

交通技術標準規範公路類公路工程部

公路橋梁耐震設計規範

交通部頒布

中華民國 107 年 12 月

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

交通技術標準規範公路類公路工程部：
公路橋梁耐震設計規範／交通部「編」--二版。
-- 臺北市：交通部，民 107. 12
面；公分
ISBN 978-986-05-7621-4 (平裝)

1. 公路工程 2. 橋梁工程 3. 技術規範

442.1 107020534

交通技術標準規範公路類公路工程部
公路橋梁耐震設計規範
出版者：交通部
編審者：交通部
地 址：10052 臺北市仁愛路 1 段 50 號
網 址：<http://www.motc.gov.tw/mocwebGIP/wSite/cti?xItem=4932&ctNode=154&mp=1>
電 話：(02)2349-2072
出版年月：中華民國 107 年 12 月
印 刷 者：宏仁影印社
地 址：台北市大安區新生南路三段 70 巷 1 號
電 話：(02)2363-9407
版(刷)次冊數：二版一刷 130 冊
定 價：每本新台幣 280 元正
本書同時刊載於交通部網頁
展售處：五南文化廣場：40042 臺中市中山路 6 號 電話：(04) 2226-0330
國家書店松江門市：10485 臺北市松江路 209 號 1 樓 電話：(02) 2518-0207

GPN：1010702134

ISBN：978-986-05-7621-4 (平裝)

公路橋梁耐震設計規範

類：公路類

部：公路工程部

規範：公路橋梁耐震設計規範

複審作業小組：

召集人 夏明勝

委託召集人 宋裕祺

複審委員 王正中 王炤烈 方文志 朱惕之 張國鎮 張荻薇
張嘉峰 陳國隆 陳進發 彭康瑜 曾榮川 黃俊鴻
黃震興 葉銘煌 蔡益超 賴順政 簡堯崇

(人名依姓氏筆劃為序)

編輯人員 周光武 洪曉慧 許家銓 張儀婷 蘇進國

(人名依姓氏筆劃為序)

草案編訂小組：

執行單位 台灣世曦工程顧問股份有限公司

計畫主持人 曾榮川

協同主持人 林正偉 張英發

研究人員 吳淑珍 張肇華 張儀婷 蔡欣仰 蕭秋安

(人名依姓氏筆劃為序)

前 言

臺灣位於歐亞大陸板塊與菲律賓海板塊交界，由於兩大板塊不斷地相互擠壓，臺灣每年發生地震(含有感與無感地震)的次數平均不下一萬次，島上結構物隨時有遭受地震襲擊的可能。民國 88 年 9 月 21 日台灣地區發生了規模 7.3 的南投縣集集大地震，造成中部地區許多橋梁之倒塌與損壞。震後行政院國科會請國家地震工程研究中心成立『九二一大地震勘災及重建委員會』迅速展開調查。其中，橋梁震災調查組所完成橋梁之震害調查報告，依其結構種類、區域分佈、年代等進行比較，目的是要瞭解橋梁破壞的原因，以作為修訂相關法規制度之參考。

有鑒於九二一集集大地震橋梁結構震害情況，交通部於民國 89 年 4 月公布局部修正規範，對震區劃分與部份橋梁耐震設計規定有所修正與調整。另於民國 91 年針對委託臺灣大學完成之『公路橋梁耐震設計規範修訂草案研究』進行複審，於民國 92 年 3 月完成『公路橋梁耐震設計規範(草案)複審成果報告書』，惟因其內容有諸多疑義尚待釐清，而未頒布施行。為昭慎重，交通部遂於同年 3 月起由國道新建工程局辦理多次『橋梁耐震設計規範修訂草案先期研究座談會』，針對規範草案提出綜合結論與建議事項。民國 98 年 6 月頒布之規範係依據前述成果及參酌美、日等國家耐震性能設計之觀點編訂而成。

民國 104 年 12 月交通部為利部頒規範內容與時俱進，以符合技術發展現況及實務需求，函示各部屬機關針對頒定或編修在 5 年以上之部頒規範辦理規範編修作業。因此國道新建工程局經考量專業能力及規範編訂理念之連貫與一致性，函請台灣世曦工程顧問股份有限公司針對現行「公路橋梁耐震設計規範」進行檢討，並依檢討成果增修規範相關規定。該計畫於 106 年 11 月完成「公路橋梁耐震設計規範檢討編修工作工作成果」，同時提送「公路橋梁耐震設計規範修正草案」予交通部。交通部遂於 107 年 4 月委託中華民國結構工程學會，邀集對公路橋梁耐震設計工作具專長之學者與專家組成審查委員會，針對該規範修正草案開會審查。複審作業主辦單位除於會前先邀集部分委員進行多次工作會議研閱草案條文外，總計歷經召開六次審查會議，經詳細反覆討論後始克完成。

本次規範之修訂係配合民國 99 年縣市合併、五都改制及民國 103 年桃園縣

改制為桃園市，縣市名稱須加以調整。另參考民國 102 年「公路橋梁耐震性能設計規範草案」內容及九二一地震後國內相關研究成果，謹將本次修訂主要項目說明如下：

- 1、修正結構系統韌性容量 R 。壁式橋墩之結構系統韌性容量由 2.0 修訂為 2.5；單柱橋墩之結構系統韌性容量由 3.0 修訂為 4.0；多柱構架式實心斷面橋墩之結構系統韌性容量由 4.2 修訂為 5.0。
- 2、工址放大係數級距改採漸變方式。
- 3、依經濟部中央地質調查所於 2012 年公告之第一類活動斷層分布與最新台灣地震危害度分析修正水平譜加速度係數。
- 4、配合縣市合併修正工址名稱。
- 5、將設計目標地震分成三個等級：等級 I 地震、等級 II 地震和等級 III 地震，分別對應九十八年版規範之中度地震、設計地震和最大考量地震。
- 6、等級 I 地震水平譜加速度係數檢討與修正。
- 7、靜力分析法設計總橫力之分布改為等加速度分布。
- 8、新增基礎與橋台模擬之內容於解說中。
- 9、詳述中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求與韌性容量。

本規範編訂原則敘明如下：

- 1、本規範適用於跨度 150 公尺以下之一般性新建橋梁。特殊性橋梁如吊橋、斜張橋及活動橋等或臨時便橋及跨度超過 150 公尺者，應依橋址地形、土層條件、橋梁之構造特性與規模、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素作適當之考量，本規範如有仍可適用的部分，亦可參考使用。
- 2、本規範係據本部於民國 98 年頒布之『公路橋梁耐震設計規範及解說』、美國州公路及運輸官員協會之『公路橋梁設計規範（AASHTO，2002 年版）』、社團法人日本道路協會之『道路橋示方書·V 耐震設計編（2012 年版）』為藍本修訂，並考量九二一地震後國內相關研究成果，針對公路橋梁耐震設計規範加以檢討。

- 3、本規範係依臺灣地區地震危害度分析所得最新之研究成果，並參考活動斷層位置與過去大地震發生之記錄，加以合理討論後決定震區之劃分。
- 4、本規範除使用公制單位外，為配合國際單位之推廣，在公制單位之後附加國際單位，並採陰影區塊及括號處理之。
- 5、本規範條文採原則性之規定，工程師實際應用時仍需依其學理及工程實務經驗進行設計。

目 錄

前言

公路橋梁耐震設計規範

第一章 總則	1
1.1 適用範圍	1
1.2 耐震設計基本要求	1
1.3 振動單元	1
1.4 基面	1
1.5 耐震分析方法	1
1.6 韌性設計	1
1.7 隔震與消能設計	2
1.8 符號說明	2
第二章 靜力分析方法	9
2.1 通則	9
2.2 工址之地盤分類	9
2.3 設計總橫力	9
2.3.1 等級I地震之水平設計地震力	9
2.3.2 等級II地震之水平設計地震力	12
2.3.3 等級III地震之水平設計地震力	14
2.4 設計總橫力之分布	17
2.5 活動支承傳遞之地震力	17
2.6 垂直地震力	17
2.7 地震效應之組合	18
第三章 動力分析方法	19
3.1 通則	19
3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數	19
3.3 反應譜分析法	20
3.4 歷時分析法	21
3.4.1 地震歷時	21
3.4.2 線性歷時分析	21
3.4.3 非線性歷時分析	21
3.5 垂直地震效應	22

第四章 構材之設計	23
4.1 載重組合	23
4.2 橋墩設計剪力	24
4.2.1 單柱橋墩	24
4.2.2 具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩	24
4.2.3 壁式橋墩	24
4.2.4 多跨剛接連續橋	24
4.3 接合部之設計剪力	25
4.4 基礎之設計力與檢核	25
4.5 支承系統之設計	25
4.5.1 支承系統之垂直承載力	25
4.5.2 支承系統之水平承載力	26
4.5.3 支承系統之抗拉拔承載力	26
4.6 P- Δ 效應	27
第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計	29
5.1 通則	29
5.2 混凝土與鋼筋之材質要求	29
5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	29
5.3.1 主筋量規定	29
5.3.2 彎矩強度	29
5.3.3 橋柱剪力強度	30
5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋	31
5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置	32
5.3.6 主筋續接	32
5.4 壁式橋墩之韌性要求	33
5.5 橋柱接頭部	33
5.6 橋墩施工縫	33
5.7 基樁	34
5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	34
第六章 鋼橋柱韌性要求	35
6.1 通則	35
6.2 耐震鋼材之材質要求	35
6.3 鋼橋柱細部設計要求	35
6.4 鋼橋柱接頭設計要求	35

第七章 隔震與消能設計	37
7.1 通則.....	37
7.1.1 適用範圍.....	37
7.1.2 隔震設計基本要求.....	37
7.1.3 其他相關規定.....	37
7.2 分析方法之選擇.....	37
7.3 靜力分析方法.....	37
7.3.1 隔震橋梁之水平設計位移.....	38
7.3.2 隔震橋梁之有效週期與等效阻尼比.....	38
7.4 相關耐震設計細節.....	39
7.4.1 橋墩與連結構材之設計地震力.....	39
7.4.2 梁端間隙.....	39
7.5 動力分析方法.....	40
7.5.1 反應譜分析法.....	40
7.5.2 非線性歷時分析.....	41
7.6 隔震元件之實體試驗與性能試驗.....	41
7.6.1 通則.....	41
7.6.2 實體試驗.....	42
7.6.3 性能保試驗.....	42
7.7 消能系統之設計.....	42
第八章 有關耐震其他規定	43
8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計.....	43
8.1.1 極軟弱土層之判定.....	43
8.1.2 砂土層之液化潛能判定.....	43
8.1.3 土壤參數折減.....	43
8.1.4 基礎耐震設計.....	43
8.2 地震土壓力.....	44
8.3 地震動水壓.....	45
8.4 施工期間地震之考慮.....	46
8.5 梁端防落長度與防落設施.....	46
8.5.1 活動支承.....	47
8.5.2 固定支承.....	47
8.6 梁端間隙.....	48
8.7 伸縮裝置之設計伸縮量.....	48

公路橋梁耐震設計規範解說

第一章 總則	51
C1.1 適用範圍	51
C1.2 耐震設計基本要求	51
C1.3 振動單元	51
C1.4 基面	52
C1.5 耐震分析方法	52
C1.6 韌性設計	53
C1.7 隔震與消能設計	53
第二章 靜力分析方法	55
C2.1 通則	55
C2.2 工址之地盤分類	55
C2.3 設計總橫力	57
C2.4 設計總橫力之分布	67
C2.5 活動支承傳遞之地震力	67
C2.6 垂直地震力	69
C2.7 地震效應之組合	69
第三章 動力分析方法	71
C3.1 通則	71
C3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數	72
C3.3 反應譜分析法	73
C3.4 歷時分析法	75
C3.5 垂直地震效應	76
第四章 構材之設計	77
C4.1 載重組合	77
C4.2 橋墩設計剪力	77
C4.4 基礎之設計力與檢核	78
C4.5 支承系統之設計	93
C4.6 P- Δ 效應	94
第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計	95
C5.1 通則	95
C5.2 混凝土與鋼筋之材質要求	95
C5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	96

C5.3.1	主筋量規定	96
C5.3.2	彎矩強度	96
C5.3.3	橋柱剪力強度	96
C5.3.4	塑鉸區之橫向圍束鋼筋	98
C5.3.5	塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置	99
C5.3.6	主筋續接	100
C5.4	壁式橋墩之韌性要求	100
C5.5	橋柱接頭部	100
C5.6	橋墩施工縫	101
C5.7	基樁	101
C5.8	中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	101
C5.8.1	中空矩形橋墩	101
C5.8.1.1	橫向鋼筋計算剪力強度	101
C5.8.1.2	橫向圍束鋼筋量	102
C5.8.2	中空圓形橋墩	103
C5.8.2.1	橫向鋼筋計算剪力強度	103
C5.8.2.2	橫向圍束鋼筋量	103
第六章	鋼橋柱韌性要求	107
C6.1	通則	107
C6.2	耐震鋼材之材質要求	107
C6.3	鋼橋柱細部設計要求	107
第七章	隔震與消能設計	109
C7.1	通則	109
C7.2	分析方法之選擇	109
C7.3	靜力分析方法	109
C7.4	相關耐震設計細節	111
C7.4.1	橋墩與連結構材之設計地震力	111
C7.4.2	梁端間隙	111
C7.6	隔震元件之實體試驗與性能試驗	111
C7.6.1	通則	111
C7.6.2	實體試驗	112
C7.6.2.1	側向位移與垂直載重控制	112
C7.6.2.2	側向剪應變與垂直壓應力控制	113
C7.6.2.3	隔震元件特性之決定	113
C7.6.2.4	試驗結果檢核	114

C7.6.3 性能試驗	115
C7.6.3.1 側向位移與垂直載重控制	115
C7.6.3.2 側向剪應變與垂直壓應力條件	115
C7.6.3.3 試驗結果檢核	115
第八章 有關耐震其他規定	117
C8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計	117
C8.1.1 極軟弱土層之判定	117
C8.1.2 砂土層之液化潛能判定	117
C8.1.3 土壤參數折減	121
C8.1.4 基礎耐震設計	121
C8.2 地震土壓力	125
C8.3 地震動水壓	125
C8.4 施工期間地震之考慮	126
C8.5 梁端防落長度與防落設施	126
C8.6 梁端間隙	127
C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量	128
參考文獻	129
規範附表	131
規範附圖	158
解說附表	162
解說附圖	169

規範表目錄

表 2-1	用途係數 I ·····	131
表 2-2	起始降伏地震放大倍數 α_y ·····	131
表 2-3(a)	反應譜等加速度段之工址放大係數 F_a ·····	131
表 2-3(b)	反應譜等速度段之工址放大係數 F_v ·····	132
表 2-4	工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度 係數 S_s'' 與 S_1'' 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_s''' 與 S_1''' ···	133
表 2-5(a)	臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分表·····	145
表 2-5(b)	台北市及新北市屬一般工址之里及其工址堅實地盤短週期與一 秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_s'' 與 S_1'' 與等級 III 地震 水平譜加速度係數 S_s''' 與 S_1''' ·····	152
表 2-6	結構系統韌性容量 R ·····	154
表 2-7	各第一類活動斷層近域調整因子 N_A 與 N_V ·····	155
表 2-8	活動支承之摩擦係數·····	156
表 3-1	短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_1 ·····	156
表 3-2	一般工址及活動斷層近域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ · ·····	156
表 3-3	台北盆地之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ·····	156
表 7-1	橋梁構件阻尼比·····	157
表 7-2	調整係數 c_ϕ ·····	157
表 8-1	土壤參數之折減係數 D_E ·····	157

規範圖目錄

圖 7-1	梁端間隙示意圖	158
圖 8-1	地震時之土壓力	158
圖 8-2	作用於壁狀結構物之動水壓	159
圖 8-3	作用於柱狀結構物之動水壓	159
圖 8-4	梁端防落長度 L_N 之定義	160
圖 8-5	L_e 參考圖	161

解說表目錄

表 C2-1	應考量近斷層效應之活動斷層性質表	162
表 C3-1	形狀規則橋梁	163
表 C4-1	直接基礎支承力因素	164
表 C4-2	直接基礎各項影響因素之計算式	165
表 C4-3	沉箱基礎支承力因素	166
表 C4-4	沉箱基礎底面之形狀影響因素	166
表 C4-5	變形模數 E_0 與 α 值	166
表 C4-6	樁之彈簧常數 K_1, K_2, K_3, K_4	167
表 C4-7	沉箱地盤反力係數與地盤反力上限值	167
表 C5-1	徑向與弧向應力比值 α_1 與開孔率 α 之關係表	168

解說圖目錄

圖 C1-1	橋梁之振動單元	169
圖 C2-1	反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係	170
圖 C2-2	橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R	170
圖 C2-3	工址堅實地盤短週期等級 II 水平譜加速度係數 S_S^{II} 分布圖	171
圖 C2-4	工址堅實地盤一秒週期等級 II 水平譜加速度係數 S_1^{II} 分布圖	172
圖 C2-5	工址堅實地盤短週期等級 III 水平譜加速度係數 S_S^{III} 分布圖	173
圖 C2-6	工址堅實地盤一秒週期等級 III 水平譜加速度係數 S_1^{III} 分布圖	174
圖 C2-7	彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)	175
圖 C2-8	彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)	175
圖 C2-9	計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍	175
圖 C2-10	單樁等值樁頭勁度矩陣	176
圖 C2-11	單樁等值樁頭勁度矩陣各元素之分析模型	176
圖 C2-12	簡支梁橋軸方向之水平載重	177
圖 C4-1	以迭代法求構架式橋墩柱軸力示意圖	177
圖 C4-2	整體基樁之降伏彎矩 M_{fy}	178
圖 C4-3	長方形基礎之有效接觸面積	178
圖 C4-4	圓方形基礎之有效接觸面積	179
圖 C4-5	圓形基礎之 α 與 $\frac{e}{r}$ 關係圖	179
圖 C4-6	基礎版設計時地盤反力之合力作用位置	179
圖 C4-7	直接基礎之分析模式	180
圖 C4-8 (a)	基樁基礎之分析模式	180
圖 C4-8 (b)	樁阻抗特性之模擬	180
圖 C4-9 (a)	沉箱基礎之分析模式	181
圖 C4-9 (b)	地盤阻抗模式	181
圖 C4-10	基礎之有效寬度 B_e 與 D_e	182
圖 C4-11	沉箱基礎示意圖	182
圖 C4-12	橋台與土壤彈簧模擬方式示意圖	183
圖 C5-1	受圍束柱心混凝土受力情形	183
圖 C5-2	鋼筋混凝土螺筋柱柱心之圍束壓力	184
圖 C5-3(a)	圓柱圍束鋼筋示意圖(一)	184
圖 C5-3(b)	圓柱圍束鋼筋示意圖(二)	184
圖 C5-4(a)	矩形柱圍束鋼筋示意圖(一)	185
圖 C5-4(b)	矩形柱圍束鋼筋示意圖(二)	185
圖 C5-5	中空矩形橋柱斷面之非陰影區及陰影區示意圖	186

圖 C5-6	中空圓形橋墩橫向鋼筋配置圖	186
圖 C6-1	矩形鋼橋柱角隅破裂	187
圖 C6-2	圓形鋼橋柱挫屈及其發展引致之傾斜及破裂	187
圖 C7-1	隔震之基本理念	187
圖 C7-2	隔震橋梁示意圖	188
圖 C7-3	雙線性遲滯迴圈示意圖	188
圖 C8-1	橋墩之耐震設計用地盤面	189
圖 C8-2	橋台之耐震設計用地盤面	189
圖 C8-3	土壤參數不為零之中間土層存在時之耐震設計用地盤面	189
圖 C8-4(a)	流動化之影響範圍	190
圖 C8-4(b)	液化層與非液化層交互存在時，流動化之影響範圍	190
圖 C8-4(c)	流動力之計算模式	191

第一章 總則

1.1 適用範圍

本規範適用於跨度 150 公尺以下之一般性新建橋梁。特殊性橋梁如吊橋、斜張橋及活動橋等或臨時便橋及跨度超過 150 公尺者，應依橋址地形、土層條件、橋梁之構造特性與規模、以往之震害經驗、橋梁之重要性及橋梁工址之實際情況等因素作適當之考量，本規範如有仍可適用的部分，亦可參考使用。

1.2 耐震設計基本要求

本規範耐震設計之基本要求，係確保設計之橋梁主結構體在等級 I 地震時能維持原有功能；等級 II 地震時容許產生損傷，但可修復；等級 III 地震時避免發生落橋或崩塌。

1.3 振動單元

振動單元即耐震分析時視為一體振動的單元，沿縱向的振動單元與沿橫向的振動單元應分別訂定。一般取在橋梁兩伸縮縫間的橋體，經適度的修正，可視為縱向與橫向之振動單元。

1.4 基面

耐震設計用地盤面(以下簡稱基面)係指地震輸入橋體之水平面，或可使其上之結構視為振動體之水平面。

1.5 耐震分析方法

橋梁之耐震分析方法分為靜力分析法與動力分析法兩種。一般橋梁可採用靜力分析法或動力分析法，但屬 3.1 節所述之橋梁，應依動力分析法進行耐震分析。

1.6 韌性設計

公路橋梁以韌性設計為原則，相關規定見第五章與第六章韌性設計要求。

1.7 隔震與消能設計

隔震與消能設計係使用隔震元件與阻尼元件以降低地震對橋梁結構之影響，其分析與設計方法須依循第七章之相關規定。

1.8 符號說明

本規範採用之符號與其意義如下所述：

- a : 橫向箍筋之垂直間距，(cm)
- A_0 : 下部結構之斷面積，(m²)
- A_c : 柱心之面積（算至螺箍筋、閉合圓箍筋或橫向箍筋之外緣），(cm²)
- A_e : 柱有效斷面積，可取為 $0.8A_g$ ，(cm²)
- A_g : 柱之全斷面積，(cm²)
- A_g^* : 橋柱之折減後有效斷面積
- A_h : 圓形箍筋的斷面積，(cm²)
- A_{sh} : 沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），(cm²)
- A_{vf} : 垂直於施工縫鋼筋之總斷面積
- B : 浮力效應
- b : 與動水壓作用方向垂直之結構物寬度，(m)
- B_1 : 阻尼修正係數
- c : 土壤凝聚力，(tf/m²)
- c_ϕ : 與相鄰兩振動單元的基本振動週期有關之調整係數
- D : 靜載重效應，見 4.1 節
- D : 圓柱圍束區域之直徑，見 5.3.3 節，(cm)
- d : 沿剪力方向柱之有效深度，(cm)
- $D_{d,i}$: 第 i 橋墩上隔震元件之水平設計位移
- d_i : 第 i 層土層之厚度(m)
- D_s : 伸縮縫左右兩側兩振動單元質心處位移較大者，(cm)
- E : 土壓力效應
- EQ : 地震力效應
- $E_{D,i}$: 第 i 橋墩上隔震元件於設計位移下的遲滯迴圈總面積

- F : 與軸力有關之調整係數
- F_a : 反應譜等加速度段之工址地盤放大係數
- f'_c : 混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm²；MPa)
- F_L : 液化抵抗率
- $F_{u,II}$: 等級 II 地震結構系統地震力折減係數
- $F_{u,III}$: 等級 III 地震之水平地震力折減係數
- F_v : 反應譜等速度段之工址地盤放大係數
- f_{yh} : 剪力鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm²；MPa)
- g : 重力加速度
- H : 由柱底至上部結構之質量中心的高度，見 7.3.2 節，(m)
- H : 基面起算下部結構之高度，見 8.5.1 節，(m)
- h : 水深，(m)
- h_c : 橫樑柱柱心在所考慮方向之尺寸（算至兩外側箍筋之中心），(cm)
- h_g : 全部動水壓合力作用點至地表面之距離，(m)
- I : 用途係數
- K : 整體系統之勁度矩陣
- K_{EA} : 主動土壓力係數
- K_{EP} : 被動土壓力係數
- $K_{e,i}$: 下部結構與隔震元件串聯所得之有效勁度
- $K_{eff,i}$: 第 i 橋墩上所有隔震元件在設計位移 $D_{d,i}$ 之有效勁度總和
- k_h : 震力係數，見 2.4 節
- k_h : 水平加速度係數，見 8.3 節
- K_i : 第 i 構件之勁度矩陣
- $K_{T,i}$: 第 i 橋墩之基礎水平勁度
- $K_{p,i}$: 第 i 橋墩之彈性勁度
- $K_{R,i}$: 第 i 橋墩之基礎旋轉勁度
- L : 跨徑，(m)
- ℓ_0 : 沿剪力方向之柱深、柱淨高之六分之一及 45 公分之大者
- L_A : 上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，(cm)

- l_c : 柱高，可算至節點中心
- L_E : 主梁與橋台間、同一橋墩相鄰兩主梁間伸縮裝置之設計伸縮量，(cm)
- L_e : 影響梁端防落長度之下部結構間距，(cm)
- L_N : 梁端防落長度，(cm)
- L_{Nmin} : 最小梁端防落長度，(cm)
- L_S : 地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值
- N : 軸力，壓力時取正值，拉力時取負值，(kgf; N)
- N_A : 反應譜等加速度段之斷層近域調整因子
- N_V : 反應譜等速度段之斷層近域調整因子
- N_i : 由標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值
- P : 載重組合下柱之軸力，見 4.6 節
- P : 作用於結構物之全部動水壓，(tf)(kN)，見 8.3 節
- P_e : 柱之係數化軸力，(kgf, N)
- P_{Ea} : 深度 x 處之地震時主動土壓力，(tf/m²)
- P_{Ep} : 深度 x 處之地震時被動土壓力，(tf/m²)
- P_n : 橋墩或橋柱的最小設計軸力
- Q_{BT} : 支承垂直設計拉力
- Q_{HEQ} : 以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力
- Q_{VEQ} : 垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力
- q' : 地震時地表之加載，(tf/m²)
- R : 結構系統韌性容量
- R_d : 結構系統之容許韌性容量
- R_{BV} : 支承垂直設計壓力
- R_d : 靜載重作用下之支承垂直反力
- R_{HEQ} : 以橋柱行車方向或垂直行車方向塑鉸產生後推求之支承垂直反力
- R_S : 地震時工址土壤抵抗液化剪應力強度與有效覆土壓力之比值
- R_{VEQ} : 垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承垂直反力
- S : 橋墩之斜角，(度)
- SF : 水壓力效應

- $S_{a,I}$: 等級 I 地震水平譜加速度係數
- $S_{a,II}$: 等級 II 地震水平譜加速度係數
- $S_{a,II}(T_1)$: 橋梁在所考慮方向之基本振動週期 T_1 且阻尼比為 5% 時之等級 II 地震水平譜加速度係數
- $S_{a,III}$: 等級 III 地震水平譜加速度係數
- S_B : 梁端最小應留間隙, (cm)
- $S_{I,1}$: 工址一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數
- $S_{I,S}$: 工址短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數
- $S_{II,1}$: 工址一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數
- $S_{II,S}$: 工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數
- $S_{III,1}$: 工址一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數
- $S_{III,S}$: 工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數
- S_1^{II} : 工址堅實地盤一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數
- S_1^{III} : 工址堅實地盤一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數
- S_S^{II} : 工址堅實地盤短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數
- S_S^{III} : 工址堅實地盤短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數
- T : 橋梁在所考慮方向之基本振動週期, (sec)
- t : 動水壓作用方向結構物之厚度, (m)
- T_e : 隔震橋梁於所考慮之振動方向的有效週期
- T_0^I : 等級 I 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界
- T_0^{II} : 等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界
- T_0^{III} : 等級 III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界
- u_G : 地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位, (cm)
- u_R : 等級 III 地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位, (cm)
- u_{Ri} : 振動單元 i 之最大變位, (cm)
- u_j : 等級 I 地震引致之主梁與橋台間相對位移, 或同一橋墩上之相鄰兩主梁位移之大值, (cm)
- u_s : 等級 II 地震引致之主梁與橋台間相對位移, 或同一橋墩上相鄰兩主梁位移之大值, (cm)

- $u(x)$: 橋梁振動單元沿計算方向之變位
- V : 設計總橫力
- V_b : 該橋墩上所有隔震元件之設計水平力總合
- V_c : 混凝土之剪力計算強度, (kgf; N)
- V_I : 等級 I 地震下之水平設計地震力
- V_{II} : 等級 II 地震下之水平設計地震力
- V_{III} : 等級 III 地震下之水平設計地震力
- V_n : 剪力計算強度, (kgf; N)
- v_n : 單位面積計算剪力強度, (kgf/cm²; MPa)
- V_s : 剪力鋼筋之剪力計算強度, (kgf; N)
- V_{si} : 第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)
- V_u : 載重組合下柱之剪力
- W : 橋梁振動單元靜載重
- $w(x)$: 沿計算方向施加橋梁結構之單位靜載重
- x : 土壓力 p_{Ea} 、 p_{Ep} 作用於牆面之深度, (m)
- α : 地表面與水平面之夾角, (deg)
- α_v : 垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值
- α_y : 起始降伏地震力放大倍數
- β_D : 靜載重之載重組合因數
- β_E : 土壓力之載重組合因數
- γ : 土壤單位重, (tf/m³)
- γ_w : 水之單位重, (tf/m³)(kN/m³)
- Δ_0 : 橋柱承受 V_u 時, 柱頂對柱底產生之相對彈性變位
- δ : 擋土牆背面與填土間之摩擦角, (deg)
- ε_G : 地盤變位係數, 其值隨地盤種類而異
- θ : 擋土牆背面與垂直面之夾角, (deg)
- θ_0 : $\tan^{-1} k_h$, (deg)
- μ : 摩擦係數
- ξ_e : 等效阻尼比

- $\xi_{eq,i}$: 第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比
- ξ_i : 第 i 構件之阻尼比，包含隔震元件之等效阻尼比及其他構件之阻尼比
- $\xi_{T,i}$: $K_{T,i}$ 所對應之基礎黏性阻尼比
- $\xi_{p,i}$: 第 i 橋墩之固有阻尼比
- $\xi_{R,i}$: $K_{R,i}$ 所對應之基礎黏性阻尼比
- ρ_h : 水平鋼筋比
- ρ_n : 垂直鋼筋比
- ρ_s : 螺箍筋體積與柱心體積（算至螺箍筋兩外側）之比
- ϕ : 強度折減因數，見 5.3.2 節
- ϕ : 土壤摩擦角，見 8.2 節，(deg)
- ϕ_j : 第 j 振態之振態形狀向量
- $(\xi_e)_j$: 第 j 振態之等效阻尼比
- $(\phi_j)_i$: 第 i 構件在第 j 振態所對應自由度之振態形狀向量

第二章 靜力分析方法

2.1 通則

橋梁之靜力分析應依本章之規定辦理。

2.2 工址之地盤分類

用於決定工址地盤放大係數之地盤分類，除臺北盆地區域外，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； $180 \text{ m/s} \leq V_{S30} < 270 \text{ m/s}$ 者，為第二類地盤； $V_{S30} < 180 \text{ m/s}$ 者，為第三類地盤。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：

$$V_{S30} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{si}} = \frac{30}{\sum_{i=1}^n d_i/V_{si}} \quad (2-1)$$

其中， d_i 為第 i 層土層之厚度(m)。 V_{si} 為第 i 層土層之平均剪力波速(m/s)，可使用實際量測值，或依下列經驗公式計算：

黏性土層：

$$V_{si} = 100N_i^{1/3}, \quad 1 \leq N_i \leq 25 \quad (2-2)$$

砂質土層：

$$V_{si} = 80N_i^{1/3}, \quad 1 \leq N_i \leq 50 \quad (2-3)$$

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。

2.3 設計總橫力

橋梁沿縱向及橫向之任一振動單元，其設計總橫力 V 為(2-4)式 V_I 、(2-10)式 V_{II} 與(2-17)式 V_{III} 取大值。

2.3.1 等級 I 地震之水平設計地震力

橋梁沿行車向及垂直行車向之任一振動單元，其等級 I 地震所對應之水平

設計地震力 V_I 應依下式計算：

$$V_I = \frac{IS_{a,I}}{\alpha_y} W \quad (2-4)$$

其中

V_I = 等級 I 地震下之水平設計地震力，但不得小於 $\frac{0.4IS_{I,S}}{\alpha_y} W$ 。

W = 橋梁振動單元靜載重；包括該振動單元上部結構之靜載重、該振動單元所有橋墩重量。

I = 用途係數；依表 2-1 之規定。

α_y = 起始降伏地震力放大倍數；依表 2-2 之規定。

$S_{a,I}$ = 等級 I 地震水平譜加速度係數，應依橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 計算。

除臺北盆地區域外，等級 I 地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$ 應依(2-5)式計算：

$$S_{a,I} = \begin{cases} S_{I,S}(0.4 + 3T/T_0^I) & ; T \leq 0.2T_0^I \\ S_{I,S} & ; 0.2T_0^I \leq T \leq T_0^I \\ S_{I,1}/T & ; T_0^I \leq T \end{cases} \quad (2-5)$$

式中 T = 橋梁在所考慮方向之基本振動週期

$$= 2\pi \sqrt{\frac{\zeta}{\beta g}} \quad (2-6)$$

g = 重力加速度。

β = $\int w(x)u(x)dx$

ζ = $\int w(x)u^2(x)dx$

$w(x)$ = 沿計算方向施加在橋梁結構之單位靜載重。

$u(x)$ = 橋梁振動單元沿計算方向之變位。

$S_{I,S}$ =工址短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數； $S_{I,1}$ =工址一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數； T_0^I =等級 I 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界，分一般工址及活動斷層近域，以及臺北盆地區域二種情況。

(1) 一般工址及活動斷層近域

$$S_{I,S} = F_a S_S^I \quad (2-7a)$$

$$S_{I,1} = F_v S_1^I \quad (2-7b)$$

$$T_0^I = \frac{S_{I,1}}{S_{I,S}} \quad (2-7c)$$

其中，

$$S_S^I = S_S^{II} / 3.25 \quad (2-8a)$$

$$S_1^I = S_1^{II} / 3.25 \quad (2-8b)$$

F_a =反應譜等加速度段之工址地盤放大係數，依表 2-3(a)規定之數值。

F_v =反應譜等速度段之工址地盤放大係數，依表 2-3(b)規定之數值。

S_S^{II} =工址堅實地盤短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數，依表 2-4 規定之數值。

S_1^{II} =工址堅實地盤一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數，依表 2-4 規定之數值。

(2) 臺北盆地區域

臺北盆地區域訂定為淡水河水系內海拔 20 公尺以下區域，劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-5(a)所列。

臺北盆地區域之等級 I 地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$ ，係隨著橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 、工址短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數 $S_{I,S}$ 與等級 I 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界 T_0^I 而改變。 $S_{a,I}$ 應依(2-9c)式計算

$$S_{I,S} = 0.6 / 3.25 \quad (2-9a)$$

$$T_0^I = \begin{cases} 1.6 \text{ 秒} & ; \text{台北一區} \\ 1.3 \text{ 秒} & ; \text{台北二區} \\ 1.05 \text{ 秒} & ; \text{台北三區} \end{cases} \quad (2-9b)$$

$$S_{a,I} = \begin{cases} S_{I,S}(0.4 + 3T/T_0^I) & ; T \leq 0.2T_0^I \\ S_{I,S} & ; 0.2T_0^I \leq T \leq T_0^I \\ S_{I,S}T_0^I/T & ; T_0^I \leq T \end{cases} \quad (2-9c)$$

臺北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址區域如表 2-5(b)所列，其 $S_{I,S}$ 、 $S_{I,I}$ 、 T_0^I 之值依(2-7a)至(2-7c)等式計算。

2.3.2 等級 II 地震之水平設計地震力

橋梁沿行車方向及垂直行車方向之任一振動單元，其等級 II 地震所對應之水平設計地震力 V_{II} 依下式計算：

$$V_{II} = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m W \quad (2-10)$$

其中

V_{II} = 等級 II 地震下之水平設計地震力，但不得小於 $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{0.4S_{II,S}}{F_{u,II}} \right)_m W$ 。

$\left(\frac{0.4S_{II,S}}{F_{u,II}} \right)_m$ 依(2-11)式計算，其中 $S_{a,II}$ 以 $0.4S_{II,S}$ 取代。

$$\left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} + 0.144 & ; 0.3 \leq \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \leq 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \geq 0.8 \end{cases} \quad (2-11)$$

$S_{a,II}$ = 等級 II 地震水平譜加速度係數； $F_{u,II}$ = 等級 II 地震結構系統地震力折減係數，兩者均應依橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 計算。

$$F_{u,II} = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^{II}}{0.4T_0^{II}} & ; 0.6T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^{II} \leq T \leq 0.6T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{II}}{0.2T_0^{II}} & ; T \leq 0.2T_0^{II} \end{cases} \quad (2-12)$$

除臺北盆地區域外，等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 應依(2-13)式計算。

$$S_{a,II} = \begin{cases} S_{II,S}(0.4 + 3T / T_0^{II}) & ; T \leq 0.2T_0^{II} \\ S_{II,S} & ; 0.2T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II} \\ S_{II,1} / T & ; T_0^{II} \leq T \end{cases} \quad (2-13)$$

式中 $S_{II,S}$ = 工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數； $S_{II,1}$ = 工址一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數； T_0^{II} = 等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界； R_a = 結構系統之容許韌性容量，分一般工址、活動斷層近域，以及臺北盆地區域三種情況計算如下：

(1) 一般工址

$$S_{II,S} = F_a S_S^{II} \quad (2-14a)$$

$$S_{II,1} = F_v S_1^{II} \quad (2-14b)$$

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,1}}{S_{II,S}} \quad (2-14c)$$

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (2-14d)$$

R = 結構系統韌性容量，依表 2-6 之規定。

(2) 活動斷層近域

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-4 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期等級 II 地震水平譜加速度係數應調整為 $0.8 N_A$ 與 $0.45 N_V$ ，其中 N_A 為反應譜等加速度段之斷層近域調整因子； N_V 為反應譜等速度段之斷層近域調整因子。考慮斷層近域效應時，工址放大係數 F_a 及 F_v ，應分別以 N_A 、 N_V 調整後之譜加速度係數決定之。

$$S_{II,S} = F_a (0.8N_A) \quad (2-15a)$$

$$S_{II,I} = F_v (0.45N_V) \quad (2-15b)$$

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,I}}{S_{II,S}} \quad (2-15c)$$

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} \quad (2-15d)$$

N_A =反應譜等加速度段之斷層近域調整因子，依表 2-7 規定之數值。

N_V =反應譜等速度段之斷層近域調整因子，依表 2-7 規定之數值。

(3) 臺北盆地區域

臺北盆地區域劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-5(a)所列。

臺北盆地區域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，係隨著橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 、工址短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界 T_0^{II} 而改變。 $S_{a,II}$ 應依 (2-16c) 式計算

$$S_{II,S} = 0.6 \quad (2-16a)$$

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.6 \text{ 秒} & ; \text{ 台北一區} \\ 1.3 \text{ 秒} & ; \text{ 台北二區} \\ 1.05 \text{ 秒} & ; \text{ 台北三區} \end{cases} \quad (2-16b)$$

$$S_{a,II} = \begin{cases} S_{II,S} (0.4 + 3T / T_0^{II}) & ; T \leq 0.2T_0^{II} \\ S_{II,S} & ; 0.2T_0^{II} \leq T \leq T_0^{II} \\ S_{II,S} T_0^{II} / T & ; T_0^{II} \leq T \end{cases} \quad (2-16c)$$

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{2.0} \quad (2-16d)$$

臺北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址區域如表 2-5(b)所列，其 $S_{II,S}$ 、 $S_{II,I}$ 、 T_0^{II} 之值依(2-15a)至(2-15c)等式計算。

2.3.3 等級 III 地震之水平設計地震力

橋梁沿行車向及垂直行車向之任一振動單元，其等級 III 地震所對應之水平

設計地震力 V_{III} 應依下式計算：

$$V_{III} = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W \quad (2-17)$$

其中

V_{III} = 等級 III 地震下之水平設計地震力，但不得小於 $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{0.4S_{III,S}}{F_{u,III}} \right)_m W$ 。

$\left(\frac{0.4S_{III,S}}{F_{u,III}} \right)_m$ 依(2-18)式計算，其中 $S_{a,III}$ 以 $0.4S_{III,S}$ 取代。

$$\left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m = \begin{cases} \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} + 0.144 & ; 0.3 \leq \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \leq 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \geq 0.8 \end{cases} \quad (2-18)$$

式中 $S_{a,III}$ = 等級 III 地震水平譜加速度係數； $F_{u,III}$ = 等級 III 地震之水平地震力折減係數。均應依橋梁振動單元基本振動週期 T 計算。

$$F_{u,III} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} + (R - \sqrt{2R-1}) \times \frac{T - 0.6T_0^{III}}{0.4T_0^{III}} & ; 0.6T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} & ; 0.2T_0^{III} \leq T \leq 0.6T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} + (\sqrt{2R-1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^{III}}{0.2T_0^{III}} & ; T \leq 0.2T_0^{III} \end{cases} \quad (2-19)$$

除臺北盆地區域外，等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 應依(2-20)式計算。

$$S_{a,III} = \begin{cases} S_{III,S} (0.4 + 3T / T_0^{III}) & ; T \leq 0.2T_0^{III} \\ S_{III,S} & ; 0.2T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III} \\ S_{III,1} / T & ; T_0^{III} \leq T \end{cases} \quad (2-20)$$

式中 $S_{III,S}$ = 工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數； $S_{III,1}$ = 工址一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數； T_0^{III} = 等級 III 地震水平譜加速度係數短

週期與中長週期的分界； R = 結構系統之韌性容量，分一般工址、活動斷層近域，以及臺北盆地區域三種情況計算如下：

(1) 一般工址

$$S_{III,S} = F_a S_S^{III} \quad (2-21a)$$

$$S_{III,1} = F_v S_1^{III} \quad (2-21b)$$

$$T_0^{III} = \frac{S_{III,1}}{S_{III,S}} \quad (2-21c)$$

S_S^{III} = 工址堅實地盤短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。依表 2-5 規定之數值。

S_1^{III} = 工址堅實地盤一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數。依表 2-5 規定之數值。

(2) 活動斷層近域

必須考慮斷層近域效應之行政區域如表 2-4 所列。活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期等級 III 地震水平譜加速度係數應調整為 $1.0 N_A$ 與 $0.55 N_V$ 。考慮斷層近域效應時，工址放大係數 F_a 及 F_v ，應分別以 N_A 、 N_V 調整後之譜加速度係數決定之。

$$S_{III,S} = F_a (1.0 N_A) \quad (2-22a)$$

$$S_{III,1} = F_v (0.55 N_V) \quad (2-22b)$$

$$T_0^{III} = \frac{S_{III,1}}{S_{III,S}} \quad (2-22c)$$

(3) 臺北盆地區域

臺北盆地區域劃分為臺北一區、臺北二區及臺北三區，如表 2-5(a)所列。

臺北盆地區域之等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ ，係隨著橋梁振動單元在所考慮方向基本振動週期 T 、工址短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{III,S}$ 與等級 III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界 T_0^{III} 而改變。 $S_{a,III}$ 應依(2-23c)式計算

$$S_{III,S} = 0.8 \quad (2-23a)$$

$$T_0^{III} = \begin{cases} 1.6 \text{ 秒} & ; \text{台北一區} \\ 1.3 \text{ 秒} & ; \text{台北二區} \\ 1.05 \text{ 秒} & ; \text{台北三區} \end{cases} \quad (2-23b)$$

$$S_{a,III} = \begin{cases} S_{III,S}(0.4 + 3T / T_0^{III}) & ; T \leq 0.2T_0^{III} \\ S_{III,S} & ; 0.2T_0^{III} \leq T \leq T_0^{III} \\ S_{III,S}T_0^{III} / T & ; T_0^{III} \leq T \end{cases} \quad (2-23c)$$

臺北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址區域如表 2-5(b)所列，其 $S_{III,S}$ 、 $S_{III,I}$ 、 T_0^{III} 之值依(2-22a)至(2-22c)等式計算。

2.4 設計總橫力之分布

作用在橋梁單位長度上之設計水平地震力分布 $p_e(x)$ 應依下式計算：

$$p_e(x) = k_h w(x) \quad (2-24a)$$

$$k_h = \frac{V}{\int w(x) dx} \quad (2-24b)$$

其中 k_h 為震力係數； $w(x)$ 為沿計算方向橋梁結構之單位靜載重； V 為設計總橫力。

2.5 活動支承傳遞之地震力

在水平地震力之方向，上下部結構之連接型式為活動支承（輓支）時，以支承靜摩擦力作為水平載重作用於下部結構。支承靜摩擦力可由作用於支承之靜載重反力乘以活動支承之摩擦係數而得，惟其值不必大於假設該支承為鉸支承時所分擔之上部結構水平地震力。活動支承之摩擦係數依表 2-8 之規定。

