

2011年 鋼結構作業守則



© 香港特別行政區政府

發布：二零一二年四月

撰寫：**屋宇署**
香港九龍旺角
彌敦道 750 號
始創中心 12 樓-18 樓

顧問：香港理工大學（由陳紹禮教授工程師領導）及
香港奧雅納工程顧問有限公司（由關建祺工程師領導）。

籌劃委員會：

主席：	彭達材 教授工程師	屋宇署
成員：	梁文傑 工程師	建築署
	梁佩德 工程師	路政署
	麥耀榮 工程師	房屋署
	朱沛坤 工程師	香港工程師學會
	劉志健 工程師	香港工程師學會-認可人士及註冊結構工程師委員會
	黃鉅皓 工程師	香港顧問工程師協會
	陳志發 先生	香港建造商會
	陳紹禮 教授工程師	香港理工大學
	楊立偉 教授	香港大學
	陳俊文 教授	香港科技大學
	陳錦順 教授工程師	香港城市大學
秘書：	陳偉泰 博士工程師	屋宇署
翻譯：	陳紹禮 教授工程師	香港理工大學
	舒貢平 教授	東南大學
	余偉健 博士	香港理工大學
	劉耀鵬 博士	香港理工大學

本作業守則可在屋宇署網站<<http://www.bd.gov.hk>>的“出版刊物”“作業守則及設計手冊”瀏覽。下載本文檔時，須遵循此網站的相關條款。

前言

香港鋼結構的設計守則與規例源自英國的 London Byelaws 和後來的 BS449。在 1987 年，香港出版了基於容許應力設計法的鋼結構作業守則。香港特別行政區政府正在推動香港成為一個由技術引領的知識型經濟體，基於此，香港屋宇署委聘其指定的專家研究組對香港和海外的鋼結構設計方法進行檢討，並編寫了一本基於極限狀態設計法的鋼結構作業守則。

這項研究由來自香港理工大學和香港奧雅納工程顧問（香港）有限公司的聯合研究組進行。

2005 鋼結構作業守則據研究的結果而編寫，旨在鼓勵鋼結構的應用，達到服務持份者、改善環境和造福社會的目的，也提高鋼結構在鄰近區域內能得到更為廣泛應用的可能性。

在編寫 2005 鋼結構作業守則的過程中，研究組廣泛參考了國際上的鋼結構規範。2005 鋼結構作業守則對以下方面提供指引：高層建築，組合結構，大跨結構，結構穩定性，施工過程中的臨時結構，各種鋼材等級，效能為本的設計，以及結構振動問題。

在材料的使用方面，本作業守則採納國際認可的等效標準，不在這些標準涵蓋範圍內的材料，需提交用以驗證該材料符合標準的方法。

2005 鋼結構作業守則的範圍涵蓋材料和製作、裝配及安裝的工作質量。

在 2008 年屋宇署專責成立了一個技術委員會聽取及收集建築行業對 2005 鋼結構作業守則的建議並改進規範。

現名為 2011 鋼結構作業守則的規範是技術委員會通過近 3 年來的不斷修改和引進最先進的鋼結構設計理論和建造技術而制定的。它不僅對一般建築如何能滿足本作業守則進行了全面指導，而且為工程師以及建築行業的執業者提供了最新的參考。

致謝

感謝聯合研究組的海外專家，主要人員有：

- Dr. F.G. Albermani, 澳洲，昆士蘭大學；
- Mr. M.J.A. Banfi, 英國，奧雅納工程顧問；
- Professor F.S.K. Bijlaard, 荷蘭，代夫特理工大學；
- Professor R. Bjorhovde, 美國，Bjorhovde 工程顧問公司；
- Professor M.A. Bradford, 澳洲，新南威爾士大學；
- Professor F.M. Burdekin, 英國，曼徹斯特大學理工學院；
- Professor W.F. Chen, 美國，夏威夷大學；
- Dr. S.P. Chiew, 新加坡，南洋理工大學；
- Professor Y. Fukmoto, 日本，福山大學；
- Professor D. Lam, 英國，百福大學；
- Professor R.M. Lawson, 英國，薩裏大學；
- Professor J.Y.R. Liew, 新加坡，新加坡國立大學；
- Professors Z.T. Lv, Z.H. Zhou 和 G.P. Shu, 中國，東南大學；
- Professor D.A. Nethercot, 英國倫敦大學，帝國理工學院；
- Professors J.Nie, G.Z. Wang 和 Y.J. Shi, 中國，清華大學；
- Professors Z.Y. Shen 和 G.Q. Li, 中國，同濟大學；
- Professors G.S. Tong 和 S.L. Dong, 中國，浙江大學；
- Professors N.S. Trahair 和 G.J. Hancock, 澳洲，悉尼大學；
- Professor K.C. Tsai, 中國臺灣，國立臺灣大學；
- Professor T. Usami, 日本，名古屋大學；
- Professor B. Uy, 澳洲，西雪妮大學；
- Professor Y.C. Wang, 英國，曼徹斯特大學；
- Professor E. Yamaguchi, 日本，九州理工學院；
- Professor Y. Dang, 中國，天津大學。

衷心感謝以下機構允許採用其出版資料：

- 美國鋼鐵學會 (AISI)；
- 英國結構工程師學會 (IStructE)；
- 英國鋼建造學會 (SCI)。

同時感謝以下機構的支持：

- 英國標準協會 (BSI)。

本作業守則編寫時，技術委員會的所有成員的努力和貢獻表示崇高的謝意。

目錄

前言	ii
致謝	iii
目錄	iv
插圖索引	xviii
表格索引	xx
1 概要	1
1.1 範圍	1
1.2 設計哲理	2
1.2.1 結構設計的目的	2
1.2.2 設計責任與假定	2
1.2.3 結構體系、完整性和堅固性	3
1.2.4 整體穩定性	3
1.2.5 極限狀態設計	3
1.2.6 經濟性	3
1.2.7 設計使用年限	3
1.3 參考文獻	4
1.4 術語及定義	4
1.4.1 一般定義	4
1.4.2 結構構件定義	6
1.4.3 結構性能定義	7
1.4.4 材料性能定義	8
1.4.5 截面類型定義	8
1.4.6 連接定義	9
1.5 主要符號	10
2 極限狀態設計哲理	21
2.1 概要	21
2.1.1 說明	21
2.1.2 簡單設計	21
2.1.3 連續設計	21
2.1.4 半連續設計	21
2.1.5 通過測試驗證設計	21
2.1.6 效能為本設計	21
2.1.7 計算準確性	22
2.1.8 基礎設計	22
2.2 極限狀態哲理	22
2.3 極限狀態 (ULS)	23
2.3.1 強度極限狀態	23
2.3.2 穩定性極限狀態	23
2.3.3 疲勞	24
2.3.4 結構的完整性和堅固性	27
2.3.5 脆裂	30

2.4	正常使用極限狀態(SLS).....	30
2.4.1	正常使用狀態的荷載.....	30
2.5	荷載.....	31
2.5.1	概要.....	31
2.5.2	恆載和外加荷載.....	31
2.5.3	風荷載.....	31
2.5.4	土壓力和水壓力.....	31
2.5.5	基礎不均勻沉降引起的荷載效應.....	31
2.5.6	溫度變化引起的荷載效應.....	32
2.5.7	吊機荷載.....	32
2.5.8	設定橫向荷載.....	32
2.5.9	異常荷載和施加於關鍵構件上的荷載.....	33
2.5.10	建築期間的荷載.....	34
2.5.11	臨時結構在建築期間的荷載.....	34
3	材料.....	35
3.1	結構鋼材.....	35
3.1.1	概要.....	35
3.1.2	普通強度鋼材的強度設計值.....	36
3.1.3	高強鋼材的強度設計值.....	41
3.1.4	無合格證書的鋼材.....	41
3.1.5	厚度方向的特性.....	41
3.1.6	其他特性.....	41
3.2	避免脆裂.....	42
3.3	螺栓.....	44
3.3.1	普通螺栓.....	44
3.3.2	高強摩擦錨夾螺栓或預緊螺栓.....	44
3.4	焊接材料.....	44
3.5	鋼鑄件和鋼鍛件.....	44
3.6	底板的灌漿材料.....	44
3.7	組合結構的材料.....	44
3.7.1	混凝土.....	44
3.7.2	鋼筋.....	45
3.7.3	壓型鋼板.....	45
3.7.4	抗剪栓釘.....	45
3.8	冷成型鋼材的材料特性.....	45
3.8.1	機械特性.....	45
4	荷載系數和材料系數.....	49
4.1	分項安全系數.....	49
4.2	材料系數.....	49
4.2.1	鋼板和型鋼.....	49
4.2.2	螺栓.....	50
4.2.3	組合截面設計中的鋼筋和混凝土.....	50
4.2.4	底板和牆板的灌漿.....	50

4.3	荷載系數和組合	50
4.3.1	正常極限狀態下的荷載組合	50
4.3.2	移動式高架起重機的荷載組合	51
4.3.3	建築物評估的荷載組合	51
4.3.4	臨時工程在建造期間的荷載組合	51
4.3.5	異常事故的荷載組合	51
4.3.6	荷載分項系數的總表	52
4.3.7	正常使用極限狀態下的荷載組合	53
5	正常使用極限狀態	54
5.1	概要	54
5.2	變形	54
5.3	風荷載引起的振動	55
5.3.1	對風敏感的建築和結構	55
5.3.2	正常使用極限狀態	55
5.3.3	結構動力特性	55
5.3.4	高層建築物的正常使用性能準則	55
5.3.5	通信塔和廣播塔的正常使用的性能準則	56
5.3.6	減少風荷載引起的動力效應	56
5.4	人的活動引起的樓面的振動	57
5.5	耐久性	57
5.5.1	概要	57
5.5.2	銹蝕防護的類型	58
5.5.3	殘餘應力引起的腐蝕	59
6	設計方法和結構分析	60
6.1	分析方法	60
6.2	分析模型和假定	61
6.3	框架分類	61
6.3.1	概要	61
6.3.2	彈性臨界荷載系數	61
6.3.3	無側移框架	62
6.3.4	有側移框架	62
6.3.5	對側移特別敏感框架	63
6.4	缺陷	63
6.4.1	概要	63
6.4.2	框架缺陷	63
6.4.3	構件缺陷	64
6.4.4	彈性臨界模態	65
6.5	簡化設計	65
6.6	一階線彈性分析	65
6.6.1	概要	65
6.6.2	在有側移框架中使用彎矩放大法	65
6.6.3	在有側移框架和無側移框架中使用計算長度	66
6.6.4	最大細長比	68

6.7	僅考慮 $P-\Delta$ 效應的二階彈性分析（二階非直接分析）	68
6.7.1	概要	68
6.7.2	分析方法	69
6.7.3	應用與局限性	69
6.8	$P-\Delta-\delta$ 二階彈性分析（二階直接分析）	69
6.8.1	概要	69
6.8.2	分析方法	69
6.8.3	應用與局限性	69
6.9	高等分析	70
6.9.1	概要	70
6.9.2	分析方法	71
6.9.3	應用與局限性	71
6.10	支撐構件	71
6.11	分析中連接的分類	71
6.11.1	鉸接	72
6.11.2	剛性連接	72
6.11.3	半剛性連接	72
7	截面分類	73
7.1	概要	73
7.2	分類	74
7.3	用以分類的應力比值	78
7.4	組合工字形或 H 形截面的翼緣	79
7.5	有效塑性模量	80
7.5.1	概要	80
7.5.2	翼緣對稱的工字形或 H 形截面	80
7.5.3	矩形空心鋼管截面	81
7.5.4	圓形空心鋼管截面	81
7.6	窄長截面的有效寬度法	81
7.7	窄長截面的有效應力法	81
7.8	計算截面的形心漂移	82
8	結構構件設計	84
8.1	概要	84
8.2	約束樑	84
8.2.1	抗剪承载力	84
8.2.2	彎矩承载力	85
8.2.3	腹板開孔的樑	86
8.2.4	蜂窩樑	88
8.3	樑的側面扭轉壓曲	88
8.3.1	跨間和末端側向約束	88
8.3.2	扭轉約束	89
8.3.3	常規與不穩定荷載	89
8.3.4	側面扭轉壓曲的計算長度	89
8.3.5	側面扭轉壓曲的彎矩抗力	92

8.4	板樑	99
8.4.1	設計強度	99
8.4.2	正常使用狀態下腹板的最小厚度	99
8.4.3	避免受壓翼緣壓曲的最小腹板厚度	99
8.4.4	板樑受約束時的彎矩承载力	99
8.4.5	軸向力的效應	100
8.4.6	剪切壓曲抗力	100
8.4.7	跨中腹板橫向加勁桿	100
8.4.8	末端錨固	115
8.4.9	開口板	115
8.4.10	腹板承载能力和加勁桿設計	115
8.4.11	其他類型的加勁桿	119
8.4.12	腹板加勁桿與腹板的連接	119
8.4.13	腹板加勁桿與翼緣的連接	119
8.5	單角鋼構件的壓曲彎矩抗力	120
8.6	受拉構件	120
8.6.1	抗拉承载力	120
8.6.2	帶偏心節點的構件	120
8.6.3	單角鋼和雙角鋼、槽鋼及 T 形鋼	120
8.6.4	帶跨間節點的雙角鋼、槽鋼及 T 形鋼	121
8.7	受壓構件	121
8.7.1	構件區段長度	121
8.7.2	一般計算長度	121
8.7.3	約束	122
8.7.4	細長比	123
8.7.5	抗壓承载力	123
8.7.6	抗壓強度	123
8.7.7	偏心節點	139
8.7.8	簡單結構	139
8.7.9	三角形結構和桁架中構件的計算長度	139
8.8	軸向力和彎矩組合作用下的受拉構件	140
8.9	軸向力和彎矩組合作用下的受壓構件	141
8.9.1	截面承载力	141
8.9.2	構件的壓曲抗力	141
8.10	受壓構件的扭轉和彎扭壓曲	144
8.11	門式框架	144
8.11.1	概要	144
8.11.2	彈性設計	144
8.11.3	塑性設計	144
8.11.4	平面內穩定性	144
8.11.5	平面外穩定性	148
8.12	綴條與綴板壓桿	152
8.12.1	綴條壓桿	152
8.12.2	綴板壓桿	152

附錄 8.1	154
附錄 8.2	155
附錄 8.3	157
附錄 8.4	158
9 連接	159
9.1 概要	159
9.2 焊縫連接	160
9.2.1 沿厚度分佈的拉力	160
9.2.2 焊縫種類	160
9.2.3 可焊性與焊條	160
9.2.4 無加強翼緣的焊縫連接	160
9.2.5 焊縫強度	161
9.3 螺栓連接	168
9.3.1 螺栓間距	168
9.3.2 端距與邊距	168
9.3.3 栓孔尺寸	169
9.3.4 連接部位的截面面積	169
9.3.5 板塊受剪	171
9.3.6 螺栓抗剪及承壓強度設計值	172
9.3.7 受拉螺栓的強度設計值	176
9.3.8 剪力與拉力的共同作用	177
9.3.9 螺栓與焊縫的混合連接	178
9.3.10 銷釘連接	178
9.3.11 格構樑空心截面的連接	179
9.4 支座底板與錨固構造	180
9.4.1 柱支座底板	180
9.4.2 底板和牆板及吊桿的錨固螺栓	181
9.5 鋼材鑄造與鍛件	182
10 組合結構	183
10.1 材料	183
10.1.1 結構鋼材	183
10.1.2 混凝土	183
10.1.3 鋼筋	184
10.1.4 抗剪連接件	184
10.1.5 壓型鋼板	184
10.2 組合樑	185
10.2.1 概要	185
10.2.2 樑內力與彎矩分析	187
10.2.3 組合截面的確立	189
10.2.4 組合截面的分類	191
10.2.5 組合截面承载力與特性	194
10.2.6 極限狀態設計	197
10.2.7 正常使用極限狀態設計	199

10.3	抗剪連接	202
10.3.1	概要	202
10.3.2	抗剪連接的設計抗力	203
10.3.3	抗剪連接件的規定	206
10.3.4	抗剪連接件的細節設計	209
10.3.5	橫向鋼筋	210
10.4	帶有壓型鋼板的組合板	214
10.4.1	概要	214
10.4.2	施工形式	215
10.4.3	極限狀態設計	216
10.4.4	施工階段壓型鋼板的設計	219
10.4.5	組合板在組合作用階段的設計	221
10.4.6	細節規定	229
10.4.7	施工構造要求	231
10.5	組合柱	233
10.5.1	概要	233
10.5.2	適用設計方法	234
10.5.3	簡化設計方法	235
10.5.4	剪切連接與荷載導入	249
10.5.5	細節規定	252
11	冷成型開口截面鋼、壓型鋼板、空心截面鋼管以及鋼板樁 的設計	253
11.1	冷成型開口截面鋼以及壓型鋼板的設計概要	253
11.2	材料特性	254
11.2.1	物理特性	254
11.2.2	機械特性	254
11.3	截面特性	255
11.3.1	總截面特性	255
11.3.2	拉力作用下的有效截面特性	257
11.3.3	壓彎作用下的有效截面特性	257
11.3.4	局部壓曲	257
11.3.5	翼緣捲邊	265
11.4	側向荷載作用下的構件	266
11.4.1	概要	266
11.4.2	彎矩承載力	266
11.4.3	剪切承載力	268
11.4.4	彎剪組合作用	269
11.4.5	腹板受壓承載力	269
11.4.6	受彎和腹板受壓的組合作用	274
11.4.7	側向壓曲	274
11.4.8	撓度計算	278
11.4.9	扭轉效應	279
11.5	軸向受力構件	279
11.5.1	受拉構件	279

11.5.2	受壓構件	282
11.5.3	彎曲壓曲	282
11.5.4	彎扭壓曲	284
11.5.5	壓彎組合作用	285
11.6	連接	287
11.6.1	一般建議	287
11.6.2	螺栓的緊固	287
11.6.3	螺釘和拉鉚釘的緊固	290
11.6.4	組合構件的交點	291
11.6.5	組合構件的螺栓抗彎連接	293
11.7	空心型鋼的設計	295
11.7.1	空心型鋼的一般設計	295
11.7.2	材料特性	295
11.7.3	機械性能	295
11.7.4	外角的控制	295
11.7.5	冷成型區的焊接	296
11.7.6	荷載作用下冷成型型鋼的性質	296
11.7.7	撓度計算	296
11.7.8	連接	296
11.8	冷成型鋼板樁設計	297
11.8.1	冷成型鋼板樁的一般設計	297
11.8.2	材料性能	297
11.8.3	機械性能	297
11.8.4	冷成型鋼板的最小內半徑	297
11.8.5	冷成型鋼板在冷成型區的焊接	298
11.8.6	冷成型區在荷載作用下的性質	298
11.8.7	撓度計算	298
12	防火設計	299
12.1	設計原理	299
12.1.1	結構防火的基本規定	299
12.1.2	火災作用	299
12.1.3	火災極限狀態	300
12.1.4	高溫下的物理與機械性能	300
12.1.5	材料系數與荷載系數	303
12.2	基於標準耐火試驗的耐火性	304
12.2.1	結構構件的耐火性	304
12.2.2	標準耐火試驗的破壞準則	304
12.3	基於極限溫度法的耐火性	305
12.4	效能為本設計方法的耐火性	305
12.4.1	分析基礎	305
12.4.2	熱反應	306
12.4.3	力學反應	306
12.4.4	效能為本設計方法的確認	306
12.4.5	簡化計算方法	307

12.5	性能要求	307
13	特殊結構設計及保養並基於其他效能為本的設計	308
13.1	高層建築	308
13.1.1	高層建築結構形式	308
13.1.2	高層建築的穩定性	308
13.1.3	特殊細節構造	308
13.1.4	抵抗極端情況的考慮	309
13.1.5	高層建築的風動力荷載	309
13.2	傳輸發射塔、柱桿和煙囪的設計原則	311
13.2.1	傳輸發射塔、柱桿和煙囪的結構形式	311
13.2.2	塔、柱桿和煙囪的整體穩定	311
13.2.3	特殊細節構造	311
13.2.4	抵抗極端情況設計的考慮	311
13.2.5	正常使用性能	312
13.2.6	鋼煙囪的設計	312
13.2.7	鋼煙囪的建造和銹蝕防護	312
13.2.8	風引起的圓形煙囪的振動	313
13.3	玻璃和外牆支承結構	314
13.3.1	概要	314
13.3.2	撓度限值	314
13.3.3	要求	314
13.3.4	荷載和作用	314
13.3.5	受拉結構體系	315
13.4	施工中的臨時工程	317
13.4.1	設計哲理	317
13.4.2	二階效應	317
13.4.3	不垂直	317
13.4.4	裝配偏差容限	317
13.4.5	構件缺陷	318
13.4.6	支座沉降和柔性支承	318
13.4.7	傾覆	318
13.4.8	偏差容限和空隙	318
13.4.9	新建和已建結構體系	319
13.4.10	模件試驗	319
13.5	大跨度結構	320
13.5.1	大跨度結構體系	320
13.5.2	大跨度結構的整體穩定	320
13.5.3	特殊細節構造	320
13.5.4	抵抗極端情況的考慮	320
13.5.5	正常使用性能	320
13.6	行人橋	321
13.6.1	設計哲理	321
13.6.2	荷載	321
13.6.3	強度、撓度和疲勞設計	321

13.6.4	振動和擺動	324
13.6.5	行人橋的支承設計	324
13.7	橋式吊機車、塔式和吊臂起重機及流動起重機設計荷載	325
13.7.1	靜態吊機的類型和分類	325
13.7.2	吊機支承結構的設計	325
13.7.3	吊機荷載	325
13.8	鋼結構的保養原則	328
13.8.1	概要	328
13.8.2	在初始設計中考慮保養	328
13.8.3	已建結構的保養	328
13.8.4	保養過程中的健康和 safety	329
14	建造和安裝	330
14.1	截面尺寸和偏差容限	330
14.2	工藝概要	330
14.2.1	鑒定	330
14.2.2	操作	330
14.2.3	切割	330
14.2.4	成型	330
14.2.5	鑽孔	331
14.2.6	安裝	332
14.2.7	彎曲和矯直	332
14.2.8	檢查	333
14.2.9	儲存	333
14.3	焊縫工藝	333
14.3.1	概要	333
14.3.2	焊工資格	333
14.3.3	詳細說明焊接工序	333
14.3.4	安裝	334
14.3.5	母材的無損檢測	335
14.3.6	焊縫的無損檢測 (NDT)	335
14.3.7	抗剪栓釘焊接	343
14.4	螺栓工藝	343
14.4.1	概要	343
14.4.2	普通螺栓的安裝	343
14.4.3	預緊螺栓的安裝	346
14.5	安裝工藝	347
14.5.1	安裝方法說明	347
14.5.2	操作和儲存	347
14.5.3	損毀的鋼構件	347
14.5.4	柱底板和面板	347
14.5.5	水泥灌漿	347
14.5.6	穩定性	347
14.5.7	結構零件的對齊	348
14.5.8	溫度影響	348

14.5.9	現場施焊	348
14.5.10	現場安裝螺栓	348
14.6	保護措施	348
14.6.1	概要	348
14.6.2	材料	348
14.6.3	表面準備	349
14.6.4	噴金屬保護層	349
14.6.5	熱浸鍍鋅	349
14.6.6	塗料處理	350
14.6.7	檢查和測試	350
15	製造和安裝的準確性	351
15.1	概要	351
15.2	軋製型鋼部件橫截面的允許偏差	351
15.3	製造後構件的允許偏差	352
15.3.1	非支承端部的垂直度	352
15.3.2	支承端部的垂直度	352
15.3.3	兩個軸線或單個腹板或翼緣的平直度	352
15.3.4	長度	352
15.3.5	彎曲或起拱	352
15.3.6	支座處垂直度	352
15.4	製造構件的元件的允許偏差	353
15.4.1	安裝位置	353
15.4.2	孔定位	353
15.4.3	衝孔位置	353
15.4.4	板和角鋼的剪切或裁切邊	353
15.4.5	平面度	353
15.4.6	凹口	353
15.4.7	柱底板和頂板	353
15.5	鋼板樑截面的允許偏差	354
15.5.1	高度	354
15.5.2	翼緣寬度	354
15.5.3	截面的垂直度	354
15.5.4	腹板偏心	354
15.5.5	翼緣	354
15.5.6	吊車樑的上翼緣	354
15.5.7	腹板變形	354
15.5.8	支承處的橫截面	355
15.6	箱形截面製造的允許偏差	355
15.6.1	板寬	355
15.6.2	垂直度	355
15.6.3	板的變形	355
15.7	加勁桿的允許偏差	355
15.7.1	腹板加勁桿	355
15.7.2	腹板加勁桿	356

15.8 格構式部件的允許偏差	356
15.8.1 節間長度.....	356
15.8.2 節間累積長度.....	356
15.8.3 節點偏心.....	356
15.8.4 整體橫截面.....	356
15.8.5 管狀格構式大樑.....	356
15.9 冷成型鋼的允許偏差	357
15.9.1 量度位置.....	357
15.9.2 厚度.....	357
15.9.3 外部尺寸.....	357
15.9.4 長度.....	357
15.9.5 角度偏差.....	357
15.9.6 平直度.....	357
15.9.7 扭轉角.....	358
15.9.8 組合構件.....	358
15.9.9 平整度.....	358
15.10 基礎、牆和地腳螺栓的允許偏差	358
15.10.1 基礎平水.....	358
15.10.2 豎直牆.....	358
15.10.3 還需調整的預埋地腳螺栓或地腳螺栓群.....	358
15.10.4 不需調整的預埋地腳螺栓或地腳螺栓群.....	358
15.10.5 不需調整的預埋牆螺栓或牆螺栓群.....	359
15.10.6 埋入式鋼錨板.....	359
15.11 安裝部件允許偏差的應用	359
15.12 安裝部件和結構的允許偏差	359
15.12.1 柱底部的位置.....	359
15.12.2 整體平面尺寸.....	359
15.12.3 單層柱的鉛垂度.....	360
15.12.4 多層柱的鉛垂度.....	360
15.12.5 拼接時柱的對齊.....	360
15.12.6 柱拼接位置.....	360
15.12.7 支承表面間的縫隙.....	360
15.12.8 相鄰邊柱的對齊.....	360
15.12.9 樑水平面.....	361
15.12.10 同一根樑的兩端水平面.....	361
15.12.11 5 米內相鄰樑的水平面.....	361
15.12.12 相鄰樓層樑的水平面.....	361
15.12.13 樑的對齊.....	361
15.12.14 構件的平面位置.....	361
15.12.15 吊車台架柱的鉛垂度.....	362
15.12.16 吊車台架兩軌道間標距.....	362
15.12.17 吊車台架軌道接頭部位-軌道表面.....	362
15.12.18 吊車台架軌道接頭部位-軌道邊緣.....	362
15.12.19 壓型鋼板面層.....	362

15.12.20	底層的厚度	363
15.12.21	支承位置	363
16	荷載試驗	364
16.1	概要	364
16.1.1	範圍	364
16.1.2	測試要求	364
16.1.3	測試實行的建議	364
16.2	驗證測試、強度測試和破壞測試	365
16.2.1	驗證測試和強度測試	365
16.2.2	毀壞測試	366
16.3	測試條件、方法和程序	366
16.3.1	測試條件	366
16.3.2	載入和卸載	366
16.3.3	量度	367
16.3.4	機械特性	367
16.3.5	相對強度系數	367
16.3.6	荷載測試的質量控制	367
16.3.7	測試報告的內容	368
16.4	組合板的測試	368
16.4.1	概要	368
16.4.2	特定測試	368
16.4.3	參數試驗	371
17	現有結構評估和改進建議	374
17.1	概要	374
17.2	結構評估調查	374
17.2.1	初始材料	374
17.2.2	評估報告	375
17.3	設計和分析	375
17.3.1	結構評估分析和設計檢查	375
17.3.2	現有結構和新建結構的整體穩定性	375
17.3.3	新建結構與現有結構連接的細節構造	375
17.3.4	初始結構的升級	375
17.3.5	設計中考慮極端情況(火災、事故、恐怖主義)	376
17.3.6	使用	376
17.4	荷載測試	376

附錄A	參考文獻	377
A1	認可的標準和技術文獻	377
A1.1	鋼材	377
A1.2	鑄造和鍛造	379
A1.3	螺栓	379
A1.4	焊接	382
A1.5	組合設計用材	384
A1.6	抗剪栓釘	385
A1.7	冷成型鋼材	385
A1.8	截面尺寸和偏差容限	386
A1.9	防護處理	387
A1.10	其他認可的標準	388
A2	參考資訊	388
A2.1	認可人士和註冊結構工程師的作業備考	388
A2.2	英國鋼建造學會	388
A2.3	英國和歐洲標準	389
A2.4	澳洲標準	390
A2.5	一般參考	390
附錄 B	相對強度系數	391
B1	概要	391
B2	預估強度測試的試驗荷載	391
B3	毀壞測試結果的處理	391
附錄 C	常見的焊接符號	393
附錄 D	確定鋼材等級的測試和一些產品標準的摘要	398
D1	確定鋼材等級的測試	398
D1.1	主要規定	398
D1.2	高強鋼材的附加規定	400
D1.3	高強鋼材的強度設計值	400
D1.4	測試的質量控制	400
D2	螺栓的主要規定	402

插圖索引

圖 2.1—	焊接鋼材的典型 S-N 曲線·····	26
圖 2.2—	建築物柱繫件的示例·····	28
圖 2.3—	建築物普通繫件的示例·····	30
圖 6.1—	柱的計算長度, $P-\Delta$ 及 $P-\delta$ 彎矩·····	60
圖 6.2—	有側移及無側移屈曲模態·····	62
圖 6.3—	不垂直缺陷下的名義橫向力·····	64
圖 6.4—	子框架的約束系數·····	66
圖 6.5a—	有側移框架的計算長度系數 (L_E/L) ·····	67
圖 6.5b—	無側移框架的計算長度系數 (L_E/L) ·····	67
圖 6.6—	連接性能·····	72
圖 7.1—	受壓構件的尺寸·····	75
圖 7.2—	半厚實截面腹板的應力比·····	79
圖 7.3—	組合翼緣的尺寸·····	79
圖 7.4—	純壓作用下單軸對稱窄長形截面的應力重新分佈·····	83
圖 7.5—	純壓作用下的雙軸對稱窄長形截面·····	83
圖 7.6—	純彎作用下的雙軸對稱窄長形截面·····	83
圖 8.1—	標準蜂窩樑·····	88
圖 8.2—	懸臂樑的末端約束以減小計算長度·····	89
圖 8.3—	剛性支撐長度·····	116
圖 8.4—	帶有焊接翼緣板的軋製工字鋼或 H 形鋼·····	125
圖 8.5—	門式框架的幾何示意圖·····	145
圖 8.6—	使用柱和橡隅撐的例子·····	148
圖 8.7—	腋板約束·····	151
圖 9.1—	未加強翼緣 T 形連接節點的有效寬度·····	161
圖 9.2—	角焊縫的幾何示意圖·····	162
圖 9.3—	焊縫的繞角焊·····	163
圖 9.4—	角焊縫—方向計算法·····	165
圖 9.5—	部份熔透對接焊·····	167
圖 9.6—	單面和雙面熔透焊·····	168
圖 9.7—	交錯排列的螺栓孔·····	170
圖 9.8—	兩肢帶栓孔的角鋼·····	170
圖 9.9—	板塊剪力和有效剪力面積·····	172
圖 9.10—	拼接板的搭接長度·····	174
圖 9.11—	撬動力·····	177
圖 9.12—	端部銷接的受拉構件·····	178
圖 9.13—	銷接的彎曲效動作·····	179
圖 9.14—	典型的支座底板·····	180
圖 10.1—	典型的組合樑·····	185
圖 10.2—	連續樑的 L_z 值·····	191
圖 10.3—	腹板應力比 r 的計算·····	193
圖 10.4—	折減截面·····	196
圖 10.5—	連續組合樑底部翼緣的側向壓曲·····	199

圖 10.6—	混凝土肋板寬度 b_c ·····	206
圖 10.7—	最小尺寸·····	210
圖 10.8—	橫向剪切面·····	212
圖 10.9—	邊樑的細節構造·····	214
圖 10.10—	典型的壓型鋼板·····	216
圖 10.11—	施工荷載排列·····	220
圖 10.12—	組合板的破壞模式·····	223
圖 10.13—	計算彎矩承載力的等效應力分佈·····	223
圖 10.14—	臨界抗剪周長·····	226
圖 10.15—	鋼片和鋼板的尺寸·····	230
圖 10.16—	支承長度要求·····	231
圖 10.17—	雙軸對稱組合柱的典型截面·····	233
圖 10.18—	互動曲線和對應的應力分佈·····	245
圖 10.19—	軸壓與單向彎矩共同作用下的互動曲線·····	246
圖 10.20—	軸壓力與雙向彎曲共同作用下的驗證·····	248
圖 10.21—	採用圓頭栓釘組合柱的附加摩擦力·····	249
圖 10.22—	箍筋排列·····	250
圖 11.1—	典型的冷成型鋼開口截面和壓型鋼板·····	254
圖 11.2a—	C 形和 Z 形鋼的理想截面·····	256
圖 11.2b—	壓型鋼板的理想截面·····	256
圖 11.3—	加勁和非加勁板件的有效寬度·····	258
圖 11.4—	簡單卷邊邊緣加勁桿·····	259
圖 11.5—	考慮角半徑時有效寬度的計算·····	261
圖 11.6—	腹板有效部份的應力分佈·····	263
圖 11.7—	翼緣捲邊·····	265
圖 11.8—	彎矩承載力的確定·····	267
圖 11.9—	橫截面例子·····	272
圖 11.10—	考慮側向屈曲時的約束情況·····	276
圖 11.11—	交錯孔排列的圖例·····	281
圖 11.12—	單軸對稱受壓型鋼·····	283
圖 11.13—	背對背構件的連接力·····	292
圖 11.14—	典型的螺栓抗彎連接·····	293
圖 11.15—	螺栓抗彎連接中的內力·····	294
圖 13.1—	幾何缺陷值(a)和(b)不豎直, (c)構件缺陷, (d)偏心矩·····	318
圖 13.2—	考慮豎向撓度·····	322
圖 14.1—	組合厚度·····	336
圖 16.1—	測試細節·····	369
圖 16.2—	抗剪連接鍵破壞·····	373

表格索引

表 2.1—	極限狀態·····	23
表 2.2—	需考慮的側向力總表·····	33
表 3.1—	強度等級總表·····	36
表 3.2—	遵照 BS EN 標準製造的鋼材的強度設計值 p_y (板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)·····	38
表 3.3—	遵照中國標準 GB50017 製造的鋼材強度設計值 p_y (板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)·····	39
表 3.4—	遵照 ASTM 標準製造的北美地區鋼材強度設計值 p_y (板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)·····	39
表 3.5—	遵照澳洲標準製造的鋼材強度設計值 p_y (板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)·····	40
表 3.6—	遵照日本標準 JIS SN 鋼材 (熱軋建築鋼材) 中 JIS G3136 製造的強度設計值 p_y (板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)·····	40
表 3.7—	最低使用溫度 (°C) 下的最大基本厚度 t_1 (mm), 27J 夏比衝擊測試值和鋼材強度等級·····	43
表 3.8—	關於細節構造類型、應力水平和應變情況的系數 K ·····	43
表 3.9—	遵照多個國家標準應用的鋼材的屈服和抗拉強度·····	47
表 4.1—	不同類別鋼材的材料系數 γ_{m1} 和 γ_{m2} ·····	50
表 4.2—	正常設計情況下的荷載分項系數和荷載組合·····	51
表 4.3—	極端情況的荷載分項系數和荷載組合·····	52
表 4.4—	極限狀態下的荷載分項系數的總表·····	53
表 5.1—	變形限值·····	54
表 5.2—	外露情況·····	57
表 5.3—	防護系統類型和常規應用指引·····	58
表 6.1—	設計中所採用的構件初始彎曲缺陷值·····	64
表 6.2—	在連續結構中確定計算長度時應採用樑的剛度·····	68
表 7.1—	非矩形空心鋼管和圓形空心鋼管截面的寬厚比限值·····	76
表 7.2—	圓形與矩形空心鋼管截面的寬厚比限值·····	77
表 8.1—	跨間未設側向約束的懸臂樑的計算長度·····	91
表 8.2—	RHS 截面的 L_E/r_y 限制值·····	92
表 8.3a—	軋製截面的抗彎強度 p_b (N/mm ²) ·····	94
表 8.3b—	焊接截面的抗彎強度 p_b (N/mm ²) ·····	95
表 8.3c—	其他鋼材的抗彎強度 p_b (N/mm ²) ·····	96
表 8.4a—	端部彎矩和典型荷載作用下樑側面扭轉壓曲的等效均布 彎矩系數 m_{LT} ·····	97
表 8.4b—	非典型荷載作用下樑側面扭轉壓曲的等效均布彎矩系數 m_{LT} ·····	98
表 8.5—	腹板抗剪壓曲強度 q_w (N/mm ²) ·····	103
表 8.6—	理想柱的計算長度·····	122
表 8.7—	不同截面類型的壓曲曲線標示·····	124
表 8.8—	受壓構件的強度設計值 p_c ·····	126

表 8.9—	彎曲壓曲的等效彎矩系數·····	143
表 9.1—	角焊縫的最小焊腳長度·····	162
表 9.2a—	BS-EN 標準的角焊縫強度設計值 p_w ·····	163
表 9.2b—	GB 國標規定的角焊縫強度設計值 p_w ·····	164
表 9.3—	螺栓最小端距與最小邊距（標準孔）·····	169
表 9.4—	標準栓孔尺寸·····	169
表 9.5—	螺栓的抗剪強度·····	173
表 9.6—	螺栓的承壓強度·····	173
表 9.7—	預緊螺栓的抗滑移系數·····	176
表 9.8—	螺栓抗拉強度·····	176
表 10.1—	不同等級混凝土的抗壓強度和短期彈性模量·····	183
表 10.2—	簡化彎矩系數·····	188
表 10.3—	彈性整體分析中支承彎矩的最大調幅百分比·····	189
表 10.4—	普通混凝土的模數比值·····	191
表 10.5—	組合截面翼緣和腹板的極限寬厚比·····	192
表 10.6—	半厚實腹板的極限寬厚比·····	192
表 10.7—	普通混凝土中圓頭抗剪栓釘的特徵抗力 P_k ·····	203
表 10.8—	k 的上限值·····	205
表 10.9—	混凝土的最小標稱板厚—梯形壓型鋼板·····	218
表 10.10—	混凝土的最小標稱板厚—內凹形壓型鋼板·····	218
表 10.11—	幾何比率的最大值·····	236
表 10.12—	計算考慮二階效應彎矩值的等效彎矩系數 β ·····	237
表 10.13—	組合柱的壓曲線和構件缺陷·····	241
表 10.14—	組合柱的壓曲強度折減系數·····	242
表 10.15—	剪切強度設計值 τ ·····	251
表 10.16—	全埋入式型鋼混凝土組合截面的剪切強度設計值 τ_{Rd} ·····	251
表 11.1—	截面特性的計算原則·····	256
表 11.2a—	單腹板樑·····	270
表 11.2b—	工字形樑和抵抗腹板扭轉的樑·····	271
表 11.3—	標準孔徑螺栓的強度設計值·····	288
表 11.4—	外角·····	295
表 11.5—	冷成型區以及聯接材料的焊接條件·····	296
表 11.6—	JC 級鋼材的最小內半徑·····	297
表 11.7—	MC/NC 級鋼材的最小內半徑·····	298
表 12.1—	高溫狀態下鋼材和混凝土的典型物理性能·····	301
表 12.2a—	高溫狀態下熱軋鋼材的強度折減系數·····	301
表 12.2b—	高溫狀態下冷成型鋼材的強度折減系數·····	301
表 12.2c—	高溫狀態下混凝土的強度折減系數·····	302
表 12.2d—	高溫狀態下冷成型鋼筋的強度折減系數·····	302
表 12.3—	高溫狀態下螺栓和焊縫的強度折減系數·····	303
表 12.4—	極限防火狀態時的材料系數·····	303
表 12.5—	極限防火狀態下的荷載系數·····	303
表 13.1—	豎向撓度的建議極限值·····	322
表 13.2—	疲勞強度分項安全系數·····	323

表 13.3—	正常條件下的吊機荷載系數·····	326
表 14.1—	孔直徑的偏差容限·····	331
表 14.2a—	提交焊接工序規格的規定·····	333
表 14.2b—	等候時間說明·····	336
表 14.3a—	檢測範圍和頻率 (NDT) ·····	337
表 14.3b—	鋼結構焊縫合格的標準·····	339
表 14.3c—	焊接區的定義和焊接方向·····	341
表 14.3d—	鋼結構焊縫缺陷的特徵·····	342
表 14.4—	與普通螺栓匹配的螺栓、螺母和墊圈的標準·····	344
表 14.5—	ISO 8.8 級螺栓的推薦緊固扭矩和近似的拉力 (假定螺栓浸油) ·····	346
表 15.1—	內部構件寬度的允許偏差·····	357
表 15.2—	外伸構件寬度的允許偏差·····	357
表 D1a—	熱軋和熱處理結構鋼和冷成型鋼管的性能規定·····	399
表 D1b—	冷成型薄壁鋼的性能規定·····	399
表 D2—	不同高強鋼材的最小材料特性規定·····	401
表 D3—	螺栓的性能規定·····	402
表 D4—	不同螺栓在正常使用下的強度·····	403

1 概要

1.1 範圍

本鋼結構作業守則（極限狀態設計法），以下簡稱守則，對鋼結構建築物以及其他標準未明確包括的相關結構提供設計建議。

本守則不涵蓋特別類型的鋼結構的所有項目（如鐵路和道路橋樑、行人通道、核電站或壓力容器），也不涵蓋採用纖維組合材料的結構。

本守則不適用於橋樑的設計，而在香港的橋樑通常根據道路和鐵路結構設計手冊及相關標準進行設計。不過，本守則適用於連接建築物的行人天橋的設計的同時，亦需要參照道路和鐵路結構設計手冊以及其他認可參考資料。

第 1 章包括基本規定及本守則的範圍。

第 2 章闡述了本守則所採用的極限狀態設計方法的原理。

第 3 章內容涵蓋熱軋型鋼、扁鋼、板、熱處理和冷成型的空心管，以及冷成型的開口截面和壓型鋼板的使用。這些材料均應符合國際認可的鋼材產品標準，包括澳洲、中國、日本、美國和英國版的歐洲標準（即附有英國應用說明的歐洲標準）。附錄 A1 列出了這些標準。除了包括常用的屈服強度在 190 N/mm^2 至 460 N/mm^2 的鋼材外，本章對屈服強度在 460 N/mm^2 至 690 N/mm^2 的高強鋼材和強度設計值低於 170 N/mm^2 的無合格證書鋼材的使用也提供設計建議。本守則不涵蓋及屈服强度高於 690 N/mm^2 的鋼材的使用。

當其他結構材料與結構鋼一起使用時，這些材料應合乎香港或其他等效標準的規定。這些材料包括（但不局限於）：混凝土、水泥沙漿、鋼筋、不銹鋼和鋁材。

第 4 章提供正常荷載情況和極端荷載情況下的荷載分項系數的設計建議值。

第 5 章內容包括對撓度控制和結構動力特性（包括高層建築在風引致的振動下的正常使用準則）提供了特別規定和設計指引。本章也包括耐久性的規定以及抗腐蝕的防護措施。

第 6 章提供了二階整體分析方法的應用建議。

第 7、8、9 章內容包括屈服強度不超過 460 N/mm^2 的熱軋型鋼、扁鋼、鋼板、熱成型和冷成型空心管的設計建議，以及容許在限制下採用屈服強度在 460 N/mm^2 至 690 N/mm^2 之間的鋼材。對於設計強度超過 460 N/mm^2 或熱軋無縫空心截面，新添加了一條柱子穩定曲線 a_0 。

第 10 章闡述了鋼材與混凝土組合構件的設計，其中混凝土立方塊強度設計值不超過 60 N/mm^2 ，同時鋼材屈服強度設計值不超過 460 N/mm^2 。本章不適用於輕混凝土。

第 11 章對使用屈服強度設計值不超過 550 N/mm^2 冷成型薄壁鋼的使用提供了簡化的設計方法。冷彎空心截面和鋼板樁的使用併入了這個章節。

第 12 章對鋼材屈服強度不超過 460 N/mm^2 的結構防火工程提出了設計建議。

第 13 章對多種類型的結構提出了效能為本的設計建議，包括：高層建築、傳輸塔、柱桿和煙囪、玻璃支撐結構、施工期間的臨時結構、大跨度結構以及行人天橋。本章還包括吊機荷載和鋼結構維修的指引。

第 14、15 章是有關鋼結構裝配與安裝的詳細指引。

第 16 章提供的荷載測試程序，僅適用於本守則涵蓋範圍內的鋼結構。

第 17 章對現有鋼結構的安全評估及改建提供了設計建議。

附錄 A 列出了建築事務監督認可與本守則配套使用的標準和參考文獻。在採用其他標準或其他參考文獻的資料時，須證明能夠達到與附錄 A 中所列認可標準具有同等效效能。

附錄 B 提供了一個用於評定荷載測試結果，以便計算相對強度系數的方法。

附錄 C 包括了典型焊接符號的圖則。

附錄 D 提供確定鋼材強度等級的測試方法，以及鋼材和螺栓產品規格的基本規定。

1.2 設計哲理

1.2.1 結構設計的目的

結構設計的目的是確保結構滿足以下功能：

- a) 設計荷載作用下抵抗傾覆、滑動、上舉以及整體壓曲的整體穩定性。
- b) 確保在正常荷載和外加變形作用下以及施工過程中抵抗坍塌的強度達到認可的安全水平。
- c) 確保完整性、延性及堅固性達到認可的安全水平，在極端事件引起的非正常荷載作用下，能夠改變傳力途徑，從而避免不合比例坍塌。
- d) 耐火性。
- e) 在所有正常荷載和外加變形作用下的正常使用性能。
- f) 耐久性。
- g) 在設計使用年限內的可維修性。
- h) 可建性。
- i) 經濟性：結構應該在經濟的情況下達到上述的功能目標。

1.2.2 設計責任與假定

應由一位具有適當資格和經驗的專業工程師，即負責工程師負責整體概念設計，包括主要垂直和側向荷載的傳力路徑，使荷載通過這些路徑安全地傳至地基，確保結構整體穩定性、堅固性和完整性，以防止不合比例坍塌。另外，亦要確保這些系統相配。

詳細設計應在負責工程師的監督下，由合資格和稱職的工程師完成。

1.2.3 結構體系、完整性和堅固性

1.2.3.1 結構體系

應設計一個整體三維結構體系以使主要的垂直和水平荷載能夠安全地傳至地基。

1.2.3.2 堅固性、完整性和關鍵構件

整個結構體系應具有良好的堅固性，能夠抵抗不合比例坍塌。應將所有構件在水平和垂直方向連接起來以確保結構的完整性。關鍵構件的定義為一些對結構的整體強度和穩定性有著臨界影響的構件。這些構件應能夠抵抗因極端事件導致的非正常荷載。當一件非關鍵構件失效時，其他構件應設計至能夠通過改變荷載傳力途徑而得以繼續使用。

1.2.4 整體穩定性

應採用抗彎框架作用或支撐，或兩者組合，確保結構在大約正交方向上的整體穩定性。可由核心部位提供支撐體系，樓板應能提供橫隔膜作用，將側向力傳遞到垂直傳力構件。

1.2.5 極限狀態設計

極限狀態設計同時考慮單一結構構件和整體結構的強度、穩定性以及正常使用性能。參見 2.2 節。

極限狀態考慮結構整體或部份的安全。極限狀態的例子包括：強度（包括屈服、破裂、壓曲和形成失衡），傾覆、滑動、上舉以及整體側向或扭轉側移壓曲的穩定性、火災引致材料機械特性在高溫下的退化及溫度效應，以及由脆性材料性能或疲勞導致的斷裂。

正常使用極限狀態指某些指標，如超出其限值，不再符合指定正常使用的準則。例如：撓度、由風或人為引致的振動以及耐久性。

1.2.6 經濟性

本守則提供的極限狀態承载力是極限值，設計目標是使盡可能多的結構部份同時達到這些極限值，採用能獲得結構最大效率的方案，同時，優化構件的尺寸和細節構造，令材料和工程質量得到最佳的配合，亦可使整體結構的規格達到一致的標準。

1.2.7 設計使用年限

本守則假定設計使用年限為 50 年。這對一般的建築物和其他普通的結構來說是合理的。設計文件中應該明確註明設計使用年限。

當要求設計使用年限超過 50 年時，對設計以及材料和施工的品質控制的規定需要特別考慮和規格。

1.3 參考文獻

附錄 A1 列出了與本守則配套使用認可的標準及參考文獻的清單。附錄 A2 參考文獻提供了某些方面更詳細的設計指引。附錄 D 包括從一些守則摘錄的要點，這些指引可令本守則的使用更為方便。然而，符合的標準和參考文獻的規定比摘錄要點所提供的指引更為重要。

本守則認可的材料有熱軋鋼板和型鋼、冷成型鋼板和型鋼、鍛件、鑄件、螺栓、抗剪栓釘以及焊枝等應符合下列五個國家/地區中任何一套鋼材產品標準。它們是澳洲、中國、日本、美國和英國版的歐洲標準。

為提供一套統一的標準，材料測試有需要在本港進行，本守則或附錄 A1 中認可的參考文獻對工人的測試和認證，品質保證的程序，例如測試和工序等，作了相應的規定。

有關焊接的程序及其測試，焊工和驗焊人員資格認證的參考資料，均是參考香港現行的建造方法而制定的。附錄 A1.4 中列出了這些參考文獻。

1.4 術語及定義

本守則中較常採用的術語及其定義在下面分類列出。更為專門的術語及其的定義則是在相關章節中加上。

1.4.1 一般定義

認可標準

附錄 A 中列出的建築事務監督（BA）認可的標準及文獻。

認可的品質保證（QA）系統

得到建築事務監督認可的品質保證系統，且符合 ISO 9001 以及香港認可處的規定。

BA

建築事務監督。

B(C)R

《建築物條例》之下的《建築物（建造）規例》。

建築物高度

從假定的結構底部（垂直與側向荷載傳給地面的位置）到結構最高樓層的高度（不包括外部建築裝飾物）。

守則

2011 年鋼結構作業守則。

恆載

特徵恆載 G_k : 在使用年限內所有結構或非結構構件產生的永久性荷載, 由《建築物（建造）規例》所規定。

外加荷載

特徵外加荷載 Q_k : 除恆載和風荷載外, 在使用年限內可能出現的外加荷載, 由《建築物（建造）規例》所規定。

風荷載

特徵風荷載 W_k : 遵照香港風力效應作業守則計算的外加荷載。

最不利分佈荷載

對某一構件產生最不利效應的荷載分佈。

設計荷載

特徵荷載或其他給定值乘以相應的分項系數。

動力荷載

由運動產生的外加荷載部份。

強度設計值

設計中所用材料的設定屈服強度, 由特徵材料強度乘以分項系數獲得。

承載力

在沒有出現屈服或斷裂損壞的前提下所能承受的力或彎矩的限值。

CS2

香港施工規範 2。

經驗方法

基於經驗或測試得出的簡化設計方法。

土力工程處技術指引

由香港特別行政區政府土木工程拓展署, 土力工程處出版的岩土工程手冊、岩土指南、岩土說明書、刊物、報告和技術指引。

HKAS

香港認可處。

HKCC

2004 年混凝土結構作業守則。

HKPCC

2003 年預製混凝土建造守則。

HKWC

2004 年香港風力效應作業守則。

HOKLAS

香港實驗所認可計劃。

PNAP

由建築事務監督定期發佈的認可人士、註冊結構工程師及註冊岩土工程師作業備考。

1. 4. 2 結構構件定義

樑

主要抗彎的構件。

懸臂樑

一端固定另一端自由的樑。

柱

主要承受軸向力但也可能同時承受彎矩的垂直構件。

巨型柱

極大型的柱，通常用於高層結構的懸挑或外部支撐筒管。

壓桿

主要承受軸向壓力的構件。

基礎

將荷載直接傳遞至地下，屬於結構的一部份。

門式框架

帶剛性抗彎節點的單層框架。

子框架

大型框架的一部份。

構件區段

構件的部份長度，兩端點受到側向約束。

橫向

垂直於構件截面正交軸線強軸的方向。

扭轉約束

防止構件繞縱軸轉動的約束。

1.4.3 結構性能定義

壓曲抗力

構件在不出現壓曲的情況下所能承受的力或彎矩的限值。

樑的計算長度

樑在相鄰抗側向彎扭壓曲約束點之間的長度, 乘以一個系數, 該系數用以考慮實際約束效應與兩端完全受扭轉約束簡支樑之間的差別。

受壓構件的計算長度

柱在相鄰抗繞某一軸線壓曲的側向約束點之間的長度, 乘以一個系數, 該系數用以考慮實際約束效應與兩端鉸接柱之間的差別。

彈性分析

不考慮連續構件或框架中因塑性鉸轉動而導致彎矩重新分配的結構分析。

彈性臨界荷載

理想構件或結構發生彈性不穩定時所承受的荷載。

整體缺陷

結構體系的幾何不垂直。

整體穩定性

整個結構對壓曲、傾覆、上舉以及滑動的穩定性。

不穩定性

由於喪失剛度而不能夠繼續承載的現象。

樑的側向約束

防止樑受壓翼緣側向移動的約束。

受壓構件的側向約束

防止構件在指定平面內側向移動的約束。

局部穩定性

構件或構件的某一部份對壓曲的穩定性。

構件缺陷

結構構件的內在彎曲。

塑性分析

考慮連續構件或框架中因塑性鉸轉動而導致彎矩重新分配的結構分析。

塑性荷載因數

形成塑性鉸機構時，每一項設計荷載需要增加的比例。

塑性彎矩

構件橫截面在應力重新分配後的彎矩承載力。

二階分析

包含結構平衡或，在首個塑性鉸形成之前，荷載跟撓度關係，以及考慮初始缺陷影響的結構分析方法。

細長比

有效長度與回轉半徑的比例。

穩定性

在壓曲損壞或喪失靜力平衡前的承載力。

1. 4. 4 材料性能定義

脆裂

鋼材在低溫下的脆性損壞。

延性

材料可以出現塑性變形的能力。

疲勞

由於應力的反復作用而引致結構構件的損毀，但該應力在單次作用時不足以損毀構件。

強度

材料對屈服或壓曲的承載力。

1. 4. 5 截面類型定義

組合

由一件以上的軋製型鋼互相連接而形成的一個單獨構件。

厚實截面

截面有塑性彎矩承載力，但局部壓曲防止在固定彎矩下出現的轉動。

組合截面

型鋼或者鋼板與型鋼，經互相連接而形成的一個單獨的構件。

H 形截面

構件截面由一塊中央腹板和兩塊翼緣組成，且截面總深度不大於總闊度的 1.2 倍。

混合截面

截面由一塊或多塊腹板和翼緣組成，腹板的強度等級低於翼緣。

工字形截面

構件截面由一塊中央腹板和兩塊翼緣板組成，且截面總深度大於總闊度的 1.2 倍。

塑性截面

構件截面能夠形成塑性鉸並有足夠的轉動能力，令在連續構件或框架的彎矩可以重新分配。

半厚實截面

在構件受壓或受彎時有彈性承載力的截面，但局部壓曲防止發展其塑性彎矩承載力。

窄長截面

截面出現局部壓曲防止了構件在受壓和 / 或受彎時發展彈性承載力。

焊接截面

由鋼板焊接而成的截面。

1.4.6 連接定義

連接

構件在連接處被固定在支撐構件或其他支座上，並透過螺栓、焊縫以及其他連接材料來傳遞荷載。

邊距

從螺栓孔的中心到構件最近邊緣的距離，沿垂直於螺栓傳力的方向量度。

端距

從螺栓孔的中心到構件邊緣的距離，沿平行於螺栓傳力的方向量度。

摩擦錨夾節點

透過摩擦力由一構件傳遞剪力到另一構件的螺栓連接。

節點

將構件連接在一起, 並使力和彎矩能在它們之間傳遞的結構部位。

切口末端

有一個或兩個翼緣局部切除的構件連接末端。

預加力的螺栓

預緊至特定拉力的螺栓, 有時也稱作高強摩擦錨夾螺栓或 HSFG 螺栓。

轉動能力

節點在沒有損壞下能夠轉動的角度。

轉動剛度

節點處造成一單位轉動所需要施加的彎矩。

滑移抗力

在摩擦錨夾節點出現滑移前的剪切承載力。

1.5 主要符號

A	樑的橫截面面積
A_c	柱的混凝土橫截面面積, 或連接腿的淨截面面積
A_{cv}	所考慮的混凝土樑剪切面上, 每單位長度的平均橫截面面積
A_e	截面或壓型鋼板的有效淨面積 (用於拉力或壓力)
A_{eff}	有效截面面積 (用於拉力或壓力)
A_g	總截面面積
A_n	淨面積
A_{net}	截面或壓型鋼板的有效淨面積
A_p	壓型鋼板的橫截面面積
A_s	螺栓的剪切面積
A_{sv}	單位長度樑中穿過剪切面頂部和底部的鋼筋的橫截面面積
A_t	螺栓的抗拉計算面積
A_u	非連接腳的總截面面積
A_v	構件的剪切面積
$A_{v, eff}$	有效剪切面積
$A_{v, net}$	減除螺栓洞孔後的淨剪切面積

A_l	結點板下的承载力面積
B	截面的寬度或闊度
B_c	受壓翼緣的闊度
B_e	混凝土翼緣的總有效闊度
B_f	卷邊翼緣的闊度
B_s	組合樓板的闊度
B_t	受拉翼緣的闊度
C	從截面的末端到荷載或反力點的距離
C_w	橫截面的翹曲恆量
D	截面深度或截面直徑或洞孔的直徑
D_p	壓型鋼板的總深度
D_s	混凝土翼緣的深度
E	彈性模量
E_{cm}	普通混凝土的短期彈性模量
$(EI)_e$	有效彎曲剛度
F	考慮中的兩互相連接點之間的局部集中荷載或反力
F_L	平行於焊接軸線的縱向剪力
F_T	垂直於焊接軸線的橫向合力
F_N	設定水平力
F_V	考慮中的樓板以上的計算恆載與外加荷載總和
F_w	集中力
F_a	每個剪切連接件的端部錨固力，或為軸向壓力
F_b	每個剪切連接件的沿樑縱向剪力
F_c	軸向壓力
F_n	混凝土樓板最大負彎矩處的縱向壓力
F_p	混凝土樓板最大正彎矩處的縱向壓力
F_t	外施拉力
F_{tot}	施加於螺栓上的總外施拉力
F_{nom}	螺栓的標稱抗拉承载力
G	剪切模量
G_k	特徵恆載
H	截面的翹曲恆量
I	結構鋼截面繞橫截面主軸的慣性距

I_{CA}	組合樓板繞截面重心軸的慣性距
I_{CS}	開裂截面的慣性距
I_{GS}	總截面的慣性距
I_c	沒有開裂混凝土截面的慣性距
I_e	有效橫截面的慣性距
I_g	總截面的慣性距
I_{min}	邊加勁桿繞穿過被加勁構件厚度中心軸線的最小慣性距
I_n	在負彎矩下開裂截面的慣性距
I_p	在正彎矩下開裂截面的慣性距
I_s	鋼筋的慣性距
I_{ser}	壓型鋼板在正常使用極限狀態下的慣性距
I_x	繞截面主軸的慣性距
I_{xg}	總截面的慣性距
$I_{xr, h}$	正常使用荷載產生的翹曲彎矩作用下有效截面的慣性距
$I_{xr, s}$	正常使用荷載產生的下垂彎矩作用下有效截面的慣性距
I_y	繞次軸的慣性距
J	聖維南扭轉恆量
K	壓曲系數
L	末端支座間的跨度或長度
L_E	計算長度
L_j	兩個末端螺栓的中心距離
L_p	壓型鋼板的計算跨度
L_s	組合樓板的計算跨度
L_v	剪切跨度
L_z	計算跨度
M	彎矩
M_E	彈性側向壓曲彎矩抗力
M_y	截面的彈性屈服彎矩
M_b	壓曲彎矩抗力
M_c	彎矩承载力
M_{co}	具有部份剪切連接的組合橫截面的塑性彎矩承载力
M_{cr}	臨界彎矩
M_{cv}	大剪力作用下組合橫截面的折減塑性彎矩承载力

M_{cx}	繞主 x 軸的彈性彎矩承载力
M_{cy}	繞次 y 軸的彈性彎矩承载力
M_f	扣除剪切面積 A_v 後剩餘的截面的塑性彎矩承载力
M_o	簡支樑的最大彎矩
M_{cp}	雙軸對稱組合截面的彎矩承载力
$M_{cp, P}$	考慮軸向力效應的組合截面的抗彎矩承载力
M_s	型鋼的彎矩承载力
M_x	考慮 P- Δ - δ 效應下繞 x 軸的最大放大設計彎矩
M_y	考慮 P- Δ - δ 效應下繞 y 軸的最大放大設計彎矩
M_1, M_2	相鄰支座的彎矩
$\overline{M}_x$	繞主 x 軸的最大一階線性設計彎矩
$\overline{M}_y$	繞次 y 軸的最大一階線性設計彎矩
$\overline{M}_{LT}$	支配 M_b 的繞主 x 軸的最大設計彎矩
N	每一單位長度支承樑上連接在每一跨度壓型鋼板末端的剪切連接件的數目
N_b	剛性支承長度
N_i	在跨間中某一點與相鄰支座之間的剪切連接件的總數
N_n	達到負彎矩承载力所需要剪切連接件的數目
N_p	達到正彎矩承载力所需要剪切連接件的數目
P	組合柱內的設計法向壓力, 或 P_p 或 P_n 分別代表剪切連接件的正彎矩抗力或負彎矩抗力
P_E	最小彈性壓曲荷載
P_{Ex}	柱繞 x 軸的彈性彎曲壓曲荷載
P_G	垂直向力中永久不變的部份
P_L	單位長度焊接縱向的容許承载力
P_T	單位長度焊接橫向的容許承载力或柱的扭轉壓曲荷載
P_{TF}	柱的扭轉彎曲壓曲荷載
P_a	每一剪切連接件的端部錨固承载力
P_b	組合樑設計中每一剪切連接件的承载力
P_{bb}	螺栓的承载力
P_{bg}	摩擦錨夾承载力
P_{bs}	連接部件的承载力
P_{bw}	無加勁桿的腹板的承载力
P_c	受壓壓曲抗力

