

混凝土結構作業守則 2004年

(第二版)



混凝土結構作業守則

2004 年

(第二版)



© 香港特別行政區政府

初版 ; 2004 年 8 月
第二版 ; 2008 年 8 月

出版：屋宇署
香港
九龍旺角
彌敦道 750 號
始創中心十二至十八樓

顧問：百泰工程顧問有限公司

督導委員會：

主席	： 彭達材工程師	屋宇署
委員	： 陳祖澤工程師	屋宇署
	葉配麟工程師	屋宇署
	唐敏勤工程師	建築署
	黃寶芝工程師	路政署
	彭瀚華博士工程師	房屋署
	樊紹基工程師	香港工程師學會
	劉志宏博士工程師	香港工程師學會
	黃志明工程師	香港顧問工程師協會
	陳英偉工程師	香港建造商會
	滕錦光教授工程師	香港理工大學
	楊發雲教授工程師	香港大學
秘書	： 鄭文龍工程師	屋宇署

第二版備忘

此版本收錄了屋宇署在 2007 年 6 月公佈的認可人士及註冊結構工程師作業備考 296 (PNAP296) 所提出的修正。

本作業守則可從屋宇署網址：<http://www.info.gov.hk/bd> 內「刊物」部分的「作業守則及設計手冊」頁瀏覽。任何人士只須遵循該網址所列的條款，便可下載本文件。

價格：

前言

本《作業守則》為專業人士和執業人士提供有關混凝土結構的設計、分析與施工方面的指引。本《作業守則》是在屋宇署的“混凝土結構採用極限狀態設計法專題研究督導委員會”指導下，由顧問公司編制。

之前的作業守則——《1987年混凝土的結構使用作業守則》——主要是根據允許應力的設計概念編制的。雖然該守則也允許採用極限狀態設計法，但並沒有提供考慮本地情況的相應規定。

本《作業守則》是根據極限狀態設計理論編制的。極限狀態設計法可以對各種不確定因素，例如荷載條件、材料性能、施工質量等進行更恰當的評估。本《作業守則》的編制已經考慮了本地情況，及在結構分析、設計和材料強度方面的最新技術發展及作業方式。

雖然本《作業守則》並非法定文件，但遵照本《作業守則》所列的規定將會被視作符合《建築物條例》及有關規例的要求。

就督導委員會各獲邀委員在編制本《作業守則》時曾付出的努力和貢獻，現謹此致謝。

目錄

前言		i
第一章	概述	1
	1.1 範圍	1
	1.2 參考資料	1
	1.3 假定	1
	1.4 定義	2
	1.4.1 一般定義	2
	1.4.2 有關無樑樓板的定義	2
	1.4.3 有關周界的定義	2
	1.4.4 有關牆的定義	3
	1.5 符號	3
第二章	設計依據	5
	2.1 要求	5
	2.1.1 設計目的	5
	2.1.2 設計方法	5
	2.1.3 設計過程	5
	2.1.4 牢固性	5
	2.1.5 設計使用年限	5
	2.1.6 耐久性、施工技術與材料	5
	2.1.7 質量控制	6
	2.2 極限狀態設計法的基本原則	6
	2.2.1 概述	6
	2.2.2 承載力極限狀態	6
	2.2.3 正常使用極限狀態	8
	2.3 荷載	9
	2.3.1 設計荷載	9
	2.3.2 承載力極限狀態的荷載	11
	2.3.3 正常使用極限狀態的荷載	13

2.4	材料	13
2.4.1	概述	13
2.4.2	材料的特徵強度	13
2.4.3	材料強度的分項安全系數， γ_m	14
2.5	分析與驗算	15
2.5.1	概述	15
2.5.2	限制條件	15
2.6	新的或其他的設計方法	15
2.6.1	概述	15
2.6.2	接受條件	15
2.6.3	以效能表現為本的方法	15
第三章	材料	17
3.1	混凝土	17
3.1.1	概述	17
3.1.2	特徵強度	17
3.1.3	強度等級	17
3.1.4	混凝土的變形	18
3.1.5	彈性變形	18
3.1.6	泊松比	19
3.1.7	蠕變	19
3.1.8	乾縮	22
3.1.9	溫度膨脹	22
3.1.10	設計應力應變關係	23
3.2	鋼筋	23
3.2.1	概述	23
3.2.2	特徵強度	24
3.2.3	強度等級	24
3.2.4	彈性模量	24
3.2.5	物理性能	24
3.2.6	設計應力應變關係	24
3.2.7	可焊性	25
3.2.8	機械連接器	25
3.3	預應力鋼筋	26
3.3.1	概述	26
3.3.2	特徵強度	26
3.3.3	延性	26
3.3.4	物理性能	26
3.3.5	設計應力應變關係	26

3.4	預應力設備	27
3.4.1	錨具與連接器	27
3.5	新材料	27
3.5.1	概述	27
3.5.2	接受條件	27
第四章	耐久性與耐火性	28
4.1.	目標	28
4.1.1	耐久性	28
4.1.2	耐火性	28
4.2	耐久性要求	29
4.2.1	概述	29
4.2.2	耐久性設計	29
4.2.3	環境條件	30
4.2.4	保護層	31
4.2.5	混凝土材料與配合	33
4.2.6	配合比	35
4.2.7	混凝土原材料	36
4.3	耐火性要求	38
第五章	結構分析	39
5.1	一般規定	39
5.1.1	一般規定	39
5.1.2	分析方法	39
5.1.3	荷載情況與荷載組合	39
5.1.4	尺寸誤差與二階效應	40
5.2	結構分析	41
5.2.1	結構理想化	41
5.2.2	承載力極限狀態的截面分析	44
5.2.3	正常使用極限狀態的截面分析	44
5.2.4	簡化	44
5.2.5	不作為側向約束的整體框架	45
5.2.6	作為側向約束的框架	46
5.2.7	板	46
5.2.8	牛腿與挑頭	46
5.2.9	彎矩重分配	46

5.3	軸向荷載的二階作用	47
5.4	剪力牆	47
5.5	轉換結構	48
5.6	預制構件	48
第六章	承載力極限狀態	49
6.1	受彎構件	49
6.1.1	概述	49
6.1.2	樑	49
6.1.3	樑或牆支承的實心板	59
6.1.4	加肋板	69
6.1.5	無樑板	72
6.2	受軸心荷載及有或沒有受彎曲的構件	89
6.2.1	柱	89
6.2.2	牆壁	98
6.3	扭力與其合併的影響	105
6.3.1	概述	105
6.3.2	抗扭剛度的計算	105
6.3.3	扭剪應力	105
6.3.4	剪應力的限值	106
6.3.5	抗扭鋼筋	107
6.3.6	抗扭箍筋截面面積	107
6.3.7	抗扭箍筋的間距與形式	108
6.3.8	抗扭縱向鋼筋的設置	108
6.3.9	T形、L形或I字形截面中抗扭箍筋的設置	108
6.4	抗結構連續倒塌的整體穩定性設計	108
6.4.1	繫杆的設計	108
6.4.2	跨越構件	111
6.5	牛腿與挑頭	111
6.5.1	概述	111
6.5.2	設計	111
6.5.3	連續挑頭	112
6.6	樓梯	113
6.6.1	荷載	113
6.6.2	樓梯的設計	114

6.7	基礎	114
6.7.1	墊式基脚與樁承台的設計假定	114
6.7.2	墊式基脚設計	115
6.7.3	樁承台設計	115
6.8	樑柱節點	117
6.8.1	一般原則與要求	117
第七章	正常使用極限狀態	120
7.1	概述	120
7.1.1	引言	120
7.1.2	設計假定	120
7.1.3	荷載	120
7.1.4	正常使用極限狀態下的結構分析	121
7.1.5	為計算曲率與應力的材料性能	121
7.2	裂縫	121
7.2.1	概述	121
7.2.2	不需驗算裂縫寬度的控制條件（被認為可行的規定） ..	122
7.2.3	裂縫寬度評估	122
7.2.4	早期熱開裂	124
7.3	變形	125
7.3.1	一般考慮因素	125
7.3.2	對風荷載的過度反應	126
7.3.3	過度振動	126
7.3.4	不需驗算的撓度控制方法（即被認為可行的規定）	127
7.3.5	撓度的計算	129
7.3.6	曲率的計算	132
第八章	鋼筋的一般要求	136
8.1	概述	136
8.1.1	適用範圍	136
8.1.2	鋼筋的下料	136
8.1.3	兩個混凝土表面之間的鋼筋的允許偏差	136
8.2	鋼筋間距	136
8.3	鋼筋彎折時的允許彎曲內半徑	137

8.4	縱向鋼筋的錨固	138
8.4.1	概述	138
8.4.2	錨固黏合應力	138
8.4.3	設計錨固黏合應力	138
8.4.4	極限錨固黏合應力設計值	138
8.4.5	最小極限錨固黏合長度	139
8.4.6	彎曲與彎鉤錨固	140
8.4.7	鋼筋網的極限錨固黏合應力設計值	140
8.4.8	最小支座寬度	140
8.5	箍筋與抗剪力鋼筋的錨固	141
8.6	鋼筋的焊接錨固	141
8.7	搭接與機械連接器	142
8.7.1	概述	142
8.7.2	搭接	143
8.7.3	搭接長度	144
8.7.4	搭接區內的橫向鋼筋	145
8.8	大直徑鋼筋的額外規定	146
8.9	鋼筋束	148
8.9.1	概述	148
8.9.2	鋼筋束的錨固	148
8.9.3	鋼筋束的搭接	149
8.10	預應力鋼筋	149
8.10.1	預應力鋼筋束及其管道的佈置	149
8.10.2	先張法預應力鋼筋的錨固	155
8.10.3	後張法構件的錨固區	156
8.10.4	預應力鋼筋束的錨具與連接器	157
8.10.5	轉向器	157

第九章 構件的細部設計與特殊規定 158

9.1	概述	158
9.2	樑	158
9.2.1	縱向鋼筋	158
9.2.2	抗剪鋼筋	162
9.2.3	抗扭鋼筋	163

9.3	實心板	163
9.3.1	抗彎鋼筋	163
9.3.2	抗剪鋼筋	165
9.4	懸臂式伸展結構	166
9.4.1	最小配筋率	166
9.4.2	鋼筋間距	166
9.4.3	受拉鋼筋的錨固	166
9.5	柱	166
9.5.1	縱向鋼筋	166
9.5.2	橫向鋼筋	167
9.6	牆壁	168
9.6.1	概述	168
9.6.2	垂直鋼筋	168
9.6.3	水平鋼筋	168
9.6.4	橫向鋼筋	168
9.6.5	素混凝土牆	168
9.7	基礎	169
9.7.1	樁承台	169
9.7.2	柱與牆的基礎	169
9.7.3	連繫樑	169
9.8	牛腿	170
9.8.1	概述	170
9.8.2	鋼筋的錨固	170
9.8.3	抗剪鋼筋	171
9.8.4	抗水平力鋼筋	171
9.9	增加延性的細部設計	171
9.9.1	樑	171
9.9.2	柱	173

第十章 一般規格、建造與施工質量 176

10.1	目的	176
10.2	施工允許偏差	176

10.3	混凝土	179
10.3.1	混凝土配料	179
10.3.2	混凝土配合規格	179
10.3.3	混凝土的生產控制與運輸的規格	179
10.3.4	混凝土採樣、試驗與合格性評定	179
10.3.5	混凝土的澆築與搗實	182
10.3.6	養護	183
10.3.7	炎熱氣候下澆築混凝土	185
10.3.8	模板及其支架	185
10.3.9	混凝土表面	186
10.3.10	施工縫	188
10.3.11	伸縮縫	188
10.4	鋼筋	189
10.4.1	概述	189
10.4.2	鋼筋的截斷與屈曲	189
10.4.3	鋼筋的固定	189
10.4.4	鋼筋的表面狀況	190
10.4.5	搭接與接駁	190
10.4.6	焊接	190
10.5	預應力鋼筋	191
10.5.1	概述	191
10.5.2	運輸與儲存	191
10.5.3	裝配	192
10.5.4	放置	193
10.5.5	張拉	193
10.5.6	預應力鋼筋的保護與黏合	196
10.5.7	灌漿	197

第十一章 質量保證與質量控制 201

11.1	適用範圍	201
11.2	質量保證	201
11.3	控制措施的分類	201
11.3.1	概述	201
11.3.2	內部控制系統	201
11.3.3	外部控制系統	201
11.3.4	合格控制系統	201
11.4	驗證系統	202
11.5	設計與施工過程中各個階段的控制	202

11.6	設計階段的控制	202
11.7	生產與施工階段的控制	202
11.7.1	目標	202
11.7.2	生產與施工的項目	202
11.7.3	生產與施工的元素	203
11.7.4	初始測試	203
11.7.5	施工過程中的校核	204
11.7.6	合格控制	205
11.7.7	竣工結構的控制與維修	205
第十二章	預應力混凝土	206
12.1	設計依據	206
12.1.1	概述	206
12.1.2	替代方法	206
12.1.3	正常使用極限狀態的分類	206
12.1.4	臨界極限狀態	206
12.1.5	耐久性與耐火性	206
12.1.6	穩定性、牢固性及其他考慮因素	207
12.1.7	荷載	207
12.1.8	材料強度	207
12.2	結構與結構框架	207
12.2.1	結構分析	207
12.2.2	相對剛度	207
12.2.3	彎矩重分配	208
12.3	樑	208
12.3.1	概述	208
12.3.2	細長樑	208
12.3.3	連續樑	209
12.3.4	樑的正常 Usage 極限狀態	209
12.3.5	傳遞預應力時樑的應力限值	211
12.3.6	樑的撓度	212
12.3.7	受彎樑的承載力極限狀態	212
12.3.8	樑的抗剪力設計	214
12.3.9	扭矩	217
12.4	板	218
12.4.1	概述	218
12.4.2	無樑樓板	218
12.5	柱	218
12.6	受拉構件	218

12.7	施加預應力	218
12.7.1	最大初始預應力	218
12.7.2	先張法中的彎曲預應力鋼筋	218
12.8	除摩擦之外的預應力損失	218
12.8.1	概述	218
12.8.2	鋼筋的鬆弛	219
12.8.3	混凝土的彈性變形	220
12.8.4	混凝土的收縮	220
12.8.5	混凝土的蠕變	220
12.8.6	錨固時的回縮	220
12.9	摩擦引起的預應力損失	221
12.9.1	概述	221
12.9.2	千斤頂與錨具中的摩擦力	221
12.9.3	管道位置偏差引起的摩擦	221
12.9.4	預應力鋼筋曲率引起的摩擦	222
12.9.5	潤滑劑	222
12.10	先張法構件中的傳遞長度	223
12.11	後張法構件中的端部錨塊	223
12.11.1	概述	223
12.11.2	正常使用極限狀態	223
12.11.3	承載力極限狀態	224
12.12	影響細部設計的因素	224
12.12.1	概述	224
12.12.2	對預應力鋼筋截面面積的限制	224
12.12.3	預應力鋼筋的保護	224
12.12.4	預應力鋼筋及管道的間距	225
12.12.5	預應力混凝土樑的縱向鋼筋	225
12.12.6	預應力混凝土樑的箍筋	226
12.12.7	沖擊荷載	226

第十三章 整體結構或部份結構的荷載測試 227

13.1	概述	227
13.2	測試荷載	227
13.3	測試結果評估	228
13.4	測試準則	228
13.5	特殊測試	228

附錄 A 認可標準

表目錄

表 2.1	承載力極限狀態的荷載組合及 γ_f 值	12
表 2.2	承載力極限狀態的 γ_m 值	14
表 3.1	普通重量混凝土的抗壓強度等級	17
表 3.2	普通重量混凝土的彈性模量設計值	19
表 3.3	鋼筋強度	24
表 4.1	環境條件	31
表 4.2	鋼筋混凝土與預應力混凝土中所有鋼筋（包括箍筋）為符合耐久性要求所需的保護層厚度	33
表 4.3	標稱最大骨料粒徑非 20mm 時對最少水泥用量的調整	34
表 4.4	標稱最大粒徑為 20mm 普通重量骨料製成的素混凝土的耐久性	35
表 4.5	混凝土中的氯含量限值	37
表 6.1	極限彎矩與剪力的設計值	50
表 6.2	樑的抗剪力鋼筋的形式與截面面積	54
表 6.3	混凝土剪應力設計值 v_c	56
表 6.4	單向連續板的極限彎矩與剪力	61
表 6.5	四邊簡支雙向板的彎矩系數	62
表 6.6	四邊支承且板角能抗扭的矩形板的彎矩系數	65
表 6.7	均佈荷載下四邊支承且板角能抗扭的矩形板的剪力系數	67
表 6.8	實心板內抗剪鋼筋的形式與截面面積	68
表 6.9	結構面層的最小厚度	70
表 6.10	無樑板塊的設計彎矩的分配	78
表 6.11	有支撐柱的 β 值	90
表 6.12	無支撐柱的 β 值	90
表 6.13	系數 β_a 值	93
表 6.14	系數 β 值	97
表 6.15	鋼筋混凝土牆的最大細高比	101
表 6.16	系數 β 值	105
表 6.17	$v_{t \min}$ 與 v_{tu} 值	107
表 6.18	抗剪與抗扭鋼筋	107
表 7.1	最大估計表面裂縫寬度的限值	122
表 7.2	在各種結構中錄得的外部約束系數， R	125
表 7.3	鋼筋混凝土截面基本跨度與有效高度比的限值	127
表 7.4	受拉鋼筋修正系數	128
表 7.5	受壓鋼筋修正系數	128
表 7.6	各種彎矩圖的 K 值	131
表 7.7	計算收縮曲率的系數 ρ_o	135

表 8.1	鋼筋下料尺寸：為允許偏差所作的扣減	136
表 8.2	防止鋼筋破壞的最小彎曲內半徑	137
表 8.3	黏合系數 β 值	139
表 8.4	以鋼筋直徑的倍數表示的極限錨固黏合長度 (l_b)	139
表 8.5	以鋼筋直徑倍數表示的極限搭接長度 (l_o)	145
表 8.6	與曲率平面垂直方向的管道最小保護層厚度	153
表 8.7	曲率平面內管道之間的最小中心線間距	154
表 9.1	最小配筋率	159
表 10.1	取樣率	180
表 10.2	150mm 立方塊的混凝土抗壓強度合格標準	180
表 10.3	100mm 立方塊的混凝土抗壓強度合格標準	181
表 10.4	最少養護與保護時間	184
表 11.1	生產與施工控制的項目	203
表 12.1	第 2 類構件的設計受彎拉應力：正常使用極限狀態：開裂	210
表 12.2	第 3 類構件的假想受彎拉應力設計值	211
表 12.3	第 3 類構件的拉應力設計值的截面高度修正系數	211
表 12.4	設置有先張預應力鋼筋或有效黏合的後張預應力鋼筋的矩形樑在承載力極限狀態下的情況	214
表 12.5	$V_{co} / b_v h$ 值	216
表 12.6	鬆弛系數	219
表 12.7	端部錨塊的破壞拉力	223

圖目錄

圖 3.1	系數 K_L (蠕變)	21
圖 3.2	系數 K_m (蠕變)	21
圖 3.3	系數 K_c (收縮與蠕變)	21
圖 3.4	系數 K_e (蠕變)	21
圖 3.5	系數 K_j (收縮與蠕變)	21
圖 3.6	系數 K_L (收縮)	22
圖 3.7	系數 K_e (收縮)	22
圖 3.8	普通重量混凝土短期設計應力應變曲線.....	23
圖 3.9	鋼筋短期設計應力應變曲線.....	25
圖 3.10	預應力鋼筋短期設計應力應變曲線.....	26
圖 5.1	計算翼緣有效寬度的 l_{pi} 定義.....	42
圖 5.2	計算有效翼緣寬度參數.....	42
圖 5.3	不同支座條件下的有效跨度 (l)	43
圖 6.1	計算混凝土截面承載力極限狀態的簡化應力方塊.....	51
圖 6.2	彎起鋼筋體系.....	56
圖 6.3	靠近支座處的剪切破壞.....	58
圖 6.4	集中荷載位於板的懸空邊附近時實心板的有效寬度.....	60
圖 6.5	板塊與板節的定義.....	61
圖 6.6	板的中間板帶與邊緣板帶的劃分.....	64
圖 6.7	雙向板支承樑的荷載分佈圖.....	68
圖 6.8	各種形式的柱帽.....	74
圖 6.9	無樑板的板塊劃分.....	77
圖 6.10	各種典型情況下彎矩傳遞板帶有效寬度 b_e 的定義.....	80
圖 6.11	板柱節點處的剪力.....	82
圖 6.12	第 6.1.5.6 (b) 與 (c) 節的應用.....	83
圖 6.13	抗沖切剪力鋼筋的配置範圍.....	87
圖 6.14	有孔口的板的剪力周界.....	88
圖 6.15	荷載接近自由邊時的剪力周界.....	88
圖 6.16	有支撐的細長柱.....	94
圖 6.17	無支撐的細長柱.....	96
圖 6.18	雙向受彎柱.....	98
圖 6.19	樁承台受剪驗算的臨界截面.....	116
圖 6.20	有效節點寬度.....	119
圖 7.1	計算曲率的假定.....	134
圖 7.2	正常使用極限狀態的撓度與荷載時程圖.....	135

圖 8.1	彎曲錨固的構造要求.....	140
圖 8.2	箍筋的錨固.....	141
圖 8.3	焊接橫向鋼筋作為錨固措施.....	141
圖 8.4	相鄰的搭接.....	143
圖 8.5	搭接長度系數.....	144
圖 8.6	搭接接頭處的橫向鋼筋.....	146
圖 8.7	大直徑鋼筋所需的額外橫向鋼筋.....	147
圖 8.8	鋼筋束錯開距離較大時的錨固.....	149
圖 8.9	有第 4 根鋼筋的受拉搭接接頭.....	149
圖 8.10	先張法預應力鋼筋束的最小淨距.....	150
圖 8.11	管道之間最小淨距.....	151
圖 8.12	預應力的擴散.....	156
圖 9.1	帶翼緣樑中的受拉鋼筋.....	161
圖 9.2	抗剪箍筋示例.....	163
圖 9.3	抗扭箍筋示例.....	163
圖 9.4	板的自由邊處的鋼筋.....	165
圖 9.5	柱的橫向鋼筋.....	167
圖 9.6	牛腿的典型配筋.....	170

第一章 概述

1.1 範圍

本作業守則為採用普通重量骨料的鋼筋混凝土與預應力混凝土的建築物和構築物提供有關結構設計、施工與質量控制的指引。範圍包括了對混凝土結構的承載力、正常使用性能、耐久性能及耐火性能的要求，但不包括例如保溫與隔聲等的其他要求，。

對於橋樑及有關結構的設計，應參照路政署出版的 *Structures Design Manual for Highways and Railways*（只有英文版本）。

另有作業守則提供關於預製混凝土結構及構件的設計。

下列項目超出本作業守則的範圍：

- 例如薄膜結構、殼體結構、組合結構、高架路結構、水壩、壓力容器或水庫等的特殊建築物與土木工程中的特別要求；
- 無細骨料混凝土、加氣混凝土、玻璃纖維混凝土以及含有輕骨料、超重骨料或結構型鋼的混凝土結構。

1.2 參考資料

本作業守則的編制參考了下列文獻中的有關條款。這些標準與規範在本作業守則的有關章節中都有援引。對於注明日期的參考文獻，其後的修改與補充不適用。對於未注明日期的參考文獻，則以最新的版本為準。

- 《香港風力效應守則》
- 《預製混凝土建造作業守則》
- 香港《耐火結構守則》
- Hong Kong Construction Standard CS1: Testing Concrete（只有英文版本）
- Hong Kong Construction Standard CS2: Carbon Steel Bars for the Reinforcement of Concrete（只有英文版本）

1.3 假定

本作業守則的編制是以下列假定為依據的：

- 所有結構設計工作都是由具備適合資格及經驗的適當人士執行；
- 在生產廠房、工場及工地上都有足夠的監督與品質控制措施；
- 所有施工人員必須具備相應的技術與經驗；
- 建築材料的使用應符合本作業守則或其他有關的材料與產品的技術要求；
- 結構有正常與足夠的維修與保養；及
- 結構的使用會符合結構設計所規定的用途。

1.4 定義

以下定義在本作業守則適用。

1.4.1 一般定義

認可標準	建築事務監督所認可的標準，參見附錄 A。
極限狀態	結構超過該狀態後將不再能夠符合有關的設計標準。
承載力極限狀態	是指與結構倒塌或其他類似形式的破壞有關的狀態（見第 2.2.2.1 節）。
使用極限狀態	是指與結構或結構構件的某些使用要求有關的狀態（見第 2.2.3.1 節）。
設計極限荷載	用於計算承載力極限狀態的荷載。
設計使用荷載	用於計算使用極限狀態的荷載。
設計使用年限	在該年限內，有正常維修的結構應該無需進行大型維修。
懸臂式伸出物	從主結構伸出的結構構件，例如簷蓬、露台、窗台及冷氣機平台等。

1.4.2 有關無樑樓板的定義(參見第 6.1.5 節)

無樑樓板	不是用樑支承而是用柱直接支承的平板。板在柱頂附近可以有或沒有局部加厚，板的截面可以是平板，也可以在雙向都有肋(即槽形板或密肋板)。
柱帽	柱頂的放大部份，使支承樓板的面積大過柱的截面。
加厚	板在柱頂區域內局部加厚。

1.4.3 有關周界的定義(參見第 6.1.5.7 節)

周界	是指距離荷載作用面不小於一個指定數值的最小矩形的周界，而該指定數值是 $0.75d$ 或其倍數。
破壞區域	兩個相隔 $1.5d$ 的周界之間的平板區域。
周界有效長度	扣除孔口或外邊緣的影響後實際的周界長度。
有效高度	穿過一個周界的所有有效鋼筋的有效高度的平均值。
鋼筋截面面積	穿過一個區域並在該區域兩邊延伸至少等於一個有效高度或 12 倍鋼筋直徑的所有鋼筋的截面面積。

1.4.4 有關牆的定義(參見第 6.2.2 節)

牆	其高度大於厚度 4 倍的垂直承重構件。
無支撐牆	無側向支撐的牆。
有支撐牆	有側向支撐的牆。
側向支撐	可以將側向力從有支撐牆傳遞到主要支撐結構或基礎的水平、垂直或斜向構件〔可以是支撐、撐牆、樓板或橫牆〕。
主要支撐結構	可以保證結構整體穩定性的剪力牆或其他適當的支撐結構。
鋼筋混凝土牆	配置不少於第 9.6.1 至 9.6.4 節所規定的最少配筋量的鋼筋混凝土牆。
素混凝土牆	不配筋或配筋量不符合第 9.6.1 至 9.6.4 節所要求的最少配筋量的混凝土牆。 注：在計算素混凝土牆的強度時，其所配置的鋼筋是忽略不計的。
粗矮牆	其有效高度與厚度之比 (l_e/h) 不超過 15 (當有支撐時) 或 10 (當無支撐時) 的牆。
細高牆	除粗矮牆外的其他牆。

1.5 符號

以下是本作業守則所採用的主要符號的定義，其他符號會在其出現時予以定義：

A_c	混凝土的總截面面積
A_{cc}	混凝土截面中受壓部份的面積
A_{ps}	受拉區內預應力鋼筋的截面面積
A_s	受拉鋼筋的截面面積
$A_{s\text{ prov}}$	實際配置的受拉鋼筋截面面積
$A_{s\text{ req}}$	計算所需的受拉鋼筋截面面積
A_{st}	翼緣內橫向鋼筋的截面面積
A'_s	受壓鋼筋的截面面積
$A'_{s\text{ prov}}$	在樑內實際配置的受壓鋼筋截面面積
$A'_{s\text{ req}}$	在樑內計算所需的受壓鋼筋截面面積
A_{sb}	彎起鋼筋截面面積
A_{sc}	縱向鋼筋截面面積 (因此， A_{sc} 表示柱或牆內的主筋，而不一定是受壓鋼筋)

A_{sv}	抗剪鋼筋的截面面積
b	截面寬度
b_c	截面受壓區的有效寬度 (b 或 b_{eff})
b_e	能有效傳遞彎矩的板帶寬度 (參見圖 6.10)
b_{eff}	T 形或 L 形截面樑的有效翼緣寬度
b_w	樑的平均腹板寬度
C_x, C_y	柱的平面尺寸
d	受拉鋼筋的有效高度
d'	受壓鋼筋的有效高度
E_n	土荷載公稱值
F	極限荷載總設計值 (即 $1.4G_K + 1.6Q_K$)
f_{cu}	混凝土抗壓強度特徵值
f_{pb}	預應力鋼筋的拉應力設計值
f_{pe}	預應力鋼筋在扣除所有損失後的有效預應力設計值
f_{pu}	預應力鋼筋強度特徵值
f_s	受拉鋼筋使用應力估計設計值
f_y	鋼筋的屈服強度特徵值
f_{yv}	抗剪鋼筋的屈服強度特徵值
G_K	恆載特徵值
h	截面在所考慮平面內的高度，或牆的厚度
h_{agg}	粗骨料的粒徑
h_f	樑截面的翼緣高度
l	樑或板的有效跨度
l_b	鋼筋的基本錨固長度
l_e	柱或牆在所考慮的彎曲平面內的有效高度
M	所考慮截面的極限彎矩設計值
N	極限軸向力設計值
n_b	鋼筋束內的鋼筋數量
Q_K	外加荷載的特徵值
s_b	彎起鋼筋的間距
s_v	沿構件縱向的箍筋間距
V	極限剪力設計值
V_b	彎起鋼筋的抗剪力設計值
W_K	風荷載特徵值
x	混凝土截面的中性軸高度
z	力臂
γ_f	荷載的分項安全系數
γ_m	材料強度的分項安全系數
ν	截面的剪應力設計值
ν_c	混凝土截面的抗剪應力設計值
ϕ	鋼筋直徑或預應力鋼筋管道直徑
ϕ_n	鋼筋束的等效直徑

第二章 設計依據

2.1 要求

2.1.1 設計目的

設計的目的是保證在一個可接受的概率下，結構在預定的設計使用年限內能夠滿意地發揮其功能。在適當的可靠度及符合經濟的條件下，結構應能夠滿足以下要求：

- 承受施工與使用階段可能發生的所有荷載與變形；
- 對其預定的用途保持適用；
- 有足夠的耐火性能；
- 對周圍的環境有足夠的耐久性；
- 可以抗衡意外事故或濫用的影響，使受到的破壞不會達到與起因不相稱的程度。

2.1.2 設計方法

本守則採用極限狀態設計法，並應考慮結構對耐火性與耐久性的要求。合適材料、施工技術與質量控制也是同樣重要。

2.1.3 設計過程

爲了達到上述設計目的，材料的規定標準、生產程序、施工技術、維修保養與使用方法都需要符合規定的標準。設計、施工與使用應作爲一個整體來考慮。在設計的初期階段就應該盡可能的明確訂定結構的效能要求。

2.1.4 牢固性

設計與施工應使結構具有一定的牢固性，不會對意外事故或濫用的情況有過份的反應，或不相稱的破壞。

2.1.5 設計使用年限

結構的設計使用年限應予以明確規定。本守則所假定的設計使用年限爲 50 年，此年限適用於一般樓宇及普通結構。當採用不同的設計使用年限時，本守則的有關規定應作適當的修正。

2.1.6 耐久性、施工技術與材料

在充分考慮了環境與預計的維修保養水平（參見第 4 章）後，結構的設計應使結構在其設計使用年限內不會由於腐蝕或損耗而影響其預定的效能。爲了使結構具有足夠的耐久性，在設計中應考慮以下的因素：

- 結構的預定或可能預見的用途；
- 所需的設計準則；
- 預計的環境條件；

- 材料與產品的化學成份、物理力學特性及使用性能；
- 泥土的性質；
- 結構體系的選擇；
- 構件的形狀與結構細部設計；
- 施工技術及施工管理水平；
- 特備的保護措施；
- 在設計使用年限內預定的維修。

在設計階段就應對環境條件及其對結構耐久性的影響程度進行評估，從而對結構所採用的材料提供足夠的保護措施。

本守則假定混凝土、鋼筋和其他材料的質量，以及施工技術，在透過檢查驗收的證實，是足以符合結構對安全性、使用性及耐久性的要求（參見第 10 章）。

2.1.7 質量控制

爲了使結構能夠達到設計的要求與所作的假定，應採納適當的質量控制措施（參見第 11 章），這些措施包括：

- 訂定可靠度的要求；
- 組織上的措施；
- 對設計、施工、使用及維修各個階段進行控制。

2.2 極限狀態設計法的基本原則

2.2.1 概述

本守則採用了極限狀態設計法。極限狀態可以定義爲結構在超出該狀態後將不再符合有關的設計標準。採用極限狀態設計法設計，及配合良好細部設計和正確施工的結構，應在可以接受的概率下不會達到有關極限狀態。極限狀態可分爲承載力極限狀態和正常使用極限狀態。有關這兩種極限狀態的定義可參見第 2.2.2 節與第 2.2.3 節。常用的處理方法是先根據最嚴重的極限狀態進行設計，一般是承載力極限狀態，然後再驗算以確定結構不會達到其他極限狀態。

2.2.2 承載力極限狀態

2.2.2.1 定義

第 1.4.1 節已給承載力極限狀態下定義。它關係到人員的安全及結構的安全。承載力極限狀態所關注的事項包括結構的強度、穩定性、倒塌、傾覆及壓曲等。

2.2.2.2 結構穩定性

設計應使結構有足夠的能力將設計極限恆載、風荷載及外加荷載安全地從結構最高承載面傳送到結構的基礎。結構的佈置與結構構件相互之間的連繫設計應能保證結構的整體穩定性與牢固性。負責結構整體穩定性的設計人員，即使當

結構的部分或組件的設計與細部設計是整體或部份由其他人員設計，亦應確保結構各部份與各構件之間的協調性。

設計荷載與材料設計強度應符合第 2.3 節與 2.4 節中相應於承載力極限狀態的規定。設計應滿足承載力極限狀態的要求，應使在最不利的極限荷載組合下，結構不會因截面破壞或個別構件傾覆或壓曲而出現極限狀態。還應適當考慮結構可能出現彈性或塑性壓曲或側移。

2.2.2.3 牢固性

(a) 概述

結構的佈置與設計應使結構不會因意外事故而受過份的影響。尤其是應該避免由於結構局部或某一構件發生破壞而導致結構的主要部份發生倒塌的情況。

如果在結構的設計中採取了以下的預防措施，在一般情況下是可以防止結構因意外事故而受過份影響：

- 應檢查建築物的結構佈置以防設計本身存在弱點；
- 建築物可安全抵受第 2.3.1.4 節規定的概念性極限水平荷載同時作用於建築物的各層及樓頂；
- 建築物設置了有效的水平連結件〔參見第 6.4.1 節〕：
 - i. 環繞建築物的外圍；
 - ii. 連繫內部；
 - iii. 連接牆和柱。

如果因為任何原因而不能設置水平連結件，則應採取下列措施：

- 檢查結構佈置以便找出關鍵構件，它們的破壞可以造成不只局限於該構件附近有限部分結構的倒塌。如果有這種構件而又無法更改結構的佈置去避免這些構件出現的話，設計則應顧及該構件的重要性。應透過設計、施工及設置需要的保護措施，防止關鍵構件因意外事故而被移去。第 2.3.1.4 (b) 與 (c) 節規定了關鍵構件的設計荷載。
- 建築物的設計應可以讓除關鍵構件以外任何垂直承重構件被移去而不會引發超過只局限於該構件附近有限部分結構的倒塌。在一般的情況下，設置第 6.4 節規定的垂直連結件及遵照上述的原則，則可符合這個設計要求。然而，可能有些情況是不適合或不可能在所有或部份垂直構件上設置連結件。如果遇到這種情況，應假設這些垂直承重構件會逐個被移去，然後按照第 6.4.2 節的要求，使該構件所支承的構件可以跨越該構件被移去後出現的缺口。

(b) 檢查結構的整體性

應小心檢查及採取適當措施以確保結構的佈置本身不存有弱點，並有足夠的辦法將設計極限恆載、外加荷載及風荷載安全地由結構的最高承載面傳遞至結構的基礎。

(c) 防止車輛的撞擊

當結構的垂直承重構件存在被車輛撞擊的危險時，則在設計中應考慮對這些構件提供一些特殊的保護措施，例如護柱、土墩等設施。否則，這些垂直承重構件就應按第 2.3.1 (d) 節的規定進行設計。

2.2.2.4 特殊的危險性

對於有特殊佔用、位置或用途的設計，例如化工廠，可能需要顧及某些危險的影響，或需要提供異常高的概率，以確保結構在意外事故後，即使受到破壞，仍然可以保存。在這種情況下，設計可能需要採用高於第 2.3 與 2.4 節規定的分項安全系數。

2.2.3 正常使用極限狀態

2.2.3.1 定義

第 1.4.1 節已給正常使用極限狀態下定義。它關係到：

- 結構或結構構件在正常使用條件下的運作；
- 使用者的舒適；及
- 結構的外觀。

常見的正常使用極限狀態主要關係到變形 (撓度)、耐久性、耐火性、裂縫及振動。在評估正常使用極限狀態時，如果適合的話，應考慮溫度、蠕變、收縮、搖動、沉降、循環荷載等效應。

2.2.3.2 垂直荷載造成的撓度

結構或其任何構件的撓度都不應影響其使用功能或外貌。撓度的大小應與包括表面裝飾、設施、間隔牆、玻璃、覆蓋層等的其他部分可接受移動的程度相容。在有些情況下，需要進行小型的維修或安裝的調整是可以接受的。在需要將撓度限制在一個定值之內時，應參照第 7.3.5 節所規定的方法計算撓度值。否則的話，在一般情況下，只需要滿足第 7.3.4 節所規定的跨高比就可以不需再作撓度驗算。

2.2.3.3 風荷載效應

應考慮結構在風荷載下的側移問題，尤其是對於那些又高又細長的結構。然而，由風荷載造成的結構側移所導致的加速度可能比側移本身更具關鍵性。有關高層建築的側移及加速度的限制標準，詳見第 7.3.2 節。

2.2.3.4 裂縫

(a) 鋼筋混凝土

應透過小心處理細部設計將裂縫寬度限制在合理的範圍內。一般的處理方法是遵照第 8.2 節與第 9 節的細部設計規則，及第 7.2.2 節的被視作符合規則。當需要將裂縫寬度控制在某個定值時，應按照第 7.2 節的規定計算裂縫寬度。

(b) 預應力混凝土

在評估預應力混凝土結構或構件的可能反應時，可按截面上的受彎拉應力將其分為以下三類，即：

- 第一類： 無受彎拉應力；
- 第二類： 有受彎拉應力但不會出現肉眼可見的裂縫；
- 第三類： 有受彎拉應力，但對暴露在惡劣環境(例如海水中)的構件，最大裂縫寬度不超過 0.1mm，而對其他構件，最大裂縫寬度不超過 0.2mm。

2.2.3.5 振動

應避免結構佔用人有不適感覺或驚慌、結構受到破壞，及正常運作受到影響等情況。可能需要將引發振動的源頭與結構的部份或全部隔離。對於柔性的結構構件，可能需要特別處理。第 7.3.3 節規定了可以接受的振動程度。

2.2.3.6 疲勞破壞

當結構的外加荷載主要是循環荷載時，可能需要考慮疲勞破壞的影響。

2.2.3.7 耐久性與耐火性

耐久性與耐火性的要求可參見第 4 章。

2.3 荷載

2.3.1 設計荷載

2.3.1.1 荷載的特徵值

在設計中應採用以下的荷載：

- 恆載特徵值， G_k ，應取根據《建築物(建造)規例》第 16 條計算的恆載；
- 外加荷載特徵值， Q_k ，應取《建築物(建造)規例》第 17 條指定的外加荷載；
- 風荷載特徵值， W_k ，如《香港風力效應作業守則》的定義。

2.3.1.2 土荷載的標稱值

土荷載 E_n 的標稱值可以根據正常的作業及基本的工程學原則確定。

2.3.1.3 荷載的分項安全系數 γ_f

對於指定的荷載類型與極限狀態，其設計荷載可根據下式確定：

$$\gamma_f G_k \text{ 或 } \gamma_f Q_k \text{ 或 } \gamma_f W_k \text{ 或 } \gamma_f E_n$$

式中： γ_f 為相應的荷載分項安全系數。引入分項安全系數的目的是為了顧及荷載可能產生未有考慮的增加、荷載值在評估上的誤差、不可預見的應力重新分佈、結構尺寸可能出現的誤差，以及有關極限狀態的重要性。選用的 γ_f 值也可以保證只要符合一些簡單的原則一般就能滿足正常使用極限狀態的要求。

2.3.1.4 驗算結構牢固性的設計荷載

(a) 概念水平荷載

建築物應可安全承受同時作用在建築物的各層（包括樓頂）的概念極限水平荷載。每個概念極限水平荷載之值應相等於由下層的中間高度到上層的中間高度或樓頂的結構恆重特徵值的 1.5%（即是說，在考慮按第 2.3.2.1 節規定的荷載組合 2 或 3 時，設計極限風荷載的取值不應小於這個概念性水平荷載）。

(b) 關鍵構件的荷載

在確定作用在關鍵構件上的設計荷載時應考慮關鍵構件的重要性以及關鍵構件的破壞所可能帶來的後果的嚴重性。但是，在任何情況下，關鍵構件本身及其節點都應能承受 34kN/m^2 的極限設計荷載從任意方向作用在構件上。這個荷載不需要再乘以任何荷載分項安全系數。如果某水平構件或其部份是為一個關鍵垂直構件的穩定性提供具有重要性的水平支撐，則該水平構件或其部份亦應被視作關鍵構件考慮。本節規定的荷載的作用面是以構件的投影面積（即受荷載面的投影面積）計算。

(c) 支承相連建築物構件的關鍵構件

支承相連建築物構件的關鍵構件應能夠在假設該相連構件承受 34kN/m^2 的極限設計荷載的情況下，支承從相連構件傳來的反力。該反力應是在相連構件及其節點的強度範圍內所能傳遞的最大值。

(d) 車輛撞擊

當一個垂直構件需考慮車輛撞擊時，有關的標稱設計荷載應遵照《建築物(建造)規例》第 17 條的指定。

2.3.1.5 不尋常荷載

如果在設計中有必要考慮由於濫用或意外事故引起超量荷載的影響時，只需考慮那些可能會同時存在的荷載。這些荷載應是在採取臨時或永久性的措施來彌補或抵消破壞的影響之前可能會出現的荷載。

針對這些不尋常的情況，應考慮下列所有項目：

- 恆載；
- 風荷載的三分之一；及
- 對於主要用於貯存或工業用途的建築物，或當外加荷載主要是恆久存在時，外加荷載的 100%；對於其他建築，外加荷載的三分之一。

2.3.1.6 基礎的不均勻沉降

當基礎的不均勻沉降可能對結構的使用功能造成嚴重影響時，應在設計中考慮基礎的不均勻沉降所造成的影響。應採用適當的方法計算這些影響，應根據基礎的幾何特性與材料性能以及地基的土力學參數進行計算。基礎不均勻沉降造成的荷載應被視為永久荷載。

下列是一些可能發生基礎不均勻沉降的例子：

- 軟土地基上的獨立基礎；
- 基礎類型不同；
- 基礎深度不同；
- 樁承台剛度不足夠。

2.3.1.7 施工荷載

在設計中應考慮施工期間的荷載狀況，並應保證這些施工荷載不會對結構在以後需要符合極限狀態的要求時有不良的影響。

2.3.2 承載力極限狀態的荷載

2.3.2.1 設計荷載

在進行整體結構或其部分的設計時，應考慮表 2.1 中列出的所有荷載組合，並根據這些組合所產生的最大應力進行截面設計。

表 2.1 承載力極限狀態的荷載組合及 γ_f 值

荷載組合		荷載類別					
		恆載		外加荷載		土壓力或水壓力	風荷載
		不利時	有利時	不利時	有利時		
1	恆載與外加荷載(與土與水壓力)	1.4	1.0	1.6	0	1.4	-
2	恆載與風荷載(與土與水壓力)	1.4	1.0	-	-	1.4	1.4
3	恆載、外加荷載與風荷載(與土與水壓力)	1.2	1.0	1.2	0	1.2	1.2

注：1. 當土或水壓力的效應對結構「有利時」，所採用的 γ_f 應取不大於 1.0。（ γ_f 的取值應使 $\gamma_f \times$ 設計土或水壓力 = 實際的土或水壓力）

2. 當考慮基礎不均勻沉降時，所採用的 γ_f 值應與土或水壓力的 γ_f 值相同。（參見第 2.3.2.3 節）

對於表 2.1 中的荷載組合 1 與 2 而言，如果荷載會對考慮的截面產生更具關鍵性的設計條件，則應使用「不利時」的 γ_f 值；如果荷載不會對考慮的截面產生更具關鍵性的設計條件，則應使用「有利時」的 γ_f 值。對於荷載組合 2 與 3，參見第 2.3.1.4 (a) 節所規定的最小水平荷載。

2.3.2.2 不尋常荷載的影響或局部破壞

在評估由於濫用或意外事故引起的不尋常荷載(見第 2.3.1.5 節)產生的影響時， γ_f 應取 1.05。在考慮結構在受到局部破壞後的穩定性時， γ_f 也應取 1.05。

2.3.2.3 基礎的不均勻沉降

在承載力極限狀態設計中，基礎的不均勻沉降只有在比較嚴重時，或其次階效應比較重要時才需要考慮；否則，只要結構構件具有足夠的延性或轉動能力，一般是不需要考慮的。

當需要考慮基礎不均勻沉降時， γ_f 的取值應與土和水壓力的取值相同〔參見表 2.1〕。

2.3.2.4 蠕變、收縮與溫度的效應

在承載力極限狀態設計中，蠕變、收縮與溫度產生的效應只有在比較重要時才需要考慮，例如為次階效應較為重要的結構進行的穩定性極限狀態驗證；否則，只要結構構件具有足夠的延性或轉動能力，一般是不需要考慮的。當需要考慮蠕變、收縮與溫度的效應時，在其效應對結構「不利時」， γ_f 應取 1.0。

2.3.2.5 疲勞荷載

對於疲勞荷載，在其效應對結構「不利時」， γ_f 應取 1.0。

2.3.2.6 車輛撞擊

當一個垂直構件的設計需要考慮車輛撞擊時，承载力極限狀態的 γ_f 應取 1.25。

2.3.3 正常使用極限狀態的荷載

2.3.3.1 概述

在大部份情況下，如果能夠採用第 7、8、9 章中所規定的各種簡化設計原則與鋼筋細部設計措施，則不需要進一步驗算正常使用極限狀態。當需要驗算正常使用極限狀態時， γ_f 應按以下各節的規定取值。

2.3.3.2 恆載

一般情況下，可直接採用恆載的特徵值，即 γ_f 取 1.0。

2.3.3.3 外加荷載

一般情況下，可直接採用外加荷載的特徵值，即 γ_f 取 1.0。

在計算構件的撓度時，需要評估外加荷載中屬於恆久性的份量，及屬於短暫性的份量。這些份量的分配與結構的用途有關。在計算撓度的上限時，對於普通住所或辦公用途的建築物，建議應取 25%的外加荷載為屬於恆久性的，而對作貯存用途的建築物，則應取至少 75%的外加荷載為屬於恆久性的。

2.3.3.4 基礎不均勻沉降

如果需要考慮基礎不均勻沉降的效應，當其效應對結構「不利時」， γ_f 應取 1.0。

2.3.3.5 收縮、徐變與溫度的效應

如果需要考慮蠕變、收縮與溫度的效應，當其效應對結構「不利時」， γ_f 應取 1.0。

2.4 材料

2.4.1 概述

材料應符合有關的認可標準並滿足本規範的有關要求。

2.4.2 材料的特徵強度

材料強度與性能在第 3 章中作了規定。

2.4.3 材料強度的分項安全系數， γ_m

2.4.3.1 概述

在進行截面分析時，對於某種材料及某極限狀態，其強度設計值是由該材料的強度特徵值除以 γ_m 而得的數值。 γ_m 是在第 2.4.2.2 與 2.4.2.3 節提供的適當的分項安全系數。該系數的取值是考慮了實際數值與試驗所數值之間的差異、局部性的弱點、及在計算截面抗力時的誤差等因素，亦考慮了有關極限狀態的重要性。

2.4.3.2 承載力極限狀態的 γ_m 值

(a) 材料強度設計值

在確定一個結構或其部份或其截面的強度時，應按表 2.2 選取適當的 γ_m 值。

表 2.2 承載力極限狀態的 γ_m 值

材料種類 / 設計考慮	γ_m 值
鋼筋〔包括預應力鋼筋〕	1.15
混凝土承受彎曲或軸心荷載時	1.50
混凝土無抗剪鋼筋時的抗剪強度	1.25
混凝土的黏接強度	1.40
其他〔如局部承壓應力〕	≥ 1.50

(b) 不尋常荷載的效應或局部破壞

在考慮這些因素時，受彎曲的混凝土的 γ_m 值應取 1.3，鋼筋的 γ_m 值應取 1.0。

2.4.3.3 正常使用極限狀態的 γ_m 值

(a) 概述

除另有條文規定其他的數值外，正常使用極限狀態的 γ_m 值可取 1.0。

(b) 預應力混凝土的受拉應力特徵值

在計算第二類構件的抗裂強度時，混凝土的彎曲受拉強度的 γ_m 值應取 1.3。其允許設計應力在第 12.3.4 節規定。

2.5 分析與驗算

2.5.1 概述

當採用極限狀態設計法時，必須證明在所有有關的設計狀況下，按第 2.3 節規定的適當 γ_f 計算得的荷載的作用力及第 2.4 節規定的 γ_m 修正後的材料強度不會使結構超越任何相關的極限狀態。

為證明設計是合理而進行的分析可分成以下兩個階段：

- 結構分析；及
- 截面分析。

第 5 章給出了有關結構分析的指引。第 6 章與第 7 章分別給出了進行承載力極限狀態與正常使用極限狀態的截面分析的原則。

2.5.2 限制條件

應用本守則給出的原則的限制條件是：結構或結構構件所受到的都是靜力荷載，即使是動力效應，如風荷載引起的效應，也是用等效的準靜力荷載來確定的。對於曲線性及動力學的分析應參考其他的專門指引。

2.6 新的或其他的設計方法

2.6.1 概述

本守則的要求不應被看作是禁止使用新的或其他的設計方法。

2.6.2 接受條件

新的或其他的設計方法必須有足夠的引證證明能符合第 2.1 節規定的基本要求。

2.6.3 以效能表現為本的方法

2.6.3.1 概述

當採用以效能表現為本的方法時，必須提供足夠的資料，包括證明符合的測試方案，來證明結構在完成後可以滿足第 2.1.1 節規定的要求。

2.6.3.2 以測試的設計法

當設計是以測試的方法證明是否足夠時：

- 模型測試

以適當的模型測試的結果及預測實際結構性能的模型分析為依據的設計方法，只要是由有豐富經驗的工程師及使用適當的儀器設備來進行，則可被視為合格。

- 原型測試

當以理論或經驗為依據的設計已經透過測試相關的原型結構及其組成單位而證明是可靠時，這設計可被視為合格。

第三章 材料

3.1 混凝土

3.1.1 概述

本節適用於採用本地天然骨料製成的普通強度與高強度混凝土。

3.1.2 特徵強度

除本守則另有說明外，混凝土的特徵強度是指在所有抗壓強度測試結果中，只有 5% 的 28 天立方塊強度會低過的數值。

3.1.3 強度等級

在本守則中，混凝土的強度等級即為混凝土的特徵強度，其定義見第 3.1.2 節。

表 3.1 列出在規格文件中建議採用的混凝土強度等級。

使用於鋼筋混凝土結構並以普通重量骨料製成的混凝土，其強度等級不應低於 C20。

表 3.1 普通重量混凝土的抗壓強度等級

混凝土強度等級	最低特徵強度 (N/mm ²)
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50
C55	55
C60	60
C65	65
C70	70
C75	75
C80	80
C85	85
C90	90
C95	95
C100	100

3.1.4 混凝土的變形

在驗算承載力極限狀態時，混凝土的收縮與蠕變的影響一般是很小的和不需要特別驗算。

當需要可靠地預計混凝土結構的變形時，就需要評估混凝土的彈性、蠕變、收縮及溫度的應變。混凝土的蠕變與收縮，主要是取決於環境濕度、構件尺寸以及混凝土的成份。混凝土的蠕變還取決於受荷載時混凝土的齡期以及荷載的大小和持續時間。

因此，要準確地預計混凝土的變形，就需要獲得環境條件與加荷歷史的資料。

第 3.1.5 節至第 3.1.9 節提供預測不同應變成份的一般指引。這些指引足以計算大部份混凝土結構的位移與變形。但是，如果在設計上需要準確預計這些應變，則應透過在與結構實際採用的同類型的混凝土上作試驗來獲得。

3.1.5 彈性變形

混凝土的彈性變形在很大程度上取決於其原料，尤其是骨料。骨料與水泥的比值以及混凝土的齡期也會影響混凝土的彈性模量。一般情況下，使用表 3.2 列出的混凝土的彈性模量已可達到足夠精確的計算。這些彈性模量值也可用於計算預應力損失（詳見第 12 章）。如果結構對彈性模量值的誤差比較敏感，就需要特別評估該彈性模量值。應根據有關計算的重要性及需要進行計算的原因來決定對個別情況所選用的彈性模量值。

表 3.2 列出的普通重量混凝土的彈性模量值是根據以下公式計算。這個公式適用於立方塊抗壓強度在 20 至 100 N/mm² 之間的混凝土。

$$E_c = 3.46\sqrt{f_{cu}} + 3.21 \quad (3.1)$$

式中：

E_c 是混凝土的短期靜力彈性模量
 f_{cu} 是混凝土的立方塊抗壓強度 (N/mm²)

表 3.2 普通重量混凝土的彈性模量設計值

混凝土立方塊抗壓強度, f_{cu} (N/mm ²)	彈性模量設計值, E_c (kN/mm ²)
20	18.7
25	20.5
30	22.2
35	23.7
40	25.1
45	26.4
50	27.7
55	28.9
60	30.0
65	31.1
70	32.2
75	33.2
80	34.2
85	35.1
90	36.0
95	36.9
100	37.8

注：
1. 如果需要確定彈性模量的平均值或特徵值時，應從表中選取相應的立方塊抗壓強度的平均值或特徵值。

3.1.6 泊松比

在進行線彈性分析時，混凝土的泊松比應採用 0.2。

3.1.7 蠕變

混凝土在澆築後某個特定時間的蠕變應變， ϵ_{cc} ，可以用以下程式計算：

$$\epsilon_{cc} = \frac{stress}{E_{28}} \times \phi_c \quad (3.2)$$

式中：

E_{28} 是混凝土在 28 天齡期時的割線模量，可按表 3.2 取用；

ϕ_c 是蠕變系數，參見公式 3.3。

$$\phi_c = K_L K_m K_c K_c K_j \quad (3.3)$$

式中：

K_L 是與環境條件有關的系數，參見圖 3.1；

- K_m 是與混凝土硬化（成熟）有關的系數，參見圖 3.2；
- K_c 是與混凝土成份有關的系數，參見圖 3.3；
- K_e 是與截面有效厚度有關的系數，參見圖 3.4；
- K_j 是與蠕變隨時間演變有關的系數，參見圖 3.5。

計算得到的蠕變值是相應於素混凝土的數值，應乘上與鋼筋有關的系數 K_s 以獲得鋼筋混凝土的蠕變值：

$$K_s = \frac{1}{1 + \rho \alpha_e} \quad (3.4)$$

式中：

- α_e 是模量比 E_s / E_c ；
- ρ 是配筋率 A_s / A_c ；
- A_s 是縱向鋼筋的總截面面積；
- A_c 是混凝土的總截面面積；
- E_s 是鋼筋的彈性模量；
- E_c 是混凝土的短期彈性模量。

截面有效厚度， h_e ，是指截面面積除以截面與大氣接觸的周界的一半， $u/2$ ，所得的比值。如果所考慮的截面某一方向的尺寸遠超過另一方向的尺寸，則有效厚度約等於實際厚度（例如板的情況）。

如果沿構件長度的尺寸並非固定，則應特別注意那些應力較大的截面，然後設定一個平均有效厚度。

為個別情況解讀這些數據時，根據經驗作出判斷是必要的。該判斷應根據所作估計的重要性以及需要進行估計的原因而定。由於高估與低估的數值同樣不妥，建議考慮取用足以將問題涵蓋的數值範圍。在結構的使用年限內，應力及相對濕度可能會有極大的轉變，當進行詳細計算時，應作出適當的判斷。

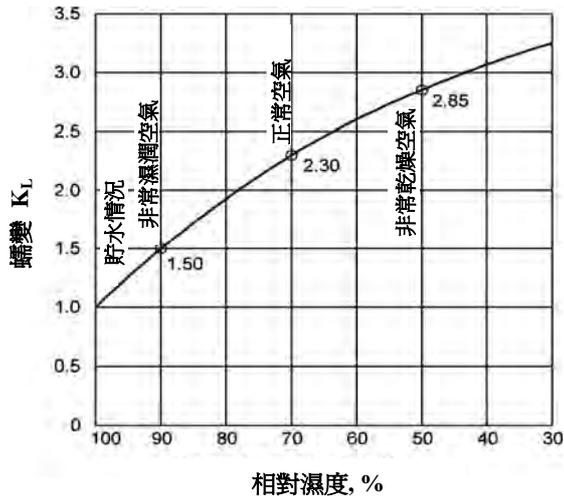


圖 3.1 系數 K_L (蠕變)

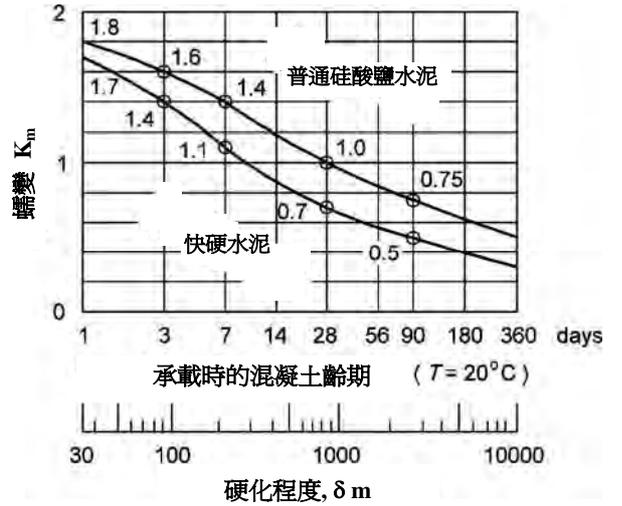


圖 3.2 系數 K_m (蠕變)

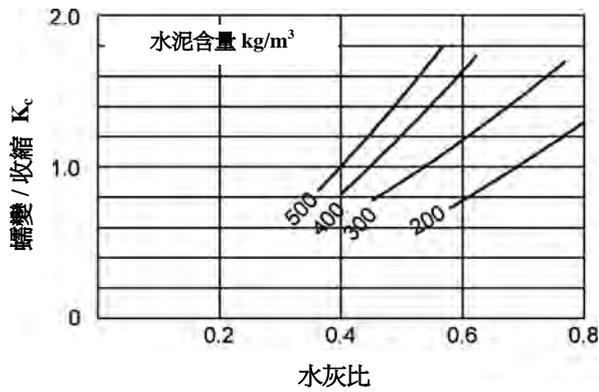


圖 3.3 系數 K_c (收縮與蠕變)

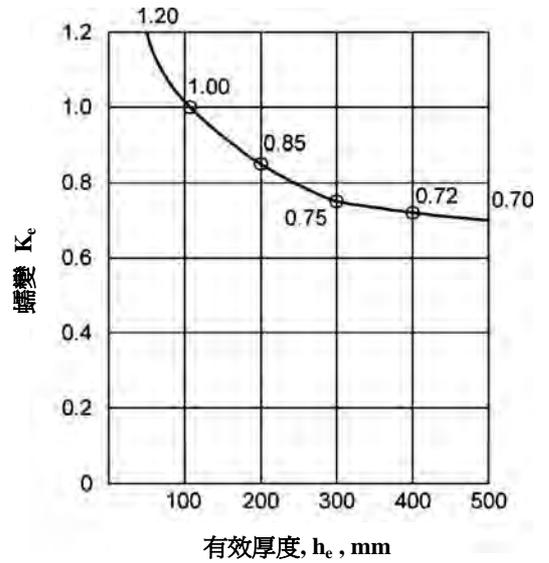


圖 3.4 系數 K_e (蠕變)

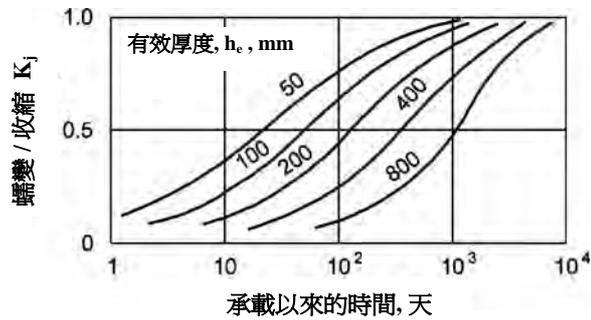


圖 3.5 系數 K_j (收縮與蠕變)

3.1.8 乾縮

可取局部系數之積作為估計素混凝土在某時刻的乾縮應變，

$$\epsilon_{cs} = c_s K_L K_C K_e K_j \quad (3.5)$$

式中:

c_s 可取 3.0，是在香港對碎花崗岩骨料特性的修正系數；

K_L 是與環境有關的系數，參見圖 3.6；

K_C 是與混凝土成份有關的系數，參見圖 3.3；

K_e 是與截面有效厚度有關的系數，參見圖 3.7；

K_j 是與收縮隨時間演變有關的系數，參見圖 3.5。

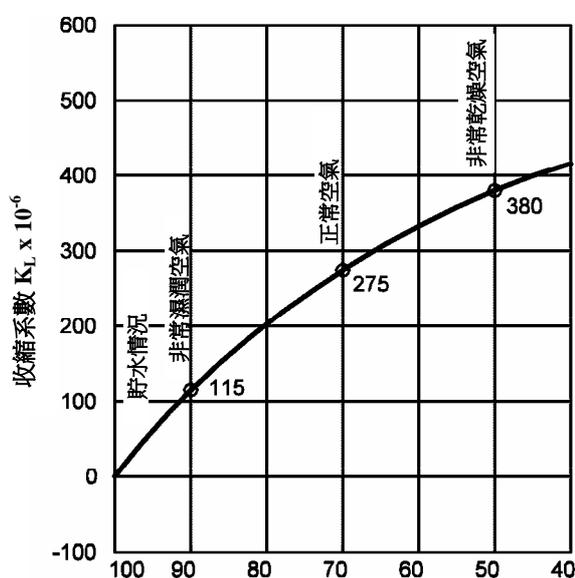


圖 3.6 系數 K_L (收縮)