2.6 垂直地震力

位於必須考慮活動斷層近域效應之橋梁應考慮垂直地震力之影響。橋柱與樁帽於設計斷面之垂直地震力，應包括設計斷面以上之上部結構及下部結構所引致之地震力，並加在橋柱、樁帽各節點上。橋梁振動單元所引致之總垂直地震力應

包括上部結構及下部結構所引致者，依(2-25)式計算：

$$V_{II,V} = \frac{\alpha_v I S_{II,S}}{\alpha_y} W_{\text{sup}} + \frac{\alpha_v I (0.4 S_{II,S})}{\alpha_y} W_{\text{sub}} \quad (2-25)$$

其中

$$\alpha_v = \frac{2}{3}$$

$S_{II,S}$ = 工址短週期等級 II 地震水平譜加速度係數。

總垂直地震力應依其結構模式適當分配至各節點。上部結構若採預力構材者，應考慮垂直地震力對上部結構之影響。

2.7 地震效應之組合

地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應考慮下列地震效應之組合：

1. 載重組合一：100%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。
2. 載重組合二：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 100%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 30%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。
3. 載重組合三：30%縱向設計地震力引致之構材內力絕對值，加上 30%橫向設計地震力引致之構材內力絕對值，再加上 100%垂直向設計地震力引致之構材內力絕對值。

第三章 動力分析方法

3.1 通則

形狀不規則或形狀規則但具有下述任一情況之橋梁，必須進行動力分析：

- (1) 多跨連續式橋梁，因橋墩形式、高度、勁度及尺寸等之差異，或土層情況變異性大，致使橋梁各個部位之振動特性有顯著不同之橋梁。
- (2) 長週期（1.5 秒以上）或高橋墩（30 公尺以上）之橋梁。
- (3) 曲率半徑小之橋梁。
- (4) 跨度差異大，或質量分布不均勻之橋梁。
- (5) 未曾受強烈地震考驗之新型橋梁。
- (6) 橋址之土層屬 8.1.1 小節所述位於極軟弱土層。
- (7) 支承線方向與橋軸方向間之夾角小於 70 度之多跨度斜橋。
- (8) 其他在地震時，結構行為反應複雜之橋梁。

動力分析應採用反應譜分析法或歷時分析法進行之。動力分析時，除另有可信之驗證外，其結構阻尼比應採用 5%。

對於形狀規則且不須採用動力分析之橋梁，亦可採用動力分析進行結構分析與設計，若動力分析採反應譜分析法，其所得之總剪力小於靜力分析之 80% 時，須調整至靜力分析之 80%。對於須進行動力分析之橋梁，若動力分析採反應譜分析法，其所得之總剪力小於靜力分析之 90% 時，須調整至靜力分析之 90%。

3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數

橋梁阻尼比異於 5% 時，可依橋梁有效阻尼比 ξ ，由表 3-1 內插得短週期與一秒週期結構之阻尼比調整係數 B_S 與 B_1 ，將工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ 與 $S_{II,1}$ 調整為 $S_{II,S} / B_S$ 與 $S_{II,1} / B_1$ ，其中 $S_{II,S}$ 、 $S_{II,1}$ 之定義與第二章相同。

一般工址、活動斷層近域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，隨橋梁振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{II,S} / B_S$ 與 $S_{II,1} / B_1$ 而改變，如表 3-2 所示。其中，經阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{S_{II,1} B_S}{S_{II,S} B_1} \quad (3-1)$$

臺北盆地區域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ ，隨橋梁振動週期 T 與工址短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{II,S} / B_S$ 與 $S_{II,1} / B_1$ 而改變，如表 3-3 所示。其中，經阻尼比調整係數調整後之短週期與中週期的分界 T_0 由下式計算：

$$T_0 = \frac{T_0^{II} B_S}{B_1} \quad (3-2)$$

T_0^{II} 為未經阻尼比調整係數調整之短週期與中週期的分界，見第二章(2-16b)式。

3.3 反應譜分析法

橋梁反應譜動力分析應採用多振態反應譜疊加法。所考慮的振態數不得少於跨數的三倍，且縱向、橫向及垂直向之有效振態質量和，須分別大於橋梁質量之 90%。惟振態數超過 25 個且所考慮之振態最短週期小於 0.2 秒時，可不受此限。不規則橋梁之主軸方向不明確時，水平地震輸入方向應多考慮幾個角度。地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應依 2.7 節之規定考慮地震效應之組合。

橋梁結構進行等級 II 地震之反應譜分析時，其輸入譜加速度係數應依(3-3)式計算之：

$$S_{a,II}(T) \frac{I}{1.2\alpha_y S_{a,II}(T_1)} \left(\frac{S_{a,II}(T_1)}{F_{u,D}(T_1)} \right)_m \quad (3-3)$$

其中

T = 振動週期

$S_{a,II}(T)$ = 等級 II 地震水平譜加速度係數，為振動週期 T 之函數。

$S_{a,II}(T_1)$ = 橋梁在所考慮方向之基本振動週期 T_1 且阻尼比為 5% 時之等級 II 地震水平譜加速度係數。

阻尼比異於 5% 之橋梁，(3-3)式中之 $S_{a,II}$ 則依 3.2 節之規定調整。

若位於活動斷層近域，則另應進行等級 II 地震之垂直向反應譜分析，其輸入

地震反應譜為 $\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,II}(T)$ ， α_v 取 2/3。

3.4 歷時分析法

歷時分析應依結構特性採用線性歷時分析或非線性歷時分析。進行非線性歷時分析時，構材之分析模型須能適切反映構材之非線性行為。

3.4.1 地震歷時

地震歷時應能反映工址之實際地震特性。歷時分析時，每一方向地動分量須使用至少三個與設計反應譜相符之地震紀錄。分析時須同時輸入三正交方向(x 、 y 及 z)地動分量之地震歷時，並取各構材內力最大值作為設計依據。近斷層水平地震紀錄應能反應其近斷層地震特性。

針對任一組水平地震歷時，其 5% 阻尼比之譜加速度值在 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內不得低於(2-13)式規定之譜加速度值之 90%，且在此週期範圍內之平均值不得低於上述規定之譜加速度值之平均值，其中 T 為所考慮方向橋梁之基本振動週期。

3.4.2 線性歷時分析

線性歷時分析應進行等級 II 地震之歷時分析，縱向與橫向的地震歷時應同時輸入。此地震歷時係以 $S_{a,II}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之規定製作，縱向、橫向

的調整係數分別為 $\frac{I}{1.2\alpha_y S_{a,II}(T_x)} \left(\frac{S_{a,II}(T_x)}{F_{u,II}(T_x)} \right)_m$ 與 $\frac{I}{1.2\alpha_y S_{a,II}(T_y)} \left(\frac{S_{a,II}(T_y)}{F_{u,II}(T_y)} \right)_m$ ，其中

T_x 與 T_y 分別為縱向與橫向的基本振動週期。若位於活動斷層近域，則應同時輸入

垂直向歷時，此地震歷時係以 $\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,II}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之規定製作， α_v

取 2/3。

3.4.3 非線性歷時分析

進行等級 II 地震之非線性歷時分析時，縱向與橫向的地震歷時應同時輸入。

此地震歷時係以 $S_{a,II}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之規定製作。若位於活動斷層近域，

則應同時輸入垂直向歷時，此地震歷時係以 $\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,II}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之

規定製作， α_v 取 2/3。

進行等級 III 地震之非線性歷時分析時，縱向與橫向的地震歷時應同時輸入。

此地震歷時係以 $S_{a,III}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之規定製作。若位於活動斷層近域，

則應同時輸入垂直向歷時，此地震歷時係以 $\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,III}(T)$ 為反應譜，按 3.4.1 節之

規定製作， α_v 取 2/3。

3.5 垂直地震效應

位於必須考慮活動斷層近域效應之橋梁應考慮垂直地震力之影響。橋梁振動單元之垂直地震效應，其輸入垂直譜加速度係數應依下述規定計算之：

$$\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,II}(T) \quad (3-4)$$

其中

$S_{a,II}(T)$ = 設計水平譜加速度係數，為振動週期 T 之函數。

α_v = 垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值； $\alpha_v = 2/3$

以阻尼器增加阻尼比之橋梁，(3-4)式中之 $S_{a,II}(T)$ 則應依 3.2 節之規定調整。

第四章 構材之設計

4.1 載重組合

構材之設計，須先將各種載重引致之內力做載重組合後設計之。本規範配合現行『公路橋梁設計規範』之構材設計規定，提供下列載重組合方式：

1. 採用容許應力法設計之鋼構材。

$$\text{組合載重效應}=(D+EQ+B+SF+E)$$

構材之應力不得超過受長期載重時容許應力之 1.33 倍。

2. 採用強度設計法設計之鋼構材。

$$\text{組合載重效應}=1.3(\beta_D D+EQ+B+SF+\beta_E E)$$

構材之設計強度不得小於上述組合載重效應。

3. 採用容許應力法設計之鋼筋混凝土構材。

(a) 一般構材

$$\text{組合載重效應}=(D+EQ+B+SF+E)$$

構材之應力不得超過受長期載重時容許應力之 1.33 倍。

(b) 受壓構材

$$\text{組合載重效應}=0.75(D+EQ+B+SF+E)$$

構材之計算強度乘以 0.35 後不得小於上述之組合載重效應。

4. 採用強度設計法設計之鋼筋混凝土構材或預力構材。

$$\text{組合載重效應}=1.3(\beta_D D+EQ+B+SF+\beta_E E)$$

構材之計算強度乘以強度折減因數所得之設計強度不得小於上述組合載重效應。

其中

D ：靜載重效應

EQ ：地震力效應

B ：浮力效應

SF ：水壓力效應

E ：土壓力效應

β_D ：靜載重之載重組合因數，詳見部頒『公路橋梁設計規範』第三章

β_E ：土壓力之載重組合因數，詳見部頒『公路橋梁設計規範』第三章

4.2 橋墩設計剪力

除壁式橋墩強軸方向外，橋梁耐震設計基本原則為地震發生時，宜避免橋柱塑鉸形成前發生剪力破壞或其他脆性破壞。

4.2.1 單柱橋墩

單柱橋墩二主軸方向、壁式橋墩沿弱軸方向及構架式橋柱沿弱軸方向之設計剪力，係以最早發生塑鉸斷面之最大可能彎矩強度除以對應之柱高(含帽梁)估計之。鋼筋混凝土柱之最大可能彎矩強度得以其計算彎矩強度乘以 1.3 求得，鋼橋柱之最大可能彎矩強度得以其標稱降伏彎矩強度乘以 1.25 求得。計算最大可能彎矩強度時，柱軸力得採用靜載重引致之軸力。

柱之設計剪力不必超過地震力 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得者。

4.2.2 具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩

具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩，橋柱之設計剪力為柱頂與柱底之最大可能彎矩強度相加後除以柱之淨高(不含帽梁)。計算最大可能彎矩強度時，應考慮柱軸力變化之影響。最大可能彎矩強度之計算得比照 4.2.1 節之規定。

柱之設計剪力不必超過地震力 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得者。

4.2.3 壁式橋墩

壁式橋墩強軸方向之設計剪力，應依設計總橫力彈性分析結果再經載重組合後計算之。弱軸方向設計剪力應依 4.2.1 節之規定計算。

4.2.4 多跨剛接連續橋

行車方向為多跨剛接連續橋時，橋柱之設計剪力依 4.2.2 節之規定計算。

4.3 接合部之設計剪力

帽梁與橋柱間、橋柱與基腳或樁帽間之接合部，其設計剪力應根據柱產生塑鉸後之應力推算，但其值不必超過地震力為 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得者，並據以設計之。

4.4 基礎之設計力與檢核

橋柱之基礎設計力為橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力；壁式橋墩沿強軸方向之基礎設計力，則為橋墩剪力達計算剪力強度時，柱底傳至基礎之作用力，但橋柱及壁式橋墩之基礎設計力均不必大於地震力 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得者。柱底產生的塑性彎矩及其對應的剪力、軸力如沿某一方向發生時，可能對基礎產生最不利效應者，必須予以考慮，但不需考慮 2.7 節所述其他方向地震力之載重組合。

4.5 支承系統之設計

支承系統係指將上部結構力傳遞至下部結構之構件組合，一般包括垂直力傳遞、剪力傳遞及抗拉拔等裝置。

4.5.1 支承系統之垂直承載力

支承系統之垂直強度須符合下述規定：

1. 設計總橫力 V 作用下支承構件不得降伏。
2. 支承系統之垂直極限承載力不得小於 R_{BV} ：

$$R_{BV} = R_d + (|R_{HEQ}| + 0.3|R_{VEQ}|) \quad (4-1a)$$

$$R_{BV} = R_d + (0.3|R_{HEQ}| + |R_{VEQ}|) \quad (4-1b)$$

其中

R_d ：靜載重作用下之支承垂直反力。

R_{BV} ：支承垂直設計壓力，為(4-1a)式及(4-1b)式之較大值。

R_{HEQ} ：以橋柱行車方向或垂直行車方向塑鉸產生後推求之支承垂直反力，但不須考慮兩方向之組合，其值不必大於地震力 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分

析所得之垂直反力。

R_{VEQ} ：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承垂直反力。

4.5.2 支承系統之水平承載力

支承系統之水平承載力須符合下述規定：

1. 設計總橫力 V 作用下支承構件不得降伏。
2. 支承系統極限承載力不得小於橋柱塑鉸產生後推求之支承水平力，但不必大於地震力 V_H 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,H}$ 所引致之水平力。

4.5.3 支承系統之抗拉拔承載力

支承系統之抗拉拔承載力須符合下述規定：

1. 在縱向、橫向設計總橫力及垂直向地震力作用下，若支承承受之拉拔力 Q 為靜載重反力 R_d 之 50% 至 100% 時，橋梁應設置支承抗拉拔裝置，且此抗拉拔裝置至少應以靜載重反力之 10% 為拉拔力設計之；若拉拔力 Q 超過靜載重反力 R_d 時，抗拉拔裝置應依 $1.2(Q - R_d)$ 為拉拔力設計之，但不得小於靜載重反力之 10%。在上述情況下，支承抗拉拔裝置承受之應力不得高於抗拉拔裝置之短期容許應力。
2. 支承系統抗拉拔裝置之極限承載力，不得小於依(4-1c)、(4-1d)式所求得之垂直設計拉拔力 Q_{BT} 。

$$Q_{BT} = |Q_{HEQ}| + 0.3|Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-1c)$$

$$Q_{BT} = 0.3|Q_{HEQ}| + |Q_{VEQ}| - R_d \quad (4-1d)$$

其中

Q_{BT} ：支承垂直設計拉力，為(4-1c)式及(4-1d)式之較大值，且不得小於 $0.15R_d$ 。

Q_{HEQ} ：以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力，但其值不必大於地震力 V_H 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,H}$ 時彈性分析所得之拉拔力。

Q_{VEQ} ：垂直地震作用下，由彈性分析所得之支承拉拔力。

4.6 P- Δ 效應

穩定指數 Q_s 超過 0.05 時，須考慮 P- Δ 效應， Q_s 定義如下：

$$Q_s = \frac{P\Delta_0}{V_u l_c} \quad (4-2)$$

其中

- P : 載重組合下柱之軸力。
- Δ_0 : 橋柱承受 V_u 時，柱頂對柱底產生之相對彈性變位。
- V_u : 載重組合下柱之剪力。
- l_c : 柱高，可算至節點中心。

第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計

5.1 通則

鋼筋混凝土橋柱、壁式橋墩、橋柱接合部及基礎之設計與施工，除應滿足部頒『公路橋梁設計規範』之相關規定外，尚須符合本章之韌性設計要求。橋墩之淨高與沿剪力方向斷面深度之比值大於或等於 2.5 者，稱為橋柱，其設計須符合 5.3 節之規定。比值小於 2.5 者，則稱為壁式橋墩，其設計須符合 5.4 節之規定。柱頭擴大之橋柱，在計算時以均勻斷面段之淨高及斷面尺寸為判定基準。

5.2 混凝土與鋼筋之材質要求

抵抗地震力構材之混凝土，其規定抗壓強度 f'_c 不得低於 210kgf/cm^2 (20.6MPa)，但亦不宜高於 420kgf/cm^2 (41.2MPa)。

用以承受地震引致之彎矩與軸力之構材及壁式橋墩，其主筋應符合 CNS 560 中 SD 420W 及 SD 280W 之要求。

5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

5.3.1 主筋量規定

橋柱之主鋼筋比，即主鋼筋量與全斷面積 A_g 的比值，不得小於 0.01，亦不得大於 0.04。當橋柱的設計非地震力控制，且斷面大於承受載重所需者，可採用一足以承受該載重之折減後有效斷面積 A_g^* ，但主筋量不得小於折減後斷面積之 0.01，且 A_g^* 不得小於 $0.5 A_g$ 。

5.3.2 彎矩強度

螺箍柱中，由設計軸力產生之壓應力超過 $0.1 f'_c$ 與 $\phi P_b / A_g$ 較小者時，強度折減因數 ϕ 取 0.75，當設計軸力產生之壓應力由 $0.1 f'_c$ 與 $\phi P_b / A_g$ 之較小者減至 0 時，強度折減因數可由 0.75 線性遞增至 0.9。

橫箍柱中，由設計軸力產生之壓應力超過 $0.1 f'_c$ 與 $\phi P_b / A_g$ 較小者時，強度折減因數 ϕ 取 0.7，當設計軸力產生之壓應力由 $0.1 f'_c$ 與 $\phi P_b / A_g$ 之較小者減至 0 時，

強度折減因數可由 0.7 線性遞增至 0.9。

5.3.3 橋柱剪力強度

鋼筋混凝土橋柱塑鉸區之剪力計算強度依(5-1)式計算，計算所得剪力計算強度乘以強度折減因子 $\phi = 0.85$ 後不得小於按 4.2 節計算所得之橋柱設計剪力。

$$V_n = V_s + V_c \quad (5-1)$$

其中，矩形橋柱之 V_s 依(5-2a)式計算；圓形橋柱之 V_s 依(5-2b)式計算。

$$V_s = A_{sh} f_{yh} d / a \quad (5-2a)$$

$$V_s = \frac{\pi A_h f_{yh} D}{2 a} \quad (5-2b)$$

$$V_c = 0.53(0.33 + F) \sqrt{f'_c} A_e \geq 0 \quad (1.66(0.33 + F) \sqrt{f'_c} A_e \geq 0) \quad (5-3)$$

另由剪力鋼筋所提供之剪力強度 V_s 不得超過 $2.12 \sqrt{f'_c} A_e$ ($6.64 \sqrt{f'_c} A_e$)。

其中符號定義如下：

- V_n : 剪力計算強度，(kgf；N)
- V_s : 剪力鋼筋之剪力計算強度，(kgf；N)
- V_c : 混凝土之剪力計算強度，(kgf；N)
- A_{sh} : 沿某方向箍筋的總面積（包含輔助箍筋），(cm²)
- A_h : 圓形箍筋的斷面積，(cm²)
- d : 沿剪力方向柱之有效深度，(cm)
- a : 橫向箍筋之垂直間距，(cm)
- A_e : 柱有效斷面積，可取為 $0.8A_g$ ，(cm²)
- f_{yh} : 剪力鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm²；MPa)
- f'_c : 混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm²；MPa)
- F : 與軸力有關之調整係數

$$F = \frac{N}{140A_g} ; \text{ 軸力為壓力時}$$

$$F = \frac{N}{35A_g} ; \text{ 軸力為拉力時}$$

N : 軸力，壓力時取正值，拉力時取負值，(kgf ; N)

A_g : 柱之全斷面積，(cm²)

D : 圓柱圍束區域之直徑，(cm)

橋柱非塑鉸區之剪力計算強度可依(5-1)式計算，但其中：

$$V_c = 0.53(1+F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0 \quad (=1.66(1+F)\sqrt{f'_c} A_e \geq 0) \quad (5-4)$$

5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋

橋柱或樁構架式橋墩之柱頂或柱底及所有可能產生塑鉸的區域均應配置橫向圍束鋼筋將柱心予以圍束。橫向圍束鋼筋可與 5.3.3 節塑鉸區之剪力鋼筋相較取其大者不必重複配置。圍束鋼筋的規定降伏強度不可大於主筋的規定降伏強度。

圓形橋柱使用之螺箍筋或閉合圓箍筋體積比 ρ_s 以下列二式計算，並取其大者：

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (5-5)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (5-6)$$

矩形柱之矩形橫向箍筋之總斷面 A_{sh} 以下列二式計算，並取其大者：

$$A_{sh} = 0.30ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (5-7)$$

$$A_{sh} = 0.12ah_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + \frac{1.25P_e}{f'_c A_g} \right) \quad (5-8)$$

其中

a : 橫向箍筋之垂直間距，(cm)

A_c : 柱心之面積（算至螺箍筋、閉合圓箍筋或橫向箍筋之外緣），(cm²)

A_g : 柱之全斷面積, (cm²)

A_{sh} : 沿某方向箍筋的總面積 (包含輔助箍筋), 矩形柱兩主軸方向均應計算檢核, (cm²)

f'_c : 混凝土之規定抗壓強度, (kgf/cm²; MPa)

f_{yh} : 螺箍筋或橫向箍筋之規定降伏強度, (kgf/cm²; MPa)

h_c : 橫箍柱柱心在所考慮方向之尺寸 (算至兩外側箍筋之中心), (cm)

P_e : 柱之係數化軸力, (kgf, N)

ρ_s : 螺箍筋體積與柱心體積 (算至螺箍筋兩外側) 之比。

橫向圍束鋼筋可採用單個橫向箍筋或多個相互疊交之橫向箍筋, 橫向箍筋或輔助箍筋的錨定應特別注意, 須能發揮其降伏拉力。

5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置

1. 橋柱可能發生塑鉸之區域均應配置符合 5.3.4 節規定之橫向圍束鋼筋。如塑鉸區域在柱頂或柱底時, 橫向圍束鋼筋應配置在距接頭面 l_0 之範圍, 並應延伸配置進入接頭, 且不得小於柱縱向鋼筋之受拉伸展長度。如塑鉸區域不在柱頂或柱底時, 橫向圍束鋼筋應配置在臨界面之兩側各延伸 l_0 之範圍。 l_0 為沿剪力方向之柱深、柱淨高之六分之一及 45 公分之大者。
2. 樁構架橋墩之橋柱, 其頂部橫向圍束鋼筋應配置在距接頭面 l_0 之範圍, 而底部橫向圍束鋼筋, 則應自最大彎矩處, 往下配置三倍樁徑的距離, 往上則應配置至超出現有地面線以上一倍樁徑之距離, 但不得小於 45 公分。
3. 橫向圍束鋼筋之間距不得超過 15 公分、柱短邊尺寸之四分之一及主筋直徑的 6 倍。
4. 螺箍筋或閉合圓箍筋不得在 1、2 項中所述之圍束區內搭接, 但容許採用其他許可的續接方式, 其接合強度則至少應能達鋼筋規定拉力強度。

5.3.6 主筋續接

柱可能發生塑鉸之圍束區內之柱主筋以不續接為原則, 若因施工必須續接時亦不得採用搭接, 其接合強度至少應能達鋼筋規定拉力強度, 且須採用交替式續接方式。其他續接方式之相關規定請參考部頒『公路橋梁設計規範』。

5.4 壁式橋墩之韌性要求

壁式橋墩強軸方向之設計應符合本節之要求。

壁式橋墩之水平鋼筋比 ρ_h 及垂直鋼筋比 ρ_n 均不得小於 0.0025；水平鋼筋或垂直鋼筋之間距均不得超過 30 公分；抵抗剪力之水平鋼筋及垂直鋼筋必須連續且分佈於整個剪力面上。

橋墩的單位面積計算剪力強度 v_n 可依下式計算：

$$v_n = 0.53\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y \quad (1.66\sqrt{f'_c} + \rho_h f_y) \quad (5-9)$$

但不超過 $2.12\sqrt{f'_c}$ ($6.64\sqrt{f'_c}$)。

壁式橋墩之 ρ_n 不得小於 ρ_h 。兩向鋼筋均應至少採用雙層配筋，其水平剪力鋼筋之續接應予錯開，且雙層鋼筋之續接點不得在同一處。

5.5 橋柱接頭部

橋柱接頭部係指柱垂直延伸進入與其聯結構材之部份。接頭部之設計內力，包括橋柱與上部結構帽梁間、樁帽間及基腳間等之內力，應依 4.3 節之規定設計之。橋柱所有主筋通過接頭後所需之錨定延伸長度應使鋼筋能發展出至少 $1.25f_y$ 之應力。

5.6 橋墩施工縫

所有施工縫應確實清理乾淨，並將表面粗糙化後始可澆灌混凝土，並不得設置於主筋搭接處。

施工縫之剪力僅靠插筋效應與粗糙混凝土面間之摩擦力承擔者，施工縫之總剪力需求不得超過下式計算所得 V_j 值：

$$V_j = \phi\mu(A_{vf}f_y + 0.75P_n) \quad (5-10)$$

其中 A_{vf} 為垂直於施工縫鋼筋之總斷面積， P_n 為橋墩或橋柱的最小設計軸力， μ 為摩擦係數， ϕ 為強度折減因數，其值依部頒『公路橋梁設計規範』之規定決定。

5.7 基樁

與樁帽剛接之混凝土基樁之設計，除須依部頒『公路橋梁設計規範』外，尚應滿足下列特別要求：

- (1) 主筋應妥為錨定於樁帽，使鋼筋能發展出至少 $1.25f_y$ 之應力。
- (2) 樁頂應配置橫向圍束鋼筋，其範圍應為自樁頂以下不少於兩倍樁徑或 60 公分。
- (3) 場鑄樁全長均須配置至少四根主筋。基樁自樁帽底部以下至少六倍樁徑範圍內，其鋼筋比不得小於 0.0075。螺箍筋或橫向箍筋之間距不得超過 30cm，樁帽底部以下兩倍樁徑範圍內（不得小於 1.2m），其間距不得超過 15cm。

5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

中空橋柱之韌性要求與實心橋柱相同，柱淨高與沿剪力方向斷面深度之比值不得小於 2.5，比值小於 2.5 者，須符合壁式橋墩之韌性要求，而視為壁式橋墩設計。對於柱頭擴大之橋柱，在計算時以均勻斷面段之淨高及斷面尺寸為判定基準。

第六章 鋼橋柱韌性要求

6.1 通則

鋼橋柱之設計，除須符合本規範之規定外，尚須依據部頒『公路橋梁設計規範』及相關規定辦理。

6.2 耐震鋼材之材質要求

耐震設計中須發揮韌性之構材應採具有衝擊韌性容量及降伏比上限規定之鋼材。

6.3 鋼橋柱細部設計要求

鋼橋柱之細部設計，應防止橋柱產生局部挫屈、鉸道撕裂、剪力破壞或其他脆性破壞，其方式可採：

- (1) 限制鋼橋柱板寬厚比或圓形鋼橋柱的徑厚比。
- (2) 角隅鉸接採用開槽全滲透鉸。

6.4 鋼橋柱接頭部設計要求

鋼橋柱接頭部之設計內力，包括鋼橋柱與上部結構鋼帽梁間及鋼橋柱與錨定構架間應依橋柱塑鉸產生後接頭部之內力設計之，但其值不必超過地震力為 V_{II} 乘以 $1.2 \alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得者。

第七章 隔震與消能設計

7.1 通則

7.1.1 適用範圍

本章適用於公路橋梁使用水平隔減震系統之設計。

7.1.2 隔震設計基本要求

本規範所涵蓋之隔震系統至少須具備下列基本要件：

- (1) 在垂直方向上具有足夠的剛性及承載容量來承受上部結構的重量。
- (2) 在強震作用下，水平方向具有足夠的柔性以延長橋梁結構週期，隔離地震震波進入橋梁結構，降低水平地震力。
- (3) 具有消能裝置以控制橋梁結構因週期延長所可能導致的位移增加。
- (4) 須具足夠之水平勁度以抵抗風力。
- (5) 須具足夠的回復勁度(recenter stiffness)，使隔震上部結構在經過地震後能夠回復到原來位置。

7.1.3 其他相關規定

- (1) 隔震橋梁之梁端防落長度不得小於 8.5 節中規定之梁端防落長度 L_N 。
- (2) 橋梁採隔震設計時，其支承之位移限制裝置或防落橋裝置，應以不影響橋梁正常伸縮及隔震系統之功能為原則。
- (3) 橋梁採用隔震設計後，其隔震週期宜大於未採隔震設計時基本振動週期之兩倍以上。

7.2 分析方法之選擇

隔震橋梁之分析方法可分為靜力分析方法及動力分析方法兩種，屬形狀規則橋梁者可僅進行靜力分析，屬 3.1 節所述之橋梁者則應同時進行靜力及動力分析。

7.3 靜力分析方法

7.3.1 隔震橋梁之水平設計位移

隔震橋梁之水平設計位移 D_s 依下式計算求得

$$D_s = S_{a,II} T_e^2 g / 4\pi^2 \quad (7-1a)$$

其中 g 為重力加速度； T_e 為隔震橋梁於所考慮之振動方向的有效週期，如(7-2)式，且應大於短週期與中長週期之分界 T_0^{II} ， T_0^{II} 依 3.2 節之規定計算； $S_{a,II}$ = 等級 II 地震水平譜加速度係數，分成一般工址或活動斷層近域及臺北盆地區域二種情況。橋梁週期 T 取隔震橋梁之有效週期 T_e ：

(1) 一般工址或活動斷層近域：

$$S_{a,II} = \frac{S_{II,1}}{B_1 T_e} \quad (7-1b)$$

(2) 臺北盆地區域

$$S_{a,II} = \frac{T_0^{II} S_{II,S}}{B_1 T_e} \quad (7-1c)$$

其中 T_0^{II} 依第二章定義。 B_1 為表 3-1 中之阻尼修正係數，與隔震橋梁之等效阻尼比 ξ_e 有關。

7.3.2 隔震橋梁之有效週期與等效阻尼比

(1) 隔震橋梁之有效週期 T_e 可由下式求得

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \sum K_{e,i}}} \quad (7-2)$$

其中 W 為隔震系統所承載之上部結構靜載重； g 為重力加速度； $K_{e,i}$ 為下部結構與隔震元件串聯所得之有效勁度，依下式表示：

$$K_{e,i} = \frac{K_{eff,i} K_{p,i}}{K_{eff,i} + K_{p,i}} \quad (7-3)$$

$K_{p,i}$ = 第 i 橋墩之彈性勁度

$K_{eff,i}$ = 第 i 橋墩上所有隔震元件在設計位移 $D_{d,i}$ 之有效勁度總和

(2) 第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比 $\xi_{eq,i}$ 可依下式計算：

$$\xi_{eq,i} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_{D,i}}{K_{eff,i} D_{d,i}^2} \quad (7-4)$$

其中 $D_{d,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之水平設計位移； $E_{D,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件於設計位移下的遲滯迴圈總面積。

(3) 隔震橋梁之等效阻尼比 ξ_e 可由下式求得

$$\xi_e = \frac{\sum K_{eff,i} D_{d,i}^2 \left[\xi_{eq,i} + \xi_{p,i} \frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \xi_{T,i} \frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \xi_{R,i} \frac{K_{eff,i} H^2}{K_{R,i}} \right]}{\sum K_{eff,i} D_{d,i}^2 \left[1 + \frac{K_{eff,i}}{K_{p,i}} + \frac{K_{eff,i}}{K_{T,i}} + \frac{K_{eff,i} H^2}{K_{R,i}} \right]} \quad (7-5)$$

其中， $\xi_{eq,i}$ 為第 i 橋墩上隔震元件之等效阻尼比； $\xi_{p,i}$ 為第 i 橋墩之固有阻尼比； $K_{T,i}$ 及 $K_{R,i}$ 為第 i 橋墩之基礎水平勁度及旋轉勁度； $\xi_{T,i}$ 及 $\xi_{R,i}$ 為 $K_{T,i}$ 及 $K_{R,i}$ 所對應之基礎黏性阻尼比； H 為由柱底至上部結構之質量中心的高度。

除隔震元件外，其餘各結構元件之黏性阻尼比依其所使用之材料不同而異，表 7-1 為常用之參考值。

7.4 相關耐震設計細節

7.4.1 橋墩與連結構材之設計地震力

隔震橋梁橋墩之水平設計地震力 V_p 依下式計算：

$$V_p = \frac{V_b}{\alpha_y} \quad (7-6)$$

其中 $V_b = \sum_i K_{eff,i} D_{d,i}$ 為該橋墩上所有隔震元件之設計水平力總合。

隔震元件與上、下部結構間之連結構材的設計降伏強度不得小於該隔震元件所傳遞最大水平力之 1.25 倍。

7.4.2 梁端間隙

隔震橋梁之梁端應留有充分之間隙，以避免主梁與橋台或相鄰兩主梁間之碰撞，其梁端最小應留間隙不得小於下式計算所得之值

$$S_B = D_s + L_A \quad (\text{主梁與橋台間應留間隙}) \quad (7-7a)$$

$$S_B = c_\phi D_s + L_A \quad (\text{同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間隙}) \quad (7-7b)$$

其中 S_B 為梁端最小應留間隙(cm)，如圖 7-1 中所示； D_s 為伸縮縫左右兩側兩振動單元質心處位移較大者(cm)； c_ϕ 為調整係數，與相鄰兩主梁的基本振動週期有關，依表 7-2 決定。 L_A 為上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，其值可取 1.5(cm)。

7.5 動力分析方法

動力分析的方法可分為反應譜分析及非線性歷時分析兩種。反應譜分析法可利用等級 II 地震反應譜並考慮隔震設計之等效阻尼比來進行，非線性歷時分析之地表加速度歷時則須由 3.4.1 節之等級 II 地震反應譜產生。

7.5.1 反應譜分析法

隔震橋梁進行等級 II 地震之反應譜分析時，其輸入水平譜加速度係數為 $S_{a,II}$ ；輸入垂直譜加速度係數為 $\alpha_v S_{a,II}$ ，其中 $S_{a,II}$ 依 3.3 節之規定計算之，式中 T_1 以 T_c 取代。 α_v 依 3.5 節之規定。分析流程基本上類似於靜力分析之迭代方法，隔震系統之有效勁度及等效阻尼比可依假設之設計位移估算之。隔震橋梁之振動模態可分隔震振態及非隔震振態兩種。隔震振態所對應之週期較長，其主要變形集中於隔震元件之變形，而其所對應之等效阻尼比可依複合阻尼比概念而得

$$(\xi_e)_j = \frac{\sum_i \{\phi_j\}_i^T K_i \{\phi_j\}_i \xi_i}{\phi_j^T K \phi_j} \quad (7-8)$$

其中

$(\xi_e)_j$: 第 j 振態之等效阻尼比

K_i : 第 i 構件之勁度矩陣

K : 整體系統之勁度矩陣

ϕ_j : 第 j 振態之振態形狀向量

$\{\phi_j\}_i$: 第 i 構件在第 j 振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i : 第 i 構件之阻尼比，包含隔震元件之等效阻尼比及其他構件之阻尼比。

根據(7-8)式所得之 $(\xi_e)_j$ 值，可將第 j 振態所對應之5%阻尼比彈性反應譜值除以 $(\xi_e)_j$ 所對應之阻尼調整係數(B_S 或 B_1)，以考慮等效阻尼比之效應。

對於非隔震振態，其分析方法可依一般反應譜分析法進行，其阻尼比假設為5%，亦即其阻尼調整係數值為1.0。

反應譜分析計算地震引致構材之彎矩、軸力及剪力，應依2.7節之規定考慮地震效應之組合。若分析所得之橋梁設計位移小於靜力分析之90%時，須調整至靜力分析所得的90%，其下部結構之水平設計地震力可依7.4節求得。

7.5.2 非線性歷時分析

進行非線性歷時分析時，輸入之地震歷時須依3.4.1節之規定。隔震元件之非線性分析模型需有可信之學理依據，其勁度、降伏機制及遲滯或黏滯行為等需能適切反映隔震元件之力學行為。非線性歷時分析進行檢核時，應同時考量縱向、橫向以及垂直向均為100%地震歷時效應之組合。

7.6 隔震元件之實體試驗與性能試驗

7.6.1 通則

在採用隔震裝置前，須藉實體試驗以確認隔震元件之地震行為是否與原設計相符。實體試驗至少須使用二個與原設計相同型式與尺寸的隔震元件於工程主辦單位認可之實驗室進行試驗，其結果經確認後始得進行製造生產。實體試驗所用的試體不得再使用於建造結構上。在試驗進行時，試體每個迴圈的力和位移皆應予以記錄。若某廠牌之隔震元件，其尺寸、設計參數與設計隔震元件相似，且曾於前五年內依本規範規定項目進行實體試驗，並有竣工實績或完工驗收證明文件，足資證明者，則不需進行實體試驗，但仍應依本規範規定進行性能試驗，且廠商所提供之性能試驗試體之型式、尺寸均應與設計隔震元件需求相符。

7.6.2 實體試驗

實體試驗可使用側向位移與垂直載重控制或側向剪應變與垂直壓應力控制，就不同隔震元件之特性進行試驗。實體試驗之項目可分為垂直載重試驗、常態載

重試驗、不同變形之特性試驗、性能穩定性試驗、隔震元件穩定度試驗等。

7.6.3 性能試驗

在進行安裝之前，各種隔震元件皆須進行性能試驗，以評定其力學特性是否與設計值相同或在容許誤差範圍內。性能試驗可使用側向位移與垂直載重控制或側向剪應變與垂直壓應力控制，就不同隔震元件之特性進行試驗。性能試驗之項目可分為垂直載重試驗、垂直載重及側向位移組合試驗，或壓應力試驗、壓應力及剪應變組合試驗等。

7.7 消能系統之設計

橋梁除使用隔震設計以外，亦可使用消能系統來降低地震反應。消能系統之分析應包括消能元件之特性及其平面與立面之配置，且應能反映振動頻率、環境及溫度等因素之影響。所有消能元件之力學特性須經試驗驗證與設計參數相符。

第八章 有關耐震其他規定

8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計

橋梁工址位於下列二種土層時，應進行穩定性評估，並據以折減其耐震設計用土壤參數值：

1. 依第 8.1.1 節所定義之極軟弱土層。
2. 依第 8.1.2 節所定義可能產生土壤液化之飽和砂土層。

8.1.1 極軟弱土層之判定

單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 (20kPa) 以下之黏土層或粉土層，即視為耐震設計上之極軟弱土層，不宜作為基礎承載層。

8.1.2 砂土層之液化潛能判定

在地震時可能產生液化現象之沖積飽和砂土層，其液化抵抗率 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能發生液化現象。

其中

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \quad (8-1)$$

R_S ：地震時工址土壤抵抗液化剪應力強度與有效覆土壓力之比值。

L_S ：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值。

8.1.3 土壤參數折減

1. 依第 8.1.1 節判定為極軟弱之土層者，其耐震設計用土壤參數須設定為零。
2. 依第 8.1.2 節判定可能液化之砂土層，其耐震設計用土壤參數應依表 8-1 折減之。

8.1.4 基礎耐震設計

1. 在地震地表水平加速度 $A = (0.4S_{H,S})g$ 下，若工址土壤可能產生液化，橋梁基

礎之設計應考慮土壤液化之影響，以降低後之基面及折減後之土壤參數檢核橋梁結構之安全性。

2. 極軟弱土層或發生液化土層之重量均應視為其下方土層之載重。
3. 耐震設計中如有土壤參數為零之土層存在時，應將基面設定於該土層下緣。
4. 耐震設計時應分別考慮土壤未液化、土壤液化及土壤液化可能引致流動化等之影響。
5. 計算梁端防落長度及梁端間隙時，應將土壤液化後產生流動化之影響計及在內。

8.2 地震土壓力

地震土壓力之分布應依照下列公式計算：

地震主動土壓力：

$$p_{Ea} = \gamma \cdot x \cdot K_{EA} - 2c\sqrt{K_{EA}} + q' \cdot K_{EA} \quad (8-2)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \theta_0 + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (8-3)$$

地震被動土壓力：

$$p_{Ep} = \gamma \cdot x \cdot K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} + q' \cdot K_{EP} \quad (8-4)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 + \theta)}{\cos\theta_0 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta_0 - \theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \alpha - \theta_0)}{\cos(\delta + \theta_0 - \theta)\cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \quad (8-5)$$

上列各式中，

p_{Ea} ：深度 x 處之地震時主動土壓力，(tf/m²)(kPa)

p_{Ep} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，(tf/m²)(kPa)

K_{EA} ：主動土壓力係數

K_{EP} ：被動土壓力係數

γ ：土壤單位重，(tf/m³)(kN/m³)

c ：土壤凝聚力，(tf/m²)(kPa)

q' : 地震時地表之加載, (tf/m²)(kPa)

ϕ : 土壤摩擦角, (deg)

α : 地表面與水平面之夾角, (deg)

θ : 擋土牆背面與垂直面之夾角, (deg)

δ : 擋土牆背面與填土間之摩擦角, (deg)

x : 土壓力 p_{Ea} 、 p_{Ep} 作用於牆面之深度, (m)

θ_0 : $\tan^{-1} k_h$, (deg)

k_h : 水平加速度係數

若 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ 時, $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$; k_h 可取 $0.2S_{II,S}$ 。如圖 8-1 所示, p_{Ea} 與 p_{Ep} 作用力方向與水平間之夾角為 $\theta + \delta$, 其中各夾角以逆時鐘方向為正值; N - N 面為與牆背面垂直之面。

8.3 地震動水壓

與水接觸之下部結構, 應考慮地震時之動水壓。

1. 單側臨水下部結構之動水壓

單側臨水下部結構之動水壓, 如圖 8-2 所示, 依下式計算:

$$P = \frac{7}{12} k_h \gamma_w b h^2 \quad (8-6)$$

式中,

P : 作用於結構物之全部動水壓, (tf)(kN)

k_h : 水平加速度係數, 取為 $0.4S_{II,S}$

γ_w : 水之單位重, (tf/m³)(kN/m³)

h : 水深, (m)

b : 與動水壓作用方向垂直之結構物寬度, (m)

全部動水壓合力作用點至地表面之距離 h_g (m) 為:

$$h_g = \frac{2}{5} h \quad (8-7)$$

2. 四周環水下部結構物之動水壓

四周環水下部結構如圖 8-3 所示, 其動水壓以下列各式計算:

(1) $\frac{b}{h} \leq 2$ 時

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \left(1 - \frac{b}{4h} \right) \quad (8-8a)$$

(2) $2 < \frac{b}{h} \leq 4$ 時

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \left(0.7 - \frac{b}{10h} \right) \quad (8-8b)$$

(3) $\frac{b}{h} > 4$ 時

$$P = \frac{9}{40} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \quad (8-8c)$$

t 與 A_0 之定義如下：

t : 動水壓作用方向結構物之厚度 · (m)

A_0 : 下部結構之斷面積 · (m²)

全部動水壓合力作用點至地表面之距離 h_g (m) 為：

$$h_g = \frac{3}{7} h \quad (8-9)$$

8.4 施工期間地震之考慮

橋梁設計應考慮施工中之耐震性能，必要時應設置適當之防護措施。

8.5 梁端防落長度與防落設施

為防止地震時產生落橋，梁端防落長度 L_N ，如圖 8-4 所示，應依本節之規定辦理。重要橋梁或大坡度橋梁，另應依以下之規定設置防止落橋措施：

1. 防止落橋裝置之降伏強度須大於支承靜載重反力 R_d 之 1.5 倍。
2. 防止落橋裝置不得影響在常態載重下之溫度變化、乾縮、潛變及載重引致之支承移動或旋轉功能。
3. 防止落橋裝置應留設可動距離並設置緩衝材以吸收衝擊力。
4. 防止落橋裝置不可妨礙支承維護管理或其他裝置之功能。

5. 相鄰主梁支承靜載重反力 R_d 之比值達 2.0 倍以上或相鄰主梁振動單元基本振動週期之比值達 1.5 倍以上時，應避免採用相鄰主梁互相連接型式之防止落橋裝置。