P_{cs}	構件的受壓承载力
P_{cx}	側移模式下繞 x 軸的受壓抗力
P_{cy}	側移模式下繞 y 軸的受壓抗力
P_{cp}	組合橫截面的受壓承载力
$P_{cp, k}$	受壓承载力的特徵值
$P_{cp, cr}$	繞相關軸線並對應有效彎曲剛度的臨界壓曲荷載
P_k	剪切連接件的特徵抗力
P_n	在負彎矩作用下剪切連接件的縱向剪切抗力
P_o	螺栓的最小試驗荷載
P_d	在正彎矩作用下剪切連接件的縱向剪切抗力
P_s	螺栓的剪切承载力，或加勁桿的承载力
P_{sl}	預加力螺栓的滑移抗力
P_t	螺栓的抗拉承载力
P_w	單一腹板的腹板受壓承载力
P_x	無加勁桿的腹板的壓曲抗力
$\overline{P}_c$	在無側移模式情況下, 以二階分析或以構件長度為計算長度，柱 x 軸和 y 軸軸向抗力的較小值
Q_k	特徵外加荷載
Q_{ult}	極限設計荷載
R_c	混凝土翼緣的抗力
$R_{e, min}$	壓型鋼板的特定屈服強度
R_{eff}	屈服強度高限
$R_{p0.2}$	0.2% 試驗應力
$R_{t0.5}$	0.5% 總伸長時的應力
R_m	最小抗拉強度
R_q	剪切連接的抗力
R_r	鋼筋的抗力
R_s	鋼樑的抗力
R_v	取淨高腹板的抗力
R_{ult}	極限設計抗力
S	塑性模量，或節點的疲勞強度
S_B	基本設計曲線下相同節點的疲勞強度
S_v	剪切面積的塑性模量

S_{eff}	有效塑性模量
S_{ult}	極限設計荷載效應
S_x	繞主軸的塑性模量
S_y	繞次軸的塑性模量
S_{pa} , S_{ps} 和 S_{pc}	分別為組合截面中型鋼、鋼筋以及混凝土的塑性模量
S_{pn} , S_{psn} 和 S_{pcn}	組合截面中心線 $2h_n$ 高度區域內相應構件的塑性模量
T	翼緣厚度
T_c	連接翼緣的厚度
U_b	螺栓的特定最小抗拉強度
U_e	焊枝的最小抗拉強度
U_s	母材的特定最小抗拉強度
V	外施剪力
V_c	構件的剪切承載力
V_{cr}	腹板的臨界剪切壓曲抗力
V_{crit}	斯德魯哈爾(Strouhal)臨界風速
V_D	組合板的衝剪切承載力
V_s	組合板的剪切黏結承載力
V_v	組合板的垂直剪切承載力
V_w	腹板的剪切壓曲抗力
$\overline{V}_c$	每一單位寬闊板的總縱向剪切承載力
$\overline{V}_s$	每一單位寬闊板的剪切黏結承載力
W	總設計荷載
W_{ser}	正常使用荷載
Y_{sa}	平均屈服強度
Y_f	螺栓特定的最小屈服強度
Y_s	屈服強度
Z	彈性模量
Z_c	受壓翼緣的總截面彈性模量
Z_{eff}	有效截面模量
Z_r	減除缺口材料後的截面彈性模量
Z_x	繞主軸的截面模量
Z_y	繞次軸的截面模量
a	洞孔中心距離或橫向加勁桿間距或焊縫尺寸

a_e	構件的有效受拉面積
b	受壓翼緣的平闊度或外伸寬度
b_a	開口形壓型鋼板凹槽的平均闊度
b_b	內凹形壓型鋼板凹槽的最小闊度
b_e	混凝土翼緣的有效寬度或平直構件的有效闊度
b_{eu}	無加勁桿的平直構件的有效闊度
$b_{e,1}$	鄰近壓力較大邊緣的有效闊度部份
$b_{e,2}$	鄰近壓力較小邊緣的有效闊度的一部份
$b_{e,3}$	鄰近受拉邊緣的有效闊度的一部份
$b_{e,ser}$	有或無加勁桿的翼緣構件的有效闊度
$b_{e,1,ser}$	正常使用荷載作用下鄰近壓力較大邊緣的有效闊度部份
$b_{e,2,ser}$	正常使用荷載作用下鄰近壓力較小邊緣的有效闊度部份
$b_{e,3,ser}$	正常使用荷載作用下鄰近受拉邊緣的有效闊度的一部份
b_d	有加勁桿的構件的擴展闊度
b_{fc}	綫邊翼緣的闊度
b_r	混凝土肋的寬度
b_t	腹板的受拉部份
c_n	混凝土保護層的標稱值
$c_{n,min}$	混凝土保護層的最小值
d	圓頭抗剪栓釘的直徑或螺栓的直徑或腹板的深度
d_e	在螺栓的受力方向上螺栓中心到被連接構件末端的距離
d_n	截面中線到中和軸的深度
d_p	開孔直徑
d_s	樓板有效高度與壓型鋼板形心的距離
d_w	腹板厚度或腹板與翼緣交點之間的斜向距離
e	邊距或端距
e_s	總截面中和軸和有效截面中和軸之間的距離
e_{sc}	沿 x 軸量度剪切中心到形心的距離
f_a	翼緣內的平均應力
f_c	外施壓應力
f_{cd}	混凝土的強度設計值
f_{cu}	混凝土的立方體試塊抗壓強度
$f_{c,1}$	受壓力較大那邊的應力

$f_{c,2}$	受壓力較小那邊的應力
$f_{c,1,ser}$	正常使用荷載下受壓力較大那邊緣的應力
$f_{c,2,ser}$	正常使用荷載下受壓力較小那邊緣的應力
f_{sd}	鋼筋的強度設計值
f_{ser}	正常使用荷載作用下有效構件中的受壓應力
f_u	冷拉前栓釘材料的極限強度
f_v	剪切應力
f_y	鋼筋的特徵強度
g	標距
g_k	單位樓板或屋頂面積的特定恆載
h	柱截面深度或圓頭抗剪栓釘的整體高度，或層高
k	形狀修正系數
k_r	經驗參數
k_{sc}	剪切連接的程度
m	等效均布彎矩因數
m_r	經驗參數
m_x 和 m_y	分別為繞 x 軸和 y 軸彎曲壓曲的等效均布彎矩因數
m_{LT}	側向彎曲壓曲的等效彎矩因數
p_b	抗彎強度（側向彎扭壓曲）
p_{bb}	螺栓的承座強度
p_{bs}	連接構件的承座強度
p_c	抗壓強度
p_{cr}	構件的局部壓曲強度
p_{ed}	邊荷載的抗壓強度
$p_{r,cr}$	彈性臨界壓曲強度
p_s	螺栓的剪切強度
p_t	螺栓的拉切強度
p_v	平均剪切強度
p_w	角焊的強度設計值
p_y	鋼材的強度設計值
p_{yf}	翼緣的強度設計值
p_{vp}	銷釘的強度設計值
p_{yr}	窄長截面的折減強度設計值

p_{ys}	加勁桿的強度設計值
p_{yw}	腹板的強度設計值
g_k	單位面積樓面或屋頂的特定外加荷載
q_w	腹板的剪切壓曲強度
r^*	腹板的縱向平均應力值與其強度設計值的比例，或圓角的內半徑
r_l	組合截面基於標稱幾何特性繞與腹板平行的軸線的回轉半徑
r_{cy}	獨立截面的最小回轉半徑
r_o	繞剪切中心的極回轉半徑或有效圓角的半徑極限
r_x	繞主軸的回轉半徑
r_y	繞次軸的回轉半徑
s	相鄰互相連接的縱向間距或垂直受力方向的螺栓洞孔中心之間的距離或角焊焊腳長度
s_p	交錯排列的螺栓間距
s_r	加勁桿的半周長
s_t	栓釘中心距的橫向距離或繫件間的平均橫向距離
t	腹板厚度
t_B	對應於基本曲線的最大厚度
t_c	連接的結構構件的腹板厚度
t_e	開孔區域的有效厚度
t_f	柱的翼緣厚度
t_p	壓型鋼板的厚度或連接構件的厚度
t_w	柱的腹板厚度
t_3	與螺帽或預製鉚釘頭相接觸的構件的厚度
t_4	不與螺帽或預製鉚釘頭接觸的構件的厚度
w	所考慮連接部位兩側 $s/2$ 承座長度內，樑的荷載密度
u	橫截面的壓曲參數
v	單位長度上的總縱向剪應力或者樑的細長比
v_c	混凝土的剪切應力設計值
v_p	壓型鋼板抵抗橫向剪力的貢獻部份
v_r	壓型鋼板的有效橫向剪切抗力
v_1	垂直於跨度方向的肋的 v_r 值
v_2	平行於跨度方向的肋的 v_r 值
x	橫截面的扭轉指數

x_c	混凝土中跨受壓區的深度
y	翼緣與中和軸的距離
z	槓桿臂
α_e	有效模數比
α_L	長期荷載作用下的模數比
α_s	短期荷載作用下的模數比
α_{TF}	扭轉彎曲壓曲參數
β	等效彎矩系數或截面在沒有支撐長度的較小末端彎矩與較大末端彎矩的比例
γ_a	型鋼截面的安全分項系數
γ_c	混凝土的安全分項系數
γ_f	荷載系數
γ_{m1}	鋼材最小屈服強度的分項材料系數
γ_{m2}	鋼材最小抗拉強度的分項材料系數
γ_s	鋼筋的分項安全系數
δ	含鋼率
δ_N	設定水平力作用下上層相對下層的設定水平撓度
δ_c	連續樑的中跨撓度或具有完全剪切連接的組合樑的撓度
δ_s	鋼樑單獨作用下的撓度
δ_o	相同荷載作用下簡支樑的撓度
ε	$(275/p_y)^{0.5}$
α	佩利(Perry)系數或線性熱膨脹系數
α_L	長期荷載作用的模數比
α_s	短期荷載作用的模數比
λ	相對細長比
λ_{cr}	彈性臨界荷載系數
λ_{LO}	等效細長比極限（側向扭轉壓曲）
λ_{LT}	等效細長比（側向扭轉壓曲）
λ_w	腹板細長比
λ_o	細長比極限（軸向壓力）
$\bar{\lambda}$	考量彎曲作用的平面的相對細長比
μ	由相關曲線得到的彎矩抗力比例
μ_d	軸向力作用下彎矩抗力的折減系數

ρ_L	長期荷載佔總荷載的部份
φ_t	蠕變系數
χ	相應壓曲型態的折減系數
χ_{pm}	混凝土的軸向抗力比例
χ_d	設計軸向抗力比例
Δ	特定荷載系統下產生的撓度
Δ_c	用折減截面計算 M_c 時的撓度
Δ_{cr}	用全截面計算 M_{cr} 時的樑的撓度
ν	泊松比
τ	剪切強度設計值
Ω	矢跨比

附錄 C 中提供了典型焊接符號的圖示。

2 極限狀態設計哲理

2.1 概要

2.1.1 說明

應採用 2.1.2 條到 2.1.6 條所列方法進行結構設計。當採用某種方法設計時，節點的設計應符合這些方法中的假定條件，同時不能對結構的其他部份產生不利的影響。

2.1.2 簡單設計

力的分佈可通過假定構件連接點均為鉸接來尋找。可假定節點上不會形成對構件或整體結構產生不利的彎矩。除螺栓連接外，連接部位需要的柔性可能會導致材料出現一些非彈性變形。

個別結構系統，比如支撐，是用來提供平面內外的側向約束，從而提供側移穩定性以及水平抗力，參見 2.1.3 條和 6.3 節。

2.1.3 連續設計

可以採用彈性或塑性分析。在彈性分析中，節點應具有足夠的轉動剛度以證明分析是基於在完全連續的基礎上進行。同樣節點應能夠承載根據分析得到的彎矩和力。

在塑性分析中，節點應具有足夠的抗承矩載力，以證明構件中形成塑性鉸的分析假定可以成立。這些節點應具有足夠的轉動剛度以確保平面內的穩定性。在所有的分析中都應恰當地考慮穩定性。

2.1.4 半連續設計

當節點具有一定程度的強度和剛度但不足以形成完全連續的時候，可以使用半連續設計。可以採用彈性或塑性分析。節點的彎矩承載力、轉動剛度以及轉動承載力應根據實驗證明或經測試來校準的高等彈塑性分析。若螺栓或焊接的承載力不是坍塌的判定條件，這設計可允許節點出現小許塑性。在此基礎上，當在計算構件內的彎矩和力時須考慮節點的部份連續性，同時設計亦應確保結構所有構件符合強度、剛度以及平面內的穩定性要求。

2.1.5 通過測試驗證設計

當結構或構件的設計遵照 2.1.2 條到 2.1.4 條的方法進行計算時，出現不可行或不適用的情況，則設計（包括強度、穩定性、剛度和變形能力）可以遵照第 16 章中恰當的荷載測試來確定。

2.1.6 效能為本設計

本守則可接納新的和其他的設計方法。負責工程師可以採用效能為本的方向進行設計，前提是他必須提供足夠及建築事務監督認可的設計驗證，確保該設計

達到 1.2.1 條列出的計設目標及規定。如有必要，可以通過測試來驗證設計。

2.1.7 計算準確性

在結構設計中，外加荷載和材料特性的數值都是無法準確知道的，分項系數方法已考慮了這方面的不準確。所以在驗證計算結果或評估測試結果時，測試或分析觀察或計算的結果所得出的有效數位，應與本守則所建議的相關數值一致。

2.1.8 基礎設計

基礎的設計應遵照香港現行基礎作業守則，認可的土力學工程原理以及土力工程處技術指引的規定。基礎安全承受施加在其上的所有力。關於鋼結構上蓋建築物與基礎的連接以及地腳螺栓的錨固方法應遵照第九章的建議進行。

應當明確說明施加在基礎上的力和彎矩，特別是該荷載值是設計值還是標稱值，若是荷載設計值，則應說明每一荷載組合中每一荷載相應的分項系數。

2.2 極限狀態哲理

極限狀態設計是考慮單一結構構件同時又考慮整體結構的強度、穩定性以及正常使用性能的功能極限。與容許應力設計不同，其考慮的只是單一構件截面應力的容許上限。極限狀態設計方法在邏輯上與效能為本設計更為接近。

極限狀態設計是基於對所有可能的坍塌模態，規定結構抗力（R）應大於荷載效應（L），同時又對荷載效應的不確定性及抗力和材料特性可變性提供容限。

$$\text{即} \quad R > L \quad (2.1)$$

荷載效應 L 可以透過常用的結構分析方法，計算出結構構件的軸向力，彎曲，剪切或扭轉等，再乘以荷載分項系數 γ_f 得出荷載效應的上限估計值。抗力效應 R 應根據材料強度、構件幾何尺寸和材料特性來計算。材料的強度設計值須由標稱值除以材料分項係數 γ_{m1} 以得到材料特性的下限估計值。關於分項系數的取值可參見第四章。

結構設計應考慮其極限狀態，超過極限狀態，結構就不能達到預期的使用功能。在極限狀態和正常使用狀態下，應採用適當的分項系數以確保有足夠的可靠性。在極限狀態下，整個或部份結構的安全性會受到關注，而正常使用狀態下，結構則要確保不能超過某種特定使用標準的極限。

任何設計的整體安全水平都應考慮下列因素：材料強度、構件尺寸和計算模型的可變性（ γ_{m1} ）以及荷載和結構性能的變化（ γ_f ）。

本守則對結構鋼、螺栓以及焊接的建議強度設計值已考慮了材料分項系數。

荷載分項系數 γ_f 取決於荷載類型和荷載組合。規定的特徵荷載乘上荷載分項系數用於驗證結構的強度和穩定性，參見第 4 章。

表 2.1 列出了關於鋼結構的極限狀態例子。設計時應考慮結構或構件相關的極限狀態。

表 2.1 極限狀態

極限狀態 (ULS)	正常使用極限狀態 (SLS)
強度（包括屈服、破裂、壓曲及形成結構產生塑性鉸時的機械形態）	撓度
抗傾覆滑動，上舉穩定性及側移穩定性	振動
耐火性	風振
脆裂和疲勞引致的斷裂	耐久性

注：在極限狀態下，必須評估低溫成型鋼材有否過多的局部變形。

2.3 極限狀態 (ULS)

極限狀態需要考慮結構或結構構件抵抗損壞的強度和穩定性。

為了使構件的設計符合在極限狀態下的規定，構件或截面的設計抗力或承載力應大於或等於極限設計荷載效應。設計抗力可以由材料的特徵極限強度除以材料分項系數得到。如第 4 章所述，設計荷載由特徵荷載乘以荷載分項系數而獲得，而荷載效應設計則可通過設計荷載的適當計算而獲得。

2.3.1 強度極限狀態

在驗算結構或結構任何一個部份的強度時，規定荷載要乘以第 4 章表 4.1 到表 4.3 所列出的相對分項系數 γ_f 。設計荷載應用於計算所考慮的最不利荷載的組合。需要考慮的基本荷載組合為：(1) 恆載和外加荷載、(2) 恆載和側向荷載 (3) 恆載、外加荷載和側向荷載。

在每一種荷載組合中，當恆載可以抵消其他荷載效應，包括恆載的抗滑動、抗傾覆或抗上舉，其分項系數 γ_f 為 1.0。

由本守則相關規定的每件構件和連接的支承荷載能力，能確保設計荷載不會引致其損壞。

2.3.2 穩定性極限狀態

2.3.2.1 概要

應驗算結構的靜態平衡，水平抗力和側移剛度。設計荷載應用於計算所考慮的最不利荷載的組合中。

2.3.2.2 靜態平衡

不論設計荷載在單獨或組合考慮時，都不應導致結構或結構任何部份（包括基礎）的滑動、傾覆以及上舉。恆載、外加荷載和側向荷載的組合應對所考慮結構的穩定性極限狀態產生最不利的效應。應考慮恆載在施工階段或其他臨時情況下的變化。

設計也應符合《建築物（建造）規例》有關抵抗傾覆、上舉和滑動的整體穩定性要求。

2.3.2.3 水平抗力

所有結構（包括伸縮縫之間部份）都應具有足夠的水平抗力，以致在沒法預計荷載效應下，堅固性仍可保持在合理水平上。

可通過以下一種或多種抗側向力系統提供水平抗力：三角支撐；彎矩抗力節點；懸挑柱；剪力牆；樓梯適當地設計在牆身之間、設備及電梯槽或類似的垂直構件。在這些系統的設計中應當考慮荷載方向的反向情況。

覆蓋層、樓板和屋頂應具有足夠的強度及適當地固定在結構骨架上，從而提供橫隔膜作用並將水平力傳遞到抗側向力的構件上（收集點）。

當水平抗力不是由鋼框架提供時，鋼結構的設計文件應當清晰表明需要這些結構的建造目的並訂明它們所受的力，參見 1.2 節。

2.3.2.4 側移剛度和整體側向或扭轉壓曲的抗力

所有結構應具有足夠的側移剛度，以致垂直荷載不會因為結構的側向移位而在構件或連接部位產生過大的次力或彎矩。此規定應適用於伸縮縫之間結構的所有結構。

當二階（或“ $P-\Delta$ ”）效應顯著時，在進行結構系統抗側向力部份的設計時應明確地加以考慮。結構系統應具有足夠的剛度以約束在任何水平方向的側移，同時亦可約束結構平面內的扭轉（即防止整體扭轉的不穩定性）。

當“ $P-\Delta$ ”效應不太明顯時，結構可以定義為無側移，但仍要驗算結構是否有足夠抗力承載 2.5.8 節中規定的標稱水平力。

當採用彎矩抗力節點提供側移剛度時，結構系統的分析應考慮節點的柔性。假如砌石內嵌板和壓型鋼板的加勁作用存在時，分析和設計中也應加以考慮。6.3 節描述了框架分類的具體規定。

構件屈曲即“ $P-\delta$ ”在各種分析和設計中都應該考慮。

2.3.3 疲勞

除非結構或構件受到顯著的應力波動作用，否則不需要考慮疲勞。風荷載引起的正常應力波動變化不需考慮。

在疲勞設計時，荷載分項系數 γ_f 設定為 1.0。

疲勞設計的原則如下。當疲勞為主要考慮時，疲勞抗力設計及工作質量的詳細指引，可以參考附錄 A1.10 所列的文獻。對於疲勞為重要設計考慮的時候，第 14、15 章有關工作質量的條款不能完全適用，因此所有設計細節及工作質量的規定必須清楚訂明。。

需要考慮疲勞抗力的情況包括：

- 由氣體動力學不穩定性引起的風振。無須考慮由風荷載引起的正常波動。

- 用於支撐重型振動機械或裝置的結構構件。
- 13.7 節規定的支承吊機的構件
- 橋樑結構，通常會遵照橋樑設計守則進行設計。

在進行疲勞性能評估時，以下情況應當特別重視：

- 與在空氣中的相應性能相比，腐蝕或浸於水將會縮短疲勞使用年限。
- 非常大的應力幅度將縮短疲勞使用年限。
- 在應力集中區域疲勞使用年限將會縮短，焊接點的疲勞使用年限通常會較短，但亦取決於焊接的幾何尺寸。
- 與較薄的焊接點相比，一些焊接較厚的節點的疲勞使用年限會有所折減。
- 由溫度改變引起熱應力的反覆波動亦能導致疲勞。建築物結構隨正常環境的溫度改變，通常不會引致疲勞問題。

2.3.3.1 疲勞設計的原則

假如構件或結構受到重覆應力循環的作用時，它可能在應力低於材料的抗拉強度，以及通常低於材料的屈服強度時出現損壞。導致這種損壞的過程稱之為疲勞。

在重覆應力波動作用下疲勞損壞通過裂縫的緩慢發展而產生。裂縫隨著每一次應力循環幅度（S）而逐步增大。裂縫起初出現在應力集中最嚴重的區域，並且在垂直於最大幅值的主應力方向上增長。當裂縫增長到一定大小以致剩餘橫截面發生屈服或塑性損壞，或者裂縫到達了斷裂的臨界尺寸，就會發生最終的損壞。因此，在疲勞過程中產生的破壞是累積的並且是不可修復的。

以下的 2.3.3.2 段到 2.3.3.4 段闡述了避免疲勞設計的基本設計哲理。

2.3.3.2 S-N 關係式

大多數的疲勞設計準則是採用有關構造細節的一系列 S-N 曲線來表達。其中 N 為可使用年限，以某一應力幅度 S 若干次重覆循環的形式來表達。應力幅度是最大與最小應力的差值。特定細節的基本 S-N 設計曲線（例如不同尺寸的焊縫或螺栓連接）是由於相同尺寸試樣板的實驗室測試得來，通常以特定的破壞或然率來表達（例如平均值減去二次標準偏差）。圖 2.1 給予一種示意性的 S-N 曲線，疲勞裂縫出現在橫向對接焊以及在鋼板上的橫向角焊焊腳中。

通常，特定材料和幾何尺寸的基本 S-N 設計曲線受到平均應力（最大與最小應力的平均值）和應力比（最小與最大應力的比例）影響。不過在焊接節點中，高焊接殘餘應力的存在意味著平均應力和應力比通常都很高。焊接接點的基本 S-N 設計曲線假定高殘餘應力的存在，無須根據外加荷載對平均應力和應力比進行調整。

構造細節與適當的基本 S-N 設計曲線由一分類系統連在一起。分類取決於節點類型、幾何尺寸和荷載方向，與特定位置和開裂模式有關。

母材的基本 S-N 設計曲線在一定程度上取決於材料的強度，這至少在小尺寸光滑試件的實驗室測試中表現如此。不過對於焊接細節，與較低強度鋼材相比，在同樣使用年限的設計應力幅度作用下，高強度鋼材焊接構件的疲勞強度並沒有

增加。某些類型焊接細節的疲勞強度隨著節點厚度的增加而減少，而修正值應採用下式進行：

$$S = S_B \left(\frac{t_B}{t} \right)^{1/4} \quad (2.2)$$

式中

S 所考慮節點的疲勞強度，節點厚度為 t ；

S_B 當節點厚度為 t_B 時，利用基本設計曲線得到相同節點的疲勞強度，通常 t_B 設定為 22mm；

t 大於 16mm 或者構件或螺栓的實際厚度；

t_B 相對於基本 S-N 設計曲線的最大厚度。

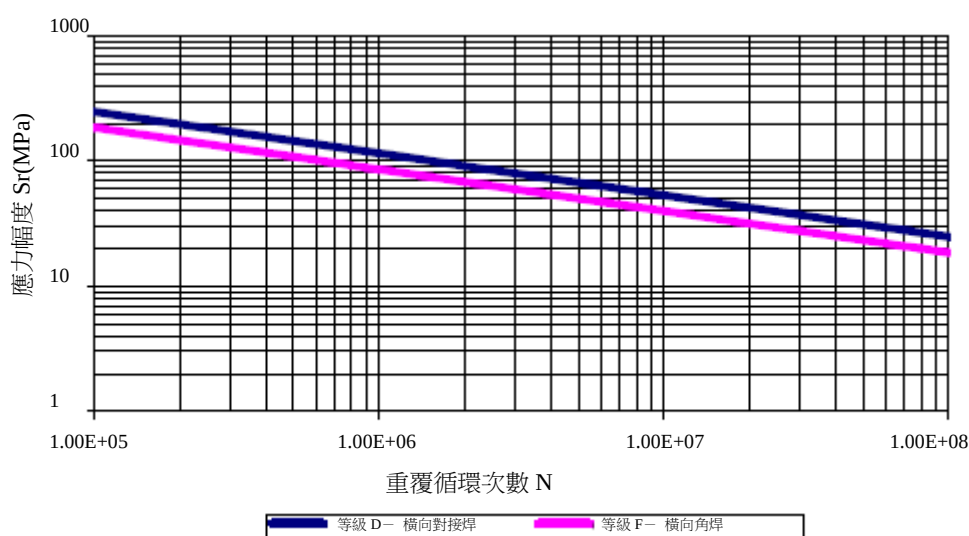


圖 2.1 焊接鋼材的典型 S—N 曲線

該基本 S-N 設計曲線基於固定幅度的測試，以及假設在對數常態分佈下，由平均值減去兩倍標準偏差的值，這值代表損壞的正常或然率為 2.3%。

2.3.3.3 設計方法

疲勞設計有兩種基本方法：

- 損毀容限設計
- 安全使用年限設計

疲勞本身的潛在離散性以及結構超過設計年限仍然使用的可能性，增加了使用期間疲勞開裂的可能性。損毀容限設計的目的是確保在正常使用情況下，即使出現疲勞開裂，剩餘結構部份仍可安全地承受工作荷載，直至該開裂能被察覺。

安全使用年限設計適合在定期檢查不可能或不可行的情況下使用。該方法確保計算使用年限多倍大於需要的使用年限。

2.3.3.4 疲勞評估程序

一個結構構件可能含有多個疲勞開裂起始點。應首先對結構中承受最大應力波動和 / 或應力最集中的區域進行驗算。基本程序概括如下：

- a) 選擇結構需要的設計使用年限，比如根據本守則，房屋的設計使用年限是 50 年，而路橋的設計使用年限通常是 120 年。
- b) 對結構設計使用年限內的預期荷載進行估算。
- c) 估算在考慮細節上的應力變化歷史。
- d) 利用循環計數方法（如雨流或水庫循環數數法），將第 i 次應力變化歷史，由相等循環數目但不同應力幅度 S_{ri} 所代替。參見附錄 A1.10 中認可的參考文獻。
- e) 將循環次數按照應力幅度由大到小排列，從而得出應力譜。
- f) 將每一個細節構造進行分類以選擇合適的 S-N 曲線。
- g) 考慮諸如材料厚度、腐蝕及焊接改進方法等的變化，將設計 S-N 曲線加以修訂。
- h) 對於按照上述 d) 和 e) 得到的應力譜中的每一個應力幅度 S_{ri} ，根據相應細節構造的基本 S-N 設計曲線，確定可進行的循環次數 N_i 。利用此應力幅度下循環次數 n_i 與循環次數 N_i 的比例，來確定該應力幅下的疲勞損傷。線性累積損傷理論（Miner's Law）表明在所有應力幅度下，比值 n_i/N_i 的總和達到整數 1 時將產生破壞。根據設計目的，該線性累積損傷總和規定如下：

$$\sum \left(\frac{n_i}{N_i} \right) < 1 \quad (2.3)$$

- i) 若對線性累積損傷總和不滿意，可修改最高應力幅度（及其它所有應力幅度）或接點類別，以得出一個滿意值，即等於或小於 1.0。

2.3.4 結構的完整性和堅固性

2.3.4.1 概要

爲了確保結構的整體性和堅固性以及減少局部損毀引起連續坍塌的危險，建築物應附合下列各項規定：

- (a) 設置水平和垂直連續拉力繫件。
- (b) 可以抵抗設定橫向荷載
- (c) 當某一垂直構件移去後，結構可以通過更改荷載傳遞途徑，限制局部損毀和坍塌的範圍，。當垂直構件移去後，構件及其連接處出現顯著的永久變形是可以接受的。
- (d) 關鍵構件的設計。

位於伸縮縫之間的建築物部份都應被當作獨立的建築物。

2.3.4.2 建築物中設置連續拉力繫件的原理

在每一個主要樓層，建築物的結構應有效地連接在一起。承托主要樓層的每一根柱子都應在大致直角的兩個方向上利用橫向繫件有效地固定其位置。在屋頂同樣要設置橫向繫件，除非該鋼結構僅承受不超過 0.7kN/m^2 的覆蓋層重量和外加屋頂荷載及風荷載。

連續繫件的軸線應盡可能接近於樓板或屋頂的邊緣及柱的中心線，參見圖 2.2。在內角處最靠近邊緣的繫件應錨入鋼框架，如圖 2.2 所示。所有橫向繫件及其末端連接應牢固可靠和具有延性。

橫向繫件可以是鋼結構構件（包括那些同時用作其他用途的構件），或是錨固在鋼框架上以及埋入混凝土中的鋼筋，或是與鋼樑起組合作用的組合板中的鋼筋網以及壓型鋼板。壓型鋼板應通過抗剪連接件與鋼樑直接連接，參見第 10 章。

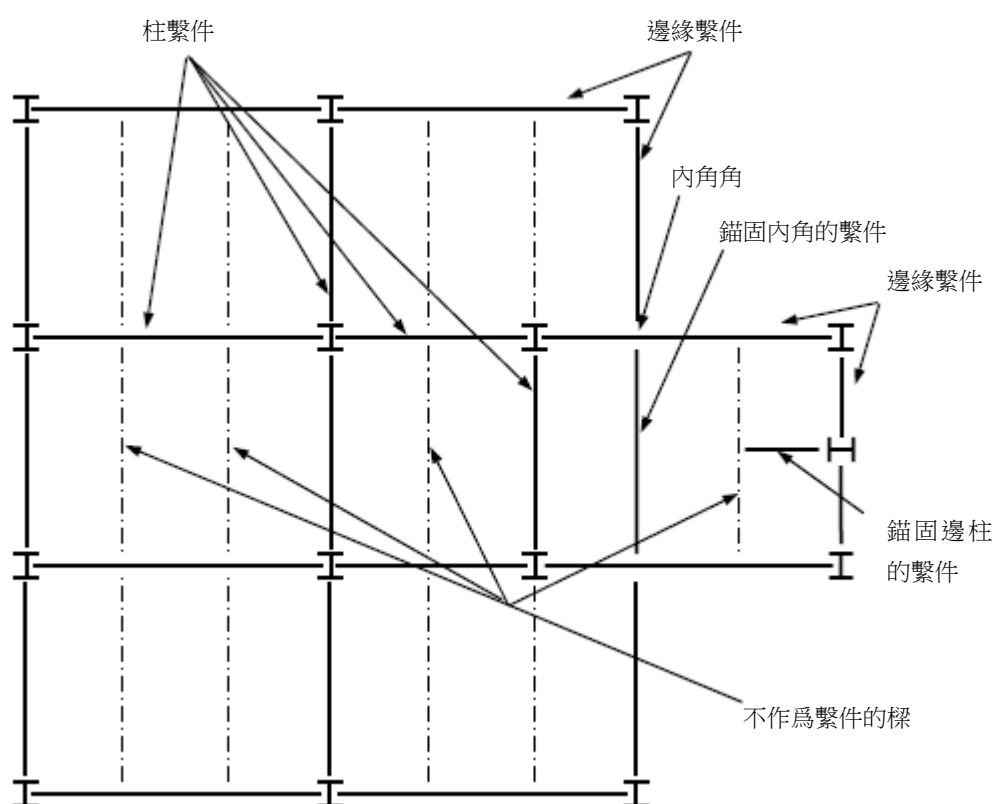


圖 2.2 建築物柱繫件的示例

2.3.4.3 避免不合比例坍塌

若符合以下情況，遵照本守則規定設計的鋼框架建築物可假定為不可能發生不合比例坍塌：

- 普通繫件** 如可行的話，根據 2.3.4.2 段所述，橫向繫件應設置在連續軸線上，以及沿大致直角的兩個方向分佈在整個樓層或屋頂，參見圖 2.3。

作為橫向繫件的鋼構件及其末端連接，應具有不低於 75kN 的設計

抗拉承载力，此拉力無需與其他荷載一起考慮。由鋼筋組成的橫向繫件應遵照混凝土結構作業守則中的規定進行設計。繫件所受的力應按照以下方法進行計算：

$$\text{內部繫件: } 0.5(1.4G_k + 1.6Q_k) s_t L \quad \text{但不小於 } 75\text{kN}; \quad (2.4)$$

$$\text{邊緣繫件: } 0.25(1.4G_k + 1.6Q_k) s_t L \quad \text{但不小於 } 75\text{kN}; \quad (2.5)$$

式中：

G_k 樓面或屋頂的每一單位面積的特定恆載；

L 繫件的跨度；

Q_k 樓面或屋頂的每一單位面積的特定外加荷載；

s_t 所驗算繫件與相鄰繫件之間的平均橫向間距。

若沒有其他荷載存在，如構件及其末端連接能夠承受相等於設計荷載作用下構件末端反力，或末端反力的較大值（若末端反力不等）的拉力，且該拉力不小於 75kN 時，該構件可假定為符合以上各項條件。

- b) **邊柱繫件** 錨固在最接近樓面或屋頂邊柱上的橫向繫件，應能夠承受垂直於邊緣的設計拉力，該設計拉力等於以上 a) 段中計算的拉力，75kN 或該相鄰樓層邊柱的最大設計恆載和外加荷載總和的 1%，的較大值。

有懸挑系統或外桁架系統的高樓大廈常常有著很大的邊柱，或巨型柱。這些柱的側向穩定性和連在其上的繫件需要特殊考慮，因為約束力可以非常大，設計指引參見 13.1 節。

- c) **柱的連續性** 除非鋼框架在至少一個方向上是完全連續的，否則所有的柱都應在樑柱連接位直通。所有柱拼接應能夠抵抗等於最大垂直設計反力的拉力，該設計反力由恆載加上外加荷載或者由恆載、風載加上外加荷載，作用在該柱拼接與位於下面的相鄰柱拼接之間的單個樓層距離位置上產生。
- d) **水平抗力** 2.3.2.3 段建議用於抵抗水平力的支撐區或其他系統，應分佈於整個建築物內，從而在大致呈直角的兩個方向中的任一方向上，建築物沒有太多部份僅用一點與該水平抗力系統相連。
- e) **樓板預製件** 當使用預製混凝土或其他重型樓板或屋頂單元時，應將其沿跨度方向適當錨固，應遵照預製混凝土建造守則規定，在支座處彼此錨固，或直接錨固於支座上。

當前三種情況 a) 至 c) 中的任何一種都不能滿足時，應對建築物內每一樓層逐層進行驗算，以確保不會在某一根柱假設移除後突然發生不合比例坍塌。如果條件 d) 不能滿足，則應逐層驗算，以確保不會在水平抗力系統內的某一構件的假設移除而突然發生不合比例坍塌。在相應的樓層及與其緊密相連的上下樓層或屋頂中的任一個平面上，建築物具有坍塌危險的部份不應超過 15% 或者 70m^2 （取兩者之中較小值）。若由於某一根柱或者水平抗力系統內的某一構件的假設移除，會引起更大面積坍塌的危險，則應將那柱或構件設計成關鍵構件，參見 2.5.9 條的規定。

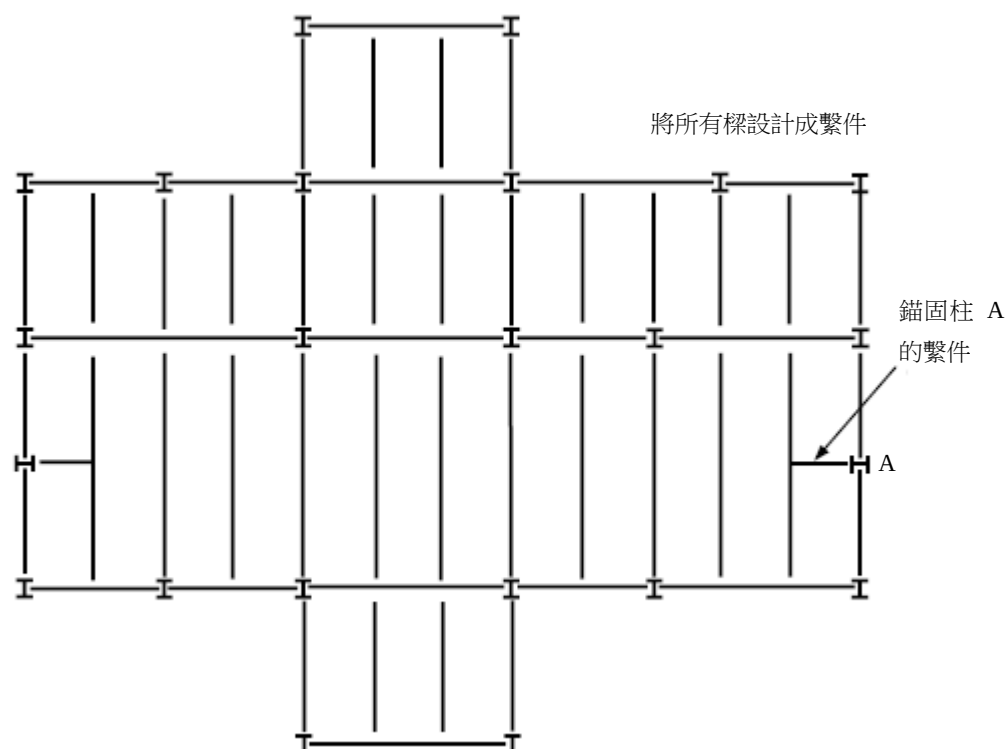


圖 2.3 建築物普通繫件的示例

2.3.5 脆裂

在低溫下承受拉應力的焊接鋼結構可能會發生脆裂。在某些情況下，若採用了對脆裂敏感的連接細節、不恰當的裝配情況以及使用了低韌性焊接材料，脆裂也可能會在正常溫度下發生。這個問題可通過採用具有恰當延性等級的特定鋼材和焊接加以解決，做法通常利用夏比測試確定延性等級。越厚的鋼板和節點，要求的延性等級越高。就選擇恰當的延性等級，請參閱 3.2 節的指引。

2.4 正常使用極限狀態（SLS）

正常使用極限狀態考慮在正常的外加荷載作用下，結構或結構構件的使用規定。例如：撓度、風振或人為引起的振動及耐久性等。這些將在第 5 章中闡述。

爲了符合正常使用極限狀態下構件的設計，正常使用狀態的設計抗力應大於或等於正常使用狀態的設計荷載效應。正常使用狀態計算時通常將荷載分項系數取爲 1.0。

2.4.1 正常使用狀態的荷載

通常正常使用狀態的荷載應取不考慮荷載分項系數的特徵荷載。

正常使用狀態驗算時，對於寒冷地區異常的屋頂局部堆積雪荷載不應包括在外加荷載中。

正常使用狀態驗算時，對於外加荷載與風荷載的組合，只需考慮全部特徵值的 80%；對於橫向吊機荷載與風荷載的組合，只需考慮兩種效應中較大的荷載。

計算組合構件最有可能的變形時，有必要考慮蠕變效應。在此情況下，有必要估算長期外加荷載與短期外加荷載的比例。對於普通的住宅和辦公室，考慮 25% 的外加荷載為長期荷載，其餘 75% 為短期荷載；對於檔案館和倉庫，考慮 75% 的外加荷載為長期荷載；對於機房樓面，所有外加荷載均為長期荷載。

2.5 荷載

2.5.1 概要

所有相關荷載應單獨考慮，亦要考慮對構件和整體結構產生最不利效應的可能的荷載組合。也應當考慮波動荷載的大小和頻率。

應小心考慮安裝過程的荷載情況。如有需要的話，支承的沉降亦要考慮。參閱 2.5.5 條。

2.5.2 恆載和外加荷載

特徵恆載和外加荷載應根據《建築物（建造）規例》來確定。

在香港以外的國家或地區進行設計時，荷載應參照當地或國際的規定。

2.5.3 風荷載

在香港，特徵風荷載應根據香港現行風力效應作業守則進行取值。

在香港以外的國家或地區進行設計時，風荷載應參照當地或國際的規定。

根據 4.3 節中設定的適當荷載組合 2 和 3，最小的風荷載標準值應不小於恆載標準值的 1.0%。該荷載應當施加於每一樓層，以及根據該樓層和與之相連的垂直構件的重量來計算。

對於內部結構的設計（如音樂廳內的臨時座位），設計側向荷載標準值應取恆載與外加荷載總和的 1%，或由 0.5kN/m^2 的側向壓力乘以合適的荷載系數的較大值。該壓力應施加在結構的周邊立面上。

由於移動式高架起重機的特定荷載已經包括了很大的側向荷載，因些計算最小風荷載時，無需包括起重機的垂直荷載。

2.5.4 土壓力和水壓力

標稱土和地下水荷載應根據實際地質條件及相關香港土力工程處技術指引進行取值。

在香港以外的國家或地區進行設計時，標稱荷載應參照當地或國際的規定。

2.5.5 基礎不均勻沉降引起的荷載效應

當設計人員認為基礎不均勻沉降效應在極限狀態或正常使用極限狀態構成了重大影響時，在結構的設計中便要考慮該效應。可採用恰當的岩土力學方法計算最可能出現的不均勻沉降。

2.5.6 溫度變化引起的荷載效應

在結構的設計與安裝過程中，有必要考慮溫度的變化，在香港可以假定內鋼結構的平均溫度變化從 $+0.1^{\circ}\text{C}$ 到 $+40^{\circ}\text{C}$ 。然而，實際的溫度變化幅值取決於位置、結構類型和用途，結構在特別情況下，以及在香港以外的地方，會受到不同溫度變化幅度的影響，而需要再作特別考慮。對於某些結構（如預應力拉桿和懸索結構系統），其結構穩定性和設計預應力十分取決於溫度變化，因而對這類結構的設計應給予特別留意，參見 13.3 節。13.3.4.3 段對室外暴露於陽光下的構件設計提供了更為詳細的指引。

2.5.7 吊機荷載

2.5.7.1 移動式高架起重機

來自移動式高架起重機的垂直和水平動力荷載及衝擊效應應根據 13.7 節以及考慮吊機生產廠商關於吊機的限制後加以確定。

戶外移動式高架起重機的風荷載應根據香港現行風力效應作業守則或其他地區合適的風荷載守則加以確定。有關使用狀態下的吊機荷載可參考 13.7.1 條。

表 13.3 列出戶外移動式高架起重機垂直荷載的分項系數，適用於動力垂直輪胎荷載，即適當增加垂直輪胎荷載，用以考慮動力效應。

當結構或構件受到兩台或兩台以上吊機的荷載影響時，應將吊機實際可能同時作用產生的最大垂直和水平荷載作為吊機荷載。

2.5.7.2 塔式起重機、吊臂起重機及流動起重機的荷載

當需要對永久性結構就塔式起重機、吊臂起重機及流動起重機的外加荷載效應進行驗算時，外加荷載的所有組合應通過與吊機供應商及建築承建商共同磋商後加以確定。這些包括正常使用荷載和惡劣天氣下出現的非正常荷載，例如颱風。應提供足夠的上舉抗力。這應包括起重機吊臂在平面上任何可能的使用位置，旋轉和方位角情形下所產生的荷載。

2.5.8 設定橫向荷載

現實中，所有結構都有諸如構件垂直度和平直度不足之類的缺陷。為考慮這些因素，所有結構的側向抗力系統應有能力承受設定橫向荷載，其最小值為同樓層所受恆載設計值和外加荷載設計值總和的 0.5%。假如該值小於最小設定橫向荷載 0.5kN/m^2 ，則取最小設定橫向荷載算計。這壓力應施加於結構的周邊立面上及不需乘上荷載分項系數。

對於施工中的臨時結構以及對側移特別敏感的結構，比如內部工作平臺、棚架、模板支架以及大看臺，應採用更大的設定橫向荷載計算。這力的大小為施加在同一水平恆載設計值和外加載設計值總和的 1%；或設定側向壓力的較大值，並施加於結構週邊立面上。

應假定設定橫向荷載每次只可加在任意一個方向上，並施加於屋頂和每一層樓面或者其等效高度處。在荷載組合 1 中，設定橫向荷載可與垂直恆載設計值及外加荷載設計值同時發揮作用，參見第 4 章。

在考慮傾覆作用、最不利分佈荷載，以及在荷載組合中已考慮了外加水平荷載或者溫度效應時，不需考慮設定橫向荷載。計算基礎的淨反力時亦不需要考慮。

如果移動式高架起重機的特定荷載已經包括了很大的水平荷載，在計算設定橫向荷載時便不需要考慮吊機的垂直荷載。

關於拆卸工程中使用的支撐結構的設定橫向荷載值，應參考建築物拆卸作業守則的相關規定。

除了考慮設定橫向荷載外，也可利用 6.4 節提及的非線性“ $P-\Delta$ ”分析直接考慮。

下表總結了 4.3 節中列出的主要荷載組合中要考慮的側向力。

表 2.2 需考慮的側向力總表

荷載描述	主要荷載組合	使用值（取最大值）
普通結構的設定橫向荷載	荷載組合 1	恆載設計值與外加荷載設計值總和的 0.5%；或 0.5kN/m^2 的設定橫向荷載。使用此值時不必乘上分項系數。
施工中的臨時結構（圍街板結構除外）及對側移極度敏感的結構的設定橫向荷載	荷載組合 1	恆載設計值與外加荷載設計值總和的 1%；或 1.0kN/m^2 的設定橫向荷載。使用此值時不必乘上分項系數。
風荷載產生的橫向荷載	荷載組合 2 和 3	實際風荷載； 恆載標準值的 1%；或 施加於內部結構的 0.5kN/m^2 的側向壓力。（此荷載必須乘上適當的分項系數。）
泥土和水產生的橫向荷載	荷載組合 2 和 3	計算所得實際值。（此荷載必須乘上適當的分項系數。）

注：拆卸中的結構的設定橫向荷載應參照《建築物拆卸作業守則》。

2.5.9 異常荷載和施加於關鍵構件上的荷載

異常荷載情況可以由異常荷載引致，例如由汽車、輪船、貨車或飛機導致的衝擊或爆炸或在關鍵構件移除後對剩餘結構進行的分析考慮。

對於設計要求避免不合比例坍塌的建築物，根據 2.3.4.3 段規定的關鍵構件應設計成能夠承受本條提及的異常荷載。其他所有對關鍵構件穩定性至關重要的側向約束鋼構件或其他結構構件，其本身也應設計到可以承受同樣的異常荷載。異常荷載應從所有水平或垂直方向施加於該構件上，但每次只需考慮一個方向的荷載效應，同時亦要考慮與該構件相連的構件，在承受到同樣荷載時對該構件產生的反力，考慮到這些構件及其連接的承載能力，該反力應不大於能夠合理傳遞的最大反力。

如有需要及可能的話，關鍵構件及其連接應設計成能夠抵抗 34kN/m^2 爆炸壓力或者來自汽車的衝擊力。汽車的正常標稱設計衝擊力應符合香港現行《建築物（建造）規例》的規定。

表 4.3 列出了這些情形下所採用的荷載分項系數及其與正常荷載的組合，同時考慮了其他荷載作用與異常事件同時發生的較低或然率。

2.5.10 建築期間的荷載

設計時應考慮施工期間出現的荷載。

2.5.11 臨時結構在建築期間的荷載

設計時應考慮建築期間出現的最不利荷載情況。

3 材料

3.1 結構鋼材

3.1.1 概要

本節適用於下列其中一類別且強度設計值不超過 460N/mm^2 的一般強度鋼材，作為設計建築物的建築材料：

類別 1： 符合附錄 A1.1 中的其中一項參考材料標準或 3.1.2 條所列的基本規定，並且由持有認可品質保證的廠商生產的鋼材。

類別 2： 未能符合附錄 A1.1 中的其中一項參考材料標準，不過由持有認可品質保證的廠商生產的鋼材。使用前需要對這些鋼材進行測試以確保其符合附錄 A1.1 中的其中一項參考標準。附錄 D1 列出了有關測試取樣率的規定。

類別 3： 無合格證書的鋼材；類別 1 和類別 2 以外的鋼材。使用前應對這些鋼材進行拉伸測試，以證明其能夠符合預期設計目的。附錄 D1 列出了有關測試取樣率的規定。這些材料的用途需加以規管和限制，參見 3.1.4 條。

3.1 節適用於熱軋型鋼和冷成型鋼管，而 3.8 節適用於冷成型開口型鋼和壓型鋼板。

根據 3.1.3 條列出的額外規定和限制條件，本章還包含了一款由持有認可品質保證的廠商生產，屈服強度大於 460N/mm^2 並不超過 690N/mm^2 的高強鋼材類別：

類別 1H： 屈服強度大於 460N/mm^2 但小於或等於 690N/mm^2 並符合附錄 A1.1 所列的其中一項參考材料標準的高強鋼材。3.1.3 條列出了有關該類鋼材及供應商的基本規定。附錄 D1 列出了有關測試的規定。

類別 UH： 本章不適用於屈服強度大於 690N/mm^2 的超高強鋼材。根據建築事務監督的批准，該類鋼材可以以高強拉桿或拉筋形式，用作螺栓拉力連接，或者其他用途。在此情況下，負責工程師應呈交建築事務監督完整的證明文件，以確保該鋼材能夠符合所有規定。

本作業守則包括彈性和塑性分析與設計。塑性分析和設計不適用於無合格證書或屈服強度大於 460N/mm^2 的鋼材。在某些極限狀態情況，採用高強鋼材可能有利於其他鋼材，但對於改善壓曲承載能力，效果並不顯著。採用高強鋼材並不能改善疲勞和正常使用極限狀態下的性能。

於同一個建築項目中，採用同一廠商生產的鋼材是一個良好的做法。

表 3.1 強度等級總表

強度等級	類別	認可品質保證	符合有關參考材料標準	附加測試要求	備註
$Y_s \leq 460$	1	Y	Y	N	一般用途
	2	Y	N	Y	須測試滿意方可使用
	3	N	—	Y	用途有所限制
$460 < Y_s \leq 690$	1H	Y	Y	Y	須符合基本規定。 用途有所限制

注：相關材料標準可參照澳洲、中國、日本、美國和歐盟（英國版本）的認可標準。關於測試的數量及頻率，參見附錄 D1。

3.1.2 普通強度鋼材的強度設計值

鋼材的強度設計值 p_y 如下：

$$p_y = \frac{Y_s}{\gamma_{m1}} \text{ 且不大於 } \frac{U_s}{\gamma_{m2}}$$

式中：

Y_s 為屈服強度（即屈服強度高限 R_{eH} ），定義為鋼材出現明顯屈服點時的初始屈服應力；或者

當鋼材沒有明顯屈服點時，取 0.2% 的試驗應力，即 $R_{p0.2}$ ；及 0.5% 總伸長時的應力，即 $R_{t0.5}$ ，兩者中的較小值。在有爭議的情況下應取 0.2% 的屈服應力 $R_{p0.2}$ 。

U_s 最小抗拉強度（ R_m ）。

γ_{m1} 和 γ_{m2} 為表 4.1 給予的材料分項系數。對於類別 1 和類別 1H 鋼材， γ_{m1} 取為 1.0， γ_{m2} 取為 1.2。（這些材料分項系數是最小值，強度設計值不能超過各自材料標準的指定值。）

對於類別 1 鋼材常用強度等級和厚度，表 3.2 至 3.6 分別列出了根據歐盟 BS EN、中國 GBJ、美國 ASTM、澳洲 AS 和日本 JIS 標準規定的熱軋鋼材的強度設計值 p_y 。此外強度設計值 p_y ，也可根據相關產品標準中最小屈服和抗拉強度，從上述算式計算出來，參見附錄 A1.1。（強度設計值不能超過各自材料標準的指定值）

本作業守則要求鋼材供應商生產截面的尺寸，必須在他們標定的標稱尺寸及規定的正負偏差容限內，以及確保平均截面面積和特性至少為標稱值。負責工程師應確保所有採用的鋼材都能符合此要求，否則在設計中應考慮由此引起的所有不利因素。

普通強度鋼材的基本規定為：

- **強度：**
強度設計值應取最小屈服強度，且不大於最小抗拉強度除以 1.2。
- **抵抗脆裂的能力：**
為確保有足夠的韌性，鋼材在規定設計溫度下進行**夏比衝擊測試**的最小平均能量，應符合本作業守則 3.2 節中的要求。
- **延性：**
在標距為 $5.65\sqrt{S_0}$ 時，伸長率不小於 15%，其中 S_0 為截面的橫截面面積。
- **可焊性：**
類別 1 的鋼材的化學成份以及最大的碳當量應分別符合附錄 A1.1 的參考材料標準。類別 2 及在焊接環境下的類別 3 的鋼材的最小化學成份要求如下：進行鐵水取板包樣分析時，最大的碳當量不應該超過 0.48%且碳含量不能超過 0.24%。在一般情況下，最大含硫量不應超過 0.03%，最大含磷量不應超過 0.03%。當鋼材厚度品質（Z 品質）需要作出規範時，含硫量不應超過 0.01%。不同等級鋼材的化學成分應同時符合鋼材生產國家標準中的規定。

對於 11.1 至 11.6 中規定的冷成型開口鋼材及板材，只須符合 3.8.1.1 段和 3.8.1.2 段的強度和延性的基本規定便可。3.8.1.1 段給出了冷成型開口鋼材及板材的典型強度設計值。

對於 11.7 中所規定的冷成型空心鋼材，只需符合本條款所規定的強度及延性的基本要求。冷彎鋼板樁則需滿足 11.8 中基本的強度和延性要求。

表 3.2 遵照 BS EN 標準製造的鋼材的強度設計值 p_r
(板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)

鋼材強度等級	厚度 (小於或等於) (mm)	強度設計值 p_r (N/mm ²)
S235	16	235
	40	225
	63	215
	80	215
	100	215
	150	205
S275	16	275
	40	265
	63	255
	80	245
	100	235
	150	225
S355	16	355
	40	345
	63	335
	80	325
	100	315
	150	295
S450	16	450
	40	430
	63	410
	80	390
	100	380
S460	16	460
	40	440
	63	430
	80	410
	100	400

注：應根據橫截面最厚部份的厚度對軋製型鋼進行強度分類。

表 3.3 遵照中國標準 GB50017 製造的鋼材強度設計值 p_r
(板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)

鋼材強度等級	厚度 (小於或等於) (mm)	強度設計值 p_r (N/mm ²)
Q235	16	215
	40	205
	60	200
	100	190
Q345	16	310
	35	295
	50	265
	100	250
Q390	16	350
	35	335
	50	315
	100	295
Q420	16	380
	35	360
	50	340
	100	325

表 3.4 遵照 ASTM 標準製造的北美地區鋼材強度設計值 p_r
(板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)

鋼材強度等級	厚度 (小於或等於) (mm)	強度設計值 p_r (N/mm ²)
ASTM A36	200	250
	>200	220
ASTM A572 等級 50	所有厚度	345
ASTM A500 等級 B	厚度超過 4.6mm, 圓管截面	290
	厚度超過 4.6mm, 方管截面	315
ASTM A992 等級 50	所有厚度, 熱軋成型	345
ASTM A913 等級 50	所有厚度, 淬火並自然回火	345
ASTM A913 等級 60	所有厚度, 淬火並自然回火	415
ASTM A913 等級 65	所有厚度, 淬火並自然回火	450

注：更為廣泛的鋼材強度等級可參考美國標準，或參見附錄 A1.1 中的文獻。本表列出的鋼材強度總表旨在便於參考。特種鋼材的強度設計值可參考 ASTM 特定的材料標準。

表 3.5 遵照澳洲標準製造的鋼材強度設計值 p_y
(板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)

鋼材強度等級	取決於厚度的強度設計值範圍 p_y (N/mm ²)
200	200
250	230~250
300	280~300
350	320~350
400	380~400
450	420~450

注：更為廣泛的鋼材強度等級可參考澳洲標準，或參見附錄 A1.1 中的文獻。常用的板、熱軋型鋼和鋼管的強度等級從 200 到 450，且屈服強度從 200N/mm² 到 450 N/mm²。本表列出的鋼材強度總表旨在便於參考。特種鋼材的強度設計值可參考澳洲特定的材料標準。

表 3.6 遵照日本標準 JIS SN 鋼材（熱軋建築鋼材）中 JIS G 3136 製造的強度設計值 p_y

(板、熱軋型鋼、熱處理及冷成型鋼管)

鋼材強度等級	厚度（小於或等於） (mm)	強度設計值 p_y (N/mm ²)
SN400A	16	235
	40	235
	100	215
SN400B	16	235
	40	235
	100	215
SN400C	16	235
	40	235
	100	235
SN490B	16	325
	40	325
	100	295
SN490C	16	325
	40	325
	100	295

注：更為廣泛的鋼材強度等級可參考日本標準，或參見附錄 A1.1 中的文獻。本表列出了 JIS G 3136 中最新的 SN 種類的鋼材強度總表。特種鋼材的強度設計值可參考 JIS 特定的材料標準。注意 JIS G 3136 給出了適合於地震設計的鋼材屈服強度的上限值。

3.1.3 高強鋼材的強度設計值

根據附錄 D 1.1 的基本規定生產的強度設計值大於 460N/mm^2 且不超過 690N/mm^2 的高強鋼材，其強度設計值 p_y 可取為 $Y_s/1.0$ 且不大於 $U_s/1.2$ ，其中 Y_s 和 U_s 分別為相關參考材料標準或持有認可品質保證供應商規定的屈服強度高限 (R_{eff}) 和最小抗拉強度 (R_m)。這些鋼材的強度通常來自淬火和回火的熱處理方法，由於加熱會影響母材的強度，因此在配製與設計此類鋼材的時候會受到了額外的限制，尤其是焊接結構。當不能採用焊接時可考慮螺栓連接。負責工程師在不同的情況下，應逐一驗證供應商提供的參數及算式，以確保適合應用於每一項設計上。正確的焊接程序及規範是極其重要，必須給予明確指引。當高強鋼材用作受壓構件時，必須局限於厚實截面上，以保證突出部位不會發生局部壓曲。

除最大含碳量不應超過 0.20%，最大含硫量和含磷量不應超過 0.025% 外，高強鋼材須符合附錄 D1.1 的規定。

3.1.4 無合格證書的鋼材

如要採用類別 3 無合格證書的鋼材，應確保無表面缺陷，及符合所有幾何誤差的規定，並僅可於鋼材特定物理特性及可焊性不會影響結構的強度和可用性的情形下使用。此類鋼材的強度設計值 p_y 可取為 170N/mm^2 ，但必須通過附錄 D 1 描述的測試來驗證。

無合格證書的鋼材不能應用於多層建築物的主要結構構件或單層大跨建築物的主要結構中。主要結構構件的定義是指直接支承於柱上的主樑，跨距超過 6m 的樑，承托超過 25m^2 樓板面積的柱，以及抗側向力的結構體系中的構件。

無合格證書的鋼材僅用於以彈性設計方法進行分析和計算截面承載力的結構。除非充足的測試去證明此類鋼材的機械特性，化學成分及其硬度適合燒焊，否則不能進行焊接，參見 3.1.2 條和附錄 D1。

3.1.5 厚度方向的特性

各材料標準提供了鋼材縱向和橫向強度設計值。當沿鋼材厚度方向的抗拉應力超過強度設計值的 90% 時，需要根據附錄 A1.1 中認可的參考標準所定義的厚度方向的特性，加以驗證以確保結構的強度足夠。對於較厚的 T 形對接焊或較厚的雙面角焊節點，應規定及保證鋼材厚度方向的抗拉特性，從而降低層狀撕裂的危險（同時參見 9.2.1 條）。

鋼材要有延性及硬度以避免斷裂，在垂直表面方向上具有足夠的變形能力是十分重要的。

3.1.6 其他特性

進行分析時可能會用到的以下的鋼材特性：

彈性模量	$E=205000\text{N/mm}^2$
剪切模量	$G=E/[2(1+\nu)]$
泊松比	$\nu=0.3$
線性熱膨脹系數	$\alpha=14\times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
密度	7850 kg/m^3

3.2 避免脆裂

爲了避免脆裂，應確保結構裝配時並無顯著缺陷，及採用具有足夠韌性的鋼材，鋼材韌性性能可通過夏比衝擊測試來量化，測試時應考慮下列因素：

- 最低使用溫度
- 厚度
- 鋼材強度等級
- 結構細節的類型
- 應力水平
- 應變率或水平

此外，選擇焊接材料和焊接程序時應確保位於節點處的焊縫金屬和熱影響區鋼材的夏比衝擊測試特性等於或高於母材的最小值，參見 3.4 節。

在香港外露鋼框架中鋼材的最低使用溫度 T_{min} 應取爲 0.1°C 。對於冷藏庫、承受異常低溫的部位或在其他國家建造的結構， T_{min} 應取設計使用年限內鋼材可能受到的最低溫度。