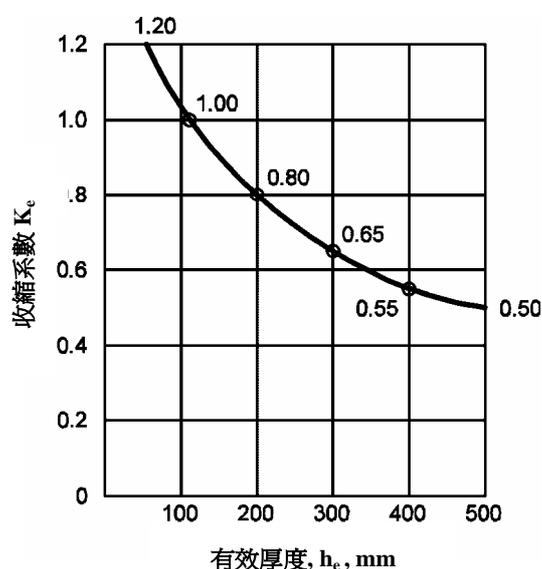


圖 3.7 系數 K_e (收縮)

預測在一個時段內產生的收縮應取該時段開始與終止時的收縮值之差。

計算得到的收縮值是相應於素混凝土的數值，應乘上與鋼筋有關的系數 K_s 以獲得鋼筋混凝土的收縮值。參見公式 (3.4)。

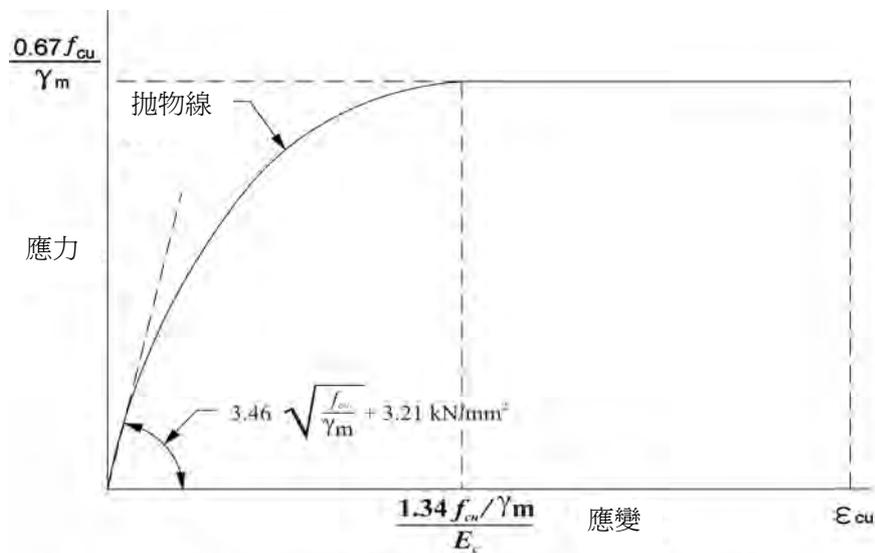
3.1.9 溫度膨脹

普通重量混凝土的溫度線性膨脹系數一般取值是 $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 。

如果計算溫度膨脹是特別重要，則應根據實際所採用的混凝土及考慮其含水量的影響，而決定系數的取值。

3.1.10 設計應力應變關係

配合有關的 γ_m 取值，圖 3.8 提供了對普通重量混凝土及普通重量高強混凝土的截面設計適用的短期設計應力應變曲線。



注：

1. 系數 0.67 是用作反映立方塊強度與受彎構件抗彎曲強度之間的關係，而並非分項安全系數。
2. f_{cu} 的單位是 N/mm^2 。
3. 當 $f_{cu} \leq 60\text{MPa}$ 時， $\epsilon_{cu} = 0.0035$
當 $f_{cu} > 60\text{MPa}$ 時， $\epsilon_{cu} = 0.0035 - 0.00006 \times (f_{cu} - 60)$

圖 3.8 普通重量混凝土短期設計應力應變曲線

如果荷載是長期持續不斷作用的，應參考第 3.1.7 節與 3.1.8 節提供有關收縮與蠕變的資料。

3.2 鋼筋

3.2.1 概述

本節適用於：在混凝土結構中作配筋用途及符合 CS2 或合適的認可標準的熱軋低碳鋼筋、熱軋或冷加工高強鋼筋。

3.2.2 特徵強度

除另有說明外，鋼筋的特徵強度是指在所有測試中，只有 5%的結果會低過的校驗或屈服強度。

3.2.3 強度等級

表 3.3 列出鋼筋的指定強度特徵值。

表 3.3 鋼筋強度

品種	指定強度特徵值 (N/mm ²)
熱軋低碳鋼筋	250
高強鋼筋（熱軋或冷加工）	460

3.2.4 彈性模量

鋼筋的彈性模量應採用 200 kN/mm²。

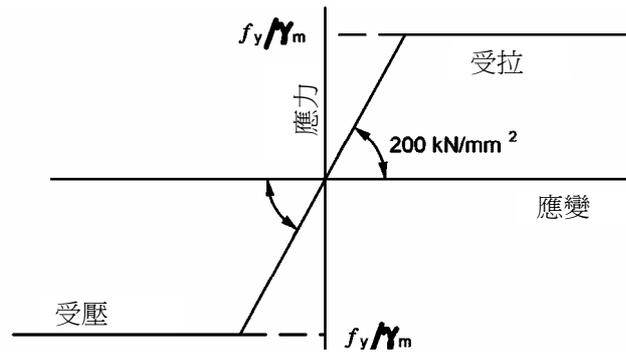
3.2.5 物理性能

可採用以下平均值：

- 比重 7850 kg/m³
- 線性膨脹系數 12x10⁻⁶/°C

3.2.6 設計應力應變關係

配合適當的 γ_m 取值，圖 3.9 提供了鋼筋的短期設計應力應變曲線。這曲線也適用於持續作用的荷載。



注： f_y 的單位是 N/mm^2

圖 3.9 鋼筋短期設計應力應變曲線

3.2.7 可焊性

如果鋼筋具有認可標準規定的可焊接性能，則該鋼筋可被視為有可焊性。燒焊工程需由合資格人士驗查及批准。

如果可焊性不能確定，則應進行測試。

3.2.8 機械連接器

3.2.8.1 受壓鋼筋

用適當的套筒或其他連接裝置將兩根鋼筋切平的端部接觸起來，則可以藉著鋼筋端部的承壓力將荷載傳遞過接口。套筒的混凝土保護層厚度應不小於普通鋼筋的混凝土保護層厚度。

3.2.8.2 受拉鋼筋

對於受拉力的鋼筋，唯一可接受的全強度對接接合是使用滿足以下所有條件的機械連接器：

- 當為一組具有代表性的接合進行拉力試驗，其中鋼筋的直徑、等級與品種以及套筒的類形都與實際採用的完全相同，在加荷到 $0.6f_y$ 時的永久延伸率應不大於 0.1 mm ；及
- 用於 250 級別鋼筋，接合組合的拉力強度應超過 287.5 N/mm^2 ；用於 460 級別鋼筋，接合組合的拉力強度應超過 483 N/mm^2 。

3.3 預應力鋼筋

3.3.1 概述

本節適用於在混凝土結構中作預應力鋼筋用途及符合有關認可標準的鋼絲、鋼筋與鋼絞線。

3.3.2 特徵強度

除另有說明外，預應力鋼筋束的特徵強度是指在所有測試中，只有 5% 的結果會低過的極限強度值。

3.3.3 延性

所有製成品受拉伸或彎曲時，必須具有足夠的延性。

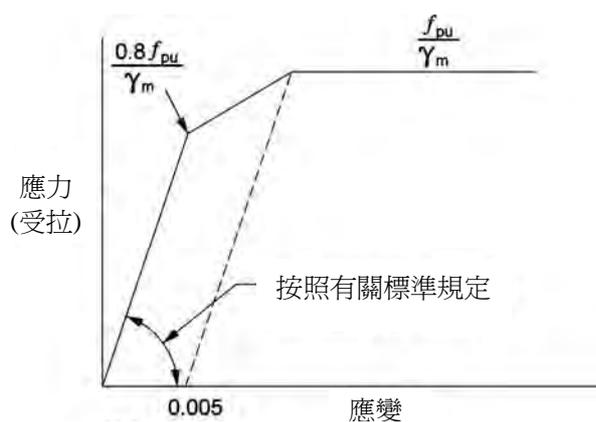
3.3.4 物理性能

可採用以下平均值：

- 比重 7850 kg/m^3
- 線性膨脹系數 $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

3.3.5 設計應力應變關係

配合適當的 γ_m 取值，圖 3.10 提供了預應力鋼筋束的短期設計應力應變曲線。對於持續作用的荷載，應適當考慮鬆弛的影響。



注： f_{pu} 的單位是 N/mm^2

圖 3.10 預應力鋼筋短期設計應力應變曲線

3.4 預應力設備

3.4.1 錨具與連接器

3.4.1.1 概述

本節適用於後張法施工中採用的錨固裝置（錨具）與連接裝置（連接器）。

所有錨具都應符合有關認可標準的規定。

3.4.1.2 力學性能

預應力鋼筋的錨具與連接器的組合的抗拉強度、延伸率及抗疲勞性能都應符合第 2 章規定的基本要求。

3.5 新材料

3.5.1 概述

本守則的要求不應被視為禁止使用新的或替代的材料。

3.5.2 接受條件

必須充分證明新材料的性能符合第 2 章規定的基本要求。

為達到這一目的，應提供有關該材料的足夠資料，包括生產數據、試驗結果及品質控制措施等，以便獨立的第三方可以據此判別這種材料是否符合有關規定。

第四章 耐久性與耐火性

4.1. 目標

4.1.1 耐久性

耐久性的結構必須在該結構的整個設計使用年限內都符合強度與穩定性的要求，並且不會出現明顯的使用功能下降或需要過多的非可預計的維修。耐久性是取決於設計、材料與施工各方面的配合。耐久性的混凝土構件是指那些透過設計與施工使該構件在整個設計使用年限內的工作環境下，其埋置鋼筋有足夠防銹保護，及能發揮良好的效能。

必須根據以下因素來訂定結構所需達到的保護程度：

- 結構的預定用途；
- 設計使用年限；
- 維修方案；及
- 週圍環境。

以下各節的指引是基於 50 年的設計使用年限。

在設計階段的初期就應確定混凝土將會處置的環境條件。在設計中應考慮結構的形狀與體積，以及是否需要防止可能與水份接觸的表面出現積水現象（詳見第 4.2.2 節）。鋼筋應有足夠厚度的混凝土保護層（詳見第 4.2.4 節）。在設計中還可以考慮採用保護性塗料來保護鋼筋或混凝土，或二者，以加強結構易受侵蝕部份的耐久性。

混凝土應屬於合適的品質，而品質則取決於其組成材料與配合比。應避免採用可能引發耐久性問題的材料。另一方面，於特別具有侵蝕性的環境下，應指定混凝土的品種，以滿足對耐久性的特別要求（詳見第 4.2.5、4.2.6 與 4.2.7 節）。

良好的施工質量，特別是適當的養護，是必要的。另外，應明確訂定允許的尺寸誤差、施工管理及檢查方案。如有任何適合的品質保證方案，則應充分利用（參見第 10 章與第 11 章）。

注：對於特別惡劣的環境，可能需要額外的保護措施，並應參考專家文獻。

4.1.2 耐火性

需要有耐火性的結構或結構構件應對以下狀況有適當程度的抗力：

- 火焰穿透；
- 熱量傳遞；及
- 倒塌。

有關指引列於第 4.3 節。

4.2 耐久性要求

4.2.1 概述

影響混凝土耐久性的一個主要因素就是水份、氧氣、二氧化碳或其他具有潛在危害性物質對混凝土的滲透性。混凝土的滲透性是由其組成原料與製作混凝土所採用的程序決定的。對於採用普通重量骨料的混凝土，使其滲透性降至合適的水平的方法是：採用充足的水泥份量，足夠低的游離水灰比，完全的搗實，及透過適當的養護方法使水泥充份水化。

影響混凝土耐久性的因素包括：

- 混凝土的形狀與體積（詳見第 4.2.2.1 節）；
- 埋置鋼筋的保護層厚度（詳見第 4.2.2.2 節與第 4.2.4 節）；
- 環境條件（詳見第 4.2.3 節）；
- 水泥品種（詳見第 4.2.5 節與第 4.2.7 節）；
- 骨料品種（詳見第 4.2.5 節與第 4.2.7 節）；
- 混凝土中的水泥含量與水灰比（詳見第 4.2.6 節）；
- 施工質素（充份搗實與足夠的養護）（詳見第 10.3.5 節與第 10.3.6 節）。

應充份考慮混凝土在其使用年限內可能會遇到的環境條件，以及與混凝土的原料與配合比、施工質量及設計有關的因素。在選擇可於上述條件下提供足夠耐久性的混凝土拌合時，應考慮在本守則所述的現行用於控制與證明符合的試驗系統的準確性。

4.2.2 耐久性設計

4.2.2.1 混凝土的形狀與體積

由於混凝土被侵蝕的過程在很多情況下都是由於有游離水的存在，因此在設計上應盡可能地避免讓混凝土結構與水接觸或暴露在潮濕的空氣中。外露的結構的形狀與設計應利於排水，以防止出現積水或溢流的情況，並應使可能引致水份積存或滲入的裂縫減到最細和最少。

在下列情況下，混凝土會較易受化學或氣候的侵蝕而腐化：

- 在較薄的截面；
- 僅一邊承受靜水壓力的情況；
- 局部浸泡在水中；
- 在構件的隅角及邊緣的位置。

要避免混凝土因早期流失水份而引致的不利影響，適當的養護（參見第 10.3.6 節）是必要的。

當澆築混凝土的最小邊的尺寸大於 600 mm 時，尤其當水泥份量大於 400 kg/m^3 時，就應採取一些降溫措施，例如考慮採用可以減緩水化熱散發過程的材料。

4.2.2.2 混凝土保護層與混凝土的質量

保護混凝土中的鋼筋以防止其銹蝕的方法是依靠足夠厚度的高品質混凝土所提供的鹼性環境。

對於普通重量骨料的混凝土，及因應第 4.2.3 節界定的混凝土所處的環境條件與混凝土拌合的特性，第 4.2.4 節提供了包括箍筋的所有鋼筋與預應力鋼筋的標稱保護層厚度的限值。

上述的標稱保護層厚度是根據混凝土的耐久性要求而定。因此，還應檢查是否符合耐火（參見第 4.3 節）及安全傳遞黏接力（參見第 8.7 節）的要求。

4.2.3 環境條件

4.2.3.1 一般環境條件

本守則將混凝土在設計使用年限內可能處置的環境條件分爲一至四級，其中以第四級爲最惡劣環境。第五級是混凝土表面在使用中會受到磨損的特殊情況，與環境條件無關。第 4.2.4 節列出鋼筋混凝土及預應力混凝土在這些級別的情況下，對於鋼筋保護層厚度及混凝土品質的要求。不埋有金屬材料的混凝土的要求列於第 4.2.6.2 節。

4.2.3.2 環境條件分級

表 4.2 中使用的環境條件分級在表 4.1 說明。

表 4.1 環境條件

環境條件	環境類別
1	溫和 室內的混凝土表面； 有防止受暴雨或循環乾濕影響的室外混凝土表面，例如有紙皮石飾面、塗料或粉刷面層的混凝土； 混凝土表面持續位於水下，或很少有乾燥的情況出現，但海水除外； 與沒有侵蝕性土壤接觸的混凝土。
2	中度 暴露在高濕度的室內混凝土表面，例如浴室或廚房； 受暴雨或循環乾濕影響的室外混凝土表面，例如原身混凝土、有用乾法或機械方法安裝的覆蓋板或玻璃幕牆的混凝土。
3	惡劣 與飛濺在空氣中的海水接觸，但沒有與海水直接接觸的混凝土表面，即是指位於海岸或附近的結構； 暴露在有侵蝕性的煙霧中的混凝土表面。
4	非常惡劣 經常暴露在海水或 pH 值 ≤ 4.5 的流水中的混凝土表面； 位於低至最低水位以下 1 m 的海水潮汐範圍內的混凝土。
5	磨損 受到機械、金屬輪胎車輛或含水固體的磨損的混凝土表面。
注：在考慮環境條件分級時，應忽略用作飾面基層的水泥。	

4.2.3.3 暴露在有侵蝕性的化學物

與許多化學氣體或化合物的接觸都可以引致混凝土受到腐蝕，但一般都是與酸性或硫酸鹽的溶液有關。如果可能存在這方面的問題，則應參考有關的專業文獻。

4.2.4 保護層

4.2.4.1 標稱保護層

(a) 概述

標稱保護層是指包括箍筋的所有鋼筋的混凝土保護層的設計厚度。這是設計中使用的及在圖則上標注的厚度。所有鋼筋的實際保護層厚度應不少於標稱保護層厚度減 5mm。標稱保護層的厚度應達致下列要求：

- 符合對於不同鋼筋直徑、骨料粒徑及在不平整表面澆築混凝土的要求（第 4.2.4.1 (b) 至 (d) 節）；
- 防止鋼筋銹蝕（第 4.2.4.3 節）；
- 為鋼筋提供耐火保護（第 4.3 節）；
- 為安全傳遞黏接力提供足夠的混凝土厚度（參見第 8.7 節）；和
- 顧及例如錘鑿刷花的混凝土表面處理方法所佔用的厚度。

(b) 鋼筋直徑

為所有鋼筋設定的標稱保護層厚度應可以使主鋼筋的保護層厚度不小於主筋的直徑，或當主鋼筋為成雙或成束放置時，不少於同等截面面積的單根鋼筋的直徑，而箍筋亦可以同時符合標稱保護層厚度的要求。

(c) 標稱最大骨料粒徑

標稱保護層厚度應不少於標稱最大骨料粒徑。

(d) 混凝土直接澆築在不平整表面

在這些情況下，指定的標稱保護層厚度一般應超過第 4.2.4.4 節指示的數值，以保證有足夠的最小保護層厚度。因此，當混凝土是直接澆築在土壤上時，標稱保護層的厚度一般應不少於 75 mm。當混凝土是澆築在足夠厚度的混凝土墊層上時，標稱保護層厚度（不包括墊層厚度）則一般不應小於 40 mm。

4.2.4.2 直鋼筋的端部

當樓面或屋頂結構中的直鋼筋的端部不是直接暴露在露天或有水份凝結的環境時，對其保護層厚度不作規定。

4.2.4.3 防止鋼筋銹蝕的保護層厚度

防止鋼筋出現銹蝕所需的保護層厚度取決於環境條件及鋼筋四周的混凝土的澆築與養護的質量。因應這些因素，表 4.2 列出了用普通重量骨料製成的混凝土標稱保護層厚度的限值。在有些情況下，可能需要採取超過第 4.2.4.4 節列出的要求以外的措施，方可給予鋼筋足夠的保護。第 4.2.2 節提供了這方面的進一步資料。

4.2.4.4 標稱保護層厚度限值

鋼筋混凝土結構的所有鋼筋應符合表 4.2 為耐久性而指定的最小標稱保護層厚度。

表 4.2 鋼筋混凝土與預應力混凝土中所有鋼筋（包括箍筋）為符合耐久性要求所需的標稱保護層厚度

環境條件 (參見第 4.2.3 節)	標稱保護層厚度 (mm)						
	C20/25	C30	C35	C40	C45	C50	≥C55
最低混凝土強度等級	C20/25	C30	C35	C40	C45	C50	≥C55
第一級 (見注 1)	35	30	30	30	25	25	25
第二級	-	40	35	35	30	30	30
第三級	-	-	-	50	45	45	45
第四級	-	-	-	-	-	55	50
第五級(見注 3)	-	-	-	-	-	-	-
最大游離水灰比	0.65	0.65	0.60	0.55	0.45	0.40	0.35
最少水泥用量(kg/m ³)	290	290	290	300	340	380	380
注： 1. 對於第一級環境中的板，標稱保護層厚度應不少於 25mm (當混凝土強度等級等於或超過 C35) 或 30mm (當混凝土強度等級等於或低過 C30) 2. 本表適用於標稱粒徑為 20 mm 的普通重量骨料製成的混凝土。對於其他粒徑的骨料，水泥用量可按第 4.2.5.4 節的規定進行調整。 3. 保護層厚度應不少於根據環境級別確定的標稱厚度加上可能由於磨損而損耗的保護層厚度。 4. 有關防火所需的保護層厚度（見第 4.3 節）及安全傳遞黏接力所需的保護層厚度（見第 8.7 條）也應給予適當的考慮。 5. 對於預應力混凝土結構，混凝土強度等級應不低過 C30，最小水泥用量應不少過 300 kg/m ³ 。							

4.2.4.5 保護層厚度的控制

必須有良好的施工質量，以確保鋼筋的位置準確，使規定的保護層厚度可以達到。第 10.4.3 節提供了有關這方面的建議。

4.2.5 混凝土材料與配合

4.2.5.1 配合比

表 4.2 列出鋼筋混凝土與預應力混凝土在不同的環境條件及指定的保護層厚度下適用的最大游離水灰比與最少水泥用量。表中規定的最低混凝土強度等級在一般情況下可以保證滿足最大水灰比與最少水泥用量的要求而不需要作進一步的驗算。這些限制是根據標稱粒徑為 20mm 的普通重量的骨料製成的混凝土而定。

4.2.5.2 允許降低混凝土強度等級

當由於混凝土的配料的原因而難以符合表 4.2 中對混凝土強度等級的要求時，就需要進行在第 4.2.5.1 節中不需要進行的進一步驗算，以保證能夠滿足最大游

離水灰比與最少水泥用量的要求。如果能夠建立一個保證實際澆築的混凝土可以滿足這些限值的覆核體系，則表 4.2 中所規定的最低混凝土強度等級的限制可降低 5 度。這寬限不適用於第 4.2.5.5 節允許的混凝土拌合。

4.2.5.3 允許減少水泥用量

當混凝土的游離水灰比是明顯低於表 4.2 中為一般和易性混凝土而定的限值，而混凝土又是在嚴格控制的條件下製成和使用時，則可以在符合以下條件的情況下減低混凝土的水泥用量：

- 水泥用量的減少不超過表 4.2 中所規定的用量的 10%；
- 游離水灰比值的相應減少不應少於水泥用量減少的比例；
- 改變後的拌合可正確地澆築及振實；及
- 有一套有系統的控制方法確保實際的混凝土可以符合減少後的限值。

4.2.5.4 根據骨料粒徑調整水泥用量

表 4.2 規定的最少水泥用量是根據標稱最大粒徑為 20mm 的骨料而定的。對於其他粒徑的骨料，水泥用量可按表 4.3 的規定進行調整，但條件是在表 4.2 所列的各種環境條件下的水泥用量都不應少於 240 kg/m³。

表 4.3 標稱最大骨料粒徑非 20mm 時對最少水泥用量的調整

標稱最大骨料粒徑 (mm)	對最少水泥用量調整 (kg/m ³)
10	+40
14	+20
20	0
40	-30

4.2.5.5 採用煤灰

表 4.2 就混凝土配合比提供的建議亦同時適用於採用普通水泥混合煤灰製成的混凝土。

只要煤灰混凝土可達到普通水泥混凝土相同的等級，用此類物料製成的混凝土的耐久性可被視為與普通水泥製成的混凝土相同。為達到混凝土有相同的 28 天強度，可能需要因應混合的比例而增加水泥與煤灰的總重量，使其高於普通水泥混凝土的水泥總重量。混合煤灰的水泥的標稱煤灰成份應不超過 35%。

混凝土的耐久性是與混凝土的抗滲性能與強度有關，所以混凝土的養護是特別重要的。當拌合含有煤灰時，更需要仔細處理混凝土的養護。應小心考慮物料的規格，及養護與拆模的程序。當煤灰的比例超過 25% 時，必須考慮混凝土可能出現早期強度減弱的情況。為保證混凝土的生產是可靠和穩定，應根據足夠的初始測試結果建立一個品質保證計劃。這個品質保證計劃應包括對混凝土原材料、配合比、混凝土拌合廠的品質控制程序、以及必需的試配生產等進行詳細的評估。

4.2.6 配合比

4.2.6.1 概述

混凝土的游離水灰比是影響其耐久性的一個重要因素，應在滿足和易性及避免出現離析或泛漿的條件下盡量採用最低數值。表 4.2 與表 4.3 列出在不同環境條件下的最大游離水灰比限值。

最少水泥用量的規定是爲了保證混凝土結構在特定的環境條件下可以有長久的使用壽命。此規定列於表 4.2 與表 4.4。但在某個水灰比下所需的水泥用量會因不同的混凝土配合比而有明顯的差異。當在規定的最大水灰比下很難達到所需的和易性時，可以考慮增加水泥用量、採用煤灰，及／或採用塑化劑或降低水用量的添加劑。

對於普通強度的混凝土，即 $f_{cu} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ ，包括水泥與煤灰的水泥總用量不應超過 550 kg/m^3 ，除非對於較薄構件因乾燥收縮及較厚構件因溫度變化而會有較高出現破裂的風險的情況已有特別考慮。對於高強度混凝土（ $f_{cu} > 60 \text{ N/mm}^2$ ），應控制總水泥用量，避免出現大量水化熱，及大量收縮和蠕變應變。在一般情況下，總水泥用量不應超過 450 kg/m^3 。

對於採用普通重量骨料製成及用於沒有侵蝕性土壤上的低層結構的基礎的混凝土，在符合最少水泥用量不低於 290 kg/m^3 的條件下，可採用的最低強度等級是 C20。

4.2.6.2 素混凝土

爲確保素混凝土可以達到長久的使用壽命，表 4.4 列出了在不同的環境條件下建議的最大游離水灰比、最少水泥用量及最低強度等級。

表 4.4 標稱最大粒徑爲 20mm 普通重量骨料製成的素混凝土的耐久性

環境條件 (參見第 4.2.3.2 節)	不包含埋置金屬材料的混凝土		
	最大游離水灰比	最少水泥用量 (kg/m^3)	最低強度等級
1	0.65	290	C20
2	0.60	290	C30
3	0.55	325	C35
4	0.50	350	C45
5	0.50	350	C50

注：

1. 對配合比的調節，可參見第 4.2.6.3 節。
2. 對允許降低混凝土強度等級，可參見第 4.2.5.2 節。
3. 對於沒有侵蝕性土壤上的低層結構的基礎的混凝土，可參見第 4.2.6.1 節。

當一個混凝土構件內雖然配有鋼筋，但仍按素混凝土結構進行設計時，如果混凝土保護層受到任何損壞及鋼筋銹蝕造成不美觀情況都是可以接受的話，就本節而言，該構件仍可被視爲素混凝土結構。

4.2.6.3 配合比的調節

表 4.4 規定的水泥用量適用於最大標稱粒徑為 20mm 的骨料，對於其他粒徑的骨料可按照表 4.3 作出相應的調節。

要達到同樣的和易性，採用不同骨料的混凝土會需要不同的用水量，所以在某個指定的水泥用量下會有不同的水灰比。要在指定的最大游離水灰比下達到合適的和易性，可能需要按照第 4.2.6.1 節對配合比進行適當調節。

當採用煤灰時，水泥加煤灰的總用量應不少於表 4.2 與表 4.4 規定的限值。在這方面，「水泥用量」中的「水泥」及「水灰比」中的「灰」是指水泥加煤灰的總用量。這種物料製成的混凝土必須有良好的養護（參見第 10.3.6 節）。

4.2.7 混凝土原材料

4.2.7.1 概述

混凝土的骨料應具有低乾燥收縮性能。由於海產的骨料及某些陸地骨料中含有氯化物，需要進行仔細的篩選及有效的清洗以確保符合表 4.5 規定的氯離子含量限制。如果其他雜質達到具重要性的份量時，亦需要恰當的考慮。

加氣添加劑和增塑添加劑可以改善混凝土在澆築時的和易性。當添加劑用於埋有鋼筋的混凝土時，添加劑的氯含量限制列於表 4.5。

4.2.7.2 混凝土中的氯化物

只要混凝土中存在氯，就會增加鋼筋銹蝕的風險。當氯的含量愈高，養護溫度就會愈高，如果混凝土將會暴露在溫暖潮濕的氣候中，鋼筋銹蝕的風險就會愈大。氯還會影響混凝土的抗硫性能。

混凝土的所有原材料都有可能含有氯，混凝土也可能會受到空氣或海水中的氯化物的污染。鋼筋混凝土、預應力混凝土及有埋置金屬的混凝土都一定不可以加入含有氯化鈣或氯基的添加劑。

混凝土中來自骨料、添加劑及其他來源的氯離子總含量不應超過表 4.5 建議的限值。該限值是以水泥總用量的重量的百分率計算。

只要可行的話，就應根據混凝土的配合比及每種組成材料測得的氯離子含量計算氯離子的總含量。

表 4.5 混凝土中的氯含量限值

混凝土結構類別	以水泥重量的百分率計算的 氯離子最高總含量 ⁽¹⁾
預應力混凝土。用蒸汽養護的結構混凝土	0.1
採用抗硫水泥製成的混凝土	0.2
含有鋼筋或其他金屬的混凝土	0.35
注： 1. 包括煤灰在內。	

4.2.7.3 鹼骨料反應

含有硅礦石或泥質白雲灰岩的骨料會容易受水泥或其他來源的鹼（ Na_2O 與 K_2O ）所侵蝕。鹼骨料反應可導致混凝土開裂或強度降低。

可以降低鹼骨料反應風險的有效措施包括：

- 控制混凝土中的水泥用量；
- 採用低鹼水泥；
- 採用適當的水泥替代品，例如煤灰；及
- 混凝土中的活性鹼含量，當以每立方米的等效氧化鈉計算時，不應超過 3.0kg。

混凝土供應商應提交混凝土的配合比設計以及由香港實驗室認可計劃（HOKLAS）確認的證書，給出計算及試驗結果，證明該配合比符合上述對活性鹼含量的規限。

白雲灰岩骨料容易出現鹼碳反應，不應採用。

4.2.7.4 澆築、搗實、修面與養護

應以合適的施工及採用適當的澆築與搗實設備與程序，確保可以在不產生離析的情況下提供高度的搗實（參見第 10.3.5 節）。在施工縫和伸縮縫，及埋置止水帶和鋼筋的周圍，完全的搗實是尤其重要。

良好的修面對混凝土的耐久性是非常重要的（參見第 10.3.9 節）。應避免過度處理修面或用加水來幫助修面工作，以免使漿沫上浮，影響混凝土的強度和耐久性。

必須採用適當與足夠的養護技術，通過延長水泥的水化過程，以降低混凝土的滲透率，及提高其耐久性。在混凝土的表面範圍，這是尤其重要（參見第 10.3.6 節）。

4.3 耐火性要求

在某些情況下，按照耐久性規定的混凝土保護層厚度並不足夠符合耐火性的要求。當需要時，應按照《耐火結構守則》修正標稱保護層厚度，該守則並提供構件於不同的耐火時間下所需的最小尺寸。

對於抗壓強度等級大於 60 MPa 的混凝土，應評估在高溫下強度可能下降及引發剝落的風險。在進行評估時，須考慮相關因素，包括混凝土的含水量、骨料種類、滲透性、可能的散熱率和硅粉含量。

對於高強混凝土結構的防火設計，應參考有關的專家文獻與試驗結果。

第五章 結構分析

5.1 一般規定

5.1.1 一般規定

為整個結構或結構的一部份進行分析以確定結構的內力分佈時，無論在何種極限狀態下，都可以假定材料的特性是與該材料的特徵強度有聯繫的。為結構的任何截面進行分析時，應假定材料的特性是與該材料在所驗算的極限狀態下的設計強度有聯繫的。

分析的方法應可以在實際可達到的準確程度下顯示結構的反應。本節給出的方法和假設應可以滿足一般的情況，但在某些情況下，可能需要使用更基本的方法評估結構對荷載的反應。

在進行包括每個施工階段的所有階段的結構分析時，必須考慮適合每個階段的結構框架、幾何形狀尺寸和特性。

5.1.2 分析方法

結構分析的主要目的是：因應要求的荷載組合，為結構各部份找出一組與設計荷載力平衡的內力和彎矩。

在設計極限荷載作用下，任何內力與彎矩的重分佈應與有關構件的延性配合。要取得內力和彎矩的包絡圖，一般的途徑是先用線彈性方法對結構整體或其部份進行分析，然後按本章提供的方法計算內力重分佈及可能出現的壓曲現象。另一途徑是選用塑性方法，例如屈服線分析方法。

在設計使用荷載作用下，線彈性分析一般已經可以提供足夠精確的內力與彎矩。在使用線彈性分析法時，構件的相對剛度可按照下列的其中任何一個方法計算：

- 混凝土截面：混凝土的整個截面，但不計算鋼筋截面；
- 全部截面：混凝土的全部截面，包括以彈性模量比計算的鋼筋截面；
- 換算截面：受壓區混凝土截面加上以彈性模量比計算的鋼筋截面。

在沒有更準確的資料下，鋼筋與混凝土的彈性模量比可設定為 15。

應採用一致的方法為所有結構構件進行計算。

5.1.3 荷載情況與荷載組合

5.1.3.1 概述

在考慮荷載組合時，必須考慮合適的荷載組合，以確保可以為整個結構或其驗算的部分內的所有關鍵截面找出最關鍵的設計條件。

5.1.3.2 樑和板

建築物中，對於沒有懸臂式構件的連續樑和連續板，如果所承受的主要是均佈荷載，則可以採用簡化的荷載組合。在一般情況下，可採用下列簡化的荷載組合：

- 最大設計荷載 ($\gamma_f G_k + \gamma_f Q_k$) 作用於所有跨度；
- 最大設計荷載 ($\gamma_f G_k + \gamma_f Q_k$) 作用於隔個跨度，最小設計荷載 ($\gamma_f G_k$) 作用於其餘跨度；或
- 最大設計荷載 ($\gamma_f G_k + \gamma_f Q_k$) 作用於任何兩個相鄰跨度，最小設計荷載 ($\gamma_f G_k$) 作用於其餘跨度。

對於以上荷載組合，應按第 2.3.2 與 2.3.3 節的規定，為有利與不利的情況取合適的 γ_f 值。

5.1.3.3 柱和牆

對於柱和牆，所需考慮的荷載組合應是那些可以在以下的情況產生最不利的彎矩與剪力的組合：

- 最大軸向力與相應的彎矩組合；
- 最小軸向力與相應的彎矩組合；
- 最大彎矩與相應的軸向力組合；
- 任何有可能比以上組合對柱或牆的設計更為不利的共存彎矩與軸向力的組合。

在大部份情況下，第 5.1.3.2 節所規定的荷載組合，及在有需要時加上任何作用在柱和牆的水平荷載組合，就已經足夠。

5.1.4 尺寸誤差與二階效應

在承載力極限狀態或意外事故的情況下，必須考慮由於結構可能出現的幾何尺寸誤差所產生的不利影響。在正常使用極限狀態下，一般都不需要考慮這個因素。

當二階效應有可能影響結構的整體穩定性，或會使關鍵截面達到承載力極限狀態時，就必須予以考慮。

5.2 結構分析

5.2.1 結構理想化

5.2.1.1 整體分析的結構模型

結構構件可根據其特性與功能分為樑、柱、板、牆、片、拱、殼等。本節給出了對這些構件以及由這些構件組成的結構進行分析的一些原則。

下列規定對建築物適用：

- a) 樑是指那些構件其跨度在簡單支承的條件下不小於其截面總高度的 2 倍，而在連續跨的條件下則不小於其截面總高度的 2.5 倍。否則應按深樑考慮。
- b) 板是指那些構件其短邊長度不小於其總厚度的 5 倍。
- c) 當主要承受均佈荷載的板符合以下條件時，可按單向板考慮：
 - 板的兩對邊是平行及沒有支承的；或
 - 四邊支承矩形板的中心部分，該板的長邊與短邊長度之比大於 2。
- d) 當密肋或槽形板的面板或結構面層與橫向肋具有足夠的抗扭剛度時，這些構件可以作為一個整體構件進行分析。這適用於符合以下條件的情況：
 - 肋間距不大於 1500mm，而且肋在翼緣以下的高度不大於其寬度的 4 倍；
 - 翼緣厚度不小於肋與肋之間的淨距的 1/10 和 50mm，兩者的較大值；及
 - 設有淨距不大於密肋或槽形板總厚度 10 倍的橫向肋。

當肋與肋之間的永久模塊會保留在板內時，上述的翼緣最小厚度，50mm，可以減為 40mm。

- e) 柱是指截面深度不大於截面寬度 4 倍的構件，否則應按牆考慮。

5.2.1.2 幾何數據

- a) 翼緣有效寬度（所有極限狀態）

T 形樑的翼緣有效寬度，即是指可以假定應力是均佈的範圍，取決於：肋與翼緣的尺寸、荷載的類型、樑的跨度、支承的情況，以及橫向鋼筋的配置。

翼緣有效寬度可根據零彎矩點之間的間距， l_{pi} ，確定。該間距可根據圖 5.1 取值。

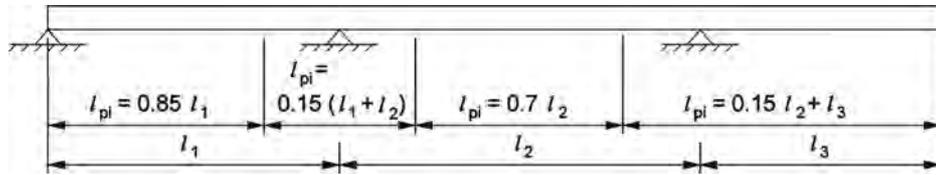


圖 5.1 計算翼緣有效寬度的 l_{pi} 定義

注：懸臂部份的長度 l_3 應小於相鄰跨度的一半。相鄰跨度的比值應介於 2/3 與 1.5 之間。

T 形或 L 形樑的翼緣有效寬度， b_{eff} ，應按下列公式取值：

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \quad (5.1)$$

其中 $i=1$ 或 2 ，而

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_{pi} \leq 0.2l_{pi} \quad (5.2)$$

和

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (5.3)$$

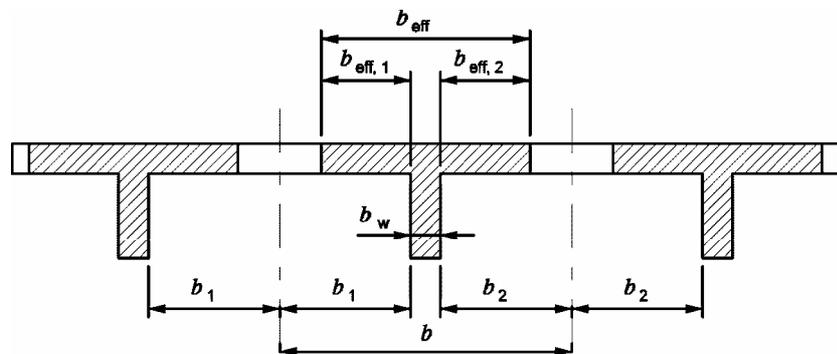


圖 5.2 計算有效翼緣寬度參數

在結構分析中，當精確度要求不是很高時，可以假定翼緣有效寬度在樑的跨度範圍內是不變的。可以取跨中的翼緣有效寬度。

b) 建築物中樑和板的有效跨度

注：以下規定主要適用於個別構件分析。在合適的情況下，這些簡化原則中有部分亦適用於框架分析。

構件的有效跨度， l ，可按下列公式計算：

$$l = l_n + a_1 + a_2 \quad (5.4)$$

式中：

l_n 是支承面之間的淨距。

跨端的 a_1 與 a_2 可根據圖 5.3 中合適的 a_i 取值，圖中 s_w 表示支承構件的寬度。

在連續樑或連續板的分析中，一般可假定支座不提供任何轉動約束。

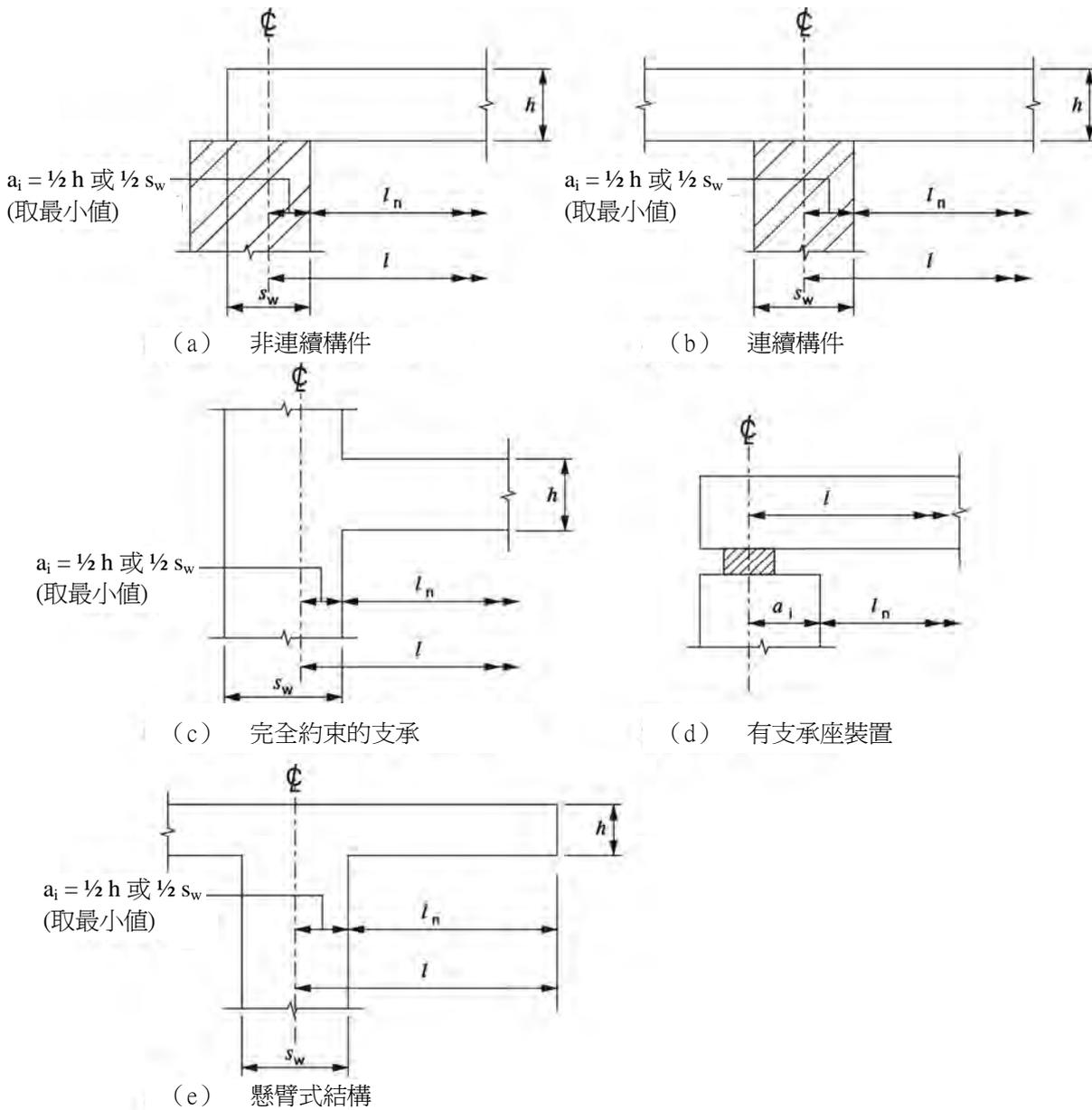


圖 5.3 不同支座條件下的有效跨度 (l)

當樑或板與其支承是整體建造而對轉動造成約束時，支承處的關鍵設計彎距的取值應是：位於矩形支承面的彎矩，或進入直徑為 ϕ 的圓形支承面 0.2ϕ 處的彎矩。而傳遞到支承構件（例如柱或牆等）的設計彎矩與反力則應取用彈性方法或內力重分配方法得到的數值中的較大值。

注： 支承處的關鍵設計彎矩應不小於完全固定端彎矩的 0.65 倍。

無論採用什麼分析方法，當樑或板在支承處是連續的，而支承（例如牆支承）又可以被認為不會對轉動造成約束時，根據支承中至中距離為跨度計算的支承設計彎矩可以折減 ΔM_{Ed} 。 ΔM_{Ed} 可按下列公式計算：

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} S_w / 8 \quad (5.5)$$

式中：

$F_{Ed,sup}$ 是設計支承反力

S_w 是支承的寬度（如圖 5.3b 所示）

5.2.2 承載力極限狀態的截面分析

當評估截面在承載力極限狀態時的反應時，可假定截面的平面保持平面，及鋼筋與混凝土都具有線性的應力/應變關係。

截面在承載力極限狀態下的強度，包括受短期及長期荷載作用的情況，都可以按第 3 章中以材料設計強度推算出的短期應力/應變關係曲線計算。對於預應力鋼筋，可參見圖 3.10。

5.2.3 正常使用極限狀態的截面分析

當評估截面在正常使用極限狀態時的反應時，可假定截面的平面保持平面，及鋼筋與混凝土都具有線性的應力/應變關係。

在有需要時，應顧及收縮、蠕變、開裂和預應力損失的影響。

可取 200 kN/mm^2 為鋼筋的彈性模量值。有關選取混凝土的彈性模量值的資料在第 3.1 節提供。

5.2.4 簡化

進行結構分析時，在適當的情況下可以採用第 5.2.5 節與第 5.2.6 節所提出的簡化方法。

5.2.5 不作為側向約束的整體框架

5.2.5.1 簡化為子框架

在設計一個只承受垂直荷載的框架的樑和柱時，適用於設計的彎矩、承載力與剪力可以通過對一系列的子框架進行線彈性分析而得到（參見第 5.2.9 節有關彎矩重分配）。每個子框架可包括同一層的樑及上下層的柱。柱遠離樑的一端一般可以假定是固定的，除非假定為鉸接是明顯地更為合理（例如基礎的設計被認為不能抵抗力矩的情況）。

5.2.5.2 臨界荷載安排的選擇

一般情況下，只需考慮下列垂直荷載安排已經足夠：

- 最大極限設計荷載（ $1.4G_k + 1.6Q_k$ ）作用於所有跨度；
- 最大極限設計荷載（ $1.4G_k + 1.6Q_k$ ）作用於隔個跨度，最小極限設計荷載（ $1.0G_k$ ）作用於其餘跨度；或
- 最大極限設計荷載（ $1.4G_k + 1.6Q_k$ ）作用於任何兩個相鄰跨度，最小極限設計荷載（ $1.0G_k$ ）作用於其餘跨度。

5.2.5.3 個別樑（及其支柱）的其他簡化方法

除了第 5.2.5.1 節的方法以外，個別樑的彎矩與剪力也可以通過分析一個只包括該樑、它兩端的柱，以及兩邊的樑（如果有的話）所構成的簡化子框架而得到。遠離該樑的柱端和樑端一般可以假定是固定的，除非假定為鉸接是明顯地更為合理。當兩邊的樑的外端是假定為固定端時，其剛度應取其實際剛度的一半。臨界荷載安排則應符合第 5.2.5.2 節的要求。

個別柱的彎矩也可以通過這種簡化框架的方法求得，但必須採用連接該柱的兩條樑之中跨度較長者作為簡化框架的中心樑。

5.2.5.4 連續樑簡化法

比上述子框架簡化法較為保守的另一方法就是假設某一層的樑是連續樑，而且支承不會有任何轉動約束，然後求取樑的彎矩與剪力。臨界荷載安排則應符合第 5.2.5.2 節的要求。

5.2.5.5 非對稱受荷的柱

當採用第 5.2.5.4 節的方法進行樑的分析時，可以假定遠離所考慮節點的柱端與樑端都是固定的，而樑的剛度是其實際剛度的一半，然後用簡單彎矩分配法計算柱的極限彎矩。應採用可以在柱中引起最大彎矩的設計極限活荷載分佈。

5.2.6 作為側向約束的框架

5.2.6.1 概述

當框架是作為整個結構的側向約束時，則應考慮搖動的影響。

另外，如果柱是細長的，則在樑與柱節點之處樑可能會受到附加彎矩（例如由偏心距引起的彎矩）（參見第 6.2 節）。在這種情況下，除了需要考慮荷載組合 1 外，還應考慮荷載組合 2 與 3（參見表 2.1）。

5.2.6.2 三個或以上大約相等跨度組成的抗搖框架

個別樑或柱的設計可以基於：只考慮垂直荷載而計算得到的彎矩、承載力、剪力，如第 5.2.5.2 節所述；或，如果是更嚴峻的話，取按下列兩項情況求得的數值之和：

- 對一系列的子框架進行彈性分析：每個子框架都是由一層的樑及上下層的柱構成的，並假定遠離樑的柱端一般是固定的（或是鉸接的，如果這是更接近實際的情況）。不必考慮水平荷載，所有樑則應承受全部（ $1.2G_k + 1.2Q_k$ ）的設計荷載。
- 對整體框架進行的彈性分析：假定所有樑和柱的反彎點都位於其中點，不考慮恆載與活荷載，只考慮作用在結構上的（ $1.2W_k$ ）風荷載。如果需要更準確的話，則不要假定最低層柱的反彎點是位於其中點，應假定最低層柱的柱腳是鉸接的。

同時還應考慮荷載組合 2 的作用（參見表 2.1），即 $1.0 G_k + 1.4W_k$ 。

5.2.7 板

有關板中的設計彎矩與剪力的分佈的指引可參見第 6.1.3 節。

5.2.8 牛腿與挑頭

牛腿與挑頭設計的簡化原則可參見第 6.5 節。

5.2.9 彎矩重分配

5.2.9.1 概述

對於強度不超過 C70 的混凝土，根據精確的彈性分析法或根據第 5.2.5 與 5.2.6 節規定的簡化分析方法得到的彎矩，在滿足下列所有條件時則可進行重分配：

- 條件一：在所有極限承載力設計荷載組合中，內力與外力保持平衡。

- 條件二：當在每個正彎矩或負彎矩段內受到最大彎矩的截面的設計承載力極限抵抗彎矩被調低時，則應驗算中性軸深度 x 以確定其值不大於按公式 (6.4)、(6.5) 或 (6.6) 計算得到的值（參見第 6.1.2.4 (b) 節）。
- 條件三：任何一個截面上的抵抗彎矩應不少於該截面根據已考慮所有設計極限荷載組合後得到的最大彈性彎矩值的 70%（對高層建築結構參見第 5.2.9.2 節）

注：除非柱的軸向力很小，否則條件二一般會排除柱內彎矩減值的情況。

5.2.9.2 在以結構框架提供穩定性及高於四層的結構中進行彎矩重分配的限制

對這種結構第 5.2.9.1 節的規定基本適用，但彎矩重分配的比例需要限制在 10% 之內，而且條件三的限值要改為 90%。

5.3 軸向荷載的二階作用

整體二階效應，例如垂直構件引起的彎矩，容易在具有柔性支撐體系的結構中出現。二階效應對其結構性能影響較大的構件包括柱、牆、樁、拱與殼。

在考慮二階效應時，應在變形後的狀態下驗算平衡與抵抗力。計算變形時應考慮開裂、材料的非線性特性以及蠕變的影響。

當相關時，應在分析中考慮相鄰構件或基礎的柔性造成的影響（例如土與結構的相互作用）。應考慮在變形可能發生的方向的結構反應，並在有需要時，考慮雙向彎曲的影響。

如果二階效應少於相應的一階效應的 10%，其影響可以不必計算。

5.4 剪力牆

剪力牆是為結構提供側向穩定性的素混凝土或鋼筋混凝土牆。

應通過整體的結構分析來得到每幅剪力牆要抵抗的側向荷載。分析時應考慮所作用的荷載、荷載與結構的剪力中心的偏心距，以及不同的剪力牆之間的相互作用。

應考慮由於結構的不對稱而產生的影響。

也應考慮軸向荷載與剪力的共同作用。

除了其他在本守則提及有關正常使用性能的準則外，還應考慮因剪力牆的搖動對建築物的佔用人在舒適上的影響（參見第 7 章）。

5.5 轉換結構

轉換結構是指當上下垂直構件不能延續時用於將垂直荷載重新分配的水平構件。在進行轉換結構分析時，應考慮以下因素：

- 施工程序與混凝土澆築順序；
- 臨時荷載與永久荷載的情況；
- 各支撐轉換結構的構件在軸向壓縮量的差異；
- 剪力牆對轉換結構的局部效應；
- 轉換結構上下的構件的剛度；
- 轉換結構的撓度
- 作用在轉換結構的側向剪力；及
- 側向荷載作用下轉換結構的搖動。

5.6 預製構件

預製構件的設計可參照《預製混凝土建造作業守則》。

第六章 承載力極限狀態

6.1 受彎構件

6.1.1 概述

本章適用於主要受彎的構件，即樑與板。板的設計可以根據其類別而歸納為：實心板（參見第 6.1.3 節）、加肋板（參見第 6.1.4 節）和無樑板（參見第 6.1.5 節）。對於樑的設計彎矩與剪力的一般要求可參見第 6.1.2 節。當對於各種類別的板有附加要求時，這些要求會在有關的章節提出。

6.1.2 樑

6.1.2.1 概述

(a) 設計限制條件

本節規定僅適用於正常比例的樑的設計，不適用於深樑（參見第 5.2.1.1(a)節）的設計。深樑的設計應參考專家文獻。

(b) 樑的有效跨度

樑的有效跨度應按第 5.2.1.2 (b) 節的規定取值。

(c) 帶翼緣樑的有效寬度

帶翼緣樑的有效寬度應按第 5.2.1.2 (a) 節的規定取值。

(d) 保證樑的側向穩定性的長細比限值

側向約束之間的淨距應不超過下列規定：

- 對簡支樑或連續樑： $60b_c$ 與 $250b_c^2/d$ 的較小值；
- 對僅在支座處有側向約束的懸臂樑： $25b_c$ 與 $100 b_c^2/d$ 的較小值。

6.1.2.2 連續樑

連續樑可按第 5 章的規定進行分析，或在合適的情況下，根據第 6.1.2.3 節提供的彎矩及剪力進行設計。

6.1.2.3 承受均佈荷載及大約相等跨度的連續樑：彎矩與剪力

在符合下列條件的情況下，表 6.1 可用於計算極限彎矩與剪力設計值：

- 外加荷載的特徵值 Q_k 不大於恆載的特徵值 G_k ；
- 荷載應是大約均佈地作用於三跨或以上；
- 跨長的差異應不超過最長跨度的 15%。

表 6.1 極限彎矩與剪力的設計值

	外支座	近端跨中處	第一個內支座	內跨中	內支座
彎矩	0	$0.09Fl$	$-0.11Fl$	$0.07Fl$	$-0.08Fl$
剪力	$0.45F$	-	$0.6F$	-	$0.55F$

注：1. 根據本表計算的彎矩不應再進行重分配。

6.1.2.4 樑的抗彎矩設計值

(a) 截面分析

在求取截面的承載力極限抵抗彎矩的截面分析中，應作下列假定：

- 混凝土受壓的應變與鋼筋受拉或受壓的應變分佈是根據截面的平面保持平面的假定而得到的；
- 混凝土受壓的應力是根據圖 3.9 所示的應力應變曲線，及取 $\gamma_m = 1.5$ 而得到的；或是採用圖 6.1 所示的簡化應力分佈圖而得到的；
- 不計算混凝土的抗拉強度；
- 鋼筋的應力是根據圖 3.9 所示的應力應變曲線，及取 $\gamma_m = 1.15$ 而得到的；
- 當截面的設計僅限於抵抗彎矩時，截面的力臂不大於有效深度的 0.95 倍。

在進行受細小軸向力作用的樑的截面分析時，如果該軸向力的極限值不大於 $0.1f_{cu}$ 乘以截面面積，它的影響可以不必考慮。

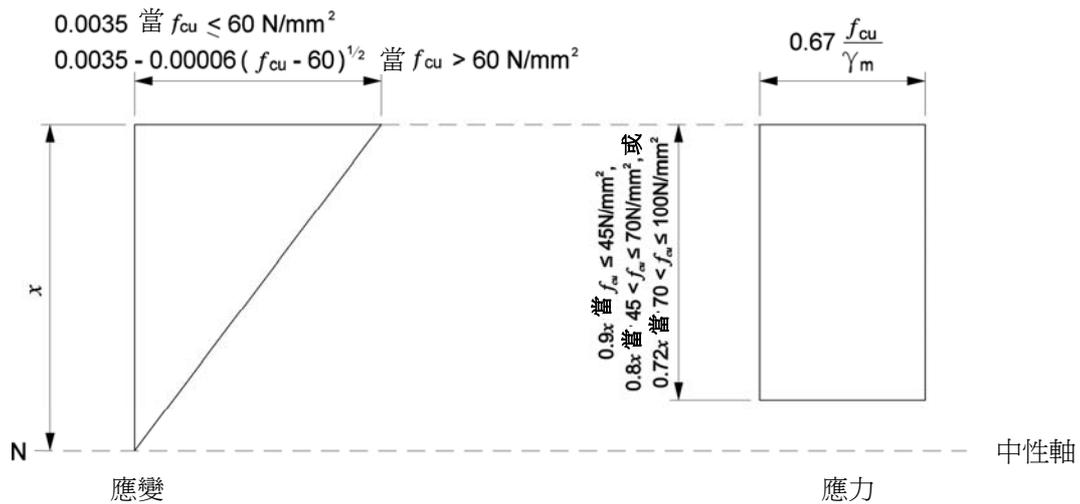


圖 6.1 計算混凝土截面承載力極限狀態的簡化應力方塊

(b) 中性軸深度的限制

中性軸離截面受壓邊緣的深度應受限制，以確保受拉鋼筋能產生足夠幅度的應變。

當彎矩重分配的比例不大於 10% 時，中性軸深度， x ，應符合下列條件：

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{ 時， } x \leq 0.5d \quad (6.1)$$

$$\text{當 } 45 < f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{ 時， } x \leq 0.4d \quad (6.2)$$

$$\text{當 } 70 < f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ 時， } x \leq 0.33d \text{， 及沒有彎矩重分配} \quad (6.3)$$

當彎矩重分配的比例大於 10% 時，中性軸深度， x ，應符合下列條件：

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{ 時， } x \leq (\beta_b - 0.4)d \quad (6.4)$$

$$\text{當 } 45 < f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{ 時， } x \leq (\beta_b - 0.5)d \quad (6.5)$$

式中：

$$\beta_b = \frac{\text{重分配後彎矩值}}{\text{重分配前彎矩值}} \quad (6.6)$$

(c) 矩形樑的設計公式

下列計算公式是以圖 6.1 所示的簡化應力分佈圖為依據的，這些公式同樣適用於中性軸位於翼緣內的帶翼緣樑。

$$K = M/bd^2f_{cu} \quad (6.7)$$

在彎矩重分配比例不超過 10%的情況下：

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2, x \leq 0.5d \text{ 時, } K' = 0.156 \quad (6.8)$$

$$\text{當 } 45 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2, x \leq 0.4d \text{ 時, } K' = 0.120$$

$$\text{當 } 70 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ 及沒有彎矩重分配時, } K' = 0.094$$

在彎矩重分配比例超過 10%的情況下：

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } K' = 0.402(\beta_p - 0.4) - 0.18(\beta_p - 0.4)^2 \quad (6.9)$$

$$\text{當 } 45 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } K' = 0.357(\beta_p - 0.5) - 0.143(\beta_p - 0.5)^2$$

如果 $K \leq K'$ ，則不需要配置受壓鋼筋，及：

$$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K}{0.9}} \right) \quad (6.10)$$

但不大於 $0.95d$ 。

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.45 \quad (6.11)$$

$$\text{當 } 45 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.40$$

$$\text{當 } 70 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.36$$

$$A_s = M / 0.87 f_y z \quad (6.12)$$

如果 $K > K'$ ，則需要配置受壓鋼筋，及：

$$z = d \left(0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{K'}{0.9}} \right) \quad (6.13)$$

$$\text{當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.45 \quad (6.14)$$

$$\text{當 } 45 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.40$$

$$\text{當 } 70 \text{ N/mm}^2 \leq f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{ 時, } x = (d - z) / 0.36$$

$$A_s' = \frac{(K - K') f_{cu} b_c d^2}{0.87 f_y (d - d')} \quad (6.15)$$

$$A_{st} = \frac{K' f_{cu} b_c d^2}{0.87 f_y z} + A_s' \quad (6.16)$$

如果 d'/x 大於 0.43（對 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ ），鋼筋的受壓應力將小於 $0.87 f_y$ ，並應按圖 3.9 所示曲線確定。

(d) 中性軸位於翼緣以下的帶翼緣樑的設計公式

如果彎矩設計值小於 $\beta_f f_{cu} b d^2$ ，而且彎矩重分配的比例小於 10%時，則可以按下式計算所需的受拉鋼筋面積：

$$A_s = \frac{M + k_1 f_{cu} b_w d (k_2 d - h_f)}{0.87 f_y (d - 0.5 h_f)} \quad (6.17)$$

其中：

當 $f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2$ 時， $k_1 = 0.1$ ， $k_2 = 0.45$

當 $45 \text{ N/mm}^2 < f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2$ 時， $k_1 = 0.072$ ， $k_2 = 0.32$

當 $70 \text{ N/mm}^2 < f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ 時， $k_1 = 0.054$ ， $k_2 = 0.2432$ 。

公式 (6.17) 只在下列情況適用：

當 $f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2$ 時， $h_f < 0.45d$ ；或

當 $45 \text{ N/mm}^2 < f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2$ 時， $h_f < 0.36d$ ；或

當 $70 \text{ N/mm}^2 < f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2$ 時， $h_f < 0.30d$ ，及沒有彎矩重分配。

如果彎矩設計值大於 $\beta_f f_{cu} b d^2$ 或彎矩重分配比例超過 10%，則可以直接引用第 6.1.2.4 (a) 節的假設條件進行截面設計。式中的 β_f 是一個系數，可按公式(6.18)計算。

系數 β_f 值可按下式計算：

$$\beta_f = 0.45 \frac{h_f}{0.9x} \left(1 - \frac{b_w}{b} \right) \left(1 - \frac{h_f}{2d} \right) + K' \frac{b_w}{b} \quad (6.18)$$