8.5.1 活動支承

梁端置於活動支承者，其防落長度 L_N 須符合下式之規定：

$$L_N \geq L_{N\min} \text{ 且 } L_N \geq u_R + u_G \quad (8-10)$$

其中

$$L_{N\min} = (50 + 0.25L + 1.0H) (1 + S^2 / 8000)$$

$$u_R = \sqrt{u_{R1}^2 + u_{R2}^2} \quad (8-11)$$

$$u_G = \varepsilon_G \times L_e \times S_{III,S} / S_{II,S}$$

式中

- L_N : 梁端防落長度，(cm)
- u_R : 等級 III 地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位，(cm)
- u_G : 地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位，(cm)
- $L_{N\min}$: 最小梁端防落長度，(cm)
- L : 跨徑，(m)
- H : 基面起算下部結構之高度，(m)。對橋台而言，採用鄰近橋墩之橋墩高度，但單跨橋時， $H=0$ ；對橋墩而言，採用該橋墩高；對懸臂式伸縮接頭言，取接頭前後鄰近橋墩之平均高度。
- S : 橋墩之斜角，為橋墩橫向支承的連線與垂直橋軸方向之夾角，(度)。
- u_{Ri} : 振動單元 i 之最大變位， $i=1, 2$ ，(cm)。
- ε_G : 地盤變位係數，其值隨地盤種類而異。第一類地盤時 $\varepsilon_G = 0.0025$ ；第二類地盤時 $\varepsilon_G = 0.00375$ ；第三類地盤時 $\varepsilon_G = 0.005$ ；臺北盆地時 $\varepsilon_G = 0.00625$ 。
- L_e : 影響梁端防落長度之下部結構間距，如圖 8-5 所示，(cm)。

8.5.2 固定支承

對梁端置於固定支承者，梁端防落長度 L_N 不得小於最小梁端防落長度 $L_{N\min}$ 。

8.6 梁端間隙

主梁與橋台間之梁端間隙 S_B ，如圖 7-1a 所示，須符合：

$$S_B \geq u_S + L_A \quad (8-12a)$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間之梁端間隙 S_B ，如圖 7-1b 所示，須符合：

$$S_B \geq c_\phi u_S + L_A \quad (8-12b)$$

其中：

S_B ：所需梁端間隙，(cm)

u_S ：等級 II 地震引致之主梁與橋台間相對位移，或同一橋墩上相鄰兩主梁位移之大值，(cm)

c_ϕ ：與相鄰兩振動單元的基本振動週期有關之調整係數，依表 7-2 決定。

L_A ：上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量，其值可取 1.5，(cm)

8.7 伸縮裝置之設計伸縮量

伸縮裝置之設計伸縮量 L_E ，除須符合部頒『公路橋梁設計規範』常態載重下之相關規定計算外，尚須依下式計算，兩者取其大值。

主梁與橋台間：

$$L_E \geq u_J + L_A \quad (8-13a)$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間：

$$L_E \geq c_\phi u_J + L_A \quad (8-13b)$$

其中，

L_E ：主梁與橋台間、同一橋墩相鄰兩主梁間伸縮裝置之設計伸縮量，(cm)

u_J ：等級 I 地震引致之主梁與橋台間相對位移，或同一橋墩上之相鄰兩主梁位移之大值，(cm)

L_A 、 c_ϕ ：同 8.6 節。

第一章 總則

C1.1 適用範圍

本規範僅適用於跨度 150 公尺以下之一般性新建橋梁。特殊性橋梁如吊橋、斜張橋及活動橋等，本規範並不適用，但規範中與橋型和跨度無關之規定，如等級 I 地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$ 、等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 、等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 、工址放大係數等，應可參考使用。本規範不適用於跨越活動斷層之橋梁設計。以現有的橋梁耐震技術仍難以確保跨越活動斷層橋梁之安全性，對於此類橋梁，仍宜採廣域之防災策略，如增加道路路網的通行餘裕度及建立迅速復舊之防災體制因應。

C1.2 耐震設計基本要求

耐震設計之基本原則為在等級 II 地震作用下，橋梁能維持其應有的性能，即在等級 II 地震作用下，允許橋梁產生可修復的損傷，因為在等級 II 地震時若仍限制橋梁須保持彈性，殊不經濟，因此容許橋梁在一些特定位置產生塑性變形，但限制其容許值，藉以消散地震能量，並降低橋梁所受之地震力，惟產生塑性變形的地方最好在可檢視之處或容易修補的地方，以方便震後之修復。其他額外考量為在等級 I 地震作用下，為避免常需修補之麻煩，所以要求橋梁保持在彈性限度內，使地震過後，橋梁結構沒有損壞，因此而有設計總橫力下限值之訂定；及在等級 III 地震作用下，為避免造成嚴重的人命、財產損失，則要求橋梁不得產生落橋或崩塌。

C1.3 振動單元

茲舉一例說明橋梁沿縱向與橫向振動單元的取法，縱向係指橋軸向；橫向係指垂直於橋軸向。如圖 C1-1 所示之橋梁為四柱三跨連續梁橋梁，在 A、B 位置上設置伸縮縫，橋梁繼續往左、右延伸。

就縱向而言，中間兩柱上為固定支承，兩邊柱上為活動支承。因活動支承不會傳遞地震力，故以縱向承受地震力而言，上部結構的梁與中間兩柱構成一振動

單元，兩邊柱另外視為兩個振動單元，兩邊柱應考慮活動支承產生的摩擦力，並將其視為地震力作分析設計。就橫向而言，四根柱頂均為固定支承，因此以橫向承受地震力而言，上部結構的梁與四根柱子形成一個振動單元，即將圖 C1-1 所示的橋體整個視為一振動單元。

曲橋時，縱向之定義一般為沿兩端支承連線之方向；斜橋時，可取行車方向為縱向或與橋台垂直方向為縱向，在分析時應同時考慮此兩種方式，而以分析所得之最大值作為設計之參考。

C1.4 基面

基面為耐震設計用地盤面之簡稱，係指地震輸入橋體的水平面，其上之橋體即為本規範所訂的振動單元。通常此基面訂在橋柱直接基礎下緣、樁基礎之基礎板下緣或沉箱上緣。事實上橋體結構在基面下尚有土壤或基礎(如基樁或沉箱)，因此要考慮其下土壤或土壤與基樁或沉箱的互制作用，得到基面的等值基礎勁度，納入基面以上的橋體一起作分析。

若於地震時土層產生液化，則會喪失其傳遞地震波至橋體的能力及支承的能力，此時應視該土層不存在，而將基面降低至液化土層的下方。當然屆時有一部分基礎構造(如基樁)，會變為振動單元的一部分，而此時的等值基礎勁度必須根據降低後基面以下的構造特性去分析。

橋梁因沖刷或淤積，其基面會改變，設計時最好對基面可能的位置均檢核其安全性。關於沖刷影響之考量，在設計地震時，除須考慮河床長期的沖刷外，局部沖刷部份，不必考慮最大洪水位之沖刷，但須考慮常水位之沖刷及最大洪水位沖刷後之回淤。因沖刷與地震機率不同，原不應將其最大值相疊加。在台灣結構物受外力綜合影響之風險以及其因子未能確立前，暫以局部沖刷值之一半考慮地震之影響。

C1.5 耐震分析方法

以規則橋梁而言，按第二章靜力分析方法求得之設計總橫力與地震力之分布已頗為準確。但對不規則性橋梁而言，其動力特性較為複雜，所以應根據動力分析結果方可求得較準確之地震力與地震力之分布，故規定不規則性橋梁除靜力分

析方法外，應另用較精確的動力分析法作分析。

C1.6 韌性設計

橋梁結構若設計成在等級 II 地震發生時，其行為仍保持彈性反應，殊不經濟，故本規範容許在等級 II 地震發生時，橋梁產生塑鉸，並具有良好的韌性，控制橋梁引致的地震力不增加，同時有較大的變形能力而不崩塌。上述橋梁的韌性行為須藉構材細部韌性設計來達成。因本規範制定設計地震力時，已考慮橋梁具有韌性，而將設計地震力加以折減，因此構材之設計應符合韌性設計要求，否則橋梁的耐震能力會偏低，在很小的地震地表加速度下就可能產生破壞。

如因細部韌性設計不易施工，而擬採用較不具韌性的細部設計時，則必須進行韌性容量之分析，即依實際韌性容量換算容許韌性比，以求得較大的設計地震力作分析設計。

C1.7 隔震與消能設計

本規範所涵蓋之隔震系統包含垂直作用力承載系統、低水平勁度系統與阻尼消能系統。此系統於地震力作用時可提供適當的水平柔性以延長結構週期，降低水平地震力；阻尼器或消能系統可以提供適當的阻尼以控制橋梁因週期延長所可能導致的位移增加；此外亦須提供最起碼勁度，以控制橋梁在煞車力與風力等水平力作用下產生之位移。隔震系統之隔震概念與傳統耐震設計有所不同，故其分析與設計方法須依循第七章之相關規定。

第二章 靜力分析方法

C2.1 通則

形狀規則之橋梁，適用本章所提之靜力分析方法來決定設計總橫力，並以靜力法進行結構分析。對 1.5 節所提須採用動力分析之橋梁，則應依第三章之規定進行動力分析。

C2.2 工址之地盤分類

在許多地震事件中皆可觀察到所謂地盤場址效應，亦即地表運動特性深受各個工址局部土壤狀況之影響，且不同之搖晃程度將改變地盤週期，進而改變短週期結構與長週期結構之譜加速度放大倍率。Idriss 利用 1985 年墨西哥地震及 1989 年美國 Loma Prieta 地震之資料，統計得出當岩盤之最大加速度在 0.05g 至 0.10g 之間且其上有軟弱黏土層時，最大地表加速度會有 1.5 至 4.0 倍之放大效果；但當岩盤之最大加速度逐漸增加至 0.4g 時，最大地表加速度之平均放大倍率會從 2.5 至 3.0 倍下降至 1.0 倍，而此種效應直接與土壤之非線性應力-應變行為有關。同時，長週期段之譜加速度放大倍率會比短週期段來得大。因此，美國 IBC2000[C2.1]採用 F_a 與 F_v 兩參數決定加速度反應譜之譜加速度放大效應，並考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與工址堅實地盤水平譜加速度係數，分別訂定反應譜等加速度段與等速度段之工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 。利用 1989 年 Loma Prieta 之地震資料，可統計出工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 之值與工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 之經驗式為：

$$F_a = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}} \right)^{m_a} ; m_a = \begin{cases} 0.35 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g \\ 0.25 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.2g \\ 0.10 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.3g \\ 0.05 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.4g \end{cases}$$

$$F_v = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}} \right)^{m_v} ; m_v = \begin{cases} 0.65 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g \\ 0.60 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.2g \\ 0.53 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.3g \\ 0.45 & ; \text{岩盤輸入加速度 } 0.4g \end{cases}$$

其中， V_{SI} 為岩盤之剪力波速，而參數 m_a 與 m_v 則會隨著岩盤輸入加速度值之增加而遞減。

本規範係參照美國 IBC2000[C2.1]，藉由工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速 V_{S30} 作為決定工址地盤放大係數之地盤分類指標；並除臺北盆地外，將台灣地區之地盤分為三類。事實上，在許多場址都無法提供實際量測之土壤剪力波速值，故本規範參照日本道路橋示方書之波速換算公式，規定土壤剪力波波速除了可使用實際量測值外，亦可利用 q_u 及 N 值換算而得。由於 1997 年版之規範係以 $N=25$ (黏性土層) 或 $N=50$ (砂質土層) 當做基盤面，而藉由經驗公式換算所得之土壤剪力波速約為 $V_S = 290$ m/s；故考慮規範之延續性，並以 $V_{S30} = 270$ m/s 作為第一類地盤與第二類地盤之分界。

理論上，可將土壤假設為軟弱土層覆蓋於岩盤之上的層狀模型，並配合理想化之一維彈性剪力波傳行為來解釋小震幅震波之土壤放大效應；其分析結果顯示，土壤自然頻率乃至於震波放大倍率，皆與土壤之阻尼比及表土層對岩層之阻抗比有關，且長週期段之譜加速度放大倍率會比短週期段來得大。利用台灣之現地鑽探資料配合一維彈性剪力波傳理論，可在小震幅震波之輸入條件下求得反應譜等速度段之工址放大係數 F_v ， F_v 值與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係如圖 C2-1 所示。同時，參照美國之經驗公式並配合台灣之地盤分類標準，可將小震幅震波輸入下之 F_a 與 F_v 經驗式修正為：

$$F_a = \left(\frac{270}{V_{S30}} \right)^{0.35} ; F_v = \left(\frac{270}{V_{S30}} \right)^{0.65} \quad \text{岩盤輸入加速度 } 0.1g$$

由圖 C2-1 得知，一維剪力波傳分析結果與上述經驗公式相符。惟因一維彈性剪力波傳分析過於理想化，並考慮輸入震波與現地量測之變異性，故規範將第二類地盤與第三類地盤之分界定為 $V_{S30}=180$ m/s，並定義在小震幅震波之輸入條件下，第二類地盤與第三類地盤之工址放大係數 F_v 值分別為 $F_v=1.5$ 與 $F_v=1.8$ 。另一方面，參照前述美國經驗公式中之 m_a 與 m_v 值，可在考量土壤非線性放大效應之條

件下，配合台灣地盤分類標準與小震幅震波之工址放大係數值，依比例修正得不同工址譜加速度係數所對應之工址放大係數，修正後之反應譜等加速度段與等速度段之工址放大係數 F_a 與 F_v 值，分別如表 2-3(a)與 2-3(b)所示。

C2.3 設計總橫力

1. 基本說明

等級 II 地震係考慮 50 年 10% 超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 475 年。等級 III 地震係考慮 50 年 2% 超越機率之均布危害度分析而訂定，其對應地震回歸期為 2500 年。等級 I 地震係指地震發生頻率頗高，但地震地表加速度不大之地震。

圖 C2-2 所示為橋梁承受地震側向力與其所產生的側向位移關係，在外力不大時係線性，其後會變為非線性，最後橋梁在承受 P_u 的側力，側位移達 Δ_u 時，因韌性被用盡而崩塌。此非線性的關係可以彈塑性關係來理想化，亦即彈性一直維持到 P_u ，其後變為完全塑性，韌性容量為 Δ_u/Δ_y 。

一般橋梁設計不論採用工作應力法或極限設計法，在設計地震力 P_d 作用下結構尚未開始降伏。當地震力增為 α_y 倍達 P_y 後，第一個構材斷面才開始降伏，即 $\alpha_y = P_y/P_d$ 。由於橋柱之塑性彎矩與降伏彎矩之比隨斷面幾何形狀而異，大概在 1.2 附近，因此外力須調升至 $1.2 P_y$ ，即 P_u 後，結構才達能承受的最大側力。

由於橋梁具有韌性，在設計地震作用下，若仍保持彈性殊不經濟，故在設計地震時容許橋梁進入非彈性變形，可將彈性設計地震力予以降低，而其降低幅度，端視韌性好壞而定。韌性好的橋梁，結構系統地震力折減係數 F_u 值較大。

2. 工址堅實地盤短週期與一秒週期水平譜加速度係數

傳統之設計地震水準是以 PGA 值之大小來區分，但計算地震力時要乘以正規化加速度反應譜係數，而正規化加速度反應譜係數本身還有其不確定性，因此算出的地震力對應的回歸期會高於 475 年，不甚合理。為使地震力回歸期準確，乃直接利用譜加速度的衰減公式，獲致特定回歸期之設計反應譜。本規範對每一個工址分別給定 0.3 秒週期之反應譜值當作堅實地盤短週期結構物地震反應之標準，以及 1.0 秒週期之反應譜值當作中、長週期結構物地震反應之標準，並提供

設計者所需的工址堅實地盤短週期與一秒週期之設計地震水平譜加速度係數。此兩個週期(0.3 秒與 1.0 秒)的回歸期均相同，表示對此不同週期之結構物而言，其地震風險為一致[C2.2,C2.3]。

台灣地區工址堅實地盤之等級 II 地震水平譜加速度係數係根據 50 年 10% 超越機率的均布危害度分析求得。均布危害度分析須考慮工址周圍約 200 公里以內過去發生地震之規模、震央及震源深度等，並利用結構短週期與一秒週期水平譜加速度隨距離、地震規模變化之衰減律，及其他地體構造等資料，經複雜的或然率理論分析而得。由於要能較精細的將近斷層影響區域劃分出來，必須進行工址微分化後再依實用性進行調整，故本規範之工址係直接以鄉、鎮、市、區等行政區域為工址劃分單位。圖 C2-3 至圖 C2-4 分別表示台灣工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數分布狀況，可依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置由表 2-4 查出該係數值。對於臺北盆地地區，可依本節第 6 項之說明辦理。

台灣地區工址堅實地盤之等級 III 地震水平譜加速度係數係根據 50 年 2% 超越機率的均布危害度分析求得。圖 C2-5 至圖 C2-6 分別表示台灣工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數分布狀況，可依工址所屬之鄉、鎮、市、區位置由表 2-4 查出該係數值。對於臺北盆地地區，可依本節第 6 點之說明辦理。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數約可取為回歸期 475 年地震之 $1/3 \sim 1/4$ ，因此本規範直接將其值取為等級 II 地震(回歸期約為 475 年地震)之 $1/3.25$ 。

等級 III 地震下，允許結構物使用之韌性可以達到其韌性容量，在此情況下橋梁尚不致崩塌，設計也可較經濟。

為避免橋梁在地震不太大時即產生若干損壞與構材需常修復的可能性，構材在等級 I 地震以未達降伏為原則。此外，等級 I 地震認定由遠域地震造成之可能性較大，故不考慮斷層近域效應。

3. 活動斷層近域之工址堅實地盤短週期與一秒週期水平譜加速度係數

針對活動斷層近域而言，工址所屬堅實地盤之短週期與一秒週期水平譜加速度係數深受該斷層之特性以及工址與斷層間之水平距離的影響，若僅以鄉、鎮、市、區等行政區域形心位置之均布危害度分析結果代表該行政區域所有工址的工

址水平譜加速度係數，將低估部分工址之工址水平譜加速度係數，致使設計地震力不足以抵抗該斷層引發之地震。因此，必須藉由特徵地震之規模密度函數配合傳統均布危害度進行斷層近域地震之危害度分析，以定義斷層近域調整因子 N_A 與 N_V ，進而修正斷層近域工址堅實地盤之水平譜加速度係數，使活動斷層近域橋梁之設計地震力趨於合理。

斷層近域調整因子 N_A 與 N_V 為工址與斷層間之水平距離 r 的函數。表 2-7 中訂定之 N_A 與 N_V 值均不小於 1，表示若依據斷層近域衰減公式計算而得之水平譜加速度小於工址堅實地盤水平譜加速度係數時，設計地震力仍應由均布危害度分析結果所支配。由於考慮工址與斷層間之水平距離 r 不易求得，因此表 2-7 採整個鄰近活動斷層的某個鄉、鎮、市、區均使用同一平均化的 N_A 值與 N_V 值，而不與 r 有關。

臺灣地區活動斷層之公告權責單位為經濟部中央地質調查所，該所累積近年之調查研究成果於 2012 年重新公告第一類活動斷層分布圖，包括新城斷層、獅潭斷層、三義斷層、大甲斷層、鐵砧山斷層、屯子腳斷層、彰化斷層、車籠埔斷層、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、六甲斷層、觸口斷層、新化斷層、旗山斷層與米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等（如表 C2-1）。鄰近第一類活斷層之鄉鎮市區其地震潛勢因而提高，故表 2-4 之行政區列有鄰近斷層者，須考慮斷層近域效應。

近斷層調整因子 N_A 與 N_V 之值為近斷層地震之實際需求除以 $S_S^{II} = 0.8$ 、 $S_I^{II} = 0.45$ （或 $S_S^{III} = 1.0$ 與 $S_I^{III} = 0.55$ ）計算所得，故考量近斷層地震之實際需求時，應以 $S_S^{II} = 0.8N_A$ 、 $S_I^{II} = 0.45N_V$ （或 $S_S^{III} = 1.0N_A$ 與 $S_I^{III} = 0.55N_V$ ）計算之。

某鄉、鎮、市、區如臨近兩個或兩個以上的斷層，其 N_A 與 N_V 值應採用其中較大之值。

4. 反應譜工址地盤放大係數

不同之地盤軟硬程度與地震大小，將改變地盤週期，進而改變短週期與長週期結構之譜加速度放大倍率。因此，必須考量土壤非線性放大效應，依據地盤種類與工址堅實地盤水平譜加速度係數，訂定工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 。當計算工址短週期與一秒週期水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ （或 $S_{I,S}$ 、 $S_{III,S}$ ）與 $S_{II,1}$ （或 $S_{I,1}$ 、 $S_{III,1}$ ）時，工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 必須依據工址堅實地盤短週期與一秒週期水平譜

加速度係數 S_S^{II} (或 S_S^I 、 S_S^{III}) 與 S_1^{II} (或 S_1^I 、 S_1^{III}) 決定。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數 S_S^I 與 S_1^I 分別代表所屬工址在第一類 (堅實) 地盤下受等級 I 地震作用時, 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。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_1^{II} 分別代表所屬工址在第一類 (堅實) 地盤下受等級 II 地震作用時, 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。

工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_1^{III} 分別代表所屬工址在第一類 (堅實) 地盤下受等級 III 地震作用時, 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。

我國之地震微分區之工址係以鄉、鎮、市、區等行政區為單位劃分, 各微分區內之工址堅實地盤等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_1^{II} 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; 工址堅實地盤等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_1^{III} 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。

除臺北盆地外, 工址地盤放大係數 F_a 與 F_v 如表 2-3 所示; 工址堅實地盤等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_1^{II} , 以及工址堅實地盤等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_1^{III} , 如表 2-4 所示。工址堅實地盤等級 I 地震水平譜加速度係數 S_S^I 與 S_1^I 則直接分別取為 $S_S^{II}/3.25$ 與 $S_1^{II}/3.25$ 。

台灣地區之地盤, 依其堅實或軟弱程度分為三類。此外, 臺北盆地因性質特殊, 不必區分其地盤種類。

對於表 2-4 所述斷層近域之鄉、鎮、市、區, S_S^{II} 、 S_1^{II} 、 S_S^{III} 與 S_1^{III} 要先乘以 N_A 、 N_V 後再求 F_a 與 F_v 。

5. 一般工址與活動斷層近域之水平譜加速度係數

工址等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 代表橋梁在等級 II 地震作用下所引致的工址絕對水平譜加速度係數, 其為民國 88 年版規範中工址水平加速度係數 Z 與工址正規化水平加速度反應譜係數 C 之乘積; 對於若有需要依工址水平加速度係數 Z 進行其他本規範未規定之相關耐震設計或耐震評估時, 即可取工址地表之水平加速度係數 $Z=0.4 S_{II,S}$ 進行分析。

以等級 II 地震為例，(2-13)式訂定工址之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 。此反應譜係數在短週期部份為一常數，等於工址短週期等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ ；當週期超過 T_0^{II} 後，則隨 $1/T$ 的衰減趨勢遞減，其中 T 為橋梁的基本振動週期(sec)，而短週期與中週期的分界 T_0^{II} 須依據式(2-14c)式計算；在較短週期 ($T \leq 0.2T_0^{II}$) 的範圍內，工址之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 與結構週期呈線性變化關係。等級 I 地震和等級 III 地震之工址水平譜加速度係計算方式和等級 II 地震同。

6. 臺北盆地區域之水平譜加速度係數

(2-5)式、(2-13)式和(2-20)式分別訂定工址之等級 I 地震、等級 II 地震和等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$ 、 $S_{a,II}$ 和 $S_{a,III}$ ，臺北盆地區域因盆地效應性質特殊，故另訂其譜加速度係數。一般而言，設計反應譜之形狀大致可區分為等加速度段(短週期)與等速度段(中、長週期)。等加速度段指的是設計反應譜之平台部分，此部份為加速度敏感區，深受近震源之影響，而等速度段之形狀，則易受遠震源之影響。對臺北盆地而言，更與盆地共振效應之顯著週期息息相關。以等級 II 地震為例，臺北盆地區域之工址等級 II 地震水平譜加速度係數，在短週期部份為常數，等於工址短週期設計水平譜加速度係數 $S_{II,S}$ ；對中、長週期部分，當結構週期超過 T_0^{II} 秒後採 $1/T$ 的衰減趨勢遞減。

本規範係依臺灣地區地震危害度分析所得最新之研究成果，並參考活動斷層位置與過去大地震發生之記錄，加以合理討論後決定地震微分區工址之劃分。針對臺北盆地設計地震微分區之劃分，參考國家地震工程研究中心『規範委員會』審議委員建議，由原先 4 區調整為 3 區。

7. 用途係數

工址設計地震水平譜加速度係數因橋梁的重要性不同，應乘以不同之用途係數 I ，如表 2-1 所示，使重要橋梁之設計地震力加大，提高其安全性及功能性。

公路橋梁之用途係數應依公路之種類、交通狀況、經濟性等因素決定，其重要程度之考慮因素，主要有下列數項：

1. 地震後之救災、復舊工作對該橋梁之依賴程度。
2. 橋梁受損後對其他結構物或其他設施所造成之影響程度。
3. 橋梁機能喪失後，有無可替代其機能之構造物或設施。

4. 橋梁修復所需之時間與費用。

高速公路橋梁在地震中損壞，造成之損失必相當大，因此用途係數採用 1.2。其他一般公路橋梁，若跨越重要設施，其損壞會連帶破壞此些設施者， I 亦取 1.2。此外，如某路線係某城鎮之主要聯外公路，地震後仍須維持其機能者，則其橋梁之設計 I 亦取 1.2。其他一般性公路橋梁， I 取 1.0 即可。

8. 起始降伏地震力放大倍數

圖 C2-2 所示為結構物受地震側力作用下，力與位移的非線性曲線。由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法都隱含有安全係數，因此在設計地震力 P_d 作用下，結構物距第一個斷面降伏所對應的地震力 P_y 還有一段距離，其比值 $\alpha_y = P_y / P_d$ 稱為起始降伏地震力放大倍數，各類構材設計方法之 α_y 值如表 2-2 所示。然如設計者依國際慣用並經業主同意之設計有關規範之載重組合及相關規定進行設計，可依所採用之規範分析 α_y 值，不須依照本節之規定。

9. 結構系統韌性容量

設計地震作用時若橋梁仍設計保持彈性殊不經濟，故容許橋梁進入非彈性變形，則可適度降低彈性設計地震力，而其降低幅度端視構材韌性好壞而定。橋梁承受側力與其所產生的側位移，當第一個斷面（此斷面通常為橋柱底之斷面）降伏後，其塑性彎矩與降伏彎矩的比值隨斷面形狀而異，但不論鋼橋柱或 RC 橋柱，取 1.2 皆為合理且保守之值，故本規範取 1.2 為 P_u 與 P_y 之比值。隨外力繼續增加至 P_u ，而結構物達其極限位移 Δ_u ，屆時結構才會完全崩塌。若將圖 C2-2 結構物的非線性關係以彈塑性關係表示，即外力在 P_u 以下為線性，其後為完全塑性，則結構物的韌性容量 R 為 Δ_u / Δ_y ；在民國 88 年版規範中所定義之結構系統特性係數 R^* 代表之意義為 Δ_u / Δ_y^* ，其與韌性容量 R 之間的關係為 $R = R^* / 1.2$ ，由於兩者之關係不隨橋梁型態與下部結構之類別而異，故直接規定韌性容量 R 取代 R^* 以簡化計算。

韌性容量 R 隨橋梁型態與下部結構之類別而異：

(1) 空心橋墩橋之結構韌性容量

不論圓形或矩形空心橋墩橋，若其圍束箍筋配置方式及用量合乎韌性之規定，則使用此種空心橋墩之單柱橋墩，其結構系統韌性容量 R 可用 4.0；多柱構架式空心橋墩之結構系統韌性容量 R 可用 4.2。單柱式橋墩因相關試驗數據

較多，經由試驗結果驗證可將統韌性容量 R 提高為 4.0(原 $R=3.0$)，然對於構架式橋墩而言，相關試驗數據較少，故仍採原 R 值($R=4.2$)。

(2) π 型構架橋之結構系統韌性容量

π 型構架橋之柱底支承若為鉸接，柱頂與主梁剛接，則其行車向之結構系統韌性容量 R 可比照單柱橋墩，訂為 4.0；若柱底為固接， R 可訂為 5.0。

(3) 多跨剛接連續梁橋之結構系統韌性容量

多跨剛接連續梁橋之各柱，若其柱頂與柱底均照規定配置圍束箍筋，則其行車向之結構系統韌性容量 R 可比照多柱構架式橋墩訂為 5.0。

(4) 拱橋之結構系統韌性容量

拱橋不論固接或鉸接，其行車向之結構系統韌性容量 R 可取為 4.0。至於橫向，因係屬壁式橋墩， R 值為 2.5。

10. 結構系統地震力折減係數

具有韌性容量 R 的橋梁，從開始降伏到韌性用盡，地表加速度可以增加的倍數與橋梁的週期及其所適用的反應譜有關。一般而言，週期長的橋梁彈性系統與彈塑性系統最大動力位移反應約相等，即等位移原理，如圖 C2-7 所示。因此彈塑性系統降伏後，尚能承受 R 倍的地表加速度才會將韌性容量用盡而崩塌，取 $F_u=R$ ；但對週期短的橋梁而言，彈性系統與彈塑性系統吸收的能量約略相等，即等能量原理，如圖 C2-8 所示。因此結構物降伏後，只能再承受 $\sqrt{2R-1}$ 倍的地表加速度就會將韌性容量用盡而崩塌，取 $F_u=\sqrt{2R-1}$ 。意即短週期橋梁之韌性不像長週期橋梁那麼有效[C2.4]。

長週期結構物的定義與反應譜形狀有關，以等級 II 地震為例，反應譜最大值開始遞減的臨界週期點 T_0^{II} ，比此週期長的結構物可視為長週期結構物。能量相等適用的週期範圍，依 Newmark-Hall 非彈性加速度反應譜製作的程序[C2.4] 來看，與韌性比 R ，阻尼比 ξ 有關。茲為簡化計，取 $0.2T_0^{II}$ 至 T_0^{II} 間分為兩個等長的週期段，較短週期的一段，適用能量相等法則，較長週期的另一段則用內插來銜接。事實上，對週期為零之剛性結構而言，韌性或非韌性對耐震能力而言並無任何差異，故可令 $F_{u,II}$ 值為 1.0，因此 0 秒與 $0.2T_0^{II}$ 間須再做為一次內插，如圖 C2-9 所示。

對長週期結構而言， $P-\Delta$ 效應較顯著，在橋梁未降伏前，此效應會增加橋

柱的彎矩，在橋柱降伏後，此效應也會使韌性對耐震的效用變低，所以在計算等級 II 地震力時，長週期段之工址設計水平譜加速度係數不得低於 $0.4S_{II,S}$ ，以避免長週期橋梁的設計地震力過低；對短週期結構而言，因為其與土壤互制後阻尼比較高，地震力需求會降低，所以根據 $S_{a,II} / F_{u,II}$ 值之不同，取阻尼比為 5%~15% 左右，再依據表 3-1 中之短週期結構阻尼修正係數，計算其折減後之 $S_{a,II} / F_{u,II}$ 值，並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II} / F_{u,II}$ 設其上限。對於地震力之折減方式，除採(2-11)式之規定外，設計時亦可依(C3-1)式實際計算結構與土壤互制後結構第一振態的複合振態阻尼比，並依此阻尼比配合表 3-1 中所列之阻尼比修正係數直接進行地震力折減。

11. 橋梁結構模擬與週期計算

有關結構之模擬，分(1)幾何形狀；(2)質量分布；(3)構材斷面性質；及(4)土壤與基礎結構互制模擬等四部份說明如下：

(1) 幾何形狀之模擬

上部結構節點之選擇，除每跨度兩端點外，最好再加上四分點為節點。鉸支承與活動支承應妥為模擬。若分析單元鄰接別的分析單元時，其共用的邊界柱亦應模擬進去。

橋柱或橋墩之模擬，一般而言，橋柱之高度若小於其旁跨度之 1/3 且勁度頗高者，可不必加中間節點，但為保守計，將柱之重量全集中在柱頂。

對較高且柔性之橋柱，則在三分點處增設節點。橋柱之頂端常需以剛性元素模擬，以便將梁中心線抬高至上部結構重心高度。

(2) 質量分布之模擬

質量分布會影響地震力之分布，因此應力求較正確之模擬。上部結構、帽梁、橋柱、基礎、橋台之質量均應考慮，亦應包括橋面重量、附屬設備等重量。一般而言，若分析單元鄰接別的分析單元時，其共同邊界柱頂之質量應模擬鄰跨上部結構半跨的質量集中於柱頂。

(3) 構材斷面性質之模擬

構材斷面性質的大小，會明顯影響週期，因而影響設計水平地震力，亦會影響變形，因而會影響地震力分布。

正確模擬上部結構面內撓曲剛度與扭轉剛度甚為重要，尤其對連續梁之橫向

分析為甚，因為剛度會影響上部結構所受地震力的大小與分布。對較剛性的上部結構，譬如箱形斷面，則可用整個斷面的全部深度依梁理論來計算面內撓曲剛度，對較柔性的上部結構，如多 T 形斷面，則面內撓曲剛度可能遠小於如上所計算者。

對鋼筋混凝土橋柱斷面而言，使用開裂斷面性質或未開裂斷面性質應加以決定，假設斷面已開裂，則柱將較具柔性，而橋梁的週期變長，引致的地震力變小。然而，由於柔性增加，即使在較小地震力作用下，位移可能較大。當有疑慮時，結構分析可分兩次來進行，一次假設斷面開裂，另一次假設未開裂，再就應力與位移取大者來考慮。對於上部結構為鋼筋混凝土或預力混凝土構造者，有效剛度亦可依同樣之方式來計算，但對預力混凝土構造者須再考慮預力對有效剛度之影響；但若開裂斷面之計算困難，如上部結構之扭轉剛度，則可以直接採用未開裂斷面之剛度來使用。

(4) 土壤與基礎結構互制之模擬

橋梁之基礎若採用基樁與沉箱，建立橋梁分析模式時不可將橋柱在樁頂上視為固定端來處理，其下之基樁受橋柱傳下之水平力與軸力作用，使其旁的土壤產生反作用力，可視為一組土壤彈簧系統，包括水平彈簧、模擬樁壁與土壤摩擦力之垂直彈簧與樁底的垂直彈簧，如圖 C2-10 及圖 C2-11 所示。以單樁而言，可根據勁度的定義，求得等值樁頭勁度矩陣，再將此矩陣加到上面橋梁的整體勁度矩陣進行結構分析。

分析上述等值樁頭勁度矩陣時，須定義土壤彈簧的勁度。土壤彈簧的勁度可依解說第四章之規定辦理。

本節所建議橋梁週期計算公式之推導如下所述。以橋梁橫向運動為例，假設橫向施加载重 $w(x)$ 時產生之橫向變位 $u(x)$ 與橫向振動的第一振態形狀相似，則橋梁地震時之變位 $u(x,t)$ 可表示如下：

$$u(x,t) = u(x)u(t) \quad (\text{C2-1})$$

此處 $u(t)$ 為廣義座標，第一振態形狀可能與 $u(x)$ 略有不同，但 $u(x)$ 已符合其應滿足之邊界條件。

假設外力 $w(x)$ 徐徐加上，則外力所做的功 W_E 亦為結構體存有的應變能 U ，

可依下式計算：

$$W_E = \frac{1}{2} \int_0^L w(x)u(x)dx = \frac{\beta}{2} \quad (C2-2)$$

其中

$$\beta = \int_0^L w(x)u(x)dx \quad (C2-3)$$

假設外力 $w(x)$ 突然釋去，且不計阻尼效應，則橋體以此第一振態做簡諧自由振動，圓周頻率為 ω 當橋梁振動至平衡位置時，全部的應變能化為動能，此時動能以下式表示：

$$T_{\max} = \frac{\omega^2}{2g} \int_0^L w(x)u^2(x)dx = \frac{\omega^2 \zeta}{2g} \quad (C2-4)$$

其中

$$\zeta = \int_0^L w(x)u^2(x)dx \quad (C2-5)$$

令 $W_E = T_{\max}$ ，則

$$\frac{\beta}{2} = \frac{\omega^2 \zeta}{2g} \quad (C2-6)$$

故橋梁橫向第一振態週期 T 為：

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\zeta}{\beta g}} = 2.01\sqrt{\eta} \quad (C2-7)$$

其中 $\eta = \frac{\zeta}{\beta}$ ， $u(x)$ 單位為 m 。

在實際計算時，上述積分式之積分結果可以節點變數值相乘相加而得，以 (C2-8) 式為例

$$\eta = \frac{\sum w_i u_i^2}{\sum w_i u_i} \quad (C2-8)$$

其中 w_i 、 u_i 分別為節點 i 的重量與變位。

C2.4 設計總橫力之分布

振動單元的基面若設於基礎板下緣，則計算設計總橫力 V 所採用的 W 值不必包括基礎板，以免做地震力分布計算時，造成上部設計地震力不正確的增大。事實上，如只想考慮到橋柱柱底為止的內力時，基礎板的重量不會參與到第一振態的振動。如欲檢核基樁的承載力及以強度設計法配置基樁主筋時，則除了考慮柱底產生塑鉸後傳下的作用力外，另應考慮 $(0.4S_{H,S}W_F - R_S)$ 之作用力，其中 W_F 為基礎板重量， R_S 為基礎板周遭土壤所提供之反力，其計算可採用設計水平地盤反力係數乘以基礎板之水平位移量及側向面積的方式或其他合理方法，但其值不宜大於被動土壓承載力的 $2/3$ 。

C2.5 活動支承傳遞之地震力

活動支承在結構分析時並不會傳遞任何地震力，但事實上由於活動支承有摩擦力，因此仍會傳遞些許地震力，傳遞之地震力最大為支承之靜載重反力乘以活動支承之摩擦係數，但其值不必超過將該支承視為鉸支所分配到的地震力。以簡支梁架設於橋台與橋墩間為例，見圖 C2-12，其沿橋軸方向水平地震力依下述計算：

1. 設計橋台時，來自上部結構之水平地震力

(1) 支承 A_L 為固定， A_R 為活動時

$$H_A = H_{Ah} \quad (C2-9)$$

其中 H_{Ah} 為視支承 A_L 為鉸支時，結構分析所得之水平軸向反力。

(2) 支承 A_L 為活動， A_R 為鉸支時

$$H_A = f_{AL} \cdot R_{AL} \quad (C2-10)$$

其中 f_{AL} 為支承 A_L 為活動時之摩擦係數， R_{AL} 為靜載重作用下支承 A_L 之反力。但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \leq H_{AL} \quad (C2-11)$$

其中 H_{AL} 為視支承 A_L 與 A_R 均為鉸支時，結構分析所得支承 A_L 之水平軸向反力。

2. 設計橋墩時，來自上部結構之水平載重

- (1) 支承 A_R ，支承 B_L 均為鉸支時

$$H_p = H_{ph} \quad (C2-12)$$

其中 H_{ph} 為支承 A_R 、 B_L 均為鉸支時，結構分析所得水平軸向反力之和。

- (2) 支承 A_R 鉸支，支承 A_L 為活動，支承 B_L 為活動時

$$H_p = H_{pA} \quad (C2-13)$$

或

$$H_p = H_{pA} - f_{AL} \cdot R_{AL} + f_{BL} \cdot R_{BL} \quad (C2-14)$$

兩式中取其大值，但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \leq H_{AL} \quad (C2-15)$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \leq H_{BL} \quad (C2-16)$$

其中 H_{pA} 為支承 A_R 鉸支， A_L 活動，結構分析所得支承 A_R 之水平軸向反力。

f_{BL} 為支承 B_L 為活動時之摩擦係數， R_{BL} 為靜載重作用下支承 B_L 的反力。

H_{AL} 為 A_R 、 A_L 均為鉸支時，支承 A_L 之水平軸向反力， H_{BL} 為支承 B_R 、 B_L 均為鉸支時，支承 B_L 之水平軸向反力。

- (3) 支承 A_R ，支承 B_L ，均為活動時

$$H_p = f_{AR} \cdot R_{AR} + f_{BL} \cdot R_{BL} \quad (C2-17)$$

但

$$f_{AR} \cdot R_{AR} \leq H_{AR} \quad (C2-18)$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \leq H_{BL} \quad (C2-19)$$

其中 f_{AR} 、 f_{BL} 為支承 A_R 、 B_L 為活動時之摩擦係數， R_{AR} 、 R_{BL} 為支承 A_R 、

B_L 在靜載重作用下之反力。 H_{AR} 為支承 A_R 、 A_L 均為鉸支時，支承 A_R 之

水平軸向反力； H_{BL} 為支承 B_L 、 B_R 均為鉸支時，支承 B_L 之水平軸向反力。

C2.6 垂直地震力

為提升橋梁抵抗垂直向地震之能力，垂直地震力應做適當之考量。上部結構若採預力構材，應考慮垂直地震力對上部結構之影響。水平懸臂構材與水平預力

構材等尤其應就垂直地震效應做適當的考慮。

C2.7 地震效應之組合

任何一組地震記錄均同時有三個主軸方向的震動，即使在某主軸震動明顯大於其他主軸時，其他主軸方向仍有震動，因此結構物也同時會有各主軸地震輸入產生的振動。此外，地震何方向震動會較大，實具有高度的不確定性，謹參照 AASHTO 等規範之組合方式研擬其組合效應。

茲舉例說明雙向地震與垂直地震組合之意義。假設某橋柱、橋墩或橋台的兩個主軸方向為 z 軸及 y 軸，垂直向為 x 軸。在橫向設計地震力作用下，上述構材引致之剪力、彎矩及軸力分別以 V_z^T ， V_y^T ， M_z^T ， M_y^T 及 P^T 表示；縱向設計地震力作用下所引致者分別以 V_z^L ， V_y^L ， M_z^L ， M_y^L 及 P^L 表示；垂直向設計地震力作用下所引致者分別以 V_z^V ， V_y^V ， M_z^V ， M_y^V 及 P^V 表示，則構材設計內力以下列三種載重情況計算：

(1) 載重情況 1：

$$\begin{aligned}
 V_z^D &= 1.0|V_z^L| + 0.3|V_z^T| + 0.3|V_z^V| \\
 V_y^D &= 1.0|V_y^L| + 0.3|V_y^T| + 0.3|V_y^V| \\
 M_z^D &= 1.0|M_z^L| + 0.3|M_z^T| + 0.3|M_z^V| \\
 M_y^D &= 1.0|M_y^L| + 0.3|M_y^T| + 0.3|M_y^V| \\
 P^D &= 1.0|P^L| + 0.3|P^T| + 0.3|P^V|
 \end{aligned} \tag{C2-20}$$

(2) 載重情況 2：

$$\begin{aligned}
 V_z^D &= 0.3|V_z^L| + 1.0|V_z^T| + 0.3|V_z^V| \\
 V_y^D &= 0.3|V_y^L| + 1.0|V_y^T| + 0.3|V_y^V| \\
 M_z^D &= 0.3|M_z^L| + 1.0|M_z^T| + 0.3|M_z^V| \\
 M_y^D &= 0.3|M_y^L| + 1.0|M_y^T| + 0.3|M_y^V| \\
 P^D &= 0.3|P^L| + 1.0|P^T| + 0.3|P^V|
 \end{aligned} \tag{C2-21}$$

(3) 載重情況 3：

$$\begin{aligned}V_z^D &= 0.3|V_z^L| + 0.3|V_z^T| + 1.0|V_z^V| \\V_y^D &= 0.3|V_y^L| + 0.3|V_y^T| + 1.0|V_y^V| \\M_z^D &= 0.3|M_z^L| + 0.3|M_z^T| + 1.0|M_z^V| \\M_y^D &= 0.3|M_y^L| + 0.3|M_y^T| + 1.0|M_y^V| \\P^D &= 0.3|P^L| + 0.3|P^T| + 1.0|P^V|\end{aligned}\tag{C2-22}$$

因水平地震係左右、前後、上下搖動，故需取絕對值以求得最大組合內力。
惟組合後之軸力可為軸壓力或軸拉力，彎矩及剪力亦均具有正、負號。

第三章 動力分析方法

C3.1 通則

對不規則性橋梁而言，其動力特性較為複雜，應根據動力分析結果方可求得較準確之地震力分布。

形狀規則橋梁之要求可參考表 C3-1 所列[C3.1]。所謂不規則性包括質量、勁度、幾何等之不規則性。本節所條列的八種條件中，第 1 及 4 項所涉及者均為上述的不規則性。其中第 1 項中謂及橋墩土層情況變異性大者，係指如某橋墩坐落於良好地盤，另一橋墩坐落於軟弱地盤，則其基礎等值勁度就會有差異，故亦可視為勁度不規則的一種。此八種條件係參照日本道路協會（2012）『道路橋示方書·V 耐震設計編』[C3.2]、美國 AASHTO 規範[C3.3]及加州公路局橋梁設計規範[C3.4]等所擬定。

在大地震下橋梁進入非線性時，長週期或高橋墩橋梁之穩定性較短週期或低橋墩之橋梁具有較高的危險性，因此應依動力分析法進行檢核，以掌握較正確的內力分布，使橋體產生塑鉸的時機較為一致，提高其耐震能力。本規範對於長週期或高橋墩橋梁之定義，係根據日本道路協會『道路橋示方書·V 耐震設計編』中之建議，取週期 1.5 秒以上者為長週期橋梁，橋墩高 30 公尺以上者為高橋墩橋梁。

