，引進“載重因子法” (Load Factor Design, LFD) 的設計觀念。1970 年開始至現在事實上是 ASD 與 LFD 並存之規範。在 2007 年後美國聯邦公路總署通過往後新建橋梁須以“極限設計法” (Load and Resistance Factor Design, LRFD) 設計之，故往後僅針對第 17 版中有印刷錯誤之處進行修正，且僅供在 2007 年以前所設計的既有橋梁之維修與補強參考用。

#### 2. AASHTO 耐震設計規範之簡介

##### (1) 適用範圍：

- (a). 新建橋梁之耐震設計。
- (b). 跨度 150 公尺以下之鋼橋或混凝土橋。
- (c). 不適用於吊橋、斜張橋與拱橋之耐震設計。

##### (2) 基本理念與方針：

- (a). 小地震或中度地震下結構保持彈性無明顯損傷。
- (b). 採用實際合理之設計地表運動強度與地震力於設計程序中。
- (c). 大地震下橋梁不得有倒塌或部份倒塌情況，損壞位置儘可能設計於易於檢視與修復之處。

##### (3) 耐震設計原則：

- (a). 橋梁之設計應使對生命安全之危害降至最小。
- (b). 減少重要橋梁之維修機率。
- (c). 設計採用之地表運動於橋梁正常使用壽命內應有較低之超越機率。

- (d).設計規範適用於全國。
- (e).不限制使用創新之設計。

(4) 橋梁重要性與耐震性能類別：

AASHTO 公路橋梁標準規範(17 版)之橋梁耐震設計依加速度係數(A)與橋梁重要性(IC)分為四個耐震性能類別(Seismic Performance Category, SPC), 定義為 SPC A, B, C 與 D, 規定各類別之分析與設計要求(如表 2.2.2-1)。重要橋梁之  $IC = I$ , 其他橋梁之  $IC = II$ 。重要橋梁須於地震發生時與發生後維持其應有之功能, 若場址之加速度係數 A 大於 0.29 時, 重要橋梁須符合額外之需求。

表2.2.2-1 橋梁重要性與耐震性能類別

Seismic Performance Category (SPC)		
Acceleration Coefficient	Importance Classification (IC)	
A	I	II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$A > 0.29$	D	C

(5) 設計地震力：

- (a). 地震力之彈性反應係數

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \quad (2.2.2-1)$$

其中 A 為對應於 50 年 10%超越機率(或 75 年 15%超越機率, 475 年回歸期之地震)之地表加速度係數; S 為場址係數, 決定地盤放大效應(如表 2.2.2-2); T 為結構物振動週期。

表2.2.2-2 場址係數

Site Coefficient (S)	Soil Profile Type			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

(b). 構件之地震力依下式計算

$$EQ = \frac{C_s}{R} W \quad (2.2.2-2)$$

其中 R 為地震力折減係數，反映非彈性地震力與彈性地震力之關係(下部結構 R 值位於 2 到 5 間，連結材的 R 值則為 0.8 到 1.0 間，設計觀念為下部結構較連結材先損壞)；W 為結構物重量。

表2.2.2-3 地震力折減係數

Substructure <sup>1</sup>	R	Connections <sup>3</sup>	R
Wall-type pier <sup>2</sup>	2	Superstructure to abutment	0.8
Reinforced concrete pile bents		Expansion joints within a span of the Superstructure	0.8
a. Vertical piles only	3		
b. One or more batter pile	2		
Single columns	3	Columns, piers or pile bents to cap beam or Superstructure <sup>4</sup>	1.0
Steel or composite steel and concrete pile only		Columns or piers to foundations <sup>4</sup>	1.0
a. Vertical piles only	5		
b. One or more batter pile	3		
Multiple column bent	5		

(c). 分析方法之選擇

分析方法之選擇可依表 2.2.2-4 之規定而擇定之。

表2.2.2-4分析方法之選擇

耐震性能類別 (SPC)	具 2 至 6 跨之規則性橋梁	具 2 跨以上之非規則性橋梁
A	不需要	不需要
B, C 或 D	均佈載重分析或單振態反應譜分析	多振態反應譜分析

若有以下情形可進行線性歷時分析：

- (i) 非規則性橋梁；
- (ii) 業主需求。

(6) 主要架構與設計流程

AASHTO 公路橋梁耐震設計規範之主要架構與設計流程如圖 2.2.2-1 所示。

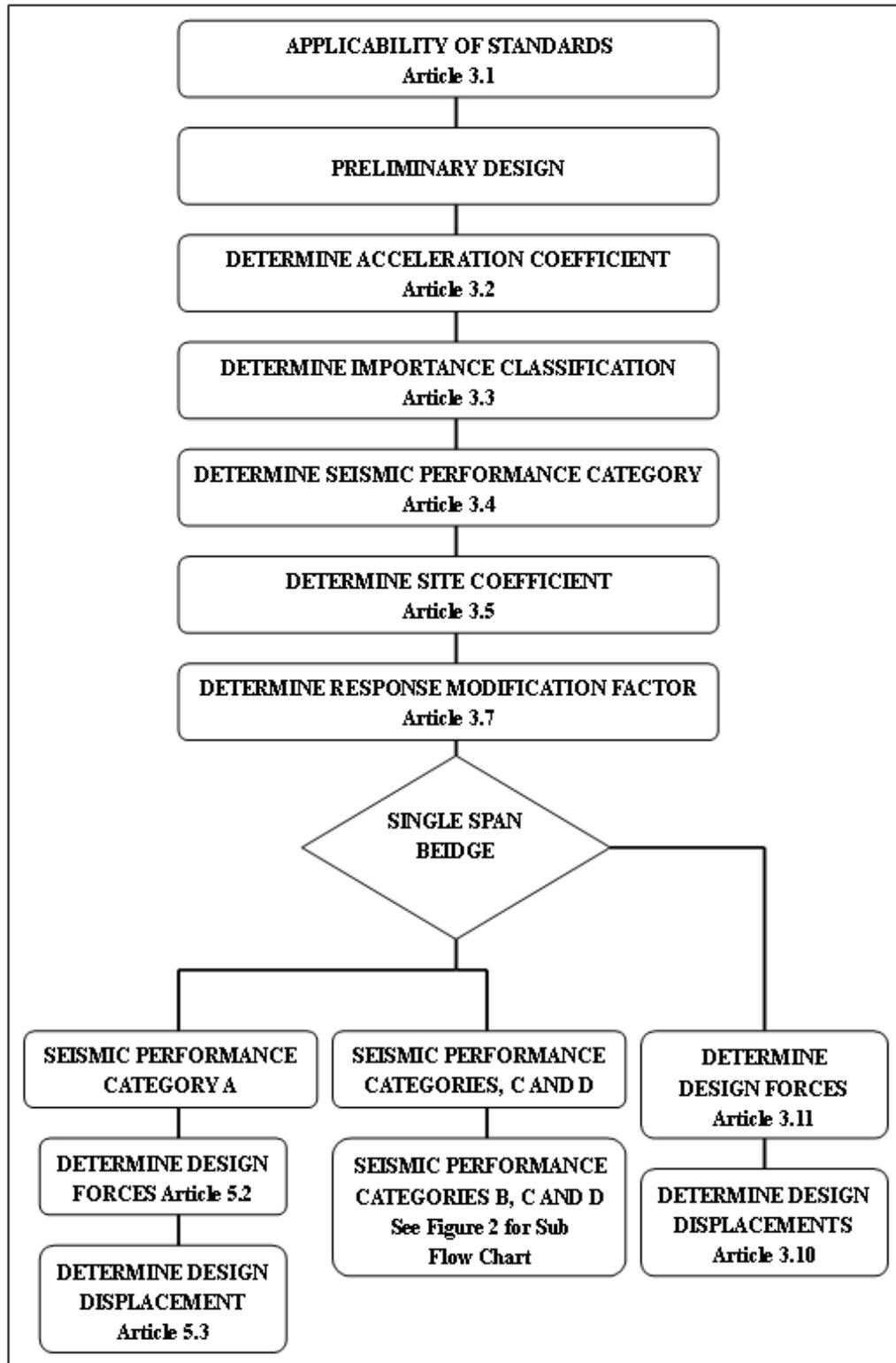


圖 2.2.2-1 AASHTO 公路橋梁耐震設計規範之設計流程

### 3. AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges 規範之評述

- (1) 本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。
- (2) 本規範主要耐震目標係以對付 475 年回歸期之地震(50 年 10%超越機率)為主，所有細部規定均以新設橋梁在此種地震作用下引致崩塌之機率須相當低為其圭臬，故可謂係以單一性能目標為其耐震設計準則，然而對於其所揭櫫的其他基本方針如小地震或中度地震下結構保持彈性無明顯損傷等性能目標之核驗，則缺乏詳細的說明。
- (3) 本規範仍以傳統之力折減係數方式求算非彈性地震需求(Nonlinear Seismic Demand)，已無法合乎目前世界地震工程發展之需要。
- (4) 本規範依加速度係數(A)與橋梁重要性(IC)分為四個耐震性能類別(Seismic Performance Category, SPC)，定義為 SPC A, SPC B, SPC C 與 SPC D，並規定各類別之分析與設計要求，較之目前國內橋梁耐震設計規範僅依橋梁重要性區分設計地震力之差異，顯然較為合理，值得參考。
- (5) 分析方法係以等值靜力分析或線性動力分析為主，對於大地震作用下之橋柱產生塑性鉸後橋梁結構之非線性行為實無法有效掌握。
- (6) 規範中並未規定近斷層效應，對於鄰近斷層之橋梁恐造成不保守的設計成果。
- (7) 防止落橋長度之規定並未考量相鄰橋梁振動單元之振動差異特性予以適度增大，恐造成不保守的設計成果。

## 2.2.2.2 AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

### 1. AASHTO LRFD 規範之演進

AASHTO 於 1980 年代組織了一個研究委員會，對其標準規範之設計及理念進行整體檢討，並參酌國際上相關規範的發展方向後，於 1987 年確定另行發展一套全新的、以極限設計法為基礎的新規範(Load and Resistance Factor Design, LRFD)。此規範並已於 1994 年發行第一版。到了 2007 年，此套 LRFD 的規範已經發行了第四版。

### 2. AASHTO LRFD 耐震設計規範簡介

#### (1) 適用範圍：

- (a). 新建橋梁之耐震設計。
- (b). 跨度 150 公尺以下之鋼橋或混凝土橋。
- (c). 不適用於吊橋、斜張橋與拱橋之耐震設計。

#### (2) 基本理念與方針：

- (a). 在 75 年 7% 超越機率(1000 年回歸期)之地震作用下，結構須維持在生命安全(Life Safety)之性能目標。
- (b). 其他更高等級之性能目標如可操作性能目標(Operational)之要求則由業主訂定之。
- (c). 生命安全之性能目標係指發生崩塌之機率很低，但具有產生明顯或嚴重損壞之可能性，此時可能需要進行橋柱之局部或完全更換。

#### (3) 耐震設計原則：

##### (a). 耐震設計須依照下列三種整體耐震設計策略：

Type 1：具韌性行為之下部結構與彈性行為之上部結構。此形式即為傳統的橋梁耐震設計原則。

Type 2：具彈性行為之下部結構與韌性行為之上部結構。此形式僅適用於鋼製之上部結構，韌性係由橋墩間之橫向構材所提供。

Type 3：具彈性行為之上、下部結構，但二者之間以隔震裝置或阻尼器來進行地震消能。

- (b). 構材之非線性行為須為韌性行為且發生於易於檢視與修復之處。
- (c). 構材之非線性行為之發生不得危及結構物支撐重力載重之能力。

(4) 橋梁重要性與耐震性能類別：

AASHTO LRFD 規範(2007)將橋梁之耐震設計分為四個耐震設計類別 (Seismic Design Category, SDC)，其定義為：

SDC A：適用於簡支單跨橋

- (i) 無須進行位移容量(Displacement Capacity)檢核。
- (ii) 無須進行容量設計(Capacity Design)。
- (iii) 僅須符合防止落橋長度之最小需求。

SDC B：

- (iv) 須進行隱式的位移容量(Implicit Displacement Capacity)檢核，即使用正解公式(Closed Form Solution Formula)計算之。
- (v) 無須進行容量設計(Capacity Design)。
- (vi) 僅須符合 SDC-B 等級之設計需求。

SDC C：

- (vii) 須進行隱式的位移容量(Implicit Displacement Capacity)檢核，即使用正解公式(Closed Form Solution Formula)計算之。
- (viii) 須進行容量設計(Capacity Design)。
- (ix) 僅需符合 SDC-C 等級之設計需求。

SDC D：

- (x) 須進行側推分析(Pushover Analysis)。
- (xi) 須進行容量設計(Capacity Design)。
- (xii) 僅需符合 SDC-D 等級之設計需求。

(5) 設計地震力：

(a). 地震力之加速度反應譜

設計加速度反應譜如圖 2.2.2-2 所示。

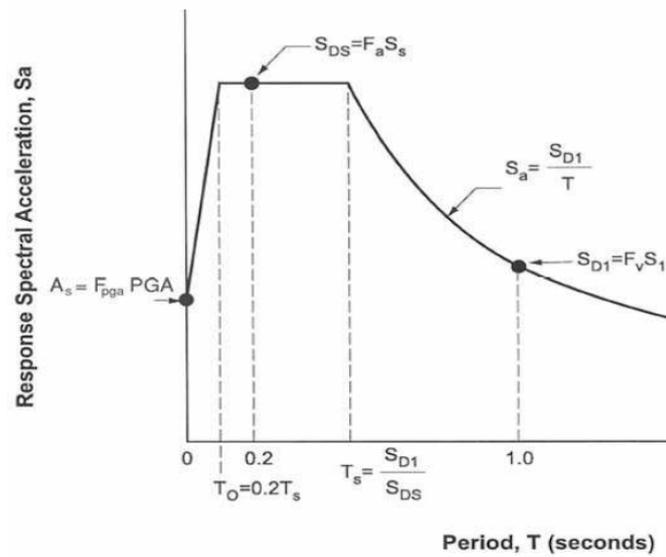


圖 2.2.2-2 設計反應譜

其中最大地表加速度  $A_s$ 、短週期譜加速度  $S_{DS}$  與一秒週期  $S_{D1}$  如下：

$$A_s = F_{pga} \times PGA \quad (2.2.2-3)$$

$$S_{DS} = F_a \times S_s \quad (2.2.2-4)$$

$$S_{D1} = F_v \times S_1 \quad (2.2.2-5)$$

其中  $F_{pga}$  場址係數，PGA 為地盤等級 B 之最大地表加速度， $F_a$  與  $F_v$  分別為 0.2 秒週期與 1 秒週期之場址係數； $S_s$  與  $S_1$  分別為地盤等級 B 之 0.2 秒週期與 1 秒週期之譜加速度係數。

(b). Type 2 橋梁構件之地震力依下式計算

$$EQ = \frac{S_a}{R} M \quad (2.2.2-6)$$

其中 R 為地震力折減係數，反映非彈性地震力與彈性地震力之關係，對於 SPC B，SPC C 或 SPC D 非採韌性端構架之橋梁而言， $R=3.0$ ；對於 SPC D 採用韌性端構架之橋梁而言，R 可取為 4.0。M 為結構物質量。

(c). 橋梁耐震設計類別(SDC)之選定

橋梁耐震之設計類別(SDC)依表 2.2.2-5 之規定而定之。

表2.2.2-5橋梁耐震設計類別SDC之選定

Value of $S_{DI} = F_v S_I$	SDC
$S_{DI} < 0.15$	A
$0.15 \leq S_{DI} < 0.30$	B
$0.30 \leq S_{DI} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{DI}$	D

(d). 載重因子與強度折減係數

所有永久載重之載重因子均取為 1；除非有特別考量，否則強度折減係數  $\phi$  取為 1。

(e). 分析方法之選擇

分析方法之選擇可依表 2.2.2-6 之規定而擇定之。

表2.2.2-6分析方法之選擇

設計類別(SDC)	具 2 至 6 跨之規則性橋梁	具 2 跨以上之非規則性橋梁
A	不需要	不需要
B, C 或 D	等值靜力分析或 彈性動力分析	彈性動力分析

若有以下情形則須進行非線性歷時分析

- (i)  $P-\Delta$  明顯且無法予以忽略。
- (ii) 基礎隔震系統所提供的阻尼頗大時。
- (iii) 業主需求。

(6) 主要設計工作

a. 工作二(Task 2)

- (i) 採用 75 年 15% 超越機率(1000 年回歸期)地震之設計反應譜進行設計。
- (ii) 確保防止落橋長度具有充分的餘裕度(1.5 的安全係數)。

b. 工作三(Task 3)

依據橋梁之四個耐震設計類別即 SDC A, SDC B, SDC C 與 SDC D 分別進行設計。

c. 工作四(Task 4)

針對 SDC C 與 SDC D 之設計建議

- (i) 採用 AISC LRFD 設計規範對單肢構材或焊接構材進行設計。
- (ii) 採用三種整體耐震設計策略(即 Type 1, Type 2 與 Type 3)進行設計。
- (iii) 採用力折減係數  $R=3$  進行端部橫向構架(End Cross Frame)之設計。
- (iv) 若欲採用力折減係數  $R>3$  時, 則須依據 NCHRP 12-49 就韌性端構架(End Diaphragm)進行設計。

d. 工作五(Task 5)

針對土壤液化之設計需求

- (i) 土壤液化設計需求適用於 SDC D。
- (ii) 土壤液化設計需求與 75 年 15%超越機率(1000 年回歸期)地震之正規化標準貫入試驗值  $(N_1)_{60}$  相關。
- (iii) 若土壤液化發生, 橋梁仍須針對液化發生與無液化發生等二種狀態分別進行分析與設計。

### 3 美國 AASHTO LRFD 耐震設計規範之評述

- (1) 本規範配合 AISC LRFD 設計規範作為橋梁耐震設計之依據, 較之國內目前鋼橋設計尚多採用容許應力設計法(ASD)之設計方式, 顯然進步很多, 且美國聯邦公路總署通過 2007 年後新建橋梁須以“極限設計法”(Load and Resistance Factor Design, LRFD)設計之, 亦即容許應力設計法已被排除在外, 實值國內橋梁工程界參考。
- (2) 本規範主要耐震目標係以對付 1000 年回歸期之地震(75 年 7%超越機率)為主, 其他更高等級之性能目標如可操作性能目標(Operational)之要求則由業主訂定之。所有細部規定均以新設橋梁在此種地震作用下引致崩塌之機率須相當低為其圭臬, 故可謂係以單一性能目標為其耐震設計準則, 然而對於其餘性能目標之核驗, 則缺乏詳細的說明。
- (3) 本規範對於 SDC A, SDC B 與 SDC C, 規定須以力折減係數方式求算非彈

性地震需求(Nonlinear Seismic Demand)，並以位移放大係數乘以彈性位移得到非彈性位移，對於 SDC D 則須進行側推分析(Pushover Analysis)之作法較 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges (Seismic Design)僅使用傳統之力折減係數方式求算非彈性地震需求合理。

- (4) 本規範將橋梁之耐震設計分為四個耐震設計類別(Seismic Design Category，SDC)，並規定各類別之分析與設計要求，較之目前國內橋梁耐震設計規範僅依橋梁重要性區分設計地震力之差異，顯然較為合理，值得參考。
- (5) 除 SDC D 須進行側推分析外，其餘針對 SDC A，SDC B 與 SDC C 等之分析方法係以等值靜力分析或線性動力分析為主，對於大地震作用下之橋柱產生塑性鉸後橋梁結構之非線性行為實無法有效掌握。
- (6) 規範中並未規定近斷層效應，對於鄰近斷層之橋梁恐造成不保守的設計成果。
- (7) 防止落橋長度之規定並未考量相鄰橋梁振動單元之振動差異特性予以適度增大，恐造成不保守的設計成果。

## 2.2.3 歐洲 Eurocode

### 1. Eurocode 之發展與演進

歐盟委員會為了消除歐盟各國間營建工業之貿易壁壘並調和相關之技術規則(規範)，1975 年開始嘗試擬定一套能調和營建土木構造設計之技術規則。其初期目標乃在於提供歐盟各國技術規則的一套替代選擇，終極目標則是希望能完全取代各國原有的技術規則，以完成一套歐盟內一致的土木構造設計技術規則。80 年代中，歐洲規範的擬訂計畫開始啟動(Frank, 2002)。1989 由歐洲標準委員會 CEN (European Committee for Standardization) 接手以圖制訂能讓歐洲共同遵守之技術規範(Gulvanessian, 2001a)。於 1992-1998 年間，CEN 陸續發表 62 套先期標準 ENV (EuroNorm Vornorm 或 European Pre-standard)，然由於不容易統一計算方法，這些 ENV 還需各會員國各自另訂國內應用文件(National Application Document, NAD)，於 NAD 中分別定出所需之設計係數值。1998 起，ENV 試著轉型成正式的歐洲標準 EN (EuroNorm 或 European standard)，於 2002-2006 間，EN 的歐洲構造物設計規範 Structural Eurocode (簡稱 Eurocode) 陸續發表，並計畫在 2010 年起 Eurocode 要正式取代各國習用之技術規則。在此情勢下，歐洲各國的執業土木工程師當然也都要積極重新學習與摸索，雖然未必情願，卻非得設法跟上腳步。為強化競爭力，丹麥已決定要搶先在 2008 年即提前正式採納 Eurocode。除了歐盟國家，亞洲的新加坡、馬來西亞、與越南也先後宣布未來設計規範也都會以 Eurocode 為基礎(Fullalove,2005)。表 2.2.3-1 為 Eurocode 發展歷程之簡述。

表2.2.3-1 Eurocode之發展歷程

1971-1976	Public procurement Directive (1971) – Appointment of a steering committee to examine the feasibility of developing a common European set of technical documents covering the design of a wide range of construction works.
1976 –1990	Drafting of the first set of technical documents under the Commission’s authority : the Eurocodes – International inquiry (1980) – Unique Act and New Approach (12/07/1986) – Construction product directive (CPD - 1989) – Transfer to CEN.
1990 - 1998	Conversion, by CEN, of the first Eurocodes into provisional European standards (ENVs)
1998 – 2006	Conversion of the provisional European standards ENV into European standards EN
2007 - ∞	Maintenance and evolution of the Eurocodes

## 2. Eurocode 之主要架構

### (1) 歐盟國家間的規範架構關係

歐洲規範 Eurocode 在 2007 年已全部完成頒佈，在有限的期間內，它們可以和各會員國國家標準並行使用直至 2010 年中為止，這是各會員國撤銷與 Eurocode 相衝突的國家標準的最後期限。

Eurocode 的全面實施除了要維繫歐盟國家土木構造設計的一致性外，也同時要衡量各會員國在施行上之彈性，因此各國可以將適用該國之補充資訊以國家附件(National Annex)的方式，併於相對應之歐洲規範本文後面一起發行，以符合各國必須考量之特殊設計需求，因此各國發行之 Eurocode 文件概如圖 2.2.3-1 所示意，其中歐洲規範本文部分均為 CEN 所發表，而封面、前言及其後之國家附件將因各國而異。至於國家附件內容可包含：國家決定參數(Nationally Determined Parameter, NDP)採用的資訊、CEN 發表之應用性資訊附件採用的決定以及對非矛盾性補充資訊的引用。

國家決定參數之使用可突顯歐洲規範“承認每個會員國管理機構的責任，並保證其有權確定該國與安全事項有關的數值，這些數值在各國均不同”。各會員國家可根據歐洲規範提供的推薦數值來進行選擇，或使用國家決定參數代替。國家決定參數可考慮到不同的地理、氣候狀況（如風、雪）或生活方式，以及不同國家、區域或地方對事物保護程度不同的考量。

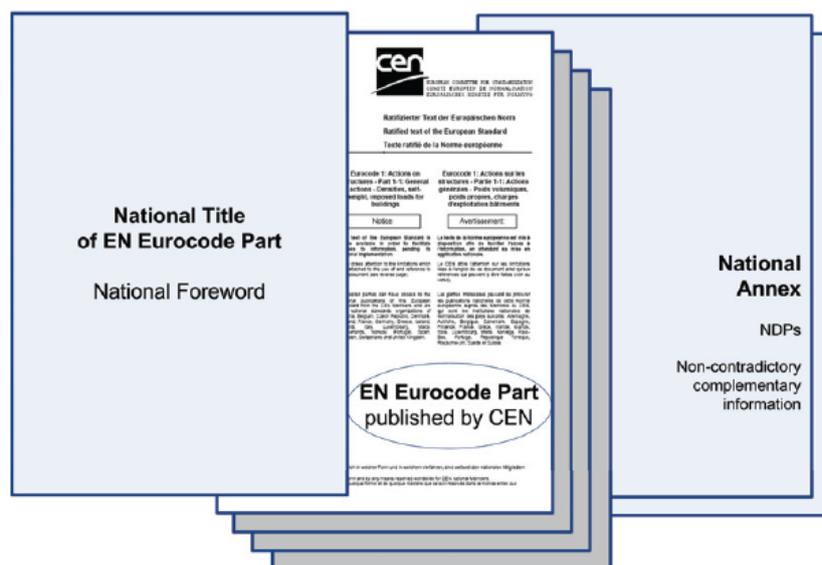


圖 2.2.3-1 歐盟會員國各自發行之 Eurocode 章節組成

(2) Eurocode 構造物設計規範之架構

Eurocode 系統共含十套子規範(EN)，如表 2.2.3-2 所示。其中 EN1990 Eurocode 為所有土木構造技術規範之基礎；EN1991 Eurocode 1 則規範作用在構造物之作用力(廣義之作用力可能包含荷載、自重、積雪重、風壓、膨脹壓力、水壓、不均勻沈陷或位移衍生的結構受力、...等)(Gulvanessian, 2001b)；EN1992 Eurocode 2 至 EN1996 Eurocode 6 分別為針對不同結構材料(混凝土結構、鋼結構、SRC 結構、木結構、磚結構)之技術規範；EN1997 Eurocode 7 為大地工程設計之技術規範；EN1998 Eurocode 8 為構造物承受地震阻抗之技術規範；最後 EN1999 Eurocode 9 為鋁結構之技術規範。由目前歐盟規範的整體架構可清楚分辨，除 Eurocode 1 為通用之技術規則，Eurocode 2-6 及 9 為構造物材料取向，Eurocode 8 針對耐震設計，其相互間之關係如圖 2.2.3-2 所示。

表2.2.3-2 Eurocode之章節架構

EN 1990	Eurocode: Basis of structural design
EN 1991	Eurocode 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3: Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5: Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6: Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9: Design of aluminium structures

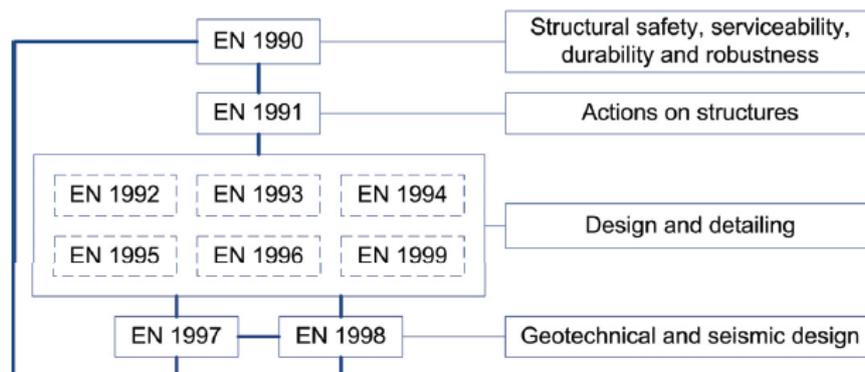


圖 2.2.3-2 Eurocode 章節之相互關係

### 3. Eurocode 之基本理念

包含在 Eurocode 架構中之 EN 1990~1999，為依照 EN 1990 所對於結構體之安全性及服務性為基準，而後與 EN 1991~1999 作為連結。EN 1990 中對於結構設計之設計需求及嚴正方式予以定義，並使用界限狀態(Limit states)及部分係數 (Partial Factors) 作為計算依據。基於使用於不同角色 (例如業主、設計工程師，施工者、驗證單位等) 以及不同之結構體 (例如大地工程、結構工程等) 之需求及共通性，而有下列不同之基本假設：

- a. 必須有相當經驗之設計工程師選擇適當之結構體並予以計算。
- b. 必須有相當經驗之施工者予以施做工程。
- c. 施工時必須有品管檢測人員予以監督施工過程。
- d. 施工之材料必須依照 EN1990~EN1999 內之相關規定。
- e. 結構體之使用需依照設計時所考量而適當使用。
- f. 結構體完成後需予以適度之維護。

為了達成上述之基本需求，Eurocode 中提供”Management of Structural reliability for Construction Works”。其中對於設計工程師及施工單位提供適當之界定。除此之外，並對於施工之品質管控提出定義。

基於上述之基本假設，Eurocode 之內容為達成下述之基本需求：

- a. 安全及服務性能需要：結構在它的使用生命週期中，對於將承受可能發生之影響，具有適當程度可靠性及經濟性。
- b. 完整性要求：結構不會因下列之事項而產生嚴重之損害，包含天然災害、爆炸、人的錯誤等之因素。
- c. 防火要求：結構抵抗對於防火之需求，包含發生火災時，不或危害結構本身、人命、社會、鄰居物產、環境、或者其他直接地暴露的物產。

### 4. Eurocode 之結構物設計生命週期

結構物設計生命週期之定義為：結構物被需求以及被期望的使用期限，並且亦為其需求維護之時間。表 2.2.3-3 為 Eurocode 對結構物設計生命週期之定義。

表2.2.3-3 Eurocode對結構物設計生命週期之定義

Design working life	Examples
10 years	Temporary structures
10 to 25 years	Replaceable structural parts
15 to 30 years	Agricultural and similar structures
50 years	Building structures and other common structures
100 years	Monumental buildings, bridges, other structures

結構物設計生命週期之考量需包含下列之因素：

- a. 需考量外力之週期性所可能造成之損害，例如風力、地震力等。
- b. 需考量材料之耗損特性，例如潛變、弱化等。
- c. 需考量結構體之生命週期成本，例如正成維護及損害後所需回復其應有性能之費用。
- d. 結構體性能維護策略。

## 5. Eurocode 之限度狀態(Limit states)設計

Eurocode 設計明確要求一定要驗證所有設計條件下不能超越任何一種相關之限度狀態。由滿足設計的觀點而言，前面所提到的限度狀態又可區分為極限限度狀態(Ultimate Limit State)與服務功能限度狀態(Serviceability Limit State)兩大類。

所謂極限限度狀態(Ultimate Limit State)所指的是土木構造設計不能容許各種型態的破壞或失去平衡。諸如結構物或地盤失去整體平衡(EQU)、結構體或元件內部破壞或變形過大(STR)、地盤受載超過阻抗因而破壞或變形過大(GEO)、因上浮(揚)力使結構物或地盤失去平衡(UPL)、因水力坡降過大所造成之隆起、內部侵蝕或管湧等水力破壞(HYD)、或因材料強度發生變化而造成結構體不穩定(FAT)。

至於服務功能限度狀態所指的是當承受作用力之構造物其行為超過某個限度狀態時，設計功能會受到影響。典型的例子為構造物雖然並無破壞之虞，但卻因為位移或變形過大因而影響構造物原設計功能或降低構造物之服務功能性(Serviceability)。對於服務功能限度狀態的檢討，作用力所引致之效應(譬如一個構造物在所受設計作用力條件下依學理、數值分析、或經驗公式等方法推算，預期將產生如何之位移)就往往代替阻抗的角色。因此設計檢討過程，服務功能限度狀態包含：使用所造成之變形對於結構體外觀及其服務性所造成之影響；不適當之震

動性對於使用者以及結構體本身造成之威脅;外力所可能造成之變形可能影響結構之外觀、耐久性、性能等之改變化。因此，對於上述之狀態需考量：對結構體造成影想之因素、這些因素可能發生之週期性以及這些因素之來源。

## 6. 規範架構優缺點討論

其優點為：

- (1) 將使歐盟國家在土木構造物之設計理念趨於一致，而相關參數之採用亦能考量各國之差異性。
- (2) 主要採用限界狀態設計為規範架構，相同理念貫穿各類結構性設計(混凝土結構、鋼構、地工構造物、...等)。
- (3) 耐震設計考慮性能要求，以不同等級地震力進行檢核。
- (4) 考量結構體之生命週期成本及結構體性能維護策略。

其缺點為：

- (1) 並未具性能設計規範之架構，亦無定量的性能要求規定。
- (2) 雖各項構造物之設計理念及方法一致，但計算檢核之主要方式的部分係數法之決定，仍多有經驗之值，合理以可靠度為基礎之數值仍需更多驗證及率定。

## 2.2.4 日本道路協會規範

### 1. 日本道路橋耐震設計規範之演進

日本道路橋耐震設計規範係隨日本重大地震災害而逐漸改版演進，其發展過程可摘要概述如次：

#### (1). 1924 年(大正 13 年) 版

1923 年關東大地震後隔年(大正 13 年)，由內務省土木局公告「橋台・橋腳等耐震化的方法」，規定橋樑設計需考慮相當之水平地震力。關東地震後，橋樑耐震設計係以靜態橫力考慮地震力作用，以容許應力法為主之震度法進行設計，設計水平震度約為 0.1-0.3。

#### (2). 1971 年(昭和 46 年) 版

1964 年(昭和 39 年)新潟大地震，地盤嚴重液化，橋樑下部結構因地盤流動產生過大的變位，引致昭和 46 年大橋上部結構落橋。依據震災經驗，1971 年(昭和 46 年)改訂道路橋耐震設計指針，導入土壤液化判定方法，不考慮液化土層支承力，強化基礎構造的設計法，增加梁端支承長度以及落橋防止裝置之考量等。所增加之內容，均為當初世界首見。

#### (3). 1990 年(平成 2 年) 版

1978 年(昭和 53 年)宮城縣地震中，橋樑因基礎耐震性能提升，使得橋腳的底部、橋腳主筋搭接處與橋樑支承成為其他的耐震弱點，因此 1980 年(昭和 55 年)增加考慮 RC 橋腳非線性反應分析以驗證 RC 橋腳變形性能之規定，作為附屬資料。1990 年(平成 2 年)道路橋示方書改訂，首次導入地震時保有耐力法以驗證 RC 橋腳變形性能之規定，納入改善剪力配筋與軸向主筋搭接之細節，防止橋腳發生剪力破壞；並以關東地震為假想對象，最大設計震度設定為 1.0，採用等效能量原理，檢核 RC 橋腳之極限強度。也首次納入動態歷時分析，建議分析用的標準波形，是一大幅修訂的版本。

#### (4). 1996 年(平成 8 年) 版

1995 年兵庫縣南部地震引起重大災害，隨即於 1996 年(平成 8 年)進行改訂，將 1990 年引入之地震時保有耐力法之驗證範圍擴大，適用於受地震影響

之各種構材，包括基礎、支承與橋台等；同時引入規模七之內陸直下型地震為第二級的設計地震；並在世界上首次導入需檢核地震後橋腳之殘餘變位；以非線性動力分析計算橋腳之殘餘變位，同時建議第一級與第二級地震之設計加速度反應譜；也推出隔震橋與側向地盤流動之設計條文。

(5). 2002 年(平成 14 年) 版

2002 年(平成 14 年)針對國際化趨勢與及各種各樣新構造、新工法的推出，將該示方書改訂成較有彈性之性能規定性基準，從橋樑系統與各部分構材的觀點，清楚列出所要求之性能，採用原有之耐震分析法對各種性能進行驗證，以確保達成橋樑系統所需之耐震性能。

2. 日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)之架構

2002 年版之日本道路橋示方書 V 耐震設計篇採用性能規定基準，以下介紹其精神與架構，以供本研究參考。依據一般性能規範之階層化構造，其所涵蓋之架構內容如圖 2.2.4-1 所示。

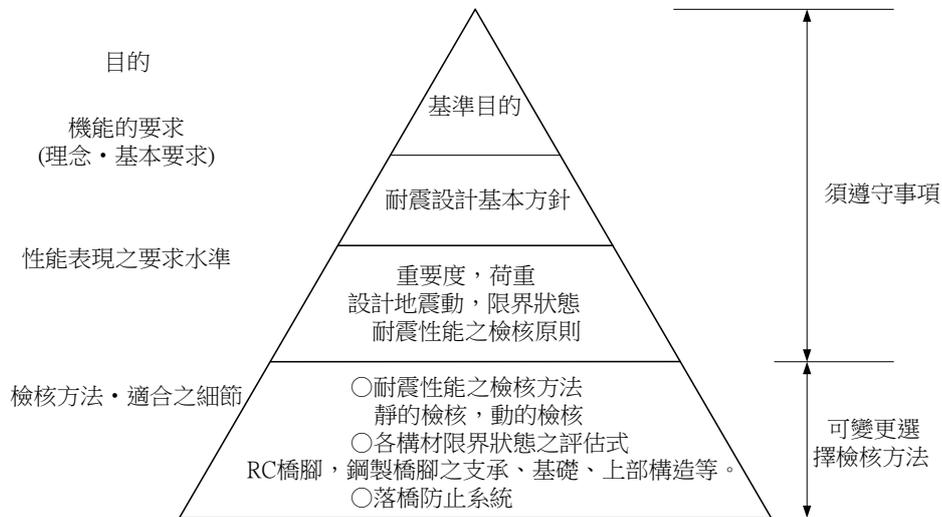


圖 2.2.4-1 日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)之性能設計階層

(1) 耐震設計之基本理念與方針

本基準之基本設計理念有兩點，說明如下：

- A. 橋樑在地震後擔負著避難道路、救援、醫療、消防與及受災地區緊急物資之運送等重要任務。因此橋樑耐震設計要確保地震時橋樑的安全性，

減少地震後運輸功能的損害，針對橋樑的重要性與設計地震動的等級，確保必要的耐震性能。

- B. 耐震設計需考慮橋樑所在位置之地形、地質、地盤條件與周遭環境，選定耐震性高的結構形式，必須保有橋樑系統與各種構件必要的耐震性。

## (2) 耐震設計原則

橋樑的耐震設計原則是針對所考慮之設計地震動、橋樑的重要度、耐震性能等級等設定橋樑系統與各構件之耐震性能要求，並以各種方法驗證所設計的橋樑能保有必要的耐震性能。因此具體規定設計地震動、橋樑重要度、耐震性能等級、耐震性能要求(耐震性能矩陣)以及對應不同耐震性等級之限界狀態如下：

### A. 設計地震動

所規定之設計地震動分兩級，第一級(Level 1)地震動為橋樑設計使用期間發生機率大的地震動；第二級(Level 2)地震動為橋樑使用期間發生機率極低的強烈地震動。第二級(Level 2)地震動又區分成兩型地震動，第一型(Type 1)為板塊邊界所產生之大地震，其波形特徵為震幅大而延時長，類似大正 12 年所發生之關東大地震；第二型(Type 2)為內陸直下型大地震，其波形特徵為震幅特大而延時短，類似平成 7 年所發生之兵庫縣南部大地震。依據橋樑所在位置，分為三個震區與三種地盤條件，規定不同設計震度、設計反應譜以及地震波形，以供分析之用。

### B. 橋樑重要度

依據橋樑在震後所分擔的社會功能、防災計畫之位置以及喪失運輸功能之影響程度，將橋樑重要度分為兩類，即 A 類橋與 B 類橋，如表 2.2.4-1 所示。B 類橋為重要度較高之橋樑，A 類橋為 B 類橋以外的橋樑。

表2.2.4-1橋樑重要度分類

橋樑重要性之分類	涵蓋之橋樑
A 類橋	下列以外之橋樑
B 類橋	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 高速汽車國道、城市高速公路、指定城市高速公路、本州四國聯絡公路及一般國道之橋樑</li> <li>● 都、道、府、縣道及市町村道中複式斷面(composite section)、跨線橋、跨道橋，以及從區域防災計畫上的重要性或從該公路的利用狀況等而言，屬於特別重要的橋樑</li> </ul>

C. 橋梁耐震性能等級

依據橋梁耐震設計上之安全性、修復性與使用性，規定了三種耐震性能等級，如表 2.2.4-2 所示。

表2.2.4-2橋梁耐震性能等級

橋梁的耐震性能	耐震設計上的 安全性	耐震設計上的 使用性	耐震設計上的修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1： 橋梁不因地震而損及其健全性	確保落橋的安全性	確保橋梁的功能與地震前相同	無須作修復	可進行輕微的修復
耐震性能 2： 地震引起有限的損傷，橋梁的功能可迅速恢復	確保落橋的安全性	地震後可迅速恢復橋梁的功能	能夠緊急修復	能夠比較容易進行永久復舊
耐震性能 3： 地震不會對橋梁產生致命性的損壞	確保落橋的安全性			

D. 耐震性能要求

本基準具體規定不同重要度之橋樑在不同設計地震動作用下所需保有之耐震性能等級，也就是所謂的耐震性能矩陣，如表 2.2.4-3 所示。

表2.2.4-3橋樑耐震性能要求

設計地震		A 類橋	B 類橋
1 級地震動		橋梁不因地震而損及其健全性 (耐震性能 1)	
2 級地震動	類型 I 的地震動 (板塊邊界型之大規模地震)	地震不至對橋梁產生致命性之損壞 (耐震性能 3)	地震引起有限的損傷；橋梁的功能可迅速恢復 (耐震性能 2)
	類型 II 的地震動 (如兵庫縣南部地震之內陸直下型地震)		

E. 耐震性能等級與限界狀態

為了能定量地驗證橋樑系統與各構件能滿足耐震性能要求，本基準具體規定對應不同耐震性能等級之工學物理量(力、位移、應力或應變等)的限界狀態及主要查核項目。以滿足對應耐震性能 2 為例，橋樑各構件所對

應之限界狀態及主要查核項目如表 2.2.4-4 所示。

表2.2.4-4 耐震性能2之限界狀態與主要查核項目  
(一般梁式橋，設定橋墩主要塑性化之場合)

滿足耐震性能2各構件之 限界狀態組合			耐震 設計 主要 性能	間接 滿足 之性 能	主要查核項目
上 部 構 造	間 隙	不發生損 傷之限 界狀 態	修 復 性	使 用 性	上部構造端部間隙 設計值< 上部構造端部間隙
支 承	橡 膠 支 承	力學特性 不超過彈 性範圍之 限界狀態	修 復 性	使 用 性 安 全 性	剪應變<容許剪應變 斷面力<耐力
	鋼 製 支 承				水平地震力<水平耐 力
橋墩		可以容易 修復之限 界狀態	修 復 性 使 用 性	安 全 性	慣性力<地震時保有 水平耐力 殘留變位<容許殘留 變位
基礎		止於次要 塑性化之 限界狀態	修 復 性 使 用 性	安 全 性	設計水平地震力<基 礎降伏耐力 作用剪力<剪力強度
基礎版		力學特性 不超過彈 性範圍之 限界狀態	修 復 性 使 用 性	安 全 性	作用彎矩<降伏彎矩 作用剪力<剪力強度

### (3)耐震性能驗證流程與分析方法

將上述耐震性能要求(performance requirement)具體量化後，就可以各種分析方法檢核橋樑各構件之耐震性能是否滿足要求。因此本基準規定之耐震性能驗證流程如圖 2.2.4-2 所示。流程圖中各階段驗證步驟都列有所需參考之道路橋示方書章節與分析方法。本基準亦針對橋樑動力行為複雜與否，建議耐震性能驗證所應採用之分析法與適用之橋樑形式，如表 2.2.4-5 所示。

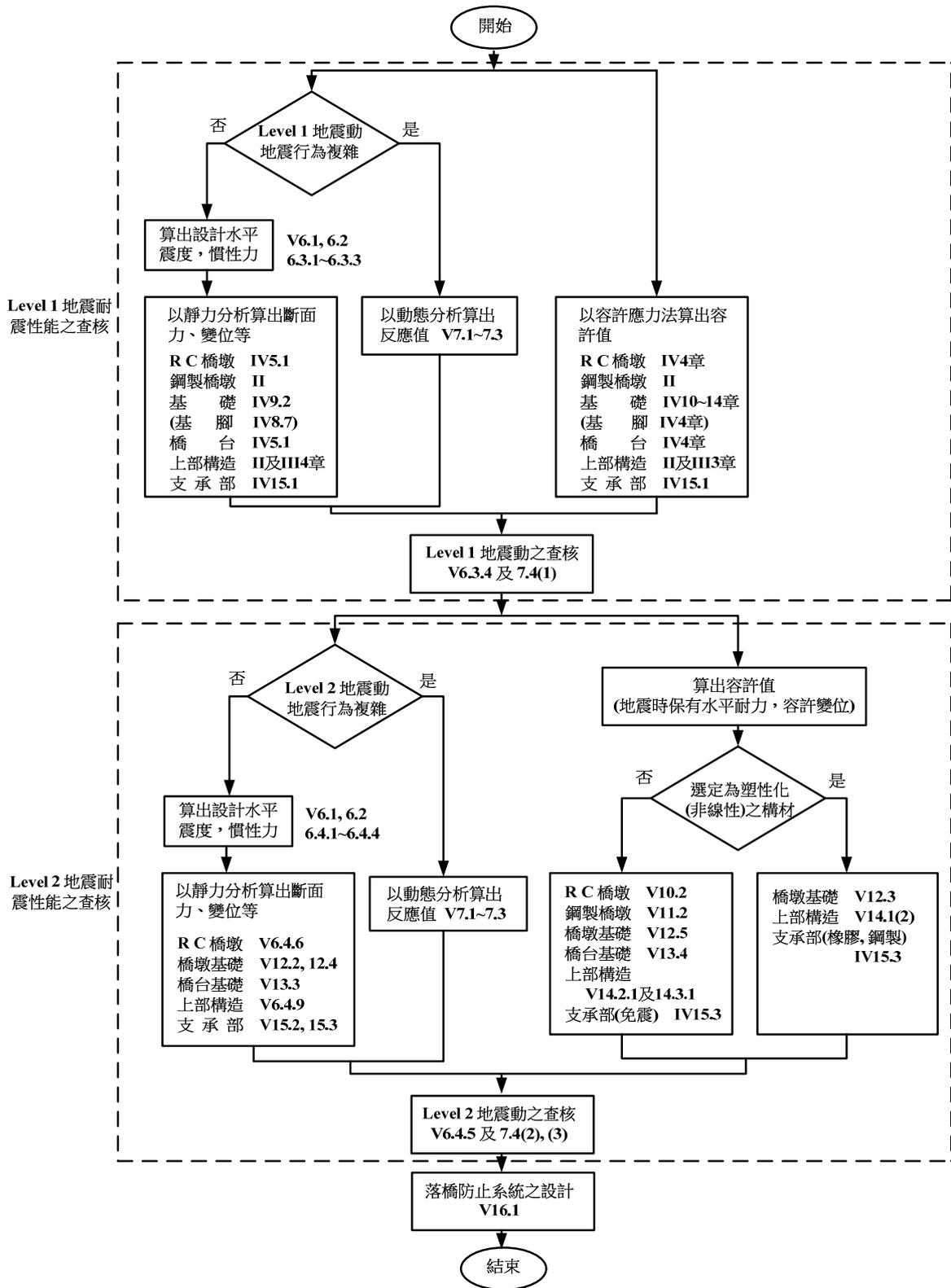


圖 2.2.4-2 日本道路橋耐震設計篇耐震性能驗證流程

表2.2.4-5 耐震性能查核之分析方法

橋梁的動態特性  查核之耐震性能	地震行為不複雜的橋梁	好幾個位置發生塑性化或非線性的橋梁以及等效能量消散準則適用性有待檢討的橋梁	適用於動態分析法的橋	
			高次振動模態有影響之橋梁	塑性鉸發生位置不明確的橋梁，振動行為複雜的橋梁
耐震性能 1	靜態分析法	靜態分析法	動態分析法	動態分析法
耐震性能 2	靜態分析法	動態分析法	動態分析法	動態分析法
耐震性能 3				
適用的橋梁例	右列以外的橋梁	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 使用橡膠支承分散地震水平力的橋</li> <li>• 隔震橋</li> <li>• 剛架橋</li> <li>• 鋼橋墩考慮塑性化的橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 固有週期較長的橋梁</li> <li>• 橋墩高度較高的橋梁</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 斜張橋、吊橋等纜索橋</li> <li>• 上承式與中承式拱橋</li> <li>• 曲線橋</li> </ul>

(4)耐震技術細節與圖說

為確保 RC 與鋼構橋腳能保有所需之韌性，本基準提供有關橋腳主筋、箍筋、與繫筋之配筋細節，包括搭接方式、搭接長度與主筋段落位置等。為防止落橋，也提供梁端支承長度與防止落橋裝置之圖說細節。

### 3. 規範架構優缺點討論

摘要來說，本基準為一耐震性能規定型技術規範，其架構為二級設計地震、三種震區、三類地盤、二種橋樑重要度、三級耐震耐震性能與限界狀態、以震度法設計、以地震時保有耐力法檢核所需韌性、以靜力分析設計、以動力分析檢核、對材料力學性質明確規定、包含各種技術細節。

其優點為：

- (1) 各種分類不超過三級，因此性能規定較美式規範清楚簡單。
- (2) 性能要求有具體量化規定，可供遵循。
- (3) 有關土壤液化之規定為世界上最詳細之規範。
- (4) 維持固有之震度設計法與保有耐力法，工程師較無適應之問題。
- (5) 採容許應力法設計，載重係數皆為 1.0，簡單明瞭。
- (6) 驗證流程遠較美式規範清晰流暢。

其缺點為：

- (1) 其檢核式並未採用以可靠度理論為基礎之分項係數法，也未採用極限強度設計法，因此確保某級耐震性能失效的機率不得而知，為其最大的缺陷。
- (2) 由於過於具體詳盡，設計者能有的設計彈性就稍受限制。

## 2.2.5 日本 Geocode 21

Geocode 21 的制訂始於日本大地工程界思考改善既有設計規範之理念，以期達到更合理之設計而發展，本規範以性能設計為基礎，亦是目前全球土木工程規範中完全以性能要求為內涵之主要設計規範。日本大地工程學會於 1997 年開始成立性能規範研究委員會，後續並以，性能規範研擬小組進行相關編擬工作，並於 2005 年核定為該學會之正式標準(JGS standard)。Geocode 21 架構整全，包括大地工程性能要求之定義及相關設計驗證方法之闡述，提供設計完全以性能要求為導向之步驟，亦提供其國內既有現行設計規範(如：港灣構造物設計規範、公路橋樑規範、…等)於未來研修時能朝性能設計發展之方針。故 Geocode 21 為國內制訂公共工程性能設計準則之重要參考，本計畫將其納入為主要研析之國外規範。

### 1. Geocode21 之演進

日本 GeoCode 21 為一套以極限設計與可靠度設計為基礎，並加入性能設計觀念的大地工程新規範，其濫觴於 1997 年日本大地工程學會之相關研究，旨在建立一個整全設計規範(comprehensive design code)，以統合過去因諸多歷史因素發展出來的不同基礎設計規範。Geo-Code 21 位處於比日本現有設計規範(例如建築、公路及港口設計規範)還要高的階層，且其內容是與國際規範或標準(e.g., ISO 2394)相流通的。具體而言，Geo-Code 21 共有六大目標，包括：(1)定義方法以明確說明結構物的性能；(2)統一專用術語(terminology)；(3)說明在不同極限狀態下決定安全限度(safety margin)的方法；(4)大地工程設計中之特性值標準化(standardization of characteristic value)；(5)設計者、所有人(或業主)、營造商、以及大地工程調查者間的訊息(或文件)標準化；以及(6)在設計驗證(design verification)中採用極限設計之概念等。

### 2. Geocode21 之架構及內容

GeoCode 21 係依據「ISO 2394 - 結構物可靠度之一般原則」訂定，其中之術語與符號也與 ISO 2394 用法幾近一致，內容涵蓋七大範疇，包括：(1)結構物設計之基本原則；(2)基礎設計之基本原則；(3)大地工程資訊；

(4)淺基礎設計；(5)樁基礎設計；(6)柱式(column type)基礎設計；以及(7)擋土結構設計等。在基礎設計與護土結構設計兩章中，均有專節說明耐震性能設計。詳細內容請參閱表 2.2.5-1。以下彙整 GeoCode 21 之主要內容。

表2.2.5-1 Geocode21之內容

<b>0. 結構物設計之基本原則</b> 0.1 應用範疇 0.2 目標 0.3 性能要求 0.4 性能標準 0.5 驗證辦法 0.6 驗證法 A 0.7 驗證法 B 0.8 文件 0.9 現行規範之修正 0.10 術語及符號之定義	<b>3. 淺基礎設計</b> 3.1 範疇 3.2 目標 3.3 性能要求 3.4 性能標準 3.5 地面與週邊環境調查 3.6 設計考量事項 3.7 淺基礎行為預測 3.8 驗證 3.9 淺基礎設計報告 3.10 執行	<b>5. 柱基礎設計</b> 5.1 範疇 5.2 目標 5.3 性能要求 5.4 性能標準 5.5 地面與週邊環境調查 5.6 設計考量事項 5.7 柱基礎行為預測 5.8 驗證 5.9 柱基礎設計報告 5.10 執行
<b>1. 基礎設計之基本原則</b> 1.1 設計規範之範疇 1.2 基礎設計之目標 1.3 性能要求 1.4 性能標準 1.5 基礎設計 1.6 驗證法 A 1.7 驗證法 B 1.8 耐震設計 1.9 基礎設計報告	<b>4. 樁基礎設計</b> 4.1 範疇 4.2 目標 4.3 性能要求 4.4 性能標準 4.5 地面與週邊環境調查 4.6 設計考量事項 4.7 樁基礎行為預測 4.8 驗證 4.9 樁基礎設計報告 4.10 執行	<b>6. 擋土結構設計</b> 6.1 範疇 6.2 目標 6.3 性能要求 6.4 性能標準 6.5 地面與週邊環境調查 6.6 擋土結構行為預測 6.7 設計考量事項 6.8 驗證 6.9 擋土結構耐震設計 6.10 擋土結構設計報告
<b>2. 大地工程資訊</b> 2.1 本章範疇 2.2 序論 2.3 大地工程調查 2.4 大地工程參數釋義 2.5 大地工程調查報告		

基本的性能要求是利用階層式架構(hierarchy structure)呈現(見圖 2.2.5-1)，共有三個部分，由上而下依序為目的、性能要求、以及性能規定，茲將其定義分述如下：

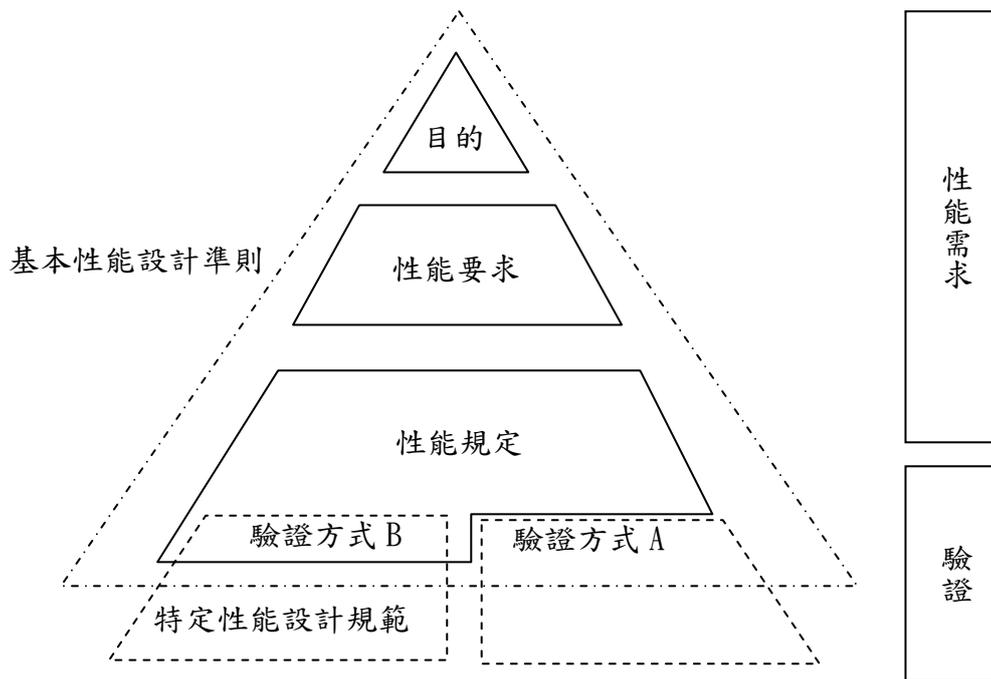


圖 2.2.5-1 Geocode21 之階層架構

(1)目的：以一般術語(terminologies)描述社會大眾對結構物某種特定性能(如結構性能)之最終要求，例如在地震發生時之安全、結構體性能需考量材料強度、材料穩定性、產生變形之特性、耐久性之需求。也可以考量對使用者或外在環境之需求，例如使用安全性、服務性、舒適性、景觀性、環境影響等；

(2)性能要求：說明在達成前述目的之前提下，結構物應具備之功能。例如考量在設計使用年限中可能發生之載重可能發生之大小、頻率等因素，而滿足安全性、服務性、舒適性等。以及考量在設計使用年限中可能發生之事件不會造成嚴重傷亡，以及對周遭人員之影響；

(3)性能規定：闡明需滿足上述性能要求的細節。原則上，這些準則是能在結構設計中以定量方式驗證，其程度端視結構物使用期間承受載重之大小與頻率而定。性能規定需考量下列之內容：

- a. 設計工作年限 (Design working life)：結構體需決定設計工作年限而考量生命週期花費(Life Cycle Cost)、耐久性、老劣化、功能性提供

遞減。

- b. 極限狀態(Limit states): 性能規定需依照發生之頻率而區分成不同程度之極限狀態，例如服務性極限狀態 (Serviceability limit state)、可維修極限狀態 (Reparability limit state)、極致極限狀態 (Ultimate limit state)。
- c. 設計時應考量之外力狀態(Actions and design situations) : 包含永久性 (在結構體之使用年限期間一直存在之狀況。例如：自重、固定承載、靜態土壓力、水力、變形量等)、可變動性 (會因時間而改變，但不會因空分佈有特異性差異。例如：活載重、溫度變化、地震、風力、海潮、雪、冰、材料耗損老化等)、突發性 (非正常性發生對結構體之衝擊。例如：撞擊、爆破、火災等)、空間分佈變異性 (會因興建過程、拆除過程等因素造成變異性。例如：結構體應力及變形分佈)。

(4) 驗證法 A 為性能設計法：依照結構體特性制訂需滿足之性能需求，沒有指定特殊之方式來驗證結構體之性能。設計單位需在指定之性能規定條件下，滿足需求之可靠度，而製作設計報告

(5) 驗證法 B 為根據設計規範而訂定的驗證方式，其中所稱之設計規範，可因著不同種類結構物(如橋樑或房屋)的所有人或業主之要求不同而改變；在此驗證法中，Geocode 21 可視為供規範制定者參酌之規範手冊，其下規範亦呈階層式結構(圖圖 2.2.5-1)，包括特定之基本設計規範(specific base design code)及特定設計規範(specific design code)。以大地工程基礎構造物而言，可以下列之方式予以驗證：

- a. 以計算予以驗證：依照運用計算公式以及模型分析予以驗證是否可以達到性能需求，亦可驗證是否達到極限狀態之需求。
- b. 載重試驗：將全部或部分之結構體施予載重，並觀測結構體是否達到性能需求。
- c. 模型試驗：依照全尺寸或縮小尺寸之結構體試驗，並觀測在承受載重後之表現，並予以驗證是否達到性能需求。

- d. 施工觀測：依照設計之成果, 觀測施工過程當中所產生之現象，並且與所需之性能需求予以比較。

### 3. Geocode21 架構優缺點討論

#### (1) Geocode21 之優點：

- a. Geocode21 為大地工程依照性能設計需求較為完整之規範。
- b. 本規範主要為日本學者及專家所撰寫, 比較合乎亞洲地區之一般設計需求，亦符合台灣地區大地工程設計之精髓。
- c. 規範中清楚定義性能設計中之目的、性能要求、性能規定、驗證方式等。
- d. 規範中亦定義不同大地工程結構體之性能設計方式。
- e. 本規範後續將延伸與 code PLATFORM ver. 1 結合，成為一個全方位之性能設計規範。

#### (2) Geocode21 之缺點：

- a. 內容大多為文字敘述，缺乏實際之案例及設計步驟之案例。
- b. 本規範之內容仍缺乏說明與其他單位設計規範之相關連關係。
- c. 本規範之內容仍缺乏與亞洲其他國家相關規範之相關連關係。

## 2.2.6 日本 code PLATFORM

### 1. code PLATFORM 之演進

#### (1) 緣起

基於 ISO2394 及 Eurocode 0 已經發表為完整的設計規範基礎或提供設計時的基本構想，且日本地盤工學會所研擬之 Geocode 21 已發展出完整之性能設計規範架構，日本國土交通省(Ministry of Land, Infrastructure and Transportation; 現為 Ministry of Land, Infrastructure, Transportation and Tourism, MLIT)對此相當重視，故推動以 Geocode 21 之架構與精神為基礎，成立研擬日本土木工程性能設計準則之計畫。

#### (2) 日本土木工程學會(Japan Society of Civil Engineers, JSCE)規範委員會

特定構造物的技術標準諸如道路、港灣、機場及建築物均有其發展的歷史、文化及目的，因此這些技術標準實質上皆不盡相同，為了整合這些技術標準並納入性能設計理念、將日本現有土木工程技術傳達至其他國家、消滅其他國家工程師進入日本市場之阻礙，並建立次世代之清楚系統化架構，日本土木工程學會應國土交通省國土技術總和研究所(National Institute for Land and Infrastructure Development, NILIM)之要求設立規範委員會，以 Geocode 21 之架構與精神為基礎，研擬日本土木工程性能設計準則，於 2001 至 2003 年間執行，於 2003 年完成並發表了 code PLATFORM ver. 1。

#### (3) code PLATFORM ver. 1

code PLATFORM 之全名為 *Principles, guideLines And Terminology for structural codes drafting founded on the perFORMance based design concept*。此規範可定位為日本構造物設計之基礎性能規範，由於建立完整之性能設計規範合法性與各單位間之整合預期將面臨十年以上之期程，因此 code PLATFORM ver. 1 起草於建立基於性能設計之適宜設計規範而非直接納入現有設計規範，未來將繼續發展混凝土結構、鋼結構、附合構

造、…等之性能設計規範與之配合，加上已完成之 Geocode 21，則日本之性能設計規範將趨於更完整。由目前 code PLATFORM ver. 1 之內容，應可看出完整性能設計規範之全貌，故 code PLATFORM ver. 1 亦為本計畫重點研究之國外規範。

## 2. code PLATFORM ver.1 之內容

code PLATFORM ver. 1 的內容共包含五章，分別為

### (1). 用語之定義(Definitions of terminologies)

用語之定義為該規範統一之基準並需遵從 ISO2394、ISO13822、日本土木工程鋼結構性能設計方針(Guidelines for Performance-based Design of Civil Engineering Steel Structures)、日本 Geocode 21 及日本國土交通省公共工程與結構物設計基準。

### (2). 總論(General)

定義本規範之目的、合法性、性能設計、相容性，同時明白指出規範之基本政策及細節。此規範的位階如圖 2. 2. 6-1 所示，此一規範目標在於設計一系統化規範並與各種不同日本國內規範合併，尊崇日本國內固有地域性設計規範並與國際規範相容。

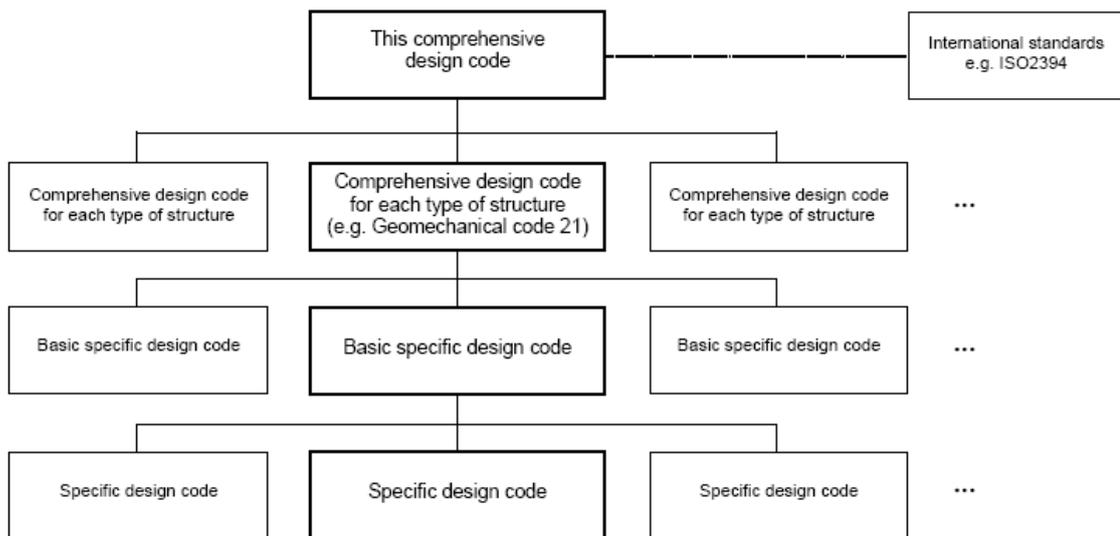


圖 2. 2. 6-1 設計規範體系

而其性能設計之基本架構則如圖 2.2.6-2 所示，性能設計包含三個階層，由上而下分別是目的、性能需求以及性能規定，最後才進入驗證程序，驗證程序用以證明由目的及性能需求轉化來的性能規定必須滿足，驗證方式區分為驗證方式 A 及驗證方式 B 兩種方法，由設計工程師自行採用，驗證方式 A 並無規範特定驗證方法，設計工程師僅需提供適宜方法證明設計滿足性能規定；驗證方式 B 則提供特定驗證方法，設計工程師需滿足由業主提供之最低需求。

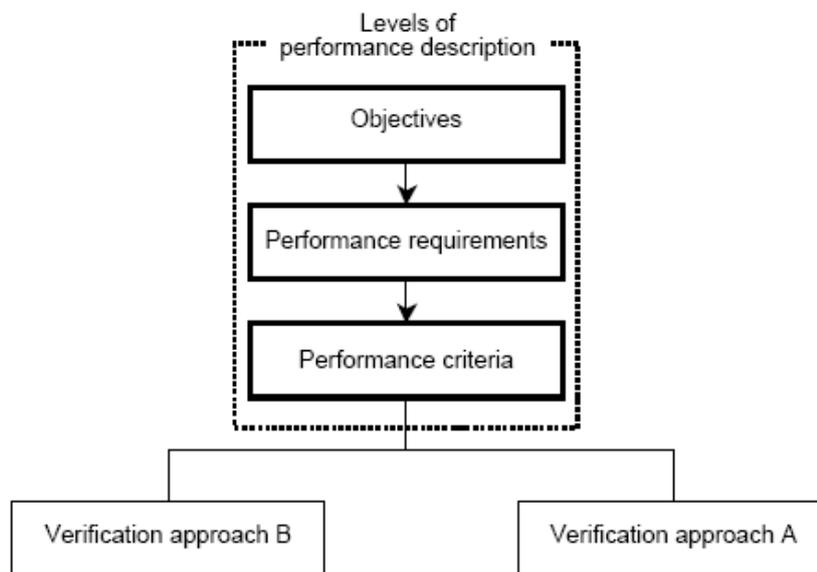


圖 2.2.6-2 性能設計規範架構

(3). 構造物目的、性能需求及性能規定(Performance requirements of structures)

本節主要規範構造物目的之主要分類、性能需求及性能規定三大類，其中目的言明構造物需定義構造物之使用目的並由使用者或業者來定義使用目的為佳；性能需求為性能規定之基準，性能需求必須採用一般民眾可瞭解之語言加以定義且不可指定驗證方法；設計規範限制於最小需求，在性能設計概念上，設計工程師需獲得更多之考量角度來為性能需求及各項衝突間取得最大利益，此時之性能規定需採用專業術語加以定義。

(4). 驗證方式(Verification procedures)

敘明驗證方式 A 及驗證方式 B 之定義，驗證方式該採用何者由業主決

定，設計工程師亦可提出另一驗證方式，該規範並無強制需採用何種驗證方式，惟一旦確認採用驗證方式 A 或驗證方式 B，則必須遵從該項驗證方式之相關規定。

(5). 構造物設計報告書(Structural design report)

定義構造物設計報告書需包含之各項規定，包含構造物目的、性能需求及性能規定，並需指出關鍵設計考量，各項基本資料描述等，設計報告書依構造物之規模與重要性而定，同時業主必須於構造物使用期限內妥善保存構造物設計報告書。

### 3. code PLATFORM 之優缺點

由 code PLATFORM ver. 1 的內容可看出其優缺點分別為：

(1) 其優點為：

- a. 具性能設計規範之架構，架構清楚簡單。
- b. 定義日本各設計規範遵循之基本架構。
- c. 規定驗證方式可採驗證方式 A 或驗證方式 B，設計者有彈性。
- d. 提出構造物維修及補強之想法，建立構造物永續經營之觀念。

(2) 其缺點為：

- a. 僅具性能設計規範之架構，均為原則性的敘述，對於性能要求，尚無定量的規定，無法直接應用。
- b. 雖由國土交通省委託土木工程學會建構此一完整設計規範且其位階處於日本各項規範之首，但此一規範並沒有合法效力乃至於無法強制執行。
- c. 雖規定需與國際規範如 ISO2394 及 ISO13822 相容，但亦敘明 code PLATFORM 項下之各規範與前述國際規範衝突時以 code PLATFORM 為優於國際規範之基準，對於與國際接軌之可能衝突埋下伏筆。

## 2.2.7 亞洲混凝土規範架構 (Asian Concrete Model Code)

### 1. 基本架構

亞洲混凝土規範架構(Asian Concrete Model Code)為由亞洲混凝土國際規範委員會結合混凝土專家與工程專業人員意見，歷時十多年所完成之性能導向的混凝土結構規範架構。其內容主要區分為設計、建造與維護三大部份，並區分為 Level 1、Level 2 及 Level 3 之三個層級(Level)，其中 Level 1 在於提供混凝土結構於性能設計、建造與維護之一般性原則規定與架構；Level 2 則提供操作與實際之規範架構及性能要求之規定，以容許不同國家間於設計、建造與維護實務上之差異；Level 3 為依據 Level 1 與 Level 2 之規定來設計、建造與維護的範例與細節，為由各國家依據其實際混凝土工程實務來加以規定。

亞洲混凝土規範架構(ACMC)規定所有混凝土結構構材與非結構構材於外力作用下之性能驗證與評估的一般性準則，此規範引入極限狀態下之性能設計理念，可運用於混凝土結構之設計、施工與維護。規範中提供一系列於建造材料、施工標準、品質管制之最低性能要求，以及與現地相符之正確施工紀錄，以使結構能滿足設計時所要求之安全性、服務性與耐久性。此規範雖以提供亞太地區能採用之設計準則為主，但仍期望能建立一相關之國際標準。

亞洲混凝土規範架構(ACMC)在性能水準(Performance level)方面區分為極限程度狀態、損壞控制狀態、服務性程度狀態三種，設計時考慮之作用力則較一般耐震性能設計更為廣泛，主要考慮作用力(Action)分為常時載重(包括火害效應、碰撞與爆炸)、風力、地震力與環境作用力，而於性能要求及性能驗證方面皆以服務性、可修復性及安全性三項為主。在性能指標(Performance indices)方面，於極限程度狀態一般以極限強度及極限變形為指標，於損壞控制狀態則以桿件內力、最大或殘留變形為指標，在服務性程度狀態則以桿件內力、變形量、裂縫寬度與振動量為性能指標來進行性能驗證。

在 Level 2 中提供規範架構及性能要求之一般性規定，共區分為三個部份：part 1、part 2 及 part 3。在 part 1 中為於作用力下結構設計之一般性能要求與規定，設計階段考慮之作用力為常時載重、風力、地震力、環境作

用(指氯離子侵蝕、碳化、凍融、化學侵蝕等)與火害五大主要項目，在地震力方面將地震水準分為中小度地震(結構生命週期內可能發生數次)、大地震(結構生命週期內可能發生一次)與極限地震三種，但並未規定地震水準與性能水準組合之性能目標，而是由 Level 3 各別規範去進行規定。

Level 2 之 part 1 設計階段，於常時載重之性能指標包括居住舒適性、噪音與振動防制性、潮濕控制、美觀性與視覺感受等。於風力之性能指標包括位移、振動頻率、裂縫寬度(服務性)，層間變位(可修復性)，傾倒力矩、滑動力、桿件之軸力彎矩與剪力(安全性)。於地震力之性能指標包括結構最大位移、桿件最大彎矩與剪力(服務性、可修復性)，結構最大位移(安全性)。在環境作用之性能指標為以量化之結構老劣化指標(如中性化深度、強度損失、侵蝕深度、鋼筋腐蝕量等)為長期性能指標，此指標需配合常時載重、地震力、風力下來檢核其服務性、可修復性及安全性；另於環境作用下此規範考慮三種耐久性等級：Grade 1(服務年限內不需修復補強)、Grade 2(服務年限內需一到二次之修復)及 Grade 3(服務年限內需固定週期之經常性修復補強)三種等級。最後火害方面則以小火下具服務性、中火下具可修復性及大火下具安全性為性能目標，性能驗證之性能指標包括殘留變位、裂縫、混凝土剝落(服務性)，樓層柱間變位(可修復性)，桿件之極限強度與穩定性(安全性)。

在 Level 2 之 part 2 中主要為規定建造材料、施工標準、品質控制與品質確保之最低需求性能，以確保能滿足設計時對結構所要求之強度、服務性及耐久性。對模板工程、鋼筋、混凝土及預力混凝土四項目加以原則性規定，共分為基本要求、材料要求、施工品質、品質控制與品質確保及施工記錄等大項，材料測試與參考之規定則為採用如 JIS、ASTM 及 BS 等常被使用之規範。

最後於 Level 2 之 part 3 則主要為規定混凝土結構與其構材檢視與維護之準則，結構需有適當結合檢視、老劣化評估及可能改善工作之計畫以使結構得到合宜之維護，強調於新設計一結構時，即需於規劃、設計與建造階段考慮未來之相關維護工作，主要內容則以結構檢視、老劣化機制與評估、修復與補強及維護記錄製作為主。

## 2. 使用情況

傳統之現行混凝土工程設計規範仍以強度設計導向為主，整體設計仍以滿足力之需求的強度設計為主，亞洲混凝土規範架構(Asian Concrete Model Code)為一性能導向的混凝土結構設計、建造與維護方面之規範架構，在基本原則之一般性規定方面考慮相當周詳，未來要使用於國內還需要有根據此規範架構所建立之地區性配套，以及詳細的細部與量化規範才能實用，目前國內工程師對此規範還不熟悉，應須加以推廣。

## 2.3 各國設計規範及驗證機制性能化之比較

依照本研究計畫之內容，本階段之主要工作為蒐集各國規範資料，歸納整理，並作分析比較，探討其性能化之內涵。

本研究所蒐集整理之國外規範中，包括美國、歐洲及日本等國家之主要設計規範，分別為美國 IBC 與 AASHTO 規範、歐洲共同規範、日本的「道路橋示方書・同解說」、Geocode 21 與 code PLATFORM，本研究已將其主要內容與架構整理分述於本研究報告 2.2 節中。在本節中主要是綜合評述比較所蒐集整理之各國設計規範，由本研究報告 2.2 節可知各設計規範的架構不同，同時其名詞定義也不一樣。以下將以 Geocode 21 及 code PLATFORM 當作是一個比較之基準（其主要架構如圖 2.3-1 所示），分別來比較各設計規範的架構及名詞上的差異所在。

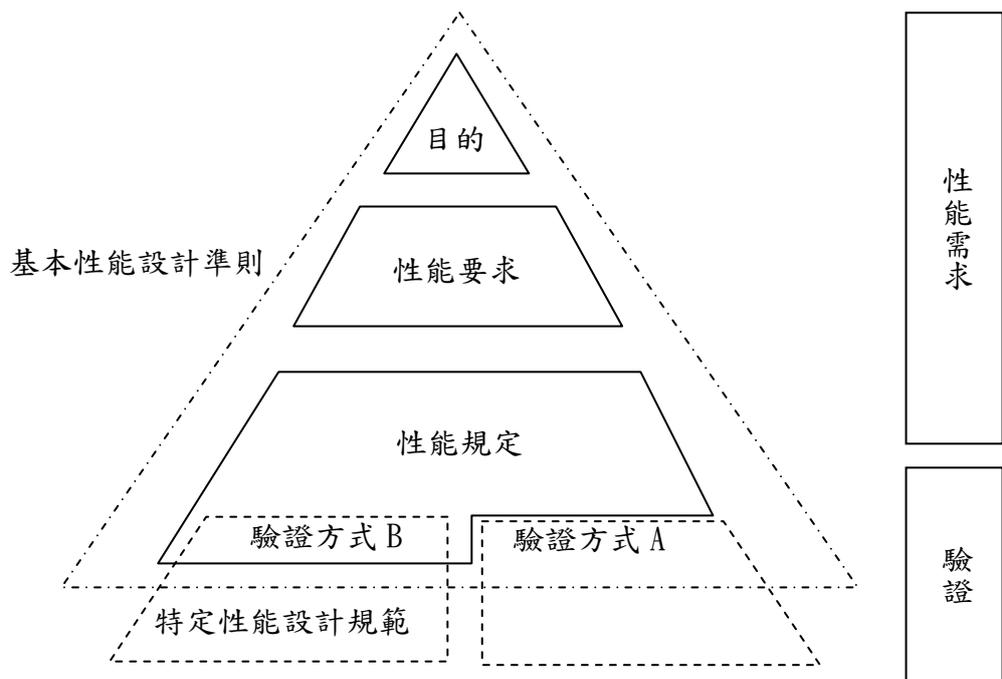


圖 2.3-1 性能要求、驗證及規範之階層概圖(Honjo, 2003)

### 1. 各設計規範性能描述階層構造之比較與評述

由圖 2.3-1 可以看到其中的性能描述階層分為三階：第一階性能描述稱之為「目的 (Objectives)」階層，其定義為：用一般之詞彙描述一結構針對某一特定性能

(例如結構性能)的最終社會要求。例如：在地震事件中，建築物應該提供足夠的居住安全使得免受嚴重傷害及生命損失或是保存一結構機能的剩餘運轉能力。第二階性能描述稱之為「性能要求 (Performance requirements)」階層，其定義為：性能要求係指用一般之詞彙描述一結構所應提供的功能以達到所陳述的目的。例如：一結構在地震中不應倒塌或一結構的損壞應控制在某一範圍之內，藉此使得其剩餘運轉能力得以保存。

以上之兩種性能描述階層在一般的設計規範都是出現在一般條款當中，但是不會明確的把它列為是性能描述的某一個階層之中。如果可以比較的話，也許只有2002年版之日本道路橋示方書V耐震設計篇(2002)其所涵蓋之如圖2.3.1-2所示的架構內容可以作為比較。

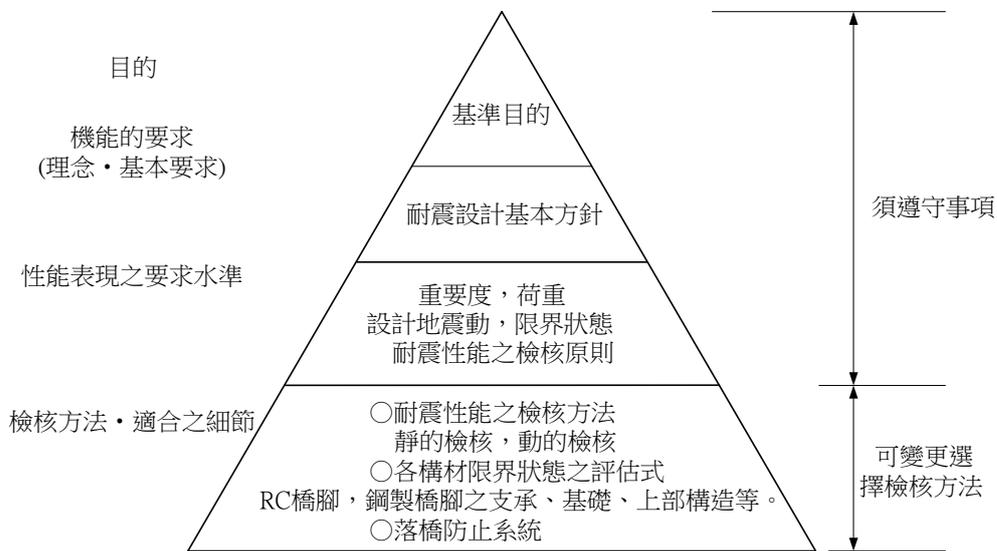


圖 2.3-2 日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)之性能設計階層

在圖 2.3-2 中所示的基準目的 (理念、基本要求) 與耐震設計基本方針可視為是「橋樑」的第一階與第二階耐震性能描述，其內容可描述如下：

- 本基準之基本設計理念有兩點，說明如下：
- A. 橋樑在地震後擔負著避難道路、救援、醫療、消防與及受災地區緊急物資之運送等重要任務。因此橋樑耐震設計要確保地震時橋樑的安全性，減少地震後運輸功能的損害，針對橋樑的重要性與設計地震動的等級，確保必要的耐震性能。
  - B. 耐震設計需考慮橋樑所在位置之地形、地質、地盤條件與周遭環境，選定耐震性高的結構形式，必須保有橋樑系統與各種構件必要的耐震性。

眾多不同的設計規範均存在有類似「目的 (Objectives)」階層以及「性能要求 (Performance requirements)」階層的架構只是在名稱上有所不同而已。圖 2.3.1-3 即顯示出將這些設計規範中的類似結構放在同一部位以進行比較。

Nordic 5 Level	New Zealand	Australia	UK	Canada	Japan	
Goal	Objectives	Objectives Functional Requirements	Goals	Objectives	Objectives	Mandatory Require- ments
Functional Requirements	Functional Requirements	Performance Require- ments	Functional Require- ments	Functional Require- ments	Performance Requirements	
Operational Requirements	Performance Requirements	Deem to Satisfy			Performance Criteria	Supporting Documents (Guidance)
Verification Methods	Verification Methods		Performance Technical Solutions Alternative Approaches	Acceptable Solutions	Verification Approach A & B	
Acceptable Solutions	Acceptable Methods					

圖 2.3-3 各國設計規範之階層架構

**評述與建議(一)：**

如果我們要建立公共工程的「基本性能設計準則」則可以將公共工程的各種結構形態包括「建築物」、「橋樑」、「地工結構」、「港灣」、「公共管道」等在內的第一階與第二階性能描述（包括耐震在內的多重危害）都可一起列在此「基本性能設計準則」當中，同時，在此「基本性能設計準則」中明訂公共工程各種結構形態的第三階量化之性能描述（即性能規定階層）應交由各特定性能設計規範另訂之（此乃因其可能隨時需要變更之故）。因此，所建議的「基本性能設計準則」的範疇與圖 2.3-1 中所示的範疇不一樣。

進一步若能在此「基本性能設計準則」之上再增加 code PLATFORM ver. 1 的前兩章內容（其分別為：(1). 用語之定義(Definitions of terminologies)：用語之定義為該規範統一之基準並需遵從 ISO2394、ISO13822 標準；(2). 總論(General)：定義本規範之目的、合法性、性能設計、相容性，同時明白指出規範之基本政策及細節），則就可形成所謂之「公共工程全面性能設計準則 (comprehensive design code)」。此全面性能設計準則的位階與目標在於設計一系統化架構準則，並統合國內各種不同之特定性能設計規範，以突顯國內固有地域性特定設計規範並與國際規範相容。

