交通技術標準規範鐵路類鐵路工程部

# 鐵路橋梁耐震設計規範

交通部頒布 中華民國 110 年 9 月 國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

交通技術標準規範鐵路類鐵路工程部:
鐵路橋梁耐震設計規範
∕交通部「編」--三版.
--臺北市 :交通部,民國 110.09
面; 公分
ISBN 978-986-531-340-1 (平裝)
1. 鐵路工程 2. 鐵路橋梁 3. 技術規範
442.41 110015261

交通技術標準規範鐵路類鐵路工程部: 鐵路橋梁耐震設計規範 出版者:交通部 编審者:交通部 地 址:100299 臺北市仁愛路1段50號 網 址: <u>http://www.motc.gov.tw/mocwebGIP/wSite/cti</u>?xltem=4932&ctNode=154&mp=1 電 話:(02)2349-2074 出版年月:中華民國 110 年 09 月 印刷者:宏信數位有限公司 地 址:台北市大安區復興南路二段 373 樓 電 話: (02)2735-3140 版(刷)次冊數:三版一刷 130 冊 定 價:每本新台幣 320 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: 1011001361 ISBN: 978-986-531-340-1(平裝)

### 交通技術標準規範

#### 類:鐵路類

#### 部:鐵路工程部

規範:鐵路橋梁耐震設計規範

#### 複審作業小組

- 行政召集人:張垂龍
- 委託召集人:黃震興
- 共同委託召集人:葉芳耀
- 複審委員:宋裕祺、邱俊翔、汪向榮、林子剛、洪曉慧、 柯鎮洋、郭振銘、陳仲俊、陳俊宏、陳錦勝、 陳國隆、張國鎮、曾榮川、彭康瑜、蔡欣局、 詹文宗、廖文義、歐昱辰、賴順政、顏宏宇 (人名依姓氏筆劃為序)
- 工作人員:李柏翰、陳俊仲

(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
- 初 審 委 員:宋裕祺、林永昌、洪曉慧、柯鎮洋、陳義明、陳俊宏、 鄭書恆、賴順政、蔡益超

(人名依姓氏筆劃為序)

### 前言

「鐵路橋梁耐震設計規範」乃為橋梁工程人員從事鐵路橋梁耐震設計之 準繩。為提昇國內鐵路橋梁耐震設計水準,交通部業於民國 88 年頒布「鐵 路橋梁耐震設計規範」。在 921 大地震後,由於本土地震資料收集豐碩,相 關之工程研究亦日趨成熟,實有必要將相關技術落實於規範中,故交通部 高速鐵路工程局遂於民國 92 年委託國立台灣大學地震工程研究中心,參酌 美、日等國家最新鐵路橋梁設計規範架構,配合國內現有之鐵路系統及工 程設計環境,修訂一套適用於台灣地區鐵路之「鐵路橋梁耐震設計規範與解 說」草案。交通部復於民國 94 年委託中華民國結構工程學會負責辦理本規 範草案之複審作業,並於民國 95 年頒布施行。

隨後,有鑑於美國、歐洲、日本為主的許多國家皆已將性能設計理念 之精神與內涵納入編訂新世紀技術規範,鐵道局原(高速鐵路工程局)遂於 民國 100 年委託財團法人中華民國結構工程學會執行「鐵路橋梁耐震性能設 計規範(草案)之研訂」研究計畫,研擬鐵路橋梁耐震性能設計規範草案,再 由交通部委託中華民國地震工程學會,邀集對鐵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開會審查,總計歷經十次審查會議,考量 規範應具有之周延性及各界對耐震性能設計規範草案之熟悉度,複審委員 會作成暫不頒布之結論建議。惟考量「鐵路橋梁耐震性能設計規範」推動過 程需較長之時程,且已發現現行「鐵路橋梁耐震設計規範」部份內容需要進 行檢討修正,爰此,交通部於105 年1 月4 日函請鐵道局於尚未公布新版 耐震性能規範之前,先行修正現行「鐵路橋梁耐震設計規範」,使其更為合 宜。因此鐵道局乃於民國 106 年委託台灣世曦工程顧問有限公司執行「鐵路 橋梁耐震設計規範研析及檢討修訂」委託技術服務案,台灣世曦工程顧問有 限公司歷經五次規範初審會議,於民國 107 年提出「鐵路橋梁耐震設計規範 (草案)」提報交通部。該草案除參照「鐵路橋梁耐震性能設計規範草案」, 亦針對現行規範詳實檢視,就其合理完整性、明確性及一致性等面向進行 深入探討,且同時參考當時正進行之「公路橋梁耐震設計規範(草案)」複審

會議建議,將規範作一完整性編修。交通部今考量本規範確有及早審核定 稿,並公告執行之迫切性與重要性,為求慎重周延,故擬辦理複審工作, 擬邀集國內各學者、專家組成審查委員會,針對本規範研究草案、逐條審 查,並委託具有相關規範編修專業能力與經驗之團體統籌辦理相關事宜, 以期早日展開及完成本項「鐵路橋梁耐震設計規範(草案)」之複審與定案 工作。交通部續委請中華民國地震工程學會辦理複審作業,邀集專長領域 審查委員會進行複審作業,經六次審查會議,詳細反覆討論琢磨後始告定 稿。

本規範編訂原則如下:

- 1. 本規範適用於一般鐵路橋梁之耐震設計。
- 2. 本規範適用於跨徑 150 公尺以下之既有一般性公路橋梁。特殊鐵路系統橋梁 (如特殊軌道結構、特殊列車載重等)、特殊結構橋梁(如吊橋、斜張橋等)、 特殊用途橋梁(如活動橋、軍用橋等)及跨徑超過 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。
- 3. 本規範解說為輔助本規範使用者了解主文涵義,屬參考性質不具強制性。
- 本規範以交通部頒布之「鐵路橋梁耐震性能設計規範」、「公路橋梁耐震設計 規範」、「鐵路橋梁設計規範」及「鐵路橋梁檢測及補強規範」為參考藍本 訂定之。

本規範全篇共8章如下:

- 1. 第一章總則,說明本規範適用一般鐵路之耐震設計。
- 第二章靜力分析,說明鐵路橋梁工址之地盤分類、等級 Ⅰ、等級 Ⅱ及等級 Ⅲ
   地震水平設計地震力、設計總橫力之分布及垂直地震力等。

- 第三章耐震動力分析,說明水平譜加速度係數調整、反應譜分析法、歷時分析 法及垂直地震效應,供進行動力分析之依據。
- 第四章構材之設計說明鐵路橋梁耐震設計之地震效應載重組合、橋墩設計剪 力、接合部之設計剪力、基礎之設計力及支承系統之設計力。
- 第五章鋼筋混凝土構材之韌性設計,說明鋼筋混凝土橋柱、壁式橋墩、橋柱接 合部及基礎之設計與施工,除應滿足部頒「鐵路橋梁設計規範」之相關規定 外,尚須符合本章之韌性設計要求。
- 第六章鋼橋柱構材之韌性設計,說明鋼橋柱之設計,除須符合本規範之規定
   外,尚須依據部頒『鐵路橋梁設計規範』之相關規定辦理,目的為提昇橋梁
   結構構材之強度或韌性。
- 第七章軌道變位檢核,說明軌道變位檢核之考量、表層地盤變位計算及地震時
   引致軌道橫向不連續水平變位(包含軌道折角與軌道錯位)之計算。
- 第八章有關耐震其他規定,說明橋梁位於軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考 量、地震土壓力、地震動水壓、梁端防落長度與防落設施等耐震其他規定。

## 鐵路橋梁耐震設計規範

### 目錄

第一章	總貝	J	1
	1.1	通則	1
	1.2	適用範圍	1
	1.3	耐震設計基本要求	1
	1.4	振動單元	1
	1.5	基面	2
	1.6	耐震分析方法	2
	1.7	韌性設計	2
	1.8	符號說明	2
第二章	靜力	力分析	9
	2.1	通則	9
	2.2	工址之地盤分類	9
	2.3	設計總橫力	10
	2.4	等級 [ 地震之水平設計地震力	10
	2.5	等級Ⅱ地震之水平設計地震力	13
	2.6	等級Ⅲ地震之水平設計地震力	16
	2.7	設計總橫力之分布	18
	2.8	活動支承傳遞之地震力	19
	2.9	垂直地震力	19
	2.10	地震效應之組合	20
第三章	動力	力分析	21
	3.1	通則	21
	3.2	水平譜加速度係數調整	21
	3.3	反應譜分析法	21
	3.4	歷時分析法	23
		3.4.1 地震歷時	23
		3.4.2 線性歷時分析	23
		3.4.3 非線性歷時分析	24
	3.5	垂直地震效應	24
第四章	構材	才之設計	25
	4.1	載重組合	25
	4.2	橋墩設計剪力	26
		4.2.1 單柱橋墩	26
		4.2.2 具有雙柱或雙柱以上之構架式橋墩	26
		4.2.3 壁式橋墩	26

		4.2.4 多跨剛接連續橋	.27
	4.3	接合部之設計剪力	.27
	4.4	基礎之設計力	.27
	4.5	支承系統之設計力	.27
		4.5.1 支承系統之垂直承載力	.27
		4.5.2 支承系統之水平承載力	.28
		4.5.3 支承系統抗拉拔承載力	.28
	4.6	P-∆效應	. 29
第五章	鋼奟	筋混凝土構材之韌性設計	. 30
	5.1	通則	. 30
	5.2	混凝土與鋼筋之材質要求	. 30
	5.3	鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	. 30
		5.3.1 主筋量規定	. 30
		5.3.2 彎矩強度	. 30
		5.3.3 橋柱剪力強度	. 31
		5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋	. 32
		5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置	. 33
		5.3.6 主筋續接	. 34
	5.4	壁式橋墩之韌性要求	. 34
	5.5	橋柱接頭部	. 34
	5.6	橋柱施工縫	. 34
	5.7	基樁	. 35
	5.8	中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	. 35
第六章	鋼橋	寄柱構材之韌性設計	. 36
	6.1	通則	.36
	6.2	耐震鋼材之材質要求	.36
	6.3	鋼橋柱細部設計要求	.36
	6.4	鋼橋柱接頭設計要求	.36
第七章	軌道	變位檢核	. 37
	7.1	通則	. 37
	7.2	軌道變位檢核之考量	. 37
	7.3	表層地盤變位之計算	. 37
	7.4	地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算	. 37
	7.5	軌道面不連續變位之限制	. 37
第八章	有圖	<b></b> <i>副</i> 耐震其他規定	. 38
	8.1	橋梁位於極軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考量.	. 38
		8.1.1 極軟弱土層之判定	. 38
		8.1.2 砂土層之液化潛能判定	. 38
		8.1.3 土壤參數折減	. 38

	8.1.4 基礎耐震設計	39
8.2	地震土壓力	39
8.3	地震動水壓	40
8.4	施工期間地震之考慮	42
8.5	梁端防落長度與防落設施	42
	8.5.1 活動支承	42
	8.5.2 固定支承	43
8.6	梁端間隙	44
8.7	伸縮裝置之設計伸縮量	44
8.8	橋梁與車站共構之耐震設計	45
8.9	消能系統之設計	45
8.9	消能系統之設計	•••

## 鐵路橋梁耐震設計規範解說

### 目錄

第一章	總則		80
	C1.1	通則	80
	C1.2	適用範圍	80
	C1.3	耐震設計基本要求	80
	C1.4	振動單元	81
	C1.5	基面	82
	C1.6	耐震分析方法	82
	C1.7	韌性設計	82
第二章	靜力	分析	84
	C2.1	通則	84
	C2.2	工址之地盤分類	85
	C2.3	設計總橫力	87
	C2.4	等級 [ 地震之水平設計地震力	95
	C2.5	等級Ⅱ地震之水平設計地震力	96
	C2.6	等級Ⅲ地震之水平設計地震力	96
	C2.7	設計總橫力之分布	97
	C2.8	活動支承傳遞之地震力	98
	C2.9	垂直地震力	99
	C2.10	地震效應之組合	100
第三章	動力	分析	102
	C3.1	通則	102
	C3.3	反應譜分析法	103
	C3.4	歷時分析法	106
	C3.5	垂直地震效應	107
第四章	構材	之設計	108
	C4.1	載重組合	108
	C4.2	橋墩設計剪力	109
	C4.4	基礎之設計力	110
	C4.5	支承系統之設計力	112
	C4.6	P-∆效應	113
第五章	鋼筋	混凝土構材之韌性設計	114
	C5.1	通則	114
	C5.2	混凝土與鋼筋之材質要求	114
	C5.3	鋼筋混凝土橋柱之韌性要求	115
		C5.3.1 主筋量規定	115
		C5.3.2 彎矩強度	115

C5.3.4 塑較區之橫向圍束鋼筋之配置       117         C5.3.5 塑較區橫向圍束鋼筋之配置       118         C5.3.6 主筋續接       119         C5.4 壁式橋墩之韌性要求       119         C5.5 橋柱接頭部       119         C5.6 橋墩施工縫       120         C5.7 基樁       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空矩形橋墩       120         C5.8.1.2 橫向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空圖形橋墩       122         C5.8.2 中空圖形橋墩       124         C6.3 鋼橋柱構材之韌性設計       124         C6.3 鋼橋柱構材之韌性設計       124         C6.3 鋼橋柱線和設計要求       124         C6.3 鋼橋柱線材設計要求       124         C6.3 硝橋柱線和設計要求       125         C7.1 通則       125         C7.1 執道變位檢核       125         C7.2 軌道變位檢核       126		C5.3.3 橋柱剪力強度11	15
C5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置       118         C5.3.6 主筋續接       119         C5.4 壁式橋墩之初性要求       119         C5.5 橋柱接頭部       119         C5.6 橋墩施工縫       120         C5.7 基格       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空細筋漏凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空細筋漏凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空細筋痛壞       120         C5.8.1 中空細筋衛勤       120         C5.8.1 中空細筋衛勤       120         C5.8.1 中空細筋湯       120         C5.8.1 中空細筋衛勤       120         C5.8.1 中空細筋衛勤       120         C5.8.2 中空副筋影算力強度       122         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱鋼部設計要求       124         C6.4 動態性設計       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       136         C8.1 橋梁位教授       136         C8.1 橋梁位墩式       136         C8.1.4 極較弱上層之減化砂       140 <t< td=""><td></td><td>C5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋11</td><td>17</td></t<>		C5.3.4 塑鉸區之橫向圍束鋼筋11	17
C5.3.6 主筋續接.       119         C5.4 壁式橋墩之韌性要求.       119         C5.5 橋柱接頭部.       119         C5.6 橋墩施工缝.       120         C5.7 基樁.       120         C5.8 中空銅筋混凝土橋柱之韌性要求.       120         C5.8.1 中空矩形橋墩.       120         C5.8.1 中空短形橋墩.       121         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量.       121         C5.8.2.1 横向鋼筋計算剪力強度.       122         C5.8.2.1 横向鋼筋計算剪力強度.       122         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量.       122         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量.       122         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量.       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求.       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求.       124         C6.1 耐震鋼材之材質要求.       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求.       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求.       124         C6.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算.       131         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算.       136         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算.       136         C8.1.1 極軟筋主層之液化滑在刻水巨之利定.       136         C8.1.1 極軟節主層之液化潛能刺尾之利震鼓計素量.       141         C8.2 地震主慶力.       144 </td <td></td> <td>C5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置11</td> <td>18</td>		C5.3.5 塑鉸區橫向圍束鋼筋之配置11	18
C5.4 壁式橋墩之韌性要求       119         C5.5 橋柱接頭部       119         C5.6 橋墩施工縫       120         C5.7 基格       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空矩形橋墩       122         C5.8.1 中空矩形橋墩       122         C5.8.2 中空 圖形橋墩       124         C6.3 鋼橋柱編材之割住設計       124         C6.3 鋼橋柱編材之割       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位检核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之封算       131         C4       地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       136         C8.1 橋梁 也規定       146         C8.1 橋梁 也規定       146 <t< td=""><td></td><td>C5.3.6 主筋續接11</td><td>19</td></t<>		C5.3.6 主筋續接11	19
C5.5 橋柱接頭部       119         C5.6 橋墩施工縫       120         C5.7 基格       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空矩形橋墩       122         C5.8.1 中空矩形橋墩       122         C5.8.2 中空圖形橋墩       122         C5.8.2 横向圖東鋼筋量       122         C5.8.2 横向圖東鋼筋量       122         C5.8.2 単面影       124         C6.3 鋼橋柱鋼材之材質要求       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位校核之考量       126         C8.1 橋梁位校極軟章		C5.4 壁式橋墩之韌性要求1	19
C5.6       橋墩施工縫       120         C5.7       基樁       120         C5.8       中空銅筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1       中空矩形橋墩       120         C5.8.1.1       横向銅筋計算剪力強度       120         C5.8.1.2       横向圍束鋼筋量       121         C5.8.2       中空圓形橋墩       122         C5.8.2.1       横向鋼筋計算剪力強度       122         C5.8.2.2       横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2       横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2       横向圍東鋼筋量       122         C5.8.2.2       横向圍東鋼筋量       124         C6.2       耐震鋼材之材質要求       124         C6.3       鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.3       鋼橋杜魯細部設計要求       124         C6.3       鋼橋杜魯和部設計要求       124         C6.1       通見       125         C7.1       通則       125         C7.1       通則       125         C7.4       地震時引致軌道横向不連續水平變位之計算       131         5八章       有闘耐震葉也規定       136         C8.1.1       極校和弱主層之演化潛能       136         C8.1.2       砂上層之液化潛能判定       136         C8.1.3       土壤參數折減       140         C8.1.4		C5.5 橋柱接頭部11	19
C5.7 基格       120         C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1 中空矩形橋墩       120         C5.8.1.1 横向鋼筋計算剪力強度       120         C5.8.1.2 横向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空圓形橋墩       122         C5.8.2.1 横向鋼筋計算剪力強度       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 横向圍東鋼筋量       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.1 補累軸型整位檢核       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章 有關耐震震性規定       136         C8.1.1 極軟弱上層之演化撥電小平變位之液化潛能判定       136         C8.1.1 極軟弱上層之減化潛能判定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       141         C8.2 地震動水壓       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施		C5.6 橋墩施工縫12	20
C5.8       中空銅筋混凝土橋柱之韌性要求       120         C5.8.1       中空矩形橋墩       120         C5.8.1.1 橫向銅筋計算方力強度       120         C5.8.1.2 橫向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空圓形橋墩       122         C5.8.2.1 橫向鋼筋計算方力強度       122         C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       124         C6.2       耐震鋼材之材質要求       124         C6.3       鋼橋柱欄材之韌性設計       124         C6.3       鋼橋柱欄材之韌性設計       125         C7.1       通則       125         C7.2       軌道變位檢核之考量       125         C7.1       通則       125         C7.2       軌道變位檢核之考量       126         C7.4       地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章       有關耐震其他規定       136         C8.1       橋梁位於極軟弱上層之洵定       136         C8.1.1 極軟弱上層之判定       136         C8.1.1 極軟弱上層之洵定       136         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2       地震主慶力       144         C8.3       北震動水壓       144         C8.4       施工期間地震之考慮       145         C8.5 </td <td></td> <td>C5.7 基樁12</td> <td>20</td>		C5.7 基樁12	20
C5.8.1 中空矩形橋墩       120         C5.8.1.1 横向鋼筋計算剪力強度       120         C5.8.1.2 横向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空園形橋墩       122         C5.8.2 中空園形橋墩       122         C5.8.2.1 横向鋼筋計算剪力強度       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱繡部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       131         5.7章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層之液化砂土層之耐震設計考量136       C8.1.1 極軟弱土層之液化潛能判定         C8.1.1 極軟弱土層之液化潛能判定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 土壤參數折滅       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震击死處       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度奥防落設施       145         C		C5.8 中空鋼筋混凝土橋柱之韌性要求12	20
C5.8.1.1 横向鋼筋計算剪力強度       120         C5.8.1.2 横向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空圓形橋墩       122         C5.8.2 中空圓形橋墩       122         C5.8.2.1 横向鋼筋計算剪力強度       122         C5.8.2.2 横向圍束鋼筋量       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱欄材之韌性設計       124         C6.3 鋼橋柱欄材之軟性設計       125         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       128         C7.4 地震時引致軌道横向不連續水平變位之計算       131         汽章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層支液化潛能判定       136         C8.1.1 極軟弱土層之液化潛能判定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 土壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震動水壓       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工動影       145         C8.5 梁端防落長度與防落設施       145         C8.6 梁端間隙       144      C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148		C5.8.1 中空矩形橋墩12	20
C5.8.1.2 橫向圍束鋼筋量       121         C5.8.2 中空圓形橋墩.       122         C5.8.2.1 橫向鋼筋計算剪力強度       122         C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       122         C5.8.2.2 橫向圍東鋼筋量       124         C6.2 耐震鋼樹之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱綱部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       128         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5.7章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層之判定       136         C8.1.1 極軟弱上層之泡定       136         C8.1.1 極軟弱上層之泡定       136         C8.1.3 土壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震主壓力       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度與防落設施 <td></td> <td>C5.8.1.1 橫向鋼筋計算剪力強度12</td> <td>20</td>		C5.8.1.1 橫向鋼筋計算剪力強度12	20
C5.8.2 中空圓形橋墩		C5.8.1.2 橫向圍束鋼筋量12	21
C5.8.2.1 橫向鋼筋計算剪力強度		C5.8.2 中空圓形橋墩12	22
C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量       122         六章 鋼橋柱構材之韌性設計       124         C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       124         C7.1 通則       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱土層之液化潛能判定       136         C8.1.1 極軟弱土層之液化潛能判定       136         C8.1.1 極軟弱土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 土壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震土壓力       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度奥防落設施       145         C8.6 梁端間隙       147         C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148		C5.8.2.1 橫向鋼筋計算剪力強度12	22
二二章       銅橋柱構材之韌性設計       124         C6.2       耐震鋼材之材質要求       124         C6.3       鋼橋柱細部設計要求       124         C6.3       鋼橋拉細部設計要求       125         C7.1       通則       125         C7.1       通則       125         C7.2       軌道變位檢核之考量       125         C7.4       地震時引致軌道横向不連續水平變位之計算       136         C8.1       梅潔位於極軟弱上層或液化砂土層之耐震設計考量136       C8.1.1 極軟弱土層之減化潛能判定       136         C8.1.1       極軟弱土層之減化潛能判定       136       C8.1.1 極軟弱土層之減化潛能判定       136         C8.1.1       極軟弱土層之減化潛能判定       140       C8.1.1 4基礎耐震設計       140         C8.1.1       基礎耐震設計       141       C8.2       地震動水壓       144         C8.3       地震動水壓       144       C8.4       施工期間地震之考慮       145         C8.4       施工期間地震之考慮       145       C8.6       梁端間隙       145         C8.5		C5.8.2.2 橫向圍束鋼筋量12	22
C6.2 耐震鋼材之材質要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       124         C6.3 鋼橋柱細部設計要求       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       128         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層或液化砂土層之耐震設計考量136       C8.1.1 極軟弱上層之判定         C8.1.1 極軟弱上層之液化潛能判定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 土壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震土壓力       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度與防落設施       145         C8.6 梁端間隙       147         C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148         C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計       149         +考文獻       180         L範附表       180	第六章	鋼橋柱構材之韌性設計12	24
C6.3 銅橋桂細部設計要求       124         韩道變位檢核       125         C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       128         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層或液化砂上層之耐震設計考量136       C8.1.1 極軟弱上層之判定         C8.1.1 極軟弱上層之次化潛能判定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 土壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震土壓力       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度與防落設施       145         C8.6 梁端間隙       147         C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148         C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計       149         -考文獻       180		C6.2 耐震鋼材之材質要求12	24
<ul> <li>「七章 軌道變位檢核</li></ul>		C6.3 鋼橋柱細部設計要求12	24
C7.1 通則       125         C7.2 軌道變位檢核之考量       125         C7.3 表層地盤變位之計算       128         C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算       131         5八章 有關耐震其他規定       136         C8.1 橋梁位於極軟弱上層或液化砂上層之耐震設計考量130       C8.1.1 極軟弱土層之判定         C8.1.1 極軟弱土層之測定       136         C8.1.2 砂土層之液化潛能判定       136         C8.1.3 上壤參數折減       140         C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2 地震土壓力       144         C8.3 地震動水壓       144         C8.4 施工期間地震之考慮       145         C8.5 梁端防落長度與防落設施       145         C8.6 梁端間隙       147         C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148         C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計       149         -考文獻       180         -美較附表       180	第七章	軌道變位檢核12	25
C7.2       軌道變位檢核之考量		C7.1 通則12	25
C7.3 表層地盤變位之計算		C7.2 軌道變位檢核之考量12	25
<ul> <li>C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算</li></ul>		C7.3 表層地盤變位之計算12	28
<ul> <li>八章 有關耐震其他規定</li></ul>		C7.4 地震時引致軌道横向不連續水平變位之計算13	31
<ul> <li>C8.1 橋梁位於極軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考量136 C8.1.1 極軟弱土層之判定</li></ul>	第八章	有關耐震其他規定13	36
<ul> <li>C8.1.1 極軟弱上層之判定</li></ul>		C8.1 橋梁位於極軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考量1	36
<ul> <li>C8.1.2 砂土層之液化潛能判定</li></ul>		C8.1.1 極軟弱土層之判定13	36
C8.1.3 土壤參數折減		C8.1.2 砂土層之液化潛能判定13	36
C8.1.4 基礎耐震設計       141         C8.2       地震土壓力       144         C8.3       地震動水壓       144         C8.3       地震動水壓       144         C8.4       施工期間地震之考慮       145         C8.5       梁端防落長度與防落設施       145         C8.6       梁端間隙       147         C8.7       伸縮裝置之設計伸縮量       148         C8.8       橋梁與車站共構之耐震設計       149         子考文獻       180         L範附表       46		C8.1.3 土壤參數折減14	40
C8.2       地震土壓力		C8.1.4 基礎耐震設計14	11
C8.3       地震動水壓		C8.2 地震土壓力14	14
<ul> <li>C8.4 施工期間地震之考慮</li></ul>		C8.3 地震動水壓14	14
C8.5 梁端防落長度與防落設施       145         C8.6 梁端間隙       147         C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量       148         C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計       149         考文獻       180         14節附表       46		C8.4 施工期間地震之考慮14	15
C8.6 梁端間隙		C8.5 梁端防落長度與防落設施14	15
<ul> <li>C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量148</li> <li>C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計149</li> <li>考文獻······180</li> <li>180</li> <li>46</li> </ul>		C8.6 梁端間隙14	17
C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計149 考文獻······180 L範附表······46		C8.7 伸縮裝置之設計伸縮量14	18
-考文獻 ····································		C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計14	19
1範附表	<b>參考文</b> )	款 18	30
	規範附	表	16