選擇每一部件的鋼材品質使每一構件的厚度 t 滿足：

$$t \leq K t_1 \quad (3.1)$$

式中：

K 爲考慮結構細節類型、總體應力水平、應力集中效應及應變情況的因數，參見表 3.8；

t_1 在恰當的最低使用溫度 T_{min} 時的厚度極限值。在已知鋼材強度等級和品質的情況下， t_1 的值可按式確定：

- 若 $T_{27J} \leq T_{min} + 20^{\circ}\text{C}$

$$t_1 \leq 50(1.2)^N \left[\frac{355}{Y_{nom}} \right]^{1.4} \quad (3.2)$$

- 若 $T_{27J} \geq T_{min} + 20^{\circ}\text{C}$

$$t_1 \leq 50(1.2)^N \left(\frac{35 + T_{min} - T_{27J}}{15} \right) \left[\frac{355}{Y_{nom}} \right]^{1.4} \quad (3.3)$$

式中：

$$N = \left(\frac{T_{min} - T_{27J}}{10} \right) \quad (3.4)$$

式中：

T_{min} 在結構設計使用年限內鋼材可能承受的最低使用溫度（單位： $^{\circ}\text{C}$ ）；

T_{27J} 產品標準中規定的夏比測試最小衝擊值 $C_v=27\text{J}$ 時的試驗溫度（單位： $^{\circ}\text{C}$ ）。

Y_{nom} 特定厚度下的名義屈服應力（單位： N/mm^2 ），也可取為強度設計值 P_y 。

表 3.7 列出了常見強度等級範圍內 t_1 的值和 T_{27J} 的值。

表 3.7 最低使用溫度 (°C) 下的最大基本厚度 t_1 (mm) ,
27J 夏比衝擊測試值和鋼材強度等級

強度等級	最小衝擊功 $C_v=27J$ 時夏比測試的特定溫度 (°C)				
	0	-20	-30	-50	-60
215	101	145	174	251	301
235	89	128	154	222	266
275	71	103	124	178	213
310	60	87	104	150	180
350	51	73	88	127	152
355	50	72	86	124	149
380	45	65	79	113	136
460	35	50	60	87	104

注：這些厚度值應乘上表 3.8 中適當的系數 K ，以得到相應強度等級鋼材的實際容許厚度。

此外，構件的最大厚度 (t)，不應大於該產品類型和強度等級的鋼材，在全部夏比測試衝擊功下的最大厚度，並符合附錄 A1.1 中關於特定鋼材產品的相關認可標準。

採用軋製型鋼時， t 和 t_1 和系數 K 的選取都對應於橫截面上的同一元件，而最大厚度則對應於橫截面上厚度最大的元件。

表 3.8 關於細節構造類型、應力水平和應變情況的系數 K

細部構造類型或位置	設計荷載作用下的拉力構件		不受拉力的構件
	應力 $\geq 0.3Y_{nom}$	應力 $< 0.3Y_{nom}$	
簡單鋼材應用	2	3	4
鑽孔或擴孔	1.5	2	3
衝孔（無擴大）	1	1.5	2
焰割邊	1	1.5	2
普通焊接	1	1.5	2
部份熔透和角焊焊接	0.8	1	1.5
未加勁翼緣板的焊接	0.5	0.75	1
端部蓋板的焊接	0.5	0.75	1
注 1：當要求構件在最低使用溫度下能承受顯著塑性變形時（如防撞護欄或吊車制動）， K 值應減半。 注 2：出於使用位置和運輸安全的考慮，與柱相連的底板應僅採用名義焊接，及界定為簡單鋼材應用。 注 3：長度不超過 150mm 的焊接部件不可界定為蓋板。 注 4：焊縫金屬和 HAZ 的夏比衝擊功應當與母材相匹配。應通過焊接程序試驗來證明其符合此規定。			

3.3 螺栓

3.3.1 普通螺栓

螺栓、螺母及墊圈應符合附錄 A1.3 所列認可標準和參考文獻中的規定。

對於極限抗拉強度超過 1000N/mm^2 的螺栓，除非有測試結果證明其可以用於特定的設計用途，否則不可使用。

3.3.2 高強摩擦錨夾螺栓或預緊螺栓

高強摩擦錨夾螺栓、螺母及墊圈應符合附錄 A1.3 所列認可標準和參考文獻中的規定。

9.3 節給予高強摩擦錨夾螺栓連接（包括緊緊程序）的設計規定。

3.4 焊接材料

所有焊接材料應符合附錄 A1.4 所列材料標準的規定。對於強度設計值不超過 460N/mm^2 的鋼材，焊接材料的屈服強度，極限抗拉強度、破壞時的伸長率及夏比衝擊功都應等於或大於被焊接鋼材等級所對應的值。對不同等級的鋼材施焊時應取決於等級較低的鋼材。對於高強和超高強鋼材，如有必要形成適當的節點，可取強度較低的焊接材料；焊接材料破壞伸長率和夏比衝擊功也應與母材的等級相匹配。此時，焊縫的強度設計值應取焊接材料的強度值。

3.5 鋼鑄件和鋼鍛件

所有的鋼鑄件和鍛件應滿足附錄 A1.2 所列認可標準和參考文獻中的規定。

3.6 底板的灌漿材料

地腳螺栓附近或柱底板的灌漿採用下列形式之一：

液態波特蘭水泥，將波特蘭水泥細骨料按 1:1 的體積比混和。加水最小量要能夠達到合適的黏滯度以確保填滿空隙，同時要避免灌漿配料分隔和泌水。澆築時應具有一定的合理落差，同時進行搗實和振動以排除氣泡；或

有專利品牌的非收縮或以樹脂為主及不含高鋁物料的灌漿料。

3.7 組合結構的材料

組合結構設計規定參見第 10 章。除鋼材外，組合結構採用的材料如下：

3.7.1 混凝土

混凝土材料應符合混凝土結構作業守則。

3.7.2 鋼筋

鋼筋和鋼筋網材料應符合混凝土結構作業守則。

3.7.3 壓型鋼板

壓型鋼板應符合第 10 章所列參考標準中的規定。

3.7.4 抗剪栓釘

組合結構中的抗剪栓釘應符合附錄 A1.6 所列相關標準中的規定。

3.8 冷成型鋼材的材料特性

11.1 至 11.6 所採用的冷成型鋼開口截面和壓型鋼板的材料特性如下所列。
附錄 A1.7 列出了認可的參考標準。

3.8.1 機械特性

鋼板的屈服強度（以及抗拉強度）和延性應滿足以下要求：

3.8.1.1 鋼材的強度

強度設計值 p_y 根據下式確定：

$$\begin{aligned} p_y &= \frac{Y_s}{\gamma_{m1}} \leq \frac{U_s}{\gamma_{m2}} && \text{當 } Y_s < 460 \text{ N/mm}^2 \text{ 時，適用於所有厚度鋼板} \\ &= \frac{Y_s}{\gamma_{m1}} \leq \frac{U_s}{\gamma_{m2}} && \text{當 } Y_s \geq 460 \text{ N/mm}^2 \text{ 及 } t > 1.0 \text{ mm 時} \\ &= \frac{Y_s}{\gamma_{m1}} \leq \frac{1.12U_s}{\gamma_{m2}} && \text{當 } Y_s \geq 460 \text{ N/mm}^2 \text{ 及 } t \leq 1.0 \text{ mm 時} \end{aligned}$$

式中：

Y_s 屈服強度高限 R_{eff}

定義為鋼材出現明顯屈服點時的初始屈服應力；或者

當鋼材沒有明顯屈服點時，取為 0.2% 的試驗應力，即 $R_{p0.2}$ ；或
0.5% 總伸長時的應力，即 $R_{t0.5}$ ，兩者中的較小值。在有爭議的情況下應取 0.2% 的屈服應力 $R_{p0.2}$ 。

U_s 最小抗拉強度 R_m 。

γ_{m1} ， γ_{m2} 表 4.1 列出的材料分項係數。

表 3.9 概括了普通冷成型鋼帶的屈服強度和抗拉強度。由類別 1 和類別 2 鋼材所形成的冷成型鋼材的強度設計值 p_y 可以有所增加，詳情參見 11.2.2.1 段。

為了符合參考標準，冷成型鋼材的 R_{eff} ， $R_{p0.2}$ ， $R_{t0.5}$ 和 R_m 的值通常取為相關產品標準中相應鋼板和鋼帶的強度標準值。

3.8.1.2 延性要求

根據 CS2 標準試樣的總伸長率通常不應小於 10%（標距 50mm）或 7%（標距 200mm）。

此外，也可採納下列局部和平均伸長率的判定標準：

I. 試件在頸縮區內標距 13mm 局部伸長率不應小於 20%。

II. 試件在斷裂部份外的平均伸長率不應少於 3%。

此類鋼材只可應用於主要承受側向荷載的構件中，如鋪板、牆板及檁條。此外，鋼材的強度設計值不可因冷成型而提高。

3.8.1.3 延性不足的高強鋼材

對於未能符合以上延性要求的類別 1H 鋼帶，只可應用於主要承受側向荷載的構件中，並對其設計屈服強度作如下折減：

$$p_y = 0.90 Y_s \quad \text{或} \quad 495 \text{N/mm}^2 \quad (\text{取較小值}) \quad \text{當 } t \leq 1.0 \text{mm}$$

$$p_y = 0.75 Y_s \quad \text{或} \quad 450 \text{N/mm}^2 \quad (\text{取較小值}) \quad \text{當 } t \leq 0.6 \text{mm}$$

此外，鋼材的強度設計值不可因冷成型而提高。

表 3.9 遵照多個國家標準應用的鋼材的屈服和抗拉強度

鋼材類型	強度等級	屈服強度 Y_s (N/mm ²)	抗拉強度 U_s (N/mm ²)
英國標準: BS EN 10025 熱軋結構鋼板	S235	235	360
	S275	275	430
	S355	355	510
英國標準: BS EN 10147 連續熱浸鍍鋅結構碳素鋼板	S220 G	220	300
	S250 G	250	330
	S280 G	280	360
	S320 G	320	390
	S350 G	350	420
英國標準: BS EN 10149-2&3 冷成型高屈服強度鋼材	S315 MC	315	390
	S355 MC	355	430
	S420 MC	420	480
	S260 NC	260	370
	S315 NC	315	430
	S355 NC	355	470
	S420 NC	420	530
英國標準: BS 1449-1-1.5 & 1.11 基於最小強度的冷成型鋼材	34/20	200	340
	37/23	230	370
	43/25	250	430
	50/35	350	500
	40/30	300	400
	43/35	350	430
	40F30	300	400
	43F35	350	430
澳洲標準: AS 1397 鋼板和鋼帶	G250	250	320
	G300	300	340
	G350	350	420
	G450	450	480
	G500	500	520
	G550	550	550
中國標準: GB 50018 冷彎薄壁鋼材結構的技術規範	Q235	205	—
	Q345	300	—

表 3.9 遵照多個國家標準應用的鋼材的屈服和抗拉強度（續表）

鋼材類型	等級	屈服強度 Y_s (N/mm ²)	抗拉強度 U_s (N/mm ²)
日本標準： JIS G 3302 熱浸鍍鋅薄鋼板和卷材	SGC340	245	340
	SGC400	195	400
	SGC440	335	440
	SGC490	365	490
	SGC570	560	570
日本標準： JIS G 3312 預塗膜熱浸鍍鋅薄鋼板和卷材	CGC340	245	340
	CGC400	295	400
	CGC440	335	440
	CGC490	365	490
	CGC570	560	570
日本標準： JIS G 3321 熱浸 55%鋁鋅合金塗覆薄鋼板 和卷材	SGLCC	205	270
	SGLC400	295	400
	SGLC440	335	440
	SGLC490	365	490
	SGLC570	560	570
日本標準： JIS G 3322 預塗膜熱浸 55%鋁鋅合金塗覆 薄鋼板和卷材	CGLCC	205	270
	CGLC400	295	400
	CGLC440	335	440
	CGLC490	365	490
	CGLC570	560	570
美國標準： ASTM A308 (M) 經熱浸處理鍍有鉛錫合金的鋼 板	等級 170	170	290
	等級 205	205	310
	等級 230	230	330
	等級 275	275	360
	等級 550	550	565
美國標準： ASTM A653 (M) 經熱浸處理鍍有鋅或鋅鐵合金 的鋼板	等級 230	230	310
	等級 255	255	360
	等級 275	275	380
	等級 340	340	450
	等級 550	550	570
美國標準： ASTM A792 (M) 經熱浸處理鍍有 55%鋁鋅合金 的鋼板	等級 230	230	310
	等級 255	255	360
	等級 275	275	380
	等級 340	340	450
	等級 550	550	570

4 荷載系數和材料系數

4.1 分項安全系數

在極限設計中，為抵抗材料屈服和結構的不穩定性應分別進行橫截面承載力和構件抗力的驗算，並且在不同的損毀模式和極限狀態下，使用不同的荷載和材料的分項安全系數。

極限荷載設計值或荷載設計值 Q_{ult} 可以由特徵荷載 Q_{char} 乘以荷載分項系數 γ_f 得出：

$$Q_{ult} = \gamma_f Q_{char}$$

荷載設計值效應 S_{ult} ，例如彎矩，可以由荷載設計值進行適當的計算得出：

$$S_{ult} = f (Q_{ult} \text{ 的效應})$$

荷載分項系數 γ_f 考慮了實際荷載跟特徵荷載（即工作荷載）的差異；不同種類的荷載同時達到各自的特徵值的可能性不高；及計算不準確和結構性能差異變化。

極限設計抗力 R_{ult} 利用材料強度標準或特定值除以材料分項系數 γ_{m1} ，以考慮製造誤差和材料強度標準值的變異性。

$$R_{ult} = f (Y_s / \gamma_{m1} \text{ 但 } \leq U_s / \gamma_{m2})$$

為了令構件符合極限狀態下的設計規定，設計抗力 R_{ult} 應大於或等於荷載設計值效應 S_{ult} ：

$$R_{ult} > S_{ult}$$

為了令構件符合在正常使用狀態下的設計規定，可以利用以上理念及改變荷載分項系數來進行驗算，正常使用狀態下的荷載分項系數通常設定為 1.0。關於特性的材料分項系數，例如彈性模量，也設定為 1.0。

4.2 材料系數

4.2.1 鋼板和型鋼

對於符合本守則附錄 A1.1 所列基本規定或參考標準的正常強度類別 1 鋼材製成的鋼板、型鋼及可焊鑄件的設計強度，材料分項系數 γ_{m1} 為 1.0。

知道產地來源但不符合本守則附錄 A1.1 的規定和規格的正常強度類別 2 鋼材需要進行測試，若符合規定也可使用，但材料分項系數 γ_{m1} 應設定為 1.1。

不知道產地來源的類別 3 鋼材製成的鋼板、型鋼及可焊鑄件的設計強度應符合 3.1.4 條的規定。此類材料僅可用於損毀後不會導致嚴重後果的次要結構構件。

對於知道產地來源，屈服強度超過 460N/mm^2 並符合本守則附錄 A1.1 的規定的類別 1H 高強鋼材製成的鋼板和型鋼的設計強度，材料分項系數 γ_{m1} 應設定為 1.0。

對於類別 UH 的超高強度的鋼板及屈服強度大於 690N/mm^2 的來源明確且符合相關規定的鋼材，材料係數 γ_{m1} 應參考製造商的建議。

表 4.1 不同類別鋼材的材料係數 γ_{m1} 和 γ_{m2}

類別	$Y_s \leq 460\text{N/mm}^2$		$460 < Y_s \leq 690\text{N/mm}^2$	
	γ_{m1}	γ_{m2}	γ_{m1}	γ_{m2}
1	1.0	1.2	—	—
2	1.1	1.3	—	—
3	*	*	—	—
1H	—	—	1.0	1.2

注：這些 γ_{m1} 和 γ_{m2} 的係數是應用時的最小值，有關鋼材的強度設計值不可大於 3.1.2 條和 3.1.3 條所列的相關國家的材料標準或有關參考資料的值。

* 對於類別 3 鋼材， p_r 不可大於 170N/mm^2 ，其抗拉強度極限值不可大於 300N/mm^2 。

4.2.2 螺栓

9.3 節列出螺栓的設計強度已包括不同設計情況下的材料分項係數。

4.2.3 組合截面設計中的鋼筋和混凝土

為了計算組合截面的設計強度，鋼筋和混凝土的材料分項係數應根據混凝土結構作業守則中的 2.4.3 條來設定。

4.2.4 底板和牆板的灌漿

底板連接、鋼板與混凝土牆連接及固定螺栓和錨固的水泥沙漿的材料分項係數應遵照上述 4.2.3 條來設定，即灌漿的承座、黏結和剪應力的極限設計強度應與混凝土等效立方塊強度 f_{cu} 相同。

4.3 荷載係數和組合

2.5 節列出了結構可能受到的各種類型的荷載。應考慮下列基本荷載組合：

荷載組合 1： 恆載、外加荷載（以及設定橫向荷載）

荷載組合 2： 恆載和側向荷載

荷載組合 3： 恆載、外加荷載和側向荷載

4.3.1 正常極限狀態下的荷載組合

表 4.2 列出了應用於正常設計情況下強度和穩定性的荷載係數和組合。

表 4.2 正常設計情況下的荷載分項系數和荷載組合

荷載組合 （包括存在 的土、水及 溫度荷載）	荷載類型						
	恆載 G_k		外加荷載 Q_k		土荷載和 水荷載 S_n	風荷 載 W_k	溫度 荷載 T_k
	不利	有利	不利	有利			
1. 恆 載 和 外 加荷載	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—	1.2
2. 恆 載 及 側 向荷載	1.4	1.0	—	—	1.4	1.4	—
3. 恆載、側向 荷 載 和 外 加 荷載	1.2	1.0	1.2	0	1.2	1.2	1.2

如土荷載或水荷載對結構承載力有利時，荷載分項系數不可超過 1.0。(荷載分項系數 γ_f 的值可以由以下算式計算出來： $\gamma_f \times$ 土荷載或水荷載設計值等於實際土荷載或水荷載)

如需要考慮不均勻沉降時，荷載組合 1 和 2 中的荷載分項系應設定為 1.4，荷載組合 3 中的荷載分項系數則設定為 1.2。

如需要考慮撞擊荷載作為正常設計的一部份時，應將其視為外加荷載並給予適當的安全系數。

4.3.2 移動式高架起重機的荷載組合

移動式高架起重機產生的垂直荷載和水平荷載應與其他荷載同時考慮。13.7 節列出了高架起重機的荷載和荷載分項系數的規定。

4.3.3 建築物評估的荷載組合

參閱本守則第 17 章。除非能夠證明可採用更低的值，否則應採用表 4.2 列出的荷載分項系數。所有不利荷載的荷載分項系數最小值應定為 1.2。

4.3.4 臨時工程在建造期間的荷載組合

如果認為特定構件損毀後的後果嚴重程度不足以採用更高的荷載分項系數，應採用表 4.2 中的荷載分項系數。在任何情況下，不利荷載分項系數都不能小於 1.2。這包括風荷載的荷載分項系數。

4.3.5 異常事故的荷載組合

異常事故可引致異常荷載的出現，例如汽車撞擊或爆炸或某一關鍵構件移除後需要考慮的剩餘結構部份。

表 4.3 列出了此類情況下所採用的荷載系數，這考慮了其他荷載與異常荷載出現組合作用的或然率。

耐火性設計應採用不同的分項系數，參閱 12.1.5 條。

表 4.3 極端情況的荷載分項系數和荷載組合

荷載組合 （包括存在的 土和水荷載）	荷載類型						
	恆載 G_k		外加荷載 Q_k		土荷載和 水荷載 S_n	風荷 載 W_k	極端 情況 A_k
	不利	有利	不利	有利			
1. 恆載、外加荷 載和極端情況	1.05	1.0	0.35	0	1.05	—	1.0
2 恆載、側向荷 載和極端情況	1.05	1.0	—	—	1.05	0.35	1.0
3. 恆載、側向荷 載、外加荷載和 極端情況	1.05	1.0	0.35	0	1.05	0.35	1.0

如土荷載或水荷載作用對結構承載力有利時，荷載分項系數不可超過 1.0。

(荷載分項系數 γ_f 的值可以由以下算式計算出來：

$\gamma_f \times$ 土荷載或水荷載設計值等於實際土荷載或水荷載)。在考慮不均勻沉降或溫度效應時，荷載組合 1、組合 2 和組合 3 中的荷載分項系數均應採用 1.05。對於存儲及工業用途或者作用永久荷載的建築，極端情況下的不利荷載分項係數應採用 1.0。

4.3.6 荷載分項系數的總表

下表 4.4 匯結了以上部份討論過的各種荷載分項系數。

表 4.4 極限狀態下的荷載分項系數的總表

荷載類型與荷載組合	系數 γ_f
除了下述情況的恆載。	1.4
與側向荷載和外加荷載組合的恆載。	1.2
與吊機荷載和外加荷載組合的恆載。	1.2
與吊機荷載和側向荷載組合的恆載。	1.2
與極端情況荷載組合的恆載。	1.05
可以抵消其他正常荷載效應的恆載。	1.0
可以抵消極端情況荷載的恆載。	1.0
可以約束抵抗滑動、傾覆及上舉的恆載。	1.0
除了下述情況的外加荷載。	1.6
與風荷載組合的外加荷載。	1.2
與極端情況荷載組合的外加荷載。	0.35
風荷載。	1.4
極端情況荷載。	1.0
與外加荷載組合的風荷載。	1.2
儲油庫，包括貯存物。	1.4
可以約束滑動、傾覆及上舉的空儲油庫。	1.0
土和地下水荷載標稱值。	1.4
對承载力有利的土和地下水荷載。	≤ 1.0
寒冷地區異常的屋頂局部堆積雪荷載。	1.05
溫度變化產生的力。	1.2
不均勻沉降產生的力。	1.4
與外加荷載和風荷載組合的不均勻沉降產生的力	1.2
吊機垂直荷載。	1.6
與吊機水平荷載組合的吊機垂直荷載。	1.4
振盪或抓吊產生的吊機水平荷載，參見 13.7 節。	1.6
與吊機垂直荷載組合的吊機水平荷載。	1.4
與外加荷載組合的吊機垂直荷載。	1.4
與外加荷載組合的吊機水平荷載	1.2
與吊機垂直荷載組合的外加荷載	1.4
與吊機水平荷載組合的外加荷載	1.2
與風荷載組合的吊機荷載	1.2
與吊機荷載組合的風荷載	1.2
可以抵消其他荷載的吊機垂直荷載	1.0

注：（a）“風荷載”包括了 1.0% 恆載的最小側向荷載。（b）極端情況荷載應視為極限荷載。

4.3.7 正常使用極限狀態下的的荷載組合

正常使用極限狀態下，將恆載、外加荷載和風荷載的荷載分項系數全部設定為 1.0，一般是足夠的，即採用荷載的工作值或特徵值。

如有必要考慮其他會引致移動的荷載效應，例如不均勻沉降及溫度變化，荷載分項系數也可設定為 1.0。

5 正常使用極限狀態

5.1 概要

結構設計與施工須符合 5.2 至 5.4 節中相應的正常使用性能準則。結構驗算應基於正常使用荷載下最不利的實際組合和排列並假定結構為彈性的。

5.2 變形

所有類型荷載引起的撓度或變形不應削弱結構、支撐及其構件的強度或有效的功能，也不能損毀飾面。對於典型結構，建議採用表 5.1 中的變形限值。荷載加入前對結構構件預加起拱可減少荷載加入後構件的計算撓度。

表 5.1 變形限值

a) 壓型鋼板的撓度	
施工期間垂直撓度，不考慮積水效應	跨度/180（且 $\leq 20\text{mm}$ ）
施工期間垂直撓度，已考慮積水效應	跨度/130（且 $\leq 30\text{mm}$ ）
恆載和風載作用下，屋頂覆蓋層垂直撓度	跨度/90（且 $\leq 30\text{mm}$ ）
風載作用下，牆面覆蓋層側向撓度	跨度/120（且 $\leq 30\text{mm}$ ）
b) 組合板的垂直撓度	
由外加荷載引起	跨度/350（但 $\leq 20\text{mm}$ ）
由總荷載引起加以移除支撐引起（如果有）減去 由板自重引起	跨度/250
c) 由外加荷載引起樑的垂直撓度	
懸臂	長度/180
帶有灰泥或其他脆性面層的樑	跨度/360
其他樑（除了檁條和牆板軌條）	跨度/200
檁條和牆板軌條	適應面板的要求
d) 由外加荷載和風荷載引起柱的水平撓度	
建築頂層的水平位移	高度/500
單層門式框架頂部的水平位移（屋面不上人）	適應覆蓋層的要求
層間相對位移	層高/400
門式框架建築物的柱	適應覆蓋層的要求
支承吊機滑槽的柱	適應吊機滑槽要求
e) 吊機樑	
移動式高架起重機垂直靜輪壓產生的垂直撓度	跨度/600
吊機水平荷載產生的水平撓度（僅考慮上翼緣特性）	跨度/500
f) 桁架	
無脆性板的典型桁架	跨度/200

注：除非提供充分的證明，否則上述限制值不得超逾。

預加的起拱值可在撓度計算中扣除。

任何情況下都應盡量避免積水。

大跨結構的振動和擺動應作驗算。

5.3 風荷載引起的振動

應限制結構的振動和擺動，從而避免使用者產生不舒適感和對建築物內物品造成損毀。對於大跨橋樑、大型體育館屋頂以及煙囪等特殊結構，建議採用風洞模型測試進行抗風設計以符合正常使用狀態下的限制。

5.3.1 對風敏感的建築和結構

設計對風敏感的建築和結構時應進行靜態分析和動力分析。固有頻率較低或高寬比較大的結構應進行特別驗算。可參考 2004 年香港風力效應作業守則。

肢體較長或外形複雜，質量中心與剛度中心嚴重偏離的，細長的、柔性的和弱阻尼的高層建築和結構，氣體動力彈性失穩如共振、馳振和顫振等，可能產生巨大振幅的側風反應。建議根據專家的意見和風洞模型測試進行抗風設計以符合正常使用狀態下的限制。

5.3.2 正常使用極限狀態

應驗算在正常使用極限狀態下的振動、變形和加速度以確保結構的適用狀態。

5.3.3 結構動力特性

5.3.3.1 固有頻率

應採用結構分析的計算程式計算建築物和結構的振動的固有頻率以限制水平振動和垂直振動。也可採用經驗公式對典型的和規則的建築物進行大約的振動分析。

5.3.3.2 結構阻尼

鋼結構和建築物的結構阻尼的程度，主要取決於結構類型和結構佈局。當需要利用結構阻尼改善正常使用極限狀態時，可依照已公佈的不同類型結構的阻尼率資料。以下內容僅涵蓋普通結構，特殊結構應參考專門的文獻。

5.3.4 高層建築物的正常使用性能準則

對於某些較高的和窄長的結構，儘管有時側風反應可支配設計，但是最大的風荷載和變形通常發生在順風方向的軸線上。在重大颱風期間，此類較高的和窄長的結構（長寬比通常達到或超過 5: 1）的振動可能引起使用者不適。扭轉效應和質量中心與剛度中心的偏離會影響建築對風的反應。

變形過大可導致砌石、隔牆及建築內外飾面開裂。最大水平撓度不可超過表 5.1 所列數值，（頂層位移限值為總高度的 1/500，層間相對位移限值為層高的 1/400），同時對覆蓋層、幕牆、隔牆和飾面的設計與構造應考慮總位移、層間相對位移和晃動的影響。

此外，可採用適當的動力正常使用性能分析與設計，以證明高層建築物符合正常使用狀態下的限制。此時：

- a) 變形過大可導致砌石、隔牆及建築內外飾面開裂。同時，對覆蓋板、幕牆、隔牆和飾面的設計與構造應考慮總撓度、層間相對位移和晃動的影響。
- b) 應採用動力分析研究建築物的運動、振動頻率和加速度。假若建築物在抵受十年一遇最強颱風中連續十分鐘的平均風力時，其建築物加速度仍能符合下列要求的加速度限制值，則使用者能接受的舒適度可被視為達到本守則的要求。

建築物的使用類型	最大加速度 (g/1000)
住宅樓	15
辦公樓，旅館	25

十年一遇的十分鐘平均風速可通過合理分析香港氣候資料，數值颱風模型或強度設計中的風速而求得。

以上的規定僅表對大多數建築物在加速度上所制定的最低標準，而某些建築物則可能需要更高的舒適程度指標。當地的研究人員分析以及公佈的標準，如 ISO 6897 表明峰值加速度的舒適程度指標是與頻率相關的。

- c) 使用者對振動的可容忍程度受到很多因素的影響，包括經驗、期望、建築物振動頻率、遭受的次數以及視覺與聽覺感受等。不過可採用進一步效能為本的評估復核設計，以替代上述 (b) 的指引。此類效能為本的設計方法通常包括全面的風洞測試。

任何時候都應避免風荷載作用下加速度過大。2004 年香港風力效應作業守則規定在設計風荷載的作用下，頂層總位移小於 $H/500$ 的限制，一般能夠確保大多數典型建築物具有使用者可接受的環境，且無需進行動力分析。不過負責工程師仍應考慮每一棟建築物的優點。

其他類型結構應諮詢專家的建議。

5.3.5 通訊塔和廣播塔的正常使用性能準則

通訊和廣播服務要求對訊號傳遞的干擾盡可能小。通訊塔和廣播塔的正常使用狀態限制值應符合置於塔的天線和其他通訊設備的功能規格。應避免塔產生過大的擺動和振動。設計時，應參考專門的文獻。

5.3.6 減少風荷載引起的動力效應

如計算變形和或加速度超過正常使用狀態限制值時，可採用下列 (但是不只限於) 方法減小變形或加速度 (a) 增加自重 (即依靠頻率緩和的方法)，(b) 增大剛度，(c) 增大阻尼以及 (d) 改變氣體動力的幾何形狀。為減少風至響應而進行質量，剛度，阻尼以及氣體動力幾何形狀改變時需要尋求專家的建議。

5.4 人的活動引起的樓面的振動

當樑或樓板的變形超過變形限制時，可能需要驗算構件振動對人的舒適度的影響。對於輕型和大跨結構及可能存在振動的場所（如舞廳，健身房，工廠等），當估計存在過大的振動時，可能需要進行樓板振動評估。可參考有關的作業守則和專門的文獻。

5.5 耐久性

5.5.1 概要

鋼結構可能外露於多種不同程度的環境中。本章為建築物中的結構鋼及一些在較常見外露情況下的結構提供指引。

設計鋼結構防護體系應考慮下列因素以確保結構在預定使用功能和設計使用年限的情況下結構的耐久性。

- a) 結構所處的環境，是否可能存在雙金屬腐蝕及結構的外露情況。
- b) 結構的檢查與維修是否容易（方便、困難或不可能）。難易性、等級以及構件的形狀和結構的細節構造都與此相關。
- c) 銹蝕防護與防火體系統的關係。

本章旨在提供鋼結構銹蝕防護設計指引，並非最詳盡指定特定方案。鋼結構銹蝕防護的詳細指引可參見專門的文獻。

鋼結構維修的指引可參考 13.8 節。

5.5.1.1 典型外露情況

下表提供常見外露情況的典型例子。

表 5.2 外露情況

環境等級	外露類別	例子
1	無腐蝕	處於可控（乾燥）室內環境中的鋼結構。 埋入無擾動和無腐蝕地層中的鋼樁。
2	輕度（典型室內）	處於潮濕室內環境中的鋼結構。
3	中度（室內或室外）	安裝在周邊覆蓋層的鋼結構 處於室外乾燥環境中的鋼結構
4	嚴重	外露在雨和潮濕環境中的室外鋼結構 游泳池、廚房和水箱之上的室內鋼結構
5	極度嚴重	處於海水環境中的室外鋼結構 埋入腐蝕地層中的鋼樁 外露於鹹水環境中的鋼結構

5.5.1.2 保養制度

保養制度所採用的保護等級不僅取決於業主對初期費用與後繼維修費用的比值，還取決於鋼結構維修的難易性。

此處對保養制度的難易性定為三種等級：

等級 A：易於維修，即容易維修及（或）可進行定期維修。

等級 B：不易維修，即維修困難及很少進行維修。

等級 C：維修非常困難或根本不可能進行維修。

5.5.2 銹蝕防護的類型

本節描述對不同水平的銹蝕防護系統，並在下表 5.3 中提供了其應用的指引。在選擇合適的體系之前應考慮所有相關資料，包括保養制度建議。防護措施工作質量參考 14.6 節。

表 5.3 防護系統類型和常規應用指引

防護系統類型	外露等級	建議的最低維修等級
無防護鋼材	1	無應用
採用塗料體系作為防護層	2, 3, 4	B
塗料和膠結材料或噴塗纖維保護	1, 2	B
外包混凝土（亦發揮組合結構作用）	1, 2, 3, 4, 可能 5	C
採用鍍鋅或噴塗金屬防護層	3, 4	C
採用抗腐蝕合金（如不銹鋼或耐候鋼）	3, 4, 5	C
採用腐蝕犧牲容限法	4, 5	C
採用陰極保護法（CP）	5	B

5.5.2.1 鍍鋅

熱浸鍍鋅應符合應用標準的規定且厚度不小於 85 微米。

鍍鋅程序的高溫會釋放構件的內積應力從而造成構件變形。

強度設計值大於 460N/mm^2 的高強鋼材（板、軋製型鋼或鋼條）不應熱浸鍍鋅以避免冶金變化或退火。ISO 標準 10.9 級和更高及等效的螺栓不應熱浸鍍鋅，但應用蒸發鍍鋅和塗上多鋅油漆或適當的保護漆。

空心鋼管鍍鋅時應保持開口通氣。

5.5.2.2 混凝土護面

應採用鋼網（最小為 D49 型鋼）加強混凝土護面。護面混凝土應符合防火的需求，根據因為搗固原因，其厚度應不小於 50mm。必要時，可採用細骨料。

如混凝土護面須要與鋼材共同作用以傳遞相當大的剪切應力（大於 0.1N/mm^2 ），在澆注混凝土護面之前應將鋼材表面打磨乾淨去除軋屑。

5.5.2.3 塗料系統

應根據所列參考文獻或製造商指南選擇合適的塗料體系。應對塗料防護系統進行定期保養。

5.5.2.4 未採用特別銹蝕防護措施的永久鋼結構的最小厚度

外露在室外自然環境中（即外露等級 3，4，和 5）的鋼板或軋製型鋼的厚度應不小於 8mm。處於室內環境（即外露等級 1 和 2）的鋼材的厚度應不小於 6mm。（墊板可較薄。）

處於外露等級 3，4，和 5 中封閉的空心鋼管的厚度應不小於 4mm，而外露等級為 1 和 2 時厚度應不小於 3mm。

上述最小厚度可能不適用於特殊的專利產品且遇到此類情況時負責工程師應證明鋼材產品的抗腐蝕能力適合其用途。在任何情況下，所有結構構件的最小厚度都應不小於 3mm。

經工廠加上銹蝕防護層的冷成型鋼材的最小厚度應不小於 0.5mm。

5.5.2.5 鋼材腐蝕的犧牲容限法

對於外露等級 4 和 5 的鋼結構，當採用其他防護方法皆不可行時，可採用腐蝕犧牲容限法。此時鋼材的最小厚度取為結構強度和穩定性計算得到的最小厚度加上腐蝕引起的犧牲容限。

犧牲厚度應根據所考慮結構構件的特定腐蝕制度和設計使用年限計算。建議的容限值為每年 0.25mm 至 0.5mm。

5.5.3 殘餘應力引起的腐蝕

腐蝕通常發生在製造（冷加工）和焊接（如起拱、彎曲及拉直）的過程中在鋼材內部存在顯著殘餘應力的部位。可採用塗料或鍍鋅保護措施，犧牲容限法或其他有效方法改善鋼材的抗腐蝕性能。

在可行情況下，可考慮對加工部位的 150mm 至 300mm 週邊的位置採用 600°C 至 650°C 的焊後加熱處理措施以釋放殘餘應力。

6 設計方法和結構分析

6.1 分析方法

除非能夠證明二階效應無明顯的影響，否則結構分析應包括此效應。視乎所採用的分析方法， $P-\Delta$ 或 $P-\delta$ 效應在分析或設計階段作充分考慮。

結構的內力和彎矩，可採用下列方法之一進行計算。

- (1) 簡化設計，側向力由相連的剛性結構支撐，並假定樑簡支於柱上（參見 6.5 節）。
- (2) 一階線彈性分析，採用結構初始的和未變形的幾何條件（參見 6.6 節）。
- (3) 僅考慮 $P-\Delta$ 效應的二階彈性分析，以考慮結構變形的效應（參見 6.7 節）。
- (4) 考慮 $P-\Delta-\delta$ 效應的二階彈性分析，以考慮結構變形以及構件彎曲變形的效應（參見 6.8 節）。
- (5) 高等分析，以考慮結構和構件的變形以及材料屈服的效應（參見 6.9 節）。

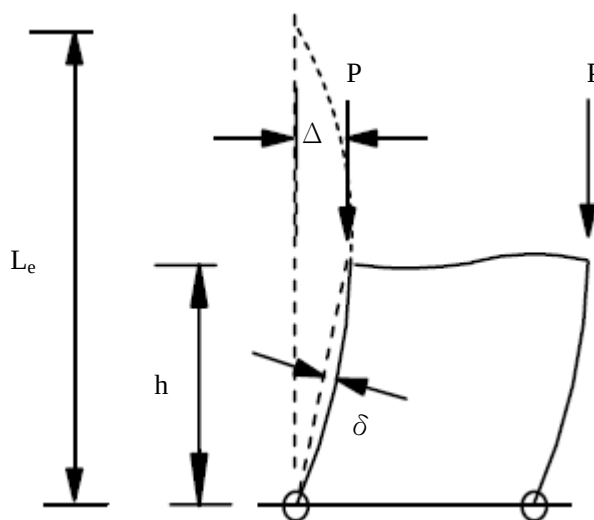


圖 6.1 柱的計算長度， $P-\Delta$ 及 $P-\delta$ 彎矩

在整體分析或者在根據 8.9.2 條進行的設計階段中，應考慮有初始缺陷的 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應。

上述方法（1）至（4）中結構的抗力應受以下限制：第 1 類塑性截面和第 2 類厚實截面的第一個塑性鉸的產生；或者第 3 類半厚實截面和第 4 類窄長截面的第一個屈服現象。但對於方法（5），則應以彈塑性的破壞荷載為極限。方法（3）和（4）是基於不包含及包含構件彎曲變形的大撓度分析，不允許由材料屈服引致的彎矩或內力的重新分配。只有第 1 類塑性截面和第 2 類厚實截面可以採用方法（5），並且僅當構件為第 1 類塑性截面時才允許塑性鉸的產生。

靜態平衡、設定橫向力的抗力以及抗側剛度均應採用相應的最不利實際荷載系數以及荷載組合進行驗算。

僅在簡化設計和一階線彈性分析方法中才允許進行彎矩和內力的疊加。

由彎曲扭轉、扭轉及板件局部壓曲引起構件的局部壓曲效應，除非在分析中已經考慮了這些效應，或者已經證明可以忽略這些效應的影響，否則都應把該部份作為個別構件分別進行驗算。

6.2 分析模型和假定

應採用合適的分析模型以及一致性的假定來模擬實際的結構性能。構件及連接部位的設計應符合分析假定，並不能對結構的其他部份之結構安全性產生不利的影響。所有結構都應被設計成具有足夠的堅固性以抵抗外加荷載和設定橫向力的效應。此外，結構應具有足夠的抗側能力和構件剛度以避免垂直荷載產生過大的 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 二階效應。當 $P-\Delta$ 效應顯著時，應考慮柱的壓曲強度、連接以及樑的設計。受壓構件都應考慮 $P-\delta$ 二階效應。

在較大軸向力作用下的傾斜構件，包括屋頂和椽，其計算長度可能涉及到跳越壓曲，採用圖表確定計算長度時往往不能明確地界定構件為樑或柱。在這些情況下，計算長度不能透過簡化圖表進行確定，而應採用二階分析或高等分析方法。

考慮地基與結構之間的相互作用時，可以假定剛性基礎支座具有與柱相等的剛度，否則應假定為鉸接，除非評估顯示一個更合理的基礎剛度值。

6.3 框架分類

6.3.1 概要

框架的抗側剛度影響其屈曲強度。根據 6.3.2 條計算的彈性臨界荷載系數 λ_{cr} 可以將框架分類為無側移框架、有側移框架以及對側移特別敏感的框架三大類，此分類旨在：

- (1) 本章中框架分類的結構作側移穩定性評估；
- (2) 根據 6.6.2 條計算放大彎矩。

框架分類可通過計算彈性臨界荷載係數 λ_{cr} 來確定。對普通框架進行特徵值分析或者如 6.3.2 中所描述的對幾何規則的矩形框架採用撓度值法，可求得彈性臨界荷載係數 λ_{cr} 。

6.3.2 彈性臨界荷載系數

6.3.2.1 概要

彈性臨界荷載系數 λ_{cr} 可透過特徵值分析或下述的撓度法獲得。框架的 λ_{cr} 的定義為：引起結構彈性失穩的荷載與計算荷載的比值。框架分類時不必考慮構件缺陷。

6.3.2.2 撓度法

對於承受豎向荷載或者豎向荷載加上水平荷載（如風荷載）的幾何規則和矩形框架的側移壓曲模態，側移框架的彈性臨界荷載系數 λ_{cr} 如圖 6.2 中顯示的那樣，可根據由一階線性分析所得的每一層側移量的最小值計算得到，即：

$$\lambda_{cr} = \frac{F_N}{F_V} \frac{h}{\delta_N} \quad (6.1)$$

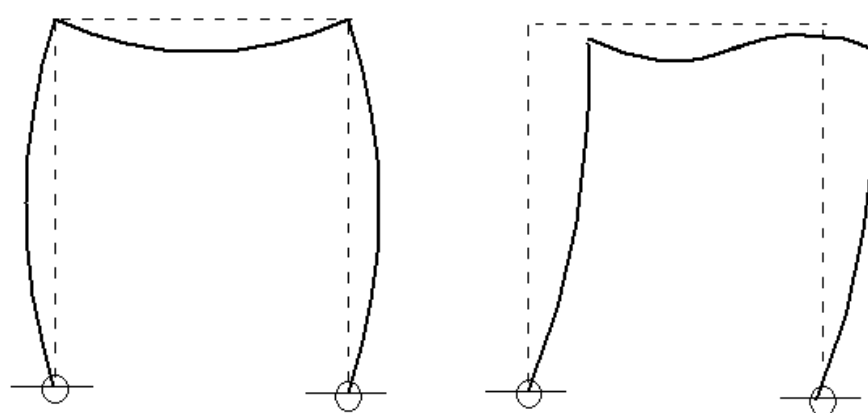
式中：

F_V 所考慮樓面上的恆載設計值加上外加荷載設計值；

F_N 建築物框架的設定橫向力，一般取為 $0.5\% F_V$ ；

h 樓層高度；

δ_N 由設定橫向力 F_N 引起的層間水平位移。



(a) 無側移框架屈曲模態

(b) 有側移框架屈曲模態

圖 6.2 有側移及無側移屈曲模態

對於非直線型的框架，彈性臨界荷載係數 λ_{cr} 可以通過特徵值分析求解。對於單獨的門式框架，設計人員應參考 8.11 中的規定。

6.3.3 無側移框架

除採用高等分析外，所有符合以下條件的框架均可視為無側移框架，並可忽略 $P-\Delta$ 效應，即：

$$\lambda_{cr} \geq 10 \quad (6.2)$$

採用高等分析時，符合以下條件的框架可視為無側移框架，並可忽略 $P-\Delta$ 效應，即：

$$\lambda_{cr} \geq 15 \quad (6.3)$$

6.3.4 有側移框架

除採用高等分析外，所有符合以下條件的框架均可視為有側移框架，即：

$$10 > \lambda_{cr} \geq 5 \quad (6.4)$$

採用高等分析時，符合以下條件的框架可視為有側移框架，即：

$$15 > \lambda_{cr} \geq 5 \quad (6.5)$$

6.3.5 對側移特別敏感框架

以下情況的框架可視為對側移特別敏感的框架，即：

$$\lambda_{cr} < 5 \quad (6.6)$$

對側移特別敏感的框架，必須採用 $P-\Delta-\delta$ 二階分析或高等分析。

6.4 缺陷

6.4.1 概要

在分析及設計受壓構件或帶有受壓構件的框架時，應考慮缺陷的影響。缺陷是由幾何或材料因素產生的，應採用適當的等效幾何缺陷加以模擬。

恰當的等效幾何缺陷可透過缺陷大小及其模態以反映各類缺陷的混合效應。

在以下情況時，應考慮缺陷的效應：

- 1) 框架分析
- 2) 構件設計
- 3) 支撐構件

6.4.2 框架缺陷

在框架分析中典型結構的缺陷效應應採用公式 6.7 中的等效幾何缺陷加以考慮，以替代 2.5.8 條中的設定橫向力：

$$\Delta = h/200 \quad (6.7)$$

式中：

h 樓層高；

Δ 圖 6.1 所示的初始變形。

缺陷形狀可以根據 2.5.8 條的設定橫向力或 6.4.4 條的彈性臨界模態確定。

對於規則多層建築物框架，缺陷形狀可以簡化為斜直線。

這些初始側移缺陷應施加於所有最不利的水平方向，但每一次應僅考慮一個方向。

對於臨時工程（如棚架），其初始變形值應取為 $\Delta = h/100$ 。對於可拆卸工程，應採用建築物拆卸作業守則中所規定的等效初始變形值。

採用設定橫向力模擬不垂直缺陷的方法，如圖 6.3 所示。

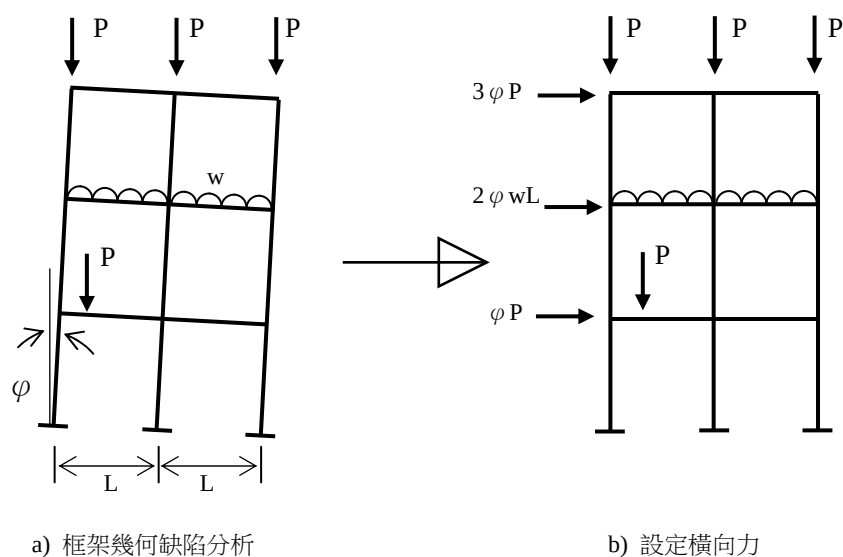


圖 6.3 不垂直缺陷下的名義橫向力

6.4.3 構件缺陷

對受壓構件的進行二階分析時，可採用表 6.1 所規定的等效初始彎曲缺陷。

此外，採用計算長度法和 8.9.2 條中的彎矩放大法時，也可在構件設計中考慮同樣的缺陷效應。

表 6.1 設計中所採用的構件初始彎曲缺陷值

對應於表 8.7 中的柱壓曲曲線類型	二階 $P-\Delta-\delta$ 彈性分析應採用的 $\frac{e_0}{L}$ 值
a ₀	1/550
a	1/500
b	1/400
c	1/300
d	1/200

表 6.1 中， e_0 是最大初始彎曲缺陷值。沿構件長度變化的缺陷值 v_0 可由下式提供：

$$v_0 = e_0 \sin \frac{\pi x}{L} \quad (6.8)$$

L 構件長度

x 沿構件方向的距離

6.4.4 彈性臨界模態

對於非直線型框架，用名義水平力的方法來模擬屈曲模態是不適用的。彈性壓曲模態可作為對 2.5.8 條的設定橫向力方法的一種替代，來模擬整體缺陷。對於永久結構，其整體缺陷的大小可取為建築物高度的 1/200，而對於臨時結構則可取為建築物高度的 1/100。當在結構分析中採用二階方法進行分析時，結構需要用一階彈性屈曲模態作為初始缺陷進行穩定性以及屈曲強度檢驗。次要構件的局部彈性屈曲模態不應該代替整體彈性屈曲模態而使用。

6.5 簡化設計

與相對較剛性的框架連接可以阻止結構側移。簡化設計僅能在框架體系的 λ_{cr} 值不小於 10 的情況下使用。構件與柱之間的連接假設為鉸接，所產生的彎矩應不會對結構構件安全性和堅固性產生不利的影響。節點連接的設計與細節設計應具有足夠的柔韌性。應採用具有足夠剛度和強度的結構來抵抗側向風荷載或設定橫向力，以確保側向穩定性。在設定時，反力偏心距應根據實際情況來設定。樑反力和柱面或剛支承長度中心的最小偏口矩應設定為 100mm。

6.6 一階線彈性分析

6.6.1 概要

採用彎矩放大法和計算長度法進行構件設計時，都應驗算 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應。一階線彈性分析方法只適用於彈性臨界係數 $\lambda_{cr} \geq 10$ 的直線型無側移框架和 $\lambda_{cr} \geq 5$ 的直線型側移框架。計算彈性臨界荷載係數 λ_{cr} 時，公式 6.1 只適用於承受豎向荷載或者豎向荷載加上水平荷載（如風荷載）的直線型框架。對於樑柱的設計，應參考 8.9.2 條。

6.6 條和 6.7 條所述的非直接分析法在分析時沒有考慮到幾何缺陷，因而單獨的構件設計仍是必須的，以達至一個安全的設計。

6.6.2 在有側移框架中使用彎矩放大法

由水平荷載產生的彎矩可採用下列系數予以放大。

$$\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_{cr} - 1} \quad (6.9)$$

式中 λ_{cr} 為 6.3.2 條所求得的彈性臨界荷載係數。

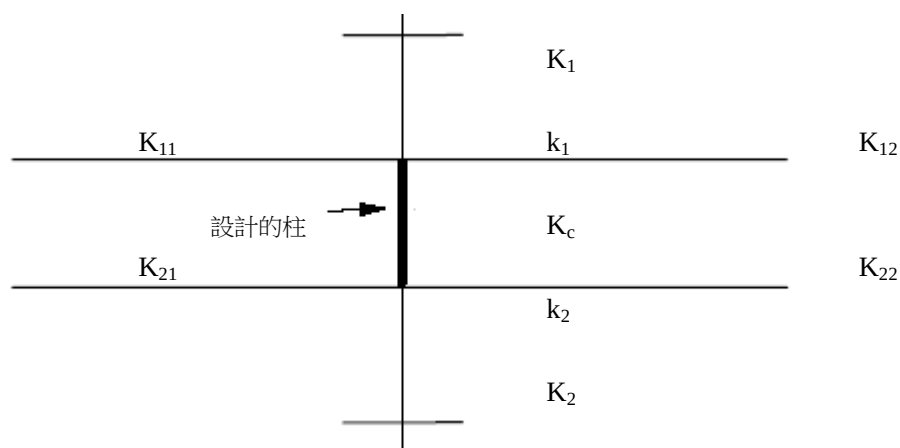
對連接部位和連接構件的設計都應採用放大的彎矩，以包含一階和二階 $P-\Delta$ 效應所產生的彎矩。

當 $\lambda_{cr} \geq 10$ 時，構件和連接部位的設計則可忽略 $P-\Delta$ 效應和彎矩放大。

6.6.3 在有側移框架和無側移框架中使用計算長度

圖 6.4 所示連續框架中子框架的計算長度，可以利用柱末端分配系數 k_1 和 k_2 確定：

$$k = \frac{\text{節點處柱的總剛度}}{\text{節點處所有構件的總剛度}} \quad (6.10)$$



分配系數：

$$k_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}}$$

$$k_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}}$$

式中

K_1 和 K_2 是相鄰柱的 K_c 剛度值；

K_{11} , K_{12} , K_{21} 和 K_{22} 是相鄰樑的 K_b 剛度值；

K_b 是樑的剛度，無樑時取為 0。

圖 6.4 子框架的約束系數

計算長度系數可用從公式 6.10 中求得的 k_1 和 k_2 查圖 6.4a 及 6.4b 的曲線獲得。

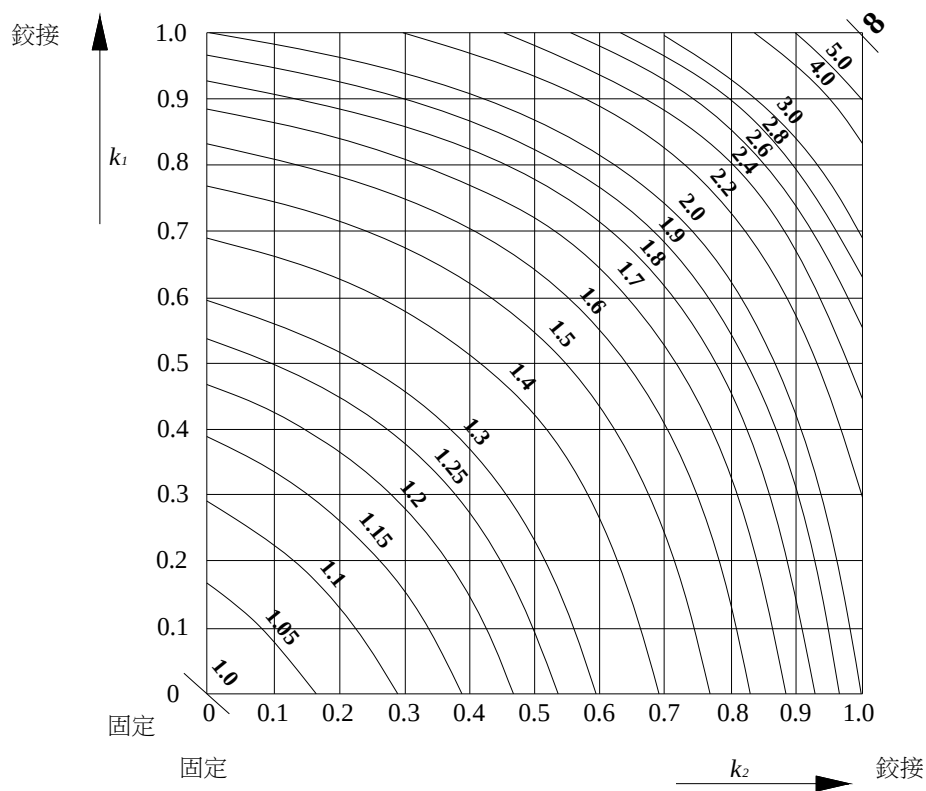


圖 6. 5a 有側移框架的計算長度系數 (L_E/L)

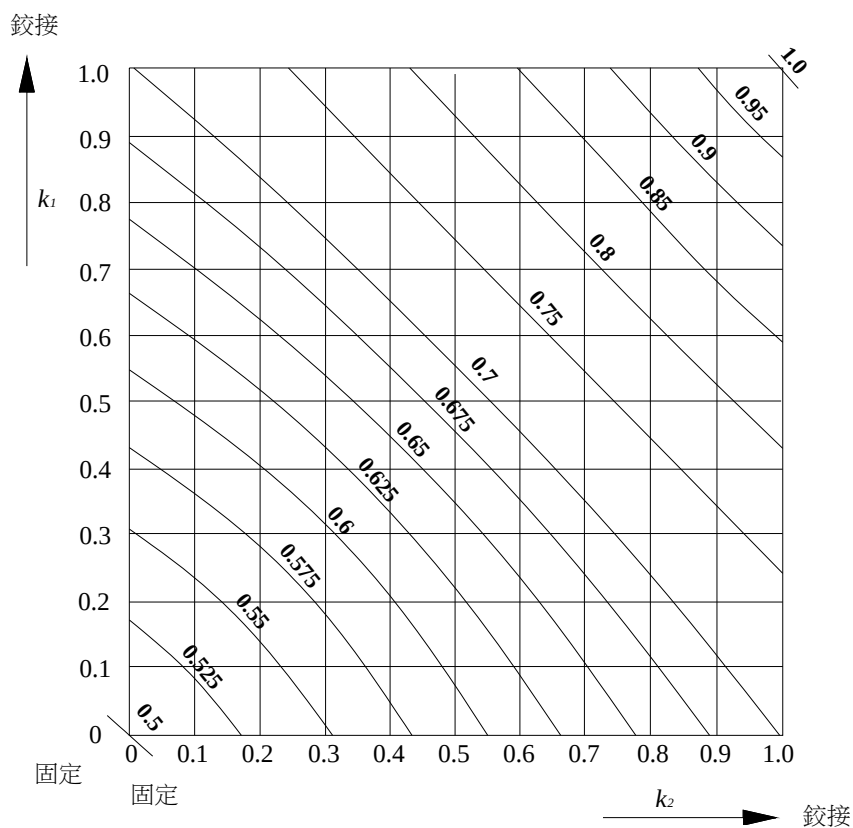


圖 6. 5b 無側移框架的計算長度系數 (L_E/L)

樑的剛度應從表 6.2 中取值，同時考慮以下因素：

- 當柱某一端的彎矩超過柱在軸向力作用下折減彎矩承載力的 90% 時， k 值取為 1。
- 當對柱端提供約束的樑之軸向力是顯著時，應考慮其剛度的折減。
- 當樑與節點相連處為半剛性連接時，樑的剛度應作如下修正：

$$k_b' = \frac{k_b k_{sp}}{k_b + k_{sp}} \quad (6.11)$$

式中

k_b' 和 k_b 分別為樑的修正剛度和初始剛度；

k_{sp} 為通過實驗室測試或文獻得到的連接剛度。

表 6.2 在連續結構中確定計算長度時應採用樑的剛度

樑的荷載狀況	無側移模態	有側移模態
支承混凝土樓板或組合樓板的樑	$1.0 \frac{I}{L}$	$1.0 \frac{I}{L}$
其他在跨承受荷載的樑	$0.75 \frac{I}{L}$	$1.0 \frac{I}{L}$
其他僅承受端部彎矩的樑	$0.5 \frac{I}{L}$	$1.5 \frac{I}{L}$

註：

I 樑繞壓曲軸的慣性距

L 構件長度

6.6.4 最大細長比

除非採用包括考慮自重和構件其他荷載的二階分析方法，或者採取了措施以消除細長比所產生的不利效應，否則，受壓構件長細比不得大於 200，受拉構件細長比不得大於 300。

6.7 僅考慮 $P-\Delta$ 效應的二階彈性分析（二階非直接分析）

6.7.1 概要

本分析方法考慮了節點座標的改變與側移，從而考慮了 $P-\Delta$ 效應的影響。此處不考慮構件彎曲的 $P-\delta$ 效應，應另外作單獨考慮。即必需根據 8.7 節對構件抗力進行 $P-\delta$ 效應的驗算。這種只考慮 $P-\Delta$ 的分析設計方法與線性分析方法有相同的局限。

6.7.2 分析方法

在分析時可容許改變結構節點的座標以考慮非線性的作用。構件的計算長度數應取為 1，構件端部和沿構件分佈的彎矩應根據 8.9.2 條規定予以放大。

6.7.3 應用與局限性

僅考慮 $P-\Delta$ 效應的二階彈性分析可計算出由側移產生的 $P-\Delta$ 彎矩，此法可以替代根據 6.6.2 條計算的放大彎矩方法。對於節點和連接構件的設計，應採用這較為精確的彎矩值，因其已考慮了一階彎矩和二階 $P-\Delta$ 彎矩。柱的壓曲抗力應根據 8.9.2 條確定。

6.8 $P-\Delta-\delta$ 二階彈性分析（二階直接分析）

6.8.1 概要

依本方法計算得到的彎矩，已經綜合考慮了 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應。所以只需根據 6.8.3 條驗算結構的壓曲抗力，而無需再依照 8.9.2 條進行構件驗算。這裏的直接分析通過直接在結構分析中考慮幾何缺陷的效應和剛度的變化，精確地確定荷載作用下的結構回應，因而在結構分析中採用方程 6.12 至 6.14 進行截面承載力驗算足，以確定結構的設計抗力。

6.8.2 分析方法

二階 $P-\Delta-\delta$ 彈性分析須考慮以下情況：

- 1) 基於結構變形後的位置建立平衡條件（即 $P-\Delta$ 效應）；
- 2) 構件的彎曲變形和剛度變化（即 $P-\delta$ 效應）；及
- 3) 6.4 節所提及的框架和構件的缺陷。

6.8.3 應用與局限性

本方法以第 1 或第 2 類截面的第一個塑性鉸形成時的承載力為限，或在第 3 及第 4 類截面最大的應力達到設計強度時為限。除了第 4 類薄窄長截面，都應採用下列公式考慮 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應作用來驗算截面承載力。

$$\frac{F_c}{A_g p_y} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} = \frac{F_c}{A_g p_y} + \frac{\bar{M}_x + F_c(\Delta_x + \delta_x)}{M_{cx}} + \frac{\bar{M}_y + F_c(\Delta_y + \delta_y)}{M_{cy}} \leq 1 \quad (6.12)$$

式中：

δ_x ， δ_y 分別是由構件初始彎曲和構件上的荷載引起的繞 x 軸和 y 軸的撓度。

截面承載能力可以通過折減彎矩承載能力的公式 6.13 作為公式 6.12 的替代方法進行檢驗。

$$\left(\frac{M_x}{M_{rx}}\right)^{Z_1} + \left(\frac{M_y}{M_{ry}}\right)^{Z_2} = \left(\frac{\bar{M}_x + F_c(\Delta_x + \delta_x)}{M_{rx}}\right)^{Z_1} + \left(\frac{\bar{M}_y + F_c(\Delta_y + \delta_y)}{M_{ry}}\right)^{Z_2} \leq 1 \quad (6.13)$$

式中：

M_{rx} ， M_{ry} 分別是繞 x 軸和 y 軸彎曲折減後的彎矩承擔能力，假設距離近截面形心的面積承受軸向荷載 F_c ，而其它部份的面積則承受彎矩 M_{rx} 和 M_{ry} 。