未曾受強烈地震考驗之新型橋梁，其耐震行為之弱點較不易掌握，故應進行動力分析，以便掌握較真實之地震反應。

架橋地點之土層極端軟弱者，地震分析之基面需降至此土層下緣，並進行動力分析與設計，以提高其安全性。

斜橋係極不規則的橋梁，必須以動力分析方法進行分析。斜橋因結構的不對稱性，較難研判兩個主要的振動方向，因此，進行動力分析時，除須包括橋梁的軸向及橫向兩個地震輸入的方向外，並應考量橋台、橋墩配置方向之變異性，多選擇幾個地震力輸入方向進行動力分析。

動力分析所得之水平地震力，一般會低於靜力分析所得者。為提高橋梁的耐震安全性，對於形狀規則且不需採用動力分析之橋梁，亦可採用動力分析進行結

構分析與設計，但若動力分析採反應譜分析法，所得水平地震力若低於靜力分析所得者之 80%，宜調整動力分析之水平地震力不得小於靜力分析所得值之 80%；對於需進行動力分析之橋梁，若反應譜動力分析所得水平地震力低於靜力分析所得者之 90%，宜調整動力分析之水平地震力不得小於靜力分析所得值之 90%；至於計算靜力分析之水平地震力時，橋梁之週期可採用動力分析所得之週期值。

動力分析時，橋梁結構模擬之原則與靜力分析模擬原則相似。有關幾何形狀、質量分布、構材斷面性質及基礎之模擬詳見第 C2.3 節第 11 點說明。

由於不規則性橋梁軸向與橫向間有交互作用，因此應以三度空間結構模擬。靜力分析適用於規則性橋梁，原則上仍應儘量以三度空間結構模擬。

C3.2 譜加速度係數之阻尼比調整係數

阻尼比異於 5% 時之阻尼比修正係數 B_s 與 B_1 (如表 3-1)，係參照美國 IBC2000[C3.5] 及 ATC-32[C3.6] 之規定略加調整而訂定。基礎土壤互制等值彈簧之阻尼比應考慮土壤材料阻尼與輻射阻尼，並依可信理論計算。整個系統之複合振態阻尼比可依下式計算：

$$\xi_J = \frac{\sum_{i=1}^n \{\phi_J\}_i^T [k_i] \{\phi_J\}_i \xi_i}{\{\phi_J\}^T [K] \{\phi_J\}} \quad (C3-1)$$

其中：

ξ_J : 第 J 個振態之複合振態阻尼比

$[K]$: 整個系統之勁度矩陣

$[k_i]$: 第 i 個構材之勁度矩陣

$\{\phi_J\}$: 第 J 個振態之振態形狀向量

$\{\phi_J\}_i$: 第 i 個構材在第 J 個振態所對應自由度之振態形狀向量

ξ_i : 第 i 個構材的阻尼比

求得整個系統之複合振態阻尼比後，並依此阻尼比配合表 3-1 中所列之阻尼比修正係數，再配合表 3-2 至表 3-3 求算對應之水平譜加速度係數。

C3.3 反應譜分析法

多振態反應譜疊加法係以一線性動力分析程式進行。首先須作特徵值分析，現已有相當多之分析軟體可以進行下述之特徵值分析：

$$([k] - \omega^2 [m]) \{\hat{v}\} = \{0\} \quad (C3-2)$$

其中 $[k]$ 和 $[m]$ 為橋梁之勁度和質量矩陣，含有 n 個自由度， $\{\hat{v}\}$ 表特徵向量，而 ω 則為對應之圓周頻率。此式之分析結果可以得 n 個圓周頻率 $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_n$ 及對應之振態 $\{\phi\}_1, \{\phi\}_2, \dots, \{\phi\}_n$ 。至於振態週期則為：

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (C3-3)$$

考慮一具有 n 個自由度之結構，當此一結構受到一水平地表加速度 $\ddot{V}_g(t)$ 之作用時，可寫出下列之運動方程式：

$$[m]\{\ddot{v}(t)\} + [c]\{\dot{v}(t)\} + [k]\{v(t)\} = -[m]\{B\}\ddot{V}_g(t) \quad (C3-4)$$

其中 $[c]$ 表阻尼矩陣， $\{B\}$ 為一向量，其值為地表加速度 $\ddot{V}_g(t)$ 之方向與各自由度間夾角的餘弦值。為方便計，吾人定義振態矩陣 $[\Phi]$ 為

$$[\Phi] = [\{\phi\}_1 \ \{\phi\}_2 \ \dots \ \{\phi\}_n] \quad (C3-5)$$

此時，可將位移向量 $\{v(t)\}$ 表為特徵向量之線性組合，如下所示：

$$\{v(t)\} = [\Phi]\{Y(t)\} \quad (C3-6)$$

將(C3-6)式代入(C3-4)式，並將後者之兩邊乘以 $[\Phi]^T$ ，可得：

$$[M]\{\ddot{Y}(t)\} + [C]\{\dot{Y}(t)\} + [K]\{Y(t)\} = \{P(t)\} \quad (C3-7)$$

其中

$$[M] = [\Phi]^T [m] [\Phi] : \text{廣義質量矩陣}$$

$$[C] = [\Phi]^T [c] [\Phi] : \text{廣義阻尼矩陣}$$

$$[K] = [\Phi]^T [k] [\Phi] : \text{廣義勁度矩陣}$$

$$\{P(t)\} = -[\Phi]^T [m]\{B\}\ddot{V}_g(t) : \text{廣義荷載向量}$$

由於特徵向量對 $[m]$ 和 $[k]$ 矩陣具有正交性，因此實際上 $[M]$ 和 $[K]$ 為對角矩陣。假

若阻尼矩陣與質量及勁度成正比，即

$$[c] = \alpha_1 [m] + \alpha_2 [k] \quad (C3-8)$$

則 $[C]$ 亦將變為對角矩陣。上式中之 α_1 與 α_2 為常係數，有關此二係數之設定，可由一般結構動力相關書籍查獲而得。

由於 $[M]$ ， $[C]$ 和 $[K]$ 俱為對角矩陣，因此(C3-7)式代表 n 個互不相關之方程式：

$$M_i \ddot{Y}_i(t) + C_i \dot{Y}_i(t) + K_i Y_i(t) = P_i(t) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (C3-9)$$

上式為第 i 振態之運動方程式，該式之形式與單自由度系統完全相同，此處

$$M_i = [\Phi]_i^T [m] [\Phi]_i \quad (C3-10)$$

$$C_i = [\Phi]_i^T [c] [\Phi]_i \quad (C3-11)$$

$$K_i = [\Phi]_i^T [k] [\Phi]_i \quad (C3-12)$$

另外，亦可以阻尼比 ξ_i 和圓周頻率 ω_i 來表示 C_i 和 K_i ，即

$$C_i = 2\xi_i \omega_i M_i \quad (C3-13)$$

$$K_i = \omega_i^2 M_i \quad (C3-14)$$

此時，可將(C3-9)式改寫成

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\omega_i \xi_i \dot{Y}_i(t) + \omega_i^2 Y_i(t) = \frac{P_i(t)}{M_i} \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (C3-15)$$

令 $S_{a,II}^i(\xi_i, T_i)$ 為第 i 個振態對應之等級II地震水平譜加速度係數，則可得 $Y_i(t)$ 之最大絕對值如下：

$$Y_i(t)_{\max} = \frac{S_{a,II}^i(\xi_i, T_i) \{\phi\}_i^T [m] \{B\}}{\omega_i^2 \{\phi\}_i^T [m] \{\phi\}_i} \quad (C3-16)$$

欲決定某一物理量（如剪力、彎矩或位移）之最大值，首先需將該物理量 $Z(t)$ 表為振態之線性組合：

$$Z(t) = \sum_{i=1}^n q_i Y_i(t) \quad (C3-17)$$

其中 q_i 為已知之係數。

各振態最大構材內力與變位等須以各種認可的方法加以疊加，其一為 SRSS 疊加法，其係利用平方和開根號得該物理量之最大值：

$$|Z(t)|_{\max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n q_i^2 |Y_i(t)|_{\max}^2} \quad (C3-18)$$

一般而言，SRSS 疊加法適用於結構之各個週期較為分散之系統，如果結構週期極為靠近，則應採用其他改良方法，如 CQC 法來疊加。

CQC 法為 Complete Quadratic Combination Method 的簡寫，其振態疊加考慮了兩兩振態間的相關性。物理量 $Z(t)$ 之最大值依 CQC 法疊加為：

$$|Z(t)|_{\max} = \left[\sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n S_{jk} (q_j Y_j(t))_{\max} (q_k Y_k(t))_{\max} \right]^{1/2} \quad (C3-19)$$

式中

$$S_{jk} = \frac{8\sqrt{\xi_j \xi_k} (\xi_j + r \xi_k) r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi_j \xi_k r(1+r^2) + 4(\xi_j^2 + \xi_k^2) r^2} \quad (C3-20)$$

$$r = \frac{\omega_k}{\omega_j} \quad (C3-21)$$

其中 $(q_j Y_j(t))_{\max}$ 、 $(q_k Y_k(t))_{\max}$ 分別為第 j 振態及第 k 振態最大反應值， S_{jk} 為第 j 振態與第 k 振態之關係係數。 ξ_j 、 ξ_k 分別為第 j 、 k 振態的阻尼比， ω_k 、 ω_j 分別為第 k 、 j 振態的圓周頻率。

進行多振態反應譜疊加時，對於主軸方向不明確之不規則橋梁，地震輸入方向應多考慮幾個角度，或先作振態分析，由振態形狀尋找真正之主軸方向，以決定水平地震輸入方向。

C3.4 歷時分析法

強地動紀錄之選取，應盡量以能確切反映工址設計地震之地震規模、斷層距離與震源效應的實測地震紀錄為基準，進行模擬與調整以得到與設計反應譜相符之紀錄；地震紀錄模擬之方法，應為具有可信理論之方法或由公信單位所提供之

方法。在進行與設計反應譜相符之地震紀錄模擬時，不需考量長周期 $S_{a,II} = 0.4S_{II,S}$ (或 $S_{a,I} = 0.4S_{I,S}$ 、 $S_{a,III} = 0.4S_{III,S}$) 之限制。

進行線性歷時分析時，應針對任一水平地震紀錄，計算其 5% 阻尼之反應譜。同時應調整地震紀錄，使得位於 $0.2T$ 至 $1.5T$ 週期範圍內任一點譜加速度值不低於設計譜加速度值之 90%，且於此週期範圍內之平均值不低於設計譜加速度值之平均值，其中 T 為橋梁所考慮方向之基本振態之振動週期。

為考量短週期結構與土壤互制後之阻尼比較高，以等級 II 地震為例，分析時可依靜力分析所得 $S_{a,II} / F_{u,II}$ 值求得等效之阻尼比來進行分析，等效阻尼比可依下式計算：

$$\xi = \begin{cases} 5\% & ; S_{a,II} / F_{u,II} \leq 0.3 \\ (16S_{a,II} / F_{u,II} + 0.2)\% & ; 0.3 < S_{a,II} / F_{u,II} < 0.8 \\ 13\% & ; S_{a,II} / F_{u,II} \geq 0.8 \end{cases} \quad (C3-22)$$

非線性歷時分析之輸入地震紀錄振幅需先乘以用途係數 I 值後，再進行分析；結構構材之非線性分析模型，在降伏強度、破壞機制及遲滯行為各方面皆需要能確切反映出構材真實之非線性行為；非線性歷時分析之結果除須檢核整體結構之韌性需求是否小於規定之容許韌性容量外，還需要考量各構材之韌性需求是否妥當。

為達到有效的歷時數學運算成果，宜慎選適當之時間增量逐步分析。輸入地震之加速度歷時應依規範 3.4.1 節地震歷時擇取。

C3.5 垂直地震效應

地震震央可能發生於陸地，為提升橋梁抵抗淺層地震之耐震能力，垂直地震力應做適當之考量，垂直向不規則之橋梁振動單元應依動力分析方法作耐震性檢核。

進行動力分析時，各方向地震效應之組合方式與靜力分析相同，解說詳見 C2.7 節。

第四章 構材之設計

C4.1 載重組合

本節所提供之載重組合方法及其配合的構材設計方法係參考部頒『公路橋梁設計規範』[C4.1]之規定，而為一般設計所使用的方法。

由於每一種載重組合的載重係數不同，構材設計時或用容許應力，或乘以強度折減係數，當地震譜加速度等於設計譜加速度時，構材尚不會降伏，地表加速度要提高 α_y 倍後才開始降伏，此稱為起始降伏地震力放大倍數，如 2.3 節第 8 點所述。本規範提供本節所提載重組合對應之 α_y 建議值，其中採用容許應力法設計之鋼構材， α_y 為 1.7；採用強度設計法設計之鋼筋混凝土構材或預力構材， α_y 為 1.65。對於經詳細分析求得 α_y 值者，可依分析結果設定，不需依照本節中之規定。另若採用其他載重組合方式及設計方法時， α_y 值需重新校正。

C4.2 橋墩設計剪力

就單柱橋墩而言，其塑鉸會產生在彎矩最大之柱底，其塑性彎矩強度就鋼筋混凝土柱而言，得以其標稱彎矩強度乘以 1.3 倍得之，此係考慮到(1)實際鋼筋降伏應力高於規定降伏應力；(2)大應變下鋼筋可能達應變硬化而提高其強度；(3)橋柱因受圍束箍筋之圍束，混凝土之極限抗壓強度與對應之應變會提高。

單柱橋墩受地震力作用時，通常不會引致軸力，因此計算標稱彎矩強度時，可將柱軸力直接訂為靜載重引致之軸力。

具雙柱或雙柱以上之構架式橋墩，與構架平行方向承受地震力時，柱有反曲點，柱之上、下斷面彎矩最大，會產生塑鉸。因構架邊柱引致之軸力，一邊為壓力，另一邊為拉力，需以迭代方法求得柱軸力，因此先以靜載重引致的軸力當做迭代的起始值。

利用迭代過程求較正確的軸力，請參照圖 C4-1 所示。構架承受向右地震力時，柱底加上 M_p 的反時鐘方向塑性彎矩及向左之剪力。靜載重引致之軸力以 P 表示，地震力引致之軸力以 ΔP 表示，右柱軸壓力增加，左柱則減小。由此圖可依靜力平衡方程式解得 ΔP 。

橋梁之橫向若以壁式橋墩來抵抗地震力，則設計地震時，一般並不會產生塑鉸，而會產生剪力破壞。根據韌性設計要求而設計之壁式橋墩，當發生剪力破壞時也並非全然沒有韌性，因此種系統仍有韌性容量 $R = 2.5$ 。壁式橋墩承受垂直載重時大概不會產生橫向剪力，其橫向剪力全由橫向地震力所引致。設計壁式橋墩的剪力筋時，應依上述計算所得之地震總橫力求得壁式橋墩彈性分析所得之剪力配置剪力筋，惟此時必須使用強度折減係數 $\phi = 0.85$ 。

對於多跨剛接連續梁橋沿行車向之柱，為使其上、下端能順利產生塑鉸，而不使塑鉸產生前發生剪力破壞，則設計剪力應取為柱底與柱頂塑性彎矩和除以柱之淨高。由靜力非線性分析來看，柱頂與柱底產生塑鉸的時機不會完全一致，因此當一個塑鉸先發生時，其對應的剪力會略小於上述者。惟基於保守的做法，仍應依上述計算設計剪力。

依塑鉸產生後計算所得之柱剪力為柱在大地震中可能承受之最大剪力，此剪力係經支承傳遞至橋柱，可利用此剪力檢核支承之極限強度是否足夠。至於上部結構與帽梁間之接合部、帽梁與橋柱間之接合部、橋柱與基礎或樁帽間之接合部之設計剪力，可依塑鉸產生後引致之剪力設計剪力筋，惟為保證不發生剪力脆性破壞，設計時必須使用剪力強度折減係數 $\phi = 0.85$ 。

C4.4 基礎之設計力與檢核

橋柱基礎之設計，應考慮橋柱產生塑鉸後，柱底傳至基礎之作用力。至於基樁之極限承壓力 Q_u 或極限抗拉拔力 P_u 可根據內政部頒布之『建築物基礎構造設計規範』[C4.2]中之規定計算，但在考慮橋柱產生塑鉸之情形下，承載力安全係數可以採用下述規定：(1)若以樁載重試驗驗證極限承載力時，承壓及抗拉拔之安全係數可分別取為 1.0 及 1.25；(2)若僅以承載力推估公式計算其極限承載力時，承壓及抗拉拔之安全係數可分別取為 1.25 及 1.5。

另根據研究文獻『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』中第五部份“基礎土壤承載力設計準則補充研究”之研究結果，基樁在塑鉸產生後設計所需強度可依下式檢核[C4.3]：

$$\phi\phi_3 M_{fy} \geq M_{fu} \quad (C4-1)$$

式中

ϕ : 整體群樁抗彎矩強度折減因數，訂為 0.9。

ϕ_3 : 整體群樁之超額強度因數(overstrength factor)，其值與基樁排數 N 有關：

$$\phi_3 = \frac{1}{120}(N^3 - 15N^2 + 80N + 12) \leq 1.35 \quad (C4-2)$$

上式適用於 $N \geq 2$

M_{fy} : 整體群樁之降伏彎矩。整體群樁之降伏彎矩係指符合下列二項條件時，各樁頭反力對橋墩柱中心線所形成之力矩和。

(1) 各基樁之樁頭反力和 = 橋墩柱所傳遞之軸力。

(2) 最外側基樁之樁頭變位恰好達到降伏變位 δ_y (不論是承壓或承拉，視何者先達到，如圖 C4-2 所示)，亦即最外側基樁之軸力達到極限承壓力 Q_u 或極限抗拉拔力 P_u 。

M_{fu} : 橋柱柱底產生塑鉸時，樁帽底緣傳給群樁之彎矩，其值不必超過 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 所得之彎矩。

至於直接基礎與沈箱基礎在橋柱產生塑鉸後，其承載安全之檢核與設計所需強度之規定，根據『建築物基礎構造設計規範』，可依以下所列予以考慮：

(1) 直接基礎底面最大合壓力可依下式檢核：

$$\frac{Q_{\max}}{A_r} \leq \frac{q'_u}{FS} + \gamma_2 D_f \quad (C4-3)$$

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5\gamma_1 B' N_{\gamma}^* F_{rs} F_{rd} F_{ri} - \gamma_2 D_f \quad (C4-4)$$

式中

Q_{\max} : 作用於基礎底面之最大垂直力。

A_r : 基礎之等效承載面積。直接基礎底面最大合壓力之應力分佈在該有效面積內假設為均勻受壓。

q'_u : 基礎淨極限支承力(tf/m²)。

FS : 安全係數，地震時取 1.5。

c : 基礎板底面以下之土壤凝聚力(tf/m²)。

γ_1 : 基礎板底以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應

為其有效單位重(tf/m^3)。

γ_2 : 基礎板底以上之土壤平均單位重, 在地下水位以下者, 應為其有效單位重(tf/m^3)。

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

B : 矩形基腳之短邊長度, 如屬圓形基腳則指其直徑(m)

N_c 、 N_q 、 N_γ 、 N_γ^* : 直接基礎支承力因素, 與土壤摩擦角(ϕ)之關係如表 C4-1 所示。

F_{cs} 、 F_{qs} 、 $F_{\gamma s}$: 形狀影響因素。

F_{cd} 、 F_{qd} 、 $F_{\gamma d}$: 埋置深度影響因素。

F_{ci} 、 F_{qi} 、 $F_{\gamma i}$: 載重傾斜影響因素。

上述各形狀、埋置深度及載重傾斜影響因素如表 C4-2 所示, 其中對於偏心基礎之形狀影響因素應以有效寬度 B' 取代 B , 按表 C4-2 計算; β 為載重方向與鉛直線之夾角($^\circ$)。

有關有效面積 A_r 之計算, 根據基礎形狀說明如下:

a) 長方形基礎單向偏心時, 如圖 C4-3 所示:

$$\text{有效接觸面積 } A_r = B'L \quad (\text{C4-5})$$

$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad (\text{C4-6})$$

$$\text{短邊偏心距 } e_B = \frac{M_{PB} + V_{PB}h_f}{P} \quad (\text{C4-7})$$

b) 長方形基礎雙向偏心時, 如圖 C4-3 所示:

$$\text{有效接觸面積 } A_r = B'L' \quad (\text{C4-8})$$

$$\text{有效寬度 } B' = B - 2e_B \quad (\text{C4-9})$$

$$\text{有效長度 } L' = L - 2e_L \quad (\text{C4-10})$$

$$\text{短邊偏心距 } e_B = \frac{M_{PB} + V_{PB}h_f}{P} \quad (\text{C4-11})$$

$$\text{長邊偏心距} \quad e_L = \frac{M_{PL} + V_{PL}h_f}{P} \quad (\text{C4-12})$$

c) 圓形基礎，如圖 C4-4 所示：

$$\text{有效接觸面積} \quad A' = r^2(\alpha - \cos\alpha \sin\alpha) \quad (\text{C4-13})$$

式中

B : 矩形基腳在短邊方向之寬度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)。

B' : 矩形基腳在短邊方向之有效寬度。

L : 矩形基腳在長邊方向之長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)。

L' : 矩形基腳在長邊方向之有效寬度。

e_B : 偏心載重在短邊方向之偏心量。

e_L : 偏心載重在長邊方向之偏心量。

M_{PB} : 橋柱在短邊方向之塑鉸彎矩，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

M_{PL} : 橋柱在長邊方向之塑鉸彎矩，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

V_{PB} : 橋柱在短邊方向之塑鉸剪力，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

V_{PL} : 橋柱在長邊方向之塑鉸剪力，依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算。

P : 依據第 4.2.1 節或第 4.2.2 節計算之柱軸力、基礎板自重及基礎板頂上方土壤重量之總和。

h_f : 基礎板厚度(m)。

r : 圓形基礎之半徑 (m)

α : 接觸面積之半圓周角 (rad)，其值如圖 C4-5 所示：

(2) 沉箱基礎底面最大合壓力可依下式檢核：

$$q \leq \frac{1}{FS} (q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad (\text{C4-14})$$

$$q_u = \alpha c N_c + \gamma_2 D_f N_q + 0.5 \gamma_1 \beta B N_r \quad (\text{C4-15})$$

q : 基礎板底部所受之最大合壓力(tf/m²)。

q_u : 基礎底面地層之極限支承力(tf/m²)。

FS ：安全係數，地震時取 1.5。

c ：基礎底面下之土壤凝聚力(tf/m^2)。

γ_1 ：基礎底面下以下 B 深度範圍內之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

γ_2 ：基礎板底以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應為其有效者，應為其有效單位重(tf/m^3)。

B ：基礎寬度。

D_f ：基礎之有效埋置深度(m)。

α 、 β ：基礎底面形狀影響因素，如表 C4-4 所示。

N_c 、 N_q 、 N_γ ：沉箱基礎支承力因素，與土壤摩擦角(ϕ)之關係如表 C4-3 所示。

(3) 基礎底面水平力 H_B 不得大於底面極限抗剪強度，即

$$H_B \leq \phi_s (c_a A_e + Q \cdot \mu) \quad (\text{C4-16})$$

式中

ϕ_s ：抗剪強度折減因子，地震時可取 1.0。

c_a ：基礎地盤之土壤粘著力。 $c_a = \alpha \cdot c$ ，其中 α 為粘著力折減係數； c 為土壤之凝聚力。

A_e ：有效接觸面積。

Q ：作用於基礎底面之垂直作用力。

μ ：摩擦係數。 $\mu = \tan \delta \leq 0.7$ ， δ 為界面摩擦角，約為 $2/3\phi \sim \phi$ 之間， ϕ 為土壤之內摩擦角。

對於直接基礎，在等級 I 地震的彈性地震力作用下，基礎底面之有效接觸面積 A_e 不得小於基礎底面積之 50%。

在地震力為 $1.2\alpha_y F_{u,II} V_{II}$ 或橋墩產生塑鉸 M_p 時地震力之較小值時，基礎板處之合力位置應依整體力平衡狀態計算，但距離基礎板邊緣不得小於 $B/10$ ，亦即基礎反力之合力位置必須作用在中央基礎寬度 80% 內，並根據該合力作用位置設計基礎板，基礎底面之有效接觸面積 A_e 不得小於基礎底面積之 30%，如圖 C4-6 所示。

在地震力為 $1.2\alpha_y F_{u,II} V_{II}$ 或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時，假設基礎板底之土壤反力在有效面積內為均勻分布，並依式(C4-3)進行土壤承载力檢核。高橋墩之基礎設計力較大時，不宜採用直接基礎。

橋柱之設計，有時係由其他與地震力無關之載重組合所控制，如靜重加車輛載重或含溫度載重之載重組合。此時若以塑鉸產生後來推求柱剪力或傳給基礎的力量會過於高估。事實上在此種情況下，當等級 II 地震發生時，柱並不會產生塑鉸，此時柱產生的內力可依振動單元承受總橫力為 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 之彈性分析所得來估計，並用此來進行柱之剪力設計、接合部之設計及基礎結構之設計。

有關樁帽、基礎板及沈箱體之設計，應求得柱底產生塑鉸時，各樁、基礎板及沈箱體之受力情形，再進行樁帽、基礎板及沈箱體之彎矩鋼筋設計，以及梁式剪力、穿孔剪力之檢核，惟設計或檢核應使用彎矩強度折減係數 0.9 及剪力強度折減係數 0.85。

針對直接基礎、樁基礎、沉箱基礎和橋台之模擬方式，可參考 2012 年日本『道路橋示方書.同解說_下部構造篇』[C4.4]，概述如下，其中參數 α_k 、 α_p 、 η_k 、 η_p 僅適用等級II及III地震。

(1) 直接基礎

為評估直接基礎地震下之非線性反應，直接基礎得以如圖 C4-7 之溫克基礎模型進行分析，土壤彈簧之受力變形行為可假設為完全彈塑性，其中垂直向地盤反力係數 k_v 及水平向剪力地盤反力係數 k_s 可依下式計得，

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4}$$

$$k_s = \lambda k_v$$

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad (C4-17)$$

其中，

k_v ：垂直向地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_s ：基礎底面水平剪力地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_{v0} ：垂直向地盤反力係數基準值，(kgf/cm³)， $k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$ ， E_0 與 α 值可參考表 C4-5 決定之。

B_v ：基礎等值荷重寬度，(cm)

A_v ：基礎底面積，(cm²)

λ ：水平向剪力地盤反力係數與垂直向地盤反力係數之比值，一般取為 1/4~1/3。

直接基礎底面地盤反力上限值計算如下：

垂直向之地盤反力上限值：

$$p_{vu} = \phi(q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f \quad (C4-18)$$

水平向地盤反力上限值：

$$p_{hu} = \phi\left(c_a + \frac{Q}{A} \tan \delta\right) \quad (C4-19)$$

其中，

ϕ ：修正係數，取 0.9

q_u ：基礎底面極限支承力，(kgf/cm²)

γ_2 ：基礎底面以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應採有效單位重，(kgf/cm³)

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

Q ：作用於基礎底面之有效垂直載重，(kgf)

δ ：基礎底面混凝土與地層之摩擦角，(deg)

A ：基礎底面之有效接觸面積，(cm²)

c_a ：基礎底面與地層之有效附著力，(kgf/cm²)

對於線性分析，直接基礎之勁度得以簡化之單點等值彈簧模擬，各等值彈簧常數依下式計算

$$\begin{aligned}
K_y &= k_S A_V \\
K_z &= k_V A_V \\
K_{\theta_x} &= k_V I_B \\
K_{y\theta_x} &= 0
\end{aligned}
\tag{C4-20}$$

其中，

K_y ： y 方向（水平荷載方向）等值彈簧常數，(kgf/cm)

K_z ： z 方向（垂直荷載方向）等值彈簧常數，(kgf/cm)

K_{θ_x} ： x 方向（正交於水平荷載方向之水平方向）等值旋轉彈簧常數，
(kgf-m/rad)

$K_{y\theta_x}$ ： y 方向與 x 方向轉角之耦合彈簧常數，(kgf-cm/cm, kgf/rad)

A_V ：基礎底部面積，(cm²)

I_B ：基礎底部面積對中心軸之二次慣性矩，(cm⁴)

(2) 樁基礎

為評估樁基礎受力後斷面力與變位得將樁基礎視為由土壤彈簧所支撐之剛構架模式進行模擬，其結構分析模型如圖 C4-8(a)所示，樁軸向承載特性、樁周及樁帽基礎板前方地盤之水平阻抗特性假設為完全彈塑性關係，如圖 C4-8(b)所示。

基樁前方地盤之水平地盤反力係數 k_H 可依下式計算：

$$\begin{aligned}
k_H &= k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \\
B_H &= \sqrt{D / \beta} \\
\beta &= \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}
\end{aligned}
\tag{C4-21}$$

其中，

k_{H0} ：水平地盤反力係數基準值，(kgf/cm³)， $k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$ ， E_0 與 α 值可參考表 C4-5 決定之。

B_H ：垂直於荷重方向之等值荷重寬度 (cm)

D ：樁徑 (cm)

EI ：基樁撓曲勁度 (kgf-cm²)

β ：基樁之特徵係數 (cm⁻¹)

$1/\beta$ ：基樁之特徵長度 (cm)

依據(C4-21)式，水平地盤反力係數 k_H 為 B_H 的函數，而 B_H 又為 k_H 的函數，可透過迭代方式計算 k_H 。為省去上述迭代計算流程，透過參數分析可建立 k_H 與 E_0 、 D 與 EI 間之關係式，如(C4-22)式，以直接計算 k_H 。

$$k_H = 0.34(\alpha E_0)^{1.10} D^{-0.31} (EI)^{-0.103} \quad (C4-22)$$

樁帽基礎板前方地盤之水平地盤反力係數 k_{HF} 可依下式計算：

$$k_{HF} = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (C4-23)$$

式中，

k_{H0} ：水平地盤反力係數基準值，(kgf/cm³)， $k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$ ， E_0 與 α 值可參考表 C4-5 決定之。

B_H ：與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度，(cm)， $B_H = B_e \left(\leq \sqrt{B_e \cdot L_e} \right)$

B_e ：基礎有效正面寬，(cm)；同沉箱基礎，可參考圖 C4-10

L_e ：基礎之有效埋置深度，(cm)。

基樁軸向單樁樁頭等值彈簧常數 K_{VP} 依下式計得：

$$K_{VP} = a A_p E_p / L \quad (C4-24)$$

其中，

A_p ：單樁截面積，(cm²)

E_p ：樁身之彈性模數，(kgf/cm²)

L ：樁長，(cm)

a 值可由類似土層條件之載重試驗記錄加以推估或以下式估算。

$$a = \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma}{\gamma \tanh \lambda + \lambda} \lambda \quad (\text{C4-25})$$

其中，

$$\gamma = \frac{Ak_v L}{A_p E_p}; \quad \lambda = L \sqrt{\frac{k_{SV} U}{A_p E_p}}$$

A : 樁端部之閉塞面積, (cm²)

U : 樁體周長, (cm)

k_v : 樁端部之垂直向地盤反力係數, (kgf/cm³)

k_{SV} : 樁體周面垂直方向剪切地盤反力係數, (kgf/cm³)

當基樁埋入深度大於 10 倍樁徑時, a 值可由下列經驗式估算:

打入式樁 (打擊式) $a = 0.014(L/D) + 0.72$

打入式樁 (振動式) $a = 0.017(L/D) - 0.014$

場鑄樁 $a = 0.031(L/D) - 0.15$

中掘樁 $a = 0.010(L/D) + 0.36$

預鑽孔樁 $a = 0.013(L/D) + 0.53$

樁基礎樁周前方地層之水平向地盤反力係數

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \quad (\text{C4-26})$$

其中，

k_H : 等級 I 地震時所使用之水平向地盤反力係數

η_k : 群樁效應, 採用 2/3 (樁距小於 2.5D, D 為樁徑)

$\alpha_k = 1.5$: 單樁水平向地盤反力係數補正係數

樁帽基礎板及樁基礎樁周前方地層之水平反力上限值 p_{Hu} ,

$$p_{Hu} = \alpha_p \sigma_p \quad (\text{樁帽前方地層}) \quad (\text{C4-27})$$

$$p_{Hu} = \eta_p \alpha_p \sigma_p \quad (\text{樁周地層}) \quad (\text{C4-28})$$

其中，

α_p ：水平地盤反力上限值修正係數。

對於樁帽基礎板前方地層， N 值為 2 以下之軟弱粘土，其 α_p 為 1.0，其他情況根據 $\alpha_p = 1.0 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0$ 計算。

對於樁周地層，在砂質地盤， α_p 取為 3.0，而在黏性土地盤， α_p 取為 1.5，惟 N 值為 2 以下之軟弱粘土， α_p 取為 1.0。 x 為地表面至計算點之深度。

η_p ：考量群樁效應下，水平地盤反力上限值修正係數。

對於黏性土地盤，其 η_p 取為 1.0。

對於砂質地盤，第一排樁之 $\eta_p \alpha_p =$ 垂直荷載方向之樁中心間距/樁徑 ($\leq \alpha_p$)，第一排樁以外之樁，其 p_{Hu} 為(C4-28)式所得者之 1/2。

σ_p ：基礎前方被動土壓力，(kgf/cm²)

至於軸向承载力上限值，則依據本節第一段內容之規定計算。

對於線性分析，對稱排列之垂直基樁基礎勁度得以簡化之單點等值彈簧模擬。

各等值彈簧常數依下式計算

$$\begin{aligned} K_y &= nK_1 \\ K_z &= nK_{vp} \\ K_{\theta x} &= nK_4 + K_{vp} \sum y_i^2 \\ K_{y\theta x} &= -nK_2 \end{aligned} \tag{C4-29}$$

其中，

定義柱底中心垂直向下對應至樁帽底部處為原點， y 方向表水平荷載之方向， z 方向表垂直荷載之方向， x 方向表正交於水平荷載方向之水平方向，

K_y ： y 方向等值彈簧常數，(kgf/cm)

K_z ： z 方向等值彈簧常數，(kgf/cm)

$K_{\theta x}$ ： x 方向等值旋轉彈簧常數，(kgf-cm/rad)

$K_{y\theta x}$ ： y 方向與 x 方向轉角之耦合彈簧常數，(kgf-cm/cm, kgf/rad)

n ：樁數

y_i ：第 i 根基樁樁頭位置之 y 向座標，(cm)

K_1 ：樁頭產生單位位移所需之水平力，(kgf/cm)

K_2 或 K_3 ：樁頭產生單位位移所需之彎矩，(kgf-cm/cm)或產生單位轉角所需之水平力，(kgf/rad)

K_4 ：樁頭產生單位轉角所需之彎矩，(kgf-cm/rad)

對於半無限長之樁 ($\beta L_e \geq 3$)，係數 $K_1 \sim K_4$ 可依表 C4-6 計算。

其中， $\lambda = h + \frac{1}{\beta}$ (cm)、 h =耐震設計用地盤面上方之樁長(cm)。

(3) 沉箱基礎

為評估沉箱受力後斷面力與變位得依據彈性基礎之有限梁理論進行分析，其結構分析模型如圖 C4-9(a)所示，沉箱係以彈性梁模擬，沉箱周圍及底面之地層則以彈簧模擬。為模擬實際地層之應力-應變行為，地層宜假設為完全彈塑性體，如圖 C4-9(b)所示。其中，地層等值彈簧之地盤反力係數值可就沉箱尺寸、地層彈性係數及地層特性可參照表 C4-7 推求，其中：

k_V ：基礎底面垂直地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_S ：基礎底面水平剪力地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_H ：基礎前面水平地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_{SVB} ：基礎前面垂直剪力地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_{SHD} ：基礎側面水平剪力地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_{SVD} ：基礎側面垂直剪力地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_{V0} ：垂直向地盤反力係數基準值，(kgf/cm³)

k_{H0} ：水平向地盤反力係數基準值，(kgf/cm³)

k_{V0} 相當於直徑 30 公分之平鈹載重試驗所得之垂直地盤反力係數，(kgf/cm³)，

以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，得以下式估算：

$$k_{V0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (C4-30)$$

k_{H0} 相當於直徑 30 公分之平鈹載重試驗所得之水平地盤反力係數，(kgf/cm³)，

以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時，得以下式估算：

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (C4-31)$$

其中，

E_0 ：依表 C4-5 所示方法測量或推估之地盤變形模數，(kgf/cm²)

α ：地盤反力係數推估用係數，如表 C4-5

α_k ：考慮地層為彈塑性體之修正係數，無背填灌漿之情形取 1.0；有背填灌漿之情形取 1.5

B_V ：沉箱底面積之等值寬度，(cm)，基礎底面形狀為圓形時， B_V 等於其直徑，其他形狀時， $B_V = \sqrt{A_V}$ ， A_V 為沉箱底面積，(cm²)

B_H ：與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度，(cm)，依下式計算：

$$B_H = B_e \left(\leq \sqrt{B_e \cdot L_e} \right) \quad (C4-32)$$

D_H ：沉箱側面之等值基礎寬度，(cm)，依下式計算：

$$D_H = D_e \left(\leq \sqrt{D_e \cdot L_e} \right) \quad (C4-33)$$

L_e ：沉箱之有效深度，(cm)

B_e 、 D_e ：基礎有效正面寬及有效側面寬，(cm)，如圖 C4-10 所示，依下列公式計算：

(a) 長方形斷面： $B_e = B$ ， $D_e = D$

(b) 長圓形(1)： $B_e = 0.8B$ ， $D_e = D - 0.2B$

(c) 長圓形(2)： $B_e = B - 0.2D$ ， $D_e = 0.8D$

(d) 圓形斷面： $B_e = 0.8B$ ， $D_e = 0.8D$

地盤反力上限值 p_u ，可參考表 C4-7 估算之。

表中，

ϕ ：修正係數，取 0.9

α_p ：水平地盤反力上限值修正係數，對 N 值為 2 以下之軟弱粘土， α_p 取為 1.0，其他情況以 $\alpha_p = 1.0 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0$ 計算。

q_u ：沉箱底面極限支承力，(tf/m²)

γ_2 : 基礎底面以上之土壤平均單位重，在地下水位以下者，應採有效單位重，(tf/m³)

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

q_m : 作用於基礎底面之平均有效垂直應力，(tf/m²)

δ : 基礎底面混凝土與地層之摩擦角，(deg)

c_a : 基礎底面與地層之有效附著力，(tf/m²)

σ_p : 基礎前方被動土壓力，(tf/m²)

N : SPT-N 值

ϕ' : 土壤有效摩擦角，(deg)

σ'_0 : 靜止土壓力，(tf/m²)

S_u : 土壤不排水剪力強度，(tf/m²)

對於線性分析，基礎之勁度得以簡化之單點等值彈簧模擬，若沉箱基礎僅考慮其前方土壤所提供之水平阻抗及底面土壤所提供之摩擦與正向阻抗，如圖 C4-11 所示，其等值彈簧依下列公式計算

$$\begin{aligned} K_y &= B_e \left(\frac{1}{2} k_{H1} L_1 + k_{H2} L_2 + k_{H3} L_3 \right) + k_s A_v \\ K_z &= k_v A_v \\ K_{\theta_x} &= B_e \left[\frac{1}{4} k_{H1} L_1^3 + \frac{1}{3} k_{H2} L_2^3 + \frac{1}{3} k_{H3} L_3^3 + k_{H2} (L_1 + L_2) L_1 L_2 \right. \\ &\quad \left. + k_{H3} (L_1 + L_2 + L_3) (L_1 + L_2) L_3 \right] + k_s A_v L^2 + k_v I_B \\ K_{y\theta_x} &= B_e \left[\frac{1}{3} k_{H1} L_1^2 + k_{H2} L_2 (L_1 + \frac{1}{2} L_2) + k_{H3} L_3 (L_1 + L_2 + \frac{1}{2} L_3) \right] k_s A_v L \end{aligned} \quad (C4-34)$$

其中，

K_y : y 方向（水平荷載方向）等值彈簧常數，(kgf/cm)

K_z : z 方向（垂直荷載方向）等值彈簧常數，(kgf/cm)

K_{θ_x} : x 方向（正交於水平荷載方向之水平方向）等值旋轉彈簧常數，(kgf-cm/rad)

$K_{y\theta_x}$: y 方向與 x 方向轉角之耦合彈簧常數，(kgf-cm/cm, kgf/rad)

L : 沉箱於耐震設計用地盤面下之深度，(cm)

L_1, L_2, L_3 : 土層厚度，(cm)

k_{H1}, k_{H2}, k_{H3} : 各土層之水平向地盤反力係數，(kgf/cm³)

k_v : 沉箱底部垂直方向地盤反力係數, (kgf/cm³)

k_s : 沉箱底部水平方向地盤反力係數, (kgf/cm³)

B_e : 基礎有效正面寬, (cm)

A_f : 基礎底部面積, (cm²)

I_B : 基礎底部面積對中心軸之二次慣性矩, (cm⁴)

(4) 橋台模擬

橋台與其翼牆之束制效應於地震下可提昇橋梁之耐震性能, 因其背填土可有效抵抗上部結構慣性力而減少橋梁之韌性需求, 此對橋梁耐震性能提昇之程度則依橋梁結構型式、橋台支承型式、力量傳遞機制、牆與土壤系統之承載容量與勁度、橋台可接受之損壞狀態等因素有關。合理之橋台結構-土壤系統的模擬可使橋梁較適切反映地震下之行為, 圖 C4-12 為橋台-土壤系統模擬之示意圖, 橋台背填土一般以受壓不受拉之彈塑性土壤彈簧模擬其行為, 受壓時土壤彈簧係數 K 依(C4-35)式計算:

$$K = k_H A$$

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (C4-35)$$

式中,

k_H : 水平向地盤反力係數, (kgf/cm³)

k_{H0} : 相當於直徑 30 公分之平鈹載重試驗所得之水平地盤反力係數, (kgf/cm³), 以現地試驗或室內試驗所得之變形模數推估時, 得以(C4-31)估算。

A : 橋台背填土水平彈簧之作用面積, (cm²)

B_H : 與水平側向載重方向正交之等值基礎寬度, (cm)

$$, B_H = B_e \left(\leq \sqrt{B_e \cdot L_e} \right)$$

B_e : 基礎有效正面寬, (cm)

L_e : 基礎之有效埋置深度, (cm)

不同深度之土壤彈簧強度以水平地盤反力上限值 p_{Hu} 表示， p_{Hu} 依(C4-36)式計算：

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EP} \quad (C4-36)$$

其中， α_p 為水平地盤反力上限值修正係數，對 N 值為 2 以下之軟弱粘土， α_p 取為 1.0，其他情況以 $\alpha_p = 1.0 + 0.5(x/B_e) \leq 3.0$ 計算。 p_{EP} 為橋台背填土之被動土壓力，依下列公式計算：

$$p_{EP} = \gamma x K_{EP} + 2c\sqrt{K_{EP}} \quad (C4-37)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta \cos \alpha}} \right]^2} \quad (C4-38)$$

上列各式中，

p_{EP} ：深度 x 處之地震時被動土壓力，(tf/m²)

K_{EP} ：被動土壓力係數

γ ：土壤單位重，(tf/m³)

c ：土壤凝聚力，(tf/m²)

ϕ ：土壤摩擦角，(deg)

α ：地表面與水平面之夾角，(deg)

δ ：橋台背面與土壤間之摩擦角，直接取為 $-\phi/6$ ，(deg)

x ：土壓力 p_{EP} 作用於牆面之深度，(m)

於圖 C4-12 中，對於活動支承，以間隙彈簧模擬梁端與背牆之接觸行為，彈簧間隙寬可取為梁端與背牆之間距，背牆底設有塑鉸，以反映背牆可能因撓曲或剪力而破壞之情形；若橋台支承為鉸支情況且背牆具足夠強度則不需設置圖中之間隙彈簧與塑鉸。圖 C4-12 僅為用於進行非線性靜力與動力分析時之結構模擬，對於橋台本身之耐震性能仍需檢核設計地震主動土壓力作用下橋台之穩定性。

C4.5 支承系統之設計

固定支承之極限承载力係依據墩柱塑鉸產生後推算之支承水平力或水平地震力為 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得之支承水平反力，兩者之小值進行設計，以確保支承足以傳遞地震時之水平力。至於支承各構件之容許應力值規定可參考研究文獻『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』中第四部份“防止落橋構造及支承之相關設計補充研究”[C4.3]。支承耐震設計用垂直力，除靜載重之垂直反力外，尚須考慮水平及垂直地震力引致之支承垂直反力，並考慮其組合效應；當計算所得之支承耐震設計用垂直力為拉拔力時，則依本節之規定進行設計。