規範附圖		•••••	••••••	 	 	7	5
解說附表		•••••	••••••	 • • • • • • • • • • •	 • • • • • • • • • • • • • • • •	15	0
解說附圖	••••	•••••		 • • • • • • • • • • •	 		2

## 鐵路橋梁耐震設計規範

## 規範表目錄

表 2-1 用途係數 I
表 2-2 起始降伏地震力放大倍數α <sub>y</sub> 46
表 2-3(a) 反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 Fa (線性內差求值)47
表 2-3(b) 反應譜等速度段之工址放大係數 F <sub>v</sub> (線性內插求值)47
表 2-4(a) 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 $S_1'''$
表 2-4(b) 台北盆地之台北一區、台北二區及台北三區劃分表60
表 2-4(c) 台北市與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 $S_1^{III}$
表 2-5 結構系統韌性容量 $R$
表 2-6 各第一類活動斷層近域調整因子 $N_A$ 與 $N_V$
表 2-7 活動支承之摩擦係數
表 3-1 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 Bs與 B1(線性內差求值)…70
表 3-2 一般震區等級I地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$ (阻尼比異於 5%時)70
表 3-3 一般震區等級II地震水平譜加速度係數 $S_{a, II}$ (阻尼比異於 5%時)70
表 3-4 一般震區等級III地震水平譜加速度係數 $S_{a, {\rm III}}$ (阻尼比異於 5%時) 71
表 3-5 台北盆地等級I地震水平譜加速度係數 $S_{a,\mathrm{I}}$ (阻尼比異於 5%時)71
表 3-6 台北盆地等級II地震水平譜加速度係數 $S_{a, II}$ (阻尼比異於 5%時)71
表 3-7 台北盆地等級III地震水平譜加速度係數 $S_{a, {\rm III}}$ (阻尼比異於 5%時) 72
表 7-1 等級I地震作用下軌道面之容許錯位及折角等不連續變位72
表 8-1 土壤參數之折減係數 DE······73
表 8-2 調整係數 $c_{\phi}$ ·······73

## 鐵路橋梁耐震設計規範

## 規範圖目錄

啚	2-1	台北盆地設計地震微分區圖7	5
啚	8-1	地震時之土壓力	5
啚	8-2	作用於壁狀結構物之動水壓7	6
啚	8-3	作用於柱狀結構物之動水壓7	6
啚	8-4	梁端防落長度 LN之定義7	7
啚	8-5	Le參考圖 ······7	8
啚	8-6	梁端間距示意圖7	9

## 鐵路橋梁耐震設計規範 解說表目錄

表 C2-1	曾經引致大規模地震之第一類活動斷層性質表	150
表 C4-1	承載力之傾斜載重折減因子 R1 ······	151

# 鐵路橋梁耐震設計規範

## 解說圖目錄

圖 C1-1 橋梁之振動單元 ······15	52
圖 C2-1 單樁等值樁頭勁度矩陣 ······15	53
圖 C2-2 單樁等值樁頭勁度矩陣各元素之分析模型 ······ 15	53
圖 C2-3 反應譜等速度段之工址放大係數 Fv與地盤分類指標 Vs30之變化關係15	54
圖 C2-4 橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R ········15	55
圖 C2-5 工址堅實地盤短週期之等級 地震水平譜加速度係數 $S_s^{II}$ 分布圖 15	56
圖 C2-6 工址堅實地盤一秒週期之等級 地震水平譜加速度係數 $S_1^{II}$ 分布圖 … 15	57
圖 C2-7 工址堅實地盤短週期之等級 地震水平譜加速度係數 $S_s^{III}$ 分布圖 15	58
圖 C2-8 工址堅實地盤一秒週期之等級 地震水平譜加速度係數 S <sub>1</sub> <sup>Ⅲ</sup> 分布圖… 15	59
圖 C2-9 彈性系統與彈塑性系統之位移(位移相等法則) ·······16	50
圖 C2-10 彈性系統與彈塑性系統之位移(能量相等法則) ·······16	50
圖 C2-11 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍 16	50
圖 C2-12 工址等級 Ⅱ 地震水平譜加速度係數 Sa,II示意圖 16	51
圖 C2-13 簡支梁橋軸方向之水平載重······16	52
圖 C4-1 以迭代法求構架式橋墩柱軸力示意圖	52
圖 C4-2 整體基樁之降伏彎矩 $M_{fv}$ ······16	53
圖 C4-3 基礎設計時之地盤反力作用位置	53
圖 C5-1 受圍束柱心混凝土受力情形 ······16	54
圖 C5-2 鋼筋混凝土螺筋柱柱心之圍束壓力	54
圖 C5-3(a) 圓柱圍束鋼筋示意圖(一)······16	55
圖 C5-3(b) 圓柱圍束鋼筋示意圖(二)······16	55
圖 C5-4(a) 矩形柱圍束鋼筋詳細圖(一)······16	56
圖 C5-4(b) 矩形柱圍束鋼筋詳細圖(二) ······16	56
圖 C5-5 中空矩形橋柱斷面之非陰影區及陰影區示意圖 16	57
圖 C5-6 中空圓形橋墩橫向鋼筋配置圖 ······16	57
圖 C6-1 矩形鋼橋柱角隅破裂 ······16	58
圖 C6-2 圓形鋼橋柱挫屈及其發展引致之傾斜及破裂 ······16	58
圖 C7-1 地盤結構互制效應之結構分析模式 ······16	58
圖 C7-2 表層地盤變位之分析模式 ······16	58
圖 C7-3 求取地盤變形用之地盤分類 ······16	<u>59</u>
圖 C7-4 設計水平變位量的鉛直方向分布圖	0'
圖 C7-5 考慮相位差之軌道折角 ······17	0'
圖 C7-6 軌頂變位計算圖 ······17	1
圖 C7-7 地震波長與軌道產生之折角 ······17	1

啚	C7-8 軌頂變位之計算 ······	172
啚	C8-1(a) Seed 經驗法之分析流程	173
啚	C8-1(a)續 Seed 經驗法之相關圖表	174
啚	C8-1(b) Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法之分析流程 ······	175
啚	C8-1(c) CPT-q。法之分析流程	176
啚	C8-2 橋墩之耐震設計用地盤面	177
啚	C8-3 橋臺之耐震設計用地盤面	177
啚	C8-4 土壤參數不為零之中間土層存在時之耐震設計用地盤面	177
啚	C8-5(a) 流動化之影響範圍	178
啚	C8-5(b) 液化層與非液化層交互存在時,流動化之影響範圍	178
啚	C8-5(c) 流動力之計算模式	179

### 第一章 總則

#### 1.1 通則

本規範係依據部頒『鐵路橋梁設計規範』第1.1節之規定編訂。 除本規範之規定外,其他有關鐵路橋梁之設計應依據部頒『鐵路橋梁設計規範』 之規定辦理。

#### 1.2 適用範圍

本規範適用於一般鐵路橋梁之耐震設計,如屬特殊鐵路系統橋梁(如特殊軌道結構、特殊列車載重等)、特殊結構橋梁(如吊橋、斜張橋等)、特殊用途橋梁(如 活動橋、軍用橋等)及跨徑超過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。

#### 1.3 耐震設計基本要求

本規範耐震設計之基本要求,為所設計之橋梁結構,在等級 I 地震(約30年回 歸期)時主結構體維持在彈性限度內,且其變形不得妨害列車正常運行;在等級 Ⅱ地震(約475年回歸期)時容許產生可修復之塑性變形;在等級Ⅲ地震(約 2500年回歸期)時,須避免產生落橋或崩塌。

#### 1.4 振動單元

振動單元即耐震分析時視為一體振動之單元。橋梁沿行車方向及垂直行車方向之 振動單元應分別確定。但使用長銲鋼軌之鐵路橋梁,除應依前項振動單元進行分 析設計外,應考慮軌道結構對橋梁結構之影響,將原有之振動單元適當加長進行 檢核。

1

#### 1.5 基面

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

#### 1.6 耐震分析方法

橋梁之耐震分析方法區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,但屬第3.1節所述範圍之橋梁,除了靜力分析法外,應另 依動力分析法作耐震分析。

#### 1.7 韌性設計

鐵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。

#### 1.8 符號說明

本規範採用之符號與其意義如下所述:

$$A_{c}$$
 = 柱心之面積; cm<sup>2</sup>。見第 5.3.4 節。

$$A_{a}$$
 = 柱有效斷面積; cm<sup>2</sup>。見第 5.3.3 節。

- $A_{p}$  = 柱之全斷面積; cm<sup>2</sup>。見第 5.3.3、5.3.4 節。
- $A_{a}^{*}$  = 柱之折減後有效斷面積; cm<sup>2</sup>。見第 5.3 節。

$$A_{sh}$$
 = 沿某方向箍筋的總面積(包含輔助繫筋); cm<sup>2</sup>。見第 5.3.3、5.3.4 節。

- $A_h$  = 圓形箍筋的斷面積; cm<sup>2</sup>。見第 5.3.3 節。
- $A_{\rm vf}$  = 垂直於施工縫鋼筋之總斷面積;  $\rm cm^2$ 。見第 5.6 節。

$$A_0$$
 = 下部結構之斷面積; m<sup>2</sup>。見第 8.3 節。

- *a* = 剪力鋼筋之垂直間距; cm。見第 5.3.3 節。
- *a* = 矩形横向箍筋之垂直間距; cm。見第 5.3.4 節。
- B = 浮力,取常水位。見第 4.1 節。
- $B_{\rm s}$  = 短週期結構之阻尼比調整係數。見第 3.2 節。
- $B_1$  = 一秒週期結構之阻尼比調整係數。見第 3.2 節。
- b = 與動水壓作用方向垂直之結構物寬度; m。見第 8.3 節。

3

- $L_{A}$  = 上部結構施工誤差所需之梁端間距餘裕量; cm。見第 8.6、8.7 節。
- L<sub>E</sub> = 地震時列車載重。二股道及以下,採計一列車重量;三至四股道,採計二 列車重量;五股道及以上,則採計三列車重量。見第 2.4、2.5、2.6、4.1 節。
- $L_E$  = 主梁與橋台間伸縮裝置、同一橋墩上之相鄰兩主梁間之設計伸縮量; cm。 見第 8.7 節。
- $L_e$  = 影響梁端防落長度之下部結構間距; cm。見第 8.5.1 節
- $L_N$  = 梁端防落長度; cm。見第 8.5.1 節
- $L_{Nmin}$  = 最小梁端防落長度; cm。見第 8.5.1 節

- $LF_E$  = 對應於  $L_E$ 之煞車力。見第 4.1 節。
- $l_c$  = 柱高,可算至節點中心。見第 4.6 節。
- lo = 沿構材主軸方向須配置橫向鋼筋之最小範圍。見第5.3節。
- N = 軸力, 壓力時取正值, 拉力時取負值; kgf N。見第 5.3.3 節。
- N<sub>A</sub> = 反應譜等加速度段之斷層近域調整因子。見第 2.5、2.6 節。
- $N_i$  = 標準貫入試驗所得之第 i 層土層之平均 N 值。見第 2.2 節。
- N<sub>v</sub> = 反應譜等速度段之斷層近域調整因子。見第 2.5、2.6 節。
- P = 設計載重組合下柱之軸力。見第4.6節。
- P = 作用於結構物之全部動水壓; tf kN 。見第 8.3 節。
- $P_b$  = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度; kgf N。見第 5.3 節。
- $P_{Ea}$  = 深度 x 處之地震時主動土壓力; tf/m<sup>2</sup> kPa 。見第 8.2 節。
- $p_{Ep} = 深度_x 處之地震時被動土壓力; tf/m<sup>2</sup> kPa 。 見第 8.2 節。$
- $p_{a}(x) = 作用在橋梁之設計總橫力分布。見第 2.7 節。$
- $P_n$  = 橋墩或橋柱的最小設計軸力; kgf N。見第 5.6 節。
- *P*<sub>1</sub> = 設計軸力; kgf, N。見第 5.3.4 節。
- *Q* = 拉拔力。見第 4.5 節。
- $Q_{s} = 穩定指數。見第 4.6 節。$
- $Q_{BT}$  = 支承垂直設計拉力。見第 4.5.3 節。

 $Q_{\rm HFO}$  = 以橋柱塑鉸產生後所推求之支承拉拔力。見第 4.5.3 節。

- Qveo = 垂直地震作用下,由彈性分析所得之支承拉拔力。見第4.5.3節。
- q' = 地震時地表之加載; tf/m<sup>2</sup> kPa 。 見第 8.2 節。
- $q_{\mu}$  = 黏性土壤單軸壓縮強度, (kgf/cm<sup>2</sup>)。見第 2.2 節。
- *R* = 結構系統之韌性容量。見第 2.5、2.6 節。
- $R_a$  = 結構系統之容許韌性容量。見第 2.5 節。
- $R_d$  = 靜載重作用下之支承反力。見第 4.5.1 節。
- **R**<sub>BV</sub> = 支承垂直設計壓力。見第 4.5.1 節。
- $R_{HEO} = 塑 鉸 產 生 後 推 算 之 支 承 垂 直 反 力 。 見 第 4.5.1 節 。$
- *R<sub>VEQ</sub>* = 在垂直等級Ⅱ地震作用下,由彈性分析所得之支承垂直反力。見第 4.5.1 節。
- *R<sub>s</sub>* = 等級Ⅱ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。見
   第8.1.2節。
- $S_{al}$  = 等級 I 地震水平譜加速度係數。見第 2.4 節。
- $S_{all}$  = 等級 II 地震水平譜加速度係數。見第 2.5、3.3、3.4、3.5 節。
- $S_{a,III}$  = 等級III 地震水平譜加速度係數。見第 2.6、3.4 節。
- $S_{LS}$  = 工址短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。見第 2.4、8.2 節。
- $S_{II}$  = 工址一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。見第 2.4 節。
- S<sub>II,S</sub> = 工址短週期之等級Ⅱ地震水平譜加速度係數。見第 2.4、2.5、2.9、8.2、
   8.5 節。
- S<sub>111</sub> = 工址一秒週期之等級Ⅱ地震水平譜加速度係數。見第 2.5 節。
- $S_{ms} =$ 工址短週期之等級III 地震水平譜加速度係數。見第 2.6、8.2、8.5 節。
- S<sub>m1</sub> = 工址一秒週期之等級Ⅲ地震水平譜加速度係數。見第 2.6 節。
- $S_{s}^{I}$  = 工址堅實地盤短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。見第 2.4 節。
- $S_1^I$  = 工址堅實地盤一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。見第 2.4 節。
- S<sup>II</sup> = 工址堅實地盤短週期之等級Ⅱ地震水平譜加速度係數。見第 2.4、2.5 節。
- S<sub>1</sub><sup>II</sup> = 工址堅實地盤一秒週期之等級Ⅱ地震水平譜加速度係數。見第 2.4、2.5 節。
- S<sup>Ⅲ</sup> = 工址堅實地盤短週期之等級Ⅲ地震水平譜加速度係數。見第2.6節。
- S<sub>1</sub><sup>Ⅲ</sup> = 工址堅實地盤一秒週期之等級Ⅲ地震水平譜加速度係數。見第2.6節。
- 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。見第

8.5.1 節

- $S_{B}$  = 所需梁端間隙; cm。見第 8.6 節。
- $SF_F$  = 含動水壓之水壓力,取常水位。見第 4.1 節。
- T = 橋梁在所考慮方向之基本振動週期, sec。見 2.4、2.5、2.6 節。
- T = 溫度效應。見第 4.1 節。
- $T_1 = 橋梁在所考慮方向,動力分析所得之基本振動週期; sec。見第 3.3、3.4 節。$
- $T_0^I$  = 等級 I 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界; sec。見第 2.4 節。
- $T_0^{II}$  = 等級 II 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界; sec。見第 2.5 節。
- $T_0^{III}$  = 等級III 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界; sec。見第2.6節。
- t = 動水壓作用方向結構物之厚度; m。見第8.3節
- u<sub>G</sub> = 地震引致相鄰橋墩間表層地盤之水平相對變位; cm。見第 8.5.1 節
- u<sub>1</sub> = 等級 I 地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相 對變位; cm。若地盤在地震時有可能產生大變位之虞時,其值應計及表 層地盤與橋梁結構間之變位互制效應。見第 7.8 節。
- u<sub>R</sub> = 等級 III 地震作用所引致梁端與橋墩頂部之相對位移; cm。見第 8.5.1 節
- $u_{Ri}$  = 振動單元 *i* 之最大位移; cm。見第 8.5.1 節
- us = 等級Ⅱ地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相對變位;cm。見第8.6節。
- u(x) = 橋梁振動單元沿計算方向之變位,橋梁沿軸向或橫向施加w(x)水平力所
   產生之變形曲線。見第2.4節。
- V = 設計總橫力。見第 2.3、2.7 節。
- V, = 等級 I 地震作用下所對應之水平設計地震力。見第 2.3、2.4、3.3 節。
- V<sub>II</sub> = 等級Ⅱ地震作用下所對應之水平設計地震力。見第 2.3、2.5、3.3、4.2、
   4.3、4.4、4.5、6.4 節。
- V<sub>111</sub> = 等級Ⅲ地震作用下所對應之水平設計地震力。見第 2.3、2.6、3.3 節。
- V<sub>IIV</sub> = 等級Ⅱ地震作用下所對應之垂直地震力。見第 2.9 節。
- V<sub>c30</sub> = 30 公尺內之土層平均剪力波速, m/s。見第 2.2 節。
- V<sub>si</sub> = 第 i 層土層之平均剪力波速, m/s。見第 2.2 節。
- $V_c$  = 混凝土之剪力標稱強度; kgf N。見第 5.3 節。
- V; = 施工縫之總剪力需求; kgf N。見第 5.6 節。

- $V_n$  = 剪力標稱強度; kgf N。見第 5.3 節。
- V<sub>s</sub> = 剪力鋼筋之剪力標稱強度; kgf N。見第 5.3.3 節。
- V<sub>1</sub> = 載重組合下柱之剪力。見第 4.6 節。
- $V_n$  = 橋墩之單位面積計算剪力強度; kgf/cm<sup>2</sup> MPa。見第 5.4 節。
- 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。見第2.4、2.5、2.6節。
- W<sub>sub</sub> = 下部結構靜載重。見第 2.9 節。
- W<sub>sup</sub> = 上部結構靜載重。見第 2.9 節。
- w(x) = 沿計算方向施加橋梁結構之單位靜載重。見第 2.4、2.7 節。
- $x = 土 壓 力 P_{Ea}$ ,  $P_{Ep}$  作用於牆面之深度; m。見第 8.2 節。
- $\alpha$  = 地表面與水平面之夾角; deg。見第 8.2 節。
- α<sub>y</sub> = 起始降伏地震力放大倍數。見第 2.4、2.5、2.6、2.9、3.3、3.4、3.5、4.2、
   4.3、4.4、4.5、6.4 節。
- $\beta$  = 計算橋梁周期之常數, (力•長度)。見第 2.4 節。
- $\gamma$  = 土壤單位重; tf/m<sup>3</sup> kN/m<sup>3</sup>。見第 8.2 節。
- $\gamma_w$  = 水之單位重; tf/m<sup>3</sup> kN/m<sup>3</sup>。見第 8.3 節。
- $\Delta_0$  = 橋柱承受 $V_{\mu}$ 時,柱頂對柱底產生之相對彈性變位。見第4.6節。
- $\delta$  = 擋土牆背面與填土間之摩擦角; deg。見第 8.2 節。
- $\mathcal{E}_{G}$  = 地盤變位係數,其值隨地盤種類而異。見第 8.5.1 節
- θ = 擋土牆背面與垂直面之夾角; deg。見第 8.2 節。
- $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ ; deg  $\circ$  見第 8.2 節  $\circ$
- μ = 摩擦係數。見第 5.6 節。
- $\xi$  = 計算橋梁週期之常數, (力•長度<sup>2</sup>)。見第 2.4 節。
- $\xi$  = 橋梁有效阻尼比。見第 3.2 節。
- *ρ<sub>h</sub>* = 壁氏橋墩垂直斷面上水平剪力鋼筋比。見第 5.4 節。
- ρ<sub>ℓ</sub> = 壁氏橋墩水平斷面上垂直剪力鋼筋比。見第 5.4 節。
- $\rho_s = 螺箍筋體積與柱心體積之比。見第 5.3.4 節。$
- $\phi$  = 土壤摩擦角; deg。見第 8.2 節。

### 第二章 靜力分析

#### 2.1 通則

鐵路橋梁之靜力分析,應依本章之規定計算各向設計地震力及其分布,並進行結構靜力分析,作為設計之依據。

#### 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,除台北盆地區域外,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。 $V_{s30} \ge 270 \text{ m/s}$ 者,為第一類地盤(堅實 地盤);180 m/s  $\le V_{s30} \le 270 \text{ m/s}$ 者,為第二類地盤(普通地盤); $V_{s30} \le 180 \text{ m/s}$ 者, 為第三類地盤(軟弱地盤)。

工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波速V<sub>s30</sub>依下列公式計算:

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

其中, d<sub>i</sub>為第 i 層土層之厚度(m)。V<sub>si</sub>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:

$$V_{si} = 100N_i^{1/3}, 1 \le N_i \le 25 \tag{2-2}$$

砂質土層:

$$V_{si} = 80N_i^{1/3}, 1 \le N_i \le 50 \tag{2-3}$$

其中, N;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 $(2-4)式之<math>V_{I}$ 、 $(2-10)式之<math>V_{II}$ 以及 $(2-17)式之V_{III}$ 三者之最大值。

#### 2.4 等級 [ 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 I 地震所對應之水平設 計地震力 V,應依下式計算:

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

其中

$$\frac{0.4IS_{I,S}}{\alpha_{v}}(W+L_{E}) \circ$$

- L<sub>E</sub> = 地震時列車載重;二股道及以下,採計一列車重量;三至四股道,採計二 列車重量;五股道及以上,則採計三列車重量。
- 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。
- $S_{a,I}$  = 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之基本

#### 振動週期T之範圍計算。

除台北盆地區域外,等級 I 地震水平譜加速度係數  $S_{aI}$  應依(2-5)式計算。

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

$$S_{I,s}$$
 = 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,(sec)。 T = 橋梁在所考慮方向之基本振動週期,依(2-6)式計算

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\xi}{\beta g}}$$
(2-6)

$$\beta \qquad = \int_0^L w(x)u(x)dx$$

$$\xi \qquad = \int_0^L w(x)u^2(x)dx$$

u(x) = 橋梁振動單元在 w(x) 作用下沿計算方向之變位。

 $S_{I,s}$ 、 $S_{I,1}$ 、 $T_0^I$ 分成一般工址與活動斷層近域,以及台北盆地區域兩種情況。

### (1) 一般工址與活動斷層近域:

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

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

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

其中,

$$S_{S}^{I} = S_{S}^{II} / 3.25 \tag{2-8a}$$

$$S_1^I = S_1^{II} / 3.25 \tag{2-8b}$$

- F<sub>a</sub> =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, =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。
- $S_s^I$  =工址堅實地盤短週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。
- $S_1^I$  =工址堅實地盤一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。
- S<sup>II</sup> =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(a)規定之數值。
- S<sub>1</sub><sup>I</sup> =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(a)規定之數值。
- (2)台北盆地區域:

如圖 2-1 所示,台北盆地區域包括台北市及新北市之部分行政區,並 劃分為台北一區、台北二區及台北三區,如表 2-4(b)所列。

台北盆地之等級 I 地震水平譜加速度係數 *S<sub>a,l</sub>*,隨著橋梁振動單元在 所考慮方向之基本振動週期 T、工址短週期之等級 I 地震水平譜加速 度係數 *S<sub>1,s</sub>*,以及等級 I 地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的 分界 *T<sub>0</sub><sup>l</sup>* 而改變,應依(2-7c)式計算。

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

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

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

台北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址如表 2-4(c)所列,其 $S_{I,s}$ 、  $S_{I,1}$ 、 $T_0^{I}$ 依(2-7a)式至(2-7c)式計算。