## 2. 各設計規範性能準則之比較與評述

至於第三階層之性能描述，Geocode 21 及 code PLATFORM 將其稱之為「性能規定 (Performance criteria)」階層，其定義為：性能規定係說明所需要滿足之功能陳述的細節，原則上，其在結構設計中應該是屬於可量化驗證的。性能規定是由一性能矩陣所給定，此相當於是由程度狀態+作用規模+結構重要性等三者所構成，這種第三階層之性能描述在各性能設計規範中是最根本的。舉例而言，在 Geocode 21 與 code PLATFORM 中的性能規定是指如圖 2.3-4 所示的 3×3 性能要求矩陣；其中依結構重要性分成重要結構物、一般結構物以及易於修復結構物等三類；對於結構損壞的狀態可區分為可靠度、可修復及最終極限狀態等三類。

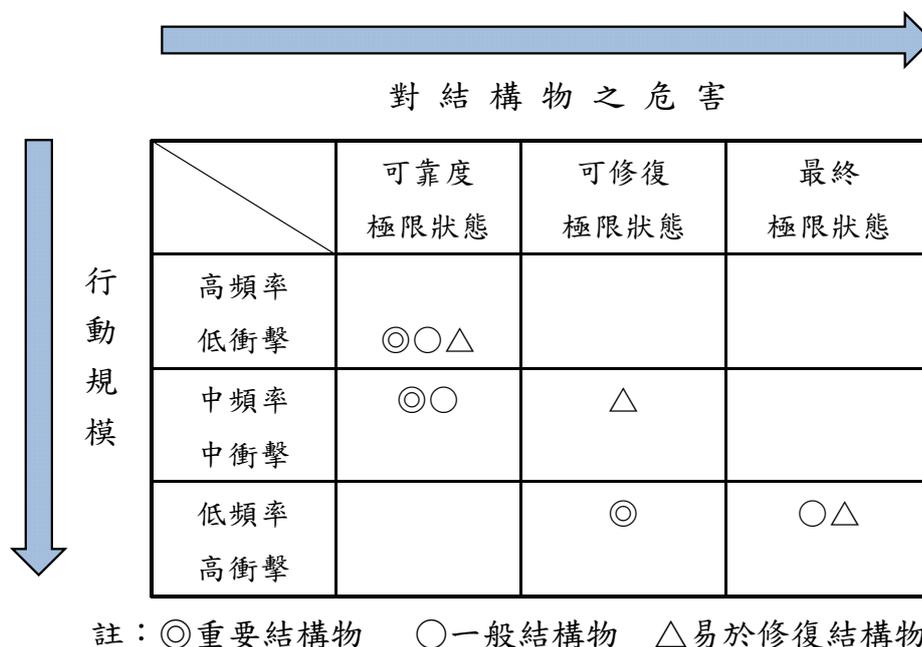


圖 2.3-4 性能要求矩陣

在日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中，性能規定是指表 2.3-1a 所示的橋樑耐震性能要求，為了比較方便起見，我們可以將之改為表 2.3-1b 所示的 2×3 橋樑耐震性能要求矩陣表；其中依結構重要性分成 A 類橋、及 B 類橋等二類；對於橋樑結構損壞的狀態可區分為耐震性能 1、耐震性能 2 及耐震性能 3 等三類之「組合」性能等級。所謂之「組合」性能等級係指綜合各組成構件的性能程度狀態所構成。表 2.3-2 即為該橋樑耐震性能等級在安全性、使用性以及短長期修復性上的綜合定性性能差異比較。

表2.3-1a 橋樑耐震性能要求

設計地震		A 類橋	B 類橋
1 級地震動		橋梁不因地震而損及其健全性 (耐震性能 1)	
2 級地震動	類型 I 的地震動 (板塊邊界型之大規模地震)	地震不至對橋梁 產生致命性之損 壞 (耐震性能 3)	地震引起有限的 損傷；橋梁的功能 可迅速恢復 (耐震性能 2)
	類型 II 的地震動 (如兵庫縣南部地震之內陸直 下型地震)		

表2.3-1b 橋樑耐震性能要求

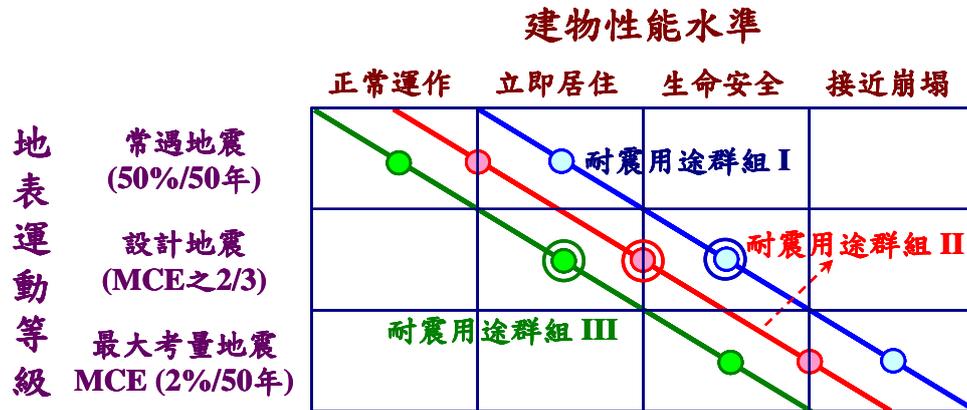
設計地震	耐震性能 1	耐震性能 2	耐震性能 3
1 級地震動	◎△		
2 級地震動		◎	△
註：◎表示 B 類橋；△表示 A 類橋			

表2.3-2 橋梁耐震性能等級

橋梁的耐震性能	耐震設計上的 安全性	耐震設計上的 使用性	耐震設計上的修復性	
			短期的修復性	長期的修復性
耐震性能 1： 橋梁不因地震 而損及其健全 性	確保落橋的安全 性	確保橋梁的功 能與地震前相 同	無須作修復	可進行輕微的 修復
耐震性能 2： 地震引起有限 的損傷，橋梁的 功能可迅速恢 復	確保落橋的安全 性	地震後可迅速 恢復橋梁的功 能	能夠緊急修復	能夠比較容易 進行永久復舊
耐震性能 3： 地震不會對橋 梁產生致命性 的損壞	確保落橋的安全 性	_____	_____	_____

在 FEMA450(2003)中，性能規定則是指如圖 2.3-5 所示的 3x4 (實際上為 1x2) 建築物耐震性能目標矩陣；其中依結構重要性可區分成耐震用途群組 I、耐震用

途群組 II 以及耐震用途群組 III 等三類；對於結構損壞的狀態可區分為正常運轉、立即居住、生命安全以及接近崩塌等四類之限度狀態（或稱之為建物性能水準），這些建物性能水準亦由結構與非結構的不同限度狀態所搭配而成。但是此一建築物耐震性能目標只出現在解說之中，而暫時於條文中並無此規定。



註：上圖中具有符號◎者表示需實際驗證其設計建物之「變形」性能

圖 2.3-5 FEMA450 之耐震性能目標(2003)

至於 AASHTO 設計規範則無類似之性能規定，僅在基本理念與方針上有如下的宣示（此可視為其耐震性能目標矩陣）：

- (1). 在 75 年 7%超越機率(1000 年回歸期)之地震作用下，結構須維持在生命安全(Life Safety)之性能目標（生命安全之性能目標係指發生崩塌之機率很低，但具有產生明顯或嚴重損壞之可能性，此時可能需要進行橋柱之局部或完全更換）。
- (2). 其他更高等級之性能目標如可操作性能目標(Operational)之要求則由業主訂定之。

### 評述與建議（二）：

性能規定是由一性能矩陣所給定，此相當於是由限度狀態＋作用規模＋結構重要性等三者所構成。這種第三階層之性能描述在各性能設計規範中是最根本的，但是各性能矩陣的大小（維度）則不盡相同。

公共工程的各種結構形態各有其結構重要性分類標準，為了區別這些結構重要性的分類，因此限度狀態的區隔狀態數量也隨之改變。舉例而言，建築物耐震設計一般分為三類用途，但橋樑耐震設計一般分為二類用途。以建築物耐震設計為例，其耐震性能規定（目標）矩陣有（3x4；1x2）；至於橋樑耐震設計則其耐震性能規定（目標）矩陣有（2x3）。觀察 Geocode 21 與 code PLATFORM 所提出的 3

×3 性能要求矩陣，其三種結構物重要性分類在同一行動規模作用之下似乎無法很明確的分辨出重要性之差異性（一般最大差異可達 1.5 倍），此反而不如日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中所提出的 2×3 橋樑耐震性能要求矩陣，以及 FEMA450(2003)中所提出的 3×4（實際上為 1×2）建築物耐震性能目標矩陣。

但若以業主（橋樑的業主為交通部）指定性能的可能範圍之角度而言，耐震性能規定（目標）矩陣不宜太小，否則業主很難指定性能，除橋樑之外一般以（3×4）為較佳的選擇。同時，若欲呈現性能程度狀態的指標，其實很難用單一敏感參數指標就足夠靈敏的描述所要達到的複雜性能，這是實施性能設計法的最困難之所在。考慮建築物與橋樑在結構系統構造上之不同，橋樑在結構系統構造與橋柱高度上顯得較為單純，而建築物的結構系統則種類繁多且高度變化差異很大。但僅以橋樑而言，就需要類似日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中所示的耐震性能 1、耐震性能 2 及耐震性能 3 等三類之「組合」性能狀態等級，才能描述所要達到在安全性、使用性以及短長期修復性上的複雜性能，更何況是建築物。一般建築物的性能狀態等級至少要包括最大層間變位角與穩定指標（指柱軸力高低）等局部程度狀態，同時不同構造各有其特別強調之處（例如鋼構造接合部之張力大小）。若單純以為驗證一個等效單自由度系統之整體韌性比指標，就能足夠靈敏的描述所要達到的複雜性能要求，則可能失之於太草率武斷，此乃因為也許整體韌性比很容易就驗證滿足，但其局部程度狀態（例如最大層間變位角）卻未達到所要求之標準。如果真的要以此等效單自由度系統之整體韌性比當成是性能狀態的指標，則必須要計算其在某程度狀態下之安全餘裕度（safety margin）達某一標準才可。

### 3. 各設計規範驗證方式之比較與評述

由圖 2.3-1 可以看到其中的性能驗證階層，Geocode 21 與 code PLATFORM 所提出的結構性能驗證方式可區分為驗證法 A（Verification approach A）與 B 等二種，以使既有之特定性能設計規範藉由驗證方法得以和性能規定銜接。

以驗證方式 A 為範例，性能設計驗證方式中，設計者僅知道結構物的性能要求，在給定這些要求下，設計者需驗證其設計，並將結果呈送主管機關審核。在設計檢核層面，性能規定僅針對各類構造物(例如：基礎、擋土牆等地工構造)所需檢核之項目，提列參考基本公式，目的是使主管機關方便整理檢查列項，以為審查設計者所提設計成果之依據，故可使設計方式有相當大之彈性。

驗證方式 B 則在設計檢核時根據特定設計規範(例如交通部道路規範等)訂定的程序進行驗證。在此驗證法中，性能可視為供規範制定者參酌依循之規範制定手冊，目前日本已有公路橋樑設計規範與建築及公共工程設計準則開始朝符合性

能設計理念的方向修正。驗證方式 B 其下之特定設計規範亦呈階層式結構，包括特定之基本設計規範(specific base design code)及特定設計規範(specific design code)。

針對驗證方式 B 的方法，在 Geocode 21 與 Eurocode 7-En1997 Geotechnical design 中係採用所謂之限度狀態設計法，其中包含了服務限度狀態與極限限度狀態之檢核。各設計規範中之限度狀態種類除前述的歸類之外亦可比較如表 2.3-3 所示：

表2.3-3 限度狀態的種類

規範或手冊	限度狀態的種類		
Eurocode 7	極限		服務
AASHTO LRFD Specification	極端事件	極限	服務
Geo-code 21	極限	可修復	服務
Canadian Foundation Manual.	極限		服務

所謂之極限限度狀態與使用限度狀態，在 Euro Code 中定義如下：

(一) 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。

(二) 服務限度狀態(Serviceability Limit States)：

- (1)P 服務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 應明確區分服務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) 服務限度狀態應考慮：
  - 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。

### 評述與建議（三）：

限度狀態設計法對於「強度」性能要求而言是非常的適合，但是對於「變形」性能要求而言則是非常不容易實施，其原因在於其分項因子（partial factor）非常難以訂定之緣故。同時，「強度」量會有一極限值，但「變形」量並沒有一極限值，故不存在有「變形」之極限設計法，只能進行在不同限度狀態下決定其安全限度（Safety margin）值。舉例而言，對於著名的非線性靜力分析程序（即推覆分析，pushover analysis）而言，則極難以實施限度狀態檢核法，此乃因控制點目標位移難以訂定之故，而且每項檢核項目中容量值的折減係數皆不同，故目前還是停留在使用容許變形量檢核法的階段。

#### 4. 各設計規範驗證方式之性能配套措施之比較與評述

在一般的美國設計規範例如 IBC 2006 或 FEMA450(2003)與 AASHTO LRFD 設計規範 (2007) 當中，針對驗證方式 B 中均訂有所謂之「耐震設計類別」的配套措施。IBC 2006 或 FEMA 450 所定義之耐震設計類別是分別基於  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  之範圍，然後依照表 2.3-4 及表 2.3-5 所查得者並取其較嚴格者訂定之：

表2.3-4 基於 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別

$S_{DS}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{DS} < 0.167$	A	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	B	C
$0.33 \leq S_{DS} < 0.50$	C	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D	D

表2.3-5 基於 $S_{D1}$ 訂定之耐震設計類別

$S_{D1}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{D1} < 0.067$	A	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	C	D
$0.20 \leq S_{D1} < 0.75$	D	D	D
$0.75 \leq S_{D1}$	E	E	F

至於 AASHTO LRFD 規範(2007)則將橋梁之耐震設計分為四個耐震設計類別 (Seismic Design Category, SDC)，其定義係依照表 2.3-6 而定：

表2.3-6 橋梁耐震設計類別SDC之選定

Value of $S_{D1} = F_v S_I$	SDC
$S_{D1} < 0.15$	<b>A</b>
$0.15 \leq S_{D1} < 0.30$	<b>B</b>
$0.30 \leq S_{D1} < 0.50$	<b>C</b>
$0.50 \leq S_{D1}$	<b>D</b>

上述分類之目的主要是為了區分不同之設計要求而訂，同時其設計流程及分析方法也不一樣。在 AASHTO LRFD 規範(2007)中依不同的耐震性能類別其所採用的分析方法就有所不同。

(1) SDC A：適用於簡支單跨橋

- (i) 無須進行位移容量(Displacement Capacity)檢核。
- (ii) 無須進行容量設計(Capacity Design)。
- (iii) 僅須符合防止落橋長度之最小需求。

(2) SDC B：

- (i) 須進行隱式的位移容量(Implicit Displacement Capacity)檢核，即使用正解公式(Closed Form Solution Formula)計算之。
- (ii) 無須進行容量設計(Capacity Design)。
- (iii) 僅須符合 SDC-B 等級之設計需求。

(3) SDC C：

- (i) 須進行隱式的位移容量(Implicit Displacement Capacity)檢核，即使用正解公式(Closed Form Solution Formula)計算之。
- (ii) 須進行容量設計(Capacity Design)。
- (iii) 僅需符合 SDC-C 等級之設計需求。

(4) SDC D：

- (i) 須進行側推分析(Pushover Analysis)。
- (ii) 須進行容量設計(Capacity Design)。
- (iii) 僅需符合 SDC-D 等級之設計需求。

在 IBC 2006 或 FEMA 450 中，依不同的耐震性能類別，其所允許使用的分析程序也有所不同。這些不同的分析程序可以區分為等效側力分析、反應譜分析、結構反應歷時分析以及非線性靜力分析（即推覆分析）等四種，各有其適用時機。至於在日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中，雖然沒有制定耐震設計類別的配套措施，但是隨著耐震性能等級之不同，其所允許使用的查核分析方法亦不同，如表 2.3-7 所示：

表2.3-7 耐震性能查核之分析方法

橋梁的動態特性  查核之耐震性能	地震行為不複雜的橋梁	好幾個位置發生塑性化或非線性的橋梁以及等效能量消散準則適用性有待檢討的橋梁	適用於動態分析法的橋	
			高次振動模態有影響之橋梁	塑性鉸發生位置不明確的橋梁，振動行為複雜的橋梁
耐震性能 1	靜態分析法	靜態分析法	動態分析法	動態分析法
耐震性能 2 耐震性能 3	靜態分析法	動態分析法	動態分析法	動態分析法
適用的橋梁例	右列以外的橋梁	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 使用橡膠支承分散地震水平力的橋</li> <li>● 隔震橋</li> <li>● 剛架橋</li> <li>● 鋼橋墩考慮塑性化的橋</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 固有週期較長的橋梁</li> <li>● 橋墩高度較高的橋梁</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>● 斜張橋、吊橋等纜索橋</li> <li>● 上承式與中承式拱橋</li> <li>● 曲線橋</li> </ul>

評述與建議 (四):

建議在驗證方式 B 中增加類似 IBC 2006 或 FEMA450(2003)與 AASHTO LRFD 規範(2007)的性能配套措施規定，以區分不同之設計要求；亦可參考日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中隨著耐震性能等級之不同，允許使用不同的查核分析方法；針對耐震用途群組重要性越高且工址地震危害度越大者的結構物，採用不同的設計方法，應較能經濟有效的進行性能設計。

## 5. 各設計規範驗證方式查核點的種類、數量以及量化程度之比較與評述

有關性能查核驗證點的種類、數量以及量化之程度，也是悠關實施性能設計以及性能驗證的關鍵所在。舉日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)為例，為了能定量地驗證橋樑系統與各構件能滿足耐震性能要求，此基準具體規定對應不同耐震性能等級之工學物理量(力、位移、應力或應變等)的限界狀態及主要查核項目。以滿足對應耐震性能 2 為例，橋樑各構件所對應之限界狀態及主要查核項目如表 2.3-8 所示。

表2.3-8 耐震性能2之限界狀態與主要查核項目  
(一般梁式橋，設定橋墩主要塑性化之場合)

滿足耐震性能2各構件之限界狀態組合			耐震設計主要性能	間接滿足之性能	主要查核項目
上部構造	間隙	不發生損傷之限界狀態	修復性	使用性	上部構造端部間隙設計值< 上部構造端部間隙
支承	橡膠支承	力學特性不超過彈性範圍之限界狀態	修復性	使用性 安全性	剪應變<容許剪應變 斷面力<耐力
	鋼製支承				水平地震力<水平耐力
橋墩		可以容易修復之限界狀態	修復性 使用性	安全性	慣性力<地震時保有水平耐力 殘留變位<容許殘留變位
基礎		止於次要塑性化之限界狀態	修復性 使用性	安全性	設計水平地震力<基礎降伏耐力 作用剪力<剪力強度
基礎版		力學特性不超過彈性範圍之限界狀態	修復性 使用性	安全性	作用彎矩<降伏彎矩 作用剪力<剪力強度

在 IBC 2006 或 FEMA 450 中之查核點主要是查核設計地震作用下由「等效側力程序」、「反應譜程序」或「線性反應歷時程序」所得之任一樓層的設計層間變位  $\Delta$  不得超過表 2.3-9 所訂之容許層間變位  $\Delta_a$ 。對結構具明顯之扭轉變位，則最大層間變位計算須包括扭轉效應。除結構分離部份其間距依規定之總間距  $\delta_x$  以避免碰撞損壞外，所有結構部份皆須設計及建造成具一體性以抵抗地震力。

表2.3-9 容許層間變位  $\Delta_a$ <sup>a,b</sup>

結構	耐震用途群組		
	I	II	III
非使用磚造抗側力系統結構，四層以下具內部隔間牆、樓版及外牆設計為控制層間變位之結構	0.0 $25 h_{sx}^c$	0. $02 h_{sx}$	0. $015 h_{sx}$
懸臂式磚造剪力牆結構 d	0.0 $1 h_{sx}$	0. $01 h_{sx}$	0. $01 h_{sx}$
其他磚造剪力牆結構	0.0 $07 h_{sx}$	0. $007 h_{sx}$	0. $007 h_{sx}$
韌性磚造抗彎構架	0.0 $13 h_{sx}$	0. $013 h_{sx}$	0. $01 h_{sx}$
其他結構	0.0 $2 h_{sx}$	0. $015 h_{sx}$	0. $01 h_{sx}$
<p>a. <math>h_{sx}</math> = 第 <math>x</math> 及 <math>x-1</math> 樓層之間的樓高</p> <p>b. 對耐震設計分類為 D、E 及 F 者，容許層間變位需依規範 4.5.3 節之要求</p> <p>c. 對於一層且具內部隔間牆、樓版及外牆系統設計為控制層間變位之結構，無層間變位之限制</p> <p>d. 結構系統主要為以基底(或基礎)之懸臂式磚造剪力牆為垂直元件，且牆體間(耦合梁)之彎矩傳遞可忽略不計。</p>			

**評述與建議 (五):**

查核項目愈多則工程師即愈排斥，同時所使用之查核方法也要嚴格規定，最重要的是查核標準的量化不易實施，因為材料與施工都有變異性，同時其值亦隨結構系統之不同而相異，例如由表 2.3-9 得知，所容許之層間變位限度值對不同的結構系統而言其值即有不同。若檢核之狀態為一個類似表 2.3-8 所示之「組合」限度狀態，然而在其主要查核項目當中如果有某一項目經查核後為不滿足該項查核標準，此是否真正代表該整體設計方案就完全無法被接受。這也就是局部破壞

(某項檢核不過關)並不能代表整體破壞(整個性能等級的表現)的看法。或許我們應該訂定當查核項目中如果有某一百分比的項目經查核後皆為不滿足相關之查核標準時才算是真正不合格的設計方案。

## 6. 單獨建立載重定義篇與各構造設計規範性能化之必要性的比較與評述

在 EN1991 Eurocode 1 中統一規定了作用在構造物之作用力(廣義之作用力可能包含荷載、自重、積雪重、風壓、膨脹壓力、水壓、不均勻沈陷或位移衍生的結構受力、…等)(Gulvanessian, 2001b)而 EN1992 Eurocode 2 至 EN1996 Eurocode 6 則分別為針對不同結構材料(混凝土結構、鋼結構、SRC 結構、木結構、磚結構)之構造設計規範。但在美國的個別構造設計規範例如 ACI 318-05 (即國內之土木 401-96)中,各種載重之組合效應並沒有像 Eurocode 那樣分開規定而是與構造設計規定置放在一起,但是其中之地震載重(水平及垂直地震組合效應)則是另外放在耐震設計篇(即 IBC 2006 或 FEMA 450, 例如於附錄 A 中所示之 UBC (1997)載重組合)當中。雖然 ASCE/SEI 7-05【ASCE (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures】已經努力整合了建築物及其他結構的最小設計載重規定,但是橋樑的載重定義及組合還是另外放在如附錄 B 中所示之 AASHTO (1996)載重組合規定當中。因此除非是全面性的將各結構形態以及各構造設計規範換成是 Eurocode 系統,否則很難將載重定義篇單獨從各構造設計規範中獨立出來。同時,由於各構造設計規範修訂改版的年份不一致,因此即使其中存在有與性能設計相關之規定,在 IBC 2006 或 FEMA 450 中則是採取將這些規定分別另闢專章補充的處理方式以增加該構造設計規範之額外規定。

### 評述與建議(六):

針對制定國內公共工程的性能設計準則,建議各載重之定義與組合仍然是保留在各構造設計規範(例如土木 401-96)當中,但是其中之地震載重(水平及垂直地震組合效應)還是另外置放在「特定性能設計規範」中定義。同時,在第一階段各構造設計規範建議暫時不須變動,但若其中與性能設計相關之規定則是採取於「特定性能設計規範」中分別另闢專章補充的處理方式以增加該構造設計規範之額外規定。



## 第三章 國內設計規範概況分析

### 3.1 國內設計規範發展概況

國內現有設計規範很多，各事業主管機構以及各學會均訂有各自的規範，諸如內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範、港灣構造物設計基準，以及其他各事業主管機構的設計或施工規範等等，各規範間雖有很多重疊的部分，但各規範的設計準則與方法間亦存在相當多的差異。

為瞭解國內設計規範的發展概況，以下各節將針對國內各主要設計規範之架構、使用情況與改進方向，逐一作檢討分析，以為本研究訂定性能設計準則之參考與依據。

### 3.2 國內主要設計規範之架構

#### 3.2.1 建築技術規則

##### 1. 基本架構

目前內政部所頒佈的建築技術規則主要分成總則編、建築設計施工編與建築構造編，而其中與性能設計準則會有關連性的部份主要集中於：建築設計施工編第十二章高層建築物、建築構造編第一章基本要求、第二章基礎構造、與第六章混凝土構造。本節以下分別檢討建築構造編各章與建築設計施工編第十二章中與性能設計準則會有關連性的條文。

##### (1). 建築構造編第一章基本要求第四十三條之一：

建築物構造採用靜力分析方法者，應依左列規定： 一、適用於高度未達五十公尺或未達十五層之規則性建築物。 二、構造物各主軸方向分別所受地震之最小設計水平總橫力  $V$  應考慮左列因素：

(一) 應依工址附近之地震資料及地體構造，以可靠分析方法訂定工址之地震危害度。

(二) 建築物之用途係數值(I)如左；建築物種類依規範規定。

1. 第一類建築物：地震災害發生後，必須維持機能以救濟大眾之重要建築物。I=1.5。

2. 第二類建築物：儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物。I=1.5。

3. 第三類建築物：由規範指定之公眾使用建築物或其他經中央主管建築機關認定之建築物。I=1.25。

4. 第四類建築物：其他一般建築物。I=1.0。

(五) 計算設計地震力時，可考慮抵抗地震力結構系統之類別、使用結構材料之種類及韌性設計，確認其韌性容量後，折減設計地震及最大考量地震地表加速度，以彈性靜力或動力分析進行耐震分析及設計。各種結構系統之韌性容量及結構系統地震力折減係數依規範規定。

須注意的是，在第四十三條之規定中，乃根據建築物之重要性所訂之用途係數I無法明確表達其所對應之耐震性能水準，亦無法顯示乘上用途係數後之設計地震力所對應之地震危害等級為何；其次，該條文亦敘述在計算設計地震力時，應考慮抵抗地震力結構系統之類別、使用結構材料之種類及韌性設計，確認其韌性容量後，折減設計地震及最大考量地震地表加速度，以彈性靜力或動力分析進行耐震分析及設計。其中僅使用不甚明確之結構系統韌性容量係數來表達結構耐震性能，並未完善針對結構系統特性、結構材料之種類及構材韌性設計要求等因素來訂定其耐震性能需求，故無法有效掌握及具體表達結構性能表現。

(2). 建築構造編第二章基礎構造第四十八條之一：

建築基地應評估發生地震時，土壤產生液化之可能性，對中小度地震會發生土壤液化之基地，應進行土質改良等措施，使土壤液化不致產生。對設計地震及最大考量地震下會發生土壤液化之基地，應設置適當基礎，並以折減後之土壤參數檢核建築物液化後之安全性。

上述有關不同地震危害等級下土壤液化檢核方法與要求應加以重新檢討，例如有些震區在最大考量地震下之重要結構物經檢核會導致其基礎無法設計，故土壤液化其檢核程序應重新檢討。

(3). 建築構造編第二章基礎構造第五十條：

施工中結構體之支撐及臨時結構物應考慮其耐震性。但設計之地震回歸期可較短。

上述針對施工中結構體之支撐及臨時結構物之耐震性檢討程序所對應之地震力大小應明確表達其危害度水準。

(4). 建築構造編第六章混凝土構造第四節耐震設計之特別規定

本章在第 407 條至第 495 條特別針對耐震設計列出特別規定。其中在第 407 條規定中所列：「在以回歸期四百七十五年之大地震地表加速度作用下，以彈性反應結構分析所得之構材設計內力未超過其設計強度者，即可不用遵守韌性設計要求」，較不符合性能設計之原則。

在第 412 條所列：「抵抗地震力結構系統內設定為非抵抗水平地震力之構材，其設計應考慮整體結構系統側向位移之影響，設計細節於設計規範定之」，但在混凝土工程設計規範未詳細說明不同地震危害等級下整體結構系統側向位移之基準及非抵抗水平地震力之構材之性能應如何設定。

(5). 建築設計施工編第十二章第二百三十六條：

高層建築物依設計用風力求得之結構體層間位移角不得大於千分之二·五。  
高層建築物依設計地震力求得之結構體層間位移所引致之二次力矩，倘超過該層地震力矩之百分之十，應考慮二次力矩所衍生之構材應力與層間位移。

上述有關高層建築物在設計用風力作用之層間位移角，應針對不同結構系統

特性而訂定其限制，而有關於設計地震力求得之結構體層間位移所引致之二次力矩，應要求無論何種情況皆須考慮之。

(6). 建築設計施工編第十二章第二百三十八條：

高層建築物為確保地震時之安全性，應檢討建築物之極限層剪力強度，極限層剪力強度應為彈性設計內所述設計用地震力作用時之層剪力之一·五倍以上。但剪力牆之剪力強度應為各該剪力牆設計地震力之二·五倍以上，斜撐構架之剪力強度應為各該斜撐構架設計地震力之二倍以上。

上述有關高層建築物之極限層剪力檢核方法，應可不限定剪力牆或斜撐構架之剪力強度對設計地震力之倍數，使性能要求程序更加具有彈性，或改用變形需求檢核加以限制。

## 2. 使用情況

目前建築技術規則中主要針對設計方法、各類載重估算方法、設計強度計算及檢核方式提出相關的原則及要求，對於結構性能例如變形或損傷狀態等尚未有相關要求及規定，而論及之設計方法仍主要以容許應力法、強度設計法及極限設計法為主，而有關於各類構造之條文仍主要著重於構材設計方法、強度計算及檢核方式，尤其僅進行強度檢核後，並未針對不同地震危害等級下之各類構造之變形需求檢核甚至各類構件性能之檢核方法加以明確訂定，故目前建築技術規則仍未引入性能設計之理念與原則。

## 3. 改進方向

為使建築技術規定能邁向性能化，應即著手進行研究，尤其結構系統詳細要求須加以明確，耐震設計類別及變形需求檢核方式須確定，目前可優先改進下列幾點：

- (1).建議取消建築技術規則有關用途係數 I，改用考慮各類結構系統特性及相關詳細要求之耐震設計類別及耐風設計類別，並明確表達不同耐震設計類別或耐風設計類別所對應之地震危害度及風力危害度。
- (2).對應於不同耐震設計類別之變形需求檢核方式須確定，尤其針對若不符合結構系統詳細要求之結構物應進行例如非線性靜力分析或動力歷時分析等以檢核其變形需求。
- (3).須建立對應於不同性能水準之結構整體性能要求及構材性能要求基準，目前美國 FEMA-350 及 FEMA-356 等技術報告已出現構材性能要求基準之建議值、表達格式及相關檢核方法。
- (4).重新檢討各構造設計規範之載重計算方式、載重係數及載重組合等。
- (5).在建築設計施工編中有關高層建築在設計風力或設計地震力作用下之容許層間位移角之限制及極限層剪力檢核之相關規定，應視結構系統特性及不同地震危害等級加以訂定，即應在結構系統詳細要求中訂定更加具有彈性性能要求檢核程序。
- (5).參考本土工程案例檢討土壤液化潛能評估程序及性能要求設定方式。

### 3.2.2 建築物耐震設計規範

#### 1. 基本架構

台灣現行「建築物耐震設計規範與解說」係於 2005 年由內政部頒布施行，基本上屬於傳統之力法設計規範，但隱含有性能設計之概念。規範第 1.2 節之耐震設計基本原則明確規定：「本規範耐震設計之基本原則，係使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內，設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超

過容許韌性容量，最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。」若以性能設計之觀點而言，現行規範之設計原則正好符合 3x3 之性能目標矩陣，意即建物所預期達成之設計目標具有三重設計標的，分別是在最大考量地震危害層級時能滿足「預防崩塌(CP)」之建物性能水準、設計地震危害層級時能滿足「生命安全(LS)」之建物性能水準，而在中小度地震時能滿足「正常運作(OP)」之建物性能水準。

現行規範所定義之設計地震為 50 年超越機率 10%之地震，其回歸期約為 475 年。於此地震水準下，建築物不得產生嚴重損壞，以避免造成嚴重的人命及財產損失；但容許建築物在一些特定位置如梁之端部產生塑鉸，藉以消耗地震能量，並降低建築物所受之地震反應。規範中明確規定各種結構系統的韌性容量，但當設計地震發生時，為防止過於嚴重之不可修護的損壞，並不希望結構之韌性全被用盡，故限定建築物產生的韌性比不得超過容許韌性容量。另一方面，現行規範所定義之最大考量地震為 50 年超越機率 2%之地震，其回歸期約為 2500 年左右。設計目標在使建築物於此罕見之烈震下不產生崩塌，以避免造成嚴重之損失或造成二次災害；因為地震危害水準已經為最大考量地震，若還限制其韌性容量之使用，殊不經濟，故允許結構物可完全發揮規範規定之韌性容量。因此，雖然最大考量地震與設計地震之地震強度不同，但所容許之建物性能水準(結構反應韌性比與相對應之地震力折減係數)也不相同，故基於最大考量地震與設計地震分別求得之建物基底剪力，其差異並不會太大。

現行耐震設計規範對中小度地震並沒有明確的定義，目前係採用避免建築物在地震不大即產生降伏之方式，定義設計最小總橫力之下限值；規範規定建築物在回歸期 475 年之設計地震作用下，其韌性比不得超過 4.0，而以此為依據定義之設計最小總橫力下限值約為直接採用回歸期 475 年未折減之地震力的 1/4.2 倍。一般而言，對長週期且高韌性容量的建築物而言，此一設計標的常控制該建物之耐震設計。

現行規範針對建物於地震時之變形性能要求，係於 2.16.1 節藉由「容許層間相對側向位移角」進行相關規定，2.16.1 節之條文規定如下：

### 2.16.1 容許層間相對側向位移角

在地震力  $V = \frac{IF_u}{4.2} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$  作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005。計算位移時應計及平移與扭轉位移。

若能證明非結構構材能承受較大層間變位而不致產生影響生命安全之破壞時，上述限制可酌予放寬。

計算位移時所施加的地震力，若基本振動週期係以結構力學方法計算，所得  $T$  值不必受小於經驗公式週期值  $C_U$  倍的限制， $S_{aD}$  亦不受(2-2a)式之限制。此外，用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以  $I=1.0$  所得之地震力計算位移。

條文中之符號定義，請參閱內政部頒行之「建築物耐震設計規範與解說」。

## 2. 使用情況

工程師採用現行耐震設計規範進行設計時，係基於【10%/50 設計地震，結構系統容許韌性容量】以及【2%/50 最大考量地震，結構系統韌性容量】之組合，分別計算相對應之基底剪力  $V$  與  $V_M$ ，並與避免中小地震降伏之設計地震力下限值  $V^*$  比較，決定設計用之基底剪力。基底剪力  $V$ 、 $V_M$  與  $V^*$  之表示式如下：

$$\text{設計地震} \Rightarrow V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

$$\text{最大考量地震} \Rightarrow V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (3.2.2-1)$$

$$\text{避免中小地震降伏} \Rightarrow V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

其中， $S_{aD}$  與  $S_{aM}$  分別為工址設計水平譜加速度係數(考慮 475 年設計地震之彈性譜加速度需求)與工址最大水平譜加速度係數(考慮 2500 年最大考量地震之彈性譜加速度需求)，可依照規範規定針對一般工址、近斷層區域(藉由近斷層調整因子  $N_A$

與  $M$  提高地震需求) 以及台北盆地等工址計算其值;  $F_u$  與  $F_{uM}$  分別為藉由結構系統容許韌性容量  $R_a$  與結構系統韌性容量  $R$  計算之結構系統地震力折減係數;  $I$  為用途係數、 $W$  為建築物全部靜載重、 $\alpha_y$  為起始降伏地震力放大倍數。以一般工址之設計基底剪力  $V$  為例, 其計算流程如圖 3.2.2-1 所示, 相關符號定義與細節, 請詳閱內政部頒行之「建築物耐震設計規範與解說」。

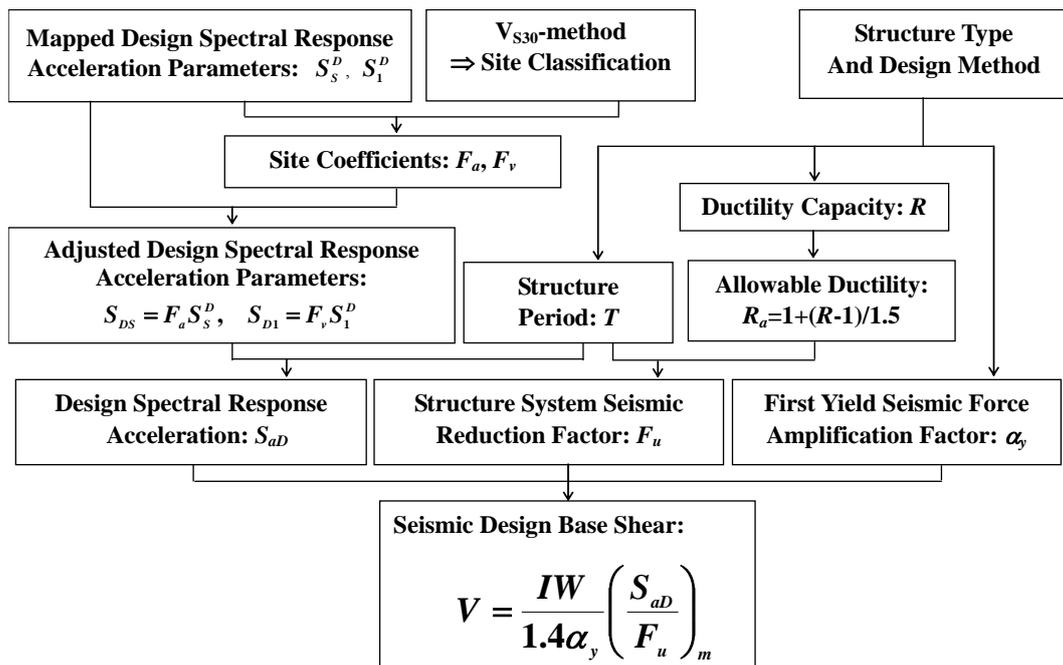


圖 3.2.2-1 一般工址設計基底剪力之計算流程如圖

## 2. 改進方向

如前所述, 現行耐震設計規範僅就「容許層間相對側向位移角」進行變形性能檢核, 而對建物是否如預期般符合具有三重性能標的之性能目標, 並沒有明確之規定。同時, 除了針對建築結構系統定義結構系統韌性容量與容許韌性容量, 以因應最大考量地震與設計地震時結構應具有不同之預期性能水準外, 對於基礎或是建築物地下部份之設計水平地震力, 並沒有針對不同之地震危害層級定義相對應之預期性能表現。

### 3.2.3 混凝土工程設計規範與解說

#### 1. 基本架構

我國現行混凝土工程設計主要以內政部於 92 年 1 月公告實施修正版"結構混凝土設計規範"及中國土木水利學會編訂之"混凝土工程設計規範及解說(土木 401-96)"為主，"結構混凝土設計規範"主要為參考 ACI-318-99 版本，"混凝土工程設計規範及解說(土木 401-96)"則是參考 ACI-318-05 版本，兩者內容皆涵蓋鋼筋混凝土之梁柱牆版設計、預力混凝土、結構純混凝土、預鑄及合成混凝土構材等，兩版本不同處為土木 401-96 在規範公式採用較統一標準化之符號，但有關混凝土之設計原理仍與 92 年修正版相同。土木 401-96 規範之長細效應、扭力、鋼筋伸展、雙向版、預鑄、耐震設計、結構純混凝土、統一設計法、替代設計法、材料之品質要求等章節均屬相當程度增修。土木 401-96 與 92 年內政部修正版與設計者相關之不同點在於包括設計載重因數與強度折減因數之重新定義，斷面鋼筋配置須作拉力控制或壓力控制之查驗，裂紋控制條款之簡化，深梁之定義與設計方式之變更，引進壓拉桿模式設計理念，增加錨栓設計與耐震設計之修訂等等。在構材設計及耐震設計特別規定等方面兩規範皆已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準。

#### 2. 使用情況

目前台灣現行混凝土工程設計規範仍以強度設計導向為主，整體設計仍以滿足力之需求的強度設計為主，雖以採用應變量來控制設計鋼筋量，但對位移容量之探討仍不多，土木 401-96 規範之壓拉桿模式設計理念雖可較準確預估深梁行為，但工程師對此部份尚不熟悉。台灣混凝土工程設計採用極限設計法已經有數十年之時間，結構與土木工程師已相當熟悉其程序，但須注意的是其中與耐震設計規範相關之計算值需因使用載重因數及載重組合方法之不同而加以調整。

若欲將混凝土工程設計規範加以性能化，則須先建立對應於不同性能水準之結構整體性能要求及構材性能要求基準，目前美國 FEMA-350 及 FEMA-356 等技術報告已出現構材性能要求基準之建議值、表達格式及相關檢核方法，並相對應之載重係數及載重組合方法皆應重新檢討。

### 3.2.4 鋼構造建築物鋼構設計規範

#### 1. 基本架構

我國現行鋼構造建築鋼結構設計技術規範採用容許應力法及極限設計法並行之方式，相當於美國 AISC 所訂鋼結構設計規範(AISC, 2005)。該鋼構造設計規範針對品質要求、耐震要求、接合型式、製圖規定、載重、材料、受拉構材、受壓構材、撓曲構材、承受組合力及扭矩之構材、合成構材、接合設計及耐震設計特別規定等構件設計及檢核程序加以訂定，其內容與架構皆已相當完整，與歐、美、日等先進國家之分析方法具同一水準。

#### 2. 使用情況

目前台灣現行鋼構造建築鋼結構設計技術規範仍以強度設計導向為主，而不論是容許應力法及極限設計法，結構工程師已相當熟悉其程序，但須注意的是美國已規劃將容許應力法及極限設計法加以統整，而其中相對應之載重係數及載重組合方法皆應加以調整。

#### 3. 改進方向

若欲將鋼構造設計規範加以性能化，則須先建立對應於不同性能水準之結構整體性能要求及構材性能要求基準，目前美國 FEMA-350 及 FEMA-356 等技術報告已出現構材性能要求基準之建議值、表達格式及相關檢核方法，並相對應之載重係數及載重組合方法皆應重新檢討，尤其建議其中所使用之構件設計方法，應完全邁入以考慮載重因子及強度折減係數為主幹的極限設計法之架構中，以求結構設計之可靠度能更加一致。

### 3.2.5 建築物基礎構造設計規範

#### 1. 建築物基礎構造設計規範之演進

我國自民國九十年十月起始有建築物基礎構造設計規範之頒佈施行，原本關於基礎設計之規定係以簡要條文之方式，訂定於民國九十年以前之「建築技術規則」中。茲將此演變過程概述如下：

##### (1) 民國 63 年版建築技術規則建築構造編第二章

本規則建築構造編第二章基礎構造之內容為建築物基礎設計的相關規定，共分為六節，分別為通則、地基調查、版基礎、樁基礎、墩基礎、基礎開挖，共有條文 75 條。由於建築技術規則具有法律位階，其條文修訂極為不易，彈性不足，常造成設計困擾。隨著時代的進步，相關條文內容已不足涵蓋與規範日益發展的基礎工程技術。

##### (2) 民國 77 年「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」研究報告

前述建築技術規則自頒佈以來，期間雖經歷民國 64 年與 71 年的條文修訂，惟對「基礎構造」章節之條文未作任何修正。鑑於大地工程方面之理論發展與施工技術日新月異，使得基礎工程設計時所採用之理論及施工技術均明顯超越以往。因此民國 77 年由內政部營建署委託中華民國建築學會完成「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」研究報告，以期修訂建築技術規則中不合時宜之條文，惟建築技術規則之相關條文當時並未配合修正，致使此規範並未正式頒佈施行，僅具參考價值，並無約束效力。

此研究規範與原技術規則基礎構造設計條文相較，明顯詳細許多，使工程師更容易參考使用，但是對於條文之內容，設計公式之來源並未加以解說，因此無法使工程師進一步體會該規範之精神與內涵。主要更動增加的部分在基地調查、樁基礎、基礎開挖及地盤改良。

##### (3) 民國 90 年建築物基礎構造設計規範

此規範係根據內政部建築研究所委託大地工程學會於民國 87 年完成之「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範（含解說）」研究報告所訂定。該研究報告係以前述民國 77 年中華民國建築學會編定之「建築物建築技術規

則建築構造編基礎構造設計規範」為藍本所修訂。與民國 77 年之研究報告相較，增加第十章土壤液化評估章節，對於第五、六章之樁基礎與沈箱基礎修正最多，新近發展之大地工程學理與工程技術皆納入該設計規範中。

民國 77 年所擬訂之「建築技術規則建築構造編基礎構造設計規範」因建築技術規則條文未能配合修訂，致使該設計規範無法源依據，未能落實執行，使日益發展的基礎工程技術無法推廣應用，殊為可惜。故此次基礎構造設計規範特別配合建築技術規則中相關條文之修訂，同時頒佈施行。此次修訂之精神為建築技術規則基礎構造編中不再含有規範條文，將原有 75 條規則條文刪減簡化為 38 條，規則條文僅作原則性規定，而將有關設計技術之細節規定獨立出來，置於此基礎構造設計規範中。如此作法，可因應基礎工程學理與技術之發展，經常性地修訂設計規範，無須更動技術規則條文，避免修訂規則條文所需經歷之冗長法定程序。

## 2. 當前建築物基礎構造設計規範之架構

此規範共分十章，其架構如圖 3.2.5-1 所示，各章重點概述如下：

### (1) 第一章 通則

本章首先明訂本規範之依據，適用範圍及基本原則，闡明本規範係根據建築技術規則建築構造編第二章基礎構造之設計需求而訂定之，適用於一般建築物構造之基地調查、基礎設計與施工，規範基礎設計應考慮之事項、分析方法與安全要求。此規範之規定為最低之安全要求，適用於一般建築物，對於特殊地盤之建築物，除本規範尚應另外遵守相關之規範。

### (2) 第二章 基礎載重

本章明列建築基礎設計應考量之載重有靜載重、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項臨時性載重。在建築物之各項載重中，施工期間之上浮力問題最多，且常發生事故，故本規範特別提示應予重視。鑑於日本阪神大地震引起土壤液化，曾發生側向流動現象，本規範亦提示地盤具有高液化潛能之建築基地，應將液化對基礎之影響納入考量。

### (3) 第三章 基地調查

本章重點在於基地調查之範圍、點數及相關規定。調查範圍界定為基地本身及其四周可能影響基地建築物安全之區域，或受基地建築工程影響之區域，突破

以往僅限於基地內作調查之盲點。調查點數基本上每 600 平方公尺設一點，每個基地至少二點。對於面積超過 5000 平方公尺之基地，得視地形與地質之變異性，以及建築物結構設計之需求調整調查密度以符經濟合理之原則。調查深度方面，原則上至少應達到可據以確認地質條件，供基礎設計與施工安全所需之深度。

#### (4) 第四章 淺基礎

本章內容包括淺基礎設計原則、基礎版之結構分析、基礎支承力計算與沈陷量之計算。

#### (5) 第五章 樁基礎

本章內容主要包括基樁設計原則、基樁垂直承載力計算、側向支承力計算、負摩擦力計算、群樁效應之考量，基樁變位量之計算，以及樁載重試驗。

#### (6) 第六章 沈箱基礎

本章內容包括沈箱載重支承力之計算、沈箱變位之計算、沈箱結構設計應考量因素。

#### (7) 第七章 擋土牆

本章內容包括擋土牆設計原則、土壓力計算、牆體穩定性檢核，與地下牆設計。

#### (8) 第八章 基礎開挖

本章是為確保基礎開挖工程之安全，所提出嚴謹之規範要求。涵蓋以下重點：基礎開挖基地調查、基礎開挖安全、地下水位控制、邊坡式開挖、擋土式開挖、支撐設施、側向土壓力計算、擋土壁貫入深度、施工階段穩定性、材料容許應力、擋土壁之變形與控制，以及開挖安全監測。

#### (9) 第九章 地盤改良

本章提出地盤改良設計原則、執行及效果檢核項目之原則性說明，並介紹數種地盤改良方法、原理，及適用場合與施工法。

#### (10) 第十章 土壤液化評估

本章共分六節，包括土壤液化、設計地震、土壤液化潛能評估、損害評估、地盤流動化之基礎耐震設計，以及液化地層土質參數之折減。

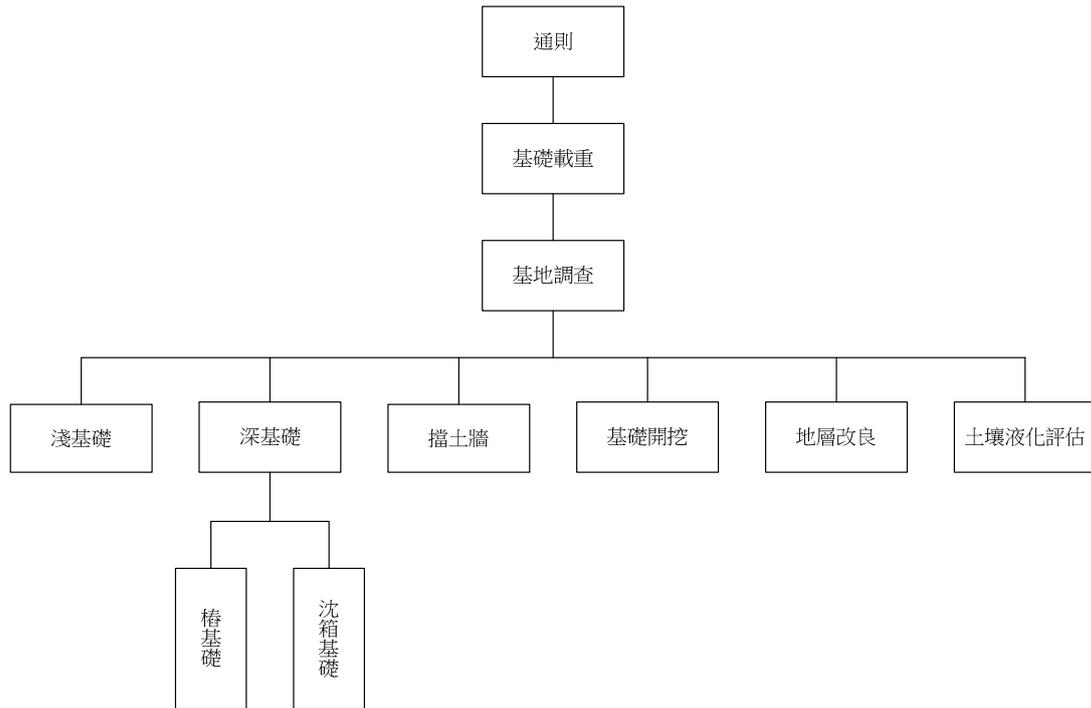


圖 3.2.5-1 基礎構造設計規範架構

### 3. 綜合評論

#### (1) 分析架構

我國現行基礎設計規範在設計方法上採用容許應力法，相當於美國 AASHTO 規範中之工作載重設計法，尚未採用極限強度設計法或性能設計理念。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、日等先進國家採用之分析方法具有相同水準。

#### (2) 使用情況

我國現行基礎設計規範中，其各項規定雖隱含基礎構造各種設計狀態之檢核，但對於性能設計（或限度狀態設計）之觀念，仍然沒有具體之陳述，因此對設計情況之設定，以及作用力與材料性質之選取，均無明確之規定，使得各工程師在應用時須憑工程經驗作合理之判斷，分析過程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），需以一總體之安全係數概括之。國內傳統基礎工程設計多習慣採用此種分析模式，經驗豐富之工程師常能作適當之判斷與抉擇，選用適當之模式與參數，做出合理之設計，由於該規範之條文與解說詳盡，且具有法源依據，因此廣為國內工程師所採用，是本規範模式之優點；

然而本規範之設計方法採用工作應力法，而國內上部結構物之設計方法多已採用極限強度設計法，兩者設計理念與載重規定並不一致，造成上部與下部結構設計有許多不相容的問題出現。此外，本規範因未採用以可靠度理論為基礎之分析方法，因此無法知道設計結果的破壞機率與預期之性能。

### (3) 改進方向

為提升我國基礎設計的水準，未來基礎構造設計規範可朝向性能設計之方向發展，將限度狀態之設計理念引入規範中，同時並將基礎設計方法改採用以可靠度理論為基礎之分項係數設計法，使之與上部結構設計法與國際設計規範漸趨一致。

為使國內基礎設計規範能趕上國際水準，應立即著手進行研究，為推行基礎性能設計規範而努力。其工作重點如下：

- (1) 擬訂性能設計流程
- (2) 擬訂各式基礎的性能標準與限度狀態
- (3) 擬訂基礎設計時之載重組合及相關之載重因子
- (4) 擬訂本土性之材料性質參數折減因子與各型基礎之阻抗因子
- (5) 加強教育訓練並推廣性能設計（或限度狀態設計）之觀念

### 3.2.6 橋梁設計規範與耐震設計規範(含公路與鐵路橋梁)

#### 1. 基本架構

我國現行公路與鐵路橋梁設計規範主要以美國 AASHTO 規範為主要依據藍本，鐵路橋則再融合日本鐵道構造物設計標準與德國規範等之設計規定。於公路與鐵路橋梁耐震設計規範方面則以本土之設計地震力計算方式，融合美國 AASHTO 及日本道路示方書之構材設計為主體。

公路橋梁設計規範為公路橋梁耐震設計規範之基本母法，其共分為十個章節為設計概要、載重、載重之分佈、基礎、下部結構與箱涵及擋土牆、鋼筋混凝土設計、預力混凝土設計、鋼結構、支承、橋面防水，於基本設計方面應已相當完整，其中在鋼筋混凝土構材方面以強度設計法為主，預力混凝土與鋼結構方面則仍以工作應力法為。92 年版公路橋梁設計規範較 76 年版增加淨空、載重加成、地震力、鋼筋混凝土托架及托梁、預力混凝土錨碇區規定、盤式支承、碟式支承等之規定與檢討，並將耐震設計相關課題分離，獨立於公路橋梁耐震設計規範中進行相關之規定。

鐵路橋梁設計規範於 93 年頒布初版規範，其僅分為五個章節為總則、一般規定、載重、橋梁結構、其他事項，除在載重規定與公路橋梁設計規範不同外，其他橋梁構材等之設計與公路橋皆類似。

不論是公路(鐵路)橋梁設計規範或延伸之耐震設計規範其皆僅適用於跨度 150 公尺以下之新建橋梁設計，吊橋、斜張橋與拱橋等特殊橋則不適用。公路與鐵路橋梁設計規範偏向於一般載重規定及構材設計方面，與本研究之耐震性能設計相關性較少，所以本節以敘述與討論耐震設計規範為主，另由於公路與鐵路橋梁耐震設計規範除軌道變位外，其他於地震力計算及構材設計方面皆類似，所以亦僅進行公路橋梁耐震設計規範之探討，公路橋梁耐震設計規範整體主要架構內容摘要如下列所示各項。

- (1) 總則：耐震設計之基本原則，公路橋梁在地震下之機能需求，設計地震之定義。
- (2) 靜力分析方法：震區劃分規定，設計水平與垂直地震力之計算規定，近斷層設計地震力規定及相關地盤分類規定，設計水平地震力計算流程圖

如圖 3.2.6-1 所示。由圖 3.2.6-1 可知，國內於彈性設計水平地震力計算方面與美日規範較不相同，考慮之因素較為仔細，且國內訂有三級地震水準，最終進行設計之地震力為取三級地震之折減後地震力的最大值為設計地震力。

- (3) 動力分析方法：主要為設計反應譜、反應譜分析與地震歷時之相關規定，其中許多設計參數為本土化研究之成果。
- (4) 構材設計：載重組合方式、橋墩、基礎與支承設計地震力及設計分析方法。支承設計仍採用強支承弱橋墩之設計概念，設計力與設計方法則取美國 AASHTO 與日本道路橋示方書之優點制定相關設計規定。
- (5) 鋼筋混凝土構材之韌性設計：主要依據來自於美國 AASHTO 規範，規定確保鋼筋混凝土構材韌性之細部設計規定。
- (6) 鋼橋墩橋墩之韌性要求：主要依據日本道路橋示方書之相關規定，規定確保鋼橋墩韌性之基本設計原則。
- (7) 隔震與消能設計：隔震橋梁之適用範圍與設計規定，隔震支承墊之原型測試及性能保證測試規定，隔震支承設計流程如圖 3.2.6-2 所示。考慮隔震橋梁之特性，其設計所考慮之地震水準與一般橋梁不同，直接考慮 475 年回歸期之設計地震為地震需求，並無一般橋梁需進行三級地震力比較大小之過程。
- (8) 有關耐震其他規定：土壤液化評估及不穩定地盤基礎耐震設計原則性規定，及防止落橋長度及防止落橋裝置設計。於土壤液化、流動化與防落橋設計方面主要觀念源自於日本道路橋示方書，
- (9) (鐵路橋梁)軌道橋梁耐震設計：地震時軌道橋梁之軌道變位及軌道與橋梁結構互制等方面之設計規定。

國內橋梁耐震設計規範在性能目標(地震水準與性能水準)方面已有明確之定義如表 3.2.6-1 所示，其中為以固定形式之韌性容量的使用多寡來表示橋梁損壞狀態，雖然並無法完全反應橋梁於地震下之真實行為，所以僅屬概念式之性能設計規範，雖然性能目標還僅屬概念式宣示，未有明確量化之性能水準(損壞狀態)的定義與相關配套，但其已經具有未來性能設計法規之雛型，可視為一般傳統力法與性能設計法規之過渡版本，尤其在地震需求方面，明確定出三級地震需求，並以短周期與一秒周期譜加速度係數取代傳統之地表加速度為地震參數，除將傳統地

表加速度與正規化反應譜的不確定性合而為一外，亦同時考慮到不同頻率地震波之衰減特性。

由圖 3.2.6-1 中可以得知，國內橋梁耐震設計規範雖然有三級地震水準，但最終進行設計之地震力為取三級地震力之最大值來為所謂之設計地震力進行設計，在構材設計方面如橋墩、基礎與支承之設計為以三級地震力之最大值來(設計地震力)進行傳統力法之彈性設計，由於為彈性設計且取三級地震力之最大值，所以規範所要求之中度地震保持彈性的性能目標應自動滿足，但對於設計地震與最大考量地震下之耐震性能檢核則未有明確之規定。在土壤液化評估與隔震橋設計方面，考慮既有評估與設計方法之特性，皆直接以 475 年設計地震為地震需求，不考慮其他等級之地震需求。在防止落橋方面，設計規範為達橋梁於最大考量地震下不可落橋之耐震性能要求，所以在防落橋長度之計算方面(如地盤變位、梁端位移)為採用最大考量地震為需求地震。

表 3.2.6-1 橋梁耐震設計規範性能目標

地震水準	對應之性能水準(損壞狀態)
以回歸期不甚明確之中度地震(約設計地震 $S_{ad}$ 除 3.25)為避免過早降伏之地震力	結構保持彈性
475 年回歸期地震為設計地震，以岩盤之短周期與一秒周期水平譜加速度係數 $S_s^D$ 與 $S_1^D$ 表示	允許結構產生可修之損壞(以使用韌性達容許韌性容量 $R_a$ 表示)
2500 年回歸期地震為最大考量地震，以岩盤之短周期與一秒周期水平譜加速度係數 $S_s^M$ 與 $S_1^M$ 表示	橋梁需不崩塌及不可落橋(規範中以使用韌性達結構韌性容量 $R$ 表示)

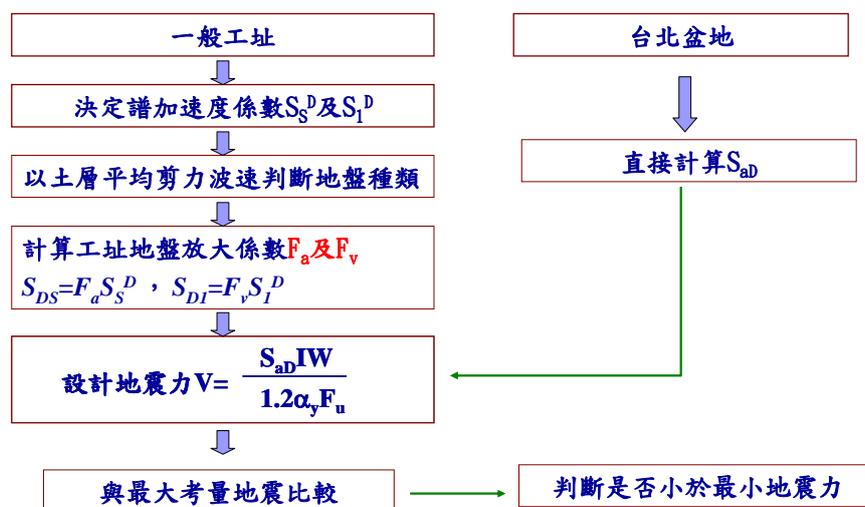


圖 3.2.6-1 設計水平地震力計算流程圖

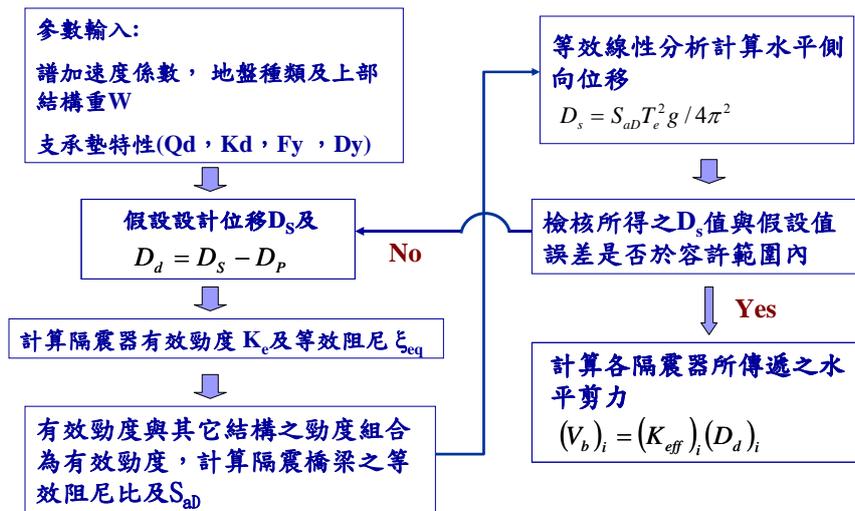


圖 3.2.6-2 隔震支承設計流程

## 2. 使用情況

由於橋梁屬公共工程為大部份，目前國內設計皆以現行橋梁設計規範與橋梁耐震設計規範為主要依據，雖然設計上偶有較不合宜或過度保守之情況，但一般橋梁設計工程師已相當熟悉規範之程序與規定，須注意的是國內於載重係數、載重組合及後續耐震設計之地震力折減應加以整合調整。

## 3. 公路橋梁耐震設計規範於性能設計方面之討論

### (1) 性能目標方面:

設計規範於地震需求方面已明確規定出三級地震水準，在地震需求方面應屬相當妥當且合適，且以譜加速度取代地表加速度為地震需求，較能反映地震特性，但在結構性能水準方面，為以單一韌性容量  $R$  值的使用多寡來表示橋梁損壞狀態，因為韌性容量  $R$  值僅與橋墩型式有關，與橋梁單元之邊界條件、橋型規不規則等影響耐震因素無關，所以單一韌性容量除較無法反應出不同橋梁系統之真實韌性外，且個別構材於不同地震水準下對應之損壞狀態(性能水準)可能無法掌握的相當好，因此還無法完全了解橋梁整體於地震下之真實行為反應，所以性能目標方面較屬概念式之型式，讓設計者易於了解設計目標，而未有明確量化之性能水準(損壞狀態)的定義與相關配套規定。雖

然性能水準的定義並非立即可成且存在許多爭議，初期或許仍可延用現行之使用韌性來暫代，但不同橋梁系統之韌性容量需以能準確反應結構行為的計算方式求取，來取代現行之單一韌性容量值。

## (2) 設計地震力方面：

- (a) 設計規範定有三級地震水準，但進行設計之地震力仍為取三級地震之折減後地震力來進行傳統彈性力法設計，雖設計方法簡單且易被工程師接受，但由於不同強度地震下結構與地盤之反應絕非成線性關係，如不同地震下因土壤液化造成設計基面下降即會不同，而結構開裂與地盤之非線性程度亦會因地震強度而不同，此會影響結構基本振動週期之改變，進而影響所反應出的地震力，另強震下破壞順序亦會影響結構之耐震表現，所以目前比較地震力大小後取大值之彈性設計方法還無法確切反應不同地震下結構與地盤之真實情況，尚待補充不同等級地震下之設計配套措施，以使現行已具性能設計雛型之規範更加完善。
- (b) 在設計地震力計算過程中之結構起始降伏地震力折減係數 $\alpha_y$ 方面，現常因載重組合不同而不同，且單一 $\alpha_y$ 值無法反應所有載重組合情況，所以地震相關之載重組合應進行統一，且性能設計講究的是結構真實反應，故若地震水準確認後，地震相關之載重因數將來應可以去除不用。
- (c) 現行設計反應近斷層地震效應為簡單將短周期與一秒周期水平譜加速度係數乘以斷層近域調整因子 $N_a$ 與 $N_v$ 來放大地震力，但此僅能反應地震之大小而無法反應出近斷層地震特性如長週期速度脈衝對結構反應之影響。
- (d) 三級地震之折減後地震力取大值所形成之設計地震力-週期圖形有點不太平滑而有點奇特，雖其起因於基本設計理念，但應有調整之空間。
- (e) 反應地盤對地震波影響之工址地盤放大係數 $F_a$ 與 $F_v$ ，具方法簡單且反應地盤對地震力大小影響之優點，其值主要為根據美國 FEMA 相關報告調整而得，國內規範選用值較美國為小之原因在於台灣當初震區畫分之地震危害分析資料，平均而言偏向於第二類地盤之資料，所以如 $S_s^D$ 與 $S_1^D$ 應屬第二類地盤之值而非岩盤，所以在理論依據方面可以再加以補充。
- (f) 國內建物與橋梁設計現有之三級地震水準雖然符合趨勢，但若真實配

合性能規定推動性能設計法，由於性能設計法較傳統方式煩瑣，故初期三種地震水準似乎過多，較不易推行及被接受，初期可考慮二種地震水準來推行。

- (g) 設計地震力計算過程中，為避免設計地震力過大而設有地震力上限折減方式，其主因為考量短週期結構與土壤互制後阻尼比較高，故可設定其設計地震力上限，此點與 FEMA 368 中考量結構土壤互制後阻尼比可提高(與  $S_{DS}$  有關，至多可折減 30% 地震力)，及日本 2000 年建物規範中對土壤阻尼之考量相同且論點一致，但設計地震力上限之取法可以較準確可信之方式來加以取代，以確實反應強震下土壤互制後阻尼提高之效應。

### (3) 動力分析方法：

現有耐震設計規範中於動力分析方法中已有許多本土化之研究，改進不少美日規範之不足處。但現有之動力分析仍以反應譜振態疊加為主，線性與非線性歷時分析規定較少，尤其在非線性歷時分析方面，此一方面分析之推廣需對歷時分析之結構模擬先有明確之規定，如支承、橋台行為，構材強度、遲滯行為模式，地盤土壤行為等皆需有指針可依循，使易於執行而提昇設計技術，另在地震歷時方面缺乏可用之資料庫，亦應該及早建立相關資訊。

### (4) 隔震、消能設計與土壤液化評估：

在土壤液化評估與隔震設計方面，因考慮既有評估與設計方法之特性，皆僅考慮 475 年之地震來進行評估與設計，其具有熟悉之評估與設計理論易被接受使用之優點，但不考慮其他等級地震需求下，可能會造成隔震橋與一般橋梁性能目標不一致，及土壤液化評估結果無法與設計所要求性能目標一致。在消能設計方面，暫時無對應之性能準則與規定，所以隱約有將消能裝置視為提供額外阻尼之裝置。

## 3.2.7 港灣構造物設計基準

### 1. 基本架構

我國現行港灣構造物設計基準，共分成兩部，為民國 85 年版「防波堤設計基準及說明」與民國 86 版「碼頭設計基準及說明」，防波堤設計部分，共分六章，第一章—總論、第二章—設計之基本原則、第三章—基本設計、第四章—細部設計、第五章—防波堤與漂沙對策設施、第六章—防波堤之管理與維修；碼頭設計部分，分為六章，第一篇—通則、第二篇—設計條件、第三篇—工程材料、第四篇—基礎、第五篇—碼頭工程、第六篇—專門碼頭。本設計基準尚未採性能設計，基礎設計採工作應力法。鑑於國外相關規範，如日本港灣技術基準(1999)，已採行性能設計，本設計基準仍有相當大之改善空間。

### 2. 使用情況

目前本基準在基礎設計方面以工作應力法為主，對照結構設計上採極限強度設計法，很明顯會有銜接上的問題。若未來要朝向極限設計法方向修訂，則須針對港灣構造物研擬其載重係數、強度折減因子及限度狀態檢核等相關基準與定義。此外，921 地震後，國內建築、橋樑耐震設計規範皆調整其相關地震力參數，港灣設計基準耐震設計章節尚未對應修訂。

### 3. 改進方向

未來港灣構造物設計基準可朝向性能設計之方向發展，將性能設計理念引入規範中，同時並將基礎設計方法改採用以可靠度理論為基礎之分項係數設計法，使之與結構設計法趨於一致。

為使港灣構造物設計基準朝性能化發展，應立即著手進行研究，其工作重點如下：

- (1) 擬訂港灣構造物性能設計流程
- (2) 擬訂各式港灣構造物之性能標準與限度狀態
- (3) 擬訂港灣構造物之載重組合及相關之載重因子
- (4) 擬訂本土性之材料性質參數折減因子與各類港灣構造物之阻抗因子
- (5) 加強教育訓練並推廣性能設計（或限度狀態設計）之觀念

### 3.2.8 共同管道技術規範草案

為提升城鄉生活品質，統合公共設施管線配置，加強道路管理，維護交通安全及市容觀瞻，民國八十九年六月特制定共同管道法，推動共同管道建設。共同管道之設計理念係在整合電信、水力與瓦斯等維生管線於一構造物，以提昇管線維修效率並維持通順暢。為使設計者有所遵循，內政部營建署依據共同管道工程設計標準第十七條規定擬訂共同管道技術規範。

本規範尚在研擬訂定中，規範草案共分七章，分為「總則」、「調查」、「工程規劃」、「管道結構設計」、「開挖及擋土支撐」、「附屬系統及設備工程」及「共同管道工程施工」。在共同管道工程設計部分係參照中國民國公路橋樑設計規範、建築物基礎構造設計規範及日本道路協會出版之共同溝設計指針訂定；共同管道工程施工部分係參照行政院公共工程委員會編著之施工綱要規範及中國土木水利學會出版之混凝土工程施工規範訂定。

共同管道結構設計時應考量之採重包括靜載重、活載重、土壓力、浮力、地震力及地盤變動，以工作應力法進行管道結構、基礎設計及開挖與擋土支撐設計。本規範尚未採行性能設計理念。

### 3.3 國內主要設計規範性能化之檢討

依照本研究計畫之內容，本階段之主要工作為蒐集國內外規範資料，歸納整理，並作分析比較，探討其性能化之內涵。

關於國外規範的整理與評述已於 2.3 節中詳述。本研究所整理之國內主要設計規範包括：內政部營建署的建築技術規則、建築物耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範、建築物基礎構造設計規範、交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範，港灣構造物設計基準、及共同管道技術規範（草案），本研究已將其主要內容與架構整理分述於本研究報告 3.2 節中。在本節中主要針對各設計規範的性能化作檢討。以下仍將以 Geocode 21 及 code PLATFORM 當作是一個比較之基準（其主要架構如圖 2.3.1-1 所示），分別來檢討國內各設計規範的性能化程度。

#### 1. 國內各設計規範之性能化程度

將我國現行主要設計規範的內容與圖 2.3-1 所示 Geocode 21 及 code PLATFORM 性能設計準則的構架作比較，可發現我國現行主要設計規範大都尚未性能化，其中僅建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）隱含有性能設計之概念。建築物耐震設計規範第 1.2 節之耐震設計基本原則明確規定：「本規範耐震設計之基本原則，係使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內，設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量，最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量」。若以性能設計之觀點而言，現行規範之設計原則正好符合 3x3 之性能目標矩陣，意即建物所預期達成之設計目標具有三重設計標的，分別是在最大考量地震危害層級時能滿足「預防崩塌(CP)」之建物性能水準、設計地震危害層級時能滿足「生命安全(LS)」之建物性能水準，而在中小度地震時能滿足「正常運作(OP)」之建物性能水準。而橋梁耐震設計規範在性能目標(地震水準與性能水準)的定義如表 3.2.6-1 所示，亦有 3x3 之性能目標矩陣。

建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）的設計原則雖都包含有 3x3 之性能目標矩陣，但兩者在設計上仍都採用傳統之力法，雖然有三級地震水準，但最終進行設計之地震力為取三級地震力之最大值作為所謂之

設計地震力進行設計，而對三級地震水準所對應之建築物或橋梁之性能目標並沒有分別進行具體量化之驗證，因此僅能稱為隱含有性能設計之概念，而非真正的性能設計規範。

#### **評述與建議(一)：**

國內建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）中已有性能目標矩陣的描述，雖僅屬概念式的宣示，未有明確量化之性能水準(損壞狀態)的定義與相關配套設計方法，但其已經具有未來性能設計法規之雛型，是國內設計規範中較易推動性能設計的規範，建議可優先推動將其修正為符合國際趨勢的性能設計規範，作為國內其他設計規範修正時之參考範本。

## **2. 建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）的共通問題**

前節建議可優先選擇國內建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）將其性能化，但欲將此兩規範性能化，至少有下列共通的問題亟需討論修正：

(1). 這兩種規範對於「性能規定 (Performance criteria)」的描述都採用固定形式之韌性容量的使用多寡來表示建築物或橋梁的性能水準，其實並無法完全反應建築物或橋梁於地震下之真實行為或損壞狀態。

(2). 這兩種規範對於重要建築物或橋梁的設計地震力均採取 I 值放大的作法，即將設計地震力乘上用途係數當作設計值，這種乘上用途係數後之設計地震力所對應之地震危害等級不明確，同時據此所設計的結構物亦無法明確表達其所對應之耐震性能水準。

#### **評述與建議(二)：**

若欲呈現性能限度狀態的指標，其實很難用單一敏感參數指標就足夠靈敏的描述所要達到的複雜性能，這是實施性能設計法的最困難之所在。考慮建築物與橋樑在結構系統構造上之不同，橋樑在結構系統構造與橋柱高度上顯得較為單純，而建築物的結構系統則種類繁多且高度變化差異很大。但僅以橋樑而言，就

需要類似日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中所示的耐震性能 1、耐震性能 2 及耐震性能 3 等三類之「組合」性能狀態等級，才能描述所要達到在安全性、使用性以及短長期修復性上的複雜性能，更何況是建築物。一般建築物的性能狀態等級至少要包括最大層間變位角與穩定指標（指柱軸力高低）等局部限度狀態，同時不同構造各有其特別強調之處（例如鋼構造接合部之張力大小）。若單純以為驗證一個等效單自由度系統之整體韌性比指標，就能足夠靈敏的描述所要達到的複雜性能要求，則可能失之於太草率武斷，此乃因為也許整體韌性比很容易就驗證滿足，但其局部限度狀態（例如最大層間變位角）卻未達到所要求之標準。如果真的要以等效單自由度系統之整體韌性比當成是性能狀態的指標，則必須要計算其在某限度狀態下之安全餘裕度（safety margin）達某一標準才可。

### 3. 依耐震性能類別訂定分析程序

在 IBC 2006 或 FEMA 450 中，依不同的耐震性能類別，其所允許使用的分析程序也有所不同。這些不同的分析程序可以區分為等效側力分析、反應譜分析、結構反應歷時分析以及非線性靜力分析（即推覆分析）等四種，各有其適用時機。至於在日本道路橋示方書 V 耐震設計篇(2002)中，雖然沒有制定耐震設計類別的配套措施，但是隨著耐震性能等級之不同，其所允許使用的查核分析方法亦不同，如表 2.3-7 所示。這種依耐震性能類別區分不同之結構設計要求，可經濟有效的進行性能設計。

#### 評述與建議（三）：

建議在建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範（含公路、鐵路）的驗證方式中增加類似 IBC 2006 或 FEMA450(2003)與 AASHTO LRFD 規範(2007)的性能配套措施規定，以區分不同之設計要求，將能經濟有效的進行耐震設計。但若欲採用類似美國建築物耐震設計規範的耐震性能類別，則需進行相關的修正，以符合國內建築物與橋梁耐震設計規範的地震水準。

美國建築物耐震設計規範中之  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$  是分別定義為 MCE 之 2/3，而台灣現行建築物耐震設計規範中之  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$  則是分別依 10%/50 年之地震危害度定義，

其值約為  $2/3MCE$  之 1.2 倍。因此若要參照美國建築物耐震設計規範中之基於  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$  所訂定之耐震設計類別規定來訂定出台灣建築物耐震設計規範之耐震設計類別規定，則必須將兩者之間作  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$  值之校正。表 3.3-1 及表 3.3-2 分別為將表 2.3-4 及 2.3-5 之分隔區間上下限進行校正後所訂定之耐震設計類別規定。

表3.3-1 建築物基於校正後 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別

$S_{DS}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{DS} < 0.2$	A	A	A
$0.2 \leq S_{DS} < 0.4$	B	B	C
$0.4 \leq S_{DS} < 0.6$	C	C	D
$0.6 \leq S_{DS}$	D	D	D

表3.3-2 建築物基於校正後 $S_{DI}$ 訂定之耐震設計類別

$S_{DI}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$S_{DI} < 0.08$	A	A	A
$0.08 \leq S_{DI} < 0.16$	B	B	C
$0.16 \leq S_{DI} < 0.24$	C	C	D
$0.24 \leq S_{DI} < 0.9$	D	D	D
$0.9 \leq S_{DI}$	E	E	F

經過校正後，有些在表 2.3-4 及表 2.3-5 中之建築物耐震設計類別對於台灣之震區而言事實上並不存在。台灣現行建築物耐震設計規範中  $S_{DS}$  值的範圍是分別依照表 3.3-3 所示之震區短週期譜加速度係數  $S_s^D$  乘上相對應之短週期結構工址放大係數  $F_a$  後的值就可決定出其可能之範圍。

表3.3-3 台灣現行建築物耐震設計規範中之 $S_s^D$ 與 $F_a$ 範圍

$S_s^D =$	0.5	0.6	0.7	0.8
$F_a =$	1.0, 1.1, 1.2	1.0, 1.1, 1.2	1.0, 1.1	1.0

由上表所計算出台灣震區  $S_{DS}$  值的可能範圍是  $0.5 \leq S_{DS} \leq 0.8$ ，根據此範圍大小，再由校正後之表 3.3-1 查得台灣之建築物耐震設計類別只有 C 與 D 兩種而已。

至於台灣震區  $S_{DI}$  值的可能範圍則是分別依照表 3.3-4 所示之震區一秒週期譜加速度係數  $S_1^D$  乘上相對應之短週期及長週期結構之工址放大係數  $F_v$  後的值就可決定出其範圍。

表3.3-4 台灣現行建築物耐震規範中之  $S_1^D$  與  $F_v$  範圍

$S_1^D =$	0.3	0.35	0.4	0.45
$F_v =$	1.0, 1.5, 1.8	1.0, 1.4, 1.7	1.0, 1.3, 1.6	1.0, 1.2, 1.5

由上表所計算出  $S_{DI}$  值的可能範圍是  $0.3 \leq S_{DI} \leq 0.675$ ，根據此範圍大小，再由校正後之表 3.3-2 查得台灣之耐震設計類別其實只有耐震設計類別 D 而已。

經過上述之檢討後，針對台灣建築物耐震設計類別規定之增訂，建議只需要依據工址  $S_{DS}$  值之範圍即可定義出台灣建築物耐震設計類別。同時台灣之建築物耐震設計類別可簡化成僅有耐震設計類別 C 與 D 兩類，其訂定之分際則如表 3.3-5 所示：

表3.3-5 建築物基於  $S_{DS}$  訂定之耐震設計類別

$S_{DS}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$0.5 \leq S_{DS} < 0.6$	C	C	D
$0.6 \leq S_{DS}$	D	D	D

至於橋樑耐震設計類別的檢討，由於 AASHTO LRFD 規範(2007)的設計地震直接就是對應於 50 年 10%超越機率(或 75 年 15%超越機率，475 年回歸期之地震)之地表加速度係數，因此不必再行校正，但因其地盤種類(由岩盤到軟弱土層區分為四類)與地盤場址放大係數與國內橋樑耐震設計規範不同(其值由 1.0 變化到 2.0)，因此較難以檢討。如果以台灣  $S_{DI}$  值的可能範圍是  $0.3 \leq S_{DI} \leq 0.675$  來看，依表 2.3-6 所示之 AASHTO LRFD 規範(2007)的耐震設計類別標準則只有如表 3.3-6

所示之耐震設計類別 C 與 D 兩類而已。

表3.3-6 橋樑基於 $S_{DI}$ 訂定之耐震設計類別 (SDC)

$S_{DI}$ 值之範圍	SDC
$0.3 \leq S_{DI} < 0.50$	C
$0.50 \leq S_{DI}$	D

#### 4. 建築物耐震設計規範建議方案

如前所述，現行建築物耐震設計規範僅就「容許層間相對側向位移角」進行變形性能檢核，而對建物是否如預期般符合具有三重性能標的之性能目標，並沒有明確之規定。同時，除了針對建築結構系統定義結構系統韌性容量與容許韌性容量，以因應最大考量地震與設計地震時結構應具有不同之預期性能水準外，對於基礎或是建築物地下部份之設計水平地震力，並沒有針對不同之地震危害層級定義相對應之預期性能表現。

#### 評述與建議 (四)：

為改善現行建築物耐震設計規範使朝性能設計的方向走，同時又與現行耐震設計規範具相容性與延續性，以及性能目標與檢核具體量化之可操作性之考量，初步建議策略包括：

- (1) 建議仍依據現行規範三級地震考量之傳統力法設計原則進行初步設計，而採間接的方式，分析建築物在查核點上之耐震變形性能需求(一般以最大層間變位作為性能指標參數)，而且除了現行規範要求之容許層間相對側向位移角之規定外，僅需再驗證設計地震等級(10%/50yr)作用下之耐震性能需求，以節省工程師進行分析驗證之時間。

- (2) 建立「耐震設計類別」的配套措施，對於不同的「耐震設計類別」，規範應給予不同的限制條件規定；針對那些耐震用途群組中重要性越高且工址地震危害度越大者(相當於「耐震設計類別」級別愈高者)，其設計限制規定就應越嚴格，反過來說，不需要嚴格設計者其分析設計過程就可以儘量簡化。
- (3) 在建立相關之驗證程序方面，應於規範條文之「分析程序」中明確訂定如何計算查核點之耐震變形性能需求，一般以最大層間變位來表示。「分析程序」的種類可概分為等效側力分析程序(線性靜力分析)、反應譜分析程序(線性動力分析)、線性與非線性反應歷時分析程序以及側推分析程序(非線性靜力分析)等四種，其使用時機可視「耐震設計類別」之不同而定，且各有其不同的層間變位計算公式。
- (4) 在建立相關耐震性能驗證標準方面，首先要將原先用一組離散化且定性描述的建築物性能水準，換算成會隨不同結構系統而變之建築物耐震變形性能指標參數的具體量化限度值，一般以最大層間變位來表示。建立相關耐震性能驗證標準之後，即可完成整體驗證程序過程，此也就相當於建立了可操作性的耐震性能目標矩陣。
- (5) 針對基礎、鋼結構、鋼筋混凝土結構之耐震設計編列專章，就其設計要求進行各項規定。