常數 Z_1 和 Z_2 按下述方式取得：

對 I 和 H 類型的兩端翼緣長度相同的截面，

$$Z_1 = 2.0 \quad Z_2 = 1.0$$

對於實心和空心圓截面，

$$Z_1 = Z_2 = 2.0$$

對於實心和空心的矩形截面，

$$Z_1 = Z_2 = 1.6$$

對其它類型的截面，

$$Z_1 = Z_2 = 2.0$$

對於第 4 類窄長橫截面，應採用有效面積 A_{eff} 替代公式 6.12 和 6.13 中的總橫截面面積。

構件橫向扭轉和扭轉壓曲可分別單獨驗算，或者透過將上列公式中的 M_{cx} 替換為公式 8.20 至 8.22 中的壓曲彎矩抗力 M_b 進行計算。當彎矩等效係數 m_{LT} 小於 1 時，必須採用公式 6.12 或者 6.13 和 6.14 對構件抗力進行驗算。

$$\frac{F_c}{A_g p_y} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} = \frac{F_c}{A_g p_y} + \frac{m_{LT} \left[\bar{M}_x + F_c(\Delta_x + \delta_x) \right]}{M_b} + \frac{m_y \left[\bar{M}_y + F_c(\Delta_y + \delta_y) \right]}{M_{cy}} \leq 1 \quad (6.14)$$

梁的等效均布彎矩係數 m_{LT} 以及彎曲屈曲的等效彎矩係數 m_y ，可以參考表 8.4a & b 和表 8.9。

6.9 高等分析

6.9.1 概要

當荷載設計值在結構中產生塑性反應時，可以採用高等分析方法。應考慮不穩定性、 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應、以及框架與構件的初始缺陷，從而使分析能獲得非線性的結構性能。

在高等分析中，應符合強度、剛度和延性限制的條件。能形成塑性鉸的構件，橫截面都應是第 1 類的塑性截面構件，沒有依塑性鉸設計考慮的構件，亦應至少為第 2 類厚實截面構件。由其它截面構成的框架在適當地考慮了局部屈曲影響之

後，也可以採用高等分析。

當使用高等塑性分析時，框架應有足夠的有效約束以防止框架平面外的明顯側移，或者對構件個別進行平面外的壓曲驗算。所有塑性鉸位置，都應提供側向約束。應在沿構件長度方向不超過構件高度一半的理論塑性鉸形成範圍內提供約束。在分析中應考慮殘餘應力、安裝工序、與基礎的相互作用以及溫度變化產生的效應。

6.9.2 分析方法

高等分析中可以採用完全二階塑性鉸或塑性區分析方法。本方法應考慮以下情況：

- 1) 基於結構變形的位置建立平衡；
- 2) 構件彎曲撓度和剛度變化；
- 3) 6.4 節中框架和構件的缺陷；
- 4) 在包含塑性鉸或塑性區的分析模型中考慮材料屈服；
- 5) 考慮塑性鉸的延性（即塑性鉸的轉動能力應大於最大設計彎矩作用下的轉動或設計範圍內的彎矩作用下的轉動）。

6.9.3 應用與局限性

本方法在允許形成塑性鉸以及承受不同荷載情況作用下，只直接用於確定結構的最大臨界荷載。

6.10 支撐構件

缺陷的形狀應根據彈性臨界模態確定，其初始彎曲缺陷的幅值應為：

$$e_0 = k_r L / 500 \quad (6.15)$$

式中：

L 支撐系統的跨度。

$$k_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{n_r}}, \text{ 且 } k_r \leq 1.0 \quad (6.16)$$

式中：

n_r 為受支撐構件約束的構件數目。

6.11 分析中連接的分類

連接根據其強度、剛度和轉動能力可以分為鉸接、剛性連接和半剛性連接三種。連接的設計和細節應與計算假定一致。

連接的強度和承載力剛度都應與分析和設計中的假定一致。如使用高等分析時，連接的轉動能力還應符合在分析中的轉動規定。

6.11.1 鉸接

鉸接的設計與細節應避免其產生很大的彎矩從而對結構構件產生不利影響。同時連接應能夠傳遞計算所得的力，同時允許有足夠的轉動。

6.11.2 剛性連接

剛性連接的設計與細節應使其變形不會對框架中力和彎矩的分配及構件的剛度產生不利的影響。同時能夠傳遞計算所得的力和彎矩。

6.11.3 半剛性連接

半剛性連接包括那些不符合 6.11.1 條和 6.11.2 條中鉸接或剛性連接規定的其他類型連接。半剛性連接的彎矩和變形都不應對框架構件產生不利影響，且在分析中應選用如圖 6.5 所示的模型，，連接剛度應從文獻或測試獲得。半剛性連接的設計與細節應能夠傳遞計算所得的力和彎矩，以及產生適當的可接受的轉動變形。

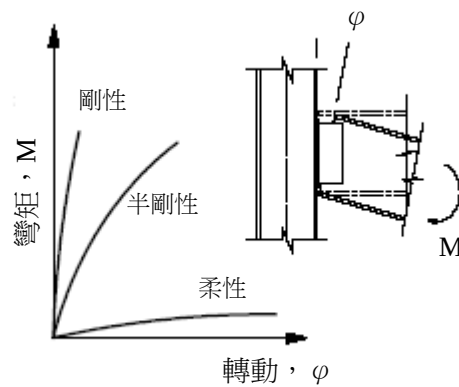


圖 6.6 連接性能

7 截面分類

7.1 概要

承受由軸向荷載或彎矩引起的壓力之橫截面可根據截面的寬厚比以及抗局部壓曲的能力分為四類，即第 1 類：塑性截面；第 2 類：厚實截面；第 3 類：半厚實截面以及第 4 類：窄長截面。橫截面按上述劃分的目的是確定局部壓曲有否影響該結構的截面承載力，而無須計算其局部壓曲抗力。本部份涵蓋了所有強度設計值不超過 460MPa 的鋼材等級，而應用到更高等級的鋼材時則需要加以驗證。

橫截面受壓的構件應基於截面的寬厚比作分類。受壓構件的尺寸應按圖 7.1 所示取值。橫截面各組成部分通常是相等厚度的。對厚度變化的構件，則應採用相關標準所示的厚度。

應區別以下兩種類型的構件：

- (a) 外伸構件一邊與相鄰構件相連，而另一邊完全自由；
- (b) 內部構件的兩個縱向邊與相鄰構件相連，其中包括：
 - 由垂直於彎曲軸的內部構件組成的腹板
 - 由平行於彎曲軸的內部構件組成的翼緣

所有受壓構件應按 7.2 節進行分類。通常整個橫截面應根據受壓構件最高等級截面類型（至少最不利的類型）來進行劃分，亦可將截面受壓翼緣與腹板劃分為不同類型。

圓形空心鋼管截面在承受軸向壓力和承受彎矩時可作不同分類。

對於有縱向加勁桿的受壓構件的設計，應參照其他適當的參考文獻。

本章的公式也適用於高強度鋼材，但必須滿足 3.1.2 條中對強度、抗力、延性、可焊性及脆裂的規定。

7.2 分類

第一類型 塑性截面

具有塑性鉸轉動能力的橫截面。有足夠的轉動能力以形成塑性鉸，因而允許結構內的彎矩重分佈，滿足表 7.1 或 7.2 中第 1 類條件的受壓構件可被歸類為第 1 類（塑性截面）。

第二類型 厚實截面

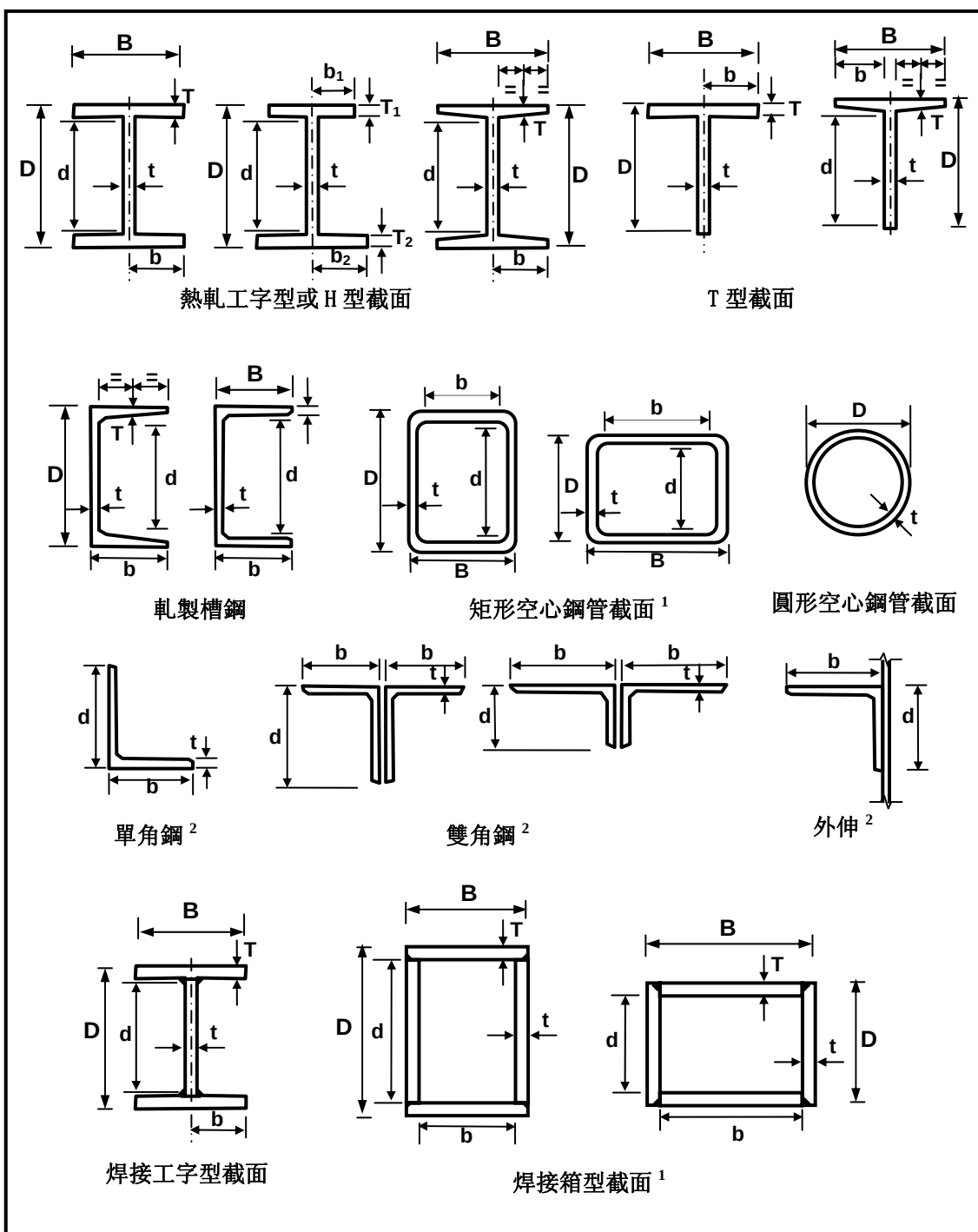
具有塑性彎矩承載力的橫截面。截面具有塑性彎矩承載力，但局部壓曲限制了具有足夠轉動能力的塑性鉸的發展。滿足表 7.1 或 7.2 中第 2 類條件的受壓構件可被歸類為第 2 類（厚實截面）。

第三類型 半厚實截面

截面最外側受壓部分的應力達到設計強度，但不具有塑性彎矩承載力的橫截面。滿足表 7.1 或 7.2 中第 3 類條件的受壓構件可被歸類為第 3 類（半厚實截面）。

第四類型 窄長截面

此類截面必需明確考慮到由於局部壓曲而產生的效應，避免截面達到彈性受壓承載力和（或）矩彎承載力。不滿足表 7.1 或 7.2 中第 3 類（半厚實截面）條件的受壓構件應被歸類為第 4 類（窄長截面）。此類截面中，最外側受壓部分的應力達不到強度設計值。



1 對於矩形空心鋼管或箱型截面， B 和 b 為翼緣尺寸； D 和 d 為腹板尺寸。翼緣與腹板的區別在於構件是對於主軸還是次軸受彎，詳見 7.1 節。

對矩形空心鋼管截面，尺寸 b 和 d 見表 7.2 的註腳 a 到 c。

2 對於角鋼， b 為外伸肢尺寸； d 為相連肢尺寸。

對於由厚鋼板製作的截面，應特別注意避免出現層狀撕裂破壞。

圖 7.1 受壓構件的尺寸

表 7.1 非矩形空心鋼管和圓形空心鋼管截面的寬厚比限值

受壓構件				比值 ^a	限值 ^b		
					第 1 類 塑性截面	第 2 類 厚實截面	第 3 類 半厚實截面
翼緣	外伸構件	彎 曲 壓 力	熱 軋	b/T	9ϵ	10ϵ	15ϵ
			焊 接		8ϵ	9ϵ	13ϵ
		軸向壓力		b/T	不適用		13ϵ
	內部構件	彎曲壓力		b/T	28ϵ	32ϵ	40ϵ
		軸向壓力		b/T	不適用		
工字形、 H 形或箱 形截面的 腹板 ^d	中和軸處			d/t	80ϵ	100ϵ	120ϵ
	一般 ^c	r_1 為負值		d/t	$\frac{80\epsilon}{1+r_1}$ 且 $\geq 40\epsilon$	$\frac{100\epsilon}{1+r_1}$	$\frac{120\epsilon}{1+2r_2}$ 且 $\geq 40\epsilon$
		r_1 為正值		d/t		$\frac{100\epsilon}{1+1.5r_1}$ 且 $\geq 40\epsilon$	
	軸受壓力 ^c			d/t	不適用		
	槽鋼腹板				d/t	40ϵ	40ϵ
角鋼受彎曲壓力 (兩個準則都須滿足)				b/t	9ϵ	10ϵ	15ϵ
				d/t	9ϵ	10ϵ	15ϵ
單角鋼或不相連的雙角鋼受 軸向壓力 (三個準則都須滿足)				b/t	不適用		15ϵ
				d/t			15ϵ
				$(b+d)/t$			24ϵ
背對背放置的雙角鋼構件的外伸肢				b/t	9ϵ	10ϵ	15ϵ
單角鋼一枝外伸，另一枝與其他 部件緊密相連							
由熱軋工字形或 H 形截面軋製或 切割得到的 T 形截面的腹板				D/t	8ϵ	9ϵ	18ϵ

a、尺寸 b 、 D 、 d 、 T 和 t 見圖 7.1。箱形截面的 b 和 T 為翼緣尺寸而 d 和 t 為腹板尺寸，腹板與翼緣的區別在於箱形截面是於主軸還是次軸受彎，詳見 7.1 節。

b、參數 $\epsilon = \sqrt{\frac{275}{p_y}}$ ， p_y 的單位是 N/mm^2 。

c、應力比 r_1 和 r_2 的定義見 7.3 節。

d、對混合截面的腹板， ϵ 應基於翼緣強度設計值 p_{yf} 來計算確定。

表 7.2 圓形與矩形空心鋼管截面的寬厚比限值

受壓構件			比值 ^a	限值 ^b		
				第一類型 塑性截面	第二類型 厚實截面	第三類型 半厚實截面
圓形 空心 鋼管 截面	彎矩壓力		D/t	$40 \varepsilon^2$	$50 \varepsilon^2$	$140 \varepsilon^2$
	軸向壓力		D/t	不適用		$80 \varepsilon^2$
熱紮 矩形 空心 鋼管 截面	翼緣	彎矩壓力	b/t	28ε 且 $\leq 80 \varepsilon - d/t$	32ε 且 $\leq 62 \varepsilon - 0.5d/t$	40ε
		軸向壓力	b/t	不適用		
	腹板	中和軸處	d/t	64ε	80ε	120ε
		一般 ^c	d/t	$\frac{64\varepsilon}{1+0.6r_1}$ 且 $\geq 40 \varepsilon$	$\frac{80\varepsilon}{1+r_1}$ 且 $\geq 40 \varepsilon$	$\frac{120\varepsilon}{1+2r_2}$ 且 $\geq 40 \varepsilon$
		軸向壓力 ^c	d/t	不適用		
冷成 型矩 形空 心鋼 管截 面	翼緣	彎矩產生的 壓力	b/t	26ε 且 $\leq 72 \varepsilon - d/t$	28ε 且 $\leq 54 \varepsilon - 0.5d/t$	35ε
		軸向壓力	b/t	不適用		
	腹板	中心軸處	d/t	56ε	70ε	105ε
		一般 ^c	d/t	$\frac{56\varepsilon}{1+0.6r_1}$ 且 $\geq 35 \varepsilon$	$\frac{70\varepsilon}{1+r_1}$ 且 $\geq 35 \varepsilon$	$\frac{105\varepsilon}{1+2r_2}$ 且 $\geq 35 \varepsilon$
		軸向壓力 ^c	d/t	不適用		
縮寫：						
CF 冷成型 (Cold Formed)；						
CHS 圓形空心鋼管截面 (Circular Hollow Section) —包括焊接鋼管；						
HF 熱紮 (Hot Finished)；						
RHS 矩形空心鋼管截面 (Rectangular Hollow Section) —包括正方形鋼管截面。						
a 矩形空心鋼管截面尺寸 b 和 d 按下式計算：						
—熱紮矩形空心鋼管截面： $b = B - 3t$ ； $d = D - 3t$ ；						
—冷成型矩形空心鋼管截面： $b = B - 5t$ ； $d = D - 5t$ ；						
式中 B 、 D 和 t 的定義見圖 7.1。對於受彎的矩形鋼管， B 和 b 為翼緣尺寸； D 和 d 為腹板尺寸，但矩形空心鋼管那側為翼緣，那側為腹板則需根據繞那一軸彎曲來確定，詳見 7.1 節。						
b 參數 $\varepsilon = \sqrt{\frac{275}{p_y}}$ ， p_y 的單位是 N/mm^2 。						
c 應力比 r_1 和 r_2 的定義見 7.3 節。						

7.3 用以分類的應力比值

表 7.1 和表 7.2 中使用的應力比 r_1 和 r_2 應按下式計算：

(a) 等翼緣的工字形或 H 形截面

$$r_1 = \frac{F_c}{dtp_{yw}} \quad \text{且} \quad -1 < r_1 \leq 1 \quad (7.1)$$

$$r_2 = \frac{F_c}{A_g p_{yw}} \quad (7.2)$$

(b) 不等翼緣的工字形或 H 形截面

$$r_1 = \frac{F_c}{dtp_{yw}} + \frac{(B_t T_t - B_c T_c) p_{yf}}{dtp_{yw}} \quad \text{且} \quad -1 < r_1 \leq 1 \quad (7.3)$$

$$r_2 = \frac{f_1 + f_2}{2p_{yw}} \quad (7.4)$$

(c) 等翼緣的矩形空心鋼管截面或焊接箱形截面

$$r_1 = \frac{F_c}{2dtp_{yw}} \quad \text{且} \quad -1 < r_1 \leq 1 \quad (7.5)$$

$$r_2 = \frac{F_c}{A_g p_{yw}} \quad (7.6)$$

式中

A_g	橫截面的總面積；
B_c	受壓翼緣的寬度；
B_t	受拉翼緣的寬度；
d	腹板高度；
F_c	軸向壓力（負值代表受拉）；
f_1	腹板最大壓應力，詳見圖 7.2；
f_2	腹板最小壓應力（負值代表受拉），詳見圖 7.2；
p_{yf}	翼緣強度設計值；
p_{yw}	腹板強度設計值（且 $p_{yw} \leq p_{yf}$ ）；
T_c	受壓翼緣厚度；
T_t	受拉翼緣厚度；
t	腹板厚度。

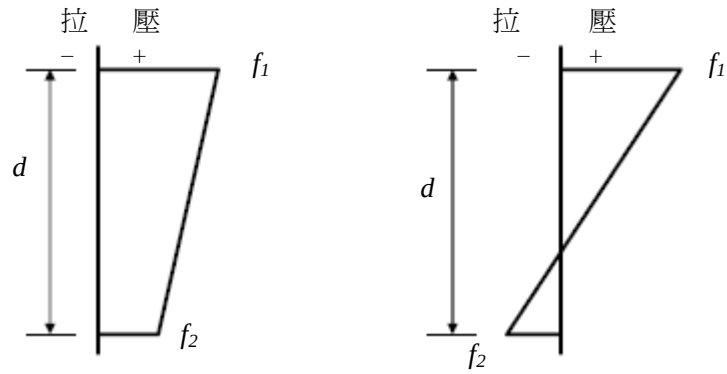


圖 7.2 半厚實截面腹板的應力比

7.4 組合工字形或 H 形截面的翼緣

通過將翼緣板焊接到工字形鋼或 H 形鋼截面的受壓翼緣而構成的組合截面，其受壓翼緣的分類應考慮圖 7.3 中所示的寬厚比，如下：

- (a) 如圖 7.3(a)，組合翼緣外伸長度 b 與原本翼緣厚度 T 的比值應按“軋製截面的受壓翼緣外伸構件”進行分類，見表 7.1。
- (b) 如圖 7.3(b)，鋼板與原本翼緣相連的兩條焊縫或兩列螺栓間鋼板的內寬 b_p 與其厚度 t_p 的比值應按“受壓翼緣的內構件”進行分類，見表 7.1 中。
- (c) 如圖 7.3(c)，鋼板與原本翼緣相連的兩條焊縫或兩列螺栓之外的外伸長度 b_o 與鋼板厚度 t_p 的比值應按“焊接截面的受壓翼緣外伸構件”進行分類，見表 7.1。

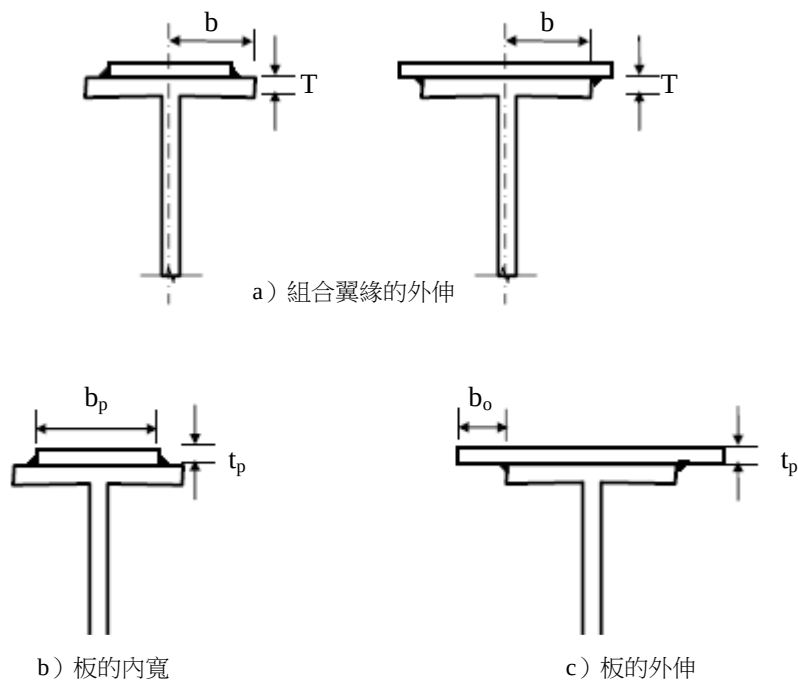


圖 7.3 組合翼緣的尺寸

梁的等效均布彎矩係數 m_{LT} 以及彎曲屈曲的等效彎矩係數 m 可以參考表 8.4a & b 和表 8.9。

7.5 有效塑性模量

7.5.1 概要

彎矩作用下的第 3 類半厚實截面應採用截面模量 Z 或有效塑性模量 S_{eff} 來進行設計。

翼緣對稱的工字形或 H 形截面、矩形空心鋼管和圓形空心鋼管截面，有效塑性模量應分別按 7.5.2、7.5.3 和 7.5.4 條求得。

不對稱翼緣的工字形或 H 形截面，在沿腹板的同一平面受彎時，應參考相應資料。

對於其他橫截面，有效塑性模量 S_{eff} 等於截面模量 Z 。

7.5.2 翼緣對稱的工字形或 H 形截面

第 3 類（半厚實截面）翼緣對稱的工字形或 H 形截面於主軸和次軸受彎的有效塑性模量 $S_{x,eff}$ 和 $S_{y,eff}$ 按下式計算：

$$S_{x,eff} = Z_x + (S_x - Z_x) \left[\frac{\left(\frac{\beta_{3w}}{d/t} \right)^2 - 1}{\left(\frac{\beta_{3w}}{\beta_{2w}} \right)^2 - 1} \right] \quad (7.7)$$

$$S_{y,eff} = Z_y + (S_y - Z_y) \left[\frac{\frac{\beta_{3f}}{b/T} - 1}{\frac{\beta_{3f}}{\beta_{2f}} - 1} \right] \quad (7.8)$$

$$\text{且 } S_{x,eff} \leq Z_x + (S_x - Z_x) \left[\frac{\frac{\beta_{3f}}{b/T} - 1}{\frac{\beta_{3f}}{\beta_{2f}} - 1} \right] \quad (7.9)$$

式中， b ， d ， T 和 t 的定義見圖 7.1。

- S_x —— 於主軸的塑性模量；
- S_y —— 於次軸的塑性模量；
- Z_x —— 於主軸的截面模量或彈性模量；
- Z_y —— 於次軸的截面模量或彈性模量；
- β_{2f} —— 表 7.1 中查得的第 2 類（厚實）翼緣的 b/T 限值；
- β_{2w} —— 表 7.1 中查得的第 2 類（厚實）腹板的 d/t 限值；
- β_{3f} —— 表 7.1 中查得的第 3 類（半厚實）翼緣的 b/T 限值；
- β_{3w} —— 表 7.1 中查得的第 3 類（半厚實）腹板的 d/t 限值。

7.5.3 矩形空心鋼管截面

對第 3 類半厚實矩形空心鋼管截面 (RHS)，於主軸和次軸受彎時的有效塑性模量 $S_{x, eff}$ 和 $S_{y, eff}$ 可通過考慮繞各自軸的彎曲求得，如下式：

$$S_{eff} = Z + (S - Z) \left[\frac{\frac{\beta_{3w} - 1}{d/t}}{\frac{\beta_{3w} - 1}{\beta_{2w}}} \right] \quad (7.10)$$

$$\text{且 } S_{eff} \leq Z + (S - Z) \left[\frac{\frac{\beta_{3f} - 1}{b/t}}{\frac{\beta_{3f} - 1}{\beta_{2f}}} \right] \quad (7.11)$$

式中，矩形空心鋼管的 b, d, t 見表 7.2。

β_{2f} —— 表 7.2 查得的第 2 類（厚實）翼緣的 b/t 限值；

β_{2w} —— 表 7.2 中查得的第 2 類（厚實）腹板的 d/t 限值；

β_{3f} —— 表 7.2 查得的第 3 類（半厚實）翼緣的 b/t 限值；

β_{3w} —— 表 7.2 查得的第 3 類（半厚實）腹板的 d/t 限值。

彎矩作用下的矩形空心鋼管截面， B 和 b 為翼緣尺寸； D 和 d 為腹板尺寸，但矩形空心鋼管截面那一側為腹板，那一側為翼緣需根據繞那一軸彎曲來確定，詳見 7.1 節。

7.5.4 圓形空心鋼管截面

外直徑為 D 、厚度為 t 的第 3 類（半厚實）圓形空心鋼管截面 (CHS)，其有效塑性模量 S_{eff} 按下式計算：

$$S_{eff} = Z + 1.45 \left[\left(\sqrt{\frac{140}{D/t}} \right) \varepsilon - 1 \right] (S - Z) \quad (7.12)$$

7.6 窄長截面的有效寬度法

第 4 類窄長截面的局部壓曲可通過在設計中採用有效截面來考慮。應預留充足的容許值來考慮有效橫截面形心的漂移可能造成的影響。有效截面屬性可由第 11 章或其他認可的參考文獻求得。

7.7 窄長截面的有效應力法

有效應力法是 7.6 節中詳細描述的有效寬度法的替代方法。有效應力法將強度設計值降低為 p_{yr} ， p_{yr} 按截面為第 3 類半厚實截面計算獲得。在驗算截面承載力和構件壓曲抗力時應採用折減強度設計值 p_{yr} 來代替 p_y ，折減強度設計值 p_{yr}

按下式計算：

$$p_{yr} = \left(\frac{\beta_3}{\beta}\right)^2 p_y \quad (7.13)$$

式中 β 為 b/T 、 b/t 、 D/t 或 d/t 幾個值中超過表 7.1 或 7.2 中第 3 類半厚實截面限值 β_3 的值。

應當注意，除非 β 值僅比第 3 類半厚實型的限值 β_3 稍大一點，否則使用這種替代方法相當保守。

7.8 計算截面的形心漂移

設計第 4 類窄長截面時，局部壓曲是一個主要的考慮因素。局部壓曲的主要效應是導致縱向應力的重分佈，使得大部分荷載集中在板件接合處附近，圖 7.4 (a) 和圖 7.4 (b) 以槽形截面為例。應力重分佈使得板件接合處附近的應力增大，同時由於板件的彎曲產生很大的彎曲應力，最終導致極限荷載低於截面承載力。

對於單軸對稱截面，由局部壓曲引起的縱向應力重新分佈也會造成計算截面的形心漂移，如圖 7.4 (a) 和圖 7.4 (b) 所示。與鉸末端的單軸對稱柱子不同，由局部壓曲引起的計算形心漂移，並不誘發固末端單軸對稱柱子的整體彎曲。對固末端單軸對稱柱子而言，施加的荷載通常穿過截面的計算形心。因此，在校核這些截面承載力和構件的壓曲抗力時，由於局部壓曲產生的內力作用線漂移的影響應不需考慮。對鉸末端單軸對稱柱子而言，計算形心的漂移會導致荷載偏心並對構件產生彎矩，故在校核其截面承載力和構件的壓曲抗力時必須考慮這種影響，其中偏心彎矩等於軸向力與偏心距的乘積。

偏心距可由每塊板件的計算寬度求得，因而每個計算截面都只有唯一的形心，稱為“計算形心”，如圖 7.4 (c) 所示。偏心距即為計算形心到荷載作用線的距離。

對於雙軸對稱截面，當它受壓時，計算截面的形心並不會產生漂移，如圖 7.5 所示；然而，當該類截面受彎時，就必須考慮計算截面形心的漂移，如圖 7.6 所示。

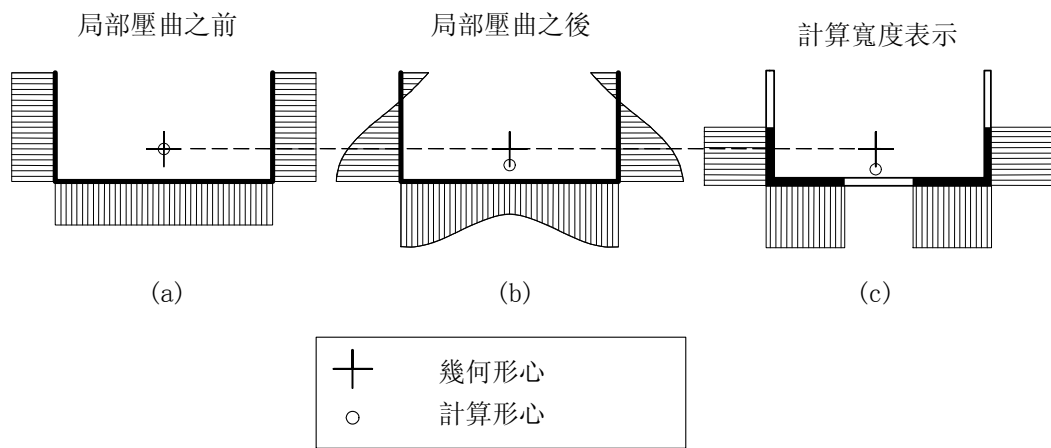


圖 7.4 純壓作用下單軸對稱窄長形截面的應力重新分佈

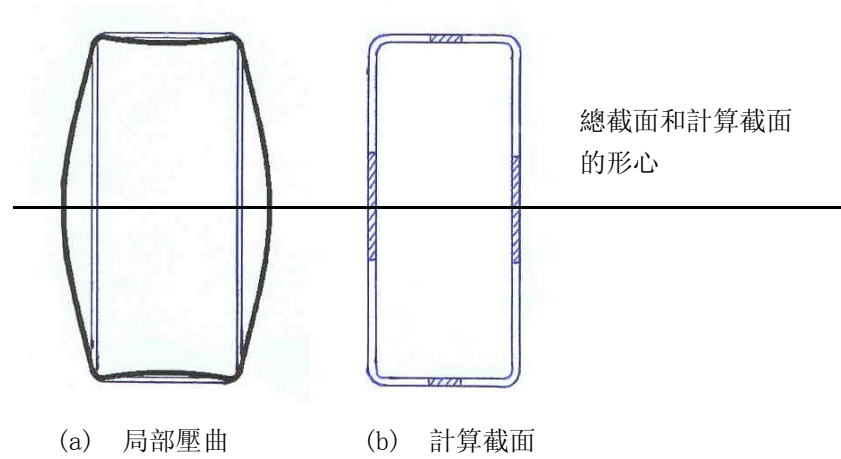


圖 7.5 純壓作用下的雙軸對稱窄長形截面

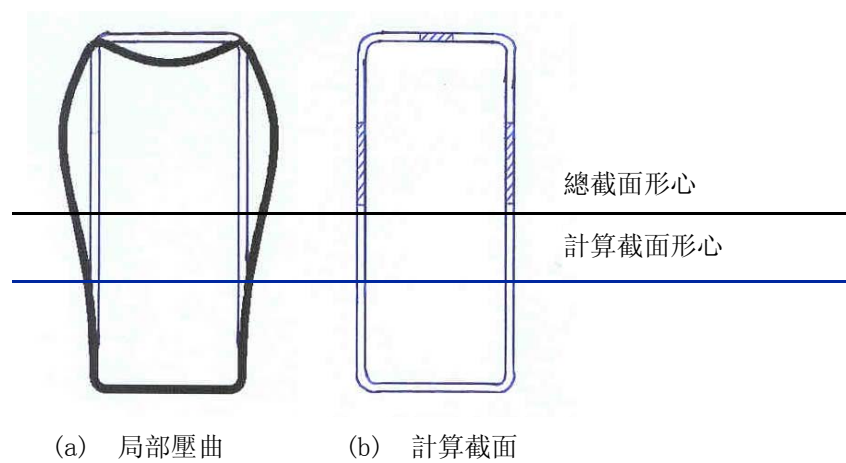


圖 7.6 純彎作用下的雙軸對稱窄長形截面

8 結構構件設計

8.1 概要

本章涉及簡單構件和部分框架構件的設計。截面分類應參照規範第 7 章，而設計強度應參照第 3 章。構件的抗力和截面承載力不應小於荷載設計值。同時應滿足下列的設計規定：即板件局部壓曲，腹板局部壓曲、壓潰，撓度和振動。

當採用附錄 A1.1 中未涉及的國家的鋼材等級時，應採用相同的設計原理。鋼材和鋼材廠商都必須符合本守則 3.1.1 條第二類鋼材的要求。廠商所提供的材料性能可以和附錄 8.1 至 8.4 的缺陷恆量和材料係數一起使用。

當採用無合格保證書的鋼材時，應通過可靠的途徑獲得鋼材的壓曲強度曲線，且依此法獲得的材料壓曲強度應受到 3.1.4 條所列材料強度的限制。

本章中的公式可用於第 1H 類高強鋼材，但需證明該類鋼材能滿足 3.1.3 條所述的可焊性、強度、延性和抗脆裂的要求。如製造商無法提供壓曲設計曲線，可通過試驗確定附錄 8.4 中的 Robertson 恆量。

除了角鋼和 T 形鋼之外，本章不包括不對稱和不等翼緣形鋼的壓曲設計。

工程師應用基本應力分析來檢查結構的扭轉和翹曲。

8.2 約束樑

約束樑是指那些上翼緣受到完全側向約束而且樑的兩末端受到完全扭轉約束的樑。該樑在達到塑性彎矩承載力之前不會發生側面扭轉壓曲。

當樑的受壓翼緣與樓板或類似結構構件有效連接，而該約束能夠提供構件受壓翼緣內最大內力的 2.5%，或受壓翼緣所承受壓潰力的 2.5% 時，便可假定該樑被完全側向約束。當樓面自重和樓面外加荷載為構件所受荷載的主要形式時，應沿翼緣均勻提供側向約束力。

8.2.1 抗剪承載力

當荷載平行於腹板時，抗剪承載力 V_c 應不小於剪力設計值 V ，如下式：

$$V_c = \frac{p_y A_v}{\sqrt{3}} \geq V \quad (8.1)$$

其中：

A_v 為受剪面積，取值如下：

軋製工字形，H 形和槽形截面	tD
焊接工字形截面	td
軋製和焊接矩形空心鋼管截面	$2td$
軋製和焊接 T 形截面	$t(D-T)$
圓形空心鋼管截面	$0.6A$

實心矩形截面	$0.9A$
其他	$0.9A_0$

式中：

- A 橫截面面積；
 A_0 截面內直線形元件的面積，其最大尺寸須與設計剪力方向平行；
 B 總寬度；
 D 總深度；
 d 腹板深度；
 T 翼緣厚度；
 t 腹板厚度。

應根據 8.4.6 條驗算剪壓曲抗力。

8.2.2 彎矩承載力

受完全約束的樑的彎矩承載力不應小於彎矩設計值，彎矩承載力由下式求得。

8.2.2.1 低剪力情況

當剪力設計值 V 不大於剪承載力 V_c 的 0.6 倍時應採用下列公式。

對於第 1 類塑性截面和第 2 類厚實截面：

$$M_c = p_y S \leq 1.2 p_y Z \quad (8.2)$$

對於第 3 類半厚實截面：

$$M_c = p_y Z \quad (8.3)$$

$$\text{或 } M_c = p_y S_{eff} \quad (8.4)$$

對於第 4 類窄長截面：

$$M_c = p_y Z_{eff} \quad (8.5)$$

$$\text{或 } M_c = p_{yr} Z \quad (8.6)$$

式中：

- S 塑性模量；
 Z 彈性模量；
 S_{eff} 有效塑性模量；
 Z_{eff} 有效彈性模量；
 p_{yr} 窄長截面折減後的強度設計值。

當採用高強或超高強鋼材時不允許使用塑性截面模量。

8.2.2.2 高剪力情況

當剪力設計值 V 大於剪承載力 V_c 的 0.6 倍時應採用下列公式。

對於第 1 類塑性和第 2 類厚實截面：

$$M_c = p_y(S - \rho S_v) \leq 1.2 p_y(Z - \rho S_v / 1.5) \quad (8.7)$$

對於第 3 類半厚實截面：

$$M_c = p_y(Z - \rho S_v / 1.5) \quad (8.8)$$

$$\text{或 } M_c = p_y(S_{eff} - \rho S_v / 1.5) \quad (8.9)$$

對於第 4 類窄長截面：

$$M_c = p_y(Z_{eff} - \rho S_v / 1.5) \quad (8.10)$$

式中：

S_v 8.2.1 條中受剪面積 A_v 的塑性模量；

$$\rho \quad \text{取} \left(\frac{2V}{V_c} - 1 \right)^2 ;$$

V_c 剪承载力；

V 剪力設計值。

當腹板高厚比 d/t 大於 70ε （軋製截面）或 62ε （焊接截面）時，彎矩承载力應考慮 8.4.6 條中的剪切壓曲力。

8.2.2.3 缺口末端

當工字形，H 形和槽形截面的部分翼緣被切去時，彎矩承载力應按以下方法計算：

8.2.2.3.1 缺口末端低剪力情況

當剪力設計值 V 不大於缺口區域剪承载力 V_c 的 0.75 倍時：

$$M_c = p_y Z_r \quad (8.11)$$

8.2.2.3.2 缺口末端高剪力情況

當剪力設計值 V 大於缺口區域剪承载力 V_c 的 0.75 倍時：

$$M_c = 1.5 p_y Z_r \sqrt{1 - \left(\frac{V}{V_c} \right)^2} \quad (8.12)$$

式中：

Z_r 扣除缺口部分材料後截面的彈性模量。

8.2.3 腹板開孔的樑

設計中應考慮樑在開孔後強度和剛度的折減。當樑在開孔後的強度不足夠時，應設置加強板。側面扭轉壓曲驗算時應採用最小淨截面特性並參考 8.3 節。

8.2.3.1 單個圓形開口

8.2.3.1.1 未加強的開口

滿足以下條件時無需採用淨截面特性。

- a) 構件截面為第 1 類塑性截面或第 2 類厚實截面。
- b) 橫截面於彎曲平面是對稱的。
- c) 開口位於截面中間 1/3 截面高度區域且位於跨中 1/2 跨度區域。
- d) 沿構件縱向軸的開口之間距不小於 2.5 倍的開口直徑，或當開口尺寸不同時取最大開口的直徑。
- e) 每個開口中心到最近集中荷載作用點的距離不小於構件的高度。
- f) 荷載為均布荷載。
- g) 由集中荷載引起的剪力不超過截面剪承載力的 10%，同時整個構件的最大剪力不超過剪承載力的 50%。

8.2.3.1.2 經加強的開口

當不能滿足 8.2.3.1.1 段中的規定時，可在開口的周圍設置腹板加強板以補償切除的材料。加強板應延伸至開口之外的一定距離以保證加強板和腹板間因剪力傳遞引起的局部剪應力不超過 $p_y / \sqrt{3}$ 。

8.2.3.2 帶有單個加強開口的構件

8.2.3.2.1 局部壓曲

受壓構件應依照 7.5 或 7.7 節進行板件局部壓曲的驗算。

8.2.3.2.2 剪力

應考慮開口附近因剪力而產生的附加彎矩。開口處剪應力不應超過 $p_y / \sqrt{3}$ 。

8.2.3.2.3 彎矩承載力

考慮到開口附近因剪力而產生的附加彎矩，截面的彎矩承載力應根據淨截面的特性來確定。

8.2.3.2.4 集中荷載

當集中荷載與開口中心的距離小於構件深度時，應設置承壓加勁桿。當集中荷載位於開口區域之內時應採用有限元方法進行局部分析或參考相關文獻。

8.2.3.2.5 撓度

應考慮材料切除所引起的附加撓度。

8.2.3.3 帶有多個加強開口的構件

8.2.3.3.1 局部壓曲

受壓構件應依照 7.5 或 7.7 節進行板件局部壓曲的驗算。

8.2.3.3.2 剪力

應考慮開口附近因剪應力所引起的附加彎矩。開口附近的剪應力不應超過 $p_y / \sqrt{3}$ 。兩開口之間的腹板內的剪應力（根據腹板最窄處的受剪面積計算），不可大於 $0.7 p_y$ 。

8.2.3.3.3 彎矩承载力

考慮到開口附近因剪應力產生的附加彎矩，截面的彎矩承载力應根據淨截面特性來確定。

8.2.3.3.4 集中荷載

應根據 8.2.3.2.4 段和 8.4 節中加勁桿的規定驗算腹板的截面承载力和壓曲承载力。當集中荷載位於開口區域之內時，應採用有限元方法進行局部分析或參考相關文獻。

8.2.3.3.5 撓度

應考慮材料切除所引起的附加撓度。

8.2.3.3.6 腹板短柱

應驗算開口間和構件末端部的腹板短柱的穩定性，必要時應設置加勁桿。

8.2.4 蜂窩樑

圖 8.1 所示的典型蜂窩樑採用軋製工字鋼、H 形鋼或槽鋼製作。當比值 d/t 不大於 70ε 時可假定腹板短柱是穩定的。但本假定不能用於其他類型的蜂窩樑或其他形狀開口的蜂窩樑。

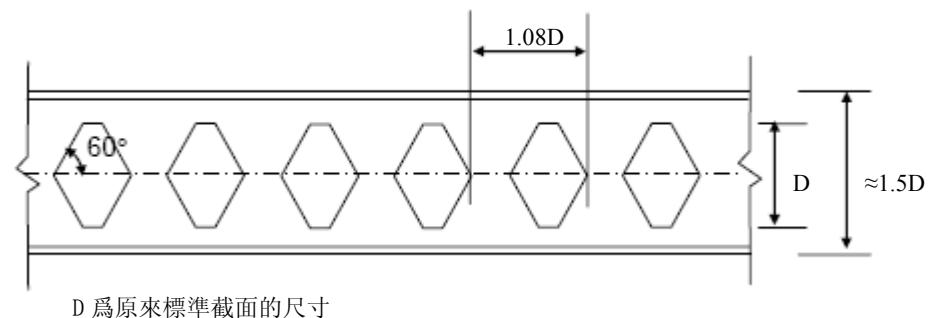


圖 8.1 標準蜂窩樑

8.3 樑的側面扭轉壓曲

當 8.2 節的完全側向約束條件不能滿足時，應驗算樑的側面扭轉壓曲承载力。腹板開口樑的壓曲驗算應參照相關文獻或採用有限元方法進行壓曲分析。

8.3.1 跨間和末端側向約束

當設置如圖 8.2 所示的約束，以減小樑的計算長度並提高樑的彎矩壓曲抗力時，約束應具有足夠的剛度和強度以阻止構件受壓翼緣的側向移動。這些約束應

盡可能接近樑受壓翼緣的剪切中心。不過假如在同一橫截面上還設置了扭轉約束，則跨間側向約束可設在截面的其他高度上。

側向約束的強度應取受壓翼緣內最大內力的 2.5% 或保守地採用翼緣所能抵抗的最大應力的 2.5%。當沿樑長度方向的不同位置都設置多個側向約束時，這些約束所提供抗力的總和不應小於受壓翼緣內最大內力的 2.5% 且每一約束的抗力都不應小於受壓翼緣內最大內力的 1%。

當採用支撐系統為多根樑提供側向約束時，該系統應具有足夠的強度以抵抗每一根樑受壓翼緣內最大力之和的 2.5% 之和，但可採用下列係數加以折減。

$$k_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{N_r}} \leq 1 \quad (8.13)$$

式中： N_r 為受到約束的平行構件的數目。

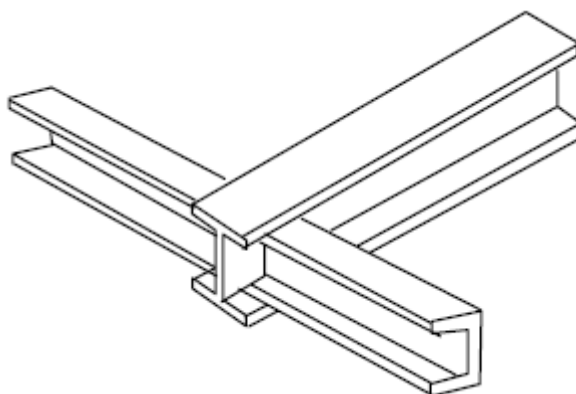


圖 8.2 懸臂樑的末端約束以減小計算長度

8.3.2 扭轉約束

扭轉約束為阻止構件繞縱向 Z 軸轉動的約束。扭轉約束可設置在沿樑長度方向的任意截面或者在支承處採用一對側向約束，約束必須如 8.3.1 條的要求防止上下兩翼緣的側向移動。有關側向約束的強度規定應滿足 8.3.1 條。

8.3.3 常規與不穩定荷載

當荷載主要分佈於上翼緣，而且上翼緣能繞截面的剪切中心自由變形和轉動時，應按照不穩定荷載情況確定樑的計算長度。當荷載作用點位於樑上翼緣之外很大距離時，應作特殊考慮並進一步減低承載力。除此之外，其他情形可視作常規荷載情況。

8.3.4 側面扭轉壓曲的計算長度

8.3.4.1 跨間無側向約束的簡支樑

- a) 在末端支承處受壓翼緣設有側向約束但可在平面內自由轉動，末端繞樑的縱軸轉動受到支承處的標稱扭轉約束作用，且處於常規荷載情況下的

樑，計算長度應取樑的跨度：

$$L_E = L_{LT} \quad (8.14)$$

- b) 在末端支承處受壓翼緣受到完全約束，包括在水平面防止轉動，處於常規荷載作用狀態下的樑，計算長度可取為：

$$L_E = 0.8L_{LT} \quad (8.15)$$

- c) 末端支承處受壓翼緣未設側向約束而上下翼緣在平面內能夠自由轉動，處於常規荷載作用狀態下的樑，計算長度取 1.2 倍樑的跨度加上 2 倍樑高：

$$L_E = 1.2L_{LT} + 2D \quad (8.16)$$

- d) 處於不穩定荷載情況下的樑，計算長度應乘以系數 1.2。

上式中的 L_{LT} 為所考慮側向約束間樑區段的長度。

8.3.4.2 跨間有側向約束的樑

依照 8.3.1 條在跨間設置足夠數量的側向約束的簡支樑，計算長度 L_E 通常可取為 $1.0L_{LT}$ （常規荷載情況）或 $1.2L_{LT}$ （失穩荷載情況）。一端簡支承而另一端設置側向約束的樑，計算長度應取 8.3.4.1 段和本段中計算長度的平均值。

8.3.4.3 懸臂樑

8.3.4.3.1 跨間無約束的懸臂樑

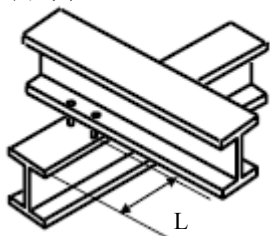
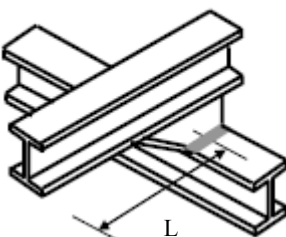
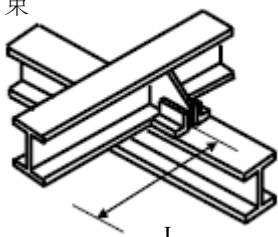
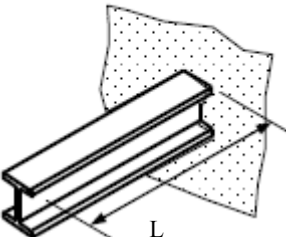
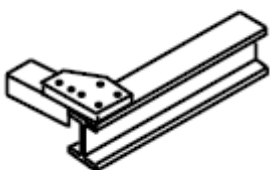
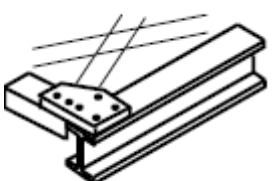
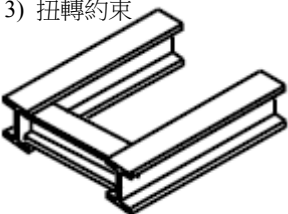
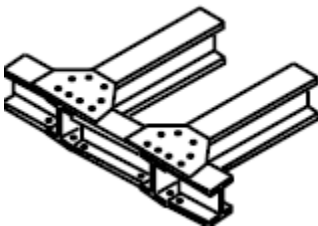
未設跨間約束的懸臂樑的計算長度可按表 8.1 及下列附加考慮的取值。

當主要彎矩存在於樑的末端時，計算長度應增大 30% 或增加 $0.3L$ ，取兩者較大值，其中 L 為懸臂樑的長度。

8.3.4.3.2 跨間有側向約束的懸臂樑

當滿足表 8.1 內條件 c) 4) 或 d) 4) 且處於常規荷載情況下的懸臂樑，計算長度可取為側向約束間的區段長度。對於其他狀態可根據表 8.1 確定，但約束間的區段長度應取為樑的真實長度。

表 8.1 跨間未設側向約束的懸臂樑的計算長度

約束條件		荷載情況	
支承處	末端	常規	不穩定
a) 連續，上部翼緣設置側向約束 	1) 自由 2) 上翼緣側向約束 3) 扭轉約束 4) 側向和扭轉約束	3.0L 2.7L 2.4L 2.1L	7.5l 7.5L 4.5L 3.6L
b) 連續，設置部分扭轉約束 	1) 自由 2) 上翼緣側向約束 3) 扭轉約束 4) 側向和扭轉約束	2.0L 1.8L 1.6L 1.4L	5.0L 5.0L 3.0L 2.4L
c) 連續，設置側向和扭轉約束 	1) 自由 2) 上翼緣側向約束 3) 扭轉約束 4) 側向和扭轉約束	1.0L 0.9L 0.8L 0.7L	2.5L 2.5L 1.5L 1.2L
d) 設置側向和扭轉約束以及在水平面上不能轉動 	1) 自由 2) 上翼緣側向約束 3) 扭轉約束 4) 側向和扭轉約束	0.8L 0.7L 0.6L 0.5L	1.4L 1.4L 0.6L 0.5L
末端約束條件			
1) 自由  (平面內無斜撐)	2) 上翼緣側向約束  (至少在一跨內平面有斜撐)	3) 扭轉約束  (平面內無斜撐)	3) 側向和扭轉約束  (至少在一跨內有平面斜撐)

8.3.5 側面扭轉壓曲的彎矩抗力

8.3.5.1 細長比限制

以下情形無需驗算側面扭轉壓曲：

1. 繞次軸彎曲；
2. 圓管空心截面（CHS）、矩形空心管（SHS）、圓形或矩形實心截面；
3. 與 D/B 相應的比值 L_E/r_y 不超過表 8.2 所列值的矩形空心管（RHS）截面；
4. λ_{LT} 不超過表 8.3 中最後一行的細長比限制的工字形、H 形、槽形或箱形截面。

表 8.2 RHS 截面的 L_E/r_y 限制值

D/B 的比值	L_E/r_y 的限制值		D/B 的比值	L_E/r_y 的限制值		D/B 的比值	L_E/r_y 的限制值
1.25	$770 \varepsilon^2$		1.50	$515 \varepsilon^2$		2.0	$340 \varepsilon^2$
1.33	$670 \varepsilon^2$		1.67	$435 \varepsilon^2$		2.5	$275 \varepsilon^2$
1.40	$580 \varepsilon^2$		1.75	$410 \varepsilon^2$		3.0	$225 \varepsilon^2$
1.44	$550 \varepsilon^2$		1.80	$395 \varepsilon^2$		4.0	$170 \varepsilon^2$
當中各值為： B 截面寬度； D 截面高度； L_E 根據 8.3.4 條抵抗彎扭屈曲時的計算長度； p_y 第 3 章的強度設計值； r_y 繞弱軸的回轉半徑； $\varepsilon = \sqrt{275/p_y}$							

對於細長比超過表 8.3a 到 8.3c 中最後一行的細長比限制的等翼緣的棱柱形、工字形、H 形、槽形或箱形截面，應按照以下設計步驟進行設計。對於其他不等翼緣，變截面，多處帶有較大開口以及截面不對稱的型鋼，應參考其他認可文獻。另外，可利用考慮各種因素的壓曲分析，包括考慮荷載高度，邊界條件以及材料特性，來計算關鍵彎矩 M_{cr} 和相等的細長比如下：

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{M_p \pi^2 E}{M_{cr} p_y}} \quad (8.17)$$

式中：

M_p 指截面的塑性彎矩

8.3.5.2 抗壓曲彎矩

每一樑區段的抗壓曲彎矩 M_b 應滿足：

$$m_{LT} M_x \leq M_b \quad (8.18)$$

$$\text{及 } M_x \leq M_{cx} \quad (8.19)$$

式中：

m_{LT} 為表 8.4 中簡支樑側面扭轉壓的等效均布彎矩系數，可保守地取為 1。
對於懸臂樑， m_{LT} 等於 1。

M_x = 沿樑方向的最大彎矩

$$\text{第 1 類塑性截面和第 2 類厚實截面，應取： } M_b = p_b S_x \quad (8.20)$$

$$\text{第 3 類半厚實截面，應取： } M_b = p_b Z_x \quad (8.21)$$

$$\text{或 } M_b = p_b S_{eff} \quad (8.22)$$

$$\text{第 4 類窄長截面，應取： } M_b = p_b Z_{x,eff} \quad (8.23)$$

$$\text{或 } M_b = p_b \frac{p_{yr}}{p_y} Z_x \quad (8.24)$$

S_{eff} 採用有效寬度法時截面的有效塑性模量；

$Z_{y,eff}$ 採用有效寬度法時截面的有效彈性模量；

p_{yr} 採用有效應力法分析板件局部壓曲時的強度設計值。

p_b 為樑的壓曲強度，根據 8.3.5.3 段中合理的計算細長比 λ_{LT} 及對應的強度設計值 p_y ，按照表 8.3a（軋製截面）和表 8.3b（焊接截面）取值。

此外，也可採用附錄 8.1 中的公式計算 p_b 。

表 8.3a 軋製截面的抗彎強度 p_b (N/mm²)

λ_{LT}	鋼材強度等級和強度設計值 p_v (N/mm ²)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
25	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
30	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	395	403	421	429	446
35	235	245	255	265	273	307	316	324	332	341	378	386	402	410	426
40	229	238	246	254	262	294	302	309	317	325	359	367	382	389	404
45	219	227	235	242	250	280	287	294	302	309	340	347	361	367	381
50	210	217	224	231	238	265	272	279	285	292	320	326	338	344	356
55	199	206	213	219	226	251	257	263	268	274	299	305	315	320	330
60	189	195	201	207	213	236	241	246	251	257	278	283	292	296	304
65	179	185	190	196	201	221	225	230	234	239	257	261	269	272	279
70	169	174	179	184	188	206	210	214	218	222	237	241	247	250	256
75	159	164	168	172	176	192	195	199	202	205	219	221	226	229	234
80	150	154	158	161	165	178	181	184	187	190	201	203	208	210	214
85	140	144	147	151	154	165	168	170	173	175	185	187	190	192	195
90	132	135	138	141	144	153	156	158	160	162	170	172	175	176	179
95	124	126	129	131	134	143	144	146	148	150	157	158	161	162	164
100	116	118	121	123	125	132	134	136	137	139	145	146	148	149	151
105	109	111	113	115	117	123	125	126	128	129	134	135	137	138	140
110	102	104	106	107	109	115	116	117	119	120	124	125	127	128	129
115	96	97	99	101	102	107	108	109	110	111	115	116	118	118	120
120	90	91	93	94	96	100	101	102	103	104	107	108	109	110	111
125	85	86	87	89	90	94	95	96	96	97	100	101	102	103	104
130	80	81	82	83	84	88	89	90	90	91	94	94	95	96	97
135	75	76	77	78	79	83	83	84	85	85	88	88	89	90	90
140	71	72	73	74	75	78	78	79	80	80	82	83	84	84	85
145	67	68	69	70	71	73	74	74	75	75	77	78	79	79	80
150	64	64	65	66	67	69	70	70	71	71	73	73	74	74	75
155	60	61	62	62	63	65	66	66	67	67	69	69	70	70	71
160	57	58	59	59	60	62	62	63	63	63	65	65	66	66	67
165	54	55	56	56	57	59	59	59	60	60	61	62	62	62	63
170	52	52	53	53	54	56	56	56	57	57	58	58	59	59	60
175	49	50	50	51	51	53	53	53	54	54	55	55	56	56	56
180	47	47	48	48	49	50	51	51	51	51	52	53	53	53	54
185	45	45	46	46	46	48	48	48	49	49	50	50	50	51	51
190	43	43	44	44	44	46	46	46	46	47	48	48	48	48	48
195	41	41	42	42	42	43	44	44	44	44	45	45	46	46	46
200	39	39	40	40	40	42	42	42	42	42	43	43	44	44	44
210	36	36	37	37	37	38	38	38	39	39	39	40	40	40	40
220	33	33	34	34	34	35	35	35	35	36	36	36	37	37	37
230	31	31	31	31	31	32	32	33	33	33	33	33	34	34	34
240	28	29	29	29	29	30	30	30	30	30	31	31	31	31	31
250	26	27	27	27	27	28	28	28	28	28	29	29	29	29	29
λ_{10}	37.1	36.3	35.6	35.0	34.3	32.1	31.6	31.1	30.6	30.2	28.4	28.1	27.4	27.1	26.5

λ_{10} 是忽略壓曲效應構件的最大細長比

表 8. 3b 焊接截面的抗彎強度 p_b (N/mm²)

λ_{LT}	鋼材強度等級和強度設計值 p_y (N/mm ²)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
25	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
30	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	390	397	412	419	434
35	235	245	255	265	272	300	307	314	321	328	358	365	378	385	398
40	224	231	237	244	250	276	282	288	295	301	328	334	346	352	364
45	206	212	218	224	230	253	259	265	270	276	300	306	316	321	332
50	190	196	201	207	212	233	238	243	248	253	275	279	288	293	302
55	175	180	185	190	195	214	219	223	227	232	251	255	263	269	281
60	162	167	171	176	180	197	201	205	209	212	237	242	253	258	269
65	150	154	158	162	166	183	188	194	199	204	227	232	242	247	256
70	139	142	146	150	155	177	182	187	192	196	217	222	230	234	242
75	130	135	140	145	151	170	175	179	184	188	207	210	218	221	228
80	126	131	136	141	146	163	168	172	176	179	196	199	205	208	214
85	122	127	131	136	140	156	160	164	167	171	185	187	190	192	195
90	118	123	127	131	135	149	152	156	159	162	170	172	175	176	179
95	114	118	122	125	129	142	144	146	148	150	157	158	161	162	164
100	110	113	117	120	123	132	134	136	137	139	145	146	148	149	151
105	106	109	112	115	117	123	125	126	128	129	134	135	137	138	140
110	101	104	106	107	109	115	116	117	119	120	124	125	127	128	129
115	96	97	99	101	102	107	108	109	110	111	115	116	118	118	120
120	90	91	93	94	96	100	101	102	103	104	107	108	109	110	111
125	85	86	87	89	90	94	95	96	96	97	100	101	102	103	104
130	80	81	82	83	84	88	89	90	90	91	94	94	95	96	97
135	75	76	77	78	79	83	83	84	85	85	88	88	89	90	90
140	71	72	73	74	75	78	78	79	80	80	82	83	84	84	85
145	67	68	69	70	71	73	74	74	75	75	77	78	79	79	80
150	64	64	65	66	67	69	70	70	71	71	73	73	74	74	75
155	60	61	62	62	63	65	66	66	67	67	69	69	70	70	71
160	57	58	59	59	60	62	62	63	63	63	65	65	66	66	67
165	54	55	56	56	57	59	59	59	60	60	61	62	62	62	63
170	52	52	53	53	54	56	56	56	57	57	58	58	59	59	60
175	49	50	50	51	51	53	53	53	54	54	55	55	56	56	56
180	47	47	48	48	49	50	51	51	51	51	52	53	53	53	54
185	45	45	46	46	46	48	48	48	49	49	50	50	50	51	51
190	43	43	44	44	44	46	46	46	46	47	48	48	48	48	48
195	41	41	42	42	42	43	44	44	44	44	45	45	46	46	46
200	39	39	40	40	40	42	42	42	42	42	43	43	44	44	44
210	36	36	37	37	37	38	38	38	39	39	39	40	40	40	40
220	33	33	34	34	34	35	35	35	35	36	36	36	37	37	37
230	31	31	31	31	31	32	32	33	33	33	33	33	34	34	34
240	28	29	29	29	29	30	30	30	30	30	31	31	31	31	31
250	26	27	27	27	27	28	28	28	28	28	29	29	29	29	29
λ_{10}	37.1	36.3	35.6	35.0	34.3	32.1	31.6	31.1	30.6	30.2	28.4	28.1	27.4	27.1	26.5