#### 2.5 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<sub>11</sub>應依下式計算:

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

其中

V<sub>11</sub> = 等級Ⅱ地震作用下所對應之水平設計地震力,但不得小於

$$\frac{I}{1.2a_{y}} \left(\frac{0.4S_{II,S}}{F_{u,II}}\right)_{m} (W + L_{E}) \circ \left(\frac{0.4S_{II,S}}{F_{u,II}}\right)_{m} \dot{K}(2-11) \vec{J}$$
計算,其中 $S_{a,II}$ 以 $0.4S_{II,S}$ 取

$$\left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \le 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} + 0.144 & ; 0.3 \le \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \le 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} & ; \frac{S_{a,II}}{F_{u,II}} \ge 0.8 \end{cases}$$
(2-11)

式中 $S_{a,II}$  =等級 $\Pi$ 地震水平譜加速度係數, $F_{u,II}$  =等級 $\Pi$ 地震之結構系統水平地 震力折減係數。均應依橋梁振動單元基本振動週期T之範圍計算。 除台北盆地區域外,等級 $\Pi$ 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ 應依(2-12)式計算。

$$S_{a,II} = \begin{cases} S_{II,S} \left( 0.4 + 3T / T_0^{II} \right) & ;T \le 0.2T_0^{II} \\ S_{II,S} & ;0.2T_0^{II} \le T \le T_0^{II} \\ S_{II,1} / T & ;T_0^{II} \le T \end{cases}$$
(2-12)

$$F_{u,II} = \begin{cases} R_a & ; T \ge T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(R_a - \sqrt{2R_a - 1}\right) \times \frac{T - 0.6T_0^{II}}{0.4T_0^{II}} & ; 0.6T_0^{II} \le T \le T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^{II} \le T \le 0.6T_0^{II} \\ \sqrt{2R_a - 1} + \left(\sqrt{2R_a - 1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_0^{II}}{0.2T_0^{II}} & ; T \le 0.2T_0^{II} \end{cases}$$
(2-13)

其中,

$$S_{II,S} =$$
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。

 $S_{II,S}$ 、 $S_{II,1}$ 、 $T_0^{II}$ 、 $R_a$ 分成一般工址、活動斷層近域及台北盆地區域三種情況。 (1) 一般工址:

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

$$S_{II,1} = F_{v} S_{1}^{II}$$
 (2-14b)

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

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

- R =結構系統韌性容量,依表 2-5 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(a)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調整 為  $0.8 N_A 與 0.45 N_V$ ,其中 $N_A 與 N_V$ 之值見表 2-6。

$$N_A$$
 =反應譜等加速度段之斷層近域調整因子,依表 2-6 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 2-6 規定之數值。

表 2-3(a)及表 2-3(b)中之工址地盤放大係數 $F_a \mathcal{D} F_v$ ,應分別以調整後 之譜加速度係數決定之。

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

$$S_{II,1} = F_{\nu}(0.45N_{\nu}) \tag{2-15b}$$

$$T_0^{II} = \frac{S_{II,1}}{S_{II,S}}$$
(2-15c)

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

(3)台北盆地區域:

如圖 2-1 所示,台北盆地區域包括台北市及新北市之部分行政區,並 劃分為台北一區、台北二區及台北三區,如表 2-4(b)所列。

台北盆地之等級 II 地震水平譜加速度係數  $S_{a,II}$ ,隨著橋梁振動單元 在所考慮方向之基本振動週期 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,應依(2-16c)式計算。

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

$$T_0^{II} = \begin{cases} 1.6\%; \, \pm 1.6\%; \, \pm 1.6\%; \, \pm 1.3\%; \, \pm 1.2\%; \, \pm 1.05\%; \, \pm 1$$

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

第二章 靜力分析

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

台北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址如表 2-4(c)所列,其中 $S_{II,S}$ 、 $S_{II,1}$ 、 $T_0^{II}$ 依(2-14a)式至(2-14c)式計算。

#### 2.6 等級Ⅲ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Ⅲ地震所對應之水平設 計地震力Vm應依下式計算:

$$V_{III} = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}}\right)_m (W + L_E)$$
(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 $\frac{I}{1.2a_y} \left( \frac{0.4S_{III,S}}{F_{u,III}} \right)_m (W + L_E)$ 。

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

$$\left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}}\right)_{m} = \begin{cases} \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \le 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} + 0.144 & ; 0.3 \le \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \le 0.8 \\ 0.70 \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} & ; \frac{S_{a,III}}{F_{u,III}} \ge 0.8 \end{cases}$$
(2-18)

式中S<sub>a,III</sub> = 等級Ⅲ地震水平譜加速度係數; F<sub>u,III</sub> = 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 之範圍計算。 除台北盆地區域外,等級Ⅲ地震水平譜加速度係數S<sub>a,III</sub> 應依(2-19)式計算。

$$S_{a,III} = \begin{cases} S_{III,S} (0.4 + 3T / T_0^{III}) & ;T \le 0.2T_0^{III} \\ S_{III,S} & ;0.2T_0^{III} \le T \le T_0^{III} \\ S_{III,1} / T & ;T_0^{III} \le T \end{cases}$$
(2-19)
$$F_{u,III} = \begin{cases} R & ; T \ge T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} + \left(R - \sqrt{2R-1}\right) \times \frac{T - 0.6T_0^{III}}{0.4T_0^{III}} & ; 0.6T_0^{III} \le T \le T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} & ; 0.2T_0^{III} \le T \le 0.6T_0^{III} \\ \sqrt{2R-1} + \left(\sqrt{2R-1} - 1\right) \times \frac{T - 0.2T_0^{III}}{0.2T_0^{III}} & ; T \le 0.2T_0^{III} \end{cases}$$
(2-20)

其中,

$$S_{III,S} = 工址短週期之等級III地震水平譜加速度係數。$$
  
 $S_{III,1} = 工址一秒週期之等級III地震水平譜加速度係數。$   
 $T_0^{III} = 等級III地震水平譜加速度係數短週期與中長週期的分界。$ 

 $S_{m,s}$ 、 $S_{m,1}$ 、 $T_0^m$ 分成一般工址、活動斷層近域及台北盆地區域三種情況。

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

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

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

- S<sup>Ⅲ</sup><sub>s</sub> =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 2-4(a) 規定之數值。
- S<sub>1</sub><sup>Ⅲ</sup> =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 2-4(a) 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(a)所列。活動斷層近域 之工址堅實地盤短週期與一秒週期最大考量水平譜加速度係數調整 為 1.0 N<sub>A</sub>與 0.55 N<sub>V</sub>。且表 2-3(a)及表 2-3(b)中之工址地盤放大係數 F<sub>a</sub>及 F<sub>v</sub>,應分別以調整後之譜加速度係數決定之。

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

$$S_{III,1} = F_{v}(0.55N_{v}) \tag{2-22b}$$

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

(3) 台北盆地區域:

如圖 2-1 所示,台北盆地區域包括台北市及新北市之部分行政區,並 劃分為台北一區、台北二區及台北三區,如表 2-4(b)所列。

台北盆地之等級Ⅲ地震水平譜加速度係數S<sub>a,III</sub>,隨著橋梁振動單元 在所考慮方向之基本振動週期T、工址短週期之等級Ⅲ地震水平譜加 速度係數S<sub>III,S</sub>,以及等級Ⅲ地震水平譜加速度係數短週期與中長週 期的分界T<sub>0</sub><sup>III</sup> 而改變,應依(2-23c)式計算。

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

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

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

台北市及新北市非屬盆地範圍內之一般工址如表 2-4(c)所列,其 $S_{III,s}$ 、  $S_{III,1}$ 、 $T_0^{III}$ 依(2-21a)式至(2-21c)式計算。

# 2.7 設計總橫力之分布

作用在橋梁之設計總橫力分布 $p_e(x)$ 應依下式計算:

$$p_{e}(x) = \frac{\int w(x)v_{s}(x)dx}{\int w(x)v_{s}^{2}(x)dx}w(x)v_{s}(x)\frac{V}{W+L_{E}}$$
(2-24)

其中w(x)為沿計算方向橋梁結構之單位靜載重,此處w(x)應包含地震時列車載重 之貢獻;v<sub>x</sub>(x)為沿計算方向施加單位均佈力後所得之變位;V為設計總橫力。

# 2.8 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(觀支)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 2-7 之規定。

#### 2.9 垂直地震力

位於活動斷層近域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:

$$V_{II,V} = \frac{\alpha_{v} I S_{II,S}}{\alpha_{v}} W_{sup} + \frac{\alpha_{v} I \left(0.4 S_{II,S}\right)}{\alpha_{v}} W_{sub}$$
(2-25)

其中

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

W<sub>sub</sub> = 下部結構靜載重。

W<sub>sup</sub> = 上部結構靜載重。

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。

# 2.10 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:

- 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%垂向設計地震力引致之構材內 力絕對值。
- 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% 垂向設計地震力引致之構材內 力絕對值。
- 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% 垂向設計地震力引致之構材 內力絕對值。

# 第三章 動力分析

#### 3.1 通則

形狀規則之橋梁,得採用靜力分析,具有下述任一情況之橋梁,必須進行動力 分析:

- 1. 跨數超過6跨之橋梁。
- 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。
- 3. 跨度差異大,或質量分布不均勻之橋梁。
- 4. 最大弦切角超過 30 度之曲線橋。
- 5. 支承線方向與橋軸方向間之夾角小於70度之多跨度斜橋。
- 6. 長週期(1.5秒以上)或高橋墩(30公尺以上)之橋梁。
- 7. 未曾受強烈地震考驗之新型橋梁。
- 8. 橋址之土層屬第8.1.1節判定之極軟弱土層。
- 9. 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%。

### 3.2 水平譜加速度係數調整

橋梁阻尼比異於 5%時,可依橋梁有效阻尼比  $\xi$ ,由表 3-1內插得短週期及一秒 週期結構之阻尼比調整係數  $B_s$  與  $B_1$ ,針對一般工址、活動斷層近域、台北盆地 之水平譜加速度進行調整,如表 3-2~表 3-7 所示。

#### 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度數的三倍,且縱向、橫向及垂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 2.10 節之規定考慮地震效應之組合。 結構阻尼比為 5%之橋梁結構進行反應譜分析時,其輸入譜加速度係數應依下述 規定計算之:

(1)  $V(T_1)$  由等級 I 地震控制, 即 $V_I(T_1)$  大於 $V_{II}(T_1)$  與 $V_{III}(T_1)$ 時:

輸入譜加速度係數為 
$$S_{a,I}(T) \frac{I}{\alpha_{v}}$$
 (3-1)

(2)  $V(T_1)$ 由等級 II 地震控制, 即  $V_{II}(T_1)$ 大於  $V_{III}(T_1)$ 與  $V_I(T_1)$ 時:

輸入譜加速度係數為 
$$S_{a,II}(T) \frac{I}{1.2\alpha_y S_{a,II}(T_1)} \left( \frac{S_{a,II}(T_1)}{F_{u,II}(T_1)} \right)_m$$
 (3-2)

(3) 
$$V(T_1)$$
由等級III地震控制,即 $V_{III}(T_1)$ 大於 $V_{II}(T_1)$ 與 $V_I(T_1)$ 時:

輸入譜加速度係數為 
$$S_{a,III}(T) \frac{I}{1.2\alpha_y S_{a,III}(T_1)} \left( \frac{S_{a,III}(T_1)}{F_{u,III}(T_1)} \right)_m$$
 (3-3)

其中

$$T_1$$
 = 橋梁在所考慮方向,根據(2-6)式計算所得之基本振動週期。

 $V_{I}(T_{1}) = 根據(2-4)$ 式計算所得之 $V_{I}$ ,其中(2-5)式中T須以 $T_{1}$ 取代之。

$$V_{II}(T_1)$$
 = 根據(2-10)式計算所得之 $V_{II}$ ,其中(2-12)式及(2-13)式中 $T$ 須以 $T_1$ 取代之。

$$V_{III}(T_1)$$
= 根據(2-17)式計算所得之 $V_{III}$ ,其中(2-19)式及(2-20)式中 $T$ 須以 $T_1$ 取代之。

若位於活動斷層近域且V(T<sub>1</sub>)由等級Ⅱ地震控制時,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
$$\frac{\alpha_v I}{\alpha_v} S_{a,II}(T), \alpha_v$$
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反映構材真實之線性或非線性行為。

### 3.4.1 地震歷時

地震記錄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。近斷層水平地震紀錄應能反應其近斷 層地震特性。

任一個水平地震歷時,其5%阻尼比之譜加速度值在0.2T<sub>1</sub>至1.5T<sub>1</sub>週期範圍內 不得分別低於(2-5)式、(2-11)式或(2-18)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<sub>1</sub>為所考慮 方向橋梁之基本振動週期。

#### 3.4.2 線性歷時分析

線性歷時分析時,縱向與橫向的地震歷時應同時輸入,反應譜按 3.4.1 節之規定 製作,其縱向、橫向之調整係數依下述規定計算之:

(1)  $V(T_1)$ 由等級 I 地震控制, 即 $V_1(T_1)$ 大於 $V_{11}(T_1)$ 與 $V_{111}(T_1)$ 時:

$$\frac{I}{\alpha_{y}}$$
 (3-4)

(2)  $V(T_1)$  由等級 II 地震控制, 即 $V_{II}(T_1)$  大於 $V_{III}(T_1)$  與 $V_I(T_1)$  時:

$$\frac{I}{1.2\alpha_{y}S_{a,II}(T_{x})}\left(\frac{S_{a,II}(T_{x})}{F_{u,II}(T_{x})}\right)_{m} \stackrel{\text{for}}{\longrightarrow} \frac{I}{1.2\alpha_{y}S_{a,II}(T_{y})}\left(\frac{S_{a,II}(T_{y})}{F_{u,II}(T_{y})}\right)_{m}$$
(3-5)

(3)  $V(T_1)$ 由等級III 地震控制, 即 $V_{III}(T_1)$ 大於 $V_{II}(T_1)$ 與 $V_I(T_1)$ 時:

$$\frac{I}{1.2\alpha_{y}S_{a,III}(T_{x})} \left(\frac{S_{a,III}(T_{x})}{F_{u,III}(T_{x})}\right)_{m} \stackrel{\text{gam}}{\longrightarrow} \frac{I}{1.2\alpha_{y}S_{a,III}(T_{y})} \left(\frac{S_{a,III}(T_{y})}{F_{u,III}(T_{y})}\right)_{m}$$
(3-6)

 $T_x$ 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且 $V(T_1)$ 由等級 II 地震控制時,則應同時輸入垂直向地震歷時,其以 $\frac{\alpha_v I}{\alpha_y} S_{a,ll}(T)$ 為反應譜,按

3.4.1 節規定製作, *α*, 取 2/3。

對多個地震紀錄分析所得之反應值,應採最大反應值進行設計。地震引致構材 之彎矩、軸力及剪力,應依 2.10 節之規定考慮地震效應之組合。

# 3.4.3 非線性歷時分析

非線性歷時分析應分別進行設計地震及最大考量地震之歷時分析。輸入地震應 包括一個主方向及兩個其他方向之地震歷時,主方向應考慮100%之地震歷時, 兩個其他方向採用30%地震歷時,本節所稱地震歷時為3.4.1 節所規定之地震 歷時,以用途係數 I 放大其加速度值。

# 3.5 垂直地震效應

位於活動斷層近域之橋梁應考慮垂直地震力之影響。橋梁振動單元在等級Ⅱ地 震下之垂直地震效應,其輸入垂直譜加速度係數應依下述規定計算之:

輸入譜加速度係數為 
$$\frac{\alpha_V I}{\alpha_y} S_{a,II}(T)$$
 (3-7)

其中

$$\alpha_{v} = 垂直譜加速度係數與水平譜加速度係數之比值; \alpha_{v} = \frac{2}{3}$$
。

# 第四章 構材之設計

## 4.1 載重組合

鐵路橋梁耐震設計之地震效應載重組合應依本節之規定。 1. 構材以強度設計法設計時:

(1)  $1.2D + L_E + I_E + LF_E + B + E_E + SF_E + EQ$ 

$$(2) \quad 0.9D + B + E_E + SF_E + EQ$$

其中,

- D = 靜載重。
- $L_{\rm F}$  = 地震時列車載重,參見 2.4 節中 L<sub>E</sub>之相關規定。
- $I_{E} = 對應於 L_{E} 之衝擊載重。$

 $LF_F = 對應於 L_E 之煞車力。$ 

B = 浮力,取常水位。

- $E_{E} = 地震時動態土壓力。$
- $SF_F = 地震時水壓力, 取常水位。$

EQ = 地震力,依第2.3節及第三章規定所計算者。

2. 檢核地震軌道變位時:

 $L_E + I_E + LF_E + CF_E + 0.5T + E + B + SF_E + (EQ)_I$ 其中,  $CF_E = 對應於 L_E 之離心力 \circ$  $T = 溫度效應 \circ$  $E = 土壓力 \circ$ 

(EQ)<sub>1</sub> = 檢核軌道變位之地震力,依 7.3 與 7.4 節規定。

- 3. 檢核長銲鋼軌對橋梁結構之影響時:
  - (1)  $1.2D + L_E + I_E + LF_E + 0.5T + B + E_E + SF_E + EQ$

(2) 
$$0.9D + 0.5T + B + E_E + SF_E + EQ$$

4. 鋼構材以工作應力法設計時:

 $D+L_F+I_F+LF_F+B+E_F+SF_F+EQ$ 

鋼構材之容許應力可提高 33%。

本節所有載重組合中,當地震力係沿行車方向時,計算地震力可不計列車載 重。

#### 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容許等級Ⅱ地震發生時橋柱 先產生塑鉸,避免先產生剪力破壞及其他脆性破壞。若產生塑鉸則必須計算塑 鉸產生後構材設計剪力,並據以設計構材,以下就不同之構材說明塑鉸產生後 構材設計剪力之計算方法。

#### 4.2.1 單柱橋墩

單柱橋墩二主軸方向及壁式橋墩沿弱軸方向,或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 $V_{\mu}$ 乘以 $1.2\alpha_{v}F_{\mu}$ ,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 

# 4.2.3 壁式橋墩

壁式橋墩強軸方向之設計剪力,為依等級Ⅰ地震下水平地震力、等級Ⅱ地震下

26

水平地震力與等級Ⅲ地震下水平地震力之大值,經彈性分析結果再經載重組合後計算之。弱軸方向設計剪力依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,橋柱之設計剪力得依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<sub>11</sub>乘以1.2α<sub>y</sub>F<sub>u,11</sub>時彈性分析所得者, 並據以設計之。

#### 4.4 基礎之設計力

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,則為橋墩剪力達標稱剪力強度時,柱底傳至基礎之作用 力。但均不必大於V<sub>II</sub>乘以1.2α<sub>v</sub>F<sub>u,II</sub>時彈性分析所得者。

柱底產生的塑性彎矩及其對應的剪力、軸力如沿某一角度發生時,可能對基礎 產生最不利效應者,必須予以考慮,但不須考慮2.10節所述其他方向地震力之 載重組合。

# 4.5 支承系統之設計力

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. 等級 I 地震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<sub>BV</sub>:

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

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

其中

 $R_{d}$ :靜載重作用下之支承反力。

R<sub>BV</sub>:支承垂直設計壓力,為(4-1a)式與(4-1b)式之較大值。

 $R_{HEQ}$ :以塑鉸產生後推算之支承垂直反力,其值不必大於 $V_{II}$ 乘以 $1.2\alpha_{y}F_{u,II}$ 時 彈性分析所得之垂直反力。

*R<sub>vEO</sub>*:垂直等級Ⅱ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

支承系統之水平強度須符合下述規定:

- 1. 等級 I 地震力作用下支承構件不得降伏。
- 支承系統極限強度不得小於以墩柱塑鉸產生後推算之支承水平力,但不必 大於V<sub>11</sub>乘以1.2α<sub>x</sub>F<sub>11</sub>所引致之水平力。

## 4.5.3 支承系統抗拉拔承載力

支承系統之抗拉拔強度須符合下述規定:

- 在等級 I 地震力作用下,若支承承受之拉拔力 Q 為靜載重反力 R<sub>d</sub> 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<sub>d</sub>時,抗拉拔 裝置應依1.2(Q-R<sub>d</sub>)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。
- 支承系統抗拉拔裝置之極限強度,不得小於依(4-2a)式及(4-2b)式所求得之 拉拔力 QBT。

$$Q_{BT} = \left| Q_{HEQ} \right| + 0.3 \left| Q_{VEQ} \right| - R_d \tag{4-2a}$$

$$Q_{BT} = 0.3 \left| Q_{HEQ} \right| + \left| Q_{VEQ} \right| - R_d \tag{4-2b}$$

其中,

 $Q_{BT}$  = 支承垂直設計拉力,為(4-2a)式及(4-2b)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  $DV_{II}$ 乘以 $1.2\alpha_{y}F_{u,II}$ 時彈性分析所得之拉拔力。

 $Q_{VEO}$  = 垂直地震作用下,由彈性分析所得之支承拉拔力。

# 4.6 P-∆效應

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

$$Q_s = \frac{P\Delta_0}{V_u l_c} \tag{4-3}$$

其中

$$P = 載重組合下柱之軸力。$$

- $\Delta_0$  = 橋柱承受 $V_u$ 時,柱頂對柱底產生之相對彈性變位。
- $V_{\mu}$  = 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 「鐵路橋梁設計規範」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 $f'_c$ 不得小於 280kgf/cm<sup>2</sup> 27.5MPa, 但亦不宜大於 420kgf/cm<sup>2</sup> 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 Ag的比值,不得小於 0.01,亦不得大於 0.04。如橋柱斷面大於承受載重所需,且主鋼筋比小於 0.01 時,可用一足以承受該載重之折減後有效斷面積 Ag 檢核之,惟主鋼筋量不得小於 0.01 Ag ,且 Ag 不得小於 0.5Ag。

# 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 $\phi$ 取 0.75,當設計軸力產生之壓應力由  $0.1 f_c^{'} 與 <math>\varphi P_b / A_g^{}$ 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 $0.1 f_c \overset{`}{p} \phi P_b / A_g$ 較小者時,強度折減 因數 $\phi$ 取0.7,當設計軸力產生之壓應力由 $0.1 f_c \overset{`}{p} \phi P_b / A_g 之較小者減至0時,$ 強度折減因數可由<math>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標稱剪力強度依(5-1)式計算,計算所得標稱剪力強度 乘以強度折減因數φ=0.85後不得小於按4.2節計算所得之橋墩設計剪力。

$$V_n = V_s + V_c \tag{5-1}$$

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

$$V_s = A_{sh} f_{vh} d / s \tag{5-2a}$$

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

$$V_c = 0.53 (0.33 + F) \sqrt{f_c} A_e \ge 0 \quad 1.66 (0.33 + F) \sqrt{f_c} A_e \ge 0 \tag{5-3}$$

另由剪力鋼筋所提供之標稱剪力強度 $V_s$ 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:

$$V_n$$
 = 標稱剪力強度; kgf N。

  $V_s$ 
 = 鋼筋之標稱剪力強度; kgf N。

  $V_c$ 
 = 混凝土之標稱剪力強度; kgf N。

  $A_{sh}$ 
 = 剪力鋼筋於間距 s 內之總面積; cm<sup>2</sup>。

  $A_h$ 
 = 圓形箍筋的斷面積; cm<sup>2</sup>。

  $d$ 
 = 沿剪力方向柱之有效深度; cm。

  $s$ 
 = 剪力鋼筋之垂直間距; cm。

  $A_e$ 
 = 柱有效斷面積, 可取為  $0.8A_g$ ; cm<sup>2</sup>。

  $f_{yh}$ 
 = 剪力鋼筋或箍筋之規定降伏強度; kgf/cm<sup>2</sup> MPa。

$$f_c$$
 = 混凝土之規定抗壓強度; kgf/cm<sup>2</sup> MPa。  
F = 與軸力有關之調整係數

$$F = \frac{N}{140A_g}$$
; 軸力為壓力時  
 $F = \frac{N}{35A_g}$ ; 軸力為拉力時

N =軸力,壓力時取正值,拉力時取負值;kgfN。

$$A_g = 柱之全斷面積; cm2。$$

D =圆柱圍束區域之直徑; cm。

橋柱非塑鉸區之標稱剪力強度可依(5-1)式計算,但其中

$$V_c = 0.53(1+F)\sqrt{f_c'} A_e \ge 0 \quad 1.66(1+F)\sqrt{f_c'} A_e \ge 0 \tag{5-4}$$

# 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之區域均應配置橫向 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,而不必重複配置。圍束鋼筋的規定降伏強度不可大於主筋之規定降伏 強度。

圓形橋柱使用之螺箍筋或閉合圓箍筋體積比P。以下列二式計算,並取大者:

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

$$\rho_{s} = 0.12 \frac{f_{c}}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_{u}}{f_{c}'A_{g}} \right]$$
(5-6)

矩形柱之矩形横向箍筋之總斷面積 Ash 以下列二式計算,並取大者:

$$A_{sh} = 0.30 sh_c \frac{f_c}{f_{yh}} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$
(5-7)

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_u}{f_c \,'A_g} \right]$$
(5-8)

其中

- S = 矩形横向箍筋之垂直間距; 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); cm<sup>2</sup>。

 $A_{g} = 柱之全斷面積; cm<sup>2</sup>。$ 

- $A_{sh}$  = 沿柱之任一主軸方向箍筋於 s 內之總面積, 矩形柱兩主軸方向均應計算檢核; cm<sup>2</sup>。
- $f'_c$  = 混凝土之規定抗壓強度; kgf/cm<sup>2</sup> MPa。
- $f_{ih}$  = 螺箍筋或横向箍筋之規定降伏強度; kgf/cm<sup>2</sup> 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。
- $ho_{
  m s}$  = 螺箍筋體積與柱心體積(算至螺箍筋兩外側)之比。
- $P_{u} =$ 設計軸力, (kgf, N)。