## 第四章 公共工程性能設計準則之研擬

### 4.1 性能設計準則之基本架構與理念

性能設計係以性能要求概念為中心，將工程技術與社會大眾需求標準融合於設計中。基本的性能要求可利用階層式架構呈現，見圖 4.1-1 所示，共有包含三個部分，由上而下依序為目的、性能要求、以及性能規定與驗證，茲將其定義分述如下：(1)目的(Objective)：以一般用語說明社會大眾對結構物某種特定性能(如結構性能)之最終要求，例如在地震發生時，房屋應足夠安全，使居住者免於傷亡；(2)性能要求(Performance Requirements)：說明在達成前述目的之前提下，結構物應具備之功能，例如房屋在地震時不致倒塌；(3)性能規定(Performance Criteria)：闡明達成上述性能要求所需之細節。原則上，這些準則應能在結構設計中以定量方式加以驗證，此一概念早於 1995 年即已提出，目前廣泛應用於耐震規範中之性能要求矩陣即包含性能設計之概念與精神。

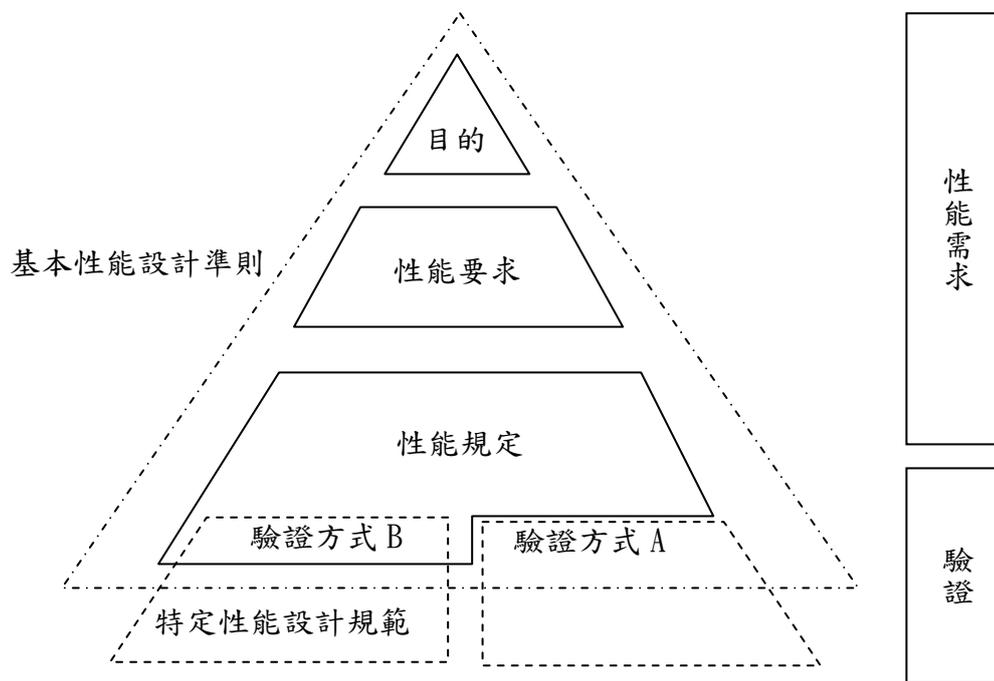


圖 4.1-1 性能要求、驗證及規範之階層概圖(Honjo, 2003)

關於性能設計之性能驗證方式方面，圖 4.1-1 所示之架構採兼容並蓄的策略，提出如圖示之不同的結構性能驗證方式，驗證法 A 與 B 等二種，以使既有之特定性能設計規範藉由驗證方法得以和性能規定銜接。

以驗證方式 A 為範例，性能設計驗證程序中，設計者僅知道結構物的性能要求，在給定這些要求下，設計者需驗證其設計，並將結果呈送主管機關審核。在設計檢核層面，性能規定僅針對各類構造物(例如：基礎、擋土牆等地工構造)所需檢核之項目，提列參考基本公式，目的是使主管機關方便整理檢查列項，以為審查設計者所提設計成果之依據，故可使設計方式有相當大之彈性。

驗證方式 B 則在設計檢核時根據特定設計規範(例如交通部道路規範等)訂定的程序進行驗證。在此驗證法中，性能可視為供規範制定者參酌依循之規範制定手冊，目前日本已有公路橋樑設計規範與建築及公共工程設計準則開始朝符合性能設計理念的方向修正。驗證方式 B 其下之特定設計規範亦呈階層式結構(如上圖所示)，包括特定之基本設計規範(specific base design code)及特定設計規範(specific design code)。

## 4.2 公共工程性能設計準則之位階與目的

本研究規劃公共工程性能設計準則之基本概念，可以圖 4.2-1 之示意圖說明，而其與既有特定設計規範之關係，則可藉驗證方法來建立，此一性能設計準則將期以提供規範制定之指導原則，提供土木工程相關設施設計性能需求之基本定義，以使未來相關設計能針對最終需達成之性能為標的進行規範。而欲使此性能規範具此效力，其位階應比其他基本設計規範較高，使得性能設計理念有機會於未來更深切體現於基本設計之檢核規範中，此一性能設計準則亦能提供未來相關之基本設計規範修定之共同方向。如圖 4.2-1 所示，一致之設計理念將能促進現行之建築物設計、基礎設計、鐵公路橋樑設計及港灣構造物設計等規範更具統合性，而得以互相融合，並藉由滿足性能要求，滿足構造物設計之功能目標。圖五另亦陳明，台灣性能設計規範之提出，能使台灣有一可與國際直接交流之規範語

言，因其以性能設計為基礎之理念，將與國際發展方向一致，而制定過程中，本土所呈現之特定議題，亦能成為國際規範或標準未來更新或探討之回饋。

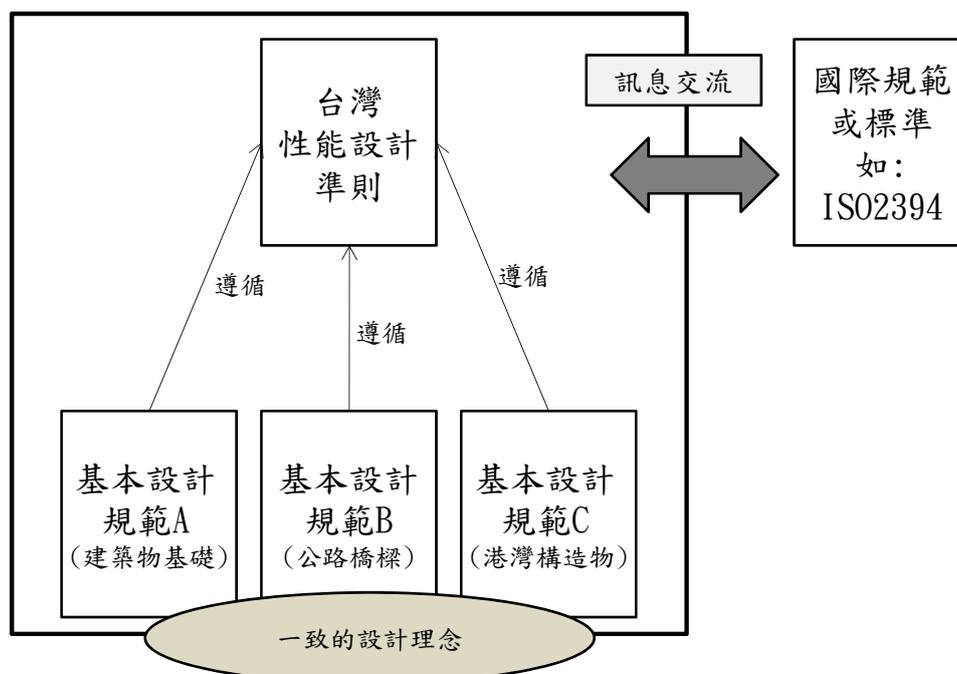


圖 4.2-1 推動公共工程性能設計準則之概念

### 4.3 與國內各相關事業之相關法令連結之規劃

為使制訂之「公共工程性能設計準則」對現行各相關事業之規範能連結並減少衝突與爭議，首先必須先了解並檢討我國目前相關工程設計準則之現況為何？然後才有可能在與現行規範作合適的連結，避免發生衝突，並且能事先預防，儘量縮小影響與衝突之範圍。否則所制定出來的公共工程性能設計準則雖然立意非常良好，但很可能會陳義過高、背離現實，甚至淪為紙上空談或者是滯礙難行，最後終將因難以落實而徒勞無功。

首先說明我國現行規範之現況：制定「公共工程性能設計準則」乃是指制定一個綜合性的工程設計準則，例如 ISO-2394 即為一綜合性的工程設計準則，其亦可進一步區分為結構耐震設計規範、各種構造材料之設計規範(例如混凝土工程設

計規範)以及大地工程設計規範。但檢視我國目前之工程設計準則，其制定組織是採取建築技術規則與設計規範分開之制度，同時亦可能因為主管機關不同而分別制定了不同且部份重複之工程設計準則，例如結構耐震設計規範即區分為建築物耐震設計規範與橋梁耐震設計規範，其主管機關分別為內政部與交通部。因此，是否需要制定一個綜合性的工程設計準則並加以性能化，還是先將個別設計規範進行性能化後再來談綜合化，目前尚待進行規劃。有關建築技術規則(此類似基本設計規範)之制定頒布及其修訂較為嚴謹，且涵蓋範圍較廣，此類似於母法規定；而施行細則規定則由各修訂條件較為寬鬆之設計規範(此類似特定設計規範)分別訂定之，但各授權制定之設計規範不得超越建築技術規則之規定。目前國內各設計規範需要進行性能化以及國際化之程度並不是十分一致，故發生影響與衝突之程度也不一致，有些設計規範，例如「土木 401-96 混凝土工程設計規範與解說」幾乎是已經達到與國際同步發展之程度，故其影響與衝突之程度可能較小。

其次在制定「公共工程性能設計準則」時，應秉持一重要的原則，乃是指如何將現行的工程設計準則加以「性能化」、「程序標準化」以及「綜整化」而已，其目的並非是將現行工程設計準則作全盤之否定。同時，在新的架構當中應保留有餘裕之彈性空間，以供配合未來有更進一步的發展時可作局部修訂之用。

最後必須先要瞭解所謂制定「公共工程性能設計準則」並非是一個全新或飛躍式的顛覆改革，而是必須在時間演化過程及作法上，採用分階段的方式加以進行改進。因此，在第一個階段當中應先將現行工程設計準則修改為「準工程性能設計準則」，其作法為參考國際趨勢，將現行規範架構修改為具有性能設計準則之新架構，並增加替代性之性能設計方法的雙軌並行制，以作為銜接未來性能設計準則之用。一旦這些替代性的性能設計方法成熟精練，且工程師熟稔之後，則可在下一個階段當中取代現行的設計方法，成為真正的工程性能設計準則。故所制定的新性能設計準則必須十分強調新舊設計準則之「發展性」與「延續性」，否則工程師會難以接受新的性能設計準則，造成新的性能設計準則不易施行的困境。同時，若新舊設計準則之規定落差太大，可能會造成已經按照現行設計準則所建造出來的結構物馬上面臨必須補強的窘境，並引發在法律、社會層面上之問題，故其制定不可不慎重其事。

#### 4.4 公共工程性能設計準則基本架構之規劃

綜合本研究第二章比較分析世界各國主要規範的內容，可知各先進國家之主要設計規範均已朝性能設計的方向發展，其為目前設計規範之發展趨勢。而根據第三章檢討我國各主要規範的內容，發現大都尚未採用性能設計準則，為趕上世界潮流，實應積極推動將性能設計之觀念引入國內設計規範。但國內現有設計規範很多，各規範的設計準則與方法間存在相當多的差異，而且大部分規範性能化的程度很低，因此要整合推動全面化的性能化實在非常困難，而且也會與國內公共工程各目的事業主管機關及所屬研究機構所制訂之設計規範、相關法令及工程實務經驗等產生衝突問題，故目前無法立即推動使所有設計規範均全面性能化。

因此，推動國內公共工程性能設計準則應採階段性的方式，建議於第一階段應保留國內現行各構造設計規範的主要架構，暫不變動，而先制訂一最上階的「公共工程基本性能設計準則」，將公共工程的各種結構形態包括「建築物」、「橋梁」、「大地工程」、「港灣構造物」、「公共管道」等在內的第一階與第二階性能描述（包括耐震在內的多重危害）都一起列在此「基本性能設計準則」當中，同時，在此「基本性能設計準則」中明訂公共工程各種結構形態的第三階量化之性能描述（即性能規定階層）應交由各特定性能設計規範另訂之，使各不同規範可視其性能要求與設計實務的差異性，各自採漸進式的方式將性能設計之觀念引入其設計規範，如此可在時程上保留其修正規範的彈性，這樣才可逐步推動順利國內公共工程設計規範的性能化。

最後初步建議台灣公共工程性能設計準則之架構體系如圖 4.4-1 所示，圖中最上層為「公共工程基本性能設計準則 PBD0」，將包含類似美日歐等國性能設計準則中「目的 (Objectives)」階層與「性能要求 (Performance requirements)」階層之描述，另外再加上「用語之定義 (Definitions of terminologies)」與「總論 (General)」兩篇，前者用於定義本規範的統一用語，使其遵從 ISO2394 與 13822 之標準，後者則用於定義本規範之目的、合法性、性能設計、相容性，同時明白指出本規範之基本政策及細節），如此就可形成所謂之「公共工程全面性能設計準則 (comprehensive design code)」。

在此「公共工程基本性能設計準則 PBD0」之下，建議制訂一「基本載重定義

篇 PBD1」，此篇之目的為將所有工程設計時所需考慮之載重作統一之定義與規定，供各不同結構形態的設計規範及其特定性能設計規範共同使用，此不僅可使各類設計規範在訂定時不必各自重複定義，且可避免標準不一之困擾，例如目前國內各設計規範之設計地震雖係指 475 年回歸週期之地震，但因各規範制訂與修正之時間不一致，而使各設計規範之 475 年設計地震大小不一致，令設計者相當困擾，面臨設計地震是否會修正或何時修正之問題。因此，若將所有設計規範之 475 年設計地震載重統一定義在「基本載重定義篇 PBD1」內，各規範則不需再行單獨定義，只要直接引用 PBD1 之規定即可，且將來若修正 475 年回歸週期之地震大小時，則所有不同結構形態的設計規範及其特定性能設計規範的設計地震同時跟著自動修正，不必各自再去修正，可避免標準不一之問題。其他種類的設計載重如風力、洪水或土石流等載重，也應採取同樣的作法，可使國內各設計規範設計載重的規定變得單純，而且具一致的標準。

在「公共工程基本性能設計準則 PBD0」與「基本載重定義篇 PBD1」之下，則為各不同結構形態的性能設計規範及其特定性能設計規範，可根據各不同結構型態之設計需求訂定各自之性能要求基準與分析驗證程序，例如以「建築物性能設計規範 PBD2」為例，即可根據建築物設計之性能需求作一符合其一般性需求之適當規範（如同目前之建築技術規則），同時若有其他特殊設計需求，則可在其下訂定不同之「特定性能設計規範 PBD2-1、2-2…」，以供特殊需求使用，如 PBD2-1 可定義為「建築物耐震性能設計規範」，而 PBD2-2 可定義為「建築物耐風性能設計規範」等等。這種架構不僅可滿足各不同結構型態設計之一般需求與特殊需求，且能容納國內目前所使用各不同規範之差異特性，各保有其使用性與延續性，如此則可兼顧各不同設計規範修正時限的彈性，減少衝突與爭議，這應是較理想的作法。圖 4.5-1 中僅示意列出「建築物性能設計規範 PBD2」與「大地工程性能設計規範 PBD3」兩規範，其餘不同結構形態之設計規範及其特定性能設計規範可平行向右擴充使包含所有公共工程。

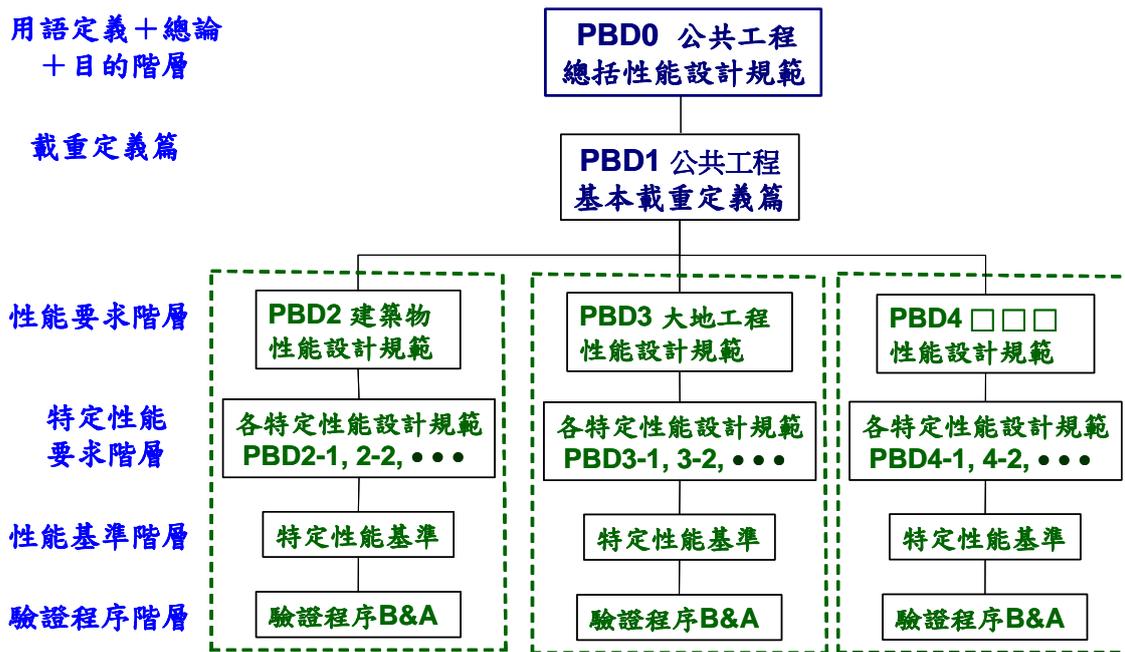


圖 4.4-1 建議之公共工程性能設計準則基本架構

## 4.5 本期計畫之執行內容

考量圖 4.4-1 所建議公共工程性能設計準則之基本架構與內容，欲全面性制訂或修正國內現有各規範實須相當長的時間，無法立即完成，而本計畫由於時間有限，因此建議初期之推動以前四篇先行啟動，即「PBD0 公共工程總括性能設計準則」、「PBD1 公共工程基本載重定義篇」、「PBD2 建築物性能設計規範」與「PBD3 大地工程性能設計規範」。其中 PBD0 與 PBD1 之內容主要為定義各項名詞用語及性能設計準則的基本架構，故有必要優先進行；PBD2 為「建築物性能設計規範」，其所包含之範圍相當廣泛，其內容與目前仍使用之建築技術規則有關，兩者必須一起修正才能完成完整的性能設計規範，目前無法直接更動，雖然如此，但如 3.3 節所述國內之建築物耐震設計規範已具性能設計規範之雛形，是比較容易推行性能化之現有設計規範，因此本計畫擬先行研擬「PBD2-1 一般建築物耐震設計規範」，其主要內容為有關耐震性能設計方面的規定，為國內各工程設計的重點，而國家地震工程研究中心長期以來一直在這方面有很深入之研究，且已發展至接近成熟的階段，故適合先制訂此篇的內容，以作為其他規範修正時之參考範例；至於 PBD3 大地工程設計篇則係因歐洲 Eurocode 及日本 Geocode 21 均係將具複雜性

之大地工程設計準則予以獨立，在日本並以 Geocode 21 引領其他準則之發展，故其內容較為完備，可有助於其它相關內容之後續發展及整合，且目前大地工程性能準則概念之先期性工作及與國際接軌工作均已啟動，有助於未來工作之順利執行與目標之達成。

## 第五章 性能設計規範草案摘述

### 5.1 PBD0 公共工程總括性能設計規範

「PBD0 公共工程總括性能設計規範」之架構與內容係參考日本土木工程師學會所出版之 code PLATFORM ver. 1.0，日本地盤工學會所出版之 Geocode 21 ver. 1.0 以及 ISO 2394 與 ISO13822 等規範。本規範是總括性規範，是性能設計規範階層體系之最上位規範，其規範內容旨在提供編訂其他下位性能設計規範時之參考，可當成為規範編訂者所寫之規範，因此內容多為原則性之條文。本總括性規範共分五章，包括第一章用語之定義、第二章通則、第三章結構物之性能要求、第四章驗證方式、第五章結構設計報告書。第一章內容為用語之定義與解釋，因此沒有條文解說，其餘各章之條文則均附有解說，使讀者能更瞭解條文之內容。以下摘要說明各章之內容與目的，詳細內容請參閱分冊一。

第一章 用語之定義：此章定義一般、設計方法、作用及作用效應與環境影響、結構物反應與抵抗力以及材料性質與幾何量、與既有結構物性能評估等之相關用語。作為所有性能設計規範階層體系交流技術情報之共通語言，提供後續編訂各階層性能設計規範使用專業術語之參考，使各性能設計規範的用語能有一致性與通用性。

第二章 通則：此章說明本規範之適用範圍與及規範體系階層與架構。

第三章 結構物之性能要求：此章定義並說明結構物之目的、性能要求與性能規定。同時也定義說明訂定結構物性能規定時需考慮的幾個要素，包括結構物限度狀態、作用與環境影響及其組合、時間、與結構物重要性。

第四章 驗證方式：為確保結構物能滿足性能規定，本章定義並說明容許驗證方式，包括驗證方式 A 與驗證方式 B。內容包括驗證性能之相關事項，涵蓋設計者資格、驗證方式與各種驗證方法、設計審查機關、及設計審查文書資料之保存。

第五章 結構設計報告書：本章規定所有設計工作需製作結構設計報告書，說明報告書應包括之內容以及保存單位。

## 5.2 PBD1 公共工程基本載重定義篇

以下首先介紹有關公共工程基本載重定義篇章內容之規劃與本期研究範圍，其次再介紹訂定基本載重之相關考量因素，接著介紹第二章載重組合設計之方式，最後再補充第三章與第四章目前所採取之作法以及後續之建議事項。

### 5.2.1 基本載重定義篇之章節內容規劃與本期研究之範圍：

分冊二「PBD1 公共工程基本載重定義篇」之章節內容規劃，有關建築物的基本載重定義篇之章節(第一章至第九章)，主要是參考「日本建築物荷重指針・同解說」(2004)之規定，至於其餘的公共工程基本載重定義篇之章節則是參考「Eurocode 1: Actions on structures」的內容。

日本建築物荷重指針・同解說(2004)之章節為：

- 第一章 總則
- 第二章 載重之種類與組合
- 第三章 靜載重
- 第四章 活載重
- 第五章 雪載重
- 第六章 風載重
- 第七章 地震載重
- 第八章 溫度載重
- 第九章 土壓力與水壓力

至於 Eurocode 1: Actions on structures 的之章節內容則為：

- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-1 一般(常態)載重：密度、自重及建築物之衝擊載重
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-2 爆炸引致火害之載重
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-3 雪載重
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-4 風載重
- Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-5 溫度載重

Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-6	施工過程引致之載重
Eurocode 1: Actions on structures - Part 1-7	意外載重
Eurocode 1: Actions on structures - Part 2	橋梁之交通載重
Eurocode 1: Actions on structures - Part 3	起重機及機具之載重
Eurocode 1: Actions on structures - Part 4	貯存槽及箱櫃之載重

綜合上述兩種規範之章節內容，同時考量國內公共工程的分類以及其可能遭受到的載重性質與種類，初步擬定分冊二「PBD1 公共工程基本載重定義篇」之章節內容草案如下所示。同時，基於時間以及專業領域上之限制，因此在所規劃之各章節後面附註說明目前該章節之處理狀況以及標明何者為屬於本期研究所草擬之範圍，其餘規劃中尚未建立相關載重定義條文之部分，則建議留待草擬該特定設計規範草案時，再一併草擬將更為妥適。

第一章	總則（屬本期研究範圍；參考日本建築物荷重指針）
第二章	載重之種類與組合（屬本期研究範圍；參考日本建築物荷重指針）
第三章	靜載重（屬本期研究範圍；同建築技術規則建築構造編）
第四章	活載重（屬本期研究範圍；同建築技術規則建築構造編）
第五章	雪載重（屬本期研究範圍；參考日本建築物荷重指針）
第六章	風載重（僅具通則，建議風力計算部份可參照建築物耐風設計規範與解說之相關規定）
第七章	地震載重（屬本期研究範圍；同分冊三 PBD 2-1 之第二章）
第八章	溫度載重（僅具通則，其餘待擬）
第九章	土壓力與水壓力（屬本期研究範圍；參考建築物基礎構造設計規範）
第十章	波浪載重（待擬）
第十一章	海流載重（待擬）
第十二章	潮汐（待擬）
第十三章	冰載重（待擬）
第十四章	車輛載重（待擬）
第十五章	起重載重（待擬）
第十六章	船舶載重（待擬）
第十七章	衝擊載重（待擬）

## 5.2.2 訂定基本載重之考量因素

在日本建築物荷重指針・同解說(2004)中，對於適度載重及載重大小等之評估其基本概念為考慮以下的三項因素：

### 1 結構性能

安全性—建築物設計時，對於設定之各類載重，都必須具備適度的安全性。

因此，必須進行適度載重及載重大小等之評估。檢討安全性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。

使用性—建築物必須具備適度的使用性，以避免在正常使用狀況下損及其機能。

因此，必須設定頻率較高的載重，適切地評估載重大小等。檢討使用性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。

修復性—建築物設計時，必須視狀況需要，考量及因設定載重而受到損傷時

之修復性。檢討修復性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。

### 2 結構分析

針對建築物使用之構材、續接部位產生之力或變形等進行評估之載重效應，係依據已算出之載重，進行結構分析後算出。本規範中並未限定結構分析之類別或方式，但原則上，應針對產生動態作用的強風或地震等，進行等效靜態載重評估。

### 3 適切的設計與施工

建築物應以適切的設計、施工為前提，進行載重設定與載重大小等評估。因此，設計、施工時，除應將因人為疏失等因素而降低安全性、使用性等情形控制在最低限度外，還必須以適切的管理、營運為前提，設定載重，評估載重之大小。

## 5.2.3 載重組合之原則

對於基本組合，在正常的組合規則當中，將可能的不利組合項分成兩類：

1. 由可變載重效應控制的組合項

$$\gamma_G S_{GK} + \gamma_{Q1} S_{Q1K} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{Ci} S_{QiK} \quad (5.2.3-1)$$

其中， $\gamma_G$ 為靜載重  $G_k$ 的分項係數，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；但對於傾覆則取 0.9。 $\gamma_{Qi}$ 為第  $i$ 個可變載重  $Q_i$ 的分項係數，其中  $\gamma_{Q1}$ 為可變載重  $Q_1$ 的分項係數。 $S_{GK}$ 為按靜載重標準值  $G_k$ 計算所得的載重效應值； $S_{QiK}$ 為按可變載重標準值  $Q_{iK}$ 計算所得的載重效應值，其中之  $S_{Q1K}$ 為各可變載重效應中之控制者。 $\psi_{Ci}$ 為可變載重  $Q_i$ 的組合折減係數，按可變載重的性質採用不同的係數，對於風載重取 0.6，對於其他載重則取 0.7。 $n$ 為參與組合的可變載重數目。

2. 由靜載重效應控制的組合項

$$\gamma_G S_{GK} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{Ci} S_{QiK} \quad (5.2.3-2)$$

其中， $\gamma_G$ 為靜載重  $G_k$ 的分項係數，一般取為 1.35。

國內外考慮載重組合效應的設計表示方式可概分為以下兩大類：

1. 採用組合值折減係數的設計表示方式：

- (1) 對所有載重項（包括靜載重）均乘以組合折減係數，並與靜載加一個可變載重項比較，以選擇最不利的載重條件。
- (2) 對所有可變載重項進行組合折減。
- (3) 僅對某些可變載重項乘組合折減係數，但是對於參與組合的最主要可變載重效應項並不乘組合折減係數。

2. 設計表示方式中不出現組合折減係數：例如土木 401-96 即改採用這種不出現組合折減係數的方式。

目前內政部營建署刻正召集專家學者會議審查載重組合之設計方式，目前尚未有定論，但比較傾向於由原先所採用之組合值折減係數的設計表示方式，改採

用設計表示方式中不出現組合折減係數之方式。

## 5.2.4 有關建築物靜載重與活載重之部份條文訂定原則

國內在具有法令效力的「建築技術規則建築構造編」當中，已經訂定了有關靜載重與活載重之條文規定，因此，雖然該項規定與目前國際較有共識之標準「ISO 2103:1986 Loads due to use and occupancy in residential and public buildings」(1986) 或者「日本建築物荷重指針・同解説」(2004)之相關規定相較之下出入頗大，但在「建築技術規則建築構造編」尚未修訂之前，本研究仍是將「建築技術規則建築構造編」之相關規定直接納入公共工程基本載重定義篇之第三章與第四章的章節條文中，以避免在法令上產生衝突與矛盾之不一致狀況。目前內政部營建署刻正召集專家學者會議審查載重組合之設計方式，建議應連相關靜載重與活載重之條文規定亦一併修訂之。

## 5.3 PBD2-1 一般建築物耐震設計規範

### 5.3.1 準耐震性能設計規範之基本要素

國內現行建築物耐震設計規範中已有性能目標矩陣的描述，但僅屬概念式的宣示，未有明確量化之性能水準(損壞狀態)的定義與相關配套設計方法，實應將其修正為性能設計規範，以符合國際規範的發展潮流，但國內工程師已習慣於現行耐震設計規範所採用之「力分析法」，可能無法立即改用性能設計的方式。有鑑於此，為能夠延續現有之耐震設計方法，且能漸次加入性能設計之概念，本計畫乃以現行建築物耐震設計規範為基礎，將其修正為「準耐震性能設計規範」，以便可以順利銜接未來耐震設計規範全面性能化的趨勢。

所謂之準耐震性能設計規範其架構特徵為具備有下列之基本要素：

#### 1. 採取制定一種所謂「耐震性能設計」分級管控措施：

其作法為將「耐震性能設計」之限制嚴格程度區分為不同之設計級別，以替代制定一個真正的耐震性能目標離散矩陣(即所謂之性能需求)。針對所有建

物，可依照建築物之重要性，將其區分為第 III 耐震用途群組(重要性結構)、第 II 耐震用途群組與第 I 耐震用途群組(一般建築物)；同時，藉由耐震用途群組以及工址地震危害層級，定義該結構之耐震設計類別，並藉以決定該結構之設計限制規定，這些限制規定包括：(1)限制結構構架系統之選擇與高度限制範圍；(2)限制結構分析中結構模型之模擬方式、分析程序之選擇以及雙向載重之作用方式；(3)依設計類別而增加設計及細部要求之額外要求規定(例如垂直地震力、橫隔版等)。簡而言之，針對那些耐震用途群組等級愈高，以及工址地震危害度愈大者(相當於耐震設計類別級別愈高者)，其設計限制規定就愈嚴格。如此將可使得不同地區、不同構造、不同結構系統但屬相同地震群組的結構物，其地震性能危害度風險約略為相同。受控管之耐震設計經過實際震害統計之經驗或者實驗室之驗證後保證至少可以達成事先所預設之標稱耐震性能目標。

2. 採取將「地震地表運動」單獨制定成專章規定之措施：

「地震地表運動」為一種地區性很強之規定，不同之地區、不同之國家雖然地震地表運動可以採用相同之地震參數，但其「地震地表運動」之危害大小卻不相同。因為「地震地表運動」之規定與耐震性能設計與分析程序無關，因此可單獨自成專章規定。將來與國際接軌後，他國如欲參與某國之工程耐震設計案，則他國之工程師只要單獨參考該國之「地震地表運動」專章規定即可進行耐震設計，此可減少工程師之設計負荷及時間成本，蓋因其餘之耐震性能設計與分析程序皆可國際標準化之故也。

3. 採取將「設計基準」與「分析程序」分別制定成專章規定之措施：

一般而言，「設計基準」規定是屬於較為人為指定且為經驗式的硬性基準規定，同時也是屬於較不易將之標準程序化(SOP)的規定，故將這些規定集中起來，成立專章以便與那些較為容易標準程序化的「分析程序」規定有所區隔，將來在進行修訂時也較為方便。即便如此，相關之「設計基準」規定仍然是必須具備有下列必要的基本因素：(a) 地震載重組合效應；(b) 地震力抵抗系統之選擇及其限制，結構配置之規定；(c) 結構分析程序之選擇限制與載重之作用；(d) 變形要求；(e) 設計及系統詳細要求之規定。

至於「分析程序」之規定則是屬於較易於標準程序化(SOP)的規定。若建立起標準程序化之分析程序，則不同國家之不同工程師可按照相同標準程序化之分析程序進行結構分析，且其分析結果之變異性可以降至最低的程度。

4. 採取將其他與耐震設計相關(例如基礎之耐震設計)但又未於其他設計規範中有所規定者，分別於本耐震設計規範中制定成專章作為額外附加之規定。

因此，基於上述原則，本研究將針對目前耐震設計規範之原有架構作一次較大幅度的更動，所研擬的「準耐震性能設計規範」的基本架構如圖 5.3.1-1 所示。未來，可以在此建議修訂的新架構維持不必再更動的條件下，只須進行部分條文規定之微幅修訂，即可順利達成耐震設計規範全面性能化的目標。

### 5.3.2 耐震性能目標與性能檢核規定之具體條文化

圖 5.3.2-1 為本研究擬定之耐震性能目標矩陣圖，這是一個「機率式」而且是「定性式」的性能目標矩陣，可以適用於不同工址、不同結構系統之所有建築物。對於一個已經指定其耐震用途群組、結構系統以及位於某震區工址的建築物，在使用本機率式的性能目標矩陣之前，須先將機率式語言定義之地表運動等級(即地表運動之超越幾率)，轉換成實際工址的地震危害反應譜加速度係數(短週期或一秒週期)。一旦有了實際工址的地震反應譜加速度係數，就可以依照規範條文，基於結構強度性能之需求，計算該工址特定結構系統(給定韌性容量)之建築物的「設計地震力」，並用以初步設計結構之斷面。但是在進行比較驗證之前，應先將圖 5.3.2-1 之機率式的定性性能目標矩陣，改為用耐震用途群組並分別描述其耐震性能要求之表格方式來取代。表 5.3.2-1 所表示之各地震危害層級下的定性耐震性能目標，即為將圖 5.3.2-1 之機率式的定性性能目標矩陣改為表格方式之後的形式。有了各地震危害層級下的定性耐震性能目標表格之後，即可將每個地震危害層級下有關耐震性能水準的定性描述，依結構系統之不同，轉換成具體量化之限度值，以便進行後續之實際驗證程序。

由圖 5.3.2-1 之機率式的性能目標矩陣中可發現，實際進行驗證建築物「變形」性能的地表運動等級只有 10%/50 年的地震等級而已，亦即將藉由規範規定之分析程序求得 10%/50 年地震地表運動等級作用下之非線性位移反應估計值，並與

某一特定結構系統在不同耐震用途群組要求下所允許的建物性能水準限度值進行比較，以驗證該建築物的地震「變形」性能，若無法滿足則重新設計至滿足為止；至於其餘地表運動等級下之應有建物水準則有替代的檢核方式。

表 5.3.2-2 所示 EQ-II(10%/50)作用下之定量式容許樓層變位 $\Delta$ ，係修改自目前所建議之規範條文規定，並配合表 2.3-1 所表示之各地震危害層級下的定性耐震性能目標而得。從此表中可以查出，在相同 10%/50 年地震地表運動等級作用之下，不同結構系統在不同耐震用途群組要求下所允許的建物性能水準限度值；此也就可以量化原先定性式的建物性能水準。

在圖 5.3.2-1 中 50%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 III (也就是居住重要性因子  $I=1.5$  者)的建築物，須達到定性式之「正常運作(OP)」建物水準。此定性式之「正常運作(OP)」建物水準，表示該類建築物尚保持在彈性階段，因此地震後該類建築物無任何損傷而可立即正常運作。至於耐震用途群組 I 的建築物( $I=1.0$ )，在此等級地震作用之下，須達到定性式之「立即居住(IO)」建物水準，表示該類建物已經進入初始降伏階段，結構已有損傷但不嚴重，而人員可以立即居住。至於耐震用途群組 II ( $I=1.25$ )的建築物，其性能狀態則是處於「正常運作(OP)」與「立即居住(IO)」這兩者之間。藉由實際案例得知，在 50%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 III (也就是居住重要性因子  $I=1.5$  者)的建築物，大約會達到定性式之「正常運作(OP)」建物水準。因此，在規範條文規定上，並沒有實際去進行驗證 50%/50 年的地震地表運動等級作用下之建築物「變形」性能。此同時也免去了需要去定義另外一個 50%/50 年等級的地震危害反應譜加速度係數(短週期或一秒週期)，以及定義不同結構於「正常運作(OP)」建物水準限度值之麻煩。

在圖 5.3.2-1 中 2%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 I (也就是居住重要性因子  $I=1.0$  者)的建築物，須達到定性式之「防止倒塌(CP)」建物水準。此定性式之「防止倒塌(CP)」建物水準，表示該類建築物在該工址危害最大的最大考量地震(MCE)作用之下，要能夠驗證其能避免倒塌。藉由實際案例得知，若此工址建築物係按照規範條文規定之「設計地震力」進行設計，則其在 2%/50 年等級的地震地表運動作用之下，屬於耐震用途群組 I (也就是居住重要性因子  $I=1.0$  者)的建築物，其變形性能大約是會達到其理想的韌性容量值而不致倒

塌。惟在規範條文規定上，並沒有實際去驗證 2%/50 年的地震地表運動等級作用下，建築物是否具有達到其理想韌性容量值之「變形」性能。此「變形」性能要求之滿足，在規範條文上是藉由「系統詳細要求」之規定來達成。也就是說只要滿足系統詳細要求之規定，就可以不必進行驗證在 2%/50 年的地震地表運動等級作用下，建築物是否具有達到其理想韌性容量值之「變形」性能。

現行耐震設計規範的 2.16.1 節條文規定如下的耐震性能要求：

### 2.16.1 容許層間相對側向位移角

在地震力  $V = \frac{IF_u}{4.2} \left( \frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W$  作用下，每一樓層與其上、下相鄰層之相對側向位移除以樓高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制，其值不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

計算位移時所施加的設計地震力，若用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以  $I=1.0$  所得之地震力計算位移。

上述條文中的地震力大小，是將避免中小度地震降伏之設計地震力  $V^*$  乘上  $\alpha_v$  並設定  $I=1.0$  後之值，且在現行耐震設計規範 2.10.1 節的解說中，說明避免中小度地震降伏之設計地震力  $V^*$  約為 30 年回歸期之地震(超越機率 80%/50 年)，其值約為回歸期 475 年地震力的 1/4.2。因此，今若修改圖 5.3.2-1 的耐震性能目標矩陣，使得現行規範 2.16.1 節由關容許層間相對側向位移角的條文規定得以納入性能目標矩陣之中，則可以得到如圖 5.3.2-2 所示的修正耐震性能目標矩陣圖，但其中的第一級檢核地震 EQ-I 已經改為與地震回歸期無關的  $S_{ad}/4.2$ ，此乃因規範並未給出超越機率為 80%/50 年的震區水平譜加速度係數值之故。同時，根據之前的討論，已經建議將 50%/50 年等級的地震地表運動作用下之性能查核省略，因此最後實際進行驗證建築物「變形」性能的地表運動等級，只剩下  $S_{ad}/4.2$  以及 10%/50 年的兩個地震等級而已。

此外，現行耐震設計規範的 2.17 節條文規定如下的耐震性能要求：

### 2.17 極限層剪力強度之檢核

為使建築物各層均具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80% 者。若弱層的強度足以抵抗總剪力  $V = F_{um} \left( S_{am} / F_{um} \right)_m IW$  之地震力者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者包括所有二層樓以上之建築物；另

若建築物之下層與上層之總牆量斷面積（含結構及非結構牆）的比值低於 80% 者，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

以上的規定係避免變形過度集中在弱層而造成建物過早倒塌；當沒有任何一層之強度與設計層剪力的比值低於其上層所得比之 80% 時，表示該結構無顯著弱層存在。此時，可藉由內力重新分配之方式將損壞分布轉移至多數樓層，因此不僅側向強度增加而且變形也獲得控制，從而對 P- $\Delta$  效應較不敏感之故。因此，雖然沒有真正檢核建築物在最大考量地震作用之下的變形性能要求或者是倒塌安全性，但是本條規定可以有效降低最大考量地震作用下的倒塌機率。本條規定最大的缺點就是顯現不出不同耐震群組的建築物有何區隔性，但若能增加設計地震作用之下對於不同耐震群組的建築物賦予不同之變形要求，則對於不同耐震群組的建築物在最大考量地震作用之下，其延續性行為自然還會有所區隔。因此，對於檢核最大考量地震作用之下不同耐震群組建築物的性能要求可以不必進行，而直接以本條規定替代。

因此，藉由圖 5.3.2-2 所示的修正耐震性能目標矩陣圖，可將耐震性能目標與性能檢核規定具體條文化。圖 5.3.2-2 所示的修正耐震性能目標矩陣同時包含有三個指標，這三個指標分別為地震危害層級(EQ-I、EQ-II、EQ-III)、耐震用途群組(群組 I、群組 II、群組 III)以及建物性能水準(維持彈性、立即居住、生命安全、防止倒塌)。耐震性能目標矩陣是以地震危害層級對建物性能水準的關係來表示，但這種表示法只能出現在解說之中；若要將此性能目標矩陣之規定具體條文化，則必須改用耐震用途群組作為主體，然後針對每一個耐震用途群組，規定其在每一地震危害層級作用之下所希望達到的最低建物性能水準為何之表格方式來表示。以下即為相關之具體條文撰寫範例：

### 1.2.2 耐震性能目標

不同耐震用途群組的建築物在各地震危害層級作用下之最低耐震性能要求應依表 1.2-1 之規定。

當建築物有多種用途時，應取其最高類的建築物類別進行設計。

當第一類建築物的工作通道需要通過相鄰建築物時，相鄰建築物應該符合耐震用途群組 III 的設計要求。當工作通道與其他建築物之距離小於 3.0m 時，第一類建築物應對可能來自鄰近建築物落下的碎片採取防護措施。

其他更高等級之性能標的可由業主訂定之，例如在表 1.2-1 中增加訂定

50%/50 年地震須達正常運作建物性能水準之要求。

表 1.2-1 不同地震危害層級下的最低耐震性能要求

地震危害層級	耐震用途群組		
	I	II	III
EQ-I( $S_{aD}/4.2$ )	維持彈性	維持彈性	維持彈性
EQ-II( $10\%/50$ ) <sup>1</sup>	生命安全(LS)	0.5 (LS+IO)	立即居住(IO)
EQ-III( $2\%/50$ ) <sup>2</sup>	防止倒塌(CP)	0.5 (CP+LS)	生命安全(LS)

註 1：立即居住(IO)，生命安全(LS)與防止倒塌(CP)之性能水準限度值將隨結構系統不同而改變，其值見表 3-4。  
 註 2：EQ-III( $2\%/50$  年)下的最低變形耐震性能要求不必查核，但改為對極限層剪力強度性能之檢核。

上述針對耐震性能目標之規定，並沒有具體給出建物性能水準(維持彈性、立即居住、生命安全、防止倒塌)的限度值，其原因在於這些限度值是隨結構系統而變。因此這些限度值的規定是留待規範第三章「建築結構耐震設計基準」之 3.5.1 節「容許層間相對側向位移角」以及 3.5.2 節「設計地震下之變形要求」之規定中才會具體量化。此外，對於如何計算設計地震下之層間相對側向位移的分析方法，卻是要留待於規範第四章「結構分析程序」之中才會加以規定，因此結構工程師應該熟悉這種分開規定的作法。以下即為連同 3.5.3 節「極限層剪力強度之檢核」在內的各級地震作用下，有關性能檢核量化標準的具體條文撰寫範例：

### 3.5 建築結構耐震性能檢核－變形與極限層剪力強度要求

#### 3.5.1 中小度地震下之變形要求

在地震力  $S_{aD}/4.2$  作用下，每一樓層與其上、下相鄰層之相對側向位移除以樓高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制以維持彈性，其值對於每一耐震用途群組的各結構系統均不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

#### 3.5.2 設計地震下之變形要求

.....省略(詳見分冊三 PBD2-1 一般建築物耐震設計規範)

#### 3.5.3 極限層剪力強度之檢核

為使建築物各層均具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80%者。若弱層的強度足以抵抗總剪力  $V = F_{uM} (S_{aM} / F_{uM})_m IW$  之

地震力者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者包括所有二層樓以上之建築物；另若建築物之下層與上層之總牆量斷面積（含結構及非結構牆）的比值低於 80%者，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

### 5.3.3 PBD2-1 章節內容概述

「PBD2-1 一般建築物耐震耐震性能設計規範」內容如分冊三所示，其各章之摘要說明如次：

#### (1) 第 1 章 總則

本章之重點在於「耐震用途群組」、「耐震性能目標」與「耐震設計類別」等相關規定，並詳列其他與耐震設計相關之補充規定。

#### (2) 第 2 章 地震地表運動

本章之重點為定義「地震地表運動」。「地震地表運動」為一種地區性很強之規定，不同之地區、不同之國家雖然地震地表運動可以採用相同之地震參數，但其「地震地表運動」之危害大小卻大不相同。由於「地震地表運動」之規定與耐震性能設計與分析程序無關，因此可單獨自成專章規定。按照圖 4.4-1 所建議之公共工程性能設計準則基本架構，其實「地震地表運動」應定義於 PBD1 內，以供其他構造材料設計規範中有牽涉到「地震地表運動」者直接引用，而不必重複訂定。但考慮到目前 PBD1 尚無法完整制訂，為使本「準耐震性能設計規範」仍能單獨使用，故暫時仍將「地震地表運動」定義於此章，以保持本規範獨立使用之完整性。

#### (3) 第 3 章 建築結構耐震設計基準

本章之重點為定義「設計基準」。一般而言，「設計基準」規定是屬於較為人為指定且為經驗式的硬性規定，同時，也是屬於較不易將之標準程序化(SOP)的規定。因此，可將這些規定集中起來，成立專章以便與那些較為容易標準程序化的「分析程序」規定有所區隔，將來在進行修訂時也較為方便。相關之「設計基準」將規定下列幾項基本因素：

##### (a) 地震載重組合效應

- (b) 地震力抵抗系統之選擇及其限制，結構配置之規定。
- (c) 結構分析程序之選擇限制與載重之作用。
- (d) 變形耐震性能要求。
- (e) 設計及系統詳細要求之規定。

#### (4) 第 4 章 結構分析程序

本章定義驗證時可採用之「分析程序」。「分析程序」的種類可概分為等效側力分析程序(線性靜力分析)、反應譜分析程序(線性動力分析)、線性與非線性反應歷時分析程序以及側推分析程序(非線性靜力分析)等四種，其使用時機可視「耐震設計類別」之不同而定，且各有其不同的層間變位計算公式。

#### (5) 第 7 章 基礎設計要求

有關基礎設計部分，將參考 FEMA 450 規範針對需進行耐震設計之基礎構造物條列其設計要求，並規定除此設計要求外，設計尚需符合基地調查、開挖或填土、邊坡穩定、排水、沉陷控制、土壤承载力及側向土壓等非耐震相關之基本規定。基礎之一般設計主要係針對基礎之設計承載容量進行規定，包括基礎元件及與上部結構連結元件之強度與細節、基礎土壤之承载力或其與樁界面容量、以及基礎之力與變形特性。有關現地調查報告部分，FEMA 450 規範要求耐震設計類別 C 之建物，需包括因地震造成之邊坡穩定、液化、差異沉陷及因斷層或地盤側向流動引起之地表位移等危害，調查報告需包括適當基礎型式及其他量測建議以預防上述之危害。針對耐震設計類別 D、E、F 之建物，除上述各項要求外，還需包括地震引起之地下室或擋土牆的側向土壓力。同時，FEMA 450 規範亦針對基礎繫桿、樁主筋與箍筋、地梁以及液化潛能與土壤強度喪失等項目，提出耐震設計時應考量之特別要求。

#### (6) 第 8 章 鋼與鋼筋混凝土構造

有關鋼與鋼筋混凝土構造之耐震設計將搭配現行之構造設計規範，包括：混凝土工程設計規範與鋼構造建築鋼結構設計技術規範，另補充耐震特別規定。

圖 5.3.1-1 中所列之第 5 章部分構體、非結構構材與設備的耐震設計、第 6 章工址非建築結構，因所牽涉之範圍較廣泛，且由於本計畫時間有限，故暫不列

在本期研究範圍內，分冊三「PBD2-1 一般建築物耐震耐震性能設計規範」中第 5 章與第 6 章之內容與現行耐震設計規範之規定相同。此外，其他構材之耐震特別規定可於第 8 章之後，依序另闢專章撰寫條文規定。有關隔震系統與消能系統之規定不屬一般建物之範疇且各有其必須達成之獨特專屬的性能目標，故於分冊三「PBD2-1 一般建築物耐震耐震性能設計規範」中無任何規定，建議可於日後責成其他分冊撰寫相關規範條文。

表5.3.2-1：不同地震危害層級下的定性耐震性能目標

地震危害層級	耐震用途群組		
	I	II	III
EQ-I(50%/50)	立即居住(IO)	0.5 (IO+OP)	正常運作(OP)
EQ-II(10%/50)	生命安全(LS)	0.5 (LS+IO)	立即居住(IO)
EQ-III( 2%/50)	防止倒塌(CP)	0.5 (CP+LS)	生命安全(LS)
註：正常運作(OP)、立即居住(IO)，生命安全(LS)、防止倒塌(CP)之性能水準限度值將隨結構系統不同而改變。			

表5.3.2-2：EQ-II(10%/50)作用下之容許樓層變位 $\Delta_a$ <sup>a,b</sup>

結構	耐震用途群組與對應之性能水準		
	I 生命安全(LS)	II 0.5(LS+IO)	III 立即居住(IO)
非使用磚造抗側力系統結構，四層以下具內部隔間牆、樓版及外牆設計為控制層間變位之結構	$0.025h_{sx}^c$	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
懸臂式磚造剪力牆結構 <sup>d</sup>	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他磚造剪力牆結構	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
韌性磚造抗彎構架	$0.013 h_{sx}$	$0.013 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他結構	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
<p>a. <math>h_{sx}</math> = 第 <math>x</math> 及 <math>x-1</math> 樓層之間的樓高</p> <p>b. 對耐震設計類別為 D 者，容許層間變位需滿足 3.5 節之要求</p> <p>c. 對於一層且具內部隔間牆、樓版及外牆系統設計為控制層間變位之結構，無層間變位之限制</p> <p>d. 結構系統主要為以基底(或基礎)之懸臂式磚造剪力牆為垂直元件，且牆體間(耦合梁)之彎矩傳遞可忽略不計。</p>			

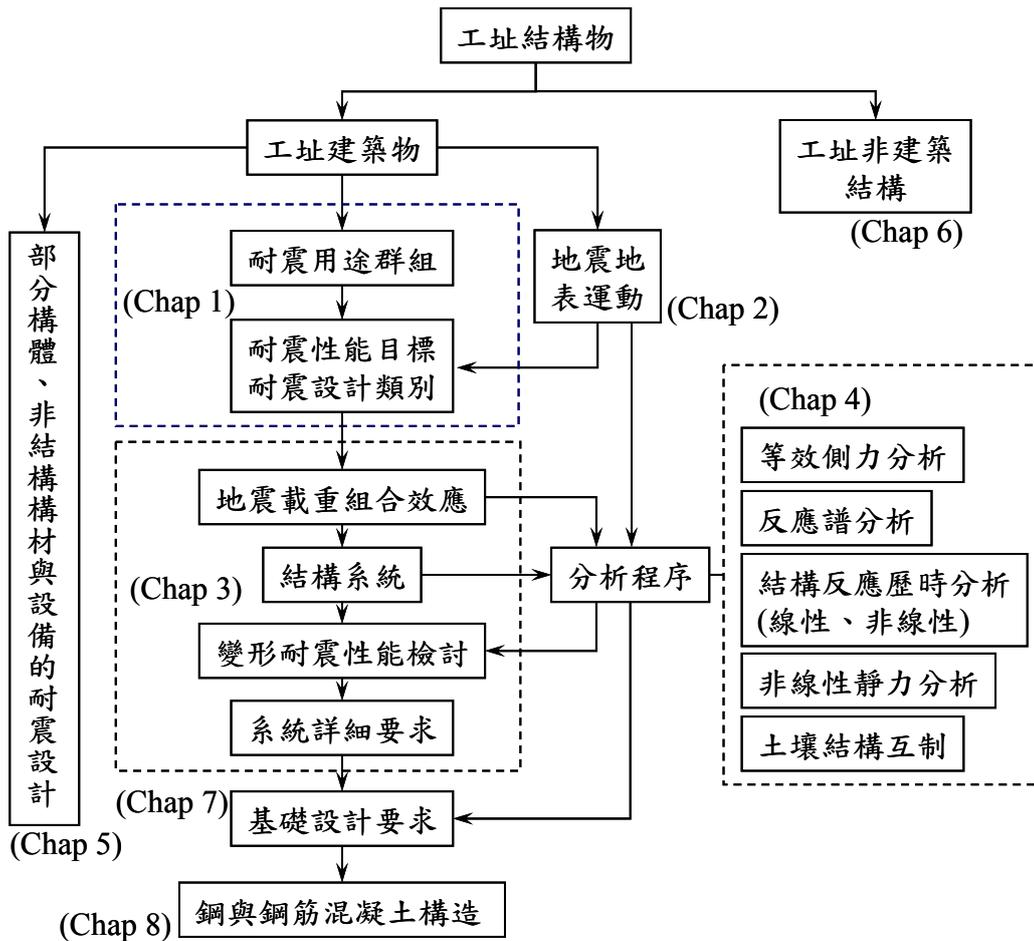
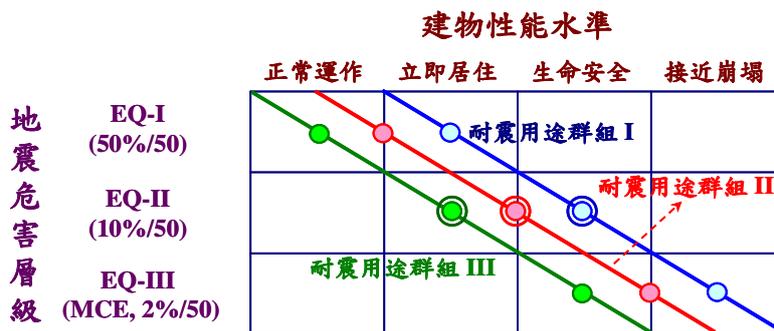


圖 5.3.1-1 建築物耐震性能設計規範之基本架構



註：具有符號◎者表示有實際進行驗證其設計之「變形」性能

圖 5.3.2-1 按照耐震設計類別設計時所預設之標稱耐震性能目標

		建物性能水準			
		維持彈性	立即居住	生命安全	防止崩塌
地震 危害 層級	EQ-I ( $S_{aD}/4.2$ )	● ▲ ■			
	EQ-II (10%/50)		●	■	
	EQ-III (2%/50)			○	□
<p>●及○：代表耐震用途群組III之建築物性能標的點</p> <p>■及□：代表耐震用途群組I之建築物性能標的點</p> <p>▲ = (●+■) / 2：代表耐震用途群組II之建築物性能標的點</p> <p>○；□；△ = (○+□) / 2：代表並未進行查核的性能標的點，但改為對極限層剪力強度性能之檢核。</p>					

圖 5.3.2-2 按照不同耐震用途群組進行設計時所預設之標稱耐震性能目標

## 5.4 PBD3 大地工程性能設計規範

以下摘述分冊四「PBD3 大地工程性能設計規範」之架構與重點。本規範之架構預計包含下列章節：

第零章 用語與符號之定義

第一章 大地工程設計之基本原則

第二章 大地工程資訊

第三章 淺基礎設計

第四章 樁基礎設計

第五章 柱狀基礎設計

第六章 擋土結構物設計

第七章 邊坡穩定設計

第八章 深開挖工程設計

由於本計畫執行期程有限，因此本期執行工作範圍限於前五章，其內容主要係以 Geocode 21 之相關內容為基本架構加以修正而成，重點摘錄如后。

## 1. 第零章 用語與符號之定義

本大地工程性能設計規範之主要用語與符號定義分別已定義於 PBD0 公共工程總括性能設計規範第一章與 ISO-2394 中。本章則專對 PBD0 第一章與 ISO-2394 中未定義之大地工程設計相關用語與符號加以定義。

## 2. 第一章 大地工程設計之基本原則

本章內容說明地工結構物之基本設計原則，進行地工結構物設計時必須遵行 PBD0「公共工程總括性能設計規範」之性能設計階層架構與相關規定，並依序說明設計之目的、性能要求、性能規定與驗證方式。性能規定應依結構重要性決定。

對於地工結構物之設計，依據結構物之重要性與大地工程之複雜度分成下表三個設計類別：

表5.4-1 地工設計類別

結構物重要性 大地複雜度	簡單	一般	重要	極重要
簡單	GC1	GC1	GC2	GC3
一般	GC1	GC1, GC2	GC2, GC3	GC3
複雜	GC2	GC2	GC3	GC3

地工設計類別 GC1 (Geotechnical Category 1, GC1)：此分類之設計屬結構物重要性與大地工程複雜度為簡單或一般的設計情況。

地工設計類別 GC2 (Geotechnical Category 2, GC2)：此設計分類包括結構物重要性為一般且大地工程複雜度較一般情形為高之設計情況。另外，結構物重要性或大地工程複雜度兩者其一為重要時，亦屬此設計分類。

地工設計類別 GC3 (Geotechnical Category 3, GC3)：此設計分類包括結構物重要性為重要且大地工程複雜度較一般情形為高之設計情況。另外，結構物重

要性為極重要時，均屬此設計分類。

對於土工結構物，設計時所需考量之限度狀態至少應包括使用性限度狀態、修復性限度狀態與極限度狀態，設計載重考量永久性、變動性、偶發性與臨時性四類載重，並對應持續狀況、極端狀況、偶發狀況與施工狀況四種設計情況。由於載重、土工參數、幾何尺寸與計算模型含有不確性，因此建議採用分項係數法來進行設計，針對各限度狀態利用可靠度分析訂定對應之分項係數。

本設計規範主要適用於土工設計類別 GC2 與 GC3，當然也可應用於設計類別 GC1。土工結構物設計之驗證方法可分成二類：驗證方式 A 與驗證方式 B，其中驗證方式 A 並未規定具體之驗證方法，設計者可利用任何可信之方法來證明設計之可靠度，驗證方式 B 則是對應遵照(中央政府/地方政府或業主所指定之)基本或特定設計規範進行設計所發展之驗證方法。驗證方法包括計算驗證法、載重試驗驗證法、模型試驗驗證法、監測設計法、監測施工管理法及圖說規定法。

台灣地區位處地震區，本章規定土工結構物應另外考量地震效應，一般耐震設計理念對於土工結構物並不考量其韌性消能行為，然而對於修復性及極限度狀態，基於經濟性之考量，允許土工結構物考量其韌性行為，不過應用此方法進行設計時應限制塑性區於地表附近，並避免非預期之脆性破壞發生。當然耐震設計時亦應對各限度狀態下土工結構物之耐震性能進行驗證。

### 3. 第二章 大地工程資訊

本章說明土工結構物設計所需進行之大地工程調查。大地工程調查的目的在於適當地調查與闡述地工資訊，並針對土工參數進行評估以決定設計特性值，針對不同設計階段之大地工程調查程度分成初步調查與細部調查。針對土工設計類別 3 之工址在耐震設計考量上應另特別調查土壤特性及斷層活動性等資訊，以及地層構造與特性，以評估地震放大效應。在土工參數評估上，下圖說明整個評估流程。整個大地調查結果應載明於大地工程調查報告中，分成紀實報告與評估報告兩部份，紀實報告詳實紀錄所有大地調查及試驗的原始資料與試驗方法，而評估報告則係說明依據調查、試驗、監測資料所作的評估結果與採用之評估方法。

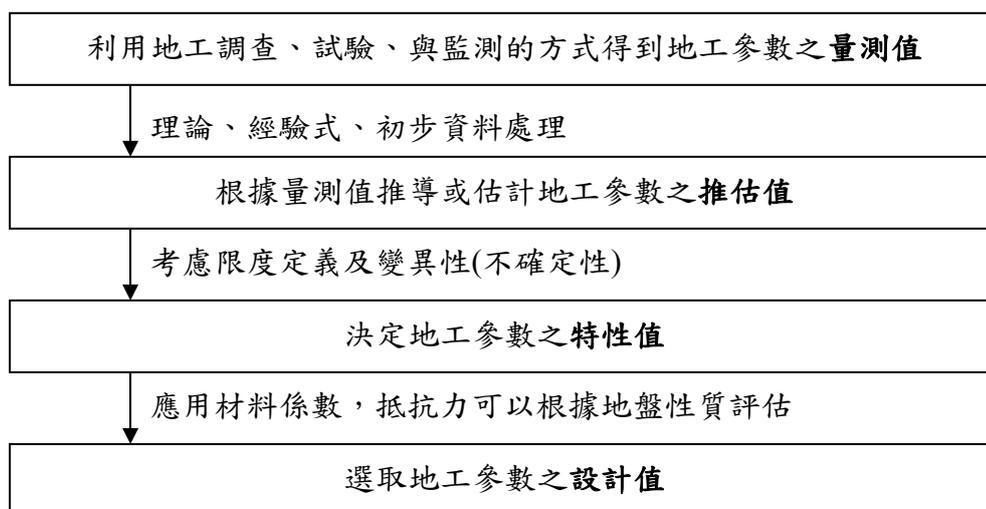


圖 5.4-1 求取土工參數設計值之流程圖

#### 4. 第三章 淺基礎設計

本章說明一般淺基礎之設計，係參照第一章的架構撰寫相關內容。淺基礎設計前應對地盤與工址周圍環境進行調查，地盤調查方式與地盤參數評估方法可參考第二章辦理。淺基礎設計時應考量地形與地質條件、結構物特性、施工條件與環境條件，並檢核地盤穩定性、支承力破壞、基礎翻轉與滑移、基礎下陷與傾斜、基礎構件損害或破壞。在預測淺基礎之垂直支承力可由計算方法或平版載重試驗來評估。進行設計驗證時，應驗證規範要求之三個基本限度狀態，對於使用性限度狀態檢核基礎底部沉陷量、差異沉陷與角變量是否滿足性能要求，修復性限度狀態則檢核上部結構物及基礎之殘餘位移與地盤支承力、基礎滑移與傾倒安全度是否滿足要求，對於極限度狀態則作地盤支承力、基礎滑移與傾倒安全度之基礎穩定性檢核。驗證時對應之驗證公式有：垂直支承力、滑移阻抗、沉陷、基礎構件應力、承載層與基礎變形性能。基礎設計完成後應撰寫設計報告書提送給委託人或業主。施工時應確實按程序施工以確使淺基礎滿足設計所設定之性能要求。

#### 4. 第四章 樁基礎設計

類似第三章，本章說明一般樁基礎之設計，亦參照第一章的原則撰寫相關內容。樁基礎設計前應對地盤與工址周圍環境進行調查，地盤調查方式與地盤參數

評估方法可參考第二章辦理。樁基礎設計時應考量地形與地質條件、結構物特性、施工條件與環境條件，檢核地盤穩定性、樁基礎位移與變形量、樁基礎損害或破壞。此外對於樁帽與土壤互制作用、群樁基礎、負摩擦力、端部開口樁、長細比、續接處理與斜樁在設計時應作特別考量。在樁基礎行為之預測上，可利用樁載重試驗、計算方法或其它經驗方法來評估。為進行設計驗證，應針對規範規定之三個基本限度狀態進行驗證，對於使用性限度狀態檢核上部結構物及基礎之最大位移與殘餘位移是否滿足性能要求，修復性限度狀態則檢核上部結構物及基礎之殘餘位移是否滿足要求，對於極限限度狀態僅作基礎穩定性之檢核。驗證時對應之驗證公式有：垂直單樁承载力與軸向位移、側向單樁之位移與斷面力、群樁基礎各部位之斷面力與基礎位移。樁基礎設計完成後應撰寫設計報告書提送給委託人或業主。施工時亦應要求確實按程序施工以確使樁基礎滿足設計所設定之性能要求。

## 第六章 結論與建議

### 6.1 結論

本計畫執行至今共八個月，已完成預定的工作項目，所得結論如下：

1. 本研究比較分析世界各國主要規範的內容與發展趨勢，並評述各先進國家主要性能設計規範的使用性與優缺點，所歸納的重點可供作國內制訂相關規範的參考。
2. 本研究檢討我國各主要規範的內容，除建築物與橋梁耐震設計規範稍具性能設計的雛形外，其他所有規範都尚未性能化，因此建議改進方向與推動性能化的策略與方針。
3. 本研究研擬我國公共工程性能設計準則的基本架構，如圖 4.4-1 所示，分為最上層的「PBD0 公共工程總括性能設計規範」與「PBD1 公共工程基本載重定義篇」，在其下則為各不同結構形態的性能設計規範及其特定性能設計規範，各根據不同結構型態之設計需求訂定各自之性能要求基準與分析驗證方式，包括「PBD2 建築物性能設計規範」、「PBD3 大地工程性能設計規範」等，其餘不同結構形態之設計規範及其特定性能設計規範可平行橫向擴充使包含所有的公共工程項目。此架構層次清晰，能容納國內既有各不同規範的範疇，又具各自朝性能化發展或修正的彈性，應是一較適合國內環境特性的「全面性性能設計準則」的基本架構。
4. 本研究已完成「PBD0 公共工程總括性能設計規範」之草案，本規範內容主要參考日本土木工程師學會之 code PLATFORM 與 ISO 2394 之架構所編撰，為一總括性規範，是性能設計規範階層體系之最上位規範，其架構完整清晰，可提供編訂其他下位性能設計規範時之參考。
5. 本研究另草擬「PBD1 公共工程基本載重定義篇」之架構及部分內容，包括：總則、建築物之靜載重與活載重、地震載重、以及土壓力與水壓力等章節，至於其餘規劃中尚未建立相關載重定義條文之部分，則建議留待草擬該特定設計規範草案時，再一併草擬。

6. 針對建築物耐震設計方面，為能夠延續現有之耐震設計方法，且能漸次加入性能設計之概念，本計畫乃以現行建築物耐震設計規範為基礎，將其修正為「PBD2-1 一般建築物耐震設計規範」，此規範實為一「準耐震性能設計規範」，以便可以順利銜接未來耐震設計規範全面性能化的趨勢。
7. 本研究完成「PBD3 大地工程性能設計規範」的預定工作內容，包含用語定義、基本設計原則、大地工程資訊、淺基礎與樁基礎設計等章節。由於本計畫執行期限有限，僅完成服務計畫書中預定之章節，其餘部分則留待後續其他計畫繼續完成。

## 6.2 建議

針對本報告所研擬的性能設計準則之架構體系，本期計畫雖已完成「PBD0 公共工程總括性能設計規範」之草案，但由於計畫期程有限，對於PBD1、PBD2-1與PBD3僅完成規範架構及部分內容，而對於其他結構物之特定性能設計規範更是完全沒有觸及，為使台灣公共工程性能設計準則的架構能更完整，因此提出下列幾點建議：

1. 本研究已完成「PBD0 公共工程總括性能設計規範」之草案，本規範為一總括性規範，是性能設計規範階層體系之最上位規範，應續辦理教育推廣工作，希各相關單位能於修訂其設計規範時參考PBD0之架構，使國內各規範逐步走向性能設計的方向，以符合世界潮流。
2. 本研究所草擬之「PBD1 公共工程基本載重定義篇」，僅具基本架構及部分內容，對於大部分的基本載重則尚未定義，例如：風載重、波浪載重、海流載重、潮汐載重、冰載重、車輛載重、起重載重、船舶載重、衝擊載重等其他載重，應邀請各專門學會與公會共同研擬，以完成完整的基本載重定義篇，供公共工程之設計使用。
3. 針對建築物耐震設計方面，本計畫乃以現行建築物耐震設計規範為基礎，將其修正為「PBD2-1 一般建築物耐震設計規範」，此規範仍為一「準耐震性能設計規範」，將來可繼續修正以達全面性能化的地步。此外，對於本規範尚未

包含的部分，例如：其他構材之耐震特別規定、隔震系統與消能系統之耐震設計、以及建築結構之耐震補強等，均需繼續研修，以完成總括性的建築物性能設計規範。

4. 本研究完成「PBD3 大地工程性能設計規範」的初步架構與部分內容，仍有待繼續完成第四章以後的章節，以涵蓋所有的大地工程結構物。同時目前所草擬之規範內容中，對於驗證方法、驗證公式中僅列出原則性之條文，相關設計參數仍欠缺，其實並無法實際落實到工程設計上，因此建議應著手進行規範中有關參數之擬定，例如淺基礎各限度狀態下之容許沈陷量、樁基礎構件斷面設計在各限度狀態下之分項係數值等，惟有這些相關設計參數完整確立後，才能真正落實性能設計。
5. 本研究對於國內橋梁之設計方面，僅對現行規範之性能化作檢討，並未著手研擬相關的設計規範，而橋梁（包含鐵路與公路）為國內重要的公共工程，實應邀請橋梁主管單位共同推動規範性能化的工作，以趕上國際性能設計規範的潮流。
6. 結構性能設計應強調結構物在全部的設計耐用年限內須維持其應有的結構物性能，結構物自規劃、調查、設計、施工、使用以至拆除等整個生命週期裡，結構物所須具備的結構性能(如使用性、安全性、耐久性、施工品質的確保、維護管理的難易、環境的調和性與經濟性等)均須被整體考量，以力求生命週期成本的最小化。因此結構物耐久性之設計與評估為結構性能設計法所不可缺少之重要一環，而國內工程界對此方面仍未重視，建議應開始積極著手研擬這方面的設計規範，以提昇國內公共工程結構物之使用年限與性能。
7. 國內有關水利與水保工程方面的設計規範很多，而本研究由於研究期限很短，並未對這兩方面的設計規範進行檢討與分析，建議應於後續研究中針對這兩面的設計規範加以整理與分析，研討性能化的改進策略，以趕上國際性能設計規範的潮流。



## 參考文獻

1. ASCE (2000), *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 356, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
2. ASCE (2005), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-05, published by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
3. ATC (1996), *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Report No. ATC-40, Applied Technology Council, Redwood City, California.
4. ATC (2003), *Preliminary Evaluation of Methods for Defining Performance*, Report No. ATC-58-2, prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
5. ATC (2004), *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, FEMA 440 (ATC-55 Project), prepared by the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
6. Bachman, R.E., R.O. Hamburger, C.D. Comartin, C. Rojahn, and A.S. Whittacker (2004), 'ATC-58 Framework for performance-based design of nonstructural components,' Proceedings of Seminar on Seismic Design, Performance and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, Report No. ATC-29-2, pp 49-61.
7. Browning, J., Y.R. Li, A. Lynn, and J.P. Moehle (2000), 'Performance assessment for a reinforced concrete frame building,' *Earthquake Spectra*, Vol. 16(3), pp. 541-555.
8. BSSC (1997a), *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, FEMA 273, prepared by the Applied Technology Council for the Building Seismic Safety Council, published by the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
9. BSSC (1997b), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* (1997 Edition), FEMA 302, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
10. BSSC (2000), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* (2000 Edition), FEMA 368, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
11. BSSC (2003), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures* (2003 Edition), FEMA 450, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
12. Goel, R.K. and A.K. Chopra (2004), 'Evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC buildings,' *Earthquake Spectra*, Vol. 20(1), pp. 225-254.
13. Gupta, B. and S.K. Kunnath (2000), 'Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures,' *Earthquake Spectra*, Vol. 16(2), pp. 367-392.

14. Hamburger, R.O. and J.P Moehle (2000), 'State of performance-based earthquake engineering in the United States,' *Proceedings of the second US-Japan Workshop on Performance-based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures*, 11-13 Sep. 2000, Sapporo, Hokkaido, Japan, Report No. PEER-2000/10, pp. 15-27.
15. ICBO (1994), *Uniform Building Code (UBC-94)*, International Code Council, Whittier, CA.
16. ICBO (1997), *Uniform Building Code (UBC-97)*, International Code Council, Whittier, CA.
17. ICC (2000), *International Building Code (IBC 2000)*, International Code Council, Whittier, CA.
18. ICC (2006), *International Building Code (IBC 2006)*, International Code Council, Whittier, CA.
19. ICCMCA (2004), *ACMC 2004 – Level 1 and Level 2 Documents*.
20. ICCMCA (2006), *ACMC 2006 – Level 3 Documents*.
21. Kunnath, S.K., Q. Nghiem, and S. El-Tawil (2004), 'Modeling and response prediction in performance-based seismic evaluation: Case studies of instrumented steel moment-frame buildings,' *Earthquake Spectra*, Vol. 20(3), pp. 883-915.
22. SEAOC (1995), *Vision 2000 - A Framework for Performance Based Design*, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
23. SEAOC (1999), *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, 7<sup>th</sup> Ed, Structural Engineers Association of California, Sacramento, California.
24. Somerville, P., N. Smith, S. Punyamurthula, and J. Sun (1997), Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project, SAC Background Document, Report No. SAC/BD-9/04.
25. FEMA-440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
26. FEMA-450 (2003), Building Seismic Safety Council. Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures Part I: Provisions, Washington DC, Building Seismic Safety Council, National Institute of Building Sciences.
27. ASCE Standard (2006), ASCE/SEI 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers.
28. ATC 40 (SSC,1996) , Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings , SSC Report No. 96-01 , Seismic Safety Commission , State of California , Sacramento , California . Developed by the Applied Technology Council , Redwood City , California.
29. CEN: ENV 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design, Part 1, General Rules(ENV version), 1994.
30. CEN: Preliminary Draft EN 1997-1 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 1 General Rules (doc. no. CEN/TC250/SC 7 N301), 1999.
31. CEN: Draft ENV 1997-2 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 2 Design assisted by laboratory testing, 1997.