 λ_{10} 是忽略壓曲效應構件的最大細長比

表 8.3c 其他鋼材的抗彎強度 p_b (N/mm²)

軋製截面的抗彎強度					焊接截面的抗彎強度				
λ_{LT}	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm ²)				λ_{LT}	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm ²)			
	Q235	Q345	Q390	Q420		Q235	Q345	Q390	Q420
	215	310	350	380		215	310	350	380
25	215	310	350	380	25	215	310	350	380
30	215	310	350	377	30	215	310	350	374
35	215	303	336	361	35	215	296	324	344
40	212	289	321	344	40	210	272	297	316
45	203	276	305	326	45	194	250	273	289
50	194	262	288	307	50	178	230	250	265
55	185	247	271	288	55	165	211	229	242
60	176	232	254	268	60	152	194	210	225
65	167	218	236	249	65	141	179	201	217
70	158	203	219	230	70	131	173	194	208
75	149	189	203	212	75	121	167	185	198
80	141	176	188	196	80	115	161	177	188
85	133	164	174	180	85	112	154	168	178
90	125	152	161	166	90	109	147	160	166
95	117	141	149	153	95	105	140	149	153
100	110	131	138	142	100	102	131	138	142
105	103	122	128	131	105	98	122	128	131
110	97	114	119	122	110	95	114	119	122
115	91	106	110	113	115	91	106	110	113
120	86	99	103	105	120	86	99	103	105
125	81	93	96	98	125	81	93	96	98
130	77	87	90	92	130	77	87	90	92
135	72	82	84	86	135	72	82	84	86
140	68	77	79	81	140	68	77	79	81
145	65	72	75	76	145	65	72	75	76
150	61	68	70	72	150	61	68	70	72
155	58	65	66	68	155	58	65	66	68
160	55	61	63	64	160	55	61	63	64
165	52	58	59	60	165	52	58	59	60
170	50	55	56	57	170	50	55	56	57
175	47	52	53	54	175	47	52	53	54
180	45	50	51	51	180	45	50	51	51
185	43	47	48	49	185	43	47	48	49
190	41	45	46	47	190	41	45	46	47
195	39	43	44	44	195	39	43	44	44
200	38	41	42	42	200	38	41	42	42
210	35	37	38	39	210	35	37	38	39
220	32	34	35	35	220	32	34	35	35
230	29	32	32	33	230	29	32	32	33
240	27	29	30	30	240	27	29	30	30
250	25	27	28	28	250	25	27	28	28
λ_{L0}	38.8	32.3	30.4	29.2	λ_{L0}	38.8	32.3	30.4	29.2

λ_{L0} 是忽略壓曲效應構件的最大細長比

表 8. 4a 端部彎矩和典型荷載作用下樑側面扭轉壓曲的等效均布彎矩系數 m_{LT}

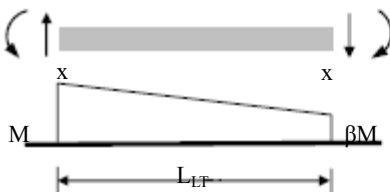
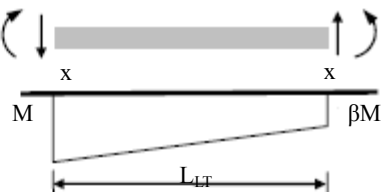
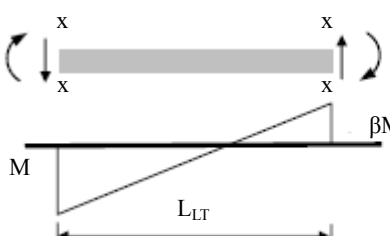
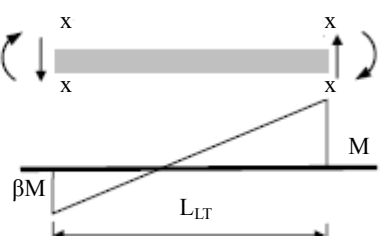
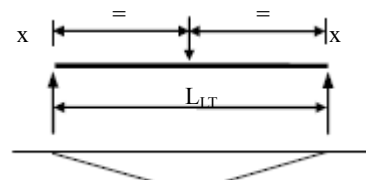
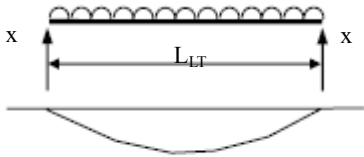
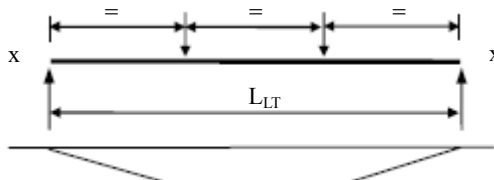
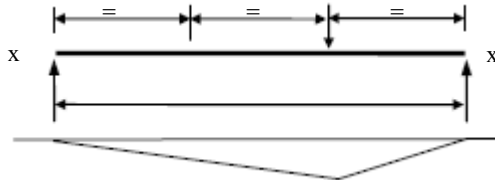
僅受端部彎矩作用的構件區段（一般情況由公式得到 m_{LT} 值）		β	m_{LT}	
β 為正	 X 方向側向受約束		1.0	1.00
		0.9	0.96	
		0.8	0.92	
		0.7	0.88	
		0.6	0.84	
		0.5	0.80	
		0.4	0.76	
		0.3	0.72	
		0.2	0.68	
		0.1	0.64	
		β 為負		
-0.1	0.56			
-0.2	0.52			
-0.3	0.48			
-0.4	0.44			
-0.5	0.44			
-0.6	0.44			
-0.7	0.44			
-0.8	0.44			
-0.9	0.44			
-1.0	0.44			
特例（跨間無側向約束）				
 $m_{LT}=0.85$		 $m_{LT}=0.93$		
 $m_{LT}=0.93$		 $m_{LT}=0.74$		

表 8. 4b 非典型荷載作用下樑側面扭轉壓曲的等效均布彎矩系數 m_{LT}

一般情況（跨間側向約束之間的構件區段）	
對於樑： $m_{LT} = 0.2 + \frac{0.15M_2 + 0.5M_3 + 0.15M_4}{M_{\max}}$，但 $m_{LT} \geq 0.44$ 所有彎矩取為正數。M_2 和 M_4 為四分之一點處彎矩，M_3 為中間點彎矩，$M_{\max}$ 為此構件區段內的最大彎矩。	
對於跨間無約束的懸臂樑： $m_{LT} = 1.00$	

8. 3. 5. 3 彎扭轉壓曲的計算細長比 λ_{LT}

計算細長比應根據下式計算：

$$\lambda_{LT} = uv\lambda\sqrt{\beta_w} \quad (8. 25)$$

式中：

$$\lambda = \frac{L_E}{r_y} \quad (8. 26)$$

L_E 依 8. 3. 4 條考慮側面壓曲的計算長度；

r_y 繞次軸 y 軸的回轉半徑；

u 附錄 8. 2 中的壓曲參數，或保守地取 0. 9（軋製截面）及 1. 0（焊接截面）；

v 細長比系數，取值如下：

$$v = \frac{1}{\left(1 + 0.05(\lambda/x)^2\right)^{0.25}} \quad (8. 27)$$

x 附錄 8. 2 表中的扭轉指數，或保守地取為 D/T ；

D 截面深度；

T 翼緣厚度；

β_w 比值，定義如下：

$\beta_w = 1. 0$ 第 1 類塑性和第 2 類厚實截面；

$\beta_w = \frac{Z_x}{S_x}$ 或 $\frac{S_{x,eff}}{S_x}$ 第 3 類半厚實截面；

$\beta_w = \frac{Z_{x,eff}}{S_x}$ 第 4 類窄長截面。

當荷載通過剪切中心且邊界條件位於剪切中心時，可根據 8. 3. 5. 3 段進行槽鋼的側面扭轉壓曲設計。

8.4 板樑

8.4.1 設計強度

對於一般板樑的設計，通常假定腹板承受剪力、橫向力和軸向力，而翼緣承受彎矩。當腹板和翼緣採用相同強度等級的鋼材時應採用第3章中材料的強度設計值。

當腹板和翼緣鋼材的強度等級不同，且腹板強度設計值 p_{yw} 大於翼緣強度設計值 p_{yf} 時，應採用 p_{yf} 驗算彎矩、軸向力和剪力。當 p_{yw} 小於 p_{yf} 時，應採用翼緣強度設計值 p_{yf} 驗算彎矩和軸向力，採用腹板設計強度 p_{yw} 驗算剪力和橫向力。

8.4.2 正常使用狀態下腹板的最小厚度

為滿足正常使用狀態要求，板樑腹板的深厚比 d/t 需滿足以下條件：

對於在跨間無加勁桿的腹板， $t \geq d/250$ ； (8.30)

對於僅設置橫向加勁桿的腹板，

a) 當加勁桿間距 $a > d$ 時， $t \geq d/250$ (8.31)

b) 當加勁桿間距 $a \leq d$ 時， $t \geq d/250 \sqrt{\frac{a}{d}}$ (8.32)

式中：

a 加勁桿間距；

d 腹板深度。

既帶縱向又帶橫向加勁桿的腹板應參考特定的文獻。

8.4.3 避免受壓翼緣壓曲的最小腹板厚度

為了防止受壓翼緣壓曲倒向腹板，需滿足下列條件。

a) 當跨間無橫向加勁桿或加勁桿間距 $a > 1.5d$ 的腹板，

$$t \geq d/250 \times \frac{p_{yf}}{345} \quad (8.33)$$

b) 當跨間有橫向加勁桿且加勁桿間距 $a \leq 1.5d$ 的腹板，

$$t \geq d/250 \sqrt{\frac{p_{yf}}{455}} \quad (8.33)$$

式中： p_{yf} 為受壓翼緣的強度設計值。

8.4.4 板樑受約束時的彎矩承載力

8.4.4.1 腹板不易發生剪切壓曲

當腹板深厚比 $d/t \leq 62\varepsilon$ 時不必考慮腹板受剪壓曲，且可根據8.2節的設計方法確定該樑的彎矩承載力。

8.4.4.2 腹板易發生剪切壓曲

當腹板深厚比 $d/t > 70\varepsilon$ （軋製截面）或 $d/t > 62\varepsilon$ （焊接截面）時應考慮腹板受剪壓曲，並採用以下方法確定該樑的彎矩承载力。

a) 低剪切荷載

當 $V \leq 0.6V_w$ 時為低剪切荷載情況。此類板樑應根據 8.2 節視作軋製樑進行設計。

b) 高剪切荷載

當 $V > 0.6V_w$ 時為高剪切荷載情況。若翼緣不是第 4 類窄長截面，則板樑的彎矩承载力僅由翼緣提供，即如下：

$$M_p = p_{yf}BT(D-T) \quad (8.35)$$

式中： V_w 為忽略翼緣作用後根據 8.4.6 條求得的剪切壓曲承载力。

當彎矩承载力有考慮腹板作用時可採用其他規範中的替代方法。

8.4.5 軸向力的效應

軸向力引起的附加應力應與根據 8.4.4.2 段計算的翼緣彎曲應力相加，且疊加後的應力不應大於 p_{yf} 。

8.4.6 剪切壓曲抗力

當腹板深厚比 $d/t > 70\varepsilon$ （軋製截面）或 $d/t > 62\varepsilon$ （焊接截面）時應驗算腹板的受剪壓曲。

帶有或不帶加勁樑的腹板的剪切壓曲抗力 V_w 應取：

$$V_w = dtq_w \quad (8.36)$$

式中：

d 腹板深度

t 腹板厚度

q_w 腹板的抗剪切壓曲強度值，取決於比值 d/t 和 a/d ，可通過表 8.5a—8.5l 或附錄 8.3 得到。

8.4.7 跨中腹板橫向加勁樑

為了抵抗 8.4.6 條的受剪壓曲，可在跨中加裝橫向加勁樑。橫向加勁樑可設在腹板的一側或兩側。

8.4.7.1 間距

在跨中裝設橫向加勁樑時，加勁樑間距應滿足 8.4.2 條和 8.4.3 條的規定。

8.4.7.2 加勁樑的外伸長度

加勁樑的外伸長度應滿足 8.4.10.1 段。

8.4.7.3 最小剛度

不受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁樑相對於腹板中心線的慣性矩 I_s 不應小於由下式得到的 I_s ：

$$\text{當 } a/d \geq \sqrt{2} \text{ 時: } I_s = 0.75dt_{\min}^3 \quad (8.37)$$

$$\text{當 } a/d < \sqrt{2} \text{ 時: } I_s = 1.5(d/a)^2 dt_{\min}^3 \quad (8.38)$$

式中:

a 加勁桿的實際間距;

d 腹板深度;

$t_{\min}$ 加勁桿實際間距為 a 時根據 8.4.2 條和 8.4.3 條求得的腹板的最小厚度。

8.4.7.4 外荷載作用下的附加剛度

當跨中橫向腹板加勁桿承受外加荷載作用時，根據 8.4.7.3 段求得的 I_s 應加上下述的 I_{ext} :

a) 當橫向力的作用線與腹板中線相同時

$I_{\text{ext}} = 0$ (即 I_s 沒有增大)

b) 當橫向力的作用線偏離腹板中線時

$$I_{\text{ext}} = F_x e_x D^2 / Et \quad (8.39)$$

c) 當外力為側向力且作用在板樑受壓翼緣時

$$I_{\text{ext}} = 2F_h D^3 / Et \quad (8.40)$$

式中:

D 截面總深度

E 彈性模量

e_x 橫向力與腹板中心線的偏心距

F_h 外加側向力

F_x 外加橫向力

t 腹板的厚度

8.4.7.5 壓曲抗力

不承受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁桿應滿足以下條件:

$$F_q \leq P_q \quad (8.41)$$

式中: F_q 為加勁桿兩側的兩幅腹板塊依下式所得軸向壓力的較大值:

$$F_q = V - V_{cr} \quad (8.42)$$

式中:

P_q 根據 8.4.10.6.2 段所求得的跨中橫向腹板加勁桿的壓曲承載力，此外 L_E 取為 $0.7L$ 且不必做承壓驗算；

V 與加勁桿相鄰的腹板塊的剪力；

V_{cr} 該腹板塊的臨界剪切壓曲抗力（參見 8.4.8b 條）。

對於承受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁桿，應滿足 8.4.10.6.2 段中有關腹板支承加勁桿的條件。此外，還需滿足下列條件：

— 若 $F_q > F_x$ ：

$$\frac{F_q - F_x}{P_q} + \frac{F_x}{P_x} + \frac{M_s}{M_{ys}} \leq 1 \quad (8.43)$$

— 若 $F_q \leq F_x$ ：

$$\frac{F_x}{P_x} + \frac{M_s}{M_{ys}} \leq 1 \quad (8.44)$$

其中：

$$M_s = F_x e_x + F_h D \quad (8.45)$$

式中：

F_h 外側向力，如果存在；

F_x 外橫向力；

M_{ys} 加勁桿基於截面模量的彎矩承載力；

P_x 支承加勁桿的壓曲抗力，參見 8.4.10.6.2 段。

8.4.7.6 跨中橫向加勁桿與腹板的節點

不受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁桿應與腹板連接，以抵抗加勁桿與腹板間的剪力，其長度不小於：

$$t^2 / (5b_s) \quad (8.46)$$

式中：

b_s 加勁桿的外伸長度（單位：mm）；

t 腹板厚度（單位：mm）。

當加勁桿承受外力或彎矩的作用時，應將腹板和加勁桿之間產生的剪力加入到上述的剪力去計算。

不承受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁桿應延伸至受壓翼緣，但不必與之連接。不承受外力或彎矩作用的跨中橫向腹板加勁桿可與受拉翼緣留有一定間隙。此時，連接加勁桿與腹板的焊縫可與受拉翼緣留一條不超過 $4t$ 的間隙。

表 8.5a 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)

1) 鋼材強度等級 S275, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_f = 275\text{N/mm}^2$

d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165
60	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165
65	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	161
70	165	165	165	165	165	165	165	165	165	165	164	162	160	158	155
75	165	165	165	165	165	165	165	165	163	160	158	156	154	152	148
80	165	165	165	165	165	165	165	162	157	154	152	150	147	146	142
85	165	165	165	165	165	165	162	156	152	149	146	144	141	139	135
90	165	165	165	165	165	163	157	151	146	143	140	138	135	133	128
95	165	165	165	165	165	158	152	146	141	137	134	132	129	127	122
100	165	165	165	165	160	154	147	140	135	131	128	126	123	120	116
105	165	165	165	164	156	149	142	135	129	125	122	120	117	115	110
110	165	165	165	160	152	144	137	130	124	120	117	115	111	109	105
115	165	165	165	156	147	139	132	124	118	114	112	110	106	105	101
120	165	165	163	152	143	135	128	119	113	110	107	105	102	100	96
125	165	165	159	148	139	130	123	114	109	105	103	101	98	96	92
130	165	165	156	145	134	125	118	110	105	101	99	97	94	93	89
135	165	165	152	141	130	121	113	106	101	97	95	93	91	89	86
140	165	162	149	137	126	116	109	102	97	94	92	90	87	86	83
145	165	159	145	133	121	112	105	98	94	91	88	87	84	83	84
150	165	156	142	129	117	109	102	95	91	88	86	84	82	80	77
155	165	153	138	125	113	105	99	92	88	85	83	81	79	78	75
160	165	150	135	121	110	102	96	89	85	82	80	79	76	75	72
165	165	147	131	117	107	99	93	86	82	80	78	76	74	73	70
170	162	144	128	114	103	96	90	84	80	77	75	74	72	71	68
175	160	141	124	110	100	93	87	81	78	75	73	72	70	69	66
180	157	138	121	107	98	90	85	79	76	73	71	70	68	67	64
185	155	135	117	104	95	88	83	77	73	71	69	68	66	65	62
190	152	132	114	102	93	86	80	75	72	69	68	66	64	63	61
195	150	129	111	99	90	84	78	73	70	67	66	65	63	62	59
200	147	126	109	97	88	81	76	71	68	66	64	63	61	60	58
205	145	123	106	94	86	79	75	70	66	64	63	61	60	59	56
210	142	120	103	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
215	140	117	101	90	82	76	71	66	63	61	60	59	57	56	54
220	137	115	99	88	80	74	70	65	62	60	58	57	56	55	53
225	135	112	97	86	78	72	68	63	60	58	57	56	54	53	51
230	132	110	94	84	76	71	66	62	59	57	56	55	53	52	50
235	130	107	92	82	75	69	65	61	58	56	55	54	52	51	49
240	128	105	90	80	73	68	64	59	57	55	53	52	51	50	48
245	125	103	89	79	72	66	62	58	55	54	52	51	50	49	47
250	123	101	87	77	70	65	61	57	54	53	51	50	49	48	46

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5b 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm^2) ($16\text{mm} \leq t \leq 40\text{mm}$)

2) 鋼材強度等級 S275, $16\text{mm} < \text{腹板厚度} \leq 40\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 265\text{N/mm}^2$

d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159
60	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159
65	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	157
70	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	159	158	156	154	151
75	159	159	159	159	159	159	159	159	159	156	154	152	150	148	145
80	159	159	159	159	159	159	159	157	153	150	148	147	144	142	138
85	159	159	159	159	159	159	158	152	148	145	143	141	138	136	132
90	159	159	159	159	159	158	153	147	143	139	137	135	132	130	126
95	159	159	159	159	159	154	149	142	137	134	131	129	126	124	120
100	159	159	159	159	156	150	144	137	132	128	126	124	120	118	113
105	159	159	159	159	152	145	139	132	127	123	120	118	114	112	108
110	159	159	159	156	148	141	134	127	121	117	114	112	109	107	103
115	159	159	159	152	144	136	130	122	116	112	110	108	104	103	99
120	159	159	158	149	140	132	125	117	111	108	105	103	100	98	95
125	159	159	155	145	136	127	120	112	107	103	101	99	96	94	91
130	159	159	152	141	132	123	116	108	103	99	97	95	92	91	87
135	159	159	148	137	127	119	111	104	99	96	93	92	89	87	84
140	159	158	145	134	123	114	107	100	95	92	90	88	86	84	81
145	159	155	142	130	119	110	104	97	92	89	87	85	83	81	78
150	159	152	139	126	115	107	100	93	89	86	84	82	80	79	76
155	159	149	135	122	111	103	97	90	86	83	81	80	77	76	73
160	159	147	132	119	108	100	94	87	83	81	79	77	75	74	71
165	159	144	129	115	105	97	91	85	81	78	76	75	73	72	69
170	158	141	125	112	102	94	88	82	78	76	74	73	71	69	67
175	156	138	122	108	99	91	86	80	76	74	72	71	69	67	65
180	153	135	119	105	96	89	83	78	74	72	70	69	67	66	63
185	151	132	115	102	93	86	81	76	72	70	68	67	65	64	61
190	149	129	112	100	91	84	79	74	70	68	66	65	63	62	60
195	146	127	109	97	89	82	77	72	68	66	65	63	62	61	58
200	144	124	107	95	86	80	75	70	67	65	63	62	60	59	57
205	141	121	104	92	84	78	73	68	65	63	61	60	59	58	55
210	139	118	102	90	82	76	71	67	64	61	60	59	57	56	54
215	137	115	99	88	80	74	70	65	62	60	59	58	56	55	53
220	134	112	97	86	78	73	68	64	61	59	57	56	55	54	52
225	132	110	95	84	77	71	67	62	59	57	56	55	53	52	50
230	130	108	93	82	75	70	65	61	58	56	55	54	52	51	49
235	127	105	91	81	73	68	64	60	57	55	54	53	51	50	48
240	125	103	89	79	72	67	63	58	56	54	52	52	50	49	47
245	123	101	87	77	70	65	61	57	54	53	51	50	49	48	46
250	120	99	85	76	69	64	60	56	53	52	50	49	48	47	45

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5c 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)

3) 鋼材強度等級 S355, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_v=355\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213
60	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	213	209	208	203
65	213	213	213	213	213	213	213	213	212	208	206	204	200	198	193
70	213	213	213	213	213	213	213	209	204	200	197	195	191	189	184
75	213	213	213	213	213	213	209	201	196	191	188	186	182	180	174
80	213	213	213	213	213	209	202	194	187	183	180	177	173	170	164
85	213	213	213	213	211	202	195	186	179	174	171	168	164	161	155
90	213	213	213	213	205	195	187	178	171	166	162	159	155	152	146
95	213	213	213	209	198	189	180	170	163	157	153	151	146	144	138
100	213	213	213	203	192	182	173	162	155	149	146	143	139	137	131
105	213	213	211	197	185	175	165	154	147	142	139	136	132	130	125
110	213	213	206	192	179	168	158	147	140	136	133	130	126	124	119
115	213	213	201	186	173	161	151	141	134	130	127	124	121	119	114
120	213	213	195	180	166	154	145	135	129	124	121	119	116	114	109
125	213	208	190	174	160	148	139	130	124	119	117	115	111	109	105
130	213	204	185	169	154	142	134	125	119	115	112	110	107	105	101
135	213	199	180	163	148	137	129	120	114	111	108	106	103	101	97
140	213	195	175	157	143	132	124	116	110	107	104	102	99	98	94
145	213	190	170	151	138	128	120	112	107	103	101	99	96	94	91
150	209	186	165	146	133	123	116	108	103	100	97	95	93	91	88
155	206	181	159	142	129	119	112	105	100	96	94	92	90	88	85
160	202	177	154	137	125	116	109	101	97	93	91	89	87	85	82
165	198	173	150	133	121	112	105	98	94	91	88	87	84	83	80
170	195	168	145	129	117	109	102	95	91	88	86	84	82	80	77
175	191	164	141	125	114	106	99	93	88	85	83	82	79	78	75
180	187	159	137	122	111	103	97	90	86	83	81	80	77	76	73
185	184	155	133	119	108	100	94	88	83	81	79	77	75	74	71
190	180	151	130	115	105	97	91	85	81	79	77	75	73	72	69
195	176	147	127	113	102	95	89	83	79	77	75	73	71	70	67
200	173	143	123	110	100	93	87	81	77	75	73	72	70	68	66
205	169	140	120	107	97	90	85	79	75	73	71	70	68	67	64
210	165	136	117	104	95	88	83	77	74	71	69	68	66	65	63
215	162	133	115	102	93	86	81	75	72	69	68	67	65	64	61
220	158	130	112	100	91	84	79	74	70	68	66	65	63	62	60
225	155	127	110	98	89	82	77	72	69	66	65	64	62	61	58
230	151	124	107	95	87	80	76	70	67	65	63	62	60	59	57
235	148	122	105	93	85	79	74	69	66	64	62	61	59	58	56
240	145	119	103	91	83	77	72	67	64	62	61	60	58	57	55
245	142	117	101	90	82	76	71	66	63	61	59	58	57	56	54
250	139	115	99	88	80	74	70	65	62	60	58	57	56	55	53

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5d 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm ²) (16mm≤t≤40mm)															
4) 鋼材強度等級 S355, 16mm<腹板厚度≤40mm, 強度設計值 $p_d=345\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207
60	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	207	205	203	199
65	207	207	207	207	207	207	207	207	207	204	201	200	196	194	190
70	207	207	207	207	207	207	207	205	200	196	193	191	187	185	180
75	207	207	207	207	207	207	205	197	192	188	185	183	179	177	171
80	207	207	207	207	207	205	198	190	184	180	176	174	170	168	162
85	207	207	207	207	206	198	191	182	176	172	168	165	161	159	153
90	207	207	207	207	200	192	184	175	168	163	160	157	152	150	144
95	207	207	207	205	194	185	177	167	160	155	151	149	144	142	136
100	207	207	207	199	188	178	170	160	152	147	144	141	137	135	129
105	207	207	206	194	182	172	163	152	145	140	137	134	131	128	123
110	207	207	202	188	176	165	156	145	138	134	131	128	125	123	118
115	207	207	197	182	170	159	149	139	132	128	125	123	119	117	113
120	207	207	192	177	164	152	143	133	127	123	120	118	114	112	108
125	207	204	187	171	158	146	137	128	122	118	115	113	110	108	104
130	207	200	182	166	152	140	132	123	117	113	111	109	105	104	100
135	207	195	177	160	146	135	127	118	113	109	106	105	102	100	96
140	207	191	172	155	141	130	122	114	109	105	103	101	98	96	92
145	207	187	167	149	136	126	118	110	105	102	99	97	95	93	89
150	205	183	162	144	131	122	114	106	102	98	96	94	91	90	86
155	201	178	157	140	127	118	111	103	98	95	93	91	88	87	84
160	198	174	152	135	123	114	107	100	95	92	90	88	86	84	81
165	194	170	147	131	119	111	104	97	92	89	87	86	83	82	78
170	191	165	143	127	116	107	101	94	90	87	85	83	81	79	78
175	187	161	139	124	113	104	98	91	87	84	82	81	78	77	74
180	184	157	135	120	109	101	95	89	85	82	80	78	76	75	72
185	180	153	131	117	106	99	93	86	82	80	78	76	74	73	70
190	177	149	128	114	104	96	90	84	80	77	76	74	72	71	68
195	173	145	125	111	101	94	88	82	78	76	74	72	70	69	66
200	170	141	122	108	98	91	86	80	76	74	72	71	69	67	65
205	166	138	119	106	96	89	84	78	74	72	70	69	67	66	63
210	163	134	116	103	94	87	82	76	73	70	68	67	65	64	62
215	159	131	113	101	92	85	80	74	71	68	67	66	64	63	60
220	156	128	111	98	90	83	78	73	69	67	65	64	62	61	59
225	152	125	108	96	88	81	76	71	68	65	64	63	61	60	58
230	149	123	106	94	86	79	74	69	66	64	62	61	60	59	56
235	146	120	103	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
240	143	118	101	90	82	76	71	67	63	61	60	59	57	56	54
245	140	115	99	88	80	74	70	65	62	60	59	58	56	55	53
250	137	113	97	87	79	73	69	64	61	59	57	56	55	54	52

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5e 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)

5) 鋼材強度等級 Q235, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 215\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129
60	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129
65	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129
70	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129
75	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	128	127	124
80	129	129	129	129	129	129	129	129	129	129	127	126	124	123	120
85	129	129	129	129	129	129	129	129	127	125	123	122	119	118	115
90	129	129	129	129	129	129	129	126	123	121	119	117	115	114	111
95	129	129	129	129	129	129	127	122	119	117	115	113	111	110	106
100	129	129	129	129	129	128	124	119	115	113	111	109	107	105	102
105	129	129	129	129	129	125	120	115	111	109	106	105	102	101	97
110	129	129	129	129	127	122	117	111	107	105	102	101	98	96	92
115	129	129	129	129	124	118	113	108	104	101	98	97	94	92	88
120	129	129	129	127	121	115	110	104	100	97	94	92	90	88	85
125	129	129	129	124	118	112	107	100	96	92	90	89	86	85	81
130	129	129	129	122	115	109	103	97	92	89	87	85	83	81	78
135	129	129	127	119	112	105	100	93	89	86	84	82	80	78	75
140	129	129	125	116	109	102	96	90	85	83	81	79	77	75	73
145	129	129	122	114	106	99	93	86	82	80	78	76	74	73	70
150	129	129	120	111	103	96	90	84	80	77	75	74	72	70	68
155	129	128	117	108	100	92	87	81	77	74	73	71	69	68	65
160	129	126	115	105	97	90	84	78	75	72	70	69	67	66	63
165	129	124	113	103	94	87	81	76	72	70	68	67	65	64	61
170	129	122	110	100	91	84	79	74	70	68	66	65	63	62	60
175	129	120	108	97	88	82	77	72	68	66	64	63	61	60	58
180	129	117	105	94	86	80	75	70	66	64	63	61	60	59	56
185	129	115	103	92	84	77	73	68	64	62	61	60	58	57	55
190	127	113	100	89	81	75	71	66	63	61	59	58	56	55	53
195	126	111	98	87	79	73	69	64	61	59	58	57	55	54	52
200	124	109	96	85	77	72	67	63	60	58	56	55	54	53	51
205	122	107	93	83	75	70	65	61	58	56	55	54	52	51	49
210	120	105	91	81	74	68	64	60	57	55	54	53	51	50	48
215	119	103	89	79	72	66	62	58	55	54	52	51	50	49	47
220	117	101	87	77	70	65	61	57	54	52	51	50	49	48	46
225	115	99	85	75	69	64	60	56	53	51	50	49	48	47	45
230	113	97	83	74	67	62	58	54	52	50	49	48	47	46	44
235	112	94	81	72	66	61	57	53	51	49	48	47	46	45	43
240	110	92	79	71	64	60	56	52	50	48	47	46	45	44	42
245	108	90	78	69	63	58	55	51	49	47	46	45	44	43	41
250	107	89	76	68	62	57	54	50	48	46	45	44	43	42	40

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5f 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm^2) ($16\text{mm} \leq t \leq 40\text{mm}$)

6) 鋼材強度等級 Q235, $16\text{mm} < \text{腹板厚度} \leq 40\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 205\text{N}/\text{mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123
60	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123
65	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123
70	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123
75	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	120
80	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	123	121	120	118	116
85	123	123	123	123	123	123	123	123	122	120	119	118	116	114	112
90	123	123	123	123	123	123	123	122	119	117	115	114	112	110	107
95	123	123	123	123	123	123	123	118	115	113	111	110	108	106	103
100	123	123	123	123	123	123	120	115	112	109	107	106	104	102	99
105	123	123	123	123	123	120	116	111	108	105	103	102	100	98	95
110	123	123	123	123	122	117	113	108	104	102	100	98	96	94	90
115	123	123	123	123	120	114	110	105	101	98	96	94	91	90	86
120	123	123	123	123	117	111	107	101	97	94	92	90	88	86	83
125	123	123	123	120	114	108	104	98	93	90	88	87	84	83	79
130	123	123	123	118	111	105	100	94	90	87	85	83	81	79	76
135	123	123	123	115	108	102	97	91	86	84	82	80	78	76	73
140	123	123	120	113	106	99	94	87	83	81	79	77	75	74	71
145	123	123	118	110	103	96	91	84	80	78	76	75	72	71	68
150	123	123	116	108	100	93	88	82	78	75	73	72	70	69	66
155	123	123	114	105	97	90	85	79	75	73	71	70	68	67	64
160	123	121	111	102	94	87	82	76	73	70	69	67	66	64	62
165	123	119	109	100	92	85	80	74	71	68	67	65	64	62	60
170	123	118	107	97	89	82	77	72	69	66	65	63	62	61	58
175	123	116	105	95	86	80	75	70	67	64	63	62	60	59	57
180	123	114	102	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
185	123	112	100	90	82	76	71	66	63	61	59	58	57	56	53
190	123	110	98	87	79	74	69	64	61	59	58	57	55	54	52
195	121	108	96	85	77	72	67	63	60	58	56	55	54	53	51
200	120	106	93	83	75	70	66	61	58	56	55	54	52	51	49
205	118	104	91	81	74	68	64	60	57	55	54	53	51	50	48
210	116	102	89	79	72	66	62	58	55	54	52	51	50	49	47
215	115	100	87	77	70	65	61	57	54	52	51	50	49	48	46
220	113	98	85	75	68	63	60	55	53	51	50	49	48	47	45
225	112	96	83	74	67	62	58	54	52	50	49	48	46	46	44
230	110	94	81	72	65	61	57	53	51	49	48	47	45	45	43
235	108	92	79	70	64	59	56	52	49	48	47	46	44	44	42
240	107	90	78	69	63	58	55	51	48	47	46	45	44	43	41
245	105	88	76	68	61	57	53	50	47	46	45	44	43	42	40
250	104	87	74	66	60	56	52	49	46	45	44	43	42	41	39

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8. 5g 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)7) 鋼材強度等級 Q345, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 310\text{N/mm}^2$

d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186
60	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	183
65	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	186	184	181	180	175
70	186	186	186	186	186	186	186	186	184	181	179	177	174	172	168
75	186	186	186	186	186	186	186	182	177	174	171	169	166	164	160
80	186	186	186	186	186	186	183	176	171	167	164	162	159	157	152
85	186	186	186	186	186	183	177	169	164	160	157	155	151	149	144
90	186	186	186	186	185	177	171	163	157	153	150	148	144	142	136
95	186	186	186	186	179	172	165	156	151	146	143	140	136	134	129
100	186	186	186	184	174	166	159	150	144	139	136	133	129	127	122
105	186	186	186	179	169	160	153	144	137	132	129	127	123	121	116
110	186	186	186	174	164	155	147	137	131	126	123	121	118	116	111
115	186	186	181	169	159	149	141	131	125	121	118	116	112	111	106
120	186	186	177	165	154	144	135	126	120	116	113	111	108	106	102
125	186	186	173	160	148	138	129	121	115	111	108	107	103	102	98
130	186	184	169	155	143	133	124	116	111	107	104	102	99	98	94
135	186	180	165	151	138	128	120	112	106	103	100	99	96	94	90
140	186	177	160	146	133	123	115	108	103	99	97	95	92	91	87
145	186	173	156	141	128	119	111	104	99	96	93	92	89	88	84
150	186	169	152	136	124	115	108	100	96	93	90	89	86	85	81
155	186	166	148	132	120	111	104	97	93	90	87	86	83	82	79
160	183	162	144	128	116	108	101	94	90	87	85	83	81	79	76
165	180	159	139	124	113	104	98	91	87	84	82	81	78	77	74
170	177	155	135	120	109	101	95	89	84	82	80	78	76	75	72
175	174	151	131	117	106	98	92	86	82	79	77	76	74	73	70
180	171	148	128	113	103	96	90	84	80	77	75	74	72	70	68
185	168	144	124	110	100	93	87	81	78	75	73	72	70	69	66
190	165	140	121	107	98	91	85	79	75	73	71	70	68	67	64
195	162	137	118	105	95	88	83	77	74	71	69	68	66	65	62
200	159	133	115	102	93	86	81	75	72	69	68	66	64	63	61
205	156	130	112	100	91	84	79	73	70	68	66	65	63	62	59
210	153	127	109	97	88	82	77	72	68	66	64	63	61	60	58
215	150	124	107	95	86	80	75	70	67	64	63	62	60	59	57
220	147	121	104	93	84	78	73	68	65	63	61	60	59	58	55
225	144	118	102	91	82	76	72	67	64	62	60	59	57	56	54
230	141	116	100	89	81	75	70	65	62	60	59	58	56	55	53
235	138	113	98	87	79	73	69	64	61	59	57	56	55	54	52
240	135	111	96	85	77	72	67	63	60	58	56	55	54	53	51
245	132	109	94	83	76	70	66	61	58	56	55	54	53	52	50
250	129	107	92	82	74	69	64	60	57	55	54	53	51	51	49

註：表 8. 5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8. 3。

表 8.5h 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) (16mm≤t≤35mm)

8) 鋼材強度等級 Q345, 16mm<腹板厚度≤35mm, 強度設計值 $p_v=295\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177
60	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177
65	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	177	175	173	169
70	177	177	177	177	177	177	177	177	177	174	172	170	168	166	162
75	177	177	177	177	177	177	177	175	171	168	166	164	161	159	155
80	177	177	177	177	177	177	176	170	165	162	159	157	154	152	147
85	177	177	177	177	177	176	170	164	159	155	152	150	147	145	140
90	177	177	177	177	177	171	165	158	152	149	146	144	140	138	133
95	177	177	177	177	173	166	159	152	146	142	139	137	133	131	126
100	177	177	177	177	168	161	154	146	140	136	133	130	126	124	119
105	177	177	177	173	163	155	148	140	134	129	126	124	120	118	114
110	177	177	177	168	159	150	143	134	128	123	120	118	115	113	108
115	177	177	175	164	154	145	137	128	122	118	115	113	110	108	104
120	177	177	171	159	149	140	132	123	117	113	110	108	105	103	99
125	177	177	167	155	144	135	126	118	112	108	106	104	101	99	95
130	177	177	163	151	139	129	121	113	108	104	102	100	97	95	92
135	177	174	159	146	135	124	117	109	104	100	98	96	93	92	88
140	177	170	155	142	130	120	113	105	100	97	94	93	90	89	85
145	177	167	151	137	125	116	109	101	97	93	91	89	87	85	82
150	177	164	148	133	121	112	105	98	93	90	88	86	84	83	79
155	177	160	144	129	117	108	102	95	90	87	85	84	81	80	77
160	176	157	140	125	113	105	98	92	87	85	83	81	79	77	74
165	173	154	136	121	110	102	95	89	85	82	80	79	76	75	72
170	170	150	132	117	107	99	93	86	82	80	78	76	74	73	70
175	168	147	128	114	104	96	90	84	80	77	75	74	72	71	68
180	165	144	124	111	101	93	87	82	78	75	73	72	70	69	66
185	162	140	121	108	98	91	85	79	76	73	71	70	68	67	64
190	159	137	118	105	95	88	83	77	74	71	69	68	66	65	63
195	157	134	115	102	93	86	81	75	72	69	68	66	64	63	61
200	154	130	112	100	91	84	79	73	70	68	66	65	63	62	59
205	151	127	109	97	88	82	77	72	68	66	64	63	61	60	58
210	148	124	107	95	86	80	75	70	67	64	63	62	60	59	57
215	146	121	104	93	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
220	143	118	102	90	82	76	71	67	63	61	60	59	57	56	54
225	140	115	99	88	80	74	70	65	62	60	59	57	56	55	53
230	137	113	97	86	79	73	68	64	61	59	57	56	55	54	52
235	134	111	95	85	77	71	67	62	59	57	56	55	53	53	50
240	132	108	93	83	75	70	65	61	58	56	55	54	52	51	49
245	129	106	91	81	74	68	64	60	57	55	54	53	51	50	48
250	126	104	89	80	72	67	63	59	56	54	53	52	50	49	47

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5i 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)

9) 鋼材強度等級 Q390, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 350\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210
60	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	210	207	205	200
65	210	210	210	210	210	210	210	210	209	206	203	201	198	196	191
70	210	210	210	210	210	210	210	207	201	197	195	192	189	187	181
75	210	210	210	210	210	210	207	199	193	189	186	184	180	178	172
80	210	210	210	210	210	207	200	191	185	181	178	175	171	168	163
85	210	210	210	210	208	200	192	184	177	172	169	166	162	159	153
90	210	210	210	210	202	193	185	176	169	164	160	158	153	150	144
95	210	210	210	206	196	186	178	168	161	156	152	149	145	142	137
100	210	210	210	201	190	180	171	160	153	148	144	142	138	135	130
105	210	210	208	195	183	173	164	153	146	141	137	135	131	129	124
110	210	210	203	189	177	166	157	146	139	134	131	129	125	123	118
115	210	210	198	184	171	159	150	139	133	128	125	123	120	118	113
120	210	210	193	178	165	153	143	134	127	123	120	118	115	113	108
125	210	205	188	172	158	146	138	128	122	118	115	113	110	108	104
130	210	201	183	167	152	141	132	123	117	114	111	109	106	104	100
135	210	197	178	161	146	136	127	119	113	109	107	105	102	100	96
140	210	192	173	155	141	131	123	114	109	105	103	101	98	96	93
145	210	188	168	150	136	126	118	110	105	102	99	98	95	93	89
150	207	184	163	145	132	122	115	107	102	98	96	94	92	90	86
155	203	179	158	140	127	118	111	103	98	95	93	91	89	87	84
160	200	175	153	136	123	114	107	100	95	92	90	88	86	84	81
165	196	171	148	132	120	111	104	97	92	89	87	86	83	82	79
170	192	166	144	128	116	108	101	94	90	87	85	83	81	79	76
175	189	162	139	124	113	104	98	91	87	84	82	81	78	77	74
180	185	158	136	121	110	102	95	89	85	82	80	78	76	75	72
185	182	153	132	117	107	99	93	86	82	80	78	76	74	73	70
190	178	149	128	114	104	96	90	84	80	78	76	74	72	71	68
195	174	145	125	111	101	94	88	82	78	76	74	72	70	69	66
200	171	142	122	108	99	91	86	80	76	74	72	71	69	67	65
205	167	138	119	106	96	89	84	78	74	72	70	69	67	66	63
210	164	135	116	103	94	87	82	76	73	70	68	67	65	64	62
215	160	132	113	101	92	85	80	74	71	68	67	66	64	63	60
220	157	129	111	99	90	83	78	73	69	67	65	64	62	61	59
225	153	126	108	96	88	81	76	71	68	65	64	63	61	60	57
230	150	123	106	94	86	79	75	69	66	64	62	61	60	59	56
235	146	120	104	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
240	143	118	102	90	82	76	71	67	63	61	60	59	57	56	54
245	140	116	99	88	80	74	70	65	62	60	59	58	56	55	53
250	138	113	97	87	79	73	69	64	61	59	57	56	55	54	52

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8.5j 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm^2) ($16\text{mm} \leq t \leq 35\text{mm}$)

10) 鋼材強度等級 Q390, $16\text{mm} < \text{腹板厚度} \leq 35\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 335\text{N}/\text{mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201
60	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	201	200	198	194
65	201	201	201	201	201	201	201	201	201	199	197	195	192	190	185
70	201	201	201	201	201	201	201	200	195	191	189	187	183	181	176
75	201	201	201	201	201	201	200	193	187	184	181	179	175	173	168
80	201	201	201	201	201	200	193	186	180	176	173	170	167	164	159
85	201	201	201	201	201	194	187	178	172	168	165	162	158	156	150
90	201	201	201	201	196	187	180	171	165	160	157	154	150	147	141
95	201	201	201	200	190	181	173	164	157	152	149	146	142	139	134
100	201	201	201	194	184	175	167	157	150	145	141	139	135	132	127
105	201	201	201	189	178	168	160	150	142	138	134	132	128	126	121
110	201	201	197	184	172	162	153	143	136	131	128	126	122	120	115
115	201	201	192	178	166	156	146	136	130	126	123	120	117	115	110
120	201	201	187	173	161	150	140	131	125	120	117	115	112	110	106
125	201	199	183	168	155	143	135	125	120	116	113	111	108	106	102
130	201	195	178	163	149	138	129	121	115	111	108	106	103	102	98
135	201	191	173	157	143	133	125	116	111	107	104	102	100	98	94
140	201	187	168	152	138	128	120	112	107	103	101	99	96	94	91
145	201	183	164	147	133	123	116	108	103	100	97	95	93	91	87
150	200	179	159	142	129	119	112	104	100	96	94	92	90	88	85
155	197	174	154	137	125	115	108	101	96	93	91	89	87	85	82
160	193	170	150	133	121	112	105	98	93	90	88	86	84	83	79
165	190	166	145	129	117	108	102	95	90	87	85	84	81	80	77
170	187	162	140	125	114	105	99	92	88	85	83	81	79	78	75
175	183	158	136	121	110	102	96	89	85	82	80	79	77	75	72
180	180	154	133	118	107	99	93	87	83	80	78	77	75	73	70
185	177	150	129	115	104	97	91	85	81	78	76	75	72	71	68
190	173	146	126	112	102	94	88	82	78	76	74	73	71	69	67
195	170	142	122	109	99	92	86	80	76	74	72	71	69	68	65
200	167	139	119	106	97	89	84	78	75	72	70	69	67	66	63
205	163	135	116	103	94	87	82	76	73	70	69	67	65	64	62
210	160	132	114	101	92	85	80	74	71	69	67	66	64	63	60
215	156	129	111	99	90	83	78	73	69	67	65	64	62	61	59
220	153	126	108	96	88	81	76	71	68	65	64	63	61	60	57
225	150	123	106	94	86	79	75	69	66	64	62	61	60	59	56
230	146	120	104	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
235	143	118	101	90	82	76	71	66	63	61	60	59	57	56	54
240	140	115	99	88	80	74	70	65	62	60	58	57	56	55	53
245	137	113	97	87	79	73	68	64	61	59	57	56	55	54	52
250	135	111	95	85	77	71	67	62	60	58	56	55	54	53	51

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

表 8. 5k 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) ($t \leq 16\text{mm}$)

11) 鋼材強度等級 Q420, 腹板厚度 $\leq 16\text{mm}$, 強度設計值 $p_v = 380\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	223
60	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	228	223	220	218	212
65	228	228	228	228	228	228	228	228	223	219	216	213	209	207	202
70	228	228	228	228	228	228	228	219	213	209	206	203	199	197	191
75	228	228	228	228	228	227	220	211	204	200	196	194	189	187	180
80	228	228	228	228	228	219	211	202	195	190	187	184	179	176	170
85	228	228	228	228	221	212	203	193	186	181	177	174	169	166	159
90	228	228	228	226	214	204	195	185	177	171	167	164	159	157	150
95	228	228	228	219	207	197	187	176	168	162	158	155	151	148	143
100	228	228	227	213	200	189	179	167	159	154	150	148	143	141	135
105	228	228	221	206	193	181	171	159	152	147	143	141	136	134	129
110	228	228	216	200	186	174	163	152	145	140	137	134	130	128	123
115	228	228	210	194	179	166	156	145	138	134	131	128	125	122	118
120	228	223	204	187	172	159	149	139	133	128	125	123	119	117	113
125	228	218	198	181	165	153	143	134	127	123	120	118	115	113	108
130	228	213	193	174	158	147	138	128	122	118	116	113	110	108	104
135	228	208	187	168	153	141	133	124	118	114	111	109	106	104	100
140	228	203	181	162	147	136	128	119	114	110	107	105	102	101	97
145	224	198	176	156	142	132	123	115	110	106	104	102	99	97	93
150	220	194	170	151	137	127	119	111	106	103	100	98	95	94	90
155	215	189	164	146	133	123	115	108	103	99	97	95	92	91	87
160	211	184	159	141	129	119	112	104	99	96	94	92	89	88	84
165	207	179	154	137	125	116	108	101	96	93	91	89	87	85	82
170	203	174	150	133	121	112	105	98	93	90	88	87	84	83	79
175	199	169	145	129	118	109	102	95	91	88	86	84	82	80	77
180	195	164	141	126	114	106	99	93	88	85	83	82	79	78	75
185	191	160	137	122	111	103	97	90	86	83	81	80	77	76	73
190	187	155	134	119	108	100	94	88	84	81	79	77	75	74	71
195	183	151	130	116	105	98	92	85	81	79	77	75	73	72	69
200	179	148	127	113	103	95	89	83	79	77	75	74	71	70	67
205	175	144	124	110	100	93	87	81	77	75	73	72	70	68	66
210	171	141	121	108	98	91	85	79	76	73	71	70	68	67	64
215	167	137	118	105	96	89	83	77	74	71	70	68	66	65	63
220	163	134	116	103	93	87	81	76	72	70	68	67	65	64	61
225	159	131	113	100	91	85	79	74	71	68	67	65	63	62	60
230	156	128	110	98	89	83	78	72	69	67	65	64	62	61	59
235	152	126	108	96	87	81	76	71	67	65	64	63	61	60	57
240	149	123	106	94	86	79	74	69	66	64	62	61	59	58	56
245	146	120	104	92	84	78	73	68	65	63	61	60	58	57	55
250	143	118	102	90	82	76	71	67	63	61	60	59	57	56	54

註：表 8. 5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8. 3。

表 8.51 腹板抗剪壓曲強度 q_v (N/mm²) (16mm≤t≤35mm)

12) 鋼材強度等級 Q420, 16mm<腹板厚度≤35mm, 強度設計值 $p_v=360\text{N/mm}^2$															
d/t	加勁桿間距比 a/d														
	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.5	3.0	∞
55	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	214
60	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	216	214	211	209	205
65	216	216	216	216	216	216	216	216	214	210	207	205	202	200	195
70	216	216	216	216	216	216	216	211	205	201	198	196	192	190	185
75	216	216	216	216	216	216	211	203	197	193	190	187	183	181	175
80	216	216	216	216	216	211	204	195	189	184	181	178	174	171	165
85	216	216	216	216	213	204	196	187	180	175	172	169	164	162	155
90	216	216	216	216	206	197	189	179	172	167	163	160	155	152	146
95	216	216	216	211	200	190	181	171	163	158	154	151	147	144	139
100	216	216	216	205	193	183	174	163	155	150	146	144	139	137	132
105	216	216	213	199	187	176	166	155	148	143	139	137	133	131	125
110	216	216	207	193	180	169	159	148	141	136	133	131	127	125	120
115	216	216	202	187	174	162	152	141	135	130	127	125	121	119	115
120	216	214	197	181	167	155	145	135	129	125	122	120	116	114	110
125	216	210	192	175	161	149	139	130	124	120	117	115	111	110	105
130	216	205	186	169	154	143	134	125	119	115	112	110	107	105	101
135	216	201	181	163	148	138	129	120	115	111	108	106	103	101	97
140	216	196	176	157	143	133	124	116	111	107	104	102	99	98	94
145	215	192	171	152	138	128	120	112	107	103	101	99	96	94	91
150	211	187	165	147	134	124	116	108	103	100	97	96	93	91	88
155	207	183	160	142	129	120	112	105	100	97	94	92	90	88	85
160	204	178	155	138	125	116	109	101	97	94	91	90	87	86	82
165	200	173	150	133	121	112	106	98	94	91	88	87	84	83	80
170	196	169	146	129	118	109	102	95	91	88	86	84	82	80	77
175	192	164	141	126	114	106	99	93	88	85	83	82	79	78	75
180	189	160	138	122	111	103	97	90	86	83	81	80	77	76	73
185	185	155	134	119	108	100	94	88	84	81	79	77	75	74	71
190	181	151	130	116	105	98	92	85	81	79	77	75	73	72	69
195	177	147	127	113	103	95	89	83	79	77	75	73	71	70	67
200	174	144	124	110	100	93	87	81	77	75	73	72	69	68	66
205	170	140	121	107	98	90	85	79	75	73	71	70	68	67	64
210	166	137	118	105	95	88	83	77	74	71	69	68	66	65	62
215	163	134	115	102	93	86	81	75	72	69	68	67	65	64	61
220	159	131	112	100	91	84	79	74	70	68	66	65	63	62	60
225	155	128	110	98	89	82	77	72	69	66	65	64	62	61	58
230	152	125	108	96	87	81	76	70	67	65	63	62	60	59	57
235	148	122	105	94	85	79	74	69	66	64	62	61	59	58	56
240	145	120	103	92	83	77	72	67	64	62	61	60	58	57	55
245	142	117	101	90	82	76	71	66	63	61	59	58	57	56	53
250	139	115	99	88	80	74	69	65	62	60	58	57	55	55	52

註：表 8.5 中未包括的其他等級鋼材，參照附錄 8.3。

8.4.8 末端錨固

滿足以下條件之其一時皆無需進行端部錨固。

- a) 設計決定於剪切承载力而不是剪切壓曲抗力，即：

$$V_c = V_w \quad (8.47)$$

- b) 在形成拉力場作用之前已有足夠的剪切壓曲抗力，即：

$$V \leq V_{cr} \quad (8.48)$$

式中： V_{cr} 為無拉力場的臨界剪切壓曲抗力，如下：

$$\text{當 } V_w = V_c \text{ 時,} \quad V_{cr} = V_c \quad (8.49)$$

$$\text{當 } V_c > V_w > 0.72V_c \text{ 時,} \quad V_{cr} = (9V_w - 2V_c)/7 \quad (8.50)$$

$$\text{當 } V_w \leq 0.72V_c \text{ 時,} \quad V_{cr} = (V_w/0.9)^2/V_c \quad (8.51)$$

式中： V 為最大剪力， V_w 為按照 8.4.6 條簡化剪切壓曲抗力， V_c 為剪切承载力。

當以上任一條件都不滿足時，應參考有關板樑設計的文獻。

8.4.9 開口板

設計板時，若開口的任何尺寸大於板自身最小尺寸的 10%，應參考專業文獻。該板不能視作錨固板使用，而相鄰的板應視作端部板進行設計。

8.4.10 腹板承载能力和加勁桿設計

對於承受下述局部荷載或反力的未加勁腹板應設置加勁桿。本守則僅包括 8.4.7 條的跨中橫向加勁桿、支承加勁桿以及承载加勁桿。其他類型加勁桿的設計應參考特定的文獻。

8.4.10.1 腹板加勁桿的最大外伸寬度

除非腹板加勁桿的外邊緣也得到連續加強，否則加勁桿外邊緣到腹板表面的外伸長度不應超過 $19\alpha_s$ 。

當加勁桿的外伸寬度大於 $13\alpha_s$ 但小於 $19\alpha_s$ 時，應根據外伸寬度為 $13\alpha_s$ 的有效橫截面進行設計。

8.4.10.2 剛性支承長度

剛性支承長度 b_1 用作計算應力承壓區域的寬度，並應取為無任何彎曲變形的支承長度。圖 8.3 表示了荷載在鋼支承區域的分佈以確定 b_1 。若支承被固定在其位置上，可假定荷載穿過板塊沿 45° 分佈。

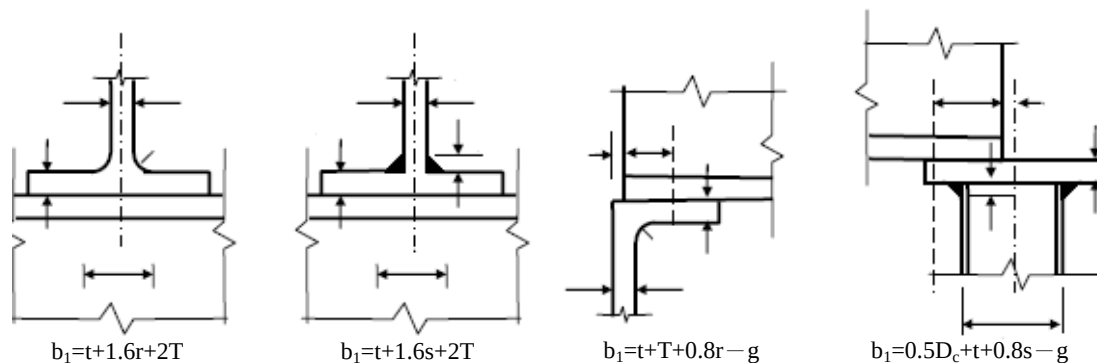


圖 8.3 剛性支撐長度

8.4.10.3 偏心距

當荷載或反力偏離腹板中心或加勁桿的形心不處在腹板中心處時，應在設計中考慮荷載的偏心效應。

8.4.10.4 空心截面

當集中荷載作用於空心截面時應考慮局部應力和變形。必要時對截面加強或加勁。

8.4.10.5 腹板的支承承載力

8.4.10.5.1 未加勁腹板的支承承載力

當翼緣上的荷載或反力產生的局部壓力 F_x 超過下述未加勁腹板在腹板與翼緣連接處的承壓能力 P_{bw} 時，應設置支承加勁桿：

$$P_{bw} = (b_1 + nk)p_{yw} \quad (8.52)$$

式中：

在構件兩端：

$$n = 2 + 0.6b_e / k, \quad n \leq 5 \quad (8.53)$$

在其他位置：

$$n = 5$$

$$\text{— 軋製工字形或 H 形截面：} \quad k = T + r \quad (8.54)$$

$$\text{— 焊接工字或 H 形截面：} \quad k = T \quad (8.55)$$

式中：

b_1 剛性支承長度，參見 8.4.10.2 段；

b_e 從剛性支承端部到最近的構件端部的距離；

p_{yw} 腹板的強度設計值；

r 焊腳半徑；

T 翼緣厚度；

t 腹板厚度。

8.4.10.5.2 加勁腹板的支承承載力

設計加勁應利用外力 F_x 減去未加勁腹板支承承載力 P_{bw} ，加勁桿的支承承載力 P_s 應通過下式獲得：

$$P_s = A_{s.net} p_y \quad (8.56)$$

式中： $A_{s.net}$ 為考慮了焊接操作開口後加勁桿的淨截面面積。

當腹板與加勁桿的強度設計值不同時，應採用較小值計算腹板支承承載力 P_{bw} 和加勁桿支承承載力 P_s 。

8.4.10.6 腹板的壓曲抗力

8.4.10.6.1 未加勁腹板的壓曲抗力

當翼緣上的荷載或反力產生的局部壓力 F_x 超過腹板壓曲抗力 P_x 時，應設置傳遞荷載加勁桿。 P_x 應按照下述方法計算。

當承擔荷載或反力作用的翼緣設有下列有效約束時：

- a) 相對腹板轉動；
- b) 相對其他翼緣側向移動；

當荷載或反力到構件最近末端的距離至少為 $0.7d$ 時，則未加勁腹板的壓曲抗力應取如下值：

$$P_x = \frac{25\epsilon}{\sqrt{(b_1 + nk)d}} P_{bw} \quad (8.57)$$

式中：

d 腹板深度；

P_{bw} 根據 8.4.10.5.1 段所確定的在腹板於翼緣節點處未加勁腹板的支承承載力。

當荷載或反力到構件最近端的距離小於 $0.7d$ 時，腹板的屈曲承載力 P_x 應取

$$P_x = \frac{a_e + 0.7d}{1.4d} \frac{25\epsilon}{\sqrt{(b_1 + nk)d}} P_{bw} \quad (8.58)$$

當條件 a) 或 b) 均不滿足時，腹板的壓曲抗力應折減成 P_{xr} ，如下：

$$P_{xr} = \frac{0.7d}{L_E} P_x \quad (8.59)$$

式中 L_E 為腹板的計算長度，作用相當於受壓構件或部份受壓構件。

8.4.10.6.2 承載加勁桿的壓曲抗力

當腹板加勁桿之間翼緣上的荷載或反力在腹板受壓邊緣產生的局部壓應力 f_{ed} 超過受壓邊緣抗壓強度 p_{ed} 時，應增設傳遞荷載腹板加勁桿。

為驗證上述條件，寬度為傳遞荷載加勁桿間距 a 深度為 d 的腹板區段受壓邊

緣的應力 f_{ed} 按照以下方法計算：

- a) 當集中荷載和分佈荷載的作用間距小於板尺寸 a 或 d 的較小值時，應除以腹板區段較小的尺寸；
- b) 對於一系列等間距和近跨的集中荷載，取最大荷載除以間距或腹板區段較小的尺寸（若腹板區段較小的尺寸小於間距）；
- c) 再加上其他所有分佈荷載密度（力/單位長度）；
- d) 將 a)、b) 或 c) 的總和除以腹板的厚度 t 。

腹板受壓邊緣的抗壓強度 p_{ed} 應按以下計算：

— 當受壓翼緣相對腹板的轉動受到約束時：

$$p_{ed} = \left[2.75 + \frac{2}{(a/d)^2} \right] \frac{E}{(d/t)^2} \quad (8.60)$$

— 當受壓翼緣相對腹板的轉動未受約束時：

$$p_{ed} = \left[1.0 + \frac{2}{(a/d)^2} \right] \frac{E}{(d/t)^2} \quad (8.61)$$

作用於傳遞荷載加勁桿上的荷載或反力 F_x 不應超過該加勁桿的下述壓曲承載力 P_x ：

$$P_x = A_s p_c \quad (8.62)$$

傳遞荷載加勁桿的有效面積 A_s 應取加勁桿自身的有效面積（見 8.4.10.1 段）及其兩側 15 倍腹板厚度範圍內腹板的有效寬度共同組成的十字形截面。

應根據 8.7.6 條採用壓桿曲線“c”（見 8.8 節）和加勁桿與其兩側腹板組成的十字形截面面積 A_s ，繞自身平行於腹板軸線的回轉半徑確定抗壓強度 p_c 。

強度設計值 P_y 應取腹板或加勁桿強度的較小值。當加勁桿自身為焊接截面時應根據 8.7.6 條將焊接截面的強度減少 20N/mm^2 。

當荷載或反力作用下的翼緣具有足夠的約束從而阻止其相對其他翼緣移動時，加勁桿計算長度 L_E 應按以下取值：

- a) 採用其他結構構件約束翼緣在加勁桿平面內的轉動：
 $L_E = 0.7$ 倍翼緣間加勁桿的淨長度 L ；
- b) 翼緣無上述 a) 的約束：
 $L_E = 1.0$ 倍翼緣間加勁桿的淨長度 L 。