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,橫向箍筋或繫 筋的錨定應特別注意,須使能發揮其降伏拉力。

#### 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 lo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斷面之兩側各延伸 lo之範圍。 lo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<sup>ℓ</sup><sub>0</sub>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東區內之柱主筋以不續接為原則,若因施工必須續接時亦 不得採用搭接或銲接,其接合性能至少應能符合第三類機械式續接器之規定, 除受拉構材之鋼筋續接外,續接位置不須錯開。非塑鉸區續接方式之相關規定 請參考部頒『鐵路橋梁設計規範』。

#### 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 Ph 及垂直鋼筋比 Pl 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 布於整個剪力面上。

橋墩的單位面積標稱剪力強度Vn可依下式計算:

$$v_n = 0.53\sqrt{f_c'} + \rho_h f_y \quad 1.66\sqrt{f_c'} + \rho_h f_y \tag{5-9}$$

但不得超過 $2.12\sqrt{f_c'}$   $6.64\sqrt{f_c'}$ 。

壁式橋墩之ρ<sub>l</sub>不得小於ρ<sub>h</sub>。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

橋柱接頭部係指橋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、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面後所需之錨定伸展長度應使鋼筋能發展出至少 1.25 fy之應力。

#### 5.6 橋柱施工縫

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;值:

$$V_{j} = \phi \mu \left( A_{yf} f_{y} + 0.75 P_{n} \right)$$
(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,  $\mu$ 為摩擦係數, $\phi$ 為強度折減因數,其值依部頒『鐵路橋梁設計規範』之規定 決定。

#### 5.7 基樁

與樁帽剛接之混凝土基樁之設計,除依部頒『鐵路橋梁設計規範』之規定外, 尚應滿足下列特別要求:

主筋應妥為錨定於樁帽,使鋼筋能發展出至少1.25 f,之應力。

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。 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直徑範圍 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30公分,基 樁自樁帽底部以下兩倍樁徑範圍內(不得小於1.2公尺),其間距不得超過15公 分。

## 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。

35

# 第六章 鋼橋柱構材之韌性設計

#### 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『鐵路橋梁設計規 範』之相關規定辦理。

# 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、銲道撕裂、剪力破壞或其他脆 性破壞,其方式可採:

- 1. 限制圓形鋼橋柱的徑厚比。
- 2. 角隅銲接採用開槽全滲透銲。

#### 6.4 鋼橋柱接頭設計要求

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 架間等之內力,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<sub>11</sub>乘以1.2α<sub>x</sub>F<sub>111</sub>時彈性分析所得者。

# 第七章 軌道變位檢核

# 7.1 通則

等級Ⅰ地震作用時所引致之鋼軌面變位,不得妨礙列車行車功能。

#### 7.2 軌道變位檢核之考量

除橋址表層地盤基本振動週期 $T_g \leq 0.2$ 秒,不須考慮地盤變位效應外,軌道變位 檢核須同時考慮上部結構慣性力效應 $(R_I)$ 及地盤變位效應 $(D_E)$ ,並應至少檢核以 下二種組合情況:

1. 以上部結構慣性力效應為主,地盤變位效應為輔。

2. 以地盤變位效應為主,上部結構慣性力效應為輔。

其中,T。:表層地盤基本振動週期,計算方式詳C7.3節。

#### 7.3 表層地盤變位之計算

地震作用下表層地盤變位之計算,應採用可信之方法計算之。

## 7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算

地震時引致軌道橫向不連續水平變位(包含軌道折角與軌道錯位)之計算,須考 慮相鄰橋墩振動相位差之影響及地震波長所造成之地盤變位效應。

### 7.5 軌道面不連續變位之限制

等級 I 地震作用下包括軌道錯位、折角等不連續變位,須符合表 7-1 容許值之 規定。

# 第八章 有關耐震其他規定

## 8.1 橋梁位於極軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考量

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<sup>2</sup> 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,或經以 SPT-N 值推估為極軟弱土層。

### 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 FL值小於 1.0 時,即判定該土 層可能液化。

其中

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \tag{8-1}$$

 $R_{\rm s}$  = 等級  $\Pi$  地震時工址土壤抵抗液化强度與有效覆土壓力之比值。

L<sub>s</sub> = 等級Ⅱ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

- 在地震地表水平加速度A=(0.4S<sub>II,s</sub>)g下,工址土壤可能產生液化時,橋梁應 採用適當之基礎型式,並應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. 極軟弱土層或液化之土層之重量仍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。
- 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。
- 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:

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

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

地震被動土壓力:

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

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

上列各式中

$$p_{Ea}$$
 = 深度 x 處之地震時主動土壓力; tf/m<sup>2</sup> kPa

$$p_{Ep}$$
 = 深度 x 處之地震時被動土壓力; tf/m<sup>2</sup> kPa

$$K_{EA}$$
 = 主動土壓力係數

$$K_{EP}$$
 = 被動土壓力係數

$$\gamma = \pm {\mbox{\boldmath${\mu$}$}} \ {\mbox{tf}} \$$

c = 土壤凝聚力; 
$$tf/m^2$$
 kPa

$$q'$$
 = 地震時地表之加載; tf/m<sup>2</sup> kPa

.

$$\phi$$
 = 土壤摩擦角; deg

$$\alpha$$
 = 地表面與水平面之夾角; deg

$$\theta$$
 = 擋土牆背面與垂直面之夾角; deg

$$\delta$$
 = 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

$$\theta_0 = \tan^{-1}k_h$$
; deg

$$k_h$$
 = 水平加速度係數

# 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。

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:

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

式中

$$P = 作用於結構物之全部動水壓; tf kN$$
  

$$k_h = 水平加速度係數, 取為 0.4S_{II,S} \circ$$
  

$$\gamma_w = 水之單位重; tf/m^3 kN/m^3$$

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:

$$h_g = \frac{2}{5}h\tag{8-7}$$

四周環水下部結構之動水壓
 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) 
$$\frac{b}{h} \le 2$$
時  

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \left( 1 - \frac{b}{4h} \right)$$
(8-8a)  
(2)  $2 < \frac{b}{h} \le 4$ 時  

$$P = \frac{3}{4} k_h \gamma_w A_0 h \frac{b}{t} \left( 0.7 - \frac{b}{10h} \right)$$
(8-8b)  
(3)  $\frac{b}{2} > 4$ 時

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

t與A<sub>0</sub>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; m<sup>2</sup>。

全部動水壓合力作用點至地表面之距離h。(m)為:

$$h_g = \frac{3}{7}h\tag{8-9}$$

# 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<sub>N</sub>,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力須大於支承靜載重反力 R<sub>d</sub> 之 1.5 倍。
- 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,亦不可妨礙支承維護管理或其它裝置之功能。
- 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。
- 相鄰主梁支承靜載反力 R<sub>d</sub>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。

如無法設置符合規定之防落橋裝置時,梁端防落長度應增加至1.2倍以上,但不 需超過1.5倍。

#### 8.5.1 活動支承

梁端置於活動支承者,其防落長度 LN須符合下式之規定:

$$L_N \ge L_{N\min} \quad \text{if} \quad L_N \ge u_R + u_G \tag{8-10}$$

其中

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

$$u_{R} = \sqrt{u_{R1}^{2} + u_{R2}^{2}}$$

$$u_{G} = \varepsilon_{G} \times L_{e} \times S_{III,S} / S_{II,S}$$
(8-11)

式中

- $L_N$  = 梁端防落長度; cm。
- *U<sub>R</sub>* = 等級Ⅲ地震作用下所引致梁端與橋墩頂部之相對位移; 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<sub>Nmin</sub> = 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。
   橋台,採用鄰近橋墩之橋墩高度;
   單跨橋,H=0;
   橋墩,採用該橋墩高;
   懸臂式伸縮接頭之橋梁,取接頭前後鄰近橋墩之平均高度。

$$\mathcal{E}_{G}$$
 = 地盤變位係數,其值隨地盤種類而異。第一類地盤時 $\mathcal{E}_{G}$ =0.0025;第二類

地盤時 $\mathcal{E}_G = 0.00375$ ; 第三類地盤時 $\mathcal{E}_G = 0.005$ ; 台北盆地時 $\mathcal{E}_G = 0.00625$ 。

Le = 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 LN不得小於最小梁端防落長度 LNmin。

## 8.6 梁端間隙

主梁與橋台間之梁端間隙S<sub>B</sub>,如圖 8-6(a)所示,須符合:

$$S_B \ge u_S + L_A \tag{8-12}$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間之梁端間隙S<sub>B</sub>,如圖 8-6(b)所示,須符合:

$$S_B \ge c_{\phi} u_S + L_A \tag{8-13}$$

其中:

- $S_{B} =$ 所需梁端間隙; cm。
- $u_s = 等級 II 地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相對 變位; cm。$

$$c_{\phi}$$
 = 與相鄰兩振動單元的基本振動週期有關之調整係數,依表 8-2 中所示決定。

$$L_A$$
 = 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「鐵路橋梁設計規範」5.12節之規定 外,尚須符合下述規定:

主梁與橋台間:

$$L_E \ge u_J + L_A \tag{8-14}$$

同一橋墩上之相鄰兩主梁間:

$$L_E \ge c_{\phi} u_J + L_A \tag{8-15}$$

其中

 $L_{\rm F}$  = 主梁與橋台間、同一橋墩上之相鄰兩主梁間之伸縮裝置設計伸縮量; cm。

u<sub>1</sub> = 等級 I 地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相對
 變位; cm。

 $L_A \sim c_{\phi} = 同 8.6 節 \circ$ 

#### 8.8 橋梁與車站共構之耐震設計

橋梁與車站應儘量避免共構,以避免產生互制作用。如採用共構設計且結構本體 為橋梁形式時,應依據本規範進行整體之動力分析與設計。軌道鋪設於建築物樓 板上之車站,應依車站之特性另行考量其耐震設計。

8.9 消能系統之設計

鐵路橋梁耐震設計採用消能系統時,須經可信之技術資料充分印證其成效。但其 耐震分析與設計要考慮軌道、橋梁及消能系統間之互制作用,並應對防止落橋措 施作適當之考量。此外,並須確定列車起動、行車及剎車時不得影響行車之舒適 性與安全性。

橋梁類別	用途係數
高速鐵路	1.2
重要鐵路、跨越重要設施之鐵路橋梁、城鎮之主要聯外鐵路橋梁	1.2
其他	1.0

表 2-1 用途係數 I

# 表 2-2 起始降伏地震力放大倍數α<sub>y</sub>

構材設計方法	$\alpha_y$
RC 構材強度設計法	1.0
鋼結構構材極限設計法	1.0
鋼結構構材容許應力設計法	1.45

山山へやた	震區短週期水平譜加速度係數 $S_{s}(S_{s}^{I} \cdot S_{s}^{II}$ 或 $S_{s}^{II})$							
地盤分類	$S_{s} \le 0.5$	$S_{s} = 0.6$	$S_{s} = 0.7$	$S_{s} = 0.8$	$S_s \ge 0.9$			
第一類地盤								
(堅實地盤)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0			
$(V_{S30} \ge 270 \ m/s)$								
第二類地盤								
(普通地盤) (270 m/s > V <sub>s30</sub> >180 m/s)	F <sub>a</sub>	F <sub>a</sub>	F <sub>a</sub>	1.0	1.0			
第三類地盤 (軟弱地盤) (V <sub>S30</sub> ≤180 m/s)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0			

表 2-3(a) 反應譜等加速度段之工址地盤放大係數 Fa (線性內差求值)

$$\mathbf{F}_{a} = 1.0 + \frac{F_{a,3} - 1.0}{90} \times (270 - \mathbf{V}_{S30}) \quad ; \quad F_{a,3} = \begin{cases} 1.2 & ; \quad S_{s} < 0.6 \\ 1.2 - (S_{s} - 0.6) & ; \quad 0.6 \le S_{s} < 0.7 \\ 1.1 - (S_{s} - 0.7) & ; \quad 0.7 \le S_{s} < 0.8 \\ 1.0 & ; \quad 0.8 \le S_{s} \end{cases}$$

 $F_{a,3}$ :第三類地盤依不同 Ss 值線性內插求得之 $F_a$ 值

$\alpha - \beta = \beta = \alpha + \alpha$	差求值	<b>k性内</b>	$F_{\nu}$ (	係數	北放大	さコ	度段	窘速	應譜	)反	表 2-3(b)	耒
--	-----	------------	-------------	----	-----	----	----	----	----	----	----------	---

山。加、八米工	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_s^{I}$ 、 $S_s^{II}$ 或 $S_s^{II}$ )							
地	$S_1 \le 0.3$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \ge 0.5$			
第一類地盤 (堅實地盤) (V <sub>S30</sub> ≥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 <sub>s30</sub> >180 m/s)	F <sub>v</sub>	F <sub>v</sub>	F <sub>v</sub>	F <sub>v</sub>	F <sub>v</sub>			
第三類地盤 (軟弱地盤) (V <sub>S30</sub> ≤180 m/s)	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4			
$F_V = 1.0 + \frac{F_{V,3} - 1.0}{90} \times (270 - 10)$	$(V_{S30}); F_{V,3}$	$= \begin{cases} 1.8 \\ 1.8 - 2(S_1) \\ 1.4 \end{cases}$	; -0.3); 0.3 ;	$\left. \begin{array}{c} S_1 < 0.3 \\ \leq S_1 < 0.5 \\ 0.5 \leq S_1 \end{array} \right\}$				

 $F_{v,3}$ : 第三類地盤依不同  $S_1$  值線性內插求得之 $F_v$ 值

表 2-4(a) 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

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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	
基隆市	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	
山枯彤	羅東鎮	0.80	0.45	0.90	0.55	
宜闌縣	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	
桃園市	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	
新竹縣	竹東鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層

 $S_1^{''}$ 與等級III地震水平譜加速度係數 $S_s^{''}$ 與 $S_1^{''}$ 

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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	
	横山鄉	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
	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	新城斷層
新竹市	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
せ西影	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
田木林	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
	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
臺中市	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

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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、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
彰化縣	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

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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
	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
南投縣	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
縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
-----	------	--------------	------------	---------------	-------------	---
	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
	仁爱鄉	0.70	0.40	0.90	0.50	
	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
	莿桐鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	大甲斷層全段、鐵砧山斷層、彰化斷層
雲林縣	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	
	元長郷	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	
	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
嘉義縣	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	

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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
	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
吉羔古	東區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
茄我巾	西區	0.80	0.45	1.00	0.55	梅山斷層
	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
吉士士	大內區	0.70	0.40	0.90	0.50	新化斷層
室南巾	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

縣市	鄉鎮市區	$S_s^{\prime\prime}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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	
	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	
	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
百姓古	燕巢區	0.80	0.45	1.00	0.55	旗山斷層
同雄巾	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

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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	
	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	
屏東縣	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	

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
	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	
	車城鄉	0.50	0.30	0.70	0.40	
	满州鄉	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	
	馬公市	0.40	0.25	0.65	0.35	
	湖西鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
澎湖縣*	白沙鄉	0.40	0.25	0.65	0.35	
12/19/105	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	
	臺東市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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
臺東縣	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、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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
	池上鄉	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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
	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	
	花蓮市	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、玉里斷層、池上 斷層、鹿野斷層
花蓮縣	鳳林鎮	0.80	0.45	1.00	0.55	米崙斷層、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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、瑞穂斷層、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	
金門縣*	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	

縣市	鄉鎮市區	$S_{S}^{II}$	$S_1^{II}$	$S_{S}^{III}$	$S_1^{III}$	鄰近之斷層
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。

市	區	里	微分區
	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
新北市	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、水豐里、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

表 2-4(b) 台北盆地之台北一區、台北二區及台北三區劃分表

市	图	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、中和里、袋和里、中泰里、 瓊林里、立信里、中誠里、立德里、中泰里、 之信里、立人里、仁愛里、立德里、信義里、 立言里、仁愛里、白金里、右志里、 思賢里、白金里、自立里、幸福里、 自信里、中肇里、白介里、中信里、 自信里、中全里、白赤里、中信里、 建福里、中全里、白香里、中信里、 建築里、昌明里、昌平里、之泰里、 仁義里、之基里、昌明里、之聖里、 福興里、立廷里、昌信里(共59里) 八德里、西盛里、裕民里、富國里、南港里、 代安里、民本里、光華里、 光蘭里、南總里、 北福里、 名鳳里、龍鳳里、 北福里、 北福里、 名鳳里、 北	臺北一區 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	8	里	微分區
		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
	樹林區	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
		中正里、江翠里、純翠里、溪頭里、宏翠里、 仁翠里、吉翠里、德翠里、满翠里、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、灎嘴里、 振興里、振義里、光復里、捕墘里、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
新北市	板橋區	留侯里、流芳里、赤松里、黄石里、挹秀里、 湳興里、社後里、香社里、自強里、 南興里、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、 新明里、幸福里、忠誠里、百壽里、介壽里、 新埔事里、華江里、聯翠里、新翠里、明翠里、 新埔事里、海山里、玉光里、香丘里、 爾奈里、長安里、福全里、新聞里、 華東里、大安里、福全里、鄭雲里、 之家里、仁愛里、華興里、華貴里、 中山里、 之安里、「一丁」」	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
	中和區	中原里、仁和里、中正里、 建和里、油、小、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、、	臺北二區
新北市		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
		永安里、永平里、新和里 (共3里)	臺北二區
	新店區	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	围	里	微分區
臺北市	大同區	全區所有里 (共25里)	臺北二區
		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、	
	士林區	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、 艾山田、東山田、三王田、萌珊田、萌翩田、	臺北二區
		之山主、宋山主、三玉主、阑征主、阑共主、 天福里、天祿里、天壽里、天和里、天山里、 天玉里、臨溪里 (共 37 里)	
	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	围	里	微分區
		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
	松山區	莊敬里、東榮里、三民里、新益里、富錦里、 新東里、富泰里、介壽里、東光里、安平里、 鵬程里、自強里、吉祥里、新聚里、復盛里、 復源里、復建里、復勢里 (共 18 里)	臺北二區
		慈祐里 (共1里)	臺北三區
臺北市		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
	大安區	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、諸治里、 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
		梅花里、幸市里、三愛里 (共3里)	臺北一區
	中正區	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、 新誉里、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	盟	里	微分區
	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
		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
臺北市	信義區	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
		西湖里、西康里、西安里 (共3里)	臺北二區
	內湖區	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 2-4(c) 台北市與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	$S_S^{II}$	$S_1^{II}$	$S_S^{III}$	$S_1^{III}$
	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
新北市	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、 茄苳里、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	图	里	$S_S^{II}$	$S_1^{II}$	$S_S^{III}$	$S_1^{III}$
	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
新北市	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
	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
臺北市	士林區	天母里、永福里、公館里、新安里、 陽明里、菁山里、平等里、溪山里、 翠山里 (共9里)	0.5	0.3	0.8	0.5
	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

類別	下部結構	R
1.	壁式 RC 橋墩(横向)	2.5
2.	單柱 RC 橋墩\壁式 RC 橋墩(縱向)	4.0
3.	多柱構架式 RC 橋墩	5.0
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
6.	矩形或圓形中空鋼橋墩	4.0

表 2-5 結構系統韌性容量 R

表 2-6 各第一類活動斷層近域調整因子 NA 與 Nv

#1 D b 10	等級	Ⅱ地震	等級III地震	
斷層名稱	N <sub>A</sub>	N <sub>V</sub>	N <sub>A</sub>	N <sub>V</sub>
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
<ul><li>7.花東縱谷地區斷層</li><li>(米崙、瑞穗、玉里、池上與鹿野斷層)</li></ul>	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

註:鄉、鎮、市、區如臨近兩個或兩個以上的斷層,其 NA 與 Nv 值應採用其中較 大之值。

トマキロ	·六 7.	TED 1- 1- Z	沢レナス	は畑ムトス	人上海咽
文承朔別	<b>况</b> 承	IFE 极文承	<b><i><b> </b> </i></b>	铸鋼脉文水	合成橡胶
	搖動支承				支承墊
摩擦係數	0.05	0.10	0.15	0.25	0.15

表 2-7 活動支承之摩擦係數

表 3-1 短週期與一秒週期結構之阻尼比修正係數 Bs 與 B1(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 一般震區等級I地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$  (阻尼比異於 5%時)

較短週期	短週期	中長週期		
$T \le 0.2 T_0^{1}$	$0.2 T_0^{I} < T \le T_0^{I}$	$T_0^{\mathrm{I}} < T T_0^{\mathrm{I}}$		
$S_{a,I} = S_{I,S} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0^{I}} \right]$	$S_{a,\mathrm{I}} = \frac{S_{\mathrm{I},S}}{B_S}$	$S_{a,\mathrm{I}} = \frac{S_{\mathrm{I},\mathrm{I}}}{B_{\mathrm{I}}T}$		
$T_0^{\rm I} = (\frac{S_{\rm I,I}B_{\rm S}}{S_{\rm I,S}B_{\rm I}})$				

表 3-3 一般震區等級II地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$  (阻尼比異於 5%時)

較短週期	短週期	中長週期		
$T \le 0.2 T_0^{II}$	$0.2 T_0^{II} < T \le T_0^{II}$	$T_0^{\mathrm{II}} < T T_0^{\mathrm{II}}$		
$S_{a,\Pi} = S_{\Pi,S} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0^{\Pi}} \right]$	$S_{a,\Pi} = \frac{S_{\Pi,S}}{B_S}$	$S_{a,\Pi} = \frac{S_{\Pi,1}}{B_1 T}$		
$T_0^{\rm II} = (\frac{S_{\rm II,1}B_{\rm S}}{S_{\rm II,S}B_{\rm I}})$				

較短週期	短週期	中長週期		
$T \leq 0.2T_0^{\mathrm{III}}$	$0.2 T_0^{\text{III}} < T \le T_0^{\text{III}}$	$T_0^{\mathrm{III}} < T \ T_0^{\mathrm{III}}$		
$S_{a,\mathrm{III}} = S_{\mathrm{III},S} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0^{\mathrm{III}}} \right]$	$S_{a,\mathrm{III}} = rac{S_{\mathrm{III},S}}{B_S}$	$S_{a,\mathrm{III}} = \frac{S_{\mathrm{III},1}}{B_1 T}$		
$T_0^{\mathrm{III}} = \left(\frac{S_{\mathrm{III,1}}B_{\mathrm{S}}}{S_{\mathrm{III,S}}B_{\mathrm{I}}}\right)$				

表 3-4 一般震區等級III地震水平譜加速度係數  $S_{a,III}$  (阻尼比異於 5%時)

表 3-5 台北盆地等級I地震水平譜加速度係數 $S_{a,I}$  (阻尼比異於 5%時)

較短週期	短週期	中長週期		
$T \le 0.2 T_0^{I}$	$0.2 T_0^{I} < T \le T_0^{I}$	$T_0^{\mathrm{I}} < T T_0^{\mathrm{I}}$		
$S_{a,I} = S_{I,S} \left[ 0.4 + \left(\frac{1}{B_S} - 0.4\right) \frac{T}{0.2T_0^{I}} \right]$	$S_{a,\mathrm{I}} = \frac{S_{\mathrm{I},S}}{B_S}$	$S_{a,\mathrm{I}} = \frac{T_0 S_{\mathrm{I},S}}{B_S T}$		
$S_{1,S} = 0.185 \; ; \; T_0 \; = rac{T_0^1 B_S}{B_1}$				

$\Lambda J = 0$ $\alpha \mu \omega \omega \sigma \infty \mu \omega \omega \omega \gamma \infty \mu \omega \omega \sigma \omega \sigma \sigma$	表 3-6	台北盆地等級	Ⅱ地震水平	譜加速度係數	S <sub>a</sub> (阻尾	已比異於 59	ん時)
--	-------	--------	-------	--------	--------------------	---------	-----

較短週期	短週期	中週期		
$T \le 0.2 T_0^{II}$	$0.2 T_0^{II} < T \le T_0^{II}$	$T_0^{II} < T$		
$S_{a,\Pi} = S_{\Pi,S} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0^{\Pi}} \right]$	$S_{a,\Pi} = rac{S_{\Pi,S}}{B_S}$	$S_{a,\Pi} = \frac{T_0 S_{\Pi,S}}{B_S T}$		
$S_{\text{II},S} = 0.6$ ; $T_0 = \frac{T_0^{\text{II}} B_S}{B_1}$				

較短週期	短週期	中週期	
$T \leq 0.2 T_0^{III}$	$0.2 T_0^{\text{III}} < T \le T_0^{\text{III}}$	$T_0^{\pm} < T$	
$S_{a,\mathrm{III}} = S_{\mathrm{III},S} \left[ 0.4 + \left( \frac{1}{B_S} - 0.4 \right) \frac{T}{0.2T_0^{\mathrm{III}}} \right]$	$S_{a,\mathrm{III}} = \frac{S_{\mathrm{III},S}}{B_S}$	$S_{a,\mathrm{III}} = \frac{T_0 S_{\mathrm{III},S}}{B_S T}$	
$S_{\text{III},S} = 0.8$ ; $T_0 = \frac{T_0^{\text{III}} B_S}{B_1}$			

表 3-7 台北盆地等級Ⅲ地震水平譜加速度係數 S<sub>a.Ⅲ</sub>(阻尼比異於 5%時)

表 7-1 等級I地震作用下軌道面之容許錯位及折角等不連續變位

総合	油 庇	供付为	折	角 0	(1/1000)
变业	还没	<b>靖</b> 120	平行	移動	
方向	(km/h)	(mm)	L <sub>b</sub> =≤10m	L₀=≥30m	轉折
	130	14	7	.0	8.0
水正	160	12	6	.0	6.0
小十	210	10	5.5	3.5	4.0
	260	8	5.0	3.0	3.5
備註	<b></b> 廿 行 移 重				