32. CEN: Draft ENV 1997-3 Eurocode 7 Geotechnical Design Part 3 Design assisted by field testing, 1997.
33. FEMA 350 (2000), Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
34. FEMA 356(2000), Pre-standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
35. HAZUS(NIBS,1999), HAZUS99 Technical Manual, National Institute of Building Science, Washington, D.C. Developed by the Federal Emergency Management Agency through agreements with the National Institute of Building Sciences.
36. International Standard ISO2394 (1998), General principles on reliability for structures.
37. Japanese Geocode 21 (2006), Principles for Foundation Designs Grounded on a Performance-based Design Concept, Japanese Geotechnical Society.
38. Joint Research Center(2008), The Role of EN 1990: The Key Head Eurocode
39. Joint Research Center(2008), THE EUROCODES: IMPLEMENTATION AND USE
40. GULVANESESIAN, H.(2001a), EN1990 Eurocode - Basis of Structural Design. Civil Engineering, 144, 8-13
41. GULVANESESIAN, H.(2001b), EN1991 Eurocode 1: Actions on Structures. Civil Engineering, 144, 14-22
42. FULLALOVE, S.(2005), Half of Eurocodes Now Published, Eurocode News, November 2005, Issue 3, 1-1
43. Japanese Geotechnical Society(2006), Principles for Foundation Designs Grounded on a Performance-based Design Concept
44. Honjo, Y.(2003), 'Comprehensive Design Codes Development in Japan: Geo-code 21 ver. 3 and code PLATFORM ver. 1', LSD2003: International Workshop on Limit State Design in Geotechnical Engineering Practice
45. Japan Society of Civil Engineers(2003), Principles, guidelines and terminologies for structural design code drafting founded on the performance based design concept ver.1.0 (code PLATFORM ver.1.0)
46. 內政部(2001),「建築技術規則」,營建雜誌社出版。
47. 內政部營建署(2001),「建築物基礎構造設計規範」,中華民國大地工程學會編撰。
48. 日本建築學會(2004),「建築物荷重指針・同解説」。
49. 鄧崇任、柴駿甫、廖文義、簡文郁、翁元滔、邱世彬、林凡茹、周德光(2007),「耐震與性能設計規範研究(三)」,國家地震工程研究中心研究報告, NCREE-07- 010。
50. 陳正興等(1999),「基礎構造設計模式合理化之探討」,內政部建築研究所研究報告。
51. 陳正興等(2005),「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害

- 分析模式之研究」，交通部科技顧問室。
52. 陳正興等(2006)，「交通結構物基礎耐震設計之研議」，地工技術，第109期，pp. 73-82。
  53. 陳正興等(2007)，「港灣地區地震潛勢與港灣構造物耐震能力評估之研究(1/4)」，交通部港灣技術研究中心報告。
  54. 內政部(1986)，「建築技術規則—建築構造編」，詹氏書局編。
  55. 內政部營建署(2001)，「建築物基礎構造設計規範」，中華民國大地工程學會編印。
  56. 歐晉德(1989)，「基礎構造設計規範編撰經緯」，地工技術，第26期，6-8頁。
  57. 潘以文、董家鈞，「歐洲地工新規範 Eurocode 7 簡介」，地工技術，第109期，39-50，2006。
  58. 陳皆儒、張榮峰、賴鈞暉、姚大鈞，「地工性能設計介紹」，地工技術，第109期，pp5-4，2006。
  59. 日本國土交通省 <http://www.mlit.go.jp/>
  60. 日本國土交通省國土技術總和研究所 <http://www.nilim.go.jp>

## 附錄一 期初報告審查意見處理情形表

### 行政院公共工程委員會委託研究計畫 期初 期中 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

會議時間：民國九十七年十一月二十一日上午九時三十分

會議地點：工程會第五會議室

主席：周處長筑昆

出席：如簽到簿

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

審查意見與處理情形：

參與審查人員 及其所提之意見	委辦廠商 處理情形
一、蘇委員丁福：	
1.本委託研究將以性能需求為主要出發，對於細部設計方法將會更具有彈性，惟對現行政府採購法或相關促進民間參與公共建設的採購方式，於未來發展時，建議要注意相關可行性及連結性的規劃。	本研究之工作項目將包含研提適用本國國情之公共工程性能設計準則（含性能設計架構與範圍，例如有關公共安全之訂定方式等）及驗證機制，並規劃推動方式，且依據前述內容，進行研析國內推動公共工程性能設計準則及驗證機制時，對於各目的事業主管機關所頒訂之設計規範、相關法令規定及實際執行等事項之影響與衝擊等可行性研究與因應措施。
二、趙委員文成：	

<p>1. 期初報告中有關美國、日本及歐洲之設計方法，有提到極限程度、使用程度及界限設計等名詞，建議未來所用名詞宜加以統一，並配合加以定義說明，俾利清楚瞭解其涵義。</p>	<p>將統一採用極限程度、使用程度與程度設計等名詞，並參照 Euro code 對名詞之定義作說明。</p>
<p>2. 有關 Geocode 21 性能準則之描述中，於 performance matrix 有提到 Serviceability Limit State、Repairable Limit State 及 Ultimate Limit State 之名詞，皆有加 Limit 一字，其涵義與一般使用未加 Limit 之差異，建議於期中或期末報告中，加以說明。</p>	<p>遵照辦理，後續將於期中報告中將這些名詞予以定義清楚。</p>
<p>3. 有關草擬 TW PBD1 荷重定義篇中，考量不同載重組合方式之極限設計法，皆牽涉到可靠度的分析，例如以 ACI 為例，係考量載重超過規範設計值機率為 1/1000，而材料低於設計強度機率為 1/100，未來如引入各國規範時，建議要注意其對材料及系統變異性之可靠度整合方式。</p>	<p>本研究的主旨為研擬公共工程性能設計規範之基本架構，著重於整體架構與格式之統一，供國內各規範於未來修正時之參考依據，故於 PBD1 荷重定義篇中之載重組合將僅列出基本原則，而對於不同載重組合方式之細節將留待各不同規範視其特性而定，會比較恰當。</p>
<p>4. 與國際接軌之規劃中，亦可考量加入 ISO、ACI、IBC 及 AASHTO 等規範。</p>	<p>後續研究將儘可能納入所建議之規範。</p>
<p>5. 建議於未來明年下一階段之研究，可考量納入耐久性及永續發展，國際 ISO TC71 亦有相關規定，且 TC 98 也有對壽命預測有所研究，這也是國際間愈來愈受重視的議題之一。</p>	<p>如委員所述，耐久性與永續發展亦是重要課題，建議未來工程會或可成立相關研究計畫。</p>
<p>6. 國內各類設計規範有關載重係數之規定，因未加以整合，導致不同規範中之規定往往不盡相同，以美國為例，為了使鋼結構設計與混凝土結構設計之載重係數一致化，相對就必須對材料強度折減係數有配套之修正計算方式，以符合原設計規範所設定之或然率及迴歸期，這樣整體可靠度才會維持一致，建議本研究可納入相關說明，以提供政府機關</p>	<p>本研究的主旨為研擬公共工程性能設計規範之基本架構，著重於整體架構與格式之統一，供國內各規範於未來修正時之參考依據，故於 PBD1 荷重定義篇中之載重組合將僅列出基本原則，而對於載重係數之規定，將留待各不同規範視其特性而自行訂定會比較恰當。</p>

<p>在未來因應國外規範載重係數修訂時，國內亦有相對應之配套措施。。</p>	
<p>三、林委員宏達</p>	
<p>1.本次期初報告之架構及方向應符合國內未來發展之需求，對於細部之設計規範，應由各主管機關依據整體架構下再行發展，因此 PBD0 結構設計基本篇及 PBD1 荷重定義篇之內容就極為重要。</p>	<p>一如委員意見，PBD0 與 PBD1 相當重要，是本研究的研究重點工作。</p>
<p>2. PBD0 為結構設計基本篇，其內容應包括所有公共工程之構造物，建議可考慮採用構造物設計基本篇、或直接用基本篇，可更廣義來表示本篇之意涵。</p>	<p>將待未來研擬 PBD0 時，再依實際所包含的內容決定較適合之名稱。</p>
<p>3.因目前性能設計發展較成熟的有耐震及混凝土等領域，故建議於 PBD0 及 PBD1 之內容研擬時，要注意其他領域發展之均衡性，並能涵蓋其他章篇。。</p>	<p>遵照辦理，後續研擬 PBD0 及 PBD1 內容時，會注意其他領域發展之均衡性。</p>
<p>4.性能設計理念之推動非常重要，建議未來如有機會可多開幾場演講或研討會，以廣收效果，學會也很樂意配合幫忙推動。</p>	<p>依照規劃，未來計畫執行期間將會召開至少二場座談會，廣邀各學會共同參與討論與推廣。</p>
<p>四、主席結論：</p>	
<p>1.性能設計之理念將是未來國內設計規範研修之因應方式與推動方式，更能滿足實務工作需求，並與國際發展趨勢接軌。相關推動工作，委辦團隊可研擬相關科技研究計畫書，以四年為一期，且訂出分年可達成之指標及最終目標，俾利本會於年底向國科會辦理之政府科技計畫審議作業提出需求，爭取政府科技計畫預算，有系統的來規劃推動。</p>	<p>本研究計畫才開始執行，對於性能設計準則之基本架構仍在討論研擬中。建議待獲具體結論後再研提相關之科技研究計畫書。</p>
<p>2.各與會委員及代表所提之建議，請委辦團隊研究辦理，本案期初報告經審查通過，請委辦廠商依前開結論及與會人員所提建議修訂期初報告 5 本（含期初審查意見回復說明對照表）送本會備查，並依合約規定辦理第 1 期請款事宜。</p>	<p>遵照辦理。</p>



## 附錄二 期中報告審查意見處理情形表

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

會議時間：民國九十八年二月二十日上午九時三十分

會議地點：工程會第五會議室

主席：周處長筑昆

出席：如簽到簿

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

審查意見與處理情形：

審查意見	處理情形
一、林委員宏達：	
1. 由於大地工程中基礎構造設計較其他土木工程領域採用性能化設計程度相對為低，有必要進行性能化設計之急迫性，因此，需要有整體一致性架構後，再推動大地工程性能化設計，則較容易成功，非常感謝本委託研究案委辦團隊及計畫主持人陳正興教授的努力，使本計畫方向與目前成果都已相當完整。	感謝委員之肯定，大地工程章節部分除基本篇之外，本期已開始進行基礎部分性能設計規範的研擬。
2. 國外對於推動性能設計規範之方式，多採先與現行設計規範銜接並行方式，然後再逐步取代現行設計規範漸進方式推行，則較易成功，對於 PBD2-1 建築物耐震性能設計篇研擬出來後，對於上位準則 PBD2 建築物篇之研擬與現有建築法令銜接問題，要妥適考量。	由於 PBD2 將牽涉到建築技術規則的修正問題，短時間內較不易完成，故擬先由下位的各項設計規範建立性能化後再統整建立 PBD2，因此先行研擬 PBD2-1 建築物耐震性能設計篇，而 PBD2 未來由主管機關主導修正，再進行國際化較為妥適。

<p>3. 目前性能設計以日本架構較為清楚，值得參考，與本計畫提出之基本架構一致，對於日後架構建置完整後，可邀請實際執行設計之人員參與討論，並提供意見。</p>	<p>邀請實際執行人員參與討論為本計畫預計工作項目之一，待性能設計規範架構及初步內容完成後將邀請產官學界舉辦座談會，共同給予指導。</p>
<p>4. 希望能提出未來優先推動之建議事項，或可同步執行之小計畫，以持續與加速性能設計規範之推動。</p>	<p>將於期末報告中提出建議，此外，本計畫團隊成員於計畫結束後仍會持續參與性能設計規範之推動工作。</p>
<p>二、蘇委員丁福：</p>	
<p>1. 本委辦計畫能在短時間內，將資料蒐集完整，並提出非常具體且完整之架構，可見委辦團隊非常努力。</p>	<p>感謝委員之肯定。</p>
<p>2. 對於後續公共工程種類劃分，即 PBD3 大地工程設計篇以後 PBD4 之章篇工程種類，建議能提出完整建議。</p>	<p>感謝委員指導，將於研究討論後請工程會召開各事業主管機關之規範協調會來訂定較為妥適。</p>
<p>3. 對於公共工程未來設計規範之發展，標準化與性能化之劃分應可並行存在，對於後續推動之龐大的問題，更需加快腳步與國際接軌。</p>	<p>性能設計規範推動原因之一在於與國際接軌，本計畫為先期計畫，後續之性能設計規範推動仍有賴工程會持續進行。</p>
<p>三、中華民國結構技師公會全聯會</p>	
<p>1. 本研究計畫涉獵範圍較廣，而不是只有建築物，值得喝采，希望與現行規範之銜接、接軌、比較，需要有審慎考量，並解決可能衝突。</p>	<p>感謝委員指導，推動性能設計規範並非完全推翻現有設計規範，而是提供現有設計規範性能設計化之參考，作為各規範主管單位未來修訂規範時之參考。</p>
<p>2. 性能設計對於位移有較明確之規定，以 FEMA 450 對建築物之規範容許樓層變位 (P.13) 之規定，似乎較國內現有規範寬鬆，公共工程之結構體，似乎勁度較高 (因為重量分配之情況較低)，因此對於變形之規定應較謹慎且明確。</p>	<p>感謝委員指導，各項容許變位之規定除參考 FEMA 450 之外，仍會就國內各項條件進行修正。</p>
<p>3. 性能設計之等級規定，是由業主規範或由設計者決定，希望能有較明確之規定。國內的常規幾乎設計者是包山</p>	<p>性能設計之等級規定，除需滿足規範之最低要求外，實際上宜由業主與設計者共同決定，以滿足結構物之建造</p>

<p>包海，恰當之設計其實是很難達到，不是設計不良就是設計過當，故對於滿足性能設計等級，應需有明確規定。</p>	<p>目的與性能需求。</p>
<p>四、台灣省大地工程技師公會</p>	
<p>1. 公共工程尚包括地下構造物（如隧道等）、水資源、水利水保工程等，建議於報告中稍加著墨，是否可框列於 PBD5 以後之章篇，至少讓主管機關（如水利署、水保局）能瞭解其應訂定各自之性能設計規範。</p>	<p>感謝委員指導，將於研究討論後請工程會召開各事業主管機關之規範協調會來訂定較為妥適。</p>
<p>2. 建議訂出 PBD2 建築物篇之原則或架構，以供後續訂定單位有所依循。</p>	<p>由於 PBD2 將牽涉到建築技術規則的修正問題，短時間內較不易完成，故擬先由下位的各項設計規範建立性能化後再統整建立 PBD2，因此先行研擬 PBD2-1 建築物耐震性能設計篇，而 PBD2 未來由主管機關主導修正，再進行國際化較為妥適。</p>
<p>3. P.98 提及 PBD0 基本性能設計準則篇中將有「用語定義」與「總論」二篇，但於 P.101 第 4.5.1 節中，並未列有前開二篇，建議予以檢核修正。</p>	<p>感謝委員指正，第 4.5.1 節為初步構想，期末報告正式提出時將納入「用語定義」與「總論」二篇。</p>
<p>4. 建議以簡單案例，說明運用性能設計準則之方法與流程，以供基層工程師參考。</p>	<p>感謝委員建議，本研究的主旨為研擬公共工程性能設計規範之基本架構，著重於整體架構與格式之統一，因此將無案例部分，該項應為訂定實質規範後才會有案例部分。</p>
<p>五、中興工程顧問股份有限公司</p>	
<p>1. 本研究案以 Top down 的方式檢討，並作為推動性能規範之依據，使得性能設計規範具完整性、周全性，值得肯定。</p>	<p>感謝委員指導。</p>
<p>2. PBD0 基本性能設計準則篇有關性能準則考量中，是否可加入永續工程觀念，例如是否可在設計工作年限中考慮耐久性、維護及管理性能。</p>	<p>PBD0 規劃僅納入耐久性、維護管理各項性能說明，至於較明確之規定應於後續之各規範再納入。</p>
<p>3. 本研究案將基本荷重提昇至 PBD1 荷重定義篇，以利各類工程領域統一使</p>	<p>感謝委員指導，未來對於風力及其他載重部分，將於需進一步研究部分建</p>

用之方式，非常值得肯定。惟本研究對於耐震與大地著墨較多，對於活載重及風力等可能需要有未來進行研究方式之建議。	議另外進行研究。
六、台灣世曦工程顧問股份有限公司	
1. 公共工程所涵蓋的構造物形式眾多，以本研究所列舉的橋梁結構物，在國內多屬公共工程範疇，若以耐震規範的角度訂出性能等級是值得肯定；但對於土石災害、洪水沖刷危害等課題，似乎較無法清楚定義其性能等級，建議可以加強探討。	感謝委員指導，土石流、洪水沖刷危害等議題本計畫執行期間有限，恐難完成較全面性之考量，將建議於後續之研究計畫進行。
2. 長大橋梁目前公共工程規範未明確定義其設計要求，特別是耐風等規範，有其重要性，可加強國內相關研究成果納入考量。	耐風為載重重要項目之一，礙於本研究執行期間限制，將建議於後續計畫納入進一步考量。
七、中鼎工程股份有限公司	
1. 中國大陸已經推動性能設計，且東南亞、中東也都是朝此方向進行，但國內則似乎沒有較好規範可以參考，本計畫性能設計理念其基本構想與目標正確。	感謝委員肯定。
2. 建議多一些國營事業機構之工程，如發電廠、煉油廠及石化廠等也能納入，可供設計者參考。	感謝委員建議，將納入後續規劃參考。
八、行政院農業委員會水土保持局	
1. 建議有關水利及水保工程可納入未來架構規劃參考。	感謝委員建議，將納入未來架構參考。
2. 水保工程面對土石流係以土石流潛勢分析為主，建議可納入相關防災需求等級區分。	採用土石流潛勢分析為保全對象考量角度，採性能設計方法設計除考量保全對象外可提供更彈性之設計方法，未來將納入考量。
九、內政部建築研究所	
1. 本研究內容詳實，值得肯定。對於各類工程之性能水準訂定不易，且公共工程整合各項法規工作量相當大，需	感謝委員指導，本計畫執行期限有限，故目標在於訂定上位或前導規範，作為後續各相關規範修訂時之參

<p>要專精與專業及相當多時間，配合大量的實驗作為驗證，才易於讓工程師有信心使用。</p>	<p>考，後續計畫推動仍需較長時間。</p>
<p>十、主席結論：</p>	
<p>1. 性能設計與驗證機制之理念，除了能使機關獲得優良性能的產品，還能鼓勵業界充分運用與發展新技術工法，更可使民眾用到符合性能需求的成果，而本研究計畫主要係研究性能設計準則之大架構，未來相關細部設計規範的修訂與推動工作，還需要結合各類工程設計規範之法令主管機關共同系統化的來推動與執行。</p>	<p>本研究團隊未來將儘量配合工程會推動相關細部設計規範的修訂，推動性能設計與驗證機制之理念。</p>
<p>2. 各委員及與會代表所提之建議，請委辦團隊研究辦理，本案期中報告經審查通過，請委辦廠商依前開結論及與會人員所提建議修訂期中報告 5 本（含期中審查意見回復說明對照表）送本會備查，並依合約規定辦理第 2 期請款事宜。</p>	<p>研究團隊將儘速修正報告，依會議結論辦理。</p>

### 附錄三 期末報告審查意見處理情形表

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

會議時間：民國九十八年六月二十四日上午九時三十分

會議地點：工程會第二會議室

主席：范良鈞主任委員

出席：如簽到簿

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

審查意見與處理情形：

審查意見	處理情形
一、林委員宏達：	
1. 各國性能設計規範的分析比較很完整，頗具參考價值。國內主要設計規範性能化程度之檢討切中要點，很值得做為國內各規範朝性能化修訂時之參考。	建議將成果報告分送各規範主管單位，做為國內各規範朝性能化修訂時之參考。
2. 本研究所建議之「公共工程性能設計準則基本架構(圖 4.4-1)」很符合世界潮流，且能容納國內相關性能規範之發展，值得工程會接納並以此架構來推動後續工作。	建議工程會與各規範主管單位以所研擬之架構來推動後續工作。
3. 本研究為國內公共工程性能設計規範之擬定，建構了一個很清晰的 Road Map，但仍有多細部內容亟待好好研究和擬定，因此建議工程會持續寬列經費積極推動後續工作。	已於成果報告第六章之建議事項內詳列可繼續研究之項目。
4. 第五章內容中，P.125(表 5.4-1)：「大地複雜度」之表述方式不易明瞭，請修正並儘量與「結構物重要性」之用詞一致。且此處對於 GC1~GC3 未加以說明，雖在附錄之 PBD3 大地工程性能設計規範(草案初稿)有說明，但讀者必須翻到附錄方能清楚了	已修改「大地複雜度」之表述方式，使更清晰易懂，惟與「結構物重要性」之用詞仍無法完全一致，乃因本項目係指「大地工程問題之複雜程度」，以大地環境為分類之依據。

<p>解，建議可重新檢討補充，將附錄之重要文字納入第五章中，使其更為清楚。</p>	
<p>5. 以下補充說明：就所提性能設計規範架構之精神而言，係提供一個性能設計架構，對既有規範之修訂，可朝這個方向去做修改，而不是要重新訂定；若要訂定新的規範時，則可用此架構去訂定，以達兼容並蓄之目的。</p>	<p>感謝委員指導。</p>
<p>6. 另外對於性能設計規範的彈性與優點，是將風險管理及可靠度分析納入，既可採用符合新的設計理念來加以分析，也可以用傳統分析及現地試驗方式加以設計。</p>	<p>感謝委員指導。</p>
<p>7. 當然在推動上會有其困難，推動策略建議可分由人性面及規範面兩個方向進行，人性面之進程為：了解／共識／推動，先由了解後達成共識，然後順利推動，而規範面之進程為：銜接／並行／取代，要先與既有規範銜接，然後並行一段時間等大家都熟悉認同後再取代，提供工程會後續推動參考。</p>	<p>感謝委員所提供之推動策略建議，建議工程會後續推動時可參考此策略。</p>
<p>二、蘇委員丁福</p>	
<p>1. 以台北捷運為例，捷運電聯車之機電系統已走向性能設計，捷運對於安全、舒適、便捷之要求也是性能之要求，再依據不同性能要求另訂有對應之細部設計規定，再由報告內容顯示，性能設計規範已是國際發展趨勢，實有必要加以推動。</p>	<p>感謝委員所提供之台北捷運案例，可作為往後推動性能設計規範之參考。</p>
<p>2. 以國際發展性能設計情勢觀之，由容許應力設計法（ASD）進步到載重係數設計法（LRFD），即發展了很長的時間，現在要推動性能設計可見也是需要長時間的磨合，包括於過渡期與現有規範並存之機制、結合各專業學、協會、技師公會、學校之教育訓練及獲得國內各機關之支持等，都必須妥適掌握時機，以收事半功倍之效。</p>	<p>推動性能設計規範實為長期的工作，性能設計規範的推行將依循序漸進的原則逐步推動，並配合教育推廣使漸被接受，希工程會、各事業主管單位以及相關專業團體能合作共同推動。</p>

三、中華民國土木技師公會全國聯合會	
1. 基於性能設計之準則是應及早推動以利與世界接軌，工程會推動是值得肯定，本公會願極大配合支持。	感謝公會之支持。
2. 研究團隊之研究成果報告已能將「性能設計」框架反應，值得肯定。	感謝公會之肯定與支持。
3. 報告中「限度」與「限界」之使用是否能加以審酌採用，圖 4.1-1 中是否增加性能水平(level)。	將統一修正為「限度」狀態。
4. 建議加強 4.1 性能設計準則之基本架構與概念說明，建議增加常規設計與基本性能設計的對比說明，以利業界瞭解，未來加以採用。	本研究僅訂出性能設計準則之基本架構，尚未進入實質規範之內容，暫無對比之案例可說明。
5. 採用性能設計一般除設計以外還增加驗算(verification)，對設計者工作量增加，對設計單位工作量增加，建議設計費率應提高。	其實一般工程設計中均包含有驗算之工作，採用性能設計僅增加性能驗證之項目而已，工作量增加有限但更加合理。
6. 性能設計在經濟成本分析及效益方向很重要，是否在優化設計及可靠度分析方向，多加強或引導。	性能設計之理念即係針對經濟及效益依其性能需求作合理的考量。
7. 性能設計法規複雜，建議長遠推動下去，建議請各專業公會參予。	推動性能設計規範實為長期的工作，希工程會、各事業主管單位以及相關專業團體能合作共同推動。
四、中華民國結構工程工業技師公會全國聯合會	
1. 本研究研擬之公共工程性能設計準則，有關性能要求、驗證及規範之階層概圖（報告 P.99 圖 4.1-1）、推動公共工程性能設計準則之概念圖（報告 P.101 圖 4.2-1）及建議之公共工程性能設計準則基本架構圖（報告 P.105 圖 4.4-1）之研究成果，應可做為後續研究、準則訂定或規範修訂之依循與參考。	感謝公會之肯定與支持。
2. 本公會建議「公共工程性能設計準則」之實質內容，可參考「建築技術規則」之建	本研究所建議之公共工程性能設計準則基本架構圖即採各不

<p>築性能規範方式辦理。例如建築技術規則第十一章地下建築物係規範「捷運地下車站」之性能需求、第十二章高層建築物係規範「國內高層建築物」之性能需求、第十三章山坡地建築係規範因林肯大郡山坡地建築物災損之應有性能需求。因此「公共工程性能設計準則」之實質內容應就公路工程、鐵路工程、捷運工程、機場工程、自來水工程、集水區工程、水壩工程…等，提出性能需求。</p>	<p>同類型結構物之設計規範可在PBD0 與 PBD1 下平行各自發展，至於實質內容如何分類則可待未來各相關單位開協調會時再共同研擬會較恰當。</p>
<p>3. 本公會建議各目的事業主管單位之設計規範要具有性能設計理念時，則應先將性能為何，應予在準則中規定或說明。亦就是「建築技術規則」構造編在幾年前，以「規則」和「規範」分開，使國內設計於規則中初步具有性能設計理念，於規範中則詳述設計方法、驗證程序。</p>	<p>性能設計規範之性能要求應針對各不同結構物之特性而定，因此將來應在各自之基本性能設計規範中再行規定或說明。</p>
<p>4. 配合性能設計理念，設計時間會較多，因此設計費用應提高。</p>	<p>性能設計規範施行後對於工程設計成本之影響，將來可以實際案例作評估後再決定。</p>
<p>五、台灣省大地工程技師公會</p>	
<p>1. 建議繼續完成「PBD3 大地工程性能設計規範」第五章以後的章節，並加入定量的方式，且請工程會主導推動。</p>	<p>建請工程會主導推動此項工作。</p>
<p>2. 建議「PBD2-1 一般建築物耐震設計規範」及第 7 章基礎設計要求，有關重要性因子 (I) 及耐震設計類別 C、D，能與「PBD3」1.5.1 地工設計分類之 GC1、GC1/2、GC2、GC3 中相關敘述及重要性分類能整合一致。</p>	<p>已修改「PBD3」中地工設計分類之表述方式，使更清晰易懂，惟與「結構物重要性」之用詞仍無法完全一致，乃因本項目係指「大地工程問題之複雜程度」，是大地環境之分類。</p>
<p>3. 性能設計法對工程師之負荷是有增加，因此推動的相關配套措施，諸如設計費率之提高等，均請工程會主導方能達到目的。</p>	<p>性能設計規範施行後對於工程設計成本之影響，將來可以實際案例作評估後再決定。</p>
<p>六、中華民國水利技師公會全國聯合會</p>	
<p>1. 建請將經濟部水利署「水利工程技術規範」、「水利建造物工程設計基準」等納入</p>	<p>國內有關「水利工程」之相關技術規範很多，本研究期限很</p>

<p>本研究報告第三章分析內容。</p>	<p>短，目前未針對此方面之規範作整合分析，建議將來可進一步邀請水利專家作分析檢討。</p>
<p>2. 建請研訂「水利工程性能設計規範」，俾使政府每年投入鉅額之水利類公共工程更能符合性能需求。</p>	<p>建議可作為後續工作項目，邀請水利專家研訂「水利工程性能設計規範」。</p>
<p>3. 本「公共工程性能設計準則」之研究成果，建議未來能夠納入工程會每年所舉辦講習會之宣導課題，俾利博通廣行。</p>	<p>建議工程會可參酌辦理。</p>
<p>七、中興工程顧問股份有限公司</p>	
<p>1. 本研究案團隊能於七、八個月內，完成國外性能規範之比較、國內規範之分析，並研擬公共工程性能準則及草擬性能設計規範，深表欽佩，對所提出之 PBD0 公共工程總括性能設計規範之完整性尤感讚賞。</p>	<p>感謝委員之肯定。</p>
<p>2. P.105，建議公共工程性能設計準則之代碼 PBD0、PBD1、PBD2…能增加年代(版本)之代碼(例如 PBD0-2009)，因未來各階層規範之更新恐難同時完成，增加年代後可說明相互引用關係。</p>	<p>增加年代(版本)之代碼是很好的建議，惟本研究所提送之版本仍係草案，待將來正式公布時再行加入，以表正確年份。</p>
<p>3. P.105，建議未來如有機會再考慮「公共工程性能設計準則基本架構」時，「性能要求階層」與「特定性能要求階層」可規劃為「用途性能」與「構造性能」之矩陣架構。其中，「用途性能」可分為一般建築物、橋樑、隧道、電廠…等；而「構造性能」可分為基礎、混凝土、鋼結構…等。</p>	<p>性能設計規範中之「性能要求」本應包含「用途性能」與「構造性能」之要求，其性能矩陣架構可分開或合併敘述，端視各別規範而定。</p>
<p>4. P.77，3.2.3 節「混凝土工程設計規範與解說」為目前中國土木水利工程學所編審者，但內政部頒布之法定「結構混凝土設計規範」則係以美國 ACI 318-95 為主要參考，亦請一併說明。</p>	<p>已於期末報告中修正說明。</p>

<p>5. P.2-1, 未來審查時：對「載重之基準值」各載重間基準是否一致、「載重之組合與載重係數」之基準又是否與其一致、「其後之各階層規範」又如何與其取得一致之基準，請預作建議。</p>	<p>所規劃「PBD1 公共工程基本載重定義篇」之內容應只定義各項基本載重之基準值，屬於本土性之基本資料，至於「載重之組合與載重係數」之基準應視各不同結構物之特性及其設計方法而定，因此將來應在各自之基本性能設計規範中再行規定或說明。</p>
<p>八、中鼎工程股份有限公司</p>	
<p>1. 鑑於未來發展性能設計是與國際接軌之重要一環，建議是否可於未來發展成熟後，發行英文版本，俾利國外廠商參用。</p>	<p>感謝委員之建議，未來發展成熟後應有英文版本，使國際化。</p>
<p>九、經濟部</p>	
<p>1. 目前國內現有設計規範繁多，各事業主管機構以及各學會均訂有各自規範，如營建署的建築技術規則、耐震設計規範、鋼筋混凝土構造設計規範、鋼構造建築物鋼構設計規範等；交通部的公路橋梁設計規範、鐵路橋梁設計規範等；中國土木水利協會出版的混凝土工程設計規範與解說、混凝土工程設計規範之應用等，惟各規範設計準則與方法間有相當多的差異，為能符合國內需求及考量國際規範接軌，工程會著手推動公共工程性能設計準則及驗證機制立意甚好，值得肯定。</p>	<p>感謝委員之肯定。</p>
<p>2. 目前研究成果可採行各種多元可靠設計原則，及藉由驗證機制來設計與檢驗結構構造物，惟驗證方式 A 仍有許多尚未確定之因素待明確訂定，如驗證方法、分析軟體、驗證機構、審核人員（專家學者應有之學術背景）等，故建議驗證方式 A 應待訂定更為詳盡之配套措施後再執行較佳；另驗證方式 B 部分，因係彙整國內各現行規範整理而成，其設置基礎較為堅固，且規範已將 SRC 設計納入值得肯定，惟國內規範多參酌國外法規彙編而成，如鋼結構設計</p>	<p>感謝委員之建議，建議(1)與(2)可列入後續推動之工作項目之一。另將來對於驗證方式 A 之執行方式，自應訂定詳盡之配套措施後再執行，使有規定可遵循。</p>

<p>ASD、LRFD 等，對於後續要如何修編應建立清楚，且本研究成果多探討結構物耐震規範，故建議(1)加強鋼結構設計及 SRC 設計規範；(2)可參考內政部建築研究所出版之「建築物構造防火性能驗證技術手冊」，將公共工程性能式設計審核流程及驗證方式彙編成手冊，俾利業界採用與推廣。</p>	
<p>3. 依研究報告所提出之「公共工程性能設計準則基本架構」來看，PBD0「公共工程總括性能設計規範」及 PBD1「公共工程基本載重定義篇」為最上位規範，如何將它周延訂定，達到與國際接軌目的及發揮性能設計的效果，應該是本制度能否有效推動與落實的重要關鍵。</p>	<p>感謝委員之建議，目前 PBD0「公共工程總括性能設計規範」已較完整，但 PBD1「公共工程基本載重定義篇」之內容仍缺甚多，應邀請各專門學會與公會共同研擬，以完成完整的基本載重定義篇，供公共工程之設計使用。</p>
<p>十、內政部營建署</p>	
<p>1. 性能設計已為世界潮流，非常肯定本次研究成果，但若要落實本規範，必須再配合國內其他現有規範進行檢討才能完備。</p>	<p>感謝委員之肯定。</p>
<p>2. 本次研究資料繁多，引用的圖表資料之正確性請多費心力檢核，以免引用錯誤造成誤解，例如 FEMA450 圖表。</p>	<p>將再查引用的圖表資料之正確性再作修正。</p>
<p>十一、內政部建築研究所</p>	
<p>1. 本計畫內容詳實，架構完整，研究成果豐碩，顯見研究團非常用心，值得肯定。</p>	<p>感謝委員之肯定。</p>
<p>2. 性能法規的推動符合世界潮流，但在地表運動等級和建物性能水準方面仍有很大進步空間，建議再加強說明。</p>	<p>感謝委員之建議，「PBD2-1 一般建築物耐震設計規範」中地表運動等級係根據國震中心的研究成果而定，而建物性能水準係參考 FEMA450 之規定而定，日後將再繼續研究改進。</p>
<p>3. 公共工程設計規範眾多，為求各規範之間的相容性，現階段建議以橫向法規之整合為主，以達到公共工程設計理念的一致性，且未來易與國際法規接軌。</p>	<p>本研究所訂之 PBD0「公共工程總括性能設計規範」可供國內各規範修正時所參考之基本架構，以逐步達到橫向整合之目的。</p>

十二、交通部運輸研究所	
1. 對於工程會推動性能設計準則之立意良善，期盼能帶動國內相關技術規範提升，俾利國際接軌。	感謝委員之肯定。
2. 依報告內容顯示，性能設計準則之分類方式是以結構型態分類，例如：橋梁結構、地工結構等，與現有設計規範多以構造物之材質或地震力來分類之方式不同，主要考量因素為何。	因各不同類型結構物之特性及性能需求可能不同，因此以結構型態來分類將比較能符合各自之需求。
3. 規範中之相關參數未加以明訂，將來如何統合各規範之不同參數與設計方法，建議加以說明。	目前對於各規範之相關參數均未訂定，乃因各相關參數應視各不同結構物之特性及其設計方法而定，因此將來應在各自之基本性能設計規範中再行規定或說明。
十三、主席結論：	
1. 推動公共工程性能設計準則研究案，就是要建置一健全之基本架構，以便各主管部會據以進一步訂定各類工程之性能設計準則，使國內公共工程能與國際接軌，實有必要持續推動。	本研究團隊未來將儘量配合工程會繼續推動性能設計與驗證機制之理念。
2. 未來工程廠商競爭愈顯激烈情況下，如何善用契約訂定相關性能要求，例如訂定可靠度或可維修度之標準，以發揮淘汰不良產品功效，除了能使機關獲得優良性能的產品外，更能鼓勵業界拿出最優良的產品來競爭；惟須注意不是所有的設計都能採用性能設計，而是對既有傳統設計規範及性能設計準則能兼容並蓄保持彈性。	本研究的主旨為研擬公共工程性能設計規範之基本架構，著重於整體架構與格式之統一，供國內各規範於未來修正時之參考依據，至於修訂時將採既有傳統設計規範及性能設計準則能兼容並蓄之方式，使保持彈性。
3. 本案是建立性能設計準則的基本架構，後續可就國外發展成熟之部分，依據國情修訂為適用國內需求；對無經驗之部分逐步建構。未來應結合相關部會、各專業學(協)會及技師公會力量共同執行。本會可研提科技研究計畫向國科會爭取政府國家型科技計畫預算，有系統的來規劃推動。	本研究團隊未來將儘量配合工程會推動相關設計規範的修訂。

<p>4. 本期末報告請委辦廠商依前開結論以及與會人員所提意見修訂期末報告，並製作期末審查意見回復說明對照表，於文到 2 週內將修訂之期末報告送本會備查，本會同意依契約規定辦理結案事宜。</p>	<p>研究團隊將儘速修正報告，依會議結論辦理。</p>
---	-----------------------------

## 附錄四 第一次座談會審查意見處理情形表

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

會議時間：民國九十八年五月二十二日下午二時三十分

會議地點：國家地震工程研究中心 410 會議室

主席：陳正興教授

出席：如簽到簿

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

專家意見與處理情形：

專家意見	處理情形
一、林委員宏達：	
1. 本研究所擬定之性能設計規範之架構很符合國際趨勢及台灣未來需求。	感謝委員指導。
2. PBD3 大地工程性能設計規範草案相當合理，所涵蓋之內容也很恰當。因研究期程有限並未能完成所有設計項目的規範，建議工程會在本案結束後持續編列經費來推動並完成 PBD3 規範。	感謝委員指導，已建議後續研究持續進行。
3. 第 PBD3 2-10 頁所示公式 $R_k = m_R \pm t_{\alpha, \nu} \frac{S_R}{\sqrt{n}}$ 中之參數 $t_{\alpha, \nu}$ 之說明不易瞭解，建議加以補充說明。	感謝委員指導，將補充說明。
4. 第 PBD3 4-5 頁解說中所提及之調查項目及原則是否與第二章大地工程資訊之內容是否一致？請核對確認。	感謝委員指導，兩處原則應為一致。
二、俞委員清瀚	
1. 在性能設計架構下執行設計時，目前既有	目前架構並未取代既有設計規

設計規範如何因應調整？並過渡至最終之「性能設計規範」？是否可考量同時統一歸納國內目前相關大地基礎設計規範。	範，而是提供國內設計規範未來性能化之參考，未來將逐步由各權責單位進行設計規範性能化之修訂。
2. 工程性質參數（或特性值）之決定，倘考量不確定性及以統計方法分析，其試驗數量/項目勢必要增加，宜有配套之法規要求，以供實際執行之依據，並應考量其可行性。	工程性質參數之決定為大地工程設計最根本與最重要的課題，PBD3 中訂有完整詳細之評估步驟，為重大工程或訂定規範時應參考的步綱，至於一般工程設計若無法取得足夠之統計樣本進行分析，則可根據以往資料之統計結果或經驗決定之。
3. 建議宜針對國內目前既有相關資料（調查、試驗結果）進行綜整研究，以期建立性能規範所需之本土係數與資料庫。	感謝委員指導，將列入後續研究之建議項目。
三、余委員明山	
1. 第 PBD3 3-5 頁章節第 3-6 節第 2 項第(1)款，建議修正為： (1) 當承載層為可能液化土層時，應評估液化對基礎支承力與位移之影響。	感謝委員指正，已修正。
2. 基礎設計章節建議再加強基礎結構設計部分（目前偏重在土壤部分）。	感謝委員指導，本計畫執行期限無法完成全部大地工程性能規範，將建議後續研究補足。
四、黃委員崇仁	
1. PBD3 規範中大都僅提及「土樣」、「土層」，建議應相對加入「岩層」之相關敘述，以符合大地工程範圍。	感謝委員指導。
2. PBD3 1.5.1 土工設計類別中有 GC1/2, GC2/3，此二類別之適用性及準則，是否加以說明。	已修正表格內容與相關之補充說明。
3. 建議後續應針對定量部分加以深入說明於性能規範中。	感謝委員指導，將建議後續研究應針對定量部分作規定。
五、周委員功台	
1. 本研究對性能設計規範的架構已有相當具體及可行的成果，建議將此性能設計概	感謝委員指導，性能設計規範的推行將依循序漸進的原則逐

念儘早導入既有的設計規範，漸次納入與修訂既有規範，較易推廣及被實務界接受，將有利於未來全面推行性能設計。	步推動，並配合教育推廣使漸被接受。
六、陳委員江淮	
1. 全力支持推動大地工程設計規範之制定。	感謝委員支持。
2. 建議後續推動大地工程設計規範時能擴及其他細部工程，例如地錨工程等，以作為共同執行及驗證之依據。	PBD3 內容之擴充，建議由後續研究時視需要逐步擴充。
七、蘇委員鼎鈞	
1. 性能設計規範已是世界的潮流，國內之推動亦勢在必行，建議可以從學校、學會、技師公會、顧問協會等多方面進行觀念之更新以建立共識。	教育訓練實為推動性能設計規範的重點工作，將建議各相關單位積極配合推動。
2. 建議新制定完成之「大地工程性能設計規範」能適用於不同之公共工程構造物（例如公路、鐵路、捷運、港灣工程...等）。	PBD3 為一般性之大地工程性能設計原則，可適用於不同之工程構造物，至於不同之公共工程構造物須由特定性能設計規範依其特殊需求自行訂定。
3. 各種地工結構物之分項係數建議應配合上部結構之設計考量給予不同且相對應之值（例如大、中小地震、一般荷重等）。	感謝委員建議，分項係數之決定應於未來研究中繼續訂定。
八、沈委員銘閔	
1. 性能設計是未來的趨勢，也是與國際接軌必走的路。建議應先從公共工程中率先推行；尤其目前規範中相關係數尚未明定，所以先有設計案例，對於後續規範推動可累積實際經驗與參數。	感謝委員建議，相關係數之擬定將建議為後續研究項目。
2. 新規範的推動，除從法令制定外，教育推廣也是必要，建議應舉辦研討會及座談會，以利相關專業人員瞭解。	教育訓練實為推動性能設計規範的重點工作，將建議各相關單位積極配合推動。
九、張委員德文	
1. 性能設計規範為一框架規範，未來所有設計工作將可在此框架下完成相關設計程序。	感謝委員指導。
2. 新的設計規範概念和內容需要推廣，建議由學會、公會和學校同時進行。	教育訓練實為推動性能設計規範的重點工作，將建議各相關

	單位積極配合推動。
3. 相關內容的參數和目標值的訂定需要大量的研究工作成果，建議工程會支持並宣導其他公部門機關在工程計畫案或研究案方面大力支持相關研究工作之進行。	感謝委員建議，將建議工程會持續進行。
4. 結合舊有規範內容，納入性能設計的概念，可為未來工作的重點。	目前架構並未取代既有設計規範，而是提供國內設計規範未來性能化之參考。

## 附錄五 第二次座談會審查意見處理情形表

計畫名稱：公共工程性能設計準則之研究

會議時間：民國九十八年六月八日下午三時

會議地點：國家地震工程研究中心 410 會議室

主席：陳正興教授

出席：如簽到簿

執行單位：財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

專家意見與處理情形：

專家意見	處理情形
一、黃委員世建：	
1. 宜迅速建立性能設計平台故對 PBDO(總括性能設計規範)與 PBD1(基本載重定義篇)應儘速推動，以確定上位指導原則。	感謝委員建議，將建議工程會儘速推動 PBD1 之相關研究，以利推動。
2. 對國內已行之有年之建築、橋梁等規範，不宜頻繁更動，應參考國際之趨勢，再作一併之變更。	目前架構並未取代既有設計規範，而是提供國內設計規範未來朝性能設計方向發展，推行時將逐步由各權責單位進行設計規範性能化之修訂。規範修訂原則可參考委員建議。
3. 對國內尚未訂定之規範，例如耐久性、維修與補強規範，可直接朝性能設計之要求來訂定。	同上
二、陳委員正平	
1. 建議驗證方法宜單一明確，以免發生爭議。	性能設計規範有兩種驗證方式，驗證方式 A 係不限制特定驗證方法，以保留設計的彈性，而驗證方式 B 則有明確的驗證方法供遵循。工程設計時可依業主需求選擇驗證方式。

三、柯委員鎮洋	
1. 第 105 頁，4.4 項，本研究成果報告之圖 4.4-1 建議之公共工程性能設計準則基本架構符合世界性能設計準則潮流。	感謝委員指導。
2. 第 107 頁，5.1 項，驗證方式：工程會後續推動時，應思考訓練機構為何？當考量行政和技術分開時，技術審核機構為何？技術審核之項目指標為何？驗證分析方法、分析程式、分析工具應有機構辦理驗證。後續工程會現有之施工綱要應交由相關學會、研究單位繼續研究辦理。	感謝委員建議，將建議工程會當後續性能設計準則推動時，應注意執行面上的相關問題。
3. 性能設計、檢核項目比現行設計方法多，因此現行設計費率應同時調整。	感謝委員建議，性能設計規範施行後對於工程設計成本之影響，將來可以實際案例作評估後再決定費率之合理性。
四、蘇委員晴茂	
1. 支持推動公共工程性能設計準則之制定。	感謝委員支持。
2. 建議應舉辦研討會及座談會，使相關專業人員瞭解，幫助設計準則之推行。	感謝委員建議，將建議工程會持續進行性能設計規範推廣之研討會及座談會。
交通部路政司	
1. 關於公共工程設計準則研究報告中建議修正公路、鐵路橋梁設計規範乙節，因本部規範之修正涉及本部科技顧問室權責，建議爾後一併邀請該室與會。	本次座談會有邀請科技顧問室參加。
2. 另因本案準則內容主要涉及公共工程技術層面(可能涉及本部規範之修正)，其實際使用者為顧問公司及工程主辦單位，為期準則內容周延可行，建議邀集顧問公司及本部工程主辦單位(公路總局、國道新建工程局、國道高速公路局、鐵路改建工程局、臺灣鐵路管理局、高速鐵路局及港務局)共同研商。	感謝委員建議。



## 分冊一 PBD0 公共工程總括性能設計規範（草案）

## 分冊二 PBD1 公共工程基本載重定義篇（草案）

## 分冊三 PBD2-1 一般建築物耐震設計規範（草案）

## 分冊四 PBD3 大地工程性能設計規範（草案）

分冊一

PBD0 公共工程總括性能設計規範  
(草案)

委託單位：行政院公共工程委員會技術處

研究單位：財團法人國家實驗研究院  
國家地震工程研究中心

中華民國九十八年七月



# 目 錄

第一章 用語之定義.....	1-1
1.1 一般用語.....	1-1
1.2 設計方法的用語.....	1-4
1.3 作用、作用效應與環境影響之相關用語.....	1-7
1.4 結構物性質與反應的相關用語.....	1-10
1.5 既有結構物性能評估之相關用語.....	1-12
第二章 通則.....	2-1
2.1 適用範圍(Scope).....	2-1
2.2 設計規範之架構(Framework of design code) .....	2-4
第三章 結構物之性能需求.....	3-1
3.1 結構物之目的(Objectives of structures).....	3-1
3.2 性能要求(Performance requirements) .....	3-2
3.3 性能規定(Performance criteria).....	3-3
3.3.1 定義(Definition).....	3-3
3.3.2 結構物之限度狀態(Limit states of structures) .....	3-5
3.3.3 作用與環境影響及其組合(Actions and environmental influences) .....	3-5
3.3.4 時間(Time).....	3-7
3.3.5 結構物之重要性(Significance of structures).....	3-9
第四章 驗證方式(Verification procedure).....	4-1
4.1 容許驗證方式(Allowable verification procedures).....	4-1
4.1.1 一般(General).....	4-1
4.1.2 設計者(Designers).....	4-1
4.2 驗證方式A (Verification approach A).....	4-1
4.3 驗證方式B (Verification approach B) .....	4-2

第五章 結構物設計報告書(Structural Design Report) .....	5-1
參考文獻.....	5-1

# 第一章 用語之定義

## 1.1 一般用語

### 1. 一般

#### 結構體<sup>1)</sup>：

系統化的組合各聯結構件，使其設計可發揮承載功能。

#### 結構元件<sup>1)</sup>：

結構體的組成要素，例如：柱、梁、版。

#### 結構系統<sup>1)</sup>：

建築物及土木構造物的承載元件協同運作以共同發揮其應有之功能。

#### 使用年限<sup>2)</sup>：

結構物自興建施工開始，至因故停止使用或完全撤除結束所歷經的時程，稱為使用年限。使用年限種類分為物理年限、功能年限及經濟年限。

#### 生命週期<sup>1)</sup>：

營建工程自規劃、設計、施工直到使用結束之總時程。生命週期始於結構物的需求確認，迄於拆除完成。

#### 品質<sup>2)</sup>：

用一種定量指標來展現一個產品的特徵。從預定的檢查或試驗所得定量指標求得，例如鋼材的降伏點與夏比衝擊能量吸收值(Charpy impact value)。

#### 可靠度<sup>1)</sup>：

結構性能或結構元件符合特定需求之可能性，所訂之需求事項包括設計時預估的使用壽命。

#### 破壞<sup>1)</sup>：

結構體或結構元件承載能力的不足、或無法滿足適當的使用性能。

## 2. 設計規範及設計方法

### 總括設計規範<sup>3)</sup>：

總括設計規範為描述一個國家或地區土木結構物與建築物共通基本設計原則的上位規範，其內容不是用來設計個別結構物之下位規範，而是提供結構設計重要的共通事項，包括：規定結構性能的方法、用語的統一、安全界限的表達方法、驗證性能之格式、工程資訊傳遞之標準化、設計基本查核表等。總括設計規範屬設計規範階層體系中最上位者，涵蓋驗證方式A與驗證方式B。基本上可將其視為一個為設計規範制訂者所寫的規範，但包含了更多制訂規範者所需的基本資訊。

### 基本特定設計規範<sup>3)</sup>：

基本特定設計規範為特定種類結構物之權責行政機關(中央或地方政府)或業主所訂定之規範，該規範記述特定種類結構物之性能規定，並可對驗證方式B的使用提供驗證方法及可接受方法之建議。

### 特定設計規範<sup>3)</sup>：

特定設計規範係針對具有特定用途或位於特定區域之特定結構物，詳訂其性能準則。後續細部之設計規定係依據此特定設計規範所制定，相關可接受之查核程序可附加於本規範之中。

### 性能設計<sup>2)</sup>：

一種滿足性能需求的結構設計方法，可適用於任何結構形式、結構材料、設計程序或施工方法。此設計方法明確揭示結構物目標及其達成功能，並明訂其性能需求，以確保結構物在其使用期間，可維持令人滿意的性能需求。類似的用語包括以性能為基準的設計，性能展示設計和性能導向設計等。

### 性能設計規範<sup>3)</sup>：

其性能規定係由社會大眾或業主或結構物所有人針對結構性能表現之需求，加以定義，而非以傳統的標準技術圖說來規定。係一種藉由分析計算結果查核結構物滿足性能要求的規範。

### 特定設計<sup>2)</sup>：

針對採用特定結構型態、結構材料和分析程序的結構物所使用的設計方法。許多現有的設計標準也屬於此種設計類型。

**可靠度設計<sup>2)</sup>：**

一種涉及查核結構物達到某一限度狀態時所對應機率大小之設計方法。

**目標可靠度等級<sup>5)</sup>：**

滿足性能需求的可靠度等級。

**限度狀態設計<sup>2)</sup>：**

一種明確訂定待查核之限度狀態的設計方法。大多採用第I級可靠度理論作為分項係數設計法的查核模式。因此分項係數設計常用以表示限度狀態設計。

**分項係數模式<sup>1)</sup>：**

依據代表值、分項係數以及其他必要的附加量，作為考量具有不確定性與變異性之基本變數的計算模式。

**分項係數設計模式<sup>3)</sup>：**

以各個分項係數分別考慮：結構物載重、地盤參數、構件尺寸、計算模式精度等因素以因應設計查核公式之不確定性的設計模式。採用分項係數之設計法可確保結構物能夠具有適當的機率(足夠的安全度)來滿足各個限度狀態之性能規定。

**材料係數法<sup>3)</sup>：**

材料係數法為一種分項係數設計格式，此格式將分項係數直接乘上各材料參數之特性值，求得各材料參數之設計值。

**阻抗係數法<sup>3)</sup>：**

阻抗係數法為一種分項係數設計格式，此格式將分項係數直接乘上結構物承載能力之特性值，求得結構物之設計阻抗值。

## 1.2 設計方法的用語

### 1. 通則

#### 設計使用年限<sup>1)</sup>：

結構體或結構元件之使用狀況在無須大幅整修的情形下仍可符合其預期目的之預計時程。

#### 結構物健康度<sup>1)</sup>：

結構物不因火災、爆炸、人為衝擊而產生超出預期的損壞。

#### 結構物可靠度等級<sup>1)</sup>：

被指定須具備某一特定等級可靠度的結構體或結構元件之等級。

#### 所需性能矩陣<sup>2)</sup>：

以矩陣型式闡述某一結構物所受外力等級與其對應性能等級間之關係。設計工程師應根據結構物的重要性，選擇適當的性能矩陣。

#### 評估<sup>1)</sup>：

為判別某一結構物的可靠度是否可被接受之所須執行作業的總稱。

#### 事前評估<sup>2)</sup>：

在結構規劃與設計階段所進行的查核工作，皆在評估該結構物在製造組裝階段、施工架設階段、使用階段、拆除階段或回收再利用階段，是否可滿足性能需求。

#### 事後評估<sup>2)</sup>：

結構物建造完成後所需之性能查核工作，例如結構物在製作與架設期間的品質檢查、結構物使用期間或結構物因突發性外力作用而受損之檢測與查核。

### 2. 性能用語的詮釋：

#### 目的<sup>0)</sup>：

以一般普通的語言，敘述結構物之建造理由。宜由業主或使用者共同認定之。

參考範例一：「地震時，結構物應確保居住者之安全，不發生嚴重

的傷亡。」

參考範例二：「地震時，建築物外牆仍可保持美觀，不產生明顯可見之裂損。」

#### **性能要求<sup>0)</sup>：**

以一般普通的語言，說明為達到結構物之建造目的，結構物所需具備之性能。

參考範例一：「地震時結構物不可倒塌」，此要求可達到不使居住者發生嚴重傷亡之目的。

參考範例二：「地震時建築物外牆不可發生X型裂縫」，此要求可使建築物外牆不產生明顯可見之裂損，達到保持美觀之目的。

#### **性能規定<sup>0)</sup>：**

規定性能查核之具體可行方式。性能準則係以結構物限度狀態、外力、環境影響與時間之組合方式表示之。

參考範例一：「大地震時結構物之梁、柱受力不可超過其允許韌性容量」，此規定可滿足「地震時結構物不可倒塌」之性能要求。

參考範例二：「地震時建築物層間位移應小於0.5%」，此規定可滿足「地震時建築物外牆不可發生X型裂縫」之性能要求。

#### **基本性能要求<sup>0)</sup>：**

為使結構物達到其建造目的所不可或缺的性能需求，可視為該結構物須具備之功能。

#### **結構物的重要性<sup>0)</sup>：**

結構物重要性的等級應根據其本身可能產生的效益以及結構物在危急情況發生時，其必需性與替代可能性等決定之。

#### **使用性<sup>1)</sup>：**

結構體或結構元件的使用性係指在所有預期情況下，可維持正常使用的能力。

### **3. 限度狀態用語：**

#### **限度狀態<sup>0)</sup>：**

結構物超過此一狀態時即無法滿足性能需求。

註：限度狀態分為未破壞的期望狀態與已破壞的非期望狀態。

**極限程度狀態<sup>1)</sup>：**

結構物崩塌或以其它形式破壞的狀態。

註：此狀態通常對應結構體或結構元件的最大承載能力，但在某些情況，則指結構物所能容忍的最大應變或變形。

**使用性程度狀態<sup>1)</sup>：**

結構體或結構元件超過此一狀態時即無法滿足特定使用需求的程度狀態。

**修復性程度狀態<sup>0)</sup>：**

結構物在預期的外力作用下，縱使產生可預期的損傷，經採取適當的工程技術、合理的工程成本與時間進行修復工作，結構物的功能仍可持續運作，可視為一種使用程度狀態。

**不可逆程度狀態<sup>1)</sup>：**

結構物在卸載後，會殘留永久反應的程度狀態。

**可逆程度狀態<sup>1)</sup>：**

結構物在卸載後，不會殘留永久反應的程度狀態。

**4. 驗證用語：**

**驗證<sup>2)</sup>：**

查核結構物是否符合性能準則的作業程序。對於程度狀態設計而言，即為查核是否滿足 $S \leq R$  或  $f(S, R) \leq 1.0$ ，其中 $S$ 為反應值， $R$ 為程度值。

**驗證方式A<sup>0)</sup>：**

驗證方式A不限制查核結構物性能所採用的方法，但是設計者必需證明該結構物能符合所指定的性能規定，且所採用方法應具有足夠的可靠度。

**驗證方式B<sup>0)</sup>：**

驗證方式B是依據中央與地方行政機關或業主所指定之特訂基本設計規範或特訂設計規範所規定之步驟查核結構物性能。

## 5. 審查，認證和其它：

### 審查<sup>0)</sup>：

由被授權的第三方機構執行自結構物目的之訂定以至一系列設計程序的詳細審查，通過審查後即由該機構認證。

### 認定<sup>0)</sup>：

由執行審查作業的諸機構判定之。

### 認證<sup>0)</sup>：

由認定機構執行自結構物目的之訂定以至一系列設計程序的詳細審查，通過審查後，由認定機構開具證明書之行為。

### 履行<sup>1)</sup>：

實行所定要求事項之行為。

## 1.3 作用、作用效應與環境影響之相關用語

### 作用<sup>1)</sup>：

包括以下所述者：

- a) 作用於結構物上之集中力系或分布力系之組合的總稱。(直接作用)
- b) 強制施加於結構物上之變形或束制條件。(間接作用)。

註<sup>0)</sup>：在某些場合，環境影響被歸類為作用中之一項。

### 作用的代表值<sup>1)</sup>：

用於查核某一限度狀態所使用的數值。代表值可包括特性值、組合值、常遇值及準永久值等，但也可包括其他值。

### 作用的特性值<sup>1)</sup>：

主要的代表值，需根據統計分析選取，使其指定之不超越機率。

### 作用的設計值<sup>1)</sup>：

為分項係數與作用代表值的乘積。

**載重配置：**

自由作用（或力）的位置、大小和方向的配置。

**載重組合：**

考量不同作用對結構物的同時影響，為驗證其對應限度狀態的可靠度所採用之設計值。

**持續作用<sup>1)</sup>：**

在設計使用年限內，作用呈現類似持續不間斷，且相較於其平均值而言，其幅度隨時間變化之變異值很小，作用的變化有一界限值。

**變動作用<sup>1)</sup>：**

作用隨時間變化的幅度，相較於其平均值而言不可忽略之，且非單調變化。

**偶發作用(accidental action)<sup>1)</sup>：**

結構物在設計使用年限內，偶而會出現的作用。偶發作用在多數情況下，持續時間皆非常短暫。

**固定作用<sup>1)</sup>：**

具有明確分布於結構物上的作用。例如在整體結構物中，固定點位上的作用力具有明確的大小和方向。

**自由作用<sup>1)</sup>：**

作用可在空間中任意分布於具已知限制條件的結構物上。

**靜態作用<sup>1)</sup>：**

不會造成結構體或結構元件產生明顯加速度的作用。

**動態作用<sup>1)</sup>：**

會造成結構體或結構元件產生明顯加速度的作用。

**有界的作用(bounded action)<sup>1)</sup>：**

具有明確（或近乎已知）界限值的作用，該界限值不會被超越。

**無界的作用(unbounded action)<sup>1)</sup>：**

不具已知界限值的作用。

**組合值<sup>1)</sup>：**

根據統計分析選取多項作用的組合值，在設計使用年限內，組合值的作用效應與單一作用發生的機率幾近相同。

**常遇值(frequent value)<sup>1)</sup>：**

根據統計分析選取的值，在設計使用年限內其超越機率為某一給定的頻率值，而其被超越的總時間僅佔設計使用年限的一小部分。

**準永久值(quasi-permanent value)<sup>1)</sup>：**

根據統計分析選取的值，其被超越的總時間達設計使用年限的一半。

**作用組合<sup>1)</sup>：**

考量結構物同時受不同載重作用，以驗證結構物在某一限度狀態下之可靠度，所採用設計值的組合亦稱為載重組合。

**環境影響<sup>1)</sup>：**

由於力學、物理、化學或生物的影響而造成結構物材料劣化，損害結構物的使用性與安全性。

**載重<sup>4)</sup>：**

直接施加在結構物上的載重組合，為計算斷面力、應力、變位等作用模型的輸入資料。

**基準期<sup>1)</sup>：**

所選用的時間區間，用以評估變動作用或材料性質的時變效應等。

**設計狀況<sup>1)</sup>：**

結構物設計所考慮之載重組合，稱為設計狀況，用於表示某一確定期間內，各個限度狀態不被超越的設計條件。原則上，設計狀況分為持續狀況、極端狀況、偶發狀況、以及短期(施工)狀況。在各種狀況中依據載重大小與發生機率，通常會再設定好幾個載重組合。

**持續狀況<sup>1)</sup>：**

在設計使用年限內，結構物正常使用之載重組合。正常使用包括發生機率高的風、雪或地震等可能的載重。

**施工狀況<sup>3)</sup>：**

結構物興建或更新修繕期間所有考慮荷重之載重組合，此狀況之時間遠小於該結構物之設計使用年限。

**偶發狀況(accidental situation)：**

考慮例外情況之載重組合，例如洪水、山崩、火災、爆炸、撞擊、或局部破壞等，在大多數情況下，該狀況僅會持續一斷很短的時間(除了長期未被發現之局部破壞)。

## 1.4 結構物性質與反應的相關用語

### 材料性質之特性值<sup>1)</sup>：

依據相關材料規範製造所得材料性質之統計分佈的分位值。

### 幾何參數之特性值<sup>1)</sup>：

設計者設定的幾何尺寸值。

### 材料性質之設計值<sup>1)</sup>：

材料性質之特性值除以分項係數 $\gamma_M$ 所得的值，或在特殊的情形下可採用直接評估所得值。

### 幾何參數之設計值<sup>1)</sup>：

將幾何特性值加或減一個附加量的值。

### 換算係數<sup>1)</sup>：

將試驗所得的特性值換算為對應於計算模式的假設性質之換算係數。

### 換算函數<sup>1)</sup>：

將試驗所得的特性值轉換為對應於計算模式的假設性質之換算函數。

### 分位值(fractile)<sup>4)</sup>：

設定機率低於特定累積機率之機率變數值。表達式如“x%的分位值為y”

### 設計值<sup>3)</sup>：

設計值為設計計算模式使用之參數值，採用材料係數法時，特性值乘上分項係數即為設計值。

### 需求值，反應值， $S^2)$ ：

外力施加在結構物上產生的物理量。

### 容量值，限度值， $R^2)$ ：

反應值之容許限度值，係根據限度狀態模式所求得之物理量。若反應值超過容許限度值，則無法滿足性能需求。

### 統計學的不確定性<sup>1)</sup>：

與參數分佈和估計之準確度有關的不確定性。

**基本變數<sup>1)</sup>：**

所設定的物理量變數群，用於表示各種作用、環境影響、土壤性質與斷面尺寸等。

**主要基本變數<sup>1)</sup>：**

影響設計結果最重要的變數。

**限度狀態函數<sup>1)</sup>：**

一個由基本變數所組成的函數，其限度狀態的特性以 $g(X_1, X_2, \dots, X_n) = 0$ 表示之。當 $g > 0$ 即為期待的狀態，而 $g < 0$ 則為非期待的狀態。

**可靠度指標， $\beta$ <sup>1)</sup>：**

可反映失敗機率 $P_f$ 的指標，由 $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$ 定義之，其中 $\Phi^{-1}$ 為標準常態分佈函數的反函數。

**可靠度元素<sup>1)</sup>：**

使用在分項係數模式中的數值計量，其設定的可靠度等級被假定為可達成。

**元素可靠度<sup>1)</sup>：**

單一結構元件具有單一顯著破壞模式的可靠度。

**系統可靠度<sup>1)</sup>：**

單一結構元件具有多個破壞模式的可靠度，或對於含有多個結構元件之結構系統的可靠度。

**模型<sup>1)</sup>：**

利用簡化的數學描述或根據實驗裝置來模擬作用、材料性質與結構行為等。模型通常須考量關鍵性的因素，且忽略不重要者。

**模型的不確定性<sup>1)</sup>：**

與模型的精確性有關，分為物理的或統計的不確定性。

## 1.5 既有結構物性能評估之相關用語

### 性能評估<sup>5)</sup>：

為判定既有結構物可繼續使用的可靠度所需執行的整套作業。

### 修復<sup>0)</sup>：

改善結構物抗力隨著時間劣化的情況。

### 補強<sup>0)</sup>：

提昇結構物的力學性能之作業。

### 損傷<sup>5)</sup>：

可能對結構性能產生不利影響的結構物變化情況。

### 劣化<sup>5)</sup>：

結構物之性能與可靠度隨著時間降低的過程。

### 劣化模型<sup>5)</sup>：

將結構物性能表示為隨時間增加而降低的函數模型。

### 檢測<sup>5)</sup>：

以現地非破壞性試驗檢驗結構物目前的狀態。

### 調查<sup>5)</sup>：

透過檢測、資料調查、載重試驗與其它試驗之資料收集所作之評估。

### 載重試驗<sup>5)</sup>：

利用施加载重或強制位移的試驗方法，用以評估整體或部份結構物的行為與特性，或評估結構物的承載容量。

### 維護管理<sup>5)</sup>：

為使結構物在其設計使用年限內，能夠滿足可靠度需求，所需執行的整套維護與管理作業。

### 監測<sup>5)</sup>：

經常或持續的觀察或測量結構物狀態或其外加作用之作業。監測通常需維持長期作業。

### 剩餘使用年限<sup>5)</sup>：

假設現存結構物尚可持續使用的時限。

## 第二章 通則

### 2.1 適用範圍(Scope)

1. 本總括設計規範之目的在推廣結構物性能設計之觀念，獎勵合理的設計與進步的技術，為下一代建造出優質的結構物與人類社會資產。
2. 本總括設計規範原則上適用於所有結構物之設計。
3. 本總括設計規範表達性能設計之基本概念，是國家性能設計規範體系中之最上位指導規範。
4. 性能設計要求所設計之結構物須滿足指定之性能要求，而不須限制特定之構造型式、材料、設計或施工方法。
5. 編訂下位性能設計規範時，應遵守下列規定：
  - (1) 應參照本總括設計規範。
  - (2) 應尊重相關之國際規範或準則。
6. 本總括設計規範包含下列六點基本方針：
  - (1) 呈現性能設計法之基本考量與設計規範體系、架構及格式。
  - (2) 促進結構設計相關人員積極地交流溝通資訊，獎勵合理的設計。
  - (3) 獎勵因應環境與價值觀變遷以及科技進步所發展之新技術。
  - (4) 與國際性能設計規範趨勢進行整合。
  - (5) 逐步地改善傳統設計方法。
  - (6) 獎勵設計專業人員保有高標準之工程倫理觀。
7. 本總括設計規範主要規定下列事項：
  - (1) 規定結構物性能要求之方法。
  - (2) 針對所指定的性能要求，結構物設計時需驗證之事項（即性能規定）。
  - (3) 可接受之驗證方法（含驗證審查制度與機構）。
  - (4) 定義結構物設計與設計規範之用語。

(5) 設計相關資料之整理與保存方法。

(6) 專業工程師之資格與責任。

【解說】

1. 說明本總括設計規範之目的。
2. 本總括設計規範基本上是以新建結構物為對象，但不限於僅適用於新建結構物。在一些特殊情況下，認為使用本規範並不合適時，可容許有不符本規範規定之情況，例如建造具有特別目的與機能之結構物，或既有結構物修補與補強之場合。

本性能規範之應用不僅限於結構物安全性與使用性，隨著社會價值觀的改變，在越來越多的場合，會積極地要求非結構方面的性能，例如環境與美觀方面之性能要求。

3. 本規範無法律約束力，定位為國家性能設計規範體系中之最上位規範，但可為編訂國家各種設計規範的依據。此規範可促使我國的設計規範透明並諧和於國際設計規範體系，並使下一世代的工程師更容易吸收傳承新的設計技術。
4. 說明『性能設計』的基本觀念。
5. 在編寫本總括設計規範以下階層之設計規範時，需與本規範與國際規範之規定諧和一致。當本規範規定與國際規範衝突時，以本規範優先，此處所指之國際規範包括 ISO2394 與 ISO13822。
6. 本總括設計規範之基本方針如下：
  - (1) 因本規範為性能設計規範體系之上位規範，當然主導著性能設計之基本概念與架構。在編訂下位設計規範時，應尊重本規範之規定與用語。
  - (2) 結構設計相關人員不僅包括直接參加設計作業之技術人員（即設計者）還應包括參與計畫、施工與使用結構物之工程師與一般人員，具體來說，包括業主（業主/所有人/管理人）、調查者、設計者、施工者、監造者、材料供應商與使用者等。此觀念乃基於社會優質結構物的建設，不能只是由一群技術專家單獨決定，而是需要上述相關人員間積極地建立共識方能達成，這有賴於相關人員能夠積極交流技術資訊並溝通用

語。

- (3) 本規範在設定性能要求與性能規定以及容許驗證方式等內容，都有考慮與反映未來技術之進步。
- (4) 設計規範是一種規定，鑑於營建產業全球化與法規鬆綁之趨勢，需考慮與國際接軌。為與國際規範諧和一致，可修改本國規範，使其諧和於既有之國際規範（被動諧合），或者積極地將本國規範表達成國際規範之格式（主動諧合），就性能設計之技術體系而言，採主動諧和為較佳之方式，因此性能設計之觀念須反映在規範體系與用語上。
- (5) 本規範有考慮到既有技術與現行設計方法的延續性，這主要反映在容許驗證方式之規定。
- (6) 結構物設計是建設人類社會資產，確保公眾安全之重要活動。被委託作專業技術判斷之專業工程師應在設計工作過程持有高的工程倫理標準，並透過設計的貢獻提高社會對專業工程師的評價。

7. 說明本總括設計規範之內容：

- (1)與(2)依結構物目的/性能要求/性能規定之階層，說明性能要求與規定的方法。
- (3)考慮既有規範與將來技術的進步，說明容許驗證方法與相關驗證制度。
- (4)為了順利交流與正確理解資訊，定義了相關性能設計之用語。
- (5)為了順利交流技術資訊與承擔說明責任，本規範規定了技術資訊的處理方法，包括資訊交流的標準化，資訊提供者與接受者的確認，以及資訊傳輸方法的規定。
- (6)本規範要求工程師保有高標準之工程倫理觀，為了使他們承擔責任，授權他們獨佔地使用專業資格與頭銜，因此在設計工作中專業工程師之資格是很重要的，因為結構物設計攸關公眾安全，本規範規定專業工程師應負有設計說明的責任。

## 2.2 設計規範之架構(Framework of design code)

1. 本總括設計規範是建構我國性能設計規範體系中之上位基礎規範，整個規範體系如圖 1 所示。此一體系可融入國際規範與標準，發展出我國不同結構物種類之基本特定設計規範與特定設計規範。
2. 根據本總括設計規範所編訂之設計規範應詳細說明一個結構物設計之性能階層，如圖 2 所示。要將結構物之目的轉寫為性能要求，最後要將性能要求再轉換成可直接進行驗證之性能規定。此一轉換過程需公開透明。
3. 設計者在驗證過程必需遵守性能規定。設計者可選擇任何可以使用的驗證方法，稱之為驗證方式 A，或基本特定設計規範與特定設計規範所指定之驗證方法，稱之為驗證方式 B。

### 【解說】

1. 本總括設計規範之目的在建構以其為中心而能整合國內各基本特定設計規範（特定設計規範）之規範體系，使各種國內設計規範可尊重各自特有之文化與技術，同時也可以與國際標準諧和。基本特定設計規範（特定設計規範）應詳細說明影響結構物性能規定之各種作用力與環境因子，為確保各種基本特定設計規範（特定設計規範）間之整合並與國際標準一致，有必要對作用力與環境影響因子編訂一套總括性的原則與指針，作為編訂基本特定設計規範（特定設計規範）之共同依據。

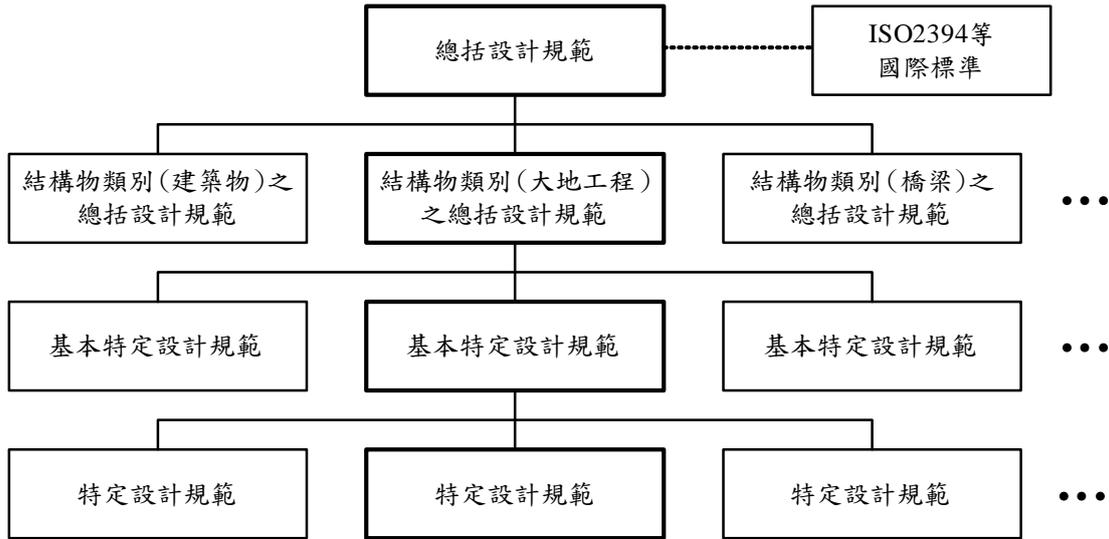


圖 1 設計規範之體系

2. 本總括設計規範規定了三種性能描述的階層，即目的、性能要求與性能規定。此三種性能階層的詳細描述將說明於後。總括設計規範也規定了設計規範之架構，當編訂下位之基本特定設計規範或特定設計規範時，應尊重此架構，並依照結構物種類與用途，提供更具體詳細之內容。

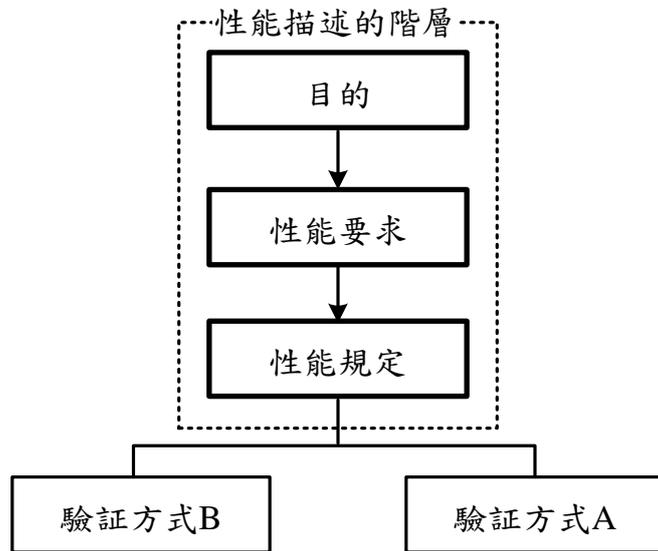


圖 2 設計規範之階層觀念

性能要求之位階一定要高於性能規定，因為在有些情況下，特定設計規範編訂者可能會將性能規定隱含地定義在既有的設計方法中，如此會引起對驗證方法有特別限制之疑慮。因為隨著時代變遷，一些優於現有設計方法的進步新技術會出現，若拘泥於現有設計方法，就沒辦法獲得技術進步的好處，因此設計規範應清楚透明地說明由性能要求轉換至性能規定之考慮過程。

3. 性能驗證工作應由設計工程師執行。驗證是一種證明行為，要確保由目的與性能要求所導出之性能規定被滿足。依照是否特別指定方法，驗證方式可分為兩類，說明如下：

- 不指定特定方法之驗證方式(驗證方式 A):設計工程師僅被要求以適當的方法證明性能規定被滿足。驗證方式 A 也包括只給定性能要求，由設計工程師據以訂出性能規定，並以適當的方法進行驗證之情況。

- 指定特定方法之驗證方式(驗證方式 B): 設計工程師依據業主指定之下位設計規範（基本特定設計規範或特定設計規範），進行結構物性能驗證之方式。

在概念上，本總括設計規範是為規範編訂者所寫之規範(a code for code writers)。驗證方式 A 與驗證方式 B 將詳述於後。

## 第三章 結構物之性能需求

### 3.1 結構物之目的(Objectives of structures)

1. 結構物之目的係以一般之普通語言說明結構物之必要性。
2. 說明結構物目的之句子應用業主或使用者當主詞。

#### 【解說】

1. 結構物之目的可大致分類為私有用途、商業用途、工業區發展、民生基礎建設與及國土保育等。隨結構物之目的與重視的性能不同，結構物之費用與效益也不相同，結構設計目標變化很大，因此需要清楚表達結構物之目的。結構物目的是導出性能要求之依據，因此在定義結構物目的時，需同時將結構物設計所需考慮之相關性能放在心裡。

從設計工程師說明責任的觀點來看，清楚定義結構物之目的是相當重要的。設計時清楚地定義目的，可在將來結構物目的改變時，避免不必要的爭辯。一個結構物可能是一個大型結構物或系統或路網的一部份。例如，公路橋樑是公路路網的一部份，因此結構物的目的是有公路系統階層性質，因此在說明結構物目的時，需反映此種系統階層的特質。

多目標壩的目的可定義為『業主可經由水力、發電獲得經濟利益，利用灌溉振興地方產業，調解洪水提升公共安全，發展觀光促進地方經濟』；公路橋樑的目的可定義為『構成公路路網的一部份，發展區域經濟，災害時可協助緊急救援行動，提升公共福祉』。

2. 此處結構物之目的係指社會建造結構物之目的，目的之敘述很自然地應以業主或使用者當主詞。

## 3.2 性能要求(Performance requirements)

1. 以一般普通的語言，說明為達到給定目的，結構物所需提供機能之敘述。
2. 敘述結構物性能要求之句子，應以結構物為主詞。
3. 性能要求可分為兩類，一類是為達成結構物目的不可缺少之基本性能要求（可稱之為結構物機能），另一類為附加之性能要求。
4. 結構物性能要求包括安全性、使用性、環境性、施工性與經濟性等。
5. 結構物性能要求不宜僅考慮結構物使用期間之狀況，應考慮從施工開始至停止使用或至更新整個時期可能發生之狀況。

### 【解說】

1. 性能要求是導出性能規定之基礎，在表達性能要求時需將結構物設計所需考慮之性能放在心中。說明性能要求時不用提及驗證方式。
2. 相對於說明結構物目的時，以業主或使用者為主詞。在說明結構物性能要求時，則多以結構物為主詞。
3. 舉例來說，公路橋樑之基本性能要求為『承載一指定之交通量』。附加之性能要求包括『不發生讓使用者不舒適的變形（使用性）』，『在給定的使用期間，平常災害作用下，能經濟地維持基本性能（使用性）』，『在極端少見的災害作用下，不發生人員傷亡（安全性）』，與『在極端少見的災害作用下，能承載一最小之交通量，以確保能進行緊急救援行動（安全性）』。因此不僅要列出結構物最小性能要求，也要列出附加性能要求。增加結構物性能要求的數量自然會增加結構物的建設成本與附加價值。當決定性能要求時，可要求進行費用與效益分析，也就是說性能要求決定了結構物建設成本與附加價值之間的平衡。有些情況性能要求之間會自相矛盾，此時應考慮何者為優先或者優先順序交換之結果。
4. 安全性能指的是防止倒塌、行走安全、公共安全以及故障防護要求等。經濟性能指的是災害復舊性，生命週期費用最小化，以及維護管理性等。使用性能指的是乘客的舒適性，結構物外觀、水密性以及振動與噪音的影響等。環

境性能指的是考慮地區與地球環境影響，再利用性，結構物更新與目的變更的容易性。

### 3.3 性能規定(Performance criteria)

#### 3.3.1 定義(Definition)

1. 性能規定係為能滿足性能要求所需之詳細規定。能使用適當方法，以具體量化的方式驗證結構物性能等級。
2. 每一個性能規定都是由『結構物限度狀態』、『作用與環境影響程度及其組合』與『時間』三個要素的組合來表示。可是有些情況之性能規定是由某些指標的最大值與最小值表示，無法以限度狀態表示結構物之性能，此時限度狀態可以指標之最大值與最小值狀態取代。
3. 在設定性能規定時應考量結構物之重要性。
4. 設定性能規定時，性能要求與性能規定所設定內容之間的關係，應該透明化並讓設計者清楚地瞭解，如此性能要求才能更直接地反映在設計中。
5. 對於可能發生人員傷亡之結構物，應詳細說明安全方面之性能規定。
6. 對於無法導出性能規定可供驗證之性能要求項目，在設計時宜充分地加以考量。

#### 【解說】

1. 性能規定是結構物規劃與設計連接面的規定，是由結構物目的/性能要求/性能規定之階層體系所導出的規定。性能規定應與驗證方法有關連。驗證性能規定是強制性的，因此只有可以用適當方法驗證之結構物性能才能指定在性能規定中。有些結構物性能，雖然期待，但因無法驗證，就不能包含在性能規定中。性能規定應以技術性的用語表達。

設計規範可說是『結構物之製作方法』，要求結構物之性能與可靠度具有法律與社會面的最低需求，因此也限制了設計者的自由與創意。而性能設計的主要概念是希望在制訂設計規範時，能給設計者較大自由發揮的空間。因

此性能規定之內容是尋求設計者自由度與設計者社會限制之間的平衡。

2. 本總括設計規範最大特色之一是以『結構物限度狀態』，『作用環境影響及其組合』與『時間』等三個要素的組合為基礎，來表達性能規定。個別要素將敘述於後。一般以熟知的性能矩陣概念作為規定結構物性能的方法，如圖 3 所示。性能矩陣是以『作用機率及程度』與『結構物限度狀態』的組合來表示。本設計規範在上述兩個要素外，再加上第三個要素『隨時間變化之結構物性能（例如結構物劣化）』來考慮性能規定。不僅是在結構物建設初期滿足性能規定即可，而是應該要求整個結構物生命週期內都需要滿足性能規定。因此在作用與環境的影響下，最好是把結構物性能表達成時間的函數，進行性能驗證。在設計所考慮的時間，除了作用與環境的影響在改變外，結構物的強度與勁度也可能在改變。因此在設定性能規定時，清楚表達時間因素是相當重要的。舉例而言，有關耐震安全性能之性能規定可表述為『於使用壽命期間，在可想像最大地震動作用下結構物任何一點之反應不得超過其極限限度』。

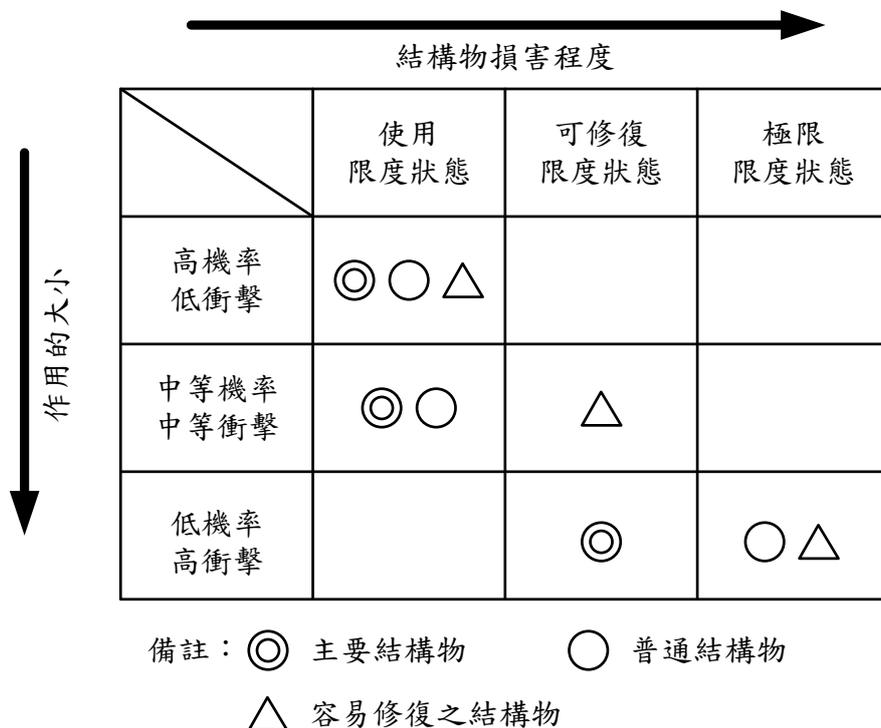


圖 3 性能矩陣的概念

3. 傳統設計法常採用限度狀態設計法，在大多數情況，某種限度狀態可被採用作為性能規定，但是當性能規定之指標不是力學指標，而是經濟或環境的指標時，性能規定可能無法以某特定之限度狀態表示。本總括設計規範建議可將限度狀態的觀念應用到非結構性能之指標。此時，限度狀態可以指標之最大值與最小值取代。
4. 對某些沒有導出性能規定之性能要求，在設計時不應完全忽略。此種性能要求確實存在，因為某些理由無法導出性能規定，希望設計時應儘可能尊重之。舉例而言，環境性能要求可表達為『應儘量減低地球環境負擔』，但是無法導出相應之性能規定，在設計時應選擇可減低地球環境負擔的方案。

### 3.3.2 結構物之限度狀態(Limit states of structures)

1. 對應各種性能規定，限度狀態是某一種狀態，可區分結構物是否滿足該性能規定。
2. 應以結構物性能之量化數據表述限度狀態。
3. 應留意有些性能規定無法以限度狀態表示。

#### 【解說】

1. 傳統限度狀態設計法中所謂之『限度狀態』是與結構物之結構性質相關，極限限度狀態與使用限度狀態是典型的例子。
2. 本總括設計規範建議限度狀態之觀念不應僅適用於結構性能，如安全性與使用性，也適用於非結構性能，如環境性、施工性與經濟性。

### 3.3.3 作用與環境影響及其組合(Actions and environmental influences)

1. 依據與設計使用期間作用平均值差異之時間變化特性，作用可分類為永久作用、變動作用與偶發作用。

2. 在驗證各種性能規定時，應適當地考慮作用與環境影響程度及其組合。
3. 驗證時，必需考慮作用與環境影響程度隨時間之變化，以及反覆作用對結構物性能之影響。

#### 【解說】

1. 依結構物設計使用期間作用平均值差異之時間變化特性，作用可分類如下：  
永久作用：相對於平均值，作用的大小幾乎沒有隨時間變化或是變化太小可以忽略。  
變動作用：作用的大小經常隨時間變化，相對於平均值，變化程度無法忽略。  
偶發作用：在設計期間作用發生的機率小，但是作用對結構物有很大的影響。  
作用的分類不僅要考慮作用的原因也須考慮其大小，例如地震作用的影響，可依設想地震的大小，將之歸類為偶發作用或變動作用。
2. 必需對設計期間所有的作用進行安全性能驗證。在所考慮設計期間，對結構物安全性能有最大影響之各種作用及其組合，進行驗證。施加在結構物上的作用很少是單一現象引起的，一般應該考慮多個現象。但是多個作用同時發生時，各個作用最大期望值同時發生的機率很小。在多個作用組合之場合，依照組合情況，對各個作用值之大小進行調整是合理的作法。有一種安全性能驗證方式是將變動作用區分為主要變動作用與次要變動作用，以最大期望值作為主要變動作用之特性值，次要變動作用之特性值則依照與主要變動作用或偶發作用之組合狀況適當地決定之。偶發作用僅與永久作用組合，不與其他變動作用組合。對於安全性能外之其他性能，雖然結構物重要性有時會有影響，在很多場合都以經常發生之作用大小進行驗證。
3. 當結構物承受反覆之變動作用，可能會發生疲勞破壞。在有可能發生結構物疲勞破壞情況時，不僅需考慮作用的大小也必需考慮反覆作用之影響。
4. 對於動態的問題，例如地震影響與車輛行走影響等，因為無法忽視作用大小隨時間變化之關係，必需使用可考慮此種影響之驗證方法。需要注意作用對結構物的影響會隨作用特性與結構物特性的不同而不同。例如考慮地震作用對結構物的影響，與地震波的卓越週期、振動延時與結構物之自然週期有關。

### 3.3.4 時間(Time)

1. 在進行結構物性能驗證時，應設定某一適當的結構物使用期間，以供驗證。
2. 驗證結構物性能時，在所考慮之設計期間內，必需考慮作用與環境影響特性與結構物特性隨時間的變化。
3. 應清楚地描述在所考慮設計期間內，結構物檢查、補修、補強與維護管理之方法及頻率。

#### 【解說】

1. 結構物性能驗證是某一期間所要求之結構物性能是否能被滿足的確認行為，因此在進行結構物性能驗證時，必須設定此段期間的長度。
2. 在驗證所考慮設計期間，結構物特性有可能隨時間變化，例如由於環境影響所引起材料的劣化或老化，或者是偶發作用引起之結構物損傷，可能發生這種結構物特性變化的場合，必需考慮此種影響。『3.3.3 作用與環境影響程度及其組合』描述作用特性變化的影響，應留意到因結構物特性變化所引致作用對結構物影響的變化，也就是因結構物劣化或損傷會弱化結構物勁度，導致相同作用之結構物反應會變化，性能驗證應考慮此一影響。

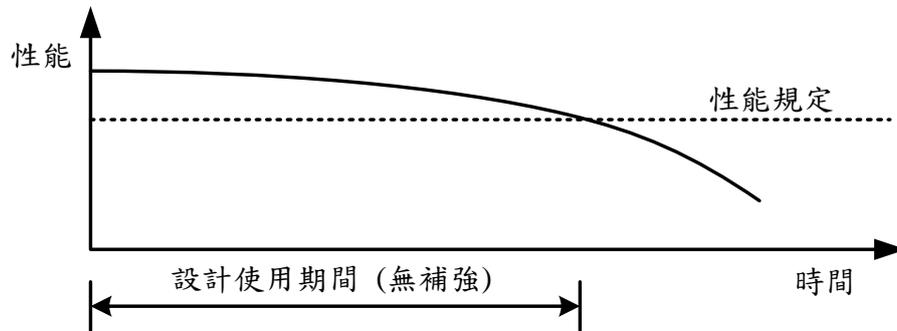
驗證結構物性能時，清楚地表示維護管理方法是相當重要。驗證時必需將維護管理方法納入考量，不然驗證可能沒有意義。

3. 補修是一種改善結構物性能對策行為，其目的在防止結構物性能隨時間降低，以延長其使用壽命。

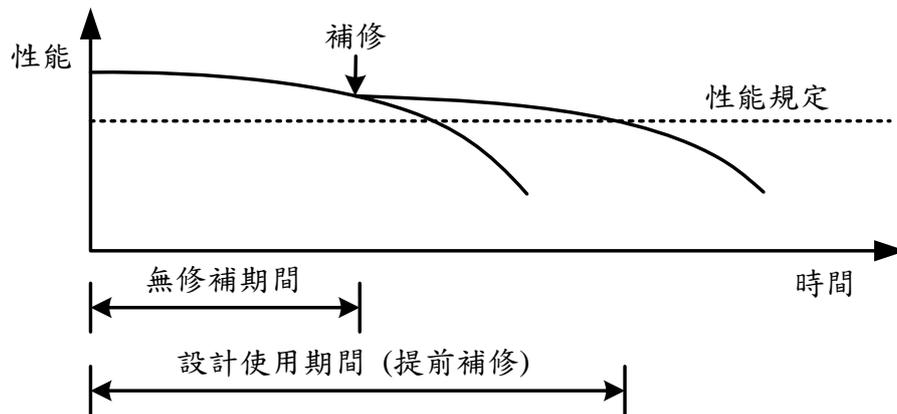
結構物性能與時間之關係如圖 4 所示，在圖 4 設計使用壽命就設定為驗證所考慮之設計期間。圖 4(a)是沒有補修與補強的情況，結構物會時間劣化降低性能，當超過設計使用壽命，無法滿足所要求之性能規定，此時結構物可能被廢棄或重建新的結構物取代。圖 4(b)與(c)是設計使用期間提前進行補修與補強之情況，在設計使用期間進行補修與補強可控制結構物劣化速度或提高性能，以防止結構物不滿足性能規定。在此種情況可延長設計使用壽命，為便於補修或補強，在施工階段應考量將結構物模組化或簡單化，以達到未

來可以延壽的目的。

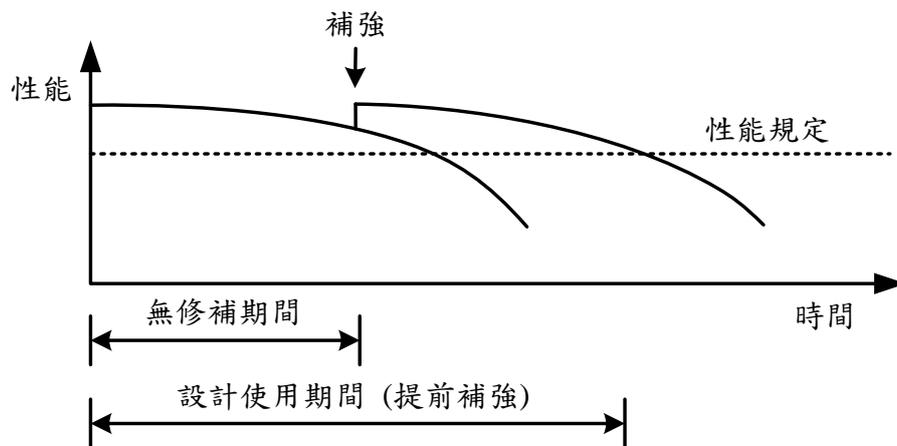
上述任何情況都需要適當之維護管理。需要定期檢查、在使用期間確認性能，並依據評估結果進行補修或補強。



(a) 設計使用期間中沒有進行補修及補強的情況



(b) 設計使用期間中提前補修之情況



(c) 設計使用期間中提前補強之情況

圖 4 構造物性能與時間之關係

### 3.3.5 結構物之重要性(Significance of structures)

應依據建造費用、結構物效益大小、緊急時之必要性、替代設施的有無以及其他因素，評估結構物之重要性。

#### 【解說】

結構物重要性基本上由其經濟影響來決定。未來結構物的設計方式將是在評估建造費用、效益大小、災害時的損害與修復費用等所有相關因素後，根據本益比分析結果進行最經濟的設計，然而必需注意到無法以經濟的觀點對於安全性等其他性能加以驗證。

由於昂貴的結構物、效益大的結構物、與緊急時必要的結構物都應具有較高的結構性能，在災害時可避免混亂，降低損害費用。另一方面，對社會影響較小的結構物，則可調控其性能要求，以降低建造費用。

各種性能規定（包含地震時之使用性等）應以經濟指標規定，如此可客觀地反映結構物之重要性，避免以明顯直接的方式定義結構物重要性。



## 第四章 驗證方式(Verification procedure)

### 4.1 容許驗證方式(Allowable verification procedures)

#### 4.1.1 一般(General)

1. 驗證時應證明結構物滿足第 3 章所敘述之所有性能規定。
2. 應以 4.2 節所規定之驗證方式 A 或 4.3 節所規定之驗證方式 B 進行驗證。

#### 【解說】

本節說明有兩種可用的驗證方法。設計時，大多數情況由設計者的判斷來考慮採用驗證方式 A 或驗證方式 B，也有業主指定驗證方式的情況，甚至也有業主指定驗證方式，設計者會建議別的驗證方式的情況。本總括設計規範並未規定何種驗證方式應該被採用，一旦驗證方式被採用，應該遵守 4.2 與 4.3 節之規定。

#### 4.1.2 設計者(Designers)

1. 設計者必需是相關結構物設計特定領域之專門技術人員。
2. 設計者宜具有適當公機關認證過相關設計特定領域之專業技師資格。

#### 【解說】

對於使用驗證方式 B 之基本特定設計規範(或特定設計規範)，宜明確指定特定領域專門技術人員的資格。在我國專門技術人員之資格一般係指通過國家專門技術人員高等考試所取得之專業技師資格。

### 4.2 驗證方式 A (Verification approach A)

1. 此類驗證方式不限制性能驗證時所使用的方法，但必需要求設計者證明所

設計的結構物滿足本總括設計規範第 3 章所列之所有的性能規定，並具有足夠的可靠度。

2. 設計者宜參照本總括設計規範第 5 章之規定製作結構物設計報告書，提送給有公信力之審查機關進行設計審查。
3. 設計審查機關宜以適當程序根據所提送之結構物設計報告書，評估判定所設計的結構物是否滿足所有的性能規定。審查機關宜在結構物使用期間保存審查期間為審查所製作的相關文書資料。

#### 【解說】

1. 本節定義驗證方式 A。此類設計方法與傳統設計方法有很大的差異，對於所需設置的審查機關及其角色扮演等體制問題應另訂辦法規定之，本節只是建議一種目前行的驗證方式。另一種執行方式是『認定可以使用驗證方式 A 之設計機關，該機關使用驗證方式 A 進行設計時，則無須審查』。本節(2)以後之規定都沒有強制規定，這是考慮到採用驗證方式 A 還有很多不確定因素。
2. 所謂有公信力機關係指獨立於業主與設計者，持有中立立場之第三者機關。
3. 此處所謂『適當的程序』是指組織審查委員會，其成員需與業者與設計者沒有利害關係，並是結構設計特殊領域之技術專家。對於審查內容與審查程度的具體規定亦應另訂辦法規定之，以明確化業主、設計者與審查者之責任範圍。

### 4.3 驗證方式 B (Verification approach B)

1. 此類驗證方式為設計者必需依照結構物業主所指定之下位設計規範(基本特定設計規範或特定設計規範)進行性能驗證的方法。
2. 基本特定設計規範(或特定設計規範)必需根據本總括設計規範以適當的程序加以編訂。
3. 在基本特定設計規範(或特定設計規範)中，宜以清楚定量的方式詳細說明性能規定，使結構物的性能可直接地被驗證。

4. 在基本特定設計規範(或特定設計規範)中指定驗證方法時，應考慮多方面的設計方法，包括結構分析、載重試驗、模型試驗、監測、回饋設計與施工、以及圖說規定等方法。如果採用圖說規定法為驗證方法，宜詳細說明各種規定想要達成的性能要求。
5. 編訂基本特定設計規範(或特定設計規範)時，宜採用分項係數格式之設計驗證式。以分項係數設計驗證格式編訂基本特定設計規範(或特定設計規範)時，可參考 ISO2394 之相關規定。

#### 【解說】

1. 在驗證方式 B，係依據結構物業主所指定的下位設計規範(基本特定設計規範或特定設計規範)進行性能驗證。此節描述下位設計規範之要求。
2. 此處『適當的程序』是指組織審查委員會，其成員需與業者與設計者沒有利害關係，並是結構設計特殊領域之技術專家。
3. 此處不只提到結構物也談到結構物構件，這是因為基本特定設計規範或特定設計規範，比較像傳統設計規範，較常驗證構件性能而不是結構物性能。
4. 分項係數設計驗證法是國際標準 ISO2394 與日本 Code PLATFORM Ver. 1.0 所建議的設計法。分項係數法之格式亦可參考『PBD3 大地工程性能設計規範』1.8.2 節之說明。
5. 本節所稱 ISO2394 的規定係指 ISO2394(1988)之『第 9 章 分項係數設計法 Partial factors format』。使用分項係數設計法時，有關基本變數、解析模式、機率論等設計原則必需參照 ISO2394(1988)之『第 6 章 基本變數(Basic variables)』、『第 7 章 解析模式(Models)』與『第 8 章 機率設計原則(Principles of probability-based design)』。有關實驗模型設計法，可靠度設計原則與作用組合及作用值估計部分，宜參考 ISO2394(1988)之『附錄 D 基於實驗模型之設計(Design based on experimental models)』、『附錄 E 可靠度設計之原則(Principles of reliability-based design)』與『附錄 F 作用組合與作用值估計(Combination of actions and estimation of action values)』。



## 第五章 結構物設計報告書(Structural Design Report)

1. 設計者應製作結構物設計報告書，向結構物業主或所有者報告設計結果。
2. 結構物設計報告書應記錄設計重要事項。設計重要事項應包括與設計相關主要資訊之摘要、結構物目的、性能要求與性能規定、限度狀態、設計假定、作用與外部環境之條件、材料、地盤參數特性值及其隨時間之變化、結構型式的適當性、設計計算模式與設計程序、各種性能規定之驗證方法與驗證結果、以及設計者之姓名與資格等。
3. 結構物設計報告書內容之詳細程度應隨結構物規模與重要性有所變化。
4. 業主或所有者在結構物使用期間必需保管結構設計報告書。

### 【解說】

結構物設計報告書應包含但不限於下列說明事項：

- (1) 說明場址及其周遭環境，描述地質情況及資料來源。
- (2) 描述所設計結構物之目的，性能要求與性能規定。
- (3) 描述結構物之限度狀態
- (4) 描述作用及其組合
- (5) 特別描述與場址特性相關作用之評估過程，例如地震與風的作用。
- (6) 說明決定材料與地盤參數特性值之依據及其合理性。
- (7) 描述所應用參考之設計規範與技術資料。
- (8) 描述所選定結構物型式之合理性。
- (9) 描述結構物風險與對應各性能規定可靠度之合理性。
- (10) 施工前提條件之說明
- (11) 結構物之設計計算書與圖說

(12) 施工中監測與維護管理應檢查項目之說明

## 参考文献

1. Japan Society of Civil Engineers(2003), 『Principles, guidelines and terminologies for structural design code drafting on the performance based design concept ver. 1.0- code PLATFORM ver. 1.0』 .
2. Japanese Geotechnical Society(2000), 『Comprehensive Foundation Design Code: Geo-code 21 ver. 1』 .
3. ISO(1988), 『ISO2394 General principles on reliability for structure, 3<sup>rd</sup> edition』 .
4. ISO(2001), 『ISO13822 Bases for design of structures-Assessment of existing structures, 1<sup>st</sup> edition』 .