6.1.2.5 樑的抗剪力設計值

(a) 樑的剪應力

截面的剪應力設計值 v 可按下式計算：

$$v = \frac{V}{b_v d} \quad (6.19)$$

式中：

b_v 是截面寬度（對於帶翼緣樑，截面寬度應取翼緣以下腹板的平均寬度）

無論在任何情況及配置了多少抗剪鋼筋，剪應力 v 都不應大於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 7.0 N/mm^2 兩者中的較小者（這個限制條件中已包含 $\gamma_m = 1.25$ ）。

(b) 抗剪鋼筋：形式、截面面積與應力

抗剪鋼筋應按表 6.2 提供。

表 6.2 樑的抗剪力鋼筋的形式與截面面積

v 值 (N/mm^2)	配置的抗剪鋼筋的形式	配置的抗剪鋼筋的面積
$v < 0.5v_c$ 出現在樑的全長範圍內	見注 (1)	--
$0.5v_c < v < (v_c + v_r)$ (見注 2)	樑全長範圍內配置最少抗剪鋼筋	$A_{sv} \geq v_r b_v s_v / 0.87 f_{yv}$ (見注 2)
$(v_c + v_r) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 $7.0 \text{ N}/\text{mm}^2$	箍筋或箍筋加彎起鋼筋 (不應有超過 50% 的抗剪力是以彎起鋼筋的形式提供) (見注 3)	當僅配置箍筋時 $A_{sv} \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.87 f_{yv}$ 當同時配置箍筋與彎起鋼筋時，參見第 6.1.2.5 (e) 節。
注： 1. 所有具結構重要性的樑都應配置最少箍筋；對於結構重要性不大的構件，如過樑，或最大設計剪應力小於一半 v_c 的構件，則可以不配置箍筋。 2. 最少箍筋應提供設計抗剪力 v_r 。當 $f_{cu} \leq 40 \text{ N}/\text{mm}^2$ 時， $v_r = 0.4 \text{ N}/\text{mm}^2$ ；當 $f_{cu} > 40 \text{ N}/\text{mm}^2$ 時， $v_r = 0.4 (f_{cu} / 40)^{2/3}$ ，但 f_{cu} 取值不可大過 $80 \text{ N}/\text{mm}^2$ 。 3. 有關箍筋與彎起鋼筋間距的指引可參見第 6.1.2.5 (d) 節。		

(c) 混凝土剪應力

混凝土剪應力設計值 v_c (N/mm^2) 可按表 6.3 採用。表中的 A_s 是縱向抗拉鋼筋的截面面積。縱向抗拉鋼筋應延伸至超過所需截面不少於 d 處。在表中，可採用支座處截面內抗拉鋼筋的全截面面積，但必須符合鋼筋的切斷與錨固要求（有關鋼筋的一般要求與簡化原則可參見第 8 章與第 9 章）。

在整體建造的樑柱節點處，如果樑的設計是基於柱只提供簡支支承的假設，而且樑配置了標稱頂部鋼筋來控制裂縫，則可以根據支座處樑底部鋼筋的截面面積來計算 v_c 的值，但底部鋼筋必須按照第 8.4 節規定的簡支支座的要求進行錨固。如果沒有這樣的錨固，則應以頂部鋼筋來計算 v_c 值，這些鋼筋應延伸到跨中，離支承面不少於有效截面深度 3 倍的長度。

(d) 箍筋間距（見表 6.2）

箍筋沿樑跨度方向的間距不應大於 $0.75d$ 。在與跨度垂直方向，箍筋的水平間距應能使所有縱向受拉鋼筋與箍筋垂直肢的距離不大於 150 mm ；此距離在任何情況下均不可大過 d 。

(e) 彎起鋼筋的抗剪力

彎起鋼筋體系的抗剪力設計值可以根據桁架的假定來進行計算，以彎起鋼筋為拉杆，混凝土為壓杆（見圖 6.2）。彎起鋼筋體系的抗剪力可按下式計算：

$$V_b = A_{sb}(0.87f_{yv})(\cos\alpha + \sin\alpha \cot\beta)\frac{d-d'}{s_b} \quad (6.20)$$

式中：

α 是彎起鋼筋與樑縱軸之間的夾角；

β 是彎起鋼筋桁架體系中“壓杆”與樑縱軸之間的夾角。彎起鋼筋桁架體系的佈置應使到 α 與 β 均大於 45° 而最大 s_t 值為 $1.5d$ 。鋼筋提供的抗剪力中，最少要有 50%是來自箍筋。

表 6.3 混凝土剪應力設計值， v_c

$\frac{100A_s}{b_v d}$	截面有效深度 (mm)							
	125	150	175	200	225	250	300	400
	N/mm ²							
≤0.15	0.45	0.43	0.41	0.40	0.39	0.38	0.36	0.34
0.25	0.53	0.51	0.49	0.47	0.46	0.45	0.43	0.40
0.50	0.67	0.64	0.62	0.60	0.58	0.56	0.54	0.50
0.75	0.77	0.73	0.71	0.68	0.66	0.65	0.62	0.57
1.00	0.84	0.81	0.78	0.75	0.73	0.71	0.68	0.63
1.50	0.97	0.92	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.72
2.00	1.06	1.02	0.98	0.95	0.92	0.89	0.86	0.80
≥3.00	1.22	1.16	1.12	1.08	1.05	1.02	0.98	0.91

注：

1. 表中的數值已考慮系數 $\gamma_m = 1.25$

2. 表中的數值是根據下式計算的

$$0.79 \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{\frac{1}{3}} \left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \frac{1}{\gamma_m}$$

式中：

$\frac{100A_s}{b_v d}$ 不應取大於 3

$\left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}}$ 對不配置剪力鋼筋的構件不應取小於 0.67

$\left(\frac{400}{d} \right)^{\frac{1}{4}}$ 對按表 6（注 2）配置最少剪力鋼筋的構件不應取小於 1

3. 當混凝土特徵強度大於 25 N/mm²時，本表中的數值應乘以 $(f_{cu}/25)^{1/3}$ ，但 f_{cu} 值應取不大於 80 N/mm²

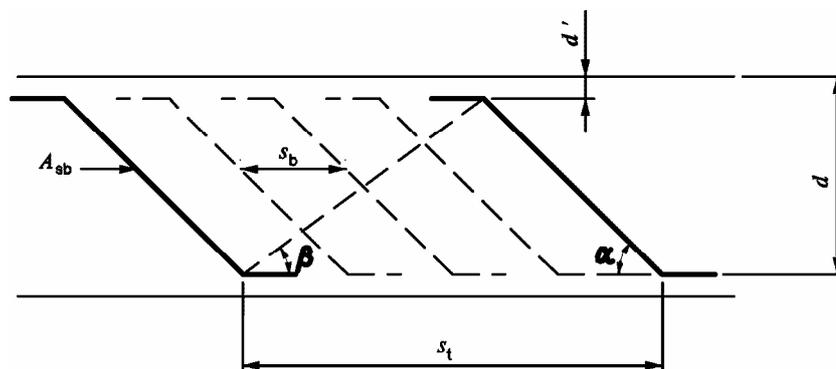


圖 6.2 彎起鋼筋體系

(f) 彎起鋼筋的錨固與承壓

對彎起鋼筋應進行錨固驗算（參見第 8.4.2 節）與承壓驗算（參見第 8.3 節）。

(g) 接近支承截面的增強抗剪力

對於沒有配置剪力鋼筋的樑與懸臂結構，剪切破壞通常發生在與水平的夾角約為 30° 的斜面。如果此破壞斜面被推到更斜的角度（因為所考慮顯示於圖 6.3 的 $(x-x)$ 截面接近支承，或由於其他原因），則需要更大的剪力才可以導致破壞的剪力則會增強。

此增強抗剪力可應用於接近支承截面的設計，方法是將混凝土的抗剪應力設計值 v_c 增大到 $2dv_c/a_v$ ，式中 a_v 是受剪切破壞面橫斷的構件部分的長度，但條件是在支座面的剪應力必須小於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 與 7.0N/mm^2 的較小值（此限值已包含取 1.25 的 γ_m 值）。

當考慮的截面與支承面或集中荷載作用點的距離小於樑的有效深度 d 的兩倍時，則可應用這種增強效應。在牛腿（參見第 6.5 節）或樁承台（參見第 6.7 節）的設計中，或者當集中荷載作用於接近樑的支座位置時，這種增強效應特別有用。

為了達到良好的效果，在與預計的剪切破壞面相交點的兩側，受拉鋼筋應伸延至不少於相等於樑有效深度的距離，或設置了等效的錨固。

(h) 接近支承截面的抗剪鋼筋

如果需要配置抗剪鋼筋，其總截面面積可以按下式計算：

$$\sum A_{sv} = a_v b_v \frac{\left(v - \frac{2d}{a_v} v_c \right)}{0.87 f_{yv}} \geq \frac{0.4 b_v a_v}{0.87 f_{yv}} \quad (6.21)$$

這些鋼筋應配置在 a_v 長度的中間 3/4 範圍內。當 a_v 小於 d 時，水平抗剪鋼筋將比垂直抗剪鋼筋更有效。

(i) 支承附近的增強抗剪力（簡化方法）

第 6.1.2.5 (g) 與 (h) 節指出的方法對所有樑都適用。但是，對於主要承受均佈荷載的樑，或當主要荷載距離支承面超過 $2d$ ，則可以只計算距離支承面 d 處的截面上的剪切應力，並按第 6.1.2.5 (c) 節的規定計算 v_c 值，及按表 6.3 計算抗剪鋼筋。如果更接近支承的截面亦配置同樣的抗剪鋼筋，則對這些截面不需作進一步的剪力驗算。

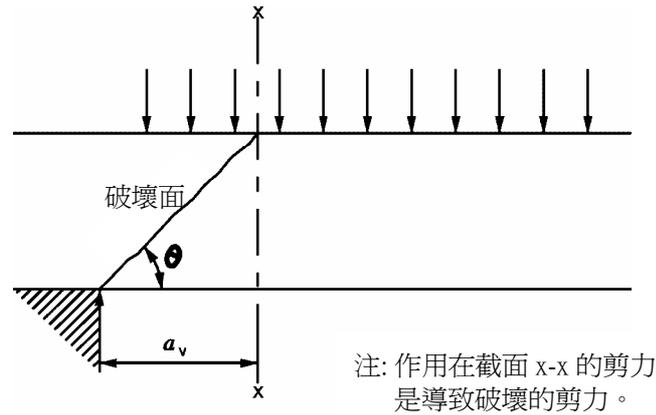


圖 6.3 靠近支座處的剪切破壞

(j) 底部受荷的樑

當荷載作用在樑截面的底部時，除一般抗剪鋼筋外，應配置足夠的垂直鋼筋來承擔該荷載。

(k) 剪力與軸向力

同時受剪力與軸向力而又沒有配置抗剪鋼筋的截面，所能夠承受的剪應力設計值， v_c' ，可按公式（6.22）計算。在計算中需要考慮有利與不利兩種情況下的荷載組合（參見表 2.1）。

$$v_c' = v_c + 0.6 \frac{NVh}{A_c M} \quad (6.22)$$

式中：

v_c' 是已預算軸向力的影響而修正的混凝土剪應力設計值；

注：

1. N/A_c 是作用在截面形心的混凝土平均應力；
2. Vh/M 的取值應不大於 1。

當需要避免在達到承載力極限狀態之前出現剪切裂縫時，剪應力應限制在按公式（6.23）計算得到的值以內。

$$v_c' = v_c \sqrt{1 + \frac{N}{A_c v_c}} \quad (6.23)$$

如果 v 大過 v_c ，則應按表 6.2 配置抗剪鋼筋，而該表中的 v_c 需以 v_c' 取代。

v 不應大於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 7.0 N/mm^2 ，兩者中的較小者。

對於軸向力為拉力的情況，公式 (6.22) 與 (6.23) 仍然適用，但公式中的 N 應取負值。

(1) 扭力

對於一般的樑板或框架結構，通常是不需要為扭力而特別進行驗算。抗剪鋼筋已可以有效的控制扭曲開裂。但當設計是依賴構件的抗扭力時，就需要進行直接針對扭力的設計。有關規定在第 6.3 節提供。

6.1.3 樑或牆支承的實心板

6.1.3.1 設計

一般來說，第 6.1.2 節中有關樑的設計的規定同樣也適用於實心板的設計，但需要考慮第 6.1.3.2 至 6.2.3.6 節的規定。

6.1.3.2 彎矩與剪力

(a) 概述

除了為樑提供的各種方法外，分佈荷載或集中荷載導致的彎矩與剪力也可根據適當的彈性分析法求得。另外，也可以應用 Johansen 的屈服線法或 Hillerborg 的條帶法，但條件是所求得的支承彎矩與跨中彎矩的比值應與用彈性分析法得到的結果接近。

(b) 集中荷載在板的分佈

如果板是在兩對邊簡單支承的，而且在跨度方向承受一個或多個集中荷載時，則板應設計成能抵抗這些荷載所產生的最大彎矩。可假設該最大彎矩是由按下列原則訂定的有效寬度（與支承平行的方向量度）的板來抵抗：

- 對於實心板，有效寬度可取荷載作用面寬度與 $2.4x(1-x/l)$ 之和。式中 x 是所考慮的截面至較近的支承之間的距離， l 是板的跨度；
- 對於其他類型的板，除非另有規定，有效寬度應取決於板的橫向抗彎剛度與縱向抗彎剛度的比值。當這兩個剛度大約相等時，可採用按實心板來確定的有效寬度。但當這兩個剛度的比值減少時，有效寬度也應相應地減少。然而所取的最少有效寬度應為荷載作用面寬度加 $4x/l(1-x/l)$ 米。式中的 x 與 l 的定義如上。對於位於跨中的截面，有效寬度等於 1 米加上荷載作用面寬度；

- 當集中荷載作用在板的懸空邊附近時，有效寬度既不應大於上述相應的有效寬度，也不應大於上述有效寬度的一半加上荷載作用中心至懸空邊的距離（見圖 6.4）。

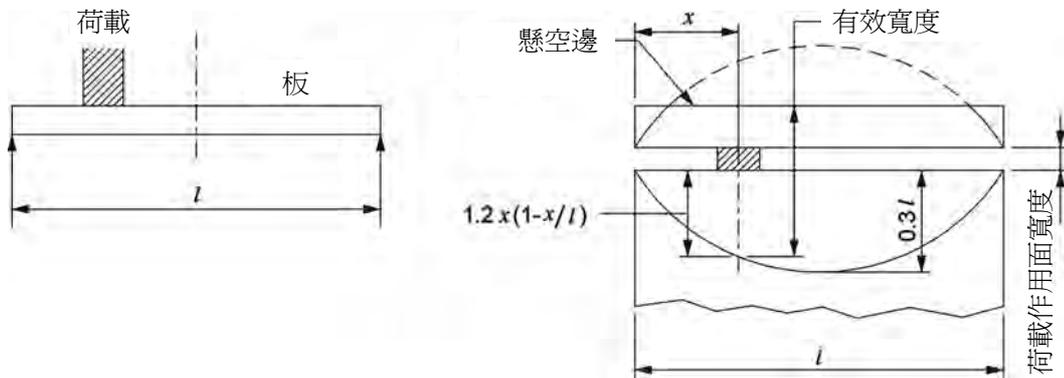


圖 6.4 集中荷載位於板的懸空邊附近時實心板的有效寬度

(c) 荷載安排的簡化

原則上，板應為抵抗最不利的荷載安排而進行設計。然而，在符合下列條件的情況下，板只需要能抵禦在所有板跨或板塊都受最大設計荷載這單一的荷載安排所產生的彎矩與剪力，則通常都可以符合上述要求。

- 對於單跨板，每板節的面積超過 30m^2 。這裏，板節是指由兩個相對邊的支承線包圍的整個結構寬度所形成的板帶（參見圖 6.5）；
- 特徵活荷載與特徵恆載的比值不大於 1.25；及
- 不包括隔牆的特徵活荷載值不大於 5kN/m^2 。

當分析是基於所有跨均受荷載的單一荷載安排時，除懸臂板的支承外，求得的支承彎矩應折減 20%，而跨中彎矩則應相應地增加。

所求得的彎矩包絡圖應能符合第 5.2.9.1 節的規定。此外，不應再進行其他彎矩重分配。

當某個跨度或板塊是與大跨度懸臂構件相鄰時，應考慮該跨度或板塊不受荷載而懸臂構件則受荷載的情況。

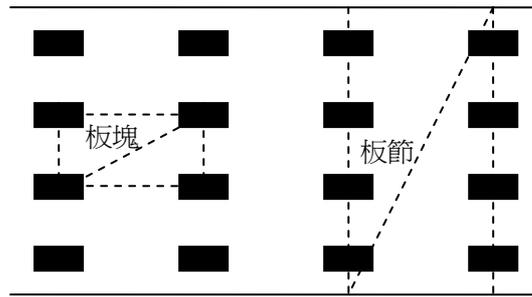


圖 6.5 板塊與板節的定義

(d) 約等跨的單向板：均佈荷載

當符合第 6.1.3.2 (c) 節的規定時，連續單向板的彎矩與剪力可以按表 6.4 中的系數計算。這些系數已考慮了上述的 20% 重分配。

按表 6.4 設計的鋼筋可以按照第 9.3.1 節的規定截斷。

表 6.4 單向連續板的極限彎矩與剪力

	端支承／板連接處				第一個內支承處	內跨處	其餘內支承處
	簡支		連續				
	端支承處	近端跨跨中處	端支處	近端跨跨中處			
彎矩	0	$0.086Fl$	$-0.04Fl$	$0.075Fl$	$-0.086Fl$	$0.063Fl$	$-0.063Fl$
剪力	$0.4F$	--	$0.46F$	--	$0.6F$	--	$0.5F$

6.1.3.3 雙向實心板：均佈荷載

(a) 概述

第 6.1.3.3 (c) 至 (f) 節適用於受均佈荷載及在兩個直角方向跨越的雙向板的設計。

(b) 簡支雙向板

當簡支雙向板在四角處未有足夠的抗扭及防升起的措施時，每一寬度單位上的最大彎矩可按下式計算：

$$m_{sx} = \alpha_{sx} n l_x^2 \quad (6.24)$$

$$m_{sy} = \alpha_{sy} n l_x^2 \quad (6.25)$$

式中：

m_{sx} 是跨越 l_x 方向的板帶上的跨中或支承彎矩，在每一寬度單位上的最大極限設計值；

m_{sy} 是跨越 l_y 方向的板帶上的跨中或支承彎矩，在每一寬度單位上的最大極限設計值；

l_x 是短邊長度；

l_y 是長邊長度；

n 是每一單位面積上的總極限荷載設計值；

α_{sx} 與 α_{sy} 是表 6.5 所示的彎矩系數。

表 6.5 四邊簡支雙向板的彎矩系數

l_y/l_x	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0
α_{sx}	0.062	0.074	0.084	0.093	0.099	0.104	0.113	0.118
α_{sy}	0.062	0.061	0.059	0.055	0.051	0.046	0.037	0.029

表 6.5 的系數是按下式計算：

$$\alpha_{sx} = \frac{(l_y/l_x)^4}{8[1+(l_y/l_x)^4]} \quad (6.26)$$

$$\alpha_{sy} = \frac{(l_y/l_x)^2}{8[1+(l_y/l_x)^4]} \quad (6.27)$$

(c) 受約束板

當板的四角有防升起與抗扭措施時，每一寬度單位的板帶上的最大彎矩設計值可按下式計算：

$$m_{sx} = \beta_{sx} n l_x^2 \quad (6.28)$$

$$m_{sy} = \beta_{sy} n l_x^2 \quad (6.29)$$

式中：

β_{sx} 與 β_{sy} 是表 6.6 所示的彎矩系數。

在應用上述公式時，應符合第 6.1.3.3 (d) 節的條件與規定。

公式 (6.28)、(6.29) 及表 6.6 中的系數都可以根據以下公式求得：

$$\beta_y = (24 + 2N_d + 1.5N_d^2) / 1000 \quad (6.30)$$

$$\gamma = \frac{2}{9} \left[3 - \sqrt{18 \frac{l_x}{l_y} (\sqrt{\beta_y + \beta_1} + \sqrt{\beta_y + \beta_2})} \right] \quad (6.31)$$

$$\sqrt{\gamma} = \sqrt{\beta_x + \beta_3} + \sqrt{\beta_x + \beta_4} \quad (6.32)$$

式中：

β_x 是跨越 l_x 方向的跨中正彎矩，在每一寬度單位上之值除以 nl_x^2 ；

β_y 是跨越 l_y 方向的跨中正彎矩，在每一寬度單位上之值除以 nl_x^2 ；

β_1 與 β_2 是短邊上的負彎矩，在每一寬度單位上之值除以 nl_x^2 ；

β_3 與 β_4 是長邊上的負彎矩，在每一寬度單位上之值除以 nl_x^2 ；

N_d 是不連續邊的數量 (0 至 4)

注：對於連續邊， β_1 與 β_2 取值為 $4/3\beta_y$ ；對於不連續邊， β_1 與 β_2 取值為零。對於連續邊， β_3 與 β_4 取值為 $4/3\beta_x$ ；對於不連續邊， β_3 與 β_4 取值為零。

(d) 對於四角有防升起與足夠的抗扭措施的受約束板：應用公式 (6.28) 與 (6.29) 的條件與規則

應用公式 (6.28) 與 (6.29) 於連續板所需符合的條件如下：

- 所考慮的板塊與相鄰板塊的特徵永恆荷載與活荷載值是大約相同；
- 所考慮的板塊與相鄰板塊在垂直共同支承邊方向的跨度是大約相同。

在應用這些公式計算有受約束板 (連續或不連續) 時應遵守的規則有：

- i) 如圖 6.6 所示，板在每個方向可分為中間板帶與邊緣板帶。中間板帶佔 $3/4$ 板寬，各邊緣板帶佔 $1/8$ 板寬。
- ii) 按上述方法計算得的最大設計彎矩僅適合於中間板帶，並且不應進行彎矩重分配。

- iii) 中間板帶的鋼筋應根據第 9.3.12 節（鋼筋的切斷）進行細部設計。
- iv) 邊緣板帶內及與邊緣平行的鋼筋不需大於第 9.3.1.1 (a) 節所規定的最少限量（最少受拉鋼筋截面）與下列 v) 至 vii) 節中因應扭力的建議。
- v) 當板角兩邊都是簡支時，則應配置抗扭鋼筋。抗扭鋼筋應包括頂部及底部鋼筋。每層鋼筋應平行板邊排列，並伸入板塊到離板邊有短跨度 $1/5$ 的長度。這 4 層鋼筋的每層最小截面面積應不小於板跨中最大設計彎矩所需的鋼筋截面面積的 $3/4$ 。
- vi) 當板角只有一邊是連續時，則應配置相等前段所述配筋量一半的抗扭鋼筋。
- vii) 當板角兩邊都是連續時，則不需配置抗扭鋼筋。

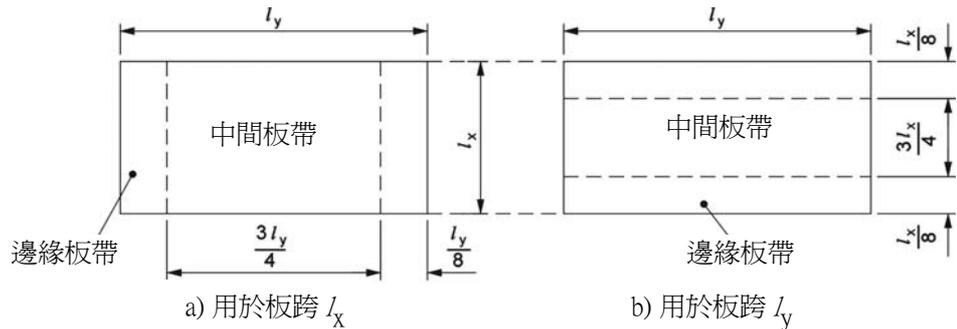


圖 6.6 板的中間板帶與邊緣板帶的劃分

表 6.6 四邊支承且板角能抗扭的矩形板的彎矩系數

板塊類型與彎矩	短跨系數 β_{sx}								適用於所有 l_y/l_x 值的長跨系數 β_{sy}
	l_y/l_x 比值								
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0	
內板塊									
連續邊上負彎矩	0.031	0.037	0.042	0.046	0.050	0.053	0.059	0.063	0.032
跨中的正彎矩	0.024	0.028	0.032	0.035	0.037	0.040	0.044	0.048	0.024
一短邊不連續									
連續邊上的負彎矩	0.039	0.044	0.048	0.052	0.055	0.058	0.063	0.067	0.037
跨中的正彎矩	0.029	0.033	0.036	0.039	0.041	0.043	0.047	0.050	0.028
一長邊不連續									
連續邊上的負彎矩	0.039	0.049	0.056	0.062	0.068	0.073	0.082	0.089	0.037
跨中的正彎矩	0.030	0.036	0.042	0.047	0.051	0.055	0.062	0.067	0.028
兩相鄰邊不連續									
連續邊上的負彎矩	0.047	0.056	0.063	0.069	0.074	0.078	0.087	0.093	0.045
跨中的正彎矩	0.036	0.042	0.047	0.051	0.055	0.059	0.065	0.070	0.034
兩短邊不連續									
連續邊上的負彎矩	0.046	0.050	0.054	0.057	0.060	0.062	0.067	0.070	—
跨中的正彎矩	0.034	0.038	0.040	0.043	0.045	0.047	0.050	0.053	0.034
兩長邊不連續									
連續邊上的負彎矩	—	—	—	—	—	—	—	—	0.045
跨中的正彎矩	0.034	0.046	0.056	0.065	0.072	0.078	0.091	0.100	0.034
三邊不連續（一長邊連續）									
連續邊上的負彎矩	0.057	0.065	0.071	0.076	0.081	0.084	0.092	0.098	—
跨中的正彎矩	0.043	0.048	0.053	0.057	0.060	0.063	0.069	0.074	0.044
三邊不連續（一短邊連續）									
連續邊上的負彎矩	—	—	—	—	—	—	—	—	0.058
跨中的正彎矩	0.042	0.054	0.063	0.071	0.078	0.084	0.096	0.105	0.044
四邊不連續									
跨中的正彎矩	0.055	0.065	0.074	0.081	0.087	0.092	0.103	0.111	0.056

(e) 在相鄰板塊有不同條件的受約束板

有的時候，應用表 6.6 於相鄰板塊而計算得的支承彎矩可能出現很大的差異。以下步驟可調整這種情況：

- i) 為每板塊計算跨中彎矩與平均支承彎矩的總和（不必理會正負）；
- ii) 將按表 6.6 計算得到的值作為固端彎矩；
- iii) 將固端彎矩按照相鄰跨的相對剛度進行分配，得到新的支承彎矩；
- iv) 調整每個板塊的跨中彎矩：調整後的跨中彎矩與在第 iii) 步得到的平均支承彎矩之和（不必理會正負）應等於第 i) 步計算出的彎矩總和。

如果對於某個板塊這樣計算得的支承彎矩值比按表 6.6 計算得的彎矩大很多時，支承上配置的受拉鋼筋則應延伸超過第 9.3.12 節的要求。應採取的步驟如下：

- v) 設跨中彎矩在支承之間是呈拋物線型，其最大值等於第 iv) 步求得的值；
- vi) 確定新的支承彎矩（按第 iii) 步計算得的值）與跨中彎矩（按第 v) 步計算得的值）的反彎點；
- vii) 在每端，將一半的支承受拉鋼筋延伸越過最近的反彎點，越過的長度不少於板的有效深度或 12 倍鋼筋直徑；
- viii) 在每端，將全部的支承受拉鋼筋延伸至按第 vii) 步計算得的長度的一半。

(f) 支承樑的荷載

支承受均佈荷載的雙向板的樑的荷載可以按照下式計算：

$$v_{sy} = \beta_{vy} n l_x \quad (6.33)$$

$$v_{sx} = \beta_{vx} n l_x \quad (6.34)$$

式中：

v_{sx} 是在跨度 l_x 方向的單位寬度的板帶上的設計端部剪力，作用在邊長的中間 3/4 寬度上；

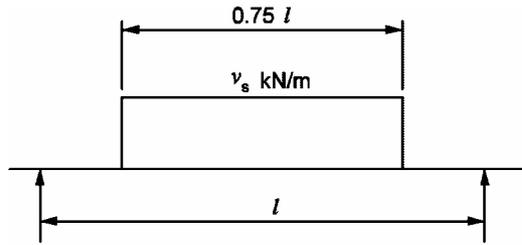
v_{sy} 是在跨度 l_y 方向的單位寬度的板帶上的設計端部剪力，作用在邊長的中間 3/4 寬度上；

β_{vx} 與 β_{vy} 是剪力系數，按表 6.7 取值。

表 6.7 均佈荷載下四邊支承且板角能抗扭的矩形板的剪力系數

板塊類型與位置	相應於不同 l_y/l_x 比值的 β_{vx}								β_{vy}
	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.75	2.0	
四邊連續									
連續邊	0.33	0.36	0.39	0.41	0.43	0.45	0.48	0.50	0.33
一短邊不連續									
連續邊	0.36	0.39	0.42	0.44	0.45	0.47	0.50	0.52	0.36
不連續邊	—	—	—	—	—	—	—	—	0.24
一長邊不連續									
連續邊	0.36	0.40	0.44	0.47	0.49	0.51	0.55	0.59	0.36
不連續邊	0.24	0.27	0.29	0.31	0.32	0.34	0.36	0.38	—
兩短邊不連續									
連續邊	0.40	0.44	0.47	0.50	0.52	0.54	0.57	0.60	0.40
不連續邊	0.26	0.29	0.31	0.33	0.34	0.35	0.38	0.40	0.26
兩長邊不連續									
連續邊	0.40	0.43	0.45	0.47	0.48	0.49	0.52	0.54	—
不連續邊	—	—	—	—	—	—	—	—	0.26
兩相鄰邊不連續									
連續邊	—	—	—	—	—	—	—	—	0.40
不連續邊	0.26	0.30	0.33	0.36	0.38	0.40	0.44	0.47	—
三邊不連續 (一短邊不連續)									
連續邊	0.45	0.48	0.51	0.53	0.55	0.57	0.60	0.63	—
不連續邊	0.30	0.32	0.34	0.35	0.36	0.37	0.39	0.41	0.29
三邊不連續 (一長邊不連續)									
連續邊	—	—	—	—	—	—	—	—	0.45
不連續邊	0.29	0.33	0.36	0.38	0.40	0.42	0.45	0.48	0.30
四邊不連續									
不連續邊	0.33	0.36	0.39	0.41	0.43	0.45	0.48	0.50	0.33

當採用的極限承載力支承彎矩設計值與按表 6.6 取得的數值相差很大時，可能需要對按表 6.7 列出的值進行調整。圖 6.7 顯示所假定的支承樑荷載分佈。



注： 當 $l = l_y$ ， $v_s = v_{sx}$ ；
 當 $l = l_x$ ， $v_s = v_{sy}$ 。

圖 6.7 雙向板支承樑的荷載分佈圖

6.1.3.4 實心板的極限抗彎矩力

實心板截面的設計極限抗彎矩力可按第 6.1.2.4 節的方法計算。

表 6.8 實心板內抗剪鋼筋的形式與截面面積

v 值(N/mm ²)	所設置的抗剪鋼筋形式	所設置受剪鋼筋截面面積
$v < v_c$	不需要	不需要
$v_c < v < v_c + v_r$	僅 $v > v_c$ 處配置最少箍筋	$A_{sv} \geq v_r b_v s_v / 0.87 f_{yv}$
$v_c + v_r < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 7.0N/mm^2	箍筋或彎起筋或兩者的組合（但箍筋或彎起筋的間距不必小於 d ）	如僅設置箍筋： $A_{sv} \geq b s_v (v - v_c) / 0.87 f_{yv}$ 如僅設置彎起筋： $A_{sb} \geq b s_b (v - v_c) / \{0.87 f_{yv} (\cos \alpha + \sin \alpha \cot \beta)\}$ (見第 6.1.2.5 (e) 節)
注：1. 當 $f_{cu} \leq 40\text{ N/mm}^2$ 時， $v_r = 0.4\text{ N/mm}^2$ ；當 $f_{cu} > 40\text{ N/mm}^2$ 時， $v_r = 0.4 (f_{cu}/40)^{2/3}$ ，及 f_{cu} 取值不可大過 80 N/mm^2 。 2. 對於厚度小於 200mm 的板，抗剪鋼筋會因屈曲及固定都有困難而不能保證其效能，所以不建議在這些板內設置抗剪鋼筋。 3. 第 6.1.2.5 (g) 至 (i) 節有關接近支承截面抗剪強度增強效應的規定同樣適用於實心板。		

6.1.3.5 實心板的抗剪力

(a) 剪應力

任何截面的剪應力設計值 v 可按照下列公式計算：

$$v = \frac{V}{bd} \quad (6.35)$$

無論怎樣設置受剪鋼筋，在任何情況下 v 值都不可大於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 與 7.0 N/mm^2 兩者中的較小值。

(b) 受剪鋼筋

實心板中抗剪鋼筋的要求列於表 6.8。

6.1.3.6 集中荷載下的實心板的剪力

第 6.1.5.7 節的規定適用於這種情況。

6.1.4 加肋板

6.1.4.1 概述

(a) 引言

本節中所用的術語‘加肋板’是指用下述之一的方式施工的現澆板：

- 當結構強度的計算有考慮面層的作用時（有關最小厚度應參見表 6.19）：
 - i) 在模塊之間用現澆混凝土搗出一系列的板肋，再用同樣強度的混凝土面層連接各板肋的頂部。模塊會保留在完成的結構內。
 - ii) 板肋與面層是用模塊澆築成一體的。當混凝土結硬後，模塊可能會被拆除。
 - iii) 有矩形、圓形或其他形狀的空心，及連續的底面層。
- 當結構強度的計算不考慮面層的作用時，板肋是澆築在模塊之間，模塊會留在板中成爲該板的一部分，肋的頂部可用混凝土面層連成一體（但面層混凝土的強度不需要與板肋的相同）。

(b) 空心或實心的模塊與模板

空心或實心的模塊與模板可以用任何合適材料制成。但是如果需要考慮它們在的結構強度中的作用時，則：

- 應用混凝土或燒黏土製成；
- 當受與板中壓應力同方向的軸向壓力時，以淨截面計的材料的特徵強度不小於 14N/mm^2 ；
- 當採用火燒硅土、黏土或頁岩製成時，應符合有關認可標準的規定。

(c) 板肋的間距與尺寸

現澆板肋的間距應不大於 1.5m。不計面層，板肋的淨高度應不超過其厚度的 4 倍。板肋的最小寬度應根據保護層厚度、鋼筋間距以及耐火要求而確定。

(d) 非結構邊支承

當板邊是靠在牆上或支承在與板肋平行的樑上時，該板邊應用一個寬度與支承面相同的板肋來予以加強。

(e) 有計算結構強度的面層的厚度

在考慮可能產生的磨損後，淨厚度應不小於表 6.9 的規定。

(f) 不計算面層對結構強度影響時的空心板

當板是按表 6.9 中 (b) 項的規定建造時，模塊應符合第 6.1.4.1 (b) 節的規定。此外，模塊空心之上的厚度不得小於 20mm 或空心沿板肋的橫向尺寸的 1/10。模塊和面層 (如有的話) 的總厚度應不小於板肋距的 1/5。

表 6.9 結構面層的最小厚度

板的類型	面層的最小厚度(mm)
採用永久性模塊的板 如第 6.1.4.1 (a) i) 節與第 6.1.4.1 (b) 節所述： a) 肋的淨距不大於 500mm 並用不低於 11N/mm ² 或 1:3 水泥沙漿連接 b) 肋淨距不大於 500mm，沒有用水泥沙漿連接 c) 所有其他採用永久模塊的板	25 30 40 或肋淨距的 1/10 兩者中取較大者
不採用永久模塊的所有板 如第 6.1.4.1 (a) ii) 與 iii) 所述	50 或肋淨距的 1/10 兩者中取較大者

6.1.4.2 結構分析

連續板中由於極限設計荷載產生的彎矩與剪力可以按第 6.1.3.2 節提出的任何一個實心板計算方法計算。當板在兩個成直角方向都具有相同結構特徵 (彎曲與扭曲) 的肋時，則可使用第 6.13.3 節的雙向板方法，或第 6.1.5 節的無樑板方法，其中較合適者進行設計。

當設置足夠的鋼筋來完全滿足支承彎矩設計值變得不合乎實際時，則可以將連續板分成一系列的簡支跨來計算。如果採用這個方法，支承的位置上應設置足夠的鋼筋來控制裂縫。建議此鋼筋的截面面積應不小於相鄰跨中鋼筋的 25%，而且應延伸入相鄰跨有 15% 的跨度距離。

6.1.4.3 抗彎矩設計值

可使用第 6.1.2.4 節為計算樑的抗彎矩承載極限設計值而提供的方法。在截面分析中，位於受壓區的燒黏土模塊或實心模塊中的應力可以取按第 6.1.4.1 (b) 節計算得的強度的 25%，但如果證據顯示不超過 5% 的模塊的強度低於某個抗壓強度時，則可取該強度的 30%。

6.1.4.4 剪力

(a) 無樑板建築

如果設計是基於這個方法，則應採用第 6.1.5.6 節的規定。當周界與板肋相交，則每個板肋都應平均抗拒有效設計剪力。板肋的抗剪箍筋的提供範圍應延續到實心部分內至少 d 的距離。

(b) 單向或雙向板

剪應力設計值 v 應按式 (6.36) 計算：

$$v = \frac{V}{b_v d} \quad (6.36)$$

式中：

V 是設計荷載作用在寬度等於板肋中心距的板上所產生的極限剪

b_v 是肋的平均寬度；

d 是有效高度。

(c) 空心模塊對抗剪力的影響

在公式 (6.36) 中， b_v 可以加上板肋一邊的模塊的模壁厚度。

(d) 實心模塊對抗剪力的影響

如果實心模塊能滿足第 6.1.4.1 (b) 節的規定，則公式 (6.3.6) 中 b_v 可以在板肋的每邊加上半個板肋高度。

(e) 狹窄預製件之間的接縫對抗剪力的影響

在這種情況下，公式 (6.3.6) 中的 b_v 可以加上一個沙漿或混凝土接縫寬度。

(f) 最大設計剪應力

在任何情況下， v 都不應大於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 7.0 N/mm^2 兩者之中的較小值（這規定已包含 $\gamma_m = 1.25$ ）。

- (g) 加肋空心模塊或空心板中的抗剪鋼筋截面面積

當 v 小於 v_c 時 (v_c 可按表 6.3 確定)，不需設置抗剪鋼筋。當 v 等於或大於 v_c 時，應按表 6.8 確定所需的抗剪鋼筋。

6.1.4.5 鋼筋的佈置

- (a) 鋼筋的截斷

鋼筋的截斷應按第 9.3.12 節的規定進行。

- (b) 加肋板或空心板的面層的鋼筋佈置

應考慮提供單一層的焊接鋼筋網，該焊接鋼筋網在每個方向的鋼筋截面面積應不少於面層截面面積的 0.12%，而鋼筋的間距則不應大於板肋中心距的一半。

- (c) 板肋的箍筋

如果板肋的佈置及尺寸能滿足第 6.1.4.1 (c) 節的規定，配置單筋的板肋或格紋板中的板肋可以不設置箍筋，除非抗剪或耐火要求必須設置箍筋。然而，應考慮使用與板肋寬度相同的特製隔片來確保鋼筋的保護層厚度準確。

除格紋板外，當板肋用上兩根或更多鋼筋時，建議在設置一般隔片後，再加上箍筋，以確保鋼筋有足夠保護層。箍筋的間距一般可以在 1.0 m 至 1.5 m 的範圍內，視乎主鋼筋的直徑而定。

如果主筋的保護層厚度已滿足了第 4 章有關耐火性的要求，則箍筋的保護層厚度只需要滿足第 4 章有關耐久性的規定，而不必考慮耐火性的要求。

6.1.5 無樑板

6.1.5.1 概述

- (a) 設計

本節提供了用等效框架的無樑板設計方法，此方法適用於由大約成矩形分佈的柱支承，及長短邊之比不大於 2 的無樑板。其他的無樑板設計方法也是可以接受，例如根據第 6.1.3.2 (a) 節的方法，或根據有限元分析的設計方法。在這種情況下，本節的有關規定是否仍然適用需基於判斷。格紋板或井式板的其他規定列於第 6.1.4 節。

(b) 柱帽

在第 6.1.5 節中，柱帽的有效尺寸是根據柱帽的深度而定。

在任何一個方向，柱帽的有效尺寸 l_h 應取實際尺寸 l_{ho} 或 $l_{h \max}$ 兩者之中較小者，其中 $l_{h \max}$ 是以下式確定（單位為 mm）：

$$l_{h \max} = l_c + 2(d_h - 40) \quad (6.37)$$

式中：

- h 是柱帽的深度；
- l_c 是與 l_h 同方向的柱的尺寸
- l_h 是柱帽的有效尺寸

對於放大的柱帽，其實際尺寸 l_{ho} 是以板或局部加厚板底以下 40mm 處的尺寸計算（見圖 6.8）。

(c) 柱或柱帽的有效直徑， h_c

柱或柱帽的有效直徑是指面積與柱的截面面積相等的圓形的直徑。如果採用柱帽的話，截面面積應以根據第 6.1.5.1 (b) 節確定的柱帽有效尺寸計算。在任何情況下 h_c 的取值不應大於連接該柱的框架中的最小跨距的 $\frac{1}{4}$ 。

(d) 加厚部份

對第 6.1.5 節而言，只有當加厚部份的短邊尺寸最少有環繞的板塊的較短邊長的 $\frac{1}{3}$ 時，才會認為對彎矩分配有影響。而小於這個尺寸的加厚部份對抵抗沖切剪力的影響則可以計算。

(e) 板的厚度

板的厚度一般是受撓度撓度的考慮所控制（見第 7.3 節）。但在任何情況下，板的厚度都不應小於 125mm。第 6.1.4.1 節列出適用於格紋板或井式板的其他限制。

6.1.5.2 無樑板的結構分析

(a) 概述

雖然原則上無樑板的結構分析應能給出在最不利的荷載組合下的各截面的彎矩與剪力值，然而，在符合第 6.1.3.2 (c) 節的條件下，只考慮最大的設計荷載同時作用在所有跨度或板塊上的單一荷載情況的結構分析，從而得到無樑板的彎矩與剪力，一般也是足夠的。

當只考慮最大設計荷載同時作用在所有跨上的單一荷載情況是不合適時，考慮第 5.2.5.2 節給出的荷載組合應該是足夠的。

(b) 分析

在沒有更精確的設計方法的情況下，可以將由一系列矩形板塊組成的無樑板按第 6.1.5.2 (c) 至 (j) 節給出的方法分成一系列子框架來進行分析。

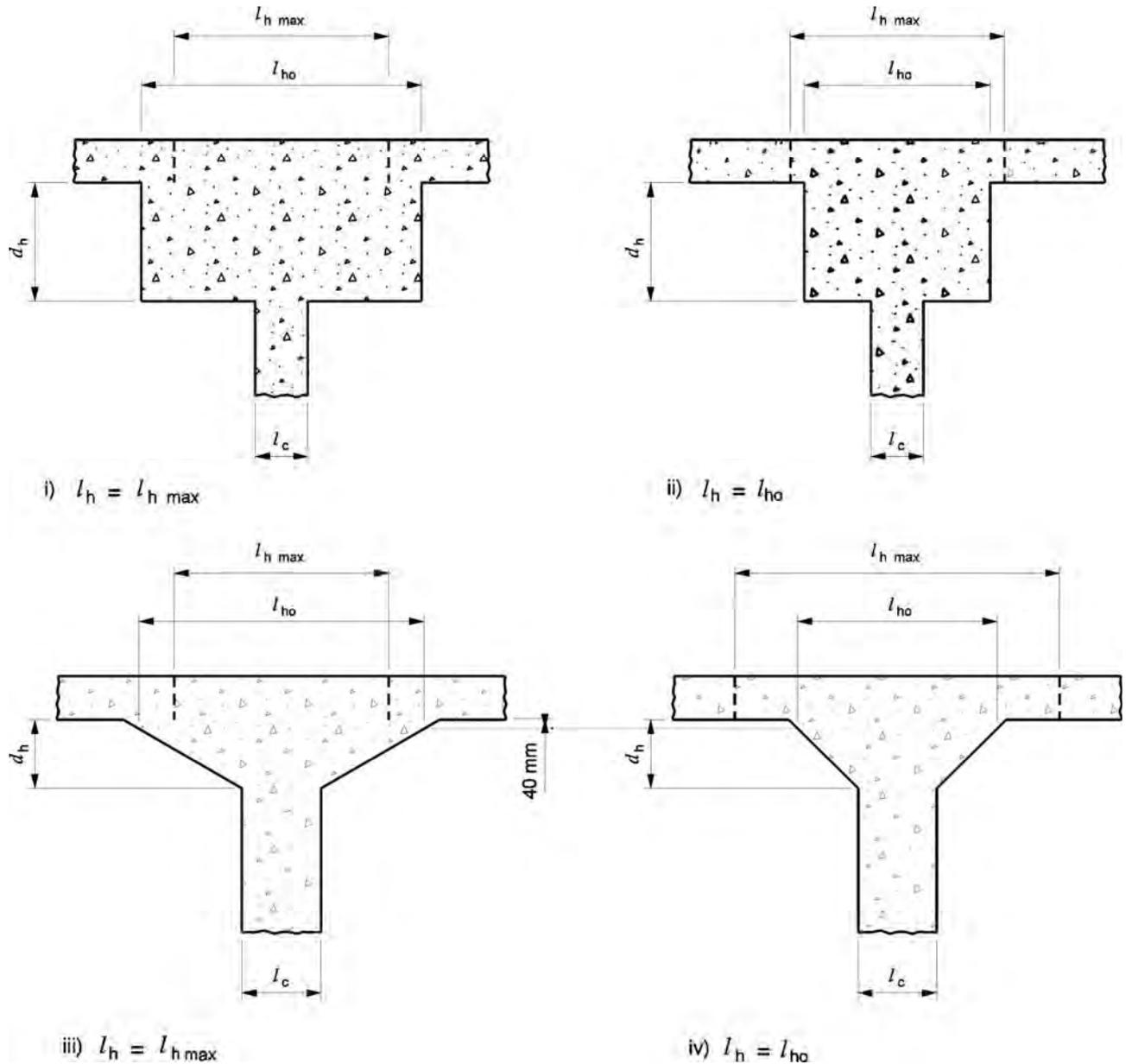


圖 6.8 各種形式的柱帽

(c) 將無樑板分成框架

可沿縱橫方向將無樑板分成包括柱和板帶的框架。用於計算板的有效剛度的板寬取決於板塊的長寬比以及荷載類型。對於垂直荷載，可取矩形板塊的全寬度來計算其剛度；對於水平荷載，只取板塊一半的寬度會較為恰當。

(d) 框架分析方法

每個框架都可以採用哈迪·克羅斯方法或其他合適的彈性方法進行分析。另一選擇是：當只有垂直荷載時，樓層與屋頂的每個板帶都可以用一個假設上下層的柱在遠端都是固端的獨立框架，或採用第 5.2.5.3 節所述的簡化子框架，進行分析。在任何情況下，都應根據適當的極限設計荷載作用在每一跨度上而進行分析，計算荷載的板塊寬度應等於柱兩邊的板塊的中線距離。

(e) 框架剛度

用於計算板或柱的剛度的截面慣性矩可只考慮混凝土截面。

(f) 負彎矩設計值的限制

所有大過距柱中心 $h_c/2$ 處的彎矩值的負彎矩都可以忽略不計，但必須符合的條件是：在每個跨度內，以板塊全寬度計算的最大正彎矩設計值與平均負彎矩設計值之和不可小於以下數值：

$$\frac{nl_2}{8} \left(l_1 - \frac{2h_c}{3} \right)^2 \quad (6.38)$$

式中：

h_c 是柱或柱帽的有效直徑；

n 是每面積單位的極限設計荷載；

l 是按表 6.5 可取跨度方向板塊的總長度；

l_1 是平行於跨度的板塊長度，以柱中至中計；

l_2 是板塊寬度，以柱中至中計。

當上述條件未能滿足時，負彎矩設計值應增大。

(g) 計算彎矩的簡化方法

對於側向穩定不必依賴板柱節點的無樑板結構，在符合下列條件時可按照表 6.4 計算彎矩：

- 設計是基於所有跨度都承受最大極限荷載設計值這單一荷載組合（即符合第 6.1.3.2 (c) 節的條件）；
- 在每個考慮的方向至少有三個跨度大約相同的板塊行列；
- 根據表 6.4 算出的支承彎矩可以減少 $0.15Fh_c$ ，式中的 F 是作用在相鄰板節中線之間的整個板塊寬度範圍內的設計極限荷載總值；
- 不必考慮第 5.1.5.2 (f) 節的限制。表 6.4 中的系數已經考慮了按照第 6.1.3.2 (c) 節規定的 20% 的重分配。

(h) 板塊的分割（不包括邊和角柱的範圍）

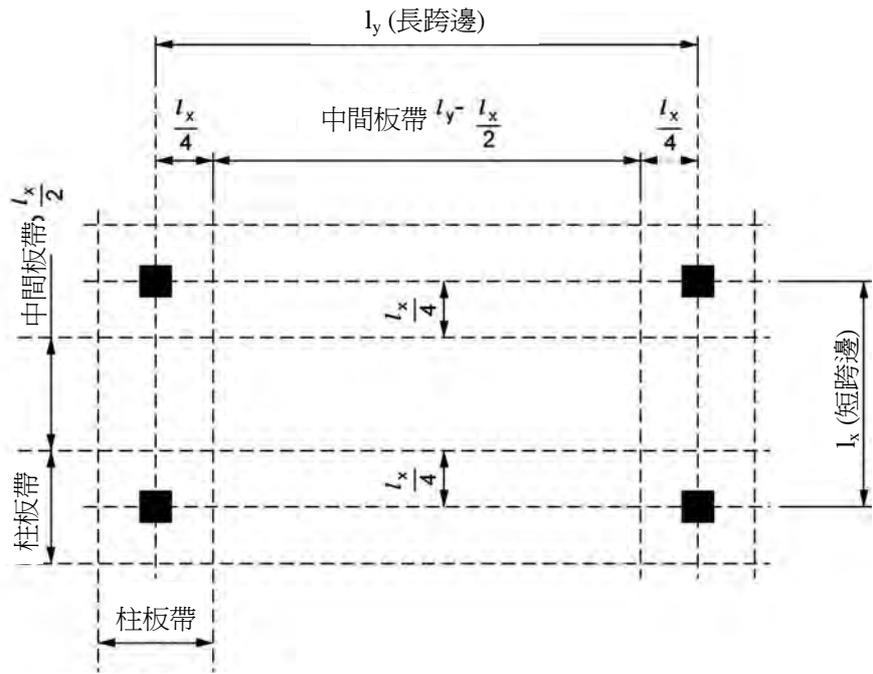
無樑板的板塊可以假定分成柱板帶和中間板帶（見圖 6.9）。在確定柱板帶與中間板帶的寬度時，如果加厚部份的短邊短過板塊短邊長度的 $\frac{1}{3}$ 時，則可以不考慮加厚部份的影響。

(i) 不等板塊之間的柱板帶

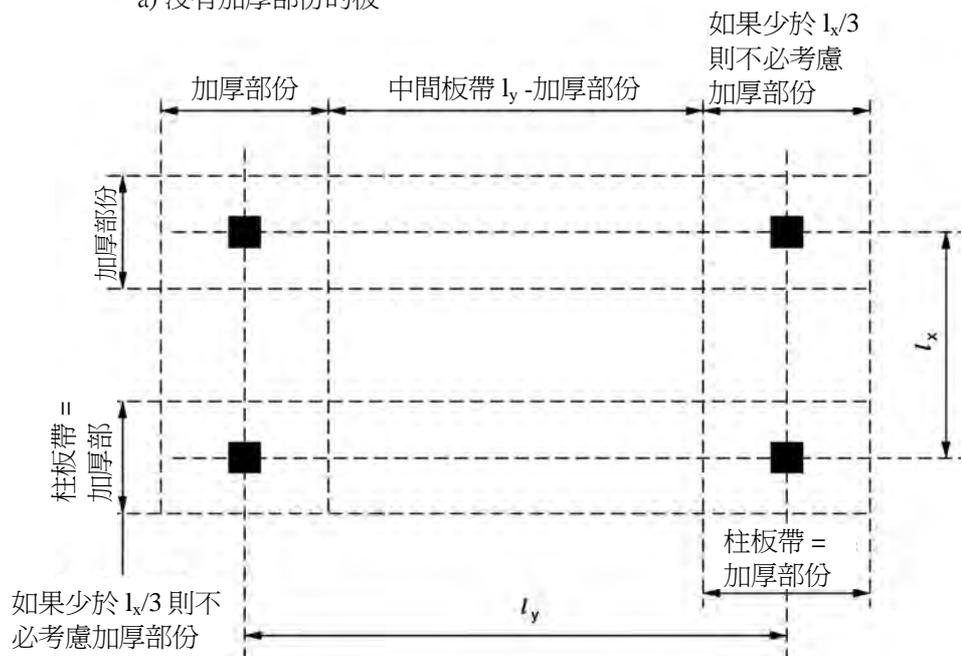
當相鄰板塊的尺寸不等以致在共同支承上板帶寬度不能配合時，在該支承的範圍內應取求得較寬柱板帶的分割方法。

(j) 柱板帶與中間板帶之間的彎矩分配

用連續框架分析方法或表 6.4 計算得到的設計彎矩應按表 6.10 規定的比例分配到柱板帶與中間板帶。



a) 沒有加厚部份的板



b) 有加厚部份的板

l_x 無樑板的較短跨度；
 l_y 無樑板的較長跨度。

圖 6.9 無樑板的板塊劃分

表 6.10 無樑板塊的設計彎矩的分配

設計彎矩	以總設計負彎矩或正彎矩的百分比顯示的柱板帶與中間板帶分配比	
	柱板帶 (%)	中間板帶 (%)
負彎矩	75	25
正彎矩	55	45

注：1. 當柱板帶寬度是取加厚部份寬度，而引致中間板帶的寬度相應增加時，中間板帶所承受的設計彎矩也應按其寬度增加的比例相應增大。柱板帶所承受的設計彎矩可以相應減少，以達致柱板帶與中間板帶合共抵抗的設計負彎矩總值保持不變。

6.1.5.3 內板塊的設計

(a) 柱板帶與中間板帶

柱板帶與中間板帶應按第 6.1.5.2 節計算得到的設計彎矩進行設計。一般來說，抵抗柱板帶中的設計負彎矩所需的鋼筋中的 $\frac{2}{3}$ 的鋼筋應放置在以柱為中心，寬度為柱板帶寬度一半的範圍內。

(b) 鋼筋的截斷

鋼筋的截斷應按第 9.3.1.2 節的規定進行。

6.1.5.4 邊板塊的設計

(a) 跨中正彎矩設計值與內邊上負彎矩設計值

應採用與內板塊相同的方法及相同的柱板帶和中間板帶，將這些彎矩分配及設計。

(b) 設計彎矩在板與邊或角柱之間的傳遞

一般來說，只有當邊板塊的柱板帶的寬度比內板塊的小很多時，才能將設計彎矩在板與邊或角柱之間進行傳遞。圖 6.10 顯示了一些典型情況下這板帶的寬度 b_e 。 b_e 值在任何情況都不能取大於內板塊的柱板帶寬度。

這板帶可以傳遞到柱上的最大設計彎矩 $M_{t \max}$ 可按下式計算：

$$M_{t \max} = 0.15b_e d^2 f_{cu} \quad (6.39)$$

式中：

d 是柱板帶頂部鋼筋的有效高度；

$M_{t \max}$ 不應小於根據同等的框架分析得到的設計彎矩值的一半，或用格排或有限元分析計算得的設計彎矩值的70%。否則應對結構佈置進行修改。

(c) 彎矩傳遞的限制

當結構分析結果顯示柱的設計彎矩大於 $M_{t \max}$ 時，板的邊緣彎矩設計值應減至小於 $M_{t \max}$ ，並且要相應地調整跨中正彎矩的設計值。在這種情況下，可以不需考慮對彎矩重分配與中性軸高度的一般限制條件。如果沿自由邊的邊樑或板帶是按照第 6.3 節的規定配筋以承受通過扭矩傳到柱中的額外彎矩，則超出 $M_{t \max}$ 部份的彎矩可傳遞到柱。如果沒有邊樑，可以用圖 6.10 所示的原則來確定相應的板帶寬度。

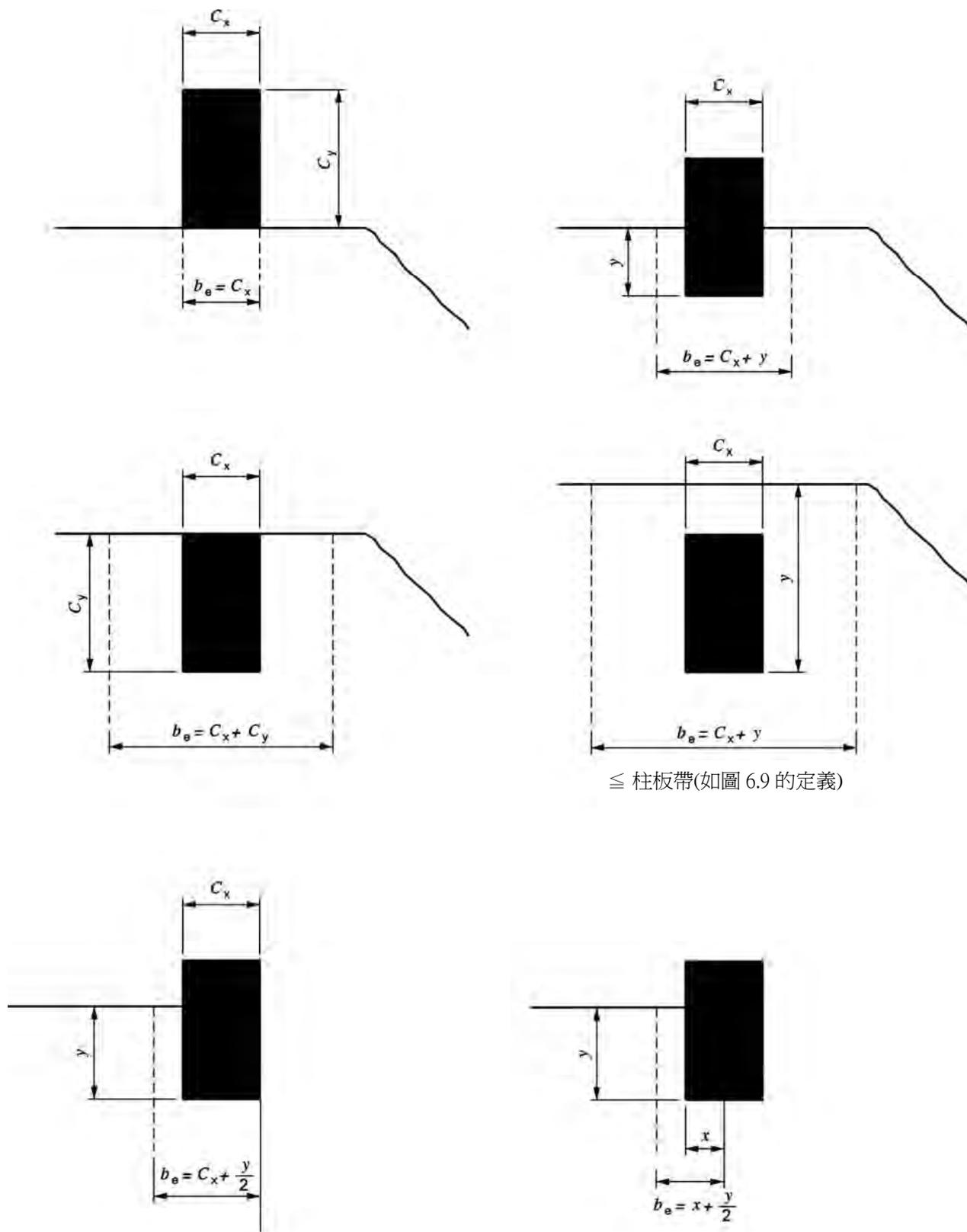
(d) 自由邊上的負彎矩

當作用於超出柱中線的延伸部份的板上的荷載產生彎矩時，才需要配置負彎矩鋼筋（柱板帶除外）。面鋼筋的截面面積應不少於第 9.3.1 節規定的最少鋼筋量，並應延伸至跨中不少於 $0.15l$ 與一個錨固長度的較大值。

(e) 有邊樑或牆支承的板塊

當板是由高度大於板厚度 1.5 倍的邊樑或牆支承時，則：

- 樑或牆承受的設計荷載總值應等於直接作用於該牆或樑上的荷載加上總值等於該板塊的總設計荷載的 $\frac{1}{4}$ 的均佈荷載。
- 沿該樑或牆的半柱板帶的設計彎矩應取按第 6.1.5.2 節計算的設計彎矩值的 $\frac{1}{4}$ 。



≦ 柱板帶(如圖 6.9 的定義)

- 注：
1. y 是板邊與柱最內面的距離
 2. C_x, C_y 是柱的尺寸

圖 6.10 各種典型情況下彎矩傳遞板帶有效寬度 b_e 的定義

6.1.5.5 板塊上開孔

(a) 概述

除了符合第 6.1.6.5 (b) 至 (d) 節所規定的孔口外，其他孔口都應在周邊加樑以將荷載傳遞至柱。在柱帽範圍內不得開孔。

(b) 柱板帶範圍內的孔口

在符合下列條件下，柱板帶範圍內可以開孔：

- 在與板塊中線平行的方向，孔口最大尺寸不得大於 $0.4l$ ；及
- 按第 6.1.5.2 節計算的正負彎矩應重新分配到未開孔的範圍內，以符合改變後的情況。

(c) 在同屬兩個柱板帶的範圍內開孔

在符合下列條件下，同屬兩個柱板帶的範圍內可以開孔：

- 孔口的總長度或寬度不大於柱板帶寬度的 $1/10$ ；
- 開孔後的截面應能抵抗按第 6.1.5.2 節計算的有關彎矩；及
- 用於計算剪應力的周界應相應的減少。