當荷載或反力通過受壓構件作用於翼緣並設置了有效的側向約束時，加勁桿應設計成承受荷載的受壓構件的一部分，且對加勁桿的節點應驗算壓桿作用效應。

當加勁桿同時兼作中間橫向加勁桿以抵抗剪切壓曲時，應根據 8.4.7.5 段驗算組合荷載效應。

傳遞荷載加勁桿也應按照支承加勁桿進行驗算，參見 8.4.10.5.2 段。

8.4.11 其他類型的加勁桿

有些特殊用途的加勁桿，如抗拉加勁桿、斜向加勁桿、跨間腹板橫向加勁桿、抗扭加勁桿等，應參考其他特定的文獻。

8.4.12 腹板加勁桿與腹板的連接

腹板與加勁桿可採用普通螺栓、預緊螺栓及焊縫進行連接。應將連接設計成能夠傳遞等於下列最小值的荷載：

- a) 當兩末端力方向相同時取兩者之和；
- b) 當方向相反時取較大值；
- c) 加勁桿的承載能力。

8.4.13 腹板加勁桿與翼緣的連接

8.4.13.1 承壓加勁桿

抗壓腹板加勁桿應（a）與承載翼緣刨平頂緊或（b）採用在設計荷載作用下無滑移的連續焊縫、普通螺栓或預緊螺栓與腹板連接。

在下列任一情形時應設置加勁桿並連接到兩個翼緣上：

- a) 位於有荷載直接作用的支承處；
- b) 加勁桿作為加勁腹板的末端的加勁桿；
- c) 加勁肋作為抗扭加勁肋（參考有關抗扭加勁桿設計的特定文獻）。

8.4.13.2 抗拉加勁桿

抗拉加勁桿應採用設計荷載下無滑移的連續焊縫、配合螺栓或預緊螺栓與傳遞荷載或反力的翼緣連接。按照 8.4.10.5.2 段連接應設計成能夠抵抗外加荷載、反力或加勁桿承載力中的最小值。

8.4.13.3 腹板加勁桿長度

在保證加勁桿末端以外未加強腹板的承載力 P_{us} 不小於加勁桿所承擔的部份外加荷載或反力的前提下，功能單一的支承加勁桿或抗拉加勁桿可縮短一定寬度。可採用下式計算 P_{us} ：

$$P_{us} = (b_1 + w) t p_{yw} \quad (8.63)$$

式中：

- b_1 8.4.10.2 段的剛性支承長度；
- w 沿 45 度擴散至加勁桿邊所得到的長度；
- p_{yw} 腹板的強度設計值。

8.5 單角鋼構件的壓曲彎矩抗力

應對角鋼繞平行於分枝的軸線側面扭轉壓曲驗算。可採用下列方法進行驗算，此外，不等肢角鋼可採用參考文獻中的方法或有限元壓曲分析方法進行驗算。

對於 $b/t \leq 15\varepsilon$ 並繞 x 軸彎曲的等肢角鋼，抗彎距可根據下式計算：

$$M_b = 0.8p_y Z_x \quad (\text{用於角鋼受壓肢}) \quad (8.64)$$

$$M_b = p_y Z_x \left(\frac{1350\varepsilon - L_E / r_v}{1625\varepsilon} \right) \leq 0.8p_y Z_x$$

(用於角鋼受拉肢的跟部) (8.65)

式中：

L_E 根據 8.3.4 條採用繞 v 軸壓曲時約束間的距離 L_v 得到的計算長度；

r_v 繞 v 軸回轉半徑；

Z_x 繞 x 軸較小的截面模量。

8.6 受拉構件

8.6.1 抗拉承載力

構件的抗拉承載力 P_t 通常取為：

$$P_t = p_y A_e \quad (8.66)$$

式中： A_s 為 9.3.4.4 段中所有元件橫截面有效面積之和。

8.6.2 帶偏心節點的構件

通常考慮帶偏心節點的構件繞單軸或雙軸彎曲並可採用 8.8 節進行設計。不過，末端帶偏心節點的角鋼、槽鋼或 T 形鋼也可採用下述折減抗拉承載力的方法進行設計。

8.6.3 單角鋼和雙角鋼、槽鋼及 T 形鋼

採用單肢連接的單角鋼、採用腹板連接的單槽鋼或採用翼緣連接的單 T 形鋼，其抗拉承載力應根據下式計算：

$$\text{採用螺栓連接時： } P_t = p_y (A_e - 0.5a_2) \quad (8.67)$$

$$\text{採用焊縫連接時： } P_t = p_y (A_e - 0.3a_2) \quad (8.68)$$

式中：

$$a_2 = A_g - a_1 \quad (8.69)$$

A_g 9.3.4.1 段定義的總截面面積的總和；

a_l 連接肢的總面積，取產品厚度乘上角鋼的肢體長度、槽鋼的高度或 T 形鋼的翼緣寬度。

單獨連在結點板或構件同側的角鋼仍應根據 8.8 節進行驗算。

8.6.4 帶跨間節點的雙角鋼、槽鋼及 T 形鋼

連在結點板兩側且跨間長度範圍內至少有兩塊綴板或實墊板通過螺栓或焊縫與之相連的雙角鋼、槽鋼及 T 形鋼，其抗拉承載力應採用下式計算：

$$\text{採用螺栓連接時： } P_t = p_y(A_e - 0.25a_2) \quad (8.70)$$

$$\text{採用焊縫連接時： } P_t = p_y(A_e - 0.15a_2) \quad (8.71)$$

8.7 受壓構件

8.7.1 構件區段長度

受壓構件在任意平面內構件區段長度 L 應取為節點之間的長度，在這些節點處構件在該平面內的運動受到約束。

8.7.2 一般計算長度

用有效長度方法進行設計應該滿足本規範 6.6 中的規定。

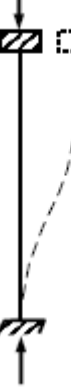
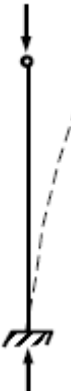
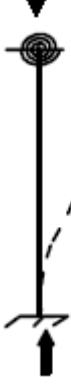
受壓構件的計算長度 L_E 應取具有相同壓曲抗力的鉸支構件的等效長度。如有必要，需假想延長構件長度以確定計算長度。表 8.6 列出了一般計算長度系數。細長比限制應參照 6.6.4 條。

除根據 8.7.9 條設計的角鋼、槽鋼及 T 形鋼之外，受壓構件的計算長度 L_E 或其效應應採用壓曲分析方法或其他已知方法確定。在確定計算長度系數時能滿足以下條件，對於那些在設計中邊界條件得到可靠近似的簡單柱可採用下列計算長度系數。

- 根據 8.9 節支撐構件達到其承載力 90% 以上者不應考慮其能夠提供直接側向約束。
- 多層房屋中連續柱的計算長度取決於相應平面內的約束條件、平動和轉動約束、節點剛度和構件剛度。應根據 6.6.3 條確定計算長度系數。
- 沿長度方向有變化的軸力作用或截面特性變化的柱，應採用解析方法、二階分析方法或高等塑性分析方法進行設計。
- 由於邊界假定的不準確，表 8.6 中用於設計的計算長度推薦值不同於理論值。
- 因為可能存在跳越壓曲，帶有抗彎節點的傾斜構件的壓曲抗力不能採用計算長度法或彎矩放大法確定。應採用二階或高等分析方法。

若要更準確地判斷受壓構件的壓曲抗力，可利用彈性臨界荷載分析，二階（ $P-\Delta-\delta$ ）分析或高等分析計算。當結構在極限荷載下大受壓曲影響， $P-\Delta-\delta$ 分析方法應代替有效長度法來進行分析及設計。有效長度法不可用作設計側移框架或傾斜結構，當其支柱兩末端皆為鉸端節點。

表 8.6 理想柱的計算長度

彎曲壓曲						
虛線表示柱壓曲後的形狀						
K 的理論值	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	—
理想條件近似滿足時 K 的推薦值	0.70	0.85	1.20	1.00	2.10	1.5
末端條件規定	    	轉動固定，移動固定； 轉動自由，移動固定； 轉動固定，移動自由； 轉動自由，移動自由； 轉動部分固定，移動自由；				

8.7.3 約束

約束應具有足夠強度和剛度以限制被約束點的位置、方向或兩者上的移動。支撐約束應具有足夠剛度以阻止產生顯著的側向位移，並具有足夠的強度以至少能夠抵抗被約束構件中軸力的 1%。當支撐構件約束多個構件時應將約束的抵抗力乘以下述折減系數：

$$k_r = \sqrt{0.2 + \frac{1}{N_r}} \leq 1 \quad (8.72)$$

式中： N_r 為被約束的平行構件的數目。

8.7.4 細長比

受壓構件的細長比應取計算長度除以繞所考慮的壓曲軸的回轉半徑。

8.7.5 抗壓承載力

構件抗壓承載力 P_c 應根據下式計算：

對於第 1 類塑性、第 2 類厚實和第 3 類半厚實截面：

$$P_c = A_g p_c \quad (8.73)$$

對於第 4 類窄長截面：

$$P_c = A_{eff} p_{cs} \quad (8.74)$$

式中：

A_{eff} 7.6 條中有效橫截面面積；

A_g 9.3.4.1 段的總截面面積之和；

p_c 8.7.6 條中的抗壓強度；

p_{cs} 採用換算細長比 $\lambda \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_g}}$ 得到的 p_c 值，其中 λ 為利用總截面的回轉

半徑和構件有效長度計算得到的細長比。

8.7.6 抗壓強度

抗壓強度取決於截面形式、設計強度、細長比以及根據表 8.7 選用合理的壓曲曲線 a_0 、a、b、c 或 d。這些曲線的 p_c 值應根據表 8.8 (a_0)、8.8 (a) 到 8.8 (h) 和圖 8.4 取用，或也可利用附錄 8.4 中的方程式計算得到。

當採用焊接工字形、H 形或箱形截面時 p_y 應減少 20N/mm^2 ，並採用折減後的 p_y 確定 p_c 。

表 8.7 不同截面類型的壓曲曲線標示

截面類型	最大厚度 (參見註 1)	壓曲軸	
		x-x	y-y
鋼材等級大於 S460 的熱處理結構空心截面或者無縫結構熱處理空心截面		a ₀)	a ₀)
鋼材等級小於 S460 的熱處理結構空心鋼管截面		a)	a)
採用縱向焊縫或螺旋焊縫的冷成型結構空心鋼管截面		c)	c)
熱軋工字形截面	≤ 40mm	a)	b)
	>40mm	b)	c)
熱軋 H 形截面	≤ 40mm	b)	c)
	>40mm	c)	d)
焊接工字形或 H 形截面（見註 2）	≤ 40mm	b)	c)
	>40mm	b)	d)
翼緣加焊鋼板的熱軋工字形截面 （如圖 8.4 所示，0.25<U/B<0.80）	≤ 40mm	a)	b)
	>40mm	b)	c)
翼緣加焊鋼板的熱軋 H 形截面 （如圖 8.4 所示，0.25<U/B<0.80）	≤ 40mm	b)	c)
	>40mm	c)	d)
翼緣加焊鋼板的熱軋工字形或 H 形截面 （如圖 8.4 所示，U/B≥0.80）	≤ 40mm	b)	a)
	>40mm	c)	b)
翼緣加焊鋼板的熱軋工字形或 H 形截面 （如圖 8.4 所示，U/B≤0.25）	≤ 40mm	b)	c)
	>40mm	b)	d)
焊接箱形截面（見註 3）	≤ 40mm	b)	b)
	>40mm	c)	c)
圓形、矩形或帶狀截面	≤ 40mm	b)	b)
	>40mm	c)	c)
熱軋角鋼、槽鋼或 T 形鋼 兩個通過綴條或綴板背對背相連的熱軋型鋼 複合熱軋截面		任意軸：c)	

註：

1.

對於厚度在 40mm 到 50mm 之間時， p_c 可以取為厚度為 40mm 和大於 40mm 所對應 p_v 的平均值。

2.

對於帶有機械切割翼緣板且邊緣未經後續打磨和加工的焊接工字或 H 形鋼，關於 y-y 軸壓曲，對於翼緣厚度小於 40mm 的可以使用柱曲線 b)，超過 40mm 的可以使用柱曲線 c)。

3.

“焊接箱形截面”一欄包括所有用板或型鋼製作成的箱形截面，僅需確保所有縱向焊縫都靠近橫截面的轉角。帶有縱向加勁樑的箱形截面不包括在此欄。

4.

採用其他認可規範上的壓曲曲線時，需考慮荷載和材料系數的不同，並對表 8.8（a₀）、8.8（a）到（h）進行校準。參見表 8.8 下的註腳。

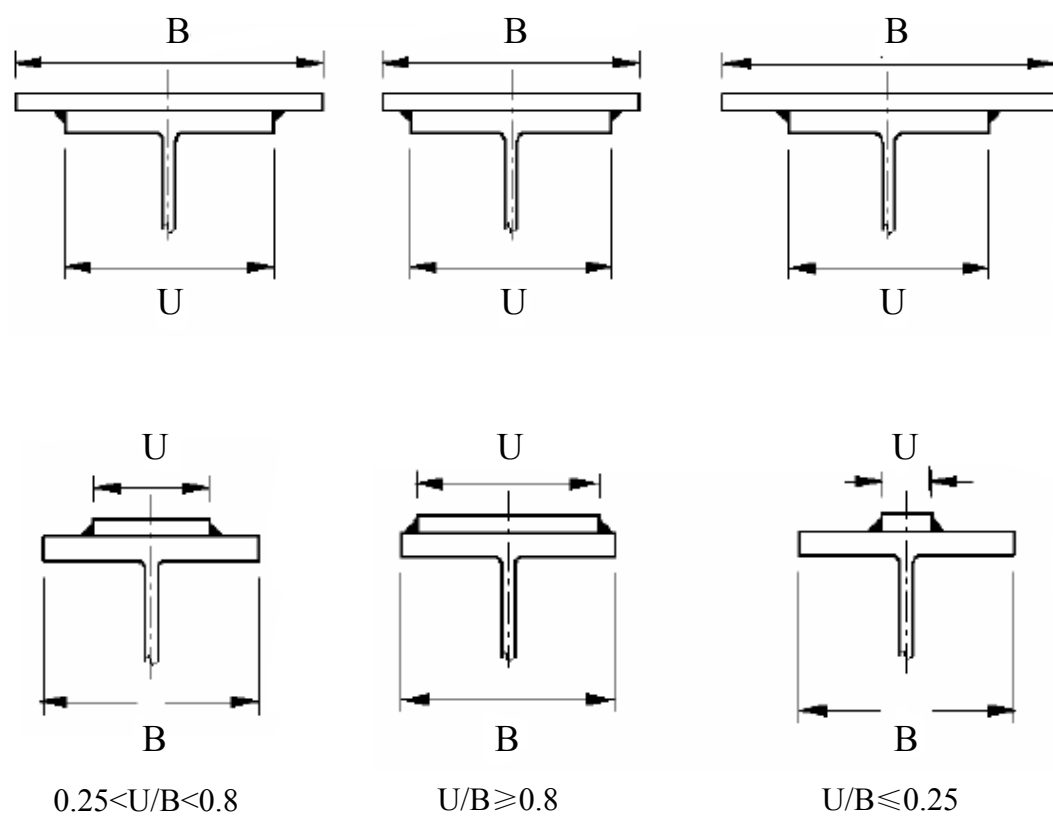


圖 8.4 帶有焊接翼緣板的軋製工字鋼或 H 形鋼

表 8.8 (a₀) 受壓構件的強度設計值 p_c

壓桿曲線 a ₀ 中 p _c 值 (單位 N/mm ²)											
λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)					λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)				
	S460 及 λ < 110						S460 及 λ ≥ 110				
	400	410	430	440	460		400	410	430	440	460
15	399	409	429	439	458	110	150	150	151	152	153
20	396	405	425	434	454	112	145	146	147	147	148
25	391	401	420	430	449	114	141	141	142	142	143
30	387	396	415	425	443	116	136	137	137	138	138
35	381	391	409	418	437	118	132	132	133	133	134
40	375	384	402	411	429	120	128	128	129	129	130
42	372	381	399	408	425	122	124	124	125	125	126
44	369	378	395	404	421	124	120	121	121	122	122
46	366	375	391	400	417	126	117	117	118	118	118
48	362	371	387	395	412	128	113	114	114	115	115
50	359	367	383	391	406	130	110	111	111	111	112
52	354	362	378	385	400	135	103	103	103	104	104
54	350	357	372	379	393	140	96	96	96	97	97
56	344	352	366	373	386	145	90	90	90	90	91
58	339	346	359	365	378	150	84	84	85	85	85
60	333	339	352	358	369	155	79	79	79	79	80
62	326	332	344	349	360	160	74	74	75	75	75
64	319	325	335	340	350	165	70	70	70	70	71
66	312	317	327	331	340	170	66	66	66	66	67
68	304	308	317	321	329	175	63	63	63	63	63
70	296	300	308	311	318	180	59	59	59	60	60
72	287	291	298	301	307	185	56	56	56	56	57
74	278	282	288	291	296	190	53	53	54	54	54
76	270	273	278	281	286	195	51	51	51	51	51
78	261	264	269	271	275	200	48	48	48	48	49
80	252	255	259	261	265	210	44	44	44	44	44
82	244	246	250	251	255	220	40	40	40	40	40
84	235	237	241	242	245	230	37	37	37	37	37
86	227	229	232	233	236	240	34	34	34	34	34
88	219	221	223	225	227	250	31	31	31	31	31
90	212	213	215	216	219	260	29	29	29	29	29
92	204	205	208	209	210	270	27	27	27	27	27
94	197	198	200	201	203	280	25	25	25	25	25
96	190	191	193	194	195	290	23	23	23	23	23
98	184	185	186	187	188	300	22	22	22	22	22
100	177	178	180	180	182	310	20	20	20	21	21
102	171	172	174	174	175	320	19	19	19	19	19
104	166	166	168	168	169	330	18	18	18	18	18
106	160	161	162	163	163	340	17	17	17	17	17
108	155	156	157	157	158	350	16	16	16	16	16

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (a) 受壓構件的強度設計值 p_c

1) 壓桿曲線 a ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_y (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
15	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	399	409	429	439	458
20	234	244	254	264	273	312	322	332	342	351	395	405	424	434	453
25	232	241	251	261	270	309	318	328	338	347	390	400	419	429	448
30	229	239	248	258	267	305	315	324	333	343	385	395	414	423	442
35	226	236	245	254	264	301	310	320	329	338	380	389	407	416	434
40	223	233	242	251	260	296	305	315	324	333	373	382	399	408	426
42	222	231	240	249	258	294	303	312	321	330	370	378	396	404	422
44	221	230	239	248	257	292	301	310	319	327	366	375	392	400	417
46	219	228	237	246	255	280	299	307	316	325	363	371	388	396	413
48	218	227	236	244	253	288	296	305	313	322	359	367	383	391	407
50	216	225	234	242	251	285	293	302	310	318	355	363	378	386	401
52	215	223	232	241	249	282	291	299	307	315	350	358	373	380	395
54	213	222	230	238	247	279	287	295	303	311	345	353	367	374	388
56	211	220	228	236	244	276	284	292	300	307	340	347	361	368	381
58	210	218	226	234	242	273	281	288	295	303	334	341	354	360	372
60	208	216	224	232	239	269	277	284	291	298	328	334	346	352	364
62	206	214	221	229	236	266	273	280	286	293	321	327	338	344	354
64	204	211	219	226	234	262	268	275	281	288	314	320	330	335	344
66	201	209	216	223	230	257	264	270	276	282	307	312	321	326	334
68	199	206	213	220	227	253	259	265	270	276	299	303	312	316	324
70	196	203	210	217	224	248	254	259	265	270	291	295	303	306	313
72	194	201	207	214	220	243	248	253	258	263	282	286	293	296	302
74	191	198	204	210	216	238	243	247	252	256	274	277	283	286	292
76	188	194	200	206	212	232	237	241	245	249	265	268	274	276	281
78	185	191	197	202	208	227	231	235	239	242	257	259	264	267	271
80	182	188	193	198	203	221	225	229	232	235	248	251	255	257	261
82	179	184	189	194	199	215	219	222	225	228	240	242	246	248	251
84	176	181	185	190	194	209	213	216	219	221	232	234	237	239	242
86	172	177	181	186	190	204	207	209	212	214	224	225	229	230	233
88	169	173	177	181	185	198	200	203	205	208	216	218	220	222	224
90	165	169	173	177	180	192	195	197	199	201	209	210	213	214	216
92	162	166	169	173	176	186	189	191	193	194	201	203	205	206	208
94	158	162	165	168	171	181	183	185	187	188	194	196	198	199	200
96	154	158	161	164	166	175	177	179	181	182	188	189	191	192	193
98	151	154	157	159	162	170	172	173	175	176	181	182	184	185	186
100	147	150	153	155	157	165	167	168	169	171	175	176	178	178	180
102	144	146	149	151	153	160	161	163	164	165	169	170	172	172	174
104	140	142	145	147	149	155	156	158	159	160	164	165	166	166	168
106	136	139	141	143	145	150	152	153	154	155	158	159	160	161	162
108	133	135	137	139	141	146	147	148	149	150	153	154	155	156	157

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (a) 受壓構件的強度設計值 p_e (續)

2) 壓桿曲線 a ($\lambda \geq 110$) 中 p_e 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
110	130	132	133	135	137	142	143	144	144	145	148	149	150	150	151
112	126	128	130	131	133	137	138	139	140	141	144	144	145	146	146
114	123	125	126	128	129	133	134	135	136	136	139	140	141	141	142
116	120	121	123	124	125	129	130	131	132	132	135	135	136	137	137
118	117	118	120	121	122	126	126	127	128	128	131	131	132	132	133
120	114	115	116	118	119	122	123	123	123	125	127	127	128	128	129
122	111	112	113	114	115	119	119	120	120	121	123	123	124	124	125
124	108	109	110	111	112	115	116	116	117	117	119	120	120	121	121
126	105	106	107	108	109	112	113	113	114	114	116	116	117	117	118
128	103	104	105	105	106	109	109	110	110	111	112	113	113	114	114
130	100	101	102	103	103	106	106	107	107	108	109	110	110	110	111
135	94	95	95	96	97	99	99	100	100	101	102	102	103	103	103
140	88	89	90	90	91	93	93	93	94	94	95	95	96	96	96
145	83	84	84	85	85	87	87	87	88	88	89	89	90	90	90
150	78	79	79	80	80	82	82	82	82	83	83	84	84	84	84
155	74	74	75	75	75	77	77	77	77	78	78	79	79	79	79
160	70	70	70	71	71	72	72	73	73	73	74	74	74	74	75
165	66	66	67	67	67	68	68	69	69	69	70	70	70	70	70
170	62	63	63	63	64	64	65	65	65	65	66	66	66	66	66
175	59	59	60	60	60	61	61	61	61	62	62	62	62	63	63
180	56	56	57	57	57	58	58	58	58	58	59	59	59	59	59
185	53	54	54	54	54	55	55	55	55	55	56	56	56	56	56
190	51	51	51	51	52	52	52	52	53	53	53	53	53	53	53
195	48	49	49	49	49	50	50	50	50	50	50	51	51	51	51
200	46	46	46	47	47	47	47	47	48	48	48	48	48	48	48
210	42	42	42	43	43	43	43	43	43	43	44	44	44	44	44
220	39	39	39	39	39	39	39	40	40	40	40	40	40	40	40
230	35	36	36	36	36	36	36	36	36	36	37	37	37	37	37
240	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	34	34	34	34	34
250	30	30	30	30	30	31	31	31	31	31	31	31	31	31	31
260	28	28	28	28	28	28	29	29	29	29	29	29	29	29	29
270	26	26	26	26	26	26	27	27	27	27	27	27	27	27	27
280	24	24	24	24	24	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
290	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23
300	21	21	21	21	21	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22
310	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
320	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
330	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
340	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
350	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (b) 受壓構件的強度設計值 p_c

3) 壓桿曲線 b ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
15	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	399	409	428	438	457
20	234	243	253	263	272	310	320	330	339	349	391	401	420	429	448
25	229	239	248	258	267	304	314	323	332	342	384	393	411	421	439
30	225	234	243	253	262	298	307	316	325	335	375	384	402	411	429
35	220	229	238	247	256	291	300	309	318	327	366	374	392	400	417
40	216	224	233	241	250	284	293	301	310	318	355	364	380	388	404
42	213	222	231	239	248	281	289	298	306	314	351	359	375	383	399
44	211	220	228	237	245	278	286	294	302	310	346	354	369	377	392
46	209	218	226	234	242	275	283	291	298	306	341	349	364	371	386
48	207	215	223	231	239	271	279	287	294	302	336	343	358	365	379
50	205	213	221	229	237	267	275	283	290	298	330	337	351	358	372
52	203	210	218	226	234	264	271	278	286	293	324	331	344	351	364
54	200	208	215	223	230	260	267	274	281	288	318	325	337	344	356
56	198	205	213	220	227	256	263	269	276	283	312	318	330	336	347
58	195	202	210	217	224	252	258	265	271	278	305	311	322	328	339
60	193	200	207	214	221	247	254	260	266	272	298	304	314	320	330
62	190	197	204	210	217	243	249	255	261	266	291	296	306	311	320
64	187	194	200	207	213	238	244	249	255	261	284	289	298	302	311
66	184	191	197	203	210	233	239	244	249	255	276	281	289	294	301
68	181	188	194	200	206	228	233	239	244	249	269	273	281	285	292
70	178	185	190	196	202	223	228	233	238	242	261	265	272	276	282
72	175	181	187	193	198	218	223	227	232	236	254	257	264	267	273
74	172	178	183	189	194	213	217	222	226	230	246	249	255	258	264
76	169	175	180	185	190	208	212	216	220	223	238	241	247	250	255
78	166	171	176	181	186	203	206	210	214	217	231	234	239	241	246
80	163	168	172	177	181	197	201	204	208	211	224	226	231	233	237
82	160	164	169	173	177	192	196	199	202	205	217	219	223	225	229
84	156	161	165	169	173	187	190	193	196	199	210	212	216	218	221
86	153	157	161	165	169	182	185	188	190	193	203	205	208	210	213
88	150	154	158	161	165	177	180	182	185	187	196	198	201	203	206
90	146	150	154	157	161	172	175	177	179	181	190	192	195	196	199
92	143	147	150	153	156	167	170	172	174	176	184	185	188	189	192
94	140	143	147	150	152	162	165	167	169	171	178	179	182	183	185
96	137	140	143	146	148	158	160	162	164	165	172	173	176	177	179
98	134	137	139	142	145	153	155	157	159	160	167	168	170	171	173
100	130	133	136	138	141	149	151	152	154	155	161	162	164	165	167
102	127	130	132	135	137	145	146	148	149	151	156	157	159	160	162
104	124	127	129	131	133	141	142	144	145	146	151	152	154	155	156
106	121	124	126	128	130	137	138	139	141	142	147	148	149	150	151
108	118	121	123	125	126	133	134	135	137	138	142	143	144	145	147

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (b) 受壓構件的強度設計值 p_e (續)

4) 壓桿曲線 b ($\lambda \geq 110$) 中 p_e 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
110	115	118	120	121	123	129	130	131	133	134	138	139	140	141	142
112	113	115	117	118	120	125	127	128	129	130	134	134	136	136	138
114	110	112	114	115	117	122	123	124	125	126	130	130	132	132	133
116	107	109	111	112	114	119	120	121	122	122	126	126	128	128	129
118	105	106	108	109	111	115	116	117	118	119	122	123	124	124	125
120	102	104	105	107	108	112	113	114	115	116	119	119	120	121	122
122	100	101	103	104	105	109	110	111	112	112	115	116	117	117	118
124	97	99	100	101	102	106	107	108	109	109	112	112	113	114	115
126	95	96	98	99	100	103	104	105	106	106	109	109	110	111	111
128	93	94	95	96	97	101	101	102	103	103	106	106	107	107	108
130	90	92	93	94	95	98	99	99	100	101	103	103	104	105	105
135	85	86	87	88	89	92	93	93	94	94	96	97	97	98	98
140	80	81	82	83	84	86	87	87	88	88	90	90	91	91	92
145	76	77	78	78	79	81	82	82	83	83	84	85	85	86	86
150	72	72	73	74	74	76	77	77	78	78	79	80	80	80	81
155	68	69	69	70	70	72	72	73	73	73	75	75	75	76	76
160	64	65	65	66	66	68	68	69	69	69	70	71	71	71	72
165	61	62	62	62	63	64	65	65	65	65	66	67	67	67	68
170	58	58	59	59	60	61	61	61	62	62	63	63	63	64	64
175	55	55	56	56	57	58	58	58	59	59	60	60	60	60	60
180	52	53	53	53	54	55	55	55	56	56	56	57	57	57	57
185	50	50	51	51	51	52	52	53	53	53	54	54	54	54	54
190	48	48	48	48	49	50	50	50	50	50	51	51	51	51	52
195	45	46	46	46	46	47	47	48	48	48	49	49	49	49	49
200	43	44	44	44	44	45	45	45	46	46	46	46	47	47	47
210	40	40	40	40	41	41	41	41	42	42	42	42	42	43	43
220	36	37	37	37	37	38	38	38	38	38	39	39	39	39	39
230	34	34	34	34	34	35	35	35	35	35	35	36	36	36	36
240	31	31	31	31	32	32	32	32	32	32	33	33	33	33	33
250	29	29	29	29	29	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
260	27	27	27	27	27	27	28	28	28	28	28	28	28	28	28
270	25	25	25	25	25	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
280	23	23	23	23	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
290	22	22	22	22	22	22	22	22	22	22	23	23	23	23	23
300	20	20	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21	21
310	19	19	19	19	19	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
320	18	18	18	18	18	18	18	19	19	19	19	19	19	19	19
330	17	17	17	17	17	17	17	17	17	18	18	18	18	18	18
340	16	16	16	16	16	16	16	16	17	17	17	17	17	17	17
350	15	15	15	15	15	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (c) 受壓構件的強度設計值 p_c

5) 壓桿曲線 c ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
15	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	398	408	427	436	455
20	233	242	252	261	271	308	317	326	336	345	387	396	414	424	442
25	226	235	245	254	263	299	308	317	326	335	375	384	402	410	428
30	220	228	237	246	255	289	298	307	315	324	363	371	388	396	413
35	213	221	230	238	247	280	288	296	305	313	349	357	374	382	397
40	206	214	222	230	238	270	278	285	293	301	335	343	358	365	380
42	203	211	219	227	235	266	273	281	288	296	329	337	351	358	373
44	200	208	216	224	231	261	269	276	284	291	323	330	344	351	365
46	197	205	213	220	228	257	264	271	279	286	317	324	337	344	357
48	195	202	209	217	224	253	260	267	274	280	311	317	330	337	349
50	192	199	206	213	220	248	255	262	268	275	304	310	323	329	341
52	189	196	203	210	217	244	250	257	263	270	297	303	315	321	333
54	186	193	199	206	213	239	245	252	258	264	291	296	308	313	324
56	183	189	196	202	209	234	240	246	252	258	284	289	300	305	315
58	179	186	192	199	205	229	235	241	247	252	277	282	292	297	306
60	176	183	189	195	201	225	230	236	241	247	270	274	284	289	298
62	173	179	185	191	197	220	225	230	236	241	262	267	276	280	289
64	170	176	182	188	193	215	220	225	230	235	255	260	268	272	280
66	167	173	178	184	189	210	215	220	224	229	248	252	260	264	271
68	164	169	175	180	185	205	210	214	219	223	241	245	252	256	262
70	161	166	171	176	181	200	204	209	213	217	234	238	244	248	254
72	157	163	168	172	177	195	199	203	207	211	227	231	237	240	246
74	154	159	164	169	173	190	194	198	202	205	220	223	229	232	238
76	151	156	160	165	169	185	189	193	196	200	214	217	222	225	230
78	148	152	157	161	165	180	184	187	191	194	207	210	215	217	222
80	145	149	153	157	161	176	179	182	185	188	201	203	208	210	215
82	142	146	150	154	157	171	174	177	180	183	195	197	201	203	207
84	139	142	146	150	154	167	169	172	175	178	189	191	195	197	201
86	135	139	143	146	150	162	165	168	170	173	183	185	189	190	194
88	132	136	139	143	146	158	160	163	165	168	177	179	183	184	187
90	129	133	136	139	142	153	156	158	161	163	172	173	177	178	181
92	126	130	133	136	139	149	152	154	156	158	166	168	171	173	175
94	124	127	130	133	135	145	147	149	151	153	161	163	166	167	170
96	121	124	127	129	132	141	143	145	147	149	156	158	160	162	164
98	118	121	123	126	129	137	139	141	143	145	151	153	155	157	159
100	115	118	120	123	125	134	135	137	139	140	147	148	151	152	154
102	113	115	118	120	122	130	132	133	135	136	143	144	146	147	149
104	110	112	115	117	119	126	128	130	131	133	138	139	142	142	144
106	107	110	112	114	116	123	125	126	127	129	134	135	137	138	140
108	105	107	109	111	113	120	121	123	124	125	130	131	133	134	136

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (c) 受壓構件的強度設計值 p_e (續)

6) 壓桿曲線 c ($\lambda \geq 110$) 中 p_e 值 (單位 N/mm ²)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm ²)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
110	102	104	106	108	110	116	118	119	120	122	126	127	129	130	132
112	100	102	104	106	107	113	115	116	117	118	123	124	125	126	128
114	98	100	101	103	105	10	112	113	114	115	119	120	122	123	124
116	95	97	99	101	102	108	109	110	111	112	116	117	118	119	120
118	93	95	97	98	100	105	106	107	108	109	113	114	115	116	117
120	91	93	94	96	97	102	103	104	105	106	110	110	112	112	113
122	89	90	92	93	95	99	100	101	102	103	107	107	109	109	110
124	87	88	90	91	92	97	98	99	100	10	104	104	106	106	107
126	85	86	88	89	90	94	95	96	97	98	101	102	103	103	104
128	83	84	86	87	88	92	93	94	95	95	98	99	100	100	101
130	81	82	84	85	86	90	91	91	92	93	96	96	97	98	99
135	77	78	79	80	81	84	85	86	87	87	90	90	91	92	92
140	72	74	75	76	76	79	80	81	81	82	84	85	85	86	87
145	69	70	71	71	72	75	76	76	77	77	79	80	80	81	81
150	65	66	67	68	68	71	71	72	72	73	75	75	76	76	76
155	62	63	63	64	65	67	67	68	68	69	70	71	71	72	72
160	59	59	60	61	61	63	64	64	65	65	66	67	67	67	68
165	56	56	57	58	58	60	60	61	61	61	63	63	64	64	64
170	53	54	54	55	55	57	57	58	58	58	60	60	60	60	61
175	51	51	52	52	53	54	54	55	55	55	56	57	57	57	58
180	48	49	49	50	50	51	52	52	52	53	54	54	54	54	55
185	46	46	47	47	48	49	49	50	50	50	51	51	52	52	52
190	44	44	45	45	45	47	47	47	47	48	49	49	49	49	49
195	42	42	43	43	43	45	45	45	45	45	46	46	47	47	47
200	40	41	41	41	42	43	43	43	43	43	44	44	45	45	45
210	37	37	38	38	38	39	39	39	40	40	40	40	41	41	41
220	34	34	35	35	35	36	36	36	36	36	37	37	37	37	38
230	31	32	32	32	32	33	33	33	33	34	34	34	34	34	35
240	29	29	30	30	30	30	31	31	31	31	31	31	32	32	32
250	27	27	27	28	28	28	28	28	29	29	29	29	29	29	29
260	25	25	26	26	26	26	26	26	27	27	27	27	27	27	27
270	23	24	24	24	24	24	25	25	25	25	25	25	25	25	25
280	22	22	22	22	22	23	23	23	23	23	23	24	24	24	24
290	21	21	21	21	21	21	21	22	22	22	22	22	22	22	22
300	19	19	20	20	20	20	20	20	20	20	21	21	21	21	21
310	18	18	18	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	20
320	17	17	17	17	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18	18
330	16	16	16	16	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17	17
340	15	15	15	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16	16
350	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (d) 受壓構件的強度設計值 p_c

7) 壓桿曲線 d ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
15	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	397	407	425	435	453
20	232	241	250	259	269	305	314	323	332	341	381	390	408	417	434
25	223	231	240	249	257	292	301	309	318	326	365	373	390	398	415
30	213	222	230	238	247	279	287	296	304	312	348	356	372	380	396
35	204	212	220	228	236	267	274	282	290	297	331	339	353	361	375
40	195	203	210	218	225	254	261	268	275	283	314	321	334	341	355
42	192	199	206	214	221	249	256	263	270	277	307	314	327	333	346
44	188	195	202	209	216	244	251	257	264	271	300	306	319	325	337
46	185	192	199	205	212	239	245	252	258	265	293	299	311	317	329
48	181	188	195	201	208	234	240	246	252	259	286	291	303	309	320
50	178	184	191	197	204	228	235	241	247	253	278	284	295	301	311
52	174	181	187	193	199	223	229	235	241	246	271	277	287	292	303
54	171	177	183	189	195	218	224	229	235	240	264	269	279	284	294
56	167	173	179	185	191	213	219	224	229	234	257	262	271	276	285
58	164	170	175	181	187	208	213	218	224	229	250	255	264	268	277
60	161	166	172	177	182	203	208	213	218	223	243	247	256	260	268
62	157	163	168	173	178	198	203	208	212	217	236	240	248	252	260
64	154	159	164	169	174	193	198	202	207	211	229	233	241	245	252
66	150	156	160	165	170	188	193	197	201	205	223	226	234	237	244
68	147	152	157	162	166	184	188	192	196	200	216	220	226	230	236
70	144	149	153	158	162	179	183	187	190	194	210	213	219	222	228
72	141	145	150	154	158	174	178	182	185	189	203	207	213	215	221
74	138	142	146	150	154	170	173	177	180	183	197	200	206	209	214
76	135	139	143	147	151	165	169	172	175	178	191	194	199	202	207
78	132	136	139	143	147	161	164	167	170	173	186	188	193	195	200
80	129	132	136	140	143	156	160	163	165	168	180	182	187	189	194
82	126	129	133	136	140	152	155	158	161	163	175	177	181	183	187
84	123	126	130	133	136	148	151	154	156	159	169	171	176	177	181
86	120	123	127	130	133	144	147	149	152	154	164	166	170	172	175
88	117	120	123	127	129	140	143	145	148	150	159	161	165	167	170
90	114	118	121	123	126	137	139	141	144	146	154	156	160	161	164
92	112	115	118	120	123	133	135	137	139	142	150	152	155	156	159
94	109	112	115	117	120	129	132	134	136	138	145	147	150	152	154
96	107	109	112	115	117	126	128	130	132	134	141	143	146	147	150
98	104	107	109	112	114	123	125	126	128	130	137	138	141	143	145
100	102	104	107	109	111	119	121	123	125	126	133	134	137	138	141
102	99	102	104	106	108	116	118	120	121	123	129	131	133	134	136
104	97	99	102	104	106	113	115	116	118	120	126	127	129	130	132
106	95	97	99	101	103	110	112	113	115	116	122	123	125	126	128
108	93	95	97	99	101	107	109	110	112	113	119	120	122	123	125

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (d) 受壓構件的強度設計值 p_e (續)

8) 壓桿曲線 d ($\lambda \geq 110$) 中 p_e 值 (單位 N/mm^2)															
λ	鋼材強度等級和強度設計值 p_r (N/mm^2)														
	S275					S355					S460				
	235	245	255	265	275	315	325	335	345	355	400	410	430	440	460
110	91	93	95	96	98	105	106	108	109	110	115	116	118	119	121
112	88	90	92	94	96	102	103	105	106	107	112	113	115	116	118
114	86	88	90	92	94	99	101	102	103	104	109	110	112	113	114
116	85	86	88	90	91	97	98	99	101	102	106	107	109	110	111
118	83	84	86	88	89	95	96	97	98	99	103	104	106	107	108
120	81	82	84	86	87	92	93	94	95	96	101	101	103	104	105
122	79	81	82	84	85	90	91	92	93	94	98	99	100	101	102
124	77	79	80	82	83	88	89	90	91	92	95	96	98	98	99
126	76	77	78	80	81	86	87	88	89	89	93	94	95	96	97
128	74	75	77	78	79	84	85	85	86	87	91	91	93	93	94
130	72	74	75	76	77	82	83	83	84	85	88	89	90	91	92
135	68	70	71	72	73	77	78	79	79	80	83	84	85	85	86
140	65	66	67	68	69	73	73	74	75	75	78	79	80	80	81
145	62	63	64	65	65	69	69	70	71	71	74	74	75	75	76
150	59	60	60	61	62	65	66	66	67	67	69	70	71	71	72
155	56	57	57	58	59	62	62	63	63	64	66	66	67	67	68
160	53	54	55	55	56	58	59	59	60	60	62	62	63	63	64
165	50	51	52	53	53	55	56	56	57	57	59	59	60	60	61
170	48	49	49	50	51	53	53	54	54	54	56	56	57	57	57
175	46	47	47	48	48	50	51	51	51	52	53	53	54	54	55
180	44	45	45	46	46	48	48	49	49	49	50	51	51	51	52
185	42	43	43	44	44	46	46	46	47	47	48	48	49	49	49
190	40	41	41	42	42	44	44	44	44	45	46	46	46	47	47
195	38	39	39	40	40	42	42	42	42	43	44	44	44	45	45
200	37	37	38	38	39	40	40	40	41	41	42	42	42	43	43
210	34	34	35	35	35	37	37	37	37	37	38	38	39	39	39
220	31	32	32	32	33	34	34	34	34	34	35	35	36	36	36
230	29	29	30	30	30	31	31	31	32	32	32	33	33	33	33
240	27	27	28	28	28	29	29	29	29	29	30	30	30	30	31
250	25	25	26	26	26	27	27	27	27	27	28	28	28	28	28
260	24	24	24	24	24	25	25	25	25	25	26	26	26	26	26
270	22	22	22	23	23	23	23	23	24	24	24	24	24	24	25
280	21	21	21	21	21	22	22	22	22	22	23	23	23	23	23
290	19	20	20	20	20	20	21	21	21	21	21	21	21	21	21
300	18	18	19	19	19	19	19	19	19	20	20	20	20	20	20
310	17	17	17	18	18	18	18	18	18	18	19	19	19	19	19
320	16	16	16	17	17	17	17	17	17	17	18	18	18	18	18
330	15	15	16	16	16	16	16	16	16	16	17	17	17	17	17
340	15	15	15	15	15	15	15	15	15	15	16	16	16	16	16
350	14	14	14	14	14	14	14	15	15	15	15	15	15	15	15

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (e) 受壓構件的強度設計值 p_c

壓桿曲線 a ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)					壓桿曲線 a ($\lambda \geq 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)				
λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm^2)				λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm^2)			
	Q235	Q345	Q390	Q420		Q235	Q345	Q390	Q420
	215	310	350	380		215	310	350	380
15	215	310	350	379	110	125	141	144	147
20	214	307	346	375	112	122	136	140	142
25	212	304	342	371	114	119	132	136	138
30	210	300	338	366	116	116	128	132	133
35	207	296	333	361	118	113	125	128	129
40	204	291	328	354	120	110	121	124	125
42	203	289	325	352	122	107	118	120	122
44	202	287	323	349	124	105	114	117	118
46	201	285	320	345	126	102	111	113	115
48	200	283	317	342	128	100	108	110	111
50	198	280	314	338	130	97	105	107	108
52	197	278	310	334	135	91	98	100	101
54	196	275	307	330	140	86	92	93	94
56	194	272	303	325	145	81	86	87	88
58	193	269	299	320	150	76	81	82	83
60	191	265	294	314	155	72	76	77	78
62	189	262	289	309	160	68	72	73	73
64	187	258	284	302	165	64	68	68	69
66	186	254	279	296	170	61	64	65	65
68	184	249	273	289	175	58	60	61	61
70	182	245	267	281	180	55	57	58	58
72	179	240	260	274	185	52	54	55	55
74	177	235	254	266	190	50	52	52	52
76	175	229	247	258	195	47	49	50	50
78	172	224	240	250	200	45	47	47	47
80	170	218	233	242	210	41	43	43	43
82	167	213	226	235	220	38	39	39	39
84	164	207	219	227	230	35	36	36	36
86	162	202	213	219	240	32	33	33	33
88	159	196	206	212	250	29	30	30	31
90	156	190	199	205	260	27	28	28	28
92	153	185	193	198	270	25	26	26	26
94	150	179	187	191	280	24	24	24	24
96	146	174	181	185	290	22	23	23	23
98	143	169	175	179	300	21	21	21	21
100	140	164	169	173	310	19	20	20	20
102	137	159	164	167	320	18	18	19	19
104	134	154	159	162	330	17	17	17	17
106	131	149	154	156	340	16	16	16	16
108	128	145	149	151	350	15	15	15	16

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (f) 受壓構件的強度設計值 p_c

壓桿曲線 b ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm ²)					壓桿曲線 b ($\lambda \geq 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm ²)				
λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)				λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)			
	Q235	Q345	Q390	Q420		Q235	Q345	Q390	Q420
	215	310	350	380		215	310	350	380
15	215	310	350	379	110	110	128	133	136
20	214	305	343	372	112	108	124	129	132
25	210	299	337	365	114	105	121	125	128
30	206	293	329	357	116	103	118	121	124
35	202	287	322	348	118	100	114	118	120
40	198	279	313	338	120	98	111	115	117
42	196	276	310	334	122	96	108	112	114
44	194	273	306	330	124	94	105	108	110
46	192	270	302	325	126	91	103	105	107
48	190	267	298	320	128	89	100	103	104
50	188	263	293	315	130	87	97	100	101
52	186	260	289	310	135	82	91	93	95
54	184	256	284	304	140	78	86	88	89
56	182	252	279	299	145	74	80	82	83
58	180	248	274	293	150	70	76	77	78
60	177	243	269	286	155	66	71	73	74
62	175	239	263	280	160	62	67	69	69
64	173	234	257	273	165	59	64	65	66
66	170	230	252	267	170	56	60	61	62
68	168	225	246	260	175	53	57	58	59
70	165	220	240	253	180	51	54	55	56
72	163	215	233	246	185	49	52	52	53
74	160	210	227	239	190	46	49	50	50
76	157	205	221	232	195	44	47	47	48
78	155	200	215	225	200	42	45	45	46
80	152	195	209	218	210	39	41	41	41
82	149	190	203	211	220	35	37	38	38
84	146	185	197	205	230	33	34	35	35
86	144	180	191	198	240	30	31	32	32
88	141	175	185	192	250	28	29	29	30
90	138	170	180	186	260	26	27	27	27
92	135	165	174	180	270	24	25	25	25
94	132	161	169	174	280	22	23	24	24
96	129	156	164	169	290	21	22	22	22
98	127	152	159	163	300	20	20	21	21
100	124	148	154	158	310	18	19	19	19
102	121	143	150	153	320	17	18	18	18
104	118	139	145	149	330	16	17	17	17
106	116	135	141	144	340	15	16	16	16
108	113	132	137	140	350	15	15	15	15

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (g) 受壓構件的強度設計值 p_c

壓桿曲線 c ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)					壓桿曲線 c ($\lambda \geq 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm^2)				
λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm^2)				λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm^2)			
	Q235	Q345	Q390	Q420		Q235	Q345	Q390	Q420
	215	310	350	380		215	310	350	380
15	215	310	350	379	110	97	115	121	124
20	214	303	340	368	112	95	112	117	120
25	208	294	330	357	114	93	109	114	117
30	202	285	319	345	116	91	106	111	114
35	195	275	308	333	118	89	104	108	111
40	189	265	297	320	120	87	101	105	108
42	187	261	292	314	122	85	98	102	105
44	184	257	287	309	124	83	96	100	102
46	182	253	282	303	126	81	93	97	99
48	179	249	277	297	128	79	91	94	97
50	176	244	271	291	130	78	89	92	94
52	174	240	266	285	135	73	84	86	88
54	171	235	260	278	140	70	79	81	83
56	168	231	255	272	145	66	74	76	78
58	166	226	249	266	150	63	70	72	73
60	163	221	243	259	155	59	66	68	69
62	160	216	238	252	160	56	63	64	65
64	158	212	232	246	165	54	59	61	62
66	155	207	226	239	170	51	56	58	59
68	152	202	220	233	175	49	53	55	55
70	149	197	214	226	180	47	51	52	53
72	146	192	209	220	185	44	48	49	50
74	144	188	203	213	190	42	46	47	48
76	141	183	197	207	195	41	44	45	45
78	138	178	192	201	200	39	42	43	43
80	135	174	186	195	210	36	38	39	40
82	132	169	181	189	220	33	35	36	36
84	130	164	176	183	230	30	32	33	33
86	127	160	171	178	240	28	30	30	31
88	124	156	166	173	250	26	28	28	28
90	122	152	161	167	260	24	26	26	26
92	119	147	156	162	270	23	24	24	25
94	116	143	152	157	280	21	22	23	23
96	114	140	148	153	290	20	21	21	21
98	111	136	143	148	300	19	20	20	20
100	109	132	139	144	310	17	18	19	19
102	106	129	135	139	320	16	17	17	18
104	104	125	131	135	330	16	16	16	17
106	102	122	128	131	340	15	15	16	16
108	99	118	124	128	350	14	14	15	15

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

表 8.8 (h) 受壓構件的強度設計值 p_c

壓桿曲線 d ($\lambda < 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm ²)					壓桿曲線 d ($\lambda \geq 110$) 中 p_c 值 (單位 N/mm ²)				
λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)				λ	鋼材強度等級和強度設計值 (N/mm ²)			
	Q235	Q345	Q390	Q420		Q235	Q345	Q390	Q420
	215	310	350	380		215	310	350	380
15	223	313	350	378	110	86	103	109	113
20	213	300	336	363	112	84	101	106	110
25	205	287	321	347	114	82	98	103	107
30	196	275	307	331	116	80	96	101	104
35	188	262	293	316	118	78	93	98	101
40	180	250	278	300	120	77	91	95	98
42	177	245	273	293	122	75	89	93	96
44	173	240	267	286	124	73	87	91	93
46	170	235	261	280	126	72	85	88	91
48	167	230	255	273	128	70	83	86	89
50	164	225	249	267	130	69	81	84	86
52	161	220	243	260	135	65	76	79	81
54	158	215	237	253	140	62	72	75	76
56	155	210	231	247	145	59	68	70	72
58	152	205	226	240	150	56	64	66	68
60	149	200	220	234	155	53	61	63	64
62	146	195	214	227	160	51	58	60	61
64	143	190	208	221	165	48	55	56	58
66	140	186	203	215	170	46	52	54	53
68	137	181	197	209	175	44	49	51	52
70	134	176	192	203	180	42	47	49	49
72	131	172	186	197	185	40	45	46	47
74	128	167	181	191	190	39	43	44	45
76	125	163	176	185	195	37	41	42	43
78	123	159	171	180	200	35	39	40	41
80	120	154	166	174	210	33	36	37	37
82	117	150	162	169	220	30	33	34	34
84	115	146	157	164	230	28	30	31	32
86	112	142	153	159	240	26	28	29	29
88	110	139	148	155	250	24	26	27	27
90	107	135	144	150	260	23	24	25	25
92	105	131	140	146	270	21	23	23	23
94	103	128	136	142	280	20	21	22	22
96	100	124	132	138	290	19	20	20	20
98	98	121	129	134	300	17	19	19	19
100	96	118	125	130	310	16	18	18	18
102	94	115	122	126	320	15	16	17	17
104	92	112	118	123	330	15	16	16	16
106	90	109	115	119	340	14	15	15	15
108	88	106	112	116	350	13	14	14	14

註：其他強度等級鋼材，參照附錄 8.4。

8.7.7 偏心節點

應採用 8.9 節內的組合荷載公式明確地考慮偏心節點的效應，但對於角鋼、槽鋼和 T 形鋼也可以根據 8.7.9 條進行設計。

8.7.8 簡單結構

6.1 節中簡單結構的設計無需考慮各種組合荷載。對柱設計時假定所有樑滿載並簡支於柱上。

柱上由簡支樑引起的標稱彎矩可根據以下步驟進行計算：

- 樑置於頂板上，反力應取為作用在柱頂側面，或者指向所採用墊板的樑中心的頂板的邊緣；
- 屋面桁架置於柱頂板上時，若反力中心是在柱的中心，可以忽略偏心距；
- 樑置於鋼柱的側面，反力位置應取下列較大值：離柱側面 100mm 或者作用在剛性支承區域的中心；
- 對於以上未涉及的其他情況應考慮實際的偏心距。

在柱剛性連接的多層房屋中，任意高度上的淨彎矩應根據柱的剛度或其比值 $1/L$ 沿構件進行分配。

柱的所有等效彎矩系數應當取為 1。應利用 8.9 節對柱進行組合荷載驗算，其中計算長度應根據 6.6.3 條確定，側面扭轉壓曲的計算細長比取為：

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5L}{r_y} \quad (8.75)$$

式中：

L 側向支承間柱的長度或者層高；

r_y 繞次軸的回轉半徑。

8.7.9 三角形結構和桁架中構件的計算長度

角鋼、槽鋼和 T 形鋼通常是偏心連接的，並通過採用焊縫或一顆、兩顆或多顆螺栓加以連接因此具有不同的節點剛度。可以採用表 8.7 中的壓曲曲線“c”，同時其計算長度應根據以下方法或合理的分析方法（如二階分析方法）謹慎確定。採用下列公式基於假定構件的兩末端設置了有效約束而無法移動。

對於平面外壓曲的弦桿構件，計算長度 L_E 可取為側向約束間的距離，除非通過壓曲或二階分析能夠證明可採用其他更合理的值。對於弦桿構件和平面外壓曲的腹板構件，計算長度 L_E 應取構件長度，除非通過壓曲或二階分析能夠證明可採用更小的值。

對於腹板構件應考慮繞主軸和平行於肢體的軸線壓曲。對於採用兩顆或多顆螺栓連接的角鋼應假定計算長度取構件長度和下列值中的較大值：

繞 v-v 弱軸壓曲： $\lambda = 0.35 + 0.7 \lambda_v / (93.9 \varepsilon)$

繞 x-x 軸壓曲： $\lambda = 0.5 + 0.7 \lambda_x / (93.9 \varepsilon)$ (8.76)

繞 y-y 軸壓曲： $\lambda = 0.5 + 0.7 \lambda_y / (93.9 \varepsilon)$

式中： $\varepsilon = \sqrt{\frac{275}{p_y}}$ ， λ 為計算細長比， λ_y ， λ_x 和 λ_v 分別是繞 v 次軸和平行於兩

肢的 x 軸和 y 軸的細長比。

單螺栓節點應取雙螺栓節點軸向抗壓抗力的 80%。

對於短構件應採用解析方法考慮荷載偏心的效應。換句話說，對這些截面壓曲強度可採用 8.9 節中計算其他柱的軸向力和彎矩組合方程式，或者用帶有偏心節點和構件缺陷的二階分析方法，例如使用等效構件缺陷就相等於表 8.7 中所列的等同壓曲強度曲線“c”。

用作桁架構件的空心鋼管可通過焊縫或螺栓進行連接。除非通過壓曲或二階分析證明可取更合理的值，否則平面內計算長度可取連接節點間的距離。平面外壓曲承載力因考慮了空心鋼管截面的扭轉剛度而大大提高。可在二階或高等分析中考慮這些效應。應採用表 8.7 中對應的熱軋空心鋼管截面壓曲曲線“a”或冷成形空心鋼管截面壓曲曲線“c”驗算壓曲強度。

8.8 軸向力和彎矩組合作用下的受拉構件

雙向彎矩作用下受拉構件的截面承載力應根據下列方程式進行驗算：

$$\frac{F_t}{P_t} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (8.77)$$

式中：

- F_t 關鍵部位的軸向拉力設計值；
- M_{cx} 8.2.2 條中繞主軸的抗彎承載力；
- M_{cy} 8.2.2 條中繞次軸的抗彎承載力；
- M_x 關鍵部位處繞主軸的彎矩設計值；
- M_y 關鍵部位處繞次軸的彎矩設計值；
- P_t 8.6.1 條所給的抗拉承載力。

此外，就構件屬於第 1 類塑性或第 2 類厚實截面，且又是對稱工字形截面或矩形空心截面，一個更精確的驗算可參考其他特定文獻的方程式或基於以下假設的截面強度分析。如腹板面積不足以抵抗軸向壓力時，腹板及部份翼緣面積會被分配抵抗軸向壓力的設計值，而餘下的翼緣面積作為抵抗彎矩。作用是構件在軸向壓力時折減彎矩承載力。這分析已滿足方程式 8.77，其第一項（軸向壓力）在分析中不用理會，因為已包含在彎矩承載力中。不對稱或單軸對稱的截面繞於主軸的最大彎矩應力不一定在同一位置出現。整體截面的最大應力可以由軸向壓力和個別的彎矩在其相對的截面模量下所產生的應力計算。

受拉構件應驗算僅考慮設計彎矩作用下的彎扭壓曲。

8.9 軸向力和彎矩組合作用下的受壓構件

受壓構件應驗算下述截面承載力和構件的壓曲抗力。

8.9.1 截面承載力

除了第 4 類窄長截面之外可採用下式驗算截面承載力。

$$\frac{F_c}{A_g p_y} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (8.78)$$

式中： M_x 和 M_y 為繞 x 軸和 y 軸的彎矩設計值。 M_{cx} 和 M_{cy} 為繞 x 軸和 y 軸的彎矩承載力。

對於第 4 類窄長截面應採用有效面積 A_{eff} 代替總截面面積。

8.9.2 構件的壓曲抗力

對於第 4 類窄長截面，在下列公式中應採用等效截面模量 $Z_{x, eff}$ 和 $Z_{y, eff}$ 代替彈性截面模量 Z_x 和 Z_y 。當採用 6.8.3 條中考慮初始缺陷和樑壓曲的 $P-\Delta-\delta$ 分析方法時，不需要驗算本條中的構件壓曲抗力。

6.3 節中定義的側移框架中構件的抗力可以通過下式驗算：

$$\frac{F_c}{P_c} + \frac{m_x \bar{M}_x}{M_{cx}} + \frac{m_y \bar{M}_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (8.79)$$

$$\frac{F_c}{\bar{P}_c} + \frac{m_x M_x}{M_{cx}} + \frac{m_y M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (8.80)$$

$$\frac{F_c}{P_{cy}} + \frac{m_{LT} M_{LT}}{M_b} + \frac{m_y \bar{M}_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (8.81)$$

式中：

F_c 關鍵部位軸向壓力設計值；

M_b 8.3.5.2 段中抗壓曲彎矩；

M_x 考慮 $P-\Delta-\delta$ 效應繞 x 主軸的最大彎矩設計值（如下）；

M_y 考慮 $P-\Delta-\delta$ 效應繞 y 主軸的最大彎矩設計值（如下）；

$\bar{M}_x$ 繞 x 主軸的最大一階線性彎矩設計值；

$\bar{M}_y$ 繞 y 次軸的最大一階線性彎矩設計值；

M_{LT} 控制 M_b 而考慮 $P-\Delta-\delta$ 效應繞 x 主軸的最大彎矩設計值；

$\bar{P}_c$ 非側移時柱繞 x 軸和 y 軸的承載力的較小值，採用二階分析方法或計算長度取為構件長度來確定；

二階 $P-\Delta-\delta$ 分析本身已經考慮彎矩增大的效應。同時 λ_{cr} 可根據彈性壓曲分析或公式 6.1 確定，並採用下列放大系數乘以最大彎矩：

$$\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_{cr}-1} = (\text{取較大值}) \frac{1}{1 - \frac{F_v \delta_N}{F_N h}} \text{ 和 } \frac{1}{1 - \frac{F_c L_E^2}{\pi^2 EI}} \quad (8.82)$$