分冊二

# PBD1 公共工程基本載重定義篇 (草案)

本建議版本草案僅供研究之用  
請勿逕行作為工程設計之依據

委託單位：行政院公共工程委員會技術處  
研究單位：財團法人國家實驗研究院  
國家地震工程研究中心

中華民國九十八年七月



# 目錄

第 1 章	總則	
1.1	適用範圍	1-1
1.2	基本概念	1-1
1.2.1	結構性能	1-1
1.2.2	結構分析	1-1
1.2.3	適切的設計與施工	1-1
1.3	用語定義	1-1
第 2 章	載重之種類與組合	
2.1	載重之種類	2-1
2.2	載重之基準值	2-1
2.3	載重組合與載重係數	2-1
2.3.1	載重組合之基本方針	2-1
2.3.2	針對極限狀態設計之載重組合	2-2
2.3.3	容許應力係數設計及極限強度設計之載重組合	2-2
第 3 章	靜載重	
3.1	建築物之靜載重	3-1
3.2	靜載重之計算	3-1
3.2.1	屋面重量	3-1
3.2.2	天花板重量	3-1
3.2.3	地版面重量	3-1
3.2.4	牆壁重量	3-1
第 4 章	活載重	
4.1	建築物之活載重	4-1
4.2	活載重之計算	4-1
4.2.1	活載重之基準值	4-1
4.2.2	樓地版活載重	4-1
4.2.3	欄杆	4-1
4.2.4	屋頂	4-1
4.2.5	衝擊作用	4-1
4.3	活載重之折減	4-2
4.4	活載重之配置	4-2
4.5	活載重之動態效應	4-2
第 5 章	雪載重	
5.1	通則	5-1
5.2	地上積雪重量	5-1
5.2.1	地上積雪重量之計算	5-1
5.2.2	地上積雪深度	5-1
5.2.3	等效單位積雪重量	5-1

5.2.4	環境係數	5-1
5.3	地上增加積雪重量	5-1
5.3.1	地上增加積雪重量之計算	5-1
5.3.2	地上增加積雪深度	5-2
5.3.3	控制屋頂雪載重時之單位積雪重量	5-2
第 6 章	風載重	
6.1	適用範圍	6-1
6.2	風力計算原則	6-1
第 7 章	地震載重	
7.1	一般工址之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數	7-1
7.2	工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	7-1
7.3	近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	7-2
7.4	工址設計與最大考量水平譜加速度係數	7-2
7.5	臺北縣市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數	7-2
7.5.1	臺北盆地微分區	7-2
7.5.2	臺北縣市一般震區	7-3
7.6	建築物阻尼比異於 5% 之設計水平加速度反應譜係數	7-3
第 8 章	溫度載重	
8.1	通則	8-1
8.2	溫度載重之計算	8-1
第 9 章	土壓力與水壓力	
9.1	土壤與地下水之作用力	9-1
9.2	土壓力與水壓力之計算	9-1
9.2.1	靜止土壓力	9-1
9.2.2	主動土壓力	9-2
9.2.3	被動土壓力	9-2
9.2.4	動態主動土壓力	9-3
9.2.5	動態被動土壓力	9-3
9.2.6	水壓力	9-4
9.2.7	地表上方載重	9-4
第 10 章	波浪載重 (待擬)	
第 11 章	海流載重 (待擬)	
第 12 章	潮汐 (待擬)	
第 13 章	冰載重 (待擬)	
第 14 章	車輛載重 (待擬)	
第 15 章	起重載重 (待擬)	
第 16 章	船舶載重 (待擬)	
第 17 章	衝擊載重 (待擬)	
第 18 章	其他載重與作用 (待擬)	

# 第 1 章 總則

## 1.1 適用範圍

本篇適用於計算一般工程結構物(含建築物)設計上採用的各種載重。計算所得之載重值適用於結構物之整體與各部分之設計，以及各該結構之性能評估。

## 1.2 基本概念

### 1.2.1 結構性能

- (1) 安全性—建築物設計時，對於設定之各類載重，都必須具備適度的安全性。因此，必須進行適度載重及載重大小等之評估。檢討安全性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。
- (2) 使用性—建築物必須具備適度的使用性，以避免在正常使用狀況下損及其機能。因此，必須設定頻率較高的載重，適切地評估載重大小等。檢討使用性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。
- (3) 修復性—建築物設計時，必須視狀況需要，考量及因設定載重而受到損傷時之修復性。檢討修復性程度之際，應一併考量社會性、經濟性等因素。

### 1.2.2 結構分析

針對結構物使用之構材、續接部位產生之力或變形等進行評估之載重效應，係依據已算出之載重，進行結構分析後算出。本篇中並未限定結構分析之類別或方式，但原則上應針對產生動態作用的強風或地震等，進行等效靜態載重評估。

### 1.2.3 適切的設計與施工

結構物應以適切的設計與施工為前提，進行載重設定與載重大小等評估。因此，在設計與施工時，除應將因人為疏失等因素而降低安全性、使用性等情形控制在最低限度外，還必須以適切的管理與營運為前提，據以設定載重與評估載重之大小。

## 1.3 用語定義

本篇所使用的用語定義如下：

- 限度狀態：結構物之整體或部分，在安全性或使用性上，達到事先設定之限度狀態。
- 限度狀態設計：針對安全極限、使用極限等極限狀態之設計。
- 載重效應：建築物上因載重作用而產生應力、變形等情形。
- 載重基準值：計算載重效應時，作為載重大小之參考基準的最具代表性載重強度。原則上，計算基準為回歸期百年之物理量。
- 載重係數：載重組合時，乘以因各載重之基準值而衍生之載重效果之係數。
- 回歸期：超過某數值之現象發生的必要時間之平均值。



## 第 2 章 載重之種類與組合

### 2.1 載重之種類

設計結構物時設定之載重如下：

- 靜載重(D)
- 活載重(L)
- 雪載重(S)
- 風載重(W)
- 地震載重(EQ)
- 溫度載重(T)
- 土壓(E)與水壓(H)
- 其他載重

### 2.2 載重之基準值

本篇針係依據以下方針算出各載重之基準值。

- 靜載重(D)：應依據實際狀況計算。
- 活載重(L)：常態作用狀態下非超過機率 99%之數值；但難以進行統計學評估時，應依據相當於該數值之認定值計算。
- 雪載重(S)：應依據相對於回歸期為 100 年的地上積雪深度之比值計算。
- 風載重(W)：應依據相對於回歸期為 100 年的平均風速之比值計算。
- 地震載重(EQ)：應依據相對於回歸期為 475 年的工程基面上的最大水平加速度之比值計算。
- 溫度載重(T)：常態作用狀態下回歸期為 100 年的溫度之比值；但難以進行統計學評估時，應依據相當於該數值之認定值計算。
- 土壓(E)與水壓(H)：常態作用狀態下非超過機率 99%之數值，或依據相當於該數值之認定值計算。
- 其他載重：應依據上述各載重計算。

### 2.3 載重組合與載重係數

#### 2.3.1 載重組合之基本方針

- (1) 結構物之整體或各部分設計、評估時採用的載重組合，必須依據對象結構物或各部分之必要性能水準決定之。
- (2) 決定必要性能水準時，設計者必須周延考量該水準，以及設計對象結構物或各部位之重要性、社會性與經濟性、以及過去設計手法等關連性。
- (3) 設定載重狀態時，必須依據實際情形，充分考量以下狀況：
  - 正常狀況下
  - 活載重狀況下
  - 積雪時
  - 強風時
  - 地震時
  - 溫度變化時

### 2.3.2 針對極限程度狀態設計之載重組合

- (1) 建築物之整體或各部位設計之際，必須針對各載重狀態，適切考量以下列舉之極限狀態：
  - 安全極限狀態
  - 使用極限狀態
- (2) 定義必要性能水準時，必須依據設計使用年限內的目標信心指標。
- (3) 載重組合為載重效應(因各載重基準值而衍生)與載重係數(相對於各載重)之乘積之和，須透過以下公式之運算，適切考量之：

$$\gamma_p S_{pn} + \sum_k \gamma_k S_{kn} \quad (2-1)$$

其中， $S_{pn}$ 、 $S_{kn}$ 為主要載重與次要載重之基準值衍生之載重效應， $\gamma_p$ 、 $\gamma_k$ 為各該相對應的載重係數。

載重係數為相對於已適切考量各程度狀態的目標信心指標，須依據各載重算出的載重效應與抗力之變異性，或與不同載重之同時發生機率等，適切考量後決定之。

### 2.3.3 容許應力係數設計及極限強度設計之載重組合

決定這類設計法之載重組合時，對於建築物之供用期間、重要程度、受災之波及效應、各載重特性(載重之變異性、發生頻率、持續時間)等應有充分的考量，並依據回歸期換算係數，採用已適當增減之載重。但於極限強度設計時，亦可依據 2.3.2 節之規定。

容許應力係數設計上設定之載重狀態，須視載重持續時間，區分為長期或短期，並依據 2.3.1 節中(1)之規定。但於強風時、地震時之雪載重，須視實際積雪狀況，做最適當的考量。

極限強度設計上對於 2.3.1 節中(3)之規定，其記載之載重狀態也必須有適當的設定。

## 第 3 章 靜載重

### 3.1 建築物之靜載重

靜載重為建築物本身各部份之重量及固定於建築物構造上各物之重量，如牆壁、隔牆、樑柱、樓版及屋頂等，可移動隔牆不作為靜載重。本章之建築物靜載重依據「建築技術規則」建築構造編第 10-15 條之規定。

### 3.2 靜載重之計算

建築物構造之靜載重，應予按實核計。建築物應用各種材料之單位體積重量，應不小於下表所列，不在表列之材料，應按實計算重量。(註：附圖表請參閱 中華民國現行法規彙編 83 年 5 月版(六)第 3080-135 頁)

#### 3.2.1 屋面重量

屋面重量，應按實計算。並不得小於表 3-1 所列；不在表列之屋面亦應按實計算重量。

表 3-1 屋面重量

屋面名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )	屋面名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )
文化瓦	60	石棉浪版	15
水泥瓦	45	白鐵皮浪版	7.5
紅土瓦	120	鋁反浪版	2.5
單層瀝青防水紅	3.5	六公厘玻璃	16

#### 3.2.2 天花板重量

天花板(包括暗筋)重量，應按實計算，並不得小於表 3-2 所列；不在表列之天花板，亦應按實計算重量：

表 3-2 天花板重量

天花板名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )	天花板名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )
蔗版吸音版	15	耐火版	20
三夾版	15	石灰版條	40

#### 3.2.3 地版面重量

地版面分實鋪地版及空鋪地版兩種，其重量應按實計算，並不得小於左表所列，不在表列之地版面，亦應按實計算重量。(註：附圖表請參閱 中華民國現行法規彙編 83 年 5 月版(六)第 3080-137 頁)

#### 3.2.4 牆壁重量

牆壁量重，按牆壁本身及牆面粉刷與貼面，分別按實計算，並不得小於表 3-3 與表 3-4 所列；不在表列之牆壁亦應按實計算重量：

表 3-3 天花板重量

牆壁名稱		重量 (kgf/m <sup>2</sup> )	牆壁名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )
紅磚牆	一磚厚	440	魚鱗版牆	25
混凝土空心 磚牆	20cm	250	灰版條牆	50
	15cm	190	甘蔗版牆	8
	10cm	130	夾版牆	6
煤屑空心磚 牆	20cm	165	竹筴牆	48
	15cm	135	空心紅磚牆	192
	10cm	100	白石磚牆一磚厚	440

表 3-4 牆面粉刷與貼面重量 (1cm 厚)

牆面粉刷與貼面名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )	牆面粉刷與貼面名稱	重量 (kgf/m <sup>2</sup> )
水泥沙漿粉刷	20	貼面磚馬賽克	20
貼搗擺磨石子	20	洗石子或斬石子	20
貼大理石片	30	貼塊石片	25

## 第 4 章 活載重

### 4.1 建築物之活載重

垂直載重中不屬於靜載重者，均為活載重，活載重包括建築物室內人員、傢俱、設備、貯藏物品、活動隔間等。工廠建築應包括機器設備及堆置材料等。倉庫建築應包括貯藏物品、搬運車輛及吊裝設備等。積雪地區應包括雪載重。本章之建築物活載重依據「建築技術規則」建築構造編第 16-31 條之規定。

必須依據因應各對象部位設定之極限狀態，針對正常與不正常使用等狀況設定之。設定時還必須視狀況需要，將動態效應一併納入考量。

### 4.2 活載重之計算

#### 4.2.1 活載重之基準值

建築物構造之活載重，因樓地版之用途而不同，不得小於下表所列；不在表列之樓地版用途或使用情形與表列不同，應按實計算，並須詳列於結構計算書中。(註：附圖表請參閱 中華民國現行法規彙編 83 年 5 月版(六)第 3080-139 頁)

#### 4.2.2 樓地版活載重

承受重載之樓地版，如作業場、倉庫、書庫、車庫等，須以明顯耐久之標誌，在其應用位置標示，建築物使用人，應負責使實用活載重不超過設計活載重。

作業場、停車場如須通行車輛，其樓地版之活載重應按車輛後輪載重設計之。

辦公室樓地版須核計以一公噸分佈於 80 公分見方面積之集中載重，替代每平方公尺 300 公斤均佈載重，並依產生應力較大者設計之。辦公室或類似應用之建築物，如採用活動隔牆，應按每平方公尺 100 公斤均佈活載重設計之。

#### 4.2.3 欄杆

陽台欄杆、樓梯欄杆、須依欄杆頂每公尺受橫力 30 公斤設計之。

#### 4.2.4 屋頂

不作用之屋頂，其水平投影面之活載重每平方公尺不得小於下表列之公斤重量。(註：附圖表請參閱 中華民國現行法規彙編 83 年 5 月版(六)第 3080-142 頁)

雪載重僅須在積雪地區視為額外活載重計入，可依本節規定設計之。

#### 4.2.5 衝擊作用

建築物構造承受活載重並有衝擊作用時，除另行實際測定者，按實計計算外，應依下列加算活載重：

1. 承受電梯之構材，加電梯重之百分之百。
2. 承受架空吊車之大樑：

(1) 行駛速度在每分鐘 60 公尺以下時，加車輪載重百分之十，60 公尺以上時，加

車輪載重的百分之二十。

(2) 軌道無接頭，行駛速度在每分鐘 90 公尺以下時，加車輪載重的百分之十，90 公尺以上時，加車輪載重百分之二十。

3. 承受電動機轉動輕機器之構材，加機器重量百分之二十。
4. 承受往復式機器或原動機之構材。加機器重量百分之五十。
5. 懸吊之樓版或陽台，加活載重百分之三十。

### 4.3 活載重之折減

用以設計屋架、樑、柱、牆、基礎之活載重如未超過每平方公尺 500 公斤，亦非公眾使用場所，構材承受載重面積超過 14 平方公尺時，得依每平方公尺樓地板面積百分之 0.85 折減率減少，但折減不能超過百分之六十或下式之百分值：

$$R = 23 \left( 1 + \frac{D}{L} \right) \quad (4-1)$$

其中，R 為折減百分值，D 為構材載重面積每平方公尺之靜載重公斤值，L 為構材載重面積每平方公尺之活載重公斤值。

活載重超過每平方公尺 500 公斤時，僅柱及基礎之活載重得以減少百分之二十。

### 4.4 活載重之配置

計算連續樑之強度時，活載重須依全部負載、相鄰負載、間隔負載等各種配置，以求算最大剪刀及彎矩，作為設計之依據。

計算屋架或橫架之強度時，須以屋架一半負載活載重與全部負載活載比較，以求得最大應力及由一半跨度負載重產生之反向應力。

吊車載重應視為額外活載重，並按吊車之移動位置與吊車之組合比較，以求得構材之最大應力。

計算柱接頭或柱腳應力時，應比較僅計算靜載重與風力或地震力組合不計活載重之應力，與計入活載重組合之應力，而以較大者設計之。

有載重偏心、分布不均、撓曲、龜裂等考量之必要時，必須因應該狀況，設定適當的活載重。

### 4.5 活載重之動態效應

必須針對活載重之動態效應，進行建築物使用者之居住性或精密儀器之震動對策等震動相關使用性能檢討時，應考量物品之移動或人員之行動造成的影響。此外，對於周邊環境或建築物內的其他地板面之震動源產生之影響，亦應納入考量。

# 第 5 章 雪載重

## 5.1 通則

雪載重，應依建築物所在地點之環境條件，適當設定(1)屋頂雪載重、(2)局部屋頂雪載重、(3)其他雪載重。其中，屋頂雪載重為依據建築基地之地上積雪深度所設定之地上積雪重量，乘以屋頂形狀係數求得。利用裝置或技術等而可確實控制屋頂積雪量時，可減輕雪載重。

## 5.2 地上積雪重量

### 5.2.1 地上積雪重量之計算

利用地上積雪深度之平均每單位投影面積之地上積雪重量 $S_0$  ( $\text{kN/m}^3$ )，應依(5-1)式計算：

$$S_0 = k_{env} d_0 p_0 \quad (5-1)$$

其中， $k_{env}$ 為環境係數（參考 5.2.4 節）、 $d_0$ 為地上積雪深度(m)（參考 5.2.2 節）、 $p_0$ 為等效單位積雪重量( $\text{kN/m}^3$ )（參考 5.2.3 節）。

亦可由降水量與氣溫，以適當方法直接推算出(5-1)式中之 $d_0 p_0$ 。

### 5.2.2 地上積雪深度

地上積雪深度 $d_0$ ，係依據地上積雪觀測資料而推算出相對於再現期間 100 年之年度最大積雪深度的比值。

### 5.2.3 等效單位積雪重量

等效單位積雪重量 $p_0$ ( $\text{kN/m}^3$ )，應依(5-2)式計算：

$$p_0 = 0.72 \sqrt{d_0 / d_{ref}} + 2.32 \quad (5-2)$$

其中， $d_0$ 為地上積雪深度(m)， $d_{ref}$ 為基準積雪深度(=1m)。

### 5.2.4 環境係數

環境係數 $k_{env}$ ，通常是 1.0。受周遭地形、地物等之影響，認為地上積雪深度呈局部性特別大時，須依建築物周遭狀況而取比 1.0 大之值。

## 5.3 地上增加積雪重量

### 5.3.1 地上增加積雪重量之計算

用於控制屋頂雪載重時，平均每單位投影面積之地上增加積雪重量 $S_n$  ( $\text{kN/m}^2$ )，應依(5-3)式計算之：

$$S_n = k_{env} d_n p_n \quad (5-3)$$

其中， $k_{env}$ 為環境係數（參考 5.2.4 項）， $d_n$ 為控制屋頂雪載重時之地上增加積雪深度(m)（參考 5.3.2 項）， $p_n$ 為控制屋頂雪載重時之等效單位積雪重量( $\text{kN/m}^3$ )（參考 5.3.3 項）。

亦可由降水量與氣溫，以適當方法直接推算出(5-3)式中之 $d_n p_n$ 。

### 5.3.2 地上增加積雪深度

地上增加積雪深度 $d_n$ ，係依據地上積雪觀測資料而推算出相對於再現期間 100 年之年度最大 $n$ 日增加積雪深度之比值。評估增加積雪之日數 $n$ ，則是依據控制屋頂雪載重之裝置等之性能計算求得。

### 5.3.3 控制屋頂雪載重時之單位積雪重量

用於控制屋頂雪載重之等效單位積雪重量 $p_n$ 即為 $p_0$ ，可依(5-2)式計算。

## 第 6 章 風載重

### 6.1 適用範圍

本章提供封閉式、部分封閉式與開放式建築物結構或地上獨立結構物、局部構材及外部被覆物設計風力之計算原則。

### 6.2 風力計算原則

1. 規則性封閉式、部分封閉式與開放式建築物或地上獨立結構物主要風力抵抗系統所應承受之設計風力，應依建築物耐風設計規範第二章規定的方法計算之。
2. 規則性封閉式或部分封閉式建築物，或地上獨立結構物局部構材及外部被覆物所應承受之設計風壓，應依建築物耐風設計規範第三章規定的方法計算之。
3. 若有可靠之試驗結果或文獻提供證明，在計算風力或風壓時，可考慮由其他鄰近建築物或障礙物之遮蔽所造成之風速壓折減，或考慮透氣性外牆之風壓折減。
4. 基本設計風速應依風速統計資料，考慮不同風向所產生的效應。不同風向風速的統計分析應採用可信的資料與方法，計算不同風向的基本設計風速。



# 第 7 章 地震載重

## 7.1 一般工址之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。

震區短週期及一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$  分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，最大考量地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。

我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  乃根據 50 年 10% 超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 475 年；震區最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$  則根據 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。

除臺北縣市另於 7.5 節規定外，其餘各縣市之震區設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$ ，以及震區最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$ ，如表 7-1 所示。

## 7.2 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

除臺北盆地外，一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$ ，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  與  $S_{MI}$  依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_s^D & S_{MS} &= F_a S_s^M \\ S_{DI} &= F_v S_1^D & S_{MI} &= F_v S_1^M \end{aligned} \quad (7-1)$$

其中， $F_a$  為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數  $S_s$  ( $S_s^D$  或  $S_s^M$ ) 而改變；而  $F_v$  為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數  $S_1$  ( $S_1^D$  或  $S_1^M$ ) 而改變，可分別由表 7-2(a) 與 7-2(b) 求得工址放大係數  $F_a$  與  $F_v$ 。

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速  $V_{S30}$  決定之。 $V_{S30} \geq 270 \text{ m/s}$  者為第一類地盤(堅實地盤)； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270 \text{ m/s}$  者，為第二類地盤(普通地盤)； $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$  者，為第三類地盤(軟弱地盤)。工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速  $V_{S30}$  依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (7-2)$$

其中， $d_i$  為第  $i$  層土層之厚度(m)，滿足  $\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$ 。 $V_{si}$  為第  $i$  層土層之平均剪力波速(m/sec)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 120q_u^{0.36} & ; N_i < 2 \\ 100N_i^{1/3} & ; 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases} \quad (7-3a)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad ; \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (7-3b)$$

其中， $N_i$ 為由標準貫入試驗所得之第*i*層土層之平均*N*值； $q_u$ 為第*i*層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)。

### 7.3 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數：

本規範規定必須考慮區域近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 7-3 所列，包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層；而屬近斷層區域之工址範圍如表 7-4-1 至表 7-4-7 所列。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ ，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與 $S_{M1}$ 直接依下式計算：

$$S_{DS} = F_a (S_s^D N_A) ; \quad S_{MS} = F_a (S_s^M N_A) ; \quad N_A \geq 1.0 \quad (7-4a)$$

$$S_{D1} = F_v (S_1^D N_v) ; \quad S_{M1} = F_v (S_1^M N_v) ; \quad N_v \geq 1.0 \quad (7-4b)$$

其中， $F_a$ 與 $F_v$ 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.2 節規定計算，但採水平譜加速度係數 $S_s^D N_A$ (或 $S_s^M N_A$ )與 $S_1^D N_v$ (或 $S_1^M N_v$ )配合表 7-2(a)與 7-2(b)來求值。 $N_A$ 與 $N_v$ 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離*r*而改變，如表 7-4-1 至表 7-4-7 所列。

### 7.4 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 $S_{ad}$ ，隨建築物基本振動週期*T*與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 而改變；工址最大考量水平譜加速度係數 $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期*T*與工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 及 $S_{M1}$ 而改變。工址設計水平譜加速度係數 $S_{ad}$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_{aM}$ 分別如表 7-5(a)與 7-5(b)所示。其中，表 7-5(a)與 7-5(b)中之短週期與中、長週期的分界 $T_0^D$ 與 $T_0^M$ 分別滿足

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (7-5)$$

### 7.5 臺北縣市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數

臺北縣市之震區分為臺北盆地及一般震區。

#### 7.5.1 臺北盆地微分區

臺北盆地區域，包括臺北市及臺北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、土城市、樹林市、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉、淡水鎮、八里鄉、汐止市等地區，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 7-6(a)所示。

各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 以及反應譜短週期與中週期分界之轉換週期 $T_0^D$ 及 $T_0^M$ 如表 7-6(c)所示。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與轉換週期 $T_0^D$ 而改變，如表 7-7(a)所示；工址最大考量水平譜加速度係數 $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與轉換週期 $T_0^M$ 而改變，如表 7-7(b)所示。

### 7.5.2 臺北縣市一般震區

臺北縣市非屬盆地範圍之一般震區包含之鄉鎮村里如表 7-6(b)所示，其工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ 依 7.2 節與 7.4 節之規定計算，震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_s^D$ 與 $S_1^D$ ，與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 $S_s^M$ 與 $S_1^M$ 如表 7-6(b)所示。

若表 7-6(a) 及表 7-6(b)中所列村里有所遺漏時，請參酌附近地區之震區劃分，決定工址之地震分區，並依相關規定計算設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ 。針對列於表 7-6(a)中且屬盆地邊緣之村里，對於工址高程位於海平面 20 公尺以上者，可用一般震區規定設計，其設計值可參照相鄰地區，依據表 7-6(b)之規定辦理。

## 7.6 建築物阻尼比異於 5% 之設計水平加速度反應譜係數

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合振態阻尼比。建築物阻尼比異於 5% 阻尼時，可由表 7-8 內插短週期與長週期的阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ 。如無特別說明，結構阻尼比均設定為 5%，而阻尼修正係數 $B_S=B_1=1.0$ 。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、修正後之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_S$ 與 $S_{D1}/B_1$ 而改變，如表 7-9 所示。其中， $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 應按 2.2 或 2.3 節之規定計算，且經阻尼修正係數修正後之反應譜短週期與中週期的分界 $T_0$ 應由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \quad (7-6)$$

臺北盆地之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、修正後之工址短週期與中長週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_S$ 與 $T_0S_{DS}/B_1T$ 而改變，如表 7-10 所示。其中，經阻尼修正係數修正後之反應譜短週期與中週期的分界 $T_0$ 應由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^D B_S}{B_1} \quad (7-7)$$

而 $S_{DS}$ 與 $T_0^D$ 則見表 7-6(c)。

表 7-1 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$ ，與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_S^M$  與  $S_1^M$

縣市	鄉鎮市區	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45	
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5	
	南澳鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4	
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	楊梅鎮	0.6	0.35	0.8	0.45	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	湖口鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	

	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車籠埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	造橋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三灣鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
獅潭鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層	
泰安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山、車籠埔斷層	
臺中縣	豐原市	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	新社鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層

	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	太平市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	大里市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	和平鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
臺中市	中區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	南區	0.7	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	北區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	北屯區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		

	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
南投縣	南投市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	鹿谷鄉	0.8	0.45	1.0	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	林內鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	臺西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	

	大林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	番路鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
臺南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化鎮	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層	
山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層	

	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	左鎮鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
臺南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄縣	鳳山市	0.5	0.35	0.7	0.5	
	林園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	大寮鄉	0.5	0.35	0.7	0.45	
	大樹鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	大社鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁武鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鳥松鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	岡山鎮	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六龜鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
茂林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
桃源鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		

	三民鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄市	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	三民區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新興區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	前金區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
屏東縣	屏東市	0.6	0.35	0.8	0.5	
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	長治鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	九如鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	鹽埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	內埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新埤鄉	0.6	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	霧臺鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5		
來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45		

	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
臺東縣	臺東市	0.8	0.45	1.0	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	延平鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55		
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	富里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
卓溪鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層	
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

表 7-2(a) 短週期結構之工址放大係數 $F_a$  (線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 $S_S$ ( $S_S^D$ 或 $S_S^M$ )				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 7-2(b) 長週期結構之工址放大係數 $F_v$  (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_1^D$ 或 $S_1^M$ )				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 7-3 本規範規定必須考慮區域近斷層效應之第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
(1) 獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)	
(2) 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)	
(3) 車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)	
(4) 梅山斷層	右移斷層	13 公里	M7.0 (1906.03.17)	
(5) 大尖山斷層 觸口斷層	逆斷層	25 公里 67 公里	M7.1 (1941.12.17)	以中埔地震為歷史最大地震
(6) 新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
(7) 米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)	

表 7-4-1：近車籠埔斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 7-4-2：近獅潭與神卓山斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.33	1.27	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.26	1.18	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 7-4-3：近屯子腳斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.26	1.17	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 10$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 7-4-4：近梅山斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.37	1.28	1.15	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.44	1.36	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.30	1.20	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.48	1.36	1.15	1.00

表 7-4-5：近新化斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.23	1.06	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.15	1.05	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.29	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.30	1.15	1.00

表 7-4-6：近大尖山與觸口斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.15	1.08	1.00	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.15	1.10	1.03	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.21	1.17	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.42	1.35	1.15	1.00

表 7-4-7：近花東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$r \geq 12 \text{ km}$
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
$N_V$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$r \geq 12 \text{ km}$
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r \leq 15 \text{ km}$	$r \geq 15 \text{ km}$
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
$N_V$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r \leq 15 \text{ km}$	$r \geq 15 \text{ km}$
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

表 7-5(a) 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 7-5(b) 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數  $S_{aM}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 7-6(a) 臺北盆地範圍內之臺北一區、臺北二區及臺北三區劃分表 (共計 1084 村里)

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
臺北縣	三重市	全市所有里 (共 116 里)	臺北一區
臺北縣	蘆洲市	全市所有里 (共 36 里)	臺北一區
臺北縣	五股鄉	興珍村、更寮村、集福村、成州村、成功村、五股村、五福村、德音村、陸一村、貿商村、德泰村、成德村 (共 12 村)	臺北一區
臺北縣	泰山鄉	山腳村、福泰村、楓樹村、同榮村、義學村、明志村、貴子村、貴和村、同興村、義仁村、泰友村、新明村、貴賢村 (共 13 村)	臺北一區
臺北縣	永和市	全市所有里 (共 58 里)	臺北二區

臺北縣	土城市	埤塘里、土城里、員林里、員仁里、長風里、日新里、日和里、貨饒里、柑林里、埤林里、瑞興里、清水里、清和里、永豐里、清溪里、峰廷里、平和里、廷寮里、大安里、永寧里、沛陂里、頂埔里、頂福里、頂新里、樂利里、廣福里、學府里、延壽里、安和里、青雲里、員福里、延吉里、復興里、裕生里、員信里、永富里、學成里、延和里 (共 38 里)	臺北三區
臺北縣	新莊市	海山里、頭前里、國泰里、全安里、福基里、豐年里、忠孝里、恆安里、後港里、文衡里、中美里、興漢里、中和里、榮和里、中泰里、瓊林里、文德里、中誠里、文明里、中港里、思源里、立人里、仁愛里、立德里、信義里、立言里、和平里、立功里、化成里、立志里、思賢里、營盤里、自強里、自立里、幸福里、自信里、中華里、中隆里、中原里、中信里、建福里、中宏里、中全里、立泰里、全泰里、仁義里、立基里、昌明里、昌平里、文聖里、福營里、後德里、建安里 (共 53 里)	臺北一區
		八德里、西盛里、裕民里、富國里、南港里、民安里、民本里、光華里、光榮里、丹鳳里、光明里、合鳳里、雙鳳里、龍鳳里、四維里、萬安里、龍安里、成德里 (共 18 里)	臺北二區
臺北縣	樹林市	三多里、三福里、圳安里、保安里、潭底里、羌寮里、圳福里、光興里、金寮里、文林里 (共 10 里)	臺北二區
		樹德里、樹西里、樹南里、樹人里、坡內里、樹東里、大同里、和平里、彭厝里、彭福里、東山里、東陽里、東昇里、樹北里、樹興里、樹福里、彭興里、山佳里、育英里 (共 19 里)	臺北三區
臺北縣	板橋市	中正里、江翠里、純翠里、溪頭里、宏翠里、仁翠里、吉翠里、德翠里、滿翠里、松翠里、柏翠里、龍翠里、華翠里、忠翠里、嵐翠里、文翠里、青翠里、懷翠里、福翠里、港嘴里、振興里、振義里、光復里、埔墘里、長壽里、九如里、光仁里、埤墘里、永安里、雙玉里、廣新里、東丘里、文化里、新海里、富貴里、正泰里、松柏里、文聖里 (共 38 里)	臺北一區
		留侯里、流芳里、赤松里、黃石里、挹秀里、滿興里、新興里、社後里、香社里、自強里、自立里、光華里、國光里、港尾里、金華里、港德里、民權里、建國里、漢生里、公館里、新民里、幸福里、忠誠里、百壽里、介壽里、新埔里、華江里、聯翠里、新翠里、明翠里、福壽里、海山里、玉光里、深丘里、香丘里、西安里、長安里、福丘里、福祿里、民族里、國泰里、福德里、景星里、福星里、鄉雲里、廣德里、大豐里、仁愛里、	臺北二區

		華興里、華貴里、華東里、浮洲里、華中里、僑中里、中山里、復興里、大安里、福安里、聚安里、龍安里、崑崙里、香雅里、新生里、文德里、莒光里、民生里、後埔里、華福里、成和里、光榮里、民安里、陽明里、朝陽里、居仁里、莊敬里、東安里、大觀里、歡園里 (共 78 里)	
		重慶里、和平里、廣福里、華德里、信義里、溪洲里、溪北里、堂春里、五權里、溪福里 (共 10 里)	臺北三區
臺北縣	中和市	中原里、平河里、信和里、仁和里、中正里、建和里、連和里、連城里、力行里、枋寮里、漳和里、廟美里、福真里、福善里、福美里、福祥里、瓦瓦里、福和里、佳和里、安和里、泰安里、新南里、南山里、秀景里、秀峰里、頂南里、華新里、東南里、華南里、忠孝里、崇南里、景南里、壽南里、外南里、復興里、和興里、景平里、景新里、景福里、景安里、景文里、錦和里、錦昌里、積穗里、民享里、員山里、嘉穗里、文元里、嘉新里、民安里、安穗里、瑞穗里、德穗里、民生里、國光里、德行里、秀士里、興南里、景本里、福南里、中興里、吉興里、中山里、碧河里、錦中里、錦盛里、民有里、員富里、冠穗里、國華里、正南里、正行里、安樂里、安平里、中安里、秀山里、秀成里、秀福里、秀明里、秀仁里、秀水里、宜安里、安順里、秀義里 (共 84 里)	臺北二區
		灰灰里、明穗里、清穗里、自強里、壽德里、明德里、嘉慶里 (共 7 里)	臺北三區
臺北縣	新店市	永安里 (共 1 里)	臺北二區
		國豐里、明德里、大豐里、大同里、江陵里、寶興里、寶安里、信義里、忠孝里、大鵬里、頂城里、下城里、公崙里、張北里、新安里、忠誠里、中正里、中華里、仁愛里、百忍里、百和里、福德里、百福里、福民里、中山里、和平里、中央里、安和里 (共 28 里)	臺北三區
臺北縣	淡水鎮	福德里、竹圍里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里)	臺北二區
臺北縣	八里鄉	龍源村、米倉村、大崁村、埤頭村、頂罟村、舊城村、訊塘村、荖阡村、下罟村 (共 9 村)	臺北二區
臺北縣	汐止市	義民里、禮門里、智慧里、信望里、橋東里、秀峰里、新昌里、復興里、長安里、鄉長里、江北里、樟樹里、北峰里、北山里、橫科里、福山里、宜興里、中興里、湖光里、仁德里、厚德里、忠孝里、自強里 (共 23 里)	臺北三區
臺北市	大同區	全區所有里 (共 25 里)	臺北二區

臺北市	士林區	社新里、社園里、永倫里、福安里、富洲里 (共 5 里)	臺北一區
		仁勇里、義信里、福林里、福德里、福志里、舊佳里、福佳里、後港里、福中里、前港里、百齡里、承德里、福華里、明勝里、福順里、富光里、葫蘆里、葫東里、社子里、岩山里、名山里、德行里、德華里、聖山里、忠誠里、芝山里、東山里、三玉里、蘭雅里、蘭興里、天福里、天祿里、天壽里、天和里、天山里、天玉里、臨溪里 (共 37 里)	臺北二區
臺北市	北投區	建民里、文林里、石牌里、福興里、榮光里、吉慶里、立賢里、洲美里、關渡里 (共 9 里)	臺北一區
		榮華里、裕民里、振華里、永明里、吉利里、尊賢里、立農里、八仙里、一德里、永欣里、東華里、奇岩里、清江里、中央里、長安里、大同里、溫泉里、中心里、中庸里、智仁里、文化里、豐年里、稻香里、桃源里(共 24 里)	臺北二區
臺北市	中山區	正守里、正義里、康樂里、中山里、聚盛里、聚葉里、恆安里、晴光里、圓山里、劍潭里、大直里、成功里、永安里、大佳里、新喜里、新庄里、新福里、松江里、新生里、中庄里、行政里、行仁里、行孝里、下埤里、江寧里、江山里、中吉里、中原里、興亞里、中央里、朱馥里、龍洲里、朱園里、埤頭里、朱崙里、力行里、復華里、北安里 (共 38 里)	臺北一區
		正得里、民安里、集英里、金泰里 (共 4 里)	臺北二區
臺北市	松山區	精忠里、龍田里、東昌里、東勢里、中華里、民有里、民福里、中正里、中崙里、美仁里、吉仁里、敦化里、福成里、松基里 (共 14 里)	臺北一區
		莊敬里、東榮里、三民里、新益里、富錦里、新東里、富泰里、介壽里、東光里、安平里、鵬程里、自強里、吉祥里、新聚里、復盛里、復源里、復建里、復勢里 (共 18 里)	臺北二區
		慈祐里 (共 1 里)	臺北三區
臺北市	大安區	德安里、仁慈里、和安里、民炤里、仁愛里、義村里、民輝里、昌隆里、誠安里、光武里、龍圖里、住安里、建安里、建倫里 (共 14 里)	臺北一區
		龍坡里、龍泉里、古風里、古莊里、龍安里、錦安里、福住里、永康里、光明里、錦泰里、錦華里、新龍里、龍陣里、龍雲里、龍生里、義安里、通化里、通安里、臨江里、法治里、全安里、群賢里、群英里、虎嘯里、臥龍里、龍淵里、龍門里、大學里、芳和里、敦安里、正聲里、敦煌里、華聲里、車層里、光信里、學府里 (共 36 里)	臺北二區

		黎元里、黎孝里、黎和里 (共 3 里)	臺北三區
臺北市	中正區	梅花里、幸市里、三愛里 (共 3 里)	臺北一區
		水源里、富水里、文盛里、林興里、河堤里、頂東里、網溪里、板溪里、螢圃里、螢雪里、永功里、永昌里、龍興里、忠勤里、廈安里、愛國里、南門里、龍光里、南福里、龍福里、新營里、建國里、光復里、黎明里、幸福里、東門里、文北里、文祥里 (共 28 里)	臺北二區
臺北市	萬華區	全區所有里 (共 36 里)	臺北二區
臺北市	文山區	景行里、景東里、景美里、景慶里、景仁里、景華里、萬有里、萬祥里、萬隆里、萬年里、萬和里、萬盛里、興豐里、興光里、興家里、興得里、興業里、興安里、興福里、興旺里、興泰里、興昌里、試院里、華興里、明義里、明興里、木柵里、木新里、順興里、樟林里、樟新里、樟腳里、萬興里、忠順里 (共 34 里)	臺北三區
臺北市	信義區	西村里、正和里、興隆里、中興里、新仁里、景新里、景聯里、景勤里、嘉興里、黎順里、黎平里、三張里、雙和里 (共 13 里)	臺北二區
		興雅里、敦厚里、廣居里、安康里、六藝里、雅祥里、五常里、五全里、永吉里、長春里、四育里、四維里、永春里、富臺里、國業里、松隆里、松友里、松光里、中坡里、中行里、大道里、大仁里、惠安里、三犁里、黎忠里、六合里、泰和里、黎安里 (共 28 里)	臺北三區
臺北市	內湖區	西湖里、西康里、西安里 (共 3 里)	臺北二區
		港墘里、港都里、港富里、港華里、內湖里、湖濱里、紫星里、金龍里、紫雲里、清白里、葫洲里、紫陽里、瑞陽里、瑞光里、五分里、東湖里、樂康里、週美里、行善里、石潭里、湖興里、湖元里、安湖里、金湖里、康寧里、明湖里、蘆洲里、麗山里 (共 28 里)	臺北三區
臺北市	南港區	南港里、中南里、新富里、三重里、東新里、新光里、東明里、西新里、玉成里、合成里、成福里、萬福里、鴻福里、百福里、聯成里、中研里、仁福里 (共 17 里)	臺北三區

表 7-6(b) 臺北縣市屬一般震區之村里，其短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$ ，與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_S^M$  與  $S_1^M$

縣市	鄉鎮市區	村里	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$
臺北縣	中和市	橫路里、內南里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	新店市	太平里、柴埕里、德安里、雙城里、日興里、玫瑰里、塗潭里、美潭里、員潭里、雙坑里、粗坑里、屈尺里、龜山里、廣興里、直潭里、青潭里、新店里、張南里、國校里、文中里、廣明里、文明里、中興里、新生里、新德里、五峰里、明城里、寶福里 (共 28 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	樹林市	三興里、樂山里、東園里、西園里、南園里、北園里、柑園里、中山里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	土城市	清化里、祖田里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	五股鄉	觀音村、五龍村 (共 2 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	泰山鄉	大科村、黎明村 (共 2 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	淡水鎮	中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	汐止市	八連里、白雲里、東山裡、長青里、崇德里、環河裡、大同里、文化里、東勢里、拱北里、康福里、湖興里、山光里、忠山裡、金龍里、保安里、茄苳里、福安里、興福里、秀山裡、保長里、烘內里、福德里 (共 23 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	八里鄉	長坑村 (共 1 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	鶯歌鎮	全鎮所有里 (共 20 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	三峽鎮	全鎮所有里 (共 26 里)	0.7	0.40	0.8	0.5
臺北縣	瑞芳鎮	全鎮所有里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
臺北縣	林口鄉	全鄉所有村 (共 17 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	深坑鄉	全鄉所有村 (共 8 村)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	石碇鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	坪林鄉	全鄉所有村 (共 7 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	三芝鄉	全鄉所有村 (共 13 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	石門鄉	全鄉所有村 (共 9 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	平溪鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.6	0.35	0.9	0.55

臺北縣	雙溪鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	貢寮鄉	全鄉所有村 (共 11 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	金山鄉	全鄉所有村 (共 15 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	萬里鄉	全鄉所有村 (共 10 村)	0.5	0.3	0.8	0.5
臺北縣	烏來鄉	全鄉所有村 (共 5 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北市	文山區	指南里、萬芳里、老泉里、博嘉里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北市	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北市	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
臺北市	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、陽明里、菁山里、平等里、溪山里、翠山里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
臺北市	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里 (共 7 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

表 7-6(c) 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 以及反應譜短週期與中週期之分界 $T_0^D$ 與 $T_0^M$

微分區	$S_{DS}$	$S_{MS}$	$T_0^D$ 與 $T_0^M$ (秒)
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

表 7-7(a) 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}T_0^D/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 7-7(b) 台北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS}T_0^M/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 7-8：短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 $B_S$ 與 $B_I$ (線性內插求值)

有效阻尼比 $\xi$ (%)	$B_S$	$B_I$
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

表 7-9：一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

表 7-10：台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{T_0 S_{DS}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

## 第 8 章 溫度載重

### 8.1 通則

1. 使建築物產生載重效果之溫度，設定為溫度載重。
2. 依建築物之建築地點、時期、規模、用途、所使用環境等條件，於建築物產生較大應力或變形時，即應考量溫度載重。
3. 實施設置伸縮縫等對策，建築物未產生較大應力或變形時，則無須考量溫度載重。

### 8.2 溫度載重之計算

溫度載重，係指相對於外部氣溫、日射、地中溫度等溫度變化再現期間 100 年之比值，且以相當之值為基本值。



# 第 9 章 土壓力與水壓力

## 9.1 土壤與地下水之作用力

1. 結構物、建築物及土工結構物四周與地層直接接觸之地下構造牆或版，其設計除應考慮上部構造物所傳遞之作用力外，尚應考慮作用於地下牆之土壓力及水壓力。牆體背面地表面上如有超載重，應考慮其所增加之土壓力。
2. 若基地位於地震區，尚應適當考量因地震作用而增加之動態側向壓力。
3. 結構物基礎若在地下水位以下，應核算地下水浮力對結構物之上舉作用。地下水位應考慮最不利之情況，包括季節性變化與其他環境因素所造成之影響。
4. 施築中之建築物尤須隨時查核建築物總重量是否大於上浮力，以防上浮。

## 9.2 土壓力與水壓力之計算

### 9.2.1 靜止土壓力

地下結構牆或擋土牆不發生或不容許其產生側向變位時，作用於牆背之側向土壓力應採靜止土壓力計算。在  $h$  深度處之單位面積靜止土壓力  $\sigma_o$ ，可依式(9-1)計算

$$\sigma_o = K_o \cdot \gamma \cdot h \quad (9-1)$$

其中，

$\sigma_o$  = 單位面積靜止土壓力 (tf/m<sup>2</sup>)

$K_o$  = 靜止土壓力係數，其值得依經驗推估之，但不得小於 0.5，如土壤為過壓密狀態者，應詳加考慮其過壓密性質並酌予提高  $K_o$  值。

$h$  = 距地表面之深度 (m)

$\gamma$  = 土壤單位重，位於地下水位者，以有效單位重計

### 9.2.2 主動土壓力

擋土牆設計所考慮之主動土壓力係擋土牆向外變位時，作用於牆背之最小土壓力，如下圖所示，其值應依下列規定計算之。牆背  $h$  深度處之單位面積主動土壓力  $\sigma_A$ ，可依式(9-3)計算

$$\sigma_A = K_A \cdot \gamma \cdot h \quad (9-3)$$

其中， $K_A$  為主動土壓力係數，可依下列方式考慮之。

1. 一般狀況時：

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (9-5)$$

若  $\phi < \alpha$ ，則假定  $\sin(\phi - \alpha) = 0$

2. 如地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時：

$$K_A = \tan^2 \left[ 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right] \quad (9-6)$$

如牆背填土具凝聚力者，(9-3)式之  $h$  應以  $h_c$  代替，而

$$h_c = h - \frac{2c}{\gamma} \cdot \tan \left[ 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad (9-7)$$

上式中，如  $h_c \leq 0$  時， $h_c$  以零計算。

上述各式中，

$\sigma_A$  = 單位面積主動土壓力 (tf/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = 土壤單位重，位於地下水水位以下者，以浸水重計 (tf/m<sup>3</sup>)

$c$  = 土壤凝聚力 (tf/m<sup>2</sup>)

$h$  = 地表面至欲求土壓力點之垂直深度 (m)

$\phi$  = 牆背土壤之內摩擦角 (度)

$\delta$  = 牆背面與土壤間之摩擦角 (度)

$\alpha$  = 牆背地表面與水平面之交角 (度)

$\theta$  = 牆背面與垂直面交角，以逆時針方向為正，順時針方向為負 (度)

### 9.2.3 被動土壓力

擋土牆設計所考慮之被動土壓力係指擋土牆向內變位時，作用於牆背之最大側向土壓力，如下所示，其值應依下列規定計算之。牆背  $h$  深度處之單位面積被動土壓力  $\sigma_p$ ，可依式(9-8)下式計算

$$\sigma_p = K_p \cdot \gamma \cdot h \quad (9-8)$$

其中， $K_p$  為被動土壓力係數，可依下列方式考慮之：

(1) 一般狀況時：

$$K_p = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (9-9)$$

(2) 如地表面呈水平，牆背面為垂直面，且可不考慮牆面摩擦時：

$$K_p = \tan^2 \left[ 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right] \quad (9-10)$$

式中，

$P_p$  = 牆背之被動土壓力合力 (tf/m)

$\sigma_p$  = 牆背  $h$  深度處之單位面積被動土壓力 (tf/m<sup>2</sup>)

其餘符號與第 9.2.2 節之符號說明相同。

#### 9.2.4 動態主動土壓力

地震時，擋土牆承受之主動土壓力合力 $P_{AE}$ ，依(9-11)式計算。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{AE} \quad (9-11)$$

其中， $K_{AE}$ 為地震時之主動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \varphi)}{\cos \varphi \cos^2 \theta \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi - \alpha)}{\cos(\delta + \varphi + \theta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (9-12)$$

式內，

$P_{AE}$  = 地震時，牆背之主動土壓力合力 (tf/m)

$H$  = 擋土牆高度 (m)

$$\varphi = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$k_v$  = 垂直向地震係數

$k_h$  = 水平向地震係數

其餘符號與第 9.2.2 節之符號說明相同。

#### 9.2.5 動態被動土壓力

地震時，擋土牆承受之被動土壓力 $P_{PE}$ ，可依式(9-13)計算。

$$P_{PE} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (1 - k_v) \cdot K_{PE} \quad (9-13)$$

其中， $K_{PE}$ 為地震時之被動土壓力係數，可依下列方式計算：

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \varphi)}{\cos \varphi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \varphi) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \varphi + \alpha)}{\cos(\delta - \theta + \varphi) \cos(\alpha - \theta)}} \right]^2} \quad (9-14)$$

式內，

$P_{PE}$  = 地震時，牆背之被動土壓力合力 (tf/m)

$H$  = 擋土牆高度 (m)

$$\varphi = \tan^{-1} \left( \frac{k_h}{1 - k_v} \right)$$

$k_v$  = 垂直向地震係數

$k_h$  = 水平向地震係數

## 9.2.6 水壓力

當擋土牆背後上層中有  $H_w$  高度之水位時，擋土牆背除承受側向土壓力之外，亦應依式(9-15)計算牆背水位造成之水壓力

$$P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad (9-15)$$

式內，

$P_w$  = 牆背之水壓力 (tf/m)

$H_w$  = 牆背水位高度 (m)

$\gamma_w$  = 水單位重 (tf/m<sup>3</sup>)

如牆背及牆底有滲流狀況時，應考慮滲流造成之影響。

地震時，牆背地下水所造成之動態水壓力增量  $\Delta P_{we}$  及其合力之作用點位置應妥予計算。

## 9.2.7 地表上方載重

1. 擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得折算成等值填土高度，並依前節計算方法計算其對擋土牆造成之側向壓力。
2. 擋土牆背地表受有線形超載重或集中超載重時，得依據主動土壓破壞面之影響範圍，依圖 9-3 計算其增加之側向壓力。

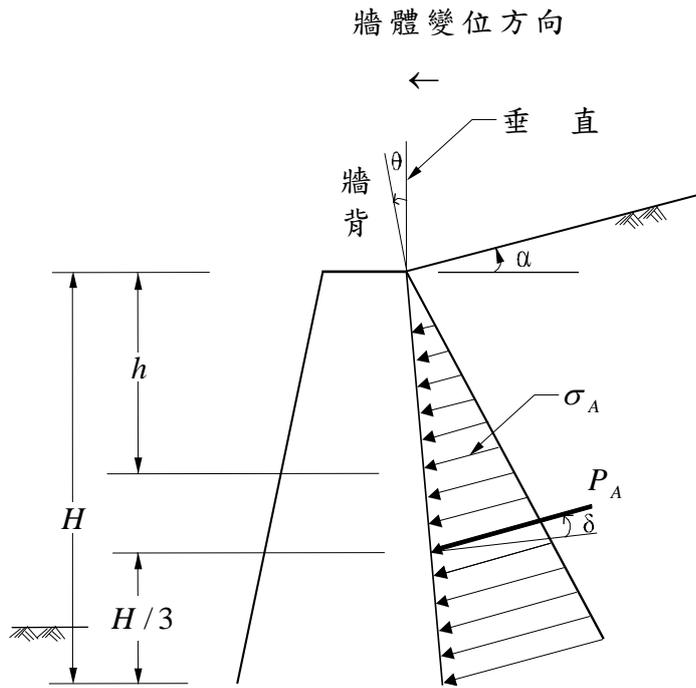


圖 9-1 主動土壓力

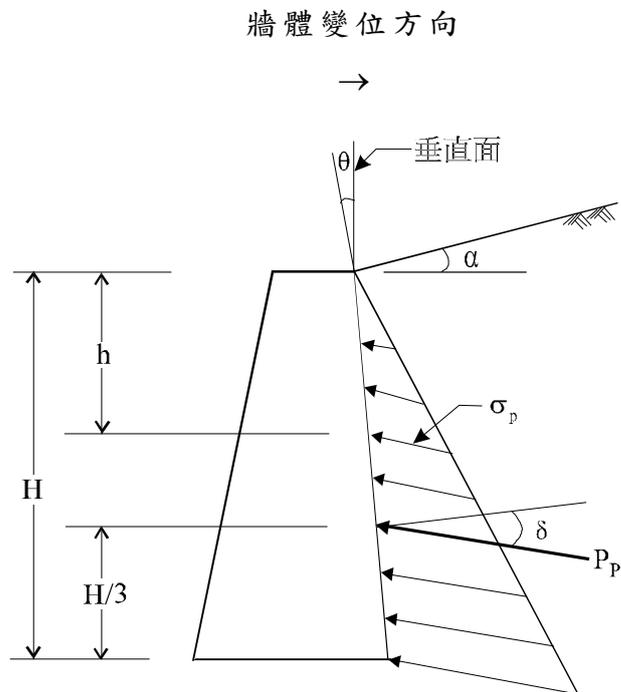
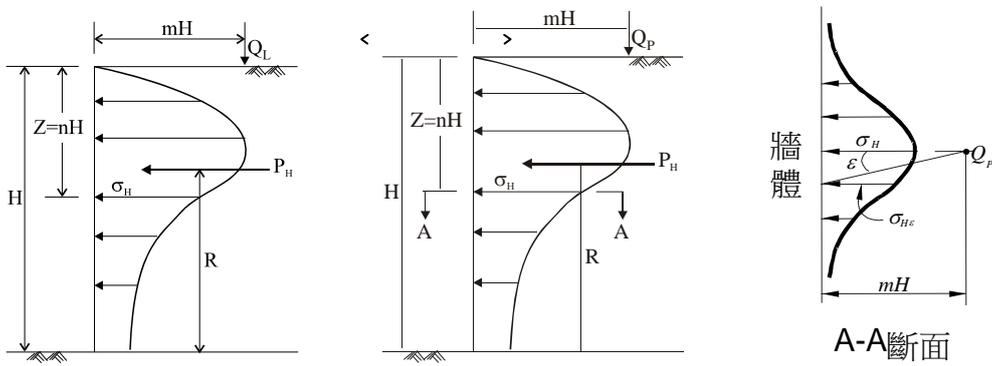
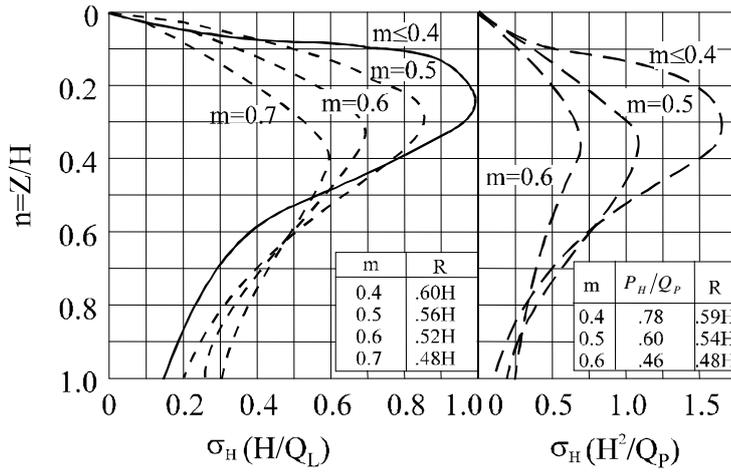


圖 9-2 被動土壓力圖



$m \leq 0.4$  時

$$\sigma_H \left( \frac{H}{Q_L} \right) = \frac{0.20n}{(0.16 + n^2)^2}$$

$$P_H = 0.55Q_L$$

$m > 0.4$  時

$$\sigma_H \left( \frac{H}{Q_L} \right) = \frac{1.28m^2n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$P_H = \frac{0.64Q_L}{(m^2 + 1)}$$

線形超載狀況

$m \leq 0.4$  時

$$\sigma_H \left( \frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{0.28n^2}{(0.16 + n^2)^3}$$

$m > 0.4$  時

$$\sigma_H \left( \frac{H^2}{Q_P} \right) = \frac{1.77m^2n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$\sigma_{H\epsilon}' = \sigma_H \cos^2(1.10\epsilon)$$

集中超載狀況

圖 9-3 線形及集中超載荷重之側壓力

## 分冊三

# PBD2-1 一般建築物耐震設計規範 (草案)

本草案版本僅供法規推動之用  
請勿逕行作為耐震設計之依據

委託單位：行政院公共工程委員會技術處  
研究單位：財團法人國家實驗研究院  
國家地震工程研究中心

中華民國九十八年七月



# 目錄

第 1 章 總則	
1.1 通則	1-1
1.2 耐震用途群組及耐震性能目標	1-1
1.2.1 耐震用途群組	1-1
1.2.2 耐震性能目標	1-2
1.3 居住重要性因子	1-2
1.4 耐震設計類別	1-2
1.5 耐震工程品管	1-2
1.5.1 通則	1-2
1.5.2 結構系統規劃	1-2
1.5.3 非破壞性檢測	1-3
1.5.4 結構耐震施工品質管制	1-3
1.6 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強	1-3
1.6.1 通則	1-3
1.6.2 耐震能力評估與耐震補強	1-4
1.6.3 耐震補強效果之確認	1-4
1.6.4 耐震補強之施工	1-4
1.7 施工中地震之考慮	1-4
1.8 地震儀之裝置	1-4
第 1 章附表	1-5
第 2 章 地震地表運動	
2.1 一般工址之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數	2-1
2.2 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	2-1
2.3 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數	2-2
2.4 工址設計與最大考量水平譜加速度係數	2-2
2.5 臺北縣市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數	2-2
2.5.1 臺北盆地微分區	2-2
2.5.2 臺北縣市一般震區	2-3
2.6 建築物阻尼比異於 5% 之設計水平加速度反應譜係數	2-3
第 2 章附表	2-4
第 3 章 建築結構耐震設計基準	
3.1 通則	3-1
3.1.1 一般原則	3-1
3.1.2 基面之認定	3-1
3.2 地震載重效應組合	3-1
3.3 抵抗地震力之結構系統	3-1
3.3.1 結構系統	3-1
3.3.2 結構系統之限制	3-2
3.3.3 結構系統韌性容量	3-2
3.3.4 規則性與不規則性結構	3-3
3.4 結構分析程序之選擇	3-3

3.5	建築結構耐震性能檢核－變形與極限層剪力強度要求	3-3
3.5.1	中小度地震下之變形要求	3-3
3.5.2	設計地震下之變形要求	3-4
3.5.3	極限層剪力強度之檢核	3-4
3.6	系統詳細要求	3-4
3.6.1	通則	3-4
3.6.2	結構系統要求	3-5
	第 3 章附表	3-8
第 4 章	結構分析程序	
4.1	通則	4-1
4.2	線性靜力分析方法	4-1
4.2.1	建築物基本振動週期	4-1
4.2.2	最小設計水平總橫力	4-1
4.2.3	起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數	4-2
4.2.4	中小度地震與最大考量地震之設計地震力	4-2
4.2.5	地震力之豎向分配	4-3
4.2.6	建築物地下部分之設計水平地震力	4-4
4.2.7	意外扭矩	4-4
4.2.8	傾倒力矩	4-4
4.2.9	層間相對側向位移	4-4
4.2.10	考慮 P- $\Delta$ 效應	4-5
4.3	線性動力分析－反應譜振態疊加法	4-5
4.3.1	總橫力之調整	4-5
4.3.2	結構動力分析模式	4-6
4.3.3	多振態反應譜疊加法	4-6
4.3.4	動態扭矩	4-7
4.3.5	建築物地下部分之設計地震力	4-7
4.4	歷時分析法	4-7
4.4.1	線性歷時分析	4-7
4.4.2	非線性歷時分析	4-8
4.5	非線性靜力分析法	4-8
4.5.1	模擬	4-8
4.5.2	分析	4-9
4.5.3	有效降伏強度及有效週期	4-9
4.5.4	形狀向量	4-9
4.5.5	目標位移	4-10
4.5.6	層間相對側向位移	4-10
4.5.7	桿件強度	4-10
4.5.8	設計地震力之分佈	4-10
4.5.9	詳細評估	4-11
4.6	土壤結構互制效應	4-11
4.6.1	通則	4-11
4.6.2	等效側力	4-11
4.6.3	反應譜分析程序	4-14

第 4 章附表附圖	4-16
第 5 章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材與設備的耐震設計	
5.1 適用範圍	5-1
5.2 最小設計總橫力	5-1
5.3 設備設計規範	5-2
5.4 重要或儲存危險物品建築物中設備之設計	5-2
5.5 替代設計法	5-2
第 5 章附表	5-3
第 6 章 非建築結構物之地震力	
6.1 適用範圍	6-1
6.2 設計地震力	6-1
6.3 剛性結構物之設計地震力	6-1
6.4 具支承底座之儲水槽	6-1
6.5 其他非建築結構物	6-2
第 6 章附表	6-2
第 7 章 基礎設計要求	
7.1 適用範圍	7-1
7.2 一般設計要求	7-1
7.2.1 基礎構材	7-1
7.2.2 土壤承載容量	7-1
7.2.3 基礎之力-變形特性	7-1
7.3 耐震設計類別 C	7-1
7.3.1 調查	7-1
7.3.2 單樁式結構	7-1
7.3.3 基礎繫桿	7-2
7.3.4 樁之特別要求	7-2
7.4 耐震設計類別 D	7-3
7.4.1 調查	7-3
7.4.2 液化潛能與土壤強度喪失	7-3
7.4.3 基礎繫桿	7-4
7.4.4 樁與地梁特別要求	7-4
第 8 章 鋼與鋼筋混凝土構造	
8.1 適用範圍	8-1
8.2 一般設計要求	8-1
8.2.1 鋼造構材	8-1
8.2.2 鋼筋混凝土剪力牆構材	8-1
8.3 結構鋼	8-1
8.4 耐震設計類別 C、D	8-1
8.5 挫屈束制支撐鋼構架之耐震設計規定	8-1
8.5.1 符號	8-1
8.5.2 詞彙定義	8-2
8.5.3 設計要求	8-2

8.6	特殊鋼板剪力牆構架之耐震設計	8-8
8.6.1	範圍	8-8
8.6.2	牆體	8-8
8.6.3	牆體與周圍構件之接合	8-9
8.6.4	周圍構件	8-9
8.6.5	耐震設計參數	8-10

# 第 1 章 總 則

## 1.1 通則

本規範係基於耐震性能之考量，制定耐震性能設計之分級管控措施，採取將地震地表運動、設計程序與分析程序分別制定成專章規定之措施，並將其他與耐震設計相關但又未於其他設計規範中有所規定者，分別於本耐震設計規範中制定成專章作為額外附加之規定。

## 1.2 耐震用途群組及耐震性能目標

### 1.2.1 耐震用途群組

建築物的耐震用途群組依下列規定：

#### 第Ⅲ耐震用途群組

地震災害發生後，必須維持機能以救濟大眾之重要建築物，包括：

- (1) 中央、直轄市及縣(市)政府、鄉鎮市(區)公所之辦公廳舍。
- (2) 消防、警務及電信單位執行公務之建築物。
- (3) 國中、小學校之校舍。
- (4) 教學醫院、區域醫院、省市立醫院或政府指定醫院。
- (5) 發電廠、自來水廠與緊急供電、供水直接有關之廠房與建築物。
- (6) 其他經中央主管機關認定之建築物。

儲存多量具有毒性、爆炸性等危險物品之建築物。

#### 第Ⅱ耐震用途群組

下列公眾使用之建築物：

- (1) 教育文化類：幼稚園；各級學校校舍(第一類建築物之外)；集會堂、活動中心；圖書館、資料館；博物館、美術館、展覽館；寺廟、教堂；補習班；體育館。
- (2) 衛生及社會福利類：醫院、診所(第一類建築物之外)；安養、療養、扶養、教養場所；殯儀館。
- (3) 營業類：餐廳；百貨公司、商場、超級市場、零售市場；批發量販營業場所；展售場、觀覽場；地下街。
- (4) 娛樂業：電影院、演藝場所、歌廳；舞廳、舞場、夜總會；錄影節目播映、視聽歌唱營業場所；保齡球館。
- (5) 工作類：金融證券營業交易場所之營業廳。
- (6) 遊覽交通類：車站、航運站。
- (7) 其他經中央主管機關認定之建築物。

一棟建築物如係混合使用，上述供公眾使用場所累計樓地板面積超過三千平方公尺或總樓地板面積百分之二十以上時，才歸屬第Ⅱ耐震用途群組；如一棟建築物單種用途使用時，必須總樓版面積超過一千平方公尺，才歸屬第Ⅱ耐震用途群組。

#### 第Ⅰ耐震用途群組

其他一般建築物。

## 1.2.2 耐震性能目標

不同耐震用途群組的建築物在各地震危害層級作用下之最低耐震性能要求應依表 1-1 之規定。

當建築物有多種用途時，應取其最高類的建築物類別進行設計。

當第一類建築物的工作通道需要通過相鄰建築物時，相鄰建築物應該符合耐震用途群組 III 的設計要求。當工作通道與其他建築物之距離小於 3.0m 時，第一類建築物應對可能來自鄰近建築物落下的碎片採取防護措施。

其他更高等級之性能標的可由業主訂定之，例如在表 1-1 中增加訂定 50%/50 年地震須達正常運作建物性能水準之要求。

## 1.3 居住重要性因子

每一結構應依照表 1-2 指定一個居住重要性因子  $I$ 。

## 1.4 耐震設計類別

針對所有結構，不論其基本振動週期為何，應藉由耐震用途群組以及設計譜加速度係數  $S_{DS}$  (見第 2 章之定義)，依照表 1-3 之規定定義該結構之耐震設計類別；並藉以決定該結構之容許結構系統、高度與規則性之限制、必須設計以抵抗地震力之結構桿件、以及必須進行側向力分析之形式。

## 1.5 耐震工程品管

### 1.5.1 通則

為提昇建築結構耐震品質，建築結構之耐震設計與施工工程品管，除依相關法規已有明訂者從其規定外，應依本節之規定辦理，以保障公共之安全。

### 1.5.2 結構系統規劃

結構系統規劃宜考慮下列耐震較佳之設計：

1. 儘可能採用簡單，對稱及規則之外型。
2. 使用較輕之建築物重量。
3. 避免較高之細長比。
4. 提供贅餘度及韌性以克服地震力作用之不確定性。
5. 提供足夠之勁度以限制側向位移減少相關之損壞。
6. 提供足夠之柔度以限制加速度減少相關之損壞。
7. 提供韌度及穩定度於後彈性往復行為時之強度與勁度。
8. 提供均勻之強度、勁度及韌性，且連續分佈。
9. 依基礎及土壤型式提供適當之基礎結構強度與勁度。
10. 使用較短之跨度及較近之柱距。

11. 將每一樓層包括基礎之垂直構材聯繫在一起。
12. 確定及提供一系列之韌性連接以吸收非線性之反應；使用容量設計之原則以避免脆性破壞。
13. 考慮採用消能設施作為設計之策略。
14. 考慮採用隔震設施作為設計之策略。

### 1.5.3 非破壞性檢測

抗彎矩構架及特殊抗彎構架，其完全束制接頭之銲接必須依核准之標準及工作規範作非破壞性試驗。此檢測計畫至少包括：

1. 所有接頭與搭接之全滲透銲(Complete penetration groove welds)須 100%接受超音波或 X 光等試驗。
2. 當用於柱搭接之半滲透銲(Partial penetration groove welds)須根據圖說與施工規範之規定接受超音波或 X 光等試驗。  
例外：若其有效銲喉小於 19mm 厚，則可不須作非破壞性試驗，對此銲接，連續性監造為必要者。
3. 金屬基板其厚度大於 38mm 者，當承受全厚度銲接時會產生收縮應變，必須在接合處完成後，對銲道後方直接作超音波等試驗監造以校核其有否不連續處。

任何材料之不連續性必須根據標準之規定之缺陷評分來決定是接受或拒絕接受。

### 1.5.4 結構耐震施工品質管制

施工計畫書中之內容除建築主管機關之規定者外，得包含品質管制計畫，提出品質管制計畫報告書。

施工品質管制計畫內容至少應包括：

- (1) 品質管制預定表。
- (2) 工程品質管制表。
- (3) 自主檢查表。

施工品質管制計畫報告書至少應包括：

- (1) 一般工程概要。
- (2) 使用之材料與施工方法。
- (3) 試驗與檢查部位。

## 1.6 既有建築物之耐震能力評估與耐震補強

### 1.6.1 通則

既有建築物依法令須辦理耐震能力評估者，經評估後認為有必要提昇其耐震能力時，應運用耐震補強技術，採取適當改善措施，以提昇建築物之安全性。耐震能力評估與耐震補強應依建築主管機關認可之相關技術資料辦理，耐震補強設計應依規定送請建築主管機關審查認可後方可施工。辦理建築物耐震能力評估與耐震補強之人員，應為經建築主管機關認可者。

### 1.6.2 耐震能力評估與耐震補強

1. 建築物進行耐震能力評估前，應對主要結構部份(如梁、柱、剪力牆與斜撐系統等)作實地調查。並應充分了解建築物之現況、震害經驗與修復補強情形等影響耐震能力之各項因素。
2. 耐震能力評估與補強的基準應為建築主管機關所認可者，耐震能力評估的方法應為公認之學理。
3. 耐震補強應依據耐震能力評估之結果，作通盤檢討後確認建築物之耐震安全性。如有必要作補強以提昇其耐震能力時，應依建築主管機關規定之程序辦理。
4. 耐震補強應依其補強的目標，採用改善結構系統、增加結構體韌性與強度等方式進行，惟應注意各項抗震構材之均衡配置，以使建築物整體結構系統耐震能力之均衡提昇。
5. 耐震補強或改修不得產生有害基礎安全之情形(如沈陷、變形等)。

### 1.6.3 耐震補強效果之確認

1. 耐震補強應以分析計算方法或實測法等已公認之學理與方法，進行補強效果之確認。
2. 耐震補強應有餘裕的設計、確實的施工及嚴格的品管等，以達到預期的目標。

### 1.6.4 耐震補強之施工

1. 耐震補強應注意施工中之安全。尤其建築物在繼續使用中或以階段施工方式進行耐震補強時，應輔以必要之臨時安全支撐，以避免施工過程結構系統產生弱點。
2. 施工時應防止噪音、振動及其他有害環境衛生之情形產生。

## 1.7 施工中地震之考慮

施工中結構體之支撐及臨時結構物亦應考慮其耐震性，惟設計之回歸期可較短。此外，施工中遭遇較大地震後，應檢核建築物是否超過彈性限度。

## 1.8 地震儀之裝置

主管建築機關得依地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構之請，規定建築業主於建築物設計建造時，應配合留出適當空間，供地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構設置地震記錄儀，並於建築物使用時保管之，地震後由地震測報主管機關或地震研究機構或建築研究機構收集紀錄存查。興建完成之建築物需要設置地震儀者，得依照前項規定辦理。

表 1-1 不同地震危害層級下的最低耐震性能要求

地震危害層級	耐震用途群組		
	I	II	III
EQ-I ( $S_{ad}/4.2$ )	維持彈性	維持彈性	維持彈性
EQ-II ( $10\%/50$ ) <sup>1</sup>	生命安全(LS)	0.5 (LS+IO)	立即居住(IO)
EQ-III ( $2\%/50$ ) <sup>2</sup>	防止倒塌(CP)	0.5 (CP+LS)	生命安全(LS)

註 1：立即居住(IO)，生命安全(LS)與防止倒塌(CP)之性能水準限度值將隨結構系統不同而改變，其值見表 3-4。

註 2：EQ-III ( $2\%/50$  年)下的最低變形耐震性能要求不必查核，但改為對極限層剪力強度性能之檢核。

表 1-2 居住重要性因子

耐震用途群組	<i>I</i>
I	1.0
II	1.25
III	1.5

表 1-3 基於 $S_{DS}$ 訂定之耐震設計類別

$S_{DS}$ 值之範圍	耐震用途群組		
	I	II	III
$0.5 \leq S_{DS} < 0.6$	C	C	D
$0.6 \leq S_{DS}$	D	D	D



## 第 2 章 地震地表運動

### 2.1 一般工址之震區短週期與一秒週期水平譜加速度係數

震區短週期及一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，設計地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。

震區短週期及一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$  分別代表工址所屬震區在堅實地盤下，最大考量地震作用時之短週期結構與一秒週期結構之 5% 阻尼譜加速度與重力加速度  $g$  之比值。

我國之震區係以鄉、鎮、市等行政區為單位劃分，各微分區內之震區設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$  乃根據 50 年 10% 超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 475 年；震區最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$  則根據 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析訂定，地震回歸期為 2500 年。

除臺北縣市另於 2.5 節規定外，其餘各縣市之震區設計水平譜加速度係數  $S_s^D$  與  $S_1^D$ ，以及震區最大考量水平譜加速度係數  $S_s^M$  與  $S_1^M$ ，如表 2-1 所示。

### 2.2 工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數

除臺北盆地外，一般工址區域之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{DI}$ ，以及工址短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  與  $S_{MI}$  依下式計算：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_s^D & S_{MS} &= F_a S_s^M \\ S_{DI} &= F_v S_1^D & S_{MI} &= F_v S_1^M \end{aligned} \quad (2-1)$$