表 8-1 土壤參數之折減係數 DE

$F_L$ 之範圍	距地表面之深度	土壤抵抗液化強度與有效覆 土壓力之比值 R <sub>s</sub>		
	<i>x</i> (m)	$R_s \leq 0.3$	$R_{s} > 0.3$	
$F_{L} \leq \frac{1}{3}$	$0 \le x \le 10$	0	1/6	
	$10 < x \le 20$	1/3	1/3	
$1 \leq E \leq 2$	$0 \le x \le 10$	1/3	2/3	
$\frac{-3}{3} < \Gamma_L \leq \frac{-3}{3}$	$10 < x \le 20$	2/3	2/3	
$\frac{2}{3} < F_L \le 1$	$0 \le x \le 10$	2/3	1	
	$10 < x \le 20$	1	1	

表 8-2 調整係數 $c_{\phi}$ 

週期比 ΔT/T <sub>1</sub> *	$C_{\phi}$
$0 \le \Delta T  /  T_1 \le 0.1$	1.0
$0.1 < \Delta T / T_1 \le 0.8$	1.4
$0.8 < \Delta T / T_1 \le 1.0$	1.0

\* $\Delta T$ 為 $T_1 - T_2$ 

非隔震橋: $T_1 & D_2 & D_2$ 

隔震橋: $T_1 \mathcal{D} T_2 \mathcal{D} \mathcal{D}$ 為相鄰兩振動單元之設計位移下有效振動週期,其中 $T_1 \geq T_2$ 



圖 2-1 台北盆地設計地震微分區圖



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 LN之定義



圖 8-5 Le參考圖



圖 8-6 梁端間距示意圖

# 第一章 總則

## C1.1 通則

有關輕軌系統之結構耐震設計應依交通部頒布之「輕軌系統建設及車輛技術 標準規範」相關規定辦理。

# C1.2 適用範圍

本規範僅適用於跨度 150 公尺以下之一般鐵路橋梁。特殊結構橋梁如吊橋等, 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Ⅱ地震水平譜加速度 係數 S<sub>a,II</sub>、等級Ⅲ地震水平譜加速度係數 S<sub>a,III</sub>、工址地盤放大係數等,應可參考使 用。

# C1.3 耐震設計基本要求

等級 [考量地震係指地震發生頻率波高,但地震規模不大之地震。

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。

耐震設計之基本原則是在不同等級(或回歸期)之地震作用下,橋梁能維持其 應有的性能,即:一、在等級Ⅲ地震(約2500年回歸期)作用時,橋梁不得產生 落橋或崩塌,以避免造成嚴重的人命、財產損失。因為地震之水準已經為最大考量 地震,若還限制其韌性容量之使用,殊不經濟,所以允許橋梁之塑性變形達其極限 值。二、在等級Ⅱ地震(約475年回歸期)作用時,允許橋梁產生可修復的塑性變 形。在等級Ⅱ地震時若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,藉以消耗地震能量,並降低橋梁所受之地震 力,惟產生塑性變形的位置最好在可檢視之處或容易修補的地方,以方便震後之修

復。三、在等級 I 地震(約30年回歸期)作用時,橋梁能保持在彈性限度內,使 地震過後,橋梁結構沒有損壞,以避免常需修補之麻煩。一般而言,對高韌性容量 及長週期的橋梁而言,此一目標可能控制構材之設計。

地震時由於各橋柱底部輸入的地震波,其振幅與相位不同,致使軌道所在平面 在伸縮縫處會產生較大的折角,可能會危及行駛中列車的安全性。因此地震時軌道 變位應加以檢核,使其小於容許值,以確保行車安全性。

需要檢核軌道變位之地震係等級 I 地震,其工址堅實地盤短週期之水平譜加速度係數為  $S_s^I = S_s^{II} / 3.25$ ,工址堅實地盤一秒週期之水平譜加速度係數為  $S_1^I = S_1^{II} / 3.25$ 。大地震時不必檢核,係考慮不要太影響結構設計,造成太大的投資。

### C1.4 振動單元

茲舉一例說明橋梁沿橋軸方向與橫向振動單元的取法。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。

就軸向而言,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,故以軸向承受地震力而言,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。

鐵路之軌道系統,為增加行車之舒適性,通常均採用長銲鋼軌,因此結構分析 應選取之振動單元並非僅為伸縮縫至相鄰的伸縮縫,而應酌以適度延長,以考量長 銲鋼軌的影響。此外,在橋梁配置上,若相同的振動單元重複配置,地震時軌道與 橋梁結構的互制效應較小,但如兩相鄰振動單元的勁度相差很多,則橋軌之互制作 用會較為顯著,勁度小的振動單元引致的地震力會透過鋼軌傳遞給勁度大的振動 單元。

鐵軌可能在地震時挫曲或拉斷,因此鐵路橋梁仍應以不考慮互制的情況為主 來分析設計,但仍需要再考慮互制的作用,以檢核如上述勁度大的振動單元之設計 是否恰當。

## C1.5 基面

基面係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、樁基礎之基礎版下緣或沉箱上緣。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,在等級 II 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,通常可考慮最大沖刷深度一半(不含長期沖刷)。

#### C1.6 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。

C1.7 韌性設計

橋梁結構若設計成在等級Ⅱ地震及等級Ⅲ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地震及等級Ⅲ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。因本規範制定上述兩種設 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

能會產生破壞。

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,並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。

# 第二章 靜力分析

### 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地震力,並以靜 力法進行結構分析。對第1.6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。

進行結構分析時,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,因而影響水平設計地震力,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

橋梁之基礎以採用基樁與沉箱為最多,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 C2-1 及圖 C2-2 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 度由設計者依工程習慣及適用性,自行參考相關文獻作合理決定,於此並不 加以規定,僅提供文獻 [C2.1]為參考。另有關橋台、沉箱與其旁土壤之交 互作用,亦可參閱該文獻。

# 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 採用 Fa與 Fv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 與等速度段之工址放大係數 Fa與 Fv。利用 1989 年 Loma Prieta 之地震資料,可 統計出工址放大係數 Fa與 Fv之值與工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力波 速 Vs30之經驗式為:

$$F_{a} = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}}\right)^{m_{a}} ; m_{a} = \begin{cases} 0.35 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.1g \\ 0.25 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.2g \\ 0.10 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.3g \\ 0.05 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.3g \\ 0.05 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.4g \end{cases}$$
$$F_{v} = \left(\frac{V_{SI}}{V_{S30}}\right)^{m_{v}} ; m_{v} = \begin{cases} 0.65 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.1g \\ 0.60 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.2g \\ 0.53 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.3g \\ 0.45 ; \ \text{\texttt{H}} \underline{\&} \underline{h} \underline{\land} n \underline{\&} \underline{\&} 0.4g \end{cases}$$

其中, V<sub>SI</sub>為岩盤之剪力波速, 而參數 m<sub>a</sub>與 m<sub>v</sub>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,藉由工址地表面下 30 公尺內之土層平均剪力 波速 Vs30作為決定工址地盤放大係數之地盤分類指標;並除台北盆地外,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 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 Vs=290 m/s; 故考慮規範之延續性,以 Vs30=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<sub>v</sub>,F<sub>v</sub>值與地盤分類指標Vs30之變化關係如圖C2-3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<sub>a</sub>與F<sub>v</sub>經驗式修正為:

$$F_a = \left(\frac{270}{V_{s30}}\right)^{0.35}$$
;  $F_v = \left(\frac{270}{V_{s30}}\right)^{0.65}$  岩盤輸入加速度 0.1g

由圖 C2-3 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,故將第二類 地盤與第三類地盤之分界定為 Vs30=180m/s,並定義在小震幅震波之輸入條件下, 第三類地盤之工址地盤放大係數 Fv值為 1.8。另一方面,參照前述美國經驗公式 中之 ma與 mv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 之工址地盤放大係數,修正後之反應譜等加速度段與等速度段之工址地盤放大係 數 Fa與 Fv值,分別如表 2-3(a)與 2-3(b)所示。

#### C2.3 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為等級I地震之水平設計 地震力V<sub>1</sub>、等級II地震之水平設計地震力V<sub>11</sub>以及等級III地震之水平設計地震力 V<sub>111</sub> 三者之最大值。

水平設計地震力V,、V,,及V,,,之計算公式中有幾項重要參數,先分別說明如後:

1. 用途係數

工址設計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1, 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。鐵路橋 梁之用途係數應依鐵路之種類、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。
- 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。

高速鐵路因速度快,若其橋梁在地震中損壞,造成的生命、財產損失必較大, 因此用途係數採用 1.2,重要性高之非高速鐵路橋梁,亦比照使用。其他一般鐵 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鐵路,地震後仍須維持其機能者,則其橋梁之設計 I 亦取 1.2。其他一般性鐵路橋梁,I取 1.0 即可。

2. 橋梁振動單元靜載重

就鐵路橋梁而言,設計列車重量對整體重量而言,比例較高,因此建議橋梁 振動單元靜載重 W 中要計及部份列車重量。如有二股道,須計及一股道列車重 量;三至四股道,計及二股道設計列車重量;五股道及以上,則計及三股道列車 重量。至於列車擺放的位置,應以產生最大效應為原則。此部份之規定,係參照 日本國鐵之規定。

3. 橋梁結構週期

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 橫向施加載重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:

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

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<sub>E</sub> 亦為結構體存有的應變能U, 可依下式計算:

$$W_{E} = \frac{1}{2} \int_{0}^{L} w(x)u(x)dx = \frac{\beta}{2} a$$
 (C2-2)
其中

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

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:

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

其中

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

令 $W_E = T_{\max}$ ,則

$$\frac{\beta}{2} = \frac{\omega^2 \zeta}{2g} \tag{C2-6}$$

故橋梁橫向第一振態週期T為:

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

其中 $\eta = \frac{\varsigma}{\beta}$ , u(x) 以m計。

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

$$\eta = \frac{\Sigma w_i u_i^2}{\Sigma w_i u_i} \tag{C2-8}$$

其中w;、u;分別為節點i的重量與變位。

### 4. 起始降伏地震力放大倍數

圖 C2-4 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 $\alpha_y$ 值如表 2-2 所 示。若採用「公路橋梁設計規範」中規定之載重組合型式,鋼橋墩採工作應力法 設計 $\alpha_y$ 值可採 1.70,鋼筋混凝土橋墩採強度設計法設計 $\alpha_y$ 值可採 1.65。有鑑於 鐵路橋梁耐震設計規範已經藉由改變載重組合型式將地震力之載重係數採 1.0, 因此 $\alpha_y$ 值為 1.0。鋼構材使用容許應力法設計之研究結果, $\alpha_y$ 值可取為 1.45。 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 $\alpha_y$ 值,不須依照本節之規定。

5. 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,但計算地震力時尚要乘以 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 秒週期之反應譜值水準當作短週期結構物地震水準之標準, 以及 1.0 秒週期之反應譜值水準當作中、長週期結構物地震水準之標準,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;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。

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、區等行政區域為震區劃分單位。圖C2-5 至圖 C2-6 分別表示工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級Ⅱ地震力水平譜加 速度係數分布狀況,圖 C2-7 至圖 C2-8 分別表示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(a)查出上述係數值。

6. 反應譜工址地盤放大係數

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

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設計水平譜加速度係數 $S_{I,S} \cdot S_{II,S}$ 或 $S_{III,S}$ 與 $S_{I,1} \cdot S_{I,I}$ 或 $S_{III,I}$ 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設計水 平譜加速度係數 $S'_S \cdot S''_S$ 或 $S''_S$ 與 $S'_1 \cdot S''_1$ 或 $S'''_1$ 決定。

其中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  $S'_{s}$ 與  $S'_{1}$ 分別代表工址所屬震區在第一類(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  $S'_{s}$ 與  $S''_{1}$ 分別代表工址所屬震 區在第一類(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  $S''_{s}$ 與  $S''_{11}$ 分別代表工址所屬震區在第一類(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。

我國之震區係以鄉、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 水平譜加速度係數  $S_{S}^{III}與根據 50 年 2%超越機率之均布危害度分析訂定,地震回歸期為 2500$  $年。至於工址堅實地盤短週期與一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數<math>S_{S}^{I}$ 與  $S_{1}^{I}$ 則直接取工址堅實地盤等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{S}^{II}$ 與 I /3.25。

除台北盆地外,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 水平譜加速度係

數 $S_{S}^{III}與S_{1}^{III}$ ,如表 2-4(a)所示。

7. 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,工址所屬工址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 的水平譜加速度係數,將低估部分工址之水平譜加速度係數,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<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>, 進而修正斷層近域工址堅實地盤之震區水平譜加速度係數,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<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>為工址與斷層間之水平距離 r 的函數。表 2-6 中 訂定之 N<sub>A</sub>與 N<sub>v</sub>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 加速度小於震區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 2-6 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<sub>A</sub>值與 N<sub>v</sub>值,而不與 r 有關。

本規範規定包括新城斷層、獅潭斷層、屯子腳斷層、三義斷層、大甲斷層、 大甲斷層(清水,南段)、鐵砧山斷層、彰化斷層、車籠埔斷層(北段)、車籠埔斷層 (南段)、大茅埔-雙冬斷層、梅山斷層、大尖山斷層、觸口斷層、六甲斷層、新化 斷層、旗山斷層、米崙斷層、瑞穗斷層、玉里斷層、池上斷層、鹿野斷層等曾經 引致大規模地震之 2012 年中央地質調查所公告第一類活動斷層(如表 C2-1),必 須考量斷層近域效應,其鄰近之鄉、鎮、市、區已如表 2-4(a)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為  $0.8 N_A$  與  $0.45 N_V$ , 而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為為  $1.0 N_A$  與  $0.55 N_V$ , 其中  $N_A$  與  $N_V$  之值見表 2-6。  $N_A$  與  $N_V$  分別代表反應譜等加 速度段與等速度段之斷層近域調整因子,其值在等級 II 地震與等級 III 地震下並不 相同。

某鄉、鎮、市、區如臨近兩個或兩個以上的斷層,其 N<sub>A</sub>與 N<sub>V</sub> 值應採用其中較大之值。

8. 台北盆地譜加速度係數

台北盆地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。對台北盆地而言,更與盆地共振效應 之顯著週期息息相關。台北盆地之工址水平譜加速度係數,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;對中、長週期部分,當結構週期超過轉 換週期( $T'_0$ 、 $T''_0$ 或 $T''_0$ )後採 1/T 的衰減趨勢遞減。本規範將台北盆地劃分為台北 一區、台北二區與台北三區,各區有不同之轉換週期

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。針對台北盆地 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』建議,由原 先4個微分區調整為3個微分區。

9. 結構系統韌性容量

等級Ⅱ與等級Ⅲ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,以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<sub>u</sub>與 P<sub>y</sub>*之比值。公 式(2-10)與(2-17)中之 1.2 即為考慮上述效應

隨外力繼續增加至 $P_u$ ,而結構物達其極限位移 $\Delta_u$ ,屆時結構才會完全崩塌。 若將圖 C2-4 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 $R 為 \Delta_u / \Delta_y$ ;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 $\Delta_u / \Delta_y^*$ ,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 R

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。

2. <sup>π</sup>型構架橋之結構系統韌性容量 R

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 R

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 R

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 C2-9 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 C2-10 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<sub>0</sub><sup>II</sup>,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<sub>0</sub><sup>II</sup> 至T<sub>0</sub><sup>II</sup> 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 C2-11 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,所以將長週期 段之工址設計水平譜加速度係數訂一下限值,而對短週期結構而言,因為其與土 壤互制後阻尼比較高,地震力需求會降低,所以對 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 進行折減。以等級 II 地震為例,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,計算其折減後之 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 值,並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II}/F_{u,II}$  位之不同,計算其折減後之 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 值,並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II}/F_{u,II}$  6之不同,計算其折減後之 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 值,並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II}/F_{u,II}$  6之不同,計算其折減後之 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 值,並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II}/F_{u,II}$  6之不同,計算其折減後之 $S_{a,II}/F_{u,II}$ 值,並依此於(2-11)式中對 $S_{a,II}/F_{u,II}$  6 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。

#### C2.4 等級 I 地震之水平設計地震力

台灣地區堅實地盤之震區等級 I 地震水平譜加速度係數,約 30 年回歸期。 由於該超越機率下,工址堅實地盤短週期與一秒週期之水平譜加速度係數約可取 為回歸期 475 年地震之 1/3~1/4,因此本規範直接取回歸期 475 年地震之 1/3.25 作為等級 I 地震之依據。

公式(2-5)所示為一般工址之等級 I 地震水平反應譜之加速度係數 S<sub>a,I</sub>,因等 加速度段之工址地盤放大係數 F<sub>a</sub>與等速度段之工址地盤放大係數 F<sub>v</sub>與地震大小 有關,因此不可將 S<sub>a,II</sub> 直接除以 3.25 來求取,而應先依公式(2-8)推求工址堅實地 盤短週期與一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度係數。台北盆地因盆地效應其水 平譜加速度應另行規定,本規範依公式(2-9),由台北盆地工址一秒週期之等級 II 地震水平譜加速度係數除以 3.25 訂其工址一秒週期之等級 I 地震水平譜加速度

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 地震之水平設計地震力下,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。

#### C2.5 等級Ⅱ地震之水平設計地震力

公式(2-12)所示為工址之等級 II 地震水平譜加速度係數 $S_{a,II}$ (圖 C2-12)。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<sup>+</sup>的衰減趨勢遞減,其中 T 為橋梁的基本振動週期 (秒),而短週期與中週期的分界 $T_0^{II}$ 須依據式(2-14c)、(2-15c)、(2-16b)計算;在較 短週期( $T \le 0.2T_0^{II}$ )的範圍內,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。

台北盆地因盆地效應性質特殊,故另訂其譜加速度係數。台北盆地之工址等級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<sub>II,s</sub>;對中、長週期部分,當結構週期超過T<sub>0</sub><sup>II</sup>秒後採 1/T 的衰減趨勢 遞減。

工址等級Ⅱ地震水平譜加速度係數S<sub>a,Ⅲ</sub>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,即0.4S<sub>II,S</sub> =Z(=EPA/g);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0.4S<sub>II,S</sub>進行分析。

由於橋梁具有韌性,若將橋梁設計為等級 II 地震作用下,橋梁仍保持彈性, 並不經濟,故等級 II 地震作用下容許橋梁產生可修復之塑性變形,允許橋梁結構 物使用之韌性可以達到其容許韌性容量 R<sub>a</sub>。

#### C2.6 等級Ⅲ地震之水平設計地震力

公式(2-19)所示為工址之等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 。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III 地震水平譜加速度係數 $S_{III,s}$ ; 當週期超過 $T_0^{III}$ 後,則隨<sup>+</sup>的衰減趨勢遞減,其中T為橋梁的基本振動週期(秒), 而短週期與中週期的分界 $T_0^{III}$ 須依據式(2-21c)、(2-22c)、(2-23b)計算;在較短週 期 $(T \leq 0.2T_0^{III})$ 的範圍內,等級 III 地震水平譜加速度係數 $S_{a,III}$ 與結構週期呈線 性變化關係。

台北盆地因盆地效應性質特殊,故另訂其譜加速度係數。台北盆地之工址等級ⅢI 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<sub>Ⅲ,s</sub>;對中、長週期部分,當結構週期超過T<sub>0</sub><sup>Ⅲ</sup> 秒後採 1/T 的衰減 趨勢遞減。

在等級Ⅲ地震作用下,容許橋梁產生塑性變形,但須避免產生落橋或崩塌, 故允許橋梁結構物使用之韌性可以達到其韌性容量 *R*。

#### C2.7 設計總橫力之分布

第 2.3 節至第 2.6 節所求者為整座橋梁沿縱向或橫向之設計地震力,設計總 橫力實際施加於橋梁時需進行適當空間分布,作用在橋梁之設計總橫力分布p<sub>e</sub>(x) 應依公式(2-24)計算。實際計算時,(2-24)之設計總橫力分布力可依公式(C2-9)以 節點變數值相乘與相加而得

$$p_{i} = \frac{\sum_{i=1}^{N} w_{i} v_{si}}{\sum_{i=1}^{N} w_{i} v_{si}^{2}} w_{i} v_{si} \left(\frac{V}{W + L_{E}}\right)$$
(C2-9)

其中 *p<sub>i</sub>*為沿計算方向施加於節點 *i* 之設計地震力; *w<sub>i</sub>*為節點 *i* 之靜載重,此處 *w<sub>i</sub>*應包含地震時列車載重之貢獻; *v<sub>si</sub>*為沿計算方向施加單位均佈力後所得之節 點變位。

振動單元的基面若設於基礎版下緣,則計算設計總橫力V所採用的W值不 必包括基礎版,以免進行地震力分布計算時,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,基礎版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時,則除了上部結構地震力外,應計及基礎版 重量與係數 $I/1.2\alpha_y(S_{a,II}/F_{u,II})_m$ 乘積的慣性力。如欲以強度設計法配置基樁主筋, 則除了考慮柱底產生塑鉸後傳下的作用力外,另應考慮 $(0.4S_{II,S}W_F - R_S)$ 之作用 力,其中 $W_F$ 為基礎版重量, $R_s$ 為基礎版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版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力與底面滑動力和的 2/3。

#### C2.8 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 C2-13,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AL為固定,AR為活動時

$$H_A = H_{Ah} \tag{C2-9}$$

其中HAh為視支承AL為鉸支時,結構分析所得之水平軸向反力。

(2) 支承AL為活動,AR為鉸支時

$$H_A = f_{AL} \cdot R_{AL} \tag{C2-10}$$

其中*f<sub>AL</sub>*為支承*A<sub>L</sub>*為活動時之摩擦係數,*R<sub>AL</sub>*為靜載重作用下支承*A<sub>L</sub>*之反力。但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \le H_{AL} \tag{C2-11}$$

其中H<sub>AL</sub>為視支承A<sub>L</sub>與A<sub>R</sub>均為鉸支時,結構分析所得支承A<sub>L</sub>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<sub>R</sub>,支承B<sub>L</sub>均為鉸支時

$$H_p = H_{ph} \tag{C2-12}$$

其中H<sub>Ph</sub>為支承A<sub>R</sub>、B<sub>L</sub>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

$$H_p = H_{pA} \tag{C2-13}$$

或

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

雨式中取其大值,但

$$f_{AL} \cdot R_{AL} \le H_{AL} \tag{C2-15}$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \le H_{BL} \tag{C2-16}$$

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

$$H_p = f_{AR} \cdot R_{AR} + f_{BL} \cdot R_{BL} \tag{C2-17}$$

但

$$f_{AR} \cdot R_{AR} \le H_{AR} \tag{C2-18}$$

$$f_{BL} \cdot R_{BL} \le H_{BL} \tag{C2-19}$$

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。

#### C2.9 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。

本次編修修正僅活動斷層近域須考量垂直地震力,並刪除等級Ⅰ及等級Ⅲ垂

直地震力之規定。原等級Ⅱ地震作用下所對應之垂直地震力公式為

$$V_{\Pi,V} = \frac{\alpha_{v} I S_{\text{a, }\Pi}}{\alpha_{v}} W_{sup} + \frac{\alpha_{v} I \left(0.4 S_{\Pi,S}\right)}{\alpha_{v}} W_{sub}$$

原公式 S<sub>a,I</sub> 公式與週期有關,應取該橋梁結構之垂直向週期,工程師易忽略而誤 引用水平向之週期,為避免 S<sub>a,I</sub> 被誤用並考慮橋梁結構垂直向週期小,故將 S<sub>a,I</sub> 以反應譜短週期平台段係數 S<sub>II</sub> 。取代。修訂公式如下:

$$V_{\mathrm{II},V} = \frac{\alpha_{v} I S_{\mathrm{II},s}}{\alpha_{y}} W_{sup} + \frac{\alpha_{v} I \left(0.4 S_{\mathrm{II},s}\right)}{\alpha_{y}} W_{sub}$$

# C2.10 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;軸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:

$$V_{z}^{D} = 1.0 |V_{z}^{L}| + 0.3 |V_{z}^{T}| + 0.3 |V_{z}^{V}|$$

$$V_{y}^{D} = 1.0 |V_{y}^{L}| + 0.3 |V_{y}^{T}| + 0.3 |V_{y}^{V}|$$

$$M_{z}^{D} = 1.0 |M_{z}^{L}| + 0.3 |M_{z}^{T}| + 0.3 |M_{z}^{V}|$$

$$M_{y}^{D} = 1.0 |M_{y}^{L}| + 0.3 |M_{y}^{T}| + 0.3 |M_{y}^{V}|$$

$$P^{D} = 1.0 |P^{L}| + 0.3 |P^{T}| + 0.3 |P^{V}|$$
(C2-20)

(2) 載重情況 2:

$$\begin{aligned} V_{z}^{D} &= 0.3 \left| V_{z}^{L} \right| + 1.0 \left| V_{z}^{T} \right| + 0.3 \left| V_{z}^{V} \right| \\ V_{y}^{D} &= 0.3 \left| V_{y}^{L} \right| + 1.0 \left| V_{y}^{T} \right| + 0.3 \left| V_{y}^{V} \right| \\ M_{z}^{D} &= 0.3 \left| M_{z}^{L} \right| + 1.0 \left| M_{z}^{T} \right| + 0.3 \left| M_{z}^{V} \right| \\ M_{y}^{D} &= 0.3 \left| M_{y}^{L} \right| + 1.0 \left| M_{y}^{T} \right| + 0.3 \left| M_{y}^{V} \right| \\ P^{D} &= 0.3 \left| P^{L} \right| + 1.0 \left| P^{T} \right| + 0.3 \left| P^{V} \right| \end{aligned}$$
(C2-21)