本節之規定係按照 AASHTO 的規定。水平地震引致之支承拉拔力以塑鉸產生後來推求，可得其最大拉拔力，惟若橋柱之設計由非地震力控制時，拉拔力可以地震力為 V_{II} 乘以 $1.2\alpha_y F_{u,II}$ 時彈性分析所得替代之。

C4.6 P- Δ 效應

當穩定指數 Q_s 超過 0.05 時，二次彎矩會較大，因此彈性設計時應加以考慮，以避免柱底提早降伏。

大地震時，即地震地表加速度為 $0.4S_{II,S}Ig$ 時，柱的位移會很大，其 P- Δ 效應可能會造成動態不穩定的情況，若下式算得之穩定指數 Q_s 超過 0.25，宜進行非線性動力分析，以檢核其耐震能力是否足夠。

$$Q_s = \frac{P_D \Delta_0}{V_P l_c} \quad (C4-39)$$

其中，

P_D ：靜載重引致之柱軸力。

Δ_0 ：大地震柱頂與柱底之相對變形。

V_P ：塑鉸發生後之柱剪力。

l_c ：柱高。

進行非線性動力分析時，應注意橋柱非彈性遲滯特性的合理模擬，如雙線性勁度以及卸載時的勁度衰減等，可參考文獻[C4.5]。

第五章 鋼筋混凝土構材之韌性設計

C5.1 通則

本規範的耐震設計理念係確保強震發生時，橋柱在彎矩降伏發生前不致產生剪力破壞等脆性破壞模式。當柱端產生彎矩降伏時，為使橋柱具有所需之韌性容量，而在地震中不致崩塌，其應依本章的韌性設計要求進行細部設計。由於設計地震力業經結構系統地震力折減係數折減，因此本章規定之構材韌性設計須確實執行，以使構材的韌性得以發揮。本章之韌性設計細部，主要參照 AASHTO(2002)[C5.1]、日本道路橋示方書(2012)[C5.2]、國家地震工程研究中心研究報告[C5.3][C5.4]與蔡益超教授等之研究報告[C5.5][C5.6][C5.7]所研擬。其他被認可之規範，其相關細部亦可參照使用。本節提供橋柱與壁式橋墩區別的準則，對於 H/d 小於 2.5 之橋柱，若以塑鉸產生後來計算設計所需剪力強度將遠超過彈性分析之作用力，今將其視為壁式橋墩，則不必以塑鉸產生後之條件來計算設計所需剪力。設計時採用的結構系統韌性容量 R 為 2.5，且須符合壁式橋墩之韌性要求。

C5.2 混凝土與鋼筋之材質要求

本節之規定係參考內政部頒布之『混凝土結構設計規範』[C5.8]中，第十五章耐震設計之特別規定。

鋼筋試驗之實際降伏強度不得超出規定降伏強度 f_y 太多之規定，主要係避免彎矩強度增加，致使剪力增加，可能產生剪力破壞。此外，鋼筋降伏強度增加，亦可能導致握裹破壞。

至於極限抗拉強度與降伏強度的比值，會影響塑性區的大小，其值越大，塑性區越長，極限塑鉸轉角越大。

CNS560 之 SD420W 及 SD280W 鋼筋，其降伏強度已有上限之規定，且實際抗拉強度必須大於實際降伏強度的 1.25 倍以上，故不必另作規定。

C5.3 鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

C5.3.1 主筋量規定

主筋鋼筋比不得小於 0.01，可減少橋柱因混凝土潛變造成的長期變形，同時，亦可使斷面之彎矩強度大於開裂彎矩強度。實際超過 4% 主筋之柱斷面之施工呈現困難應予限制，故限定主筋鋼筋比不得大於 0.04，可避免鋼筋配置過份擁擠，並使主筋有較佳的錨碇效果。

當橋柱的設計非地震力控制，如因景觀需求，採用之斷面尺寸大於承受載重所需者，可採用一足以承受該載重之折減後有效斷面積 A_g^* 計算主筋量需求，但主筋量不得小於折減後斷面積之 0.01，且 A_g^* 不得小於 $0.5 A_g$ 。

C5.3.2 彎矩強度

因地震作用係兩個水平方向與一個垂直方向同時發生，因此柱之設計須考慮同時受水平地震雙向彎矩作用，並檢核各種載重組合之情況。由於軸力增加會降低柱子斷面的韌性，因此隨軸壓力增加，要使用較小的強度折減因子。AASHTO 規範在軸壓應力超過 $0.2f'_c$ 時，採用的強度折減因子太小(0.5)，茲改為與 ACI 規範相同。若用過於保守的強度折減因子，將增加柱底配筋量，因此塑性彎矩會增加，柱設計剪力因此也增加，而傳給基礎的彎矩、剪力也會增加。

C5.3.3 橋柱剪力強度

因橋柱可能沿軸向或橫向產生彎矩降伏，因此所引致之剪力應分別按軸向與橫向計算並據以設計剪力鋼筋。由於塑鉸區承受極大的反覆彎矩，混凝土必定會產生相當程度之開裂，因此，塑鉸區混凝土承擔剪應力之能力必定有所下降，以下為混凝土剪力強度之相關研究：

Priestley 等人[C5.9]認為混凝土之抗剪強度會隨構材韌性增加而降低，提出下列公式：

$$V = V_s + V_c + V_a \quad (C5-1)$$

其中：

$$V_s = \frac{A_{sh} f_{yh} h_c}{s} \cot \theta$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e$$

式中 V_a 為施加軸力所提供之剪力強度， A_e 為 0.8 倍的柱斷面積， k 為與構材韌性 R 有關之係數，對於普通混凝土而言：

$$k = 0.93 \quad ; \quad R < 2.0$$

$$k = 0.93 - 0.305(R - 2) \quad ; \quad 2 \leq R \leq 4$$

$$k = 0.32 \quad ; \quad R > 4$$

Aschheim 等人[C5.10]亦提出與軸壓力 N 及構材韌性 R 有關之混凝土剪力強度計算式：

$$V_c = 0.93 \left(k + N / 140 A_g \right) \sqrt{f'_c} A_e \quad (C5-2)$$

式中

$$k = \frac{4 - R}{3} \geq 0$$

另 Moehle 等人[C5.11]亦對混凝土剪力強度提出計算式，其認為對於一受撓之混凝土柱，由於撓曲應力與剪應力之交互作用及裂縫之生成，混凝土剪力強度會因此而折減，並將此效應採用比值 a/d 表示，其中 a 為由最大彎矩點到反曲點之距離，其所提出之計算式為

$$V_c = k \left(\frac{0.5 \sqrt{f'_c}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5 A_g \sqrt{f'_c}}} \right) A_g \quad (C5-3)$$

其中 k 為對塑鉸區中考慮強度折減且與位移韌性有關的係數，其值介於 0.7 到 1.0 之間。

ATC-32 規範中則建議對於塑鉸區混凝土所能提供之剪力強度約取為非塑鉸區強度之一半，以下式表示：

$$V_c = 0.53(1 + F) \sqrt{f'_c} A_e \quad ; \quad \text{非塑鉸區} \quad (C5-4a)$$

$$V_c = 0.53(0.5 + F)\sqrt{f'_c} A_e ; \text{ 塑鉸區} \quad (\text{C5-4b})$$

採用(5-1)式計算時，僅在可能發生塑鉸之圍束區內（其長度至少等於沿剪力方向之柱深，柱淨高之六分之一及 45 公分），才需考慮混凝土剪力強度折減因子 k ，對於上述範圍外（非塑鉸區）之剪力強度計算，則仍採用 $k=1.0$ 。

C5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋

塑鉸區加橫向圍束鋼筋的目的，在於使塑鉸區因承受軸力與彎矩以致混凝土保護層剝落後，由於柱心圍束情況良好，其抵抗軸力的能力不致低於保護層剝落前之能力。同時，橫向圍束鋼筋亦可防止主筋挫屈，故其間距不得太大。此外，由於橫向圍束鋼筋圍束區內之柱心混凝土極限應變提高許多，將使塑鉸區斷面的極限曲率增加，進而增加橋柱之韌性。

圖 C5-1 所示為柱心混凝土單元之受力情況，其中水平兩方向所受之圍束壓力以 f'_2 表示。垂直方向混凝土的抗壓強度 f_c^* 必大於單軸抗壓強度 $0.85 f'_c$ ，其增量為 $f_c^* - 0.85 f'_c$ 。此增量值與圍束壓力 f'_2 的關係如下：

$$f_c^* - 0.85 f'_c = 4.0 f'_2 \quad (\text{C5-5})$$

鋼筋混凝土螺箍柱或閉合圓箍柱柱心產生的圍束壓力 f'_2 如圖 C5-2 所示，可依下式計算：

$$f'_2 = \frac{2A_h f_{yh}}{SD} \quad (\text{C5-6})$$

其中， S 為螺箍筋或閉合圓箍筋間距， D 為柱心直徑， A_h 為螺箍筋或閉合圓箍筋斷面積， f_{yh} 為箍筋規定降伏強度。

螺箍筋或閉合圓箍筋的體積比 ρ_s 如下：

$$\rho_s = \frac{4\pi D A_h}{\pi D^2 S} = \frac{4A_h}{DS} \quad (\text{C5-7})$$

將(C5-7)式之 A_h 代入(C5-6)式，可得圍束壓力 f'_2 與 ρ_s 之關係式如下：

$$f'_2 = \frac{\rho_s f_{yh}}{2} \quad (\text{C5-8})$$

因混凝土保護層剝落後所損失之軸力抵抗力，須由柱心增加之抗壓強度補回，故：

$$0.85 f'_c (A_g - A_c) = 4.0 f'_2 A_c = 2 \rho_s f_{yh} A_c$$

$$\therefore \rho_s = 0.425 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (C5-9)$$

茲將上式係數 0.425 略為放大為 0.45，即得(5-5)式。

對大斷面圓柱而言，因 A_c 與 A_g 相去不多，致使依(5-5)式計算所得之 ρ_s 偏小，故另以(5-6)式計算 ρ_s ，取其大值。通常對大斷面圓柱而言，(5-6)式控制螺箍筋或閉合圓箍筋量。由於矩形橫向箍筋的圍束效應低於螺箍筋者，因此採用較高體積比之箍筋。此外，根據紐西蘭 Canterbury 大學實驗研究顯示，圍束箍筋量與柱軸力呈線性比例關係，故(5-6)式與(5-8)式中之括號係反應軸力效應。

對於圓柱而言，螺箍筋或閉合圓箍筋之配置細部要求可參考日本道路橋示方書中之規定，圖 C5-3 為螺箍筋或閉合圓箍筋之配置示意圖。

對於矩形柱而言，橫向箍筋或輔助箍筋之配置細部要求可參考鐵路橋梁耐震設計規範或內政部營建署頒布規範 [C5.8] 中之規定，圖 C5-4 為橫向箍筋或輔助箍筋之配置示意圖。

由於塑鉸區混凝土保護層可能剝落，因此矩形橫向箍筋的錨碇應特別注意。箍筋每一端應具 135 度或以上的彎勾角度，並必須錨碇於柱心內，彎勾須延伸至至少 6 倍箍筋直徑，且不小於 7.5 公分。橫向箍筋可採用足夠的銲接或機械式續接器，使其能傳遞極限拉力；輔助箍筋亦可採用足夠的銲接、搭接或機械式續接器，使其能傳遞極限拉力。

C5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置

塑鉸附近的圍束區均應配置橫向圍束鋼筋，因此區內軸力與彎矩均大，配置圍束鋼筋可增加斷面極限曲率，進而增加結構物之韌性。

圍束區內之混凝土保護層可能剝落，因此螺箍筋或閉合圓箍筋不得在此區內搭接，但容許採用足夠的銲接，使能傳遞箍筋的極限拉力。

C5.3.6 主筋續接

橋柱施工時可能自基礎預留插筋，柱之主筋再與其搭接。從耐震觀點而言，此種作法甚不理想，理由之一為：此處為塑鉸產生區，在此續接，握裹需求難以達到。理由之二為：主筋在此搭接將使塑性變形集中在柱之底端一小範圍，搭接部份之鋼筋因力量尚在傳遞而未能降伏，因此有效塑鉸長度變短。在此情況下欲達一定的結構韌性容量，塑鉸處的曲率韌性要求則須很高。

搭接長度應按部頒『公路橋梁耐震設計規範』之規定計算之，不得少於40cm。續接區段內橫向箍筋之最大間距不得超過 15cm，亦不得超過柱短邊尺寸之四分之一。

若因施工上的理由，不得已考慮在塑鉸區的範圍內續接時，必須選擇可靠之續接器。使用機械接頭、套筒接頭、銲接接頭及加壓氣銲接頭(gas-pressure welding joint)等情形時，應考慮鋼筋之種類、直徑、應力狀態及續接位置等，並施行試驗，藉以決定續接部位之強度。

C5.4 壁式橋墩之韌性要求

本節之規定係根據有限的壁式橋墩非線性行為資料來制訂，因此結構系統韌性容量 R 採用 2.5，係假設壁式橋墩僅有少量的非彈性變形能力。

剪力鋼筋至少取雙層配置的原因，乃在於當混凝土開裂後，橋墩受雙層鋼筋的束制，較具有完整性。此外，就施工而言，雙層鋼筋構成鋼筋籠，其排紮位置較易控制。

C5.5 橋柱接頭部

橋柱上下端之設計，考慮強震時產生塑鉸，則其附近的接頭部應保持完整無損。橋柱所有主筋通過接頭後，儘可能伸入帽梁或基礎板內。塑鉸產生後，主筋應力可能達 $1.25 f_y$ ，故主筋的錨錠延伸長度，應以此應力計算，且至少 24 倍主鋼筋直徑長度，並不得以增加彎鈎或機械錨錠裝置抵減錨錠長度。2 支捆束筋之延伸長度須至少增加單筋之 20%，3 支捆束筋則至少增加 50%。此外，柱內之橫向圍束鋼筋應延伸進入接頭部，並有足夠之距離，以避免在接頭面產生脆弱面而破壞。

C5.6 橋墩施工縫

壁式橋墩與橋柱中因施工需要而產生的施工縫應妥為設計與施工，使能抵抗因地震在該施工縫所引致之設計所需強度。(5-10)式係根據剪力摩擦觀念計算所得施工縫所能抵抗之剪力。

C5.7 基樁

基樁頂部靠近樁帽部份，因地震時彎矩甚大，係塑鉸可能產生之處，因此韌性細部設計要求有其必要。本節之規定主要參照 AASHTO 規範。

樁頂圍束箍筋延伸進入樁帽及其配置範圍等相關規定可依 5.3 節及 5.5 節之規定辦理。

C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求

中空橋墩之韌性要求與實心橋墩相似，柱淨高與沿剪力方向斷面深度之比值不得小於 2.5。對於墩頭擴大之橋墩，在計算時以最小之斷面為準。比例小於 2.5 者，須符合壁式橋墩之韌性要求，而視為壁式橋墩設計。

C5.8.1 中空矩形橋墩

C5.8.1.1 橫向鋼筋計算剪力強度

中空矩形橋墩斷面積依照抵抗剪力方向的不同，劃分成數區來作不同橫向鋼筋之配置，如圖 C5-5 所示。剪力鋼筋於考慮方向所提供之計算剪力強度依(C5-10)式計算：

$$V_S = \sum_{i=1}^n \left(\frac{A_v f_{yt} d}{s} \right)_i \quad (C5-10)$$

其中，

A_v ：某一分區內剪力鋼筋於 s 距離內之總面積，(cm²)。

f_{yt} ：橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，(kgf/cm²)。

d ：某一分區內構材受剪力方向之深度，(cm)。

s ：橫向鋼筋之中心距，(cm)。

C5.8.1.2 橫向圍束鋼筋量

根據圖 C5-5 在所考慮方向下，某一非陰影區橫向圍束鋼筋之總斷面 A_{sh} ，應依(C5-11)式與(C5-12)式計算取其大者；某一陰影區橫向圍束鋼筋之總斷面 A_{sh}^* ，應依(C5-13)式與(C5-14)式計算取其大者。

$$A_{sh} = 0.30sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (C5-11)$$

$$A_{sh} = 0.12sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (C5-12)$$

$$A_{sh}^* = 0.30sb_c^* \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g^*}{A_{ch}^*} - 1 \right] \quad (C5-13)$$

$$A_{sh}^* = 0.12sb_c^* \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{f'_c A_g^*} \right) \quad (C5-14)$$

其中，

A_{ch} ：某一非陰影區橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積，(cm²)。

A_{ch}^* ：某一陰影區橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積，(cm²)。

A_g ：某一非陰影區鋼筋混凝土總斷面積，(cm²)。

A_g^* ：某一陰影區鋼筋混凝土總斷面積，(cm²)。

A_{sh} ：某一非陰影區在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向箍筋之總斷面積，(cm²)。

A_{sh}^* ：某一陰影區在 s 間距內垂直於 b_c^* 方向之橫向箍筋之總斷面積，(cm²)。

b_c ：計算 A_{sh} 時之柱心尺寸，即外緣橫向鋼筋心至心之間距，(cm)。

b_c^* ：計算 A_{sh}^* 時之柱心尺寸，即外緣橫向鋼筋心至心之間距，(cm)。

f'_c ：混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm²)。

f_{yt} ：橫向鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

P_u ：設計軸力，(kgf)。

s ：橫向鋼筋之中心距，(cm)。

C5.8.2 中空圓形橋墩

C5.8.2.1 橫向鋼筋計算剪力強度

如圖(C5-6)，中空圓形橋墩，剪力鋼筋提供之剪力計算強度依下式計算：

$$V_s = V_{sh} + V'_{sh} \quad (C5-15)$$

$$V_{sh} = \frac{\pi}{2} \left(\frac{nA_h f_{yt} D_2}{s} \right) \quad (C5-16)$$

$$V'_{sh} = \frac{1}{4} \left(\frac{A'_h f'_{yt} D_2}{s} \right) \times (1 - \alpha) \quad (C5-17)$$

$$\alpha = \frac{r_1}{r_2} \quad (C5-18)$$

其中，

A_h ：圓形箍筋單根斷面積，(cm²)。

A'_h ：繫筋單根斷面積，(cm²)。

D_2 ：外箍筋中心直徑，(cm)。

f_{yt} ：箍筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

f'_{yt} ：繫筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

n ：核心斷面所用之獨立橫向鋼筋根數。

r_1 ：內箍筋中心半徑，(cm)。

r_2 ：外箍筋中心半徑，(cm)。

V_{sh} ：外箍筋提供之剪力計算強度，(kgf)。

V'_{sh} ：由繫筋總斷面積提供之剪力計算強度，(kgf)。

α ：開孔率。

C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量

中空圓形橋墩之外圍束箍筋比 ρ_s ，應依(C5-19)式與(C5-20)式計算取其大者；
外圍束箍筋斷面積 A_h ，應依(C5-21)式決定。

$$\rho_s = 0.45 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \quad (C5-19)$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + \frac{1.25P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (C5-20)$$

$$A_h = \frac{\rho_s s D_2 (1 - \alpha)}{4} \quad (C5-21)$$

其中，

A_{ch} ：中空圓墩螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積，(cm²)。

A_g ：中空圓墩鋼筋混凝土總斷面積，(cm²)。

f'_c ：混凝土之規定抗壓強度，(kgf/cm²)。

f_{yt} ：橫向鋼筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

P_u ：設計軸力，(kgf)。

A_h ：外圍束箍筋斷面積，(cm²)。

由於開孔率的影響，為了使混凝土徑向與弧向有相同之圍束效果，除了配置外圍束箍筋外，尚須配合使用橫向繫筋以增加徑向圍束力，其繫筋總斷面積依(C5-22)式及(C5-23)式計算：

$$A'_h = \frac{4\pi \bar{R} (1 - \alpha_1) f_{yt}}{D_2 (1 - \alpha) f_{yt}} A_{ch} \quad (C5-22)$$

$$\bar{R} = \frac{2(r_2^3 - r_1^3)}{3(r_2^2 - r_1^2)} \quad (C5-23)$$

其中，

A_{ch} ：中空圓柱螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積，(cm²)。

A'_h ：繫筋總斷面積，(cm²)。

D_2 ：圍束區域外箍筋中心直徑，(cm)。

f_{yt} ：箍筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

f'_{yt} ：繫筋之規定降伏強度，(kgf/cm²)。

- r_1 : 圍束區域內箍筋中心半徑，(cm)。
- r_2 : 圍束區域外箍筋中心半徑，(cm)。
- α : 開孔率。
- α_1 : 徑向應力與弧向應力比值，參照表 C5-1。

第六章 鋼橋柱韌性要求

C6.1 通則

鋼橋柱之設計，除須符合本規範之規定外，尚須依據部頒『公路橋梁設計規範』[C6.1]及『鋼橋極限設計法規範及解說』草案之相關規定辦理。

C6.2 耐震鋼材之材質要求

有關耐震鋼材之衝擊韌性容量及降伏比上限可參考最新『鋼橋極限設計法規範及解說』草案、『日本道路橋示方書·V耐震設計編』與『AISC』等之規定。

C6.3 鋼橋柱細部設計要求

矩形鋼橋柱在受力過程中，若產生如圖 C6-1 所示的情形，因角隅破裂，將造成加勁板之角銲部位沿縱方向產生破裂及加勁板分離，導致橋柱本身之承載能力急速下降。而對於圓形橋柱，若產生如圖 C6-2 所示的情形，則在承受地震力過程中，變形會集中於先發生局部挫屈的部位，而引致橋柱傾斜，或由於變形的發展，而在圓周方向發生破裂的狀態。上面所述兩種情形均會引致產生局部挫屈、銲道撕裂、剪力破壞或其他脆性破壞，而無法發揮預期之韌性，因此須採用避免此種破壞產生的局部構造。相關設計細節可參考最新『日本道路橋示方書·V耐震設計編』、『AASHTO』與『AISC』等之規定。

第七章 隔震與消能設計

C7.1 通則

本章主要根據『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』(1997)[C7.1]中的內容，及參考日本『道路橋示方書·V耐震設計編』[C7.2]與建研所報告『建築物耐震設計規範及解說之修訂研究』[C7.3]所研擬，隔震之基本理念及隔震橋梁示意圖分別參見圖 C7-1 及圖 C7-2。

橋梁之耐震能力與其周遭之地盤有相當大的關係，隔震設計為利用隔震系統之高柔度來降低水平地震力，所以地震時，上部結構與下部結構之間會產生較大之相對位移量；也因此當周遭地盤為不穩定情況時，隔震之效果可能無法發揮，所以規定當基礎周圍之土層經由 8.1 節中判斷為耐震設計用土壤參數為零之土層時，橋梁設計不可採用隔震設計。當橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期若大於採固定支承時橋梁基本振動週期之兩倍，則可以確保橋梁之變形主要集中於隔震支承墊並發揮其隔震功效，反之，則橋梁之變形可能主要集中於下部結構，隔震功效也無法發揮，所以規定當橋梁採用隔震支承墊後，其基本振動週期須大於採固定支承時橋梁基本振動週期之兩倍。

為防止過大位移得以設置第二防制系統以提供在意外情形下之保護系統。第二防制系統設計以不影響隔震系統之功能為原則。

C7.2 分析方法之選擇

靜力分析一般可分為均佈水平力分析及單模態分析，由於隔震橋梁之上部結構的地震力反應近似於剛體運動，單模態分析與均佈水平力分析所得結果一般而言並無甚大差異，因此靜力分析可僅採均佈水平力分析即可。動力分析則可分為多模態反應譜分析及非線（彈）性歷時分析。

C7.3 靜力分析方法

隔震系統之特性(如有效勁度)可能因垂直力、作用力方向或載重速率等因素之改變而變化。針對某些系統，其特性可能隨著負載的循環數而變化，或有相當

程度的變異性。若系統特性之變異相當嚴重時(如原型測試時有效勁度之變化量超過 15%)，隔震系統之模擬必須明確考慮其變化範圍。一般而言，可以利用兩組不同勁度的模型來反應其變異範圍，勁度較高的隔震系統模型可用以計算設計地震力，而勁度較小的隔震系統模型可用以計算設計位移。

計算隔震器之有效勁度時，由於考慮每一循環載重下隔震器有效勁度可能有所變異，所以應以循環測試下三個遲滯迴圈(圖 C7-3)之平均有效有效勁度為隔震器之有效勁度。

隔震橋梁之靜力分析基本上為一迭代的分析方法，其迭代流程之各步驟可採如下之說明：

假設隔震橋梁於設計地震作用下其上部結構質量中心在所考慮之水平方向的设计位移 D_s 。

根據所假設之 D_s 計算位於各橋墩之隔震器的設計位移 D_d 。

$$D_d = D_s - D_p \quad (C7-1)$$

其中 D_p 為墩柱或橋台頂端之水平位移，可由下式求得

$$D_p = \frac{F_d}{K_p} = \frac{Q_d + K_d D_s}{K_p + K_d} \quad (C7-2)$$

其中 F_d 為隔震器相對應於 D_d 所傳遞之水平力； Q_d 為隔震器之特性強度； K_d 為隔震器之非彈性水平勁度； K_p 為橋墩之彈性勁度。

根據前一步驟所得之隔震器設計位移 D_d 計算隔震器之有效勁度 K_{eff} 及等效阻尼 ξ_{eq} 。

將隔震器之有效勁度與其他結構元件之水平彈性勁度組合為隔震橋梁之有效勁度，並依(7-5)式計算隔震橋梁之等效阻尼比。依(7-1a)式進行等效線性分析計算上部結構質中心於所考慮之水平方向的側向位移 D_s ，並檢核所得之 D_s 值是否與原先所假設之 D_s 值相等或非常接近。若不相等或誤差為不可接受則以計算所得之 D_s 值為新的假設值並重複分析直至收斂為止。

根據所得之 D_s 值及(C7-1)式及(C7-2)式計算各隔震器之設計位移 $D_{d,i}$ ，並依下列公式計算各隔震器所傳遞之水平剪力

$$V_{b,i} = K_{eff,i} D_{d,i} \quad (C7-3)$$

或

$$V_{b,i} = Q_{d,i} + K_{d,i} D_{d,i} \quad (C7-4)$$

使用式(C7-3)式及(C7-4)式必須注意此為一較簡便之公式，雖其基本假設在學理上並不合理，然由於其所得之隔震器水平力 $V_{b,i}$ 一般較趨於保守，因此各國規範常採用之。另外，(C7-4)式為依計算所得之隔震器設計位移 $D_{d,i}$ 及隔震器之遲滯迴圈所求得之設計水平力，其值一般較接近於非線性動力分析所得之最大值。

C7.4 相關耐震設計細節

C7.4.1 橋墩與連結構材之設計地震力

本規範對隔震橋梁之設計理念為在設計地震力作用下橋柱不產生降伏。採隔震設計之橋梁仍須進行韌性設計，以預防地震大於設計地震時發生危險，惟圍束箍筋之要求可以放鬆一些使設計較經濟，但折減後之圍束箍筋量仍須使橋柱之韌性容量至少達 5.3 節中所規定之容許韌性容量。對於單向隔震橋梁，若橋墩在非隔震方向橋墩為柱式橋墩之型式，則其圍束箍筋須照第五章中之規定配置不得折減。

C7.4.2 梁端間隙

為使隔震橋梁能發揮其預期之功效，梁端應留有充分之間隙，以避免產生碰撞之情形，因其會造成地震下之實際反應與設計考量間之明顯差異。對於橋梁設置有防落橋裝置者，防落橋裝置留設之可動距離應不小於依(7-7)式計算所得，另對於橋軸方向採隔震設計者，其伸縮縫之伸縮量亦應不小於依(7-7)式計算所得。同一橋墩上之相鄰兩主梁間應留間距之計算，其各主梁之基本振動週期的計算可將橋墩視為剛體僅考慮隔震支承之勁度來進行計算，隔震器之設計位移 D_d 則取週期較長者(T_1)之設計位移。

C7.6 隔震元件之實體試驗與性能試驗

C7.6.1 通則

為適合所有隔震系統，本章中對隔震元件規定一系列的試驗步驟。設計所使用之勁度與阻尼依這些試驗結果而定，不能滿足這些試驗步驟的隔震系統則為不適用之隔震系統。

尺寸、設計參數相似之定義為與設計隔震元件之尺寸與設計參數(設計位移 D_d 、有效勁度 K_{eff} 與遲滯迴圈面積 E_D)相差 15%以內者且該隔震元件於國內已有使用案例，並經本規範規定之實體試驗流程試驗通過。

C7.6.2 實體試驗

C7.6.2.1 側向位移與垂直載重控制

(1) 垂直載重試驗

在垂直載重依序為 $\frac{1}{4}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $\frac{1}{2}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $\frac{3}{4}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $\frac{3}{4}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $\frac{1}{2}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 、 $\frac{1}{4}(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 下，分別進行垂直載重試驗。

(2) 常態載重試驗

在垂直載重為 $P_{DL} + P_{LL}$ 下，進行二十個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件所受之常態載重包括(溫度變化、潛變、乾縮及載重引致之支承移動或旋轉等)所對應之位移。

(3) 不同變形之特性試驗

在垂直載重為 P_{DL} 下，進行三個循環之反覆載重試驗，每種反覆載重之最大側向位移依序為隔震元件設計位移 D_d 的 0.25、0.50、0.75、1.0、1.25 及 1.0 倍。

(4) 性能穩定性試驗

在垂直載重為 P_{DL} 下進行十個循環之反覆載重試驗，每循環之最大側向位移為隔震元件之水平設計位移 D_d 。

(5) 隔震元件穩定度試驗

在垂直載重分別為 $(P_{DL} + \frac{1}{2}P_{LL} + P_{EQ})$ 及 $(P_{DL} - P_{EQ})$ 下，各進行三個循環之反覆

載重試驗，每個循環之側向位移為隔震元件水平設計位移 D_d 的 1.5 倍。其中 P_{EQ} 為水平及垂直設計地震所造成之支承垂直載重； P_{DL} 為設計靜載重所造成之支承垂直載重； P_{LL} 為設計活載重所造成之支承垂直載重。

C7.6.2.2 側向剪應變與垂直壓應力控制

(1) 垂直載重試驗

在垂直壓應力依序為 50kgf/cm²、100kgf/cm²、150kgf/cm²、200kgf/cm²、150kgf/cm²、100kgf/cm²、50kgf/cm² 下，分別進行垂直載重試驗。

(2) 常態載重試驗

在垂直壓應力為 150kgf/cm² 下，進行二十個循環試驗，每個循環試驗之水平力為隔震元件所承受之常態載重（溫度變化、潛變、乾縮及載重引致之支承移動或旋轉等）所對應之位移。

(3) 不同變形之特性試驗

在垂直壓應力為 100kgf/cm² 下，進行三個循環之反覆載重試驗，每種反覆載重之最大側向位移依序為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 50%、100%、150%、200%、250%及 200%所對應之位移。

(4) 性能穩定性試驗

在垂直壓應力為 100kgf/cm² 下，進行十個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200%所對應之位移。

(5) 隔震元件穩定度試驗

在垂直壓應力分別為 200kgf/cm² 與 20kgf/cm² 下，各進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 300%所對應之位移。

C7.6.2.3 隔震元件特性之決定

隔震元件在第 i 個循環試驗下的有效勁度可由下式決定

$$K_{eff}^i = \frac{F_i^+ - F_i^-}{2\Delta_i} \quad (C7-5)$$

其等效阻尼比 ζ_{eq}^i 則為

$$\zeta_{eq}^i = \frac{1}{2\pi} \frac{E_d^i}{K_{eff}^i \Delta_i^2} \quad (C7-6)$$

F_i^+, F_i^- = 該循環試驗中正向及負向之最大剪力

Δ_i = 該循環試驗中正向及負向最大位移絕對值之平均值

K_{eff}^i = 該循環的有效勁度

E_d^i = 消散能力為 C7.6.2.1 或 C7.6.2.2 節項目(3)試驗中隔震元件在不同位移振幅時所得之單一循環迴圈面積。

C7.6.2.4 試驗結果檢核

試驗結果必須滿足下列要求方可接受，若其中任一要求無法符合時，實體須重新設計、製作及試驗。

- (1) 所有測試之力-變形關係圖的切線勁度必須為正值。
- (2) 依 C7.6.2.2 節之第(1)項試驗，垂直勁度之變異度應在±20%範圍內。
- (3) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(2)項試驗，在常態載重下，隔震元件的變位應在 10mm 範圍內。
- (4) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(3)項試驗，每一種試驗位移下任一循環的有效勁度與其三個循環的平均有效勁度差異須在±10%以內。即

$$\frac{|K_{eff}^i - K_{eff}|}{K_{eff}} \leq 10\% \quad (C7-7)$$

K_{eff}^i = 任一個循環的有效勁度值

K_{eff} = 平均有效勁度

- (5) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(3)項試驗，所有兩個試體的平均有效勁度值之差不得大於 10%。即

$$\frac{|K_{eff}^A - K_{eff}^B|}{\{K_{eff}^A, K_{eff}^B\}_{\min}} \leq 10\% \quad (C7-8)$$

K_{eff}^A, K_{eff}^B 分別為試體 A、B 的平均有效勁度

$\{K_{eff}^A, K_{eff}^B\}_{\min}$ 為 K_{eff}^A 與 K_{eff}^B 之較小者。

- (6) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(3)項試驗，最後一組之三個循環，各試體之平均有效勁度值與設計之有效勁度值差值不得超過 15%。各試體平均等效阻尼比及消能能量不得小於設計值之等效阻尼比及消能能量的 85%。
- (7) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(4)項試驗，任一循環之有效勁度與第一循環之差值不得大於 20%。任一循環之消能能量不得小於第一循環之 70%。
- (8) 依 C7.6.2.1 節或 C7.6.2.2 節之第(5)項試驗，試體必須保持穩定且不得有明顯之破壞。

C7.6.3 性能試驗

C7.6.3.1 側向位移與垂直載重控制

(1) 垂直載重試驗

每個隔震元件應在承受 $1.5(P_{DL} + P_{LL})$ 之垂直載重下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

(2) 垂直載重及側向位移組合試驗

每個隔震元件應在垂直載重為 P_{DL} 載重下進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移應為隔震元件之水平設計位移 D_d 。

C7.6.3.2 側向剪應變與垂直壓應力條件

(1) 壓應力試驗

每個隔震元件應在承受 200kgf/cm^2 之垂直壓應力下五分鐘後，在卸載前後觀察其變化。

(2) 壓應力及剪應變組合試驗

每個隔震元件應在垂直壓應力為 100kgf/cm^2 下進行三個循環之反覆載重試驗，每個循環之最大側向位移應為隔震元件橡膠總厚度的剪應變為 200% 所對應之位移。

C7.6.3.3 試驗結果檢核

- (1) 橡膠隔震元件依 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節之第(1)項試驗後，觀察橡膠的膨脹突出，且鋼片和橡膠層墊間不能有接合不良的情形，在橡膠層表面亦不能產生有三道或三道以上大於 2mm 寬或 2mm 深的裂縫。
- (2) 滑動式或滾動式隔震元件依 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節試驗後，若發現塗層剝離、不鏽鋼板刮傷或產生永久變形，以及塗層內含外洩等情形時，則不予通過。
- (3) 試驗 C7.6.3.1 節或 C7.6.3.2 節之第(2)項試驗，每個試體的平均有效勁度與設計值之差異不超過 $\pm 15\%$ ；每個試體的平均消能能力或等效阻尼比不得小於設計值的 85%。

第八章 有關耐震其他規定

C8.1 地震時地盤可能產生不穩定狀態之耐震設計

極軟弱粘土層或粉土層以及飽和砂土層在地震作用下，將因反覆變形而造成動態超額孔隙水壓，致使土壤強度降低，進而產生液化。土壤產生液化時將導致：

1. 結構物下陷或上浮、基礎水平抵抗力降低及產生大變形等現象。
2. 水際線附近或傾斜地盤處之結構物易遭受流動化現象的側擠作用。

鑑於國內所採行之土壤液化評估方法眾多，各種評估方法各有所長，為顧及工程習慣，目前不宜強行統一，因此在條文中並未硬性規定土壤液化評估的方法，僅將日本道路協會之『道路橋示方書·V耐震設計編』[C8.1]中有關土壤液化相關規定列於解說中，以供設計者參考。

C8.1.1 極軟弱土層之判定

單軸壓縮強度在 0.2kgf/cm^2 (20kPa) 以下之粘土層或粉土層，在進行試驗時，其試體略遭擾動成形都有困難，因此當地震發生時，該等土層抗剪強度易弱化將無法對基礎之承載能力提供貢獻。

C8.1.2 砂土層之液化潛能判定

地震時的地盤運動會使地下水位以下之非緊密砂質土層喪失剪力強度而發生土壤液化現象。橋墩基礎層以下的土層若發生液化，且該基礎未作適當處理，則可能造成基礎沉陷或橋梁傾斜破壞，譬如 1964 年日本新潟地震、1990 年菲律賓北呂宋地震、1995 年日本阪神地震及 1999 年 921 集集大地震均有此種例子。因此應針對在地震時可能產生液化現象之沖積層飽和砂土層進行液化潛能判定，以下日本道路協會提供的判定方法供設計者參考。

日本道路協會之『道路橋示方書·V耐震設計編』[C8.1]，已將 1995 年阪神大地震震害經驗中有關土壤液化的研究成果納入，相當值得參考，所以本解說將其所提的評估方法略作修正概述如下，提供設計者參考使用。

- a. 應進行液化潛能判定之砂土層

符合以下所有三項條件的沖積飽和砂土層，在地震時可能發生液化現象，應按第 b 項所述方法進行土壤液化之判定。

- (1) 地表面下 20 公尺以內之飽和砂土層，且地下水位在地表面下 10 公尺以內時。
- (2) 細料含量 FC 在 35% 以下之土層，或 FC 超過 35%，但塑性指數 I_p 在 15 以下之土層。
- (3) 通過率為 50% 之粒徑 D_{50} 在 10mm 以下，且通過率為 10% 之粒徑 D_{10} 在 1mm 以下之土層。

其中，

FC ：細料含量(%)，為粒徑 75 μ m 以下土粒之通過重量百分率

I_p ：塑性指數

D_{50} ：過篩百分率達 50% 所對應之土壤粒徑，(mm)

D_{10} ：過篩百分率達 10% 所對應之土壤粒徑，(mm)

根據往例，地震時會產生液化的土層，絕大多數屬於沖積砂土層，然而在 1995 年日本阪神大地震中，亦有沖積砂土層以外之土層發生液化之案例產生。

日本近年來依據實際地震案例及研究成果發現，會產生土壤液化的土層大多屬於下列二種：

- (1) 細料含量 FC 在 35% 以下之土層。
- (2) FC 超過 35%，但塑性指數低之土層，如低塑性粉質砂，亦有液化的情形產生。

雖然阪神地震中發現平均粒徑 D_{50} 超過 2mm 之礫質土亦有產生液化之情形，在此根據阪神震害土壤液化之實際案例及相關研究結果，將 D_{50} 之規定從 2mm 以下修正為 10mm 以下。

b. 液化之判定

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

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \quad (C8-1)$$

$$L_S = \gamma_d k_h \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} \quad (C8-2)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad (C8-3)$$

$$\sigma_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)\} / 10 \quad (\sigma_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)\}) \quad (C8-4)$$

$$\sigma'_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)\} / 10 \quad (\sigma'_0 = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w)\}) \quad (C8-5)$$

其中，

F_L ：液化抵抗率

R_S ：地震時工址土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值，見本節第 c 項

L_S ：地震引致之土壤剪應力與有效覆土壓力之比值

γ_d ：地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數

k_h ：水平地表加速度係數，為水平地表加速度與重力加速度之比值

σ_0 ：總覆土壓力，(kgf/cm²)(kPa)

σ'_0 ：有效覆土壓力，(kgf/cm²)(kPa)

x ：受評估土層距離地表面之深度，(m)

γ_{t1} ：地下水位面上方之土壤單位體積重，(tf/m³)(kN/m³)

γ_{t2} ：地下水位面下方之土壤單位體積重，(tf/m³)(kN/m³)

γ'_{t2} ：地下水位面下方之土壤有效單位體積重，(tf/m³)(kN/m³)

h_w ：地下水位之深度，(m)

c. 地震時工址土壤抵抗液化強度與有效覆土壓力之比值 R_S ，可以反覆三軸試驗之剪力強度比 R 計算代表之。 R 值可依下式計算

$$R = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (C8-6)$$

其中，

砂質土

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \quad (C8-7)$$

$$N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma'_0 + 0.7)} \quad N_1 = 1.7 \times \frac{N}{(0.01\sigma'_0 + 0.7)} \quad (C8-8)$$

$$C_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \quad (C8-9)$$

$$C_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \quad (C8-10)$$

礫質土

$$N_a = \left\{ 1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2) \right\} N_1 \quad (C8-11)$$

其中，

N ：由標準貫入試驗所得之 N 值。

N_1 ：以有效覆土壓力 $1\text{kgf/cm}^2(100\text{kPa})$ 等值換算求得之 N 值。

N_a ：考慮土壤粒度影響之修正 N 值。

C_1 、 C_2 ：與細料含量相關之 N 值修正係數。

以往耐震設計規範有關反覆三軸剪力強度比 R 係考量 N 值、平均粒徑 D_{50} 及細料含量 FC 等三者對剪力強度之影響，分別計算其影響修正係數後，再予以累加之方式計得。惟此處有關粒度之影響，在砂質土時則改採以細料含量 FC 依(C8-7)式至(C8-10)式計算修正 N 值後，再按(C8-6)式計算反覆三軸剪力強度比 R 之方式予以推求，其理由如下：

- (1) 土壤粒度特性對於反覆三軸剪力強度比之影響，在比較細粒的砂質土時，以細料含量來評價粒度之影響，可獲得較佳之結果。
- (2) 與以粒度之影響作為計算反覆三軸剪力強度比之方法相比，採用修正 N 值之方法對於細料含量較高且 N 值較大之土壤動態剪力強度之計算，將可獲得更適切合宜的結果。

回填土之反覆三軸剪力強度比通常較(C8-6)式計得者為低，由於目前尚未累積充足之資料，且其與沖積土強度特性之差異情形至今尚不明確，因此

對於回填土部份，此處並未予以特別規定，有待日後再作進一步之調查研究。

C8.1.3 土壤參數折減

極軟弱粘土層及粉土層之強度與承載能力在地震時可能無法提供貢獻，故將耐震設計用土壤參數設為零。

依據日本道路協會『道路橋示方書·V 耐震設計編』[C8.1]之規定，判定可能產生液化之土壤，應將其土壤參數乘以折減係數 D_E ， D_E 值詳見表 8-1。其中 $D_E=0$ 之土層即為耐震設計用土壤參數為零之土層。

本節所謂土壤參數係指土壤彈簧模式中之地盤反力係數與地盤極限反力，包括垂直向和側向。地盤反力係數與地盤極限反力的折減程度相同，皆為 D_E 。

土壤液化發生後，由於液化土壤之剪力強度很小，因此埋置深度較淺之直接基礎不宜配置於液化潛勢高之地基土壤上。對於樁基礎、沉箱等深基礎，若設置於液化土層中，土壤發生液化時，其周邊土層之摩擦強度將減為很小，無法提供有效之支承能力；因此，樁基礎與沉箱基礎必須貫穿上部液化土層，埋置一定長度於底部非液化土層，以確保其承載功能。所以一般需進行折減之土壤參數為液化土壤之側向地盤反力係數與側向地盤極限反力。

距地表面 10 公尺以內之土層性質，對結構物水平抵抗能力之影響甚大，多數震害之產生均起自於此，對於較深之地盤，其振動較小，土壤深度在 10 公尺以下之土層產生完全液化之案例實在很少，故以 10 公尺為界限作為折減係數 D_E 之變化依據。土壤參數為零或經折減之土層，在進行耐震設計時，可不考慮地震時動水壓及地震時土壓之影響。

C8.1.4 基礎耐震設計

地震時支持力降低之土層，其土壤參數須予折減，故對於土壤條件差的土層，須採取基礎貫入深度加大，勁度增加，土壤改良等必要措施，以增進橋梁之耐震性。

耐震設計用地盤面(基面)如圖 C8-1 及圖 C8-2 所示，一般係以長期設計地盤面為準，如有土壤參數為零之土層存在時，則設定於該土層之下面。

如圖 C8-3 所示，若土壤參數為零之土層以互層狀態存在時，耐震設計用地盤面(基面)應設定於厚度至少 3 公尺以上之土壤參數不為零之土層或無液化可能之土層上面。此規定係基於以往震害實例，且現階段對於土壤參數為零之土層與土壤參數不為零之淺薄土層之影響並未能夠作定量評估。

原則上，耐震設計用地盤面(基面)應取在直接基礎或樁基礎之基礎板下緣，沉箱頂版之上緣。但若直接基礎或樁基礎之側面回填部份，因採用適當之回填材料及施工法等而可獲得與原有土層同等以上之強度，同時亦無河床沖刷之虞，可保有地表面安定狀態時，則可取基礎板之上緣作為耐震設計用地盤面(基面)。