其中， $F_a$  為反應譜等加速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區短週期水平譜加速度係數  $S_s$  ( $S_s^D$  或  $S_s^M$ ) 而改變；而  $F_v$  為反應譜等速度段之工址放大係數，隨地盤種類與震區一秒週期水平譜加速度係數  $S_1$  ( $S_1^D$  或  $S_1^M$ ) 而改變，可分別由表 2-2(a) 與 2-2(b) 求得工址放大係數  $F_a$  與  $F_v$ 。

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除台北盆地外，餘依工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速  $V_{S30}$  決定之。 $V_{S30} \geq 270 \text{ m/s}$  者為第一類地盤(堅實地盤)； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270 \text{ m/s}$  者，為第二類地盤(普通地盤)； $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$  者，為第三類地盤(軟弱地盤)。工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速  $V_{S30}$  依下列公式計算：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i / V_{si}} \quad (2-2)$$

其中， $d_i$  為第  $i$  層土層之厚度(m)，滿足  $\sum_{i=1}^n d_i = 30 \text{ m}$ 。 $V_{si}$  為第  $i$  層土層之平均剪力波速(m/sec)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

粘性土層：

$$V_{si} = \begin{cases} 120q_u^{0.36} & ; N_i < 2 \\ 100N_i^{1/3} & ; 2 \leq N_i \leq 25 \end{cases} \quad (2-3a)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad ; \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-3b)$$

其中， $N_i$ 為由標準貫入試驗所得之第*i*層土層之平均*N*值； $q_u$ 為第*i*層土層之單壓無圍壓縮強度(kgf/cm<sup>2</sup>)。

## 2.3 近斷層區域之工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數：

本規範規定必須考慮區域近斷層效應之臺灣地區活動斷層如表 2-3 所列，包括獅潭斷層、神卓山斷層、屯子腳斷層、車籠埔斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、新化斷層與米崙斷層、玉里斷層、池上斷層、奇美斷層等曾經引致大規模地震之第一類活動斷層；而屬近斷層區域之工址範圍如表 2-4-1 至表 2-4-7 所列。近斷層區域工址短週期及一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ ，及工址短週期及一秒週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與 $S_{M1}$ 直接依下式計算：

$$S_{DS} = F_a(S_s^D N_A) ; \quad S_{MS} = F_a(S_s^M N_A) ; \quad N_A \geq 1.0 \quad (2-4a)$$

$$S_{D1} = F_v(S_1^D N_v) ; \quad S_{M1} = F_v(S_1^M N_v) ; \quad N_v \geq 1.0 \quad (2-4b)$$

其中， $F_a$ 與 $F_v$ 分別為反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數，依 2.2 節規定計算，但採水平譜加速度係數 $S_s^D N_A$  (或 $S_s^M N_A$ )與 $S_1^D N_v$  (或 $S_1^M N_v$ )配合表 2-2(a)與 2-2(b)來求值。 $N_A$ 與 $N_v$ 分別代表反應譜等加速度段與等速度段之近斷層調整因子，其值在設計地震與最大考量地震下並不相同，並隨工址與斷層之水平距離*r*而改變，如表 2-4-1 至表 2-4-7 所列。

## 2.4 工址設計與最大考量水平譜加速度係數

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 $S_{ad}$ ，隨建築物基本振動週期*T*與工址短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 而改變；工址最大考量水平譜加速度係數 $S_{am}$ ，隨建築物基本振動週期*T*與工址短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 及 $S_{M1}$ 而改變。工址設計水平譜加速度係數 $S_{ad}$ 與最大考量水平譜加速度係數 $S_{am}$ 分別如表 2-5(a)與 2-5(b)所示。其中，表 2-5(a)與 2-5(b)中之短週期與中、長週期的分界 $T_0^D$ 與 $T_0^M$ 分別滿足

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad ; \quad T_0^M = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (2-5)$$

## 2.5 臺北縣市之工址設計與最大考量水平譜加速度係數

臺北縣市之震區分為臺北盆地及一般震區。

### 2.5.1 臺北盆地微分區

臺北盆地區域，包括臺北市及臺北縣之三重市、新莊市、板橋市、中和市、永和市、新店市、土城市、樹林市、蘆洲鄉、五股鄉、泰山鄉、淡水鎮、八里鄉、汐止市等地區，並劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-6(a)所示。各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 以及反應譜短週期

與中週期分界之轉換週期 $T_0^D$ 及 $T_0^M$ 如表 2-6(c)所示。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 與轉換週期 $T_0^D$ 而改變，如表 2-7(a)所示；工址最大考量水平譜加速度係數 $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 與轉換週期 $T_0^M$ 而改變，如表 2-7(b)所示。

### 2.5.2 臺北縣市一般震區

臺北縣市非屬盆地範圍之一般震區包含之鄉鎮村里如表 2-6(b)所示，其工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ 依 2.2 節與 2.4 節之規定計算，震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數 $S_S^D$ 與 $S_1^D$ ，與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數 $S_S^M$ 與 $S_1^M$ 如表 2-6(b)所示。

若表 2-6(a) 及表 2-6(b)中所列村里有所遺漏時，請參酌附近地區之震區劃分，決定工址之地震分區，並依相關規定計算設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ 。針對列於表 2-6(a)中且屬盆地邊緣之村里，對於工址高程位於海平面 20 公尺以上者，可用一般震區規定設計，其設計值可參照相鄰地區，依據表 2-6(b)之規定辦理。

## 2.6 建築物阻尼比異於 5% 之設計水平加速度反應譜係數

建築物因地上結構、地下室結構及基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比不同時，得依可信理論計算複合振態阻尼比。建築物阻尼比異於 5% 阻尼時，可由表 2-8 內插短週期與長週期的阻尼修正係數 $B_S$ 與 $B_1$ 。如無特別說明，結構阻尼比均設定為 5%，而阻尼修正係數 $B_S=B_1=1.0$ 。

一般工址或近斷層區域之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、修正後之工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_S$ 與 $S_{D1}/B_1$ 而改變，如表 2-9 所示。其中， $S_{DS}$ 與 $S_{D1}$ 應按 2.2 或 2.3 節之規定計算，且經阻尼修正係數修正後之反應譜短週期與中週期的分界 $T_0$ 應由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{D1}B_S}{S_{DS}B_1} \quad (2-6)$$

臺北盆地之設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期 $T$ 、修正後之工址短週期與中長週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}/B_S$ 與 $T_0S_{DS}/B_1T$ 而改變，如表 2-10 所示。其中，經阻尼修正係數修正後之反應譜短週期與中週期的分界 $T_0$ 應由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^D B_S}{B_1} \quad (2-7)$$

而 $S_{DS}$ 與 $T_0^D$ 則見表 2-6(c)。

表 2-1 震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$ ，與震區短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_S^M$  與  $S_1^M$

縣市	鄉鎮市區	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
基隆市	中正區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	七堵區	0.6	0.3	0.8	0.45	
	暖暖區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁愛區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	中山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	安樂區	0.6	0.3	0.8	0.5	
	信義區	0.6	0.35	0.8	0.5	
宜蘭縣	宜蘭市	0.8	0.45	0.9	0.55	
	羅東鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	蘇澳鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	
	頭城鎮	0.8	0.45	0.9	0.55	
	礁溪鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	壯圍鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	員山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	冬山鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	五結鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	三星鄉	0.8	0.45	0.9	0.55	
	大同鄉	0.8	0.45	0.9	0.5	
	南澳鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
桃園縣	桃園市	0.5	0.3	0.8	0.4	
	中壢市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	大溪鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	楊梅鎮	0.6	0.35	0.8	0.45	
	蘆竹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	大園鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	龜山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	八德市	0.6	0.3	0.8	0.45	
	龍潭鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	平鎮市	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新屋鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	觀音鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	復興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
新竹縣	竹北市	0.7	0.35	0.9	0.5	
	竹東鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新埔鎮	0.7	0.35	0.8	0.5	
	關西鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	湖口鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新豐鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	

	芎林鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橫山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	獅潭與神卓山斷層
	寶山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	峨眉鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	尖石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	五峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
新竹市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.35	0.9	0.5	
	香山區	0.7	0.4	0.9	0.5	
苗栗縣	苗栗市	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	苑裡鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	通霄鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	竹南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	頭份鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山斷層
	後龍鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	卓蘭鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大湖鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山、屯子腳、車籠埔斷層
	公館鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	銅鑼鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	南庄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	頭屋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三義鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	西湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	造橋鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
	三灣鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層
獅潭鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	獅潭與神卓山斷層	
泰安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	獅潭與神卓山、車籠埔斷層	
臺中縣	豐原市	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	東勢鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	清水鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	沙鹿鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳斷層
	梧棲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	后里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	神岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	潭子鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	大雅鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	新社鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
	石岡鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層

	外埔鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	大安鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	烏日鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大肚鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	龍井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳斷層
	霧峰鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	太平市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	大里市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	和平鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
臺中市	中區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	南區	0.7	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	北區	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	西屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	屯子腳、車籠埔斷層
	南屯區	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	北屯區	0.8	0.45	1.0	0.55	屯子腳、車籠埔斷層
彰化縣	彰化市	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	鹿港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	和美鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	線西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	伸港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	福興鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	秀水鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	花壇鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	芬園鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	員林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	溪湖鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田中鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	大村鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	埔鹽鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埔心鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	永靖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	社頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	二水鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	北斗鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	二林鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	田尾鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	埤頭鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	芳苑鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大城鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
竹塘鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		

	溪州鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
南投縣	南投市	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	埔里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	草屯鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	竹山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	集集鎮	0.8	0.45	1.0	0.5	車籠埔斷層
	名間鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	鹿谷鄉	0.8	0.45	1.0	0.5	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	中寮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	車籠埔斷層
	魚池鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	國姓鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	水里鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	車籠埔斷層
	信義鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	仁愛鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
雲林縣	斗六市	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	斗南鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	虎尾鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西螺鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	土庫鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北港鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	古坑鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、車籠埔斷層
	大埤鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	莿桐鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	林內鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、車籠埔斷層
	二崙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	崙背鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	麥寮鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東勢鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	褒忠鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	臺西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	元長鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	四湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
口湖鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
水林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
嘉義縣	太保市	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	朴子市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	布袋鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	

	大林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山、大尖山與觸口斷層
	民雄鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	溪口鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
	六腳鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東石鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	義竹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹿草鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	水上鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	中埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	竹崎鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	梅山鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口、梅山斷層
	番路鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	大埔鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	阿里山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
嘉義市	東區	0.8	0.45	1.0	0.55	梅山斷層
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	梅山斷層
臺南縣	新營市	0.7	0.4	0.9	0.5	
	鹽水鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	白河鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	大尖山與觸口斷層
	柳營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	後壁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	東山鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	大尖山與觸口斷層
	麻豆鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	下營鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六甲鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	官田鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	大內鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	佳里鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	學甲鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西港鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	七股鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	將軍鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	新化鎮	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	善化鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	新市鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
安定鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層	
山上鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層	

	玉井鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	楠西鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南化鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	左鎮鄉	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
	仁德鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	歸仁鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	關廟鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	龍崎鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	新化斷層
	永康市	0.8	0.4	1.0	0.55	新化斷層
臺南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	南區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	西區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	北區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	中區	0.7	0.4	0.9	0.5	
	安南區	0.7	0.4	0.9	0.55	新化斷層
	安平區	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄縣	鳳山市	0.5	0.35	0.7	0.5	
	林園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	大寮鄉	0.5	0.35	0.7	0.45	
	大樹鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	大社鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	仁武鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鳥松鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	岡山鎮	0.7	0.35	0.9	0.5	
	橋頭鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	燕巢鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	田寮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	阿蓮鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	路竹鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	湖內鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	茄萣鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	永安鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	彌陀鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	梓官鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	旗山鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	美濃鎮	0.7	0.4	0.9	0.5	
	六龜鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	甲仙鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	杉林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	內門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
茂林鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		
桃源鄉	0.7	0.4	0.9	0.5		

	三民鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
高雄市	鹽埕區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	鼓山區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	左營區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	楠梓區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	三民區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	新興區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	前金區	0.6	0.35	0.8	0.5	
	苓雅區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	前鎮區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	旗津區	0.5	0.35	0.7	0.5	
	小港區	0.5	0.35	0.7	0.45	
屏東縣	屏東市	0.6	0.35	0.8	0.5	
	潮州鎮	0.6	0.3	0.8	0.45	
	東港鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	恆春鎮	0.5	0.3	0.7	0.4	
	萬丹鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	長治鄉	0.7	0.35	0.8	0.5	
	麟洛鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	九如鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	里港鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
	鹽埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	高樹鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	萬巒鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	內埔鄉	0.6	0.35	0.8	0.5	
	竹田鄉	0.6	0.35	0.8	0.45	
	新埤鄉	0.6	0.3	0.7	0.4	
	枋寮鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	新園鄉	0.5	0.3	0.7	0.45	
	崁頂鄉	0.5	0.3	0.8	0.45	
	林邊鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	南州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	佳冬鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	琉球鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	車城鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	滿州鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	枋山鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	三地門鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	霧臺鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	瑪家鄉	0.7	0.35	0.9	0.5	
泰武鄉	0.7	0.35	0.9	0.5		
來義鄉	0.6	0.3	0.8	0.45		

	春日鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	獅子鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	牡丹鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
澎湖縣	馬公市	0.5	0.3	0.7	0.4	
	湖西鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	白沙鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	西嶼鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
	望安鄉	0.5	0.3	0.7	0.4	
臺東縣	臺東市	0.8	0.45	1.0	0.55	
	成功鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	關山鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	卑南鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	鹿野鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	池上鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	東河鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	長濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	太麻里鄉	0.7	0.4	0.9	0.55	
	大武鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
	綠島鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	海端鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	延平鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	
	金峰鄉	0.7	0.4	0.9	0.5	
	達仁鄉	0.6	0.3	0.8	0.45	
蘭嶼鄉	0.8	0.4	0.9	0.55		
花蓮縣	花蓮市	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	鳳林鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	玉里鎮	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	新城鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	吉安鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	壽豐鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	光復鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	豐濱鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	瑞穗鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	富里鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	秀林鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	萬榮鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
	卓溪鄉	0.8	0.45	1.0	0.55	花東地區斷層
金門與馬祖地區		0.5	0.3	0.7	0.4	

表 2-2(a) 短週期結構之工址放大係數 $F_a$  (線性內插求值)

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 $S_S$ ( $S_S^D$ 或 $S_S^M$ )				
	$S_S \leq 0.5$	$S_S = 0.6$	$S_S = 0.7$	$S_S = 0.8$	$S_S \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 2-2(b) 長週期結構之工址放大係數 $F_v$  (線性內插求值)

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_1^D$ 或 $S_1^M$ )				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 2-3 本規範規定必須考慮區域近斷層效應之第一類活動斷層性質表

斷層名稱	斷層性質	地表破裂長度	歷史最大地震	備註
(1) 獅潭斷層 神卓山斷層	逆斷層	15 公里 5 公里	M7.1 (1935.04.21)	
(2) 屯子腳斷層	右移兼逆斷層	7 公里	M7.1 (1935.04.21)	
(3) 車籠埔斷層	逆斷層	105 公里	M7.3 (1999.09.21)	
(4) 梅山斷層	右移斷層	13 公里	M7.0 (1906.03.17)	
(5) 大尖山斷層 觸口斷層	逆斷層	25 公里 67 公里	M7.1 (1941.12.17)	以中埔地震為歷史最大地震
(6) 新化斷層	右移逆斷層	6 公里	M6.3 (1946.12.05)	
(7) 米崙斷層 玉里斷層 池上斷層 奇美斷層	左移兼逆斷層	>25 公里 37 公里 11 公里 18 公里	M7.3 (1951.11.25)	

表 2-4-1：近車籠埔斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.23	1.16	1.07	1.03	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.36	1.32	1.22	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.25	1.20	1.10	1.03	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$8\text{km} < r \leq 12$ km	$r \geq 12$ km
	1.50	1.45	1.30	1.15	1.00

表 2-4-2：近獅潭與神卓山斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.33	1.27	1.10	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.26	1.18	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-4-3：近屯子腳斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.28	1.20	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.31	1.25	1.15	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 10$ km	$r \geq 10$ km
	1.26	1.17	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 10$ km
	1.42	1.32	1.15	1.00

表 2-4-4：近梅山斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.37	1.28	1.15	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.44	1.36	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.30	1.20	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.48	1.36	1.15	1.00

表 2-4-5：近新化斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.23	1.06	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.15	1.05	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.29	1.10	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r \geq 5$ km
	1.30	1.15	1.00

表 2-4-6：近大尖山與觸口斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.15	1.08	1.00	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.15	1.10	1.03	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.21	1.17	1.05	1.00
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$5\text{km} < r \leq 8$ km	$r \geq 8$ km
	1.42	1.35	1.15	1.00

表 2-4-7：近花東地區斷層(含米崙、玉里、池上與奇美斷層)調整因子  $N_A$  與  $N_V$

(a) 設計地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$r \geq 12 \text{ km}$
	1.42	1.37	1.28	1.14	1.00
$N_V$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$r \geq 12 \text{ km}$
	1.58	1.53	1.38	1.20	1.00

(b) 最大考量地震之調整因子

$N_A$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r \leq 15 \text{ km}$	$r \geq 15 \text{ km}$
	1.32	1.26	1.10	1.02	1.00	1.00
$N_V$	$r \leq 2 \text{ km}$	$2 \text{ km} < r \leq 5 \text{ km}$	$5 \text{ km} < r \leq 8 \text{ km}$	$8 \text{ km} < r \leq 12 \text{ km}$	$12 \text{ km} < r \leq 15 \text{ km}$	$r \geq 15 \text{ km}$
	1.58	1.48	1.30	1.16	1.05	1.00

表 2-5(a) 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{D1}/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 2-5(b) 一般工址或近斷層區域之工址最大水平譜加速度係數  $S_{aM}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4 + 3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{M1}/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 2-6(a) 臺北盆地範圍內之臺北一區、臺北二區及臺北三區劃分表 (共計 1084 村里)

縣市	鄉鎮市區	村里	微分區
臺北縣	三重市	全市所有里 (共 116 里)	臺北一區
臺北縣	蘆洲市	全市所有里 (共 36 里)	臺北一區
臺北縣	五股鄉	興珍村、更寮村、集福村、成州村、成功村、五股村、五福村、德音村、陸一村、貿商村、德泰村、成德村 (共 12 村)	臺北一區
臺北縣	泰山鄉	山腳村、福泰村、楓樹村、同榮村、義學村、明志村、貴子村、貴和村、同興村、義仁村、泰友村、新明村、貴賢村 (共 13 村)	臺北一區
臺北縣	永和市	全市所有里 (共 58 里)	臺北二區

臺北縣	土城市	埤塘里、土城里、員林里、員仁里、長風里、日新里、日和里、貨饒里、柑林里、埤林里、瑞興里、清水里、清和里、永豐里、清溪里、峰廷里、平和里、廷寮里、大安里、永寧里、沛陂里、頂埔里、頂福里、頂新里、樂利里、廣福里、學府里、延壽里、安和里、青雲里、員福里、延吉里、復興里、裕生里、員信里、永富里、學成里、延和里 (共 38 里)	臺北三區
臺北縣	新莊市	海山里、頭前里、國泰里、全安里、福基里、豐年里、忠孝里、恆安里、後港里、文衡里、中美里、興漢里、中和里、榮和里、中泰里、瓊林里、文德里、中誠里、文明里、中港里、思源里、立人里、仁愛里、立德里、信義里、立言里、和平里、立功里、化成里、立志里、思賢里、營盤里、自強里、自立里、幸福里、自信里、中華里、中隆里、中原里、中信里、建福里、中宏里、中全里、立泰里、全泰里、仁義里、立基里、昌明里、昌平里、文聖里、福營里、後德里、建安里 (共 53 里)	臺北一區
		八德里、西盛里、裕民里、富國里、南港里、民安里、民本里、光華里、光榮里、丹鳳里、光明里、合鳳里、雙鳳里、龍鳳里、四維里、萬安里、龍安里、成德里 (共 18 里)	臺北二區
臺北縣	樹林市	三多里、三福里、圳安里、保安里、潭底里、羌寮里、圳福里、光興里、金寮里、文林里 (共 10 里)	臺北二區
		樹德里、樹西里、樹南里、樹人里、坡內里、樹東里、大同里、和平里、彭厝里、彭福里、東山里、東陽里、東昇里、樹北里、樹興里、樹福里、彭興里、山佳里、育英里 (共 19 里)	臺北三區
臺北縣	板橋市	中正里、江翠里、純翠里、溪頭里、宏翠里、仁翠里、吉翠里、德翠里、滿翠里、松翠里、柏翠里、龍翠里、華翠里、忠翠里、嵐翠里、文翠里、青翠里、懷翠里、福翠里、港嘴里、振興里、振義里、光復里、埔墘里、長壽里、九如里、光仁里、埤墘里、永安里、雙玉里、廣新里、東丘里、文化里、新海里、富貴里、正泰里、松柏里、文聖里 (共 38 里)	臺北一區
		留侯里、流芳里、赤松里、黃石里、挹秀里、滿興里、新興里、社後里、香社里、自強里、自立里、光華里、國光里、港尾里、金華里、港德里、民權里、建國里、漢生里、公館里、新民里、幸福里、忠誠里、百壽里、介壽里、新埔里、華江里、聯翠里、新翠里、明翠里、福壽里、海山里、玉光里、深丘里、香丘里、西安里、長安里、福丘里、福祿里、民族里、國泰里、福德里、景星里、福星里、鄉雲里、廣德里、大豐里、仁愛里、	臺北二區

		華興里、華貴里、華東里、浮洲里、華中里、僑中里、中山里、復興里、大安里、福安里、聚安里、龍安里、崑崙里、香雅里、新生里、文德里、莒光里、民生里、後埔里、華福里、成和里、光榮里、民安里、陽明里、朝陽里、居仁里、莊敬里、東安里、大觀里、歡園里 (共 78 里)	
		重慶里、和平里、廣福里、華德里、信義里、溪洲里、溪北里、堂春里、五權里、溪福里 (共 10 里)	臺北三區
臺北縣	中和市	中原里、平河里、信和里、仁和里、中正里、建和里、連和里、連城里、力行里、枋寮里、漳和里、廟美里、福真里、福善里、福美里、福祥里、瓦瓦里、福和里、佳和里、安和里、泰安里、新南里、南山里、秀景里、秀峰里、頂南里、華新里、東南里、華南里、忠孝里、崇南里、景南里、壽南里、外南里、復興里、和興里、景平里、景新里、景福里、景安里、景文里、錦和里、錦昌里、積穗里、民享里、員山里、嘉穗里、文元里、嘉新里、民安里、安穗里、瑞穗里、德穗里、民生里、國光里、德行里、秀士里、興南里、景本里、福南里、中興里、吉興里、中山里、碧河里、錦中里、錦盛里、民有里、員富里、冠穗里、國華里、正南里、正行里、安樂里、安平里、中安里、秀山里、秀成里、秀福里、秀明里、秀仁里、秀水里、宜安里、安順里、秀義里 (共 84 里)	臺北二區
		灰灰里、明穗里、清穗里、自強里、壽德里、明德里、嘉慶里 (共 7 里)	臺北三區
臺北縣	新店市	永安里 (共 1 里)	臺北二區
		國豐里、明德里、大豐里、大同里、江陵里、寶興里、寶安里、信義里、忠孝里、大鵬里、頂城里、下城里、公崙里、張北里、新安里、忠誠里、中正里、中華里、仁愛里、百忍里、百和里、福德里、百福里、福民里、中山里、和平里、中央里、安和里 (共 28 里)	臺北三區
臺北縣	淡水鎮	福德里、竹圍里、民生里、八勢里、竿蓁里、鄧公里、長庚里、清文里、草東里、永吉里、民安里、新生里、文化里、油車里、沙崙里 (共 15 里)	臺北二區
臺北縣	八里鄉	龍源村、米倉村、大崁村、埤頭村、頂罟村、舊城村、訊塘村、荖阡村、下罟村 (共 9 村)	臺北二區
臺北縣	汐止市	義民里、禮門里、智慧里、信望里、橋東里、秀峰里、新昌里、復興里、長安里、鄉長里、江北里、樟樹里、北峰里、北山里、橫科里、福山里、宜興里、中興里、湖光里、仁德里、厚德里、忠孝里、自強里 (共 23 里)	臺北三區
臺北市	大同區	全區所有里 (共 25 里)	臺北二區

臺北市	士林區	社新里、社園里、永倫里、福安里、富洲里 (共 5 里)	臺北一區
		仁勇里、義信里、福林里、福德里、福志里、舊佳里、福佳里、後港里、福中里、前港里、百齡里、承德里、福華里、明勝里、福順里、富光里、葫蘆里、葫東里、社子里、岩山里、名山里、德行里、德華里、聖山里、忠誠里、芝山里、東山里、三玉里、蘭雅里、蘭興里、天福里、天祿里、天壽里、天和里、天山里、天玉里、臨溪里 (共 37 里)	臺北二區
臺北市	北投區	建民里、文林里、石牌里、福興里、榮光里、吉慶里、立賢里、洲美里、關渡里 (共 9 里)	臺北一區
		榮華里、裕民里、振華里、永明里、吉利里、尊賢里、立農里、八仙里、一德里、永欣里、東華里、奇岩里、清江里、中央里、長安里、大同里、溫泉里、中心里、中庸里、智仁里、文化里、豐年里、稻香里、桃源里(共 24 里)	臺北二區
臺北市	中山區	正守里、正義里、康樂里、中山里、聚盛里、聚葉里、恆安里、晴光里、圓山里、劍潭里、大直里、成功里、永安里、大佳里、新喜里、新庄里、新福里、松江里、新生里、中庄里、行政里、行仁里、行孝里、下埤里、江寧里、江山里、中吉里、中原里、興亞里、中央里、朱馥里、龍洲里、朱園里、埤頭里、朱崙里、力行里、復華里、北安里 (共 38 里)	臺北一區
		正得里、民安里、集英里、金泰里 (共 4 里)	臺北二區
臺北市	松山區	精忠里、龍田里、東昌里、東勢里、中華里、民有里、民福里、中正里、中崙里、美仁里、吉仁里、敦化里、福成里、松基里 (共 14 里)	臺北一區
		莊敬里、東榮里、三民里、新益里、富錦里、新東里、富泰里、介壽里、東光里、安平里、鵬程里、自強里、吉祥里、新聚里、復盛里、復源里、復建里、復勢里 (共 18 里)	臺北二區
		慈祐里 (共 1 里)	臺北三區
臺北市	大安區	德安里、仁慈里、和安里、民炤里、仁愛里、義村里、民輝里、昌隆里、誠安里、光武里、龍圖里、住安里、建安里、建倫里 (共 14 里)	臺北一區
		龍坡里、龍泉里、古風里、古莊里、龍安里、錦安里、福住里、永康里、光明里、錦泰里、錦華里、新龍里、龍陣里、龍雲里、龍生里、義安里、通化里、通安里、臨江里、法治里、全安里、群賢里、群英里、虎嘯里、臥龍里、龍淵里、龍門里、大學里、芳和里、敦安里、正聲里、敦煌里、華聲里、車層里、光信里、學府里 (共 36 里)	臺北二區

		黎元里、黎孝里、黎和里 (共 3 里)	臺北三區
臺北市	中正區	梅花里、幸市里、三愛里 (共 3 里)	臺北一區
		水源里、富水里、文盛里、林興里、河堤里、頂東里、網溪里、板溪里、螢圃里、螢雪里、永功里、永昌里、龍興里、忠勤里、廈安里、愛國里、南門里、龍光里、南福里、龍福里、新營里、建國里、光復里、黎明里、幸福里、東門里、文北里、文祥里 (共 28 里)	臺北二區
臺北市	萬華區	全區所有里 (共 36 里)	臺北二區
臺北市	文山區	景行里、景東里、景美里、景慶里、景仁里、景華里、萬有里、萬祥里、萬隆里、萬年里、萬和里、萬盛里、興豐里、興光里、興家里、興得里、興業里、興安里、興福里、興旺里、興泰里、興昌里、試院里、華興里、明義里、明興里、木柵里、木新里、順興里、樟林里、樟新里、樟腳里、萬興里、忠順里 (共 34 里)	臺北三區
臺北市	信義區	西村里、正和里、興隆里、中興里、新仁里、景新里、景聯里、景勤里、嘉興里、黎順里、黎平里、三張里、雙和里 (共 13 里)	臺北二區
		興雅里、敦厚里、廣居里、安康里、六藝里、雅祥里、五常里、五全里、永吉里、長春里、四育里、四維里、永春里、富臺里、國業里、松隆里、松友里、松光里、中坡里、中行里、大道里、大仁里、惠安里、三犁里、黎忠里、六合里、泰和里、黎安里 (共 28 里)	臺北三區
臺北市	內湖區	西湖里、西康里、西安里 (共 3 里)	臺北二區
		港墘里、港都里、港富里、港華里、內湖里、湖濱里、紫星里、金龍里、紫雲里、清白里、葫洲里、紫陽里、瑞陽里、瑞光里、五分里、東湖里、樂康里、週美里、行善里、石潭里、湖興里、湖元里、安湖里、金湖里、康寧里、明湖里、蘆洲里、麗山里 (共 28 里)	臺北三區
臺北市	南港區	南港里、中南里、新富里、三重里、東新里、新光里、東明里、西新里、玉成里、合成里、成福里、萬福里、鴻福里、百福里、聯成里、中研里、仁福里 (共 17 里)	臺北三區

表 2-6(b) 臺北縣市屬一般震區之村里，其短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數  $S_S^D$  與  $S_1^D$ ，與短週期與一秒週期之最大考量水平譜加速度係數  $S_S^M$  與  $S_1^M$

縣市	鄉鎮市區	村里	$S_S^D$	$S_1^D$	$S_S^M$	$S_1^M$
臺北縣	中和市	橫路里、內南里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	新店市	太平里、柴埕里、德安里、雙城里、日興里、玫瑰里、塗潭里、美潭里、員潭里、雙坑里、粗坑里、屈尺里、龜山里、廣興里、直潭里、青潭里、新店里、張南里、國校里、文中里、廣明里、文明里、中興里、新生里、新德里、五峰里、明城里、寶福里 (共 28 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	樹林市	三興里、樂山里、東園里、西園里、南園里、北園里、柑園里、中山里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	土城市	清化里、祖田里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	五股鄉	觀音村、五龍村 (共 2 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	泰山鄉	大科村、黎明村 (共 2 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	淡水鎮	中和里、屯山里、賢孝里、興仁里、蕃薯里、義山里、忠山里、崁頂里、埤島里、新興里、水碓里、北投里、水源里、忠寮里、樹興里、坪頂里、中興里、協元里 (共 18 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	汐止市	八連里、白雲里、東山裡、長青里、崇德里、環河裡、大同里、文化里、東勢里、拱北里、康福里、湖興里、山光里、忠山裡、金龍里、保安里、茄苳里、福安里、興福里、秀山裡、保長里、烘內里、福德里 (共 23 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	八里鄉	長坑村 (共 1 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	鶯歌鎮	全鎮所有里 (共 20 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	三峽鎮	全鎮所有里 (共 26 里)	0.7	0.40	0.8	0.5
臺北縣	瑞芳鎮	全鎮所有里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
臺北縣	林口鄉	全鄉所有村 (共 17 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	深坑鄉	全鄉所有村 (共 8 村)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北縣	石碇鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	坪林鄉	全鄉所有村 (共 7 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	三芝鄉	全鄉所有村 (共 13 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	石門鄉	全鄉所有村 (共 9 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	平溪鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.6	0.35	0.9	0.55

臺北縣	雙溪鄉	全鄉所有村 (共 12 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	貢寮鄉	全鄉所有村 (共 11 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北縣	金山鄉	全鄉所有村 (共 15 村)	0.5	0.3	0.7	0.45
臺北縣	萬里鄉	全鄉所有村 (共 10 村)	0.5	0.3	0.8	0.5
臺北縣	烏來鄉	全鄉所有村 (共 5 村)	0.7	0.4	0.9	0.55
臺北市	文山區	指南里、萬芳里、老泉里、博嘉里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北市	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
臺北市	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里 (共 4 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
臺北市	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、陽明里、菁山里、平等里、溪山里、翠山里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
臺北市	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里 (共 7 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

表 2-6(c) 臺北盆地各微分區之工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{DS}$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數 $S_{MS}$ 以及反應譜短週期與中週期之分界 $T_0^D$ 與 $T_0^M$

微分區	$S_{DS}$	$S_{MS}$	$T_0^D$ 與 $T_0^M$ (秒)
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05

表 2-7(a) 台北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}T_0^D/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 2-7(b) 台北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS}T_0^M/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 2-8：短週期與長週期結構之阻尼比修正係數 $B_S$ 與 $B_I$ (線性內插求值)

有效阻尼比 $\xi$ (%)	$B_S$	$B_I$
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
20	1.60	1.50
30	1.79	1.63
40	1.87	1.70
>50	1.93	1.75

表 2-9：一般工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{S_{D1}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

表 2-10：台北盆地設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T \leq 2.5T_0$	$2.5T_0 < T$
$S_{aD} = S_{DS} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{aD} = \frac{S_{DS}}{B_S}$	$S_{aD} = \frac{T_0 S_{DS}}{B_1 T}$	$S_{aD} = \frac{0.4S_{DS}}{B_1}$

## 第 3 章 建築結構耐震設計基準

### 3.1 通則

#### 3.1.1 一般原則

設計建物及其構材之結構設計基準應依照本章之規定。

結構應包含抵抗側力與垂直載重之系統，並具有足夠之強度、勁度與能量消散機制，使設計地表運動引致之變形與內力需求在其允許之容量限度範圍之內。應建立結構之數值模型分析所有桿件與構材於設計地震作用下之變形與內力需求，分析程序之選擇則應符合 3.4 節之規定。

抵抗地震力之結構系統應具有連續的力傳遞路徑，並具有足夠之強度與勁度，使地震力能傳遞至抗側力系統。結構之設計應考慮所有可能發生之最不利狀況，抵抗地震力之結構系統中任一桿件、接頭或構材的破壞均將危及結構之穩定性。

#### 3.1.2 基面之認定

基面係指地震輸入於建築物結構體之水平面，或可使其上方之結構體視為振動體之水平面。

### 3.2 地震載重效應組合

地震載重效應  $E$  應由下式定義：

$$E = Q_E \pm 0.4S_{DS}\gamma D \quad (3-1)$$

其中，

$E$ ：同時考慮水平向與垂直向之地震載重效應，

$Q_E$ ：水平地震力效應。

$S_{DS}$ ：工址短週期設計水平譜加速度係數，依第二章 2.2、2.3 或 2.5 節之規定。

$\gamma$ ：一般震區與台北盆地， $\gamma=0.5$ ；近斷層區域， $\gamma=2/3$ 。

$D$ ：靜載重效應。

針對 3.6.2 節中需刻意以  $1.4\alpha_y$  倍放大水平設計地震力進行設計者，其地震載重效應  $E$  應由下式定義：

$$E = 1.4\alpha_y Q_E \pm 0.4S_{DS}\gamma D \quad (3-2)$$

其中， $\alpha_y$  為起始降伏地震力放大倍數，依 4.2.4 節之規定。

當重力荷載與地震力載重之效應具加成性時，(3-1)式與(3-2)式應取「+」號；當重力荷載阻礙抵消地震力載重之效應時，(3-1)式與(3-2)式應取「-」號。

### 3.3 抵抗地震力之結構系統及其限制

#### 3.3.1 結構系統

結構系統可分類為如表 3-1 所示，其定義如下：

(一) 承重牆系統

結構系統無完整承受垂直載重立體構架，承重牆或斜撐系統須承受全部或大部份垂直載重，並以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

(二) 構架系統

具承受垂直載重完整立體構架，以剪力牆或斜撐構架抵禦地震力者。

(三) 抗彎矩構架系統

具承受垂直載重完整立體構架，以抗彎矩構架抵禦地震力者。

(四) 二元系統

二元系統具如下特性：

- (1) 具完整立體構架以受垂直載重。
- (2) 以剪力牆、斜撐構架及韌性抗彎矩構架(SMRF)或混凝土部份韌性抗彎矩構架(IMRF)抵禦地震力，其中抗彎矩構架應設計能單獨抵禦 25% 以上的設計地震力。
- (3) 抗彎矩構架與剪力牆或斜撐構架應設計使其能抵禦依相對勁度所分配到的地震力。

未定義之結構系統為未列入表 3-1 之結構系統謂之。

非建築結構物系統為第 6 章所述及之結構系統謂之。

### 3.3.2 結構系統之限制

各類結構系統之高度限制依表 3-1 之規定。

對具鋼骨斜撐構架及鋼筋混凝土剪力牆之建築物，若其高度超過 75m，則其斜撐構架及剪力牆應能滿足下列規定：

1. 斜撐構架或剪力牆於任一立面中，其抵禦之不含扭矩效應之地震力不得超過總橫力之 50%。
2. 由斜撐構架及剪力牆抵禦之地震力中，由扭矩效應造成之地震力不得超過 20%。

### 3.3.3 結構系統韌性容量

結構系統韌性容量  $R$  值與抵抗地震力之各種結構系統有關，如表 3-1 所示。未列入表 3-1 之結構系統，須經可信技術資料及試驗證明其抵抗側向力及能量吸收能力具有相當之  $R$  值，方可使用。

同一建築物具有不同結構系統時，任一樓層設計所用之  $R$  值，不得大於該方向其上樓層所用之  $R$  值。若該層以上靜載重少於建築物全部靜載重百分之十者，不在此限。結構物之設計以下列兩種方法擇一使用：

1. 整個建築物以最小的  $R$  值設計。
2. 符合 3.4 節所定義剛性建築物上具柔性建築物者，可依下列所述設計之：
  - (1) 視剛性建築物上之柔性建築物為獨立之建築物，採用適當之  $R$  值。
  - (2) 下面剛性建築物視為獨立之建築物，採用適當之  $R$  值。柔性建築物傳入之地震力，須將其總橫力以柔性建築之  $R$  值除以剛性建築物之  $R$  值的比例放大之。

單方向有承重牆之建築物，另一方向採用之  $R$  值不得大於有牆方向之  $R$  值。

### 3.3.4 規則性與不規則性結構

任一結構可依其配置，區分為下列規則性結構與不規則性結構兩類。

#### (一) 規則性結構

規則性結構在平面與立面上，或抵抗側力的結構系統上，沒有不規則性結構所具有的顯著不連續性。

#### (二) 不規則性結構

- (1) 不規則性結構在平面與立面上，或抵抗側力的結構系統上，有顯著的不連續性。一般之不規則性如表 3-2 與 3.3 所示。
- (2) 結構具有表 3-2 所列一種或多種不規則性時，應視為具有立面上不規則性者。
- (3) 結構具有表 3-3 所列一種或多種不規則性時，應視為具有平面上不規則性者。
- (4) 不規則性結構之結構設計與分析必須依據表 3-2 與表 3-3 所列參考章節之各項規定辦理。

## 3.4 結構分析程序之選擇

建築結構體之耐震分析程序，可採用線性靜力分析方法、線性動力分析—反應譜態疊加法、歷時分析法或非線性靜力分析法，其相關分析程序依第 4 章規定。

形狀規則之建築物，且不屬須進行動力分析者，可依 4.2 節之規定計算地震力，並以線性靜力法進行結構分析。地震力可假設單獨分別作用在建築物兩主軸方向上。線性靜力分析方法適用於下列建築物之耐震分析：

1. 建築物之抵抗側力結構系統為表 3-1 所列舉者，其高度小於 50 公尺且未達十五層，且須為規則性建築物或不須進行動力分析之不規則性建築物者。
2. 建築物由上、下兩部分構成，下方部分剛性大，上方部分剛性甚小。此兩部分分別考慮時，均係規則性建築物。下方部分平均樓層勁度至少為上方部分平均樓層勁度的 10 倍以上，而整幢建築物之基本振動週期不大於將上方部分之底部視為固端所得基本振動週期的 1.1 倍者，此時上、下兩部分之地震力可分別計算。

凡有下述任一情況之建築物，需依照 4.3、4.4 或 4.5 節之規定，分別採用反應譜態疊加法、歷時分析法或非線性靜力分析法進行結構分析：

1. 高度等於或超過 50 公尺或十五層以上之建築物。
2. 建築物超過 20 公尺或五層以上，且其勁度、重量配置或立面幾何形狀具有表 3-2 第 1 至第 3 種立面不規則性，或具有表 3-3 平面扭轉不規則性者。
3. 建築物超過五層或 20 公尺，非全高度具有同一種結構系統者。

## 3.5 建築結構耐震性能檢核—變形與極限層剪力強度要求

### 3.5.1 中小度地震下之變形要求

在地震力  $S_{ad}/4.2$  作用下，每一樓層與其上、下相鄰層之相對側向位移除以樓高，即所謂層間相對側向位移角應有所限制以維持彈性，其值對於每一耐震用途群組的各結構系統均不得超過 0.005，計算位移時應計及平移與扭轉位移。

### 3.5.2 設計地震下之變形要求

任一樓層的設計層間相對側向位移 $\Delta$ 不得超過表 3-4 所訂之容許層間變位  $\Delta_a$ 。對結構具明顯之扭轉變位，則最大層間變位計算須包括扭轉效應。除結構分離部份間距應具有依 4.2.10 節規定之總間距 $\delta_x$ 以避免碰撞損壞外，所有結構部份皆須設計及建造成具一體性以抵抗地震力。

對於指定為耐震設計類別 C 的結構，由工程分析之橫隔版的面內變位不得超過連結構件之容許變位，容許變位為指使構件於個別載重下保持其結構功能及持續承載既有規定載重。

對於指定為耐震設計類別 D 的結構，除須滿足耐震設計類別 C 之規定外，對不屬於抗側力系統之任一結構構材於考慮之方向，需設計成能抵抗垂直載重以及設計層間變位 $\Delta$ 引致彎矩與剪力的載重組合。

例外：對非設計為抗側力系統之梁柱及其連結材，但滿足中度韌性抗彎構架及韌性抗彎構架者，允許僅設計成能抵抗垂直載重與設計地震力引致彎矩與剪力的組合載重。

當決定於考慮方向之非抗側力系統構材的彎矩與剪力時，鄰接之剛性結構與非結構元件之加勁效果需加以考慮且構材需使用合理之勁度值。

### 3.5.3 極限層剪力強度之檢核

為使建築物各層均具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80% 者。若弱層的強度足以抵抗總剪力  $V = F_{wm} (S_{wm} / F_{wm})_m IW$  之地震力者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者包括所有二層樓以上之建築物；另若建築物之下層與上層之總牆量斷面積（含結構及非結構牆）的比值低於 80% 者，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

## 3.6 系統詳細要求

### 3.6.1 通則

1. 建築物之構材應設計使能抵抗地震力與靜、活載重等之組合作用。當考慮地震因傾倒力矩造成上舉效應時，靜載重應予折減。容許應力、載重係數及強度折減係數應照各種構造構材設計規範之規定。
2. 下列兩種情況下，應考慮地震作用方向不沿建築物主軸方向之效應：
  - (1) 建築物具有表 3-3 第 5 種平面不規則性者。
  - (2) 建築物兩個主軸方向均具有表 3-3 扭轉不規則性者。上述須考慮地震不沿主軸方向作用之情況，可設計構材同時承受某一主軸向 100% 地震力加上與其垂直方向 30% 地震力產生之效應。

採用動力分析以振態疊加法計算構材內力時，應考慮地震沿幾個不同的角度輸入的狀況。

## 3.6.2 結構系統要求

### 3.6.2.1 通則

針對表 3-1 所述之四種一般建築物，其基本結構系統應滿足本節之規定及有關之韌性特別規定。

### 3.6.2.2 多種系統合用時之特別要求

同屬不同結構系統之構材，應採用具較嚴格細部要求的系統之規定。

### 3.6.2.3 接頭

承受地震力之接頭應妥為設計並繪製細部圖。

### 3.6.2.4 變形一致性之考慮

設計時不當做抵抗地震力結構系統之構材，應檢核在設計地震力產生之位移放大  $1.4\alpha_y R_a$  倍後，其承擔垂直載重的能力是否足夠。檢核時應考慮  $P-\Delta$  效應。以工作應力法設計時，可將長期容許應力放大 1.7 倍用以檢核強度。與結構系統相接之剛性構材須做下列之考慮：

1. 抗彎構架若與非抵禦地震力之較剛性構材相連接，則此等構材之破壞或與構架之交互作用，應不得減損抗彎矩構架抵禦地震力及承載垂直力之功能。此等剛性構材須於設計時加以適當考慮，另於決定建築物是否為不規則性結構時，亦應考慮此些剛性構材之效應。
2. 建築物外圍的非承重或非剪力牆版及構材，應依照(5-1)式的地震力設計，並應能承受結構物由於地震力或溫度變化產生之變形。該構材應以機械接頭及螺栓或現場澆注混凝土支承於結構體，並應符合下述規定：
  - (1) 接頭應能容許設計風力引起層間變位的兩倍或設計地震力引致層間變位的  $1.4\alpha_y R_a$  倍或 1.25 公分，三者取其大值。
  - (2) 牆版平面上使其能准許層間變位的螺栓接頭應為具槽孔或擴大孔使其能滑動者，利用鋼件的撓曲變形或其他接頭具有相當滑動及韌性容量者亦可使用。
  - (3) 接合桿件應具有足夠韌性及轉角能力以防止混凝土破碎或電銲處發生脆性破裂。
  - (4) 接合桿件應採用(5-1)式的地震力設計之，但  $R_p$  採用 3.0 及  $a_p$  取 1.0。
  - (5) 接合系統中的所有元件，如螺栓、嵌入物、電焊、插筋等，應以(5-1)式的地震力設計之，但  $R_p$  採用 1.0 及  $a_p$  亦採用 1.0。
  - (6) 埋置於混凝土中的繫件應鉤住或固定於鋼筋上，以便將力量有效傳遞至鋼筋。

### 3.6.2.5 結構體繫件與連續性

結構物各部份應相互連結成一體，接頭應能承受並傳遞被連結部份引致之地震力。建築物任一較小的部份應繫結於建築物的主要部份。結構體繫件應至少能承受  $F_p = 0.2IS_{DS}W_p$  之地震力， $W_p$  為結構物較小部份之重量。

### 3.6.2.6 匯集構材

建築物某部份產生之地震力應經由匯集構材將其傳遞至抵抗地震力結構系統上。匯

集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處，其地震力應放大  $1.4\alpha_y$  倍設計之。

### 3.6.2.7 鋼筋混凝土構架

抵抗地震力之鋼筋混凝土構架應設計為韌性抗彎矩構架。

### 3.6.2.8 混凝土牆或磚石造牆之錨定

混凝土或磚石造牆應錨定於提供其側向支撐之所有樓版及屋頂版。錨定需能提供牆與樓版或屋頂版間直接之連結，並能抵抗牆與樓版間傳遞的地震力，分配所傳遞地震力之繫材的規定見 3.6.2.9。設計被支撐之牆時，橫隔版之變形應予考慮。

承重牆、剪力牆應至少能承受之面外的橫力為  $F_p = 0.4IS_{DS}w_w$ ，其中  $w_w$  為牆自重。

### 3.6.2.9 橫隔版

橫隔版面內之變形，不得超過其附著構材的容許變形。容許變形應為附著構材在此變形下仍能繼續支承加於其上之外力而無損其結構完整性。

樓版與屋頂版應設計使能抵抗下式計算之地震力：

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n W_i} W_{px} \quad (3-3)$$

其中  $W_{px}$  為第  $x$  層樓版之重量， $F_t$  為頂層外加之集中橫力， $F_i$  為第  $i$  層分配到的地震力。由(3-3)式決定之地震力不必大於  $0.3S_{DS}IW_{px}$  且不得小於  $0.15S_{DS}IW_{px}$ 。當橫隔版上下方抵抗地震力豎向構材由於錯位或勁度改變而需橫隔版傳遞地震力時，此力須加入(3-3)式後用以設計橫隔版。

支撐混凝土造或磚石造牆之橫隔版，應於橫隔版邊界構材間設有連續之繫材，以分配傳至牆上之剪力。

橫隔版與匯集構材之接頭，匯集構材與抵抗地震力豎向構材之接頭，若建築物具表 3-3 第 1 至第 4 種不規則性時，其設計不准許採用一般容許應力在地震載重下提高 1/3 之規定。若採用強度設計法，地震力之載重係數亦不可乘以 0.75。

建築物具有表 3-3 第 2 種不規則性時，橫隔版之邊界構材及與其垂直之繫材應考慮建築物外懸翼具獨立運動設計之。任一橫隔版構材應以如下兩種情況之較嚴重者設計之：

- (1) 外懸翼與本體同向運動。
- (2) 外懸翼與本體反向運動。

### 3.6.2.10 懸臂構材

水平懸臂構材或水平預力構材應設計成能抵抗垂直地震力，其構材應至少能抵抗 0.2 倍靜載重之上舉力。

### 3.6.2.11 基面以下之構架

基面與基礎間之構架，其設計之強度與勁度不得低於上部結構者。有關鋼筋混凝土

構造及鋼構造之韌性特別規定應同樣適用於將地震力由基面傳至基礎之構材。亦可以基面以上產生之極限層剪力為橫力，施加於基面代替之，但垂直構材仍應依韌性相關規定設置緊密箍筋。

#### 3.6.2.12 地震力傳遞路徑不連續處附近構材之加強

建築物結構體具有表 3-2 中第 4 種立面之不規則性或表 3-3 中第 1、2、3、4 種之平面不規則性時，此地震力傳遞路徑不連續處的橫隔版與垂直構件及與匯集構材之接合處，匯集構材與垂直構材之接合處，地震力引致之內力應提高 25% 設計之。

建築物結構體具有表 3-2 中第 4 種立面之不規則性或表 3-3 中第 4 種之平面不規則性時，支撐不連續剪力牆或構架之支撐構材，地震力引致之內力應提高  $1.4\alpha_y$  倍設計之。此些構材應滿足韌性細部設計要求。

表 3-1 結構系統韌性容量 R 與高度限制

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	變位放大 係數 C <sub>d</sub>	高度限制 (m)	
				耐震設計類別	
				C	D
一、承重牆系統	1.輕構架牆				
	(1)具剪力嵌版	3.2	4	NL	20
	(2)具對角斜撐	2.4	3.5	NL	20
	2.鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.2	5	NL	50
二、構架系統	1.輕構架牆				
	(1)具剪力嵌版	3.2	4.5	NL	20
	(2)具對角斜撐	2.4	4	NL	20
	2.剪力牆				
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.6	5	NL	50
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.6	5	NL	50
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	5.5	NL	50
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.0	5.5	NL	50
	3.斜撐				
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	4	NL	50
	(2)鋼造同心斜撐配置鋼造邊界構材	2.0	3.5	NL	50
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	4	NL	50
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.0	4.5	NL	50
	(5)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	3.6	5	NL	50
	(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	5	NL	50

表 3-1 結構系統韌性容量 R 與高度限制 (續)

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	變位放大 係數 C <sub>d</sub>	高度限制 (m)	
				耐震設計類別	
				C	D
三、抗彎矩構架系統	1.特殊抗彎矩構架				
	(1)鋼造	4.8	5.5	NL	NL
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	5.5	NL	NL
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造	4.8	5.5	NL	NL
	2.部分韌性抗彎矩構架				
	(1)鋼造	3.2	4	NL	12
	(2)鋼筋混凝土造	2.8	4.5	NL	NP
	3.特殊鋼桁抗彎矩構架	4.0	5.5	NL	50
四、具特殊抗彎矩構架之二元系統	1.剪力牆				
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	4.8	5.5	NL	NL
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	6	NL	NL
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	6.0	NL	NL
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	6.0	NL	NL
	2.斜撐系統				
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.8	4	NL	NL
	(2)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	5.5	NL	NL
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.8	4	NL	NL
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	5	NL	NL
	(5)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	5	NL	NL
	五、倒擺系統及懸臂柱系統	1.特殊鋼造抗彎矩構架	1.5	2.5	12
2.特殊鋼筋混凝土造抗彎矩構架		1.5	2.5	12	12

表 3-2 立面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
<p>1a. 勁度不規則性—軟層 軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70% 或其上三層平均勁度之 80%。</p> <p>1b. 勁度不規則性—極軟層 極軟層者係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60% 或其上三層平均勁度之 70%。</p> <p>2. 質量不規則性 任一層之質量，若超過其相鄰層質量的 150% 者，稱此建築物具質量不規則性。屋頂下一層之質量大於屋頂層質量 150% 者，不視為不規則。</p> <p>3. 立面幾何不規則性 任一層抵抗側力結構系統之水平尺度若大於其相鄰層者之 130% 以上，視此建築物具立面幾何不規則性，但閣樓面積甚小時，可不考慮。</p> <p>4. 抵抗側力的豎向構材立面內不連續 抵抗側力的豎向構材立面內錯位距離超過該構材長度者。</p> <p>5. 強度不連續性—弱層 弱層為該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80% 者。樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。</p>	

表 3-3 平面不規則性結構

不規則種類與定義	參考章節
<p>1. 扭轉不規則性—橫隔版非柔性時需予考慮 在包含意外扭矩的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為具扭轉不規則性。</p> <p>2. 具凹角性 結構及其側力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角者，超過凹角部份之結構尺寸大於沿該方向結構總長之 15% 以上者謂之。</p> <p>3. 橫隔版不連續性 橫隔版具有急遽不連續性或勁度不連續性，包含切角或開孔，其面積超過全部面積 50% 以上者，或兩層間有效橫隔版勁度之變化超過 50% 者。</p> <p>4. 面外之錯位性 側向力傳遞之路徑具不連續性，如豎向構材有面外錯位者。</p> <p>5. 非平行結構系統 豎向側力抵抗構材不平行或對稱於側力抵抗系統之兩正交主軸者。</p>	

表 3-4 容許樓層變位 $\Delta_a$ <sup>a,b</sup>

結構	耐震用途群組		
	I	II	III
非使用磚造抗側力系統結構，四層以下具內部隔間牆、樓版及外牆設計為控制層間變位之結構	$0.025h_{sx}$ <sup>c</sup>	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
懸臂式磚造剪力牆結構 <sup>d</sup>	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他磚造剪力牆結構	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
韌性磚造抗彎構架	$0.013 h_{sx}$	$0.013 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$
其他結構	$0.02 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.01 h_{sx}$

a.  $h_{sx}$  = 第 $x$ 及 $x-1$  樓層之間的樓高  
 b. 對耐震設計類別為 D 者，容許層間變位需滿足 3.5 節之要求  
 c. 對於一層且具內部隔間牆、樓版及外牆系統設計為控制層間變位之結構，無層間變位之限制  
 d. 結構系統主要為以基底(或基礎)之懸臂式磚造剪力牆為垂直元件，且牆體間(耦合梁)之彎矩傳遞可忽略不計。



## 第 4 章 結構分析程序

### 4.1 通則

建築結構體之耐震分析程序，可採用線性靜力分析方法、線性動力分析—反應譜振態疊加法、歷時分析法或非線性靜力分析法，其相關分析程序與要求依本章規定。

### 4.2 線性靜力分析方法

#### 4.2.1 建築物基本振動週期

建築物之基本振動週期  $T$ ，單位為秒，可依下列經驗公式計算之：

1. 剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：

鋼構造建築物

$$T = 0.085h_n^{3/4} \quad (4-1a)$$

鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物

$$T = 0.070h_n^{3/4} \quad (4-1b)$$

其中， $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺。

2. 其他建築物：

$$T = 0.050h_n^{3/4} \quad (4-1c)$$

基本振動週期得用其他結構力學方法計算。但所得之  $T$  值不得大於前述經驗公式週期之 1.4 倍。

#### 4.2.2 最小設計水平總橫力

構造物各主軸方向分別所受地震之最小設計水平總橫力  $V$  依下式計算：

$$V = \frac{S_{ad}I}{1.4\alpha_y F_u} W \quad (4-2)$$

(4-2) 式中， $\frac{S_{ad}}{F_u}$  得依(4-3)式修正，修正後命為  $\left(\frac{S_{ad}}{F_u}\right)_m$  如下：

$$\left(\frac{S_{ad}}{F_u}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{ad}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{ad}}{F_u} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{ad}}{F_u} & ; \frac{S_{ad}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases} \quad (4-3)$$

則

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{ad}}{F_u} \right)_m W \quad (4-4)$$

其中，

$S_{ad}$ ：工址設計水平譜加速度係數，為工址水平向之設計譜加速度與重力加速度 $g$ 之比值。除了臺北縣市依第二章 2.5 節規定外，一般工址與近斷層區域可依第二章 2.1 至 2.4 節之規定訂定。

$I$ ：居住重要性因子，依第一章 1.3 節規定。

$W$ ：建築物全部靜載重。活動隔間至少應計入  $75 \text{ kgf/m}^2$  之重量；一般倉庫、書庫應計入至少四分之一活載重；水箱、水池等容器，應計入全部內容物之重量。

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大倍數，依本章 4.2.4 節規定。

$F_u$ ：結構系統地震力折減係數，依本章 4.2.4 節規定。

#### 4.2.3 起始降伏地震力放大倍數與結構系統地震力折減係數

起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 係計及設計地震力放大 $\alpha_y$ 倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值應根據所採用之設計方法與載重組合型式來決定。

結構系統地震力折減係數 $F_u$ 與結構系統容許韌性容量 $R_a$ 以及結構基本振動週期 $T$ 有關。結構系統容許韌性容量 $R_a$ 與韌性容量 $R$ 間之關係如下：

$$\text{一般工址與近斷層區域： } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (4-5a)$$

$$\text{臺北盆地： } R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} \quad (4-5b)$$

結構系統地震力折減係數 $F_u$ 與容許韌性容量 $R_a$ 及基本振動週期 $T$ 的關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (4-6)$$

其中， $T_0^D$ 為設計水平譜加速度係數短週期與中週期的分界點，除臺北盆地之 $T_0^D$ 依 2.5.1 節規定外，其餘地區按(2-5)式所定義。

#### 4.2.4 中小度地震與最大考量地震之設計地震力

##### 4.2.4.1 避免中小度地震降伏之設計地震力

為避免韌性較佳之建築物在地震不大時即產生降伏，(4-4)式之地震設計最小總橫力不得低於 $V^*$ ：

$$\text{一般工址與近斷層區域： } V^* = \frac{IF_u}{4.2\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4-7a)$$

$$\text{臺北盆地： } V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (4-7b)$$

對於屬於 2.3 節規定之近斷層區域的震區，採用(4-7)式計算  $S_{aD}$  時不須要考慮近斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$  之放大效應，即取  $N_A$  及  $N_V$  等於 1.0。

#### 4.2.4.2 避免最大考量地震崩塌之設計地震力

為避免建築物在最大考量地震下崩塌，(4-4)式之地震設計最小總橫力不得低於  $V_M$ ：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W \quad (4-8)$$

$\left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m$  之值如下式

$$\left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \geq 0.8 \end{cases} \quad (4-9)$$

其中， $F_{uM}$  為在(4-6)式中以韌性容量  $R$  取代容許韌性容量  $R_a$  計算所得之結構系統地震力折減係數  $F_u$  值，對於屬於 2.3 節規定之近斷層區域的震區，採用(4-8)式計算  $S_{aM}$  時則須要考慮近斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$  之放大效應。

#### 4.2.5 地震力之豎向分配

最小總橫力依下述豎向分配於構造之各層及屋頂。

構造物頂層外加之集中橫力  $F_t$  依下式計算：

$$F_t = 0.07TV \quad (4-10)$$

$F_t$  不必大於  $0.25V$ ；若基本振動週期  $T$  為 0.7 秒以下， $F_t$  可令為零。

最小總橫力扣除  $F_t$  後之剩餘部分，應依下式分配於構造物之屋頂(第  $n$  層)及其餘各層：

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (4-11)$$

作用於第  $x$  層之橫力  $F_x$  依該層質量之分佈，分配於該層平面。其中， $W_x$  為第  $x$  層依第 4.2.3 節計算之建築物重量。 $h_x$  為第  $x$  層距基面之高度。

#### 4.2.6 建築物地下部分之設計水平地震力

建築物地下各層施加之設計水平地震力為該層靜載重乘以該層深度對應之水平震度  $K$ 。水平震度  $K$  依下式計算：

$$K \geq 0.1 \left( 1 - \frac{H}{40} \right) S_{DS} I \quad (4-12)$$

其中， $S_{DS}$  為工址短週期設計水平譜加速度係數， $I$  為居住重要性因子， $H$  為自地表面往下算之深度。 $H$  大於 20 公尺時以 20 公尺計。

4.2.5.1 節為避免中小度地震降伏，建築物地下部分各層之水平震度  $K$ ，對一般工址與近斷層區域，(4-12) 式之值可除以 4.2，臺北盆地區域則除以 3.5。

4.2.5.2 節為避免最大考量地震崩塌，(4-12) 式之  $S_{DS}$  應改用  $S_{MS}$ 。

#### 4.2.7 意外扭矩

為計及質量分佈之不確定性，各層質心之位置應由計算所得之位置偏移與地震力垂直方向尺度百分之五。易言之，應將地震力加在計算所得質心位置向左及向右偏移與地震力垂直方向尺度百分之五的位置進行結構分析與設計。上述質心偏移造成之扭矩，稱為意外扭矩。

建築物具扭轉不規則性時，各層施加之意外扭矩應以下列係數  $A_x$  放大之：

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{\max}}{1.2\delta_{\text{avg}}} \right]^2 \quad (4-13)$$

此處， $\delta_{\max}$  為第  $x$  層最大位移； $\delta_{\text{avg}}$  為第  $x$  層兩最外點位移之平均值。 $A_x$  值不必大於 3.0。

#### 4.2.8 傾倒力矩

構造物之設計，應能抵禦地震引致之傾倒作用。樓層  $x$  須抵抗之傾倒力矩  $M_x$  依下式計算：

$$M_x = \tau \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x) \quad (4-14)$$

其中， $F_i$  為其上各層依 4.2.6 節分配所得地震力， $h_i$  為第  $i$  層距基面之高度。 $\tau$  為傾倒力矩折減因子，依表 4-1 定義。

設計地震力作用下，作用在基礎構造之土反力應依基礎-土壤介面的傾倒力矩求取，作用在地下室各層之地震力(見 4.2.7 節)亦應計入，但地下室外之土壤反力可以抵銷的部分可加以扣除。此外，對規則性建築物而言，屋頂層外加之集中橫力  $F_i$  可以不計。

#### 4.2.9 層間相對側向位移

層間相對側向位移應由水平地震作用施加於實際結構的數學模型來確定。模型應包括在結構中對於力與變形之分佈有顯著影響之所有桿件的勁度與強度。除此之外，模型應符合下列規定：

1. 鋼筋混凝土及磚石造構材之勁度性質應考慮開裂斷面效應。
2. 對於鋼造抗彎構架系統應考慮節點區變形對於整體樓層變位之貢獻。

層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部質量中心的變位差來計算，但對於表 3-3 中具有 1a 或 1b 類平面不規則，其層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部沿結構任何邊緣的最大變位差來計算。樓層  $x$  的變位  $\delta_x$  應依下式計算：

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xd}}{I} \quad (4-15)$$

其中：

$C_d$  = 從表 3-1 得到之位移放大係數。

$\delta_{xd}$  = 藉由彈性分析求得設計地震力作用下該樓層的變位，設計地震力應依 4.2.6 節之規定進行豎向分配。

$I$  = 依 1.3 節規定所決定的居住重要性因子。

計算彈性變位  $\delta_{xd}$  以判定是否符合 3.5 節容許層間變位之規定時，若結構基本振動週期係以結構力學方法計算，所得之  $T$  值不必受到 4.2.2 節有關週期上限之限制，並以此週期計算所需施加的設計地震力。

若採用非線性靜力分析程序，並以 4.2.11 節之規定檢核結構穩定度時，則其層間相對側向位移應依 4.5.2.4 節之規定計算。

#### 4.2.10 考慮 P- $\Delta$ 效應

應依下式計算結構任一樓層之穩定性係數  $\theta$ ，且其值不得超過 0.10：

$$\theta = \frac{P_x \Delta I}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4-16)$$

其中：

$P_x$  = 在樓層  $x$  及其上之總垂直向設計載重；若係為了分析 P- $\Delta$  效應之目的而計算垂直設計載重時，個別載重因子不需超過 1.0。

$\Delta$  = 依 4.2.10 節規定所計算之設計層間相對側向位移。

$I$  = 依 1.3 節規定所決定的居住重要性因子。

$V_x$  = 作用在  $x$  及  $x-1$  層之間的地震剪力。

$h_{sx}$  = 樓層  $x$  以下之樓高。

$C_d$  = 從表 3-1 得到之位移放大係數。

例外：若採用單調非線性靜力分析(推垮分析)，連續增加位移至 4.5.2.3 節所規定之目標位移以決定其抵抗側力時，則可允許穩定性係數  $\theta$  之值超過 0.10。

### 4.3 線性動力分析—反應譜振態疊加法

#### 4.3.1 總橫力之調整

構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力應依下列規定調整：

1. 不規則性建築物總橫力應調整至 4.2 節線性靜力分析所算得之最小設計水平總橫力。
2. 規則性建築物總橫力應調整至 4.2 節線性靜力分析所得最小設計水平總橫力之 90%。
3. 不規則性與規則性建築物動力分析所得總橫力若分別超過線性靜力分析或 90% 者，應採動力分析值。
4. 依 2.6 節規定，考慮基礎土壤互制阻尼比時，直接由表 2-9 或表 2-10 配合表 2-8 計算

線性靜力分析之最小設計水平總橫力及動力分析所需之設計反應譜，再依上述方法調整分析所得之總橫力。

### 4.3.2 結構動力分析模式

動力分析時，建築結構之模擬應儘量反映實際情形，因此要力求幾何形狀之模擬、質量分佈、構材斷面性質及土壤與基礎結構互制之模擬能夠準確。

### 4.3.3 多振態反應譜疊加法

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。所考慮之振態數目應使  $x$  向， $y$  向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。

建築物甚不規則時，地震輸入的方向應多考慮幾個角度。進行振態間之疊加時，宜採用 CQC 法則，惟若振態間之週期不甚相近，可採用 SRSS 疊加法。

每一樓層的振態力  $F_{xm}$  應依下式計算：

$$F_{xm} = C_{vxm} V_m \quad (4-17)$$

及

$$C_{vxm} = \frac{W_x \phi_{xm}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{im}} \quad (4-18)$$

其中：

$C_{vxm}$  = 第  $m$  振態之豎向分布係數，

$V_m$  = 第  $m$  振態之總設計側向力或基底剪力，

$W_i, W_x$  = 在總靜載重  $W$  中，座落或指定於樓層  $i$  或樓層  $x$  的部分。

$\phi_{im}, \phi_{xm}$  = 當結構振動處於第  $m$  振態時，在結構第  $i$  樓層或第  $x$  樓層的位移振幅。

每一樓層的振態位移  $\delta_{xm}$  則應依下式計算：

$$\delta_{xm} = \frac{C_d \delta_{xem}}{I} \quad (4-19)$$

及

$$\delta_{xem} = \left( \frac{g}{4\pi^2} \right) \left( \frac{T_m^2 F_{xm}}{W_x} \right) \quad (4-20)$$

其中：

$C_d$  = 從表 3-1 得到之位移放大係數。

$\delta_{xem}$  = 由結構分析中所決定，於第  $m$  振態中，樓層  $x$  質心處的位移，

$I$  = 依 1.3 節規定所決定的居住重要性因子。

$g$  = 重力加速度，

$T_m$  = 結構第  $m$  振態之振動週期（單位：秒），

$F_{xm}$  = 第  $m$  振態下作用於樓層  $x$  的振態力，依(4-17)式計算。

$W_x$  = 在總靜載重  $W$  中，座落或指定於樓層  $x$  的部分。

第  $m$  振態下之層間相對側向位移應按所考慮樓層頂部與底部之位移  $\delta_{xm}$  的差量來計算。

#### 4.3.4 動態扭矩

動力分析各層所產生之動態扭矩必須考慮，可算得動態偏心距，加上意外偏心距後，以等值靜態地震力來施加。如動力分析直接取構材內力來振態疊加，因意外偏心不易加入，可將各層質心偏移計算質心 $\pm 5\%$ 建築物平面尺度的四個位置，逕行進行動力分析設計之。

#### 4.3.5 建築物地下部分之設計地震力

建築物雖進行動力分析，但地下室各層施加之設計地震力仍應照 4.2.7 節之規定計算。

### 4.4 歷時分析法

#### 4.4.1 線性歷時分析

線性反應歷時分析應經由數值積分方法，搭配結構之線性數學模型以及多組與工址設計反應譜相符之地表加速度歷時，以計算結構之地震反應。分析時可假設結構固定於基礎，或採用與基礎勁度相關之真實假設。

##### 4.4.1.1 結構之模擬

結構之數學模型應實際反映該結構質量與勁度之分布。針對規則性結構而言，若兩正交之抗地震力系統相互獨立，則可分別採用獨立之二維分析模型進行分析。針對不規則結構或是兩正交之抗地震力系統並非相互獨立，則必須採用三維分析模型，且每一樓層均需包含至少三個自由度(沿平面兩正交方向之平移以及繞垂直軸之扭轉)。若樓板相較於抗側力系統之豎向構材而言非屬剛性時，則數學模型中應包括樓板之柔度，且此新增之自由度為考慮樓板對結構動力反應之影響時所必須。此外，結構模型應遵照下列規定：

1. 混凝土與磚構材之勁度特性應考慮裂紋斷面效應。
2. 針對鋼造抗彎構架系統，應考慮交會區變形量對整體層間變位之貢獻。

##### 4.4.1.2 地表運動

應至少選取三組適當之強地動紀錄進行歷時分析，且須滿足本章節之規定。

進行二維分析時，任一組強地動紀錄應為所選取地震事件中某水平方向的加速度歷時，且選取之地震事件應能確切反映控制該工址最大考量地震的地震規模、斷層距離與震源效應。強地動紀錄之數量不足時，可採用適當之人造模擬地震以補足數量。必須按比例調整強地動紀錄振幅，使對位於  $0.2T$  至  $1.5T$  範圍內之任一結構週期而言，所有強地動紀錄引致之 5% 阻尼比譜加速度平均值，不得低於設計譜加速度值，其中  $T$  為該建築物沿分析方向之基本模態振動週期。

進行三維分析時，任一組強地動紀錄應同時包含所選取地震事件中兩水平方向的加速度歷時，且選取之地震事件應能確切反映控制該工址最大考量地震的地震規模、斷層距離與震源效應。強地動紀錄之數量不足時，可採用適當之人造模擬地震以補足數量。針對任一組強地動紀錄，應利用 SRSS 法則計算 5% 阻尼比反應譜，並按相同比例調整同一地震事件之兩水平分量振幅。必須按比例調整強地動紀錄振幅，使對位於  $0.2T$  至

1.5T 範圍內之任一結構週期而言，所有強地動紀錄引致之 SRSS 譜加速度平均值，不得低於設計譜加速度值之 1.3 倍，其中  $T$  為建物基本模態之振動週期。

#### 4.4.1.3 反應參數

針對任一組強地動紀錄，其地震反應調整係數為  $I/(1.4\alpha_y F_u)$ 。分析所得任一主軸方向之總橫力，須依 4.3.2 節之規定進行調整。當輸入地震達七組以上時，可採各參數之反應平均值進行設計；當輸入地震小於七組時，則採各參數之最大反應值進行設計。

#### 4.4.2 非線性歷時分析

非線性反應歷時分析應經由數值積分方法，搭配直接考慮結構桿件之遲滯行為的數學模型，以及多組與工址設計反應譜相符之地表加速度歷時，以計算結構之地震反應。

##### 4.4.2.1 結構之模擬

結構之數學模型應實際反映該結構之質量分布；應藉由實驗測試數據模擬結構桿件與構材之遲滯行為，並考慮所有測試數據顯示之明顯降伏、強度與勁度之退化、以及遲滯內縮現象。桿件強度應定義為在考慮材料超額強度、應變硬化、以及遲滯強度退化等條件下之預期值。經由分析證實其反應仍維持在彈性範圍之結構桿件，可採用符合 4.4.1.1 節規定之線性特性。可假設結構具有固定基底，或基於工址土壤特性與可信之工程力學原理，採用與基礎勁度與受力特性相關之真實假設。

針對規則性結構而言，若兩正交之抗地震力系統相互獨立，則可分別採用獨立之二維分析模型進行分析。針對平面不規則結構或是兩正交之抗地震力系統並非相互獨立，則必須採用三維分析模型，且每一樓層均需包含至少三個自由度(沿平面兩正交方向之平移以及繞垂直軸之扭轉)。若樓板相較於抗側力系統之豎向構材而言非屬剛性時，則數學模型中應包括樓板之柔度，且此新增之自由度為考慮樓板對結構動力反應之影響時所必須。

##### 4.4.2.2 地表運動與其他負載

強地動紀錄之選取應符合 4.4.1.2 節之規定。結構分析時，應同時考慮此地表運動以及靜載重與 25% 以上之活載重的組合效應。

##### 4.4.2.3 反應參數

針對任一組強地動紀錄，應計算個別桿件之最大內力與最大非彈性變形，以及各樓層之最大層間變位。當輸入地震達七組以上時，可採各參數之反應平均值進行設計；當輸入地震小於七組時，則採各參數之最大反應值進行設計。

### 4.5 非線性靜力分析法

#### 4.5.1 模擬

結構的一個數學模型應構築成能夠代表結構系統之質量與勁度的空間分布並考慮當變形程度超過比例限度後之構件非線性效應。 $P-\Delta$  效應應該包括在分析當中。

對於具有獨立正交地震力抵抗系統的規則性結構，應允許使用獨立的二維模型以代

表每一系統。對於具有如表 3-3 所定義之形態 4 及形態 5 之不規則性結構或不具獨立正交地震力抵抗系統的結構，則應使用結構的一個三維模型其每一層至少考慮由沿兩正交平面方向上之平移以及沿垂直軸的扭轉所構成的三個自由度。當橫隔版相較於地震力抵抗系統的垂直元件而言為非剛性時，模型應包括代表橫隔版之柔性。

除非分析能顯示一構件保持彈性，否則應使用一個非線性力—變形模型以代表構件在降伏發生前的勁度以及構件在降伏後於不同變形階段的勁度性質。非線性構件模型的性質應與力學原理或實驗室數據一致。元件的強度應不超過考慮材料超強與硬變硬化後的預期值。在降伏後原件與構件的性質應計及如力學原理或測試數據所顯示由軟化，挫屈，或破裂所引起的強度與勁度退化。柱模型應能反映當軸力超過壓縮強度的 15% 時軸向載重的影響。結構應假設有一固定基底，或者，應允許使用針對基礎的勁度以及載重傳遞特性且與場址相關土壤資料及工程力學合理原理一致的真实假設來替代。

每一模型應選擇一個控制點。對於不具有閣樓的結構，控制點應取在結構最高層的質心。對於具有閣樓的結構，控制點應取在閣樓的基底層的質心。

#### 4.5.2 分析

結構應在地震橫向作用與在組合至少 25% 設計活載重後之靜載重效應同時發生的情況下進行分析。側向力應作用在每一層的質心並且應與沿所考慮方向模態分析的基本模態反應分布形狀成比例。側向力應以單調增量之方式來加載。

在側向加載的第  $j$  個增量時，作用在模型上的總側向力以  $V_j$  來表徵。每一步作用側向力增加的增量應足夠小使得能夠偵測到在個別元件行為（例如降伏，挫屈或破壞）允許有顯著之改變。側向載重的第一個增量應導致線彈性行為。在每一個分析步驟，均應記錄其總作用側向力  $V_j$ ，控制點之總側向位移  $\delta_j$  以及在每元件中的內力與變形。分析一直繼續進行至控制點的位移至少達到由 4.5.5 節所決定之目標位移的 150% 為止。結構應設計成在控制點位移小於或等於 150% 目標位移之前的任何一個分析增量下其總作用側向力不會降低。

#### 4.5.3 有效降伏強度及有效週期

將結構之容量曲線用一個雙線性曲線近似，使得雙線性曲線的第一段在有效降伏強度的 60% 處與容量曲線重合，而第二段則在目標位移處與容量曲線重合，而且在介於原點與目標位移間雙線性曲線下之面積等於容量曲線下之面積。有效降伏強度  $V_y$  對等於在兩線段交點處之總作用側力。有效降伏位移  $\delta_y$  對等於在兩線段交點處之控制點位移。有效基本週期  $T_e$  應由(4-21)式決定如下：

$$T_e = T_1 \sqrt{\frac{V_1/\delta_1}{V_y/\delta_y}} \quad (4-21)$$

其中， $V_1$ ， $\delta_1$  及  $T_1$  應由側向載重之第一增量所決定。

#### 4.5.4 形狀向量

形狀向量應等於結構在所考慮方向上的第一振態形狀，其由結構在側向載重的第一增量下的一模態分析中所決定，並且在控制點樓層上具有單位振幅。可允許用結構在控制點位移等於有效降伏位移時之變位形狀來替代振態形狀以決定形狀向量。

#### 4.5.5 目標位移

控制點的目標位移 $\delta_T$ 應採(4-22)式計算：

$$\delta_T = C_0 C_1 S_{ad} \left( \frac{T_e}{2\pi} \right)^2 g \quad (4-22)$$

其中 $S_{ad}$ 為與有效週期 $T_e$ 相對應之設計譜加速度係數，其值由 2.4 節或 2.5 節所決定； $g$ 為重力加速度；而係數 $C_0$ 與 $C_1$ 則由以下方式定義。

係數 $C_0$ 應使用(4-23)式計算：

$$C_0 = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_i^2} \quad (4-23)$$

其中：

$W_i$  = 第 $i$ 樓層之靜載重。

$\phi_i$  = 形狀向量在第 $i$ 樓層的振幅。

當結構沿所考慮方向的有效基本週期 $T_e$ 大於設計反應譜短週期與中、長週期的分界 $T_0^D$ 時，係數 $C_1$ 之值取為 1.0；否則應依(4-24)式計算求值：

$$C_1 = \frac{1}{R_d} \left[ 1 + \frac{(R_d - 1)T_0}{T_e} \right] \quad (4-24)$$

其中， $R_d$ 應依(4-25)式計算：

$$R_d = \frac{S_{ad}}{V_y/W} \quad (4-25)$$

$T_0^D$ 依照 2.4 或 2.5 節之規定； $V_y$ 則為按照 4.5.3 節規定，將容量曲線用一個雙線性曲線近似後所決定之有效降伏強度。

#### 4.5.6 層間相對側向位移

設計層間相對側向位移之值，係由在當達到目標位移的步驟中對每一樓層所取得，其值不得超過在 3.5 節所定之容許層間變位乘上  $0.85R/C_d$  之值。

#### 4.5.7 桿件強度

除了滿足本節規定外，除非是 4.2.2.2 節規範特別要求考慮設計地震力之超強因子的情況，否則桿件強度亦應滿足 4.2.2 節並取  $E=0$  後之規定。

若為依照 4.2.2.2 節規範要求考慮結構超強因子的情況，在目標位移時由分析所得的個別桿件力之值 $Q_{Ei}$ 應由 $\Omega_0 Q_E$ 所取代。

#### 4.5.8 設計地震力之分佈

作為桿件設計之用的側力，應作用在每層質心之上，且應與沿所考慮方向模態分析的基本模態反應分布形狀成比例。

## 4.5.9 詳細評估

若有效降伏強度超過表 3-1 所列之系統超強因子與由 4.2.3 節計算之地震基底剪力(以有效基本週期 $T_e$ 取代 $T$ 來修正)兩者的乘積時,則不需要滿足 4.5.9.1 節與 4.5.9.2 節之規定。

### 4.5.9.1 內力與變形需求

對於每一個非線性靜力分析,包括個別桿件力 $Q_E$ 及桿件變形 $\gamma$ 在內的設計反應參數值,係由當達到目標位移的分析步驟中所取得。

### 4.5.9.2 桿件

個別桿件及其接頭之抵禦桿件力 $Q_E$ 及桿件變形 $\gamma$ 的足夠度,應基於對類似元件的實驗室測試數據來評估。在評估當中應考慮重力以及其他載重對於桿件變形容量的效應。一個需要支撐重力的桿件,其變形不應超過(1)當變形導致喪失支撐重力能力時之變形量的三分之二,(2)當變形導致桿件強度退化至小於桿件模型尖峰強度 70%時之變形量的三分之二。

一個不需要支撐重力的桿件,其變形不應超過當變形導致桿件強度退化至小於桿件模型尖峰強度 70%時之變形量的三分之二。或者,若變形不超過使用非線性分析程序之生命安全性能水準的可接受標準所決定之值,則允許將桿件變形認為是可以接受的。

若桿件力不是處於超過其預期容量的情況,則應認為是可以接受的。

## 4.6 土壤結構互制效應

### 4.6.1 通則

當結構分析模型並未直接考慮基礎之柔度,而係基於不含基礎彈簧之固定基底條件時,可採用本節之規定,在考慮土壤結構互制之條件下,計算結構之設計地震力與相對應之變形。採用此規定時,將減少基底剪力、側向力與傾倒力矩之設計值;但相對地將增加側向位移以及因 P- $\Delta$ 效應引致之桿件內力。

### 4.6.2 等效側力

#### 4.6.2.1 基底剪力

在考慮土壤結構互制之條件下,可將依(4-4)式計算之結構基底剪力 $V$ 降低為

$$\tilde{V} = V - \Delta V \quad (4-26)$$

其中,變化量 $\Delta V$ 應由下式計算:

$$\Delta V = \frac{I}{1.4\alpha_y F_u} \left[ S_{ad} - \tilde{S}_{ad} \left( \frac{0.05}{\tilde{\beta}} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \quad (4-27)$$

其中,

$S_{ad}$ : 與固定基底之基本振動週期 $T$ 相對應之工址設計水平譜加速度係數。

$\tilde{S}_{ad}$ ：與 4.6.2.1.1 節計算之柔性基底等效週期  $\tilde{T}$  相對應之工址設計水平譜加速度係數。

$\tilde{\beta}$ ：依照 4.6.2.1.2 節之規定計算所得之柔性基底阻尼比。

$\bar{W}$ ：結構之等效重量，一般可定義  $\bar{W} = 0.7W$ ；但當結構之重量集中於單一樓層時，則定義  $\bar{W} = W$ 。

經由土壤結構互制考量所得之基底剪力  $\tilde{V}$  不得低於  $0.7V$ 。

#### 4.6.2.1.1 等效週期

柔性基底結構之等效週期  $\tilde{T}$  應由下式計算：

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{\bar{k}}{K_y} \left( 1 + \frac{K_y \bar{h}^2}{K_\theta} \right)} \quad (4-28)$$

其中，

$T$ ：固定基底之結構基本振動週期。

$\bar{k}$ ：固定基底之結構勁度，可由下式計算：

$$\bar{k} = 4\pi^2 \left( \frac{\bar{W}}{gT^2} \right) \quad (4-29)$$

$\bar{h}$ ：結構之等效高度，一般可定義為基面至屋頂面高度之 0.7 倍 ( $\bar{h} = 0.7h_n$ )；但當結構之重量集中於單一樓層時，則定義  $\bar{h} = h_n$ 。

$K_y$ ：基礎之側向勁度，定義為令基礎層於考慮方向產生單位變形量所需施加之水平力。

$K_\theta$ ：基礎之搖擺勁度，定義為令基礎層於考慮方向產生單位旋轉量所需施加之彎矩。

計算基礎之側向勁度  $K_y$  與搖擺勁度  $K_\theta$  時，應採用與設計地震引致之土壤應變層級相符之土壤特性；位於基礎下方之土壤在大應變下的平均剪力模數  $G$ ，以及相對應的剪力波速  $v_s$  如表 5.6-1 所定義。其中，