(3) 載重情況3:

$$\begin{aligned} V_{z}^{D} &= 0.3 \left| V_{z}^{L} \right| + 0.3 \left| V_{z}^{T} \right| + 1.0 \left| V_{z}^{V} \right| \\ V_{y}^{D} &= 0.3 \left| V_{y}^{L} \right| + 0.3 \left| V_{y}^{T} \right| + 1.0 \left| V_{y}^{V} \right| \\ M_{z}^{D} &= 0.3 \left| M_{z}^{L} \right| + 0.3 \left| M_{z}^{T} \right| + 1.0 \left| M_{z}^{V} \right| \\ M_{y}^{D} &= 0.3 \left| M_{y}^{L} \right| + 0.3 \left| M_{y}^{T} \right| + 1.0 \left| M_{y}^{V} \right| \\ P^{D} &= 0.3 \left| P^{L} \right| + 0.3 \left| P^{T} \right| + 1.0 \left| P^{V} \right| \end{aligned}$$
(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

#### 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,故規定不規則性橋梁應採用較精確之動力分析。

所謂不規則性包括不規則之質量、勁度、幾何等。本節所條列的九種條件中, 第1及5項所涉及者均為上述的不規則性。其中第2項中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。其他項則是考慮耐震行為複雜性, 亦歸類為不規則橋梁。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(1996)「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〔C3.1〕。

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,由於其地震力輸入方向與結構總體座標方向不符, 進行靜力分析頗為麻煩,故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 C2.1 節,惟動力分析應較靜力分 析更注意分析模式之正確。

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。

#### C3.3反應譜分析法

進行動力分析前,須先決定譜加速度係數值,茲依據(2-5)式、(2-12)式與(2-19)式決定譜加速度係數,以便與靜力分析方法相對應。實例分析時,應先進行橋 梁振動振態分析,比較所考慮方向之第一振態振動週期 T1計算所得之 V1(T1)、 V11(T1)和 V111(T1)三值之大小,以決定採用之一組譜加速度係數與調整係數,如此 便可只需進行一次動力分析,即可使橋梁在等級 III 地震中韌性需求不超過韌性 容量,在等級 II 地震中韌性需求不超過容許韌性容量,且在等級 I 地震時仍能維 持彈性。進行動力分析時,等級 II 地震水平譜加速度係數 S<sub>a,II</sub>、等級 III 地震水 平譜加速度係數 S<sub>a,II</sub> 及等級 I 地震水平譜加速度係數 S<sub>a,I</sub> 為必備之資料。事實上 因 S<sub>a,II</sub> 值為等級 II 地震譜加速度與重力加速度 g 之比值, S<sub>a,III</sub> 值為等級 III 地震 譜加速度與重力加速度 g 之比值,因此在實際運算時,調整係數需再乘以重力加 速度 g 值。

阻尼比異於5%時之阻尼比修正係數Bs與B1(如表3-1),係參照美國IBC2000 〔C3.4〕及ATC-32〔C3.5〕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:

$$\xi_{J} = \frac{\sum_{i=1}^{n} \{\phi_{J}\}_{i}^{T} [k]_{i} \{\phi_{J}\}_{i} \xi_{i}}{\{\phi_{J}\}^{T} [K] \{\phi_{J}\}}$$
(C3-1)

其中:

ξ, : 第J個振態之複合振態阻尼比

[K] : 整個系統之勁度矩陣

[k]::第i個構材之勁度矩陣

 $\{\phi_i\}$ : 第J個振態之振態形狀向量

{\u03cb, \}: \$\v03cb, \v03cb, \v03cb,

 $\xi_i$ :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 比修正係數配合表 3-2 至表 3-7 求算對應之水平譜加速度係數。

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:

$$\left(\left[k\right] - \omega^{2}\left[m\right]\right)\left\{\hat{V}\right\} = \left\{0\right\}$$
(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, $\{v\}$ 表特徵向量,而 $\omega$ 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 $\omega_1$ , $\omega_2$ ,... $\omega_n$ 及對應之振態 $\{\phi\}_1$ 、 $\{\phi\}_2$ 、..., $\{\phi\}_n$ 。至於振態週期則為:

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$$
 (*i*=1, 2, ...., *n*) (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:

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

$$\begin{bmatrix} \Phi \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \{\phi\}_1 \ \{\phi\}_2 \ \dots \{\phi\}_n \end{bmatrix}$$
(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:

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

將式 C3-6 代入式 C3-4,並將後者之兩邊乘以 $[\Phi]^T$ ,可得:

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

其中

$$[M] = [\Phi]^{T}[m] [\Phi] : 廣義質量矩陣$$
  
 $[C] = [\Phi]^{T}[c] [\Phi] : 廣義阻尼矩陣$ 

 $[K] = [\Phi]^T[k] [\Phi]$  : 廣義勁度矩陣

$${P(t)}=-[\Phi]^T[m]{B}\ddot{V}_s(t)$$
 :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

$$[c] = \alpha_1[m] + \alpha_2[k] \tag{C3-8}$$

則[C]亦將變為對角矩陣。上式中之α<sub>1</sub>與α<sub>2</sub>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:  
 $M_i\ddot{Y}_i(t) + C_i\dot{Y}_i(t) + K_iY_i(t) = P_i(t)$  (*i*=1, 2, ...,*n*) (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  $M_i = [\Phi]_i^T [m] [\Phi]_i$  (C3-10)

$$C_i = [\Phi]_i^T [c] \ [\Phi]_i \tag{C3-11}$$

$$K_i = \left[\Phi\right]_i^T \left[k\right] \left[\Phi\right]_i \tag{C3-12}$$

另外,亦可以阻尼比 $\xi_i$ 和圓周頻率 $\omega_i$ 來表示 $C_i$ 和 $K_i$ ,即

$$C_i = 2\xi_i \omega_i M_i \tag{C3-13}$$

$$K_i = \omega_i^2 M_i \tag{C3-14}$$

此時,可將(C3-9)式改寫成

$$\ddot{Y}_{i}(t) + 2\omega_{i}\xi_{i}\dot{Y}_{i}(t) + \omega_{i}^{2}Y_{i}(t) = \frac{P_{i}(t)}{M_{i}} \qquad (i = 1, 2, ..., n)$$
(C3-15)

令 $S_{aD}^{i}(\xi_{i},T_{i})$ 為第i個振態對應之水平譜加速度係數,則可得 $Y_{i}(t)$ 之最大絕對 值如下:

$$Y_{i}(t)_{\max} = \frac{S_{aD}^{i}(\xi_{i}, T_{i})}{\omega_{i}^{2}} \frac{\{\phi\}_{i}^{T}[m]\{B\}}{\{\phi\}_{i}^{T}[m]\{\phi\}_{i}}$$
(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:

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

其中q<sub>i</sub>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:

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

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

式中

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

$$r = \frac{\omega_k}{\omega_i} \tag{C3-21}$$

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。 $\xi_j$ 、 $\xi_k$ 分別為第j、k振態的阻尼比,  $\omega_k$ 、 $\omega_j$ 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等級Ⅱ地震、等級Ⅲ地震或等

級 I 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, 不需考量長週期段之工址設計水平譜加速度係數不得低於 0.4 S<sub>II,S</sub>、0.4 S<sub>II,S</sub>或 0.4 S<sub>I,S</sub>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0.27至1.57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。

非線性歷時分析之輸入地震紀錄振幅需先乘以用途係數1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須檢核各構材之韌性 需求是否小於規定之容許韌性容量。

#### 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位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,解說詳見第 C2.10節。

# 第四章 構材之設計

#### C4.1 載重組合

本節僅規定包括地震效應之載重組合,且依設計對象不同分構材強度設計、 軌道變位檢核、軌道與橋梁結構互制檢核及鋼構材以工作應力法設計時四種不同 的載重組合。

構材強度設計之載重組合,主要參考文獻[C4.1],但將靜載重效應之載重係 數訂為 1.2 [C4.2],此外也加上地震時列車載重效應 LE連帶發生的衝擊載重效應 IE及煞車力效應 LFE。地震力使用的載重係數為 1.0,因其最主要的不確定性係 譜加速度係數。而進行地震危害度分析求譜加速度係數時,已考慮到譜加速度係 數隨地震規模及距離變化的衰減律之變異性,因此理論上地震力效應不必用載重 係數放大。

結構物之設計,宜儘量採用強度設計法,如使用容許應力設計法時,載重組 合亦同,但靜載重效應的載重係數 1.2 宜維持,而地震力效應 EQ 亦可酌予調整, 使容許應力設計法之設計結果與強度設計法之設計結果相近。

檢核地震時軌道變位之載重組合,主要仍參考文獻[C4.1],但加入 0.5T,其 中 T 為溫度效應,煞車力效應 LF<sub>E</sub>亦包含在內,惟檢核地震軌道變位,通常主要 在垂直行車方向,因此 LF<sub>E</sub>加入與否,不太會影響結果。此外,檢核地震時軌道 變位之地震力效應為地表加速度係數等於 0.4S<sub>1,S</sub>I/3.25 的等級 I 地震。大地震時 不必檢核,以免造價過高。

檢核軌道與橋梁結構互制構材強度時,其載重組合與第1種很接近,若去掉 0.5T,則完全相同。建議檢核結構構材強度時,可忽略 0.5T,但檢核鋼軌應力時, 則不可忽略。

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,因此地震力等於設計地震力時,構材尚不會降伏,地表加速度要提 高α,倍後才開始降伏,此稱為起始降伏地震力放大倍數,如2.4節所述。本規範 提供本節所提四種載重組合對應之α,建議值,其中採用強度設計法設計之鋼構 材與鋼筋混凝土構材,α,為1.0;鋼構材採用工作應力法設計時,α,用1.45。檢 核軌道變位時, $\alpha_y = 1.0$ ;檢核軌道與橋梁結構互制構件強度時,如採用強度設計法, $\alpha_y = 1.0$ ,鋼構材採用工作應力法時 $\alpha_y$ 用 1.45。採用單一之 $\alpha_y$ 值實難以涵蓋所有可能情形,所以對於經詳細分析求得 $\alpha_y$ 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, $\alpha_y$ 值需重新校正。

當地震力沿行車方向時,列車引致之地震力與煞車力是不須重複計算的,且 地震力不必超過煞車力。因此在此種情況下,計算地震力時不須考慮列車引致之 地震力,只要加上煞車力即可。

#### 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<sub>p</sub>的反時鐘方向設計彎矩強度及向左之剪力。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=2.0。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*∅*=0.85。

多跨剛接連續梁橋車行方向至少要有兩個剛接。對於多跨剛接連續梁橋之行 車向柱,為使柱之上、下端能順利產生塑鉸,而不要在此之前發生剪力破壞,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,因此當一個塑鉸先破壞時,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 Ø=0.85。

#### C4.4 基礎之設計力

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<sub>u</sub>或極限抗拉拔力P<sub>u</sub>可根據內政部建築研究所報告「建築技術 規則建築構造編-基礎構造設計規範(含解說)」(1998)[C4.3]中之規定計算,但 在考慮橋柱產生塑鉸之情形下,支承力安全係數可以採用下述規定:(1)若以樁載 重試驗推估其支承力時,承壓及抗拉拔之安全係數可以取為1.0及1.25;(2)若以 支承力推估公式計算其支承力時,承壓及抗拉拔之安全係數可以取為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[C4.4]:

$$\phi \phi_3 M_{fy} \ge M_{fu} \tag{C4-1}$$

式中

♦ :整體群樁抗彎矩強度折減因數,訂為0.9。

 $\phi_3$  :整體群樁之超額強度因數(overstrength factor),其值與基樁排數N有關。

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

上式適用於*N*≥2。

- M<sub>fy</sub>: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<sub>y</sub>(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<sub>u</sub> 或極限抗拉拔力P<sub>i</sub>。

*M<sub>fu</sub>*:橋柱柱底產生塑鉸時,樁帽底緣傳給群樁之彎矩,惟其值不必超過水平地 震力為*S<sub>au</sub>IW*時,彈性分析所得之彎矩。

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,可依以下所列予以考慮:

(1) 基礎底面最大反力 
$$\frac{Q_{\text{max}}}{A_r} \leq \phi \cdot R_1 \cdot R_e \cdot q_{ult}$$

式中

- ∮ : 承載力之強度折減因子,承載力估算略偏保守者,可取為1.0。
- *R*<sub>1</sub>: 承載力之傾斜載重折減因子,可採用 Meyerhof 建議之值,如表 C4 1 所列。
- R。: 偏心載重折減因子。可採用以下經驗公式估算:

$$R_{e} = \begin{cases} 1 - 2\frac{e}{B} & 5.5 \pm 1.5 \\ 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{1/2} & 7.5 \\ 1 - \left(\frac{e}{B}\right)^{1/2} & 7.5 \\ 1$$

其中e為偏心距, B為基礎寬度。

- q<sub>uit</sub>: 基礎之極限承載力(不考慮載重之偏心、偏斜折減效應)
- Q<sub>max</sub>: 作用於基礎底面之最大垂直力。
- A<sub>r</sub>: 基礎之等效承載面積。單方向偏心時, A<sub>r</sub> = (B 2e)×L,其中L
   為基礎長度。

(2) 在等級 I 地震 V 作用下,基礎底面之有效接觸面積 A。不得小於基礎底面積

之 50%。

- (3) 在地震力為1.2α<sub>y</sub>F<sub>u,II</sub>V<sub>II</sub>或橋墩產生塑鉸時地震力之較小值時,基礎版處之合 力位置應依整體力平衡狀態計算,但距離基礎版邊緣不得小於 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 設計基礎版,基礎底面之有效接觸面積 不得小於基礎底面積之 30%,如圖 C4-3 所示。
- (4) 基礎底面水平力  $H_B$ 不得大於底面極限抗剪強度, 即 $H_B \leq \phi_s(C_a A_e + Q \cdot \mu)$ 式中
  - φ: 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。 $C_a = \alpha C$ ,其中 $\alpha$ 為粘著力折減係數; C為土壤之凝聚力。
  - A。: 有效接觸面積。
  - Q:作用於基礎底面之垂直作用力。
  - $\mu$ : 摩擦係數。 $\mu = \tan \delta \le 0.7$ ,  $\delta$ 為界面摩擦角,約為  $2/3\phi \sim \phi \gtrsim$ 間, $\phi$ 為土壤之內摩擦角。

有關樁帽、基礎版及沈箱體之設計,應求得柱底產生塑鉸時,各樁、基礎版 及沈箱體之受力情形,再進行樁帽、基礎版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。

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<sub>II</sub> 乘以1.2α<sub>y</sub>F<sub>u,II</sub>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。

### C4.5支承系統之設計力

固定支承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<sub>11</sub>乘以 1.2α<sub>ν</sub>F<sub>u,11</sub>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"[C4.4]。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,可以地震 力為V<sub>III</sub> 乘以1.2*α*<sub>v</sub>F<sub>u,III</sub> 時彈性分析所得拉拔力代替之。

#### C4.6P-∆效應

當穩定指數 Qs 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,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 Qs 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。

$$Q = \frac{P_D \Delta_u}{V_P \ell_c} \tag{C4-2}$$

其中,

- P<sub>D</sub> :靜載重引致之柱軸力。
- $\Delta_u$ :大地震柱頂與柱底之相對變形。

V<sub>p</sub> : 塑鉸發生後之柱剪力。

ℓ。∶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,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(1996)[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

本節之規定係參考中國土木水利工程學會出版之「混凝土工程設計規範與解 說」(土木 401-100) [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 fy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,以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。主筋鋼筋比不得大於0.04,以避免鋼 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,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  $A_a^*$ 不得小於 0.5  $A_a$ 。

#### 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0.2*f*<sup>'</sup>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。

Priestley 等人〔C5.9〕認為混凝土之抗剪強度會隨韌性增加而降低,提出下 列公式:

$$V = V_s + V_c + V_a \tag{C5-1}$$

其中:

$$V_{s} = \frac{A_{sh}f_{yh}h_{c}}{s}\cot\theta$$
$$V_{c} = k\sqrt{f_{c}}A_{e}$$

式中 Va為施加軸力所提供之剪力強度,Ae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:

$$\begin{array}{ll} k=0.93 & ; & R<2.0 \\ k=0.93-0.305(R-2) & ; & 2\leq R\leq 4 \\ k=0.32 & ; & R>4 \end{array}$$

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:

$$V_c = 0.93 (k + N/140A_g) \sqrt{f_c} A_e$$
 (C5-2)

式中

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

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

$$V_{c} = k \left( \frac{0.5\sqrt{f_{c}}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{N}{0.5A_{g}\sqrt{f_{c}}}} \right) A_{g}$$
(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:

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

$$V_c = 0.53(0.5 + F)\sqrt{f_c} A_e$$
; 塑鉸區 (C5-4b)

根據國家地震工程研究中心對於混凝土橋柱之試驗結果顯示〔C5.4〕

〔C5.12〕, Priestley 等人所提出之剪力強度計算式最為接近實驗所得之結果, 但有時會略為高估橋柱之剪力強度, Aschheim 等人所提出之剪力強度計算式與 CALTRANS(1999)所建議之公式也相當接近實驗值,但採 ACI 之計算結果則過 於保守。以上文獻所述之韌性為單一構材之位移韌性,與本規範規定之結構系 統韌性容量並不相同,對於單柱式橋墩而言,橋墩之位移韌性約略可視為結構 系統之韌性容量,但構架式橋墩則有所不同,由於構架式橋墩各個構材之位移 韌性求取複雜及基於構架式與單柱橋墩之韌性設計細節要求相同,所以計算塑 鉸區之混凝土剪力強度時,本規範(5-1)式參照 Aschheim 等人及 ATC-32 所提出 之公式,位移韌性係數k,以 R=3(k = (4 - R)/3 = 0.33),略為保守之方式修改而 得。

採用式 5-1 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<sub>2</sub>'表示。垂直方向混凝土的抗壓強度 f<sub>c</sub><sup>\*</sup> 必大於單軸抗壓強度 0.85 f<sub>c</sub>',其增 量為 f<sub>c</sub><sup>\*</sup>-0.85 f<sub>c</sub>'。此增量值與圍束壓力 f<sub>2</sub>'的關係如下:

 $f_c^* - 0.85 f_c' = 4.0 f_2'$  (C5-5)

鋼筋混凝土螺箍柱或閉合圓箍柱柱心產生的圍東壓力 f<sub>2</sub>如圖 C5-2 所示,可依下 式計算:

$$f_2' = \frac{2A_h f_{yh}}{sD} \tag{C5-6}$$

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, $f_{vh}$ 為箍筋降伏強度。

螺箍筋或閉合圓箍筋的體積比ρ。如下:

$$\rho_s = \frac{4\pi DA_h}{\pi D^2 s} = \frac{4A_h}{Ds} \tag{C5-7}$$

將(C5-7)式之 $A_{\mu}$ 代入(C5-6)式,可得圍東壓力 $f_{2}$ 與 $\rho_{s}$ 之關係式如下:

$$f_2' = \frac{\rho_s f_{yh}}{2} \tag{C5-8}$$

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:

$$0.85 f'_{c}(A_{g} - A_{c}) = 4.0 f'_{2}A_{c} = 2 \rho_{s}f_{yh}A_{c}$$
  
$$\therefore \rho_{s} = 0.425 \left(\frac{A_{g}}{A_{c}} - 1\right) \frac{f'_{c}}{f_{yh}}$$
(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<sub>c</sub>與A<sub>g</sub>相去不多,致使依(5-5)式計算所得之ρ<sub>s</sub>偏小, 故另以(5-6)式計算ρ<sub>s</sub>,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。

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混凝土工程設計 規範與解說中之規定,圖 C5-3 為螺箍筋或閉合圓箍筋之配置示意圖。繫筋之兩 端均須圍繞於縱向鋼筋。

對於矩形柱而言,橫向箍筋或繫筋之配置細部要求可參考混凝土工程設計規範與解說中之規定,圖 C5-4 為橫向箍筋或繫筋之配置示意圖。繫筋之兩端均須 圍繞於縱向鋼筋,並間隔換端。

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定應特別注意。 箍筋每一端應具 135 度或以上的彎勾角度,並必須錨定於柱心內,彎勾須延伸至 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;繫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

塑鉸附近的圍東區均應配置橫向圍東鋼筋,因此區內軸力與彎矩均大,配置 圍東鋼筋可增加斷面極限曲率,進而增加結構物之韌性。 圍東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,握裏需求難以 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「鐵 路橋梁設計規範」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,必須選擇第三類 機械式續接,其性能標準可參見「混凝土工程設計規範與解說」,土木 401-110, 中國土木水利工程學會,民國 110 年。使用機械接頭、套筒接頭及銲接接頭等情 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。塑鉸產生後,主筋應力可能達 1.25 fy,故主筋的錨定伸展長度,應以此應力計算。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。

根據柱接頭部承受地震反覆載重試驗的結果顯示,只要接頭部配置一定的最 少圍束鋼筋,則接頭部的強度大致與圍束鋼筋量沒有太大的關係,且對使用常重 混凝土未圍束的接頭部而言,平均抗剪能力尚可達  $3.18\sqrt{f'_c}$  9.96 $\sqrt{f'_c}$ ;對輕質混 凝土而言,抵抗剪力的能力約僅為常重混凝土的 75%,故應如數折減。

#### 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。

#### 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 所示之陰影區與非陰影區。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:

$$V_{S} = \sum_{i=1}^{n} \left( \frac{A_{V} f_{yt} d}{s} \right)_{i}$$
(C5-10)

其中,

 $A_v$ :分區內剪力鋼筋於 s 距離內之總面積, (cm<sup>2</sup>)。

0

- $f_{yt}$  : 橫向鋼筋之規定降伏強度 $f_y$ , (kgf/cm<sup>2</sup>)。
- *d* :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,任一非陰影區橫向圍束鋼筋之總斷面 A<sub>sh</sub>,應 依(C5-11)式與(C5-12)式計算取其大者;任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。

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

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

$$A_{sh}^{*} = 0.30 sb_{c}^{*} \frac{f_{c}^{'}}{f_{yt}} \left[ \frac{A_{g}^{*}}{A_{ch}^{*}} - 1 \right]$$
(C5-13)

$$A_{sh}^{*} = 0.12sb_{c}^{*} \frac{f_{c}}{f_{yt}} \left( 0.5 + \frac{1.25P_{u}}{f_{c}A_{g}^{*}} \right)$$
(C5-14)

其中,

$$A_{ch}$$
 :任一非陰影區橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $A_{ch}^{*}$  :任一陰影區橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $A_{g}$  :任一陰影區鋼筋混凝土總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $A_{g}^{*}$  :任一陰影區鋼筋混凝土總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $A_{sh}^{*}$  :任一陰影區在s間距內垂直於 $b_{c}$ 方向之橫向箍筋之總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $A_{sh}^{*}$  :任一陰影區在s間距內垂直於 $b_{c}^{*}$ 方向之橫向箍筋之總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。  
 $b_{c}^{*}$  :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/cm<sup>2</sup>)。  
 $f_{yt}$  :橫向鋼筋之規定降伏強度,(kgf/cm<sup>2</sup>)。  
 $P_{u}$  :設計軸力,(kgf)。

<sup>s</sup> :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

中空圓形橋墩,剪力鋼筋提供之剪力計算強度依下式計算:

$$V_s = V_{sh} + V_{sh}$$
(C5-15)

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

$$V_{sh} = \frac{1}{4} \left( \frac{nA_h f_{yt} D_2}{s} \right) \times \left( 1 - \alpha \right)$$
(C5-17)

$$\alpha = \frac{\gamma_1}{\gamma_2} \tag{C5-18}$$

其中,

- $A_h$ :圓形箍筋單根斷面積, (cm<sup>2</sup>)。
- $A_h$ : 繫筋單根斷面積, (cm<sup>2</sup>)。
- $D_{2}$ :外箍筋中心直徑,(cm)。
- $f_{yt}$  : 箍筋之規定降伏強度, (kgf/cm<sup>2</sup>)。
- $f_{yt}$  : 繫筋之規定降伏強度, (kgf/cm<sup>2</sup>)。
- n :核心斷面所用之獨立橫向鋼筋根數。
- $\gamma_1$  : 內箍筋中心半徑, (cm)。
- $\gamma_2$ :外箍筋中心半徑,(cm)。
- $V_{sh}$ :外箍筋提供之剪力計算強度,(kgf)。
- V<sub>sh</sub>: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東箍筋比 $\rho_s$ ,應依(C5-19)式與(C5-20)式計算取其大者; 外圍東箍筋斷面積 $A_{sh}$ ,應依(C5-21)式決定。

$$\rho_{s} = 0.45 \frac{f_{c}}{f_{yt}} \left[ \frac{A_{g}}{A_{ch}} - 1 \right]$$
(C5-19)

$$\rho_{s} = 0.12 \frac{f_{c}}{f_{yt}} \left( 0.5 + \frac{1.25P_{u}}{f_{c}A_{g}} \right)$$
(C5-20)

$$A_{sh} = \frac{\rho_s s D_2 \left(1 - \alpha\right)}{4} \tag{C5-21}$$

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,(cm<sup>2</sup>)。  $A_{a}$ :中空圓墩鋼筋混凝土總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。

$$f_{c}^{'}$$
 :混凝土之規定抗壓強度, $(kgf/cm^{2})$ 。  
 $f_{yt}$  :橫向鋼筋之規定降伏強度, $(kgf/cm^{2})$ 。