橋台之背面與前面之耐震設計用地盤面(基面)深度可能不同，但一般為獲得設計上偏安全側之結果，以橋台前面所設定的耐震設計用地盤面(基面)為準。此外，若橋台背面之耐震設計用地盤面(基面)在基礎板底部或下緣，只須將橋台背面作用於橋台之地震時土壓力作用於橋台背面之基礎底部之上方部份即可。位於橋台前面耐震設計用地盤面(基面)上方之土層的水平承載力，設計上不宜予以考慮。

本規範規定在地震地表加速度 $A = (0.4S_{H,S})g$ 下須檢核液化。在地震地表水平加速度 $A = (0.4S_{H,S})g$ 發生下，液化的機會大增，若硬性規定不得液化，土質改良的處理費用可能所費不貲，故規定容許液化發生，但必要時須降低基面，並以折減後之土壤參數求算基礎等值勁度，重新分析檢核其安全性。但由於基面下降，橋柱之塑鉸位置亦可能會下降，甚至可能發生於基樁處，因此應於原基面至降低後之基面範圍間，對構材進行配置圍束箍筋，以因應塑鉸可能發生在其間的任一位置。

地盤產生液化的過程及結構物之反應均很複雜，故應同時考量液化與不液化二種狀況，並取較為嚴格的分析結果作為設計之依據。

地震作用下，當地盤發生土壤液化使得土壤支承力降低時，若再加上因地形或其他因素而有側向土壓力作用其上時，則地盤可能發生側向流動化現象。1995 年日本阪神大地震時，於海岸水際線附近有很多墩柱基礎發生震後殘餘變位，此為地盤液化後發生流動化現象所致。另外，日本昭和 39 年新瀉地震亦有因土壤液化引發之側向地盤流動化，使橋梁發生破壞之案例。

目前對地盤流動化之發生條件尚未十分明白，而其所引致之地震力亦無一致

之標準，相關文獻中最值得參考者為日本道路協會『道路橋示方書·V 耐震設計編』[C8.1]，其已將 1995 年阪神大地震震害經驗之研究成果納入，因此本規範提供其相關規定，以供設計者參考：

1. 符合下列二種情況者，應檢討發生側向流動化的可能：
 - (1) 臨海區，護岸背面地盤與其前方水底之高差為 5 公尺以上，且距水際線 100 公尺範圍內之地盤。
 - (2) 依判定會產生液化土層厚度在 5 公尺以上，且該土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。
2. 側向流動化對橋梁基礎之影響可視為水平力作用，有關流動化影響範圍及流動力之計算模式詳見圖 C8-4(a), (b), (c)。
3. 如圖 C8-4(c) 所示，在須考慮流動化影響之範圍內，非液化層及液化層內之構材所受單位面積流動力依下二式計算。此時位於須考慮流動化影響範圍內之土層，其水平抵抗能力不予考慮。

$$q_{NL} = C_S C_{NL} K_P \gamma_{NL} x \quad \text{當 } 0 \leq x \leq H_{NL} \quad (\text{C8-12a})$$

$$q_L = C_S C_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad \text{當 } H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L \quad (\text{C8-12b})$$

式中，

q_{NL} ：非液化層中，作用於深度 x (m) 位置處，構材之單位面積所受流動力，
(tf/m²) (kPa)

q_L ：液化層中，作用於深度 x (m) 位置處，構材之單位面積所受流動力，
(tf/m²) (kPa)

γ_{NL} ：非液化層之土壤單位體積重，(tf/m³) (kN/m³)

γ_L ：液化層之土壤單位體積重，(tf/m³) (kN/m³)

H_{NL} ：非液化層厚度，(m)

H_L ：液化層厚度，(m)

C_S ：距水際線距離之修正係數。

距水際線的距離 s (m)	修正係數 C_S
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0.0

C_{NL} ：非液化層中流動力之修正係數，與下式之液化指數 P_L 值有關，

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \quad (C8-13)$$

C_{NL} 與 P_L 之關係如下表：

液化指數 P_L	修正係數 C_{NL}
$P_L \leq 5$	0.0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1.0

C_L ：液化層中流動力之修正係數，一般可取 $C_L = 0.3$

K_P ：被動土壓係數 (常時)

F_L ：液化抵抗率。若 $F_L \geq 1.0$ ，取 $F_L = 1.0$

- 若下部結構為直接基礎時，依式 C8-12 計得之單位面積流動力乘以對應位置處橋墩及直接基礎之寬度即可得單位深度之等值流動力。若為樁基礎，則以單位面積流動力乘以流動化抵抗面兩端點位置處之基樁的最外緣距離即可得單位深度之等值流動力。若基樁並非對齊排列，則可取基樁最外緣的投影面積為準計算之。
- 至今，有關地盤側向流動化的發生機制，不確定因素仍然很多，故若經判斷可能因液化產生側向流動化時，橋梁之耐震設計應按以下三種情形分別考慮之，並取最嚴格的分析結果作為耐震設計之依據。

- (1) 考慮流動化發生時之狀況。
- (2) 考慮液化發生時之狀況。
- (3) 考慮液化及流動化均不發生時之狀況。

C8.2 地震土壓力

本節用以計算地震土壓力之方法，主要係參照日本道路協會『道路橋示方書』之規定，在設計地震下之 k_h 採用 AASHTO-1996 規範之建議，用 475 年回歸期地震地表加速度係數之半。就本規範之架構而言，取 $0.2S_{II,S}$ 。

本節之計算式係參照 Mononobe-Okabe[C8.2]分析所得者，主動土壓力適用於重力式橋台或懸臂式擋土牆，當地震時容許橋台或擋土牆外移之情況，此種情形的土壓力最小，此時橋台上之支承為可自由滑動之輓支。事實上，橋台所受之力除上述主動土壓力外，尚需計及其慣性力及支承摩擦力傳給橋台之側向力。被動土壓力適用於橋台往內擠而使土體破壞時所引致之土壓力。橋台若有錨碇或斜樁，顯然不能自由外移，其引致之土壓力必大於上述之主動土壓力，依照 AASHTO-1996 規範建議，設計地震下 k_h 取 $0.6S_{II,S}$ 計算之。

C8.3 地震動水壓

在水中之下部結構或與水接觸之下部結構，地震時因水的因素而受到複雜的影響，但一般在耐震設計上是依振動加速度比例之力，以水之動水壓方式來處理。

1. 對於像橋台這種僅單側臨水之壁狀結構物，其地震動水壓之計算可依據 Westergaard 公式。此類結構物在地震時之動水壓，是在靜水壓作用方向與相反方向（貯水池方向），以增減靜水壓之方式作用之。因此，在靜水壓作用方向為（靜水壓+地震時動水壓），而在貯水池方向為（地震時動水壓－靜水壓）之合水壓作用。依此，在壁式結構物之耐震計算，在靜水壓之作用方向，除了慣性力外，須同時考慮靜水壓與地震時動水壓；在貯水池方向，則僅考慮慣性力與土壓，而靜水壓與地震時動水壓可略去不計。在貯水池方向，將靜水壓與地震時動水壓略去不計，是基於設計上安全側之考慮。
2. 關於四周環水結構物之地震動水壓，考慮到水之迴降引起之水壓降低，規定

如(8-8)式與(8-9)式。在四周有水作用結構物之耐震設計中，檢討結構物之整體穩定時，因靜水壓在結構物之前後保持平衡，故僅考慮地震時動水壓即可。(8-8)式與(8-9)式為後藤與土岐兩氏之提案式，當 b/h 較 4 大之範圍，基於安全側之考量，不以 b/h 值決定，而採用一定值。此外，在軟弱土層及液化性土壤內之地震時動水壓，設計上不予考慮。

C8.4 施工期間地震之考慮

橋梁施工中所使用的支撐、臨時結構物等，應考慮其耐震性。惟因為這些臨時結構物的使用期間較短，設計可依此期間（譬如三年）內超越機率仍為 10% 為準，求出設計地震的回歸期，並據以求得工址水平譜加速度係數來設計。

施工中若遭遇較上述地震為大的地震作用後，應檢核橋梁結構構材是否超過彈性限度，如超過彈性限度，應進行適當的補強措施。

C8.5 梁端防落長度與防落設施

通常防止落橋結構包括 1. 連接上部結構與下部結構之結構，2. 在上部結構及下部結構設置突出的結構，3. 將兩系列之上部相互連接之結構。具體的結構包括：利用預力鋼材或錨桿等連接上部結構與下部結構之結構，在下部結構的頂部或上部結構設置突出或防止落橋牆之結構，以及利用預力鋼材等將 2 跨度間之上部結構相互連接之結構等。有關防止落橋結構可參照日本『道路橋示方書(V 耐震設計篇)·同解說』[C8.1]。

u_R 為等級 III 地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對變位，其計算方式之背景可參照日本『道路橋示方書(V 耐震設計篇)·同解說』[C8.1]。

有關等級 III 地震作用所引致振動單元 i 梁端變位之計算，可採用非線性靜力分析方法或近似線性靜力分析方法。茲分述如下：

I. 近似線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應 R_I 依下式計算：

$$R_I = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \right)_m W \quad (C8-14)$$

將(C8-14)式計得之上部結構慣性力效應 R_I 依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得振動單元 i 之梁端彈性變位 u_{ei} ，則 u_{Ri} 依下式計算：

$$u_{Ri} = 1.2\alpha_y R u_{ei} \quad (\text{C8-15})$$

II. 非線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應 R_I 仍採用(C8-14)式計得之地震總橫力，並依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式，施加於橋梁結構體上。

目前如 SAP-2000 等常用的結構分析軟體均具有結構非線性分析的功能，工程師僅須詳細設定基礎與上、下部結構構材之塑性鉸(plastic hinge)性質[C8.3]，並將(C8-14)式計得之地震總橫力分佈施加於橋梁結構體上，執行側推分析(Pushover Analysis)，求得振動單元 i 梁端對應於等級 III 地震時之非線性變位即為 u_{Ri} 。

C8.6 梁端間隙

有關 u_S 之計算，可採用非線性靜力分析方法或近似線性靜力分析方法。茲分述如下：

I. 近似線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應 R_I 依下式計算：

$$R_I = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \right)_m W \quad (\text{C8-16})$$

將(C8-16)式計得之上部結構慣性力效應 R_I 依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得相鄰兩振動單元較長週期單元上部結構彈性變位 u_{Se} 。等級 II 地震變位 u_S 依下式計算：

$$u_S = 1.2\alpha_y R_d u_{Se} \quad (\text{C8-17})$$

II. 非線性靜力分析方法

上部結構慣性力效應 R_f 仍採用(C8-16)式計得之地震總橫力，並依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式，施加於相鄰兩振動單元較長週期之橋梁結構體上。設定基礎與上、下部結構構材之塑性鉸(plastic hinge)性質，執行側推分析(Pushover Analysis)，求得等級 II 地震下主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩振動單元較長週期單元上部結構變位 u_s 。

為避免橋梁在等級 II 地震作用下，其耐震性能因主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生之碰撞而受到損害，梁端應留有足夠間隙。特別針對隔震橋梁，其梁端間距之設計一定得避免主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生碰撞。因隔震橋梁是以隔震支承之變形來達到提高橋梁週期與阻尼之目的，若上部構造之變位因梁端之碰撞而受到束制，則隔震支承之變形亦會受到束制而使實際隔震效果與設計考量間有明顯差異。

對於非隔震橋梁，若依(8-12)式計算所得之梁端間隙過長，以致所需之伸縮裝置太大而不合經濟效益，並引發維護管理、行車舒適性、振動和噪音等問題時，在確保不影響其耐震性能條件下，允許採用較短之梁端間距。但此時，梁端間距之設計仍應避免在等級 I 地震力作用下，主梁與橋台或相鄰兩主梁間產生碰撞。

C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量

有關 L_E 之計算，可採用線性分析方法。茲敘述如下：

將等級 I 地震力依第 2.7 節所規定之地震力分佈方式施加於橋梁結構體上，執行靜力線性分析，求得伸縮裝置之伸縮量 L_E 。

伸縮裝置及其伸縮量之設計除應考量依第 7.4.2 節及第 8.6 節計算所得之梁端間距外，其基本原則乃為使其在等級 I 地震力下不產生損傷，以確保在地震發生後其伸縮機能與地震發生前相同；因伸縮裝置之損傷對橋梁引致致命性損害的可能性很低，但為使其容易修復，以期早日恢復橋梁原有機能，建議採用容易換修之伸縮裝置。此外，為避免在常時載重下影響伸縮裝置之作用，若依(8-13)式求得之地震時設計伸縮量小於常時之設計伸縮量，仍應採用常時設計伸縮量設計伸縮裝置。

參考文獻

- [C2.1] ICBO, 2000, International Building Code, 2000 Edition, Whittier, CA.
- [C2.2] 交通部，『公路橋梁耐震設計規範(草案)』，複審成果報告書，民國 92 年 3 月。
- [C2.3] 『建築物耐震設計規範與解說修正草案』，內政部建築技術審議委員會通過，民國 92 年 8 月。
- [C2.4] Mario Paz, “Structural Dynamics Theory and Computation,” 1985.
- [C3.1] AASHTO, 2011, AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design 2nd edition.
- [C3.2] 日本道路協會，2012，『道路橋示方書・V 耐震設計篇』。(日文)
- [C3.3] AASHTO, 2002, Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Edition
- [C3.4] CALTRANS, 2013, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7, California.
- [C3.5] ICBO, 2000, International Building Code, 2000 Edition, Whittier, CA.
- [C3.6] ATC-32, “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations,” Applied Technology Council, 1996.
- [C4.1] 交通部，『公路橋梁設計規範』，民國 104 年。
- [C4.2] 內政部，『建築物基礎構造設計規範』，民國 90 年。
- [C4.3] 蔡益超、張荻薇、黃震興、周功台、張國鎮、宋裕祺，1997，『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』，交通部國道新建工程局。
- [C4.4] 日本道路協會，2012，『道路橋示方書・IV 下部構造篇』。(日文)
- [C4.5] ATC-32, “Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations,” Applied Technology Council, 1996.
- [C5.1] AASHTO 2002, “Standard Specifications for Highway Bridges”.
- [C5.2] 日本道路協會，2012，『道路橋示方書・V 耐震設計篇』。(日文)
- [C5.3] 莫詒隆、楊宙燕、粘逸尊，1999，『中空矩形橋柱耐震行為之研究』，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-99-038。
- [C5.4] 莫詒隆，1998，『中空鋼筋混凝土矩形橋柱之韌性、剪力強度與補強試驗』，國家地震工程研究中心，報告編號:NCREE-98-019。
- [C5.5] 蔡益超、吳宣欣，1998，『中空鋼筋混凝土橋柱韌性、剪力強度與補強之理論分析(I)』，國立台灣大學地震工程研究中心，報告編號: CEER R87-05。
- [C5.6] 蔡益超、劉紹魁，1999，『中空鋼筋混凝土橋柱韌性、剪力強度與補強之理論分析(II)』，國立台灣大學地震工程研究中心，報告編號: CEER

R88-04。

- [C5.7] 蔡益超、賴彥魁，2000，『中空鋼筋混凝土橋柱韌性、剪力強度與補強之理論分析(III)』，國立台灣大學地震工程研究中心，報告編號：CEER R89-03。
- [C5.8] 內政部營建署，『混凝土結構設計規範』，民國 100 年 7 月。
- [C5.9] Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y., 1994, “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 120(8), pp. 2310-2329.
- [C5.10] Aschheim, M., Moehle, J.P. and Werner, S.D., 1992, *Deformability of Concrete Columns*, Project report under contract No.59Q122, California Department of Transportation, Div. of structures, Sacramento, Calif., June.
- [C5.11] Moehle, J. P., Sezen, H. and Elwood, K. J., 2000, “Response of reinforced concrete buildings lacking details for ductile responses,” *Proceedings of international workshop on annual commemoration of Chi-Chi earthquake*, Vol. 2, pp.26-40, Taipei.
- [C6.1] 交通部，『公路橋梁設計規範』，民國 104 年。
- [C6.2] 交通部，『鋼橋極限設計法規範及解說』，民國 104 年。
- [C7.1] 蔡益超、張荻薇、黃震興、周功台、張國鎮、宋裕祺，1997，『公路橋梁耐震設計規範之補充研究』，交通部國道新建工程局。
- [C7.2] 日本道路協會，『道路橋示方書·V 耐震設計篇』，2012 (日文)。
- [C7.3] 『建築物耐震設計規範與解說修正草案』，內政部建築技術審議委員會通過，民國九十二年八月二十九日。
- [C8.1] 日本道路協會，『道路橋示方書·V 耐震設計篇』，2012 (日文)。
- [C8.2] Okabe, S., 1924, “General Theory on Earth Pressure and Seismic Stability of Retaining Wall and Dam,” *土木学会誌*，第 10 卷第 6 号，pp. 1277-1323
- [C8.3] 宋裕祺、劉光晏、蘇進國、蔡益超、張國鎮，2004，“鋼筋混凝土柱側推分析之研究與探討”，*中華民國建築學會-建築學報*第 46 期，pp.47~65。

表 2-1 用途係數 I

橋梁類別	用途係數
高速公路	1.2
重要公路、跨越重要設施之公路橋梁、城鎮之主要聯外公路橋梁	1.2
其他	1.0

表 2-2 起始降伏地震力放大倍數 α_y

構材設計方法	α_y
鋼筋混凝土構材強度設計法	1.65
鋼構材容許應力設計法	1.70

表 2-3(a) 反應譜等加速度段之工址放大係數 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^I 、 S_s^{II} 、 S_s^{III})				
	$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{S30} \geq 270$ m/s)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) (270 m/s $> V_{S30} \geq 180$ m/s)	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$	$F_{a,2}$
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{S30} < 180$ m/s)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

$$F_{a,2} = 1.0 + \frac{F_{a,3} - 1.0}{90} \times (270 - V_{S30}), \quad F_{a,3} = \begin{cases} 1.2; & S_s < 0.6 \\ 1.2 - (S_s - 0.6); & 0.6 \leq S_s < 0.7 \\ 1.1 - (S_s - 0.7); & 0.7 \leq S_s < 0.8 \\ 1.0; & S_s \geq 0.8 \end{cases}$$

$F_{a,3}$ 為第三類地盤依 S_s 內插所得之 F_a 值

$F_{a,2}$ 為第二類地盤依 $F_{a,3}$ 與 V_{S30} 內插所得之 F_a 值

表 2-3(b) 反應譜等速度段之工址放大係數 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^I 、 S_1^{II} 、 S_1^{III})				
	$S_1 \leq 0.3$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.5$
第一類地盤 (堅實地盤) ($V_{S30} \geq 270$ m/s)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤 (普通地盤) (270 m/s $> V_{S30} \geq 180$ m/s)	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$	$F_{v,2}$
第三類地盤 (軟弱地盤) ($V_{S30} < 180$ m/s)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

$$F_{v,2} = 1.0 + \frac{F_{v,3} - 1.0}{90} \times (270 - V_{S30}), \quad F_{v,3} = \begin{cases} 1.8; & S_1 < 0.3 \\ 1.8 - 2 \times (S_1 - 0.3); & 0.3 \leq S_1 < 0.5 \\ 1.4; & 0.5 \leq S_1 \end{cases}$$

$F_{v,3}$ 為第三類地盤依 S_1 內插所得之 F_v 值

$F_{v,2}$ 為第二類地盤依 $F_{v,3}$ 與 V_{S30} 內插所得之 F_v 值

表 2-4 工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_1^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_1^{III}

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
基隆市	中正區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	七堵區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	暖暖區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	仁愛區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	中山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	安樂區	0.60	0.30	0.80	0.50	
	信義區	0.60	0.35	0.80	0.50	
宜蘭縣	宜蘭市	0.80	0.45	0.90	0.55	
	頭城鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	礁溪鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	壯圍鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	員山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
	五結鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	冬山鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	蘇澳鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	
	三星鄉	0.80	0.45	0.90	0.55	
	大同鄉	0.80	0.45	0.90	0.50	
	南澳鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
桃園市	桃園區	0.50	0.30	0.80	0.40	
	大溪區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	中壢區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	楊梅區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	蘆竹區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	大園區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	龜山區	0.50	0.30	0.70	0.40	
	八德區	0.60	0.30	0.80	0.45	
	龍潭區	0.70	0.40	0.90	0.50	新城斷層
	平鎮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新屋區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	觀音區	0.50	0.30	0.70	0.40	
復興區	0.70	0.40	0.90	0.50		

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
新竹縣	竹東鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	關西鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	新埔鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	竹北市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	湖口鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	橫山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	新豐鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	芎林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	寶山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	北埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	峨眉鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	尖石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
五峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層	
新竹市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	香山區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
苗栗縣	苗栗市	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層
	苑裡鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	通霄鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	公館鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、三義斷層
	銅鑼鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段
	三義鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	西湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	頭屋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	竹南鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
	頭份市	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	造橋鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	後龍鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	三灣鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層、獅潭斷層
	南庄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
大湖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	卓蘭鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	獅潭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	獅潭斷層
	泰安鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	獅潭斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
臺中市	豐原區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	東勢區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	清水區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	沙鹿區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	梧棲區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	后里區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	神岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	潭子區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大雅區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	新社區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	石岡區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	外埔區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大安區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	烏日區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大肚區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	龍井區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
霧峰區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
						車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	太平區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	大里區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	和平區	0.70	0.40	0.90	0.50	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	中區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	南區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	北區	0.80	0.45	1.00	0.55	三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	西屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	南屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	北屯區	0.80	0.45	1.00	0.55	屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
彰化縣	彰化市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	鹿港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	和美鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	北斗鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	員林市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	溪湖鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	田中鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	二林鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	線西鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	伸港鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	福興鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	秀水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	花壇鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	芬園鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	大村鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	埔鹽鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埔心鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	永靖鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	社頭鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	二水鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段
	田尾鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	埤頭鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	芳苑鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大城鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	竹塘鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	溪州鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
南投縣	南投市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	埔里鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	草屯鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	竹山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	集集鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	名間鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	鹿谷鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	中寮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	魚池鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
	國姓鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	水里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、大茅埔-雙冬斷層
	信義鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大茅埔-雙冬斷層
仁愛鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
雲林縣	斗六市	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
						層、觸口斷層
	斗南鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	虎尾鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西螺鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	土庫鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北港鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	古坑鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	大埤鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	荊桐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
	林內鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層全段、大尖山斷層、觸口斷層
	二崙鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	崙背鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	麥寮鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東勢鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	褒忠鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	臺西鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	元長鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	四湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
口湖鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
水林鄉	0.70	0.40	0.90	0.50		
嘉義縣	朴子市	0.70	0.40	0.90	0.50	
	布袋鎮	0.70	0.40	0.90	0.50	
	大林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	民雄鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	溪口鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	新港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	六腳鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東石鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	義竹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹿草鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	太保市	0.70	0.40	0.90	0.50	梅山斷層
	水上鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
	中埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	竹崎鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	梅山鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	車籠埔斷層全段、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層
	番路鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	大埔鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層
	阿里山鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	大尖山斷層、觸口斷層
嘉義市	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
臺南市	新營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽水區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	白河區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	柳營區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	後壁區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東山區	0.80	0.45	1.00	0.55	大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層
	麻豆區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	下營區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	六甲區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	官田區	0.80	0.45	1.00	0.55	六甲斷層
	大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	佳里區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	西港區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	七股區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	將軍區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北門區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	學甲區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	新化區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	善化區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	新市區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	安定區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	山上區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	玉井區	0.70	0.40	0.90	0.50	
楠西區	0.70	0.40	0.90	0.50		
南化區	0.70	0.40	0.90	0.50		
左鎮區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層	
仁德區	0.70	0.40	0.90	0.50		

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	歸仁區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	關廟區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
	龍崎區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	永康區	0.80	0.45	1.00	0.55	新化斷層
	東區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	北區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安南區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	安平區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	中西區	0.70	0.40	0.90	0.50	
高雄市	鳳山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	林園區	0.50	0.30	0.70	0.45	
	大寮區	0.60	0.35	0.80	0.45	
	大樹區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	大社區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	仁武區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	鳥松區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	岡山區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	橋頭區	0.80	0.40	1.00	0.55	旗山斷層
	燕巢區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	田寮區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	阿蓮區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	路竹區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	湖內區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	茄萣區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	永安區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	彌陀區	0.70	0.35	0.90	0.50	
	梓官區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	旗山區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	美濃區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
六龜區	0.70	0.40	0.90	0.50		
甲仙區	0.70	0.40	0.90	0.50		
杉林區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層	
內門區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層	
茂林區	0.70	0.40	0.90	0.50		

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	桃源區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	那瑪夏區	0.70	0.40	0.90	0.50	
	鹽埕區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	鼓山區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	左營區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	楠梓區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
	三民區	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	新興區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前金區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	苓雅區	0.60	0.35	0.80	0.50	
	前鎮區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	旗津區	0.50	0.35	0.70	0.50	
	小港區	0.50	0.35	0.70	0.45	
屏東縣	屏東市	0.60	0.35	0.80	0.50	
	潮州鎮	0.60	0.30	0.80	0.45	
	東港鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	恆春鎮	0.50	0.30	0.70	0.40	
	萬丹鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	長治鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	麟洛鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	九如鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	里港鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	旗山斷層
	鹽埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	高樹鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	萬巒鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	內埔鄉	0.60	0.35	0.80	0.50	
	竹田鄉	0.60	0.35	0.80	0.45	
	新埤鄉	0.60	0.30	0.70	0.40	
	枋寮鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	新園鄉	0.50	0.30	0.70	0.45	
	崁頂鄉	0.50	0.30	0.80	0.45	
林邊鄉	0.50	0.30	0.70	0.40		
南州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40		
佳冬鄉	0.50	0.30	0.70	0.40		
琉球鄉	0.50	0.30	0.70	0.40		

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	滿州鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	枋山鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	三地門鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	霧臺鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	瑪家鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	泰武鄉	0.70	0.35	0.90	0.50	
	來義鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	春日鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	獅子鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	牡丹鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
澎湖縣*	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
	西嶼鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	望安鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
	七美鄉	0.35	0.20	0.55	0.35	
臺東縣	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	成功鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	關山鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	卑南鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	大武鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	太麻里鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	東河鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	長濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鹿野鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	綠島鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	
延平鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層	
海端鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層	

縣市	鄉鎮市區	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}	鄰近之斷層
	達仁鄉	0.60	0.30	0.80	0.45	
	金峰鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	蘭嶼鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
花蓮縣	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	光復鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	玉里鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	新城鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	吉安鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	壽豐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	豐濱鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	瑞穗鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	富里鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	秀林鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
	萬榮鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層
卓溪鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層	
金門縣*	金湖鎮	0.40	0.25	0.50	0.35	
	金沙鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金城鎮	0.35	0.20	0.50	0.35	
	金寧鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烈嶼鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	烏坵鄉 (代管**)	0.80	0.50	1.00	0.55	
連江縣*	南竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	北竿鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	莒光鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	
	東引鄉	0.35	0.20	0.45	0.30	

*外島地區(澎湖縣、金門縣以及連江縣)之設計地震依據國家地震工程研究中心

之研究報告 NCREE-10-016 後經審議所得。

**烏坵鄉原屬福建省莆田縣，自民國 43 年起由金門縣代管。其位置大約位於金門與馬祖中間，因鄰近閩粵東南沿海地震帶，設計水平譜加速度係數值會高於金門及馬祖地區。

表 2-5(a) 臺北市及新北市之臺北盆地微分區劃分表

市	區	里	微分區
新北市	三重區	全區所有里 (共 116 里)	臺北一區
	蘆洲區	全區所有里 (共 36 里)	臺北一區
	五股區	興珍里、更寮里、集福里、成州里、成功里、五股里、五福里、德音里、陸一里、貿商里、德泰里、成德里、六福里、民義里、集賢里、水碓里、福德里、成泰里 (共 18 里)	臺北一區
	泰山區	山腳里、福泰里、楓樹里、同榮里、義學里、明志里、貴子里、貴和里、同興里、義仁里、泰友里、新明里、貴賢里、全興里、福興里 (共 15 里)	臺北一區
	永和區	全區所有里 (共 58 里)	臺北二區
	土城區	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、廣興里、明德里、學士里、中正里、青山里、金城里、延祿里 (共 45 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	新莊區	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、泰豐里、昌隆里、中平里、福興里、立廷里、昌信里 (共 59 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、龍福里、民有里、光和里、民全里、翔鳳里、光正里、富民里 (共 25 里)	臺北二區
	汐止區	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、城中里、建成里、湖蓮里 (共 26 里)	臺北三區

市	區	里	微分區
新北市	樹林區	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、圳民里、圳生里、三龍里 (共 13 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、中華里、太順里 (共 21 里)	臺北三區
	板橋區	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、湳興里、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、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)	臺北二區
		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

市	區	里	微分區
新北市	中和區	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
	新店區	永安里、永平里、新和里 (共 3 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、安昌里、長春里、建國里、復興里 (共 32 里)	臺北三區
	淡水區	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、大庄里、民權里、幸福里、新民里、新春里、新義里、學府里 (共 22 里)	臺北二區
八里區	龍源里、米倉里、大崁里、埤頭里、頂罟里、舊城里、訊塘里、荖阡里、下罟里 (共 9 里)	臺北二區	

市	區	里	微分區
臺北市	大同區	全區所有里 (共 25 里)	臺北二區
	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
	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
	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

市	區	里	微分區
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
	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
	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
	萬華區	全區所有里 (共 36 里)	臺北二區

市	區	里	微分區
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、政大里、樟文里、樟樹里、興邦里 (共 38 里)	臺北三區
	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
	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、南湖里、寶湖里 (共 30 里)	臺北三區
	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、重陽里 (共 18 里)	臺北三區

表 2-5(b) 臺北市及新北市屬一般工址之里及其工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數 S_S^{II} 與 S_1^{II} 與等級 III 地震水平譜加速度係數 S_S^{III} 與 S_1^{III}

市	區	里	S_S^{II}	S_1^{II}	S_S^{III}	S_1^{III}
新北市	中和區	橫路里、內南里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	新店區	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、小城里、吉祥里、美城里、香坡里、華城里、達觀里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	樹林區	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
	土城區	清化里、祖田里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	五股區	觀音里、五龍里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	泰山區	大科里、黎明里 (共 2 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	淡水區	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、北新里、正德里 (共 20 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	汐止區	八連里、白雲里、東山里、長青里、崇德里、環河里、大同里、文化里、東勢里、拱北里、康福里、湖興里、山光里、忠山里、金龍里、保安里、茄荖里、福安里、興福里、秀山里、保長里、烘內里、福德里、保新里 (共 24 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	八里區	長坑里 (共 1 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

市	區	里	S_S^{II}	S_I^{II}	S_S^{III}	S_I^{III}
新北市	鶯歌區	全區所有里 (共 20 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	三峽區	全區所有里 (共 26 里)	0.7	0.40	0.8	0.5
	瑞芳區	全區所有里 (共 34 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	林口區	全區所有里 (共 17 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	深坑區	全區所有里 (共 8 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	石碇區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	坪林區	全區所有里 (共 7 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	三芝區	全區所有里 (共 13 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	石門區	全區所有里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	平溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.6	0.35	0.9	0.55
	雙溪區	全區所有里 (共 12 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	貢寮區	全區所有里 (共 11 里)	0.7	0.4	0.9	0.55
	金山區	全區所有里 (共 15 里)	0.5	0.3	0.7	0.45
	萬里區	全區所有里 (共 10 里)	0.5	0.3	0.8	0.5
烏來區	全區所有里 (共 5 里)	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、萬美里 (共 5 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	南港區	舊莊里、九如里 (共 2 里)	0.6	0.35	0.8	0.5
	內湖區	大湖里、金瑞里、碧山里、內溝里、安泰里、秀湖里 (共 6 里)	0.6	0.35	0.7	0.45
	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
	北投區	永和里、林泉里、開明里、中和里、秀山里、泉源里、湖山里、大屯里、湖田里 (共 9 里)	0.5	0.3	0.7	0.45

表 2-6 結構系統韌性容量 R

類別	下部結構	R
1.	壁式橋墩	2.5
2.	單柱橋墩(實心與中空斷面)	4.0
3.	多柱構架式實心斷面橋墩	5.0
	多柱構架式中空斷面橋墩	4.2
4.	RC 樁構架式橋墩	
	全為垂直樁	3.0
	1 支或 1 支以上斜樁	1.6
5.	鋼樁或鋼與混凝土合成樁構架式橋墩	
	全為垂直樁	4.2
	1 支或 1 支以上斜樁	3.0

表 2-7 各第一類活動斷層近域調整因子 N_A 與 N_V

斷層名稱	設計地震		最大考量地震	
	N_A	N_V	N_A	N_V
1. 獅潭斷層	1.14	1.17	1.13	1.21
2. 屯子腳斷層	1.14	1.16	1.13	1.21
3. 車籠埔斷層	1.12	1.18	1.13	1.25
4. 梅山斷層	1.19	1.22	1.15	1.24
5. 大尖山斷層、觸口斷層	1.08	1.08	1.11	1.21
6. 新化斷層	1.12	1.08	1.15	1.15
7. 花東縱谷地區斷層 (米崙、瑞穗、玉里、池上與鹿野斷層)	1.21	1.29	1.16	1.29
8. 彰化、大甲、鐵砧山斷層	1.15	1.16	1.13	1.22
9. 大茅埔-雙冬斷層	1.15	1.16	1.11	1.23
10. 新城斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
11. 三義斷層	1.04	1.08	1.09	1.16
12. 六甲斷層	1.05	1.08	1.05	1.12
13. 旗山斷層	1.08	1.09	1.09	1.16

表 2-8 活動支承之摩擦係數

支承類別	滾承 搖動支承	TFE 板支承	滑板支承	鑄鋼線支承	合成橡膠 支承墊
摩擦係數	0.05	0.10	0.15	0.25	0.15

表 3-1 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 B_S 與 B_1 (線性內插求值)

有效阻尼比 ξ (%)	B_S	B_1
<2	0.80	0.80
5	1.00	1.00
10	1.33	1.25
≥ 20	1.60	1.50

表 3-2 一般工址及活動斷層近域之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$

較短週期	短週期	中長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T$
$S_{a,II} = S_{II,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{a,II} = \frac{S_{II,S}}{B_S}$	$S_{a,II} = \frac{S_{II,1}}{B_1 T}$

表 3-3 臺北盆地之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$

較短週期	短週期	中長週期
$T \leq 0.2T_0$	$0.2T_0 < T \leq T_0$	$T_0 < T$
$S_{a,II} = S_{II,S} \left[0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0} \right]$	$S_{a,II} = \frac{S_{II,S}}{B_S}$	$S_{a,II} = \frac{T_0^D S_{II,S}}{B_1 T}$

表 7-1 橋梁構件阻尼比

	鋼構件	混凝土構件
上部結構	0.02~0.03	0.03~0.05
下部結構	0.03~0.05	0.05~0.1
基礎	0.1~0.3	

表 7-2 調整係數 c_ϕ

週期比 $\Delta T/T_1$ *	c_ϕ
$0 \leq \Delta T/T_1 \leq 0.1$	1.0
$0.1 < \Delta T/T_1 \leq 0.8$	1.4
$0.8 < \Delta T/T_1 \leq 1.0$	1.0

* ΔT 為 $T_1 - T_2$

非隔震橋： T_1 及 T_2 分別為相鄰兩振動單元之基本振動週期，其中 $T_1 \geq T_2$

隔震橋： T_1 及 T_2 分別為相鄰兩振動單元之設計位移下有效振動週期，其中 $T_1 \geq T_2$

表 8-1 土壤參數之折減係數 D_E

F_L 之範圍	距地表面之深度 x (m)	土壤抵抗液化剪應力強度與 有效覆土壓力之比值 R_s	
		$R_s \leq 0.3$	$R_s > 0.3$
$F_L \leq \frac{1}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$\frac{1}{3} < F_L \leq \frac{2}{3}$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$\frac{2}{3} < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

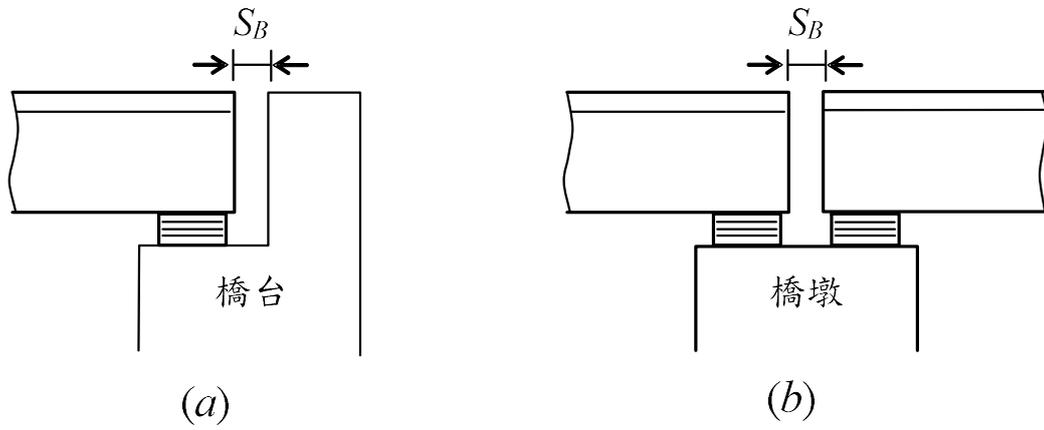


圖 7-1 梁端間隙示意圖

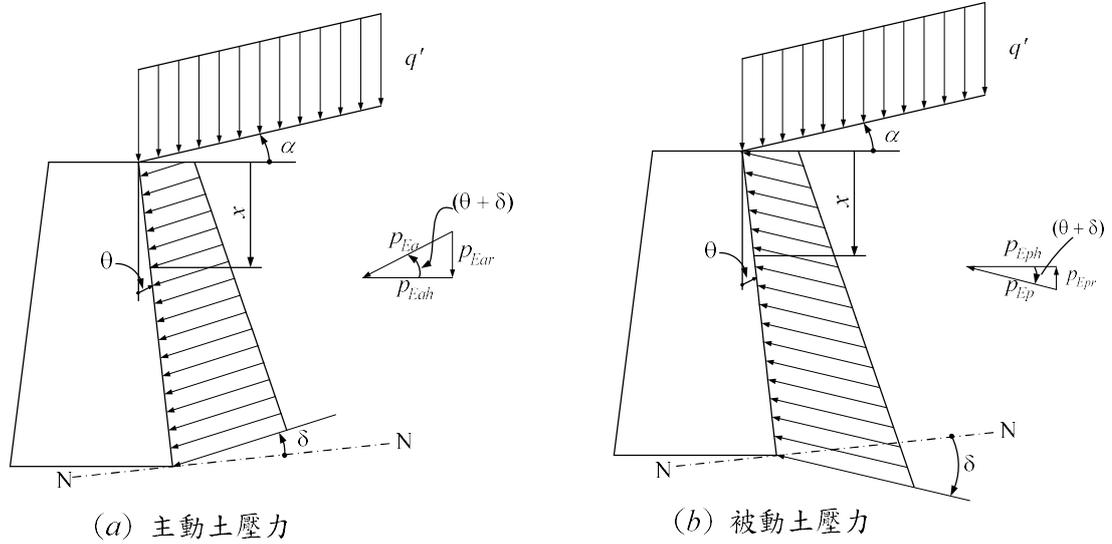


圖 8-1 地震時之土壓力

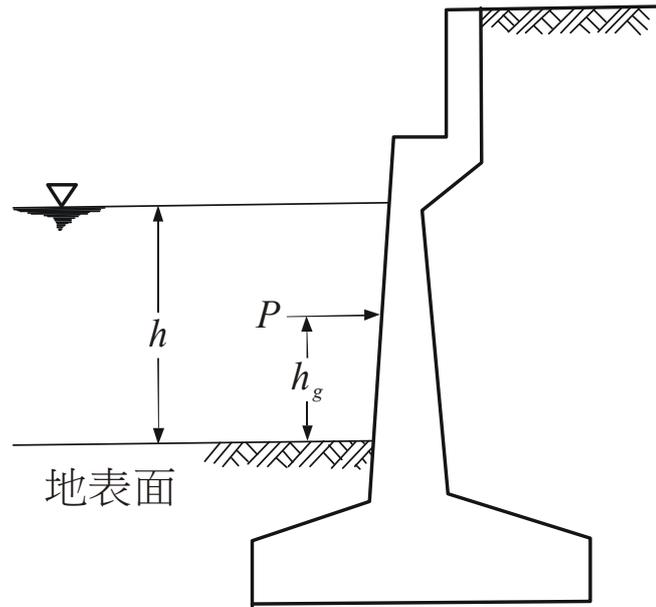


圖 8-2 作用於壁狀結構物之動水壓

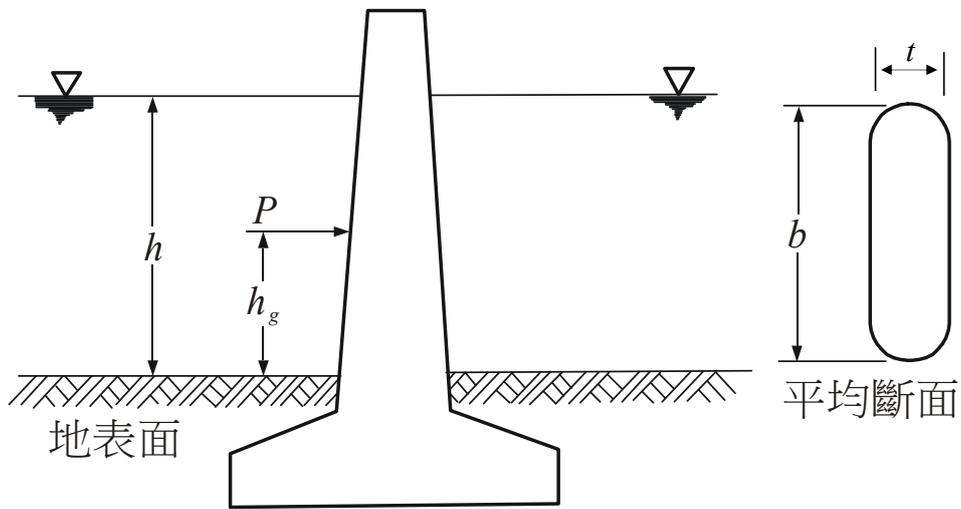


圖 8-3 作用於柱狀結構物之動水壓

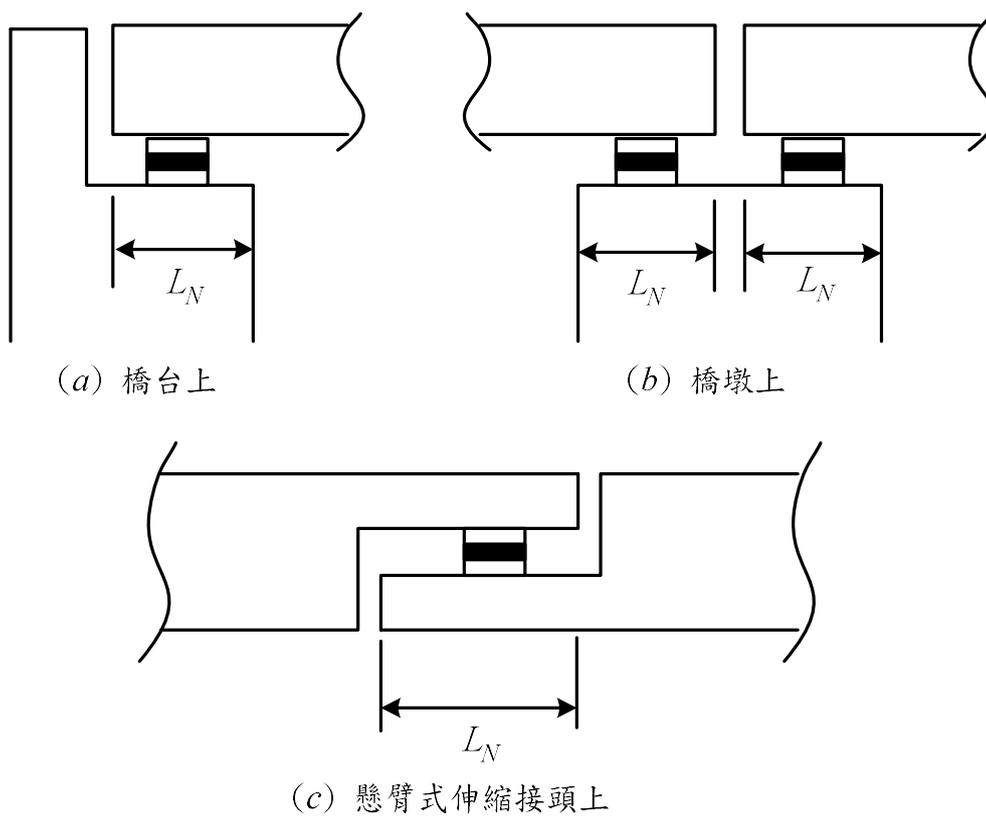


圖 8-4 梁端防落長度 L_N 之定義

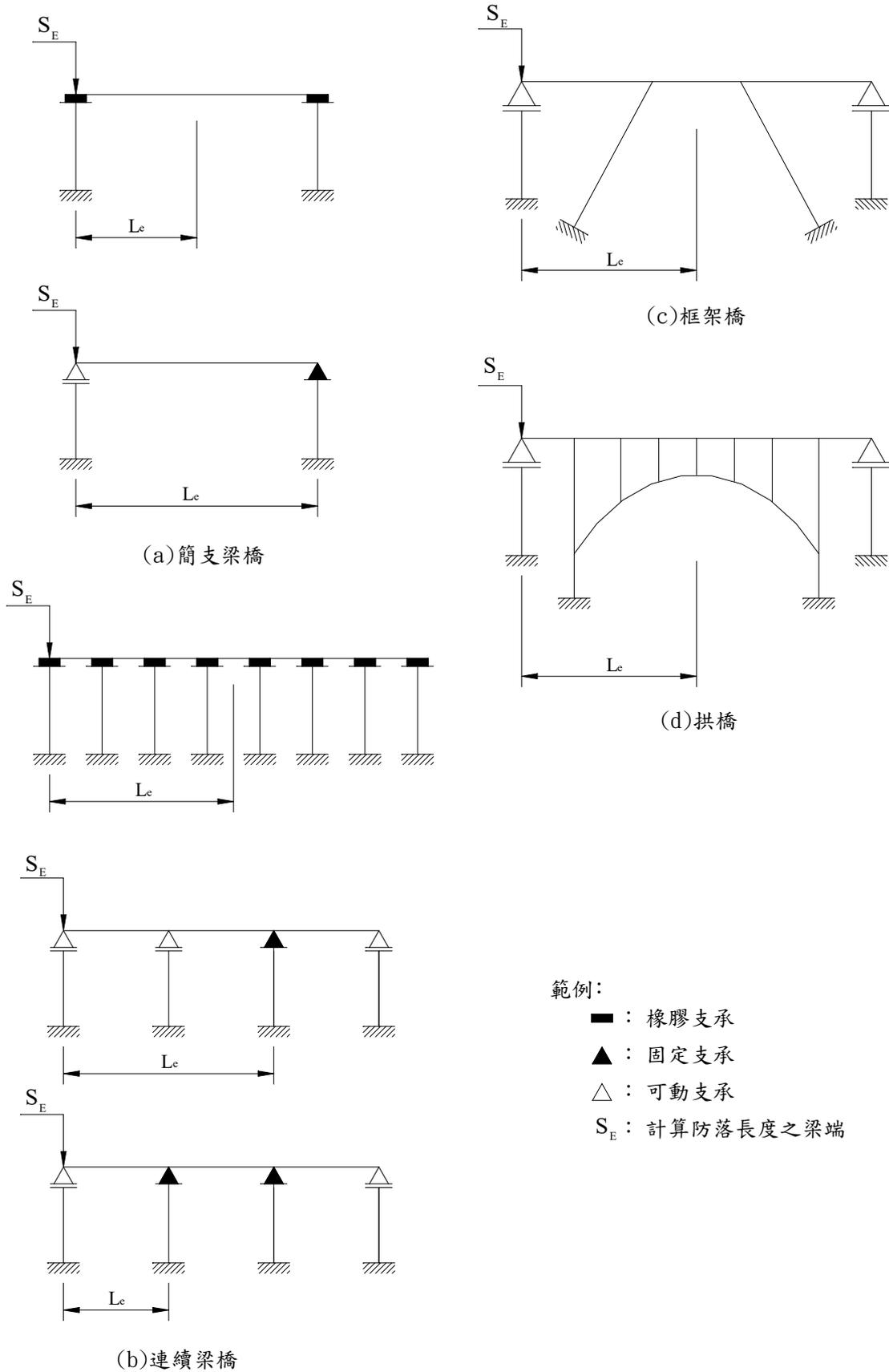


圖 8-5 L_e 參考圖

表 C2-1 應考量近斷層效應之活動斷層性質表*

編號	斷層名稱	長度 (公里)	斷層性質	歷史地震規模
1	新城斷層	29	逆移斷層	
2	獅潭斷層	11	逆移斷層	M _L 7.1** (1935.04.21) 新竹-台中地震
	屯子腳斷層	14	右移斷層	
3	三義斷層	34	逆移斷層	
4	大甲斷層	8	逆移斷層	
	大甲斷層(清水, 南段)	23		
	鐵砧山斷層	13		
	彰化斷層	36		
5	車籠埔斷層(北段)	38	逆移斷層	M _L 7.3 (1999.09.21) 集集地震
	車籠埔斷層(南段)	38		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層	
7	梅山斷層	15	右移斷層	M _L 7.1 (1906.03.17) 梅山地震
8	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	M _L 7.1 (1941.12.17) 中埔地震
	觸口斷層	27	逆移斷層	
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層	
10	新化斷層	6	右移斷層	M _L 6.1 (1946.12.05) 新化地震
11	旗山斷層	26	逆移斷層	
12	米崙斷層	8	左移兼逆移斷層	M _L 7.3 (1951.11.25) 縱谷地震序列
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	
	鹿野斷層	18	逆移斷層	