$v_{s0}$ ：位於基礎下方之土壤在小應變 ( $\leq 10^{-5}$ ) 時的平均剪力波速。

$G_0$ ：位於基礎下方之土壤在小應變 ( $\leq 10^{-5}$ ) 時的平均剪力模數 ( $G_0 = \rho_{s0}^2 / g$ )。

$\gamma$ ：位於基礎下方土壤之平均密度。

若結構係由靜置或接近於地表之筏式基礎支撐，或是筏基較深但與其邊牆接觸之土壤在設計地震下失效者，結構之等效週期  $\tilde{T}$  可由下式計算：

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{25\alpha r_a \bar{h}}{v_s^2 T^2} \left( 1 + \frac{1.12 r_a \bar{h}^2}{\alpha_m r_m^3} \right)} \quad (4-30)$$

其中，

$\alpha$ ：結構與土壤之相對質量密度，定義為

$$\alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_0 \bar{h}} \quad (4-31)$$

$r_\alpha$  與  $r_m$ ：基礎特徵長度，分別定義為

$$r_\alpha = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad \text{與} \quad r_m = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (4-32)$$

而

$A_0$ ：基礎面積。

$I_0$ ：基礎繞與分析方向垂直之水平中性軸旋轉之靜態慣性矩。

#### 4.6.2.1.2 等效阻尼比

考慮土壤結構互制效應之等效阻尼比  $\tilde{\beta}$  應由下式計算：

$$\tilde{\beta} = \beta_0 + \frac{0.05}{(\tilde{T}/T)^3} \quad (4-33)$$

其中， $\beta_0$  為基礎之阻尼比，其值可由圖 4-1 查詢而得。若  $0.4S_{DS}$  之值介於 0.1 至 0.2 之間，則  $\beta_0$  應藉由圖 5.6-1 中之實線與虛線採線性內插求值。圖 5.6-1 中之參數  $r$  為基礎特徵長度，若  $\bar{h}/L_0 \leq 0.5$ ， $r=r_\alpha$ ；若  $\bar{h}/L_0 \geq 1.0$ ， $r=r_m$ ；若  $\bar{h}/L_0$  之值介於 0.5 至 1.0 之間則採線性內插求值。其中，

$L_0$ ：基礎沿分析方向之整體長度。

$r_\alpha$  與  $r_m$ ：基礎特徵長度，如(4-32)式定義。

例外：當結構係由點支承基樁支撐；或是基礎土壤係由覆蓋於勁度急遽變大之堅硬並類似岩層的沉積層之上，且具有均一特性的軟弱地層所組成，則當  $4D_s/v_s\tilde{T} \leq 1.0$  時，(4-33)式中之基礎阻尼比  $\beta_0$  應以下式之  $\beta'_0$  替換：

$$\beta'_0 = \left( \frac{4D_s}{v_s\tilde{T}} \right)^2 \beta_0 \quad (4-34)$$

其中， $D_s$  為軟弱地層之深度。

不論是是否經由(4-34)式修正，(4-33)式計算所得之等效阻尼比  $\tilde{\beta}$  不得小於 0.05 或大於 0.20。

#### 4.6.2.2 地震力之豎向分配

應採用與固定基底相同之豎向分配公式，將土壤結構互制修正之基底剪力  $\tilde{V}$  分配於結構之各個樓層。

#### 4.6.2.3 其他效應

考量土壤結構互制而修正之層剪力、傾倒力矩、以及繞垂直軸旋轉之扭轉效應，均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之基底剪力  $\tilde{V}$  進行分析。

考量土壤結構互制下之結構第  $x$  層側向變形量  $\tilde{\delta}_x$  應依下式計算：

$$\tilde{\delta}_x = \frac{\tilde{V}}{V} \left( \frac{M_0 h_x}{K_\theta} + \delta_x \right) \quad (4-35)$$

其中，

$M_0$ ：在不包括基礎設計時所允許之減少條件下，藉由未修正之基底剪力計算所得位於結構基面之傾倒力矩。

$h_x$ ：第 $x$ 層距基面之高度。

$\delta_x$ ：在固定基底之條件下，藉由未修正之基底剪力計算所得結構第 $x$ 層之側向變形量。

考量土壤結構互制而修正之層間變位與 P- $\Delta$ 效應均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之層剪力以及側向變形量進行分析。

### 4.6.3 反應譜分析程序

#### 4.6.3.1 模態基底剪力

考量土壤結構互制效應時，基本模態之基底剪力 $V_1$ 應依照下式修正為 $\tilde{V}_1$ ：

$$\tilde{V}_1 = V_1 - \Delta V_1 \quad (4-36)$$

變化量 $\Delta V_1$ 應依照(4-27)式計算，但將式中之結構等效重量 $\bar{W}$ 以第一模態參與重量 $\bar{W}_1$ 取代。計算(4-27)式中之 $S_{sd}$ 以及 $\tilde{S}_{sd}$ 時，應分別採用固定基底結構之基本振動週期 $T_1$ 以及柔性支撐結構之基本振動週期 $\tilde{T}_1$ 。可藉由(4-28)式或(4-30)式，將式中之 $T$ 以 $T_1$ 取代後計算柔性支撐結構之基本振動週期 $\tilde{T}_1$ ；利用(4-29)式計算 $\bar{k}$ 時，應將結構等效重量 $\bar{W}$ 以第一模態參與重量 $\bar{W}_1$ 取代；等效高度 $\bar{h}$ 則依下式計算：

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1} h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i1}} \quad (4-37)$$

應採用上述各項參數 $\bar{W}_1$ 、 $\bar{h}$ 、 $T_1$ 與 $\tilde{T}_1$ 之值藉由(4-31)式以及圖 4-1 計算相對應之參數 $\alpha$ 與 $\beta_0$ 。修正後之基本模態基底剪力 $\tilde{V}_1$ 不得低於 $0.7V_1$ 。

除了基本模態之外，其餘高模態之貢獻不應考慮土壤結構效應。

#### 4.6.3.2 其他模態效應

考量土壤結構互制後，基本模態之地震力、層剪力、以及傾倒力矩均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之基底剪力 $\tilde{V}_1$ 進行分析。修正後基本模態之側向變形量 $\tilde{\delta}_{x1}$ 應依下式計算：

$$\tilde{\delta}_{x1} = \frac{\tilde{V}_1}{V_1} \left( \frac{M_{01} h_x}{K_\theta} + \delta_{x1} \right) \quad (4-38)$$

其他高模態之側向變形量則不應考慮土壤結構效應，即 $\tilde{\delta}_{xm} = \delta_{xm}$ 。其中，

$M_{01}$ ：針對固定基底結構，藉由基本模態未修正之基底剪力 $V_1$ 計算所得之傾倒力矩。

$\delta_{xm}$ ：在固定基底之條件下，藉由各模態未修正之基底剪力 $V_m$ 計算所得該模態於結構第 $x$ 層之側向變形量。

考量土壤結構互制而修正之模態層間變位 $\tilde{\Delta}_m$ 則為該樓層頂部與底部之側向變形量之差額。

#### 4.6.3.3 設計值

應基於修正後之剪力、彎矩、變形量與層間位移，採 SRSS 疊加法組合各模態之效應，以決定其設計值。進行基礎設計時，其位於基礎-土壤交界面之傾倒力矩將因考慮土壤結構互制而減少 10%。

考量土壤結構互制時，繞垂直軸之扭轉效應與 P- $\Delta$ 效應均應依照固定基底結構之規定，但改採修正後之層剪力以及側向變形量進行分析。

表 4-1 傾倒力矩折減因子( $n$  為樓層數)

$n-x \leq 10$	$\tau=1.0$
$10 \leq n-x \leq 20$	$\tau=1.0-0.02(n-x-10)$
$n-x \geq 20$	$\tau=0.8$

表 4-2  $G/G_0$  與  $v_s/v_{s0}$  之值

	$0.4S_{DS}$			
	$\leq 0.10$	0.15	0.20	$\geq 0.30$
$G/G_0$ 之值	0.81	0.64	0.49	0.42
$v_s/v_{s0}$ 之值	0.90	0.80	0.70	0.65

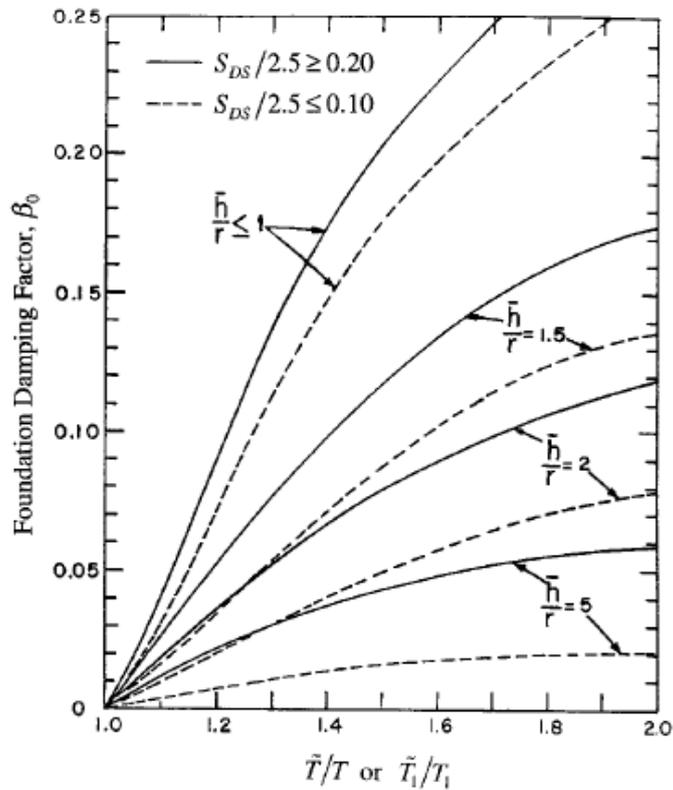


圖 4-1 基礎阻尼比

## 第 5 章 附屬於建築物之結構物部分構體、非結構構材 與設備的耐震設計

### 5.1 適用範圍

附屬於建築物之結構物部份構體及附件、永久性非結構構材及附件以及支承於結構體之設備的附件均須按 5.2 節規定之地震力設計之。傢俱及支承於樓版或屋頂版 200 公斤以下設備之附件其設計地震力可不必考慮。

附件包括錨定裝置及所需之支撐。重力引致之摩擦力不得考慮用來抵抗地震力。

非剛性設備若有抵抗側力的結構系統，而其損壞會引起人命傷亡者，應按 5.2 節規定的地震力設計之。

### 5.2 最小設計總橫力

最小設計水平總橫力  $F_{ph}$  依下式計算：

$$F_{ph} = 0.4S_{DS}I_p \frac{a_p}{R_p} \cdot (1 + 2h_x/h_n)W_p \quad (5-1a)$$

$F_{ph}$  不必大於：

$$F_{ph} = 1.6S_{DS}I_pW_p \quad (5-1b)$$

$F_{ph}$  亦不得小於：

$$F_{ph} = 0.3S_{DS}I_pW_p \quad (5-1c)$$

$S_{DS}$ ：工址短週期設計水平譜加速度。

$W_p$ ：構體或構材自重或設備操作載重。

$a_p$ ：構體、構材或設備之共振放大倍數，見表 5-1 及表 5-2。

$R_p$ ：構體、構材或設備等之地震反應折減係數，見表 5-1 及表 5-2。

$F_{ph}$ ：構體、構材或設備等質心點之設計地震力，並按各構體、構材或設備之質量分佈分配。

$I_p$ ：構體、構材或設備之用途係數；若大地震後除須確保人命安全及防範二次災害外，並須確保不需大型補修便能執行設備必要的機能為目標者，以及躉售大賣場儲存架、含危險物品及易燃物品內容之構材等其  $I_p=1.5$ ，其他構體、構材及設備之  $I_p=1.0$ ，但  $I_p$  不得小於被附屬建築物之用途係數。

$h_x$ ：構體、構材或設備所在樓層  $x$  距基面之高度。

$h_n$ ：建築物基面至屋頂之高度。

構體、構材及設備之垂直地震力需做適當之考量，其最小設計垂直地震力  $F_{pv}$  為

$$\text{一般工址與台北盆地：} F_{pv} = \frac{1}{2} F_{ph} \quad (5-2a)$$

$$\text{近斷層區域： } F_{pv} = \frac{2}{3} F_{ph} \quad (5-2b)$$

總設計地震力應依構體質量之分佈照比例分配之。根據(5-1)至(5-2)式決定之地震力應用於設計構材以及其與結構體之接頭與錨定。對於傳遞此地震力至抵抗地震力主結構系統之構材與接頭亦應照此地震力設計之。

### 5.3 設備設計規範

設備的設計規範中應列入本章所規定之設計地震力或註明請其參考本規範。

### 5.4 重要或儲存危險物品建築物中設備之設計

1.2 節中第 III 耐震用途群組與第 II 耐震用途群組建築物中之設備，若設計地震下需能維持機能者，其設計與構造細節中應考慮地震產生位移之影響。

### 5.5 替代設計法

若有可靠的試驗與分析資料，足以提供某一特定類別之設備、部份構體或非結構構材之耐震設計時，可接受替代之，惟應受下述兩點之限制：

1. 此些規定應提供錨定的最小設計地震力及將地震力傳遞至抵抗地震力主結構系統之構材、接頭的最小設計地震力。
2. 設計構體、非結構構材或設備的最小設計水平總橫力  $F_{ph}$  除了依(5-1)式外，亦可由(5-3)式計算，惟(5-3)式計算所得之最小設計水平總橫力小於(5-1)式所規定之 80% 時，須調整至(5-1)式之 80%：

$$F_{ph} = \frac{a_i a_p W_p}{(R_p / I_p)} A_x \quad (5-3)$$

其中， $a_i$  為依據 4.3 節反應譜振態疊加法，於 475 年設計地震作用下所得之  $i$  樓層彈性反應加速度係數， $A_x$  為 4.2.8 節(4-13)式所得之意外扭矩放大係數。

表 5-1：建築物部份構體及非結構構材附件係數

	$a_p$	$R_p$
1. 內部非結構牆及隔間		
a. 平面(無鋼筋)圬工牆	1.0	1.25
b. 其他種牆及隔間	1.0	2.5
2. 懸臂結構(無側撐或在其重心之下有側撐)		
a. 女兒牆及內部懸壁非結構牆	2.5	2.5
b. 煙囪	2.5	2.5
3. 半懸臂結構(在其重心之上有側撐)		
a. 女兒牆	1.0	2.5
b. 煙囪	1.0	2.5
c. 外部非結構牆	1.0	2.5
4. 外部非結構牆及其接合		
a. 牆	1.0	2.5
b. 牆版接合本體	1.0	2.5
c. 接合系統之固定物	1.25	1.0
5. 飾版		
a. 有變形限制之飾版及附件	1.0	2.5
b. 低變形之飾版及附件	1.0	1.25
6. 屋頂突出物(由建築物構架延伸者除外)	2.5	3.5
7. 天花板	1.0	2.5
8. 儲櫃		
a. 儲櫃及實驗室設備.	1.0	2.5
9. 高架地版	1.0	1.25
10. 附屬物及裝飾品	2.5	2.5
11. 標誌及廣告牌	2.5	2.5
12. 其他剛性設備.		
a. 可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b. 有限度變形之材料及其附件	1.0	2.5
c. 低度變形之材料及其附件	1.0	1.25
13. 其他柔性設備.		
a. 可高度變形之材料及其附件	1.0	3.5
b. 有限度變形之材料及其附件	2.5	2.5
c. 低度變形之材料及其附件	2.5	1.25

表 5-2：機電設備附件係數

機電設備及其元件	$a_p$	$R_p$
1. 一般機械		
a. 鍋爐、熱水器	1.0	2.5
b. 自立式裙版壓力容器	2.5	2.5
c. 煙道	2.5	2.5
d. 懸臂式煙囪	2.5	2.5
e. 其他	1.0	1.5
2. 製程（生產和加工）機械		
a. 一般	1.0	2.5
b. 輸送機（非載人用）	2.5	2.5
3. 管道系統		
a. 可容許大量變形之配件及接著部	1.0	3.5
b. 容許中度變形之配件及接著部	1.0	2.5
c. 僅容許少量變形配件及接著部	1.0	1.25
4. 空調設備		
a. 設備與系統採用橡膠元件隔絕振動，並裝設嵌入式或分離式之橡膠減震裝置，或於設備周圍裝設彈性回復擋板*	2.5	2.5
b. 設備與系統採用彈簧隔絕振動，並以嵌入式或分離式之橡膠減震裝置緊密束制，或於設備周圍裝設彈性回復擋板緊密束制*	2.5	2.0
c. 內部隔振設備與系統*	2.5	2.0
d. 無隔振系統	1.0	2.5
e. 與風管連接之懸吊機器	1.0	2.5
f. 其他	1.0	1.5
5. 升降機元件	1.0	2.5
6. 電扶梯元件	1.0	2.5
7. 桁架高塔（自立式或有斜拉線者）	2.5	2.5
8. 一般電器		
a. 配電系統	1.0	3.5
b. 設備	1.0	2.5
9. 燈具	1.0	1.25

\* 固定於隔振裝置之設備物應於各水平方向以緩衝器或減震裝置束制。當設備支承構架與減震裝置之間的空隙超過 6mm，設計水平總橫力應為  $2F_{ph}$ ；當設備支承構架與減震裝置之間的空隙未超過 6mm，設計水平總橫力得為  $F_{ph}$ 。

## 第 6 章 非建築結構物之地震力

### 6.1 適用範圍

1. 非建築結構物包括建築物以外自行承擔垂直載重與地震力之結構物，其設計需能承擔本章所規定之最小地震力。設計時須符合本規範其他各章可適用之規定，惟其規定應經本章修正。
2. 本章所規定之最小設計地震力係彈性設計地震力，因此非建築結構物之設計應使其具有足夠的強度與韌性，以達與本規範建築物相一致之耐震能力。容許應力、載重係數、強度折減係數及其他細部設計要求應符合建築技術規則建築構造編其他可通用之相關規定。該編未規定者，若認可之國家標準中有可資應用者，亦可採用。
3. 非建築結構物之重量  $W$ ，應包括所有如 4.2.3 節中所定義之靜載重，此外亦應包括水塔、貯槽、管線等在正常操作時之全部內容物重量。
4. 非建築結構物之基本振動周期應以合理之結構力學方法決定之。
5. 層間相對側向位移無需以 4.2.10 節之規定來限制，應依破壞時會危及生命安全之結構或非結構構材之容許層間變位限制之。若二次彎矩與一次彎矩的比值大於或等於 0.1 時應考慮 P- $\Delta$  效應。
6. 結構凡由於支承柔性非結構構體者，若此些構體重量超過該結構重量之 25% 以上時，設計上應考慮被支承構體與該結構間之互制作用。

### 6.2 設計地震力

1. 非建築結構物，若其結構系統與建築物之結構系統相似(如表 3-1 所列)，則其設計地震力之計算與建築物同。
2. 高度低於 15 公尺之非建築結構物，可採用混凝土部份韌性抗彎矩構架，但設計時  $R$  值不得超過 1.6。

### 6.3 剛性結構物之設計地震力

基本振動周期低於 0.06 秒之剛性結構物及錨定，應使能承受如下所示之水平地震力：

$$V_h = \frac{S_{DS}IW}{3\alpha_y} \quad (6-1)$$

垂直地震力應作適當的考量，最小設計垂直地震力  $V_v$  依下式計算：

$$\text{一般震區與台北盆地：} V_v = \frac{1}{2}V_h ; \quad \text{近斷層區域：} V_v = \frac{2}{3}V_h$$

水平地震力  $V_h$  應假設作用於任何水平方向，並依質量分佈之比例做分配。

### 6.4 具支承底座之儲水槽

具平底或支承座之儲水槽，不論其基礎在地面或地下，應考慮儲水槽及其內容物之總重，並視為剛性結構，按(6-1)式所規定的地震力設計之。此外，亦得以下述兩種方法

設計之：

1. 考慮工址預期之地震地表運動(即水平向  $\frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} g$ ，垂直向  $\frac{1}{2} \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} g$  或  $\frac{2}{3} \frac{S_{DS}I}{3\alpha_y} g$ )及儲液槽內液體之慣性效應，依反應譜分析法設計之。
2. 根據某一特定型態儲水槽已被認可之試驗與分析資料設計之，惟其震區劃分與耐震設計類別應與 2.1、2.2 及 1.2 節之規定一致者。

## 6.5 其他非建築結構物

6.3 及 6.4 節未涵蓋之非建築結構物，應依第四章規定的設計地震力來設計，並應滿足以下各點：

1.  $R$  值應由表 6-1 決定之。
2. 地震力之豎向分配可依 4.2.6 節或動力分析方法決定之。對 1.2 節中第 III 耐震用途群組與第 II 耐震用途群組的不規則結構物，若不能以單一質量模擬時，應採用動力分析。
3. 對某一特定非建築結構物，若有公認之試驗與分析資料提供耐震設計之基準時，此標準可以採用，惟震區與用途區分應與本規範一致。此外，設計地震總橫力與總傾倒力矩不得小於本規範所得值之 80%。

表 6-1：非建築結構物之韌性容量

結構種類	R
1. 水塔、儲槽或壓力容器，其支承架具斜撐或不具斜撐者	1.2
2. 現地澆注之混凝土穀倉及煙囪、具連續性之牆壁並延續至基礎者	2.0
3. 質量均佈之懸臂型結構，如煙囪、穀倉及具縱向隔版支撐之直高狀儲槽	1.6
4. 桁架式高塔(具拉線或不具拉線者)及具拉線之煙囪	1.6
5. 倒鐘擺型結構	1.2
6. 冷卻水塔	2.0
7. 儲存箱及漏斗狀儲器，其支承架具斜撐或不具斜撐者	1.6
8. 儲存架	2.0
9. 招牌及廣告版	2.0
10. 遊樂用結構及紀念碑	1.2
11. 前述以外之其他自己承擔載重之結構物	1.6

# 第 7 章 基礎設計要求

## 7.1 適用範圍

本章僅包括需進行耐震設計基礎構造物之設計要求，除本章設計要求外，設計需符合基地調查、開挖或填土、邊坡穩定、排水、沉陷控制、土壤承载力及側向土壓等非耐震相關之基本規定。

## 7.2 一般設計要求

對於本規範規定之任何載重組合下，基礎之設計承載容量需符合本章之規定。

### 7.2.1 基礎構材

包括基礎元件及與上部結構連結元件之強度與細節，於地震載重情況下需符合第 8 章之規定，考慮耐震設計之基礎元件強度不得小於不考慮耐震設計時之設計強度。

### 7.2.2 土壤承載容量

基礎土壤之承载力或其與樁界面容量，於不考慮地震力下之任何載重情況下，需足以支承結構及控制沉陷量於容許範圍內，對於如 4.2.2 節規定之考慮地震效應的載重組合下，在考量短期載重及土壤動態特性下，土壤之應變需位於可接受之合理範圍內。

### 7.2.3 基礎之力-變形特性

當使用第 4 章規定之線性分析程序，其基礎-土壤系統(基礎勁度)之力-變形特性需依本節規定模擬，基礎之線性載重變形關係需以設計地震下土壤變形程度之等值線性勁度表示，用於推估等值線性勁度之應變相符之剪力模數 $G$ 與剪力波數 $V_s$ 需以 4.6.2.1.1 節之準則或現地研究決定。除有進行現地土壤動態特性量測或直接量測基礎動態特性外，於進行動力分析時，尚需包括參數變化不小於正負 50%之分析。

## 7.3 耐震設計類別 C

屬耐震設計類別 C 之結構的基礎需符合本節之設計要求。

### 7.3.1 調查

現地調查需確實進行及提出現地調查報告，現地調查報告除需包括 7.1 節與 7.2.2 節之要求外，尚需包括因地震造成之邊坡穩定、液化、差異沉陷及因斷層或地盤側向流動引起之地表位移等危害，調查報告需包括適當基礎型式及其他量測建議以預防上述之危害。當工址現地附近相同土壤狀況之工址的調查資料已足夠提供建造所需資訊時，於主管機關同意下則不需提出現地調查報告。

### 7.3.2 單樁式結構

採用埋置於土壤或混凝土基腳之單樁式柱允許使用於承載軸向與側向力，單樁式柱之埋置深度需依基礎調查報告建議之準則決定。

### 7.3.3 基礎繫桿

獨立樁帽、鑽掘樁或沉箱需以繫桿相連接，並可以承受十分之一的樁帽載重乘以  $S_{DS}$  的張力與拉力，但若地梁、基礎版、周遭岩盤或硬土層可提供相同之限制時則不在此限。

### 7.3.4 樁之特別要求

以下對樁、墩與沉箱之特別要求為其他規範外之額外要求，對於混凝土樁或鋼管充填樁其樁主筋埋置於樁帽之伸展長度需依 ACI 318 規範第 9 章之規定，樁帽之連接可採用現地彎製之彎鉤，對竹節鋼筋其受拉與受壓伸展長度為不使用超額鋼筋折減係數之完全發展長度，矩形箍筋、螺箍筋或繫筋需依 ACI 318 第 21.1 節之耐震彎鉤製作。於抗上舉力情況下，鋼管樁、混凝土充填鋼管樁或 H 樁與樁帽之錨錠力需大於混凝土與鋼材間之握裹力。

#### 7.3.4.1 無套管混凝土樁

對鑽掘式無套管混凝土樁、墩與沉箱，於樁頂 1/3 樁長度與撓曲長度較大者範圍內其主鋼筋比不得小於 0.0025，撓曲長度定義為樁頂至設計彎矩需求等於 0.4 倍開裂彎矩之距離，主鋼筋需延伸超過撓曲長度並具適當之受拉伸展長度，主鋼筋至少採用四支鋼筋並具 3 號以上之閉合箍筋或螺箍筋，箍筋間距不大於主筋直徑之 16 倍，另於樁帽底部往下三倍樁徑範圍內，箍筋間距不大於主筋直徑之 8 倍或 15cm。

#### 7.3.4.2 鋼套管混凝土樁

鋼筋配置要求同無套管混凝土樁。

#### 7.3.4.3 混凝土充填樁

樁頂之主鋼筋比不得小於 0.01，且需往下延伸至少樁埋入樁帽長度之二倍位置。

#### 7.3.4.4 預鑄(無預力)混凝土樁

預鑄混凝土樁之主鋼筋比不得小於 0.01，主鋼筋需全長配置並具 3 號以上之閉合箍筋或螺箍筋，箍筋間距不大於主筋直徑之 16 倍或 20cm。另於樁帽底部往下三倍樁徑範圍內，箍筋間距不大於主筋直徑之 8 倍或 15cm。

#### 7.3.4.5 預鑄預力樁

需配置圓形箍筋或螺箍筋之橫向鋼筋，於樁頂 6m 距離內橫向鋼筋體積比不小於 0.007 或依 7-1 式計算值

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (7-1)$$

$\rho_s$  = 橫向鋼筋體積比

$f'_c$  = 混凝土抗壓強度

$f_{yh}$  = 橫向鋼筋降伏強度，但不得大於 586MPa

於樁頂 6m 距離以外橫向鋼筋體積比不小於依 7-1 式計算所得之 1/2。

## 7.4 耐震設計類別 D

屬耐震設計類別 D 之結構的基礎需依 7.3 節及本節之額外要求進行設計，除依本節之要求修訂外，混凝土構材需依 ACI 318 第 21.8 節設計與建造。

### 7.4.1 調查

除依 7.3.1 節之規定外，調查與報告需包括地震引起之地下室或擋土牆的側向土壓力。

### 7.4.2 液化潛能與土壤強度喪失

建築物工址位於下列二種土層時，應進行地震時之穩定性評估，並據以折減其耐震設計用土壤參數值：

1. 極軟弱土層在地震時將導致土壤強度大幅降低者。
2. 飽和砂土層在地震時將產生土壤液化或流動化者。

判定方式依 7.4.2.1 節與 7.4.2.2 節之規定辦理，建築物之耐震設計應考量地震時地盤成為不穩定狀態的影響。

#### 7.4.2.1 耐震設計有關極軟弱土層之判定

距地盤面 3m 深度以內的粘土層或粉土層，由單軸壓縮試驗或現地試驗推定其單軸壓縮強度在  $0.2\text{kgf/cm}^2$  以下之土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層。

#### 7.4.2.2 砂土層之液化潛能判定

沖積層之飽和砂土層，在地震時可能產生液化現象，應按下述方法進行土壤液化之判定與檢核。

液化之評估由液化抵抗率  $F_L$  值決定之。 $F_L$  值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。

$$F_L = \frac{R}{L} \quad (7-2)$$

$R$ ：土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值。

$L$ ：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值。

有關土壤液化判定的方法，可依據內政部「建築技術規則建築構造編—基礎構造設計規範(含解說)」之規定辦理。

工址應分別檢核中小度地震時(一般工址與近斷層工址之地表水平加速度  $A = 0.4S_{DS} \times g/4.2$ ，或台北盆地之地表水平加速度  $A = 0.4S_{DS} \times g/3.5$  時)，設計地震時(地表水平加速度  $A = 0.4S_{DS} \times g$  時)，及最大考量地震時(地表水平加速度  $A = 0.4S_{MS} \times g$  時)發生液化的可能性。

#### 7.4.2.3 土壤參數折減之土層及其處理

1. 依 7.4.2.1 節判定為極軟弱之粘土層或粉土層者，即為耐震設計用土壤參數為零之土層。

2. 依 7.4.2.2 節判定可能液化之砂土層，應折減其耐震設計用土壤參數。
3. 土壤參數在耐震設計上為零或經折減之土層，其全部重量仍應視為其下方土層之載重。

#### 7.4.2.4 經判定可能為極軟弱土層或土壤液化時之耐震設計

1. 依 7.4.2.1 節判定為極軟弱土層或依 7.4.2.2 節判定可能液化之砂土層者，應依 7.4.2.3 節之規定折減耐震設計用土壤參數。
2. 在中小度地震時，工址不得有液化之可能，即液化抵抗率 $F_L$ 值不得小於 1.0。在設計地震與最大考量地震時，容許發生土壤液化，但建築物應採用之適當基礎形式(如樁基礎)，並檢核液化後之安全性。
3. 進行耐震設計時，亦應考慮土層不會產生不穩定之情況，並採用較為嚴格的結果作為耐震設計之依據，如計算基本振動周期時，土壤參數毋需折減。

#### 7.4.3 基礎繫桿

屬耐震設計類別 D 之獨立基腳需依 7.3.3 節規定以繫桿相連接。

#### 7.4.4 樁與地梁特別要求

樁需設計能承受由地震地表運動及結構反應所引制之最大彎曲變形，其彎曲需包括由土壤樁互制及地震力下樁變形效應修正而得之自由場土壤的應變。於地盤分類 E 或 F 類之混凝土樁之設計細節，對小於 7 支樁之樁帽且界面屬堅實地盤或由軟弱土層壓密之中等地盤者，需依 ACI318 中 21.4.4.1、21.4.4.2 及 21.4.4.3 節之規定設計。

若地梁可承受 4.2.2.2 節中規定之載重組合則不需滿足 ACI318 中 21.10.3.3 節之要求，另混凝土不需滿足 ACI318 中 21.10.4.4(a)節之要求。

樁與樁帽之錨錠設計需考慮上舉力造成之軸力與樁帽保持固定下之彎矩，對需抵抗上舉力或需提供轉動限制之樁帽，其錨錠設計需滿足以下之需求：

1. 上舉力情況：混凝土樁主筋之計算拉力強度、鋼樁之計算拉力強度、1.3 倍樁與土壤界面抗上舉計算強度或依 4.2.2.2 節計算之軸向拉力之最小者。樁與土壤界面抗上舉計算強度需以極限摩擦力或凝聚力計算。
2. 轉動限制情況：依 4.2.2.2 節計算之載重效應(軸力、剪力與彎矩)或樁之計算軸向、剪切與彎矩強度之較小者。樁內搭接需能承受樁斷面計算強度或依 4.2.2.2 節計算所得軸力、剪力與彎矩之較小者。

樁之設計彎矩剪力與撓度需考慮樁與土壤互制效應，當樁之埋置深度與直徑比小於 6 時樁可視為剛性。

當樁與樁之中心距小於 8 倍樁徑時，於側向反應分析時需考慮群樁效應；當樁與樁之中心距小於 3 倍樁徑時，於垂直載重反應分析時需考慮群樁效應。

斜樁需能承受依 4.2.2.2 節計算所得之抗力與彎矩，當以斜樁與垂直樁組頭之群樁抵抗基礎力量時，需依其各別水平與垂直剛度及幾何條件計算各樁需承擔之力量，斜樁與地梁或樁帽之連接需能承擔樁本身之計算強度。

##### 7.4.4.1 無套管混凝土樁

對鑽掘式場鑄無套管混凝土樁、墩與沉箱，於樁頂起算 1/2 樁長度、地面下 3m 或撓曲長度之較大者範圍內其主鋼筋比不得小於 0.005，撓曲長度定義為樁頂至設計彎矩需求等於 0.4 倍開裂彎矩之距離。

主鋼筋需延伸超過撓曲長度並具適當之受拉伸展長度，主鋼筋至少採用四支鋼筋並具閉合箍筋或螺箍筋，箍筋間距不大於主筋直徑之 12 倍、樁徑之 1/2 或 30cm，對直徑小於等於 50cm 者，採用 3 號以上箍筋，對直徑大於 50cm 者，採用 4 號以上箍筋，間距不大於主筋直徑之 16 倍，另於樁帽底部往下三倍樁徑範圍內，橫向鋼筋需滿足 ACI 318 第 21.4.4.1、21.4.4.2 及 21.4.4.3 節之要求，對屬地盤分類 A, B, C 或 D 工址且無土壤液化者，可使用不小於 ACI318 第 21.4.4.1(a)節規定鋼筋比一半之橫向螺箍筋。

#### 7.4.4.2 鋼套管混凝土樁

鋼筋配置要求同無套管混凝土樁。

#### 7.4.4.3 預鑄(無預力)混凝土樁

樁帽底部往下三倍樁徑範圍內，橫向鋼筋需滿足 ACI 318 第 21.4.4.1、21.4.4.2 及 21.4.4.3 節之要求，對屬地盤分類 A, B, C 或 D 工址且無土壤液化者，可使用不小於 ACI318 第 21.4.4.1(a)節規定鋼筋比一半之橫向螺箍筋。

#### 7.4.4.4 預鑄預力樁

除特別說明外，不需依 ACI318 之規定設計。

對樁長小於等於 11m 者，其全長皆需配置橫向圍束箍筋，對樁長大於 11m 者，於地面下 11m 或樁帽底部至反曲點加三倍樁徑之較大者範圍內皆需配置橫向圍束箍筋，橫向圍束箍筋間距不大於預力鋼鍵直徑之 6 倍、樁徑之 1/5 或 20cm。

配置圓形箍筋或螺箍筋之橫向鋼筋者，其鋼筋體積比不小於依(7-3)或(7-4)式計算值，但不需大於 0.021。

$$\rho_s = 0.25 \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (7-3)$$

$$\rho_s = 0.12 \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (7-4)$$

$\rho_s$  = 橫向鋼筋體積比

$f'_c$  = 混凝土抗壓強度

$f_{yh}$  = 橫向鋼筋降伏強度，但不得大於 586MPa

$A_g$  = 樁之斷面積

$A_{ch}$  = 樁斷面之有效圍束面積

$P$  = 依 4.2.2 計算所得樁之軸力

配置矩形箍筋與繫筋者，其鋼筋總斷面積不小於依(7-5)或(7-6)式計算值。

$$A_{sh} = 0.3sh_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (7-5)$$

$$A_{sh} = 0.12sh_c \left( \frac{f'_c}{f_{yh}} \right) \left( 0.5 + \frac{1.4P}{f'_c A_g} \right) \quad (7-6)$$

$s$  = 箍筋間距

$h_c$  = 考慮方向圍束區域外圍箍筋心到心距離

$f'_c$  = 混凝土抗壓強度

$f_{yh}$  = 橫向鋼筋降伏強度，但不得大於 586MPa

其他未規定區域，需配置以上規定體積比至少 1/2 之閉合箍筋或螺箍筋。

圓形螺箍筋之搭接至少需繞主筋一圈且端點需以 90 度彎鉤或依 ACI 318 第 12.14.3 節規定之銲接進行錨錠，內部或外部之螺箍筋皆可計算於使用之鋼筋體積比中。

箍筋與繫筋需使用至少 3 號以上鋼筋，矩形箍筋需採用標準耐震彎鉤。

#### 7.4.4.5 鋼樁

H 樁之設計與細節需符合 AISC 規範耐震設計與本節之規定，鋼樁與樁帽之連接需設計使能承受不小於樁本身計算壓力強度 1/10 之拉力。

例外：若鋼樁與樁帽之連接可承受依 4.2.2.2 節計算之軸力與彎矩時，則不需符合上述之規定。

## 第 8 章 鋼與混凝土構造設計要求

### 8.1 適用範圍

本章僅包括需進行鋼結構與混凝土結構兩種構造耐震設計之設計、施工與構件品管與試驗要求，除本章設計要求外，設計仍需符合非耐震相關之基本規定。

### 8.2 一般設計要求

對於本規範規定之任何載重組合下，鋼結構與混凝土結構兩種構造之設計承載容量需符合本章之規定。

#### 8.2.1 鋼造構材

鋼造構材之耐震設計應滿足鋼構造建築物鋼結構設計技術規範第十三章耐震設計之要求。

#### 8.2.2 鋼筋混凝土剪力牆構材

可抵抗地震力之鋼筋混凝土剪力牆構材之類別及相關設計要求應按照本節之規定。

特殊鋼筋混凝土剪力牆設計應滿足混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)第十五章 15 節之設計要求

### 8.3 結構鋼

常用作結構鋼材之熱軋型鋼或其它特定鋼材，其材料超強因子 $R_y$ 為 1.2。

### 8.4 耐震設計類別 C、D

屬耐震設計類別 C、D 之鋼筋混凝土結構構件需依混凝土工程設計規範與解說(土木 401-96)第十五章 15 節之設計要求進行設計與建造。

### 8.5 挫屈束制支撐鋼構架(Buckling-Restrained Braced Frames)之耐震設計規定

#### 8.5.1 符號

- $A_{sc}$  BRB 支撐核心消能段之斷面積
- $P_{ysc}$  BRB 支撐核心消能段之軸向降伏強度
- $Q_b$  由BRB支撐所引致對梁產生之最大不平衡力
- $\beta$  BRB 支撐核心消能段之軸向壓力強度調整因子
- $\omega$  BRB 支撐核心消能段之軸向拉力強度調整因子

## 8.5.2 詞彙定義

**挫屈束制支撐鋼構架(Buckling-Restrained Braced Frames)**：符合 8.5.3 節之設計要求之對角斜撐構架，該構架所有構件須能承受在設計樓層側位移角的 1.5 倍變形下所對應之軸力，且挫屈束制支撐仍未產生壓力挫屈的限度狀態。

**挫屈束制系統(Buckling-Restraining System)**：防止 BRBF 中之鋼造核心發生挫屈的束制系統。此系統包含罩住鋼造核心的套管以及鄰近接合部分的結構元件。

**套管(Casing)**：抵抗垂直於支撐軸向之橫向力，藉此束制核心避免發生挫屈。套管需要有一個傳遞此橫向力至其餘挫屈束制系統的機制。套管抵抗少量或幾乎不承受軸力。

**鋼核心消能段(Steel Core)**：BRBF 中用以承受軸力的支撐元素。鋼造核心包含降伏區段與傳遞軸力到其它相鄰元素的接合部分；亦包含暴露於套管之外的外露部分以及介於降伏區段與外露部分之斷面轉換區段。

## 8.5.3 設計要求

### 8.5.3.1 範圍

挫屈束制支撐構架(BRBF)必須要在承受設計地震力時，足以抵抗大量非彈性變形。挫屈束制支撐構架應符合此章節的要求。

### 8.5.3.2 支撐構件

#### 8.5.3.2.1 組成

支撐構件應由鋼造核心以及束制鋼造核心挫屈的系統所構成。

#### 8.5.3.2.1.1 鋼核心消能段

鋼造核心應設計足以抵抗支撐全部的軸力。

#### 8.5.3.2.1.1.1 鋼核心消能段之設計強度

支撐構件的設計軸向強度不能超過鋼核心消能段設計強度  $\phi P_{y_{sc}}$ 。其中  $\phi = 0.9$ ， $P_{y_{sc}} = F_y A_{sc}$ ， $F_y$  為鋼核心消能段之標稱降伏強度。

#### 8.5.3.2.1.1.2 細部設計

鋼造核心所使用之鋼板，厚度為 2 in 厚或者更厚者，其最小韌性需求必須滿足 ANSI/AISC 341-05 第 6.3 節的規定。

鋼造核心不可續接（即要連續成形）。

#### 8.5.3.2.1.2 挫屈束制系統

挫屈束制系統應由鋼造核心的套管組成。在穩定性的計算當中，與支撐相連的梁、柱以及連接鈹皆應視為系統的一部份。

挫屈束制系統於鋼造核心的軸向變形對應於設計樓層側位移角的 1.5 倍時，應設計能限制支撐發生局部與整體挫屈，且不讓鋼造核心在橫向膨脹及軸向縮短時受束制。

### 8.5.3.2.2 試驗

支撐設計應依照 8.5.3.7 節的程序與認可準則之中所得到之品管循環測試結果來設計。品管循環測試結果應至少含有兩個成功的循環性試驗：一個是支撐組合構件(簡稱『組件』)試驗，其中包含 8.5.3.7.4 節所述之支撐接合構件的旋轉需求；另一個則是 8.5.3.7.5 節所述的單軸或組合構件試驗。下述任兩個試驗類型也可允許：

#### 8.5.3.2.2.1 檢覈試驗(Qualifying Tests)的類型：

符合該專案條件之研究報告中的試驗，或其它專案中已驗證的試驗。

特別針對該計畫而採用的試驗，並描述計畫中的構件尺寸、材料強度、端部接合配置，且與整體結構及品質控制程序相符。

#### 8.5.3.2.2.2 適用性

不同尺寸的構件，其對試驗結果加以內插或外插之所得，應透過合理分析方法以證明應力分佈與應變等反應插值，小於或等於原型試驗試體反應值，且分析時應考慮到材料尺寸較大與材料性質不同所造成的負面影響。試驗結果的外插應基於組成類似之核心鋼材及尺寸類似的挫屈束制系統。符合 8.5.3.7 節規定的試驗要求，即可作為設計之用。

#### 8.5.3.2.2.3 壓力強度修正因子( $\beta$ )

由 8.5.3.7.6.3 節所述，針對試體進行檢覈試驗達到相當於 1.5 倍設計樓層位移的變形，而得的最大壓力與拉力，兩者的比值即為壓力強度修正因子( $\beta$ )；兩個檢覈試驗所得到的  $\beta$  值取大者，且不得小於 1.0

#### 8.5.3.2.2.4 拉力強度修正因子( $\omega$ )

由 8.5.3.7.6.3 所述，針對試體進行檢定試驗達到相當於 1.5 倍設計樓層位移的變形，所得的最大拉力，與試體之標稱降伏強度的比值即為拉力強度修正因子( $\omega$ )。兩個檢覈試驗所得到的  $\omega$  值取大者。當接受試驗之核心鋼材材料與原型 (prototype 樣本、標準→不同批材料的成品) 不吻合時，其  $\omega$  值則需根據原型材料的試片(coupon)試驗結果計算。

### 8.5.3.3 支撐接合

#### 8.5.3.3.1 強度需求

支撐接合之拉力與壓力的強度需求 (包含支撐系統的梁—柱接合部分) 應為  $\beta wP_{ysec} = P_{max,c}$ 。

#### 8.5.3.3.2 連接板與核心鋼材的穩定性

接合的設計應考慮局部與整體的挫屈。連接板的長度需考慮包含核心鋼的非彈性伸長量(應考慮當樓層側位移角達到 1.5 倍的設計樓層位移角時之支撐長度所產生的影響)。無束制部分的核心鋼材設計，應考慮彎矩效應。

#### 8.5.3.4 對於支撐配置的特別要求

##### 8.5.3.4.1 V 型及倒 V 型支撐

V 型及倒 V 型支撐構架應符合下列要求：

- (1) 與支撐相交接的梁，在柱與柱之間需為連續。與支撐相交之梁的強度需求應考慮靜載重、活載重，以及施於支撐相交處的地震載重 $Q_b$ 。 $Q_b$ 是兩支撐施加於梁的最大不平衡垂直載重，其計算方式：支撐為受壓者，取 $Q_b = \beta w P_{ysc}$ 計算；支撐為受拉者，取 $Q_b = w P_{ysc}$ 計算。梁之撓曲強度需求不可超過「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第七章中所定義的 $M_y$ 。
- (2) 梁勁度：在 $D + Q_b$ 載重組合作用之下，梁的撓曲量不可超過柱線之間梁跨距 $L$ 長度的 $1/240$ 。
- (3) 變形：基於支撐設計與試驗之目的，支撐的最大變形量之計算，應加上梁受8.5.3.4.1.1節所述載重作用之垂直撓曲量。
- (4) 8.5.3.4.1.4 基於穩定性之需要，應提供梁側向支撐。分析時應同時考慮 $Q_b$ 及梁內的軸力。

#### 8.5.3.4.2 K型支撐

在挫屈束制支撐構架中不允許有K型支撐構架。

#### 8.5.3.5 柱

挫屈束制支撐構架中的柱需滿足以下要求：

- (1) 寬厚比：柱的壓力元素之寬厚比，無論加勁與否，皆須滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第四章之結實斷面的要求。
- (2) 強度要求：除了需滿足ANSI/AISC 341-05第8.3節的要求之外，在BRBF中，柱的搭接強度至少應為上下端較小之連結構件的標稱剪力強度以及50%的撓曲強度，且搭接處需在柱淨高三等分段之中間段。

#### 8.5.3.6 梁

與支撐相交之梁的強度需求應考慮靜載重、活載重，以及對應於最大支撐力的地震載重；最大支撐拉力應取 $w P_{ysc}$ ，而最大支撐壓力應取 $\beta w P_{ysc}$ 。

梁的壓力元素之寬厚比，無論加勁與否，皆須滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第四章之結實斷面的要求。

#### 8.5.3.7 挫屈束制支撐之反覆載重檢覈試驗

##### 8.5.3.7.1 範圍與目的

此附錄包含單獨的挫屈束制支撐構件與本規範規定的挫屈束制支撐組件有關反覆載重檢覈試驗的要求。單獨的挫屈束制支撐構件試驗的目的在於驗證挫屈束制支撐在強度與非線性變形上，皆能滿足本規範之要求；亦能求得用於設計相鄰構件的最大支撐力量。而支撐組件試驗的目的在於證明挫屈束制支撐—接合—構架所構成的組件設計，能滿足變形與旋轉的設計需求。此外，組件試驗也意圖證明在組件中的挫屈束制支撐，其遲滯行為與挫屈束制支撐構件單軸試驗的結果一致。

若經執業技師或相關主管單位認可，則其它替代的試驗規定亦被允許採用。本附錄僅針對簡單的試驗狀況提供最基本的建議。若與真實結構的狀況差太多，應執行額外的試驗，以證明在真實地震下，挫屈束制支撐的性能滿足需求且具可靠性。

#### 8.5.3.7.2 符號：

- $D_b$  用以控制試體加載的變形量。(在組件試驗中為挫屈束制支撐端部的總旋轉量；在支撐構件試驗中為挫屈束制支撐試體的軸向總變形量)
- $D_{bm}$  對應於設計樓層側位移的變形量 $D_b$ 值。
- $D_{by}$  當試體達到初始降伏點時的變形量 $D_b$ 值。

#### 8.5.3.7.3 定義

**支撐構件試體：**為一單獨的挫屈束制支撐構件，在試驗中用以模擬原型結構中的支撐構件。

**設計方案：**根據計算或經驗決定挫屈束制支撐的設計尺寸、長度、細節及其接合部分所採用的一套設計程序。

**非彈性變形：**為挫屈束制支撐軸向的永久或塑性部分變形量，除以支撐的降伏區段長度，以百分比方式表示。(即 $\epsilon_c$ )

**原型結構：**真實建築構架中所使用的支撐構件、接合、桿件、鋼材性質與其它設計細節以及建築物特徵。

**組件試驗試體：**由挫屈束制支撐、接合與試驗設備組合而成的組件，盡可能模擬原型結構中支撐的軸向與撓曲變形。

**試體：**支撐構件試驗試體或組件試驗試體。

#### 8.5.3.7.4 組件試驗試體

組件試驗試體須滿足下列要求：

- (1) 在組件試驗中，提供非彈性彎曲的機制要與原型結構相同。組件試驗試體所量測到的支撐旋轉變形需求要等於或大於原型結構中的需求。
- (2) 組件試驗試體的支撐，其鋼造核心部分之軸向降伏強度不得小於原型結構中鋼造核心的材料標稱降伏強度。
- (3) 組件試驗試體中，支撐之鋼造核心部分，其橫斷面形狀及鋼造核心外露部分之位置要與原型結構相同。
- (4) 試體之組件、支撐與原型結構需採用相同的設計方法，且在比較組件試體的支撐與建築物原型結構的支撐旋轉變形需求時，也要採用相同的方法。
- (5) 對於原型結構而言，其接合設計、鋼造核心外露部分的穩定性、支撐的整體挫屈以及原型結構中一切與組件試驗試體之支撐有關的建造細節，除了接合板之外，所計算出之安全範圍，須大於或等於組件試驗試體的安全範圍。
- (6) 組件試驗試體的側向支撐需與原型結構中的側向支撐相同。
- (7) 支撐試體與其原型之使用相同的品質管控與檢驗程序加以製作。

超出本節敘述之限制因素而作的推斷，皆需經過檢覈與建築主管機關的認可，才可使用。

#### 8.5.3.7.5 支撐試驗試體

支撐試驗試體，其設計觀點、細節、結構特徵與材質應與原型結構相同。

##### 8.5.3.7.5.1 支撐試驗試體之設計

支撐試驗試體與原型結構應採用相同的設計方法。其設計計算過程應至少能證明滿

足下列要求：

- (1) 原型結構抵抗支撐整體挫屈所計算出的穩定性安全幅度應大於或等於支撐試驗試體的安全幅度。
- (2) 在計算支撐試驗試體與原型結構的安全範圍時，應考慮材料性質的差異，包括材料的降伏與極限應力、極限伸長量與延展性。

#### **8.5.3.7.5.2 支撐試驗試體之製造**

支撐試驗試體與原型結構的製程應一致，且其品質管制與品質保證的標準亦須相同。

#### **8.5.3.7.5.3 支撐試驗試體與原型結構的相似性**

支撐試驗之試體應滿足下列要求：

- (1) 其鋼造核心之斷面形狀與配置應與原型結構相同。
- (2) 支撐試驗試體鋼造核心部分的軸向標稱降伏強度與原型結構的標稱降伏強度差異不得超過 50% 以上。
- (3) 支撐試驗試體中分隔鋼造核心與挫屈束制機制的材料與方法，應與原型結構相同。

超出本節敘述之限制因素而作的推斷，皆需經過檢覈與建築主管機關的認可，才可使用。

#### **8.5.3.7.5.4 接合細節**

支撐試驗試體所使用的接合細節應能代表原型結構的真實接合細節。

#### **8.5.3.7.5.5 材料**

1. 鋼造核心：支撐試驗試體的鋼造核心應滿足下列要求：

- (1) 支撐試驗試體鋼造核心之材料標稱降伏應力強度應與原型結構的鋼造核心相同。
- (2) 原型結構的最小指定極限應力與應變，應大於或等於支撐試驗試體鋼造核心部分之材料極限應力與應變。

2. 挫屈束制機制：支撐試驗試體中挫屈束制部分使用之材料應與原型結構相同。

#### **8.5.3.7.5.6 焊接**

支撐試驗試體上所使用的焊接應與真實原型結構相同。在原型結構中，下列所述之限制因素應與支撐試驗試體相同或更嚴格：焊接程序規範、最小焊接韌性強度、焊接位置與檢驗及非破壞檢測之要求與容許標準。

#### **8.5.3.7.5.7 螺栓**

支撐試驗試體中螺栓栓接的部分應盡可能與原型結構的情況相同。

#### **8.5.3.7.6 加載歷時**

##### **8.5.3.7.6.1 一般要求**

試驗之試體應承受根據 8.5.3.7.6.2 節與 8.5.3.7.6.3 節中描述的反覆載重。超出 8.5.3.7.6.3 節所描述的額外增加載重是允許的。每個反覆載重循環應包含一個達到指定

變形量的完全拉力行程與完全壓力行程。

#### 8.5.3.7.6.2 試驗控制

試驗應以施加在試體上的軸向或旋轉變形等級( $D_b$ )控制。另一種方式，其最大旋轉變形量的施加與維持就如同下列以軸向變形為依據的加載協定一樣。

#### 8.5.3.7.6.3 加載順序

對試驗試體之加載應達到下述變形量，其中支撐試驗試體的變形為鋼造核心部分之軸向變形量；組件試驗試體的變形為試體支撐的旋轉變形需求：

- (1) 6 個變形對應於 $D_b = D_{by}$ 之加載循環。
- (2) 4 個變形對應於 $D_b = 0.5 D_{bm}$ 之加載循環。
- (3) 4 個變形對應於 $D_b = 1 D_{bm}$ 之加載循環。
- (4) 2 個變形對應於 $D_b = 1.5 D_{bm}$ 之加載循環。
- (5) 當支撐試驗試體的累積非彈性軸向變形至少要達到 140 倍的降伏變形時，額外施加變形對應於 $D_b = 1 D_{bm}$ 之完整反覆加載循環。（組件試驗試體不需要此步驟）

計算 $D_{bm}$ 時，設計樓層側位移不得小於 0.01 倍之樓層高度。 $D_{bm}$ 不須取大於 5 倍的 $D_{by}$ 。

其它檢覈試體的加載歷時是被允許的，只要能證明其最大與累積非彈性變形為同等或者更加嚴重。

#### 8.5.3.7.7 儀器設備

應提供足夠的儀器設備於試體上，用以量測或計算 8.5.3.7.9 節中所列出之量值。

#### 8.5.3.7.8 材料試驗之要求

##### 8.5.3.7.8.1 拉力試驗之要求

施作拉力試驗之試樣應取自於與製作鋼造核心相同材質之鋼材。製鋼廠試驗證明報告中的拉力試驗部分應予記述，但不得用以代替本節所要求之試驗報告。拉力試驗結果應根據符合 8.5.3.7.8.2 節相關規定施作之拉力試驗。

##### 8.5.3.7.8.2 拉力試驗之方法

拉力試驗之施作應符合 ASTM A6、ASTM A370 與 ASTM E8 之規定及下列要求：

- (1) 拉力試驗報告中的降伏應力 $F_y$ ，應根據 ASTM A370 所定義之降伏強度，以偏移 0.002 倍應變之方法來求降伏強度。
- (2) 拉力試驗的加載速率應與真實試體試驗加載速率相同。

##### 8.5.3.7.9 試驗報告之要求

每個試驗的試體，應備有符合本節所要求的書面試驗報告。報告中要完整地指出試驗中所有重要的特色與結果。報告應包含下列資訊：

- (1) 試體圖或清楚的描述試驗的試體，包括重要的尺寸，施力點與反力點的邊界狀況，若有側向支撐也要說明支撐的位置。
- (2) 接合細節圖應展示出桿件的尺寸、鋼材的規格等級、所有接合元件的尺寸、焊接細節(包含焊材)、螺栓孔的位置與大小、螺栓的尺寸與規格等級以及其它所有相關的接合細節。

- (3) 應適當的條列說明所有重要的變數，如同列於 ABRB4、ABRB5 者。
- (4) 條列或以圖形說明加載或位移歷時。
- (5) 加載與變形(Db)的關係圖。應清楚說明計算非彈性軸向變形的的方法，亦應明確指出試體所受力量與位移所相對應之量測位置。
- (6) 依時間先後次序條列重要的試驗觀察，包括沿著試體的降伏觀察、滑動觀測、不穩定觀察與側向位移觀測，以及試體任何部分與接合的破壞觀察等。
- (7) ABRB8 中指定的材料試驗結果。
- (8) 試驗試體製造時所使用的製造品質管制與品質保證計畫。應包含焊接程序規範與焊接檢驗報告。

其它有關試驗試體與試驗結果之圖說、資料與討論皆可包含於報告中。

### 8.5.3.7.10 合格標準

至少要有一組組件試驗結果滿足 ABRB4 之要求。至少要有一組支撐構件試驗結果滿足 8.5.3.7.5 節之要求。在協定需求範圍內，所有試驗都須滿足下列要求：

- (1) 加載與位移的歷時圖應呈現穩定的反覆行為，且其勁度為正向漸增。
- (2) 不得有斷裂、支撐不穩定或支撐端部接合破壞等情況發生。
- (3) 在支撐試驗中，每個變形大於 $D_{by}$ 之循環，其最大拉力與最大壓力不得小於 $1.0P_{ysc}$ 。
- (4) 在支撐試驗中，每個變形大於 $D_{by}$ 之循環，其最大壓力與最大拉力的比值(即最大壓力除以最大拉力)不得超過 1.3。

其它關於支撐構件試驗試體與組件試驗試體的合格標準，須經審查檢覈與建築主管機關的認可後方可採用。

## 8.6 特殊鋼板剪力牆構架(Special Steel Plate Walls Frames)之耐震設計

### 8.6.1 範圍

特殊鋼板剪力牆 special plate shear wall (SPSW)之設計應確保整體構架在設計地震作用之下能承受鋼板牆體顯著的非線性變形。所有與鋼板相連接之水平周圍構件(周圍梁構件)與垂直周圍構件(周圍柱構件)在承受因牆體全面降伏而發展出的最大作用力下，除了允許塑鉸產生在水平周圍構件的端部以及一樓垂直周圍構件的底端之外，其餘部分都應保持在彈性範圍之內。鋼板剪力牆的設計必須符合 8.6 節中的各項要求。

### 8.6.2 牆體

#### 8.6.2.1 剪力強度

牆體的設計剪力強度， $\Phi V_n$  (LRFD極限設計法)與容許剪力強度 $V_n/\Omega$  (ASD容許應力法)，應依下式計算：

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (8-1)$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

$F_y$  = 牆體降伏強度

$t_w$  = 牆體厚度

$L_{cf}$  = 周圍柱構件之淨距

$\alpha$  為牆體的降伏方向與鉛垂線之間的夾角，即為拉力場角度，應依下式計算：

(a) 中間層牆體：

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left( \frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (8-2)$$

(b) 頂(底)層牆體：

$$\tan^4 \alpha = \frac{\frac{h}{t_w L} + \frac{h}{2A_c} + \frac{L^3}{720I_b}}{\frac{h}{t_w L} + \frac{h^5}{360I_c L^2} + \frac{h^2}{A_b L}} \quad (8-3)$$

其中，

$h$  = 周圍梁構件的中心線距離，cm

$A_b$  = 周圍梁構件之平均斷面積， $\text{cm}^2$

$A_c$  = 周圍柱構件之平均斷面積， $\text{cm}^2$

$I_c$  = 周圍柱構件對牆面法線旋轉之轉動慣性矩， $\text{cm}^4$

$L$  = 周圍柱構件的中心線距離，cm

$I_b$  = 頂(底)梁構件對牆面法線旋轉之轉動慣性矩， $\text{cm}^4$

### 8.6.2.2 牆體寬高比

牆體的寬高比  $L/h$  應限制在  $0.6 < L/h < 2.5$  範圍內

### 8.6.2.3 牆體開孔

在牆體上開大型矩形孔時，應於開孔四周安裝周圍梁柱構件，其垂直周圍構件的長度須分別與原牆體的全寬或全長相同。若要使用其他形式的開孔或加勁，須經過試驗或是數值的方法證實其可行性。

### 8.6.3 牆體與周圍構件之接合

牆體與周圍構件之接合所需的設計強度應考慮牆體沿拉力場方向全面受拉降伏的狀況計算之。

### 8.6.4 周圍構件

#### 8.6.4.1 強度要求

周圍柱構件除了要滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 13.4.1 節關於柱構件的強度要求之外，周圍柱構件的設計需求強度須考慮牆體全面降伏後所造成的各項構件內力。周圍梁構件的設計需求強度應以：(1)在考慮牆體全面降伏後所造成的構件內力；與(2)在假設牆體不承受重力的情況下構架在「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」

第 2 章所規定之各項載重組合作用下所造成的構件內力兩者之間較大者決定之。

周圍構件的梁柱彎矩強度比須滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 13.6.5 節中對於韌性抗彎構架中梁柱彎矩強度比的要求，以確保強柱弱梁的設計，梁柱彎矩強度比的檢核不須考慮牆體的效應。

#### 8.6.4.2 周圍構件梁柱接頭

周圍構件之梁柱接頭應符合「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 13.5.2 節與第 13.6.1 節之規定。周圍構件梁柱接頭之設計應考慮周圍梁構件塑鉸區發展出應變硬化的強度與牆體達到全面降伏階段的狀況下求算接頭的內力進行設計。

#### 8.6.4.3 周圍構件肢材寬厚比限制

周圍構件肢材的寬厚比應滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 4.5 節中對於塑性設計斷面肢材寬厚比 $\lambda_{pd}$ 的要求。

#### 8.6.4.4 側向支撐

水平周圍構件須在梁柱交會處與梁跨間設置之側向支撐。側向支撐之間距不得超過  $0.086r_y E/F_y$ 。側向支撐之需求強度為周圍梁構件翼板強度( $F_y b_f t_f$ )的 2%。

#### 8.6.4.5 周圍柱構件之續接

周圍柱構件之續接應滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 13.4.2 節之規定。

#### 8.6.4.6 水平與垂直周圍構件腹板交會區

水平與垂直周圍構件腹板交會區須滿足「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」第 13.6.2 節之規定。

#### 8.6.4.7 周圍柱構件之勁度要求

周圍柱構件對於牆面法線旋轉的慣性矩 $I_c$ 應不能小於  $0.00307t_w h^4/L$ 。

#### 8.6.5 耐震設計參數

對照我國「建築物耐震設計規範及解說」定義的幾項重要設計參數，在此建議：

- (1) 鋼板剪力牆構架系統， $R=4.2$ ，限高 50m。
- (2) 含鋼板剪力牆之二元系統， $R=4.8$ 。
- (3) 鋼板剪力牆之基本振動週期經驗公式： $T=0.05h_n^{3/4}$ 。(  $h_n$  單位為 m )。

分冊四

**PBD3 大地工程性能設計規範  
(草案)**

委託單位：行政院公共工程委員會技術處

研究單位：財團法人國家實驗研究院  
國家地震工程研究中心

中華民國九十八年七月



# 目 錄

第零章 用語與符號之定義.....	0-1
0.1 用語之定義 (Terminologies) .....	0-1
0.2 符號定義 (Symbols).....	0-4
第一章 大地工程設計之基本原則.....	1-1
1.1 適用範圍 (SCOPE) .....	1-1
1.2 目的 (OBJECTIVES).....	1-2
1.3 性能要求 (PERFORMANCE REQUIREMENTS).....	1-2
1.4 性能規定 (PERFORMANCE CRITERIA) .....	1-2
1.4.1 設計使用年限 (Design working life) .....	1-2
1.4.2 限度狀態 (Limit states).....	1-3
1.4.3 作用力與設計狀況 (Actions and design situations).....	1-3
1.4.4 結構物重要性與性能規定 (Importance of structures and performance criteria).....	1-4
1.5 地工構造之設計 (DESIGN OF FOUNDATION STRUCTURES) .....	1-5
1.5.1 地工設計分類 (Geotechnical categories) .....	1-5
1.5.2 一般準則 (General design principles) .....	1-6
1.6 驗證方式 (VERIFICATION APPROACH) .....	1-7
1.6.1 驗證方式A (Verification by Approach A).....	1-7
1.6.2 驗證方式B (Verification by Approach B).....	1-7
1.7 驗證方法 (VERIFICATION METHODS).....	1-7
1.7.1 計算驗證法 (Design by calculation).....	1-7
1.7.2 載重試驗驗證法 (Loading tests).....	1-8
1.7.3 模型試驗驗證法 (Model tests).....	1-8
1.7.4 監測設計法 (Observational method).....	1-9
1.7.5 監測施工管理法 (Observational construction control method)....	1-9
1.7.6 圖說規定法 (Deemed to satisfy).....	1-9
1.8 可靠度設計 (RELIABILITY DESIGN).....	1-10
1.8.1 一般準則 (General design principles) .....	1-10
1.8.2 分項係數法之格式 (Partial factor format) .....	1-10
1.9 耐震設計 (SEISMIC DESIGN).....	1-14
1.9.1 通則 (General) .....	1-14
1.9.2 地震載重與效應 (Seismic actions and effects).....	1-14
1.9.3 設計原則 (Design principles) .....	1-15
1.9.4 土壤結構互制效應之模擬 (Modeling of soil structure interaction) .....	1-16

1.9.5 驗證 (Verification) .....	1-16
1.10 土工構造設計報告 (FOUNDATION STRUCTURE DESIGN REPORT).....	1-19
第二章 大地工程資訊.....	2-1
2.1 宗旨 .....	2-1
2.2 一般原則 .....	2-1
2.2.1 土工資訊的範圍 .....	2-1
2.2.2 設計者與調查人員 .....	2-2
2.2.3 大地工程調查人員的資格 .....	2-3
2.3 大地工程調查 .....	2-3
2.3.1 一般原則 .....	2-3
2.3.2 初步大地工程調查 .....	2-5
2.3.3 細部大地工程調查 .....	2-5
2.3.4 耐震設計之調查 .....	2-6
2.4 土工參數之評估 .....	2-7
2.4.1 一般原則 .....	2-7
2.4.2 推估值之決定 .....	2-8
2.4.3 特性值之決定 .....	2-9
2.4.4 設計值之決定 .....	2-10
2.5 大地工程調查報告 .....	2-11
2.5.1 紀實報告 .....	2-11
2.5.2 評估分析報告 .....	2-13
第三章 淺基礎設計.....	3-1
3.1 適用範圍 .....	3-1
3.3 性能要求 .....	3-1
3.4 性能規定 .....	3-2
3.4.1 設計使用年限 .....	3-2
3.4.2 限度狀態 .....	3-2
3.4.3 載重種類與組合 .....	3-3
3.4.4 上部結構物重要性與性能規定 .....	3-3
3.5 地盤與工址周圍環境調查 .....	3-4
3.6 淺基礎設計時應考慮之項目 .....	3-5
3.7 淺基礎行為之預測 .....	3-6
3.7.1 垂直支承力 .....	3-6
3.7.2 滑動阻抗 .....	3-7
3.7.3 基礎沈陷 .....	3-8
3.8 驗證 .....	3-9
3.8.1 限度狀態與驗證 .....	3-9
3.10 施工 .....	3-15

第四章 樁基礎設計.....	4-1
4.1 適用範圍 .....	4-1
4.2 目的 (Objectives) .....	4-1
4.3 性能要求 .....	4-2
4.4 性能規定 .....	4-2
4.4.1 設計使用年限 .....	4-2
4.4.2 限度狀態 .....	4-2
4.4.3 載重種類與組合 .....	4-3
4.4.4 上部結構物重要性與性能規定 .....	4-4
4.5 地盤與工址周圍環境探查 .....	4-5
4.6 樁基礎設計時應考慮之項目 .....	4-6
4.6.1 一般項目 .....	4-7
4.6.2 特別項目 .....	4-8
4.7 樁基礎行為之預測 .....	4-10
4.7.1 概述 .....	4-11
4.7.2 由載重試驗推測樁的行為 .....	4-11
4.7.3 以計算法推估樁的行為 .....	4-13
4.7.4 以其他方法分析樁的行為 .....	4-14
4.8 驗證 .....	4-14
4.8.1 限度狀態與驗證 .....	4-14
4.8.2 驗證公式 .....	4-16
4.9 樁基礎設計報告書 .....	4-19
4.10 施工 .....	4-19



# 第零章 用語與符號之定義

## 0.1 用語之定義 (Terminologies)

本規範之用語以 PBD0 第 1 章為準，本規範中 PBD0 沒有定義的用語，定義如下：

### 1. 地工設計類別(Geotechnical Category, GC)：

依據結構物重要性與地工問題之難易，將地工設計問題分為三類，即地工類別 1，2，3(GC1, GC2, GC3)。

### 2. 地工設計類別 1 (GC1)：

結構物重要性低，且地工複雜度相對低之地工設計類別。

### 3. 地工設計類別 2 (GC2)：

結構物重要性中等，且地工複雜度也是中等之地工設計類別。這個類別也包含重要性與複雜度兩者之一再提高一個等級之情況。

### 4. 地工設計類別 3 (GC3)：

結構物重要性與地工複雜度皆高之地工設計類別。這個類別也包含了無論地工複雜度如何但結構物極為重要的情況。

### 5. 計算驗證法(Design by Calculations)：

計算驗證法為一種結構物驗證方法，此法係據力學的知識，對基礎結構物建立分析模型，透過計算方式驗證基礎結構物行為是否超過某個限度狀態。例如以有限元素或有限差分數值模型進行計算驗證的方法。

### 6. 載重試驗驗證法(Verification by Loading tests)：

載重試驗驗證法為一種結構物驗證方法，以全部或部分加載實際結構物的方式，驗證結構物之性能是否滿足要求。依據試驗時是否

加載至極限狀態，可分為確認試驗或破壞試驗。例如淺基礎之平板載重試驗以及樁基礎之樁載重試驗。

#### 7. 模型試驗驗證法(Verification by Model Tests)：

模型試驗驗證法為一種結構物驗證方法，此法係將原型足尺寸結構物縮小成小尺度的模型結構物，進行加載試驗，根據試驗結果，進一步驗證原型足尺寸結構物之性能。例如以離心機模型試驗或振動台模型試驗進行驗證之方法。

#### 8. 監測設計法(Observational Method)：

監測設計法為一種地工設計方法，此法係根據現場施工監測結果，對原設計進行修正，以獲得較合理的設計結果。

#### 9. 監測施工管理系統(Observational Construction Control System)：

監測施工管理系統為一資訊化之施工管理系統，係將施工現場所得之監測資料，快速地進行系統化處理分析，回饋至下一階段設計與施工之系統。隨著資訊與通訊技術的進步，監測方法變得更加省力化與即時性。

#### 10. 圖說規定法(Deemed to Satisfy)：

圖說規定法為一種根據過去經驗之設計方法，係直接以列出標準設計圖或施工說明書方式，無須透過計算程序驗證結構物各種性能限度狀態之設計法。設計者依其經驗認為這些設計標準圖說可以滿足結構物性能要求，但是卻無法具體量化所設計結構物之性能狀態。

#### 11. 大地工程調查報告(Geotechnical Investigation Report)：

大地工程調查報告為詳細記錄地盤調查結果之文件，是進行上部結構物與基礎結構物設計之重要參考資料。

#### 12. 大地工程參數(Geotechnical Parameters)：

大地工程參數為建立基礎與地盤數值分析模型所需之參數，包括地層與基礎結構幾何尺寸（例如地層厚度、傾角等），用以表示基礎-

地盤系統力學性質的參數(例如承载力係數與地盤反力係數等)以及地盤材料之物理與力學性質(例如：單位重、壓縮性、滲透性、模數與強度參數等)。

**13. 量測值(Measured Value)：**

量測值為各種現地與室內試驗所測得之數值，例如：現地調查試驗得到之地下水位高程與標準貫入試驗  $N$  值等；或室內三軸試驗測得土樣之變形模數  $E_s$  與剪力強度參數  $c, \phi$ 。

**14. 推估值(Derived Value)：**

推估值係由量測值，經過理論、經驗或統計相關性，估算而得之大地工程參數。例如：由標準貫入試驗  $N$  值利用經驗式推估砂土相對密度或土層變形係數；或由三軸試驗之莫爾圓求得土壤之摩擦角與凝聚力。

**15. 特性值(Characteristic Value)：**

特性值為使用分析模式預測基礎結構物限度狀態過程中，最適合之大地工程參數代表值。

**16. 設計值(Design Value)：**

設計值為使用材料係數法進行性能驗證時，代入計算分析模式之大地工程參數。特性值乘上分項係數即為設計值。

**17. 一次處理(Primary Treatment)：**

一次處理係為消除量測結果之異常值與系統性量測誤差，對量測資料所進行之修正處理。

## 0.2 符號定義 (Symbols)

本規範之符號遵守 ISO-2394 第 3 章之定義，未於 ISO-2394 定義之符號定義如下：

$C_c, C_r, C_q$  承载力公式中之修正係數

$C_{sd}$  各限度狀態下淺基礎底部面之設計沈陷量、差異沈陷量、角變量或旋轉角等之容許值

$C_{pd}$  各限度狀態下樁基礎樁頭之設計軸向或側向位移容許值

$C_{pgd}$  各限度狀態下群樁基礎中各部位之設計位移或應變容許值

$C_{hd}$  各限度狀態下柱型基礎中各部位之設計位移或應變容許值

$C_{rd}$  各限度狀態下抗土壓（擋土）結構物中各部位之設計位移或應變容許值

$C_{td}$  各限度狀態下假設（臨時）結構物各部位之設計位移或應變容許值

$E_{sd}$  設計荷重作用下淺基礎底面之沈陷量、差異沈陷量、角變量或旋轉角

$E_{pd}$  設計荷重作用下樁基礎樁頭之軸向或側向位移量

$E_{pgd}$  設計荷重作用下群樁基礎中各部位之位移或應變量

$E_{hd}$  設計荷重作用下柱型基礎中各部位之位移或應變量

$E_{rd}$  設計荷重作用下抗土壓（擋土）結構物中各部位之位移或應變量

$E_{td}$  設計荷重作用下假設（臨時）結構物中各部位之位移或應變量

$F_{sd}$  設計荷重作用下淺基礎底面之垂直地盤反力或應力

設計荷重作用下淺基礎底面之水平地盤反力或應力

設計荷重作用下淺基礎各部位之斷面力或斷面應力

$F_{pd}$  設計荷重作用下樁基礎樁頭之垂直力或垂直應力

設計荷重作用下樁基礎樁頭各部位之斷面力或斷面應力

$F_{pgd}$  設計荷重作用下群樁基礎各部位之斷面力或斷面應力

$F_{hd}$  設計荷重作用下柱型基礎底面之垂直地盤反力或應力

設計荷重作用下柱型基礎底面之剪切向地盤反力或應力

設計荷重作用下柱型基礎側面之水平地盤反力或應力

設計荷重作用下柱型基礎各部位之斷面力或斷面應力

$F_{rd}$  設計荷重作用下抗土壓（擋土）結構物底面與埋入部份之作用力

設計荷重作用下抗土壓（擋土）結構物各部位之斷面力或斷面應力

$F_{td}$  設計荷重作用下假設（臨時）結構物之水平地盤反力或水平應力

設計荷重作用下假設（臨時）結構物各部位之斷面力或斷面應力

$m_R$  大地工程參數之樣本均數

$n$  樣本個數

$N_c, N_\gamma, N_q$  淺基礎之承载力係數

$R_k$  大地工程參數之特性值

$R_{sd}$  各限度狀態下淺基礎底面之設計垂直承载力或設計應力容許值

各限度狀態下淺基礎底面之設計滑動阻抗容許值

各限度狀態下淺基礎各部位之設計斷面耐力或設計應力容許值

$R_{sk}$  淺基礎垂直承载力之特性值

$R_{pd}$  各限度狀態下樁基礎樁頭之設計垂直承载力或設計應力容許值

各限度狀態下樁基礎各部位之設計斷面耐力或設計應力容許值

$R_{pgd}$  各限度狀態下群樁基礎各部位之設計阻抗或設計應力容許值

$R_{hd}$  各限度狀態下柱型基礎底部之設計垂直承载力或設計應力容許值

各限度狀態下柱型基礎底部之設計剪切向阻抗

各限度狀態下柱型基礎之設計側向阻抗

各限度狀態下柱型基礎各部位之設計斷面耐力或設計應力容許值

$R_{rd}$  各限度狀態下抗土壓（擋土）結構物底面與埋入部份之設計抵抗力與  
阻抗彎矩

各限度狀態下抗土壓（擋土）結構物各部位之設計斷面耐力或設計應  
力容許值

$R_{td}$  各限度狀態下假設（臨時）結構物之設計垂直承载力或垂直地盤反力  
容許值

各限度狀態下假設（臨時）結構物各部位之設計斷面耐力或設計應力  
容許值

$R_{pk}$  樁基礎樁頭之垂直承载力特性值

$R_{ptk}$  樁基礎樁尖之垂直承载力特性值

$R_{psk}$  樁基礎樁身之垂直承载力特性值

$S_R$  樣本之標準偏差

$t_{\alpha;v}$  自由度 $v$ 之 $t$ 分佈中，信賴度水準為 $\alpha\%$ ， $v = n - 1$ 的點

$\gamma_d$  各限度狀態下淺基礎底面垂直承载力相關之分項係數

$\gamma_c$  各限度狀態下淺基礎底部垂直承载力公式中與凝聚力相關之分項係  
數

$\gamma_g$  各限度狀態下淺基礎底部垂直承载力公式中與土重相關之分項係數

$\gamma_q$  各限度狀態下淺基礎底部垂直承载力公式中與埋深相關之分項係數

$\gamma_{ps}$  各限度狀態下與樁身摩擦力相關之分項係數

$\gamma_{pt}$  各限度狀態下與樁尖承载力之相關分項係數

# 第一章 大地工程設計之基本原則

## 1.1 適用範圍 (SCOPE)

1. 本章說明地工構造物之基本設計原則。
2. 地工構造物係指與大地工程相關的土木或建築構造物，主要包括基礎（如深基礎、淺基礎等）及抗土壓構造物（如擋土牆、開挖擋土支撐、隧道、管涵等），但不限於上述種類。
3. 進行地工構造物設計時，須遵行 PBD0 「公共工程總括性能設計規範」之性能設計階層架構與相關規定，依序說明設計之目的、性能要求、性能規定與驗證方式。
4. 針對特定用途、特定種類構造物以及其他某些特殊需求，可另行制訂「基本特定設計規範」或「特定設計規範」以規範之。制訂特定設計規範時應以性能設計理念為主，遵循本規範與 PBD0 的性能設計相關規定。

解說：

基本的性能需求可利用階層式架構呈現，共有包含三個部分，由上而下依序為目的、性能要求、以及性能基準與驗證方式，如圖 1 所示：

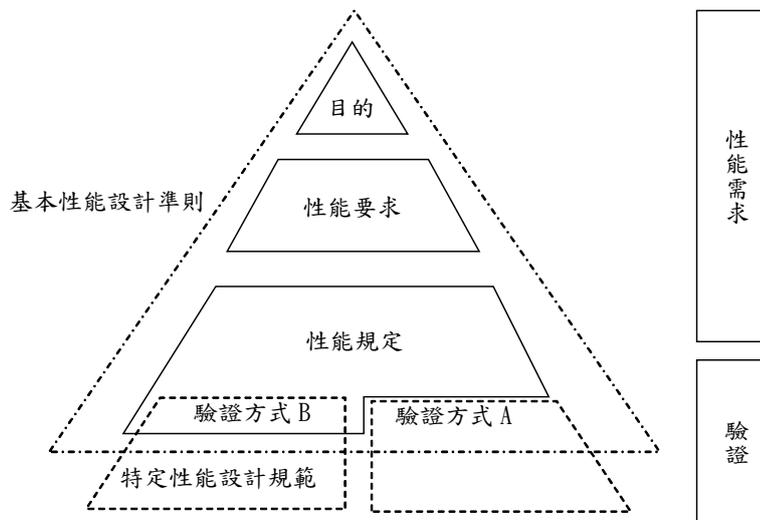


圖 1 性能階層架構圖

## 1.2 目的 (OBJECTIVES)

目的是指建造地工構造物之目的，應以一般普通的語言，敘述社會或業主對結構物使用的目的，及所需地工構造物的使用性能。

解說：

由於地工或基礎構造屬一個完整結構物中的部份，因此其目的應與整體結構物之目的相一致。敘述結構物之目的時，應以「委託人」或「所有人」為主詞，以明確說明建造目的。

## 1.3 性能要求 (PERFORMANCE REQUIREMENTS)

1. 以一般普通的語言，敘述為達到 1.2 節所述目的時，所需地工構造物的性能要求。
2. 敘述地工構造物之性能要求時，至少應包括其安全性、服務性，修復性，施工性及經濟性等項目。

解說：

1. 性能要求應分項描述。
2. 建議以”本結構物”作為敘述性能要求時之主語。

## 1.4 性能規定 (PERFORMANCE CRITERIA)

### 1.4.1 設計使用年限 (Design working life)

地工或基礎結構物之設計使用年限應與結構物之設計使用年限一致。

### 1.4.2 限度狀態 (Limit states)

設計地工構造物所需考慮的限度狀態應根據其性能需求來決定，針對不同的限度狀態應訂定對應的性能規定。原則上，設計地工構造物時應考慮下列三種之限度狀態，必要時亦可包括其他所需之限度狀態。

1. 使用性限度狀態(Serviceability limit state)：使用性限度狀態係指結構物僅輕微受損，但不損及其耐久性，結構物之一般功能均須維持（不經修復即可使用），地工或基礎構造物不可產生過量之位移或變形。
2. 修復性限度狀態(Reparability limit state)：修復性限度狀態係指結構物受損後可藉經濟可行的修復手段使其恢復耐久性與原有使用機能，意即結構物之重要性能仍能保持的限度狀態。在此限度狀態下，結構物仍可能發揮立即救災的邊際效益。
3. 極限度狀態(Ultimate limit state)：係指在此限度狀態下地工構造可能已受到相當程度之損害，但此時結構物尚未達到破壞、不穩定、倒塌、或造成嚴重傷亡的程度。對地盤而言，此限度狀態時的地工構造支承力已減小，但不可產生翻轉或嚴重滑移現象，而結構物仍能保持穩定。從基礎構件的損害程度來看，在此限度狀態下，地工構造雖無法完全支承其垂直載重，但基礎構件未產生脆性破壞。

### 1.4.3 作用力與設計狀況 (Actions and design situations)

1. 作用於地工構造物之作用力可分類為永久性 (Permanent)、變動性 (Variable)、偶發性 (Accidental)與臨時性 (Temporal)作用力，其相關定義參照 PBD0 用語之定義。
2. 設計狀況可分類為持續狀況(Persistent Situation)、極端狀況 (Extreme Situation)、偶發狀況(Accidental Situation)與施工狀況 (Transient Situation)，相關定義參照 PBD0 用語之定義。對每一設計狀況一般均需考量數個載重組合。

3. 作用於地工構造物之載重包含直接載重及間接載重。直接載重通常能獨立決定，而非直接載重則需根據土壤與結構互制作用的分析結果求得。一般地工構造物之設計常須考慮土壤結構互作用所產生的非直接載重。

解說：

1. 由於直接載重應於設計計算前決定，因此可排除需經設計計算才能決定之載重。例如主動土壓力可視為檔土結構設計之直接載重，但建議不將被動土壓力考量為直接載重。
2. 間接載重，如負表面摩擦力與地層變形所導致之外力，需透過土壤與結構互制分析來決定。
3. 重複性載重(例如地震力)，可以等值靜載重取代。當決定其值時，需考量重複性載重載重之規模、歷時及其對應之限度狀態。
4. 必要時，需直接採用動態載重於設計計算。

#### 1.4.4 結構物重要性與性能規定 (Importance of structures and performance criteria)

1. 決定地工或基礎構造物的性能規定時，應考量結構物的重要性，針對每一限度狀態與設計狀況分別訂定之。
2. 委託人或所有人應決定結構物的重要性，基於下列考量：當地工或基礎構造物發生損害或造成鄰房損害時所造成的財產損失、對社會經濟活動的影響、結構物對救災與重建活動之重要性及本結構物之資產價值等等。
3. 設計人應考量結構物的重要性，對委託人或所有人說明所訂定各限度狀態與設計狀況下性能規定所對應的地工或基礎構造物的性能。