(d) 在同屬柱板帶與中間板帶的範圍內開孔

在符合下列條件下，同屬柱板帶與中間板帶的範圍內可以開孔：

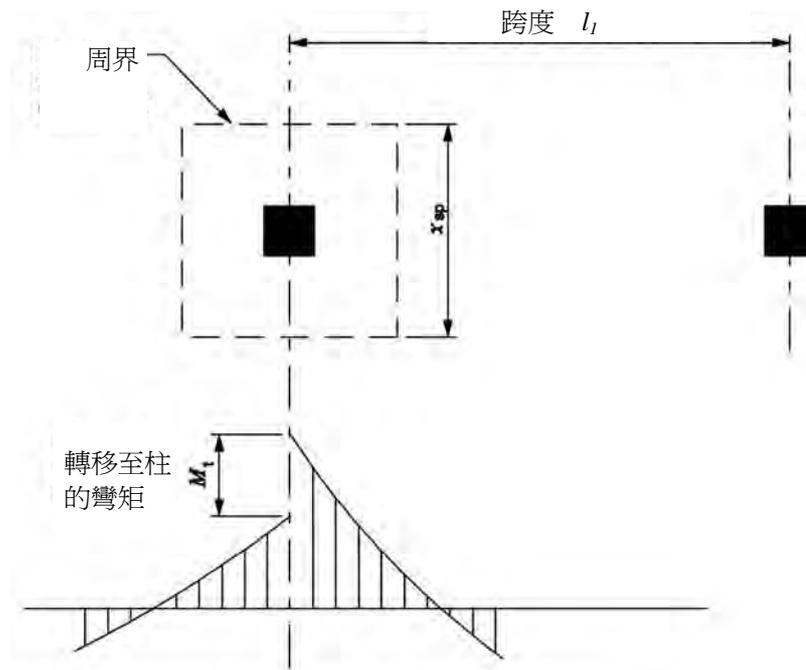
- 孔口的總長度或寬度不大於柱板帶寬度的 $1/4$ ；及
- 開孔後的截面應能抵抗按第 6.1.5.2 節計算的有關彎矩。

6.1.5.6 無樑板中的有效剪力

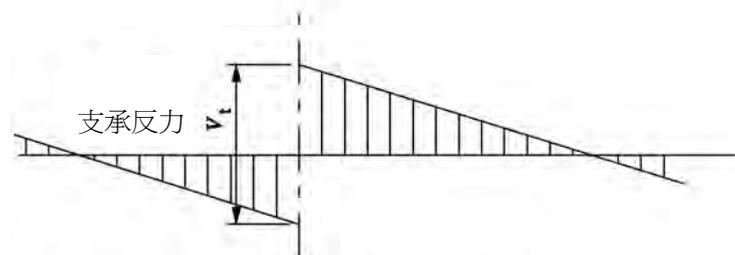
(a) 概述

對於無樑板的剪力設計，最主要的考慮是柱周圍的衝切剪力。這方面的驗算可按照第 6.1.5.7 節的規定進行，但剪應力應按第 6.1.5.6 (b) 與第 6.1.5.6 (c) 節的規定增大以顧及彎矩傳遞的效應。

圖 6.11 與圖 6.12 的目的是解釋如何應用這些章節。



(a) 所考慮荷載的彎矩圖



(b) 所考慮荷載的剪力圖

圖 6.11 板柱節點處的剪力

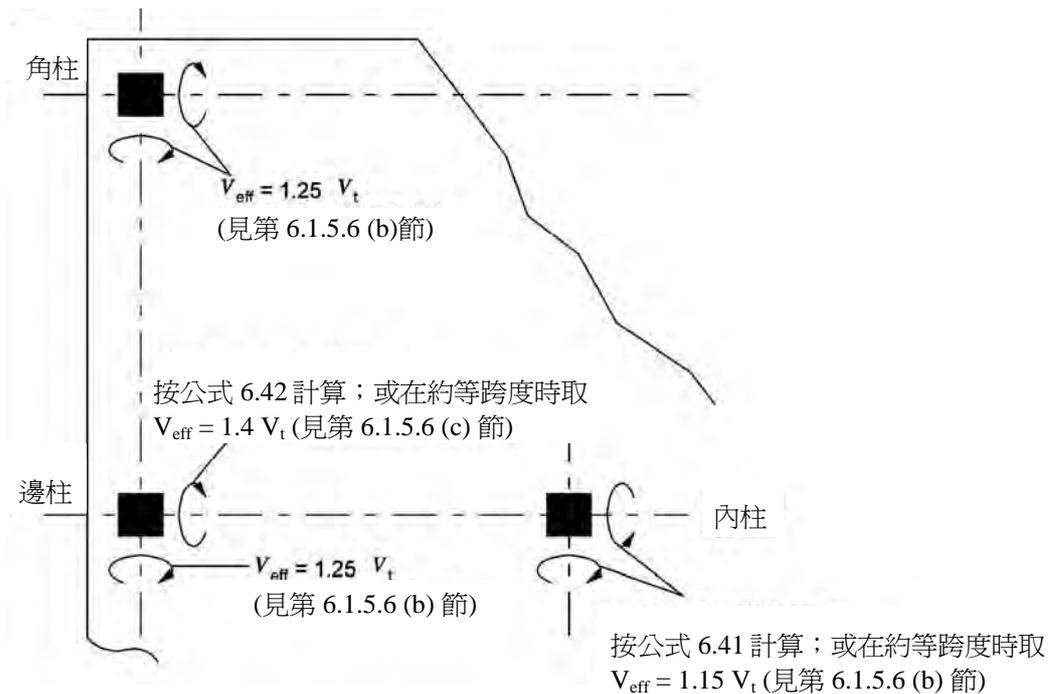


圖 6.12 第 6.1.5.6(b)與(c)節的應用

(b) 無樑板中板與內柱節點處的剪應力

在按第 6.1.5.2 節計算節點所傳遞的設計彎矩後，在周界上的有效剪力設計值 V_{eff} 應按下式計算：

$$V_{eff} = V_t \left(1 + \frac{1.5M_t}{V_t x_{sp}} \right) \quad (6.40)$$

式中：

x_{sp} 周界在平行彎曲軸的周邊長度；

M_t 由板傳遞到柱節點處的設計彎矩；

V_t 傳遞到柱的設計剪力；

V_{eff} 考慮彎矩傳遞影響後的有效剪力設計值。

對於有支撐及柱距基本相等的結構的內柱，如果沒有進行計算，可取 $V_{eff} = 1.15V_t$ ，式中 V_t 是假定最大設計荷載作用在所有相連該柱的板塊上而計算出來的。

注 1：應分別應用公式 (6.40) 於柱兩軸向的彎矩與剪力，然後取最不利結果進行設計驗算。

注 2：當採用等效框架法並按荷載模式進行分析時， M_t 值可減少 30%。

(c) 其他板柱節點處的剪力

對於角柱和邊柱，當彎曲軸與板的自由邊平行時，有效剪力設計值 $V_{\text{eff}} = 1.25 V_t$ 。對於邊柱，當彎曲軸是與板邊垂直時，有效剪力設計值 V_{eff} 可按公式(6.41)計算：

$$V_{\text{eff}} = V_t \left(1.25 + \frac{1.5M_t}{V_t x_{\text{sp}}} \right) \quad (6.41)$$

當柱距近似相等時，另一選擇是取 $V_{\text{eff}} = 1.4V_t$

注：當採用等效框架法並按荷載模式進行分析時， M_t 值可減少 30%。

(d) 柱面的最大設計剪應力

在應用公式 (6.40) 或 (6.41) 來計算柱周界或柱帽周界上的剪應力時，柱面的最大設計剪應力不得大於 $0.8\sqrt{f_{\text{cu}}}$ 或 7.0N/mm^2 兩者中之較小值（這規定已包含 $\gamma_m = 1.25$ ）。

6.1.5.7 集中荷載下的剪力

(a) 沖切破壞的模式

沖切破壞會視乎荷載作用面的形狀而在一個截錐型或截角錐型的斜面上發生。然而，實際上，假設長方形的破壞周界已經足夠。第 6.1.5.7 (b) 至 (h) 節為沖切破壞的計算提供經驗方法。

(b) 最大設計抗剪能力

最大剪應力設計值， v_{max} ，不應大於 $0.8\sqrt{f_{\text{cu}}}$ 或 7.0 N/mm^2 兩者之中較小值。 v_{max} 值可按下列公式計算：

$$v_{\text{max}} = \frac{V}{u_o d} \quad (6.42)$$

式中：

V 是集中荷載產生的極限剪力設計值；

u_o 是沿荷載作用面的周界的有效長度。

最大抗剪能力也可能因第 6.1.5.7 (e) 節的規範而有所限制。

(c) 剪應力設計值的計算

相應於特定周界的剪應力設計值， v ，可按下列公式計算：

$$v = \frac{V}{ud} \quad (6.43)$$

式中：

u 是破壞區域外周界的有效長度。

(d) 不配置抗剪鋼筋的抗剪能力

如果剪應力 v 小於按表 6.4 計算得到的 v_c 值，則不需配置抗剪鋼筋。當周界離開荷載作用邊緣面超過 $1.5d$ 時，第 6.1.2.5 (g) 節所容許的 v_c 增值不應使用。當需要驗算距離荷載作用面邊緣小於 $1.5d$ 的周界時，則 v_c 值可以增大 $1.5d/a_v$ 倍，式中的 a_v 是所考慮周界與荷載作用面邊緣的距離。

(e) 配置抗剪鋼筋

箍筋以外的抗剪鋼筋形式並不包括於本作業守則之內，須另行驗證。

如果 $v_c < v < 2v_c$ ，則可按照公式 (6.44) 與 (6.45) 在厚度大於 200 mm 的板中配置抗剪鋼筋來增加其抗剪能力。

當 $v \leq 1.6v_c$ 時，應按照下列公式計算所需的抗剪鋼筋：

$$\sum A_{sv} \sin \alpha \geq \frac{(v - v_c)ud}{0.87 f_{yv}} \quad (6.44)$$

式中：

f_{yv} 是抗剪鋼筋的特徵強度 (N/mm²)

$\sum A_{sv}$ 是抗剪鋼筋的截面面積 (mm²)

α 是抗剪鋼筋與板平面的夾角

當 $1.6v_c < v \leq 2v_c$ 時，應按照下列公式計算所需的抗剪鋼筋：

$$\sum A_{sv} \sin \alpha \geq \frac{5(0.7v - v_c)ud}{0.87 f_{yv}} \quad (6.45)$$

公式 (6.44) 與 (6.45) 不適用於剪應力 v 大於 $2v_c$ 的情況。

當 $v > 2v_c$ 及需要提供抗剪鋼筋體系以加強抗剪能力時，應證明設計方法的有效性。

在應用公式（6.44）與（6.45）時， $\Sigma A_{sv} \sin \alpha$ 的值不應小於 $v_r u d / 0.87 f_{yv}$ 。 v_r 已在表 6.2 下定義。

(f) 設計步驟

首先應驗算距荷載作用面 $1.5d$ 處的周界的抗剪能力，如果所算出的剪應力小於 v_c ，則不需作進一步驗算。

如果需要配置抗剪鋼筋，則應沿至少兩個位於圖 6.13 所示的範圍內的周界配置抗剪鋼筋。第一個周界的鋼筋應設置在距離荷載作用面邊緣約 $0.5d$ 處，而且應不小於計算所需的鋼筋面積的 40%。

兩配筋周界之間的距離應不大於 $0.75d$ ，沿每個周界的抗剪鋼筋間距則應不大於 $1.5d$ 。抗剪鋼筋應用至少一層受拉鋼筋錨固。應逐一驗算在間距 $0.75d$ 的周界上的剪應力，直至不需要配置抗剪鋼筋的周界出現為止。

在提供第二及以後的周界所需配置的抗剪鋼筋時，在其破壞區（如圖 6.13 所示）內為之前的周界配置的抗剪鋼筋是可以計算的。

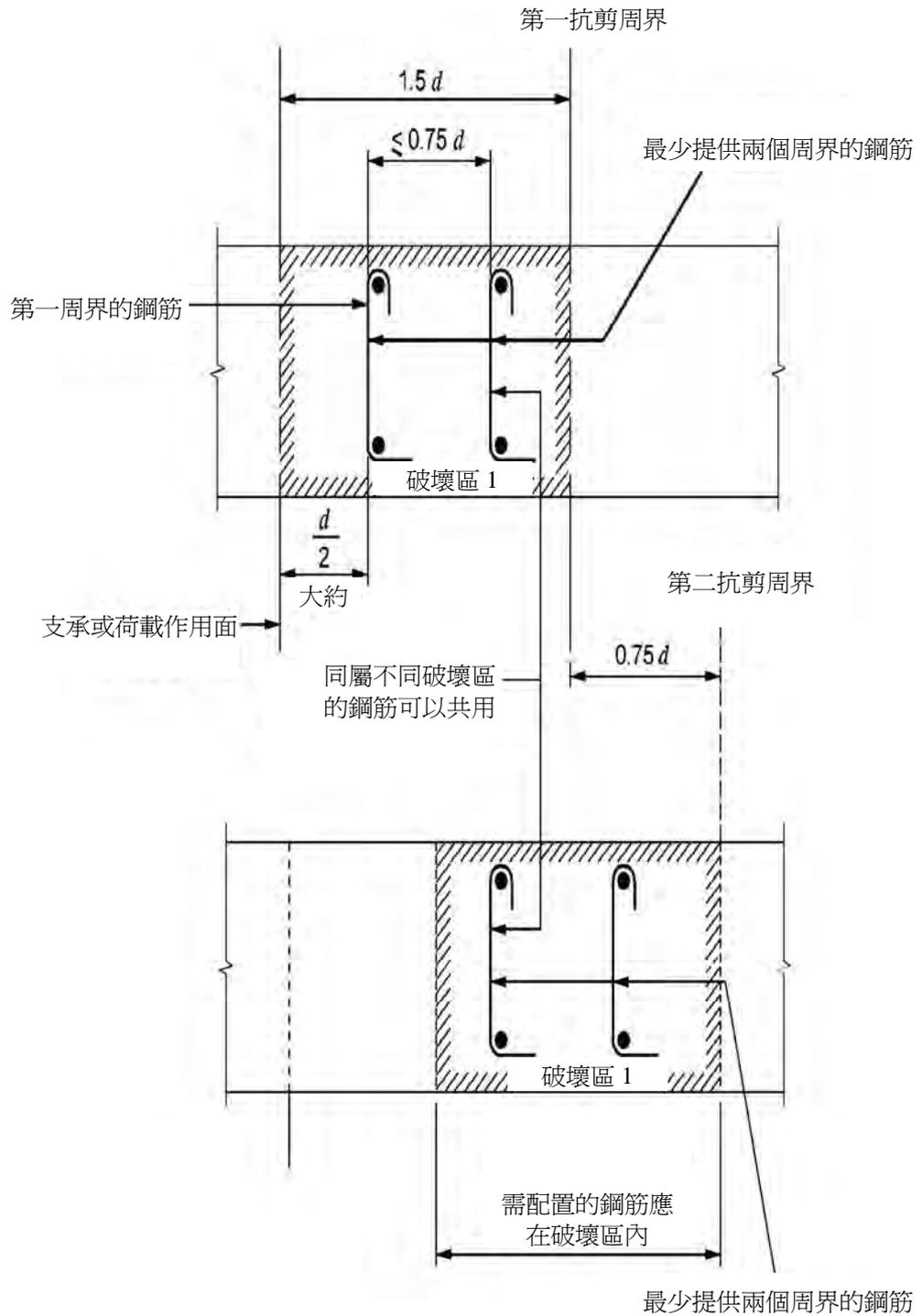


圖 6.13 抗沖切剪力鋼筋的配置範圍

(g) 有效周界為孔口作出的修正

當板或基礎上的孔口與集中荷載邊緣的距離小於板的有效高度的 6 倍時（見圖 6.14），荷載作用面中心至孔口外邊劃出的兩條切線之間所包含的周界應被視為無效。

當鄰近柱的單一孔口的最大寬度小於柱邊長的 $\frac{1}{4}$ 或板厚的 $\frac{1}{2}$ （兩者中取其較小值）時，可以不必考慮該孔口的影響。

(h) 鄰近自由邊的有效周界

當集中荷載鄰近板的自由邊時，有效周界應取圖 6.15 所示的兩個周界的較小者。同樣的原則也適用於角柱。

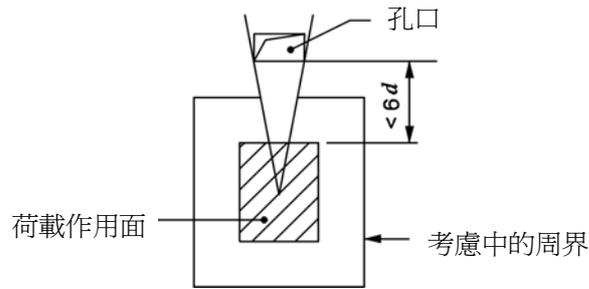


圖 6.14 有孔口的板的剪力周界

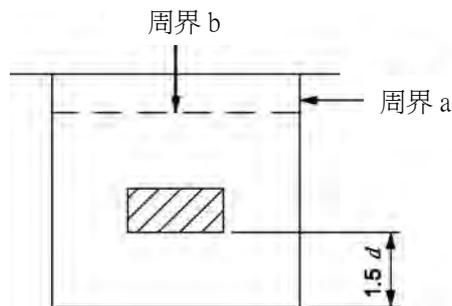


圖 6.15 荷載接近自由邊時的剪力周界

6.1.5.8 無樑板建築中的柱的設計

無樑板建築中的柱的設計可按照第 6.2.1 節的規定進行。

6.2 受軸心荷載及有或沒有受彎曲的構件

6.2.1 柱

6.2.1.1 概述

(a) 柱的尺寸

柱的尺寸和柱內鋼筋的位置會受耐久性與耐火性的要求所影響，在開始設計之前就應考慮。

(b) 短柱與細長柱

當一根柱的 l_{ex}/h 與 l_{ey}/b 的比值小於 15（有支撐的情況）或 10（無支撐的情況）時，則該柱可被視為短柱，否則應被視為細長柱。其中：

l_{ex} 是對主軸的有效高度；

l_{ey} 是對次軸的有效高度；

b 是柱截面寬度（在與 h 垂直方向的截面尺寸）；

h 是在考慮的平面上柱截面的高度。

(c) 素混凝土柱

如果柱的截面不需要配置鋼筋就已經足以抵抗極限荷載，則可按類似素混凝土牆的方法進行設計（見第 6.2.2.3 節）。

(d) 有支撐柱及無支撐柱

如果結構在某個平面內的整體側向穩定性是由設計成能抵抗該平面內所有側向荷載的牆、或支撐、或撐牆所提供的，則該結構的柱可被視為在該平面內是有支撐柱，否則就應被視為無支撐柱。

(e) 柱的有效高度

(i) 概述

柱在某個平面內的有效高度， l_e ，可以按照下列公式確定：

$$l_e = \beta l_o \quad (6.46)$$

式中：

l_o 是柱的端部約束之間的淨距。

表 6.11 及表 6.12 分別為有支撐柱及無支撐柱提供在不同柱端情況下的 β 值。注意：柱在這兩個平面方向可能會有不同的有效高度。

在表 6.11 與表 6.12 中，柱端情況是分成 1 至 4 級，級別越高則柱端約束越低。合適的級別可以按第 6.2.1(e) (ii) 節的規定來確定。

表 6.11 有支撐柱的 β 值

柱頂端情況	柱底端情況		
	1	2	3
1	0.75	0.80	0.90
2	0.80	0.85	0.95
3	0.90	0.95	1.00

表 6.12 無支撐柱的 β 值

柱頂端情況	柱底端情況		
	1	2	3
1	1.2	1.3	1.6
2	1.3	1.5	1.8
3	1.6	1.8	-
4	2.2	-	-

(ii) 柱端情況

四個柱端情況級別如下：

- 1 級情況 — 柱端的任何一邊是與樑整體連接，而且在所考慮平面內，該樑的截面高度至少等於柱的截面總尺寸。如柱端是與基礎結構連接，則基礎應有抵抗彎矩的能力。
- 2 級情況 — 柱端的任何一邊是與樑或板整體連接，但在所考慮的平面內，該樑或板的截面高度或厚度小於柱的截面總尺寸。
- 3 級情況 — 柱端是與某構件連接，雖然該構件並沒有特別設計成為柱的轉動約束，但仍可以提供某種程度的約束。
- 4 級情況 — 柱端是沒有側向移動和轉動約束（例如無支撐結構中的懸臂柱的自由端）。

(f) 柱的細長比限值

在一般情況下，柱的端部約束之間的淨距， l_0 ，應不大於柱截面短邊尺寸的 60 倍。

(g) 無支撐柱的細長比

如果在任何平面內，一根無支撐柱的一端是無約束的（例如懸臂式柱），則其淨高， l_0 ，應滿足下列公式的要求：

$$l_0 = \frac{100b^2}{h} \leq 60b \quad (6.47)$$

注：在公式（6.47）中， h 與 b 分別表示柱截面的長邊與短邊尺寸。

位移的要求（見第 7.3 節）可能會對細長比造成其他限制。

6.2.1.2 柱的彎矩與內力

(a) 抗拒側向力的整體框架中的柱

在這種情況下，柱中的彎矩、剪力與軸向力應按照第 5.2.5.3 節的方法確定（同時參照第 6.2.1.2 (b) 節）。

(b) 承載力極限狀態下側移引起的附加彎矩

對於細長柱，在承載力極限狀態下側移引起的附加彎矩亦需要考慮。細長柱的設計要求（見第 6.2.1.3 節）已顧及這因素。當某一層所有柱的 l_0/h 比值的平均值大於 20 時，與這些柱的端部相連的基礎或其他構件的設計中也應考慮這種附加彎矩的影響。第 6.2.1.3 (i) 節提供了有關這種附加彎矩的設計指引。

(c) 樑柱結構或有支撐的整體框架結構中的柱

在計算柱的軸向力時，可以假設那些將力傳遞到該柱的樑和板都是簡支的。

當柱只承受軸向力而無顯著彎矩的作用時（例如柱在左右方支承的樑是對稱的，而樑的荷載又是大約相等的），該柱的設計就只需要考慮極限軸向力和附加一個代表偏心距的標稱彎矩。該標稱彎矩值應按第 6.2.1.2 (d) 節計算。

(d) 最小偏心距

在任何柱的截面設計中所取的彎矩設計值都不可小於設計極限軸向力作用在最小偏心距， e_{\min} ，處所產生的彎矩。最小偏心距應等於該柱在所考慮的彎曲平面方向的截面尺寸的 0.05 倍，但不必大過 20mm。當考慮雙向彎曲時，只需要分別考慮每個軸的最小偏心距。

6.2.1.3 側移在實心細長柱中產生的附加彎矩

(a) 設計

在一般情況下，可按短柱的設計方法進行截面驗算（見第 6.2.1.4 節），但在設計中必須考慮側移在柱中產生的附加彎矩的影響。

可按照下列公式計算矩形或圓形截面的柱在極限條件下的側移：

$$a_u = \beta_a Kh \quad (6.48)$$

式中系數 β_a 的值可以從表 6.13 中取得，也可按照公式 (6.51) 計算（表 6.13 也是以此公式推算）。 K 是因應軸向荷載對側移的影響而作出修正的折減系數。 K 值可以按照下列公式算出：

$$K = \frac{N_{uz} - N}{N_{uz} - N_{bal}} \leq 1 \quad (6.49)$$

式中：

N 是柱的極限軸向荷載設計值；

N_{bal} 是平衡截面的軸向荷載設計承载力；對於對稱配筋的矩形截面，可取 $0.25f_{cu}bd$ ；

N_{uz} 是截面僅承受軸向荷載時的極限承载力（見公式 6.50）；及

$$N_{uz} = 0.45f_{cu}A_{nc} + 0.87f_yA_{sc} \quad (\text{已包括適當 } \gamma_m \text{ 值}) \quad (6.50)$$

式中：

A_{nc} 是柱的混凝土淨截面面積；

A_{sc} 是縱向鋼筋的截面面積。

可以用 1 開始，以試算法求得適當的 K 值。另一選擇是保守地假定 $K = 1$ 。

表 6.13 係數 β_a 值

l_e/b	12	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
β_a	0.07	0.11	0.20	0.31	0.45	0.61	0.80	1.01	1.25	1.51	1.80

表 6.13 是根據下列公式推算出來的：

$$\beta_a = \frac{1}{2000} \left(\frac{l_e}{b} \right)^2 \quad (6.51)$$

注： b 一般是指柱截面的短邊尺寸（對於雙向彎曲，可參見第 6.2.1.3 (f) 節）

可按照下列公式計算側移產生的附加彎矩：

$$M_{\text{add}} = Na_u \quad (6.52)$$

式中：

a_u 是按公式 (6.49) 計算的柱在承載力極限狀態下的側移；

M_{add} 是柱因側移而產生的附加極限彎矩設計值。

(b) 有支撐柱在單軸彎曲下的彎矩設計值

圖 6.16 展示了典型的有支撐柱的彎矩分佈圖。可以假定最大附加彎矩處（即是接近一半柱高度的位置）的初始彎矩可按下列公式計算：

$$M_i = 0.4M_1 + 0.6M_2 \geq 0.4M_2 \quad (6.53)$$

式中：

M_1 是設計極限荷載產生的柱端彎矩的較小值；

M_2 是設計極限荷載產生的柱端彎矩的較大值；

M_i 是未考慮細長度產生的附加彎矩前的柱中初始極限彎矩設計值。

假設柱是雙曲線彎曲的話，則 M_1 應取負值， M_2 應取正值。

從圖 6.16 中可以看到柱的最大彎矩設計值是下列彎矩中的最大值：

$$\begin{aligned} &M_2 ; \\ &M_i + M_{\text{add}} ; \\ &M_1 + M_{\text{add}} / 2 ; \text{ 或} \\ &e_{\text{min}}^N \end{aligned}$$

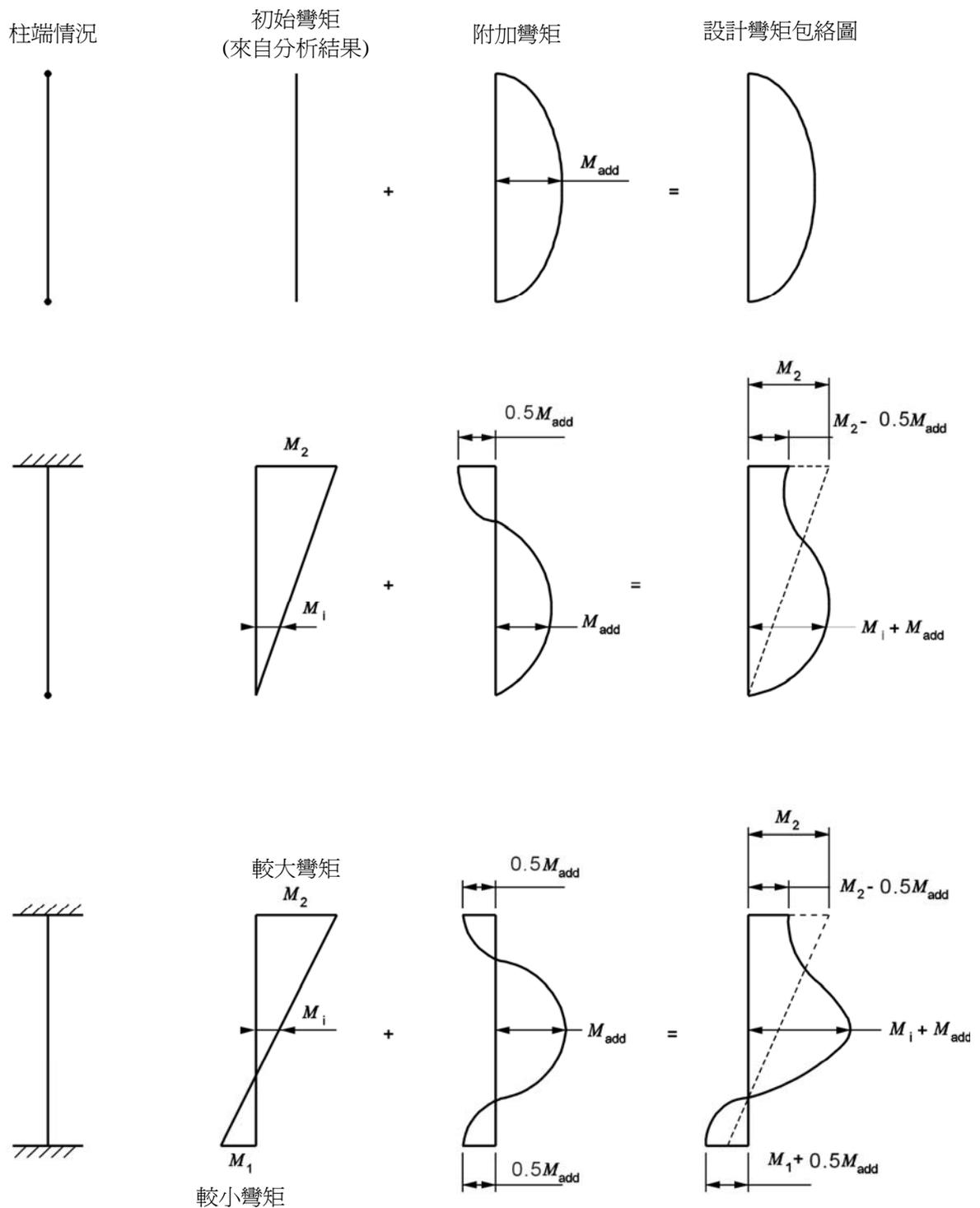


圖 6.16 有支撐的細長柱

(c) 單軸（主軸或次軸）彎曲的細長柱

如果柱截面的長邊尺寸與短邊尺寸之比值小於 3，受主軸彎曲且 l_e/h 不大於 20 的柱可以按公式 (6.48) 至 (6.53) 計算附加彎矩，再加上初始彎矩成爲總的設計彎矩。初始彎矩 M_1 是最關鍵截面在承載力極限狀態下最大的彎矩。

(d) 主軸彎曲， l_e/h 比值大於 20 的柱

在這種情況下，應設定次軸的初始彎矩值為零，按雙向受彎來進行截面設計。

(e) 主軸彎曲的柱

當柱截面的長邊與短邊之比值等於或大於 3 時，應設定次軸的初始彎矩值為零，按雙向受彎來進行截面設計。

(f) 雙向彎曲的細長柱

當雙軸向的彎矩都達到需要關注的數值時，應按照公式 (6.49) 至 (6.53) 計算雙軸向彎曲的附加彎矩值。對每個方向，表 6.14 中的 b 應取 h 值，即柱截面在所考慮彎曲平面的尺寸。每個附加彎矩加上合適的初始彎矩便可獲得在每個軸向的總設計彎矩值。關鍵截面的設計應可承受極限設計軸向荷載， N ，加上每個軸向的總設計彎矩。

(g) 無支撐結構

圖 6.17 展示了無支撐柱的彎矩分佈圖。第 6.2.1.3 (a) 節中所提到的附加彎矩可以假定產生在節點較為剛性的一端。在另一端，附加彎矩可以按照其與另一端的剛度比相應減少。彎矩應作用在可以使關鍵截面處彎矩絕對值增加的方向。

(h) 無支撐柱的側移

在同一樓層內，所有受側向荷載作用的無支撐柱通常都會受到約束而令到它們的側移相同。在這種情況下，可應用一個平均極限側移值 a_{uav} 於同一樓層內的所有柱。 a_{uav} 可按下列公式計算：

$$a_{uav} = \frac{\sum a_u}{n} \quad (6.54)$$

式中 n 是該樓層內抗拒側移的柱的數量。

在算出 a_{uav} 後，應撇除任何大於 a_{uav} 值兩倍的 a_u 值，然後再計算平均值；公式 (6.55) 中的 n 值應相應地減少。

(i) 與細長柱相連構件上的附加彎矩

當 l_e/h 比值大於 20，且柱一端或兩端是與其他構件（如基礎，樓板或樑）整體連接時，在這些構件的設計中，除了要承受按一般分析方法計算得到的彎矩外，還應考慮由柱端傳來的附加彎矩。當一個節點的上下均有柱時，樑或板應按這兩個柱端傳來的附加彎矩之和進行設計。

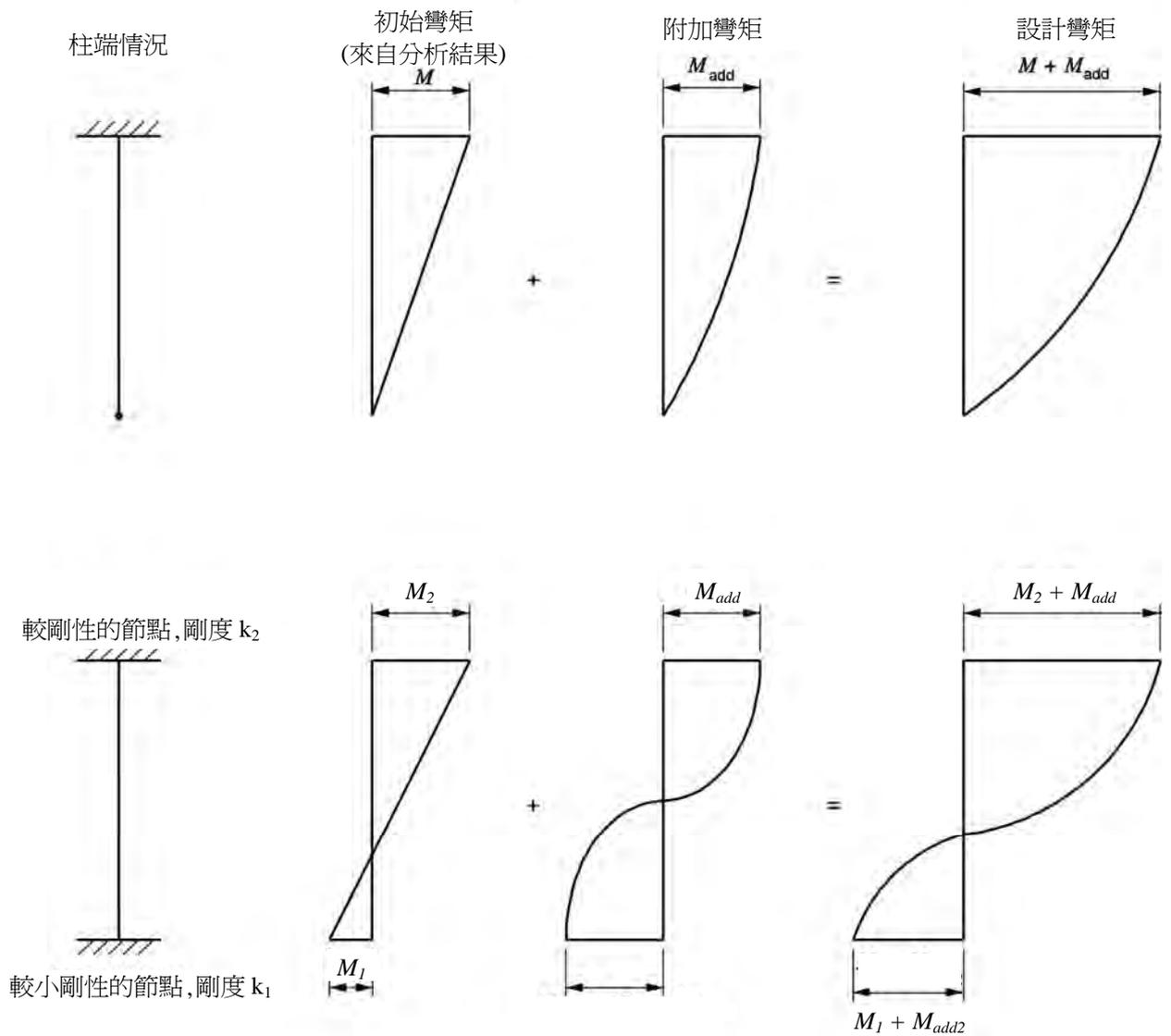


圖 6.17 無支撐的細長柱

6.2.1.4 柱的承載力極限狀態截面設計

(a) 截面分析

在進行柱截面分析以確定其抗彎矩與抗軸心力的承載力極限設計值時，應採用與樑截面分析相同的假設（見第 6.1.2.4(a)節）。

(b) 抗彎矩與抗軸心力的短柱的最小偏心距

對於短柱，通常只需要按一個關鍵軸的最大彎矩設計值進行設計。

當結構的性質使到柱不可能承受顯著的彎矩時，柱的設計只需要令到最大極限軸向力設計值不大於按下列公式計算的 N 值：

$$N = 0.4f_{cu}A_c + 0.75A_{sc}f_y \quad (6.55)$$

注：上式中已考慮系數 γ_m 。

(c) 支承基本對稱樑的有支撐短柱

這種短柱的極限軸心力設計值可按下列公式計算：

$$N = 0.35f_{cu}A_c + 0.67A_{sc}f_y \quad (6.56)$$

上式的適用條件是：

- 樑是按均佈活荷載設計的；
- 樑的跨度之差不大於較長跨度的 15%

注：上式中已考慮了系數 γ_m 。

(d) 雙向彎曲

當需要考慮雙向彎曲，而又沒有比第 6.1.2.4 (a) 節更為精確的計算方法時，對於對稱配筋的矩形截面可以按單向受彎設計，但設計彎矩需按下列公式增大：

$$\text{當 } \frac{M_x}{h} \geq \frac{M_y}{b'} \text{ 時， } M_x' = M_x + \beta \frac{h'}{b'} M_y \quad (6.57)$$

$$\text{當 } \frac{M_x}{h} < \frac{M_y}{b'} \text{ 時， } M_y' = M_y + \beta \frac{b'}{h} M_x \quad (6.58)$$

式中：

M_x 是 x 軸方向的極限彎矩設計值；

M_x' 是 x 軸方向的有效單向極限彎矩設計值；

M_y 是 y 軸方向的極限彎矩設計值；

M_y' 是 y 軸方向的有效單向極限彎矩設計值；

h' 、 b' 如圖 6.18 所示；

β 是從表 6.14 取得的系數。

表 6.14 系數 β 值

N/bhf_{cu}	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	≥ 0.6
β	1.00	0.88	0.77	0.65	0.53	0.42	0.30

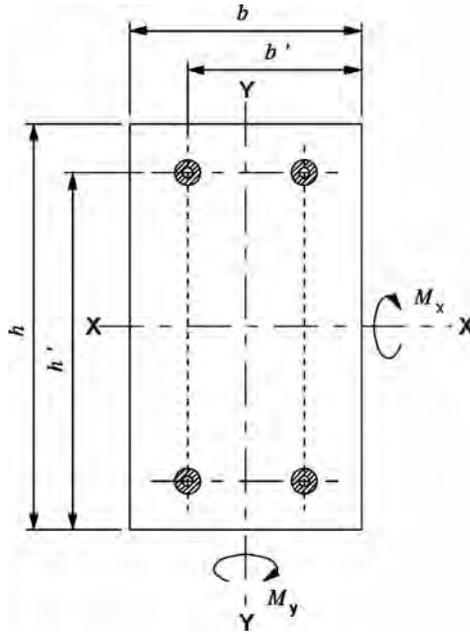


圖 6.18 雙向受彎柱

(e) 柱的剪力

柱的抗剪設計強度可以按第 6.1.2.5 (1) 節所規定的方法進行驗算。對於受壓的矩形截面柱，如果 M/N 的比值不大於 $0.6h$ ，且 v 值不大於第 6.1.2.5 (k) 節規定的最大值，則可不需進行抗剪強度驗算。

6.2.2 牆壁

6.2.2.1 結構穩定性

(a) 整體穩定性

為結構提供整體側向穩定性的結構構件，不需在其設計荷載與內力上加入按第 6.2.2.1 (c) 節規定的作用力。

(b) 多層建築物的整體穩定性

多層建築物在任何方向都不能只依賴無支撐牆來提供結構的整體穩定性。

(c) 側向支撐的力

支撐應能傳遞相等於下列作用力之和的側向力：

- 所有作用在結構上的極限設計側向力在側向支撐上產生的靜反力；

- 在側向支撐處，牆壁或柱所承受的極限垂直設計荷載之和的 2.5%。

(d) 側向支撐的抗轉動約束

在下列條件下，側向支撐才可算具備抗轉動約束：

- 當側向支撐與有支撐牆均為混凝土結構，並透過充分的細部設計而提供彎曲約束；或
- 當預製或現澆樓面結構（不論跨度方向）在牆壁的支承面的寬度不小於牆厚的 $\frac{2}{3}$ ，或兩者的連接具有足夠的彎曲約束。

6.2.2.2 鋼筋混凝土牆的設計

(a) 軸向力

在計算鋼筋混凝土牆的設計軸向力時，可假設將力傳遞到牆壁的樑和板都是簡支的。

(b) 有效高度

(i) 概述

對於與相鄰建築整體連接的鋼筋混凝土牆，其有效高度 l_e 可用下述方法計算：視該牆為一根柱，在垂直牆壁平面的方向受彎曲作用，然後按第 6.2.1 節的規定計算其有效高度。

(ii) 簡支建築

當將荷載傳遞到鋼筋混凝土牆的建築是簡支或假定是簡支時，鋼筋混凝土牆的有效高度可按素混凝土牆確定。

(c) 橫向設計彎矩

對於垂直牆壁並設計成整體連接入牆的樑或其他建築所引起的橫向設計彎矩，應採用彈性分析法來計算。當構件是設計成簡支在牆壁上，則可按照素混凝土牆來確定偏心距（見第 6.2.2.3 節），然後再計算相應的彎矩值。除受大約對稱荷載的有支撐矮牆外，與牆壁成直角方向的偏心距應取不少於 $h/20$ 或 20mm 兩者之中的較小值。這裡的 h 是牆的厚度。

(d) 平面內設計彎矩

在單一幅牆壁平面內，由水平荷載引起的設計彎矩可以根據靜力學的原則計算。

當水平荷載是由多幅牆壁一起支承時，每幅牆壁所分擔的水平荷載應根據牆壁的相對剛度來分配。當相鄰牆壁的垂直邊緣設有抗剪連接，而且該抗剪連接可以支承有關的設計力，則可採用適當的彈性分析法來進行計算。

(e) 受拉力的鋼筋混凝土牆的鋼筋佈置

當鋼筋混凝土牆的任何部分在設計極限荷載的情況下可能出現受拉力的話，其鋼筋應分兩層佈置，而每層鋼筋則應符合第 8.2 節與第 9.6 節中有關鋼筋間距的規定。

(f) 鋼筋混凝土粗矮牆

(i) 支承左右基本對稱的樓板及有支撐鋼筋混凝土粗矮牆

這種類型的牆壁可按下列公式設計：

$$n_w \leq 0.35 f_{cu} A_c + 0.67 A_{sc} f_y \quad (6.59)$$

式中：

n_w 是牆壁在設計極限荷載下的總軸向力。條件是樓板是按均佈外加荷載設計的，和牆壁兩邊樓板的跨度相差不大於 15%。

注：上式中已考慮了系數 γ_m 。

(ii) 受橫向彎矩與均佈軸向力的牆壁

如果只有橫向彎矩引起偏心力，則可以假定設計軸向力在沿牆壁長度方向是均佈的。牆壁截面應設計成可以抵受恰當的設計極限軸向力與橫向彎矩。為樑截面設計而設的假定同樣適用（見第 6.1.2.4 (a) 節）。

(iii) 受平面內彎矩與軸向力的牆壁

牆壁的截面應設計成可以抵受恰當的設計極限軸向力與平面內彎矩。

(iv) 受軸向力及達到需要關注的平面內彎矩與橫向彎矩的牆壁

有關影響可以按下列三個步驟進行驗算：

a) 平面內：只考慮軸向力與平面內彎矩，用彈性分析法計算沿牆壁長度方向的內力分佈，假定混凝土內沒有拉力（見第 6.2.2.2 (d) 節）。

b) 橫向：計算橫向彎矩的影響（見第 6.2.2.2(c) 節及第 6.2.2.2(g)(iii) 節）。

- c) 合併：在沿牆壁的各點，將平面內與橫向的影響合併，然後用第 6.1.2.4 (a) 節的假定進行驗算。

(g) 鋼筋混凝土細高牆

(i) 設計步驟

有關影響可以按下列步驟進行驗算：

- a) 平面內：只考慮軸向力與平面內彎矩，用彈性分析法計算沿牆壁長度方向的內力分佈，假定混凝土內沒有拉力（見第 6.2.2.2 (d)）。
- b) 橫向：計算橫向彎矩的影響（見第 6.2.2.2 (c) 節與第 6.2.2.2 (g) (iii) 節）。
- c) 合併：將平面內與橫向的影響合併，並將每一單位長度的牆壁視為一根細長柱，然後按第 6.2.1.4 節的方法進行設計。

(ii) 細高比限值

牆壁的細高比 l_e/h 不應超出表 6.15 中按不同配筋率而規定的限值。

表 6.15 鋼筋混凝土牆的最大細高比

牆壁的類型	配筋率	l_e/h 最大限值
有支撐牆	符合第 9.6 節規定但 < 1%	40
有支撐牆	符合第 9.6 節規定但 ≥ 1%	45
無支撐牆	符合第 9.6 節規定	30

(iii) 橫向彎矩

除了第 6.2.2.2 (c) 所述的彎矩外，細高牆可能會因荷載作用下的側移引起較大的附加橫向彎矩。一種簡單的處理方法就是將這種牆壁當作次軸受彎的細長柱考慮（見第 6.2.1.3 (a) 節）。但當牆壁內只配置了中間一層鋼筋時，附加彎矩的值應加倍。

6.2.2.3 素混凝土牆的設計

(a) 軸向力

在計算素混凝土牆的設計極限軸向力時，可以假定將力傳送到該牆壁的樑與板都是簡支的。

(b) 無支撐素混凝土牆的有效高度

無支撐素混凝土牆的有效高度可按下列規定確定：

- 牆壁的頂部支承跨度垂直牆壁的樓板或屋頂： $l_e = 1.5 l_o$ ，式中 l_o 是牆在側向支座之間的淨高；
- 其他牆壁： $l_e = 2 l_o$

注：對斜屋頂的山牆， l_o 應取屋簷與屋頂的平均高度。

(c) 有支撐素混凝土牆的有效高度

有支撐素混凝土牆的有效高度可按下列規定確定：

- 當側向支撐可以同時抵抗側移與轉動時， l_e 等於側向支撐的淨間距的 $\frac{3}{4}$ ，或側向支撐與自由邊距離的兩倍。
- 當側向支撐僅能抵抗側移時， l_e 等於側向支撐的中至中間距，或側向支撐與自由邊的間距的 2.5 倍。

(d) 最大細高比

無論是否有支撐，牆壁的細高比 l_e/h 都不應大於 30。

(e) 最小橫向偏心距

無論在每幅素混凝土牆的垂直或水平力是如何組合，都應假設其合力會對該牆有不小於 $h/20$ 或 20mm 的橫向偏心距。對於細高牆，荷載下的側移可導致更大的偏心距。有關這方面的規定可參見第 6.2.2.3 (p) 與 (q) 節。

(f) 作用在單幅牆壁的力所產生的平面內偏心距

作用在單幅牆壁的力所產生的平面內偏心距可按靜力學原則計算。

(g) 作用在兩幅或以上平行牆壁的水平力所產生的平面內偏心距

當水平荷載是由多幅牆壁一起承擔時，應假設每幅牆壁所分擔的水平荷載是根據其相對剛度來分配的，但條件是任何一幅牆壁的偏心距都

不大於該牆壁長度的 $\frac{1}{3}$ 。如果偏心距大於牆壁長度的 $\frac{1}{3}$ ，則應假設該牆壁的剛度為零，並將荷載重新分配到其他牆壁去承擔。

(h) 抗剪連接的牆體

當一幅牆壁與其相鄰牆體的垂直邊有抗剪連接措施時，只要該連接可以承受有關極限設計荷載，則可按合適的彈性分析法進行計算。

(i) 混凝土樓面或屋頂荷載造成的偏心距

可以假定設計荷載是作用在牆壁內，距離受荷載的牆壁表面相等於承座面寬度的 $\frac{1}{3}$ 的位置。如果牆壁的兩邊都有現澆混凝土樓面，則可以假定兩邊的樓面是平均使用其共同的承座面。

(j) 其他偏心荷載

應注意下述情況：荷載可能會透過一些特殊的方式（例如樑托）使其作用在牆上的偏心距超過牆厚度的一半。

(k) 作用在無支撐牆上的合力所造成的平面內偏心距與橫向偏心距

在任何一層都應充分考慮該層的所有垂直荷載造成的偏心距，以及該層以上所有水平荷載造成的傾覆力矩。

(l) 作用在有支撐牆上的合力所造成的橫向偏心距

當計算在任何一層上相對牆壁軸心平面的橫向偏心距時，可以假定在側向支撐以上的所有垂直荷載的合力所造成的總偏心距等於零。

(m) 集中荷載

當集中荷載純粹是局部作用時（如樑的承座或柱的基部），只要荷載作用處的局部設計應力不大於 $0.6f_{cu}$ （適用於 C25 或以上等級的混凝土）或 $0.5 f_{cu}$ （適用於 C25 以下等級的混凝土），則可以假定該集中荷載會立即擴散。

(n) 每單位長度的設計荷載的計算

在計算每單位長度的設計荷載時，可以假定荷載是沿牆壁的長度方向線性分佈，並且不考慮混凝土的抗拉強度。

(o) 有支撐素混凝土矮牆的每單位長度的最大極限軸向荷載

以牆壁的每單位長度計算的極限荷載下最大設計極限軸向荷載， n_w ，應滿足以下公式：

$$n_w \leq 0.3(h - 2e_x)f_{cu} \quad (6.60)$$

式中：

e_x 是荷載的總橫向偏心距（不應小於 $h/20$ ）

(p) 有支撐素混凝土細高牆的最大設計極限軸向荷載

最大設計極限軸向荷載， n_w ，應滿足公式（6.60）及下列公式：

$$n_w \leq 0.3(h - 1.2e_x - 2e_a)f_{cu} \quad (6.61)$$

式中：

e_x 如第 6.2.2.3 (o) 節所定義；

e_a 是側移造成的附加偏心距，可取 $l_e^2/2500h$ ，當中 l_e 是牆壁的有效高度。

(q) 無支撐素混凝土牆的最大單位軸向荷載

無支撐素混凝土牆的最大單位軸向荷載應滿足下列公式：

$$(i) \quad n_w \leq 0.3(h - 2e_{x,1})f_{cu} \quad (6.62)$$

$$(ii) \quad n_w \leq 0.3[h - 2(e_{x,2} + e_a)]f_{cu} \quad (6.63)$$

式中：

e_a 如第 6.2.2.3 (p) 節所定義；

$e_{x,1}$ 是在牆頂的總偏心距；

$e_{x,2}$ 是在牆底的總偏心距。

(r) 抗剪強度

素混凝土牆如能滿足下列條件之一，即不需驗算其設計抗剪力：

- 水平設計剪力小於垂直設計剪力的 $1/4$ ；或
- 水平設計剪力小於在牆的整個截面上產生 0.45 N/mm^2 的設計剪應力所需的水平剪力。

注：對於強度等級低於 C25 的混凝土，上述條件中的 0.45 N/mm^2 應改為 0.3 N/mm^2 。

(s) 素混凝土牆中洞口周圍的鋼筋

應配置標稱鋼筋。

(t) 素混凝土牆中的受彎鋼筋

在任何一層，如果因合力的平面內偏心距而導致超過總長 $1/10$ 的牆壁出現拉應力，則應配置防止可能出現裂縫的垂直鋼筋。這些鋼筋只

需配置在設計使用荷載作用下可能受拉的部份，並應採用雙層鋼筋，及符合第 8.2 節與 9.6 節中有關鋼筋間距的規定。

6.3 扭力與其合併的影響

6.3.1 概述

對於普通的樑板或框架結構，一般是不需要進行特別驗算，剪力鋼筋已足以控制扭力引起的破裂。然而，當設計需依賴構件的抗扭能力時，則應考慮第 6.3.2 節至第 6.3.9 節的有關建議。

6.3.2 抗扭剛度的計算

如果在結構分析或設計中需要計算構件的抗扭剛度 ($G \times C$)，則可以假定混凝土的剪切模量， G ，等於混凝土彈性模量的 0.42 倍，扭轉常數 C 等於按素混凝土截面計算的聖維南(St. Venant)值的一半。

矩形截面的扭轉常數可按下列公式計算：

$$C = \frac{1}{2} \beta h_{\min}^3 h_{\max} \quad (6.64)$$

式中：

- C 是扭轉常數（等於按素混凝土截面計算的聖維南值的一半）；
- h_{\max} 是矩形截面的長邊尺寸；
- h_{\min} 是矩形截面的短邊尺寸；
- β 是系數，取決於 h/b 的比值（即構件截面的總高度除以其寬度）

注： β 值列於表 6.16。

表 6.16 系數 β 值

h_{\max}/h_{\min}	1	1.5	2	3	5	>5
β	0.14	0.20	0.23	0.26	0.29	0.33

非矩形截面的扭轉剛度可以通過將截面分成若干個矩形截面並將這些矩形截面的扭轉剛度相加後得到。劃分的原則是使最後得到的總抗扭剛度達到最大的數值。將最寬的矩形的長度盡大是一般可以達到這目的的方法。

6.3.3 扭剪應力

(a) 矩形截面

任何截面的扭剪應力 v_t 可以根據塑性應力分佈的假定，按照下列公式進行計算：

$$v_t = \frac{2T}{h_{\min}^2 \left(h_{\max} - \frac{h_{\min}}{3} \right)} \quad (6.65)$$

式中：

T 是極限荷載產生的扭矩；

v_t 是扭剪應力。

(b) T形、L形或I形截面

T形、L形或I形截面可以劃分成幾個矩形截面。劃分的原則是使公式(6.66)中的 $h_{\min}^3 h_{\max}$ 達到最大的數值。

每個劃分矩形上的扭剪應力 v_t 可以通過將其視作一個矩形截面受到一個劃分扭矩作用來進行計算，劃分扭矩的值可以按下列公式確定：

$$T \times \left(\frac{h_{\min}^3 h_{\max}}{\sum (h_{\min}^3 h_{\max})} \right) \quad (6.66)$$

(c) 空心截面

對於箱形或其他空心截面，當其壁厚大於構件截面在該方向的總厚度的 $\frac{1}{4}$ 時，就可以按實心矩形截面進行設計。

注：對於其他形狀的截面，應參考專門文獻。

6.3.4 剪應力的限值

在任何情況下，由剪力產生的剪應力與扭矩產生的剪應力之和 ($v + v_t$) 都不能大於表 6.17 中列出的最大組合剪應力 (剪力加扭矩) v_{tu} ，在 $y_1 < 550 \text{ mm}$ 的小截面情況下，受扭剪應力 v_t 不能大於 $v_{\text{tu}} y_1 / 550$ (y_1 的定義見第 6.3.6 節)。

表 6.17 $v_t \min$ 與 v_{tu} 值

混凝土強度等級	$v_t \min$ (N/mm ²)	v_{tu} (N/mm ²)
25	0.33	4.00
30	0.37	4.38
40	0.40	5.00
50	0.47	5.65
60	0.52	6.20
80 或以上	0.60	7.0

注：

- 已包含系數 γ_m 。
- $v_t \min$ 是最小扭剪應力，當扭剪應力大於 $v_t \min$ 時，就需配置抗扭鋼筋。 $v_t \min$ 與 v_{tu} 的值 (N/mm²) 是根據下列公式計算的：
 $v_t \min = 0.067 \sqrt{f_{cu}}$ 但不大於 0.6 N/mm²；
 $v_{tu} = 0.8 \sqrt{f_{cu}}$ 但不大於 7.0 N/mm²。

6.3.5 抗扭鋼筋

當扭剪應力 v_t 大於表 6.18 中的最小扭剪應力 $v_t \min$ 時，就需配置抗扭鋼筋。表 6.18 給出了抗剪與抗扭鋼筋配置要求。

表 6.18 抗剪與抗扭鋼筋

	$v_t \leq v_t \min$	$v_t > v_t \min$
$v \leq v_c + v_f$	抗剪鋼筋按最低要求配置，不需配置抗扭鋼筋	按設計配置抗扭鋼筋但不少於最少抗剪鋼筋量
$v > v_c + v_f$	按設計配置抗剪鋼筋，不需配置抗扭鋼筋	按設計配置抗剪與抗扭鋼筋

注： v_f 已在表 6.2 下定定義。

6.3.6 抗扭鋼筋截面面積

抗扭鋼筋應由矩形閉合箍筋與縱向鋼筋組成。抗扭鋼筋是在抗剪或抗彎鋼筋以外加置的鋼筋，其截面面積應按下列公式計算：

$$\frac{A_{sv}}{s_v} > \frac{T}{0.8x_1y_1(0.87f_{yv})} \quad (6.67)$$

$$A_s > \frac{A_{sv}f_{yv}(x_1 + y_1)}{s_v f_y} \quad (6.68)$$

式中:

- A_s 是縱向鋼筋截面面積;
 A_{sv} 是閉合箍筋雙肢的截面面積 (只考慮靠近截面外邊緣的肢);
 s_v 是箍筋的間距;
 x_1 是矩形箍筋短邊中到中尺寸;
 y_1 是矩形箍筋長邊中到中尺寸;

注: f_y 與 f_{yv} 不應取大於 460 N/mm^2

6.3.7 抗扭箍筋的間距與形式

s_v 值不應大於 x_1 、 $y_1/2$ 或 200mm 三者之最小值。抗扭箍筋應為閉合式箍筋並符合第 9.2.3 節的有關規定。

6.3.8 抗扭縱向鋼筋的設置

抗扭縱向鋼筋應沿箍筋的內周邊均勻設置。抗扭縱向鋼筋的淨距不應大於 300mm ，其根數不少於四根，即至少在箍筋的四角都應設置抗扭縱向鋼筋。在已有受拉或受壓鋼筋的位置，可以通過加大抗彎所需的鋼筋的直徑來提供所需的抗扭縱向鋼筋。抗扭鋼筋應至少延伸至按計算已經不需要該鋼筋的截面以外不小於截面長邊的長度。

6.3.9 T 形、L 形或 I 字形截面中抗扭箍筋的設置

在組成這些截面中的各個矩形截面中的鋼筋籠應相互連繫以將各個矩形連成一體。如果一個組成矩形截面的抗扭剪應力不大於 $v_{t \min}$ ，則在該矩形截面可不設置抗扭鋼筋。

6.4 抗結構連續倒塌的整體穩定性設計

6.4.1 繫杆的設計

6.4.1.1 概述

結構構件之間所需的相互連繫可以通過設置下列各種繫杆將整個結構連成整體：

- 周邊繫杆；
- 內部繫杆；
- 連繫牆與柱的水平繫杆；
- 垂直繫杆。

當一個建築物被伸縮縫分隔成若干個獨立的結構單元時，每個結構單元都應設置合適的繫杆體系。

6.4.1.2 繫杆的分配

在繫杆的設計中，可以假定鋼筋是在特徵強度（即 $\gamma_m=1.0$ ）下作用，並且只需考慮第 6.4.1.4 至 6.4.1.7 節所規定的作用力，而不必考慮其他的作用力。

用於其他目的的鋼筋可以作為組成繫杆的部份或全部鋼筋。

6.4.1.3 繫杆的連續性或錨固

繫杆的鋼筋應按第 8.7 節的規定進行搭接、焊接或機械連接。

如果一個繫杆的鋼筋延伸至符合下列條件，則可被視為錨固於與其垂直的另一繫杆上：

- 超越另一繫杆中的所有鋼筋至相等於 12 倍鋼筋直徑或等效的錨固，或；
- 超越另一繫杆中的所有鋼筋中心線至相等於有效錨固長度（根據鋼筋的受力計算）。

在凹角處或結構有顯著改變處，應小心確保繫杆有足夠的錨固或其他措施使其可以有效發揮功能。

6.4.1.4 內部繫杆

(a) 分佈與位置

內部繫杆應分佈在各層樓面與屋頂，並應設置在兩個相互垂直的方向。內部繫杆在整個長度範圍內都應有效地連續，兩端應錨固在周邊繫杆上（除非內部繫杆伸延至牆或柱成為水平繫杆）。內部繫杆的部份或全部應均勻地分佈在板內，或是集中佈置在樑、牆或其他適當部位，但其間距應不大於 $1.5 l_r$ ， l_r （以 m 為單位）是支承任意兩個相鄰樓面的柱、框架或牆在所考慮的繫杆方向的中心距，並以較大者為準。設置在牆內的繫杆應位於距樓板頂面或底面 0.5m 的範圍內。

(b) 強度

內部繫杆在各方向都應可以抵抗下列公式中較大的拉力（以 kN/m 闊度為單位）：

$$\frac{(G_k + Q_k) l_r}{7.5} F_t \text{ 或 } 1.0 F_t \quad (6.69)$$

式中：

- $(G_k + Q_k)$ 是樓面平均特徵恆載與外加荷載之和（kN/m²）；
 F_t 是 $(20 + 4n_o)$ 或 60，兩者之中取較小者。 n_o 是結構的層數；
 l_r 是如第 6.4.1.4 (a) 節所定義。

當在平面上所有牆壁都是在同一個方向時（如‘橫牆’或‘脊牆’結構），在計算與牆平行方向的繫杆內力所用的 l_t 值可以取牆的實際長度或取牆在事故中可能會失去的部份的長度，兩者之中取較小者。牆在事故中可能會失去的部份的長度應取兩個相鄰側向支座之間的距離，或是側向支座與自由邊之間的距離。更詳細的解釋可參見第 6.4.2.2 (b) 節。

6.4.1.5 周邊繫杆

在每層樓面或屋頂都應設置有效地連續的周邊繫杆。周邊繫杆的抗拉能力不應小於 $1.0F_t$ (kN)，並應設置於建築物邊緣 1.2m 以內的範圍或周邊牆內。

6.4.1.6 連結牆與柱的水平繫杆

(a) 概述

每根外柱，及支承垂直荷載的外牆（而周邊繫杆不是佈置在牆內）的每米長度，都應在水平方向以繫杆拉結到每層樓面或屋頂的結構。該繫杆的抗拉能力應等於以下較大的力量：

- $2.0F_t$ [或 $(l_s/2.5) F_t$ ，取其中較大者， l_s 為樓層淨高（以 m 計算）] 或；
- 在該樓層處，牆或柱所承受的總設計極限垂直荷載的 3%。