*本表所列之活動斷層為 2012 年中央地質調查所公布之第一類活動斷層

**歷史地震規模參考臺灣十大災害地震圖集（鄭世楠等人著，1999）

表 C3-1 形狀規則橋梁

連續跨距數	2	3	4	5	6
曲線橋最大弦切角	30 ⁰				
相鄰跨距比	3	2	2	1.5	1.5
除橋台外,相鄰跨距之構架/墩柱勁度比	—	4	4	3	2

表 C4-1 直接基礎支承力因素

ϕ (度)	N_c	N_q	N_γ	N_γ^*
0	5.3	1.0	0.0	0.0
1	5.3	1.1	0.0	0.0
2	5.3	1.1	0.0	0.0
3	5.3	1.2	0.0	0.0
4	5.3	1.3	0.0	0.0
5	5.3	1.4	0.0	0.0
6	5.3	1.5	0.0	0.0
7	5.3	1.6	0.0	0.0
8	5.3	1.7	0.0	0.0
9	5.3	1.8	0.0	0.0
10	5.3	1.9	0.0	0.0
11	5.5	2.1	0.0	0.0
12	5.8	2.2	0.0	0.0
13	6.0	2.4	0.0	0.0
14	6.2	2.5	1.1	0.9
15	6.5	2.7	1.2	1.1
16	6.7	2.9	1.3	1.4
17	7.0	3.1	1.5	1.7
18	7.3	3.4	1.6	2.0
19	7.6	3.6	1.8	2.4
20	7.9	3.9	2.0	2.9
21	8.2	4.2	2.2	3.4
22	8.6	4.5	2.4	4.1
23	9.0	4.8	2.7	4.8
24	9.4	5.2	3.0	5.7
25	9.9	5.6	3.3	6.8
26	10.4	6.0	3.6	8.0
27	10.9	6.5	4.0	9.6
28	11.4	7.1	4.4	11.2
29	13.2	8.3	5.4	13.5
30	15.3	9.8	6.6	15.7
31	17.9	11.7	8.4	18.9
32	20.9	14.1	10.6	22.0
33	24.7	17.0	13.7	25.6
34	29.3	20.8	17.8	31.1
35	35.1	25.5	23.2	37.8
36	42.2	31.6	30.5	44.4
37	51.2	39.6	41.4	54.0
38	62.5	49.8	57.6	64.0
39	77.0	63.4	80.0	78.8
40 以上	95.7	81.2	114.0	93.6

註： N_γ^* 為偏心載重基礎使用

表 C4-2 直接基礎各項影響因素之計算式(Modified from Meyerhof, 1963)

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

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

表 C4-3 沉箱基礎支承力因素

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

表 C4-4 沉箱基礎底面之形狀影響因素

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

表 C4-5 變形模數 E_0 與 α 值

變形模數 E_0 推估方法(kgf/cm ²)	地震時地盤反力係數推估 用係數 α
直徑 30 公分平鈹載重試驗循環加壓-解壓曲線求得 之變形模數之 1/2	2
由孔內側向載重試驗求取變形模數	8
利用單壓或三軸試驗應力-應變曲線求取變形模數	8
利用標準貫入試驗 N 值推估變形模數 $E_0 = 28N$	2

表 C4-6 樁之彈簧常數 K_1, K_2, K_3, K_4

	樁頭為剛接		樁頭為鉸接	
	$h \neq 0$	$h=0$	$h \neq 0$	$h=0$
K_1	$\frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$	$4EI\beta^3$	$\frac{3EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+0.5}$	$2EI\beta^3$
K_2, K_3	$K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$	$2EI\beta^2$	0	0
K_4	$\frac{4EI\beta}{1+\beta h} \times \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$	$2EI\beta$	0	0

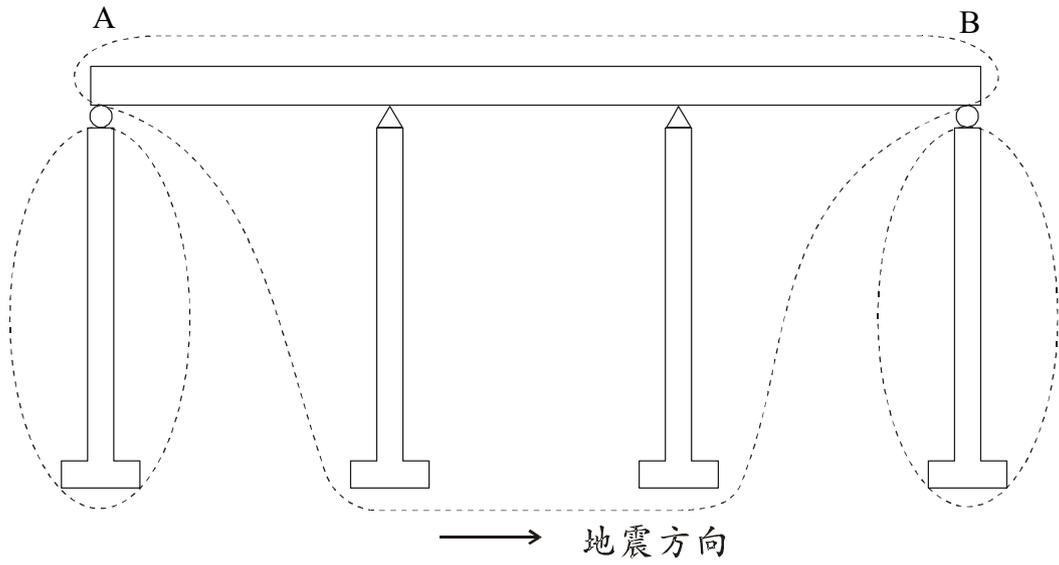
表 C4-7 沉箱地盤反力係數與地盤反力上限值

地盤阻抗		地盤反力係數 (kgf/cm ³)	地層反力上限值 p_u (kgf/m ²)
沉箱 底面	垂直	$k_V = k_{V0}(B_V/30)^{-3/4}$	$p_u = \phi \cdot (q_u - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$
	水平	$k_S = 0.3k_V$	$p_u = \phi \cdot (c_a + q_m \tan \delta)$
沉箱正 前方	水平	$k_H = \alpha_k k_{H0}(B_H/30)^{-3/4}$	$p_u = \phi \cdot \sigma_p$
	垂直	$k_{SVB} = 0.3k_H$	砂質土： $p_u = \phi \cdot \min[0.01N, 0.05(\sigma'_0 \tan \phi'), 0.5]$ 黏性土： $p_u = \phi \cdot \min[0.05S_u, 1.0]$
沉箱 側面	水平	$k_{SHD} = 0.6\alpha_k k_{H0}(D_H/30)^{-3/4}$	砂質土： $p_u = \phi \cdot \min[0.01N, 0.05(\sigma'_0 \tan \phi'), 0.5]$
	垂直	$k_{SVD} = 0.5k_{SHD}$	黏性土： $p_u = \phi \cdot \min[0.05S_u, 1.0]$

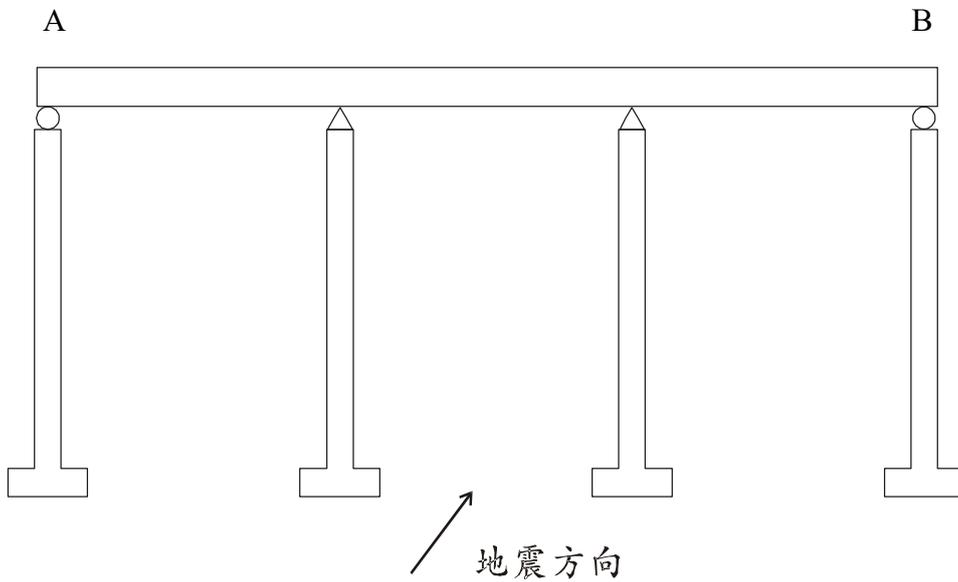
註:相關變數說明詳見 C4.4 節

表 C5-1 徑向與弧向應力比值 α_1 與開孔率 α 之關係表

α	α_1
0.2	0.700
0.4	0.4180
0.6	0.2411
0.8	0.1324



(a) 軸向地震時



(b) 橫向地震時

圖 C1-1 橋梁之振動單元

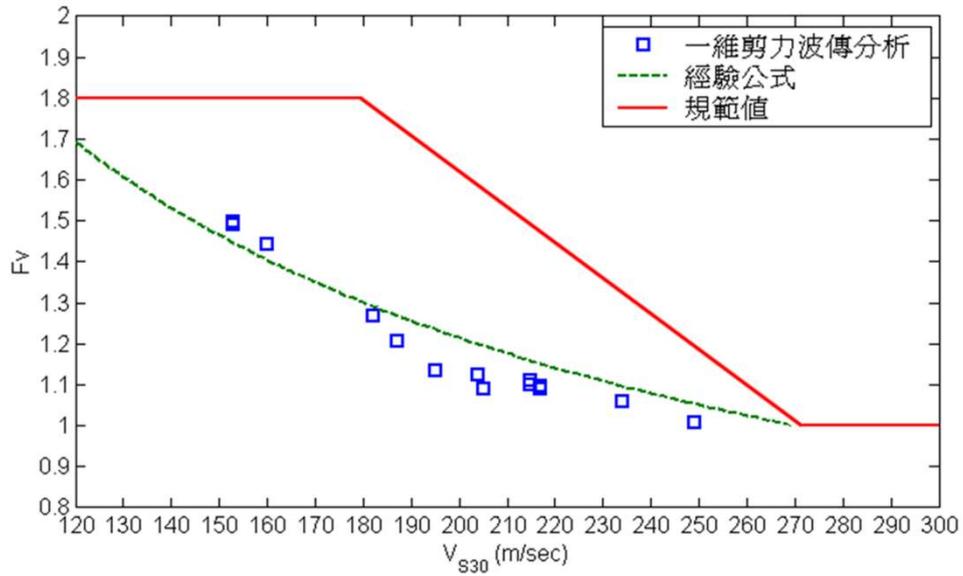


圖 C2-1 反應譜等速度段之工址放大係數 F_v 與地盤分類指標 V_{S30} 之變化關係

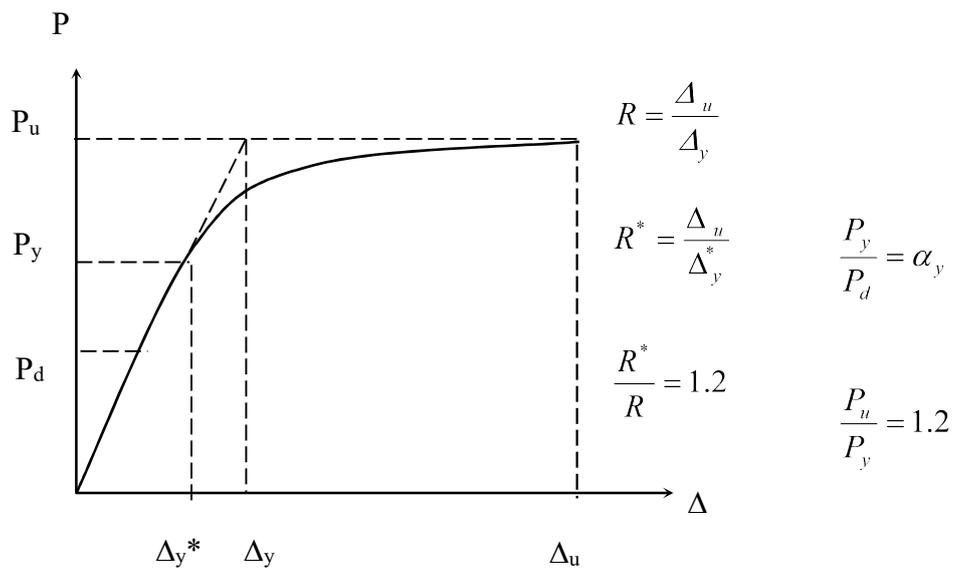


圖 C2-2 橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R

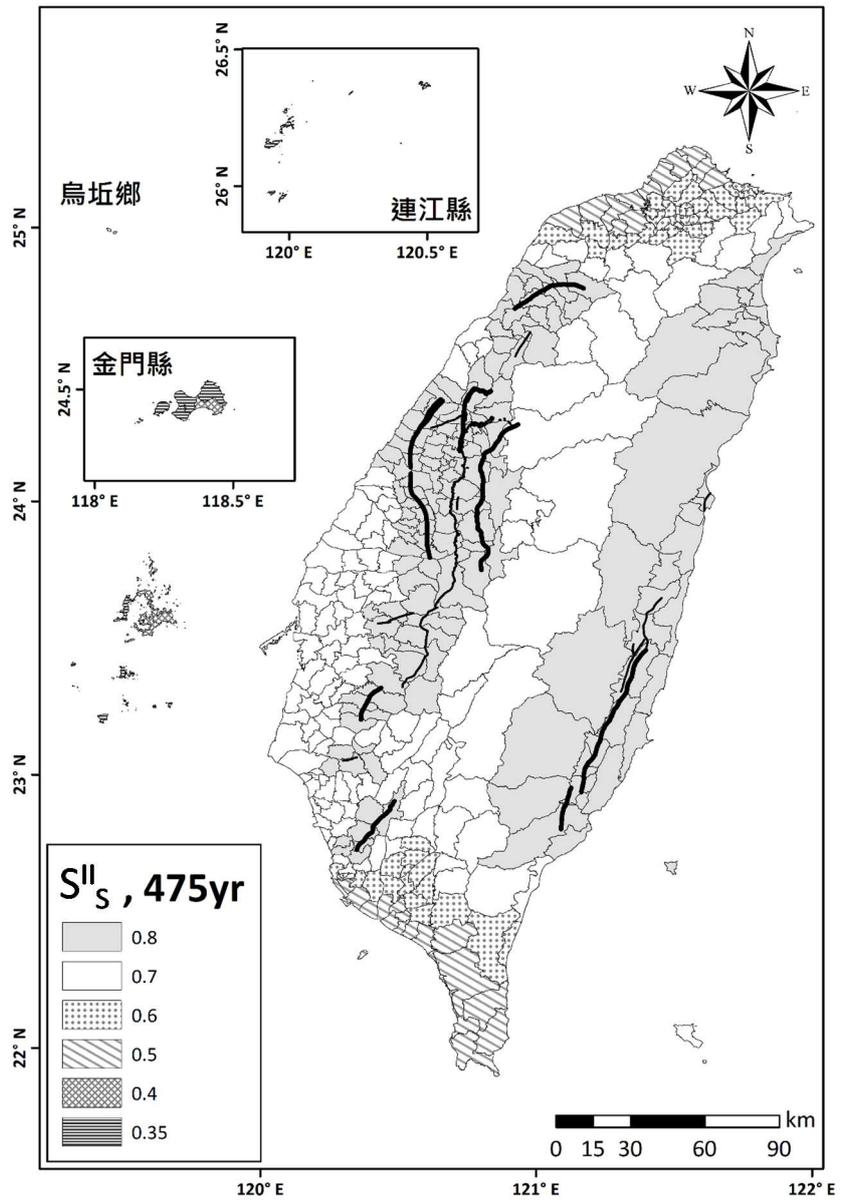


圖 C2-3 工址堅實地盤短週期等級 II 水平譜加速度係數 S_s^{II} 分布圖

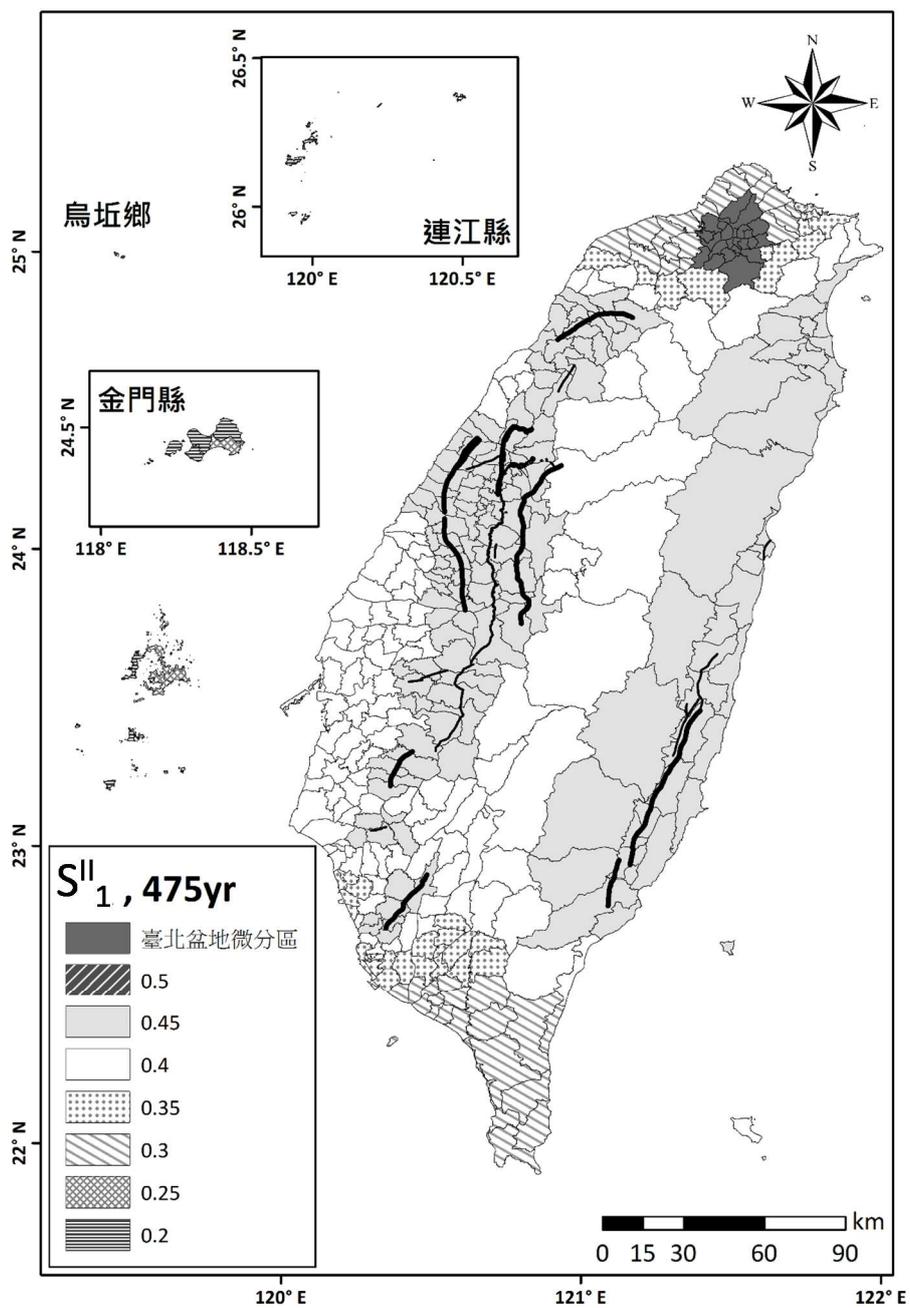


圖 C2-4 工址堅實地盤一秒週期等級 II 水平譜加速度係數 S_1^{II} 分布圖

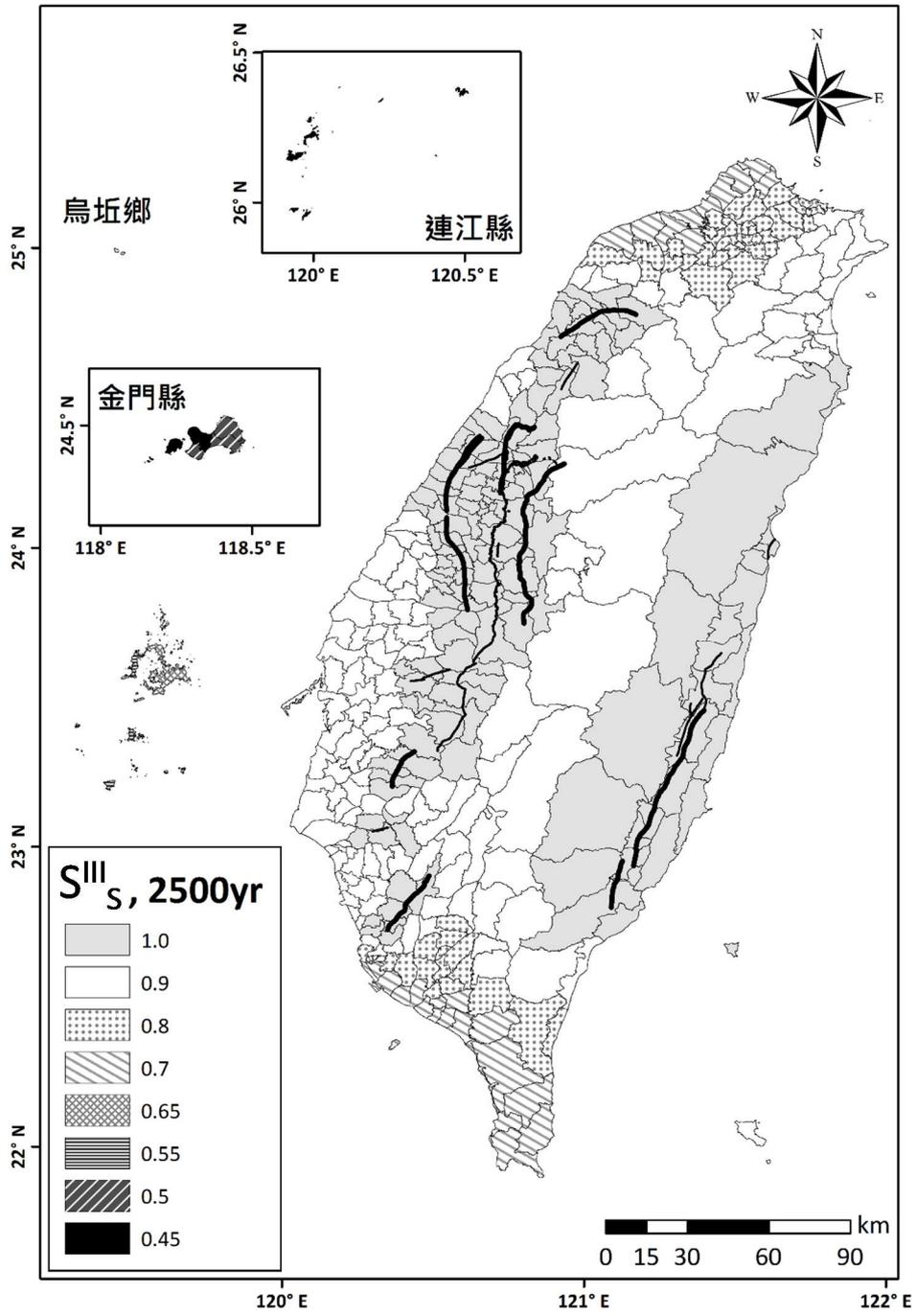


圖 C2-5 工址堅實地盤短週期等級 III 水平譜加速度係數 S_S^{III} 分布圖

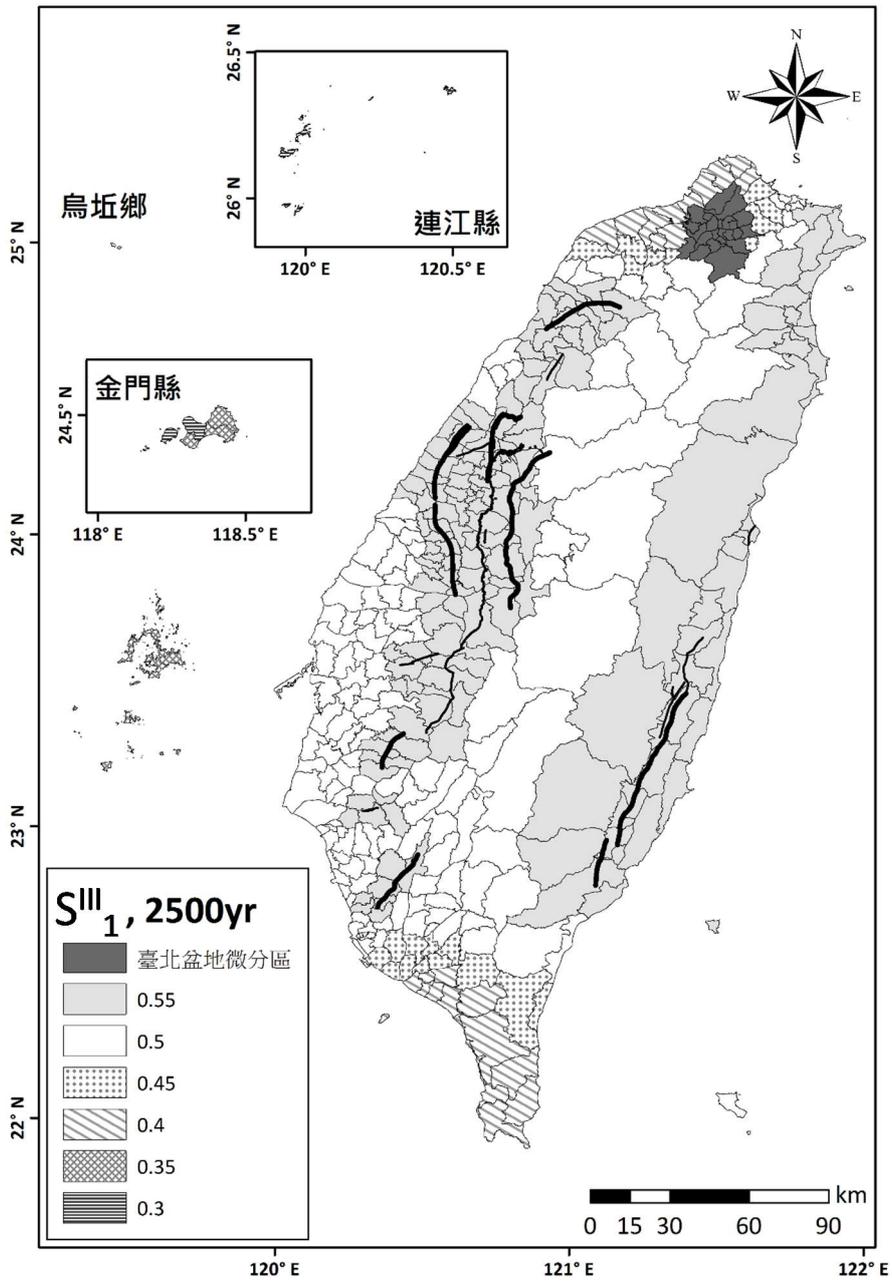


圖 C2-6 工址堅實地盤一秒週期等級 III 水平譜加速度係數 S_1^{III} 分布圖

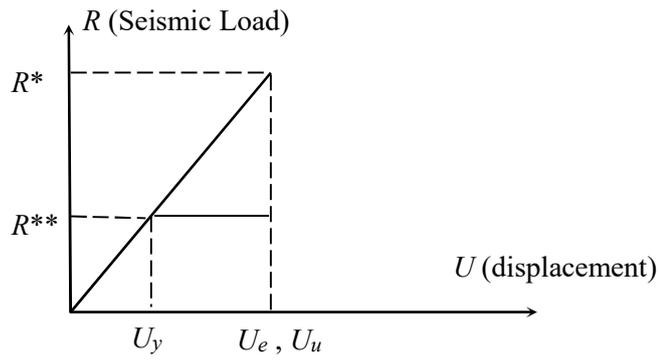


圖 C2-7 彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)

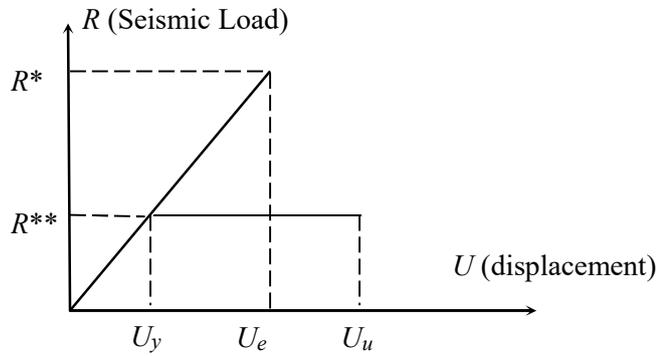


圖 C2-8 彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)