 $P_u$  : 設計軸力, (kgf)。

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:

$$\sum A_{h}^{'} = \frac{4\pi \overline{R} (1 - \alpha_{1}) f_{yt}}{D_{2} (1 - \alpha) f_{yt}^{'}} A_{h}$$
(C5-22)

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

其中,

$$A_h$$
 : 圓形箍筋單根斷面積,(cm<sup>2</sup>)。

  $\sum A_{ch}^{'}$ 
 : 繫筋總斷面積,(cm<sup>2</sup>)。

  $D_2$ 
 : 圍東區域外箍筋中心直徑,(cm)。

  $f_{yt}$ 
 : 箍筋之規定降伏強度,(kgf/cm<sup>2</sup>)。

  $f_{yt}$ 
 : 繫筋之規定降伏強度,(kgf/cm<sup>2</sup>)。

  $\gamma_1$ 
 : 圍東區域內箍筋中心半徑,(cm)。

  $\gamma_2$ 
 : 圍東區域外箍筋中心半徑,(cm)。

  $\alpha$ 
 : 開孔率。

  $\alpha_1$ 
 : 徑向應力與弧向應力比值,參照表 C5-1。

# 第六章 鋼橋柱構材之韌性設計

# C6.2 耐震鋼材之材質要求

有關耐震鋼材之衝擊韌性需求及降伏比上限可參考『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『美國鋼結構協會(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『美國鋼結構協會 AISC』等之規定。
# 第七章 軌道變位檢核

#### C7.1 通則

軟弱地盤在地震時可能產生大變位,該等變位對於基礎結構與橋梁上、下部 結構之影響有別於堅硬地盤者,此時,整體橋梁結構行為將因地盤結構互制效應 而顯得複雜,結構分析應以能適當反映地盤結構互制效應為基本原則。

行駛中列車在等級 I 地震作用時,應確保不因軌道變位過大而妨害列車通行 性甚至行車安全性。因此等級 I 地震作用時軌道變位如何計算,係極為重要而應 詳加檢核的設計項目。而其容許值又為若干,宜有明確的規定。

等級 I 地震作用時所引致上、下部結構間之最大相對變位若超出梁端伸縮裝置之設計伸縮量時,伸縮裝置將會產生破壞,在地震過後即須進行修復,不符經濟成效,徒增橋梁管理單位之困擾。

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,梁端應留有足夠間距以能容納上述結構間之最大相對 變位。

列車在等級 I 地震作用時不得受到妨害, 在較大地震作用時,應藉由立即降 減列車通行速度甚至於禁止列車通行之防災策略來降低地震災害,此時只要橋梁 結構變位不超出防止落橋裝置所能提供的防落長度, 不產生落橋, 橋梁結構安全 便得以維持。

### C7.2 軌道變位檢核之考量

地盤結構互制效應對基礎結構、橋梁上、下部結構之影響,與地盤及結構物 二者之基本振動週期的相位差有關。上部結構引致的最大慣性力與地盤水平最大 變位實際上甚難會同時產生,進行基礎結構與橋梁上、下部結構之設計時,應考 量第7.2節所述之二種效應之組合,方屬合宜。茲將組合方式說明如下:

以上部結構慣性力效應為主,地盤變位效應為輔

$$EQ_1 = 1.0 \times R_I + \nu \times D_F \tag{C7-1}$$

125

2. 以地盤變位效應為主,上部結構慣性力效應為輔

$$EQ_2 = v \times R_I + 1.0 \times D_E \tag{C7-2}$$

其中,

EQ::考量地盤結構互制效應之第 i 種組合方式。

R, :上部結構慣性力效應。

D<sub>F</sub> : 表層地盤變位 D(z) 所引致之地盤變位效應。

$$D(z) = D_G \{\phi\}_1 / \phi_{11}$$
 (C7-3)

其中,

 $\{\phi\}_{1}$ :表層地盤第一振態向量。

- $\phi_{11}$  :  $\{\phi\}_1$ 在地表之分量。
- D<sub>c</sub> :表層地盤之地表變位。

其中,

$$D_{G} = \left(\frac{\overline{T_{g}}}{2\pi}\right)^{2} S_{a}'(\overline{T_{g}})(980) \left[\frac{\{\phi\}_{1}^{T}[m]\{1\}}{\{\phi\}_{1}^{T}[m]\{\phi\}_{1}}\right] \phi_{11}$$
(C7-4)

其中,

- $\overline{T_g}$  :表層地盤等效週期; sec。其值係由小剪應變下,一維剪力柱計算 求得之基本振動週期 $T_g^*$ 除以地盤勁度週期修正係數 $\alpha_g$ ,即  $\overline{T_g} = T_g^* / \alpha_g$ 。
- S<sub>a</sub>(T<sub>e</sub>) :表層地盤下基盤面阻尼比 20%之水平譜加速度係數。
- α<sub>g</sub> :與地盤土層應變、勁度有關的地盤週期修正係數。若考量等級 Ι
   地震,可取為 0.7。
- [*m*] :表層地盤質量矩陣。
- V :考量地盤結構互制作用的修正係數,其上、下限值可依下列各式

(1)上限值

$$v_{U} = \begin{cases} 1.0 & ; \quad \alpha < 0.75 \\ -2.0\alpha + 2.5 & ; \quad 0.75 < \alpha \le 1.10 \\ 0.3 & ; \quad 1.10 \le \alpha \end{cases}$$
(C7-5)

(2)下限值

$$v_{L} = \begin{cases} 0 & ; \quad \alpha < 0.75 \\ -2.0\alpha + 1.5 & ; \quad 0.75 < \alpha \le 1.10 \\ -0.7 & ; \quad 1.10 \le \alpha \end{cases}$$
(C7-6)

$$\alpha = T / T_g \tag{C7-7}$$

其中,

- α :結構物與地盤之週期比。
- T :結構物基本振動週期。
- T<sub>o</sub> :表層地盤基本振動週期。

地盤結構互制效應以採用結構靜力分析法為原則。地盤特性可由土壤力學相 關公式計算所得之等效土壤彈簧模擬之,並與基礎結構相連結。土壤彈簧的數目 應能反映真實的地盤分布特性。結構分析時地盤變位須施加於土壤彈簧端部,施 加方向須與上部結構慣性力者相同(如圖 C7-1 所示)。

茲將結構靜力分析方法說明如下:

- 於基礎周邊設置土壤彈簧。該土壤彈簧可由土壤力學相關公式計算之。土 壞彈簧的數目應能反映真實的地盤分布特性。
- 2. 如圖 C7-1,按地盤深度對各土壤彈簧端部施加強制變位D(z)。
- 3. 結構分析後須檢核土壤彈簧所受軸力,當其大於土壤的被動土壓力時Pp(x)時,則應將該土壤彈簧去除,改以Pp(x)作用在基礎上,一般而言,此種分析要經過幾次的迭代才會收斂。由分析所得基礎變位與構材內力等結果,即可供為設計參考之用。

修正係數V之上、下限值的使用時機如下:

1. 當上部結構慣性力與地盤水平變位二種效應引致之構材內力或變位為同號

(即同為正、負號)時, V採用上限值V<sub>11</sub>計算之。

 當上部結構慣性力與地盤水平變位二種效應引致之構材內力或變位為異號 (即一為正號、另一為負號)時, v採用下限值v, 計算之。

## C7.3 表層地盤變位之計算

表層地盤振態與變位計算可使用一般結構分析程式模擬土柱進行動力分析, 其分析模式如圖 C7-2 所示。

有關表層地盤變位之計算除依第7.2節之規定外,日本鐵道總和技術研究所 「鐵道構造物等設計標準、同解說一耐震設計」及「鐵道構造物等設計標準、同 解說一變位限制」對於地盤變位引致基礎結構反應的計算亦有詳細的規定可供參 酌[C7.1]及[C7.2]。若地盤分布特性符合規定者,可利用此法以免除一維剪力土柱 之動力分析,茲將相關考量方式說明如下。

1. 表層地盤基本振動週期

表層地盤基本振動週期T。可依下述方式計算。

$$T_{g} = 4\sum_{i=1}^{n} \frac{H_{i}}{V_{si}}$$
(C7-8)

其中, $H_i$ 為第i層土層厚 (m), $V_a$ 為第i層土層平均剪力波速

(m/sec),得依下列經驗公式計算:

砂質土層: 
$$V_{si} = 80N_i^{1/3}$$
,  $1 \le N_i \le 50$  (C7-9)

黏性土層: $V_{si} = 100N_i^{1/3}$ ,  $1 \le N_i \le 25$  (C7-10)

其中, N<sub>i</sub>為由標準貫入試驗所得之第i層土層之平均N值,i為由地表 面至基盤面分為n層中之各層號碼。此處所指之基盤面為其下粘土層之N 值均大於25,且其下砂質土層之N值均大於50,或其下土層剪力波速大 於300 m/sec 之土層面。 2. 表層地盤之地表變位量 $D_G$ 

表層地盤之地表變位量 $D_G$ 之計算可詳見 C7.2節。

3. 地盤變位第一振態向量  $\{\phi\}_1$ 

(1)A1地盤

表層地盤的剪力波速為近似均一者(如圖 C7-3(a)), 地盤水平變位在鉛 直方向的分布為

$$\left\{\phi\right\}_{1} = \cos\frac{\pi z}{2H} \tag{C7-12}$$

其中,

z:為距地表之深度,(m)。

H:表層地盤的厚度,(m)。

(2)A2地盤

表層地盤的剪力波自頂部地表至底部基盤可概分成二層者(如圖 C7-3(b)),地盤水平變位在鉛直方向的分布為

$$\{\phi\}_{1} = \begin{cases} \cos\frac{\omega_{0}Z}{V_{sod1}} & 0 < Z \le H_{1} \\ \cos\frac{\omega_{0}H_{1}}{V_{sod1}} \left[\cos\frac{\omega_{0}(Z-H_{1})}{V_{sod2}} - \cot\frac{\omega_{0}H_{2}}{V_{sod2}}\sin\frac{\omega_{0}(Z-H_{1})}{V_{sod2}}\right] & H_{1} < Z \le H_{1} + H_{2} \end{cases}$$
(C7-13)

其中,  
$$H_1 \cdot H_2$$
:從地表往下第一層與第二層地盤的厚度,(m)。  
 $V_{sod1} \cdot V_{sod2}$ :第一層與第二層地盤之設計初期剪力波速,(m/s)。  
 $\omega_0$ :A2地盤之設計角頻率,依下式計算。

$$(1+\alpha)\cos\left[\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{sod1}}+\frac{H_2}{V_{sod2}}\right)\right]+(1-\alpha)\cos\left[\omega_0\left(\frac{H_1}{V_{sod1}}-\frac{H_2}{V_{sod2}}\right)\right]=0$$
(C7-14)

其中,

$$\alpha = \frac{\gamma_1 V_{sod1}}{\gamma_2 V_{sod2}} \tag{C7-15}$$

γ1、γ2:第一層與第二層地盤之設計含水單位體積重。(3)B 地盤

表層地盤的剪力波速自地表處至基盤處呈現由小而大的三角形分布者 (如圖 C7-3(c)), 地盤水平變位在鉛直方向的分布為

$$\{\phi\}_1 = \left[1 - 1.446 \left(\frac{Z}{H}\right) + 0.517 \left(\frac{Z}{H}\right)^2 - 0.071 \left(\frac{Z}{H}\right)^3\right]$$
 (C7-16)

上述各地盤 Ø 之分布如圖 C7-4 所示。

以上方法係以表層地盤的第一振態為基本考量,若地盤土層組成複雜時,則 須計為高次振態的影響。

軌道變位計算須考量等級 I 地震作用時表層地盤下方堅實地盤之加速度反應譜係數, (C7-4)式中之 $S_a(\overline{T_g})$  以 $S_I(\overline{T_g})$ 表示如下:

$$S_{I}^{'}(\overline{T_{g}}) = \begin{cases} S_{S}^{I}[0.4 + (\frac{1}{B_{S}} - 0.4)\frac{\overline{T_{g}}}{0.2T_{0}^{I}}] ; & \overline{T_{g}} \leq 0.2T_{0}^{I} \\ \frac{S_{S}^{I}}{B_{S}} ; & 0.2T_{0}^{I} \leq \overline{T_{g}} \leq T_{0}^{I} \\ \frac{S_{S}^{I}}{B_{1}\overline{T_{g}}} ; & T_{0}^{I} \leq \overline{T_{g}} \leq 2.5T_{0}^{I} \\ \frac{0.4S_{S}^{I}}{B_{S}} ; & \overline{T_{g}} \geq 2.5T_{0}^{I} \end{cases}$$
(C7-17)

其中, $S_s^I = S_s^{II} / 3.25$ , $S_1^I = S_1^{II} / 3.25$ , $S_s^{II} \oplus S_1^{II}$  見表 2-5(a)。 阻尼比取

20% ,  $B_s = 1.60$  ,  $B_1 = 1.50$  ,  $T_0^I = \frac{S_1^I B_s}{S_s^I B_1}$  .

#### C7.4 地震時引致軌道橫向不連續水平變位之計算

軌道折角θ,依下式計算(參見圖 C7-5):

$$\theta = \frac{\delta_2 - \delta_1}{l_1} + \frac{\delta_2 - \delta_3}{l_2} \tag{C7-18}$$

其中,

4、6;跨徑。

 $\delta_1 \cdot \delta_2 \cdot \delta_3$ :考慮相位差後,橋墩  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$ 之變位。可依如下方法計算: 假設地震動為週期 $T_E$ 之正弦波,地震動與橋墩 $P_i$ 之相位差 $\phi_i$ 如下:

$$\phi_{i} = \tan^{-1} \left( \frac{2 \times \xi_{i} (T_{i} / T_{E})}{1 - (T_{i} / T_{E})^{2}} \right) , \quad 0 \le \phi_{i} \le \pi$$
(C7-19)

其中,

 $T_i$ :橋墩  $P_i$ 之基本振動週期。

 $\xi_i$ :橋墩  $P_i$ 之阻尼比,可取為 0.1。

橋墩  $P_1$ 與  $P_2$ 及  $P_3$ 與  $P_2$ 之相位差可由 $\phi_1 - \phi_2$ 及 $\phi_3 - \phi_2$ 求得,令:

$$a_1 = \cos(\phi_2 - \phi_1)$$
 (C7-20)

$$a_2 = \cos(\phi_2 - \phi_3) \tag{C7-21}$$

則:

$$\delta_1 = a_1 \delta_{s1} \tag{C7-22}$$

$$\delta_2 = \delta_{s2} \tag{C7-23}$$

$$\delta_3 = a_2 \delta_{s3} \tag{C7-24}$$

其中,δ<sub>s1</sub>、δ<sub>s2</sub>及δ<sub>s3</sub>別為橋墩 P1、P2及 P3在未考慮相位差時,由等級 I 地震 力引致橋墩在軌道面之水平變位量。

考量實際地震動未必為正弦波,設計時應就地震動週期  $T_E$ 在 0.3~0.7 秒的範圍內,選擇計得之最大軌道折角 $\theta$  值作為設計之依據。

對於基本振動週期在 0.5 秒以上的結構物,應考量鄰接結構物的形式、高度 與地盤強度等之差異特性對軌道變位的影響。

在計算軌道折角時,首先須計算軌頂變位量。軌頂變位量係指等級 I 地震設計水平地震力橫向作用於橋梁結構時,在鐵軌頂面與路線直角方向之水平變位量。 鐵軌頂面之變位量δ。可以下式計算之,參考圖 C7-6。

$$\delta_{s} = \delta_{1} + \theta h' \tag{C7-25}$$

其中,

 $\delta_i$ :等級 I 地震設計水平地震力作用下,橋墩頂端之水平變位量。

h:橋墩頂端至鐵軌頂之距離。

 $\theta$ :橋墩頂端之轉角。

由於每根橋墩產生最大變位 $\delta_s$ 的時間不一定相同,因此在計算軌道折角時 須考慮此相位差之效應。惟當橋墩間的相位角很小或 $\delta_2$ 與 $\delta_1$ 、 $\delta_3$ 的差異很小時, 則應取 $\delta_2/2$ 及 $\delta_1 = \delta_3 = 0$ 來進行折角的計算檢核。

地震動波長之計算如下:

$$L = \frac{2L_1L_2}{L_1 + L_2}$$
(C7-26)

其中,

 $L_1$ :表層地盤剪力波波長,(m), $L_1 = T_g V_{sd}$ 。

 $V_{sd}$ :表層地盤設計剪力波速, (m/sec)。

$$V_{sd} = V_{sdi}H_i / H \tag{C7-27}$$

 $H_i$ :表層地盤第i層土層厚度,(m)。

H:表層地盤總厚度,(m)。

 $V_{sdi}$ :表層地盤第i層土層設計剪力波速,(m/sec),依下式計算:

$$V_{sdi} = f_g \alpha_g V_{si} \tag{C7-28}$$

其中, $f_g$ 為地盤調查係數,取0.85; $\alpha_g$ 為折減係數,取0.7; $V_{si}$ 為表層地盤 剪力波速基準值,依(C7-9)式至(C7-11)式計算。

 $L_2$ :基盤剪力波波長m,  $L_2 = T_g V_{sd0}$ 。

 $V_{sd0}$ :基盤設計剪力波速,(m/sec)。

$$V_{sd0} = f_g V_{s0}$$
(C7-29)

其中, *f*<sub>g</sub>為地盤調查係數,取 0.85; *V*<sub>s0</sub>為基盤剪力波速基準值,同 *V*<sub>si</sub>式計算。

本節軌道變化之計算之規定適用於梁式高架橋,其他橋梁形式者應依適當之 結構力學方法分析計算之。軌道折角θ依下式計算 (參見圖 C7-7):

$$\theta = \frac{1}{S_1} (y_x - y_{x-S_1}) - \frac{1}{S_2} (y_{x+S_2} - y_x)$$
(C7-30)

其中,

$$y_x = \delta_{L0} \sin \frac{2\pi}{L} x \tag{C7-31}$$

$$y_{x-S_1} = \delta_{L1} \sin \frac{2\pi}{L} (x - S_1)$$
(C7-32)

$$y_{x+S_2} = \delta_{L2} \sin \frac{2\pi}{L} (x+S_2)$$
(C7-33)

其中,

x:考慮軌道折角處之位置座標,(m)。

- $S_1$ :該位置座標與左方橋墩的距離,(m)。
- $S_2$ :該位置座標與右方橋墩之距離,(m)。

L: 地表地震波之波長, (m)。

 $\delta_{L0}$ 、 $\delta_{L1}$ 及 $\delta_{L2}$ :考量地盤結構互制作用引致各橋墩上方之軌道變位量,(m)。

產生最大軌道折角 $\theta_{max}$ 之位置座標可依下式計算:

$$x = \frac{L}{2\pi} \tan^{-1} \frac{\frac{1}{S_1} (\delta_{L0} - \delta_{L1} \cos \frac{2\pi}{L} S_1) + \frac{1}{S_2} (\delta_{L0} - \delta_{L2} \cos \frac{2\pi}{L} S_2)}{\frac{\delta_{L1}}{S_1} \sin \frac{2\pi}{L} S_1 - \frac{\delta_{L2}}{S_2} \sin \frac{2\pi}{L} S_2}$$
(C7-34)

將上式求得之x值代入(C7-30)式~(C7-34)式即可得到 $\theta_{\max}$ 之值。

當各橋墩軌頂變位量相等,且各橋墩等間距時  $(\delta_{L0} = \delta_{L1} = \delta_{L2} = \delta_L; S_1 = S_2 = S$ ), x = L/4, 則:

$$\theta_{\max} = \frac{2\delta_L}{S} (1 - \cos\frac{2\pi}{L}S)$$
(C7-35)

鐵軌頂面之變位量可以下式計算之,請參見圖 C7-8。

$$\delta_{hr} = \delta_{hf} + h\theta + \delta_s \tag{C7-36}$$

其中,

 $\delta_{hr}$ :鐵軌頂面水平變位量。

 $\delta_{\scriptscriptstyle hf}$ :基礎頂部水平變位量。

 $\theta$ :基礎頂部傾斜角。

h:基礎頂部至鐵軌頂部距離。

 $\delta$ :橋墩結構體變位量。

由於表層地盤變位與上部結構慣性力產生的變位有相位差存在,其最大值不 會同時發生,應依照第7.2節所述方法計算。

在特殊地盤中,地震波長較長,各橋墩變位受地震波之牽引而位於不同之地 震波幅上,本節基於下列兩項假設計算軌道變位:

1. 地震波為正弦波。

2. 橋墩變位與地震波行進方向垂直。

(C7-29)式僅適用於梁式高架橋,其他橋梁形式者應依適當之結構力學方法 分析計算之。

在等級 I 地震下, 軌道變位之容許值依第 C7.4 節計算所得之軌道變位必須

小於軌道變位容許值以避免列車在地震時出軌。

第7.5節所列之軌道變位容許值係依據日本鐵道總和技術研究所「鐵道構造物等設計標準、同解說一耐震設計」及「鐵道構造物等設計標準、同解說一變位限制」之規定,詳細內容可參見文獻[C7.1]及[C7.2]。

# 第八章 有關耐震其他規定

### C8.1 橋梁位於極軟弱土層或液化砂土層之耐震設計考量

極軟弱黏土層或粉土層以及飽和砂土層在地震作用下,將因反覆剪變形而造 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:

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。

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 1996 年版之「道路橋示方書·V 耐震設計編」[C8.1]中有關土 壤液化及 Seed 之簡易經驗法等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<sup>2</sup> 20kPa 以下之粘土層或粉土層,在進行試驗時, 其試體略超擾動成形都有困難,因此當地震發生時,該等土層剪力強度易弱化將 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飽和砂土層進行液化潛能判定,以 下提供數種判定方法供設計者參考。

 日本道路協會1996年版之「道路橋示方書·V 耐震設計編」,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 Ip在
   15 以下之土層。
- (3)累積通過重量百分比為 50%之粒徑 D50在 10 公釐以下,且累積通過重量百分比為 10%之粒徑 D10在1 公釐以下之土層。
- 其中,
- FC : 細料含量(%), 為粒徑 75µm 以下土粒之通過質量百分率
- *I*<sub>p</sub> : 塑性指數
- D50 : 粒徑分布曲線上,累積通過百分比 50%所對應之粒徑,(mm)
- D10 : 粒徑分布曲線上,累積通過百分比10%所對應之粒徑,(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。

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 D50超過2公釐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 D50之規 定從2公釐以下修正為10公釐以下。

b. 液化之判定

液化之評估由液化抵抗率 FL值決定之。FL值小於 1.0 時,即判定該土層可 能液化。

$$F_L = \frac{R_S}{L_S} \tag{C8-1}$$

137

$$L_s = \gamma_d k_h \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} \tag{C8-2}$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 \ x \tag{C8-3}$$

$$\sigma_{0} = \{r_{t1}h_{w} + r_{t2}(x - h_{w})\} \neq 10 \quad \sigma_{0} = \{r_{t1}h_{w} + r_{t2}(x - h_{w})\}$$
(C8-4)

$$\sigma'_{0} = \left\{ r_{t_{1}} h_{w} + r'_{t_{2}} (x - h_{w}) \right\} \neq 10 \qquad \sigma'_{0} = \left\{ r_{t_{1}} h_{w} + r'_{t_{2}} (x - h_{w}) \right\}$$
(C8-5)

其中,

- F<sub>L</sub> :液化抵抗率
- R。:土壤抵抗液化强度與有效覆土壓力之比值,見本節第 c 項

- ra : 地震時尖峰剪應力比沿深度方向之折減係數
- k<sub>h</sub>: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
- $\sigma_0$  :總覆土壓力,(kgf/cm<sup>2</sup>) kPa
- $\sigma'_{0}$ :有效覆土壓力, (kgf/cm<sup>2</sup>) kPa
- x : 受評估土層距離地表面之深度, (m)
- rt1 :地下水位面上方之土壤單位重,(tf/m<sup>3</sup>) kN/m<sup>3</sup>
- rt2 :地下水位面下方之土壤飽和單位重,(tf/m<sup>3</sup>) kN/m<sup>3</sup>
- $r'_{r_2}$  :地下水位面下方之土壤有效單位重, $(tf/m^3)$  kN/m<sup>3</sup>
- $h_w$  :地下水位之深度,(m)
- c. 土壤抵抗液化剪力強度與有效覆土壓力之比值<sub>Rs</sub>,可以反覆三軸剪力強度 比R計算代表之。反覆三軸剪力強度比R可依下式計算:

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

其中,

砂質土

$$N_a = C_1 N_1 + C_2 \tag{C8-7}$$

$$N_{1} = 1.7 \times \frac{N}{(\sigma_{0}' + 0.7)} N_{1} = 1.7 \times \frac{N}{(0.1\sigma_{0}' + 0.7)}$$
(C8-8)

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

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

礫質土

$$N_{a} = \left\{ 1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2) \right\} N_{1}$$
(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 1kgf/cm<sup>2</sup> 100 kPa 等值換算求得之 N 值。

Na :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 D50及細料含量 FC 等三者對動態剪力強度之影響,分別計算其影響修正係 數後,再予以累加之方式計得。惟此處有關粒徑分布之影響,對於砂質土則 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) 土壤粒徑分布特性對於反覆三軸剪力強度比之影響,對於砂質土,以細 料含量來評價粒徑之影響,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式 C8-6 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。