當周邊繫杆位於牆內時，只要設置連結內部繫杆與周邊繫杆的水平繫杆即可（見第 6.4.1.4 (a) 與 6.4.1.4. (b) 節）。

(b) 角柱繫杆

每根角柱都應在各層樓面或屋頂處在兩個大約垂直的方向用水平繫杆與結構相連結，繫杆的抗拉能力應等於按第 6.4.1.6 (a) 節所算出的各個力量中的最大值。

6.4.1.7 垂直繫杆

每根柱及每幅支承垂直荷載的牆都應從最低層至最高層連續地連繫起來。該繫杆的抗拉能力應等於一個樓層傳送到柱或牆的恆載與外加荷載的設計極限總值中的最大值。設計荷載應按第 2.3.2.2 節的規定計算。如果牆或柱在其底部是由另外的構件而不是由基礎支承的，則應按第 2.2.2.3 節的規定驗算結構的整體性。

6.4.2 跨越構件

6.4.2.1 概述

應考慮每一層的每一個垂直承重構件，但關鍵構件除外，會依次失去承載能力，設計也應保證結構不會發生大面積的倒塌。如假定結構會出現懸鏈作用，則應考慮平衡所需的水平反力。

6.4.2.2 牆

(a) 視爲失去的牆壁長度

視爲單獨承載構件的牆壁長度應取兩個相鄰側向支座之間的距離或側向支座與自由邊之間的距離，見下面 (b) 節。

(b) 側向支座

本節中所指的側向支座可以出現在下列位置：

- 局部加強的牆壁（長度不大於 1.0m），其水平荷載承載力應大於 $1.5F_t$ （kN／每 m 牆高）；
- 質量不小於 100 kg/m^2 及位於與牆壁垂直方向的隔牆，而且隔牆與牆壁的連繫可以抵抗不小於 $0.5F_t$ （kN／每 m 牆高）的橫向力。

式中： F_t 是 $(20 + 4n_0)$ 或 60 兩者中較小者， n_0 是結構的層數。

6.5 牛腿與挑頭

6.5.1 概述

牛腿是由承重構物件中伸出的懸挑短樑，並應滿足下列條件：

- 所支承荷載的反力中心線至牛腿根部之間的距離， a_v ，小於牛腿根部處的有效高度 d ；
- 所支承荷載的接觸面之外緣處的截面高度應不小於牛腿根部處有效高度的一半。

應根據受剪條件及採用上述定義的 a_v ，按第 6.1.2.5 (g) 節來確定牛腿在荷載支承面處的截面高度。

6.5.2 設計

6.5.2.1 簡化假定

可以假定牛腿中的混凝土與鋼筋是等同三角桁架中的壓杆與拉杆的作用，並符合下列規定。

- 牛腿應按承載力極限狀態進行計算，採用相應鋼筋與混凝土的分項系數。但其水平承載力不應小於作用在牛腿上的垂直荷載設計值的一半（參見第 6.5.2.4 節）；
- 應確保桁架的拉杆與壓杆之間在牛腿根部處的應變協調性。

應該注意的是第 6.5.2.3 節規定的有關水平箍筋的要求是爲了滿足正常使用極限狀態的。

6.5.2.2 鋼筋的錨固

在牛腿的前部，鋼筋應按下列方式進行錨固：

- 與強度相同的橫向鋼筋進行焊接。在這種情況下，荷載承壓面的邊緣距該橫向鋼筋之間的淨距應不小於受拉鋼筋的保護層厚度；或
- 將鋼筋向後彎使形成一個環狀。在這種情況下，荷載承壓面的外邊緣不能超出受拉主鋼筋的直段部份。

6.5.2.3 受剪鋼筋

受剪鋼筋應以水平箍筋的形式設置，並應分佈在牛腿根部有效高度的上三分之二部分的範圍內。受剪鋼筋的截面面積應不小於受拉主鋼筋截面面積的一半，並應有足夠的錨固。

6.5.2.4 抗水平作用力

應配置連接到支承構件的附加鋼筋，將水平作用力整體地傳送。

6.5.3 連續挑頭

6.5.3.1 概述

當一個連續挑頭的高度小於 300mm 時，一般應按短懸挑板進行設計。在設計中，可以：

- 假定設計荷載的作用線是位於荷載面積的外邊緣。例如：沒有削角的挑頭的挑頭外邊緣，有削角的挑頭的削角上邊緣，或有墊板的墊板的外邊緣。
- 取荷載作用線與支承挑頭樑中箍筋的最外面一條肢之間的距離與荷載的乘積爲最大極限彎矩設計值（見第 6.5.3.5 節）。

6.5.3.2 受拉鋼筋截面面積

受拉鋼筋截面面積不應小於第 9.8 節的規定。

6.5.3.3 受拉鋼筋的位置

受拉鋼筋應從支承構件中伸出，經過挑頭的頂面，直到可以滿足對保護層的要求下最接近挑頭的前面。應將受拉鋼筋錨固：可以將受拉鋼筋與一根強度相同的橫向鋼筋焊接，或將受拉鋼筋彎曲 180° 形成一個水平或垂直的環狀。垂直環狀的鋼筋的直徑應不小於 12mm。

6.5.3.4 設計抗剪力

挑頭的設計抗剪力應按第 6.1.3.6 節的規定驗算，但表 6.4 中列出的 v_c 值可以乘上 $2d/a_v$ 的系數，這裡的 a_v 是第 6.5.3.1 節中所述的距離。

6.5.3.5 支承挑頭的構件中的箍筋

支承挑頭的構件中的箍筋，除了抵抗其他受力之外，還要有能力將荷載從挑頭傳遞到該構件的受壓區。

6.6 樓梯

6.6.1 荷載

6.1.1.1 荷載的分佈

一般來說，應假定樓梯的極限設計荷載是在樓梯的水平投影面積上均勻分佈的。但是對於環繞開口樓梯井的樓梯有兩跨垂直相交時，對於兩跨共有的面積上的荷載可以假定是在兩跨之間平均分配的。

當樓梯或樓梯平台在梯段跨度方向沿牆壁的部分或全部長度是嵌入牆壁內不小於 110mm 時，則靠近牆的 150mm 寬的條帶可以從樓梯的受荷面積中減去。

6.6.1.2 無樑整體樓梯的有效跨度

當無樑樓梯的兩端是與其跨度方向垂直的結構構件連成一體時，樓梯的有效跨度可按下列公式計算：

$$\text{有效跨度} = l_a + 0.5(l_{b,1} + l_{b,2}) \quad (6.70)$$

式中：

是支承構件之間的水平淨距；

$l_{b,1}$ 是一端支承構件的寬度或 1.8m，兩者之中取較小值；

$l_{b,2}$ 是另一端支承構件的寬度或 1.8m，兩者之中取較小值。

6.6.1.3 無樑簡支樓梯的有效跨度

無樑簡支樓梯的有效跨度應取其支座中心線之間的水平距離或支座支承面之間的淨距加樓梯截面有效高度，兩者之中取較小值。

6.6.1.4 截面高度

樓梯的截面高度應取與樓梯底面垂直方向的最小厚度。

6.6.2 樓梯的設計

樓梯的設計可參照第 6.1.2 節與第 6.1.3 節關於樑板設計的有關規定執行，但應符合第 6.6.2.1 節關於無樑樓梯的高跨比的規定。

6.6.2.1 無樑樓梯的允許有效高跨比

只要樓梯的梯段長度佔樓梯總跨度的比例不少於 60%，按第 7.3.4 節計算的高跨比可以增加 15%。

6.7 基礎

6.7.1 墊式基腳與樁承台的設計假定

6.7.1.1 概述

如果基礎或樁承台有足夠的剛性，除非所作用的荷載與力矩產生的反力是根據較為精確的方法，例如群樁的彈性分析法或應用確立的土力學原則計算出來的，否則可以採用下列近似假定：

- 當基礎或樁承台是軸心受壓時，可以假定設計極限荷載產生的反力是平均分佈的（即單位面積上或每根樁上的荷載是相等的）；
- 當基礎或樁承台是偏心受壓時，可以假定其反力是以線性分佈在基礎或群樁系統上。

6.7.1.2 獨立墊式基腳設計的臨界截面

在設計獨立墊式基腳時，可取在所支承的柱或牆的外表面處的截面為臨界截面。

6.7.1.3 預製構件的杯口

應考慮為預製構件而設的杯口對基礎或樁承台截面的抗力的影響，除非會採用強度不低於基礎或樁承台本身混凝土強度的水泥沙漿將杯口充填。

6.7.2 墊式基腳設計

6.7.2.1 設計彎矩

為一個橫貫整個墊式基腳的截面取設計彎矩值時，應計算該截面一邊的所有外部作用的極限設計荷載與反力對該截面造成的彎矩。不應進行彎矩重分配。

6.7.2.2 鋼筋的佈置

這裡的鋼筋是指與截面垂直方向佈置的鋼筋。當 l_c 大於 $(3c/4 + 9d/4)$ 時，所需鋼筋總量的三分之二應集中佈置在柱中心線與距柱外邊 $1.5d$ 之間的範圍內。在其他情況下，可在 l_c 範圍內均勻分佈。其中：

- c 是柱截面的寬度，
- d 是墊式基腳或樁承台截面的有效高度。
- l_c 是柱中心線之間間距的一半（當柱的數目多於 1 根時）或柱中心線至基腳邊的距離，兩者之中取較大值。

6.7.2.3 設計剪力

設計剪力是指臨界截面周長範圍以外，或截面一邊的所有設計極限荷載的總和（詳見第 6.1.3.5 條與 6.1.3.6 第條）。

6.7.2.4 集中荷載附近的設計受剪強度

集中荷載附近的截面受剪強度的設計值是由下列兩個條件決定的：

- 在一個橫貫整個基礎寬度的垂直截面上的剪力，見第 6.1.3.5 (a) 與 (b) 條（有關板的受剪承載力的設計值）；
- 環繞荷載作用面的沖切剪力，可按第 6.1.5.6 條計算，但當 $v < v_c$ 時可以不必配置受剪鋼筋。

6.7.3 樁承台設計

6.7.3.1 概述

樁承台可以按剛性或柔性設計，需考慮的因素有樁距與樁的佈置方式、承台厚度荷載形式以及上部結構的構造等。

柔性樁承台可以採用彎曲理論或虛擬桁架法進行設計。採用虛擬桁架法時應假定為一個三角桁架，上部中心節點位於荷載的中心，下部節點應位於樁的中心線與受拉鋼筋的交點處。當樁距較大時（樁距大於樁直徑的 3 倍），只有位於樁中心線兩邊 1.5 倍樁直徑範圍內的鋼筋才可以被考慮為構成桁架的受拉杆件。

6.7.3.2 剪力

樁承台的設計受剪強度一般是由沿樁承台全寬的垂直全截面上的剪力來控制的。如圖 6.19 所示，應假定受剪的臨界截面是在進入樁面以內，等於樁直徑的 20% 的位置。當一根樁的中心線位於這個截面以外時，該樁內所有的力都應被視為是作用在這個截面以外的。

6.7.3.3 設計抗剪力

樁承台的設計設計抗剪力可以按照第 6.1.3.5 節的規定進行計算，但應考慮下列限制條件：

- 在應用這些規定時， a_v 應取柱面至第 6.7.3.3 節的規定的臨界截面之間的距離；
- 如果未有無考慮截面上的剪力分佈情況（如採用簡化剛性樁承台分析法時），則不可應用抗剪力增大作用；
- 如果已經適當考慮截面上的剪力分佈情況，則在樁中心上寬度為 3ϕ 的樁承台條帶上可以考慮抗剪力增大作用。這裡的 ϕ 是指樁的直徑。對於 H 形或矩形樁，抗剪力增大的條帶寬度 3ϕ 可以用樁的寬度加上 2 倍樁的最小尺寸來取代；
- 在考慮剪力沿截面分佈時，剪力可以在一個寬度內平均分配，該寬度不應延伸至超過樁中心線兩邊各一個有效高度，該寬度亦應受樁承台的實際尺寸所限制的；
- 當 $v < v_c$ （已增大的，如果適用的話）時，樁承台內不需設置箍筋；
- 受拉鋼筋應按第 8.4 節的規定進行完全錨固。

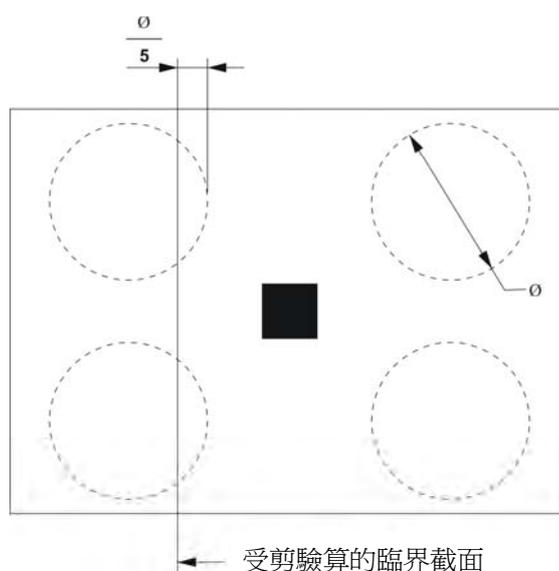


圖 6.19 樁承台受剪驗算的臨界截面

6.7.3.4 沖切剪力

應驗算柱的周界處的設計剪應力，以確保其值不超過 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ N/mm² 或 7.0 N/mm²，兩者之中較小值。樁承台截面的最大受剪承載力應符合第 6.1.5.7(e)節的規定。另外，如果樁距大於 3ϕ ，則應按第 6.1.5.7 節驗算沖切力。

6.7.3.5 扭力

應根據剛體理論及考慮到荷載形式與樁的反力來驗算扭力對剛性承台的影響。如有需要，應按第 6.3 節的規定配置抗扭力鋼筋。

6.8 樑柱節點

6.8.1 一般原則與要求

6.8.1.1 設計標準

樑柱節點應滿足下列標準：

- 在正常使用極限狀態下，節點的表現狀況應不差於其所連接的構件；
- 在承載力極限狀態下，節點的設計強度應能抵抗所連接構件上的按表 2.1 中所列出的最不利組合下的荷載。

6.8.1.2 設計內力

樑柱節點中由於重力荷載與風荷載產生的設計內力應按照該節點上所有構件在極限荷載最不利組合下產生的最大內力來計算，並應滿足節點上的力的平衡。對於空間框架中的柱，當樑是以兩個方向進入節點時，每個方向的內力可分別單獨考慮。

6.8.1.3 節點剪應力

按照下列公式計算出來的節點水平剪應力不應大於 $0.25f_{cu}$ ：

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \quad (6.71)$$

式中：

V_{jh} 是節點上的總標稱水平剪力；

h_c 是在所考慮的水平剪力方向的柱截面總高度；

b_j 是節點有效寬度（見圖 6.20），並應按下列公式取值；

- 當 $b_c \geq b_w$ 時， $b_j = b_c$ 或 $b_w + 0.5h_c$ ，兩者之中取較小值；
- 當 $b_c < b_w$ 時， $b_j = b_w$ 或 $b_c + 0.5h_c$ ，兩者之中取較小值。

6.8.1.4 設計原則

應假定節點的剪力是由混凝土機制與桁架機制來抵抗的。該桁架機制應由水平與垂直箍筋或鋼筋、與斜混凝土壓杆組成。門式框架的角節點、以及其他結構形式中的節點應根據合理分析來進行細部設計，使到剪力可以通過一個可接受的合理機制進行傳遞，並使到受彎鋼筋在節點內可以有足夠的錨固。

6.8.1.5 節點水平剪力鋼筋

相應每個節點水平剪力方向，節點中有效水平剪力鋼筋的總截面面積應按下列公式計算：

$$A_{jh} = \frac{V_{jh}^*}{0.87f_{yh}} \left(0.5 - \frac{C_j N^*}{A_g f_{cu}} \right) \quad (6.72)$$

式中：

A_g 是柱截面面積 (mm^2)

C_j 是 $\frac{V_{jh}}{V_{jx} + V_{jy}}$

V_{jh} 是節點上的總水平剪力；

V_{jx} 是節點上沿 x 向的總水平剪力；

V_{jy} 是節點上沿 y 向的總水平剪力；

V_{jh}^* 是節點上的總設計水平剪力；

N^* 是在承載力極限狀態下柱的最小軸壓荷載值，當與 V_{jh} 同時產生並為壓力時為正；

f_{yh} 是節點水平剪力鋼筋的特徵屈服強度。

6.8.1.6 節點垂直受剪鋼筋

相應每個節點水平剪力方向，節點中有效垂直剪力鋼筋的總截面面積應按下列公式計算：

$$A_{jv} = \frac{0.4(h_b / h_c)V_{jh}^* - C_j N^*}{0.87f_{yv}} \quad (6.73)$$

式中：

h_b 是樑的截面高度；

f_{yv} 是節點垂直剪力鋼筋的特徵屈服強度。

6.8.1.7 約束鋼筋

在樑柱節點的水平橫向約束鋼筋應不少於第 9.5.2 節規定的數量。但在柱的四個都有樑連接的節點則屬例外，在這種情況下，節點的橫向鋼筋可以減少至第

9.5.2 節規定的數量的一半。但在任何情況下，在節點核心的箍筋間距都不應大於柱內最小鋼筋直徑的 10 倍或 200mm 兩者之中較小值。

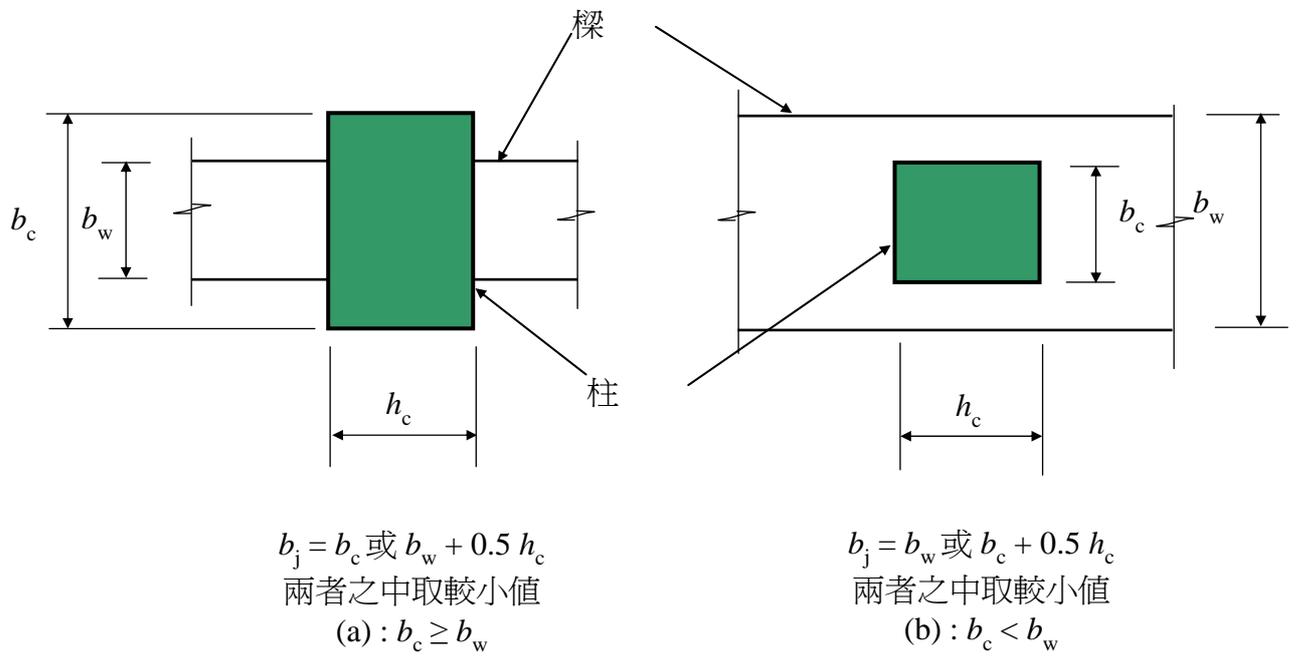


圖 6.20 有效節點寬度

第七章 正常使用極限狀態

7.1 概述

7.1.1 引言

本章提出了滿足正常使用極限狀態要求的兩種不同設計方法，即：

- 被認為可行的規定，例如限制像跨高比或採取一些構造措施等規定。
- 分析的方法，即通過計算分析荷載產生的效應，例如變形、裂縫寬度等，再與允許值比較。

本章中考慮的兩種常見的正常使用極限狀態是：

- 裂縫控制；
- 撓度控制。

一些其他正常使用極限狀態（例如應力限制、疲勞破壞等）雖然沒有包括在本守則的範圍之內，但也可能會對某些特殊結構具有重要性。

7.1.2 設計假定

當採用分析的方法（即對正常使用極限狀態的直接計算）時，必須確定在荷載與材料性能上所作的假定與計算結果的使用是協調一致的。

如果分析是為預料的反應求取最準確的估計，則應採用預料的或最可能的數值。

相反，為了滿足某一個正常使用極限狀態，可能需要根據該正常使用極限狀態的嚴重性（即是不能滿足該正常使用極限狀態的後果）而採用一個較為保守的數值。然而，各種正常使用極限狀態的嚴重性是不同的，即使同一種正常使用極限狀態在不同情況下的關鍵性也可能是不同的。

7.1.3 荷載

7.1.3.1 概述

在驗算正常使用極限狀態時所設定的荷載將取決於其目的是為預料的反應求取最準確的估計或是為滿足該正常使用極限狀態的要求，如果屬於後者，則亦取決於該極限使用狀態的嚴重性。

在求取荷載數值時，應明確區分「特徵值」與「預計值」。一般而言，為計算最準確的估計時，應採用預計值；為滿足某個極限狀態而進行的驗算，則應根據荷載的效應是有利或不利來決定取其上限或下限值。然而，實際採用的數值應是屬於工程判斷的事宜。

對於隨時間變化的荷載，例如外加荷載和風荷載，則必須根據結構的反應時間及對材料與截面特性的假定來選擇荷載的設計值（見第 7.1.5 節）。

7.1.3.2 恆載

對於恆載，其預計值與特徵值並沒有分別。在一般情況下，在進行正常使用極限狀態驗算時（不論是最準確的估計或正常使用極限狀態的驗算），可以採用特徵值。

7.1.3.3 外加荷載

一般而言，驗算正常使用極限狀態時應採用特徵值，進行最準確的估計時則應採用預計值。

在計算結構的撓度時，應評估荷載中永久荷載和短暫荷載的分配。外加荷載中永久荷載所佔的比例會因應不同的結構類型而有所區分。對於作普通住宅或辦公室用途的建築物，建議取 25% 的外加荷載為永久荷載。對於用於貯存物品的建築物在計算撓度的上限時，建議將至少 75% 的外加荷載視作永久荷載。

7.1.4 正常使用極限狀態下的結構分析

一般而言，採用彈性分析已經可以準確計算出構件在正常使用極限狀態荷載下的內力與彎矩。當採用單一個剛度值來代表一個構件的特性時，可採用根據混凝土截面計算出的構件剛度。這樣會比採用一個開裂轉換截面的剛度更能夠準確計算出內力與彎矩的分佈情況，即使計算表明構件實際已經開裂也是如此。當採用更為先進的分析方法（即可以考慮沿構件長度變化的構件特性）時，根據開裂轉換截面來計算構件高應力部份的剛度通常是比較適合。

7.1.5 為計算曲率與應力的材料性能

在驗算正常使用極限狀態時，可按表 3.2 為混凝土的彈性模量取值。如果有荷載作用時混凝土年期的資料，則可以根據該年期對彈性模量作出修正。當為曲率作最準確的估計時，可以根據預料的混凝土強度來選取彈性模量值。但應該注意，即使是強度相同，混凝土的彈性模量值也可能會有大幅度的變化。因此，可能需要通過採用表 3.2 的彈性模量值以保證有關計算具有一定的可靠性，或是對實際所用的混凝土進行測試。在沒有更直接的資料時，可以根據第三章提供的數值計算蠕變與收縮。

7.2 裂縫

7.2.1 概述

裂縫的寬度應限制在一個適當的範圍內，以避免損害結構的正常使用與耐久性，或使到結構的外觀令人不能接受。鋼筋混凝土結構受到直接荷載或對變形的約束所產生的彎曲、剪切、扭力或拉力而出現裂縫是正常的。

應建立適合的裂縫寬度限值，可以根據結構性質、使用功能以及所需的成本來建立有關限值。可以假定表 7.1 對最大估計裂縫寬度的限值一般已經能夠滿足建築物的鋼筋混凝土構件在外觀與耐久性方面的要求。

表 7.1 最大估計表面裂縫寬度的限值

環境類別	鋼筋混凝土構件與沒有黏合預應力鋼筋的預應力混凝土構件	有黏合預應力鋼筋的預應力混凝土構件
	準永久荷載組合	頻密出現的荷載組合
1、2、3	0.3 mm ⁽¹⁾	0.2 mm
4	0.3 mm	0.2 mm
貯水結構 ⁽²⁾	0.2 mm	-
注：1. 對於環境類別 1，裂縫寬度對結構的耐久性沒有影響，其限制是考慮對結構的外觀的影響。如果對外觀沒有要求，即這一限值可以放鬆。 2. 這裡所指的貯水結構是指一般建築物中所用的水箱或類似結構，並不是大型土木工程中的貯水結構。		

由於第九章的鋼筋間距規定需要保證在最壞的實際可能發生的情況下也不會出現嚴重的裂縫，所以其限值較嚴。如果可以對裂縫寬度進行驗算的話，一般都可以為鋼筋的間距取得較大的限值，尤其是對於那些較薄的構件更是如此。

7.2.2 不需驗算裂縫寬度的控制條件（被認為可行的規定）

如果能夠滿足第八章與第九章中關於最小鋼筋截面面積與最大鋼筋間距的構造要求，一般可以不必再驗算裂縫寬度。

然而，如果認為有必要驗算裂縫寬度，則可採用第 7.2.3 節所述的方法。

7.2.3 裂縫寬度評估

構件表面某一點的彎曲裂縫寬度主要取決於下列三個因素：

- 與裂縫垂直方向的鋼筋與該點的距離；
- 中性軸與該點的距離；和
- 該點的平均表面應變。

公式（7.1）定出裂縫寬度與上述三個主要可變因素之間的關係。在一般的設計情況下，用這個公式計算出來的裂縫寬度是足夠準確的。但是對於主要受拉的構件在應用這一公式時應特別小心。

應知道開裂是一個半隨機現象，所以不可能確定裂縫寬度的絕對值。超出按此公式算出的裂縫寬度的機率應該是小至一個可以接受的程度。因此，不應因為裂縫寬度偶爾稍大於預測值而憂慮。但當有相當數量的裂縫寬度都超過預測值時，則應研究除了屬於統計學的現象以外是否還有其他原因造成這個現象。

如果受拉鋼筋的應變能控制在 $0.8f_y/E_s$ 之內，則可以按下列公式計算表面裂縫寬度的設計值，這個設計值應不大於第 7.2.1 節所規定的限值。

$$\text{表面裂縫寬度設計值， } \omega = \frac{3a_{cr}\varepsilon_m}{1 + 2\left(\frac{a_{cr} - c_{min}}{h - x}\right)} \quad (7.1)$$

式中：

a_{cr} 是所考慮那點與最近縱向鋼筋表面之間的距離；

ε_m 是所考慮出現裂縫那個水平的平均應變；

c_{min} 是受拉鋼筋的最小保護層厚度。

平均應變， ε_m ，可以根據第 7.3.6 節所作的假定來計算。

另外，為求取其約值，一般也可以根據開裂截面計算鋼筋應力，然後再減去根據第 7.3.6 (a) 節所規定的應力分佈作用在拉力區內所產生的拉力除以鋼筋截面面積所得的值。對於矩形截面，這方法給出下列公式：

$$\varepsilon_m = \varepsilon_1 - \frac{b_t(h-x)(a'-x)}{3E_sA_s(d-x)} \quad (7.2)$$

式中：

ε_1 是在所考慮那水平的應變，計算時不必考慮在受拉區內混凝土的加強效應；

a' 是計算裂縫寬度那點至截面受壓面的距離；

b_t 是受拉鋼筋形心處的截面寬度。

在(7.2)式中，當整個截面都是受拉時， $(h-x)$ 的有效值可在下列限值範圍內通過插值法來計算：

- 當中性軸是在最遠受壓面時， $(h-x) = h$ (即 $x = 0$) ；
- 當受軸向拉力時， $(h-x) = 2h$ 。

當 ε_m 為負值時表示截面未開裂。

在計算應變時，混凝土的彈性模量應取其即時值的一半。

當預計混凝土可能會有很大的收縮 (> 0.0006) 時，應將預計收縮應變值增加 50% 作為 ε_m 的取值。對於其他情況，收縮的影響可忽略不計。

注：這個方法已經考慮了長期作用的影響。

7.2.4 早期熱開裂

7.2.4.1 概述

在受到內部或外部約束的混凝土澆築，所產生的溫差應力可能會導致開裂出現。下列兩個不同機制都可以造成開裂：

(a) 內外溫度梯度

由於內部溫差而造成開裂的現象最常見於大體積的混凝土澆築。混凝土由於導熱性較差而阻止了熱量的迅速擴散，導致混凝土內部的溫度升高。混凝土表面直接與周圍環境接觸而促進了熱量的流失，導致表面溫度上升較慢。較熱的內部膨脹會使較冷的表面拉緊，當達到一定的程度時，就會造成表面出現裂縫。在其後的冷卻過程中，會由於相反的作用而造成混凝土內部也出現裂縫。

(b) 冷卻期間的外界約束

由於熱位移受到約束而造成開裂的現象最常見於在剛性基礎上澆築牆壁。在溫度升高期間，混凝土的彈性模量較小，由於膨脹受到約束而產生的受壓應力可以很容易被蠕變消除。在冷卻期間，由於混凝土已經變得成熟，當冷卻收縮受到約束時，所產生的拉應力就比較難以消滅，並可以達到足以造成開裂的程度，而開裂一般會在澆築區段的一半或三份一處出現。當構件受到完全約束的極端情況時，只要約 10°C 的溫差已經足以造成開裂。因此，溫度的大幅度上升雖然會使長期強度下降，但卻非造成開裂的主要原因。然而，如果沒有約束，混凝土可以自由收縮便不會出現開裂。

表 7.2 列出了在不同的混凝土澆築情況下所錄得的典型約束系數值。在大部份情況下，某種程度的約束總會存在，但完全的約束卻是非常罕見的。即使是對於澆築在所謂剛性基礎上的牆壁來說，其約束系數， R ，也不太可能大於 0.7。為了減少約束，應盡可能避免內嵌區域澆築，並要為澆築區提供一個自由端以適應溫度變形。

表 7.2 在各種結構中錄得的外部約束系數， R

澆築情況	約束系數(R)
在大體積混凝土基礎上澆築的薄牆	底部：0.6 to 0.8 頂部：0.1 to 0.2
在墊層上澆築的大體積混凝土	0.1 to 0.2
在現有大體積混凝土上澆築的大體積混凝土	底部：0.3 to 0.4 頂部：0.1 to 0.2
懸掛板	0.2 to 0.4
內嵌區域澆築，即剛性約束	0.8 to 1.0

7.2.4.2 早期熱開裂寬度的估算

溫差應變中的受約束成份， ε_r ，會造成開裂出現，其值可以按照下式計算。

$$\varepsilon_r = 0.8\alpha(T_1 + T_2)R \quad (7.3)$$

式中：

- R 是約束系數（見表 7.2）；
- α 是混凝土的熱膨脹系數；
- T_1 是混凝土從水化最高峰溫度至環境溫度的短期溫度下降幅度；
- T_2 是從環境溫度至季節最低溫的長期溫度下降幅度；
- ε_r 是造成開裂出現的應變。

在公式（7.1）中，用 ε_r 替代 ε_m 就可以算出裂縫寬度。

可以將截面中用於其他目的鋼筋包括在控制早期熱開裂所需的鋼筋之內。

7.3 變形

7.3.1 一般考慮因素

結構或構件的變形不應影響其相應的使用功能或外觀。

變形的限值應根據結構、飾面、間隔與裝置等的特性以及結構的使用功能來確定。

結構的變形不應大於與其連接的其他構件如隔牆、玻璃幕牆、覆蓋層、管道以及飾面所能承受的限值。在有些情況下，為保證建築物中的機械或儀器設備正常運作，或為避免屋頂積水等因素而需要為結構的變形設定限值。

如果在準永久荷載下，樑、板或懸臂式構件的撓度大於跨度／250，便可能對結構的外觀及正常使用有不良的影響。撓度的計算是以支座為根據的。可以採用起拱的方法將撓度部份或全部的影響抵銷。但是，模板的起拱量一般不應大於跨度／250。

對於可能對結構的相鄰部份造成破壞的撓度應予以控制。竣工後，在準永久荷載下的撓度一般會以跨度／500 為限值，也可以考慮其他限值，但要視乎相鄰部份的反應。

變形的極限狀態可以用以下方法來驗算：

- 根據第 7.3.4 節的規定，限制跨高比；
- 按照第 7.3.5 節規定的方法來計算撓度值並與規定的限值比較。

實際的變形很可能與預計值不同，尤其是當作用的彎矩接近能使截面開裂的彎矩值時。這些誤差的大小取決於材料性能、環境條件、荷載作用時間與方式、支座的約束程度以及地質條件內出現的變化。

7.3.2 對風荷載的過度反應

結構在風荷載作用下發生過大的加速度會引起建築物的佔用人感到不舒適或恐懼，應予以避免。有考慮建築物及其周邊所有相關的特性的靜態或動力分析都可以採用。將靜態風荷載作用下建築物頂部的撓度限制在 $H/500$ 應可以為正常的建築物的佔用人提供一個可以接受的環境。

為承受在特徵風荷載下可能發生在任何一个樓層的相對側向撓度，應對隔牆、覆蓋層或飾面等進行特定的細部設計。

當應用動力學進行結構分析時，建築物的最大峰值加速度應根據 10 年一遇及歷時 10 分鐘的風速來計算，並應符合下列限值：

功能	峰值加速度
住宅	0.15 m/s^2
辦公室、旅館	0.25 m/s^2

在高及細長的建築物中採用阻尼器時，應通過動力分析驗算證明適宜，並應參考有關的專業文獻。

7.3.3 過度振動

由人群或機器產生的波動荷載所造成的過度振動會使建築物的佔用人感到不舒適或恐懼，應予以避免。如果結構樓板的固有頻率少於 6 Hz 或行人天橋的固有頻率少於 5 Hz，則應進行動力學結構分析。

注：應參考有關的專業文獻提供的進一步指引。

7.3.4 不需驗算的撓度控制方法（即被認為可行的規定）

7.3.4.1 概述

在一般情況下，通過採用一些簡單的規定，例如限制跨高比等，在正常情況下就足以避免撓度引起的問題，而不需要明確計算撓度值。對於超越這些限制條件的構件，或當這些簡化方法所依據的撓度限值並不適合時，則需要進行精確的撓度計算。

7.3.4.2 跨度與有效高度的比例

只要建築物的鋼筋混凝土樑或板的尺寸能夠滿足表 7.3 列出的跨度與有效高度比的限值，則可以認為其撓度不會超出第 7.3.1 節規定的限值。在制定這些限值時，並沒有考慮任何預先起拱的影響。

表 7.3 鋼筋混凝土截面基本跨度與有效高度比的限值

支座條件	矩形樑	凸緣樑 $b_w/b \leq 0.3$	單向或雙向實心板
懸臂式	7	5.5	7
簡支	20	16	20
連續	26	21	26
端跨	23	18.5	23 ⁽²⁾

注：

1. 表中所列的限值在一般情況下是保守的，進行計算經常證明可以採用較淺的截面。
2. 當雙向板的長邊是連續時，限值 23 是適當的。
3. 對雙向板應取較短邊的跨度來計算跨高比。

7.3.4.3 大跨度構件

對於跨度大於 10 m 的構件，只有在隔牆與飾面完工後就不需要限制的撓度增加的情況下才可以採用表 7.3 所列的限值。否則的話，應將表 7.3 列出的限值乘以 10/跨度的系數，但對於懸臂式構件則必須通過計算來驗證其設計。

7.3.4.4 受拉鋼筋對跨高比限值的修正

構件中受拉鋼筋的數量與鋼筋中的應力會影響構件的撓度。因此，應根據在構件跨中之處（對於懸臂式構件則在支座之處）的極限設計彎矩與應力來修正。應將表 7.3 所列出的跨高比限值乘上從表 7.4 取得的適當修正系數。

表 7.4 受拉鋼筋修正系數

使用應力	M/bd^2									
	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	
$(f_y = 250)$	100	2.00	2.00	2.00	1.86	1.63	1.36	1.19	1.08	1.01
	150	2.00	2.00	1.98	1.69	1.49	1.25	1.11	1.01	0.94
	167	2.00	2.00	1.91	1.63	1.44	1.21	1.08	0.99	0.92
	200	2.00	1.95	1.76	1.51	1.35	1.14	1.02	0.94	0.88
	250	1.90	1.70	1.55	1.34	1.20	1.04	0.94	0.87	0.82
$(f_y = 460)$	300	1.60	1.44	1.33	1.16	1.06	0.93	0.85	0.80	0.76
	307	1.56	1.41	1.30	1.14	1.04	0.91	0.84	0.79	0.76

注：

- 表中所列的系數是根據下列公式推算的：

$$\text{修正系數} = 0.55 + \frac{(477 - f_s)}{120 \left(0.9 + \frac{M}{bd^2} \right)} \leq 2.0$$
 式中：M 是在跨中之處（對於懸臂式構件則在支座之處）的極限設計彎矩
- 受拉鋼筋中的設計應力可按照下列公式計算：

$$f_s = \frac{2f_y A_{st, req}}{3A_{st, prov}} \times \frac{1}{\beta_b} \quad (\beta_b \text{ 的定義見第 6.1.2.4(b) 節})$$
- 對於連續樑，如果彎矩重分配比例未知，但跨中的極限承載力設計彎矩顯然是大於或等於彈性極限彎矩時， f_s 值可取 f_y 值的 2/3。

7.3.4.5 受壓鋼筋對跨高比限值的修正

受壓鋼筋對撓度也有影響。表 7.3 所列出的跨高比限值在經過表 7.4 的系數所作的修正後，可以再乘上從表 7.5 取得的修正系數。

表 7.5 受壓鋼筋修正系數

$100 \frac{A'_{s, prov}}{bd}$	修正系數
0.00	1.00
0.15	1.05
0.25	1.08
0.35	1.10
0.50	1.14
0.75	1.20
1.00	1.25
1.50	1.33
2.00	1.40
2.50	1.45
≥ 3.00	1.50

注：

- 表中所列的系數是根據下列公式推算的：

$$\text{受壓鋼筋修正系數} = 1 + \frac{100A'_{s, prov}}{bd} \left/ \left(3 + \frac{100A'_{s, prov}}{bd} \right) \right. \leq 1.5$$
- 表中所採用的受壓鋼筋截面積 $A'_{s, prov}$ 是包括受壓區內的所有鋼筋，甚至包括那些未用箍筋有效連繫的鋼筋在內。

7.3.4.6 蠕變與收縮引起的撓度

根據表 7.3、7.4 與 7.5 得到的跨高比限值已經考慮了一般的蠕變與收縮對撓度的影響。但是，如果預計混凝土的蠕變與收縮可能會特別大（例如：自由收縮應變大於 0.00075，或蠕變系數大於 3），或預計可能會發生異常不利的情況，則應適當減低跨高比的限值。

7.3.5 撓度的計算

7.3.5.1 概述

當認為有必要計算鋼筋混凝土構件的撓度時，應清楚認識到有些因素雖然對計算結果的可靠性有很大的影響，卻是很難在計算中全面顧及的。這些因素包括：

- 對支座約束的估計是基於簡化及經常是不準確的假定；
- 準確的荷載情況，或其屬於長期性的部分是未知的；
- 配筋較少的構件的工作荷載與開裂荷載可能是很接近的。構件是否已經開裂會對撓度有很大的影響；
- 飾面與隔牆的影響是很難估計的，並且會經常被忽略。

由於恆載是決定長期性影響的主要因素，所以恆載亦是決定撓度大小的主要因素。由於可以準確知道恆載的資料，所以缺乏準確的外加荷載資料也不會是造成撓度計算結果出現誤差的主要原因。在大部份情況下，外加荷載是極之不明確的，尤其是外加荷載中對長期表現有較大影響的永久性部分（見第 7.1.3.3 節）。

在構件承受了其自重以後才加上的飾面或堅硬的隔牆會有助於減少構件的長期撓度。當結構發生蠕變時，沙漿層會受壓，因而減少部份蠕變引起的撓度。沙漿層一般是在構件的支撐拆除後才鋪設的，在沙漿層的強度達到足以發揮其作用之前，大部分的長期撓度已經產生。一般建議只能考慮長期撓度的 50% 會受沙漿層的作用而減少的。對於建造至構件底面而且不留空隙的磚隔牆，蠕變可以使構件支承在隔牆上，由於隔牆非常堅硬，可以使構件不會增加在沿牆壁方向的撓度。如果隔牆是建造在構件的上面，而構件的底面是沒有隔牆的，構件的長期撓度會使構件與隔牆慢慢分開，而隔牆就會像深樑一樣自我支承，將荷載集中在支承構件的兩端。因此，如果隔牆是建造在構件的全長上，而隔牆的中部又沒有大的開洞，在計算長期撓度時則可以不必考慮隔牆的自重。

在評估這些影響的量值時，一個恰當的方法是分別計算其最大量值與最小量值，然後再取其平均值。

7.3.5.2 根據曲率計算撓度

構件撓曲後的形狀與其曲率的關係可以用下列公式計算：

$$\frac{1}{r_x} = \frac{d^2 a}{dx^2} \quad (7.4)$$

式中：

$\frac{1}{r_x}$ 是 x 點的曲率
 a 是 x 點的撓度

計算沿構件的各個截面的曲率及採用數值積分法，則可以用上式直接計算構件的撓度。除此之外，也可以按照下列簡化公式計算撓度：

$$a = Kl^2 \frac{1}{r_b} \quad (7.5)$$

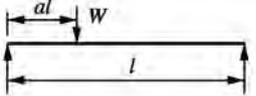
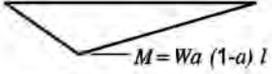
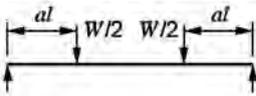
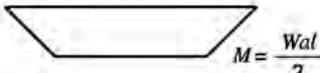
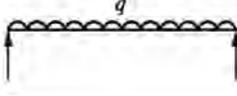
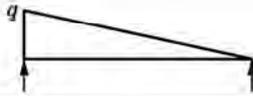
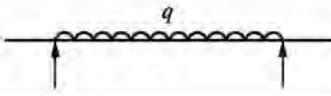
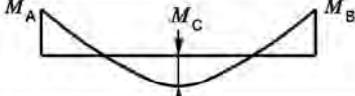
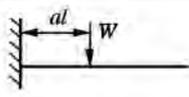
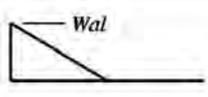
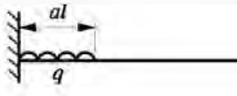
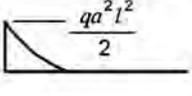
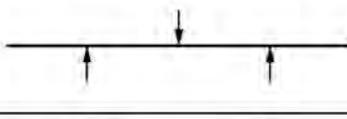
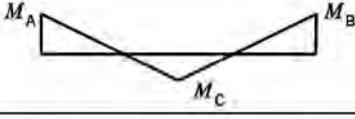
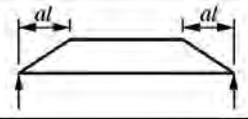
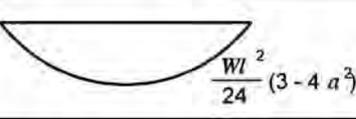
式中：

l 是構件的有效跨度；
 $\frac{1}{r_b}$ 是構件在跨中，或懸臂式構件在支座處的曲率；
 K 是根據彎矩圖的形狀確定的常數。

表 7.6 列出了各種常見彎矩圖形的系數 K 值。由於這種計算方法並不表示彎矩與曲率之間是線性關係，因此在複雜荷載作用下的撓度不能通過將複雜荷載分解成簡單荷載來計算撓度再將其疊加的方法來求得。而應採用相應於整個荷載情況的 K 系數值。

在有些情況下，懸臂式構件的撓度計算應特別小心。計算懸臂式構件末端撓度的常用公式是假定懸臂式構件是剛性固定，所以根部是水平的，但是實際情況並不一定如此。由於懸臂式構件上的荷載，或是在與懸臂式構件相連的其他構件上的荷載都有可能使懸臂式構件的根部發生轉動。如果根部轉動的角度是 θ ，懸臂式構件的末端撓度會有相等於 $l\theta$ 的增加或減小。

表 7.6 各種彎矩圖的 K 值

荷載	彎矩圖	K
		0.125
		$\frac{3-4a^2}{48(1-a)}$ 若 $a = \frac{1}{2}$ $K = \frac{1}{12}$
		0.0625
		$0.125 - \frac{a^2}{6}$
		0.104
		0.102
		$K = 0.104 \left(1 - \frac{\beta}{10}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		末端繞度當荷載在末端時 $= \frac{a(3-a)}{6}$ 當荷載在末端時, $K = 0.333$
		$\frac{a(4-a)}{12}$ 若 $a = 1$ $K = 0.25$
		$K = 0.083 \left(1 - \frac{\beta}{4}\right)$ $\beta = \frac{M_A + M_B}{M_C}$
		$\frac{1}{80} \frac{(5-4a^2)^2}{3-4a^2}$

發生根部轉動的源頭可以有兩種：第一種是懸臂式構件與框架連接的節點發生轉動，這種情況只有當支承結構較為柔性時才需要注意；第二種是雖然懸臂式構件所連接的結構較為剛性，仍會發生某些轉動。原因是鋼筋在根部的應力最大，而且需要通過錨固在支座內一定長度的鋼筋才可將該應力傳遞到支承結構內。爲了考慮這一因素，在計算中採用第 5.2.1.2 (b) 節所定義的懸臂式構件的有效跨度尤爲重要。

如果應用表 7.6 及通過疊加的方法來計算 K 值時，可以假定樑的最大撓度發生在跨中而不會出現嚴重誤差。

計算雙向板的撓度是比較複雜。在開裂之前，板的作用主要是彈性和各向同性的，但在出現裂縫後，板會變成各向異性，這種各向異性的程度會隨荷載的變化而不斷改變。因此要可靠計算板在任何特定荷載下的彎矩表面通常是不現實的。所以通過限制板的跨度與有效高度的比值是處理板的撓度問題的最好方法。然而，如果工程師認爲板的撓度計算是必要的話，建議可採用下述的計算方法。

在板中選擇一條單位寬度的板條，使到這板條的最大彎矩就是板的最大彎矩，即是說，在矩形板中，連接其長邊中點的短跨板條。最好是用彈性分析法計算該板條的彎矩，但也可以近似地取破壞設計中所用的彎矩的 70%。然後按應用於樑的方法來計算板條的撓度。這是較爲保守的方法。

7.3.6 曲率的計算

對於任何截面的曲率，可以根據以下兩組假定 (a) 或 (b) 來計算，然後取兩者之中的較大值。假定 (a) 是相應於荷載作用下截面已經開裂的情況，而假定 (b) 則適用於未開裂截面。

(a) 開裂截面 (局部性)

- 應變是根據平面截面保持平面的假定計算的；
- 假定無論是受壓或受拉的鋼筋都是呈彈性的，可設定其彈性模量值是 200 kN/mm^2 ；
- 假定受壓的混凝土是呈彈性的，在短期荷載下的彈性模量值可按第 7.1.5 節確定。在長期荷載作用下，應在短期模量值上乘以一個 $1/(1 + \phi_c)$ 的系數， ϕ_c 是適合的蠕變系數（見第 3.1.7 節）；
- 計算混凝土的受拉應力時假定應力是呈三角形分佈，在中性軸處應力是零，在受拉鋼筋的形心處即時應力是 1 N/mm^2 ，長期應力是 0.55 N/mm^2 。

(b) 未開裂截面

混凝土與鋼筋無論是受拉或受壓都會被認為是完全彈性的。可取 200 kN/mm^2 為鋼筋的彈性模量值，混凝土的彈性模量值則可以根據其受拉或受壓按照假定 (a) 來確定。

這些假定在圖 7.1 顯示。

在這兩種情況下，曲率都可以按照下列公式計算：

$$\frac{1}{r_b} = \frac{f_c}{xE_c} = \frac{f_s}{(d-x)E_s} \quad (7.6)$$

式中：

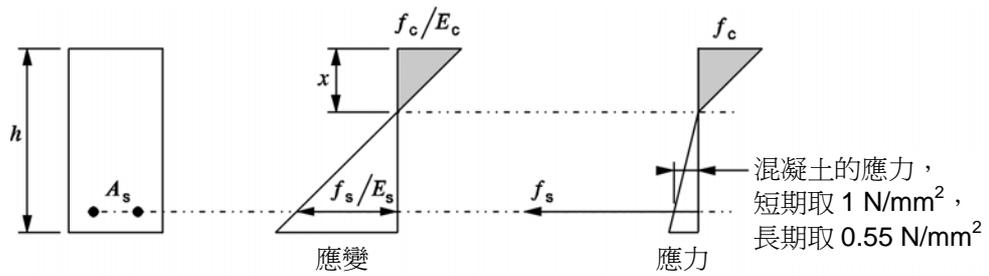
- $\frac{1}{r_b}$ 是在跨中處的曲率，對於懸臂式構件，則是在支座處的曲率；
- f_c 是混凝土的設計應力；
- E_c 是混凝土短期彈性模量；
- f_s 是受拉鋼筋中預計的設計應力；
- d 是截面的有效高度；
- x 是中性軸的高度；
- E_s 是混凝土的短期彈性模量；

對於未開裂截面(b)，用下式來計算曲率更為方便：

$$\frac{1}{r_b} = \frac{M}{E_c I}$$

式中：

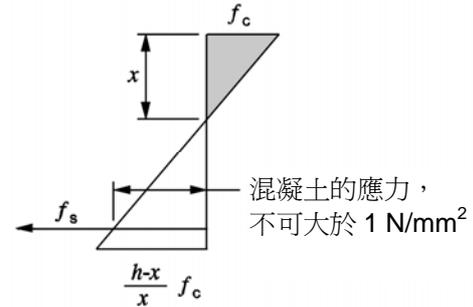
- M 是所考慮截面的彎矩；
- I 是截面面積的慣性矩。



a) 開裂截面(局部性)

如上

如上



b) 未開裂截面

式中:

- h 是截面的總高度
- x 是由受壓面至中性軸的高度
- f_c 是混凝土的最大壓應力
- f_s 是鋼筋的拉應力
- E_s 是鋼筋的彈性模量

圖 7.1 計算曲率的假定

用假定 (a) 來計算應力需要採用試算法。

計算截面的長期曲率，可採用以下的步驟：

- 計算總荷載下的即時曲率 (1) 與永久荷載下的即時曲率 (2) ；
- 計算永久荷載下的長期曲率 (3) ；
- 在永久荷載下的長期曲率 (3) 上再加上總荷載下的即時曲率 (1) 與永久荷載下的即時曲率 (2) 之間的差值；然後
- 在這樣得到的曲率上再加上按照下式計算的收縮曲率 (4) 。

$$\frac{1}{r_{cs}} = \rho_o \varepsilon_{cs} / d \quad (7.7)$$

式中：

$\frac{1}{r_{cs}}$ 是收縮曲率；

ε_{cs} 是自由收縮應變（見第 3.1.7 節，但應注意不要用鋼筋系數 K_s ，因為表

ρ_o 是與截面中受拉與受壓鋼筋的配筋率有關的系數，可按表 7.7 取值；

d 是截面有效高度。

表 7.7 計算收縮曲率的系數 ρ_o

$100 \frac{A_{st}}{bd}$	$100 \frac{A'_s}{bd}$								
	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00
0.25	0.44	0.31	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
0.50	0.56	0.31	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
0.75	0.64	0.45	0.26	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
1.00	0.70	0.55	0.39	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16	0.15
1.50	0.80	0.69	0.57	0.45	0.32	0.18	0.17	0.16	0.15
2.00	0.88	0.79	0.69	0.60	0.49	0.39	0.28	0.16	0.15
2.50	0.95	0.87	0.79	0.70	0.62	0.53	0.44	0.35	0.25
3.00	1.00	0.94	0.86	0.79	0.72	0.64	0.57	0.49	0.40
3.50	1.00	1.00	0.93	0.87	0.8	0.74	0.67	0.60	0.52
4.00	1.00	1.00	1.00	0.93	0.87	0.81	0.75	0.69	0.62

上述計算長期曲率步驟是具有邏輯性，其淨影響在圖 7.2 顯示。

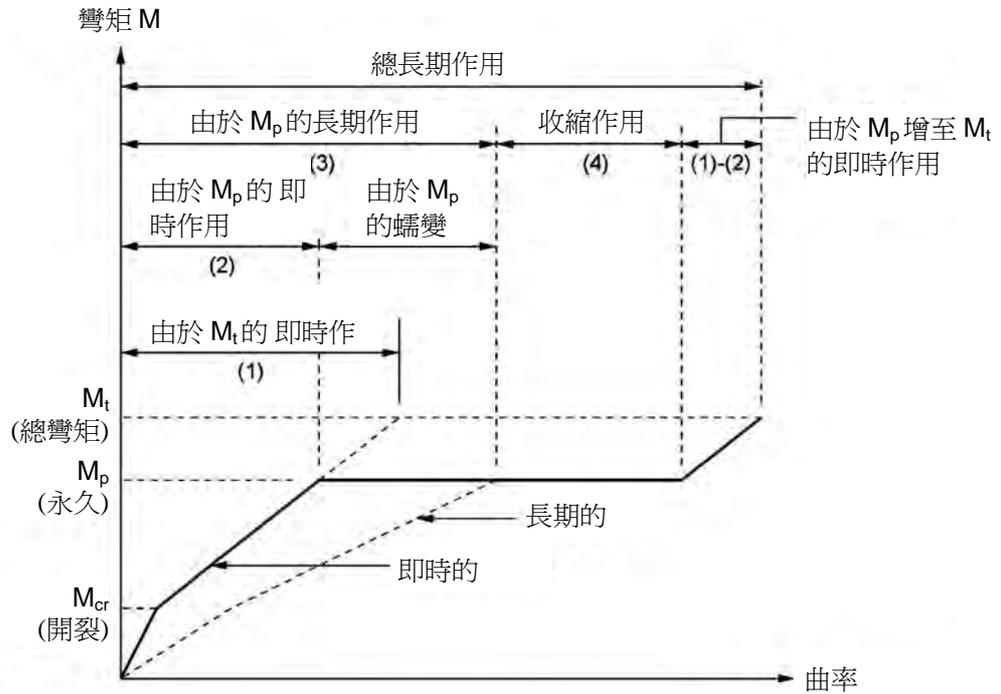


圖 7.2 正常使用極限狀態的撓度與荷載時程圖

第八章 鋼筋的一般要求

8.1 概述

8.1.1 適用範圍

本章的規定適用於主要承受靜力荷載的鋼筋、可焊接鋼筋網與預應力鋼筋，並可應用於一般的建築結構。但不適用於下列構件：

- 承受地震、機械震動、沖擊荷載、疲勞荷載等引起的動力荷載的構件；
- 採用專用塗料、樹脂或鍍鋅的鋼筋的構件。

最小混凝土保護層厚度的要求應按表 4.2 中列出的限制條件予以滿足。

對於大直徑鋼筋的額外規定見第 8.8 節。

8.1.2 鋼筋的下料

鋼筋應按照有關的認可標準進行下料。當鋼筋需要放置在兩個混凝土面之間時，鋼筋下料的允許誤差應符合第 8.1.3 節規定。

8.1.3 兩個混凝土表面之間的鋼筋的允許偏差

在下料時鋼筋的總尺寸應是混凝土的標稱尺寸減去每面的標稱保護層厚度，及表 8.1 為構件尺寸與彎折的允許偏差而給予的扣減。

表 8.1 鋼筋下料尺寸：為允許偏差所作的扣減

兩個混凝土表面之間的距離 (m)	鋼筋類型	總扣減量 (mm)
0~1	箍筋與其他彎起鋼筋	10
1~2	箍筋與其他彎起鋼筋	15
>2	箍筋與其他彎起鋼筋	20
所有長度	直鋼筋	40

8.2 鋼筋間距

鋼筋的間距應能夠保證混凝土可以完滿地澆灌與壓實，並保證鋼筋與混凝土之間有足夠的黏合力。

單根平行鋼筋或每層平行鋼筋之間的淨距（水平與垂直向）應不小於鋼筋直徑、 $(h_{agg}+5\text{ mm})$ 或 20 mm，三者之中取最大值。 h_{agg} 是骨料最大粒徑。

當鋼筋是在水平方向分層佈置時，每層的鋼筋應上下對齊，以便鋼筋留出的縫隙能夠允許震搗器穿過，使混凝土可以有充分的壓實。

搭接鋼筋在搭接長度範圍內是允許其相互接觸的，有關要求詳見第 8.7 節。

8.3 鋼筋彎折時的允許彎曲內半徑

鋼筋彎折時的最小彎曲內半徑應能防止鋼筋在彎折時開裂，並能防止彎曲內徑處的混凝土發生破壞。

表 8.2 列出了防止鋼筋在彎折時出現裂縫的最小彎曲半徑值。如果可以滿足了下列其中一項條件，採用這些允許最小彎曲半徑可以同時防止混凝土發生破壞（ ϕ 為彎曲鋼筋的直徑）：

- 在彎曲完結後，鋼筋所需的錨固長度不大於 4ϕ ；
- 在極限承載力狀況下，鋼筋在彎曲完結後 4ϕ 的距離外不再受力；或
- 在彎曲內徑處設有一根直徑 $\geq \phi$ 的橫向鋼筋。

表 8.2 防止鋼筋破壞的最小彎曲內半徑

鋼筋直徑 ϕ	彎鉤或環形的最小彎曲內半徑
$\phi \leq 20 \text{ mm}$	3ϕ
$\phi > 20 \text{ mm}$	4ϕ

在任何情況下最小彎曲內半徑都不應小於鋼筋生產商所保證的試驗彎曲內半徑的兩倍，或小於可以保證在彎曲的中點處的承壓應力不超過下述應力值所需的半徑。

如果上述的條件都不能滿足，則應驗算彎曲內的承壓應力以避免混凝土發生破壞。設計承壓應力可以按下列公式計算：

$$\text{承壓應力} \frac{F_{bt}}{r\phi} \leq \frac{2f_{cu}}{\left(1 + 2\frac{\phi}{a_b}\right)} \quad (8.1)$$

式中：

F_{bt} 是單根鋼筋或鋼筋束在彎曲起點處，由極限荷載產生的拉力；

r 是彎曲內半徑；

a_b 是單根鋼筋 (或鋼筋束) 在垂直於彎曲平面方向的鋼筋間距。對於緊鄰構件外表面的鋼筋或鋼筋束， a_b 可取保護層厚度加 ϕ 。

注：公式 (8.1) 中已包含系數 $\gamma_m = 1.5$

8.4 縱向鋼筋的錨固

8.4.1 概述

鋼筋、鋼絲線或焊接鋼筋網必須適當地錨固，使黏合力可以安全地傳遞到混凝土中，以避免出現縱向裂縫或混凝土剝落。如有必要還應設置橫向鋼筋。

在任何截面的兩邊，每根鋼筋中的力度都應從適當的埋置長度或其他的端部錨固來發展。如果能夠做到這點，則局部黏合應力可以不必考慮。

如果採用機械裝置，其有效性應通過試驗來驗證，並應確定該裝置有足夠能力傳遞在錨固處的集中力量。

關於將預應力傳遞到混凝土中，可參見第 8.10 節。

8.4.2 錨固黏合應力

可以假定錨固黏合應力是均勻分佈在有效錨固長度的範圍內。其值可取鋼筋中的力度除以有效錨固表面面積（見第 8.4.3 節）。這個黏合應力不應大於按照第 8.4.4 節規定所獲得的適當值。

8.4.3 設計錨固黏合應力

可以假定設計錨固黏合應力 f_b 是均勻分佈在有效錨固長度的範圍內，並可按照下列公式進行計算：

$$f_b = F_s / \pi \phi l_b \quad (8.2)$$

式中：

F_s 是鋼筋或鋼筋束中的力。

ϕ 是鋼筋直徑或鋼筋束面積的等效直徑。

8.4.4 極限錨固黏合應力設計值

極限錨固黏合應力設計值 f_{bu} 可按照以下公式進行計算：

$$f_{bu} = \beta \sqrt{f_{cu}} \quad (8.3)$$

式中：

f_{cu} 是混凝土特徵抗壓強度，在計算極限錨固黏合應力時應限制在 60 N/mm² 以內；

f_{bu} 是極限錨固黏合應力設計值；

β 是鋼筋種類系數。

對於已經設置按照表 6.3 規定的最少箍筋的樑或樓板，其受拉鋼筋的 β 值可以從表 8.3 中選取。有關數值已包括了分項安全系數 $\gamma_m = 1.4$ 。

表 8.3 黏合系數 β 值

鋼筋種類	β	
	受拉鋼筋	受壓鋼筋
光面鋼筋	0.28	0.35
第 2 類: 變形鋼筋	0.50	0.63
鋼筋網 (見第 8.4.6 節)	0.65	0.81

對於沒有設置按照表 6.3 規定的最少箍筋的樑，無論是採用何種類型的鋼筋，所用的錨固黏合應力設計值都應按照光面鋼筋來計算。對於樓板這要求並不適用。

8.4.5 最小極限錨固黏合長度

極限錨固黏合長度 l_b 應大於或等於按照下列公式計算所得的數值：

$$l_b \geq f_s \phi / 4f_{bu} \quad (8.4)$$

式中：

f_s 取 $0.87f_y$ 。

表 8.4 中列出了以鋼筋直徑的倍數表示的錨固黏合長度值。

表 8.4 以鋼筋直徑的倍數表示的極限錨固黏合長度 (l_b)

混凝土強度	錨固長度的種類	鋼筋種類		
		$f_y = 250 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 460 \text{ N/mm}^2$	
			第 2 類變形鋼筋	鋼筋網
30	受拉	36	37	29
	受壓	29	29	23
35	受拉	33	34	27
	受壓	27	27	21
40	受拉	31	32	25
	受壓	25	26	20
45	受拉	29	30	23
	受壓	24	24	19
50	受拉	28	29	22
	受壓	22	23	18
≥ 60	受拉	26	26	20
	受壓	20	21	16