M_{cx} 繞主軸 x 軸的彈性彎承载力 $p_y Z_x$ ；

M_{cy} 繞次軸 y 軸的彈性彎承载力 $p_y Z_y$ ；

m_x 表 8.9 中繞主軸彎曲壓曲的等效均布彎矩系數；

m_y 表 8.9 中繞次軸彎曲壓曲的等效均布彎矩系數；

m_{LT} 側彎壓曲的等效彎矩系數（參見表 8.4）；

P_{cx} 由 8.7.5 條得到的有側移模式下繞 x 軸的壓抗力；

P_{cy} 由 8.7.5 條得到的有側移模式下繞 y 軸的壓抗力；

P_c P_{cx} 和 P_{cy} 的較小值。

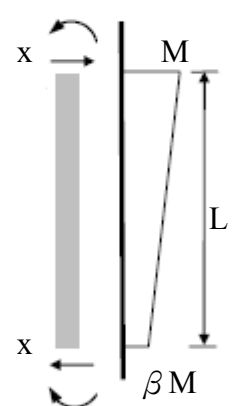
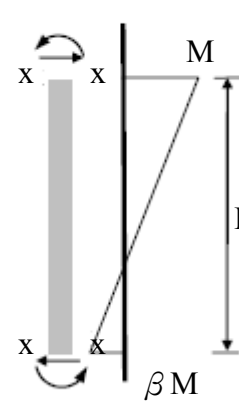
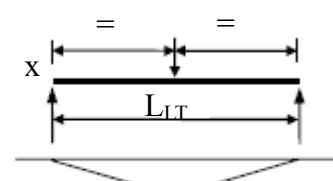
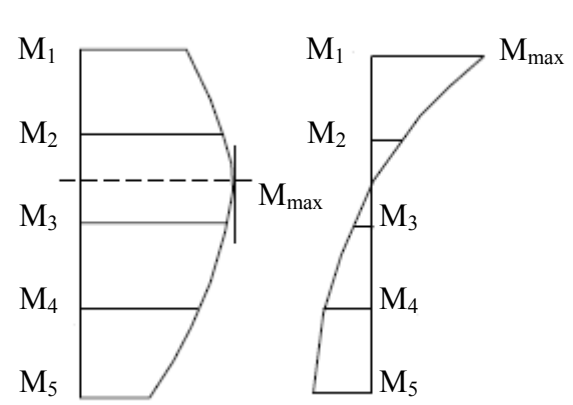
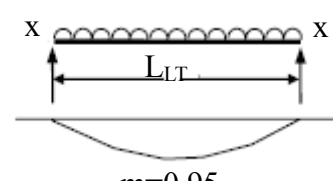
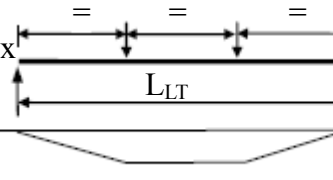
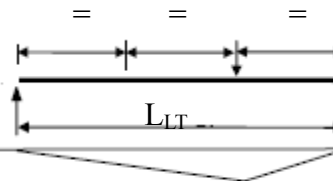
對於 6.3 節中定義的無側移框架，無側移軸向抗力可以用於計算 P_{cx} 和 P_{cy} ，利用等式 8.80 和 8.81 進行驗算是足夠的。對於無側移框架應採用下列考慮 $P-\delta$ 的效應放大系數：

$$\frac{1}{1 - \frac{F_c L_E^2}{\pi^2 EI}} \quad (8.83)$$

有側移和大側移框架中連接構件的設計應考慮 $P-\Delta$ 效應。

當採用 $P-\Delta-\delta$ 二階分析時，分析中已經考慮了彎矩增量，無需進行彎矩放大。

表 8.9 彎曲壓曲的等效彎矩系數

僅受末端彎矩作用的構件區段		β	m
β 為正  X - 側向約束	β 為負 	1.0	1.00
		0.9	0.96
		0.8	0.92
		0.7	0.88
		0.6	0.84
		0.5	0.80
		0.4	0.76
		0.3	0.72
		0.2	0.74
		0.1	0.68
		0.0	0.64
		-0.1	0.60
		-0.2	0.56
		-0.3	0.54
		-0.4	0.52
		-0.5	0.50
		-0.6	0.48
		-0.7	0.46
		-0.8	0.44
		-0.9	0.42
		-1.0	0.40
跨間側向約束間的構件區段			
特殊情況	一般情況		
 $m=0.90$	 $m = 0.2 + \frac{0.1M_2 + 0.6M_3 + 0.1M_4}{M_{\max}}, \text{ 但 } m \geq \frac{0.8M_{24}}{M_{\max}}$ M_2 和 M_4 為四分之一跨處彎矩值, M_3 為跨中彎矩值。 假如 M_2、M_3 和 M_4 全部位於軸線的同側, 則全部取為正值; 如果位於軸線的兩側, 則 m 值較大的那邊取為正值邊。 $M_{\max}$ 和 M_{24} 總取為正值。 $M_{\max}$ 為構件區段中的最大彎矩, M_{24} 為構件區段中間 1/2 區段內的最大彎矩。		
 $m=0.95$			
 $m=0.95$			
 $m=0.80$			

8.10 受壓構件的扭轉和彎扭壓曲

厚度與長度比值較小的單角鋼、雙角鋼、T 形鋼和十字形受壓構件可能會發生扭轉或彎扭壓曲。驗算應考慮繞主軸扭轉壓曲模態和彎扭壓曲模態的相互影響。應根據 11.5.4 條進行設計與驗算。

8.11 門式框架

8.11.1 概要

在設計帶有剛性抗彎節點的單層框架時可以用彈性或塑性分析，參見 6.5 節、6.6 節、6.7 節和 6.8 節。應考慮所有的荷載組合。若荷載作用僅包括重力，應施加名義水平力以驗算平面內穩定性。應設置適當的抗側移和扭轉約束以確保所有荷載作用下所有框架構件平面外的穩定性。

8.11.2 彈性設計

在門式框架的彈性分析中，應依據 8.8 節和 8.9 節設計構件。應考慮關於主軸的扭轉壓曲和彎扭壓曲的相互作用來驗算平面外穩定性，參見 8.9 節。

對於無側移框架和獨立支撐框架，應採用 8.9 節方法驗算平面內構件壓曲承載力。

對於未考慮 $P-\Delta$ 效應的整體彈性分析，驗算構件抵抗力時極限荷載設計值應乘以 8.11.4 條中要求的荷載系數 λ_r 。

8.11.3 塑性設計

當設計主要考慮靜載作用而非疲勞荷載作用時，可以使用塑性分析。應採用第 1 類塑性材料以確保塑性鉸的形成和彎矩的重新分佈。

由極限設計荷載進行的一階整體分析得到的塑性荷載系數應滿足：

$$\lambda_p \geq \lambda_r \quad (8.84)$$

採用極限荷載設計值乘以 λ_r 來驗算構件抵抗力。

8.11.4 平面內穩定性

8.11.4.1 概要

確定門式框架的構件尺寸時，應驗算門式框架在每一種荷載組合下平面內的穩定性。除了帶繫桿的門式框架，應使用以下方法之一：

- 8.11.4.2 段中所述側移驗算方法加上躍越壓曲穩定性驗算。
- 8.11.4.3 段中所述放大彎矩法。
- 8.11.4.4 段所述二階分析法。

應根據 8.11.4.5 段的建議對帶繫桿的門式框架進行驗算。

8.11.4.2 側移驗算方法加上躍越壓曲穩定性

8.11.4.2.1 概要

對於滿足以下條件的無繫桿門式框架，可以採用簡化的側移驗算方法：

- 跨長 L 不超過柱子平均高度 h 的五倍；
- 柱頂到屋脊頂點的高度 h_r 不超過跨度 L 的 0.25 倍；
- 如果門式框架為不對稱結構，則 h_r 應滿足標準：
$$\left[\frac{h_r}{s_a} \right]^2 + \left[\frac{h_r}{s_b} \right]^2 \leq 5,$$

式中 s_a 和 s_b 為圖 8.5 所示的屋脊頂點到柱的水平距離。

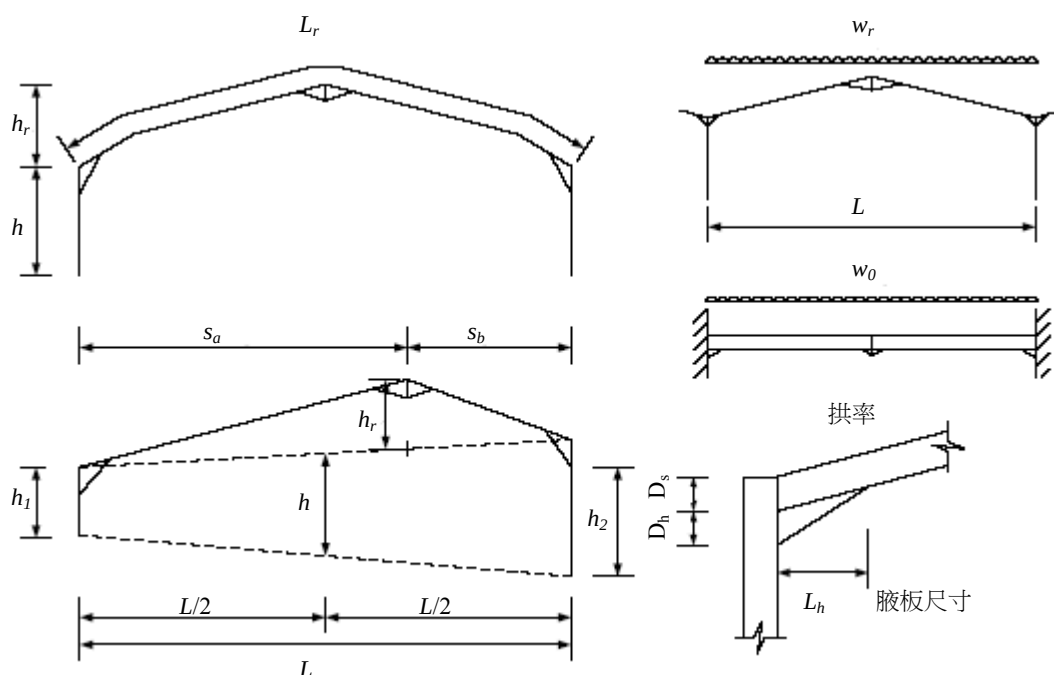


圖 8.5 門式框架的幾何示意圖

當滿足這些幾何限制條件時，可以使用一階彈性分析，來確定在框架柱頂作用名義水平力時柱頂在同方向上的側移。名義水平力應根據 2.5.8 條進行計算。如果豎向荷載大部份作用在低於柱頂標高處，則對應的名義水平力也應施加在豎向荷載作用的標高處。

8.11.4.2.2 重力荷載

重力荷載包括 4.3 節中的荷載組合 1 以及 13.7.3 條中表 13.3 裏的有豎向吊機荷載作用的荷載組合 1。在計算名義水平側移時，可以忽略屋面覆蓋層、屋面支撐和屋面板等引起的所有加勁效應。如果計算的側移 δ_i 小於 $h_i/1000$ ，那麼所採用的塑性破壞荷載系數可取為 1.0。

如果沒有天溝樑、吊機樑或大於樑條荷載的巨大集中荷載，以及撓度難以確

定的地方，可採用一個簡化公式驗算穩定性：

$$\frac{L_b}{D} \leq \frac{44L}{\Omega h} \left[\frac{\rho}{4 + \rho L_r / L} \right] \left[\frac{275}{P_{yr}} \right] \quad (8.85)$$

式中：

$$L_b = L - \left[\frac{2D_h}{D_s + D_h} \right] L_h \quad (8.86)$$

$$\rho = \left[\frac{2I_c}{I_r} \right] \left[\frac{L}{h} \right] \quad \text{單跨框架} \quad (8.87)$$

$$\rho = \left[\frac{I_c}{I_r} \right] \left[\frac{L}{h} \right] \quad \text{多跨框架} \quad (8.88)$$

Ω 為拱率，由下式給予：

$$\Omega = W_r / W_o \quad (8.89)$$

D 鋼樑橫截面深度；

D_h 樑腋所增加的深度，參見圖 8.5；

D_s 考慮斜坡的鋼樑的深度，參見圖 8.5；

h 柱子平均高度；

I_c 柱子平面內慣性矩（假如柱與樑不是剛性連接或者鋼樑支承在天溝樑上，取為 0）；

I_r 鋼樑平面內慣性矩；

L 開間的跨度；

L_b 開間的計算跨度；

L_h 樑腋的長度；

L_r 橡子展開總長度，見圖 8.5；

P_{yr} 橡子的強度設計值， N/mm^2 ；

W_o 橡子作跨度為 L 的兩端固支樑發生塑性破壞時 W 的值；

W_r 橡子上總豎向設計荷載；

如果開間內兩根柱子或兩根鋼樑不同，應採用 I_c / I_r 的平均值。

如果開間兩邊的樑腋不同，應採用 L_b 的平均值。

8. 11. 4. 2. 3 水平荷載

在根據 4. 3 節中的荷載組合 2 和荷載組合 3（存在風載和其他較大的名義水平荷載）計算名義側移 δ_i 時，應考慮屋面覆蓋層、屋面平面支撐和屋面板等引起的加勁效應。

如果框架在重力荷載作用下穩定，例如重力荷載滿足規定 $h/1000$ 或公式（6. 6. 2 條中的公式 6. 9），可以採用以下簡單的準則來確定包含水平荷載的荷載條件下 λ_r 的值。

$$\lambda_r = \frac{\lambda_{sc}}{(\lambda_{sc} - 1)} \quad (8. 90)$$

式中， λ_{sc} 為 6. 3. 2. 2 段中根據公式 6. 1 確定的各柱子中的最小值。

如果 $\lambda_{sc} < 5$ ，應採用二階分析方法。

如果沒有天溝樑、吊機樑或大於檁條荷載的巨大集中荷載，以及撓度難以確定的地方，可以採用下列簡化公式驗算穩定性：

$$\frac{L_b}{D} \leq \frac{220DL}{\Omega h L_b} \left(\frac{\rho}{4 + \rho L_r / L} \right) \left(\frac{25}{p_{yr}} \right) \quad (8. 91)$$

如果風載作用下所有樑和柱的軸向力為拉力，則荷載系數 λ_r 應取 1. 0。

8. 11. 4. 2. 4 躍越壓曲穩定性

對於多跨框架的內部開間，應考慮躍越壓曲穩定性，採用下述公式驗算：

$$\frac{L_b}{D} \leq \frac{22(4 + L/h)}{4(\Omega - 1)} \left(1 + \frac{I_c}{I_r} \right) \left(\frac{275}{p_{yr}} \right) \tan 2\theta \quad (8. 92)$$

式中 θ 為對稱框架中椽子的坡度， $\tan^{-1}(2h_r / L)$ 為不對稱框架中椽子的坡度。

8. 11. 4. 3 放大彎矩法

當不能滿足 6. 4. 2 條中的進行側移驗算方法所需幾何條件限制時，可以採用放大彎矩法。應當使用完全彈性分析而不是用 6. 3. 2. 2 段中的近似公式（6. 1）來計算彈性極限荷載系數。若能夠計算出相關荷載工況的 λ_{cr} ，且 $\lambda_{cr} \geq 5$ ，則荷載系數可按下述求得：

當 $\lambda_{cr} \geq 10$ 時， λ_r 可取 1. 0；

當 $10 > \lambda_{cr} \geq 5$ 時， λ_r 可採用下式計算：

$$\lambda_r = \frac{0.9\lambda_{cr}}{(\lambda_{cr} - 1)} \quad (8. 93)$$

若 $\lambda_{cr} < 5$ ，不能採用放大彎矩法，此時門式框架太柔，通常採用二階分析方法求最小彈性極限荷載系數。

8.11.4.4 二階分析

當上述方法均不合適時，應進行完全二階彈性或者彈塑性分析。此時，荷載系數應取為1.0。

8.11.4.5 帶繫桿的門式框架

必須謹慎處理帶繫桿的門式框架，以確保在該設計方法中窄長鋼樑的穩定性。應當進行完全二階彈性或彈塑性分析。帶繫桿的門式框架通常設有椽子，椽子軸向力的增量與椽子的實際傾斜角度成反比。除此以外，變形後椽子的彎曲將加大頂點的下降。通常在分析過程中不採用椽子的初始幾何尺寸，應考慮這種非線性。

8.11.5 平面外穩定性

8.11.5.1 概要

應有效確保框架平面外無側移，以確保框架的平面外穩定性。即應採用支撐或剛性很大的框架（後者較少採用）。應設置足夠的側向和扭曲約束以確保在各種荷載情況下所有框架構件的平面外穩定性。

8.11.5.2 扭轉約束

扭轉約束是防止截面扭曲。最有效的方法是在截面兩翼緣提供側向約束。圖8.6所示為採用隅撐提供扭轉約束。

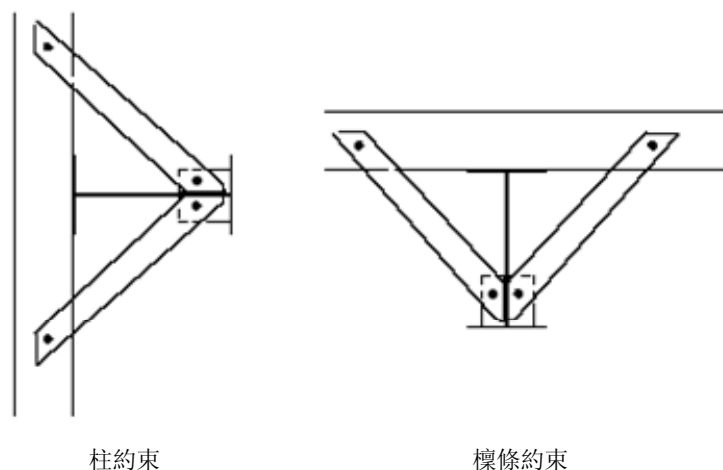


圖 8.6 使用柱和椽隅撐的例子

在門式框架椽子的反彎點處，如果檁條及連接能夠為椽子的上翼緣提供扭轉約束，則可以假設在樑下翼緣帶有一虛擬側向約束從而約束其扭轉。

如果滿足下列條件，可假設上翼緣存在扭轉約束：

- 椽子為工字鋼， $D/B \geq 1.2$ ，式中 D 為樑深度， B 為翼緣寬度。

- b) 橡子腋板 D_h 不大於 $2D$ 。
- c) 在每個橡條與橡子連接處單位長度橡條上至少有2顆螺栓。
- d) 橡條截面高度不小於橡子截面深度 D 的0.25倍。

在其他約束條件下，不應當假設下翼緣側向約束作用位於反彎點處，除非實際的側向約束就作用在該點。

8.11.5.3 扭轉約束的位置

8.11.5.3.1 概要

應根據下述要求設置扭轉約束：

- (1) 在兩翼緣上所有塑性鉸位置應提供扭轉約束。如果設置在塑性鉸處不太實際，則約束應設置在離塑性鉸位置 $\frac{1}{2}D$ 範圍內。
- (2) 可以用以下2種方法計算塑性鉸和相鄰扭轉約束（同時約束上下翼緣）間的距離
 - a) 保守方法，該方法不考慮塑性鉸和相鄰約束彎矩圖的形狀。
 - b) 近似方法，該方法考慮塑性鉸和相鄰約束彎矩圖的形狀。

上下翼緣的側向約束和（或）下翼緣的虛擬約束（見圖8.6）應延伸到或超過反彎點。

8.11.5.3.2 保守方法

塑性鉸和相鄰抗扭約束的距離 L_m 不應超過根據下式確定的 L_u ：

$$L_u = \frac{38r_y}{\left[\frac{f_c}{130} + \left(\frac{x}{36} \right)^2 \left(\frac{p_y}{275} \right)^2 \right]^{1/2}} \quad (8.94)$$

式中：

- f_c 軸向力產生的壓應力（單位 N/mm^2 ）；
- p_y 強度設計值（單位 N/mm^2 ）；
- r_y 繞次軸的回轉半徑；
- x 扭轉指數，參見附錄8.2。

如果構件翼緣不相等，則繞次軸的回轉半徑 r_y 應取受壓翼緣的較小值。

8.11.5.3.3 考慮彎矩圖斜率的近似方法

對於等截面，等翼緣且 $D/B \geq 1.2$ ，並且 f_c 不超過 $80N/mm^2$ 的工字鋼構件：

$$L_m = \phi L_u \quad (8.95)$$

式中 L_u 根據8.11.5.3.2段中公式8.94給予， ϕ 按以下規定取值：

$$1 \geq \beta \geq \beta_u : \phi = 1 \quad (8.96)$$

$$\beta_u > \beta > 0: \phi = 1 - (1 - KK_0)(\beta_u - \beta) / \beta_u \quad (8.97)$$

$$0 \geq \beta > -0.75: \phi = K(K_0 - 4(1 - K_0)\beta / 3) \quad (8.98)$$

$$\beta \leq -0.75: \phi = K \quad (8.99)$$

式中 β 為末端彎矩比，

對於強度設計值在200到300MPa之間的鋼材，

$$\beta_u = 0.44 + \frac{x}{270} - \frac{f_c}{200} \quad (8.100)$$

對於強度設計值大於300MPa且小於460MPa的鋼材，

$$\beta_u = 0.47 + \frac{x}{270} - \frac{f_c}{250} \quad (8.101)$$

對於其他強度等級的鋼材，應使用 $P-\Delta-\delta$ 和高等分析方法。

系數 K_0 和 K 計算如下：

$$K_0 = (180 + x) / 300 \quad (8.102)$$

$$20 \leq x \leq 30, K = 2.3 + 0.03x - xf_c / 3000 \quad (8.103)$$

$$30 \leq x \leq 50, K = 0.8 + 0.08x - (x - 10)f_c / 2000 \quad (8.104)$$

8.11.5.3.4 單個翼緣受約束的構件區段

當扭轉約束間單個翼緣板受到約束時（例如，上下翼緣板的約束），如果滿足以下條件，可以增加扭轉約束間的距離。

- 鄰近塑性鉸處，跨間側向約束的間距不應超過8.11.5.3.3段中給予的 L_m 。
- 如果跨間側向約束設在受壓翼緣上，則扭轉約束間的距離是足夠的。應根據8.9節或8.11.5.3.3段中的 L_m 來驗算構件的壓曲抗力。

除條件a)和b)外，當滿足以下條件時，可以採用一種簡化方法：

- 工字鋼的 $D/B \geq 1.2$ ；
- 加腋樑 $D_h \leq 2D_s$ ；
- 加腋部分的腋板翼緣不小於構件的翼緣；
- 強度設計值在200至460MPa之間的鋼材。

對於其他強度等級的鋼材，應使用 $P-\Delta-\delta$ 和高等分析方法。

受壓翼緣約束的間距 L_s 不應超過下述給出的限制間距 L_s ：

對於強度設計值在200至300MPa之間的鋼材：

$$L_s = \frac{620r_y}{K_1[72 - (100/x)^2]^{0.5}} \quad (8.105)$$

對於強度設計值大於300MPa且小於460MPa的鋼材：

$$L_s = \frac{645r_y}{K_I [94 - (100/x)^2]^{0.5}} \quad (8.106)$$

式中：

r_y 未加腋椽子繞次軸的回轉半徑（構件長度範圍內回轉半徑的最小值，在腋板末端）；

x 構件區段長度範圍內扭轉指數的最大值，參見附錄8.2。注意腋板底部的 x 值可近似取為 D/T ；

K_I 按以下取值：

未加腋構件 $K_I = 1.00$

腋板 $D_h / D_s = 1$ 時 $K_I = 1.25$

腋板 $D_h / D_s = 2$ 時 $K_I = 1.40$

對於一般情況腋板： $K_I = 1 + 0.25 (D_h / D_s)^{2/3} \quad (8.107)$

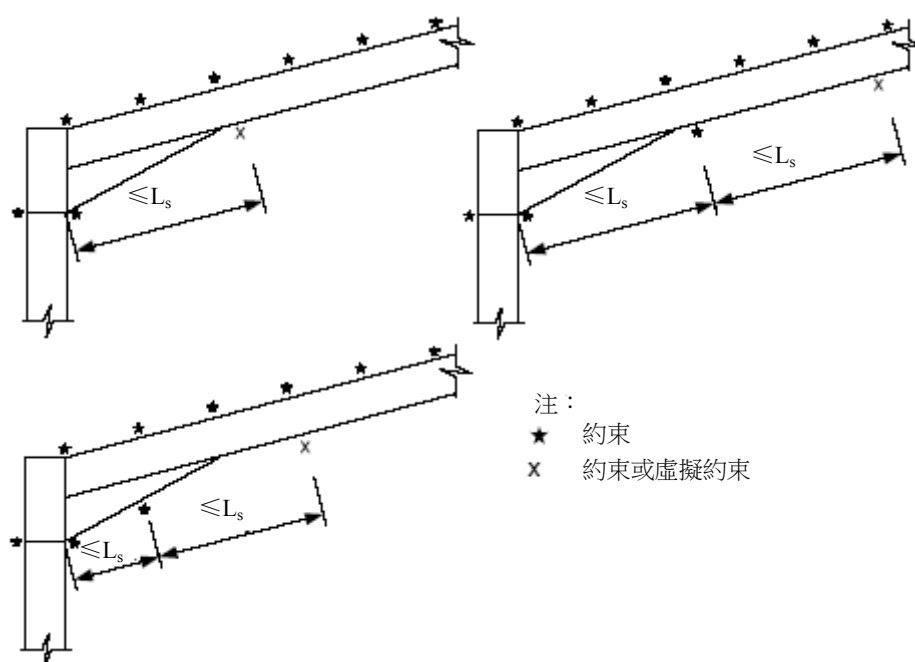


圖 8.7 腋板約束

8.12 綴條與綴板壓桿

可以將輕型結構構件製作成綴條壓桿與綴板壓桿以提高其承載力。通常綴條壓桿設有三角形方式佈置的橫向構件，綴板壓桿設有垂直於組合柱縱軸的橫向構件。

8.12.1 綴條壓桿

由兩個或多個分肢構成的綴條壓桿可採用二階分析方法(該方法考慮了部件和分肢的缺陷)進行設計；或者在滿足以下條件時，也可作為單個整體構件：

- a) 以板或型鋼構成的綴條體系應能有效地約束分肢的壓曲。
- b) 所有面上的綴條應形成一個有效的約束體系，並且沿構件長度方向綴條不發生變化。
- c) 除了下面 f) 項中的連接板，在兩分肢相對的側面上對應位置處採用單綴條體系和雙綴條體系，不應與垂直與縱向支撐的構件或隔板組合考慮，除非是考慮了引起分肢構件變形的所有力。
- d) 除非考慮扭轉效應，否則在兩分肢相對的側面上不應採用單綴條體系。
- e) 所有的綴條和構件的軸線夾角應在 40° 到 70° 之間。
- f) 在綴條斷開處和與其他構件連接處，綴條體系的末端應設置連繫板。連繫板可採用與下面8.12.2條一致的綴板形式或採用相同剛度的橫向支撐板。在兩種情況下，連繫板均應按綴條體系的設計荷載進行設計。
- g) 在綴條連接的連接點之間，單個分肢對應其最小回轉半徑的細長比系數 λ_c 不應超過50。若整個綴條柱的細長比小於 $1.4\lambda_c$ ，則取 $1.4\lambda_c$ 進行設計。
- h) 單綴條的計算長度取焊縫內側之間的距離或螺栓間距，焊接或栓接的雙綴條的計算長度應取此距離或間距的0.7倍。綴條的細長比不能超過180。
- i) 綴條及其連接應設計成能承受構件長度內任一點所發生的橫向剪力，該剪力相當於將構件軸力的2.5%，在平行平面內平均分配給所有的橫向綴條體系。在偏心荷載引起的彎矩、外加端部彎矩或側向荷載作用下，綴條除承受綴條柱軸力的2.5%外，還應按比例承受彎曲引起的剪力。

8.12.2 綴板壓桿

由兩個或多個分肢構成的綴板壓桿可採用二階分析方法進行設計，該方法考慮了部件和分肢的缺陷，在滿足以下條件時可將其視作單個整體構件：

- a) 以鋼板或型鋼組成的綴板體系應能有效地約束分肢的壓曲，這樣連接到分肢上可形成一個有效的剛性節點框架。
- b) 綴板應佈置在構件兩端以及設有側向約束的相應平面上。中間綴板應沿構件長度方向等間距佈置。

- c) 根據相鄰綴板焊接端或栓接端之間的最小回轉半徑確定的分枝的細長比不應超過50。綴板壓桿繞垂直綴板平面軸的細長比應按下式計算：

$$\lambda_b = \sqrt{\lambda_m^2 + \lambda_c^2} \quad (8.108)$$

式中 λ_m 為整個綴板壓桿繞該軸的 $\frac{L_E}{r}$ 的值。

- d) 如果 λ_b 小於 $1.4\lambda_c$ ，則細長比取 $1.4\lambda_c$ 進行設計。
- e) 綴板厚度不應小於焊接點或栓接點之間最短距離的1/50。綴板細長比不應超過180。末端綴板沿分枝方向的寬度不應小於分枝中心線之間的距離，且不小於綴板中心線之間距離的一半。此外，所有綴板的寬度不應小於較窄分枝寬度的2倍。
- f) 綴板和節點及分枝應設計成能夠承受構件長度方向上任一點由大小為綴板壓桿軸力2.5%的橫向剪力所產生的力和彎矩。在偏心荷載引起的彎矩、外加端部彎矩或側向荷載作用下，綴板除應承受綴板壓桿軸力的2.5%外，還應按比例承受彎曲引起的剪力。

附錄8.1

抵抗側面扭轉壓曲的彎矩壓曲強度應取為下列等式的較小值：

$$(p_E - p_b)(p_y - p_b) = \eta_{LT} p_E p_b \quad (\text{A8.1})$$

因此：

$$p_b = \frac{p_E p_y}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - p_E p_y)}} \quad (\text{A8.2})$$

式中：

$$p_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda_{LT}^2} \quad (\text{A8.3})$$

$$\phi_{LT} = \frac{p_y + (\eta_{LT} + 1)p_E}{2} \quad (\text{A8.4})$$

p_y 強度設計值；

λ_{LT} 換算細長比；

η_{LT} 佩利（Perry）系數，取值如下：

$$\text{對於軋製截面： } \eta_{LT} = \alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \kappa_{L0})/1000; \quad \eta_{LT} \geq 0 \quad (\text{A8.5})$$

對於焊接截面：

$$\text{當 } \lambda_{LT} \leq \lambda_{L0} \text{ 時， } \eta_{LT} = 0 \quad (\text{A8.6})$$

$$\text{當 } \lambda_{L0} < \lambda_{LT} \leq 2\lambda_{L0} \text{ 時， } \eta_{LT} = \frac{2\alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{L0})}{1000} \quad (\text{A8.7})$$

$$\text{當 } 2\lambda_{L0} < \lambda_{LT} \leq 3\lambda_{L0} \text{ 時， } \eta_{LT} = \frac{2\alpha_{LT}\lambda_{L0}}{1000} \quad (\text{A8.8})$$

$$\text{當 } \lambda_{LT} > 3\lambda_{L0} \text{ 時， } \eta_{LT} = \frac{\alpha_{LT}(\lambda_{LT} - \lambda_{L0})}{1000} \quad (\text{A8.9})$$

$$\lambda_{L0} = 0.4 \sqrt{\frac{\pi^2 E}{p_y}} \quad (\text{A8.10})$$

$$\alpha_{LT} = 7.0 \quad (\text{A8.11})$$

α_{LT} 用於所有強度等級的鋼材。

附錄8.2

對於等翼緣的標準工字鋼、H形鋼和槽鋼換算細長比 λ_{LT} 可通過以下得到：

$$\lambda_{LT} = uv\lambda\sqrt{\beta_w} \quad (\text{A8. 12})$$

式中：

$$\lambda = \frac{L_E}{r_y} \quad (\text{A8. 13})$$

L_E 8.3.4條中側面扭轉的計算長度；

r_y 關於次軸的回轉半徑；

u 壓曲參數：

$$= \left(\frac{4 S_x^2 \gamma}{A^2 h_s^2} \right)^{0.25} \quad (\text{等翼緣工字鋼和H形鋼}) \quad (\text{A8. 14})$$

$$= \left(\frac{I_y S_x^2 \gamma}{A^2 H} \right)^{0.25} \quad (\text{等翼緣槽鋼}) \quad (\text{A8. 15})$$

V 細長比系數，如下：

$$\frac{1}{\left(1 + 0.05(\lambda / x)^2 \right)^{0.25}} \quad (\text{A8. 16})$$

x 扭轉指數：

$$= 0.566 h_s \sqrt{\frac{A}{J}} \quad (\text{等翼緣工字鋼和H形鋼}) \quad (\text{A8. 17})$$

$$= 1.132 \sqrt{\frac{AH}{I_y J}} \quad (\text{等翼緣槽鋼}) \quad (\text{A8. 18})$$

此外，對於等翼緣軋製工字鋼、H形鋼和槽鋼，方程 A8. 14、8. 15、8. 17及8. 18中的 u 和 x ，可以根據下式計算：

$$x = \frac{D}{T}, \quad u = 0.9 \quad (\text{等翼緣軋製工字鋼、H形鋼和槽鋼})$$

$$x = \frac{D}{T}, \quad u = 1.0 \quad (\text{等翼緣焊接工字鋼、H形鋼和槽鋼})$$

D 介面深度

H 等翼緣槽鋼的翹曲常量

$$= \frac{h_s^2 (B - t/2)^3 T}{12} \frac{2h_s t + 3(B - t/2)T}{h_s t + 6(B - t/2)T} \quad (\text{A8. 19})$$

h_s 兩翼緣剪切中心之間的距離

J 扭轉常量

S_x 繞次軸的塑性截面模量

t 腹板厚度

T 翼緣厚度

$$\gamma = 1 - \frac{I_y}{I_x} \quad (\text{A8. 20})$$

β_w 方程式8. 28和8. 29中定義的比率

其他型鋼的壓曲強度應根據認可壓曲分析方法加以確定。

附錄8.3

樑和板式樑腹板的剪切壓曲強度。

工字形鋼中腹板剪切壓曲強度可以利用下式計算：

對於焊接工字鋼：

$$\text{當 } \lambda_w \leq 0.8 \text{ 時,} \quad q_w = p_v \quad (\text{A8. 21})$$

$$\text{當 } 0.8 < \lambda_w < 1.25 \text{ 時,} \quad q_w = \left(\frac{13.48 - 5.6\lambda_w}{9} \right) p_v \quad (\text{A8. 22})$$

$$\text{當 } \lambda_w \geq 1.25 \text{ 時,} \quad q_w = 0.9 p_v / \lambda_w \quad (\text{A8. 23})$$

對於熱軋工字鋼：

$$\text{當 } \lambda_w \leq 0.9 \text{ 時,} \quad q_w = p_v \quad (\text{A8. 24})$$

$$\text{當 } \lambda_w > 0.9 \text{ 時,} \quad q_w = 0.9 p_v / \lambda_w \quad (\text{A8. 25})$$

式中：

$$p_v = 0.6 p_{yw} \quad (\text{A8. 26})$$

$$\lambda_w = \sqrt{\frac{p_v}{q_e}} \quad (\text{A8. 27})$$

$$\text{對於 } a/d \leq 1, \quad q_e = \left[0.75 + \frac{1}{(a/d)^2} \right] \left[\frac{1000}{d/t} \right]^2 \quad (\text{單位N/mm}^2) \quad (\text{A8. 28})$$

$$\text{對於 } a/d > 1, \quad q_e = \left[1 + \frac{0.75}{(a/d)^2} \right] \left[\frac{1000}{d/t} \right]^2 \quad (\text{單位N/mm}^2) \quad (\text{A8. 29})$$

λ_w 適用於所有強度等級的鋼材。

附錄8.4

軸力 p_c 作用下柱的抗壓強度。

抵抗彎曲壓曲的壓彎屈曲強度 p_c 應取為下列方程式中的較小根：

$$(p_E - p_c)(p_y - p_c) = \eta p_E p_c \quad (\text{A8.30})$$

因此：

$$p_c = \frac{p_E p_y}{\phi_C + \sqrt{(\phi_C^2 - p_E p_y)}} \quad (\text{A8.31})$$

式中：

$$p_E = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (\text{A8.32})$$

$$\phi_C = \frac{p_y + (\eta + 1)p_E}{2} \quad (\text{A8.33})$$

p_y 強度設計值

λ 8.7.4條中細長比

η 佩利 (Perry) 系數，取為：

$$\eta = \alpha(\lambda - \lambda_0)/1000, \quad \eta \geq 0 \quad (\text{A8.34})$$

$$\text{其中限制細長比應取為 } \lambda_0 = 0.2 \sqrt{\frac{\pi^2 E}{p_y}} \quad (\text{A8.35})$$

同時Robertson常量應取為：

曲線 (a₀): $\alpha = 1.8$;

曲線 (a): $\alpha = 2.0$;

曲線 (b): $\alpha = 3.5$;

曲線 (c): $\alpha = 5.5$;

曲線 (d): $\alpha = 8.0$;

當使用不同於上述強度等級鋼材時，有必要確定佩利 (Perry) 系數或構件彎曲缺陷以用於手冊或二階分析方法。上述佩利 (Perry) 系數可以用於構件設計，表6.1中的構件彎曲缺陷可以用於二階分析方法。佩利 (Perry) 系數與構件彎曲缺陷的關係可以表示如下：

$$\eta = \frac{e_0 \bar{y}}{r^2} \quad \text{其中：} \bar{y} \text{ 是離截面中和軸的最大距離，} r \text{ 是回轉半徑。}$$

9 連接

9.1 概要

連接的結構性質，應當與第 6 章構件設計中所作的分析與假定一致。連接應當根據通過它傳遞的直接荷載路徑來進行設計，同時考慮連接的強度與剛度。

構件之間的連接應當在允許的變形範圍且不違背設計假定的前提下能夠承受的力和彎矩。

連接的細節應考慮由於軋製公差和製作變化所引起可能的尺寸變化，這種變化導致連接某種程度的不匹配。

在連接設計中，構件的佈置應當遵從“構件中軸線與作用於構件上力的作用線相一致”的原則，否則連接設計中就要考慮偏心所產生的附加彎矩的影響。對於角鋼和 T 形鋼構件的螺栓連接，可以用螺栓定位線的交點代替中軸線交點。除非有構件支承吊機或重型振動設備或機械，否則在一般情況下在建築結構的連接設計中無需考慮疲勞效應的影響，見 2.3.3 條。前者可參考專業的疲勞文獻與設計規範，見附錄 A1.10。

在連接設計中，應當考慮製造與安裝的可行性，當進行細節連接設計時應注意以下幾點：

(a) 工場製造

- 材料及採用的焊縫形式對焊接工序的規定
- 焊接可接近性
- 焊接限制條件
- 安裝時角度與長度容許偏差的效應，即減低殘餘應力與變形
- 熱軋型鋼尺寸偏差的允許值
- 檢查與測試，包括考慮那些部份完成的複雜節點之焊縫在不能接觸前進行測試的難易性
- 表面處理

(b) 現場安裝

- 安裝和緊固連接件時的淨空要求
- 允許使用長孔和墊片等來考慮尺寸誤差
- 工地焊接的操作空間
- 安裝時角度與長度容許偏差的效應，即減低殘餘應力與變形
- 焊接限制條件

9.2 焊縫連接

9.2.1 沿厚度分佈的拉力

對於熱軋型鋼或鋼板，任何時候都應儘量避免角部或 T 形連接的焊縫沿板厚方向傳遞拉力。如果拉應力沿連接部份的厚度傳遞，那麼焊接工藝、焊接部份沿厚度變化的材性及節點連接細節之間的相互作用應當能夠避免發生層狀撕裂。

9.2.2 焊縫種類

根據設計目的，焊縫可歸類如下：

- (a) 角焊縫
 - 連續焊縫
 - 斷續焊縫
 - 對圓孔或長圓孔的塞焊縫
 - 槽焊縫
- (b) 對接焊縫
 - 全熔透對接焊縫
 - 部份熔透對接焊縫
 - 角焊縫加強的對接焊縫
- (c) 坡口對接焊縫

9.2.3 可焊性與焊條

鋼材應當具有良好的可焊性以保證在焊接過程中易於操作、不用特殊或昂貴的方法達至焊縫無裂縫的堅固結構連接。焊接工藝中具有各種參數，如：預熱或後熱處理，層間溫度，AC/DC 電流，電弧速度等。這些參數的確定應考慮母材的屬性如：CE 值（碳當量），厚度及焊接用料。鋼材的化學成分和力學性能應滿足第 3.1 節中的規定。焊接用料應符合附錄 A1.4 中，化學成分應與母材匹配，力學性能不得低於母材。

9.2.4 無加強翼緣的焊縫連接

對於鋼板與工字鋼、H 形鋼或箱形截面構件未加強翼緣 T 形連接節點，原構件與焊縫都應採用折減的有效寬度值 b_e 。

- (a) 對工字形或 H 形截面， b_e 可參照圖 9.1 中取值，即：

$$b_e = t_c + 2r_c + 5T_c \quad (9.1)$$

$$\text{且 } b_e \leq t_c + 2r_c + 5 \left(\frac{T_c^2}{t_p} \right) \left(\frac{p_{yc}}{p_{yp}} \right)$$

式中

p_{yc} —— 構件的強度設計值；
 p_{yp} —— 鋼板的強度設計值；
 r_c —— 熱軋型鋼或者焊接截面的角焊縫之焊腳根部的倒角半徑；
 T_c —— 相連翼緣的厚度；
 t_c —— 相連的結構構件的腹板厚度；
 t_p —— 連接鋼板的厚度。

(b) 對箱形截面， b_e 應按下列公式計算：

$$b_e = 2t_c + 5T_c \quad (9.2)$$

$$\text{且 } b_e \leq 2t_c + 5\left(\frac{T_c^2}{t_p}\right)\left(\frac{p_{yc}}{p_{yp}}\right)$$

如果 b_e 小於實際寬度尺寸的 0.7 倍，則節點需要加強。

用 b_e 作為焊縫長度，焊縫承載力 P_x 按以下公式計算：

$$P_x = p_w a b_e \quad (9.3)$$

公式中 p_w 指焊縫的強度設計值， a 指焊喉尺寸（焊縫最小高度）。

焊縫處的連接鋼板的強度計算，如樑的翼緣，也應該考慮鋼板的有效寬度 b_e 。

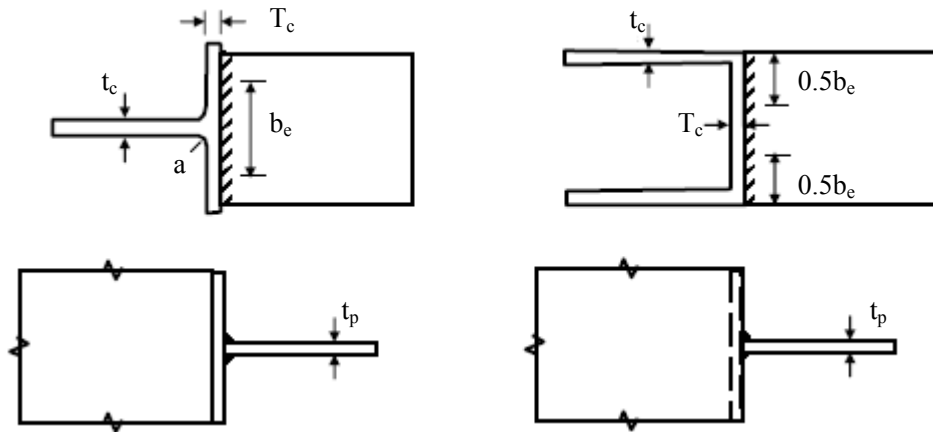


圖 9.1 未加強翼緣 T 形連接節點的有效寬度

9.2.5 焊縫強度

9.2.5.1 角焊縫

9.2.5.1.1 橫截面的幾何示意

角焊縫兩熔合面的夾角應在 60° 到 120° 之間。熔合面尺寸即焊腳尺寸 s 定義見圖 9.2。

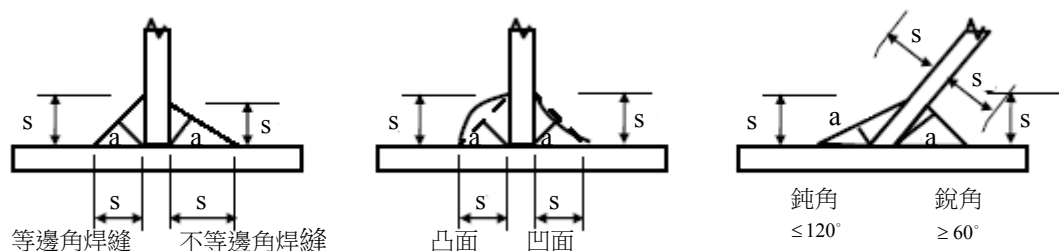


圖 9.2 角焊縫的幾何示意圖

9.2.5.1.2 焊縫尺寸

(a) 焊腳尺寸 s

角焊縫的最小焊腳尺寸應不小於表 9.1 中所列尺寸且能夠傳遞計算應力。

對 T 形節點連接，不要求最小焊腳尺寸大於較薄焊件的厚度。

表 9.1 角焊縫的最小焊腳長度

較厚焊件的厚度 (mm)	最小焊腳尺寸 (對不等邊角焊縫，應為較小焊腳尺寸) (mm)
≤ 6	3
7~13	5
14~19	6
> 19	8

對沿鋼板邊緣的焊縫：

- (i) 如果鋼板厚度 $<6\text{mm}$ ，則最大焊腳尺寸為板厚度。
- (ii) 如果鋼板厚度 $\geq 6\text{mm}$ ，則最大焊腳尺寸等於板厚減去 2mm。

(b) 焊喉尺寸 a

- (i) 如圖 9.2 所示，焊喉尺寸 a 定義為相連鋼板交叉點到焊縫斜表面的垂直距離。
- (ii) 焊縫表面允許微小的凸起或凹下，但焊喉尺寸應按圖 9.2 確定。
- (iii) 當兩側施焊時，每側的焊喉尺寸均不應大於連接兩側較薄的焊件的厚度。

9.2.5.1.3 有效長度

角焊縫的有效長度應為其全長減去 $2s$ 且不算入繞角焊接長度但不小於 40 mm。當角焊縫的有效長度小於 $4s$ 或 40mm 時，不考慮焊縫承擔荷載。

對於扁鋼受拉構件，如果只用縱向焊縫進行端部連接時，每條角焊縫的長度不應小於扁鋼的寬度。

9.2.5.1.4 繞角焊

角焊縫不應該終止於構件端點或外邊緣，應該繞著端點或外邊緣連續焊接不小於 $2s$ 的長度。如果繞角焊不可行，則焊接應終止於距構件端點或外邊緣不小於 s 處。在計算焊縫的有效長度時，不應計入繞角長度和終止點距端點或邊緣的長度。

當連接的受拉側或受拉點的角焊縫受到由托架、樑支座、連接角鋼或簡支端板等所傳來的巨大彎矩時，連接的細節設計應考慮繞角焊的可行性，見圖 9.3。

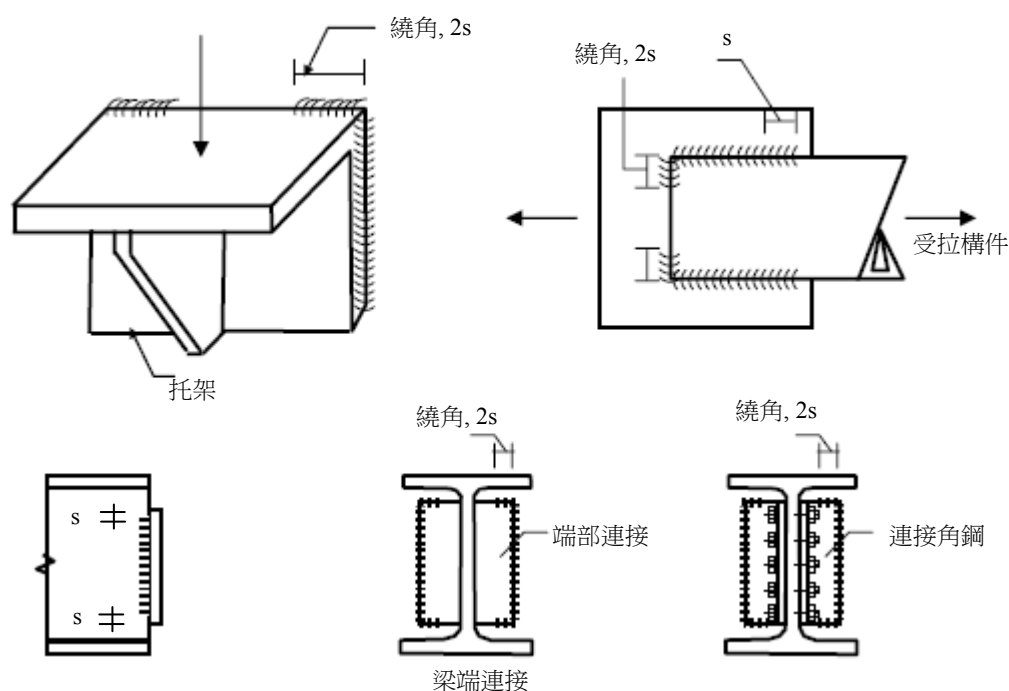


圖 9.3 焊縫的繞角焊

表 9.2a BS-EN 標準的角焊縫強度設計值 p_w

鋼材 等級	焊條分類			對其他類型的焊條和（或）鋼材等級 $p_w= 0.5U_e$ 且 $p_w\leq 0.55U_s$ 其中： U_e ：相關產品標準所規定的焊條的 最小抗拉強度； U_s ：母材最小抗拉強度。
	35 N/mm ²	42 N/mm ²	50 N/mm ²	
S 275	220	(220) ^a	(220) ^a	
S 355	(220) ^b	250	(250) ^a	
S 460	(220) ^b	(250) ^b	280	
a) 焊條匹配過度。 b) 焊條匹配不足。部份熔透對接焊不適用				

表 9. 2b GB 國標規定的角焊縫強度設計值 p_w

鋼材等級	焊條種類	強度設計值	對其他類型的焊條和（或）鋼材等級
			$p_w = 0.38U_e \quad U_e \geq U_s$
Q235	E43	160	其中： U _e ：相關產品標準所規定的焊條的最小抗拉強度 U _s ：母材最小抗拉強度
Q345	E50	200	
Q390, Q420	E55	220	
註：焊條的極限強度不得低於母材的抗拉強度。			

9. 2. 5. 1. 5 角焊縫強度

當採用化學成分和機械特性不低於母材且符合符錄 A1. 4 的標準的焊條時，可根據表 9. 2a 和 9. 2b 選用角焊縫的強度值 p_w 。當用角焊縫連接兩種不同強度等級的鋼材時，在設計中應考慮強度等級較低的鋼材對應的指標。

單側角焊縫或部份熔透對接焊縫不能用以承受繞焊縫縱軸方向的彎矩。

9. 2. 5. 1. 6 角焊縫承載力

角焊縫的承載力應用最小厚度來計算， a 的取值見 9. 2. 5. 1. 2(b) 段，並根據下列方法計算。

(a) 簡化方法

應力可用根據各個方向力向量總和除以最小焊縫面積來計算，如：縱向、橫向力和彎矩，以保證應力不超過焊縫強度設計值 p_w 。

(b) 方向計算法

為更加精確起見，焊縫單位長度的力應分解成平行於焊縫軸線的縱向剪切力 F_L 和垂直於焊縫軸線的橫向力 F_T ，單位長度對應承載力計算如下：

$$P_L = p_w a \quad (\text{縱向}) \quad (9.4)$$

$$P_T = K P_L \quad (\text{橫向}) \quad (9.5)$$

系數 K 按下式計算：

$$K = 1.25 \sqrt{\frac{1.5}{1 + \cos^2 \theta}} \quad (9.6)$$

式中 θ 指 F_T 與最小焊縫面之間的夾角，詳見圖 9. 4。

應力合力應該滿足下列關係：

$$\left(\frac{F_L}{P_L} \right)^2 + \left(\frac{F_T}{P_T} \right)^2 \leq 1 \quad (9.7)$$

式中， P_L 和 P_T 分別指焊縫單位長度上沿縱向與橫向的容許荷載力。

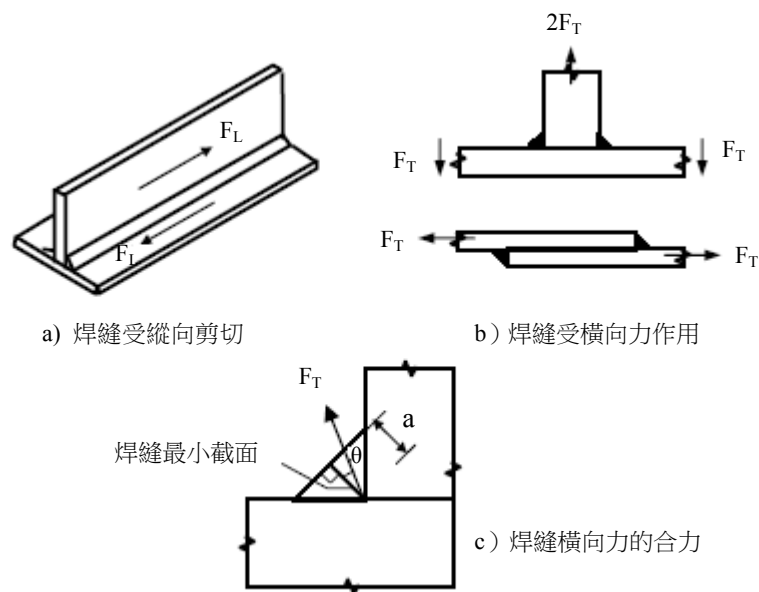


圖 9.4 角焊縫—方向計算法

9.2.5.1.7 間斷角焊縫

間斷角焊縫可用來傳遞沿接頭或結合面作用的力

- (a) 構件任何一側的焊縫有效長度之間縱向間距不得超過下列值中的最小值
 - (i) 300mm;
 - (ii) 較薄的受壓構件厚度的 16 倍;
 - (iii) 較薄的受拉構件厚度的 24 倍。
- (b) 在鋼板兩末端，每側的板端均需施焊一長度為 3/4 倍較窄板寬度的連續角焊縫;
- (c) 交錯間斷角焊縫之間的淨未連接間隙是指相對兩側焊縫端部之間的距離;
- (d) 間斷角焊縫不能用在腐蝕環境條件下，也不能承受疲勞荷載。

9.2.5.1.8 塞焊

- (a) 塞焊指填充圓形孔或加長圓孔的焊縫。塞焊縫不能用於承受拉力。塞焊可用於下列情況
 - 傳遞疊接接頭的剪力;
 - 阻止壓曲或防止疊接部份的分離;
 - 組合構件中組成的內部連接。
- (b) 圓孔的直徑或者加長圓孔的寬度應比孔所在的構件的厚度至少大 8mm。
- (c) 塞焊縫的有效剪切面積可取孔洞在結合面所在平面上的標稱面積
- (d) 對厚度不超過 16mm 的構件，其塞焊縫的厚度應等於構件厚度。厚度超過 16mm 的構件，塞焊縫的厚度至少為構件厚度的一半，但不得小於 16mm。
- (e) 塞焊縫最小中心距離取為其直徑的 4 倍且不大於因防止構件局部壓曲所需的距離。

9.2.5.1.9 槽焊

- (a) 槽焊縫是狹長槽形孔中的角焊縫。槽焊縫可用來傳遞剪力或防止被連接構件壓曲以及構件疊接部份的分離。
- (b) 槽焊縫應滿足 9.2.5.1.8 段中規定的塞焊縫的相應要求。
- (c) 槽的長度不能超過焊縫厚度的 10 倍。
- (d) 槽的寬度不應小於開槽構件厚度值加上 8mm。
- (e) 槽的端部應做成半圓形，對那些延伸至構件邊緣的槽例外。

9.2.5.1.10 疊接接頭

最小疊接長度為 $5t$ 與 25mm 中較大值，此處 t 指相連構件中較薄構件的厚度。

對疊接長度超過 $100s$ 的疊接接頭，採用折減系數 β_{LW} 來考慮焊縫應力沿長度方向不均勻分佈的影響。

$$L_{eff} = \beta_{LW} L_j \quad (9.8)$$

$$\text{式中 } \beta_{LW} = 1.2 - 0.002 \left(\frac{a}{L_j} \right) \leq 1.0 \quad (9.9)$$

a : 角焊縫焊角尺寸

L_j : 焊縫實際尺寸

L_{eff} : 計算長度

除非構件所受約束能保證接頭不撕開及不受偏心彎矩作用，否則疊接接頭不能採用單條角焊縫。

9.2.5.2 熔透焊縫

9.2.5.2.1 全熔透焊縫

如果滿足下列所有條件，則全熔透焊縫或對接焊縫的焊縫強度設計值可認為等於母材的強度設計值：

- (a) 全熔透焊縫是指焊縫在節點厚度上與母材完全焊透或熔合。
- (b) 焊接用料的機械特性應不低於母材的機械特性。
- (c) 墊板材料質量不低於母材。

單個 V 形，U 形，J 形，斜面或平頭對接焊縫的焊接應遵循正確的焊接工藝施焊，在節點的背面清根補焊。當僅在一側施焊時，可以使用臨時的或永久的墊板材料加以輔助，經專業認可的、不使用墊板的專業方法也是可行的。

對於被接件板厚超過 40mm 或焊縫受多向約束及焊縫重疊交叉部位的施焊，應採取專門措施防止焊接殘餘應力導致的不利影響。

9.2.5.2.2 部份熔透焊縫

- (a) 部份熔透焊縫的最小焊縫尺寸

圖 9.5(a) 與 9.5(c) 所示的單面部份熔透焊縫最小焊縫尺寸，以及圖 9.5(b)

與 9.5(d) 所示的雙面部份熔透焊縫，每側焊縫的最小尺寸均為焊縫所在一側的最小熔入深度。

縱向部份熔透焊的焊縫之最小焊縫尺寸為 $2\sqrt{t}$ ，此處 t 指被連接構件中較薄構件的厚度。

(b) 部份熔透焊縫的承載力

單面部份熔透對接焊縫不能用來承受繞其縱軸的彎矩以避免在焊縫根部可能產生的拉力，也不能用以傳遞垂直於其縱軸的力，因為該力會直接產生上述的繞縱軸的彎矩，詳見圖 9.6。

圖 9.5(a), 9.5(b) 所示的對接連接或圖 9.5(c) 所示的角接連接的部份熔透焊縫的承載力應當足夠，即使焊縫應力沒有超過整個焊縫處母材的相應強度。

圖 9.5(d) 所示的有附加角焊縫的雙面部份熔透焊縫連接的 T 形對接連接的承載力視焊縫種類而定

——當 $a > 0.7s$ 時，焊縫為對接焊縫；

——當 $a \leq 0.7s$ 時，焊縫為角焊縫，參見第 9.2.5.1.6 段。

此處 a 指焊縫有效最小厚度， s 指較短熔合面的長度，見圖 9.5(d)。

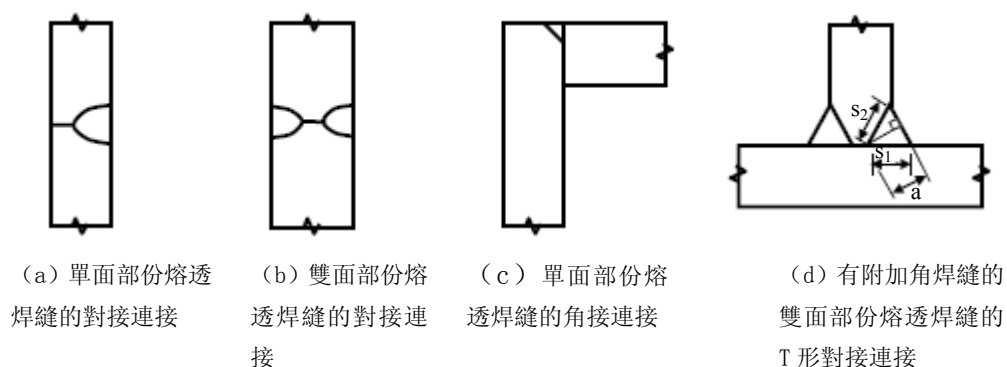


圖 9.5 部份熔透對接焊

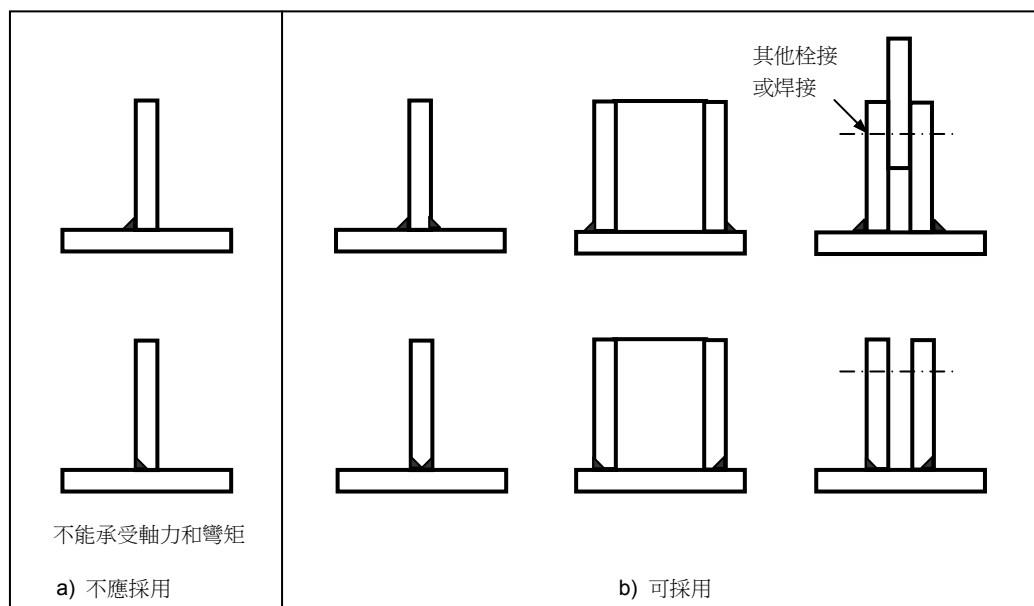


圖 9.6 單面和雙面熔透焊

9.3 螺栓連接

9.3.1 螺栓間距

9.3.1.1 最小間距

- (a) 沿荷載作用方向的螺栓中心間距不應小於 $2.5d$ ， d 指螺栓的標稱直徑。這一間距可以根據承載力要求適當增大。
- (b) 垂直於荷載作用方向的標準孔中心距通常取 $3d$ 。當螺栓承受的力 $\leq 2/3P_{bb}$ 時（參見 9.3.6.1.2 段），則此間距可以減小至不小於 $2.5d$ 。
- (c) 對槽形螺栓孔間距的量度應該從孔端部的半圓中點或槽孔的中線開始。

9.3.1.2 最大間距

平行或垂直於荷載作用方向的螺栓標準孔中心最大距離均應限制在 $12t$ 或 150mm 中的較小值之內， t 指相連鋼板中較薄板的厚度。

9.3.2 端距與邊距

平行或垂直於荷載方向的螺栓標準孔中心到相鄰板邊緣的距離不應小於表 9.3 中所列的值。

表 9.3 螺栓最小端距與最小邊距（標準孔）

螺栓尺寸	剪切邊（mm）	鋼板、型鋼或條鋼軋製邊或 火焰切割邊
M12	22	18
M16	28	22
M18	32	24
M20	34	26
M22	38	28
M24	42	30
M27 及以上尺寸	$1.75d$	$1.25d$

最大端距與邊距不應超過 $12t\varepsilon$ ， ε 為材料常數，其值等於 $\sqrt{275/p_y}$ ； t

為連接鋼板中較薄板的厚度。上述最大端距和邊距限制對採用螺栓連接組成的受拉或受壓複合構件不適應。對那些暴露在強腐蝕環境中的情況，邊距不得超過 $40+4t$ 。

限制邊距確保構件有足夠的端部剪切抗力，避免潮氣侵蝕，防止腐蝕。對惡劣環境需要從嚴控制。

9.3.3 栓孔尺寸

考慮工廠製作誤差以及為安裝留有適當調整空間，表 9.4 列出了 4 種允許採用的栓孔。

對於過大尺寸的孔洞，需要增大螺栓孔間距、端距及邊距。增加的尺寸應為大孔直徑與標準栓孔直徑之差的一半。

表 9.4 標準栓孔尺寸

螺栓尺寸	標準栓孔	過大尺寸栓孔	短槽形孔	長槽形孔
	直徑 d （mm）	直徑 d （mm）	寬×長（mm）	寬×長（mm）
M12	14	16	14×18	16×30
M16	18	20	18×22	18×40
M18	20	22	20×24	20×45
M20	22	25	22×26	22×50
M22	24	27	24×28	24×55
M24	26	30	26×32	26×60
M27 及以上尺寸	$d+3$	$d+8$	$(d+3) \times (d+10)$	$(d+3) \times (2.5d)$