解說：

進行地工構造物設計時，結構物重要性與性能規定之關係是根據結構物之性

能需求矩陣所定。

## 1.5 土工構造之設計 (DESIGN OF FOUNDATION STRUCTURES)

### 1.5.1 土工設計分類 (Geotechnical categories)

基礎之設計可依據結構物之重要性及結構物基礎之複雜度區分為三個土工設計類別，如表 1-1 所示。

表1-1 土工設計類別

結構物重要性 大地複雜度	簡單	一般	重要	極重要
簡單	GC1	GC1	GC2	GC3
一般	GC1	GC1, GC2	GC2, GC3	GC3
複雜	GC2	GC2	GC3	GC3

土工設計類別 GC1 (Geotechnical Category 1, GC1)：此分類之設計屬結構物重要性與大地工程複雜度為簡單或一般的設計情況。

土工設計類別 GC2 (Geotechnical Category 2, GC2)：此設計分類包括結構物重要性為一般且大地工程複雜度較一般情形為高之設計情況。另外，結構物重要性或大地工程複雜度兩者其一為重要時，亦屬此設計分類。

土工設計類別 GC3 (Geotechnical Category 3, GC3)：此設計分類包括結構物重要性為重要且大地工程複雜度較一般情形為高之設計情況。另外，結構物重要性為極重要時，均屬此設計分類。

解說：

本分類是進行基本的結構物設計時，為討論方便而採用之設計分類，任一項設計均應歸屬一個土工設計類別。此外，土工設計之分類需於調查階段與施工階段分作檢討歸類，需注意土工設計分類可能隨工程計畫案之發展而改變。

### 1.5.2 一般準則 (General design principles)

1. 進行地工構造物設計時，需考量相關條件選取最佳之構造物型式。
2. 本設計規範主要適用於地工設計類別 GC2 與 GC3，但也能應用於地工設計類別 GC1。
3. 地工構造物之設計可採用兩類驗證方法：驗證方式 A 與驗證方式 B，其定義參照本規範 1.6 節。
4. 地工參數特性值之決定應參照第 2 章之相關規定進行。地工參數與特性值之意義定義於第 2 章。
5. 地工構造之設計，必要時應考量環境因素對地工構造物耐久性的影響。
6. 設計者應向委託人或所有人提出「大地工程設計報告」，說明設計成果。

解說：

1. 地工參數之特性值需透過工址調查及試驗室試驗來決定。
2. 地工參數特性值是指工址地盤某一參數的代表值，而此值受結構物大小、應力狀態、排水情況及應變程度等因子之影響。
3. 為使地工構造設計之各限度狀態均有一致之安全邊際，地工參數特性值之決定方式應標準化，可容許合理之工程判斷，但應排除隨意之決策判斷。
4. 決定特性值時應仔細考慮工址調查與室內式試驗之規模與數量。
5. 可從結構物之設計生命週期進行考量，同時評估初始建造成本、後續維護及更新成本以決定最佳計方案。
6. 設計報告的詳細內容參照本規範 1.10 節。

## 1.6 驗證方式 (VERIFICATION APPROACH)

### 1.6.1 驗證方式 A (Verification by Approach A)

驗證方式 A 並未規定採用何種方法進行結構性能之驗證。然而，設計者應證明設計之結構物能滿足要求之性能規定，並有足夠的可靠度。

### 1.6.2 驗證方式 B (Verification by Approach B)

使用驗證方式 B 時，設計者應遵照(中央政府/地方政府或業主所指定之)基本特定設計規範或特定設計規範所定程序進行設計。

## 1.7 驗證方法 (VERIFICATION METHODS)

進行地工構造設計時可採用之設計驗證方法包括：計算驗證法(design by calculation)、載重試驗驗證法(loading tests)、模型試驗驗證法(model tests)、監測設計法(the observational method)、監測施工管理法(the observational construction control method)及圖說規定法(the prescriptive method)

解說：

可用的設計驗證方法很多，可視需要選取適用設計驗證方法。同一構造物不同限度狀態之檢核可以採用不同之設計計算模型或設計驗證方法。

### 1.7.1 計算驗證法 (Design by calculation)

計算驗證為結構物性能的設計方法，此方法主要根據力學知識所衍生出來的結構模型；而此計算驗證可透過計算方式來檢查各限度狀態之容許值是否被超越。

解說：

1. 計算驗證法被視為較佳之設計方法，乃是其在模擬與預測結構物的力學行為與極限狀態時考量較多的物理及力學原理。
2. 計算驗證法包括使用設計計算模型、載重、地工參數、結構物尺寸，變形量限制，變位量、應力、反力及對應限度狀態之反應應力。
3. 設計計算模型應能精確並合理的模擬結構物之行為。
4. 設計計算模型應能進行精確之預測，同時計算模型之繁複度應與工址調查及試驗室試驗所得之地工資訊繁複程度配合，另應有足夠之穩定性與使用性。
5. 當設計的細部不能完全由計算驗證法完成時，可在設計規範中，以結構細部的內容補充，應清楚明示結構細部列舉的目的，並說明其與增列之性能規定之關連。

### 1.7.2 載重試驗驗證法 (Loading tests)

載重試驗驗證法為結構體物性能的實體驗證方法，此驗證方法乃將待驗證結構物完全地或部份地加載以檢視其結構性能。此測試常被分類為驗證試驗或破壞性試驗，此兩者的分別在於是否達到結構物的極限限度狀況。

解說：

當採用計算驗證法時，若計算模型的不確定性被認為過高，載重試驗將可為檢核極限狀態的有效驗證方法。

### 1.7.3 模型試驗驗證法 (Model tests)

模型試驗驗證亦為結構物性能的驗證方法，此驗證方法乃將待驗證結構物之放大或縮小尺度的模型加載以檢視其結構性能。

解說：

當採用計算驗證法時，若計算模型的不確定性被認為過高，模型試驗將可為

檢核極限狀態的有效驗證方法。

#### 1.7.4 監測設計法 (Observational method)

監測設計法為一種地工設計程序，此設計程序係依據施工過程之現場監測成果進行初始設計之修改，以達於最佳化。

解說：

監測設計法及監測施工管理法並未被視為替代設計方法，而僅是設計的補充方法。

#### 1.7.5 監測施工管理法 (Observational construction control method)

監測施工管理系統法為一個施工管理系統方法，將施工過程監測所得之資訊快速且系統化地加以分析，並利用於下一階段的設計與施工。其可被定義為一種基於監測設計法並輔以新興的資訊科技以減少所需之勞力並加快施工速度的施工方法。

解說：

監測設計法及監測施工管理法並未被視為替代設計方法，而僅是設計的補充方法。

#### 1.7.6 圖說規定法 (Deemed to satisfy)

圖說規定法為一種根據過去經驗之設計方法，係直接以列出標準設計圖或施工說明書方式，無須透過計算程序驗證結構物各種性能限度狀態之設計法。設計者依其經驗認為這些設計標準圖說可以滿足結構物性能要求，但是卻無法具體量化所設計結構物之性能狀態。

解說：

除在某些特定狀況外，不應採用圖說規定法進行土工設計類別 GC2 及土工設計類別 GC3 之基礎設計。特定狀況包含較少發生的現象，例如需考量傳統、經驗或經濟的設計。這些限制的原因是這個方法傾向於過保守。

## 1.8 可靠度設計 (RELIABILITY DESIGN)

### 1.8.1 一般準則 (General design principles)

土工構造物之設計，針對不同限度狀態與設計狀況均應考慮其所包含的不確定因素，使有足夠的安全邊際。設計之安全邊際應考量設計計算模型預測之偏差與不確定性。

解說：

1. 可接受風險水準可依據實存於社會上的背景風險(例如，交通意外的死亡風險)訂定。
2. 最佳的安全水準可透過最小化結構物之期望總成本來決定，結構物之期望總成本包括初始建設成本及破壞的預期成本。
3. 安全邊際應以限度狀態對應構造物在傳統規範之設計等級來率定，稱為”規範率定”。

### 1.8.2 分項係數法之格式 (Partial factor format)

1. 分項係數法之格式須參照 ISO2394 第 9 章的規定。
2. 分項係數法的架構為針對不同載重、土工參數、幾何尺寸和計算模型精確度，依可靠度分析的結果分別訂定其分項係數，據以決定設計值，再用於驗證結構物各限度狀態的性能要求是否滿足，使設計有適當之安全邊際及可靠度。
3. 土工構造的設計時，應使用分項係數法來標準化土工參數特性值的決

定，使設計之安全邊際具一致性。特性值決定的程序參照第二章「大地工程資訊」之相關內容。

4. 分項係數設計格式概分為兩類，即材料係數法和阻抗係數法。

(1) 材料係數法(MFA)

分項係數使用於載重及材料性質之特性值上。乘上分項係數後之值稱為“設計值”。

(2) 阻抗係數法 (RFA)

分項係數使用於載重效應及結構物之阻抗上，此方法與北美常用的載重及阻抗係數設計法相似。

解說：

分項係數法之主要概念是針對各基本變數分別給予不同的係數以決定設計值，使能分別考量不同來源之不確定性及變異性的影響，設計函數的型式可簡單表示如下示：

$$g(S_d, R_d, C, \gamma_n) \geq 0 \quad \dots(1)$$

其中：

$S_d = S(F_{Sd}, f_{Sd}, a_{Sd}, \theta_{Sd})$  …為作用效應或需求之設計值

$R_d = R(F_{Rd}, f_{Rd}, a_{Rd}, \theta_{Rd})$  …為阻抗效應或容量之設計值

$C$  是性能需求的規定或限制條件

$\gamma_n$  是考慮結構重要性及破壞後果嚴重性的一個係數，此值是根據結構物或其元件之預期可靠度水準來決定。

式(1)中：

$F_{Sd}$  是用於估計作用效應的作用設計值

$$F_{Sd} = \gamma_f F_k \quad \dots(2)$$

$F_k$  是作用的特性值

$\gamma_f$  是作用的分項係數， $\gamma_f$  應考量：作用代表值朝不利方向偏離的可能性與作用評估模型的不確定性

$f_{Sd}$  是用於估計作用效應的材料性質設計值

$$f_{Sd} = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \dots(3)$$

$f_k$  是材料性質的特性值

$\gamma_m$  是材料性質的分項係數， $\gamma_m$  應考量：材料性質特性值朝不利方向偏離的可能性與參數估算方法的不確定性

$a_{Sd}$  是用於估計作用效應的幾何參數設計值

$$a_{Sd} = a_k \pm \Delta a \quad \dots(4)$$

$a_k$  是幾何參數的特性值

$\Delta a$  是尺寸數值的調整值， $\Delta a$  應考量：幾何參數特性值朝不利方向偏離的可能性與同時發生數個尺寸數值偏離的累積效應

$\theta_{Sd}$  是用於估計作用效應的模式  $\theta$  的設計值，以考量分析模式之不確定性

$$\theta_{Sd} = \gamma_d \quad \dots(5)$$

$\gamma_d$  是模式不確定性的分項係數， $\gamma_d$  應盡量依據可得之量測值與計算值之比較結果決定

$F_{Rd}$  是用於估計阻抗效應的作用設計值

$$F_{Rd} = \gamma_F F_k \quad \dots(6)$$

$F_k$  是作用的特性值；

$\gamma_F$  是作用的分項係數， $\gamma_F$  應考量：作用代表值朝不利方向偏離的可能性與作用評估模型的不確定性

$f_{Rd}$  是用於估計阻抗效應的材料性質設計值

$$f_{Rd} = \frac{f_k}{\gamma_M} \quad \dots(7)$$

$f_k$  是材料性質的特性值

$\gamma_M$  是材料性質的分項係數， $\gamma_M$  應考量：材料性質特性值朝不利方向偏離的可能性與參數估算方法的不確定性

$a_{Rd}$  是用於估計阻抗效應的幾何參數設計值

$$a_{Rd} = a_k \pm \Delta a \quad \dots(8)$$

$a_k$  是幾何參數的特性值

$\Delta a$  是尺寸數值的調整值， $\Delta a$  應考量：幾何參數特性值朝不利方向

### 偏離的可能性與同時發生數個尺寸數值偏離的累積效應

$\theta_{Rd}$  是用於估計阻抗效應的模式  $\theta$  的設計值，以考量分析模式之不確定性

$$\theta_{Rd} = \gamma_D \quad \dots(9)$$

$\gamma_D$  是模式不確定性的分項係數， $\gamma_D$  應盡量依據可得之量測值與計算值之比較結果決定

公式(1)應僅被認為是此原則的符號表示式。公式(1)中的每一個符號可表示一個單一變數或是一個變數向量。在估算作用效應函數  $S_d$  時應考慮不同載重發生機率之組合效應。

分項係數數值應依不同設計狀況與不同限度狀態對各基本變數分別設定。基本變數可分類為：主要基本變數與其他基本變數。主要基本變數的數值對設計結果具相對主要重要度，應要在規定作用力及特定材料結構物設計的規範中詳述。以預力混凝土梁的極限限度狀態為例，混凝土及鋼材的強度為主要基本變數，而彈性模數則非主要基本變數。作用力則通常為主要基本變數。對於其他主要變數，其分項係數基本上可設定為 1.0 而修正量設為 0，亦即設計值等於特性值，在某些狀況下，可採用平均值。

## 1.9 耐震設計 (SEISMIC DESIGN)

### 1.9.1 通則 (General)

1. 台灣地區為地震區，地工構造物的設計應考量地震效應。
2. 耐震設計所考量的地震需求，應針對結構物之重要性依 PBD1 載重定義篇中地震載重之規定適當選取。
3. 地工構造物的耐震設計應針對各設計狀況分別檢核不同限度狀態的性能要求。

解說：

1. 持續狀況下之耐震設計，基礎設計時應滿足使用性限度狀態。
2. 偶發與極端狀況下之耐震設計，基礎設計時應對應結構物之重要性，分別滿足修復性限度狀態與極限限度狀態。

### 1.9.2 地震載重與效應 (Seismic actions and effects)

1. 地工構造物之耐震設計一般應考量以下地震載重與效應：
  - (1) 慣性力
  - (2) 動態土壓力
  - (3) 動態水壓力
  - (4) 地震時土壤變形與基礎的互制作用力，尤其是軟弱土層的情況。
  - (5) 具液化潛勢工址之土壤液化效應
  - (6) 具液化潛勢工址的土壤液化所引致之地盤側向流動效應
  - (7) 反覆載重造成敏感性黏土之強度折減效應
2. 決定耐震設計之載重組合，應考量地震載重與其他載重間之關係。

解說：

耐震設計時毋須同時考慮全部地震載重。例如，雖然地震時土壤變形與基礎的互制作用力某些地層狀況被視為主要地震載重之一，然而在進行地工構造物設計時，通常會將上部結構物之慣性力作為主要地震載重，而地震時土壤變形與基礎的互制作用力為次要的地震載重。

### 1.9.3 設計原則 (Design principles)

1. 在使用性限度狀態下，地工構造物之耐震設計不可考量其具韌性消能行為。
2. 在修復性或極限限度狀態下，耐震設計可考量地工構造物之塑性反應所具之消能特性，但應限制地工構造物發生塑性區之位置。設計時也應確保地工構造物不因韌性設計而發生脆性破壞，且整體結構系統之振態不會變得更複雜。

解說：

1. 耐震設計時，即使在修復性或極限限度狀態下，一般建議盡量不要考量地工構造物之韌性。
2. 若要將地工構造物設計成具韌性之結構物，在修復性限度狀態下，應限制地工構造物或其上部結構物構材之塑性消能區發生於易進行檢查及施工修復的位置。
3. 建議限制地工構造物之塑性消能區發生於接近地表之位置。
4. 在修復性或極限限度狀態下，耐震設計時若考量地工構造物構材之韌性消能行為，應選定容許發生塑性之消能區，並確保該區域外之構材不會進入塑性。因此，塑性消能區與其他區域之構材強度應有相當之差距，使設計的韌性損害模式可以發揮預期的消能機制，避免其他非預期的脆性損害模式的發生。
5. 若結構物之主要振態為第一振態時，結構物的線性反應可利用靜力側推

分析法求得，將對應第一振態之慣性力施加於結構物上來進行評估。當結構物進入塑性後，除可利用非線性側推分析來求取結構物之非線性載重-位移曲線外，亦可利用等位移法(the equivalent displacement method)、等能量法(the equivalent energy method)或非線性反應譜法(the nonlinear response spectrum method)等方法來估算結構物之韌性非線性反應。

#### 1.9.4 土壤結構互制效應之模擬 (Modeling of soil structure interaction)

1. 設計時應考量地工構造物構材之非線性行為與非線性土壤-結構互制效應。土壤-結構互制效應之模擬應考量載重狀況、土壤的應力與應變程度、基礎變形程度與基礎尺寸等因素。
2. 對於有液化疑慮之工址，應根據液化潛勢程度折減土壤阻抗。
3. 對於反覆載重作用敏感之黏土層時，應根據敏感度折減土壤阻抗。

解說：

目前土壤阻抗與頻率及材料非線性間之函數關係尚不清楚，側推分析時可採用靜態或擬靜態之土壤阻抗。

#### 1.9.5 驗證 (Verification)

##### 1.9.5.1 驗證項目與指標 (Verification items and indices)

1. 應檢核地工構造物抵抗地震載重之穩定性。
2. 應檢核地工構造物構件抵抗地震載重之強度及變形能力。

解說：

1. 為確保上部結構物之性能，應確認基礎之位移不大於容許位移量。
2. 基礎的穩定性一般係以上部結構物傳至基礎頂部作用力所造成之基礎反應來評估。
3. 基礎穩定性分析之結果可用於驗證基礎構材斷面力及變形量與整體基礎系統位移量是否符合容許值。

#### 1.9.5.2 使用性限度狀態之驗證 (Verification of the serviceability limit state)

1. 應檢核基礎之反應仍在彈性範圍。
2. 應檢核結構構件之力學性質並未大幅改變。
3. 應評估上部結構物或基礎頂部之最大位移量及殘餘位移量，並檢驗這些位移量不致損及結構物之使用性。

解說：

應檢驗結構構件尚未遭受損及其耐久性之損害。

#### 1.9.5.3 修復性限度狀態之驗證 (Verification of the reparability limit state)

1. 當設計未考量基礎之韌性時，應檢核基礎頂部最大位移量未超出基礎系統明顯進入非線性行為時之位移量。
2. 當設計考量基礎之韌性時，應限制基礎頂部最大位移量使基礎系統仍能維持足夠之強度。
3. 當設計考量基礎之韌性時，應檢核基礎構件在預期塑性消能區之損害程度是在可修復的範圍內。

4. 應檢核結構構件之剪力強度。
5. 應估算上部結構物或基礎頂部之最大位移量與殘餘位移量，進而確認基礎能在合理修復費用下進行修復，以恢復結構物之使用性。

解說：

雖然群樁基礎為高度靜不定之結構物，且基樁之局部破壞亦不會對基礎之穩定性造成顯著影響，但仍須要求基樁有足夠之抵抗變形能力。再者，即使基樁深入地盤，亦須要求基樁要有能足夠之抵抗變形能力，因為地盤振動變位效應也可使基樁變形，甚至達到塑性。

對於修復性限度狀態，建議於「基礎結構設計報告」中提供一些基礎損害探查及修復方法之建議，俾於地震發生後視需要採用。

#### 1.9.5.4 極限限度狀態之驗證 (Verification of the ultimate limit state)

1. 應檢核整體基礎構造具有足夠的承載強度。
2. 應檢核基礎構件不會產生崩塌破壞。
3. 應檢核基礎的位移不會造成結構物倒塌。

## 1.10 地工構造設計報告 (FOUNDATION STRUCTURE DESIGN REPORT)

1. 設計者應以地工構造設計報告之形式向委託人或所有人報告基礎設計成果。

2. 地工構造設計報告內容應包括設計設、地工資訊綜覽、載重、特性值、設計計算模型、計算程序和各限度狀態之設計驗證方法。

3. 地工構造設計報告內容建議應包括下列項目：

- (1) 工址和環境概述
- (2) 地層狀況
- (3) 結構性能規定和設計狀況
- (4) 工址特定適用載重說明，例如地震載重
- (5) 地工參數特性值及其採用依據
- (6) 引用之設計規範及其他支援文件說明
- (7) 基礎型式研選及說明
- (8) 結構風險和各限度狀態安全邊際研選之說明
- (9) 施工條件假設的說明
- (10) 地工構造設計計算和圖說
- (11) 施工期間監測計畫說明和營運期間養護項目清單

4. 委託人或所有人在結構物使用年限均應有大地工程調查報告和地工構造設計報告存檔備查。



## 第二章 大地工程資訊

### 2.1 宗旨

1. 本章闡述地工結構物設計中所需的大地工程調查。
2. 大地工程之調查計畫應包括地盤載重(作用力)、地下土層構造、相關的材料性質、以及設計分析模型中地工參數之估算值。
3. 大地工程調查之目的在於適當地調查與闡述地工資訊，需要針對地工參數進行評估以決定其「特性值」。
4. 大地工程調查之結果，需彙整成正式的「大地工程調查報告」。

### 2.2 一般原則

#### 2.2.1 地工資訊的範圍

1. 大地工程調查的範圍應視工程規模、種類與特性，適當規劃調查內容，以獲工址之地質、地形、地球物理、水文等資訊，並應該涵蓋工址內舊有建物、基礎以及自然環境變化等背景資料。
2. 地工資訊可以藉由以下方式蒐集：
  - (1) 文獻蒐尋
  - (2) 地質調查
  - (3) 地球物理調查
  - (4) 鑽孔
  - (5) 地下水與水文調查
  - (6) 現地試驗與探測
  - (7) 探測槽溝或導坑
  - (8) 土樣採樣以及試驗室試驗

(9) 現地載重試驗

(10) 工程施作中的監測

(11) 遙測技術與航空照相

3. 大地工程調查的規劃，應考慮工程之施工方法、以及所建造地工結構物之性能要求。
4. 大地工程調查資料與設計參數，應隨工程開挖之檢視或監測結果做必要的修正，以正確反應現地情形。
5. 大地工程調查、試驗、以及監測都應遵循國家標準或相關規範。
6. 大地工程調查的範圍、位置、項目、以及程度應該考慮「地工設計類別」，地工設計類別係根據結構物之重要性以及設計上之困難度決定。

### 2.2.2 設計者與調查人員

1. 地工結構物的設計應根據大地工程的調查結果，設計者與調查人員應密切合作以達成更有效率之設計。
2. 設計者應針對設計需要擬定大地工程調查計畫，調查人員(大地工程師)應撰寫大地工程調查報告，並對報告內容負責。
3. 設計者與調查人員應常開會討論。

解說：

1. 設計模型之假設需要大地工程調查所獲得之地質與地工資訊之佐證，因此地工結構設計師與調查人員應密切合作。
2. 應彙整這些會議之會議記錄成為正式文件，此正式文件應包括大地工程調查計畫、臨時大地工程調查報告、以及大地工程調查終結報告。

### 2.2.3 大地工程調查人員的資格

大地工程調查人員應熟悉工址之地質、環境、以及土壤之特性，並且具備大地工程調查應有的職業技能。

解說：

1. 大地工程調查人員應熟悉基礎設計。
2. 建議大地工程調查人員應通過政府或專業組織的認定。

## 2.3 大地工程調查

### 2.3.1 一般原則

1. 大地工程調查的規劃應考慮地工結構物之性能目標、設計分析模型、與施工方法等。大地工程調查應包括所有關於工址的土壤及地下水狀況的調查。在大地工程調查報告中，應詳述設計所需之地工參數的值以及它們的可靠性。
2. 原則上，大地工程調查計畫應包括初步調查計畫與細部調查計畫。細部調查計畫應根據初步調查計畫之結果做詳細的規劃，以符合設計需求。

解說：

1. 大地工程調查應分兩階段進行：初期調查階段與細部調查階段；其標準作業流程如圖 3 所示，實線的框中表示調查人員應完成之項目，虛線的框中表示設計者與調查人員應一同討論與協商之項目。
2. 耐震設計調查應成為大地工程調查的一部份。
3. 大地工程調查人員應彙整初期調查之結果成一個報告，並且送給設計者一份副本。
4. 基於初期調查報告之結果，調查人員與設計者應進一步規劃細部調查之內容。

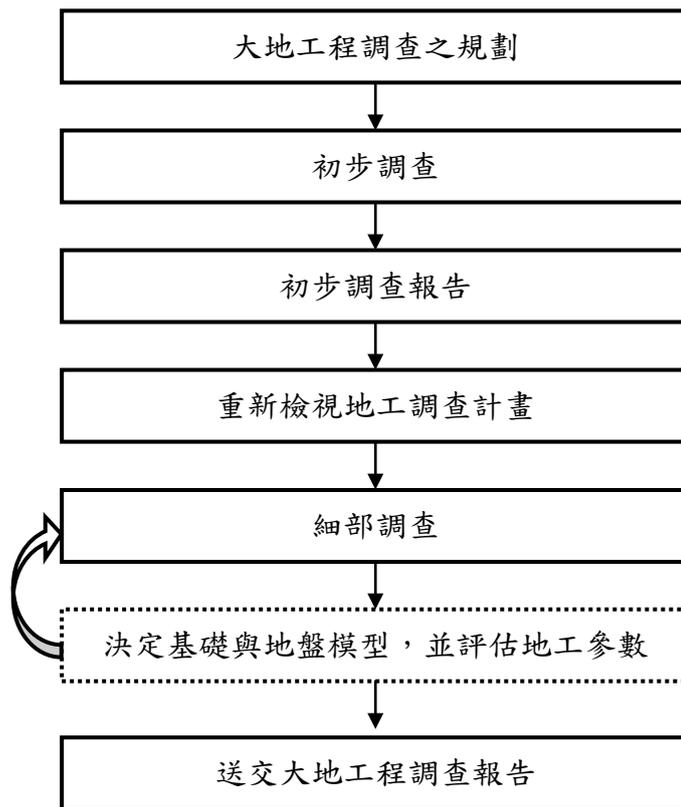


圖 3 地工結構物設計中從大地工程調查到地工結構物設計之標準程序  
(實框表示調查人員之工作，虛框則表示設計人員與調查人員之溝通與討論)

5. 耐震設計調查應成為大地工程調查的一部份。
6. 大地工程調查人員應彙整初期調查之結果成一個報告，並且送給設計者一份副本。
7. 基於初期調查報告之結果，調查人員與設計者應進一步規劃細部調查之內容。
8. 細部調查應隨著設計程序的進行而循序漸進，調查人員應在規劃細部調查中，選擇適當時機與設計者碰面，以驗證細部調查的規劃。
9. 大地工程調查的範圍與項目應考慮地工設計類別，以及目前大地工程調查的階段性。
10. 應要盡量減少大地工程調查中之量測誤差。

11. 應要小心地挑選調查技術、試驗方法、調查機具之大小、量測/試驗/取樣之位置與深度、量測與試驗之程序、以及試驗之次數。
12. 當需要非擾動樣本進行室內試驗時，必須盡量減少樣本之擾動。尤其注意樣本之取樣、運送、儲存、以及試體準備之方法。
13. 進行現場試驗時(如平板載重試驗與壓力計試驗)，在準備試體表面時應謹慎小心，必須盡量減少擾動對試驗結果之影響。

### 2.3.2 初步大地工程調查

初步大地工程調查之目的在於蒐集地工資訊，以釐清以下之項目：

1. 建構該地工結構物之可行性(如結構穩定性以及可能之工址)
2. 基礎之型式與樣式
3. 對地工結構物行為有明顯影響之土層深度與範圍
4. 細部大地工程調查之規劃
5. 施工過程中對週遭環境之影響
6. 工址可能承受之地震規模。

解說：

初步大地工程調查主要包含文獻蒐尋以及現地巡查，若有需要可以進行基本的地球物理勘查、鑽孔、地下水調查、擾動土樣的採集、以及試驗室試驗。

### 2.3.3 細部大地工程調查

1. 根據初步大地工程調查之結果，設計者規劃細部大地工程調查，大地工程調查人員應根據其規劃內容進行細部大地工程調查。
2. 細部大地工程調查之目的在於蒐集充分資訊，以驗證各樣設計分析模型與施工技術，並預測基礎之性能。

解說：

1. 在細部調查中，以下項目應要加以澄清，以瞭解工址附近地質與地工特性：
  - (1) 地層與地質構造，如斷層、空穴等
  - (2) 上體滑動、崩積、或潛變之範圍
  - (3) 地工材料之物理與力學特性(變形性與強度)
  - (4) 地下水之水力特性與水文特性
  - (5) 岩盤表面之幾何特徵
  - (6) 膨脹性或塌陷性土壤或岩石
  - (7) 埋置於地下的結構體與物體
  - (8) 人造物或廢棄物的存在與分布
  - (9) 地盤之地震特性(如震源特性、波傳特性、變形特性)。
2. 細部調查應採用可靠之調查技術，如地球物理勘查、鑽孔取樣、地下水調查、現場試驗與探勘、非擾動土樣的採集、以及試驗室試驗。必要時可進行探測槽溝或導坑之開挖以及現場載重試驗。
3. 視調查期間的進度成果報告，調查人員應提出建議，以利設計者、建商、以及業主開會討論變更細部調查之計畫內容。

#### 2.3.4 耐震設計之調查

1. 針對地工設計類別 3 的工址應特別調查土壤特性以及斷層活動性等資訊。
2. 應調查地下地層構造與地工特性，以評估地震放大效應。
3. 欲從事地盤地震反應時，應調查土壤之剪力與壓力波速、密度、Q 值(或阻尼係數  $\eta$ )、以及各土層之厚度。
4. 當評估土壤之地工特性時，應考量調查與試驗室試驗時所採用應變範圍之影響。

解說：

1. 當土壤應變範圍變大時，土層之地震放大效應分析應考慮土壤之減力模數與阻尼係數  $\eta$  隨土壤應變增加而變化之影響。
2. 與地震相關之地工調查主要為活動斷層的調查，可從過去地震紀錄、文獻、震測資料、以及活動斷層調查獲得。活動斷層之資訊通常以航空照相、地球物理調查、以及試驗溝獲得。
3. 地震危害度分析應參考 PBD1 基本載重定義篇中所規定之地震載重。
4. 當設計一個位於地工設計類別 3 的重要地工結構物時，有必要針對該工址可能承受的地震力進行單獨之調查。斷層以及其錯動機制應根據過去之地震紀錄、最近試驗溝中活斷層之證據、以及從該斷層產生之小至中規模地震歷時紀錄之波形予以小心的判斷。如此，在大地工程調查中盡可能地蒐集資訊。就算是在沒有活動斷層的區域，如此的大地工程調查仍應進行。

## 2.4 地工參數之評估

### 2.4.1 一般原則

1. 地工結構物之設計分析，首先需要建立計算用的基礎與地盤模型。此模型所需之地工參數須根據所有大地工程調查、試驗室試驗、以及監測資訊的蒐集，並經適當判讀與詮釋，便能充分代表現地情形。
2. 建立基礎與地盤模型所需的地工參數包括各元素之幾何形狀(如土層厚度與層面傾角)、基礎與地盤互制作用的力學特性(如承载力與地盤反力係數)、以及地工材料本身之物理與力學性質(如密度、勁度、與強度)等。在決定地工結構物所受之地震力特性時，應考慮地震之震源特性、波傳特性、以及地盤之變形特性。這些模型也應根據大地工程調查的結果所求得。
3. 地工參數之評估應依照以下四個步驟(如圖 4)：
  - (1) 利用大地工程調查、試驗、觀察、以及監測的方式得到之量測值。

- (2) 根據量測值推導或估計所需地工參數之推估值。
- (3) 決定地工參數之特性值。
- (4) 選取地工參數之設計值。

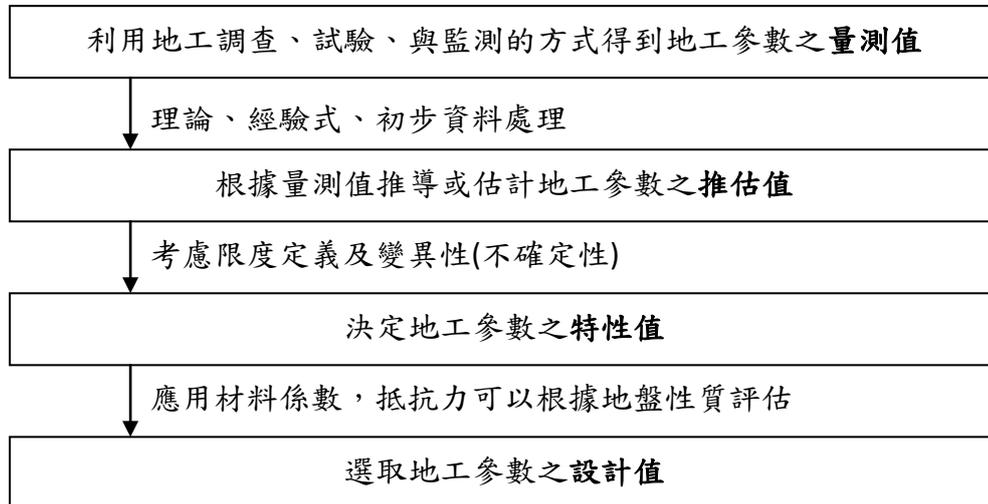


圖 4 求得地工參數設計值之流程圖

解說：

所謂地工參數之量測值，是指現地試驗、試驗室試驗、或是監測結果直接量測到的數值。比如說地下水調查中量測到的地下水高度、標準貫入試驗中得到之 N 值、以及三軸試驗中得到之應力應變關係。

#### 2.4.2 推估值之決定

1. 所謂推估值，是量測值經由理論式或經驗式轉換而成之地工參數值。例如：根據 N 值估算出的楊氏模數值、及根據三軸試驗之莫爾圓得到之凝聚力與摩擦角。
2. 根據大地工程調查、試驗、以及監測得到之地工參數量測值，可以經由地質或地工知識(如理論、經驗式、相關聯性)求得地工參數之推估值。
3. 在求得推估值前，可能會針對量測值進行初步的處理與調整，例如：移除明顯與地盤特性無關的數據，或是調整量測值之偏差。

4. 推估值可以經由以下途徑求得：

- (1) 推估值為直接量測值。
- (2) 經初步評估，可將量測值視為推估值。
- (3) 當推估值與量測值之力學意義不同時，可以將量測值藉由理論式或經驗式轉換為推估值。

解說：

1. 量測值如密度、相對密度、夯實度、剪力強度、勁度等通常可以直接視為推估值。
2. 由地球物理探勘、鑽孔取樣、標準貫入試驗、壓密試驗、壓力計試驗等得到之量測值，可以藉由理論式或經驗式轉換為推估值。

### 2.4.3 特性值之決定

1. 土工參數的特性值，是針對所採用的基礎與地盤模型所評估出最適當的代表值，目的是要較有效的預測設計所關心之限度狀態。
2. 當估算特性值時，必須考慮特性值與基礎與地盤模型假設的諧和性，例如：從理論與過去經驗的觀點，考慮地下土層的力學性質、形狀與結構等。
3. 特性值通常可以視為推估值之平均(期望)值，但不完全是簡單的數學平均，而是考慮了統計平均時之估算誤差。特性值的選取應謹慎且廣泛的考慮過去地質/土工資料、工程經驗、以及不同大地工程調查與試驗之一致性。

解說：

1. 當平均值與計算模型的基本原則格格不入時，特性值之推算應考慮計算模型之特殊要求。例如：在最弱連結(weakest-link)之問題中，特性值應選為推估值機率分布中之下界。

2. 在推算特性值時，應考慮之變異性包括大地工程調查與試驗之誤差，以及求得推估值過程中之誤差。
3. 當特性值是根據推估值的頻率分布求得時，應首先從地質與地工之觀點小心檢驗離散的推估值資料，移除不代表地盤特性之推估值資料(如量測儀器之缺陷)，最後求得篩檢過之資料的數學平均值。特性值則可以經由下式求得(參考附件 2B)，以考慮統計誤差：

$$R_k = m_R \pm t_{\alpha;v} \frac{S_R}{\sqrt{n}}$$

其中

$R_k$ : 特性值

$m_R$ : 樣本平均值

$S_R$ : 樣本標準偏差

$t_{\alpha;v}$ :  $v$  自由度  $t$  分布之  $\alpha$ -百分位數

$v = n - 1$ ，而  $n$  是總樣本數。± 符號決定之原則，在於使最後得到之設計結果要偏保守。

4. 在大地工程調查報告中，特性值之記載應伴隨著推估值之資料，以及這些資料的平均值與標準偏差(或變異係數)。
5. 當一些大地工程調查的結果無法取得時，可以根據類似工程之經驗或是地質/地工知識決定特性值。

#### 2.4.4 設計值之決定

1. 在材料係數(material factor)法中，設計值就是代入設計計算公式中之材料參數值，即設計值等於特性值乘上適當之材料係數。
2. 材料係數之決定應考慮推估值估算方式的可信度以及推估值本身的變異性，且要注意該係數的使用是對分析模型的阻抗端或載重端造成的

影響。

解說：

設計值在一些例外的情況下，可以略過特性值與材料係數的選定過程，直接根據推估值求得。在這樣的情形下，設計值應根據推估值的變異性設為推估值的分位數(fractile values)，並應考慮以下事項：

1. 當推估值資料量不足時，通常需要假設推估值之機率分布型式，以求得適當的分位數作為設計值。
2. 推估值機率分布尾端之分位數(如 0.95 分位數)，可能會因統計誤差而不準確。
3. 推估值機率分布期望值附近之分位數，會比尾端之分位數(如 0.95 分位數)準確且可靠。

## 2.5 大地工程調查報告

大地工程調查之結果應在大地工程調查報告中載明，而且應是大地工程調查報告之重要部分。

解說：

大地工程調查報告一般包含以下二個部分：

1. 紀實部份：呈現地質特徵以及工址相關數據
2. 評估分析部份：陳述對調查、試驗、觀察、與監測數據之詮釋與評估的結果。

### 2.5.1 紀實報告

所有大地工程調查及試驗之原始資料，以及調查與試驗之方法都應在大地工程調查報告中呈現出來。

解說：

1. 以下項目應該在大地工程調查報告清楚的載明：
  - (1) 大地工程調查之目的與範圍
  - (2) 大地工程調查之規劃
  - (3) 調查與試驗之方法：
    - a). 調查與試驗之項目
    - b). 調查方法、器具、與程序之細節
    - c). 所調查土石體之所在位置，包括量測、試驗、與取樣之位置、深度、與高程
    - d). 樣本取樣品質之資訊，包括取樣方法、運送、與儲存之資訊
    - e). 量測與試驗之日期與現場狀況
    - f). 技師/操作人員姓名
  - (4) 調查與試驗之結果：
    - a). 原始資料(如：量測值、觀測紀錄、與照片)
    - b). 初步處理過之資料(如：地質圖與鑽孔紀錄)
  - (5) 調查人員、設計人員、及業主針對大地工程調查結果開會之會議記錄。
2. 大地工程調查報告應包含相關圖表，以利相關人員詮釋資料。
3. 當在地工設計類別 3 之工址進行特殊試驗時，大地工程調查報告應描述試驗程序與試驗結果，而且報告中應載明與此特殊試驗相關的參考文件。

## 2.5.2 評估分析報告

1. 為了詮釋大地工程調查與試驗之結果，地盤資訊必須被評估。
2. 在設計報告中應載明設計中所採用基礎與地盤模型與土工參數之決策過程。
3. 地盤資訊之評估應包括以下項目：
  - (1) 試驗與調查資料不足或不完整，這樣之情形必須被載明。若資料有錯誤、或不適當、低精度之情況，也應與原始資料同時被載明；並且應檢驗出錯之原因，以決定這些問題是反映土石之實際狀況，還是單純的調查與試驗之差錯。
  - (2) 當有必要時，應預備進一步大地工程調查之提案書，並且針對其必要性進行說明。在提案書中也應載明進一步調查的內容與範圍之細部規劃。
4. 土工參數之估算，應考慮各項調查、試驗、觀測、與監測結果之相互關係以及過去之經驗。

解說：

1. 工址地盤資訊之評估應包括以下項目：
  - (1) 各種調查、試驗、與觀測結果的圖表，如果必要，應以柱狀圖表示資料之分布關係
  - (2) 地下水高程與季節性變化之描述
  - (3) 地盤地質特徵模型之細部說明
  - (4) 強度與變形性之詳細物理性描述
  - (5) 不規則物或異狀現象(如：空洞等)之描述與可能解釋
  - (6) 土工參數推估值之資料庫。
2. 對土工參數之估算，應考慮土工結構物與地盤間之力學初始與邊界條

件，包括以下項目：

- (1) 初始應力狀況
  - (2) 有效應力之大小與路徑
  - (3) 應變大小與剪力損壞之程度
  - (4) 水力條件(如：排水情形、透水性、與地下水位)
  - (5) 異向性(包括先天與誘發)
  - (6) 時間效應(如：剪動率、潛變、老化)
  - (7) 應力應變歷史(如：過壓密效應)
  - (8) 反覆的浸水與乾燥之影響(如：飽和率、膨脹性、自由水與滯留水)
  - (9) 不連續面(如：節理與破裂面)
  - (10) 不均質性與不均勻性(如：間斷性之薄土層)
  - (11) 結冰與熔冰效應
  - (12) 基礎大小
  - (13) 基礎與地盤交介面之邊界條件。
3. 當試驗室採用不擾動土樣以估算地工參數時，應考慮樣本取樣時之擾動、樣本中之不均質性及不連續面、尺寸效應等。
  4. 當估算土樣粒徑分布，或是當採用含易碎顆粒之土樣進行試驗時，要注意準備試體之過程是否會破壞土樣粒徑分布。
  5. 當反算分析得到之地工參數被當成大地工程調查之結果時，應要小心驗證反算分析所採用模型(地工結構物模型或組成律模型)之假設。

## 第三章 淺基礎設計

### 3.1 適用範圍

本章說明一般淺基礎之設計。針對特殊用途之淺基礎，應依其需求作特殊考量。

解說：

1. 淺基礎型式包括獨立基腳、連續基腳、組合式基腳與筏式基礎。
2. 淺基礎係由基腳或基礎版、地梁等構件所組成。

### 3.2 目的

1. 以一般普通的語言，敘述社會或業主或結構物所有人對建造結構物與基礎之目的。
2. 由於淺基礎係結構物的一部份，因此其目的應與結構物之目的相同。

解說：

說明結構物之目的時，建議以「委託人」或「所有人」作為主語。

### 3.3 性能要求

以一般普通的語言，敘述為了達到 3.2 節之目的時，淺基礎所應具備的性能。

解說：

1. 淺基礎之性能要求至少應包含安全性、使用性、修復性、施工性與經濟性等項目（參照 1.3 節）。

2. 性能要求中之各項目應分別敘述。
3. 建議以「淺基礎之性能要求」作為敘述性能要求時之主語。

## 3.4 性能規定

### 3.4.1 設計使用年限

淺基礎之設計使用年限應與其所承上部結構物之設計使用年限一致。

### 3.4.2 限度狀態

1. 淺基礎設計所須考量之限度狀態應從淺基礎的性能要求來決定，並與 1.4.2 節所述之上部結構物的性能規定相符。
2. 原則上，淺基礎設計必須考量以下三個基本限度狀態，必要時亦可包含其他限度狀態：

使用性限度狀態 (Serviceability limit state)：係指在此限度狀態下，淺基礎雖然有沈陷或傾斜，但不損及結構物之耐久性，結構物之機能皆維持正常運轉。對於基礎構材上的損害，不必作耐久性方面之修復。

修復性限度狀態 (Reparability limit state)：係指在此限度狀態下，淺基礎已有損害，並已影響結構物之耐久性。不過，結構物仍可作有限度之使用，且在經濟上許可之範圍內進行修復後，結構物可能恢復其原有機能。對於基礎構材上的損害，簡單的修補即可修復。

極限度狀態 (Ultimate limit state)：係指在此限度狀態下淺基礎可能已受到相當程度之損害，但此時結構物尚未達到破壞、不穩定、倒塌，或造成嚴重傷亡的程度。此狀態下，對地盤而言，儘管基礎的支承力減小，已經產生翻轉或滑移現象，結構物仍能保持穩定。從基礎構件的損害程度來看，在此限度狀態下，基礎無法完全支持垂直載重，但基礎構件未產生脆性破壞。

### 3.4.3 載重種類與組合

1. 淺基礎設計時所須考量之載重種類與組合應根據上部結構物之設計使用年限期間，預期會作用於基礎上之各項載重發生頻率與載重間同時發生的情況而定。
2. 淺基礎設計時所使用之載重應參照 1.4.3 節之規定，根據載重特性來分類。
3. 淺基礎設計所考慮之設計情況應以 1.4.3 節之規定為基本決定之。

解說：

淺基礎設計時應考慮下列載重：

1. 上部結構物自重
2. 作用於上部結構物上之變動載重（例如，活載重、地震引致之慣性力、風壓引致之載重、波浪力等）
3. 基礎結構自重（包含背填土重）
4. 地震期間基礎之慣性力
5. 水浮力
6. 土壓及水壓力
7. 其他

### 3.4.4 上部結構物重要性與性能規定

設計淺基礎時，其性能規定應參照上部結構物之重要性決定之。

解說：

1. 淺基礎之性能規定係針對各驗證限度狀態，規定淺基礎之沈陷量、差異

沈陷量與傾斜角之限度值及支承力、滑移與傾覆之安全度。

2. 對於施工狀態，建議根據淺基礎與上部結構物之特性來設定施工時之限度狀態。

### 3.5 地盤與工址周圍環境調查

1. 在淺基礎設計之前，應進行大地工程調查與工址周圍環境調查，並根據調查結果，選用基礎型式、承載層與施工法。
2. 地盤調查型式與施行方法，與地盤參數評估方法可參考第二章辦理。

解說：

1. 基礎設計所需之調查工作至少應分類成下列項目：

- (1) 由調查決定地盤參數

- a. 土壤單位重
- b. 土壤剪力強度
- c. 地下水位與受壓水層是否存在
- d. 地質層次與地質年代
- e. 未壓密層是否存在
- f. 透水層與砂質含水層是否存在
- g. 承載層之傾斜與大地構造摺皺/傾角
- h. 當承載層為岩盤時，岩盤的風化、開裂與斷層範圍
- i. 地滑

- (2) 周圍環境之調查

- a. 工址地形

- b. 鄰近結構物
- c. 交通狀況與施工動線
- d. 埋入物與工業廢棄物之存在性
- e. 施工所引致之毒氣外洩的可能性
- f. 棄土與工業廢棄物之棄置方法
- g. 地下水情況，包括受壓地下水之狀態
- h. 井水水位與品質

2. 大地調查與土壤試驗相關程序應參照國家標準與相關規範辦理。

### 3.6 淺基礎設計時應考慮之項目

1. 淺基礎設計時應考量下列條件：

- (1) 地形與地質條件
- (2) 結構物特性
- (3) 施工條件
- (4) 環境條件

2. 淺基礎設計之注意事項：

- (1) 當承載層為可能液化土層時，應評估液化對基礎支承力與位移之影響。
- (2) 當淺基礎建於傾斜地盤上或靠近峭壁時，應確認地盤之整體穩定性，以及評估傾斜地盤或峭壁對基礎支承力與位移之影響。
- (3) 在基礎承載層為岩盤的情況下，應評估岩盤不連續面與風化層之影響。

(4) 淺基礎底部應設置在土壤不受凍融、不受雨水沖刷之深度。

解說：

淺基礎應設計時應檢核下列項目（見註(1)與(2)）：

1. 地盤穩定性
2. 支承力破壞
3. 基礎翻轉與滑移
4. 基礎下陷與傾斜
5. 基礎構件損害或破壞

註(1) 在檢核限度狀態時，部分上述項目可省略。

註(2) 對於某些型式之上部結構物，必要時應檢核其基礎之水平位移量。

### 3.7 淺基礎行為之預測

#### 3.7.1 垂直支承力

1. 淺基礎之垂直支承力可由計算方法或平版載重試驗來驗證。
2. 計算基礎之垂直支承力時應適切地考量尺度效應。
3. 應考量在載重傾斜或偏心情況下之影響。
4. 對於傾斜地盤或鄰近峭壁之地盤，垂直支承力必須折減，考量坡角、坡頂距離、土壤性質與深度等影響參數。
5. 當承載層下有軟弱凝聚性土壤存在時，應考量凝聚性土壤之支承力。
6. 當基礎底面與承載層間有薄軟弱地層存在時，必須考量該土層土壤被擠壓破壞之影響。

解說：

## 1. 計算方法

- (1) 設計模式建議採用經過實際案例驗證後之模式。
- (2) 在一般情況下以剛塑性理論作為設計模式。
- (3) 若地盤垂直支承力可由鄰近工程案例或地盤條件類似的案例以半經驗方式估算，需以計算方法預測基礎行為。
- (4) 計算方法中所使用之地盤參數的求取方法與設計驗證中之分項係數緊密相關。因此應依據地盤參數之求取方法決定分項係數值。

## 2. 平版載重試驗

當考慮採用平版載重試驗的結果，應評估地盤性質之變化與平版尺寸/基礎實際尺寸間差異之效應。

## 3. 載重傾斜或偏心的情況包括：

- (1) 垂直力之作用位置偏心。
- (2) 土壓力偏心造成作用於基礎之水平力
- (3) 因地震、強風、波浪壓力等造成作用於基礎之水平力或傾倒彎矩

### 3.7.2 滑動阻抗

必要時，應檢討基礎之滑動阻抗。

解說：

當評估基礎之滑動阻抗，應考量以下幾個部分：

### 1. 基礎底面之摩擦阻抗

基礎底面之摩擦阻抗計算時，必須考量地盤狀況，及基礎底面形狀與施工方式。

### 2. 埋置部位之被動阻抗。

基礎埋入地面下部分之被動阻抗應以基礎前側之被動阻抗考量之。被動阻抗之發揮需有足夠之水平位移。

### 3. 止滑楔之被動阻抗

止滑楔可用來改善基礎底面之滑動阻抗。

## 3.7.3 基礎沈陷

淺基礎之沈陷評估應包含即時沈陷與壓密沈陷評估。當淺基礎或承載層之下方有凝聚性土層時，必須評估長期之壓密沈陷。

解說：

### 1. 評估淺基礎之即時沈陷量，可採用下列方法：

#### (1) 以彈性理論為基礎之計算方法

- a. 利用彈性力學進行計算時，地盤變形模數的估算方法相當重要。
- b. 應施行地球物理探測、現場試驗或試驗室土壤試體試驗評估地盤之變形模數。
- c. 對於各限度狀態，應根據各狀態下地盤應力與應變量決定適合之地盤參數。

#### (2) 以平版載重試驗為基礎之方法

以平版載重試驗結果估算沈陷量時，必須考量平版與實際基礎尺寸上之差異。

### 2. 推估淺基礎之壓密沈陷量，可採用以壓密理論為基礎之計算方法。計算

壓密沈陷量時，試體材料之壓密試驗是重要的。

3. 計算沈陷量之土層影響深度應根據基礎的尺寸、形狀、土壤勁度在垂直方向之變化與基礎間距等因素來決定。
4. 當評估沈陷量時，除基礎總沈陷量外，尚應包含基礎之差異沈陷與撓度比 (distortion angle) (註 1) 或角變量 (inclination angle)。
5. 上部結構物之剛度會大幅影響基礎差異沈陷與撓度比的產生。

(註 1) 撓度比等於基礎構材位移量 (或變形量) 除以跨距，而位移量係指差異沈陷量減去剛體的傾斜量。

## 3.8 驗證

### 3.8.1 限度狀態與驗證

#### 3.8.1.1 性能規定

性能規定係由根據結構物之重要性所設定之淺基礎限度狀態與設計情況 (即設計使用年限期間之載重條件與載重組合) 所決定。

解說：

性能規定之相關條文參照 3.4.4 節。

#### 3.8.1.2 使用性限度狀態之驗證

計算基礎底部沈陷量、差異沈陷與角變量，驗證是否滿足結構物使用性之性能要求。

解說：

1. 在某些情況下，亦會評估地盤支承力、基礎翻轉與滑動之安全度是否滿足結構物使用性之性能要求。

2. 建議應確認計算所得之構件應力不會造成結構物力學性能的大幅改變或耐久性的降低。

#### 3.8.1.3 修復性限度狀態之驗證

1. 計算上部結構及其基礎之殘餘位移，驗證是否滿足結構物修復性之性能要求。
2. 檢核地盤支承力、基礎滑動與傾倒之安全度確保滿足結構物修復性之性能要求。
3. 計算所得之基礎構件應力應滿足結構物修復性之性能要求。

解說：

對於大規模地震情況下之載重組合，設計中可考量基礎構件之塑性變形能力，以確保基礎變形滿足結構物修復性之性能要求。

#### 3.8.1.4 極限限度狀態之驗證

1. 檢討地盤支承力、基礎滑移與傾倒安全度，以確保基礎之穩定性。
2. 即使地盤安全度與支承力已滿足要求，過大之基礎變位仍可能會導致結構物破壞或倒塌，因此對於過大之基礎變位，必須確認此情況下不會造成結構物破壞或倒塌。

解說：

在考量發生大規模地震之載重組合、基礎翻轉的情形下，必須檢驗基礎承受突然倒塌的能力。這些情況下，計算所得之基礎轉動量應在根據地盤與上部結構物容許變形所設定之限度值範圍內。

### 3.8.1.5 驗證公式

#### 3.8.1.5.1 垂直支承力

淺基礎之垂直支承力應以下公式驗證之：

$$F_{sd} \leq R_{sd}$$

其中，

$F_{sd}$ ：設計載重作用下淺基礎底面之垂直地盤反力或應力

$R_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎底面地盤之設計垂直支承力或設計應力容許值

解說：

1. 計算地盤之設計垂直支承力容許值的方法有下列兩種方式，(1)將垂直支承力特性值除以分項係數；與(2)將地盤參數乘上材料因子後，再計算垂直支承力容許值。
2. 當採用支承力特性值除以分項係數之方法時，支承力容許值以下式決定：

$$R_{sd} = R_{sk} / \gamma_d$$

其中，

$R_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎底面之設計垂直支承力容許值

$R_{sk}$ ：淺基礎底面之垂直支承力特性值

$\gamma_d$ ：各限度狀態下淺基礎底面垂直支承力相關之分項係數

3. 當採用剛塑性理論之計算方法時，垂直支承力特性值以下式估算：

$$R_{sk} = C_c N_c + C_\gamma N_\gamma + C_q N_q$$

其中，

$R_{sk}$ ：淺基礎垂直支承力特性值

$N_c, N_\gamma, N_q$ ：支承力係數

$C_c, C_\gamma, C_q$ ：支承力公式中關於基礎形狀、埋置深度、載重偏心與傾斜之修正係數

進一步以下式估算垂直支承力容許值：

$$R_{sd} = C_c N_c / \gamma_c + C_\gamma N_\gamma / \gamma_\gamma + C_q N_q / \gamma_q$$

其中， $\gamma_c, \gamma_\gamma, \gamma_q$ ：各限度狀態之分項係數

### 3.8.1.5.2 滑移阻抗

為驗證基礎的滑移阻抗能力，應滿足下列條件：

$$F_{sd} \leq R_{sd}$$

其中，

$F_{sd}$ ：設計載重作用下淺基礎底面之水平地盤反力或應力

$R_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎底面之設計滑動阻抗容許值

解說：

計算地盤之滑移阻抗容許值的方法有下列兩種方式，(1)將設計滑移阻抗特性值除以分項係數；(2)將地盤常數乘上材料因子，再計算滑移阻抗。

### 3.8.1.5.3 沈陷

為驗證基礎沈陷量，應滿足下列條件：

$$E_{sd} \leq C_{sd}$$

其中，

$E_{sd}$ ：設計載重作用下淺基礎底面之沈陷量、差異沈陷量、角變量

$C_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎底部面之設計沈陷量、差異沈陷量、角變量等之容許值

解說：

若結構物之性能要求在上部結構物與基礎構件之應力方面已滿足要求，則可省略差異沈陷之驗證。

#### 3.8.1.5.4 基礎構件之應力

為驗證關於損害或破壞之基礎安全度，應滿足下列條件：

$$F_{sd} \leq R_{sd}$$

其中，

$F_{sd}$ ：設計載重作用下淺基礎各部位之斷面力或斷面應力

$R_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎各部位之設計斷面降伏強度或設計應力容許值

解說：

計算基礎構件之應力容許值方法有二：

1. 將抵抗力特性值除以分項係數。
2. 將構件之參數乘上材料因子，再進行容許值之估算。

#### 3.8.1.5.5 承載層與基礎變形性能

在考慮大規模地震之載重組合下，地盤可能產生塑性或基礎發生翻轉，應檢驗基礎傾倒之可能性。

解說：

1. 在此情況下，應用下列條件：

$$E_{sd} \leq C_{sd}$$

其中，

$E_{sd}$ ：設計載重作用下淺基礎底面之旋轉量

$C_{sd}$ ：各限度狀態下淺基礎底部面之旋轉角等之容許值

2. 估算基礎之旋轉量時，應考量地盤塑性與基礎變形。
3. 設定基礎旋轉量容許值時，應考量地盤塑性變形與基礎勁度。

### 3.9 淺基礎設計報告書

1. 設計者須提送淺基礎設計報告書給委託人或業主。
2. 基礎設計報告應說明地盤參數與周圍環境調查、設計計算書與驗證設計等執行程序，內容應包括以下項目：
  - (1) 設計條件。
  - (2) 設計結果。
  - (3) 驗證設計方法（由地盤調查結果求取設計參數之估算方法、細部驗證方法、相關設計標準與參考文獻等）。
  - (4) 地盤調查結果（地點、日期與周圍環境調查結果）。
  - (5) 若有實施載重試驗，亦應包含該試驗結果（地點、日期與試驗結果）。
  - (6) 根據設計要求所設定之施工條件。
  - (7) 施工管理項目。
  - (8) 施工中必要之調查。

### 3.10 施工

1. 淺基礎施工時應照設計所制定的施工條件進行。
2. 施工時應對周圍環境詳加注意，必要時，應對下列項目作進一步調查。
  - (1) 水污染
  - (2) 噪音
  - (3) 地盤振動
  - (4) 周圍地盤沈陷或上舉與伴隨之周邊結構物位移或變形
  - (5) 開挖材料之處理或棄置
3. 設計師應負責確認基礎之設置確實按照設計所規定程序施作，並提交施工紀錄給委託人或業主。

解說：

1. 為滿足淺基礎設計所設定之性能要求，應設置監控項目、監控方法與監控值或容許值來進行施工管理。由於不同結構物型的性能要求不同，因此施工管理方法應配合實際結構物施工時之現況調整。
2. 開挖方法與機具應根據地盤條件、周圍環境與環境因素選用合適之方法與機具。可進行試挖以確保施工方法能滿足設計性能要求與開挖之可行性。
3. 開挖時應謹慎小心，避免地下水或雨水造成地盤不穩定，並對開挖面同時進行養護，避免開挖面受損。
4. 為確認承載層，應對照大地調查報告書內容與試體樣本進行目視檢查。有效確認承載層之方法如下：
  - (1) 從地層表面所得之土壤樣本進行土壤力學試驗
  - (2) 載重試驗

5. 施工時使用之材料如橡膠、礫石及整平用之混凝土均應滿足設計時之要求。
6. 若設計中考量回填土提供基礎滑移之阻抗，則應要求承包商進行密度試驗、夯實試驗及載重試驗以確認回填土之被動阻抗。

## 第四章 樁基礎設計

### 4.1 適用範圍

本章說明一般樁基礎之設計。針對特殊用途之基樁，應依其需求作特殊考量。

解說：

1. 樁基礎係由一至多根樁與連接各樁之構件所組成
2. 樁為深入地盤之細長構件，將上部結構物之載重傳遞至地盤中。
3. 本章規定亦可適用於可忽略底部彎矩阻抗之柱式基礎上。
4. 關於斜坡上之樁基礎，應進行適當之調整以做合宜之設計。
5. 沈箱式樁基礎之阻抗特性與柱式基礎之阻抗特性類似，設計沈箱式樁基礎時，建議考量與柱式基礎類似的阻抗特性。
6. 當受側向力之構件行為類似無限長之構件行為時，可將其視為細長構件。

### 4.2 目的 (Objectives)

1. 以一般普通的語言，敘述社會或業主或結構物所有人對建造結構物與樁基礎之目的。
2. 由於樁基礎係結構物的一部份，因此其目的應與結構物之目的相同。

解說：

說明結構物之目的時，建議以「委託人」或「所有人」作為主語。

### 4.3 性能要求

1. 以一般普通的語言，敘述為了達到 4.2 節之目的時，樁基礎所應具備的性能。
2. 樁為一細長構件，深埋於地盤中，傳遞上部結構物載重於周圍土壤中，應具有足夠之強度與勁度，不使結構物機能受到損害。

解說：

1. 樁基礎之性能要求至少應包含安全性、使用性、修復性、施工性與經濟性等項目（參照 1.3 節）
  - (1) 性能要求中之各項目應分別敘述。
  - (2) 建議以「樁基礎之性能要求」作為敘述性能要求時之主語。
2. 相較於上部結構物，樁基礎之損害檢測與修復不易，因此樁基礎需要較高之安全係數。

### 4.4 性能規定

#### 4.4.1 設計使用年限

樁基礎之設計使用年限應與其所承上部結構物之設計使用年限一致。

#### 4.4.2 限度狀態

1. 樁基礎設計所須考量之限度狀態應從樁基礎的性能要求來決定，並與 1.4.2 節所述之上部結構物的性能規定相符。

2. 原則上，樁基礎設計必須考量以下三個基本限度狀態，必要時亦可包含其他限度狀態：

使用性限度狀態 (Serviceability limit state)：係指在此限度狀態下，毋須修復，結構物之機能仍維持正常運轉，且基礎並無過大之變形。

修復性限度狀態 (Reparability limit state)：係指在此限度狀態下結構物仍可作有限度之使用，且在經濟上許可之範圍內進行修復後，結構物可恢復其原有機能。

極限度狀態 (Ultimate limit state)：係指在此限度狀態下上部結構物尚未達到崩塌的程度，且基礎尚未有不穩定的情形產生。

#### 4.4.3 載重種類與組合

1. 樁基礎設計時所須考量之載重種類與組合應根據上部結構物之設計工作年限期間，預期會作用於基礎上之各項載重發生頻率與載重間同時發生的情況而定。
2. 樁基礎設計時所使用之載重應參照 1.4.3 節之規定，根據載重特性來分類。
3. 樁基礎設計所考慮之設計情況應以 1.4.3 節之規定為基本決定之。

解說：

1. 樁基礎設計時應考慮下列載重：
  - (1) 上部結構物自重，包含超載
  - (2) 作用於上部結構物上之可變載重（例如，超載、地震引致之慣性力、波浪力等）
  - (3) 樁基礎自重

- (4) 浮力
  - (5) 水壓力與土壓力
  - (6) 其他
2. 考慮樁基礎周圍地盤變形所引致之作用力，可以下列兩種方式擇一模擬之。在此情況下，應考量樁基礎與地盤間之互制作用。
- (1) 地盤位移所引致之強制位移
  - (2) 地盤變位所引致在樁體上之作用力
3. 對於地盤持續沈陷之海埔地或具壓密沈陷可能性之地盤，基樁設計時應考量負摩擦力。

#### 4.4.4 上部結構物重要性與性能規定

- 1. 設計樁基礎時，其性能規定應參照上部結構物之重要性決定之。
- 2. 樁基礎應以下列因子評估其結構性能：位移、構件應力、耐久性、損害後之殘餘強度與剛度。

解說：

- 1. 上部結構物設計時所考量之位移包含垂直、水平與旋轉三個方向。
- 2. 應考慮以下重點，使樁基礎設計滿足結構物性能要求：
  - (1) 經由樁基礎傳遞至地盤之應力不可過大。
  - (2) 樁基礎構件必須有足夠之強度。
  - (3) 必須適切考量樁材、基樁續接處強度與樁體挫屈強度。
  - (4) 樁基礎之位移與變形量必須夠小。
- 3. 施工時，建議根據樁基礎與上部結構物之特性來設定限度狀態。

## 4.5 地盤與工址周圍環境探查

1. 在樁基礎設計之前，應進行大地探查與工址周圍環境調查，並根據調查結果，選用基礎型式、承載層與施工法。
2. 地盤調查型式與施行方法，與地盤參數評估方法可參考第二章辦理。
3. 大地調查範圍應考量基礎承載力、滑動穩定性與沈陷之影響範圍。

解說：

1. 基礎設計所需之探查工作至少應分類成下列幾項：
  - (1) 由調查決定設計地盤參數
    - a. 土壤單位重
    - b. 土壤剪力強度
    - c. 地下水與受壓水層是否存在
    - d. 土層分佈與地質年代
    - e. 壓密土層是否存在
    - f. 地盤是否沈陷
    - g. 透水層與砂質含水層是否存在
    - h. 承載層之傾斜與大地構造摺皺或傾斜
    - i. 當承載層為岩盤時，岩盤的風化、開裂與斷層範圍
    - j. 地滑是否發生
    - k. 礫石層之顆粒粒徑
  - (2) 周圍環境之調查
    - a. 工址地形
    - b. 鄰近結構物

- c. 交通狀況與施工動線
- d. 埋入物與工業廢棄物是否存在
- e. 施工引致毒氣外洩之可能性
- f. 棄土與工業廢棄物之棄置方法
- g. 地下水情況，包括受限地下水之狀態
- h. 井水水位與品質
- i. 侵蝕

2. 大地工程調查原則如下：

- (1) 根據基礎型式與地盤複雜度來決定大地調查之內容，包含調查型式、距離、數量與深度。
- (2) 大地工程調查與土壤試驗程序應參照國家標準與相關規範辦理。
- (3) 大地工程調查深度應達提供設計支承力之承載層。
- (4) 岩盤探查時，應進行大區域調查來探查斷層或裂縫之存在性，並瞭解其整體狀況。
- (5) 應考量周圍地盤性質因基樁施工造成改變之可能性。
- (6) 設計值得直接取自載重試驗，一般而言，地盤參數應由大地調查並配合地工觀點來分析載重試驗結果。

3. 基樁垂向承載力之特性值應從沿樁身軸向每個土層大地資料之平均值來估算。設計者應瞭解此方法可能會減少參數在空間上之變異性。這是因為隨機空間在移動平均後，其變異性會小於原隨機空間之變異性，且變異性之減少量會依隨機空間自相關的距離大小而變。

## 4.6 樁基礎設計時應考慮之項目

#### 4.6.1 一般項目

1. 樁基礎設計時應考量下列條件：
  - (1) 地形與地質條件
  - (2) 結構物特性
  - (3) 施工條件
  - (4) 環境條件
2. 樁基礎設計時，對於上部結構物之作用力，應評估地盤變形、各樁樁頭反力與樁身變形，並且根據樁身斷面力進行基樁結構設計。
3. 決定基樁的型式與尺寸應考量上部結構物之功能、地質條件、施工便利性與基礎承載機制。

解說：

1. 樁基礎設計應檢核以下項目：
  - (1) 地盤之整體穩定性與變形。
  - (2) 樁基礎之位移與變形量。
  - (3) 樁基礎的損害與破壞。
2. 必要時，樁基礎設計應注意以下事項：
  - (1) 當承載層為岩盤時，應考量不連續面與風化層之影響。
  - (2) 當樁貫入於堅硬、品質良好的承載層中，對於薄的承載層或承載層可能位於軟弱土層或未壓密土層上之情況，仍應謹慎評估此情況下基礎的承載力與沈陷。
  - (3) 為避免基礎產生差異沈陷與傾斜，應妥善規劃基樁之配置，以均佈承載長期載重。
  - (4) 應依照設計模型，設定適當之設計地盤面。
  - (5) 基樁中心間距應根據工址環境與施工便利性決定之。

(6) 對於打入式基樁，應檢討基樁打入地盤時樁體所受之應力。

(7) 地震發生期間有液化疑慮之地盤，樁基礎設計時應考量液化之影響。

## 4.6.2 特別項目

### 4.6.2.1 樁帽與土壤之互制作用

將基樁設計為摩擦樁時，應注意樁帽、基腳或與底版與土壤之互制作用將會大幅影響樁基礎承载力。

### 4.6.2.2 群樁基礎

對於群樁基礎，應考量水平載重及其所引致之軸向力。

解說：

1. 群樁基礎承载力之估計應考量群樁效應，當根據樁與樁中心間距過小時，群樁之承载力可能小於每支單樁承载力之總和。
2. 當樁與樁之中心間距過小時，必須折減單樁之承载力估算值。隨著施工方法的不同，樁基礎之中心間距應加以限制。
3. 在承載層較薄或承載層下有軟弱且具壓縮性之土層時，承载力會可能降低，伴隨效應為群樁之沈陷量可能大於各單樁沈陷量之總和。
4. 關於群樁之側向支承力，應注意因樁的中心間距不同與水平位移量造成各樁載重分配比例之變化。
5. 當樁中心間距大於 2.5 倍樁徑時，垂直承载力之群樁效應可能較小。
6. 為避免差異沈陷，基樁配置以平均分攤自重之垂直分量的原則來決定。
7. 估算群樁基礎之沈陷量時應考量群樁效應，因為群樁沈陷量與各單樁沈

陷量之總和不同，差異量會隨著樁距而變。

8. 在上部結構物具有高剛度的情況下，若某些基樁之承載力較低時，可假設其他樁會去承擔這些樁承載力不足的部分，來進行樁基礎設計。

#### 4.6.2.3 負摩擦力

1. 當樁穿過具壓縮性地層時，應考量負摩擦力之效應。
2. 在地盤下陷的情況下，基礎型式不同的結構物間，以及結構物與地盤間會產生差異沈陷，應考量此差異沈陷對上部結構物之性能與安全性所造成之影響。

解說：

1. 壓密層間的砂土層或位於壓密層上方之土層，會因壓密土層壓縮而產生負摩擦力。
2. 群樁上之負摩擦力，應考量樁的配置與各樁之負摩擦力特性。
3. 估算摩擦力之效應時，應考量因樁沈陷而造成負摩擦力之減少。
4. 在沈陷地盤中之斜樁會受到撓曲應力。
5. 計算負摩擦力時，適切地評估樁與地盤間之相對運動量，因為負摩擦力係靠樁與周圍地盤發生相對運動所產生。

#### 4.6.2.4 端部開口樁

評估此類基樁之承載力時，應考量樁徑、樁長、土層狀況、施工條件與拴塞效應。

解說：

對於端部開口樁，其樁端會有所謂之拴塞效應，此效應可能係由樁內面摩擦

力所造成。

若使用鋼管樁，應考慮承載層發生受壓破壞的情形。

#### 4.6.2.5 長細比(slenderness ratio)

當樁很長或長細比很大時，由於樁的施工精度，其承載力可能會減小。

解說：

長細比係指樁長與樁徑之比值，樁的壓縮性使得長樁驅動樁身表面摩擦力之機制不同於短樁，應考量此效應之影響。

#### 4.6.2.6 基樁續接處理

預鑄樁之續接處係樁最弱的部位，應特別注意。由於續接處理多為現場施工，因此續接品質會受到施工管理之品質所影響。

解說：

對於拉拔樁，基樁續接處的處理相當重要。

#### 4.6.2.7 斜樁

在斜樁與直樁合併使用之場合，設計時應特別注意不同基礎型式之結構特性差異所造成之影響。

### 4.7 樁基礎行為之預測

#### 4.7.1 概述

1. 樁基礎行為之預測可採用計算方法或載重試驗來驗證。若工址附近有類似工程案例，亦應一併參考其性能。
2. 當採用上述方法預測樁基礎之行為，應再考量以下效應：
  - (1) 載重特性
  - (2) 試樁與實際樁之差異
  - (3) 基樁施工方法與品質的影響
  - (4) 大地工程調查的精度
3. 評估基樁之側向支承力時，應考量受側向力方向之基樁性質。

解說：

1. 截至目前，尚未有較精確地評估樁的載重-沈陷關係的方法，當利用計算方法或其他方法進行設計後，建議以樁載重試驗來驗證設計。
2. 應評估載重-沈陷關係，因為樁基礎的沈陷可能受載重特性的差異（特別是荷載作用時間）與施工方法差異所影響。
3. 評估樁受側向載重之行為時，初始會將樁假設為無限長樁。然而，當樁不能被視為無限長樁時，就必須考量短樁效應。當樁受側向載重時，要明確決定出樁的降伏與極限載重有其困難，此時由樁之側向位移量來規定受側向載重樁所能承受之最大載重。

#### 4.7.2 由載重試驗推測樁的行為

1. 載重試驗之規劃應考量載重特性、位移量與設計模式特性。載重試驗型式與試體尺寸的選擇應根據載重試驗規定決定之。(註1,2)
2. 載重試驗實施處應有配合之大地工程調查資料。
3. 試驗型式與數量影響載重試驗之可靠度(註3)。

4. 載重試驗結果應以大地工程觀點進行評估。

解說：

1. 載重試驗方式係以荷載速度（靜力、快速或動力）或荷載作用位置（樁頭或樁底）來分類，應參照國家標準與相關規範辦理。由於實際上樁基礎設計係以靜載重試驗值為設計載重，因此無論採用何種載重試驗方法，其試驗結果最後都要轉換成靜載重試驗之相關設計參數。
2. 載重試驗的地點應選在最能代表工址特性之位置，應考量大地工程調查結果與結構物重要性來決定具代表性的地點。試驗場址與實際工址的差異將影響設計安全度。
3. 樁載重試驗之優點在於樁載重試驗之試樁能在與實際樁同樣條件下進行試驗，進而預測樁之性能。因此規劃試樁計畫時應考量以下要點：
  - (1) 載重試驗如何影響設計
  - (2) 載重試驗型式
  - (3) 結構物之重要性
  - (4) 樁數
  - (5) 是否有類似地盤條件之試樁結果
4. 載重試驗時應注意下列事項：
  - (1) 利用載重試驗來評估地盤行為時，樁應有足夠之樁體強度，進行試驗直至地盤破壞為止，以預測樁之承载力。
  - (2) 試驗載重應大於設計載重，即使樁載重試驗之目的是為驗證設計所作之假設。
  - (3) 當使用載重試驗來驗證設計所作之假設，試驗載重應根據樁體的安全度來限制。然而，此情況下，無法估算對應於地盤破壞之安全度。
5. 評估載重試驗結果時應注意下列事項：

- (1) 欲推測樁受長期載重作用之性能，通常無法單由靜載重試驗達成，應配合計算分析來評估。
- (2) 若考量加載速率或地震效應，可於設計中直接採用動力試驗之結果。
- (3) 當使用由載重試驗所提供之大地工程參數來進行設計時，應考量地盤狀況、最大載重、樁徑、樁長、樁與地盤之長細比與荷載歷時對載重試驗結果之影響。
- (4) 長樁與短樁行為不同，因此應確認樁實際之承載行為模式，方可正確評估載重試驗結果。長樁係指樁的行為不因樁埋置深度之變化而改變，由於樁與地盤材料行為具非線性，因此判定樁是否為長樁，須考慮樁與土壤條件，以及樁/土所承受之應力等級。
- (5) 若以載重試驗的結果來評估樁受側向載重作用之行為，應該考量載重作用位置與樁頭固定度之影響。同時亦應考量樁長之效應，因為當樁長不足時，樁底不可設為固定端。
- (6) 當評估樁載重試驗結果時，應考量施工引致樁身中之殘餘應力。

### 4.7.3 以計算法推估樁的行為

計算方法可使用經土壤力學理論或實際案例驗證過之分析模式計算之。

解說：

1. 若經濟上無法負擔施行載重試驗之費用，可以計算法進行設計，惟此情況下，應注意計算法使用上之限制，並以客觀的證據證實計算法確實可用。
2. 可利用載重試驗驗證經計算法所作之設計。
3. 當以計算法來分析樁受側向載重之行為時，樁-土系統可以梁在彈性基礎模式模擬之。

#### 4.7.4 以其他方法分析樁的行為

樁的設計亦可採用其他方法或經驗方法來分析樁的行為。

解說：

1. 原則上，建議以樁載重試驗或計算方法設計基樁，但若有很多類似工程條件之成功案例，則可不必以載重試驗或計算方法進行設計。
2. 當基礎夠小且預期不會發生安全問題，則可靠經驗來設計基樁，惟這樣情形並不多見。
3. 僅依過去之設計案例進行設計並不適當。合理地銓釋過去之相關案例資料，並於設計時謹慎地使用這些資料相當重要。

### 4.8 驗證

#### 4.8.1 限度狀態與驗證

##### 4.8.1.1 性能規定

性能規定係由根據結構物之重要性所設定之樁基礎限度狀態與設計情況（即設計使用年限期間之載重條件與載重組合）所決定。

解說：

性能規定之相關條文參照 4.4.4 節。

##### 4.8.1.2 使用性限度狀態之驗證

計算上部結構物及其基礎之最大位移與殘餘位移，驗證滿足結構物使用性

之性能要求。

解說：

1. 對於樁基礎構件，應驗證以下項目以確保基礎之穩定性：
  - (1) 構件材料力學特性未有顯著改變。
  - (2) 無影響結構耐久性之損害
2. 一般而言，樁承結構物之垂直沈陷量小。但若周圍地盤之沈陷過大，結構物可能會受到拉拔效應。

#### 4.8.1.3 修復性限度狀態之驗證

計算上部結構及基礎之殘餘位移，驗證是否滿足結構物修復性之性能要求。

解說：

對於樁基礎之修復性限度狀態，應驗證以下項目以確保基礎之穩定性：

- (1) 應確認基礎之損害並未降低結構物長期耐久性之功能。
- (2) 應驗證所有構件之殘餘承載能力。

#### 4.8.1.4 極限限度狀態之驗證

驗證極限限度狀態時，應檢核基礎之穩定性。

解說：

1. 極限限度狀態應檢核以下項目：
  - (1) 構造物基礎尚未因支持樁基礎之地盤破壞而破壞。
  - (2) 構造物基礎未因樁基礎構件應力超出斷面強度而破壞。

2. 在樁基礎變位之驗證時，應檢核上部結構物不致因基礎位移而倒塌。

## 4.8.2 驗證公式

### 4.8.2.1 垂直承載單樁

1. 樁之垂直支承力應以下公式驗證之：

$$F_{pd} \leq R_{pd}$$

其中，

$F_{pd}$ ：設計載重作用下樁基礎樁頭之垂直力或垂直應力

$R_{pd}$ ：各限度狀態下樁基礎樁頭之設計垂直支承力或設計應力容許值

2. 各限度狀態下，樁之軸向位移量以下式驗證之：

$$E_{pd} \leq C_{pd}$$

其中，

$E_{pd}$ ：設計載重作用下樁基礎樁頭之軸向位移量

$C_{pd}$ ：各限度狀態下樁基礎樁頭之設計軸向位移容許值

解說：

1. 樁垂直支承力之驗證，通常以樁體所受之應力與設計應力容許值進行比較。
2. 軸向荷載樁之支承力一般係由樁表面摩擦阻力與樁底端點支承力二部分所貢獻，因此支承力特性值可以下式表之：

$$R_{pk} = R_{ptk} + R_{psk}$$

其中，

$R_{pk}$ ：樁基礎樁頭之垂直支承力特性值

$R_{ptk}$ ：樁基礎樁底端點支承力特性值

$R_{psk}$ ：樁基礎樁表面摩擦阻力特性值

進一步利用分項係數  $\gamma_{pt}$  與  $\gamma_{ps}$ ，以下式計算設計垂直支承力容許值，分項係數應根據樁的承載機制與設計模式決定之。

$$R_{pd} = R_{ptk} / \gamma_{pt} + R_{psk} / \gamma_{ps}$$

其中，

$\gamma_{pt}$ ：各限度狀態下與樁底端點支承力之相關分項係數

$\gamma_{ps}$ ：各限度狀態下與樁表面摩擦阻力相關之分項係數

3. 一般來說，樁的抗拔力來自於樁表面摩擦阻力，因此拉拔力特性值可以下式表之：

$$R_{pk} = R_{psk}$$

進一步利用分項係數  $\gamma_{ps}$ ，以下式計算設計拉拔力容許值其中，分項係數應考量樁的承載機制與設計模式決定之。

$$R_{pd} = R_{psk} / \gamma_{ps}$$

#### 4.8.2.2 側向承載單樁

對於側向承載單樁，針對各個限度狀態檢驗樁的位移與斷面力。

解說：

1. 各限度狀態下，樁之側向位移量以下式驗證之：

$$E_{pd} \leq C_{pd}$$

其中，

$E_{pd}$ ：設計載重作用下樁基礎樁頭之側向位移量

$C_{pd}$ ：各限度狀態下樁基礎樁頭之設計側向位移容許值

2. 各限度狀態下，側向承載樁之斷面力以下式驗證之：

$$F_{pd} \leq R_{pd}$$

其中，

$F_{pd}$ ：設計載重作用下樁基礎樁頭各部位之斷面力或斷面應力

$R_{pd}$ ：各限度狀態下樁基礎各部位之設計斷面強度或設計應力容許值

#### 4.8.2.3 群樁基礎

對於群樁基礎，針對各限度狀態，檢驗群樁基礎各部位之斷面力（或應力）與樁基礎位移。

解說：

1. 樁基礎之安全性以下式驗證：

$$F_{pgd} \leq R_{pgd}$$

其中，

$F_{pgd}$ ：設計載重作用下群樁基礎各部位之斷面力或斷面應力

$R_{pgd}$ ：各限度狀態下群樁基礎各部位之設計阻抗或設計應力容許值

2. 各限度狀態下，樁基礎之位移或變形以下式驗證之：

$$E_{pgd} \leq C_{pgd}$$

其中，

$E_{pgd}$ ：設計載重作用下群樁基礎中各部位之位移或變形

$C_{pgd}$ ：各限度狀態下群樁基礎中各部位之設計位移或變形容許值

3. 針對本解說第 2 點作極限限度狀態之驗證時，應考慮塑性率(Plasticity ratio)。

## 4.9 樁基礎設計報告書

1. 設計者須提送樁基礎設計報告書給委託人或業主。
2. 基礎設計報告應說明地盤參數與周圍環境調查、設計計算書與驗證設計等執行程序，因此內容應包括以下各項：
  - (1) 設計條件
  - (2) 設計結果
  - (3) 驗證設計方法（由地盤調查結果求取設計參數之估算方法、細部驗證方法、相關設計標準與參考文獻等）
  - (4) 地盤調查結果（地點、日期與周圍環境調查結果）
  - (5) 若有實施載重試驗，亦應包含該試驗結果（地點、日期與試驗結果）
  - (6) 根據設計要求所設定之施工條件
  - (7) 施工管理項目
  - (8) 施工中必要之調查

## 4.10 施工

1. 樁基礎施工時應照設計所要求之施工條件進行。
2. 施工時應對周圍環境詳加注意，必要時，應對下列項目作進一步調查。

- (1) 水污染
  - (2) 噪音
  - (3) 地盤振動
  - (4) 周圍地盤沈陷或上舉與伴隨之周邊結構物位移或變形
  - (5) 開挖材料之處理或棄置
3. 設計師應負責確認基礎之設置確實按照設計所規定程序施作，並提交施工紀錄給委託人或業主。

解說：

1. 應進行施工前調查，以確認設計條件為適當，並符合施工現況。
2. 應確認基礎施工方式滿足樁基礎之性能要求。
3. 為使樁基礎滿足性能要求，施工時應注意下列事項：
  - (1) 樁材料之品質管理
  - (2) 施工程序
  - (3) 依地下水情況不同，樁底灌漿液或穩定液之外溢情形
  - (4) 軟弱地盤上打樁機具之垂直度
  - (5) 鬆細砂層受振動後之緊密化現象