8.4.6 彎曲或彎鉤錨固

以彎曲或彎鉤作為錨固措施只應在為滿足指定設計要求的情況下才可以使用，並應符合認可標準的規定。

不應計算彎曲或彎鉤對受壓錨固的貢獻。

為防止彎曲或彎鉤內混凝土發生破壞，應符合第 8.3 節的規定。但如果錨固在彎曲完結後所需的長度超過 4ϕ ，則應驗算彎曲內的設計承壓應力。

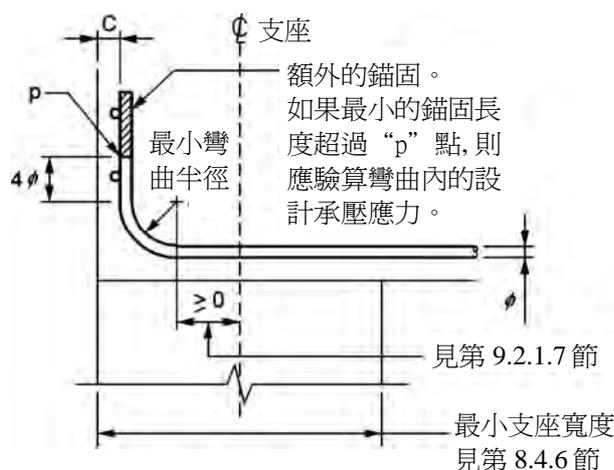


圖 8.1 彎曲錨固的構造要求

8.4.7 鋼筋網的極限錨固黏合應力設計值

第 8.4.4 節提供的鋼筋網的極限錨固黏合應力設計值適用於符合認可標準的鋼筋或鋼絲製成的鋼筋網，但條件是：

- 鋼筋網的焊接符合認可標準對抗剪能力的要求；及
- 在錨固長度範圍內的焊接交點數量至少等於 $4A_{s \text{ req}}/A_{s \text{ prov}}$ 。

當第二個條件不能滿足時，應取鋼筋網的鋼筋或鋼絲在單根時的錨固黏合應力。

8.4.8 最小支座寬度

以樑、柱或牆的形式提供的支座，其寬度至少應有：

$$\text{當錨固的鋼筋直徑小於或等於 } 20 \text{ mm 時：} 2(4\phi + c) \quad (8.5)$$

$$\text{當錨固的鋼筋直徑大於 } 20 \text{ mm 時：} 2(5\phi + c) \quad (8.6)$$

有關符號的定義，見圖 8.1。

8.5 箍筋與抗剪力鋼筋的錨固

箍筋與抗剪力鋼筋一般錨固方法是：採用彎曲或彎鉤，或採用焊接橫向鋼筋。在每個彎曲或彎鉤內，應設置一根直徑不小於箍筋的縱向鋼筋。

錨固應符合圖 8.2 所示。焊接工作應按照認可標準進行，焊縫的承載力應符合第 8.6 節的規定。

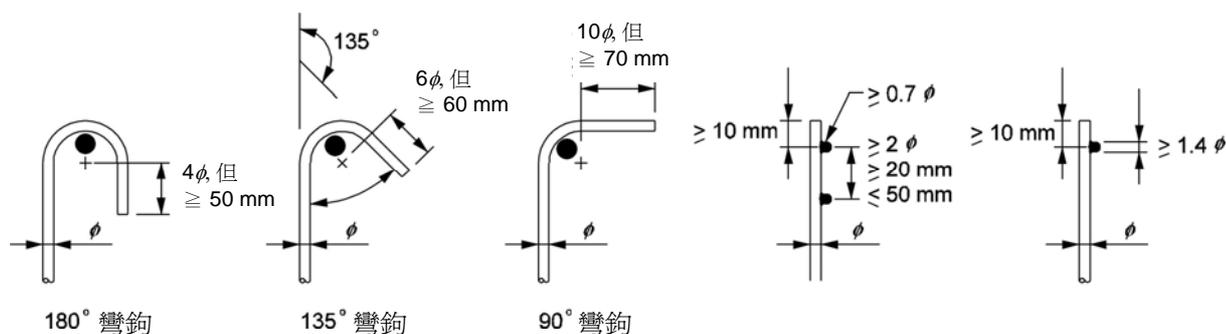


圖 8.2 箍筋的錨固

在任何情況下箍筋的彎曲半徑都不應小於鋼筋製造商保證的試驗彎曲半徑的兩倍。

8.6 鋼筋的焊接錨固

鋼筋的焊接錨固應符合第 8.4 與 8.5 節的規定。可以利用橫向焊接鋼筋(見圖 8.3)承壓在混凝土的作用提供額外的錨固。應證明焊接節點的質量是足夠。

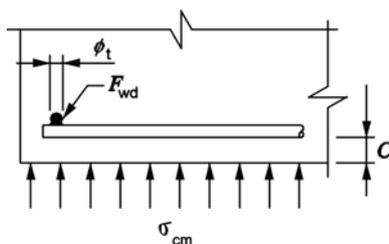


圖 8.3 焊接橫向鋼筋作為錨固措施

對這樣焊接的橫向短筋（直徑為 3 mm—14 mm），其錨固承載力， F_{btd} ，可按照下列公式計算：

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td} \quad (\text{但不大於 } F_{wd}) \quad (8.7)$$

式中：

F_{wd}	是焊縫的抗剪強度設計值（是以一個系數乘上 $A_s f_{yd}$ 來規定，例如 $0.5 A_s f_{yd}$ 。其中： A_s 是所錨固鋼筋的截面面積， f_{yd} 是其設計屈服強度）
l_{td}	是橫向鋼筋的設計長度： $l_{td} = 1.16 \phi (f_{yd} / \sigma_{td})^{0.5} \leq l_t$ ；
l_t	是橫向鋼筋長度，但取值不應大於所錨固鋼筋的間距；
ϕ_t	是橫向鋼筋直徑；
σ_{td}	是混凝土應力； $\sigma_{td} = (f_{ctd, 0.05} + \sigma_{cm}) / y \leq 3 f_{cd}$ ，($f_{ctd, 0.05}$ 為正數值)
σ_{cm}	是混凝土在垂直兩根鋼筋的方向所受的壓應力（取其平均值，受壓為正）；
y	是函數： $y = 0.015 + 0.14 e^{(-0.18x)}$ ；
x	是與幾何尺寸有關的函數： $x = 2 (c / \phi_t) + 1$ ；
c	垂直於兩根鋼筋方向的保護層厚度；
f_s	如第 8.4.5 節所定義，但考慮 F_{btd} 的因素後可減小。

如果採用了兩根相同直徑的鋼筋焊接在錨固鋼筋的兩對面，則應將公式（8.7）算出的承載力增至 2 倍。

如果兩根鋼筋是焊接在同一面而且最小有 3ϕ 的間距，則應將承載力增至 1.4 倍。

對於直徑小於或等於 12mm 的鋼筋，橫向焊接鋼筋的承載力主要取決於焊接點的設計強度，並可以按照下列公式計算：

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16 A_s f_{cd} \phi_t / \phi_1 \quad (8.8)$$

式中：

F_{wd} 焊接的抗剪設計強度（見公式 8.7）；

ϕ_t 橫向鋼筋的直徑： $\phi_t \leq 12\text{mm}$ ；

ϕ_1 錨固鋼筋的直徑： $\phi_1 \leq 12\text{mm}$ 。

如果採用了兩根最小間距為 ϕ_t 的焊接橫向鋼筋，則按照公式（8.7）計算出的錨固長度應增至 1.4 倍。

8.7 搭接與機械連接器

8.7.1 概述

可以通過下列方式將力從一根鋼筋傳遞到另一根鋼筋：

- 鋼筋搭接，鋼筋端部有或沒有彎曲或彎鉤；
- 焊接，或；
- 機械連接來傳遞拉力與壓力或只傳遞壓力。

如果接頭受到的主要是重複發生的循環荷載，則不應採用焊接來連接鋼筋。

8.7.2 搭接

鋼筋的搭接方式應滿足下列條件：

- 可以保證將力從一根鋼筋傳到另一根鋼筋；
- 不會造成搭接接頭附近的混凝土剝落；
- 不會出現影響結構性能的大裂縫。

搭接應相互交錯的，及不應位於高應力區內。參見下文有關例外的情況。在任何截面上，搭接一般應對稱佈置。在搭接位置內，任何一層的鋼筋直徑總和不應超過截面在該層的寬度的 40%

鋼筋搭接的佈置應符合圖 8.4 的規定：

- 兩根搭接鋼筋之間的淨距應不大於 4ϕ 或 50mm，否則其搭接長度應增加一個等於該超出 4ϕ 或 50mm 的淨距長度；
- 兩個相鄰搭接的縱向間距應不小於搭接長度的 0.3 倍；
- 兩個相鄰搭接之間的淨距不應小於 2ϕ 或 20 mm。

如果能夠滿足上述規定，當所有鋼筋是佈置在一層時，受拉鋼筋的允許搭接比例可以是 100%，但當鋼筋是分成幾層佈置時，這個比例應減少到 50%。

所有受壓鋼筋和次筋（分佈鋼筋）則可以在同一截面搭接。

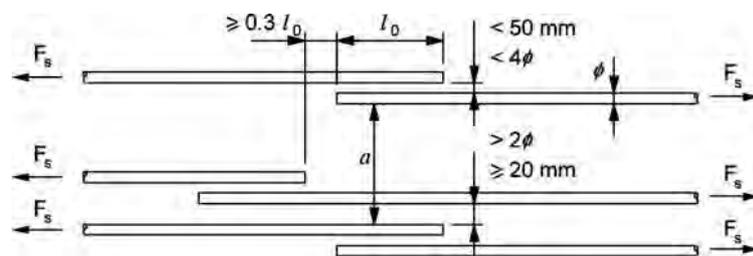


圖 8.4 相鄰的搭接

8.7.3 搭接長度

8.7.3.1 最小搭接長度

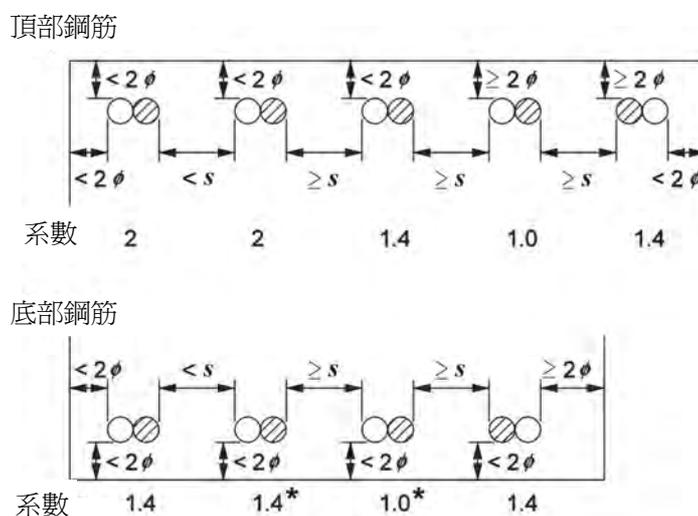
鋼筋的最小搭接長度為鋼筋直徑的 15 倍或 300 mm，兩者之中取較大值，鋼筋網的最小搭接長度為 250 mm。

8.7.3.2 受拉搭接長度

受拉搭接長度至少應等於足以使鋼筋可以形成所需的應力的設計受拉錨固長度（見第 8.4.5 節）。對於直徑不同的鋼筋（或鋼絲、鋼筋網）的搭接，其搭接長度可按較小的鋼筋直徑來確定。同時還應符合下列規定：

- 當搭接是位於截面的上部，而且最小保護層厚度是小於所搭接鋼筋直徑的兩倍時，搭接長度應增加至 1.4 倍；
- 當搭接是位於截面的角部，而且其中一面的最小保護層厚度是小於所搭接鋼筋直徑的兩倍時，或當相鄰搭接的淨距（如圖 8.4 所示的 a 尺寸）小於 75 mm 或搭接鋼筋直徑的 6 倍（兩者之中取較大值）時，搭接長度應增加至 1.4 倍；
- 當上述兩種情況同時出現時，搭接長度應增加至 2.0 倍。

圖 8.5 顯示了上述各種情況下，應乘以基本搭接長度的系數。表 8.5 列出了以鋼筋直徑的倍數表示的搭接長度值。



*注：在底部搭接時，最小保護層厚度的準則只應用在角部鋼筋。

$s = 75\text{mm}$ or 6ϕ ，取較大值
 $\phi =$ 搭接鋼筋的直徑

圖 8.5 搭接長度系數

8.7.3.3 受壓搭接長度

受壓搭接長度至少應比足以使鋼筋可以形成所需的應力的設計受壓錨固長度（見第 8.4.5 節）增加 25%。對於不同直徑鋼筋（或鋼絲、鋼筋網）的搭接可以按較小鋼筋的直徑來確定搭接長度。

表 8.5 列出了以鋼筋直徑的倍數表示的搭接長度。

表 8.5 以鋼筋直徑的倍數表示的極限搭接長度

混凝土強度等級	搭接長度種類	鋼筋種類		
		f_y 250 N/mm ²	f_y 460 N/mm ²	
			第二類變形 鋼筋	鋼筋網
30	受拉與受壓搭接長度 - l_o	36	37	29
	1.4 x 受拉搭接長度	50	52	40
	2.0 x 受拉搭接長度	71	74	57
35	受拉與受壓搭接長度 - l_o	33	34	27
	1.4 x 受拉搭接長度	46	48	37
	2.0 x 受拉搭接長度	66	68	53
40	受拉與受壓搭接長度 - l_o	31	32	25
	1.4 x 受拉搭接長度	43	45	35
	2.0 x 受拉搭接長度	62	64	49
45	受拉與受壓搭接長度 - l_o	29	30	23
	1.4 x 受拉搭接長度	41	42	33
	2.0 x 受拉搭接長度	58	60	46
50	受拉與受壓搭接長度 - l_o	28	29	22
	1.4 x 受拉搭接長度	39	40	31
	2.0 x 受拉搭接長度	55	57	44
60	受拉與受壓搭接長度 - l_o	26	26	20
	1.4 x 受拉搭接長度	36	37	28
	2.0 x 受拉搭接長度	51	52	40

注：1. 錨固長度以整數計。按照表列數值算出的長度可能會與按每根鋼筋或鋼絲的直徑算出的長度略有不同。

8.7.4 搭接區內的橫向鋼筋

8.7.4.1 受拉鋼筋的橫向鋼筋

在搭接區域內需要設置橫向鋼筋來抵抗橫向拉力。

當所搭接鋼筋的直徑小於 20mm 或搭接鋼筋的比例在某一截面上小於 25% 時，則用於其他目的任何橫向鋼筋或箍筋都可以假定能滿足抵抗橫向拉力的需要而不必進行其他驗算。

當所搭接鋼筋的直徑大於或等於 20mm 時，橫向鋼筋的總截面面積， A_{st} （平行於所連接鋼筋層的所有的鋼筋肢的總和）應不小於一根搭接鋼筋的面積， A_s （ $\Sigma A_{st} \geq 1.0A_s$ ）。橫向鋼筋應佈置在垂直搭接鋼筋的方向，而且位於搭接鋼筋與混凝土表面之間。

如果有多於 50% 的鋼筋在同一位置搭接，而且相鄰搭接的間距 $a \leq 10\phi$ （見圖 8.4），則橫向鋼筋應由箍筋或 U 形鋼筋構成，而且應錨固到截面的內部。這些橫向鋼筋應佈置在搭接長度的兩端，如圖 8.6(a) 所示。

8.7.4.2 永久受壓鋼筋的橫向鋼筋

除了對受拉鋼筋的規定外，還要在每個搭接長度的兩端以外，並要在距離端部 4ϕ 的範圍內，設置一根橫向鋼筋（見圖 8.6 (b)）。

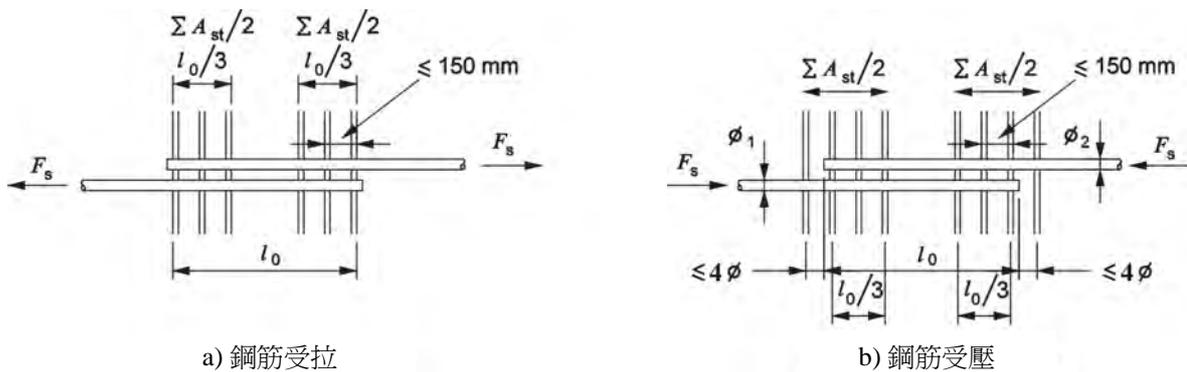


圖 8.6 搭接接頭處的橫向鋼筋

8.8 大直徑鋼筋的額外規定

對於大直徑大的鋼筋，即 $\phi \geq 40$ mm，除了應符合第 8.4 節與第 8.7 節的規定之外，還應符合下列規定。

當採用大直徑鋼筋時，可以通過採用表面鋼筋或進行驗算的方式來控制裂縫（見第 7.2.3 節）。

採用大直徑鋼筋導致的劈裂力較大，銷栓作用也較強。因此應採用機械裝置來錨固鋼筋。如果是以直鋼筋進行錨固，則應設置箍筋作為側限鋼筋。

一般來說大直徑鋼筋不應採用搭接。但以下情況則屬例外：截面的最小尺寸有 1.0m，或鋼筋的應力不大於極限設計強度的 80%。

當在錨固區內沒有橫向壓力時，除了抗剪力鋼筋外，還須配置額外橫向受壓鋼筋。

當採用直鋼筋進行錨固時，上述額外橫向受壓鋼筋應不小於以下規定：

在與受拉面平行的方向

$$A_{sh} = 0.25A_s n_1$$

在與受拉面垂直的方向

$$A_{sv} = 0.25A_s n_2$$

式中：

- A_s 表示所錨固鋼筋的截面面積；
- n_1 是構件中同一點上錨固的鋼筋的層數；
- n_2 是每層錨固鋼筋的根數。

例如：在圖 8.7a 中， $n_1 = 1$ ， $n_2 = 1$ ；在圖 8.7b 中， $n_1 = 2$ ， $n_2 = 2$

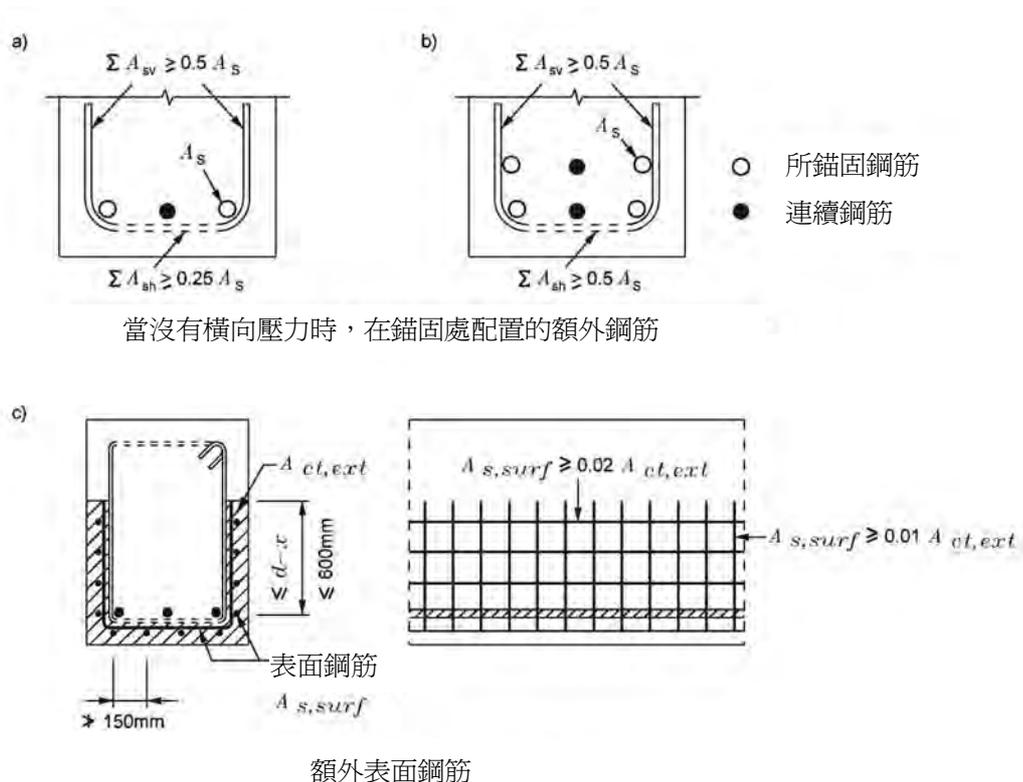


圖 8.7 大直徑鋼筋所需的額外橫向鋼筋

額外橫向鋼筋在錨固區內應均勻分佈，其間距不應大於縱向鋼筋直徑的 5 倍。

在使用大直徑鋼筋之處應配置表面鋼筋，在垂直於大直徑鋼筋方向的表面鋼筋的截面面積應不小於 $0.01 A_{ct,ext}$ ，在平行方向則應不小於 $0.02 A_{ct,ext}$ 。

$A_{ct,ext}$ 是截面受拉混凝土在箍筋以外的面積，見圖 8.7c 的定義。

8.9 鋼筋束

8.9.1 概述

除另有說明外，所有關於單根鋼筋的規定都適用於鋼筋束。鋼筋束中的所有鋼筋的特性（包括種類與強度）都應是相同的，不同直徑的鋼筋只要其直徑之比不大於 1.7 則可以包括在同一束內。

在設計中，通常是採用與鋼筋束同等截面面積與同等重心位置的假想等效鋼筋來代替鋼筋束的。假想等效鋼筋的等效直徑 ϕ_n 可以按下列公式計算：

$$\phi_n = \phi \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm} \quad (8.9)$$

式中：

n_b 是鋼筋束中的鋼筋根數，其限制條件如下：

- 對於垂直受壓鋼筋及搭接接頭處的鋼筋 $n_b \leq 4$ ；
- 在其他情況下， $n_b \leq 3$ 。

第 8.2 節關於鋼筋間距的規定同樣適用於鋼筋束。應採用鋼筋束的等效鋼筋直徑 ϕ_n ，但鋼筋束之間的淨距則應根據鋼筋束的實際輪廓計算。保護層的厚度也應根據鋼筋束的實際外圍計算，而且不應小於 ϕ_n 。

當兩根鋼筋上下相碰，而且與混凝土黏合情況良好時，可以不視作為鋼筋束。

8.9.2 鋼筋束的錨固

受拉鋼筋束可以在端支座或中間支座上削減。對於等效直徑 $< 32\text{mm}$ 的鋼筋束，可以在支座附近一起削減，而不需錯開。對於等效直徑 $\geq 32\text{mm}$ 的鋼筋束，在支座附近錨固時應在縱向錯開截斷，如圖 8.8 所示。

當鋼筋是錯開錨固，而且錯開的距離大於 $1.3l_b$ (l_b 是根據鋼筋直徑計算) 時，錨固長度就可以用單根鋼筋的直徑來計算（見圖 8.8），否則的話，就應採用鋼筋束的等效直徑 ϕ_n 來計算。

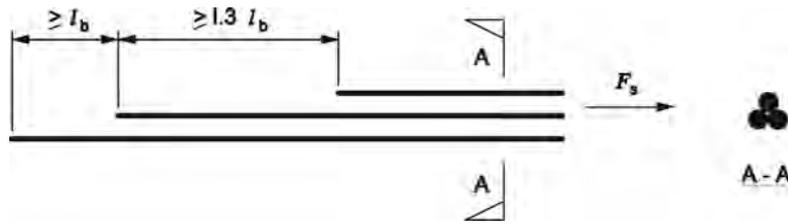


圖 8.8 鋼筋束錯開距離較大時的錨固

受壓鋼筋束的錨固是不需錯開的。對於等效直徑 $\geq 32\text{mm}$ 的鋼筋束，應在其端部範圍內設置至少 4 根直徑 $\geq 12\text{mm}$ 的箍筋，還要在剛出了端部範圍外設置多一根箍筋。

8.9.3 鋼筋束的搭接

鋼筋束的搭接長度應按照第 8.7.3 節計算，取按照公式 (8.9) 計算出來的 ϕ_n 作為有效鋼筋直徑。

對於由等效直徑 $< 32\text{mm}$ 的 2 根鋼筋組成的鋼筋束，可以直接進行搭接而不需將鋼筋相互錯開。在這種情況下應用等效鋼筋直徑來計算 l_0 。

對於由等效直徑 $\geq 32\text{mm}$ 的 2 根或 3 根鋼筋組成的鋼筋束，每根鋼筋在縱向應相互錯開至少 $1.3l_0$ 的距離，如圖 8.9 所示。在這種情況下，應採用單根鋼筋的直徑來計算 l_0 。應該注意的是，在搭接範圍內任何一個截面上都不能有多於 4 根鋼筋。

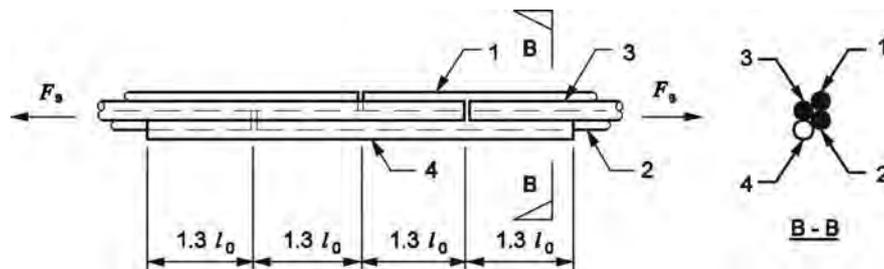


圖 8.9 有第 4 根鋼筋的受拉搭接接頭

8.10 預應力鋼筋

8.10.1 預應力鋼筋束及其管道的佈置

管道或先張法中的預應力鋼筋束之間間距應能保證混凝土的澆灌與壓實工作可以順利進行，以及在混凝土與鋼筋之間有足夠的黏合力。

8.10.1.1 先張法預應力鋼筋束

先張法中的預應力鋼筋的最小垂直與水平淨距應滿足圖 8.10 所示的要求。如果試驗結果證明其他的佈置方式對於下列情況都有滿意的極限狀態表現，則也可採用：

- 錨固處的受壓混凝土；
- 混凝土剝落；
- 先張法預應力鋼筋束的錨固；
- 鋼筋束之間的混凝土澆灌。

亦應充分考慮耐久性及預應力鋼筋在構件端部出現銹蝕的風險。

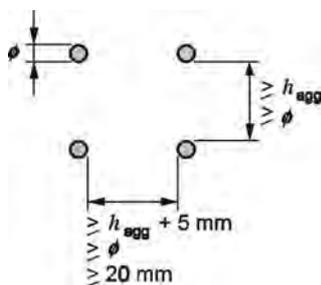


圖 8.10 先張法預應力鋼筋束的最小淨距

不應在錨固區內將預應力鋼筋束束縛，除非能夠保證混凝土的澆灌與壓實可以順利進行，而且混凝土與鋼筋之間有足夠的黏合力。

8.10.1.2 後張法中的管道

(a) 概述

為後張法預應力鋼筋束設置的管道位置與施工應符合下列要求：

- 可以安全地澆灌混凝土而不會損壞管道；
- 在張拉期間及張拉之後，混凝土可以承受來自管道曲線部份的力；
- 在管道灌漿時漿不會洩漏到其他管道中去。

一般不應將後張法預應力鋼筋束的管道束縛，除非是一對管道垂直上下佈置的情況。

管道之間的最小淨距應符合圖 8.11 所示的要求。

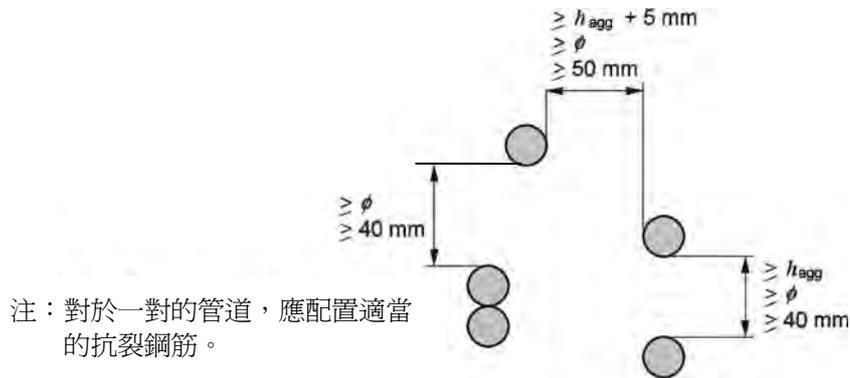


圖 8.11 管道之間最小淨距

(b) 曲線型預應力鋼筋束與管道

在後張法中採用曲線型預應力鋼筋束時，管道的位置應能防止出現以下問題：

- 垂直管道彎曲面的側面混凝土保護層出現破裂；
- 在管道彎曲面的混凝土保護層出現破裂；
- 在彎曲面及管道之間的混凝土被壓碎。

如果沒有進行詳細計算，則應符合下列規定。

為了防止垂直彎曲面的混凝土保護層出現破裂，混凝土保護層的厚度應符合表 8.6 規定的數值，並應設置抗裂鋼筋。當採用了管道輪廓定位設施或管道間隔設施時，而這些設施會使徑向力集中，則應將表 8.6 規定的數值加大。表 8.6 為不同的管道內徑與曲率半徑的組合提供所需的混凝土保護層厚度，當鋼筋束受力小於表中所列數值時，可以根據鋼筋束受力平方根的比例將混凝土保護層厚度相應減少，但不可小於 50 mm。

當曲線型預應力鋼筋束接近及大約平行結構表面，而且鋼筋束會產生垂直於混凝土外露表面的徑向力時，應採用箍筋來約束管道，這些箍筋應錨固在構件內。

為了防止管道之間的混凝土被壓碎，管道之間的最小間距應符合下列規定：

- 在彎曲面方向，按照表 8.7 規定的間距或按照第 8.12.1.2 (a) 規定的間距，兩者之中取較大值；
- 在垂直於彎曲面方向，採用按照第 8.10.1.2 (a) 節規定的間距。

表 8.7 為不同的管道內徑與曲率半徑的組合提供所需的間距，當鋼筋束受力小於表中所列數值時，可以根據鋼筋束受力的比例將間距相應減少，但仍應符合第 8.10.1.2 (a) 節的規定。

在特殊情況下，為了將管道的淨距減至最小，可以先張拉其中曲率半徑最小的預應力鋼筋束並完成管道灌漿，然後在 48 小時後再張拉下一根鋼筋。在這種情況下可採用第 8.10.1.2 (a) 節規定的淨距。

表 8.6 與曲率平面垂直方向的管道最小保護層厚度

管道曲率半徑 (m)	管道內徑 (mm)																
	19	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	
	預應力 (kN)																
	296	387	960	1337	1920	2640	3360	4320	5183	6019	7200	8640	9424	10388	11248	13200	
	(mm)																
2	50	55	155	220	320	445											
4		50	70	100	145	205	265	350	420								
6			50	65	90	125	165	220	265	310	375	460					
8				55	75	95	115	150	185	220	270	330	360	395			
10				50	65	85	100	120	140	165	205	250	275	300	330		
12					60	75	90	110	125	145	165	200	215	240	260	315	
14					55	70	85	100	115	130	150	170	185	200	215	260	
16					55	65	80	95	110	125	140	160	175	190	205	225	
18					50	65	75	90	105	115	135	150	165	180	190	215	
20						60	70	85	100	110	125	145	155	170	180	205	
22							55	70	80	95	105	120	140	150	160	175	195
24							55	65	80	90	100	115	130	145	155	165	185
26							50	65	75	85	100	110	125	135	150	160	180
28								60	75	85	95	105	120	130	145	155	170
30								60	70	80	90	105	120	130	140	150	165
32									55	70	80	90	100	115	125	135	160
34									55	65	75	85	100	110	120	130	155
36									55	65	75	85	95	110	115	125	150
38									50	60	70	80	90	105	115	125	150
40									50	60	70	80	90	100	110	120	145

注：1. 表中所列的預應力是因應管道直徑而常用的最大值。（是按預應力鋼筋特徵強度的 80% 計算）。

表 8.7 曲率平面內管道之間的最小中心線間距

管道曲率半徑 (m)	管道內徑 (mm)															
	19	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170
	預應力 (kN)															
	296	387	960	1337	1920	2640	3360	4320	5183	6019	7200	8640	9424	10388	11248	13200
	(mm)															
2	110	140	350	485	700	960										
4	55	70	175	245	350	480	610	785	940							
6	38	60	120	165	235	320	410	525	630	730	870	1 045				
8			90	125	175	240	305	395	470	545	655	785	855	940		
10			80	100	140	195	245	315	375	440	525	630	685	750	815	
12					120	160	205	265	315	365	435	525	570	625	680	800
14						140	175	225	270	315	375	450	490	535	585	785
16							160	195	235	275	330	395	430	470	510	600
18								180	210	245	290	350	380	420	455	535
20									200	220	265	315	345	375	410	480
22											240	285	310	340	370	435
24												265	285	315	340	400
26												260	280	300	320	370
28																345
30																340
32																
34																
36																
38																
40	38	60	80	100	120	140	160	180	200	220	240	260	280	300	320	340

注： 1. 表中所列的預應力是因應管道直徑而常用的最大值。（是按預應力鋼筋特徵強度的 80%計算）。

2. 小於管道內徑 2 倍的間距不會在表中顯示。

8.10.2 先張法預應力鋼筋的錨固

8.10.2.1 概述

第 8.10.1.1 節中有關預應力鋼筋束的最小間距的規定仍然適用。由於預應力鋼筋是通過黏合力錨固的，預應力鋼絲或鋼索在構件端部的間距應保證其傳遞長度能符合第 8.10.2.2 節的規定。另外，如果鋼筋束是分成 2 組或更多組，而且其間距較大時，還應考慮構件在縱向被劈裂的可能性。

8.10.2.2 預應力的傳遞

(a) 概述

預應力的傳遞或錨固長度的定義是將鋼筋束中的初始預應力傳遞到混凝土中去所需的構件長度。

(b) 影響傳遞長度的因素

影響傳遞長度的最重要因素主要有下列幾種：

- 混凝土的壓實程度；
- 鋼筋束的直徑與種類；
- 混凝土的強度；
- 鋼筋束的變形與表面狀況。

如果採用膠布或套管來防止鋼筋束在構件端部附近與混凝土黏合，則傳遞長度應從防黏合部份的端部起計算。

設置於構件頂部附近的鋼筋束所需的傳遞長度可能會比將鋼筋束設置於構件較下位置的長，因為頂部附近的混凝土的壓實通常會不及較下位置的混凝土，而且頂部會較易發生泛漿現象。

鋼筋束的突然釋放會導致在釋放處附近的傳遞長度大大增加。

當先張法預應力鋼筋束與非預應力鋼筋一起使用時，其錨固能力可以相加。

(c) 傳遞長度的評估

如果沒有試驗結果驗證，可以按照下列公式計算傳遞長度 l_t 。其適用條件是初始預應力不超過預應力鋼筋束特徵強度的 75%，而且鋼筋束端部的混凝土是完全壓實的。

$$l_t = \frac{K_t \phi}{\sqrt{f_{ci}}} \quad (8.10)$$

式中：

f_{ci} 是預應力傳遞處的混凝土強度；

ϕ 是鋼筋束的標稱直徑；

K_t 是鋼筋束種類系數，可按下列情況取值：

光面或軋痕鋼絲（包括有捲曲但波紋較淺的鋼絲） $K_t = 600$ ；

波紋總深度不小於 0.15ϕ 的捲曲鋼絲 $K_t = 400$ ；

7 股鋼絲或超強鋼索 $K_t = 240$ ；

7 股冷拔鋼索 $K_t = 360$ 。

8.10.3 後張法構件的錨固區

後張法構件中錨固區的設計應按照本節中的有關規定。橫向繫件與鋼筋的設計強度應限制在第 3.2 節與第 3.3 節規定的強度內。

如果將預應力的作用視為作用在錨固區上的集中力，預應力鋼筋束的設計值則應按 2.3.2.2 節確定，並應取較低的混凝土特徵抗拉強度為設計值。

錨碇板後的局部支承壓力應按照有關歐洲技術認可的有關規定進行覆核。

由集中力引起的拉力應採用拉壓杆模型或其他適當方法（見第 6.5 節）進行計算。配筋設計應基於鋼筋是以設計強度作用的假設。如果將鋼筋的應力限制在 300 N/mm^2 之內，則不須驗算裂縫寬度。

為了簡化計算，可以假定預應力的擴散角度為 2β （見圖 8.12），其起點是錨具的端部。 β 可假定為 $\text{arc tan } 2/3$ 。

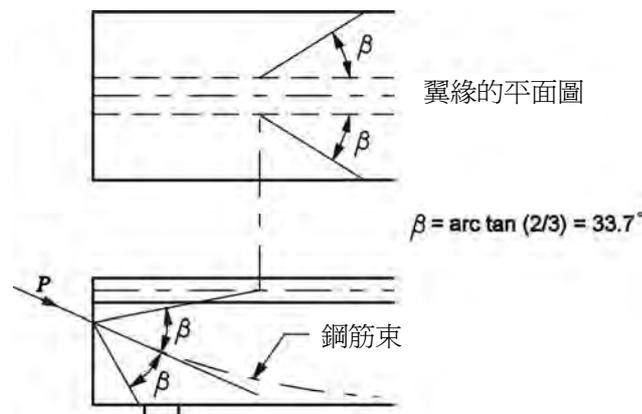


圖 8.12 預應力的擴散

8.10.4 預應力鋼筋束的錨具與連接器

用於後張法的預應力鋼筋束的錨具必須符合相應的預應力系統的有關要求。先張法預應力的鋼筋束錨固長度應能保證鋼筋束可以達到其最大設計強度，並要充分考慮任何重複、迅速變化作用的影響。

連接器的使用必須符合相應的預應力系統的有關要求。連接器的佈置應充分考慮這些裝置造成的干擾，並應確保不會影響構件的承載能力。還應確保任何在施工期間所需的臨時錨固裝置可以完滿使用。

混凝土中的局部應力的計算以及橫向鋼筋的配置應按第 8.10.3 節的有關規定進行。

一般而言，設置連接器的位置應遠離中間支座。

應避免在一個截面上有超過 50% 的預應力鋼筋束採用連接器，除非可以證明超過這個百分比的連接器不會影響結構的安全。

8.10.5 轉向器

轉向器應符合下列要求：

- 能夠承受鋼筋束施加的縱向與橫向力，並能將這些力傳遞到結構中；
- 能保證鋼筋束的曲率半徑不會導致鋼筋的應力過高或發生破壞。

在轉向區內形成管道的套筒應能承受預應力鋼筋束的徑向壓力與縱向位移，而不會導致其發生破壞或影響其正常功能。

轉向區的預應力鋼筋束的曲率半徑應符合認可標準的有關規定。

對於沒有採用轉向器的預應力鋼筋束，不超過 0.01 弧度的設計轉向角度是可以允許的。採用轉向器來改變角度所引起的力應在設計計算中予以充分考慮。

第九章 構件的細部設計與特殊規定

9.1 概述

遵照本章以及第 8 章的規定則可滿足細部設計就安全性、正常使用性和耐久性的要求。

構件的細部設計應與所採用的設計模型一致。

爲了防止構件發生脆性破壞、出現過大大裂縫，以及抵抗約束作用引起的阻力，本章規定了鋼筋的最小配筋率。

構件的細部設計應同時符合第 9.2 至 9.8 節的一般細部設計規則及第 9.9 節爲延性而定的特別規則。但那些無需抵抗側向作用力的構件可以不必符合第 9.9 節的要求。

9.2 樑

9.2.1 縱向鋼筋

9.2.1.1 最小配筋率

表 9.1 列出了在不同荷載條件下的最小配筋率。

配筋率低於表 9.1 中所列值的截面應視爲「無筋的」。

表 9.1 最小配筋率

受力情況	配筋率的定義	最小配筋率	
		$f_y = 250$ N/mm ² (%)	$f_y = 460$ N/mm ² (%)
受拉鋼筋 主要受純拉力的截面 受彎截面：	$100A_s/A_c$	0.8	0.45
(i) 帶翼緣樑、腹板受拉時			
$b_w/b < 0.4$	$100A_s/b_w h$	0.32	0.18
$b_w/b \geq 0.4$	$100A_s/b_w h$	0.24	0.13
(ii) 帶翼緣樑、翼緣受拉時			
T 形	$100A_s/b_w h$	0.48	0.26
L 形	$100A_s/b_w h$	0.36	0.20
(iii) 矩形樑	$100A_s/A_c$	0.24	0.13
受壓鋼筋 (在承載力極限狀態下需要的受壓鋼筋) 一般原則	$100A_{sc}/A_{cc}$	0.4	0.4
對各種情況的簡化原則			
(i) 矩形樑	$100A_{sc}/A_c$	0.2	0.2
(ii) 帶翼緣樑			
翼緣受壓	$100A_{sc}/bh_f$	0.4	0.4
腹板受壓	$100A_{sc}/b_w h$	0.2	0.2
帶翼緣樑的翼緣橫向鋼筋 (佈置在整個有效翼緣寬度範圍內，接近樑頂面的位置，以抵抗水平剪力)	$100 A_{st}/h_f l$	0.15	0.15
注：1. 在有需要時，應增加最小配筋率以符合第 9.9 節對延性的要求。			

9.2.1.2 高度大於 750 mm 的樑所配置的側面鋼筋

樑的兩側配置的抗裂縱向鋼筋的最小直徑應不小於 $\sqrt{s_b b / f_y}$ ，式中的 s_b 是鋼筋的間距， b 是所考慮點的截面寬度，如果大於 500 mm 時取 500 mm。

鋼筋的間距應不超過 250 mm，且應將鋼筋佈置在從受拉面計起樑總高的 2/3 範圍內。

9.2.1.3 最大配筋率

無論是受拉或受壓鋼筋的配筋率都應不大於截面混凝土毛面積的 4%。

在鋼筋搭接處，每一層鋼筋的直徑之和應不大於該處截面寬度的 40%。

9.2.1.4 受拉鋼筋的最大間距

樑的受拉面附近的鋼筋或鋼筋束之間的淨距應不大於下列公式的規定：

$$\text{最大淨距} \leq 70\,000\beta_b / f_y \leq 300 \text{ mm} \quad (9.1)$$

式中：

β_b 是根據相應的最大彎矩圖確定的彎矩重分配比例： $\frac{\text{重分配後截面彎矩值}}{\text{重分配前截面彎矩值}}$

或可以按下列公式確定：

$$\text{最大淨距} \leq 47\,000/f_s \leq 300 \text{ mm} \quad (9.2)$$

式中：

f_s 是估計的鋼筋中的使用應力，可按下列公式計算：

$$f_s = \frac{2f_y A_{st, req}}{3A_{st, prov}} \times \frac{1}{\beta_b} \quad (9.3)$$

樑表面與最接近的受拉鋼筋之間的距離應不大於根據上列公式計算的最大淨距的一半。

9.2.1.5 其他細部設計的要求

對整體澆築的結構，即使在設計中假定是簡支時，支座處的截面應按照不小於跨中最大彎矩 15% 的支座彎矩進行設計。

（注：第 9.2.1.1 節規定的縱向鋼筋最小配筋率也適用於這種情況）

在連續樑的中間支座處，帶翼緣樑的截面所需的受拉鋼筋總截面面積， A_s ，應分布在整個翼緣有效寬度範圍內（見第 5.2.1.2 (a) 節），但條件是至少有 50% 的 A_s 應集中在腹板寬度範圍內（見圖 9.1）。

9.2.1.6 受拉鋼筋的截斷

除了端支座外（見第 9.2.1.7 節），所有受彎構件的每根鋼筋都應延伸至理論上不再需要點以外不小於下列兩種情況之中的較大者：

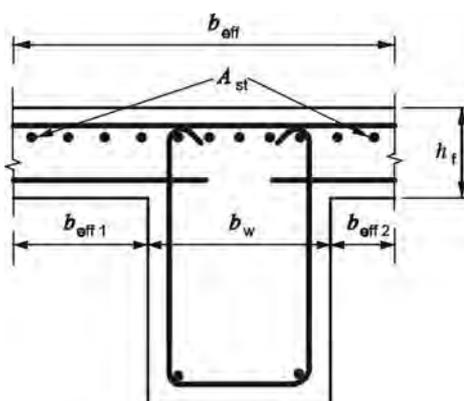
- 構件的截面有效高度，或；
- 鋼筋直徑的 12 倍。

對於位受拉區的鋼筋，還應在所有極限設計荷載情況下符合下列要求的其中之一項：

- 在鋼筋再不需要抵抗彎矩之處計起，延伸至有一個相應於鋼筋設計強度 ($0.87f_y$) 的錨固長度，或；
- 延伸至截面的設計抗剪強度大於該截面上設計剪力 2 倍之處，或；
- 延伸至符合下述條件之處：超越該點的其他鋼筋的截面面積是抵抗該截面設計彎矩所需的鋼筋截面面積的 2 倍。

鋼筋再不需要之處是指：只計算連續的鋼筋所提供的設計抵抗彎矩值與設計彎矩值相等之處。

在一個截面處一次截斷太多的鋼筋會導致該截面出現大的裂縫。因此，對配筋率較高的構件應將鋼筋截斷點錯開。



注：最小 50% 的 A_s 要放在 b_w 的寬度之內。

圖 9.1 帶翼緣梁中的受拉鋼筋

9.2.1.7 鋼筋在梁的簡支端支座的錨固

在構件的簡支支座端，計算所需的跨中底部鋼筋的一半應以下列其一的方式錨固：

- 超越支座中心線不小於相等 12 倍鋼筋直徑的有效錨固長度。不能在支座中心線以內開始將鋼筋彎折或彎鉤；
- 超越支座邊緣不小於相等 12 倍鋼筋直徑的有效錨固長度加上 $d/2$ ， d 是構件的截面有效高度。在距支座小於 $d/2$ 的範圍內不能將鋼筋彎折或彎鉤。

9.2.1.8 底部鋼筋在中間支座的錨固

在連續構件的中間支座，計算所需的跨中底部鋼筋的 30% 應是連續及通過支座。

9.2.1.9 懸臂伸出部分

當連續梁或板以懸臂方式延伸超越端支座而形成一個伸出部分時，應確保相鄰跨的頂部鋼筋延伸至超越反彎點。

9.2.1.10 受壓鋼筋的約束

第 9.5.2.2 節對柱的規定也適用於樑。

9.2.2 抗剪鋼筋

抗剪鋼筋可以由下列形式的鋼筋組成：

- 將受拉縱向鋼筋與受壓區包圍的箍筋；
- 彎起鋼筋；
- 籠或梯格式鋼筋（如圖 9.2 所示），這種鋼筋不包圍縱向鋼筋，但應適當地錨固在受壓區與受拉區內。

應按第 8.5 節的規定將箍筋有效地錨固。只要箍筋不需要抵抗扭力，其肢部便可以在腹板表面附近進行搭接。所需的抗剪鋼筋中，最少有 50% 應是箍筋。

在整個樑長度範圍內，抗剪鋼筋的最小截面面積都應符合下列公式的規定：

$$A_{sv} \geq v_r b_v s_v / 0.87 f_{yv} \quad (9.4)$$

其中 v_r 在表 6.2 中已有定義。

箍筋在樑的跨度方向的間距不應大於 $0.75d$ 。箍筋在垂直於樑跨度方向的水平間距應能使到沒有一根縱向鋼筋會距離箍筋肢部超過 150 mm。

彎起鋼筋的最大縱向間距 $s_{b,max}$ 可按下列公式計算：

$$s_{b,max} = 0.6d(1 + \cot \alpha) \quad (9.5)$$

式中：

α 是彎起鋼筋與縱向軸之間的夾角。

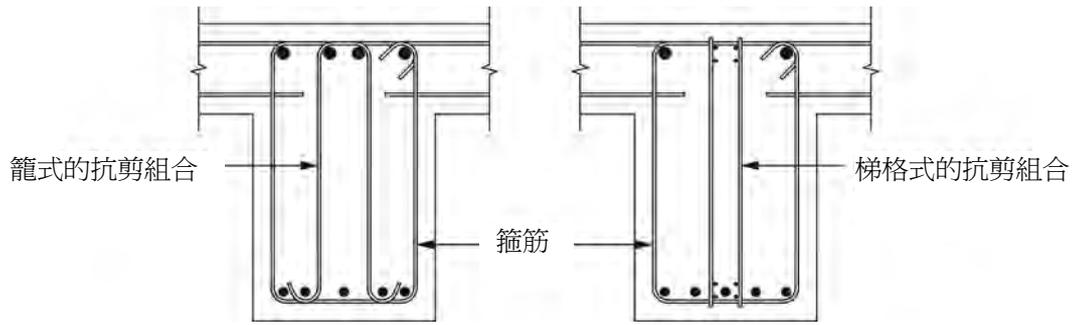
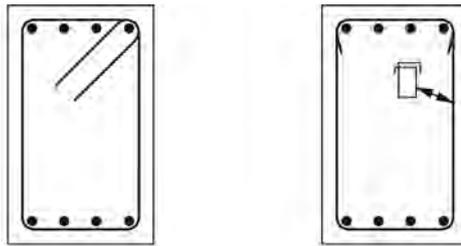


圖 9.2 抗剪箍筋示例

9.2.3 抗扭鋼筋

抗扭鋼筋應為封閉形的，採用搭接或端部彎鉤的形式進行錨固，參照圖 9.3，並應與結構構件的縱軸成 90°角。



應為抗扭箍筋提供按完全受拉錨固(如圖 8.2 所示)。

圖 9.3 抗扭箍筋示例

抗扭鋼筋應符合第 6.3.5 節至第 6.3.9 節的規定。

9.3 實心板

本節適用於單向板或雙向板。

9.3.1 抗彎鋼筋

9.3.1.1 概述

(a) 最小配筋率

每個方向的總縱向鋼筋的最小配筋率不應小於下列規定：

- 對 $f_y = 250 \text{ N/mm}^2$ 鋼筋：混凝土截面面積的 0.24%；
- 對 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ 鋼筋：混凝土截面面積的 0.13%。

在一般情況下，在單向板中橫向次鋼筋應不少於主鋼筋的 20%。在鄰近支座處，如果不存在橫向彎矩時，可以不必為頂層主鋼筋設置橫向鋼筋。

(b) 鋼筋間距

鋼筋的最大間距應符合下列規定：

對主鋼筋， $3h \leq 400 \text{ mm}$ ，或；
對次鋼筋， $3.5h \leq 450 \text{ mm}$ 。

在集中荷載作用處，或最大彎矩處，上述規定應改成：

- 對主鋼筋， $2h \leq 250 \text{ mm}$ ，或；
- 對次鋼筋， $3h \leq 400 \text{ mm}$ 。

另外，對於在普通的室內外環境下的樓板，除非以直接驗算確定裂縫寬度，否則的話下列規定足以確保對裂縫有充分的控制：

鋼筋間距如能符合下列規定，則不再需要作進行裂縫驗算：

- 對 $f_y = 250 \text{ N/mm}^2$ 鋼筋： $h \leq 250 \text{ mm}$ ；
- 對 $f_y = 460 \text{ N/mm}^2$ 鋼筋： $h \leq 200 \text{ mm}$ ，或；
- 所需的受拉鋼筋配筋率 ($100A_s/bd$) 小於 0.3%。

如果上述三個條件均不能滿足，最大鋼筋間距應不超過按第 9.2.1.4 節計算之值（當板所需的鋼筋配筋率大於 1%），或按第 9.2.1.4 節計算之值除以鋼筋配筋率的百分比（當此百分比小於 1）。

如果板的彎矩重分配比例未知時，可假設支座彎矩的 β_b 是 15%，而跨中彎矩的 β_b 是 0。

如果有需要配置控制收縮與溫度裂縫的鋼筋，可參照第 9.6.5 節關於素混凝土的有關規定。

9.3.1.2 受拉鋼筋的截斷

板中鋼筋的截斷與錨固可參照第 9.2.1.6 節關於樑的有關規定。

9.3.1.3 端支座處的鋼筋

對於簡支板或連續板的端支座，應按第 8.4 節與第 9.2.1.7 節關於樑的有關規定，將計算所需的跨中鋼筋的一半錨固於支座內。

如果支座面的設計極限剪應力小於按第 6.1.2.5 節確定的 v_c 值的一半，則延伸至支座中線以外的直段長度應為支座寬度的 1/3 或 30mm，兩者之中取較大者，並可視這個長度為有效錨固長度。

由於部份固定而產生的負彎矩有可能會導致開裂。為了控制這種裂縫，應在支座處設置不小於抵抗最大跨中彎矩所需的鋼筋的一半，且不少於第 9.3.1.1 節規定的最小配筋率。這些鋼筋應接受拉鋼筋的錨固長度錨入支座且延伸到跨中的長度不小於 $0.15l$ 或 45 倍的鋼筋直徑。

9.3.1.4 中間支座處的板底部鋼筋

在中間支座處，計算所需的板的跨中底部鋼筋的 40% 應是連續及通過支座。

9.3.1.5 角部鋼筋

如果在支座處的細部設計是足以限制板角抬起的話，則應配置適合的鋼筋。可參照第 6.1.3.3 (c) 與 (d) 節。

9.3.1.6 自由邊的鋼筋

板的自由（沒有支承的）邊通常都應有縱向與橫向鋼筋，常見的配筋方式如圖 9.4 所示。

一般的板內鋼筋也可用作為板邊鋼筋。

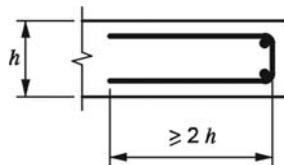


圖 9.4 板的自由邊處的鋼筋

9.3.2 抗剪鋼筋

如果實心板、加肋板或無樑樓板需要配置抗剪鋼筋，則應遵照第 6.1.3.5 節、第 6.1.4.4 節與第 6.1.5.7 節的有關規定。

在厚度小於 200 mm 的板，彎起或固定抗剪鋼筋是相當困難，且其效果得不到保證，所以不應配置抗剪鋼筋。

9.4 懸臂式伸展結構

9.4.1 最小配筋率

頂部縱向受拉鋼筋的最小配筋率應是混凝土毛面積的 0.25%，不論鋼筋強度等級。該鋼筋的最小直徑應是 10 mm。

懸臂式伸展結構中其他部份的最小配筋率要求應參照第 9.2 節或第 9.3 節的有關規定。

9.4.2 鋼筋間距

頂部縱向受拉鋼筋的中至中間距應不大於 150 mm。

9.4.3 受拉鋼筋的錨固

懸臂式伸展結構中頂部受拉鋼筋應有完全的錨固長度。當鋼筋進入的支承面是有完全抗旋轉的設計時，則應以進入支承寬度一半，或懸臂式伸展結構的有效高度的一半，取較小者，之處作為錨固的開始。當懸臂式伸展結構是屬於連續樑或樓板的一部分，而在連續結構的分析中，支承的設計是沒有抗旋轉的設計時，則應以鋼筋進入支承面的對面作為錨固的開始。不可因鋼筋的實際應力而折減錨固長度。有關懸臂式伸展結構的定義可參見第 1.4 節。

9.5 柱

本節的規定適用於截面較大尺寸， h_c ，不大於截面較小尺寸， b_c ，4 倍的柱。

9.5.1 縱向鋼筋

柱中縱向鋼筋的總截面面積與柱的總截面面積的比值應不小於 0.8%。請參照第 9.9.2 節有關延性的規定。

縱向鋼筋的直徑應不小於 12 mm。

矩形截面柱應至少有 4 根縱向鋼筋。圓形截面柱應至少有 6 根縱向鋼筋。多邊形截面柱的每一個角都應至少有一根縱向鋼筋。

縱向鋼筋的最大配筋率——以混凝土截面毛面積計算——應符合下列規定：

- 對垂直澆築的柱不應大於 6%；
- 對水平澆築的柱不應大於 8%；
- 在垂直澆築或水平澆築柱的鋼筋搭接處不應大於 10%。

在鋼筋搭接處，任何一層的鋼筋直徑總和都不應大於該處截面寬度的 40%。

9.5.2 橫向鋼筋

9.5.2.1 概述

橫向鋼筋（箍筋、環筋、螺旋筋）的直徑應不小於 6mm 或最大縱向鋼筋直徑的 $\frac{1}{4}$ ，兩者之中取較大值。用作橫向鋼筋的鋼絲網或焊接鋼筋網，其直徑應不小於 5 mm。

橫向鋼筋沿柱方向的間距不應大於最小縱向鋼筋直徑的 12 倍。

9.5.2.2 矩形或多邊形柱

每根角部鋼筋或外層鋼筋每隔一根鋼筋（或鋼筋束）都應由一根包住該鋼筋的箍筋予以固定。箍筋的彎折夾角不應大於 135° （如圖 9.5a 所示）。在受壓區，每根未固定鋼筋距固定鋼筋之間的距離不應大於 150 mm。

箍筋應通過彎鉤的方式進行錨固。彎鉤的夾角不應小於 135° （如圖 9.5b 所示）。

9.5.2.3 圓形柱

螺旋形箍筋應按照第 8.7 節的有關規定通過與上一圈箍筋焊接，或採用不小於 135° 的彎鉤鉤住縱向鋼筋來進行錨固。彎鉤與上一圈箍筋之間的距離不應大於 25 mm。

圓形箍筋應按照第 8.7 節的有關規定通過機械連接或焊接方式錨固，或採用不小於 135° 的彎鉤鉤住一根縱向鋼筋，並與箍筋的另一端重疊（如圖 9.5c 所示）。

螺旋形或圓形箍筋不應採用直接搭接接頭。

當柱的縱向鋼筋方向改變時（如柱尺寸變化時），橫向鋼筋的間距應根據所產生的水平力來進行計算。如果方向變化的幅度小於 1:12，其影響可忽略不計。

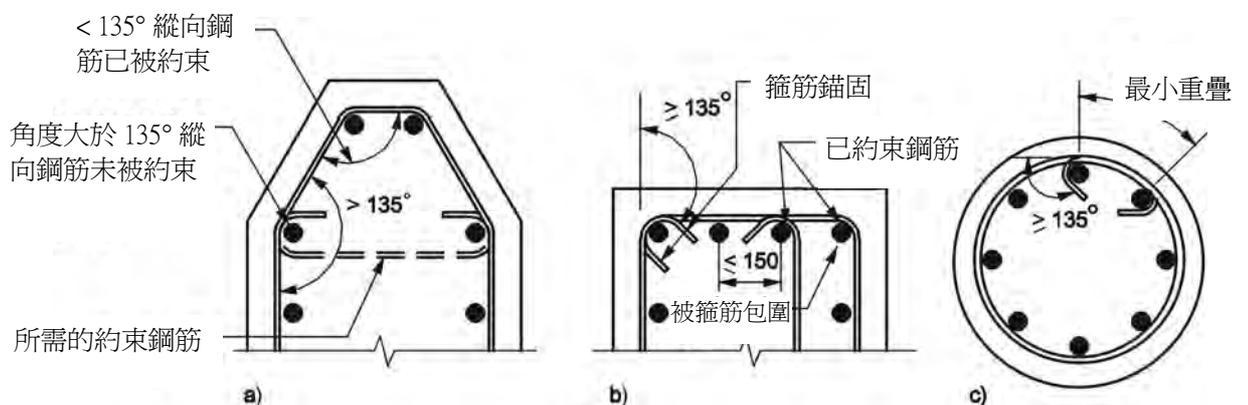


圖 9.5 柱的橫向鋼筋

9.6 牆壁

9.6.1 概述

本節的規定適用於長厚比大於或等於 4，且在強度計算中考慮鋼筋作用的鋼筋混凝土牆。對於主要承受平面外彎曲的牆壁，可參照板的有關規定（參見第 9.3 節）。

9.6.2 垂直鋼筋

垂直鋼筋截面面積與牆壁的混凝土截面面積的最小比值應不小於 0.4%。如果這個最小鋼筋截面面積在設計中起控制作用，則每邊布置的鋼筋應不小於該面積的一半。

垂直鋼筋截面面積應不超過混凝土截面面積的 4%。

相鄰垂直鋼筋的間距不應大於牆厚的 3 倍或 400 mm，兩者之中取其較小值。

9.6.3 水平鋼筋

如果垂直主鋼筋用於抵抗壓力，且鋼筋截面面積不大於混凝土截面面積的 2%，則水平鋼筋的最小配筋率應根據鋼筋的強度等級按下列規定確定：

- 對於 $f_y=250\text{N/mm}^2$ 鋼筋，混凝土截面面積的 0.30%；
- 對於 $f_y=460\text{N/mm}^2$ 鋼筋，混凝土截面面積的 0.25%。

這些水平鋼筋應等距均勻分布，且鋼筋間距不大於 400mm。鋼筋直徑應不小於垂直鋼筋的四分之一，也不應小於 6 mm。

9.6.4 橫向鋼筋

當垂直受壓鋼筋的配筋率大於 2% 時，則應在牆壁的厚度範圍內設置直徑不小於 6 mm 及不小於最大垂直鋼筋直徑四分之一的箍筋。箍筋的間距在垂直與水平方向都不應大於牆壁厚度的 2 倍。在垂直方向，箍筋間距還不能大於垂直鋼筋直徑的 16 倍。所有的受壓垂直鋼筋都應由箍筋包圍。不應有垂直鋼筋距離被約束鋼筋超過 200mm。所謂的被約束鋼筋是指被彎鉤角度不大於 90° 的箍筋所鉤住的鋼筋。

9.6.5 素混凝土牆

素混凝土牆也可能需要配置鋼筋來控制彎曲或溫度及水化收縮等引起的開裂。如果需要配置鋼筋，則每個方向的最小配筋率都應符合下列規定：

- 對於 $f_y=250\text{N/mm}^2$ 鋼筋，混凝土截面面積的 0.30%；
- 對於 $f_y=460\text{N/mm}^2$ 鋼筋，混凝土截面面積的 0.25%。