2. Seed et al. 簡易經驗法[C8.2]為美國 H.B. Seed 教授所領導之研究群,長期累積相關研究成果所提出之簡易經驗法,其為類似方法之原創者,分析流程如圖 C8.1(a)中所示。該法主要經由蒐集世界上許多規模約為 7.5 地震之案例,建立 一條判定液化與否之臨界關係曲線 SR<sub>15</sub> = f((N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>),其中 SR<sub>15</sub> (振動周數約為

15)為現地液化及非液化飽和砂土所受之地震反覆剪應力比,(N<sub>1</sub>)<sub>60</sub>為鑽桿能量比為 60%標準落錘能量且修正至有效覆土應力為 1kgf/cm<sup>2</sup>100kPa之 SPT-N值;有關各國所使用 SPT 試驗之傳遞能量百分比及修正係數,可參考 Seed 等人(1995)之著作及陳景文(1999)之研究報告。對於不同地震規模,則利用規模與振動周數之經驗關係,建立不同地震規模之臨界曲線,如此則可以直接利用現地 SPT-N值評估地層在不同地震規模作用下之液化潛能。此方法詳細說明可參考相關文獻[Seed et al. 1985;陳正興等 1998;黃俊鴻與陳正興 1998;陳景文 1999] [C8.3]。

 其他工程常用之方法,如 Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法及 CPT-qc 液化 評估法之流程圖,亦列於圖 C8.1(b)與 C8.1(c)中,這些方法的詳細說明可參考 相關文獻 [Tokimatsu and Yoshimi 1983; Shibata and Teparaksa 1988[C8.4、C8.5];
 陳正興等 1998;黃俊鴻與陳正興 1998;陳景文 1999]。

#### 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並無法提供貢獻,故 將其耐震設計用之土壤參數設為零。

依據日本道路協會(1996年)「道路橋示方書·V 耐震設計編」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<sub>E</sub>,D<sub>E</sub>值詳見表 8-1,其 中 D<sub>E</sub>=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<sub>r</sub>。

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 公尺以內之土層好壞,對結構物水平抵抗能力之影響甚大,多

140

數震害之產生均起自於此,對於較深之地盤,其振動較小,考量土壤深度在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 DE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 C8.2 及圖 C8.3 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,則設定於該土層之底部。

如圖 C8.4 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 之土層頂部。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版下緣, 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,則可取基礎版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)在基礎版底部或下緣,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,設計上不宜納入考 慮。

本規範規定在地震地表水平加速度 A = (0.4S<sub>II,s</sub>)g 發生時,必須檢核液化發 生的可能性。在地震地表水平加速度 A = (0.4S<sub>II,s</sub>)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,

141

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,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橋腳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 年新潟地震亦有因土壤液 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(1996年)「道路橋示方書·V 耐震設計編」,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. 屬於下列二種情況者,可視為有可能發生側向流動化之地盤:
  - (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,且該土層從水際線開始沿水 平方向連續存在。
- 創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 C8.5(a), (b), (c)。
- 如圖 C8.5(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。

$$q_{NL} = C_S C_{NL} K_P \gamma_{NL} x \qquad \qquad \text{ let } 0 \le x \le H_{NL} \qquad (C8-12a)$$

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

式中

 $q_{NL}$  :非液化層中,作用於深度 x(m) 位置處,構材之單位面積流動力,(tf

3)

/m<sup>2</sup>) kPa

- *qL*:液化層中,作用於深度 x(m) 位置處,構材之單位面積流動力,(tf/m<sup>2</sup>)
   kPa
- γ<sub>NL</sub> :非液化層之土壤單位重,(tf/m<sup>3</sup>) kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma_L$  :液化層之土壤單位重,(tf/m<sup>3</sup>) kN/m<sup>3</sup>
- H<sub>NL</sub> :非液化層厚度,(m)
- H<sub>1</sub> :液化層厚度,(m)
- Cs:有關距水際線距離之修正係數。

距水位線的距離 s (m)	修正係數 Cs
<i>s</i> ≤ 50	1.0
$50 < s \le 100$	0.5
100 < <i>s</i>	0.0

CNL:非液化層中流動力之修正係數,與下式之液化指數 PL值有關,

$$P_{L} = \int_{0}^{20} (1 - F_{L}) (10 - 0.5x) \, dx \tag{C8-1}$$

 $C_{NL}$ 與 $P_L$ 之關係如下表:

液化指數 $P_L$	修正係數 CNL
$P_L \leq 5$	0.0
$5 < P_L \le 20$	$(0.2 P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1.0

 $C_L$ :液化層中流動力之修正係數,一般可取 $C_L = 0.3$ 

KP:被動土壓係數(常時)

 $F_L$ :液化抵抗率。若 $F_L \ge 1.0$ ,取 $F_L = 1.0$ 

4. 若下部結構為直接基礎時,依(C8-12)式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況分別考 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,在等級 II 地震下之 kh採用 AASHTO-1996 規範之建議,用 475 年回歸 期地震地表加速度之半,以本規範之架構而言,取0.2S<sub>II.s</sub>。

本節之計算式係參照 Mononobe-Okabe[C8.6]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 的土壓最小,此時橋台上之支承為可自由滑動之輥支。事實上橋台所受之力除上 述主動土壓外,尚須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引致之土壓力。橋台若有錨定 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,在設計地震下 kh可取 0.6S<sub>II,s</sub>計算之,其他地震同理類 推。

#### 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,基本上是以水壩 相關之 Westergaard 公式為準。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,須同時考慮靜水壓及地震時動水壓;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,是基於設計上屬安全側之考慮。

 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~(8-9)式。在四周有水作用結構物之耐震設計中,於檢討結構物之整 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~(8-9)式為後藤及土岐兩氏之提案式,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使用的期間較短,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。

施工中耐震設計與檢核應於幾個重要施工階段中進行,此時橋梁結構與支撐 臨時結構可能結合為一結構物,耐震分析係針對此結構物而言,並假設結構物保 持彈性來計算地震力。構材強度之設計或檢核,如採用容許應力法設計時,橋梁 構材之容許應力可提高1/3,臨時結構物則可提高1/2。採用工作應力法時,地 震力可酌予調整,請參見C4.1節之解說。

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

考量地盤結構互制效應對梁端或墩頂最大位移u<sub>R</sub>之影響,可按(C7-1)式與 (C7-2)式規定之二種組合計算之。有關等級Ⅲ地震作用所引致梁端或橋墩頂部之 最大位移u<sub>R</sub>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

(C7-1)式與(C7-2)式中,上部結構慣性力效應*R*,依下式計算:

$$R_{I} = \frac{I}{1.2\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,III}}{F_{u,III}}\right)_{m} W$$
(C8-14)

將上式計得之地震力依第 2.7 節所規定之地震力分布方式,施加於橋梁結構 體上,此即為(C7-1)式與(C7-2)式中之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>之計算方式。將(C7-34)式計得之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>分布施加於橋梁結構體上,執行靜力線性分 析,求得梁端或墩頂最大彈性位移 U<sub>e</sub>。梁端或墩頂最大位移 U<sub>R</sub>依下式計算:

$$u_R = 1.2\alpha_v R u_e \tag{C8-15}$$

考量結構物進入非線性之後,勁度將會降低,振動週期也因而延長,在計算 (C7-5)式時,結構物基本振動週期T須以等效振動週期 $T_{eff}$ 取代之。 $T_{eff} = T/\alpha_g$ , 其中T為結構物彈性振動週期; $\alpha_g$ 取為 0.5。

#### Ⅱ. 非線性靜力分析方法

(C7-1)式與(C7-2)式中,上部結構慣性力效應*R*<sub>1</sub>仍採用(C7-34)式計得之地震總橫力,並依第2.7節所規定之地震力分布方式,施加於橋梁結構體上。

目前常用的結構分析軟體均具有結構非線性分析的功能,以詳細設定基礎與上、下部結構構材之塑性鉸(plastic hinge)性質[C8.7],並將(C7-34)式計得之地震總橫力分布施加於橋梁結構體上,執行側推分析(Pushover Analysis),求得容量曲線上橋墩墩頂對應於等級Ⅲ地震時之非線性最大位移,此最大位移即為*U<sub>R</sub>*。

當結構物進入非線性之後,勁度將會降低,振動週期也因而延長,在計算(C7-7)式時,結構物基本振動週期T可以側推分析最後階段之結構物等效振動週期 $T_{eff}$ 取代之。

表層地盤變位之計算,應以等級Ⅲ地震引致者為基準。有關地盤結構互制效應之作法,依第 C7.2 節所述者考量之。

#### C8.6 梁端間隙

考量地盤結構互制效應對等級Ⅱ地震引致之主梁與橋台間或同一橋墩上之 相鄰兩主梁間之最大相對變位u<sub>s</sub>之影響[C8.8],可按(C7-1)式與(C7-2)式規定之二 種組合計算之。有關u<sub>s</sub>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

(C7-1)式與(C7-2)式中,上部結構慣性力效應R,依下式計算:

$$R_{I} = \frac{I}{1.2\alpha_{y}} \left(\frac{S_{a,II}}{F_{u,II}}\right)_{m} W$$
(C8-16)

將上式計得之地震力依第 2.7 節所規定之地震力分布方式,施加於橋梁結構 體上,此即為(C7-1)式與(C7-2)式中之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>之計算方式。將(C7-38)式計得之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>施加於橋梁結構體上,執行靜力線性分析, 求得較長週期上部結構與下部結構間最大相對變位彈性位移 u<sub>se</sub>。最大相對變位 位移 u<sub>s</sub> 依下式計算:

$$u_s = 1.2\alpha_y R_a u_{se} \tag{C8-17}$$

考量結構物進入非線性之後,勁度將會降低,振動週期也因而延長,在計算(C7-7)式時,結構物基本振動週期T須以等效振動週期 $T_{eff}$ 取代之。 $T_{eff} = T/\alpha_g$ ,其中T為結構物彈性振動週期; $\alpha_g$ 取為 0.5。

## II. 非線性靜力分析方法

(C7-1)式與(C7-2)式中,上部結構慣性力效應R,仍採用(C7-38)式計得之地震

總橫力,並依第2.7節所規定之地震力分布方式,施加於橋梁結構體上。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),求得容量曲線上橋墩墩頂之非線性位移,並計算設計地震下主梁與橋 台間或同一橋墩上之相鄰兩主梁間之最大相對變位Us。

當結構物進入非線性之後,勁度將會降低,振動週期也因而延長,在計算(C7-7)式時,結構物基本振動週期T可以側推分析所得容量曲線上,當非線性位移達到設計地震時所對應的結構物等效振動週期 $T_{eff}$ 取代之。

表層地盤變位之計算,應以等級Ⅱ地震引致者為基準。有關地盤結構互制效 應之作法,依第 C7.2 節所述者考量之。

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,梁端應留有足夠間距。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(7-3)式與(7-4)式計算所得之梁端間距過長,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

考量地盤結構互制效應對等級 I 地震引致之伸縮裝置伸縮量 L<sub>E</sub>之影響,可 按(C7-1)式與(C7-2)式規定之二種組合計算之。有關 L<sub>E</sub>之計算,可採用線性分析 方法。茲敘述如下:

(C7-1)式與(C7-2)式中,上部結構慣性力效應R,依下式計算:

$$R_{I} = \frac{IS_{a,I}}{\alpha_{y}}W \tag{C8-18}$$

將上式計得之地震力依第 2.7 節所規定之地震力分布方式,施加於橋梁結構 體上,此即為(C7-1)式與(C7-2)式中之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>之計算方式。將(C8-19)式計得之上部結構慣性力效應 R<sub>1</sub>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<sub>r</sub>。

表層地盤變位之計算,應以等級 I 地震引致者為基準。有關地盤結構互制效應之作法,依第 C7.2 節所述者考量之。

伸縮裝置設計之基本原則為使其在等級 I 地震下不產生損傷,以確保在地震發生後其伸縮機能與地震發生前相同,避免常需修補之麻煩;在等級 II 地震下則 允許其損傷,因伸縮裝置之損傷對橋梁引致致命性損害的可能性很低,但爲使其容易修復,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(8-14)式及(8-15)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。

#### C8.8 橋梁與車站共構之耐震設計

橋梁與車站宜儘量避免共構,使兩者分別為各自獨立的結構體,一來結構分析單純,二來車輛引致的振動也不致傳至車站。

如共構不可避免,而採用高架車站的話,其結構本體為橋梁,但因車站的質 量、勁度分佈,會使此整體結構變為複雜化及不規則化,因此應依本規範進行動 力分析及設計。

軌道鋪設在車站結構體的樓版上的情況,其結構本體為建築物,因此其耐震 設計不在本規範的涵蓋範圍內。

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 <sub>L</sub> 7. 1**		
	屯子腳斷層	14	右移斷層	(1935.04.21) 新竹-台中地震		
3	三義斷層	34	逆移斷層			
4	大甲斷層	8				
	大甲斷層(清水,南段)	23	兴政概员			
4	鐵砧山斷層	13	迎移斷層			
	彰化斷層	36				
-	車籠埔斷層(北段)	38	N' to the B	ML7.3		
5	車籠埔斷層(南段)	38		(1999.09.21) 集集地震		
6	大茅埔-雙冬斷層	69	逆移斷層			
7	梅山斷層	15	右移斷層	M.7.1 (1906.03.17) 梅山地震		
	大尖山斷層	29	逆移兼右移斷層	ML7.1		
0	觸口斷層	27	逆移斷層	(1941.12.17) 中埔地震		
9	六甲斷層	16	逆移兼左移斷層			
10	新化斷層	6	右移斷層	Ma6.1 (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	<b>N 7</b> 9		
	瑞穗斷層	24	逆移兼左移斷層	ML(.3)		
	玉里斷層	23	左移兼逆移斷層	(1931.11.23)		
	池上斷層	64	逆移兼左移斷層	<b>冰谷地辰</b> 伊列		
	鹿野斷層	18	逆移斷層			

表 C2-1 曾經引致大規模地震之第一類活動斷層性質表\*

\*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)

	方形基礎		矩形基礎		矩形基礎				
H/V				(短邊)		(長邊)			
	$D_{\rm f}/B=0$	$D_{\rm f}/B=1$	$D_{\rm f}/B=5$	$D_{\rm f}/B=0$	$D_{\rm f}/B=1$	$D_{\rm f}/B=5$	$D_{\rm f}/B=0$	$D_{\rm f}/B=1$	$D_{\rm f}/B{=}5$
0.10	0.75	0.80	0.85	0.70	0.75	0.80	0.80	0.85	0.90
0.15	0.65	0.75	0.80	0.60	0.65	0.70	0.70	0.80	0.85
0.20	0.55	0.65	0.70	0.50	0.60	0.65	0.65	0.70	0.75
0.25	0.50	0.55	0.65	0.40	0.50	0.55	0.55	0.65	0.70
0.30	0.40	0.50	0.55	0.35	0.40	0.50	0.50	0.60	0.65
0.35	0.35	0.45	0.50	0.30	0.35	0.40	0.40	0.55	0.60
0.40	0.30	0.35	0.45	0.25	0.30	0.35	0.35	0.50	0.55
0.45	0.25	0.30	0.35	0.20	0.25	0.30	0.30	0.45	0.50
0.50	0.20	0.25	0.30	0.15	0.20	0.25	0.25	0.35	0.45
0.55	0.15	0.20	0.25	0.10	0.15	0.20	0.20	0.30	0.40
0.60	0.10	0.15	0.20	0.05	0.10	0.15	0.15	0.25	0.35

表 C4-1 承載力之傾斜載重折減因子 R1

(摘自 Meyerhof, 1956)

註: H= 水平力

V= 垂直力

Df = 覆土深

B = 基礎寬度



(a)軸向地震時



(b)横向地震時

圖 C1-1 橋梁之振動單元



圖 C2-1 單樁等值樁頭勁度矩陣



圖 C2-2 單樁等值樁頭勁度矩陣各元素之分析模型



圖 C2-3 反應譜等速度段之工址放大係數 Fv與地盤分類指標 Vs30之變化關係



圖 C2-4 橋梁設計地震力、降伏地震力、極限地震力與韌性容量 R



圖 C2-5 工址堅實地盤短週期之等級 II 地震水平譜加速度係數  $S_s^{II}$  分布圖



圖 C2-6 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<sub>1</sub><sup>Ⅱ</sup>分布圖



圖 C2-7 工址堅實地盤短週期之等級 III 地震水平譜加速度係數  $S_s^{III}$  分布圖



圖 C2-8 工址堅實地盤一秒週期之等級Ⅲ地震水平譜加速度係數 $S_1^{III}$ 分布圖



圖 C2-9 彈性系統與彈塑性系統之位移 (位移相等法則)



圖 C2-10 彈性系統與彈塑性系統之位移 (能量相等法則)



圖 C2-11 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍


圖 C2-12 工址等級 II 地震水平譜加速度係數 Sa,11示意圖



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 基礎設計時之地盤反力作用位置



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) 矩形柱圍束鋼筋詳細圖(一)



圖 C5-4(b) 矩形柱圍束鋼筋詳細圖(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 地盤結構互制效應之結構分析模式



圖 C7-2 表層地盤變位之分析模式



圖 C7-3 求取地盤變形用之地盤分類



(a) 設計水平變位量的鉛直方向分布圖



(b) 設計水平變位量的鉛直方向分布圖(基礎部)

圖 C7-4 設計水平變位量的鉛直方向分布圖



圖 C7-5 考慮相位差之軌道折角



圖 C7-6 軌頂變位計算圖



圖 C7-7 地震波長與軌道產生之折角



圖 C7-8 軌頂變位之計算



Seed SPT-N 液化評估法 (Seed et al.,1985)

圖 C8-1(a) Seed 經驗法之分析流程



(iv) 粉砂土抗液化強度與(N1)60之關係

圖 C8-1(a)續 Seed 經驗法之相關圖表



## Tokimatsu & Yoshimi 液化評估法 (Tokimatsu & Yoshimi, 1983)

圖 C8-1(b) Tokimatsu 與 Yoshimi 簡易經驗法之分析流程





圖 C8-1(c) CPT-qc 法之分析流程







圖 C8-3 橋臺之耐震設計用地盤面



圖 C8-4 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 C8-5(b) 液化層與非液化層交互存在時,流動化之影響範圍



## 圖 C8-5(c) 流動力之計算模式

## 參考文獻

- [C2.1] Federal Highway Administration, "Seismic Design of Highway Bridge Foundations," FHWA/RD-86/102, June 1986.
- [C2.2] 交通部,「公路橋梁耐震設計規範(草案)」,複審成果報告書,民國九 十二年三月。
- [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,民國九十二年八月二十九日。
- [C2.3] 「台北盆地設計地震微分區研究」,國家地震工程研究中心,民國九十 七年十二月。
- [C2.4] Mario Paz, "Structural Dynamics Theory and Computation," 1985.
- [C2.5] AASHTO 2017, "LRFD Bridge Design Specifications, eighth edition".
- [C3.1] 「道路橋示方書·V 耐震設計編」, 1996, 日本道路協會。(日文)
- [C3.2] AASHTO 2002, "Standard Specifications for Highway Bridges".
- [C3.3] CALTRANS, 1999, Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.1, California.
- [C3.4] ICBO, 2000, International Building Code, 2000 Edition, Whittier, CA.
- [C3.5] ATC-32, "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations," Applied Technology Council, 1996.
- [C3.6] 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。
- [C4.1] Provisional Engineering Office of High Speed Rail, Ministry of Transportation and Communications, "Infrastructure Design Criteria," April, 1993.
- [C4.2] American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design, 1992.
- [C4.3] 內政部,『基礎構造設計規範(含解說)』,民國九十年九月。
- [C4.4] 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。
- [C4.5] 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] 「道路橋示方書·V 耐震設計編」, 1996, 日本道路協會。(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。
- [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。

- [C5.5] 蔡益超、吳宣欣,1998,「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強 之理論分析(I)」,國家地震工程研究中心。
- [C5.6] 蔡益超、劉紹魁,1999,「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強 之理論分析(II)」,國家地震工程研究中心。
- [C5.7] 蔡益超、賴彥魁,2000,「中空鋼筋混凝土橋柱之韌性、剪力強度與補強 之理論分析(III)」,國家地震工程研究中心。
- [C5.8]「混凝土工程設計規範與解說」,土木 401-100,中國土木水利工程學會, 民國 100 年。
- [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.
- [C5.12] 葉勇凱、莫詒隆、楊宙燕,2000,「中空鋼筋混凝土實尺寸橋柱之韌性 剪力強度與補強試驗(II)」,國家地震工程研究中心。
- [C6.1] 交通部,「公路橋梁設計規範」,民國 90 年。
- [C6.2] 交通部高速鐵路工程局,「鐵路橋梁設計規範與解說(草案)之研訂」定稿 報告,民國 91 年 12 月。
- [C6.3] 日本道路協會,「道路橋示方書·V 耐震設計編」, 1996(日文)。
- [C6.4] 財團法人鐵道總合技術研究所,「鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計」,1999(日文)。
- [C6.5] AASHTO, 2002, Standard Specifications for Highway Bridges, 17th Ed., and 2003 Interims, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- [C6.6] AASHTO, 2004, LRFD Bridge Design Specifications, 3nd Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- [C6.7] AISC, 1999, Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [C6.8] AISC, 2001, Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 3rd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [C6.9] AISC, 2002, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Including

Supplement No.1 and 2, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

- [C6.10] ATC-32, 1996, Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council, Redwood City, CA.
- [C6.11] Caltrans, 2003, Seismic Design Criteria, Version 1.3, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [C6.12] Caltrans, 2001, Guide Specifications for Seismic Design of Steel Bridges, First Edition, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [C6.13] Caltrans, 1999, Memo to Designers 20-1 Seismic Design Methodology, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [C6.14] Caltrans, 2002, Bridge Design Specifications, California Department of Transportation, Sacramento, CA.
- [C6.15] NCHRP 12-49 (2001). Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges, Part I: Specifications and Part II: Commentary and Appendixes, NCHRP 12-49 Project Team, MCEER, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.
- [C6.16] Astaneh, A. A., Goel, S. C., and Hanson, R. D. (1986). "Earthquake-resistant Design of Double Angle Bracings," Engineering Journal, AISC, 23(4).
- [C6.17] Astaneh, A. A. (1998). "Seismic Behavior and Design of Gusset Plate," Steel Tips, Structural Steel Education Council, Moraga, CA.
- [C6.18] Itani, A. M. (1997). "Cyclic Behavior of Richmond-San Rafael Tower Links," Report No. CCEER 99-4, Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV
- [C6.19] Itani, A. M. and Sedarat, H. (2000). "Seismic Analysis and Design of the AISI LRFD Design Examples of Steel Highway Bridges," Report No. CEER 00-8, Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.
- [C6.20] Itani, A. M., Vesco, T. D. and Dietrich, A M. (1998). "Cyclic Behavior of As-Built Laced Members with End Gusset Plates on the San Francisco-Oakland Bay Bridge," Report No. CCEER 98-01, Center for Civil Engineering Earthquake Research, University of Nevada, Reno, NV.
- [C6.21] PCI. (1999). PCI Design Handbook Precast and Prestressed Concrete, Fifth Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL.
- [C6.22] Popov, E. P. and Tsai, K. C. (1989). "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads," Engrg. J., AISC, 26(2), pp. 51-60.
- [C6.23] Uang, C. M., Tsai, K. C. and Bruneau M. (1999). "Chapter 39: Seismic Design of Steel Bridges," Bridge Engineering Handbook, Ed., Chen, W. F. and Duan, L., CRC Press, Boca Raton, FL.

- [C6.24] Zahrai, S. M. and Bruneau, M. (1998). "Impact of Diaphragms on Seismic Responses of Straight Slab-on-Girder Steel Bridges," J. Struct. Engrg. 124(8), pp. 938-947.
- [C6.25] Zahrai, S. M. and Bruneau, M. (1999). "Ductile End-Diaphragms for Seismic Retrofit of Slab-on-Girder Steel Bridges," J. Struct. Engrg. 125(1), pp. 71-80.
- [C6.26] M. Bruneau, M. Sarraf, S.M. Zahrai, F. Alfawakhiri (2002). "Displacementbased energy dissipation systems for steel bridges diaphragms," Journal of Constructional Steel Research 58 pp. 801-817.
- [C6.27] Megally, S. H., Silva P. F. and Seible F. (2002). "Seismic Response of Sacrificial Shear Keys in Bridge Abutments," Report No. SSRR-2001/23, University of California, San Diego, CA.
- [C7.1] 財團法人鐵道總合技術研究所,2012,「鐵道構造物等設計標準同解說-耐震設計」, 丸善出版株式會社 2012(日文)。
- [C7.2] 財團法人鐵道總合技術研究所,2006,「鐵道構造物等設計標準同解說-變位限制」,丸善出版株式會社2006(日文)。
- [C8.1] 日本道路協會,「道路橋示方書·V 耐震設計編」, 1996(日文)。
- [C8.2] Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M., 1985, "The influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, 1425-1445.
- [C8.3] 陳正興、黃富國,1996,「耐震設計地盤分類準則之研究」,國家地震工 程研究中心研究報告,NCREE-97-011。
- [C8.2] 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。
- [C8.4] Shibata, T. and Teparaksa, W., 1988, "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests," *Soil and Foundations*, Vol. 28, No. 2, 49-60.
- [C8.5] Shibata, T. and Teparaksa, W., 1988, "Evaluation of Liquefaction Potentials of Soils Using Cone Penetration Tests," *Soil and Foundations*, Vol. 28, No. 2, 49-60.
- [C8.6] 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
- [C8.7] 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。
- [C8.8] 日本道路協會,「道路橋示方書·V 耐震設計編」, 1996(日文)。