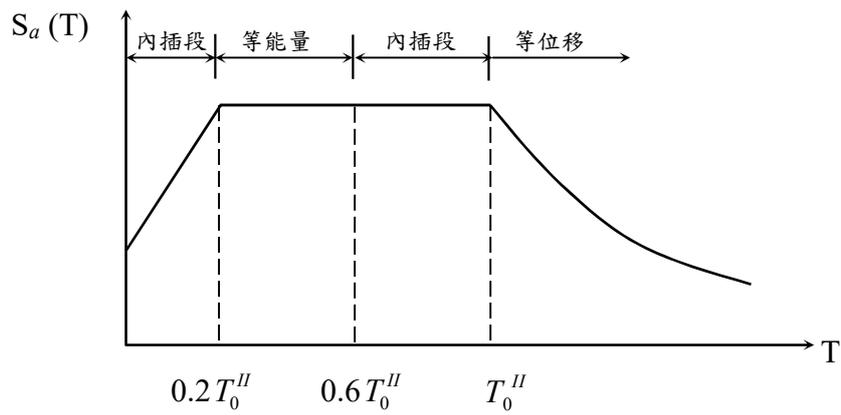


圖 C2-9 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍

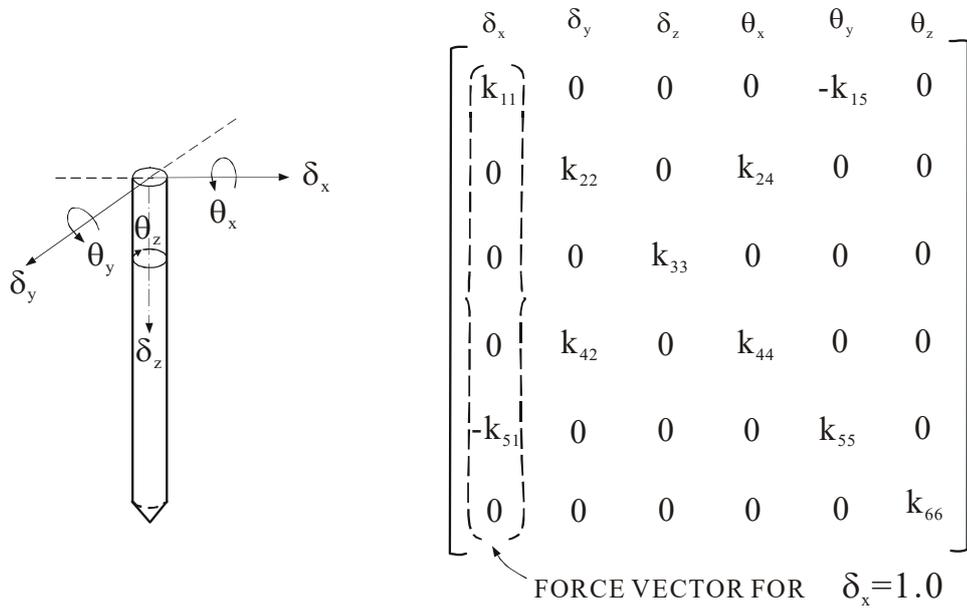


圖 C2-10 單樁等值樁頭勁度矩陣

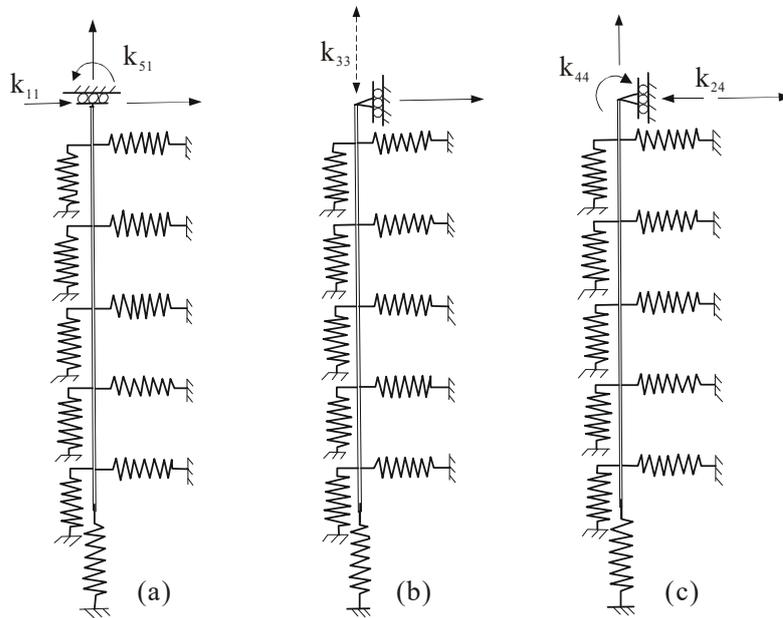


圖 C2-11 單樁等值樁頭勁度矩陣各元素之分析模型

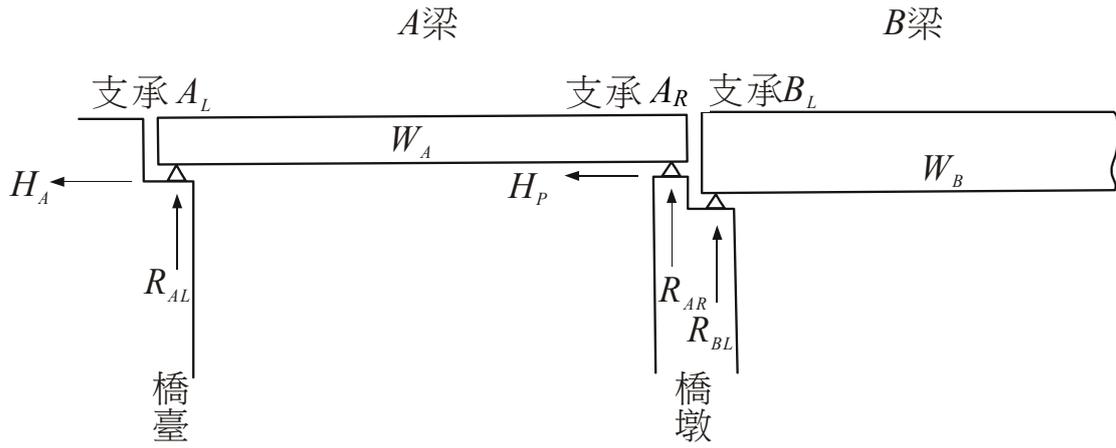


圖 C2-12 簡支梁橋軸方向之水平載重

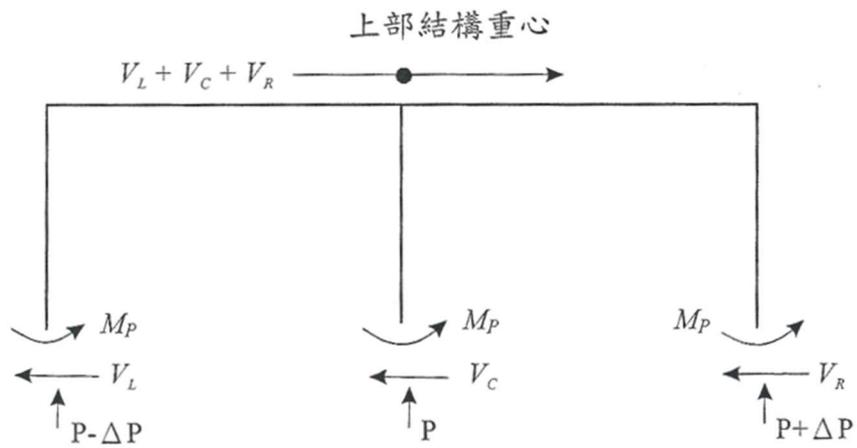


圖 C4-1 以迭代法求構架式橋墩柱軸力示意圖

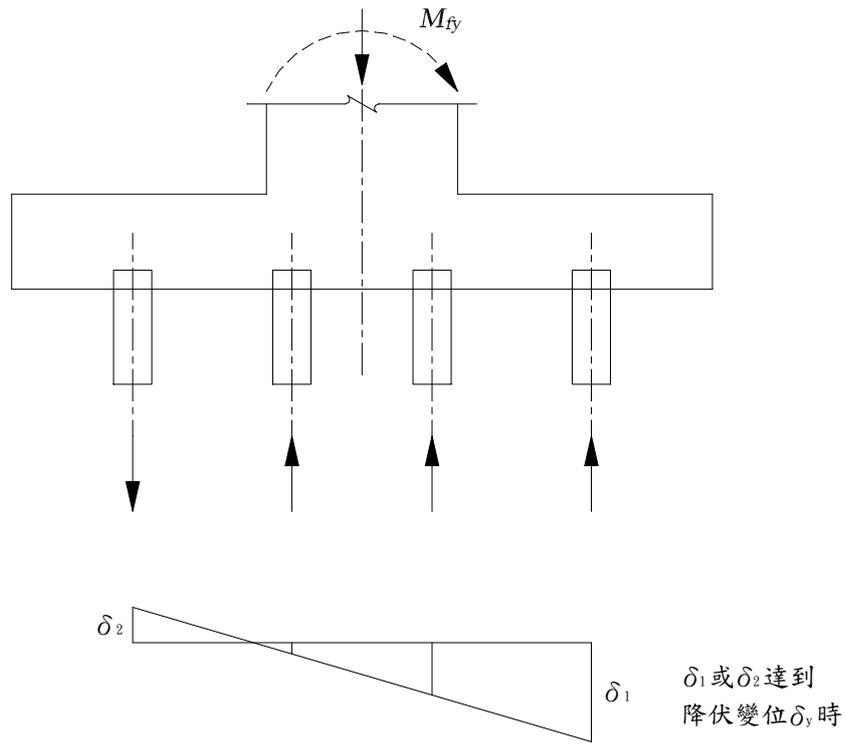


圖 C4-2 整體基樁之降伏彎矩 M_{fy}

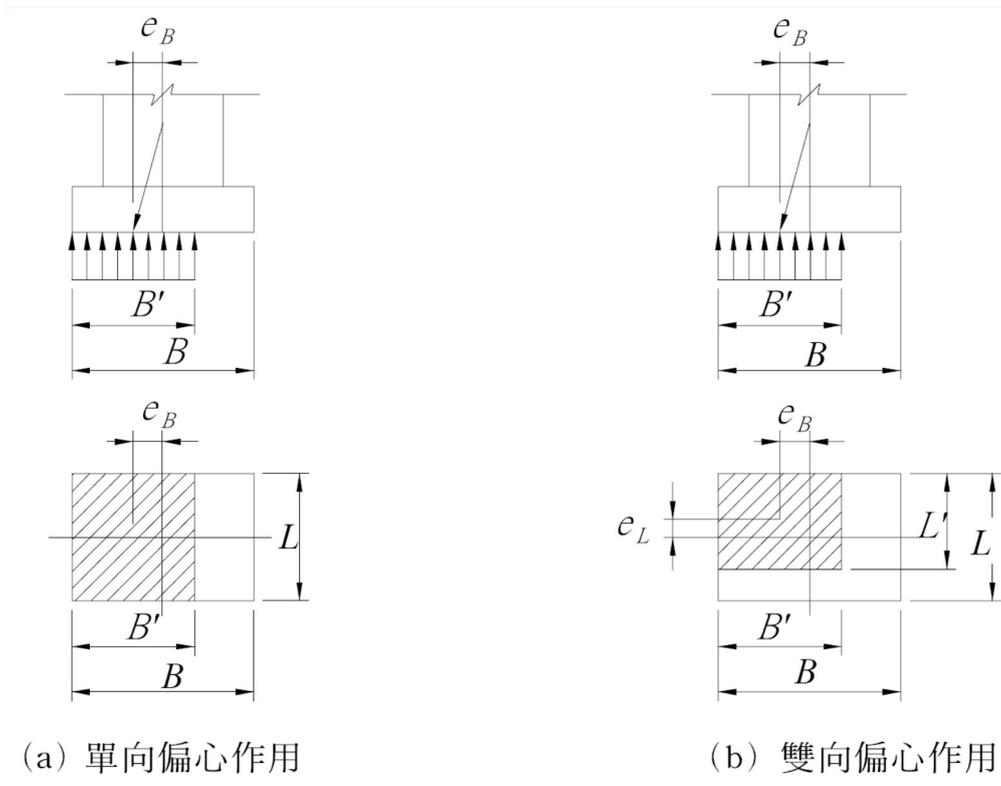


圖 C4-3 長方形基礎之有效接觸面積

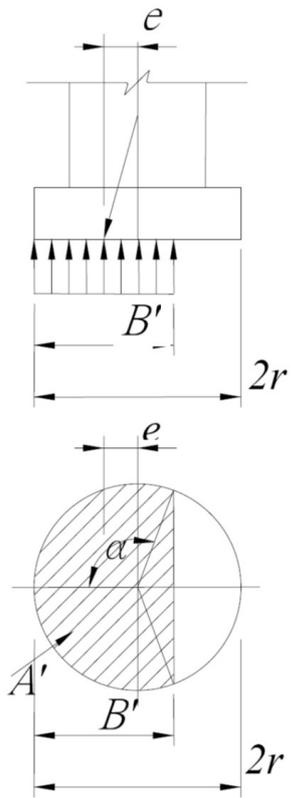


圖 C4-4 圓形基礎之有效接觸面積

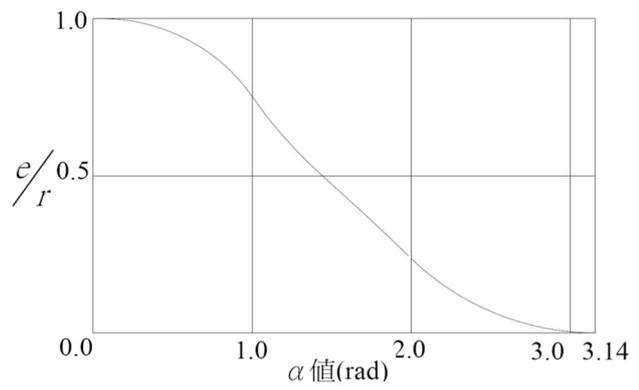


圖 C4-5 圓形基礎之 α 與 $\frac{e}{r}$ 關係圖

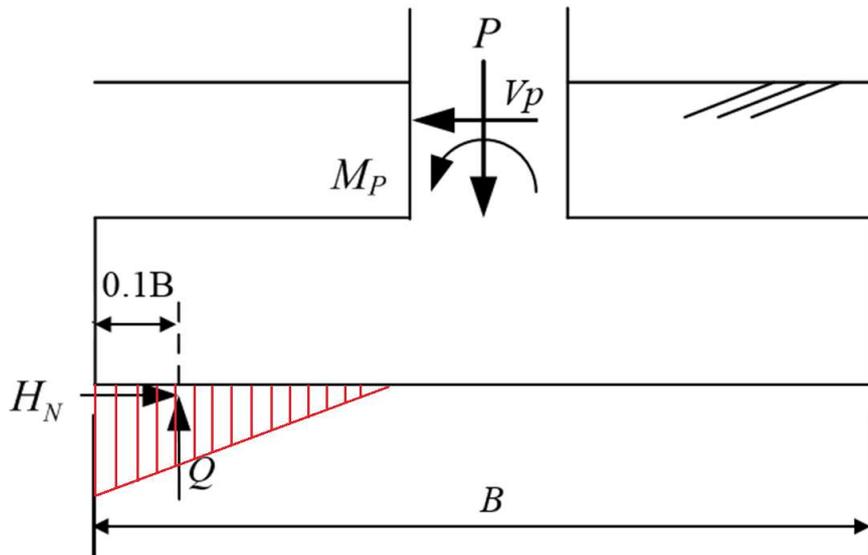


圖 C4-6 基礎版設計時地盤反力之合力作用位置

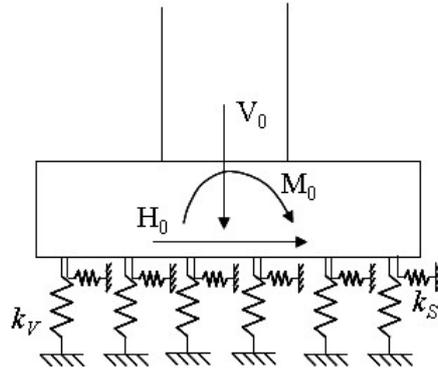


圖 C4-7 直接基礎之分析模式

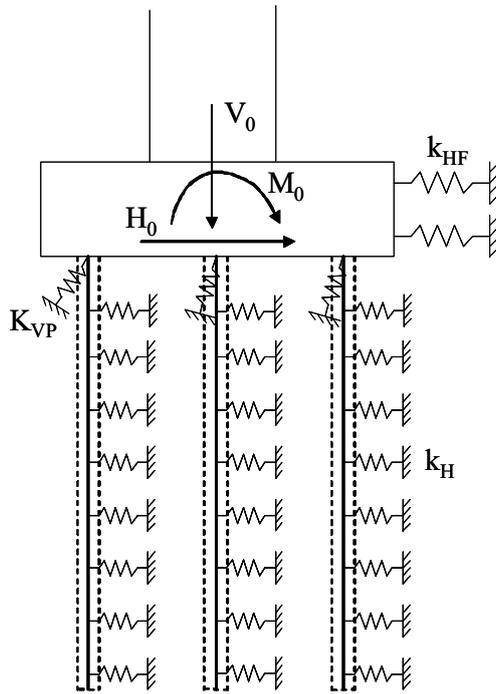


圖 C4-8 (a) 基樁基礎之分析模式

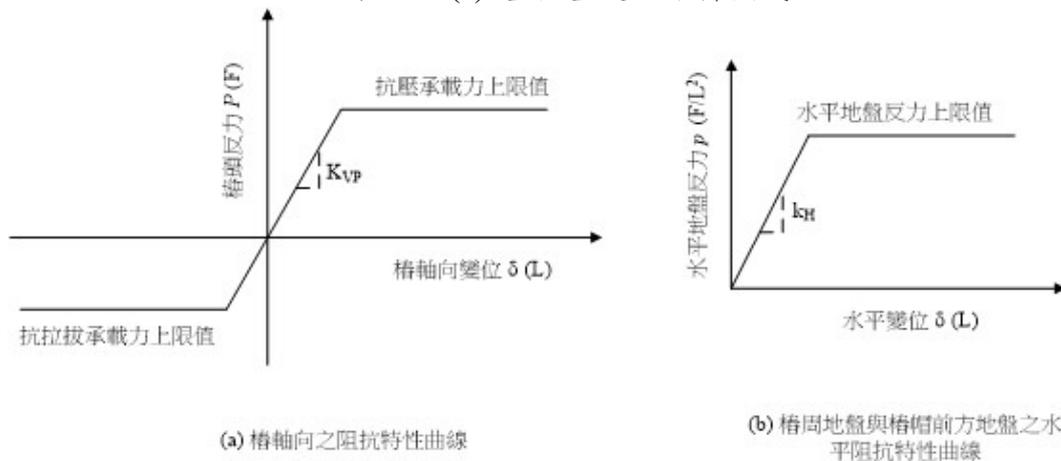


圖 C4-8 (b) 樁阻抗特性之模擬

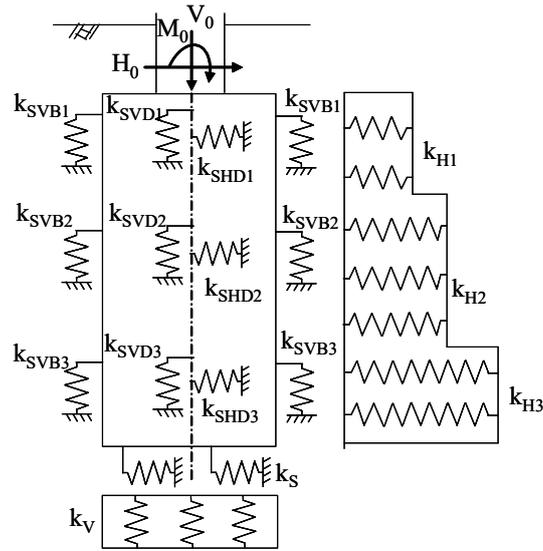


圖 C4-9 (a) 沉箱基礎之分析模式

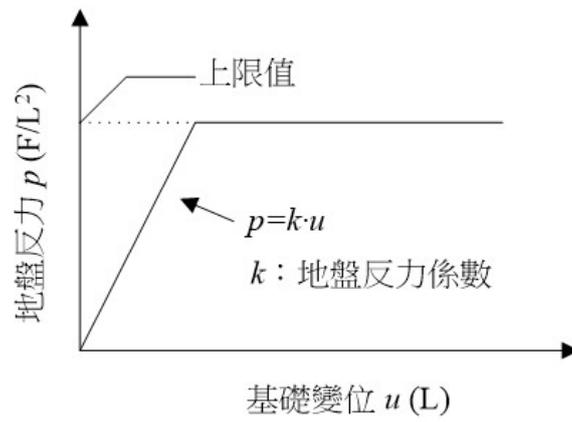


圖 C4-9 (b) 地盤阻抗模式

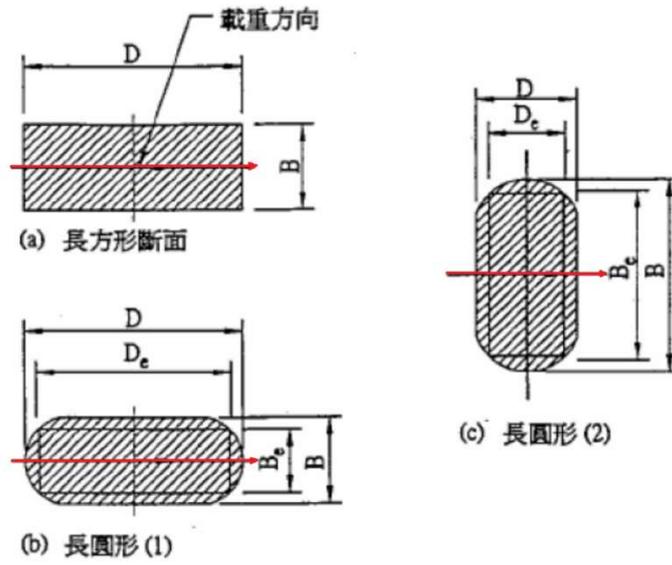


圖 C4-10 基礎之有效寬度 B_e 與 D_e

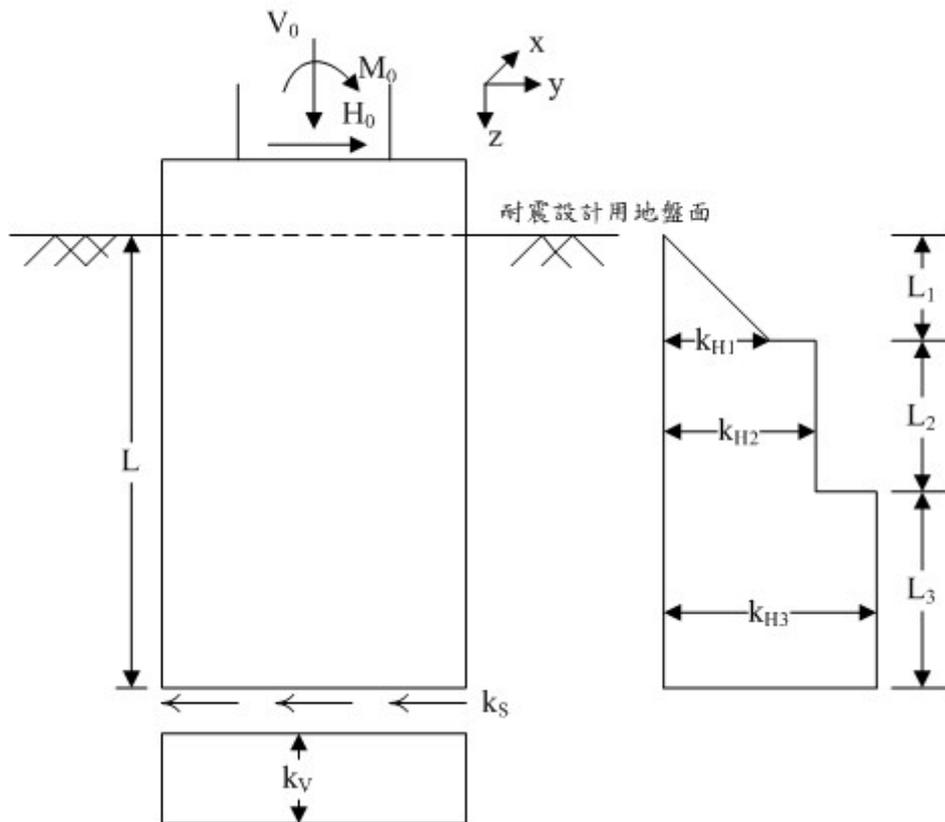


圖 C4-11 沉箱基礎示意圖

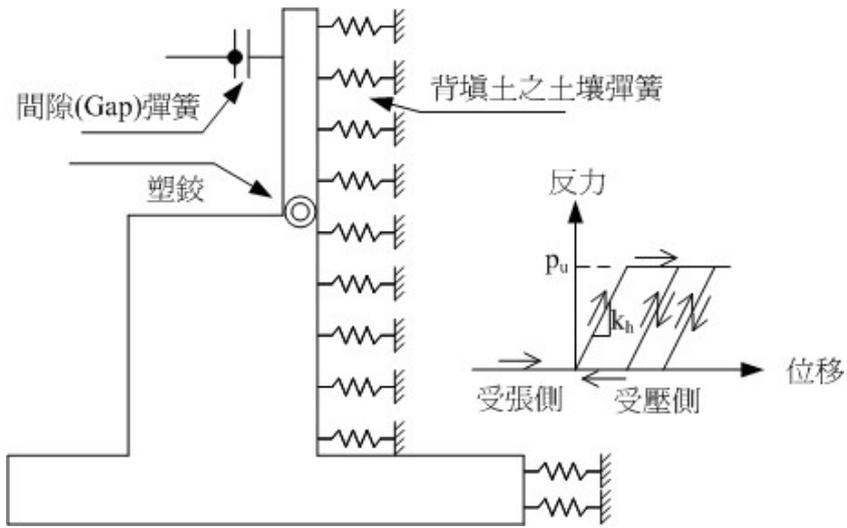


圖 C4-12 橋台與土壤彈簧模擬方式示意圖

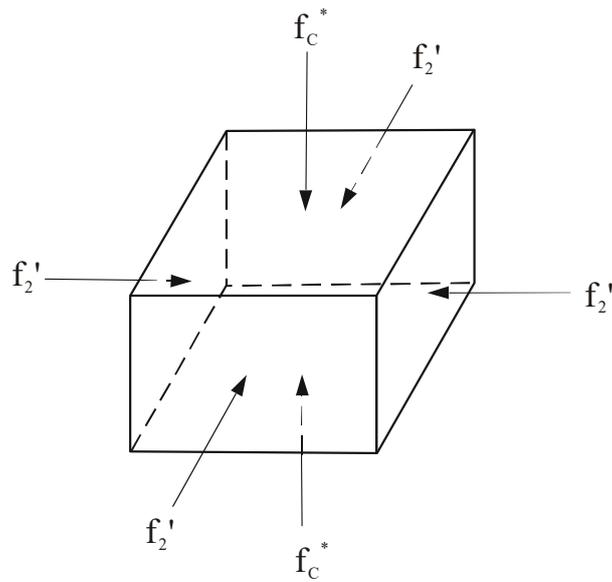


圖 C5-1 受圍束柱心混凝土受力情形

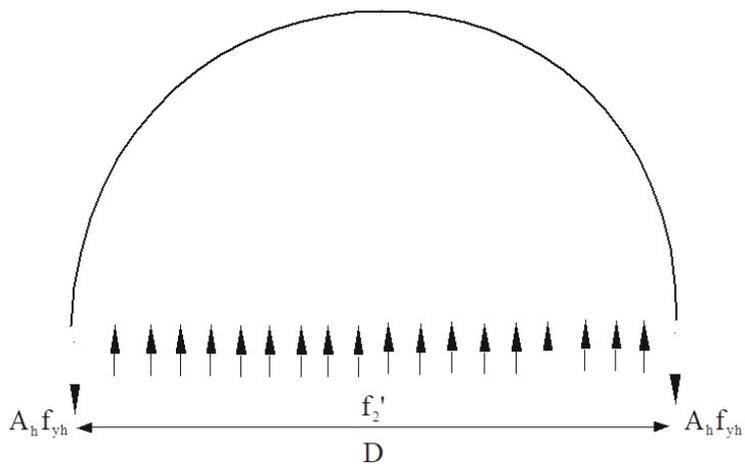


圖 C5-2 鋼筋混凝土螺筋柱柱心之圍束壓力

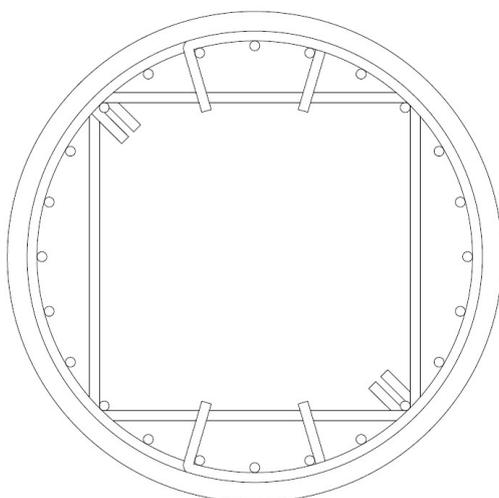


圖 C5-3(a) 圓柱圍束鋼筋示意圖(一)

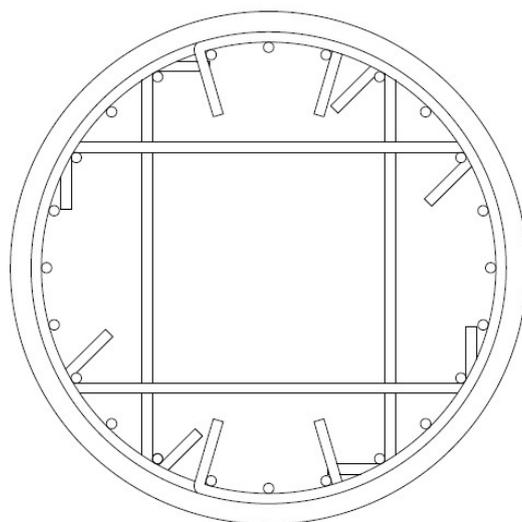


圖 C5-3(b) 圓柱圍束鋼筋示意圖(二)

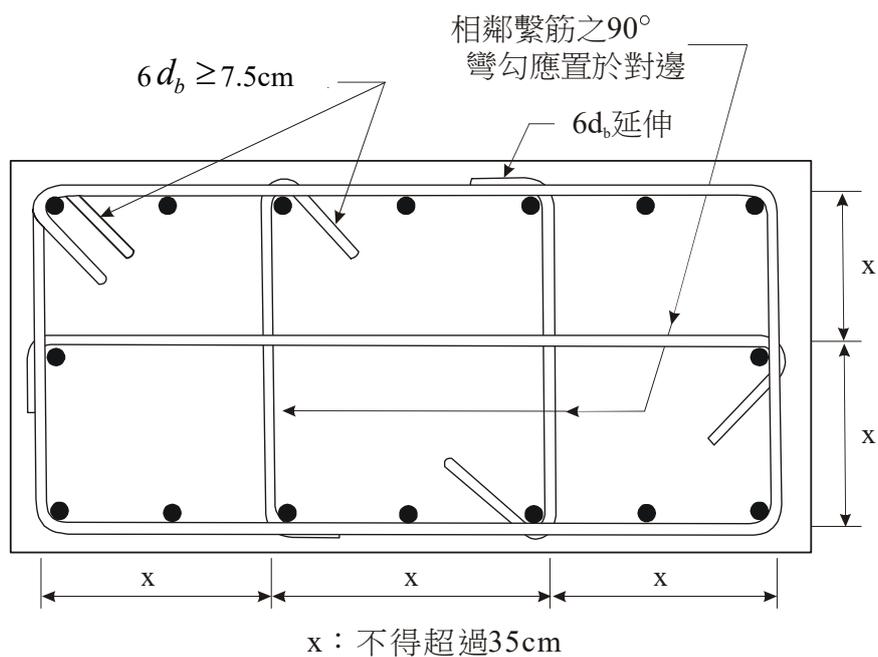


圖 C5-4(a) 矩形柱圍束鋼筋示意圖(一)

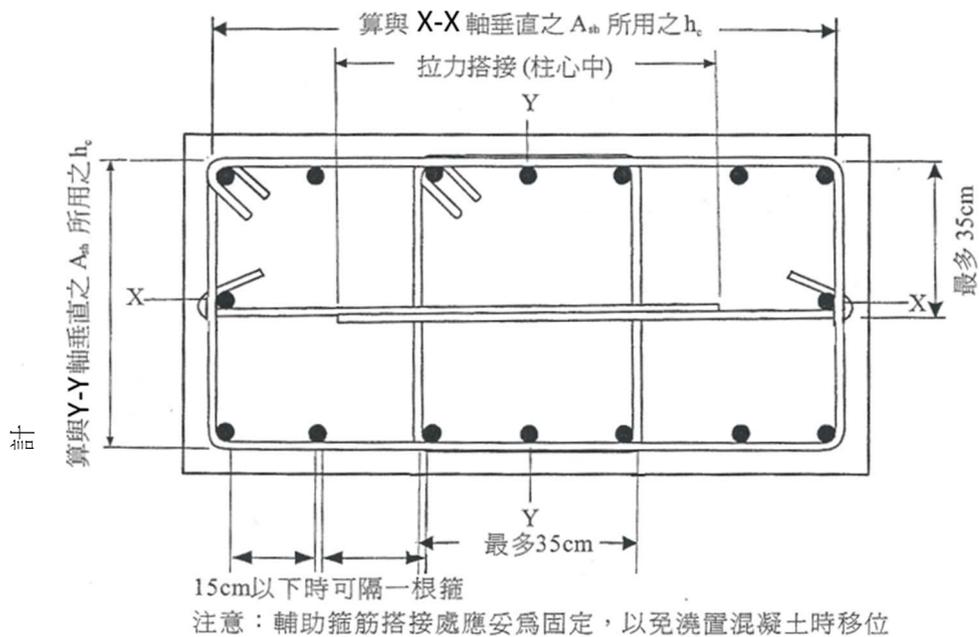


圖 C5-4(b) 矩形柱圍束鋼筋示意圖(二)

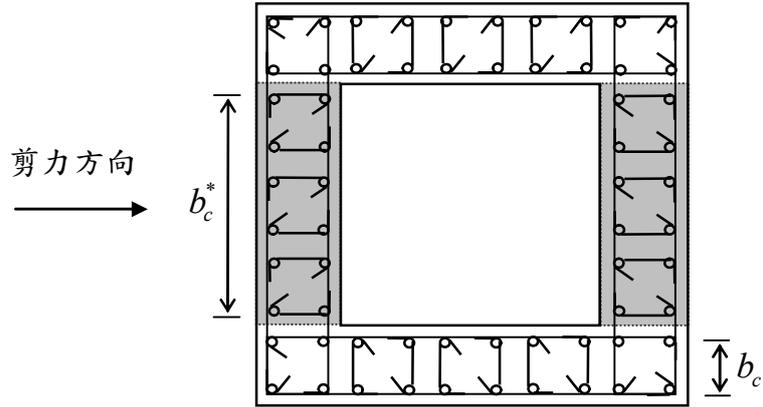


圖 C5-5 中空矩形橋柱斷面之非陰影區及陰影區示意圖

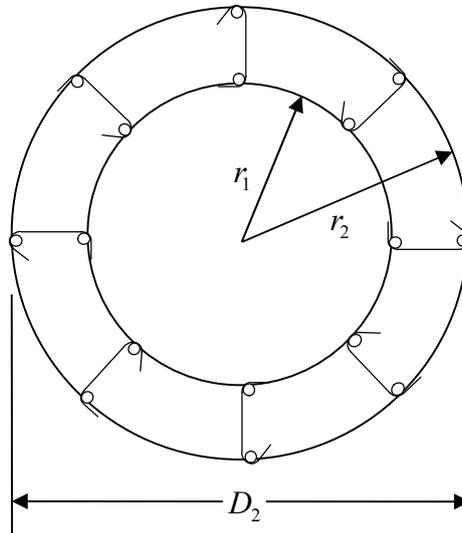


圖 C5-6 中空圓形橋墩橫向鋼筋配置圖

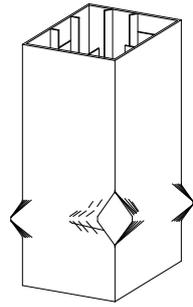


圖 C6-1 矩形鋼橋柱角隅破裂

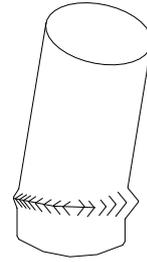


圖 C6-2 圓形鋼橋柱挫屈及其發展引致之傾斜及破裂

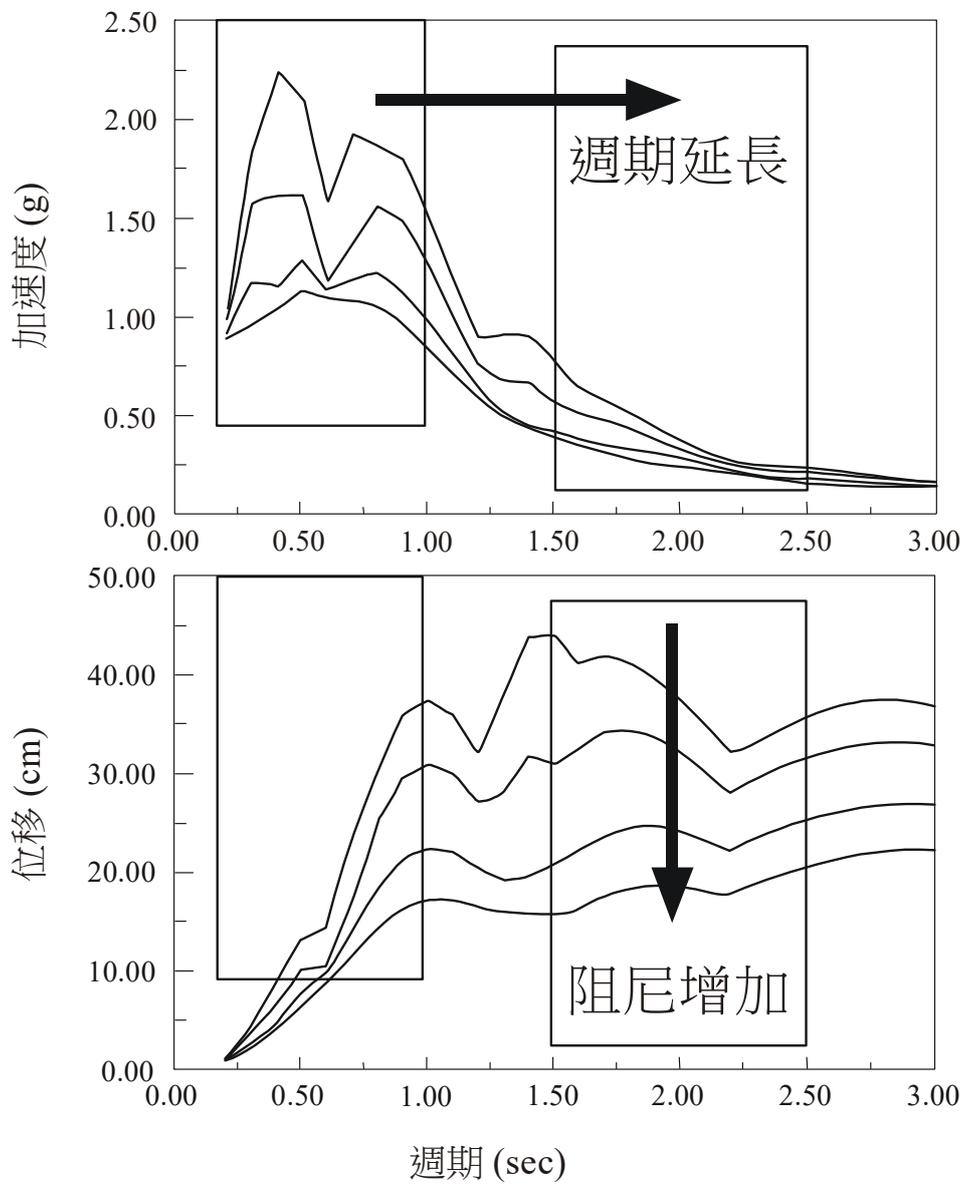


圖 C7-1 隔震之基本理念

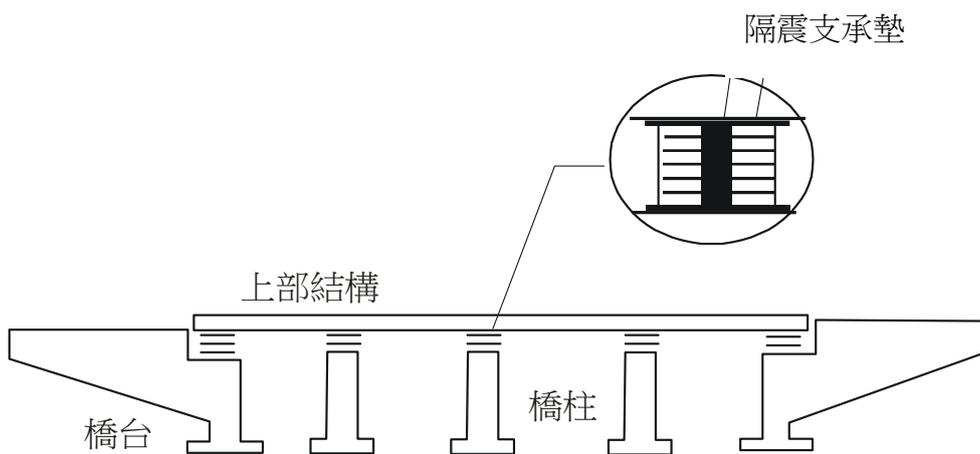


圖 C7-2 隔震橋梁示意圖

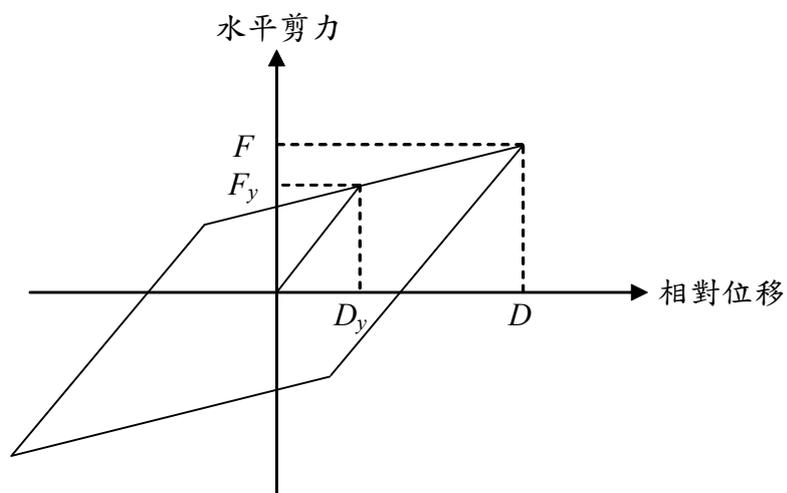


圖 C7-3 雙線性遲滯迴圈示意圖

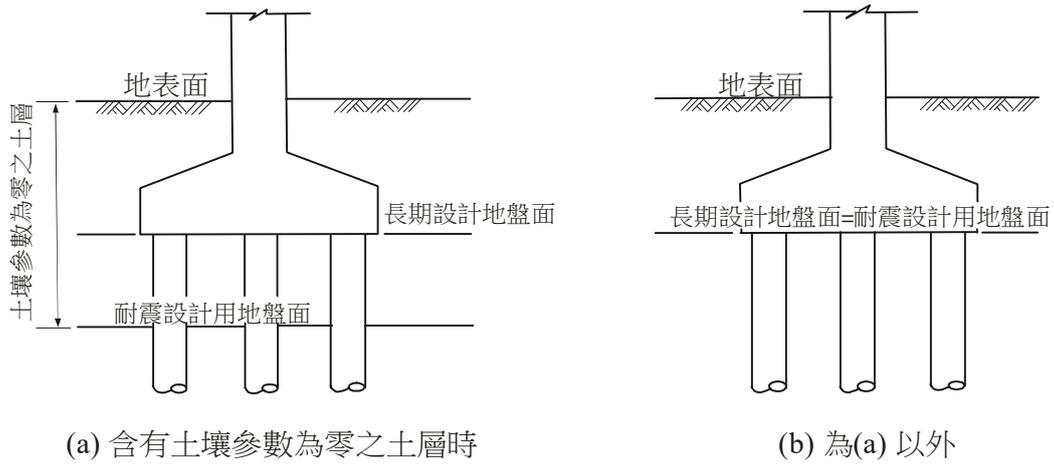


圖 C8-1 橋墩之耐震設計用地盤面

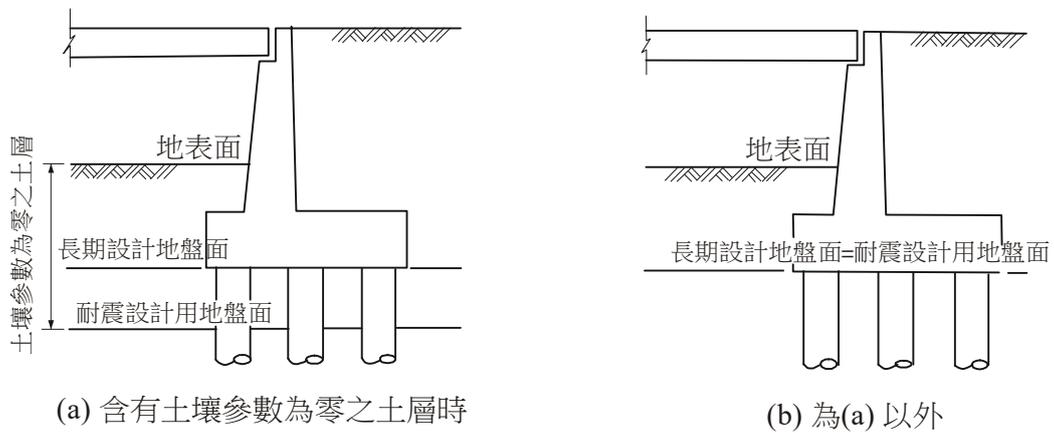


圖 C8-2 橋台之耐震設計用地盤面

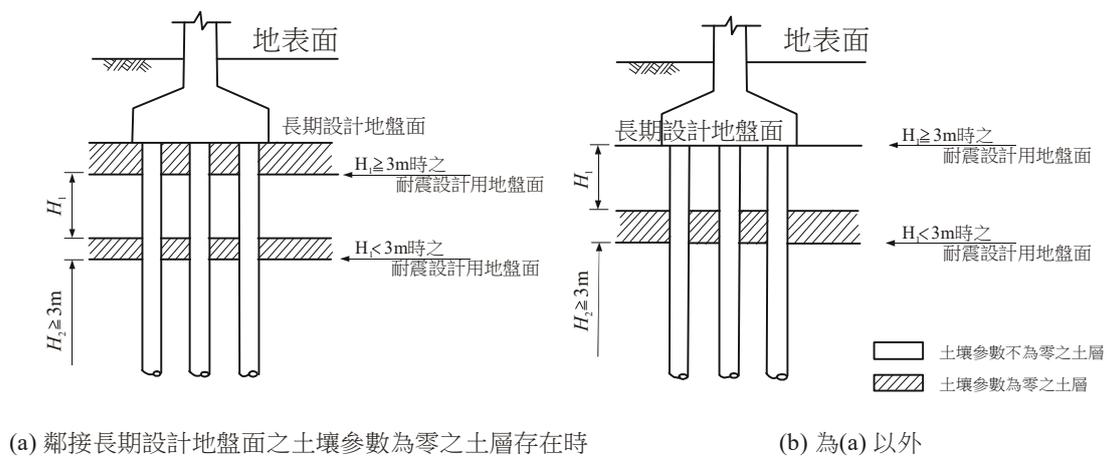


圖 C8-3 土壤參數不為零之中間土層存在時之耐震設計用地盤面

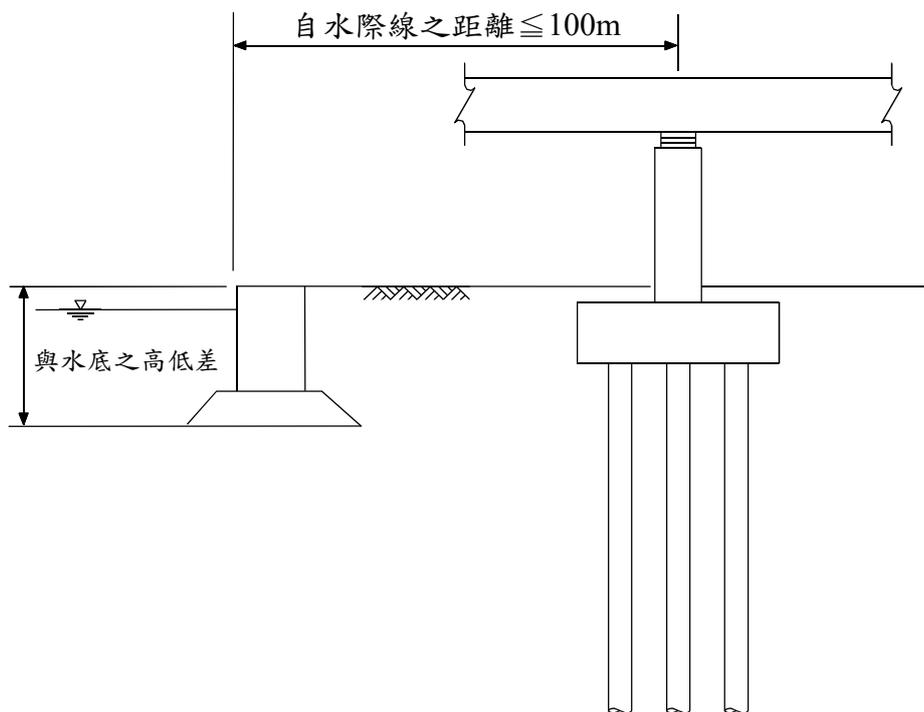


圖 C8-4 (a) 流動化之影響範圍

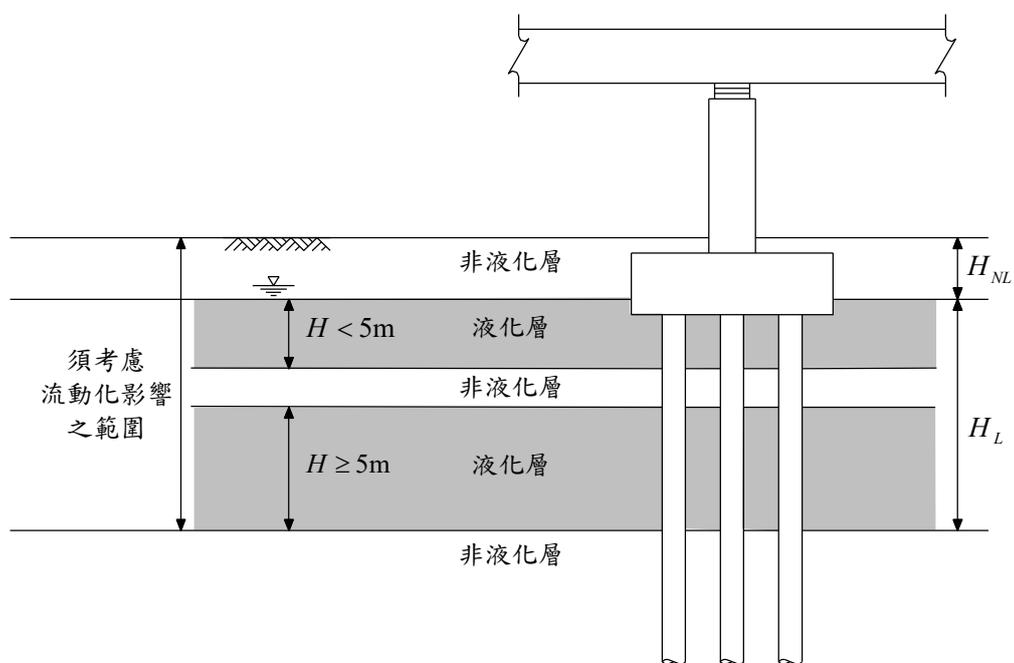


圖 C8-4 (b) 液化層與非液化層交互存在時，流動化之影響範圍

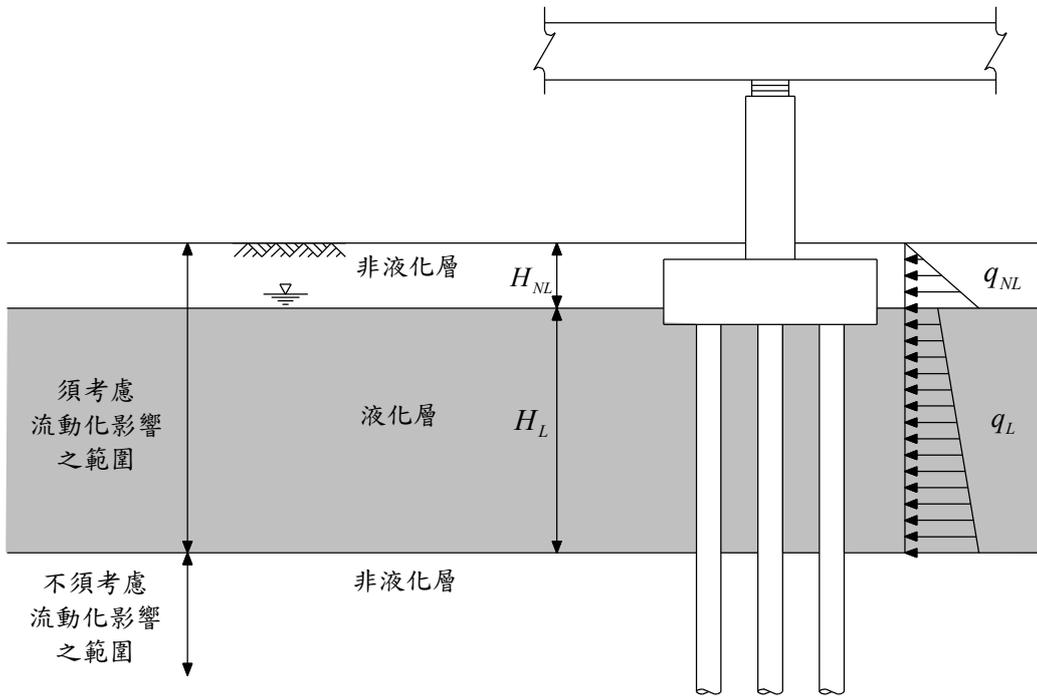


圖 C8-4 (c) 流動力之計算模式