如果有需要的話，在長度大於 2 m，且暴露在大氣環境中的牆壁內應在垂直與水平兩個方向都配置鋼筋。這些鋼筋應是小直徑與小間距且有足夠保護層的。

對於位於室內的素混凝土牆，可能只需在與樓面或樑相交部份才需要配置鋼筋。如果需要配置鋼筋，則應將鋼筋平均布置在牆壁的兩面。

在牆壁開洞周圍應配置標稱鋼筋。

9.7 基礎

9.7.1 樁承台

樁的外邊緣至樁承台邊緣的距離應能保證樁承台中的受力可以有足夠的錨固。還應考慮樁位可能出現的施工偏差。

抵抗作用力的受拉主鋼筋應集中布置在樁頂附近的應力區。如果這些鋼筋的截面面積不小於規定的最小配筋率，則可以不必配置樁承台底面的分布鋼筋。如果在樁承台的頂面與側面都沒有出現拉力的危險，則在這些部位也可以不必配置鋼筋。

受拉鋼筋可以採用焊接橫向鋼筋的方式進行錨固。在這種情況下，這些橫向鋼筋可以被視為是所考慮的鋼筋錨固區中的橫向鋼筋的一部份。

可以假設由於樁的支座反力引起的壓力是沿樁邊緣呈 45° 角擴散的。在計算錨固長度時，可以將這種壓力考慮在內。

如果可以滿足下列條件的話，則不需驗算基礎或樁承台中的預留插筋的受壓黏接應力：

- 預留插筋延伸至底層鋼筋處；
- 樁承台是按照第 6.7 節的有關規定，根據彎矩與剪力進行設計的。

9.7.2 柱與牆的基礎

應按照第 8.4 節與第 8.5 節的有關規定為主鋼筋錨固。

如果由於反力作用導致基礎的面層出現拉應力，則應驗算拉應力的值並配置相應的受拉鋼筋。

應符合表 9.1 對最小配筋率的規定。

9.7.3 連繫樑

可以用連繫樑來抵銷基礎荷載的偏心距。應按所產生的彎矩與剪力進行連繫樑的設計。

如果壓土機械可能會對連繫樑造成影響，則連繫樑的設計應能抵抗一個最小值為 10 kN/m 的下向作用力。

9.8 牛腿

9.8.1 概述

只要能夠滿足對平衡與強度的要求，則可以根據拉壓杆桁架模型進行牛腿的設計。第 9.8.3 節對水平箍筋的規定可以確保牛腿在正常使用極限狀態下有滿意的表現。

9.8.2 鋼筋的錨固

在牛腿的前方表面，鋼筋可按下列方式之一進行錨固：

- 與其強度和直徑相同的橫向鋼筋進行焊接。在這種情況下，荷載作用面不應進入距離橫向鋼筋有一個等於拉力鋼筋保護層的範圍；
- 將鋼筋屈成環狀。在這種情況下，荷載作用面不應超出受拉主筋的直段範圍。

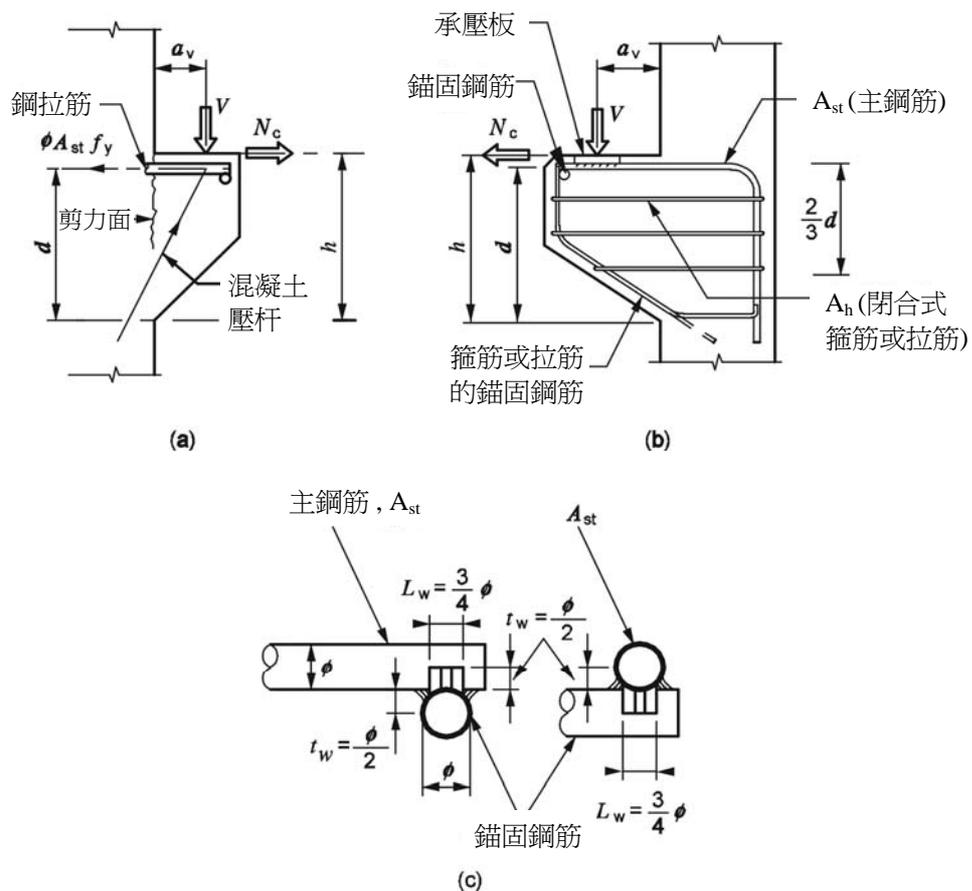


圖 9.6 牛腿的典型配筋

9.8.3 抗剪鋼筋

在牛腿根部有效截面高度的上部 $\frac{2}{3}$ 範圍內應配置水平箍筋形式的抗剪鋼筋。抗剪鋼筋的截面面積應不小於受拉主筋截面面積的一半，並應有足夠的錨固（見圖 9.6）。

9.8.4 抗水平力鋼筋

爲了傳送所有水平作用力，應設置連接到支承構件的附加鋼筋。

9.9 增加延性的細部設計

9.9.1 樑

9.9.1.1 縱向鋼筋

(a) 最大配筋率與最小配筋率

樑的最小配筋率應符合表 9.1 的規定，而且不應小於 0.3%。

受拉鋼筋的最大截面面積與混凝土截面面積之比應不大於 2.5%。在樑的臨界區域內，任一截面的受壓鋼筋應不小於該截面上受拉鋼筋的一半。

(b) 間距

受拉鋼筋之間的最大淨距應不大於第 9.2.1.4 節規定的最大間距值。

(c) 與外柱的錨固

當樑的縱向鋼筋是錨固在外柱的核心區內或端樑時，受拉錨固長度應以樑內鋼筋進入柱的那一面至柱相應截面高度的 $\frac{1}{2}$ 或鋼筋直徑的 8 倍（兩者之中取較小值）之處開始計算。如果能夠證明塑性鉸的臨界截面是位於距離柱外表面不小於樑的有效高度或 500mm（兩者之中取較小者），則可以視錨固長度是從柱表面開始計算。

在計算錨固長度時，應假設鋼筋是完全受力的。

即使樑內鋼筋在柱核心區或端樑內已經有足夠的錨固長度，鋼筋在截斷時也必須彎成 90° 彎鉤或採用等效的錨固裝置在盡量靠近柱核心區的遠端或端樑的外邊緣處進行錨固，而且進行錨固的位置不可在鋼筋進入面至柱截面高度的 $\frac{3}{4}$ 的範圍之內。上部鋼筋應向下彎；下部鋼筋應向上彎。

(d) 鋼筋拼接

全強度焊接拼接可以在任何位置採用。搭接和機械連接不應在樑柱節點區或距離樑可能出現塑性鉸的臨界面積小於構件一個有效高度的範圍之內使用。在這個範圍內搭接鋼筋中的應力可能會逆轉。

如果在承載力極限狀態下鋼筋的受拉或受壓應力的逆轉幅度大於 $0.6f_y$ 的話，則不應在該區域內進行搭接，除非每根搭接鋼筋都用箍筋或拉筋固定，並滿足下列公式：

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{\phi f_y}{48 f_{yt}} \quad (9.6)$$

式中：

A_{tr} 是穿過垂直於包含最大受拉纖維的混凝土截面的破裂平面的橫向鋼筋在間距為 s 範圍內的截面面積，或垂直於鋼筋層的橫向鋼筋在間距為 s 範圍內的總截面面積除以 n 後得到的鋼筋截面面積，兩者之中取其較小值（單位： mm^2 ）。

s 是在搭接長度範圍內橫向鋼筋的最大間距。

n 是環繞圓形截面平均分佈的鋼筋的數目，或潛在破裂平面會穿過的鋼筋層內鋼筋的數目。

f_{yt} 是橫向鋼筋的標準屈服強度。

機械拼接應通過 8 次達到 $0.95f_y$ 應力的完全循環荷載試驗來驗證，而在最大受拉或受壓加荷值時，鋼筋長度的變化（以整個拼接系統的總長度計算）應不超過同等長度無拼接鋼筋的長度變化幅度的 10%。不滿足這個剛度條件的拼接方式應錯開位置採用，使到在構件的 900mm 長度範圍內不會有多於 $2/3$ 的鋼筋截面面積的鋼筋進行拼接。

(e) 鋼筋的截斷

縱向抗彎鋼筋的分布與截斷應能保證在可能發生塑性鉸的臨界面積處可以達到抗彎超強度。

9.9.1.2 橫向鋼筋

(a) 間距

樑中的箍筋或繫筋的中至中間距不應大於樑截面最小橫向尺寸或縱向鋼筋直徑的 16 倍，兩者之中取其較小值。

箍筋或繫筋的分布應能使到在每一個角及每隔一根可能受壓的縱向鋼筋都有一根箍筋的肢部或繫筋固定。

(b) 錨固

箍筋應採用 135° 或 180° 彎鉤按照第 8.5 節的有關規定進行足夠的錨固。不得採用 90° 彎鉤或焊接橫向短筋的方式進行錨固。

9.9.2 柱

9.9.2.1 縱向鋼筋

(a) 最大和最小鋼筋截面面積

柱的縱向鋼筋截面面積不應小於混凝土面積的 0.8%。

縱向鋼筋截面面積，按強度設計不應大於混凝土截面面積的 4%，但在搭接處最大配筋率可增大至 5.2%。

在任何同一排列的鋼筋中最小的鋼筋直徑不應小於最大鋼筋直徑的 $\frac{2}{3}$ 。

當柱的設計已經考慮了塑性鉸會在柱的端部區域出現的情況時，穿過樑的柱鋼筋的最大直徑應滿足下列公式：

$$\phi \leq \frac{3.2h\sqrt{0.8f_{cu}}}{f_y} \quad (9.7)$$

式中：

h 是樑的截面高度。

當柱的設計並沒有預計塑性鉸會在柱的端部區域出現的情況時，柱中任何截面上縱向鋼筋的最大直徑可比按公式 (9.7) 所算出的直徑大 25%。

(b) 間距

對於為可能出現塑性鉸的區域內的縱向鋼筋而配置的橫向箍筋，其中至中間距不應大過相鄰柱截面尺寸的 $\frac{1}{4}$ 或 200 mm，兩者之中取其較大值。

(c) 柱鋼筋的錨固

當柱縱向鋼筋在樑柱節點內或柱與基礎連接處終止，而且塑性鉸可能會在柱內出現時，可以假設鋼筋在節點區域內的錨固是以鋼筋進入與樑或基礎連接的柱面至樑截面高度的 $\frac{1}{2}$ 或鋼筋直徑的 8 倍（兩者之中取較小值）之處開始計算。如果可以證明柱在樑的表面附近不會出現塑性鉸，則錨固長度可以從樑的表面開始計算。

即使柱內鋼筋在與柱相交的樑內已經有足夠的錨固，柱鋼筋在節點區域內截斷時也必須採用 90° 的標準水平彎鉤或等效的錨固措施在盡量靠近樑的遠面處進行錨固，而且錨固的位置不可在鋼筋進入面至 $\frac{3}{4}$ 的樑截面高度的範圍之內。除非柱設計成只承受軸向力，否則彎鉤的水平段的方向應總是朝向柱的遠面。

(d) 鋼筋拼接

全強度焊接拼接可以在任何位置採用。柱內的搭接和機械連接的中心點必須在柱的樓層高度的中間 $\frac{1}{4}$ 的範圍內，除非可以證明柱在靠近樑面的位置不會出現塑性鉸。

如果在承載力極限狀態下鋼筋的受拉或受壓應力的逆轉幅度大於 $0.6f_y$ 的話，則不應在該區域內進行搭接，除非每根搭接鋼筋都用箍筋或拉筋固定（參見第 9.9.1.1(d)節）。

9.9.2.2 臨界區域內的橫向鋼筋

在有限延性的高強鋼筋混凝土柱中，臨界區域應從最大彎距點伸展至一個如下所述的有限長度的範圍之內（包括受樑端影響的範圍）：

- 當 $0 < N/(A_g f_{cu}) \leq 0.1$ 時，臨界區域應伸展至較長的截面尺寸的 1.0 倍，或彎矩值大過最大彎矩 85% 的範圍，兩者之中取其較大值；
- 當 $0.1 < N/(A_g f_{cu}) \leq 0.3$ 時，臨界區域應伸展至較長的截面尺寸的 1.5 倍，或彎矩值大過最大彎矩 75% 的範圍，兩者之中取其較大值；
- 當 $0.3 < N/(A_g f_{cu}) \leq 0.6$ 時，臨界區域應伸展至較長的截面尺寸的 2.0 倍，或彎矩值大過最大彎矩 65% 的範圍，兩者之中取其較大值；

其中： A_g 是混凝土的總截面面積 (mm^2)。

(a) 螺旋式箍筋或橫向鋼筋的最小截面面積

橫向鋼筋（箍筋、環筋或螺旋式箍筋）的最小直徑不應小於 6mm 或柱內最大鋼筋直徑的 $\frac{1}{4}$ ，兩者之中取其較大值。

(b) 間距

對於矩形或多邊形截面的柱，箍筋或橫向鋼筋在沿柱長度方向的中至中間距不應大於柱截面較小尺寸的 $\frac{1}{4}$ 或縱向鋼筋直徑的 6 倍，兩者之中取其較小值。

每根縱向鋼筋或鋼筋束在橫向都應被一根彎鉤角度不大於 135° 角的箍筋環繞，以提供橫向支持（見圖 9.7a）。

對於圓形截面柱，螺旋形或圓環形箍筋在沿柱長度方向的中至中間距不應大於柱截面直徑的 $\frac{1}{4}$ 或所約束的縱向鋼筋直徑的 6 倍，兩者之中取其較小值。

(c) 錨固

箍筋應採用 135° 彎鉤按照第 9.5.2 節的有關規定進行錨固（見圖 9.5b 與 c）。

9.9.2.3 臨界區域以外的橫向鋼筋

臨界區域以外的橫向鋼筋應符合第 9.5.2 節的規定。

第十章 一般規格、建造與施工質量

10.1 目的

為保證符合本作業守則的設計假定，本章就物料與施工質量訂定最低標準。

10.2 施工允許偏差

應只為對結構的施工、使用功能或外觀比較重要的那些尺寸訂定允許偏差。下列是為設計人員就施工可達到的精確度而提供的指引。有些用途可能需要更嚴格的施工精確度，這些要求應在設計文件中說明，及在規格文件中明確規定。

構件的間距

- | | | |
|----------------|-----------|-------|
| • 間距在 7m 之內的牆壁 | — 樓面處 | ±24mm |
| | — 板底處 | ±24mm |
| • 間距在 7m 之內的柱 | — 樓面處 | ±17mm |
| | — 板底處 | ±18mm |
| • 樑與樓板 | — 樓板至板底高度 | ±23mm |

孔口

- | | | |
|-------|-------------|-------|
| • 門或窗 | — 寬度在 3m 之內 | ±14mm |
| | — 高度在 3m 之內 | ±20mm |

構件與部件的尺寸與形狀

- | | | |
|------|------------------|-------|
| • 牆壁 | — 厚度 | ±8mm |
| | — 平直度 (5m 長度內) | ±9mm |
| | — 連續表面的突變 | ±4mm |
| | — 垂直度： | |
| | — 高度在 2m 之內 | 11mm |
| | — 高度在 3m 之內 | 17mm |
| | — 高度在 7m 之內 | 16mm |
| • 柱 | — 平面尺寸在 1m 之內 | ±8mm |
| | — 高度在 3m 之內的垂直度 | 12mm |
| | — 高度在 7m 之內的垂直度 | 16mm |
| | — 方正度 | 9mm |
| • 樑 | — 截面高度： | |
| | — 在 600mm 之內的周邊樑 | ±13mm |
| | — 大於 600mm 的周邊樑 | ±20mm |
| | — 在 600mm 之內的內樑 | ±12mm |

	— 大於 600mm 的內樑 水平度：	±16mm
	— 與目標平面的偏差	±22mm
	— 6m 範圍內的平直度	10mm
• 懸掛式結構樓板 在鋪設飾面之前	— 與目標平面的標高偏差	±25mm
	— 結構板底	±19mm
• 非懸掛式結構樓板	— 厚度	±10mm
	— 與目標平面的標高偏差	±25mm
• 無飾面的現澆樓面	— 與目標平面的標高偏差	±15mm
	— 平坦度	5mm
	— 施工縫處的突變	2mm

平面上的總尺寸

• 建築物	— 長度或寬度在 40m 之內	±26mm
• 地面樓板	— 長度或寬度	±28mm

平面上的位置（相對在同一標高上最接近的參照線）

• 基礎	— 用最少模板的大體積混凝土	±50mm
	— 鋼筋混凝土—筏板、地樑、 樁承台及獨立基礎	±50mm
• 牆壁		±16mm
• 結構框架柱		±12mm
• 升降機槽牆壁		±12mm
• 樓梯井		±12mm
• 有飾面的樓梯（樓梯平 台之間的梯段）		±12mm
• 門窗及其他孔口		±12mm
• 預埋件		±6mm
• 基礎以上的所有其他構件		±12mm

平面上的尺寸（相對目標尺寸）

• 基礎	— 用最少模板的大體積混凝土	±50mm
	— 鋼筋混凝土筏板、地樑、樁 承台及獨立基礎	±50mm
• 結構框架長度與寬度	— 在 8m 以內	±16mm
	— 在 8m 至 1.5m 之間	±18mm
	— 在 15m 至 2.5m 之間	±20mm

• 樓梯 — 結構	— 淨跨長度	±14mm
	— 梯段寬度	±8mm
	— 連續兩個踏步之間的踏步寬度與梯段寬度之間的差值	±10mm
	— 與梯段垂直方向的梯板厚度	±8mm
• 樓梯 — 有飾面的	— 淨跨長度	±12mm
	— 梯段寬度	±10mm

立面上的位置（相對最近參照線）

• 門窗或其他孔口	±15mm
• 預埋件	±10mm

水平偏差範圍（相對最近基準面的標高）

• 基礎	大體積混凝土：	
	— 開挖面或墊層表面	±34mm
	— 基礎頂面	±20mm
	鋼筋混凝土：	
	— 開挖面或墊層表面	±30mm
	— 基礎頂面	±16mm
• 混凝土框架	結構屋面：	
	— 高度在 30m 之內的頂面	±16mm
	— 高度每增加 30m	±8mm
• 樓梯	— 樓梯平台之間的任何梯段的垂直高度	±15mm
	— 相鄰兩個踏步之間的高差	±6mm
	— 踏步在梯段寬度內的高差	±4mm
	— 梯段每米寬度內的高差	±5mm
	— 樓梯平台之間任何梯段在飾面完成後的垂直高度	±10mm
• 門窗及其他孔口	— 每米寬度範圍內的窗台或門底標高（最大 15mm）	±6mm

任意點的垂直度

• 升降機槽的每一邊牆	— 最初的 30m 高度範圍內	±25mm
	— 每增加 12m 高度（最大 ±25mm）	±6mm
• 門框	— 鉛錘測量，每 1 米高度（最大 ±15mm）	±4mm

10.3 混凝土

10.3.1 混凝土配料

有關選擇混凝土配料的規格求可參考有關的認可標準。

10.3.2 混凝土配合規格

訂定混凝土規格的方法可參考有關的認可標準。

10.3.3 混凝土的生產控制與運輸的規格

有關混凝土的生產與運輸的規格可參考有關的認可標準。

10.3.4 混凝土採樣、試驗與合格性評定

10.3.4.1 概述

有關混凝土的採樣、試驗及其合格性評定的規格可參考 CS1:1990 與有關的認可標準。

在某些特殊情況下可能需要額外的立方塊。這些立方塊應按照 CS1:1990 的有關規定製造與試驗，但應訂明符合其特殊用途的取樣方法與存放情況的要求。特殊用途主要包括以下兩種：

- 預應力混凝土在施加預應力時混凝土的強度（詳見第 12.1.8.1 節）；
- 拆模的時間（詳見第 10.3.8.2 節）。

取樣的地點最好是在混凝土澆築處，額外的立方塊最好是存放在與構件混凝土同樣的情況下。額外的立方塊在製造時應予以標明，並且不應用作評定混凝土的合格性。

10.3.4.2 在施工期間的混凝土立方塊試驗

(a) 混凝土立方塊

混凝土的抗壓強度應根據 100 mm 或 150 mm 立方塊在 28 天齡期時確定。其代表樣本應從新鮮混凝土中採取，每個樣本應從一個批量中抽取。表 10.1 規定了最少取樣率，應在每一生產日內為每一種類的混凝土抽取至少一個樣本。

表 10.1 取樣率

結構或構件種類	每個樣本所代表的混凝土量
長度大於 3m 的杆件、懸臂式構件、柱、剪力牆、預應力及其他具關鍵性的構件	每 10m ³ 或 10 個批量，取其中較少者
實心筏板、樁承台、沉箱帽、大體積混凝土擋土牆	每 100m ³ 或 100 個批量，取其中較少者
所有其他類型的結構或構件	每 25m ³ 或 25 個批量，取其中較少者

所抽取的每個混凝土樣本應按照 CS1:1990 的規定製成兩個立方塊。每個立方塊都應按順序進行編號，不可重覆或留空編號。在工地及實驗室內都應為所有立方塊提供足夠的養護，直至達到 28 天齡期進行試驗。應取同一樣本製成的每對立方塊的平均抗壓強度值為試驗結果。

(b) 150 mm 立方塊的合格標準

如果個別試驗結果以及所有重疊的連續 4 個一組試驗結果的平均值都能符合表 10.2 規定的合格標準，則可以認為該批混凝土能夠達到規定的強度等級。如果任何試驗結果不能滿足上述要求，則應進行調查以確定該試驗結果所代表的混凝土是否可以接受。

表 10.2 150 mm 立方塊的混凝土抗壓強度合格標準

規定的強度等級	合格標準	A 列	B 列
		4 個連續試驗結果的平均值超越規定的強度等級不小於下列數值	個別試驗結果不小於規定的強度等級減去下列數值
20D 或以上	C1	5 MPa	3 MPa
低於 20D	C2	3 MPa	3 MPa
	C1 或 C2	2 MPa	2 MPa

對於強度等級為 20D 或以上的混凝土，每一等級的混凝土在得到每 40 個試驗結果後都應計算其標準均方差。如果能夠滿足下列條件，則可以採用表 10.2 中的合格標準 C2：

- 有足夠的以往同一攪拌站在類似的質量監督情況下用類似材料生產的混凝土的統計資料證明 40 個試驗結果的標準均方差小於 5MPa；或
- 之前的 40 個連續試驗結果的計算標準均方差小於 5MPa。

當採用表 10.2 中的合格標準 C2 時，如果 40 個連續試驗結果的計算標準均方差大於 5MPa，則應採用合格標準 C1 來決定其後生產的同一等級混凝土是否合格，而不管以後標準均方差的計算結果如何。

在有多於 4 個試驗結果後，當每次得到一個新的試驗結果時，就應用其前面 3 個試驗結果來計算每 4 個連續試驗結果的平均值，並與合格標準比較。如果只有 2 個或 3 個試驗結果，也可將其視作 4 個連續試驗結果處理。

如果任何一組 4 個連續試驗結果的平均值不能滿足表 10.2 中 A 列的要求，則應將該組第一個與最後一個樣本所代表的批量及介於其中的所有批量的混凝土都視為未能達到規定的強度等級。

如果只有單一個試驗結果不能滿足表 10.2 中 B 列的要求，而所有包含這個試驗結果的 4 個連續試驗結果的平均值都能夠滿足 A 列的要求，則應只認為該個試驗結果所代表的混凝土批量未能達到規定的強度等級。

對於規定強度等級為 20D 或以上的混凝土，如果從同一樣本製成的兩個立方塊的抗壓強度值的差值大於其平均值的 15%，則應採取適當措施以保證採樣與試驗的程序符合有關要求。

對於規定強度等級為 20D 或以上的混凝土，如果從同一樣本製成的兩個立方塊的抗壓強度值的差值大於其平均值的 20%，則應視該組試驗結果無效，並應進行調查以確定該試驗結果所代表的混凝土批量是否可以接受。

(c) 100mm 立方塊的接受標準

如果個別試驗結果以及所有重疊的連續 4 個一組試驗結果的平均值都能符合表 10.3 規定的合格標準，則可以認為該批混凝土能夠達到規定的強度等級。如果任何試驗結果不能滿足上述要求，則應進行調查以確定該試驗結果所代表的混凝土是否可以接受。

表 10.3 100mm 立方塊的混凝土抗壓強度合格標準

規定的強度等級	接受標準	A 列	B 列
		4 個連續試驗結果的平均值超越規定的強度等級不小於下列數值	個別試驗結果不小於規定的強度等級減去下列數值
C20 或以上	C1	7 MPa	2 MPa
	C2	5 MPa	2 MPa
低於 C20	C1 或 C2	3 MPa	2 MPa

對於強度等級為 20D 或以上的混凝土，每一等級的混凝土在得到每 40 個試驗結果後都應計算其標準均方差。如果能夠滿足下列條件，則可以採用表 10.3 中的合格標準 C2：

- 有足夠的以往同一攪拌站在類似的質量監督情況下用類似材料生產的混凝土的統計資料證明 40 個試驗結果的標準均方差小於 5.5MPa，或；
- 之前的 40 個連續試驗結果的計算標準均方差小於 5.5MPa。

當採用表 10.3 中的合格標準 C2 時，如果 40 個連續試驗結果的計算標準均方差大於 5.5MPa，則應採用合格標準 C1 來決定其後生產的同一等級混凝土是否合格，而不管以後標準均方差的計算結果如何。

在有多於 4 個試驗結果後，當每次得到一個新的試驗結果時，就應用其前面 3 個試驗結果來計算每 4 個連續試驗結果的平均值，並與合格標準比較。如果只有 2 個或 3 個試驗結果，也可將其視作 4 個連續試驗結果處理。

如果任何一組 4 個連續試驗結果的平均值不能滿足表 10.3 中 A 列的要求，則應將該組第一個與最後一個樣本所代表的批量及介於其中的所有批量的混凝土都視為未能達到規定的強度等級。

如果只有單一個試驗結果不能滿足表 10.3 中 B 列的要求，而所有包含這個試驗結果的 4 個連續試驗結果的平均值都能夠滿足 A 列的要求，則應只認為該個試驗結果所代表的混凝土批量未能達到規定的強度等級。

對於規定強度等級為 20D 或以上的混凝土，如果從同一樣本製成的兩個立方塊的抗壓強度值的差值大於其平均值的 15%，則應採取適當措施以保證採樣與試驗的程序符合有關要求。

對於規定強度等級為 20D 或以上的混凝土，如果從同一樣本製成的兩個立方塊的抗壓強度值的差值大於其平均值的 20%，則應視該組試驗結果無效，並應進行調查以確定該試驗結果所代表的混凝土批量是否可以接受。

10.3.5 混凝土的澆築與搗實

爲了保證混凝土能夠完全搗實而不會出現離析現象，就需要使濕混凝土具有適當的和易性及採用合適的澆築程序與搗實設備。

混凝土在拌製後應在專人監督下盡快進行澆築與搗實。只有在能夠保證混凝土可以適當地澆築與完全搗實而不需要再添加水量的情況下才可以推遲澆築。

在澆築混凝土時，尤其當混凝土是從高處自由下落時，應注意防止出現離析現象，或鋼筋、鋼腱、預應力鋼筋通道與錨具或模板出現移位，或模板表面被破

壞。混凝土自高處自由下落的高度應事先予以規定，因為可能需要採用具黏性和抗離析的配方。在大體積混凝土澆築中應注意高處下落混凝土對混凝土溫度升高產生的影響。

不應用內部搗實器將混凝土在疏鬆面層的模板上推移，因為這樣會造成局部蜂窩麻面，及降低鋼筋與混凝土之間的黏合力。

在水下澆築混凝土時，應採用導管或溜管將混凝土從攪拌器直接輸送到指定位置。除非進行專門設計，否則不能讓混凝土在水中自由降落。不能在流動水中澆築混凝土。

混凝土在澆築過程中應通過搗實或其他方式將混凝土充分地壓實，及填滿模板的各個角落，和完全包圍鋼筋、鋼腱、管道裝置、預理件等，以形成無空隙的實體並具有所需要的表面。在使用搗實器時應防止混凝土出現離析現象，搗實應一直進行至不再有空氣排出為止。但應避免過度搗實，因為過度搗實會導致混凝土出現疏鬆的面層。

採用加氣或塑化外加劑可以改善濕混凝土在運輸與澆築時的性能。

在採用外部搗實器時，模板的設計與搗實器的佈置應能保證有效的搗實，及防止表面出現浮漿。

當永久性模板會結合在結構內時，應特別小心，因為不能將模板拆除來檢查混凝土的搗實情況。在決定所採用的搗實方法時，應考慮模板會吸收一部份能量這一因素。

10.3.6 養護

10.3.6.1 概述

養護的目的是防止新鮮混凝土中的水份損失。當配方的水灰比較低或採用快硬水泥或摻有火山灰料的混凝土時，防止水份損失就尤為重要。養護亦有助保持合適的溫度狀況，防止混凝土內產生過高的溫度梯度。

採用超硫酸鹽水泥的混凝土會因不足夠的養護而受到嚴重影響，所以需要保持混凝土表面濕潤至最少 4 天。

混凝土在搗實後應立即進行養護與保護以防止出現下列問題：

- 混凝土出現過早乾燥，尤其是在陽光照射或風吹之下；
- 受到雨水或流動水的侵蝕；
- 在澆築後幾天內迅速冷卻；
- 內部溫度梯度過高；及
- 受到振動或沖擊，使混凝土分裂及影響混凝土與鋼筋的黏合。

當構件體積很大或長度很長、或混凝土中的水泥含量較高、或對混凝土表面的要求較高、或採用特殊的或快速養護方法時，都應詳細訂明養護的方法與程序。

對於高強度混凝土應特別注意控制塑性收縮裂縫，應考慮在混凝土澆築後 2 個小時之內開始採用濕霧養護。

由於高強度混凝土的水泥用量較高，在最初幾天內會產生大量的水化熱，而導致混凝土中溫度可高達 60°C。溫度突然升高然後又迅速降低會引起嚴重的溫度裂縫問題。因此，建議對所有強度等級在 C60 以上的混凝土進行絕熱養護試驗，將最高升溫限制在 40°C。如果混凝土的絕熱溫度升高超出 40°C，就應進行導熱性分析，並在養護時採用適當的混凝土冷卻措施。

10.3.6.2 最少養護與保護時間

最少養護時間取決於所採用水泥種類、環境條件、混凝土的表面溫度等因素。一般情況下，混凝土表面的養護與保護時間不應少於表 10.4 的規定。

表 10.4 最少養護與保護時間

水泥種類	混凝土澆築後的環境條件	最少養護時間 (天)
普通硅酸鹽水泥	一般	3
	較差	4
所有其他種類水泥	一般	4
	較差	6
所有種類水泥	較好	無特殊要求
注： 1. 混凝土澆築後的環境條件的分類標準如下： 較好：潮濕並有遮擋（相對濕度大於 80%，而且有遮陽擋風措施）； 一般：介於較好與較差之間的情況； 較差：乾燥及無遮擋（相對濕度小於 50%，而且無遮陽擋風措施）		

10.3.6.3 養護方法

常用的養護方法主要有以下幾種：

- 不拆模；
- 用不透氣材料如塑料薄膜覆蓋混凝土表面。薄膜應密封並繫緊在混凝土的表面；
- 在混凝土表面噴一層高效能養護膜；
- 用濕沙、濕麻袋、濕木屑或類似的有吸收能力的材料覆蓋混凝土表面；
- 在混凝土表面連續或經常地灑水，並應避免混凝土表面出現乾濕交替的現象或在熱混凝土表面灑冷水。

10.3.7 炎熱氣候下澆築混凝土

可能需要採取特別措施以防下列問題出現：

- 由於蒸發與水化作用而造成的水份損失使濕混凝土的和易性時間縮短；
- 溫度過高導致出現嚴重的早期溫度裂縫。

應考慮採取下列措施：

- 採用延緩水化作用與增加初始和易性的外加劑。緩凝劑不能阻止由於水份流失導致的硬化；
- 採用能減少散熱率的水泥或化合物；及
- 規定新鮮混凝土的最高溫度低於 30°C。

可以通過降低水與骨料的溫度來降低混凝土的溫度。混凝土澆築時的溫度不應超過 30°C，除非有證據證明更高的溫度不會對混凝土產生不利影響。

混凝土在攪拌後應盡快進行澆築與搗實。為了防止水份損失，無模板保護的混凝土表面在搗實後應立即進行養護。在養護最初階段最好是用不透氣的、其顏色能反射陽光的薄膜來覆蓋表面。如果需要防止在混凝土表面留下痕跡，則應將薄膜與混凝土的表面隔開。除此之外，還應將薄膜邊緣密封住以防止空氣流通。

10.3.8 模板及其支架

10.3.8.1 基本要求

模板及其支架的設計與建造應可以使模板及其支架在施工期間能夠安全承受所有可能發生的荷載，而且不會發生過大的變形。

模板及其支架的設計與安裝應由有經驗的專業人員在適當的質量監督與控制體系下進行。

模板及其支架的剛度應能保證最後形成的混凝土結構的尺寸滿足規定的允許誤差。模板及其支架的設計應可以承受最不利的荷載組合，荷載應包括自重、施工荷載、風荷載、鋼筋與濕混凝土的重量，混凝土的壓力以及在澆築與搗實時產生的動荷載等。

模板的接縫處應保證濕混凝土中的水泥漿不會泄漏。

脫模應不會對混凝土產生振動、干擾或破壞。脫側模時應保持底模在原位，並且有足夠支撐，直至混凝土達到所需的強度。

如果在脫底模之前就需要對構件施加預應力，則應考慮可能產生的彈性變形、位移、重量分佈的變化等。

模板與混凝土接觸的內表面必須乾淨。應均勻地塗上一層脫模劑，在塗脫模劑時應防止污染鋼筋，並應在脫模劑失效之前澆築混凝土。應考慮脫模劑與混凝土表面可能產生的所有不利影響。

留在混凝土中的模板間隔件應不會對混凝土的外觀及耐久性產生不利影響。

10.3.8.2 模板及其支架的拆除

模板及其支架的拆除時間主要是根據下列因素確定的：

- 拆模時混凝土的強度；
- 拆模時混凝土的受力情況；
- 養護要求；
- 其後的表面處理要求；
- 模板是否有凹角，有凹角的模板應盡早拆除以防止出現溫度裂縫。

對於受彎的現澆混凝土構件，在一般情況下，當混凝土的強度達到 10N/mm^2 或其所承受的應力的 2 倍時，兩者之中的較大者，就可以拆除模板。但前提條件是拆模後不會造成不可接受的撓曲，以及能在拆模後對混凝土提供適當的養護。

在無其他資料的情況下，建議對採用普遍硅酸鹽水泥制成的混凝土，可以開始拆除模板及其支架的最少時間規定如下：

- 12 小時 — 樑、柱、牆及類似構件的側模
- 4 天 — 板的底模，但支架不拆
- 7 天 — 樑的底模，但支架不拆
- 10 天 — 板的支架
- 14 天 — 樑的支架
- 14 天 — 懸挑結構的支架

對於大跨度或轉換結構，必須規定拆除模板及其支架時的混凝土最低強度。

如果在混凝土中採用了粉煤灰，或當氣溫低於 15°C 時，上述拆模時間應適當地延長。

當採用滑模或爬模時，適合的拆模時間可能比上述時間較短。

對於採用後張法預應力結構，應確保模板支架不會干擾或影響施加預應力的操作。

10.3.9 混凝土表面

10.3.9.1 一般要求

模板的設計與建造應能保證混凝土的表面沒有漏漿、麻面或污漬。但應理解到某程度的表面修補是不可避免的，即使對於預製混凝土建築也是如此。因為要

使脫模後的混凝土表面密實、光滑、顏色均勻及沒有麻面幾乎是不現實的。一般來說，表面由於圍困的氣泡及水份而出現直徑在 10mm 以下的氣孔是屬於正常情況。但除此之外，表面不應有空洞、蜂窩或其他大面積的缺陷。

10.3.9.2 特殊要求

當由於外觀或其他原因而對混凝土的表面有特殊要求時，應將有關要求直接訂定，或參照第 10.3.9.3 節的標準而訂定，也可採用與樣板比較的方法來訂定。

10.3.9.3 表面的分類

脫模後的混凝土表面光滑及有模板痕跡，只適用於室內。下列幾種類型的表面可供設計人員及施工人員參考：

- A 類表面

可以通過採用適當設計與安裝的模具或模板來達到這類表面。模板材料可以是木板、夾板、塑料、混凝土或鋼板。表面有由於圍困的氣泡及水份而產生的小氣泡是屬於正常情況。但除此之外，表面不應有空洞、蜂窩或嚴重的麻面。

- B 類表面

可以通過採用採用高品質的混凝土與模板來達到這類表面。混凝土應充分搗實，所有表面都應是光滑與勻色的，只可以有輕微的麻面，不可有污漬或脫模劑造成的變色。

- C 類表面

這類表面是在 B 類表面的基礎上加工而成的。通過打磨 B 類表面清除所有的突出物後再清洗，然後用水泥沙漿將氣孔修補，並使修補部份的顏色與混凝土的本色相似。應細心選擇脫模劑，以確保混凝土表面不會被污染或變色。在混凝土經過適當養護後，應進行需要的打磨，使到表面更加平滑與均勻。

10.3.9.4 生產過程

混凝土表面的質量取決於所用的混凝土配料及其配合比、攪拌、運輸、搗實、養護以及模板的類型與所用的脫模劑種類。可以另外訂定為達到所需的表面類型與質量而需要進行的生產過程。

10.3.9.5 修補

祇要對混凝土的強度與耐久性不會造成不利影響，則可以允許對表面缺陷進行修補。但修補必須達到滿意的外觀、持久性與耐久性。

10.3.9.6 保護

爲了保護高品質的混凝土表面在施工期間不會被損壞，對容易損壞部份的表面應採取適當的保護措施，包括用條板保護稜角，以及防止外露的預留鋼筋的銹跡滲到混凝土的表面。

10.3.10 施工縫

應盡量減少施工縫的數量，但必須足夠讓施工可以妥善進行。應在澆築混凝土之前就決定及同意施工縫的位置。一般情況下，施工縫的方向應與構件的方向垂直。

垂直施工縫處的混凝土應在一邊固定的情況下澆築以便使新舊混凝土之間更好地結合而不會出現位移。爲了保證施工縫處的混凝土的承載力不受影響，良好的施工質量是必須的。

除非設計另有要求，否則混凝土層的頂面應是水平與平整的。如果需要設置踢腳，則踢腳的高度應不小於 70 mm，並應精心施工。在一般情況下，踢腳應與原有混凝土一起澆築。

對於傳遞拉應力或剪力的施工縫，應爲先澆築的混凝土表面進行粗糙處理，使黏合強度增加，及骨料可以互相緊扣。對於水平的施工縫，可以在混凝土澆築後約 2 至 4 小時，用適當的水力噴射，及／或用硬刷子擦乾淨，使施工縫表面變成粗糙，但處理過程不可對粗骨料造成任何影響。對於垂直的施工縫，如果在端板塗上緩凝劑，則可以在拆除端板後用類似的方法使施工縫表面變成粗糙。

如果條件允許的話，可採用鋼筋網或張拉開的鋼板作爲端板，但不可延伸至保護層範圍內。這樣可以使接縫的表面粗糙，也可以在混凝土尚未結硬之前在其表面噴水。

如果施工縫的表面在混凝土結硬之前不能進行粗糙處理，則應採用噴沙、鑿毛錘或其他機械裝置使表面附近的粗骨料暴露出來。不可採用大錘敲打以免粗骨料破碎或脫落。

在澆灌混凝土之前，應將施工縫的表面清理乾淨，除去鬆散顆粒。爲防止混凝土中的水份流失，應使施工縫的表面濕潤。施工縫附近的新澆混凝土必須有足夠的細骨粒含量及完全搗實，並且是密實的。

一般情況下，不需要在水平施工縫處採用止水帶。

10.3.11 伸縮縫

伸縮縫處的填縫膠應牢固地固定在先澆築的混凝土表面上。如果需要使用多過一條膠帶時，則應將膠帶端緊密地對接，並用膠紙貼緊，以免因漏漿而導致伸縮縫不能閉合。

應將伸縮縫兩邊的混凝土搗實至均勻及密實。當採用端板時，端板絕對不允許發生漏漿現象。可以利用開裂裝置作為提供收縮縫的另一種方法。

柔性止水帶應予以固定以避免其發生移位，以便可以充分搗實止水帶周圍的混凝土。止水帶的設計應充分考慮到裝置整個止水帶可能對澆灌混凝土造成困難的問題。

水平止水帶周圍的混凝土容易出現局部蜂窩麻面，應設法避免。

10.4 鋼筋

10.4.1 概述

鋼筋應符合 Hong Kong Construction Standard CS2（只有英文版）及其他有關認可標準。在同一結構構件中可以採用不同種類的鋼筋。

10.4.2 鋼筋的截斷與屈曲

鋼筋應沒有機械損傷（例如凹槽或刻痕等），鋼筋在埋入混凝土之前不應受到振動荷載。

鋼筋的截斷與屈曲應按照有關認可標準的要求進行。

應以適當的機械方法將鋼筋屈曲，例如採用心軸機以保證彎曲的曲率基本上一致。

應取得工程師的同意才可以為已屈曲過的鋼筋進行重新屈曲，並要檢查每根鋼筋在重新屈曲後是否有斷裂的跡象。

由混凝土中伸出的 250 級別鋼筋可以進行再屈曲，但其屈曲半徑不應小於認可標準的有關規定。在未有工程師的同意下，不可為 460 級別鋼筋進行屈曲、再屈曲或校直處理。

10.4.3 鋼筋的固定

鋼筋組合應有足夠的牢固，使鋼筋在澆搗混凝土時可以保持在所規定的位置。除非有更嚴格的要求，扎鐵的允許偏差應符合下列規定：

- 實際的混凝土保護層厚度應不小於標稱保護層厚度減 5mm。

對於主要位於構件一邊的鋼筋，例如板中的直鋼筋，實際的混凝土保護層厚度應不大於標稱保護層厚度加上下列允許誤差：

- 對於直徑 12mm 或以下的鋼筋為 5mm；
- 對於直徑大於 12mm 但不大於 25mm 的鋼筋為 10mm；
- 對於直徑大於 25mm 的鋼筋為 15mm。

應為包括箍筋的所有鋼筋訂明標稱保護層厚度。應以批准的分隔圈、支承座等來保持訂明的保護層厚度，分隔圈或支承座的放置應符合認可標準的規定。

分隔圈或支承座應符合認可標準的規定。

應採用鋼絲綁扎、綁扎裝置或焊接（見第 10.4.6 節）等非結構方式為鋼筋固定位置。綁扎鋼絲的尾端不可伸入保護層的範圍內。

應在澆築混凝土之前及澆築過程中都對鋼筋的位置進行檢查，確保標稱保護層厚度維持在允許範圍內。這點對於懸臂式構件尤其重要。當有需要時，應採用保護層厚度測量儀檢查在已硬化混凝土內鋼筋的保護層厚度。

10.4.4 鋼筋的表面狀況

在澆築混凝土之前，應對鋼筋的表面狀況進行檢查，確保鋼筋表面清潔及沒有雜質（例如油污、油脂、泥漿、鬆散鐵銹或鐵屑等），因為這些雜質會影響鋼筋與混凝土之間的黏合。一般情況下，在埋入混凝土之前對鋼筋進行的常規處理已經足以清除鋼筋表面的鬆散鐵銹或鐵屑。

10.4.5 搭接與接駁

搭接與接駁應按照有關的設計規格要求進行，搭接與接駁的位置應按施工圖則所示或由工程師認可。

10.4.6 焊接

10.4.6.1 概述

鋼筋的焊接一般應在工廠或車間的控制條件下進行。應盡量避免在地盤進行焊接。

只有其性能符合焊接要求的鋼筋才能進行焊接。

焊接工作必須由合格的人員執行及檢查。應證明焊工具有需要的能力，此證明應在焊接工作開始之前執行，及在焊接工作進行期間定期執行。

所有焊接工作都應符合有關認可標準以及鋼筋生產廠商的建議。

一般情況下，不應在鋼筋彎曲處及其附近進行焊接。

10.4.6.2 焊接的用途

焊接的用途主要有：

- 將鋼筋進行固定，例如將鋼筋之間或鋼筋與其他鋼構件的相交點進行焊接。金屬弧焊或電阻焊可用於適當的鋼材上；或
- 當鋼筋之間或鋼筋與其他鋼構件之間需傳遞荷載時，可採用結構焊接。

對於對接接頭可以採用閃光對接焊或金屬弧焊。對於搭接接駁可以採用金屬弧焊或電阻焊。

10.4.6.3 焊接種類

所允許採用的焊接方法包括：

- 金屬弧焊；
- 閃光對接焊；
- 電阻焊；
- 其他焊接方法。

必須取得業主及鋼筋生產廠商的批准方可採用其他焊接方法。

10.4.6.4 焊接點的位置

平行的受拉主鋼筋之間的焊接點位置應在縱向錯開，除非有其他方案已獲得工程師的批准。當焊接點之間的距離不小於鋼筋的錨固長度時就可以認為它們是錯開的。

10.4.6.5 結構焊接點的強度

應按在試件上進行試驗的結果來評估結構焊接點的強度。

10.4.6.6 搭接焊接點

搭接焊接中的單條連續焊縫長度應不大於鋼筋直徑的 5 倍。如果焊縫超過這個長度，則應將焊縫進行分段，每段焊縫之間的距離應不小於鋼筋直徑的 5 倍。

10.5 預應力鋼筋

10.5.1 概述

預應力鋼筋應符合有關的認可標準。

預應力鋼筋（包括鋼絲、鋼條或鋼索）、錨具、連接器、套筒等須採用設計所規定的種類，並須有相應的識別標誌。

10.5.2 運輸與儲存

在運輸、儲存與搬運時，應為預應力鋼筋、錨具、連接器、套筒提供保護，以免其受到有害的影響。

用於保護預應力鋼筋的包裝材料應是化學中性的，有螺紋的鋼筋端頭尤其應小心保護。

爲了保護預應力鋼筋，應避免發生下列情況：

- 在處理過程中，預應力鋼筋受到機械損傷、硬化或加熱；
- 在儲存時保護不夠，預應力鋼筋受到雨水襲擊或直接與地面接觸；
- 在預應力鋼筋附近進行切割、焊接而未對預應力鋼筋採取防飛濺火花的特別保護措施；
- 在預應力鋼筋生產完成後，再進行焊接、現場加熱處理，或例如鍍鋅的表面鍍金屬等處理。但第 10.5.3.3 節規定的切割除外；
- 有可能影響預應力鋼筋的黏合性能或耐久性能的污染。

當預應力鋼筋在地盤儲存了一段長時間後，則應通過試驗來保證預應力鋼筋沒有因爲生銹、截面積減小或其他機械性能的變化而嚴重影響其品質。

10.5.3 裝配

10.5.3.1 表面狀況

在裝入結構構件時，所有預應力鋼筋、套筒、孔道都不應沾有有害物質，例如鐵銹、油脂、油漆、肥皂或其他潤滑的物質。在某些情況下，如果得到有關各方的同意，則可以採用塗刷油脂的處理方法。生銹的表面不一定是有害的，在有些情況下可以增加黏合力，但同時也會增加磨擦損失。

可以用鋼絲刷來清潔預應力鋼筋的表面。只有在得到批准的情況下才可以採用化學溶劑來清潔預應力鋼筋的表面。

10.5.3.2 平直度

(a) 鋼絲

低鬆弛或中度鬆弛的鋼絲應以線圈的方式進行運輸。線圈應有足夠大的直徑，以保證鋼絲在取出時是平直的。

(b) 鋼線

預應力鋼線應以線圈的方式進行運輸。線圈應有足夠大的直徑，以保證鋼線在取出時有相當的平直度。

(c) 鋼條

預應力鋼條應是直的。現場對鋼條的正直度進行任何微小的調整都應用人手方式，並在工程師的監督下進行。調整處理必須是冷處理。如果鋼條在螺紋範圍內被屈曲，則應拒絕接收。

10.5.3.3 切割

預應力鋼筋的長度切割或端部修整應採用下列方法進行：

- 高速研磨切割輪、摩擦鋸或其他經工程師批准的機械方法；
- 氧 - 乙炔切割火苗，切割時應採用超量氧氣來保證進行的是切割作用，而非融化作用。注意，火苗切割只適用於鋼筋原材料，而不能用於已施加預應力的鋼筋。

無論是火苗或是飛濺的火花都不得與錨具或其他預應力鋼筋接觸。

後張法中的預應力鋼筋不應在距離錨具小於一個直徑的範圍內進行切割。靠近錨具的預應力鋼筋溫度不能超過 200°C。

10.5.4 放置

預應力鋼筋，連接器、錨具與套筒應準確地放置及保持在圖則顯示的位置上。除非合約文件或圖則另有規定外，預應力鋼筋、套筒或管道成形設備在位置上的允許偏差應取 5mm。

應將預應力鋼筋、套筒或管道成形設備的位置牢固地固定，以防受震動、混凝土的壓力、操作工人或施工機械的影響而發生移位。預應力鋼筋的放置應避免在張拉時會不必要地增加摩擦力。

套筒或可抽出的芯管應有足夠的強度，以保證其截面形狀及曲線形狀不會在張拉時改變，並在操作時應小心避免遭受損毀。接點應盡量減少，並應密封以防在灌漿完成之前有雜質進入。管道的端部在張拉和灌漿之後應予以封閉及加以保護。除非事先得到工程師的同意，否則不可用脫模油塗抹可抽出的芯管。應在混凝土達到足夠的強度後才可以將芯管抽出，以免對混凝土造成損壞。相鄰套筒的接點應錯開至少 300mm。管道可能會在澆灌混凝土時遭受損毀。如果預應力鋼筋是在澆灌混凝土後才插入的，則在澆灌混凝土時應以芯棒在管道內運行，以保證管道暢通，可讓鋼筋穿過。

10.5.5 張拉

10.5.5.1 概述

預應力鋼筋可按不同的施工方法分為先張法或後張法。先張法與後張法有不同的施工程序及設備，以致不同的張拉方法、錨固形式，以及在後張法中對預應力鋼筋的保護方法。

每次張拉操作中的所有預應力鋼絲或鋼筋束都應盡量可能地取自同一批次。每根鋼索都應帶有以其編號及所使用鋼絲的卷號為記號的標誌。應防止鋼索扭結或屈曲。每根鋼絲或鋼筋束的兩端應有標誌。如果鋼筋束中有已經散開的鋼絲，則不可使用。

10.5.5.2 安全措施

張拉後的鋼筋儲存巨大的能量，如果發生任何破壞都會導致這些能量突然釋放。因此在張拉過程中或在張拉結束後應採取有效的安全措施防止人員或機械受到傷害或損壞。

10.5.5.3 張拉設備

預應力鋼筋通常是通過液壓千斤頂進行張拉的。張拉設備應符合下列條件：

- (a) 預應力鋼筋束應安全可靠地固定在千斤頂或張拉設備上。
- (b) 當鋼絲或鋼線是同時張拉時，鋼絲或鋼線在作為測量加荷力度與張拉長度基準的錨固端之間的長度應基本相同。
- (c) 張拉設備應能逐漸地施加一個受控制的總預應力，而不會在預應力鋼筋束、錨具或混凝土中產生危險的次應力。
- (d) 預應力可以採用有直接讀數的加荷儀直接測得，也可通過採用量測千斤頂中的壓力來間接測得。鋼筋的伸長值以及鋼筋夾具中的任何位移都應是可量度的。荷載測量儀的精確度應在 2% 之內。預應力鋼筋伸長值的測量誤差應在 2% 或 2mm 之內，兩者之間取較小值。
- (e) 張拉設備應每 6 個月校準一次。

10.5.5.4 先張法

(a) 概述

在預應力張拉與傳遞期間應採取有效措施來完全保持張拉力。應力傳遞應是緩慢發生的，以盡量降低在傳遞長度範圍內由於震動產生的不利影響。

(b) 直線型鋼筋

在長線法中，在澆築台的全長範圍內都應佈置一些定位板以保證澆築混凝土時鋼絲或鋼筋束不會發生移位。當在一條線上同時生產幾個構件時，為了保證預應力可以傳遞到每個構件的混凝土中，這些構件應允許在其長度方向滑動。

採用單獨的模具體系時，模具應能抵抗預應力而不會變形。

(c) 曲線型鋼筋

為了盡量減少摩擦損失，預應力鋼筋的定位裝置應盡可能地保證其與鋼筋接觸部份可以沿鋼筋的方向自由移動。如果所用的系統會產生摩擦力時，應通過實驗來確定其大小值並在設計中予以考慮。

對於單根預應力鋼筋，與鋼筋接觸的變向器的最小半徑應是鋼筋直徑的 5 倍（當鋼筋屬於鋼絲）或 10 倍（當鋼筋屬於鋼線），而且總的撓曲角度不應大於 15° 。

將預應力傳遞到混凝土時，應同時放鬆拉下力及拉上力，使混凝土中的拉應力與壓應力可以保持在允許範圍之內。

10.5.5.5 後張法

(a) 預應力鋼筋的佈置

當鋼索的鋼絲或鋼線是依次張拉時，則其間隔件必須有足夠的剛度以防連續張拉過程中出現變位情況。

預應力鋼筋不可繞過急彎或可能在張拉鋼筋時造成破壞的轉角。

(b) 錨具

所有錨具都應符合認可標準。錨具系統包括錨具本身以及設計成與錨具共同作用的預應力與非預應力鋼筋。錨固系統應能保證構件端部的混凝土中的預應力能均勻地分佈，無論在持續或波動的荷載下或是在震動的影響下都能保證預應力不損失。

錐形或鐵頭形錨具的形狀應能保證在張拉過程中施加的荷載作用下鏢塊在產生足以握緊預應力鋼筋的側向力之前不會達到其可移動範圍的極限，也不會在預應力鋼筋中產生過度的力量。

當採用有專利權的錨具時，錨固程序應嚴格按照錨具製造商的指引進行。

在張拉開始前，所有錨具支承面都必須清理乾淨。

對於預應力鋼筋在錨固時發生的回縮現象，應按照工程師的指示予以考慮。每個錨具上發生的實際滑動量都應予以記錄。

在預應力鋼筋錨固之後，爲了避免對預應力鋼筋或錨具的震動影響，應逐漸地減小張拉設備所施加的力。

錨具應予以防銹保護處理。

(c) 曲線型鋼筋束

當與鋼筋束直接接觸的變向器的半徑小於鋼筋束直徑的 50 倍或撓曲角大於 15° 時，預應力鋼筋的強度損失應通過實驗確定並在設計中加以考慮。

(d) 張拉程序

可能的話，應在張拉開始之前確定預應力鋼筋可以在管道中自由移動，固定端除外。張拉過程應在合格的專業人士的監督下進行，以保證鋼筋中的張拉應力能以逐漸及穩定的速率增加。

應向負責張拉監督的監工提供所需的鋼筋張拉荷載以及伸長度值。在張拉時，應考慮千斤頂及錨具中的摩擦損失。如果利用荷載測量儀，則可免除考慮千斤頂的摩擦損失。

應在鋼筋束已經拉緊以消除任何鬆弛的部分後，才開始伸長值的測量。張拉工作應連續進行直至達到所需的鋼筋伸長值或荷載已達到預定值時才能停止。無千斤頂一端的鋼筋發生的回縮量也應考慮在所需的伸長值中。可以通過比較所測得的鋼筋拉力與根據鋼筋伸長值所計算得的拉力值，而確定設計階段假定的摩擦損失值是否精確。如果兩者之間的誤差大於 6%，則應在工程師的同意下採取糾正措施。所有張拉工作都應進行記錄，包括伸長值的測量值，壓力表讀數、荷載測量儀的讀數以及各個錨具處的鋼筋回縮值等。

對於曲線型預應力鋼筋，當鋼筋是由幾部份組成的或是鋼筋需分階段加荷時，應明確規定每個部份的加荷順序以及加荷值。

預應力鋼筋、錨具以及管道都應在施加預應力與採取永久性的防銹措施之間採取臨時的防銹保護措施。管道的孔口應用塞子封閉。

10.5.6 預應力鋼筋的保護與黏合

10.5.6.1 概述

對預應力鋼筋必須採取保護措施防止機械損傷或銹蝕。防火措施也可能是需要的。

設計可能需要在已張拉的預應力鋼筋與被施加預應力的結構之間有黏合。

10.5.6.2 內部預應力鋼筋的保護與黏合

可以採用符合第 10.5.7 節所規定的水泥漿或沙漿來保護內部預應力鋼筋，及提供與構件的黏合。當黏合作用與防火性能都不重要時，也可以採用以瀝青、環氧樹脂、橡膠等為基料的其他材料來保護內部預應力鋼筋。

10.5.6.3 外部預應力鋼筋的保護與黏合

外部預應力鋼筋是措那些在採取保護措施之前不是埋置在結構內，但已經發揮作用的預應力鋼筋。

一般情況下，可以採用有足夠厚度的混凝土或沙漿將外部預應力鋼筋包裹，作為對防止機械損傷與銹蝕的保護。也可採用其他合適的材料作為保護。

在採取保護措施時，應充份考慮結構與所採用的保護材料之間可能出現的差異移動。如果所用的材料是高密度混凝土或沙漿，而且有可能出現不利的開裂，則應採用不會因差異移動而受到影響的防銹保護主層。

當外部預應力鋼筋需與結構結合在一起時，所採用的混凝土包裹部分應配置適量鋼筋，與結構連接。

10.5.7 灌漿

10.5.7.1 概述

對後張法預應力混凝土構件的管道進行灌漿的目的主要有以下兩個：

- 防止鋼筋銹蝕；
- 保證預應力鋼筋中的應力能有效地傳遞到構件的混凝土。

爲了達到第一個目的，要求所用的灌漿應是鹼性的，應能完全包圍預應力鋼筋，並且不能含有任何有助銹蝕的物質。

第二個目的要求用灌漿完全填滿管道中的所有孔隙。所用的灌漿在乾硬後要有所需的強度、彈性模量以及收縮性能，並要保證預應力鋼筋與管道周邊有效地黏合。在凍結時，灌漿的膨脹度不應對構件的混凝土造成破壞。

符合認可標準的規定就可以達到這兩個目的，但由有經驗的人員進行所有工作及高標準的施工質量仍然是必要的。應保存灌漿及其作業過程的記錄。

10.5.7.2 管道設計

管道通常是由螺旋金屬波紋管形成的。金屬管在埋入混凝土之前應進行鍍鋅處理以防銹蝕。小段的管道可以用擴大或壓扁的膠管來形成。

應避免管道直徑或走向的突然改變。應在曲線型孔道的波頂處、不可避免的截面主要改變處、以及其他有需要處設置排氣孔。如果最高點與最低點之間在高度的差別大於 0.5m 時，則應在最高點處設置排氣孔。應採用錨固排氣孔，而且所有排氣孔都應是可封閉的。

應防止水進入有襯墊的管道。然而，對於無襯墊的管道有可能需要將其濕潤。在這種情況下，有必要在最低點設置排水孔。在灌漿點使用的排氣孔應是有螺紋的，這樣就可以與灌漿泵的接頭用螺口連接。對於較長的水平管道，最好可以從任何一端進行灌漿。

排氣孔與灌漿接頭應與管道牢固地固定，並應能抵抗澆築混凝土之前的干擾，以及在試驗與灌漿時的壓力。垂直管道的襯墊應有足夠堅固度與厚度，以防在澆築混凝土時產生的壓力下發生變形。最好可以用一根提升管將垂直管道延長，並用集水箱收集灌漿時泌出的水。

如果在插入鋼筋後與管道進行灌漿之間的延誤可能會導致鋼筋銹蝕，則可以考慮在鋼筋上塗上可溶性防銹油，或採用水氣抑制器使管道內空氣乾燥。應按照製造商的建議使用這些材料，並應證實這些材料不會對灌漿的性能或灌漿與鋼筋的黏合產生任何不利影響，才可使用。

10.5.7.3 施工

在澆築混凝土之前，應檢查預留管道內的襯墊，以保證其連續性、準線正確、定位牢固，並為任何凹陷、斷裂、孔洞或其他缺陷予以整改，應特別留意管道與錨具的接口，及與相鄰預製構件之間的接口。可以通過加壓管道內的空氣來檢查任何泄漏點，但應採用減壓閥來防止空氣壓力超過允許的限值。

排氣孔也應進行檢查以防堵塞。如果預應力鋼筋可以在孔道內自由移動則表示灌漿也可以順利通過。

有襯墊的管道在灌漿之前應保持乾燥，以防預應力鋼筋銹蝕或灌漿中的水份過多。如果管道在未灌漿之前擱置的時間太長，則可能需要間歇性用無油的乾燥氣流吹入管道內，以防水份凝結。無襯墊的管道在灌漿之前可能需要予以濕潤，以防止灌漿的水份被周圍的混凝土吸收。濕潤時最好通過壓縮空氣用乾淨的水沖刷管道。

垂直管道在灌漿之前應予以密封，以防雨水或雜物進入管道內。

10.5.7.4 灌漿的性能

a) 概述

灌漿應在塑性時具有高度的流動性能及黏性，在結硬過程中只有很小的收縮，及在結硬後具有足夠的強度。這些性能取決於合適的材料選擇及攪拌的程序。

b) 流動性

灌漿的流動性可以按認可標準所規定的方法來進行測試。認可標準中規定了兩種不同的測試方法，即水浸法與錐筒法，其中錐筒法較為簡單。

認可標準中規定了用這些方法測試所要求達到的值。

c) 黏聚力

黏聚力是量度對分離、泌漿以及沉淀的抵抗能力。雖然可以通過減小水灰比來增加黏聚力，然而最好還是採用外加劑來改變灌漿的黏度，或採用高剪攪拌法來生產灌漿。但是採用高剪攪拌法可能會使結硬速度加快，而有些外加劑則會使灌漿結硬時強度增加的速率減慢。

有關泌漿性能的測試可參見認可標準的有關規定。

d) 抗壓強度

按照第 10.3.4 節的規定製造、養護及測試的 100mm 立方體漿體試塊的 28 天抗壓強度應不小於 27N/mm^2 。

10.5.7.5 灌漿的成份

a) 概述

灌漿的成份包括普通的硅酸鹽水泥、水、沙、填充料，有時亦會包括外加劑。

b) 水泥

在使用時，水泥應符合認可標準的規定。

c) 水

飲用水一般適合用於拌製灌漿。測試所用的水是否合適，可參照認可標準的規定。

d) 沙與填充料

一般只有在直徑大於 150mm 的管道內使用的灌漿才會包括沙和填充料。所用的沙應符合認可標準中的顆粒級配要求，並應通過 1.18mm 的篩。煤灰可以作為填充料使用，但必須有足夠資料證明其適用性。

e) 外加劑

外加劑的使用應按照其生產商的要求。所用的外加劑不能含有可能會引起預應力鋼筋受腐蝕或灌漿受損害的化學物質，例如氯化物、硝酸鹽或硫化物等。如果需要在灌漿中使用多過一種外加劑，則應諮詢有關專家的意見。

增加灌漿塑性的試劑、改變黏性的試劑及加氣的外加劑都可以使用。加氣外加劑不能排除灌漿中的氣泡，只能使其體積減少。含有膨脹劑的灌漿的無約束膨脹量在 20°C 的溫度下應不大於 5%。膨脹量是隨溫度的上升而增加，隨壓力的增大而減少的。

緩凝劑可在長管道的灌漿中使用。

f) 氯含量

所有原料，包括水泥、水、填充料和外加劑中的總的氯含量不應超過水泥重量的 0.1%。

10.5.7.6 灌漿的配製和拌製

所有原料都應按照其重量分配，但水例外，水可以按其重量或體積分配。水灰比不應大於 0.44，最佳水灰比約為 0.40。如果採用適當的外加劑，水灰比 0.35 就可能已經足夠。

沙或填充料的用量不應超過水泥重量的 30%。

每次拌製的份量應能保證足夠完全灌滿整條管道，包括溢出的損耗。

應在可以生產均勻膠質灌漿的機器內攪拌灌漿，並在拌製完成後仍需不停地緩慢攪動直至準備泵入管道。拌製灌漿時應先將水投入攪拌機，然後再加入水泥。當水與水泥完全攪拌均勻後再加入沙或填充料。

最少攪拌時間取決於所選用的攪拌機，並應遵照製造商的建議。一般來說，最少攪拌時間應在 0.5 分鐘至 2 分鐘之間。一般連續攪拌的時間不應超過 4 分鐘。當採用外加劑時，應按照其生產商的建議使用。

10.5.7.7 灌漿的程序

參照認可標準。

第十一章 質量保證與質量控制

11.1 適用範圍

本章規定了對混凝土結構的設計及建築所須採取的最低程度的控制措施。其中包括必要的行動與決策，以及證明符合規格、標準、及一般先進技術所採取的檢查，以保證所有訂定的要求都能達到。

11.2 質量保證

爲了保證第 11.3 節所規定的控制措施能得以實施，必須建立相應的質量保證系統。

11.3 控制措施的分類

11.3.1 概述

就第 2.1 節對質量控制的要求，可以根據所執行控制措施的組織分成下列三個基本控制系統，而每個基本控制系統都有其相應的目標：

- 內部控制系統；
- 外部控制系統；
- 合格控制系統。

11.3.2 內部控制系統

內部控制系統是由設計人員、承建商或供應商執行，每一方都應根據其在建造過程中所規定的指定任務來執行其控制措施。內部控制系統的運作可以是：

- 根據「內部」主動提出的方法；或
- 根據雇主或獨立機構制定的「外部」原則。

11.3.3 外部控制系統

外部控制系統是由雇主或有關管理部門所指定的獨立機構代表雇主執行。外部控制系統可以包括：

- 核實內部控制措施（當內部控制措施是根據外部規格制定的）是否有效的措施；或
- 與內部控制系統獨立的附加檢查程序。

11.3.4 合格控制系統

合格控制系統是爲了驗證某個特定的服務或產品功能是否符合之前所制定的規格。

合格控制系統一般是外部控制系統的一部份。

11.4 驗證系統

控制措施的頻率或密度是取決於在建造過程中的各個階段可能會發生的錯誤或誤差所導致的後果的嚴重程度。爲了加強控制的效果，驗證系統會由不同的控制措施組合而成。

11.5 設計與施工過程中各個階段的控制

根據控制的目的與時間，可以將控制分成以下幾個階段：

- 設計階段的控制；
- 生產與施工階段的控制；
- 完成結構的控制。

11.6 設計階段的控制

設計階段的控制應符合法定的與行政的要求。

11.7 生產與施工階段的控制

11.7.1 目標

生產與施工階段的控制包括所有爲保證材料質量與施工質量符合指定的要求而需要採取的措施。其中包括檢查與測試，以及對測試結果的分析評估。

所有在工程中使用的混凝土應由獲得混凝土生產和供應質量規範 (QSPSC) 認證或類似等級認證的混凝土供應商供應，但位於偏遠地區的工程或混凝土用量小於 50 m³ 的情況則屬例外。即使是這些例外的項目，結構性的混凝土仍然應由有實施獲得批准的質量控制系統的混凝土供應商供應。

11.7.2 生產與施工的項目

對於需要控制的物料，摘要列於表 11.1。

表 11.1 生產與施工控制的項目

項目	材料與生產的控制	施工與施工質量的控制
混凝土	原材料、配合比、生產、新澆混凝土、硬化混凝土等。	運輸、澆灌、壓實、養護、表面飾面等。
模板與臨時支撐	材料。	牢固性、安裝、拆除、起拱、撓度、地面支撐、緊實、內表面等。
鋼筋	規定的材料性能、表面狀況等。	搬運與儲存、切割、裝配、固定、疊接與接合、焊接、放置、鋼筋保護層等。
預應力及其設備	規定的材料性能、表面狀況、預應力設備、預應力鋼筋的平直度、灌漿等。	搬運與儲存、切割、放置、預應力設備、張拉、灌漿等。

11.7.3 生產與施工的元素

生產與施工中的控制元素包括：

- 初始測試與檢查程序；
- 施工過程中的測試與檢查程序；
- 最終的測試與校核。

相應不同的生產過程會有不同的合適驗證系統：

- 對於連續的生產過程，驗證系統的目標是保證產品有長期穩定的質量；
- 對於單一的產品，驗證系統的目標主要是符合其基本的項目要求。

對於單一的產品，應將驗證系統集中在預防措施上，尤其是初始測試與施工過程中的校核。

11.7.4 初始測試

當有需要時，初始測試應在施工開始之前進行，以確保所規定的材料、設備以及施工方法可以完滿地建造出設計所訂定的結構。

應透過參考以往的經驗或預先進行的測試，證明建築材料及混凝土、沙漿的原料等具有規定的質量及足夠的相容性。祇可以使用經批准的材料。

關於混凝土的測試可參見第 10.3 節。

11.7.5 施工過程中的校核

11.7.5.1 一般要求

在施工過程中，所有的材料性能與尺寸及其適應性、結構的組件及所用的施工設備都應在一個永久性的驗證系統中進行驗證。

當材料或組件運送到工地時，應檢查其是否符合原訂單的要求。

重要的發現應以書面報告的形式存檔（例如工地簡報）並應通知有關各方。

可以因應對可靠性的要求而與有關各方協意採取一些附加的特別控制措施。

混凝土的生產與控制，應符合 QSPSC 的有關規定。

對於其他的所有建築結構材料，應參考其他相應的技術文件（如 CEN 標準）。

工地簡報至少應包括以下內容：

- 每項工序所需的時間（如澆灌混凝土、拆模等）；
- 建築材料與組件的送貨安排；
- 測試與測量結果；
- 對鋼筋與預應力鋼筋束位置的檢查與測量結果；
- 異常情況的記錄。

11.7.5.2 工地送貨的合格控制

對於預拌混凝土的送貨單的要求，應符合 QSPSC 的有關規定。

鋼材的送貨單至少應包括下列各個項目的資料：

- 是以根支、卷軸或型鋼付運；
- 是鋼筋還是焊接鋼筋網；
- 是否已經剪切與彎曲；
- 是否已預先組合。

對於所有鋼筋都應確定其原產地以及其身分；方法是根據：

- 所送運鋼材的證明文件；
- 標籤；及
- 印記。

對於預應力鋼筋與預應力設備，可參見第 10.5 節。

11.7.5.3 施工之前與施加預應力之前的控制

有關澆灌混凝土之前的控制，參見第 10.3 節。

有關施加預應力之前的控制，參見第 10.5 節。

11.7.6 合格控制

合格控制是指爲了確定事先規定的所有要求、標準與條件都能完全滿足而採取的一系列行動與決策的組合，並要完成所有文件記錄。

對於混凝土的合格控制，認可標準的有關規定適用，並應符合第 10.3.4 節關於抗壓強度的合格標準。

對於鋼筋的合格控制，第 3.2.1 節所述的規範適用。

對於其他材料的合格控制，應根據有關國際標準，或在沒有有關國際標準時根據國家標準或批准文件。

11.7.7 竣工結構的控制與維修

應提供對竣工結構進行控制與維修所需的通道。

第十二章 預應力混凝土

12.1 設計依據

12.1.1 概述

本章遵循第 2 章中規定的極限狀態設計原理。因為不能假定某一種極限狀態必然成爲臨界狀態，所以本章包含了承載力極限狀態與正常使用極限狀態的設計方法。

本章所提供的分析與設計方法在一般情況下是可以保證預應力混凝土結構能滿足第 2 章的有關設計要求。

如果能夠證明其適用於所設計的結構或構件，其他設計方法也是可以採用的。

12.1.2 替代方法

本章中所作的設計假定可能會對某些情況並不合適。在這種情況下，則應採用可以顧及結構的特殊性能的更合適的設計方法。

12.1.3 正常使用極限狀態的分類

在評估預應力混凝土結構或構件可能出現的性能時，結構或構件的分類是以在使用荷載作用下允許的撓曲拉應力的大小來決定。具體分類如下：

- 第 1 類：沒有撓曲拉應力；
- 第 2 類：有撓曲拉應力但沒有可見裂縫；
- 第 3 類：有撓曲拉應力但表面裂縫寬度小於 0.1mm（適用於暴露在環境條件 3 或 4 的構件（詳情見表 4.17））或裂縫寬度小於 0.2mm（適用於其他構件）。

12.1.4 臨界極限狀態

在一般情況下，第 1 類與第 2 類構件的設計是由正常使用荷載條件下混凝土抗拉強度所控制的，但仍應驗算受彎、受剪、受扭條件下的極限承載力設計強度。第 3 類構件的設計通常是由承載力極限狀態或由撓度控制的。

12.1.5 耐久性與耐火性

耐久性與耐火性是取決於鋼筋與預應力鋼筋的混凝土保護層的厚度、所用材料的品質以及施工質量。在第 4 章與第 10 章中已經規定了相應的要求。耐火性能測試結果或其他證明也可用來確保一個構件的耐火性。

12.1.6 穩定性、牢固性及其他考慮因素

對於震動的影響及其有關考慮因素包括穩定性可參見第 2 章。

12.1.7 荷載

12.1.7.1 荷載值

第 2.3.2 節中規定了極限荷載設計值。正常使用極限狀態設計所用的設計荷載應是荷載的標準值。

12.1.7.2 設計荷載組合

一般來說，在確定荷載的某個效應時，荷載的佈置應能產生最不利的效應。在決定荷載佈置時應考慮施工順序及施工順序與預應力張拉時產生的次效應，尤其是在正常使用極限狀態的情況。

12.1.8 材料強度

12.1.8.1 混凝土的標準強度

可以從表 3.1 建議採用的混凝土強度等級中選擇適當的混凝土強度等級。對於先張法與後張法施工的預應力混凝土其最低混凝土強度等級分別不能少於 C35 與 C40。對於這兩種情況，在傳遞預應力時的混凝土強度都不應小於 $25/\text{mm}^2$ 。

12.1.8.2 鋼筋的標準強度

第 3.2 節規定了預應力鋼筋的標準強度，第 3.3 節中規定了非預應力鋼筋的標準強度。

12.2 結構與結構框架

12.2.1 結構分析

一個完整的結構或完整的結構框架可以按照第 2.5 節與第 2.7 節建議的方法進行分析。在適當的條件下，第 12.3 節中所建議的分析方法也可用於個別構件的分析。

12.2.2 相對剛度

相對剛度一般是根據混凝土截面確定的，詳見第 5.12 節的有關規定。

12.2.3 彎矩重分配

12.2.3.1 概述

如果能夠滿足下列條件，則可以對用彈性分析法得到的彎矩值進行重分配，但彎矩重分配僅適用於承載力極限狀態設計。

- a) 在任何設計極限荷載組合下都能保持內力與外力的平衡。
- b) 在根據各種設計極限荷載組合下得到的最大彈性彎矩圖中每個正負彎矩區間內對最大設計彎矩的重分配比例不能超過 20%（但對超過 4 層的某些結構應參見第 12.2.3.2 節的有關規定）。
- c) 當上述 b) 條款中所述截面的設計彎矩減小後，應複核其中性軸的高度 x ，以確保其值不大於根據公式 (6.4)、(6.5) 與 (6.6) 計算所得的值（詳見第 6.1.2.4 (c) 節）。

注：在一般情況下，除非預應力是很低，否則條件 c) 會限制或阻止對第 1 類與第 2 類構件進行彎矩重分配。除非柱的設計極限軸向荷載與預應力都是很小的，否則在一般情況下不能進行涉及減少柱的彎矩值的彎矩重分配。

12.2.3.2 以結構框架作為側向穩定支撐及超過 4 層的結構的限制

在這種情況下，第 12.2.3.1 節的有關規定同樣適用，但 b) 條款中的限值應為 10%。

12.3 樑

12.3.1 概述

預應力混凝土樑的幾何特性的定義與限制條件可參照第 6.1.2.1 節中關於普通鋼筋混凝土樑的規定，但要採用樑的截面總高度，而非樑的截面有效高度。

12.3.2 細長樑

樑不應在不必要的情況下過於細長（詳見第 6.1.2.1 節）。應特別注意細長樑在施工過程中以及在設置後受荷載作用下都可能會出現失穩。樑可能會在通過吊點的縱軸方向傾斜而導致破壞。由於樑的幾何尺寸誤差或吊點位置偏差而引起的初始傾斜可以導致樑產生側向彎矩，當該彎矩值過大時就會出現側向失穩。這個問題複雜，經驗是解決問題的最佳指引。可能需要考慮下列因素：

- 樑的幾何尺寸，即截面形狀、跨寬高比等；
- 吊點的位置；
- 起吊方式，即吊索是直的或是斜的、樑與吊索之間的連接方式等；
- 施工的允許誤差，例如所允許的最大側向起拱量。

可能須要驗算側向彎矩、恆載與預應力的結合效應引起的設計應力；如果可能會導致開裂，則需調整吊裝方案或為樑提供足夠的側向支撐。

12.3.3 連續樑

可以按下列荷載佈置進行連續樑的彈性分析。所用的荷載應是相應於所考慮的極限狀態的荷載（詳見第 2.3.2 節與第 2.3.3 節）。荷載佈置如下：

- 任何兩個相鄰跨度受最大設計荷載作用，其餘各跨度受最小設計荷載作用；
- 隔跨度受最大設計荷載作用，其餘跨度受最小設計荷載作用；
- 所有跨度受最大設計荷載作用。

採用這種方法得到的彎矩，只限於承載力極限狀態下的，才可以考慮彎矩重分配，但不能超出第 12.2.3 節規定的限值。

12.3.4 樑的正常使用的極限狀態

12.3.4.1 截面分析

樑的截面分析應根據下列假定進行：

- 平面截面保持平面；
- 混凝土的應力在第 12.3.4.2 節、第 12.3.4.3 節與第 12.3.5 節規定的範圍內是呈彈性狀況；
- 鋼筋的彈性模量在圖 3.9 與圖 3.10 中顯示，混凝土的彈性模量可參見表 3.2；及
- 在一般情況下，由於荷載佈置（詳見第 12.1.7.2 節與第 12.3.3 節）所產生的設計應力，只是在預應力傳遞剛完成後及在所有預應力損失已發生後才須要計算。在這兩種情況下，恆載與外加荷載對預應力鋼筋的應變與內力的影響可以忽略不計。

12.3.4.2 混凝土中的壓應力

受彎構件截面最外邊緣纖維處的壓應力不應大於 $0.33f_{cu}$ ，但對於連續樑或其他超靜定結構，在支座負彎矩範圍內則可增大至 $0.4f_{cu}$ 。在直接壓力下，應力不應大於 $0.25f_{cu}$ 。

12.3.4.3 混凝土中的受彎拉應力

在預制構件之間的沙漿或混凝土節點內，不允許在設計荷載作用下出現拉應力。在其他位置，不同類別的構件的拉應力不能大於下列規定：

- 第 1 類構件：沒有拉應力；
- 第 2 類構件：對於先張法構件，設計拉應力不應大於混凝土的設計受彎抗

拉強度，即 $0.45\sqrt{f_{cu}}$ ；對於後張法結構，設計拉應力不應大於混凝土設計受彎抗拉強度的 0.8 倍，即 $0.36\sqrt{f_{cu}}$ 。數值展示於表 12.1。

表 12.1 展示的應力限值最多可增大 1.7 N/mm^2 ，條件是有實驗證明增大後的應力值不大於根據性能測試中出現第一條裂縫所對應的荷載計算出來的拉應力值的 $3/4$ 。當採用上述增大值時，在所有預應力損失發生後混凝土的應力應不小於 10 N/mm^2 。

表 12.1 第 2 類構件的設計受彎拉應力：正常使用極限狀態：開裂

預應力構件類別	不同強度等級混凝土的設計應力			
	C35	C40	C50	C60 或以上
先張法構件	---	2.9	3.2	3.5
後張法構件	2.1	2.3	2.6	2.8

當設計使用荷載是屬於暫時性的荷載，而且其值比正常荷載值大很多時，表 12.1 中的應力值可增大 1.7 N/mm^2 ，但條件是在正常使用狀態下的應力是壓應力，以確保可以將任何可能出現的裂縫閉合。

當由於任何上述的原因而導致混凝土的應力超出表 12.1 的應力值時，先張法的預應力鋼筋應均勻分佈在截面的整個受拉區範圍內，而後張法的預應力鋼筋則應在有需要時以設置在接近受拉面的附加鋼筋來輔助。

- 第 3 類構件：雖然第 3 類構件出現裂縫是允許的，然而仍是假定混凝土截面是沒有開裂，而且假想設計拉應力會在第 12.1.3 節限定的裂縫寬度內存在。對於先張法及灌漿的後張法構件，這個假想設計拉應力的取值在表 12.2 中列出，但須按表 12.3 所列的系數及下列原則進行修正。

預應力混凝土受彎構件中的裂縫寬度取決於構件的截面高度，表 12.2 規定的設計應力應乘以從表 12.3 中選取的合適系數。

對於組合結構，當施工期間受彎拉應力值未超過表 12.2 規定的應力值時，在應用表 12.3 時應採用截面全高。

當受拉區中有附加鋼筋，而且是位於接近混凝土受拉面時，修正的設計假想拉應力可以根據附加鋼筋的截面面積（以混凝土受拉區截面面積的百分比計算）增大。對於 1% 的附加鋼筋，如果屬於第 a 組別和第 b 組別構件應力則可增大 4.0 N/mm^2 ，如果屬於第 c 組別構件應力則可增大 3.0 N/mm^2 。對於其他附加鋼筋率，應力可按比例增大，但不能大於 $0.25f_{cu}$ 。

當設計使用荷載主要是由短暫荷載構成，以致在永久荷載（即恆載加上經常發生的外加荷載）作用下截面是全部受壓時，在全部使用荷載作用下產生的拉應力可以超過上述的假想設計拉應力值。

表 12.2 第 3 類構件的假想受彎拉應力設計值

鋼筋分類	裂縫寬度 限值 mm	不同強度等級混凝土的設計拉 力		
		C35	C40	C50 或 以上
a) 先張法預應力鋼筋	0.1	--	4.1	4.8
	0.2	--	5.0	5.8
b) 灌漿的後張法預應力鋼筋	0.1	3.2	4.1	4.8
	0.2	3.8	5.0	5.8
c) 分佈在受拉區並且位於接近混 凝土受拉面的先張預應力鋼筋	0.1	--	5.3	6.3
	0.2	--	6.3	7.3

表 12.3 第 3 類構件的拉應力設計值的截面高度修正系數

構件截面高度 mm	修正系數
200 或以下	1.1
400	1.0
600	0.9
800	0.8
1000 或以上	0.7

注：可採用直線插入法確定相應於其他截面高度的修正系數

12.3.5 傳遞預應力時樑的應力限值

12.3.5.1 設計壓應力

設計壓應力在截面外邊緣纖維處不應大於 $0.5f_{ci}$ ，或 $0.4 f_{ci}$ （如果預應力是近乎均勻分佈）。 f_{ci} 是預應力傳遞時的混凝土強度。

12.3.5.2 受彎設計拉應力

受彎時的設計拉應力不應大於下列值（參見第 12.1.3 節）：

- 第 1 類構件：不應大於 1.0 N/mm^2 ；
- 第 2 類構件：對於先張法構件不應大於 $0.45\sqrt{f_{ci}}$ ，對於後張法構件不應大於 $0.36\sqrt{f_{ci}}$ 。 f_{ci} 的定義與第 12.3.5.1 節相同。有先張法預應力鋼筋的構件應有一些預應力鋼筋或附加鋼筋均勻分佈在整個截面受拉區內。有後張法預應力鋼筋的構件則應在有需要時在構件的受拉面附近布置一些附加鋼筋；
- 第 3 類構件：在一般情況下，設計拉應力不應大於第 2 類構件的相應應力限值。當設計拉應力大於這些限值時，所考慮的截面在設計中應按開裂截面考慮。

12.3.6 樑的撓度

12.3.6.1 概述

第 2.2.3.2 節提供了正常使用狀態下對撓度的要求，但沒有規定具體的限值。對於鋼筋混凝土結構，在所有正常的情況下，撓度都是通過限制跨高比來控制的。在一般情況下，這種方法對預應力混凝土結構並不適用，因為預應力值的大小才是最主要的影響因素。當需要計算預應力混凝土結構的撓度時，可以採用第 12.3.6.2 節所述的方法進行計算。

12.3.6.2 計算方法

對於計算第 1、2 類構件，及由設計永久荷載引起的應力不大於表 12.1 規定的限值的第 3 類構件的短期與長期撓度，可以採用根據混凝土截面特性的彈性分析方法。對於其他情況下，應採用根據開裂截面的彎矩曲率關係的更為精確的計算方法。

可以根據第 2.3 節的規定選擇適當水平的設計荷載與設計標準。第 3 章規定了有關的材料性能參數。

12.3.7 受彎樑的承載力極限狀態

12.3.7.1 截面分析

應作下列假定：

- 混凝土受壓區的應變分佈是根據平面截面保持平面的假定推算的；
- 受壓區混凝土的設計應力是根據圖 3.8 的應力應變曲線或圖 6.1 的簡化應力方塊推算的，兩個方法都應取 $\gamma_m = 1.5$ ；
- 不考慮混凝土的抗拉強度；
- 黏合的預應力鋼筋及任何受壓或受拉的附加鋼筋的應變都是根據平面截面保持平面的假定推算的；
- 無論初始是否有張拉的黏合的預應力鋼筋或是任何附加鋼筋的設計應力都是根據相應的應力應變曲線推算的。預應力鋼筋的應力應變曲線如圖 3.11 所示，非預應力鋼筋的壓力應變曲線如圖 3.10 所示（此外，第 12.3.7.3 節與表 12.4 提供了計算預應力鋼筋應力的替代方法）；
- 無黏合的預應力鋼筋的設計應力限值可按照公式（12.2）計算。只有通過更為精確的分析或是實驗證實，才可以採用更高的應力限值。

12.3.7.2 符號

下列符號在第 12.3.7 節中採用：

- A_{ps} 受拉區預應力鋼筋的截面面積；
 A_s 非預應力鋼筋的截面面積；

b	截面寬度或受壓區的翼緣寬度或有效寬度；
d	鋼筋面積 A_{ps} 合力點的有效高度；
d_n	受壓區合力點的高度；
f_{pb}	預應力鋼筋的拉應力設計值；
f_{pe}	所有預應力損失發生後預應力鋼筋中的有效應力設計值；
M_u	截面抗彎矩設計值；
x	中性軸的高度。

12.3.7.3 計算公式

當所有有黏合或無黏合預應力鋼筋都是設置在樑的受拉區時，樑的截面抗彎矩值， M_u ，可以按下式計算：

$$M_u = f_{pb} A_{ps} (d - d_n) \quad (12.1)$$

對於矩形樑，或翼緣厚度不小於 0.9 的帶翼緣樑，可設定 d_n 為 $0.45x$ 。

對於有黏合預應力鋼筋，可從表 12.4 獲得 f_{pb} 與 x 的取值。這些取值是根據第 12.3.7.1 節的設計假定推算的。

對於無黏合預應力鋼筋， f_{pb} 與 x 的值可以按公式 (12.2) 與 (12.3) 計算，但 f_{pb} 的取值不應大於 $0.7 f_{pu}$ 。

$$f_{pb} = f_{pe} + \frac{70000\lambda_1}{l/d} \left(1 - 0.7\lambda_2 \frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} bd} \right) \quad (12.2)$$

$$x = \lambda_2 \left[\left(\frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} bd} \right) \left(\frac{f_{pb}}{f_{pu}} \right) d \right] \quad (12.3)$$

式中：

$$\lambda_1 = 1 \text{ (當 } f_{cu} \leq 60 \text{ N/mm}^2 \text{)} , \text{ 或 } 1 - 0.017\sqrt{f_{cu} - 60} \text{ (當 } f_{cu} > 60 \text{ N/mm}^2 \text{)} ;$$

$$\lambda_2 = 2.58 \text{ (當 } f_{cu} \leq 45 \text{ N/mm}^2 \text{)} , 2.78 \text{ (當 } 45 < f_{cu} \leq 70 \text{ N/mm}^2 \text{)} , \text{ 或 } 3.09 \text{ (當 } 70 < f_{cu} \leq 100 \text{ N/mm}^2 \text{)} .$$

公式 (12.2) 是根據混凝土中非彈性區的長度假定為 $10x$ 推算出來的。長度 l 通常是取端部錨固之間預應力鋼筋的長度。對於連續多跨構件，如果對每一種設計荷載佈置都進行過有關非彈性區的最小數量的計算分析，則這個長度可以減小。

表 12.4 設置有先張預應力鋼筋或有效黏合的後張預應力鋼筋的矩形樑在承載力極限狀態下的情況

$\frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} bd}$	預應力鋼筋中的設計應力與設計彈度的比值, $f_{pb}/0.87f_{pu}$			中性軸高度與受拉區中預應力鋼筋形心有效高度的比值, x/d		
	f_{pe}/f_{pu}			f_{pe}/f_{pu}		
	0.6	0.5	0.4	0.6	0.5	0.4
0.05	1.00	1.00	1.00	0.12	0.12	0.12
0.10	1.00	1.00	1.00	0.23	0.23	0.23
0.15	0.95	0.92	0.89	0.33	0.32	0.31
0.20	0.87	0.84	0.82	0.41	0.40	0.38
0.25	0.82	0.79	0.76	0.48	0.46	0.45
0.30	0.78	0.75	0.72	0.55	0.53	0.51
0.35	0.75	0.72	0.70	0.62	0.59	0.57
0.40	0.73	0.70	0.66	0.69	0.66	0.62
0.45	0.71	0.68	0.62	0.75	0.72	0.66
0.50	0.70	0.65	0.59	0.82	0.76	0.69

12.3.7.4 受拉區中的附加鋼筋的換算

如果沒有更加精確的分析方法，可以將 A_s 的附加鋼筋的截面面積換算成 $A_s f_y / f_{pu}$ 的等效預應力鋼筋截面面積。

12.3.8 樑的抗剪力設計

12.3.8.1 符號

下列符號在第 12.3.8 節中採用：

- A_{sv} 箍筋雙肢的截面面積
- b_v 矩形樑截面寬度，或 T、I、L 型樑的腹板寬度；
- 注：如果在腹板中有管道，則對於不灌漿的管道， b_v 應減去管道的尺寸，對於灌漿的管道， b_v 應減去 2/3 的管道尺寸。
- d 受壓區最外邊緣纖維至受拉區中鋼筋截面面積 ($A_{ps} + A_s$) 合力點的距離；
- d_t 受壓區最外邊緣纖維至縱向非預應力鋼筋（參見第 4.3.8.9 節）或至預應力鋼筋截面面積合力點的距離，兩者之中取較大值；
- f_{cp} 預應力在截面形心軸處引起的設計壓應力，取正值；
- f_{cpx} 距構件端部 x 處的設計應力；
- f_{pe} 所有預應力損失發生後預應力鋼筋中的有效預應力設計值，其取值不應大於 $0.6 f_{pu}$ ；
- 注：當受拉區中既有預應力鋼筋，也有非預應力鋼筋時， f_{pe} 可取為有效預應力值除以等效預應力鋼筋截面面積 ($A_{ps} + A_s f_y / f_{pu}$)；
- f_t 最大主拉應力設計值；

f_{yv}	非預應力鋼筋的標準強度，取值不應大於 460N/mm^2 ；
l_p	預應力發展長度；
M_o	使受拉區邊緣纖維處混凝土中應力為零所需的彎矩，在計算 M_o 時，只考慮預應力產生的應力的 80%；
s_v	沿構件長度方向的箍筋間距；
v_c	從表 3.8 取得的混凝土抗剪力設計值，但需將表中的 A_s 用 ($A_{ps} + A_s$) 取代。 A_{ps} 與 A_s 分別為受拉區中預應力與非預應力鋼筋的截面面積。
V, M	某個特定的極限荷載作用在截面上產生的剪力與彎矩的設計值；
V_c	混凝土極限抗剪力設計值；
V_{co}	受彎構件未開裂截面的極限抗剪力設計值；
V_{cr}	受彎構件開裂截面的極限抗剪力設計值。

12.3.8.2 最大剪應力設計值

在任何情況下，最大剪力設計值（參見第 12.3.8.4 節與 12.3.8.5 節）都不可大於 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 或 7.0 N/mm^2 兩者之中的較小值（已包含系數 $\gamma_m = 1.25$ ）。

12.3.8.3 抗剪力設計值的計算

計算單從混凝土部分提供的極限抗剪力 V_c 時，應考慮在未開裂受彎截面 ($M < M_o$) 與在開裂受彎截面 ($M \geq M_o$) 的情況，及符合下列規定：

- 在未開裂截面， V_{co} 應按照第 12.3.8.4 節的規定計算；
- 在開裂截面，應按第 12.3.8.4 節與第 12.3.8.5 節分別計算 V_{co} 與 V_{cr} 值，並取其中較小值。

如有需要，應按照第 12.8.8.7 節與 12.3.8.8 節的規定設置抗剪力鋼筋。

12.3.8.4 未開裂受彎截面

未開裂受彎截面達到極限抗剪力設計值 V_{co} 時，最大受拉主應力設計值 $f_t = 0.24\sqrt{f_{cu}}$ 會出現在截面的形心軸之處。

在計算 V_{co} 時，形心軸處的預應力設計值應取 $0.8f_{cp}$ ， V_{co} 值可按下列公式計算：

$$V_{co} = 0.67b_v h \sqrt{f_t^2 + 0.8f_{cp}f_t} \quad (12.4)$$

為不同 f_{cp} 值而按上式計算得的 $V_{co} / b_v h$ 值列於表 12.5。對帶翼緣截面構件，當形心是位於翼緣內時，翼緣與腹板相交處的受拉主應力應不大於 $0.24\sqrt{f_{cu}}$ ，在計算 V_{co} 時，在翼緣與腹板相交之處，預應力的取值應是設計值的 80%。

當未開裂的受彎截面含有斜向的預應力鋼筋或受壓區時，所引起的剪力設計值應與外部設計荷載效應以代數法合併。

表 12.5 $V_{co} / b_v h$ 值

f_{cp} N/mm ²	混凝土強度等級			
	35 N/mm ²	40 N/mm ²	50 N/mm ²	60 N/mm ²
2	1.30	1.45	1.60	1.70
4	1.65	1.80	1.95	2.05
6	1.90	2.10	2.20	2.35
8	2.15	2.30	2.50	2.65
10	2.35	2.55	2.70	2.85
12	2.55	2.75	2.95	3.10
14	2.70	2.95	3.15	3.30

在先張法構件中，臨界截面應取在距支承點邊緣距離等於樑底至截面形心高度處。當這個截面位於預應力發展長度內時，公式 (2.14) 中的預應力在形心軸處引起的壓應力 f_{cpX} 可按下列公式計算：

在先張法構件中，臨界截面應取在與支承點邊緣距離等於樑底至截面形心高度之處。當這個截面位於預應力發展長度內時，公式 (2.14) 中的預應力在形心軸處引起的壓應力 f_{cpX} 可按下列公式計算：

$$f_{cpX} = \frac{x}{l_p} \left(2 - \frac{x}{l_p} \right) f_{cp} \quad (12.5)$$

式中：

l_p 是預應力發展長度， f_{cp} 端部處的設計應力。預應力發展長度應取傳遞長度（詳見第 12.10 節）或構件的截面高度兩者之中的較大值。

12.3.8.5 開裂受彎截面

開裂受彎截面的極限抗剪力設計值 V_{cr} 可按照下列公式計算：

$$V_{cr} = \left(1 - 0.55 \frac{f_{pe}}{f_{pu}} \right) v_c b_v d + M_o \frac{V}{M} \quad (12.6)$$

V_{cr} 值應取不小於 $0.1b_v d \sqrt{f_{cu}}$ 。

可以假定用上式為某個截面計算的 V_{cr} 值，在從該截面至沿彎距增加方向等於 $d/2$ 距離的範圍內，是不變的。

當開裂的受彎截面含有斜向預應力鋼筋或受壓弦時，如果所產生的剪力設計值與外部設計荷載效應合併後能使效應增大，則應進行合併。

12.3.8.6 不需要配置抗剪鋼筋的情況

當 V 小於 V_c 時，在下列情況下不需要配置抗剪鋼筋：

- V 小於 $0.5V_c$ ；
- 不重要的構件；
- 按第 2.6.3 節進行的試驗證明不需要配置抗剪鋼筋。

12.3.8.7 V 不大於 $(V_c + V_r)$ 時需要配置的抗剪鋼筋， $V_r = v_r b_v d$ ， v_r 已在表 6.2 下定義。

除了第 12.3.8.6 節規定的情況外，在其餘情況下均需要按下列公式配置抗剪鋼筋：

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V_r}{0.87 f_{yv} d} \quad (\text{應取不小於 } 40 \text{ N/mm}^2) \quad (12.7)$$

12.3.8.8 V 大於 $(V_c + V_r)$ 時需要配置的抗剪鋼筋

當 V 大於 $(V_c + V_r)$ 時，應按下列公式計算所需要的抗剪鋼筋：

$$\frac{A_{sv}}{s_v} = \frac{V - V_c}{0.87 f_{yv} d_t} \quad (12.8)$$

12.3.8.9 抗剪鋼筋的佈置

在受拉區的兩個角上都應有一根箍筋箍住一根直徑不小於箍筋直徑的非預應力縱向鋼筋、預應力鋼筋或預應力鋼筋束。

箍筋應佈置在盡量靠近受拉或受壓面，但需要保留足夠的保護層厚度。箍筋應將截面上所有預應力或非預應力鋼筋包圍，並需要有足夠的錨固（詳見第 8.5 節）。

12.3.8.10 箍筋間距

箍筋沿構件長度方向的間距不應大於 $0.75d_t$ ；對於帶翼緣的截面，則不應大於腹板厚度的 4 倍。當 V 大於 $1.8 V_c$ 時，最大間距應減小至 $0.5d_t$ 。箍筋肢的橫向間距不應大於 d_t 。

12.3.9 扭矩

當需要以抗扭矩來維持平衡或較大的扭應力可能會出現時，則應進行有關驗算。在一般情況下，可採用第 6.3 節為非預力鋼筋混凝土樑提供的方法進行驗算。

12.4 板

12.4.1 概述

第 12.3 節關於樑的規定同樣也適用於板。第 6.1.2.2 節與第 6.1.2.3 節規定的分析方法僅適用於板的承載力極限狀態驗算，在驗算正常使用極限狀態時應採用彈性分析方法。抗剪驗算可按第 12.3.8 節的有關規定進行，但如果 V 小於 V_c 或按第 2.6.3.2 節的規定進行的原型試驗證實不需要配置抗剪鋼筋，則可不配置抗剪鋼筋。

12.4.2 無樑樓板

無樑樓板的分析與設計應參照有關的專業文獻。

12.5 柱

在框架結構中，當預應力鋼筋在柱的混凝土截面上引起的平均設計應力小於 2.0N/mm^2 時，可按第 6.2.1 節為非預應力鋼筋混凝土柱提供的方法進行分析。

12.6 受拉構件

構件的抗拉強度應根據預應力鋼筋的設計強度 ($0.87f_{pu}$) 及任何非預應力附加鋼筋的強度來計算。一般情況下，可以假定非預應力鋼筋是受其設計應力 ($0.87f_s$) 作用；但在某些特殊情況下，有可能需要根據應變協調性來計算鋼筋中的應力。

12.7 施加預應力

12.7.1 最大初始預應力

張拉力一般不應大過預應力鋼筋標準強度的 75%；但在特別考慮了安全性及預應力鋼筋的荷載與拉伸的特性後，則可增大至 80%。在傳遞時，初始預應力一般不應大過預應力鋼筋標準強度的 70%，並在任何情況下都不能大過 75%。

12.7.2 先張法中的彎曲預應力鋼筋

在決定最大初始預應力時，應充份考慮變向器大小對預應力鋼筋強度的影響（見第 10.5.5.4 節），同時還應考慮任何可能發生的摩擦力產生的影響。

12.8 除摩擦之外的預應力損失

12.8.1 概述

在計算預應力鋼筋在設計中考慮的各個階段的設計力時，應適當考慮下列因素引起的預應力損失：

- 預應力鋼筋的鬆弛；
- 混凝土的彈性變形及以後發生的收縮與蠕變；
- 錨固時預應力鋼筋在錨具中發生的滑移；及
- 其他特殊情況下發生的損失。

如果沒有實驗證明其實際性能，則需要根據鋼筋與混凝土的特性來計算由於上述原因發生的預應力損失。第 12.8.2、12.8.3、12.8.4、12.8.5 與 12.8.6 節提供的簡化原則可在多種類型的結構中應用，但這些原則必然是較為概括和約略。實踐經驗往往可以提供更加精確的估計，尤其是對於工廠生產的構件，因為無論是物料或成品的特性都是已知的，而且會定期進行檢查。

12.8.2 鋼筋的鬆弛

12.8.2.1 概述

預應力鋼筋中預應力的長期損失設計值可以通過表 12.6 中列出的 1,000 小時試驗值乘上一個適當的系數來得到（見第 12.8.2.2 節）。在先張法中應取張拉剛完成後的應力值為初始預應力值，在後張法中應取傳遞剛完成後的應力值為初始預應力值。表 12.6 中列出的鬆弛系數已考慮了應變因混凝土的蠕變與收縮而減小的影響，以及在先張法中混凝土在傳遞時發生的彈性變形的影響。

表 12.6 鬆弛系數

	預應力鋼絲與鋼鋼線		預應力鋼條
	認可標準中規定的鬆弛分類		
	1	2	
先張法	1.5	1.2	--
後張法	2.0	1.5	2.0

12.8.2.2 1,000 小時鬆弛值

應採用預應力鋼筋生產商的有關證書所提供的 1,000 小時鬆弛值。通常會為初始荷載等於破壞荷載的 60%、70% 與 80% 的情況提供相應的鬆弛值，位於其間的鬆弛值可用直線插入法取得。當初始荷載小於破壞荷載的 60% 時，可假定 1,000 小時鬆弛值是從相應 60% 的鬆弛值線性地衰減至零出現於初始荷載為破壞荷載的 30% 時。當沒有適當的批准證書時，則應從認可標準中取有關產品在適當的初始荷載下的最大 1,000 小時鬆弛值。

12.8.2.3 不正常的鬆弛損失

在某些特殊情況下可能會發一些異常的鬆弛損失，例如預應力鋼筋處於高溫環境中，或受到較大側向荷載的作用等。在這些情況下，應參考有關的專業文獻。

12.8.3 混凝土的彈性變形

12.8.3.1 概述

當沒有混凝土彈性模量的實際實驗數值時，預應力鋼筋由於混凝土在傳遞時的彈性變形引起的預應力瞬時損失是可以根據第 3 章提供的混凝土彈性模量值進行計算，在使用這些數據時應注意採用傳遞時的混凝土實際強度而不是 f_{cu} 。預應力鋼筋的彈性模量值可以從圖 3.10 得到。在進行計算時，通常是假定預應力鋼筋位於其形心處。

12.8.3.2 先張法

在先張法中，預應力鋼筋中的預應力損失是根據相鄰處混凝土中的應力，採用彈性模量比的方法來計算的。

12.8.3.3 後張法

當預應力鋼筋不是同時張拉的，預應力損失會逐步發生。可以根據模量比與預應力鋼筋附近的混凝土中沿長度方向的應力的平均值的乘積的一半來計算預應力損失值。此外，也可以根據張拉的順序，精確地計算預應力損失值。

12.8.4 混凝土的收縮

預應力鋼筋中由於混凝土的收縮引起的預應力損失可以用混凝土單位長度的收縮量乘上預應力鋼筋的彈性模量來計算。

12.8.5 混凝土的蠕變

12.8.5.1 概述

預應力鋼筋中由於混凝土的蠕變引起的預應力損失可以根據蠕變是與混凝土中的應力成正比這樣一個假定來計算。蠕變引起的預應力損失可以用預應力鋼筋附近的混凝土的單位長度上的蠕變量乘以預應力鋼筋的彈性模量來計算。在這種計算中，可以假定預應力鋼筋是位於其形心處。

12.8.5.2 特定的蠕動應變

特定的蠕動應變可以根據第 3.1.7 節的方法進行計算。混凝土中的壓力應取傳遞剛完成後的初始值，同時取傳遞時的混凝土的彈性模量作為計算依據。

12.8.6 錨固時的回縮

在後張法中，應考慮在將預應力從張拉設備傳遞到錨具上去時預應力鋼筋在錨具發生的任何位移。這種位移引起的預應力損失對較短的構件來說尤為重要。在設計中考慮的預應力鋼筋回縮量應在現場進行複核。

12.9 摩擦引起的預應力損失

12.9.1 概述

在後張法中，預應力鋼筋在張拉過程中大部份移動都是相對於其周圍的管道的。如果預應力鋼筋與管道或間隔器接觸，就會產生摩擦而引起預應力的損失，距千斤頂的距離越遠，損失越大。另外，在千斤頂處以及預應力鋼筋穿過的錨具處也會產生一定的摩擦。

在沒有滿意的證據時，應按照第 12.9.2、12.9.3、12.9.4 與 12.9.5 節的規定評估可能在沿預應力鋼筋的設計外形出現的應力變化，以獲得在設計所考慮的臨界截面的預應力值。並應計算預應力鋼筋的伸長值，在計算時須要考慮在沿預應力鋼筋長度出現的預應力變化。

12.9.2 千斤頂與錨具中的摩擦力

千斤頂與錨具中的摩擦力的變化頗大，應根據實際採用的千斤頂的校準數據與錨具的種類來確定。

12.9.3 管道位置偏差引起的摩擦

12.9.3.1 概述

無論所設計的管道是直線還是曲線型，或是曲直合一型的，實際的管道位置與設計位置總是有一些偏差的，這種偏差會使預應力鋼筋與管道壁的接觸面增加從而使摩擦增大。

12.9.3.2 力的計算

距千斤頂任意距離 x 處的預應力值 P_x ，可以按照下列公式計算：

$$P_x = P_0 e^{-Kx} \quad (12.9)$$

式中：

P_0 是千斤頂處預應力鋼筋中的預應力值；

e 是自然對數的底數（2.718）；

K 是系數。此系數與管道或套筒的種類、內壁的表面狀況、管道形成的方法、澆灌混凝土時的搗實程度等有關（見第 12.9.3.3 節）。

12.9.3.3 外形系數

第 12.9.3.2 節中的系數 K 在每米長度上的取值一般不應小於 33×10^{-4} ，但當所用的套筒或管道成孔器此較剛性而且支承點間距較近，因而在澆灌混凝土時不會出現位移時，則 K 值可取為 17×10^{-4} 。對於穿過塑膠套管而且表面塗有潤滑劑

的預應力鋼筋， K 值可取為 25×10^{-4} 。除此之外，有適合測試確定的其他 K 值也可以採用。

12.9.4 預應力鋼筋曲率引起的摩擦

12.9.4.1 概述

在這方面，預應力的摩擦損失取決於預應力鋼筋所轉移的角度，以及預應力鋼筋與其支座之間的摩擦系數， μ 。

12.9.4. 預應力的計算

距切點沿曲線計距離 x 處的預應力值 P_x 可以按照下列公式計算：

$$P_x = P_o e^{-\mu x / r_{ps}} \quad (12.10)$$

式中：

P_o 是靠近千斤頂一端的切點處預應力鋼筋中的預應力值；

μ 是摩擦系數；

r_{ps} 是曲率半徑；

e 在第 12.9.3.2 節定義。

摩擦系數 μ 的取值取決於預應力鋼筋與管道的種類及其表面狀況，因此可能會有頗大的變化範圍（見第 12.9.4.3 節）。

12.9.4.3 摩擦系數

在沒有更精確的資料時，下述摩擦系數， μ ，的典型取值可應用於公式（12.10）中。嚴重銹蝕的預應力鋼筋或預應力管道會導致 μ 值增大。

穿過沒有內襯墊混凝土管道的輕微銹蝕的鋼筋： $\mu=0.55$ ；穿過對輕微銹蝕鋼管道的輕微銹蝕的鋼筋： $\mu=0.30$ ；穿過表面鍍鋅管道的輕微銹蝕的鋼筋： $\mu=0.25$ ；穿過表面鍍鋅管道的無銹蝕鋼筋： $\mu=0.20$ ；穿過塑膠套管的塗潤滑劑的鋼筋： $\mu=0.12$ 。

如果採取了特殊的預防措施，並有實驗結果證明所採用的 μ 值的合理性，則可以採用比上述更低的 μ 值。例如採用了剛性的鋼間隔器，而鋼筋表面又塗有潤滑劑，曾經可以將取值降至 $\mu=0.10$ （見第 12.9.5 節）。

12.9.5 潤滑劑

如果所用的配方適當，採用潤滑劑可以使預應力鋼筋在管道中的移動更加容易。這樣，所取的 μ 值就可以比第 12.9.4.3 節規定的值更低，但需通過測試來驗證。如果預應力鋼筋其後會與結構黏合，則應滿足第 10.5.3.1 節規定的原則。

12.10 先張法構件中的傳遞長度

參見第 8.10.2.2 節。

12.11 後張法構件中的端部錨塊

12.11.1 概述

在設計端部錨塊時，應考慮下列因素：

- (a) 每個錨具周圍的破裂力（見第 12.11.2 與 12.11.3 節）；
- (b) 端部錨塊的整體平衡；及
- (c) 圍繞錨具的荷載作用面處的混凝土剝落。

注：有關 (b) 與 (c) 方面的資料可參見有關的專業文獻。

12.11.2 正常使用極限狀態

在正常使用極限狀態下，對稱佈置的正方形承壓板對每個正方形端部錨塊造成的裂拉力設計值， F_{bst} ，可以根據表 12.7 提供的數值和預應力鋼筋的張拉力來計算。對於矩形的錨具或矩形端部錨塊，兩個主應力方向的破裂拉力值可根據每個方向的 y_{po} / y_o 的比值來計算。其中：

- y_o 是端部錨塊邊長的一半；
- y_{po} 是荷載作用面邊長的一半；
- P_o 是預應力張拉力。

圓形承壓板可按照同等面積的方形板來計算。

表 12.7 端部錨塊的破壞拉力

y_{po} / y_o	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7
F_{bst} / P_o	0.23	0.23	0.20	0.17	0.14	0.11

注：可以採用直線插入法求取之間的比值

破裂拉力， F_{bst} ，是分佈在距離荷載作用面 $0.2 y_o$ 至 $2 y_o$ 的區域內，並應採用均佈在這個區域內的螺旋形或封閉式箍筋以 200 N/mm^2 的應力作用下來抵抗。

當在一個大端部錨塊內同時有幾個錨具時，應將其分成一系列對稱受荷載的立方體，再按上述方法處理每一個立方體。在這種情況下，在錨具群的周圍須要設置附加鋼筋來保證端部錨塊的整體平衡。

對於截面形狀與樑的主要截面形狀不同的端部錨塊應特別注意。

12.11.3 承載力極限狀態

對於帶有無黏合預應力鋼筋的構件，破裂拉力設計值， F_{bst} ，可以根據表 12.7 提供的數值和預應力鋼筋的標準值來計算。用於抵抗這個破裂拉力的鋼筋可假定是以其設計強度（ $0.87f_y$ ）作用的。對於帶有黏合預應力鋼筋的構件則不需進行這項驗算。

12.12 影響細部設計的因素

12.12.1 概述

第 12.12.2 至 12.12.7 節所考慮的因素是作為第 8.1 節的補充。

12.12.2 對預應力鋼筋截面面積的限制

預應力鋼筋的直徑與數量應能保證混凝土的開裂是發生在樑的破壞之前。

如果極限彎矩抗值（見第 12.3.7 節）大過使混凝土在邊緣受拉纖維產生等於 $0.6\sqrt{f_{cu}}$ 的受彎拉應力所需的彎矩，則等同上述要求已經得到滿足。在計算時，可取所有損失發生後的預應力為混凝土中的預應力。

12.12.3 預應力鋼筋的保護

12.12.3.1 黏合預應力鋼筋

(a) 概述

黏合預應力鋼筋的保護層厚度應符合第 4.2.4 節中的有關規定，以及第 12.12.3.1 (b) 節關於防止鋼筋銹蝕的保護措施、第 12.12.3.1 (c) 節關於鋼筋防火保護措施，以及第 12.12.3.1 (d) 節關於後張法施工的有關規定。

先張法預應力鋼筋的端部一般不需要混凝土保護層，應與混凝土構件的端部切平。

(b) 防止鋼筋銹蝕所需的保護層

結構構件所處的環境條件應按第 4.2.4.3 節進行評估，然後根據表 4.2 確定所需的最小保護層厚度、混凝土強度等級以及對混凝土配合比的限制要求。第 4.2 節中關於混凝土原材料與配合比的規定同樣適用於預應力混凝土，但最少水泥用量應不低於 300 kg/m^3 。

(c) 防火所需的保護層

第 4.3 節中規定的有關防火的一般原則同樣適用於預應力混凝土。

(d) 後張法施工

對於後張法的黏合預應力鋼筋，其管道外表面的保護層厚度應符合第 12.12.3.1 (b) 節與 1 第 2.12.3.1 (c) 節的有關規定。對於同時穿有幾根預應力鋼筋的管道的等效鋼筋直徑，應按管道內的鋼筋總截面面積來計算。

管道外表面的最小保護層厚度應不少於管道截面的最小尺寸，也不應小於管道最大截面尺寸的一半。

應採取措施確保可以達到對保護層厚度的要求，並使混凝土完全搗實，尤其是在採用大直徑或較寬管道的情況。

12.12.3.2 無黏合預應力鋼筋

無黏合預應力鋼筋的管道保護層厚度應符合第 12.12.3.1 (b) 節的規定，除非管道、套筒、保護包裝（例如油脂）都有採取有效措施防腐。此外，還要符合第 12.12.3.1 (c) 節的規定。管道的標稱保護層厚度應不小於 25mm。

12.12.3.3 外部預應力鋼筋

外部預應力鋼筋應用後加的密實混凝土包裹保護。該混凝土的強度等級不應低於 C40，而混凝土保護層的厚度則不應小於位於混凝土內及類似條件下的預應力鋼筋所需的保護層厚度。應使用鋼筋將該混凝土保護層與預應力構件錨固，並應按照第 7.2 節的規定驗算裂縫寬度。

12.12.3.4 彎曲預應力鋼筋

對於彎曲預應力鋼筋的保護層要求，參見第 8.10.1.2 (b) 節。

12.12.4 預應力鋼筋及管道的間距

參見第 8.10.1 節。

12.12.5 預應力混凝土樑的縱向鋼筋

可在預應力混凝土樑中採用縱向鋼筋來增加截面的強度，或為符合第 12.3.8.9 節的規定。

任何考慮附加鋼筋的計算仍然須要按照第 12.3.4.1 節與第 12.3.7.1 節進行。

在施加預應力之前，為了控制因模板對縱向收縮的約束而產生的裂縫，可能須要設置縱向附加鋼筋，尤其是採用後張法施工的情況。

12.12.6 預應力混凝土樑的箍筋

矩形樑或帶翼緣樑的腹板中配置的箍筋數量與佈置主要是決定於對剪力的考慮（見第 12.3.8 節）。

抵抗後強法構件的端部錨固區內破裂拉力所需的箍筋應按照第 12.11 節的規定設置。

當需要在先張法構件的傳遞長度範圍內配置箍筋時，應採用第 12.10 節提供的資料，然後按照第 12.3.8 節規定來設置箍筋。

12.12.7 沖擊荷載

當預應力混凝土樑需要承受沖擊荷載時，應採用封閉箍筋與縱向鋼筋為該預應力混凝土樑加強，所用的鋼筋最好是低碳鋼。只要證明該樑可以產生所需的延性，其他設計方法與構造措施也可以採用。

第十三章 整體結構或部份結構的荷載測試

13.1 概述

本章是關於對整體結構、結構已完成的部份、或仍在施工之中的結構所進行的荷載測試。模型試驗或原型測試並不包括在本章的範圍內，為已經投入使用的結構進行的評估也不包括在內。對於這些情況，應參考有關的專業文獻。本章同時假定所考慮的結構或構件是按照本規範設計的。

在施工過程中可能會遇到下列情況：

質檢時發現所用的材料不合規格或有缺陷；
現場施工監督與驗收時發現施工質量差劣，建築超出規格及設計的要求；
結構存在明顯缺陷，尤其是出現在關鍵部位或敏感構件的明顯缺陷；
其他需要對施工質量進行檢測的情況。

在完成為確定結構是否能夠滿足原設計的要求而進行的系統性與逐步的調查後，如果認為需要進行荷載測試的話，測試的目的可能是檢驗結構的強度或其正常使用性能。應該認識到將結構加荷至其極限荷載可能會損害結構以後在使用時的性能，而且不一定能夠取得結構的實際承載能力。雖然有些情況下採用超荷測試是有確實的需要，然而一般情況下會建議將結構加荷至適合正常使用極限狀態的水平。應取得足夠的結構變形數據，這些數據加上第 13.2 節所述的其他試驗結果應足以調整原設計的準確度，從而估計結構的極限強度及其長期使用性能。

有關荷載測試的步驟可參考有關專業文獻。第 13.2 至 13.5 節提供了一些基本原則。

13.2 測試荷載

測試總荷載， W ，應不小於 1.0 倍的特徵恆載加 1.0 倍的特徵活荷載，而且在一般情況下應取下列兩種情況中的較大者：

- (a) 特徵恆載加上 1.25 倍的特徵活荷載，或；
- (b) 1.125 倍的特徵恆載與特徵活荷載之和。

在決定所用的測試荷載及如何將荷載施加到結構上去時，應適當考慮飾面、隔牆等的影響及其他任何可能在完成結構出現的荷載分擔現象，即是說：測試荷載的大小應能具有代表性，及能夠相當準確地反映出結構的內力體系。

測試荷載應在需要採取的安全措施下分期遞增與撤除。測試荷載至少應分兩次遞增，而每次遞增之間最少應相隔 1 個小時，加載至少 5 分鐘之後才能紀錄相應的變形讀數。也可以考慮施加第三次荷載，並將其保持 24 個小時。

13.3 測試結果評估

在確定變形讀數時，應適當考慮測試期間環境條件發生的變化等因素。

評估測試結果的主要目標是將根據測試數據所得的表現與根據設計計算所預計的表現進行比較。因此，應考慮實際完成結構的物料強度、應力或其他特質與設計中所假定的取值之間存在的差異。應設法利用標準質量控制測試結果、張拉紀錄（預應力混凝土）等來盡可能精確地確定這些物料的參數。

13.4 測試準則

在評估測試數據及重新計算過程中，應考慮下列準則：

- (a) 初始撓度與裂縫寬度應符合設計要求；
- (b) 當在第 13.2 節中規定的正常荷載作用下發生了重大的撓度時，第二輪加荷後的恢復比例至少應等於第一輪加荷後的恢復比例，對於鋼筋混凝土及第 3 類預應力構件，恢復率應不小於 75%，對於第 1、2 類預應力構件應不小於 85%。但是，當所測得的撓度很小時（例如小於跨距/1000），估算恢復率的重要性會相對地消滅；
- (c) 應檢查結構是否存在非意料之內的缺陷，如果存在的話，則應在復算中進行評估。對實際測試結果與預計結果進行比較是非常重要的。當兩者的差別很大時，首先應檢查結構承受荷載的方式是否與設計時所假定的一樣（例如由於起拱作用的影響或非承重構件的影響等）。材料的性能也可能需要進行檢查。

13.5 特殊測試

在某些情況下，為求竣工結構可以出現預計的內力分佈，可能需要進行一些特殊測試。這種需求可能會在施工尚未達到最終邊界條件時出現。這類測試對各方面都有影響，所以應事先得到所有有關各方的同意。

附錄A
認可標準

本附錄列出了建築事務監督認為可以與本作業守則一起使用的標準。如果準備使用其他標準或技術原則，則應證明該標準或原則能夠達到與本作業守則所規定的認可標準同等的效能。有關認可標準的更新及最新名單，可瀏覽屋宇署的網頁：<http://www.info.gov.hk/bd>。

標準編號

標準名稱

- 《香港風力效應守則》
- 《預製混凝土建造作業守則》

注：下列認可標準只有英文版本。

- Hong Kong Construction Standard CS1: Testing concrete
- Hong Kong Construction Standard CS2: Carbon Steel Bars for the Reinforcement of Concrete

ASTM A416:2002	Standard Specification for steel strand, uncoated seven-wire for prestressed concrete
BS 12:1996	Specification for Portland Cement
BS 410-1:2000	Test sieves. Technical requirements and testing. Test sieves of metal wire cloth
BS 410-2:2000	Test sieves. Technical requirements and testing. Test sieves of perforated metal plate
BS 882:1983	Specification for aggregates from natural sources for concrete
BS 3148:1980	Methods of test for water for making concrete (including notes on the suitability of the water)
BS 3892: Part 1:1982	Pulverized-fuel ash: Specification for pulverized-fuel ash for use as a cementitious component in structural concrete (The criterion for water requirement may not apply)
BS 3923: Part 1:1986	Methods for ultrasonic examination of welds: Methods for manual examination of fusion welds in ferritic steels
BS 3923: Part 2:1972	Methods for ultrasonic examination of welds: Automatic examination of fusion welded butt joints in ferritic steels
BS 4027:1980	Specification for sulfate-resisting Portland cement
BS 4447:1973	Specification for the performance of prestressing anchorages for post-tensioned construction
BS 4449:1997	Specification for carbon steel bars for the reinforcement of concrete
BS 4482:1985	Specification for cold reduced steel wire for the reinforcement of concrete
BS 4483:1998	Specification for steel fabric for the reinforcement of concrete
BS 4486:1980	Specification for hot rolled and hot rolled and processed high tensile alloy steel bars for the prestressing of concrete
BS 5075: Part 1:1982	Concrete admixtures: Specification for accelerating admixtures, retarding admixtures and water reducing admixtures
BS 5075: Part 3:1985	Concrete admixtures: Specification for superplasticizing admixtures
BS 5135:1984	Specification for arc welding of carbon and carbon manganese steels
BS 5289:1976	Visual inspection of fusion welded joints

BS 5896:1980	Specification for high tensile steel wire and strand for the prestressing of concrete
BS 6072:1981	Method for magnetic particle flaw detection
BS 7123:1989	Metal arc welding for steel for concrete reinforcement
BS 7973-1:2001	Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification. Product performance requirements
BS 7973-2:2001	Spacers and chairs for steel reinforcement and their specification. Fixing and application of spacers and chairs and tying of reinforcement
BS 8500-1:2002	Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206-1. Method of specifying and guidance for the specifier
BS 8500-2:2002	Concrete. Complementary British Standard to BS EN 206-1. Specification for constituent materials and concrete
BS 8666:2000	Specification for scheduling, dimensioning, bending and cutting of steel reinforcement for concrete
BS EN 197-1:2000	Cement. Composition, specifications and conformity criteria for common cements
BS EN 206-1:2000	Concrete. Specification, performance, production and conformity
BS EN 445:1997	Grout for prestressing tendons. Test methods
BS EN 446:1997	Grout for prestressing tendons. Grouting procedures
BS EN 447:1997	Grout for prestressing tendons. Specification for common grout
BS EN 12620 2002	Aggregates for concrete
EN 206	Concrete: Specification, performance, production and conformity
EN 10080	Steel for the reinforcement of concrete
EN 10138	Prestressing steels
EN ISO 17660	Permitted welding process for reinforcement