9.3.4 連接部位的截面面積

9.3.4.1 總截面面積

總截面面積 a_g 為垂直構件軸線的正截面面積，即寬度與厚度的乘積。

9.3.4.2 淨截面面積

淨截面面積 a_n 為總截面面積扣除栓孔面積，見圖 9.7 分佈線（1）。

9.3.4.3 扣除的栓孔面積

(a) 並列螺栓孔

若螺栓垂直於外力作用方向呈直線排列，則扣除的栓孔面積應為螺栓孔在橫截面上投影面積之和。

(b) 交錯排列螺栓孔

若螺栓孔交錯排列，則扣除的栓孔面積應為下列情況中的較大值：

- (i) 某列並列螺栓孔在橫截面上的投影面積之和，見圖 9.7。
- (ii) 位於斜線或鋸齒形線上分佈的所有栓孔投影面積之和並針對每一斜線對應的行距 g 減去調整參數 $0.25S^2t/g$ ，詳見圖 9.7 分佈線 (2) 和 (3)。
- (iii) 對於兩肢帶栓孔的角鋼 行距 g 應為 g_1 與 g_2 之和再減去角鋼的肢厚 t ，其中 g_1, g_2 是從角鋼每一肢的交角部至螺栓孔中心的距離，如圖 9.8 所示。

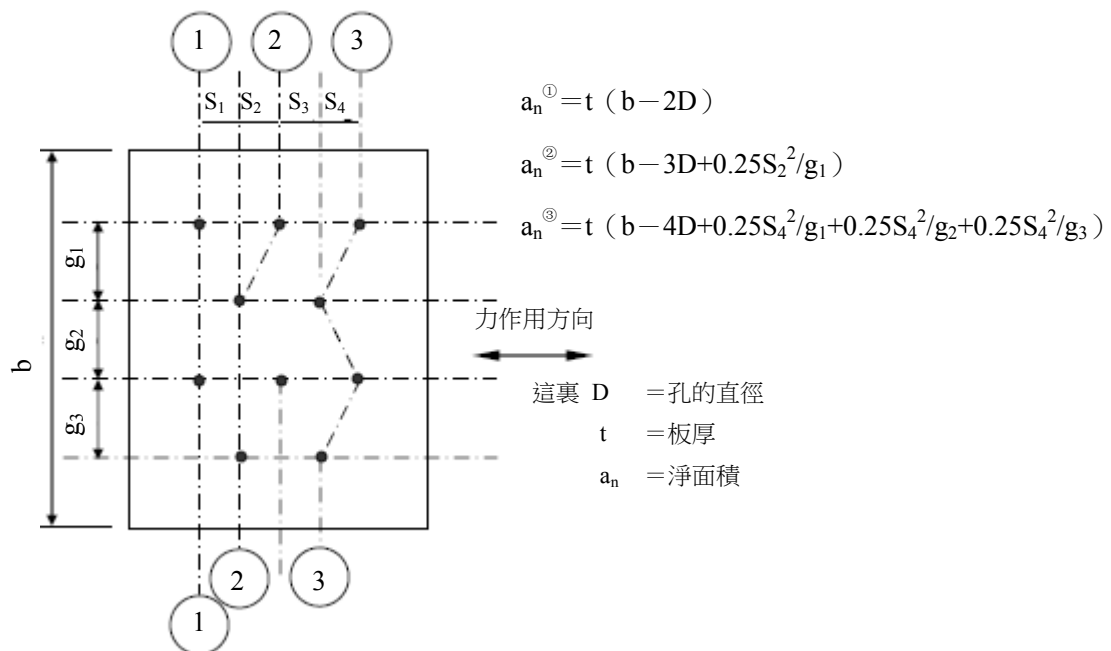


圖 9.7 交錯排列的螺栓孔

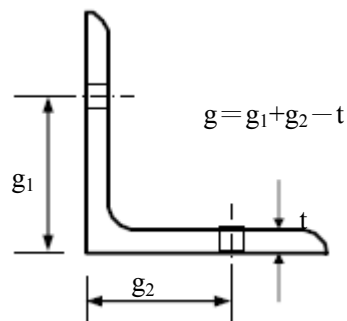


圖 9.8 兩肢帶栓孔的角鋼

9.3.4.4 有效受拉面積

構件垂直於外力作用方向的有效面積 a_e 按下式計算

$$a_e = K_e a_n \leq a_g \quad (9.10)$$

式中有有效淨面積系數 K_e 取值如下：

$$\begin{aligned} K_e &= 1.2 && \text{S275 鋼} \\ &= 1.1 && \text{S355 鋼} \\ &= 1.0 && \text{S460 鋼} \\ &= (U_s/1.2)/p_y \leq 1.2 && \text{其他強度等級鋼材} \end{aligned}$$

a_n 指構件扣除孔洞面積的淨橫截面面積；

a_g 指構件的總截面面積。

9.3.4.5 有效受剪面積

除非滿足下列條件，否則螺栓孔不計入構件的有效受剪面積。

$$A_{v.net} \geq 0.85 A_v / K_e \quad (9.11)$$

式中： A_v = 未扣除螺栓孔面積的總剪切面積；

$A_{v.net}$ = 扣除螺栓孔面積後的淨剪切面積；

K_e = 引自 9.3.4.4 段中的有效淨面積系數。

對其他情況，淨截面剪切承載力按下式計算，

$$0.7 p_y K_e A_{v.net} \quad (9.12)$$

9.3.5 板塊受剪

防止樑腹板端部或托架端部附近螺栓群的板塊剪切破壞，應按圖 9.9 所示，合理佈置螺栓排列。這種破壞模態通常出現沿螺栓佈置線的受拉面上的拉裂，同時伴隨板塊沿受剪面螺栓的某列螺栓孔總截面受剪屈服。在受拉一側，板塊剪切承載力按下式計算：

$$P_r = (1/\sqrt{3}) p_y A_{v,eff} \quad (9.13)$$

式中， $A_{v,eff}$ 為按下式定義的有效剪切面積：

$$A_{v,eff} = t[L_v + K_e(L_t - kD_t)] \quad (9.14)$$

t = 被連接板的厚度；

L_v = 剪切面的長度，見下圖 9.9；

L_t = 受拉面的長度；

K_e = 有效淨截面系數，見 9.3.4.4 段；

k = 0.5（單排螺栓）；2.5（雙排螺栓）；

D_t = 受拉面上栓孔直徑；對槽形孔取垂直於荷載方向的尺寸。

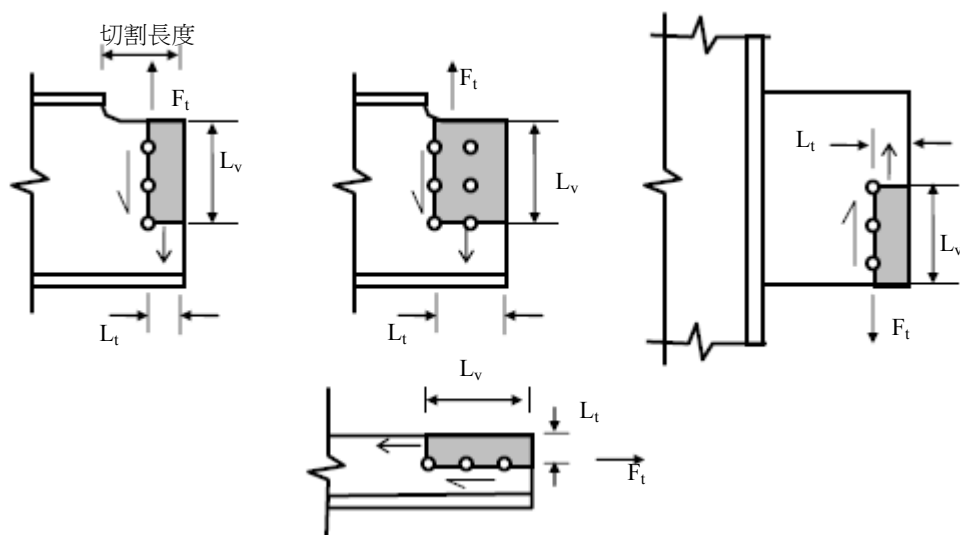


圖 9.9 板塊剪力和有效剪力面積

9.3.6 螺栓抗剪及承壓強度設計值

9.3.6.1 非預緊螺栓的剪切承載力

此類連接可稱作“承壓型連接”。對這類連接，對連接接觸面無需進行預緊或特殊處理。由低碳鋼製作 ISO 標準 4.6 級或等效的普通螺栓至 ISO 標準 10.9 級的高強螺栓和等效高強螺栓均可使用。

9.3.6.1.1 螺栓的剪切承載力

單個螺栓的剪切承載力 P_s 按下式計算：

$$P_s = p_s A_s \quad (9.15)$$

式中

P_s 是從表 9.5 中查得的抗剪強度；

A_s 為有效剪切面積，其中：

- 當受剪面處於螺栓螺紋段時， A_s 為受拉面積 A_t
- 當受剪面不處於螺栓螺紋段時， A_s 為螺栓光圓段橫截面積。

抗剪強度 p_s 應根據螺栓連接條件的影響相應折減，詳見下述 9.3.6.14 段至 9.3.6.16 段。

表 9.5 螺栓的抗剪強度

螺栓等級		抗剪強度 p_s (N/mm ²)
ISO	4.6	160
	8.8	375
	10.9	400
BS	一般強度的 HSFG ≤M24	400
	≥M27	350
	高強度的 HSFG	400
ASTM	A307	124
	A325	248
	A490	311
GB50017	8.8	250
	10.9	310
其他強度等級 ($U_b \leq 1000$ N/mm ²)		$0.4 U_b$
註: U_b 為螺栓規定的最小抗拉強度。		

9.3.6.1.2 螺栓承壓承載力

螺栓與被連接板的承壓承載力 P_{bb} 按下式計算:

$$P_{bb} = d t_p p_{bb} \quad (9.16)$$

式中 d 指螺栓標稱直徑;

t_p 指較薄連接板的厚度;

p_{bb} 是從表 9.6 查得的螺栓承壓強度。

表 9.6 螺栓的承壓強度

螺栓等級		承壓強度 p_{bb} (N/mm ²)
ISO	4.6	460
	8.8	1000
	10.9	1300
BS	一般強度的 HSFG ≤M24	1000
	≥M27	900
	高強度的 HSFG	1300
ASTM	A307	400
	A325	450
	A490	485
GB50017	8.8	720
	10.9	930
其他強度等級 ($U_b \leq 1000$ N/mm ²)		$0.7 (U_b + Y_b)$
註: U_b 為螺栓規定的最小拉力強度。 Y_b 為螺栓規定的最小屈服強度。		

9.3.6.1.3 被連接件的承壓承載力

被連接件的承壓承載力 P_{bs} 為以下各式中最小值：

$$P_{bs} = k_{bs} d t_p p_{bs} \quad (9.17)$$

$$P_{bs} = 0.5 k_{bs} e t_p p_{bs} \quad (9.18)$$

和

$$P_{bs} = 1.5 l_c t_p U_s \leq 2.0 d t_p U_b \quad (9.19)$$

式中 e 為被連接件荷載傳遞方向的端距；

p_{bs} 為被連接件的承壓強度；

- 對 S275 的鋼， $p_{bs}=460$ MPa
- 對 S335 的鋼， $p_{bs}=550$ MPa
- 對 S460 的鋼， $p_{bs}=670$ MPa
- 對其他等級的鋼材， $p_{bs}=0.67 (U_s + Y_s)$ (參考第 3 章)

k_{bs} 為孔洞系數；

- 標準栓孔 $k_{bs}=1.0$
- 過大尺寸栓孔 $k_{bs}=0.7$
- 短槽孔 $k_{bs}=0.7$
- 長槽孔 $k_{bs}=0.5$

l_c 為與荷載作用同方向上的承壓孔邊緣與相鄰孔邊緣之間的距離。

9.3.6.1.4 長連接接頭

對於承壓型疊接接頭，當沿荷載傳遞方向兩端部螺栓的中心距 $L_j > 500$ mm 時（如圖 9.10 所示）則根據 9.3.6.1.1 段中求得的所有螺栓剪切承載力應乘以一個折減系數 β_L ：

$$\beta_L = \left(\frac{5500 - L_j}{5000} \right) < 1.0 \quad (9.21)$$

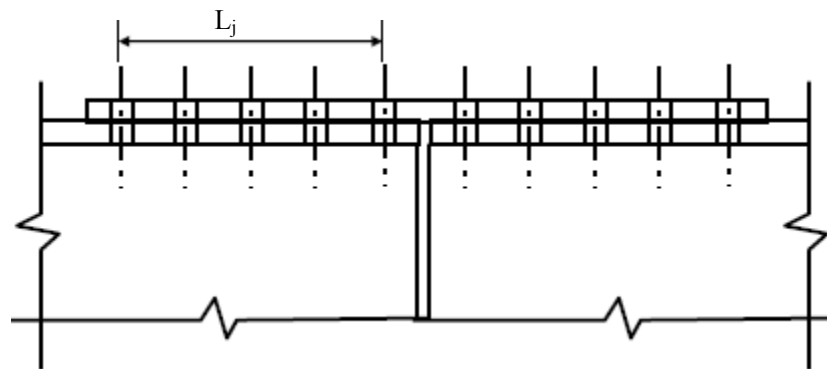


圖 9.10 拼接板的搭接長度

注意：上述計算對於接頭全長受均布荷載的情況不適用。例如：板樑翼緣與腹板的螺栓連接。

9.3.6.1.5 夾持長度

當螺栓長度 T_g (即：被相連板各層的總厚度) 大於 $5d$ 時，則螺栓剪切承載力 P_s 應當乘以折減系數 β_g ，其中：

$$\beta_g = \frac{8d}{3d + T_g} \quad (9.22)$$

9.3.6.1.6 穿過墊板的螺栓

當螺栓穿透墊板的厚度 t_{pa} 大於螺栓標稱直徑 d 的 $1/3$ 倍時，螺栓的剪切承載力 P_s 應乘以折減系數 β_p ，其中：

$$\beta_p = \frac{9d}{8d + 3t_{pa}} \leq 10 \quad (9.23)$$

對兩面均有墊板的雙面受剪連接，兩側的 t_{pa} 厚度宜相同，否則應取厚度較大的 t_{pa} 計算。

上述情形不適用於預緊螺栓（摩擦型）連接。

9.3.6.2 預緊螺栓的剪切承載力

只有強度等級為 ISO 標準 8.8 級或更高級別的高強度螺栓摩擦型連接才能使用預緊螺栓。高強高摩擦型螺栓見附錄 A1.3 的規定，因此可以保證螺栓頭及螺栓母足夠堅硬和局限斷裂在螺栓桿發生。螺栓應預先張緊至控制預緊力以獲得所需的夾持摩擦力，使得被連接件在承載極限狀態下不出現滑動。每個螺栓的荷載設計值不應超過按下式計算得到的抗滑移承載力 P_{SL} ：

$$P_{SL} = 0.9K_s\mu P_0 \quad (9.24)$$

式中

P_0 指相關國際或地方標準所規定的最小標準預緊力；

μ 指被連接件接觸面間的抗滑移系數，可以從表 9.7 查得或從相關標準中規定的試驗結果確定

K_s 為考慮栓孔類型的系數

— 標準栓孔 $K_s=1.0$

— 過大尺寸栓孔 $K_s=0.85$

— 對槽孔，荷載方向垂直於槽長軸方向 $K_s=0.85$

— 對槽孔，荷載方向平行於槽長軸方向 $K_s=0.7$

表 9.7 預緊螺栓的抗滑移系數

等級	連接接觸面條件		抗滑移系數 μ
	預備工序	表面處理	
A	噴砂或噴丸	去除浮鏽，無點蝕	0.5
		噴鋁	
		按要求底層噴鋅，提供不少於 0.5 的抗滑移系數	
B	噴砂或噴丸	噴鋅	0.4
C	鋼絲刷	去除浮鏽和表面氧化層	0.3
	噴焰		
D	未處理	未處理	0.2
	鍍鋅處理		

若被連接件發生相對滑動，則螺栓應按承壓型設計。

9.3.7 受拉螺栓的強度設計值

9.3.7.1 螺栓的拉力承載力

單個螺栓的拉力承載力 P_t 為：

$$P_t = A_t p_t \quad (9.25)$$

式中

A_t 為螺栓受拉面積；

p_t 為從表 9.8 中查得的螺栓抗拉強度。

表 9.8 螺栓抗拉強度

螺栓等級		拉力強度 p_t (N/mm ²)
ISO	4.6	240
	8.8	560
	10.9	700
BS	一般強度的 HSFG ≤M24	590
	≥M27	515
	高強度的 HSFG	700
ASTM	A307	310
	A325	620
	A490	780
GB50017	8.8	400
	10.9	500
其他強度等級 ($U_b \leq 1000$ N/mm ²)		$0.7 U_b$ 且 $\leq Y_b$
註： U_b 為螺栓規定的最小拉力強度。 Y_b 為螺栓規定的最小屈服強度。		

9.3.7.2 撬動力

(a) 如果滿足下列條件則計算時無需考慮撬力的影響：

$$(i) \quad \text{螺栓拉力承載力 } P_t \text{ 降至 } P_{nom} = 0.8A_t P_t \quad (9.26)$$

式中 P_{nom} 為螺栓標稱拉力承載力

(ii) UB、UC 和 T 形截面翼緣上的螺栓間距 G 不超過 $0.55B$ ， B 為翼緣的總寬，詳見圖 9.11。

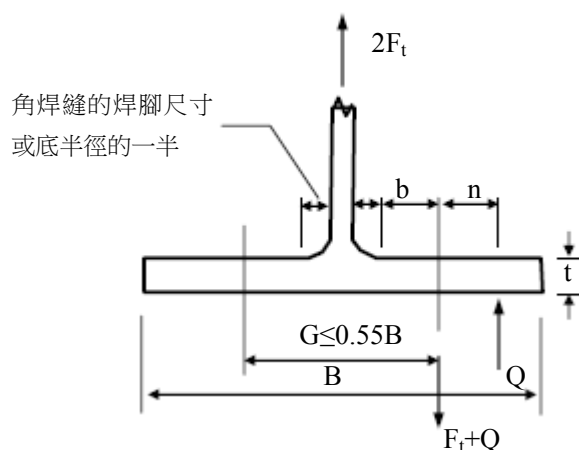


圖 9.11 撬動力

(b) 若上述(a)中所述的條件不能滿足，則應考慮撬動力 Q 的影響， F_{tot} 應按下式計算：

$$F_{tot} = F_t + Q < P_t \quad (9.27)$$

F_{tot} 為螺栓所受的總外加拉力，包括撬動力和螺栓所受的拉力 F_t 。

9.3.8 剪力與拉力共同作用

9.3.8.1 非預緊螺栓的組合力

剪力與拉力同時直接作用於螺栓。

(a) 若考慮螺栓不受撬動力

$$\frac{F_s}{P_s} + \frac{F_t}{P_{nom}} \leq 1.4 \quad (9.28)$$

(b) 若考慮螺栓承受撬動力

$$\frac{F_s}{P_s} + \frac{F_{tot}}{P_t} \leq 1.4 \quad (9.29)$$

9.3.8.2 預緊螺栓的組合力

同樣假設在剪力作用下被連接件之間無滑移。然而，由於拉力作用，夾持預緊力將被減小，拉剪共同作用下的螺栓計算公式為：

$$\frac{F_s}{P_{SL}} + \frac{F_{tot}}{0.9P_O} \leq 1.0 \quad (9.30)$$

式中 P_{SL} 為預緊螺栓的抗滑移承載力， P_O 為規定的最小試驗荷載， F_s 為外加剪力。

9.3.9 螺栓與焊縫的混合連接

僅當螺栓在預加應力後設計成無滑移連接，後加焊縫後方可考慮螺栓與焊縫共同承受荷載。

在改建工程中，如果現存的螺栓連接是 HSFG 類型或不出現反向荷載，螺栓可只考慮能承受改建時的荷載，而後加焊縫只可考慮承擔另加的設計荷載。

9.3.10 銷釘連接

9.3.10.1 銷釘連接的受拉構件

在銷釘連接的構件及其連接部位中，銷孔所在的未加勁“區域”的厚度，不應低於垂直於構件軸線方向的孔邊緣至構件邊緣間距離的 25%，詳見圖 9.12。當被連接構件端部區域由兩外側螺栓母夾住時，則中間層的被連接板不需考慮這一厚度限制。

銷孔外側與構件軸線呈 45° 角範圍內各個方向上的淨橫截面面積不應小於構件受力所需的淨橫截面面積 A_r ，詳見圖 9.12，垂直於構件軸線方向銷孔兩側的淨橫截面面積不應小於 $2A_r/3$ 。

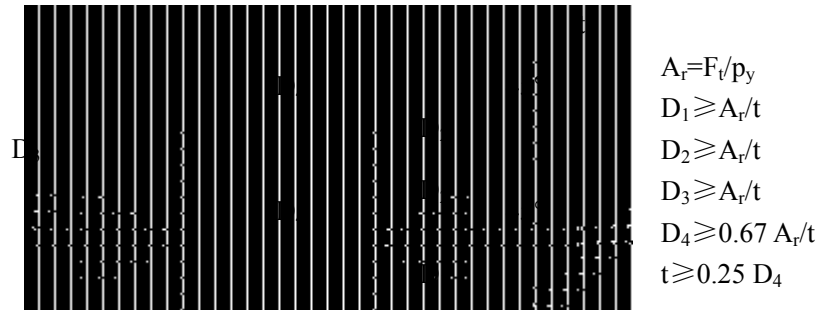


圖 9.12 端部銷接的受拉構件

9.3.10.2 銷釘設計

9.3.10.2.1 概要

所有的銷釘都要有鎖止裝置，以保證銷釘在正常使用時不移位。銷釘連接的承載力由銷釘的剪切承載力決定，見 9.3.10.2.2 段。每塊被連接板及銷釘的承載能力計算見 9.3.10.2.3 段，應考慮荷載在各板件間的分配情況。銷釘中的彎矩也要復核，見 9.3.10.2.4 段。

9.3.10.2.2 剪切承載力

銷釘的剪切承載力應按以下情況確定：

- a) 若設計不要求銷釘轉動且無需置換，則其剪切承載力為 $0.6p_{yp}A$ (9.31)

b) 若設計要求銷釘轉動或可置換，則其剪切承載力為 $0.5p_{yp}A$ (9.32)

式中 A 為銷釘橫截面積；

p_{yp} 為銷釘強度設計值。

9.3.10.2.3 承載力

銷釘與被連接件的承載力按以下情況確定：

a) 若設計不要求銷釘轉動且無需置換，則其承載力為 $1.5p_ydt$ (9.33)

b) 若設計要求銷釘轉動或可置換，則其承載力為 $0.8p_ydt$ (9.34)

式中 d 為銷釘直徑；

p_y 為銷釘強度設計值與被連接板強度設計值中的較小值；

t 被連接板厚度。

9.3.10.2.4 受彎

銷釘彎矩計算基於被連接件端部是簡支的假設。一般假定銷釘與被連接件間的反力沿每部份接觸長度均勻分佈，詳見圖 9.13。

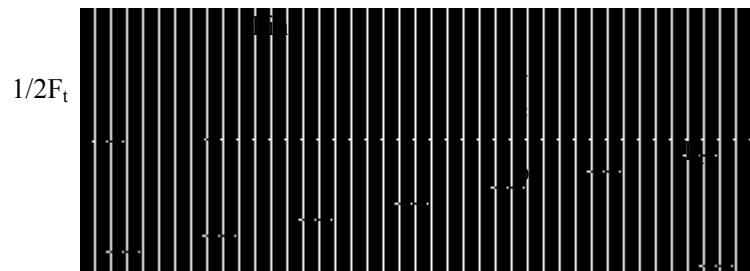


圖 9.13 銷接的彎曲效動作

銷釘彎曲承載力應按下列情況確定：

a) 若設計不要求銷釘轉動且無需置換則彎曲承載力為 $1.5p_{yp}Z$ (9.35)

b) 若設計要求銷釘轉動或可置換，則彎曲承載力為 $1.0p_{yp}Z$ (9.36)

其中 p_{yp} 為銷釘的強度設計值；

Z 銷釘的彈性截面模量。

9.3.11 格構樑空心截面的連接

桁架空心截面桿件的連接設計應基於以下相關條件：

- (a) 弦桿面破壞
- (b) 弦桿腹板（或壁）的屈服或失穩破壞
- (c) 弦桿剪切破壞
- (d) 弦桿沖剪破壞
- (e) 局部壓曲破壞
- (f) 存在折減有效寬度的支撐桿（腹桿）破壞
- (g) 荷載偏心

此類連接設計可能很複雜，較好的設計指南和準則可從一些專業文獻上找到，見附錄 A1.3。

9.4 支座底板與錨固構造

9.4.1 柱支座底板

鋼柱底部應設置尺寸、剛度及強度足夠的鋼支座底板來承擔和分佈柱傳遞至基礎的軸力、彎矩和剪力，但這些力不能超過支座底板的承載能力。柱底板與基礎之間的標稱反力假定按線性分佈。混凝土基礎受到的最大應力不應大於 $0.6f_{cu}$ ，其中 f_{cu} 為 28 天混凝土立方塊強度。

用以傳遞彎矩的柱底板強度設計值不超過 275N/mm^2 ，而外露的柱底板厚對脆裂要有特別的考慮。

(a) 承受軸心力作用的柱底板，可按照有效面積法進行設計。如圖 9.14 所示，柱底板上只有陰影部份才是將壓力傳遞到基礎上的有效面積。柱底板的厚度 t_p 按下式計算：

$$t_p = c \sqrt{\frac{3w}{p_{yp}}} \quad (9.37)$$

式中

c 為從底板有效部份邊緣到柱橫截面外邊緣的最大垂直距離，見圖 9.14。

w 底板有效面積下的壓力。可以假定該壓應力在整個有效面積範圍內均勻分布且 $\leq 0.6f_{cu}$ 。

p_{yp} 底板的強度設計值。

t, T 分別為柱截面較薄處與較厚處的各自厚度，當有加勁桿時也包括加勁桿的厚度

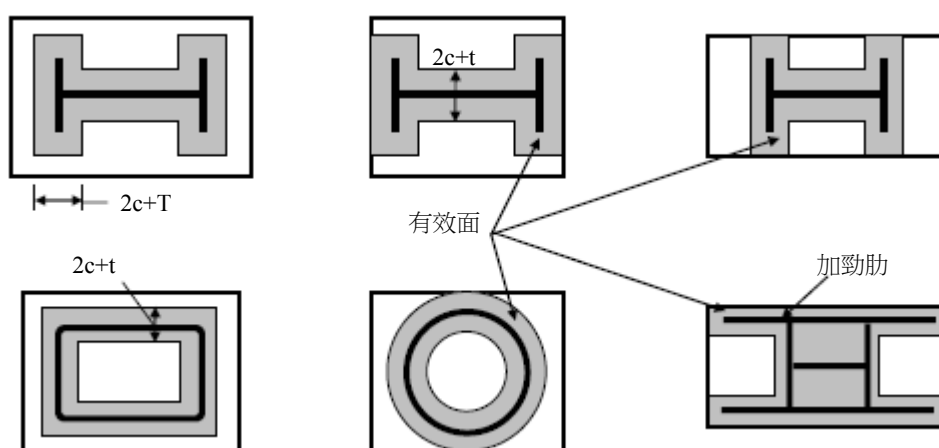


圖 9.14 典型的支座底板

(b) 若有偏心軸力或彎矩通過柱作用於底板上，則需對底板進行線彈性分析。受壓區下的壓應力可假定是均布或線形分佈。

可用加勁桿來加強底板。這些加勁桿應能承受設計錨固拉力或混凝土壓力在

底板上所產生的總彎矩，該彎矩值不應超過

$$M_s \leq p_{ys} Z_s \quad (9.38)$$

式中

p_{ys} 加勁桿的強度設計值；

Z_s 加勁桿的截面模量。

(c) 除(a)和(b)外，責任工程師可用認可的結構原理來判斷底板的設計。

通過焊接或螺栓將柱連接到帶加勁板或不帶加勁板的支座底板上。焊縫或螺栓應承受所有的力與彎矩。若能確保柱與底板刨平頂緊接觸，則此時焊縫或螺栓可僅傳遞剪力和拉力。

9.4.2 底板和牆板及吊桿的錨固螺栓

錨固螺栓將鋼板連接在混凝土結構上，典型的如柱的支座底板，樑與牆的支承板，吊桿和面板鋼結構。

錨固螺栓應能承受最不利的設計荷載（風荷載，外加荷載，永久荷載，施工荷載和其他荷載）的組合。它們應設計成適當地承受由於上舉和彎矩所引起的拉力。如果沒有設置特殊的抗剪件，如柱底板底部的抗剪鍵或其他抵抗水平力的約束，則錨固螺栓除承受拉力外還要承受剪力。柱底板與混凝土或灌漿間的摩擦力將不考慮為抗剪能力。

應考慮錨固系統的長期耐久性。只能採用那些具有良好抗腐蝕能力的材料。如不銹鋼，熱浸鍍鋅鋼或刷上結實耐用的油漆等。

a) 鑄錨螺栓

鑄錨螺栓可採用高屈服點鋼筋、強度等級為 S275 或其他等級光面鋼筋安裝錨固。

(i) 直筋或彎頭鋼筋

這種螺栓通過鋼與混凝土之間的黏結力錨固。設計錨固黏結應力在整個黏結握裹長度上大小不變。最小黏結握裹長度按下式計算：

$$l = \frac{F_t}{\pi d f_{bu}} \quad (9.39)$$

式中

F_t 拉力設計值

d 螺栓（標稱）直徑

f_{bu} 為最大設計錨固黏結力 $\beta \sqrt{f_{cu}}$

β 與鋼筋種類有關的系數：

對受拉光面鋼筋 $\beta = 0.28$ ；

對受壓光面鋼筋 $\beta = 0.35$ ；

對受拉變形鋼筋 $\beta = 0.5$;

對受壓變形鋼筋 $\beta = 0.63$ 。

f_{cu} 為 28 天混凝土立方塊強度。

錨固螺栓的設計與普通承壓型螺栓連接設計相同。在設計計算時應採用錨固螺栓螺紋部分的淨截面面積。考慮拉剪合力的相互作用應取錨固螺栓所受力的設計值與承載力比值的平方和，且不大於 1，即

$$\left(\frac{V}{V_c}\right)^2 + \left(\frac{F_t}{P_t}\right)^2 \leq 1 \quad (9.40)$$

式中

V, F_t 分別為對應的剪力設計值與拉力設計值；

V_c, P_t 分別為錨固螺栓對應的剪切承載力與拉力承載力

(ii) 擴頭式螺栓

這種錨固螺栓端部帶有墊板（支承板），墊板（支承板）通過焊接或螺栓母與預埋螺栓相連接。錨固力中不包含黏結握裹力。計算墊板承受的總拉力時採用混凝土剪切錐理論。

b) 植入式錨固螺栓

植入式錨固只能用於現有混凝土結構，並且應儘量避免使用。植入式錨固螺栓的設計與安裝應嚴格遵守出產廠家的規定。

c) 托架的錨固螺栓

托托系統的錨固螺栓常被設計成不夠富餘，責任工程師必須評估特殊體系失效所引起的後果。如果考慮到這個必要性，那麼額外的安全分項系數就應該採用來適應這種情況。

將鋼支架連接到新的混凝土樑或樓板的錨固螺栓時，應使用混凝土中的鈎或預埋頂板來牢固固定在周圍的鋼筋上。將鋼支架連接到已有的混凝土樑或樓板時，應採用穿過堅實頂板的螺栓的形式。在這種情況下，膨脹螺絲或化學螺絲都應盡可能避免使用。

9.5 鋼材鑄造與鍛件

考慮建築美觀，鋼材的鑄造與鍛件可用於支座節點，連接節點或其他部分。它們非常適用於空心管結構中多根構件交於一點的情況。

鑄造連接或鍛件連接可通過試驗，有限元分析或其他合理方法來設計。

對那些無鋼材出廠合格證的鑄造或鍛造結構，需進行性能試驗以驗證結構的安全性和功能要求。

10 組合結構

本章對混凝土和鋼結構之間的相互作用提出了建議，以充分利用兩種材料各自的承載特性。對下列組合構件，本章提供了詳細的設計考慮及設計方法。

- 帶實心樓板或採用壓型鋼板形成組合板的組合樑。
- 帶有梯形截面或內凹形截面壓型鋼板的組合板。
- 全埋入 H形鋼截面組合柱，部分埋入H形鋼截面組合柱和矩形或圓形空心鋼管混凝土組合柱。

本章對抗剪連接件的使用也作了有關規定。但本章不包括組合節點的設計，有關的設計方法可參考專門的設計規定。

10.1 材料

10.1.1 結構鋼材

結構鋼材應符合與 3.1節的規定，鋼材應具有適當的強度，抗脆裂能力，延性和可焊性。

10.1.2 混凝土

普通混凝土應符合《混凝土設計規範》（HKCC）中相關規定的要求。混凝土的骨料粒徑的標稱最大尺寸不得超過 20mm。在沒有更加可靠的資料時，混凝土的濕密度應取 2450kg/m³，乾密度應取2350kg/m³，混凝土強度等級應為C25到C60。對於高於 C60的混凝土，需要通過基於實驗和理論分析的方法來確定組合結構的力學行為。根據 HKCC，普通混凝土短期彈性模量 E_{cm} (kN/mm²) 按下式計算：

$$E_{cm} = 3.64 \sqrt{f_{cu}} \quad (10.1)$$

式中

f_{cu} 為混凝土的立方塊強度 (N/mm²)。

表 10.1 不同等級混凝土的抗壓強度和短期彈性模量

混凝土強度等級	立方塊強度, f_{cu} (N/mm ²)	彈性模量, E_{cm} (kN/mm ²)
C25	25	20.5
C30	30	22.2
C35	35	23.7
C40	40	25.1
C45	45	26.4
C50	50	27.7
C55	55	28.9
C60	60	30.0

混凝土的蠕變系數、收縮系數和熱膨脹系數可參見 HKCC守則。

10.1.3 鋼筋

鋼筋應符合 HKCC 守則中的規定，鋼筋的特徵強度標準值 f_y 不得大於 460N/mm²。彈性模量應取值為 205kN/mm²，即與結構型鋼的彈性模量相同。

同一結構構件中可採用多於一種的鋼筋。

10.1.4 抗剪連接件

抗剪連接應能夠傳遞由極限狀態荷載在型鋼與混凝土之間所引起的縱向剪力，而不致發生混凝土的壓碎損毀或其他損毀，且型鋼和混凝土之間不會產生過大的滑移或分離。

10.1.4.1 圓頭式抗剪栓釘

帶有圓頭的抗剪連接件通常直接焊接到型鋼上，或穿透壓型鋼板焊接到型鋼上。擴大栓釘端部圓頭的作用是抵抗作用於栓釘上的拔力。

栓釘材料應為滿足下列基本特性（冷拉或冷鍛）的軟鋼：

極限拉力強度 f_u : 450 N/mm²

伸長率（標距為 $5.65\sqrt{A_o}$ ） : 15%

式中

f_u 為栓釘材料的極限強度，

A_o 為初始橫截面面積。

圓頭栓釘的擴大圓頭之最小直徑和最小厚度分別為 $1.5d$ 和 $0.4d$ ，其中 d 為栓釘桿的標稱直徑。

10.1.4.2 其他類型的抗剪連接件

其他材料也可用作抗剪連接件，但應滿足下列條件：

- i) 製作的抗剪連接件擁有足夠的變形能力，如 10.3 節中所要求；及
- ii) 抗剪連接件能有效的防止混凝土和型鋼發生分離。

10.1.5 壓型鋼板

10.1.5.1 規格

用於製造壓型鋼板的鋼材，其屈服強度應在 220N/mm² 到 550N/mm² 之間。

10.1.5.2 鋼板厚度

根據應力和截面特性所確定壓型鋼板的結構厚度是指鋼板金屬的基本厚度，不包括任何防護層和裝飾層如鍍鋅層或有機塗料層。

鋼板標稱金屬厚度通常不低於 0.70mm，鋼板用作永久性模板時例外。除非有足夠的理論依據和試驗資料證明其能夠抵抗局部損毀，否則不應使用較薄的鋼板。

10.2 組合樑

10.2.1 概要

(1) 本條提供了帶實心樓板或採用壓型鋼板形成組合板的組合樑的設計方法。

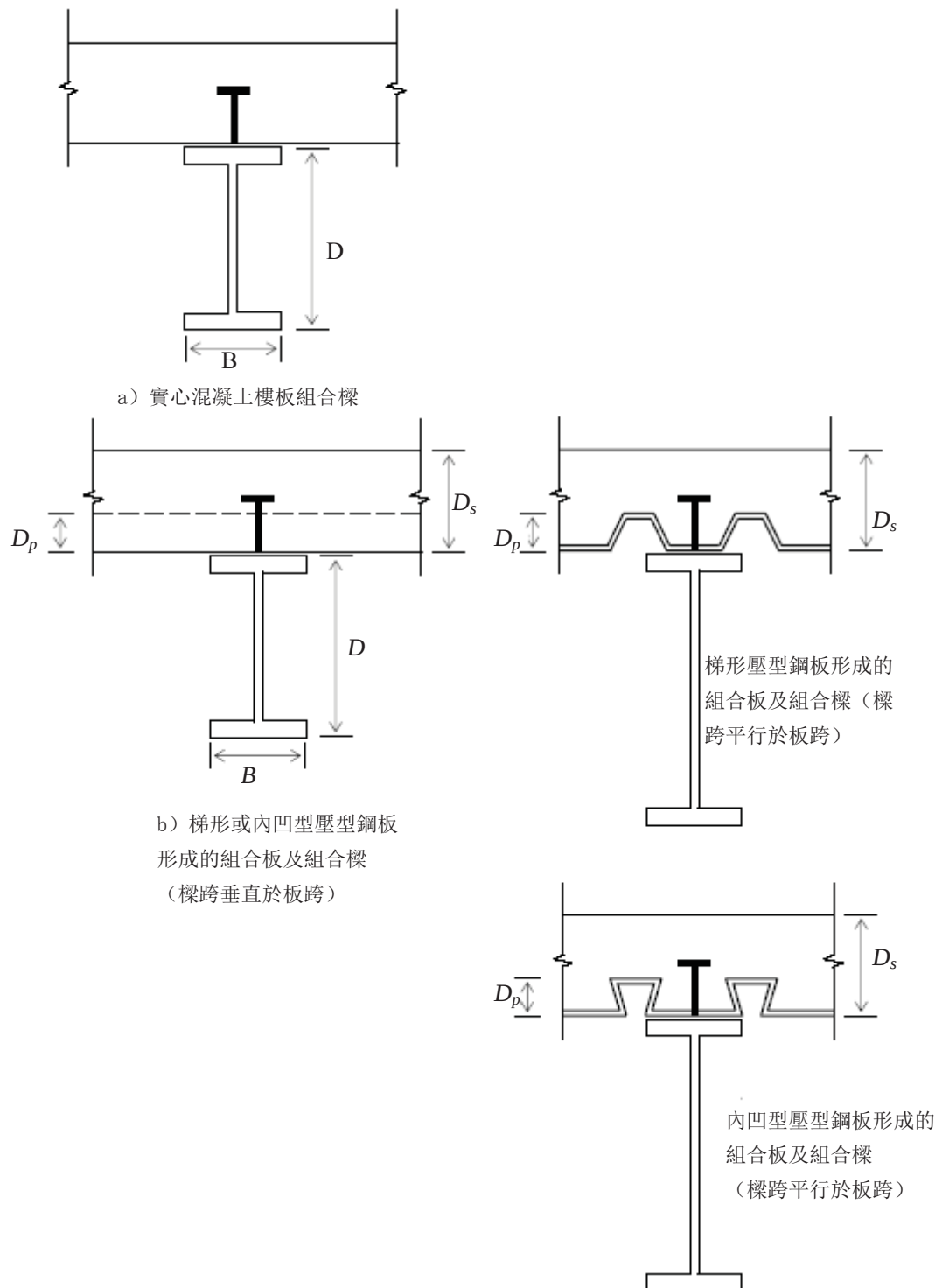


圖 10.1 典型的組合樑

(2) 本條適用於型鋼屈服強度在 235N/mm^2 到 460N/mm^2 之間、混凝土強度等級在 C25到C60之間的組合樑。

組合樑中的型鋼截面應為雙軸對稱的 I形或 H形截面。型鋼的翼緣應為第1類（塑性）、第2類（厚實型）或第3類（半厚實型）截面，而腹板至少應為第3類（半厚實型）截面。

(3) 對組合樑應驗算下列各項：

- 臨界截面的抗力；
- 側面扭轉壓曲抗力；
- 抗剪切壓曲和腹板的橫向力；
- 縱向剪切抗力。

(4) 臨界橫截面包括：

- 最大彎矩作用截面；
- 支承截面；
- 承受集中力或反力的截面；
- 構件截面發生突變的位置，由於混凝土破裂引起的截面變化除外。

當截面的較大彎矩抗力與較小彎矩抗力的比值大於 1.2時，則該幾何形狀發生突變的截面可以視為臨界截面。

(5) 為了驗算縱向剪切抗力，臨界長度是兩個臨界橫截面間的接觸面的長度。因此，臨界橫截面也應包括：

- 懸臂樑的自由末端；
- 對變截面構件，若在相同彎曲方向下任何兩個相鄰橫截面的塑性彎矩抗力大、小值之比小於 1.5時，則該截面也為臨界橫截面。

(6) 完全抗剪連接與部分抗剪連接的概念僅適用於採用塑性理論計算臨界橫截面彎矩抗力的組合樑。對樑的某一跨或一段懸臂樑，當增加抗剪連接件的數量並不增加構件的彎矩抗力設計值時，則該樑為完全抗剪連接組合樑。反之，則為部分抗剪連接組合樑。

(7) 按3.1.2條，結構型鋼的設計強度 p_{yd} ，混凝土的設計強度 f_{cd} 和鋼筋的設計強度 f_{sd} 按下列公式計算：

$$f_{cd} = f_{cu} / \gamma_c \quad \gamma_c = 1.5 \quad (10.2)$$

$$f_{sd} = f_y / \gamma_s \quad \gamma_s = 1.15 \quad (10.3)$$

式中

f_{cu} 為混凝土立方塊強度；

f_y 為鋼筋特徵強度；

γ_c ， γ_s 分別是混凝土及鋼筋的分項安全系數。

(8) 若施工時未設臨時支撐，對於第 1 類（塑性）或第 2 類（厚實型）型鋼翼緣皆為受壓的組合樑可按在承載能力極限狀態下所有的荷載均由組合樑承受的假定進行設計，組合樑的縱向抗剪也據此計算。

若施工時設置了臨時支撐，則所有的組合樑都按承載能力極限狀態下所有荷載均由組合樑承受的假定進行設計。

10.2.2 樑內力與彎矩分析

10.2.2.1 簡支樑或懸臂樑

在計算剪力和彎矩時採用彈性分析。

10.2.2.2 連續樑

只要連續組合樑滿足相關的條件，連續組合樑中的彎矩計算可採用下列方法中的任意一種方法：

- a) 簡化方法（詳見 10.2.2.3 段）。
- b) 彈性整體分析（詳見 10.2.2.4 段）。
- c) 塑性整體分析（詳見 10.2.2.5 段）。

在所有支承為簡支條件下，組合樑假定在內支承處是有效連續的。所有工況下，剪力應與彎矩及外加荷載保持平衡。

10.2.2.3 簡化方法

滿足下列條件時，連續組合樑的彎矩計算可採用表 10.2 中的系數：

- a) 在樑每一跨間，鋼樑等截面、翼緣相等且無加腋。
- b) 樑跨各截面大小相等。
- c) 主要荷載均勻分佈。
- d) 外加荷載標準值不超過恒載標準值的 2.5 倍。
- e) 樑最小跨度不小於最大跨度的 75%。
- f) 邊跨跨度不大於其相鄰跨度的 115%。
- g) 無懸臂段。

表 10.2 簡化彎矩系數

位置	跨數	支承處受壓翼緣的分類			
		第三類半厚 實截面	第二類厚實 截面	第一類塑性截面	
				通常情況	無鋼筋情況
邊跨跨中	2	+0.71	+0.71	+0.75	+0.79
	≥ 3	+0.80	+0.80	+0.80	+0.82
第一內支 承處	2	-0.81	-0.71	-0.61	-0.50
	≥ 3	-0.76	-0.67	-0.57	-0.48
中跨跨中	3	+0.51	+0.52	+0.56	+0.63
	≥ 4	+0.65	+0.65	+0.65	+0.67
除第一內 支承以外 的中間支 承	≥ 4	-0.67	-0.58	-0.50	-0.42

註：

- 1) 表中系數應與自由彎矩 $WL/8$ 相乘，此處 W 為作用於跨度 L 上的總設計荷載。
- 2) 支承兩側的跨度不相等時，則應取該支承左右鄰跨的自由彎矩 $WL/8$ 的平均值作為計有該支承處的彎矩。
- 3) 表中所列系數已經考慮了最不利荷載和可能出現的彎矩重分佈。採用該方法無需考慮進一步的彎矩重分佈。
- 4) 對未加強的第 1 類塑性截面的使用方法，參見 10.2.2.6 段。

10.2.2.4 彈性整體分析

(1) 連續組合樑的彈性整體分析時應採用 10.2.5.3 (2) 段中規定的不開裂總截面的截面特性。分析所求得的任意支承處的負彎矩（與懸臂段相鄰的支座除外）應進行調減，彎矩調幅不得超過表 10.2 中所列的相應最大百分比。對應的相鄰跨中正彎矩應予增大，以保持與外加荷載平衡。如有必要，剪力同樣需要進行調整以保持平衡。

對跨度變化超過 15% 的不等跨連續樑，短跨內支承處開裂的混凝土應在設計中合理考慮。

(2) 若短跨與長跨的跨度之比小於 0.6，進行彈性整體分析時假設在中間支承兩側長各為 15% 跨度的範圍內，組合樑的截面特性取負彎矩作用下開裂截面的截面特性（參見 10.2.5.3 (4) 段）。其他部位取用不開裂截面的總截面特性。

求得的彎矩應進行一定的調整，彎矩調幅量不得超過表 10.3 中相應的最大調幅百分比。允許對中間支承兩側出現開裂的樑段長度根據重新分佈後的樑彎矩圖反彎點的位置進行反復的調整。

表 10.3 彈性整體分析中支承彎矩的最大調幅百分比

彈性整體分析使用的截面類型	支座處受壓翼緣的分類			
	第 3 類（半厚實）截面	第 2 類（厚實）截面	第 1 類（塑性）截面	
			通常情況	不加強情況
不開裂總截面	20%	30%	40%	50%
開裂截面	10%	20%	30%	40%

註：“不加強”截面的定義詳見 10.2.2.6 段。

每種情況下，外加荷載應按實際的情況進行最不利分佈。此時，恒載分項系數 γ_f 保持不變，即對所有樑跨 γ_f 均取 1.0 或 1.4。

對承受均布外加荷載的連續樑，僅考慮下列方式的外加荷載分佈：

- a) 隔跨分佈荷載。
- b) 相鄰兩跨分佈荷載。

10.2.2.5 塑性整體分析

在滿足 10.2.2.3 段的簡化方法中條件 a) 至 d) 時，可採用塑性整體分析確定中間支承處不加強的第 1 類（塑性）截面及跨中第 1 類（塑性）截面的連續樑的截面彎矩。

或在滿足下列條件的連續組合樑，也可以用塑性整體分析來確定其彎矩分佈：

- a) 相鄰跨的跨度變化不超過其較大跨跨度的 33%。
- b) 邊跨跨度不超過其相鄰跨跨度的 115%。
- c) 對任意樑跨，假如該跨超過一半的總設計荷載集中於其跨度的 1/5 範圍內，導致出現正彎矩塑性鉸，每一個塑性鉸處截面的塑性中和軸位於混凝土翼緣頂面以下 $0.15(D+D_s)$ 範圍內，此處 D_s 指混凝土翼緣的厚度。

註：連續樑該跨最後一個出現的塑性鉸可以不受此條件的限制。

- d) 在塑性鉸處，受壓翼緣和腹板都為第 1 類（塑性）截面。

10.2.2.6 不加強的第 1 類（塑性）截面

上述針對不加強第 1 類（塑性）截面的設計要求僅適用於連續組合樑負彎矩區配置標稱受拉鋼筋的情況。在計算塑性彎矩承载力（詳見 10.2.5.1 段）時，應忽略標稱受拉鋼筋的效應。依照 10.2.4 條，腹板和受壓翼緣的截面類型都應為第 1 類（塑性）截面。

10.2.3 組合截面的確立

10.2.3.1 計算跨度

(1) 樑的計算跨度 L 指樑兩支承中心線間的距離，且不大於兩支承的淨跨與鋼構件深度之和。

(2) 懸臂樑的計算長度應從該支承中心算起，且不大於從支承表面挑出的投射長度與鋼構件深度一半之和。

10.2.3.2 有效橫截面

組合樑的彎矩承載力計算應以下列規定的有效截面為基礎：

(1) 採用混凝土翼緣的總有效寬度 B_e (參見 10.2.3.3段)。

(2) 當型鋼樑頂的組合板板肋與鋼樑垂直時，其有效截面僅指板肋頂部之上的混凝土截面。板肋高度內的混凝土截面應忽略不計。

組合板板肋與鋼樑平行時，其有效截面取整個混凝土橫截面。

組合板板肋與鋼樑呈一角度 θ 時，其有效截面指板肋頂部之上的整個混凝土截面面積加上板肋高度內混凝土面積乘上 $\cos^2 \theta$ 。為簡化起見，板肋高度內的混凝土面積可以偏保守地忽略不計。

不考慮混凝土抗拉，壓型鋼板不計入有效截面。

除非依照 HKCC 守則把受壓鋼筋約束，否則必須忽略受壓區鋼筋。此外，所有的焊接鋼筋網和直徑小於 10mm 的鋼筋都應視為標稱鋼筋，不計入有效截面內。

10.2.3.3 混凝土翼緣的有效寬度

(1) 通過採用有效寬度來考慮混凝土翼緣平面內的抗剪柔度 (剪力遲延)。

(2) 與鋼樑共同作用的混凝土翼緣總有效寬度 B_e 取位於鋼樑中心線兩側混凝土翼緣部分的有效寬度 b_e 之和。

由於缺乏更精確的計算方法，各部份有效寬度 b_e 按下式計算：

- 垂直於鋼樑軸線方向的混凝土板

$$b_e = L_z / 8 \leq b \quad (10.4)$$

- 平行於鋼樑軸線方向的混凝土板

$$b_e = L_z / 8 \leq 0.8b \quad (10.5)$$

式中 L_z 為零彎矩點 (反彎點) 之間的距離。

然而，若考慮板的彎曲共存效應，也可取

$$b_e = L_z / 8 \leq b \quad (10.6)$$

- 對簡支組合樑， L_z 等於有計算長度 L (詳見 10.2.3.1段)
- 對連續樑， L_z 根據圖 10.2 進行取值

(3) 每部份翼緣的實際寬度 b 為相鄰鋼樑腹板中心線之間距離的一半，對於有自由邊的板，其實際寬度是鋼樑腹板中心到自由邊的距離。參見圖 10.2。

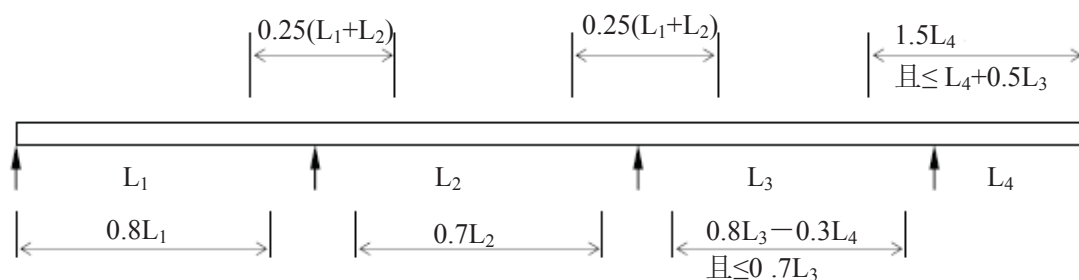


圖 10.2 續樑的 L_z 值

10.2.3.4 模量比值

(1) 組合截面的彈性截面特性可採用等效型鋼的截面和按混凝土翼緣所作出的貢獻的有效模數比 α_e 所計算的商來表示。

當缺少足夠資料來計算有效模數比 α_e 時，可按下式計算 α_e 值：

$$\alpha_e = \alpha_s + \rho_L (\alpha_L - \alpha_s) \quad (10.7)$$

式中

α_L 為長期荷載作用下的模數比；

α_s 為短期荷載作用下的模數比；

ρ_L 長期荷載佔總荷載的比例。

對所有強度等級的混凝土，其短期和長期模數比值查表 10.4。

表 10.4 普通混凝土的模數比值

短期荷載作用下的模數比 α_s	長期荷載作用下的模數比 α_L
8	22

由於蠕變和乾縮引起的混凝土長期變形的詳細計算，可參見規範 HKCC 守則的 3.1 節。

(2) 倉庫荷載和永恆荷載都應看作長期荷載，屋頂外加荷載、風荷載、雪荷載可視為短期荷載。

(3) 為確定模數比值，假設所有跨滿佈荷載。

(4) 當無法準確判定外加荷載的特性時，通常假定作用於樓層上的外加荷載 2/3 為短期荷載，1/3 為長期荷載。

10.2.4 組合截面的分類

(1) 概要

組合截面的承載力受鋼樑腹板和鋼樑受壓翼緣的局部壓曲所限制。缺乏更加精確的計算方法時，一般採用 10.2.6 條列出的設計方法。

組合樑施工階段的計算是基於鋼樑截面進行計算，此時截面的分類應參照第 7 章。

(2) 截面分類界限

為進行組合截面分類，中性軸的位置應根據10.2.3.2段中的有效截面確定。在構件設計中，當混凝土翼緣受拉時，翼緣鋼筋應包括在計算有效截面之中。

組合截面的分類根據表 10.5和10.6確定。

表 10.5 組合截面翼緣和腹板的極限寬厚比
(超過此極限值的構件歸入第4類(窄長型))

構件類型		截面種類		
		第 1類(塑性)截面	第 2 類 (厚實) 截面	第 3 類 (半厚實) 截面
受壓翼緣外伸寬厚比, b/T	型鋼	9ε	10ε	15ε
	焊接截面	8ε	9ε	13ε
腹板高厚比, d/t	中性軸位於一半高度處	80ε	100ε	120ε
	一般情況	$\frac{64\varepsilon}{1+r}$	$\frac{76\varepsilon}{1+r}$	詳見表 10.6

表 10.6 半厚實腹板的極限寬厚比 (超過此極限值的構件歸入第4類(窄長)構件)

一般情況下的腹板	第3類(半厚實型) 截面
$r \geq 0.66$	$\frac{114\varepsilon}{1+2r}$, 型鋼 $\left(\frac{41}{r}-13\right)\varepsilon$, 焊接截面
$0.66 > r \geq 0$	$\frac{114\varepsilon}{1+2r}$
$0 > r$	$\frac{114\varepsilon(1+r)}{3(1+2r)/2}$

註:

1) 表中所列極限寬厚比適合於組合截面。施工階段的截面分類應採用第 7章中的相關規定。

2) 當 $d/t \geq 63 \varepsilon$ 時應根據第 8章的要求驗算腹板剪切壓曲力。

3) 本表所列的值不適用於 T形截面。

4) $\varepsilon = \sqrt[3]{275/p_y}$

5) r 為腹板縱向應力的平均值與強度設計值 p_y 的比值，其中，壓應力為正，拉應力為負(詳見圖 10.3)。

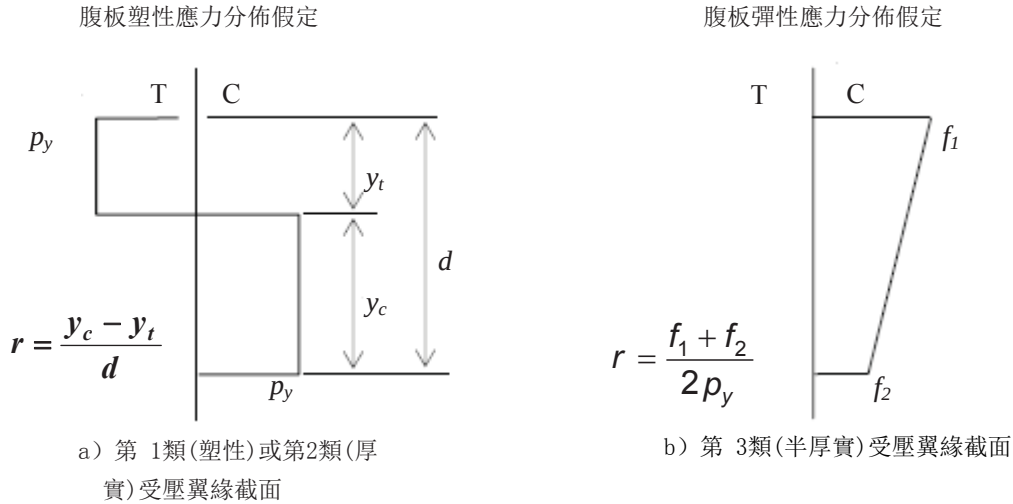


圖 10.3 腹板應力比 r 的計算

r 按下式計算：

$$r = -\frac{F_c}{R_w} \quad \text{且 } r \geq -1 \quad \text{正彎矩} \quad (10.8a)$$

$$= -\frac{R_r}{R_w} \quad \text{且 } r \leq -1 \quad \text{負彎矩} \quad (10.8b)$$

式中

F_c 為混凝土翼緣所受壓力；

R_r 為鋼筋的抗力，等於 $f_{sd}A_r$ ；

R_w 為腹板淨高度的抗力，等於 $dt p_y$ 。

對部分剪切連接，可參見 10.3.3.2 (2) 段。

(3) 附著連接的提高效率

a) 根據 10.3 節的規定，通過抗剪連接件與實心混凝土翼緣有效連接的鋼樑，其受壓翼緣可視作第 1 類（塑性）截面。

b) 根據 10.3 節規定，若組合板滿足下列條件之一，可認為鋼樑受壓翼緣通過抗剪連接件與混凝土組合板有效連接而受到約束：

- 組合板的板肋與鋼樑軸線呈至少 45 度的角；
- 直接位於鋼樑上方的板肋寬度 b_r （根據 10.3 節要求，從垂直於板肋軸線方向計算）不小於鋼樑翼緣的一半。

則相應的鋼樑受壓翼緣分類為：

- 若按表 10.5 查得受壓翼緣為第 2 類（厚實）截面，則鋼樑受壓翼緣視為第 1 類（塑性）截面；
- 若按表 10.5 查得受壓翼緣為第 3 類（半厚實）截面，則鋼樑受壓翼緣視為第 2 類（厚實）截面。

10.2.5 組合截面承載力與特性

(1) 僅當有效組合截面是第1類（塑性）截面或第2類（厚實）截面，且組合樑沒有通過高強鋼筋施加預應力時，組合截面的彎矩承載力可由剛塑性理論確定。

當組合樑的鋼樑截面翼緣是第1類（塑性）或第2類（厚實），而腹板是第3類（半厚實）但受壓區腹板高度根據10.2.5.2段進行折減後取有效高度時，剛塑性理論同樣適用。

(2) 任何截面類型的彎矩承載力計算均可採用彈性分析和非線性理論。

(3) 採用彈性分析和非線性理論時，若剪切連接與橫向鋼筋均按照10.3節的要求進行設計，且考慮縱向設計剪力的合理分佈，則此時可假設組合截面符合平截面假定。

(4) 混凝土的拉力強度應被忽略。

(5) 當組合構件的鋼樑截面是平面內彎曲時，應考慮其彎曲效應。

(6) 對於使用屈服強度大於420N/mm²、小於460N/mm²鋼樑的組合截面，若塑性中性軸與混凝土受壓翼緣最外邊緣間的距離 y_{pl} 大於組合截面的總深度 h （即鋼樑的深度加上混凝土翼緣的厚度）的15%時，彎矩抗力設計值 M_c 應取為 βM_c ，其中 β 為折減系數，取值如下：

$$\beta = 1 \quad \text{當 } y_{pl} / h \leq 0.15 \text{ 時} \quad (10.9a)$$

$$= 0.85 \quad \text{當 } y_{pl} / h = 0.4 \text{ 時} \quad (10.9b)$$

當 y_{pl}/h 值處於0.15~0.4之間時， β 值按照直線插值法求解。

(7) 採用部分抗剪連接組合樑的塑性彎矩抗承載力

a) 在組合樑正彎矩區（下撓區段），建築物的組合樑應根據10.3節的要求採用部分抗剪連接。

b) 除非另外驗證，組合樑負彎矩區（上翹區段）塑性彎矩承載力按10.2.5.1段規定進行計算，此時應採用完全抗剪連接保證受拉鋼筋屈服。即不允許採用部分抗剪連接。

c) 組合樑採用延性連接件時，組合樑臨界截面的彎矩承載力 M_c 應根據10.2.5.1段要求採用剛塑性理論進行計算。除非，當 $R_c < R_s$ 時混凝土翼緣中的壓力採用折減值 R_q 取代 R_c ($R_q = R_c$)；或當 $R_c > R_s$ 時，則取代 R_s ($R_q = R_s$)。

$$\begin{aligned} R_c &= \text{混凝土翼緣的抗力,} \\ &= 0.45 f_{cu} B_e (D_s - D_p) \end{aligned} \quad (10.10)$$

$$\begin{aligned} R_s &= \text{鋼樑的抗力} \\ &= A p_y \end{aligned} \quad (10.11)$$

$$\begin{aligned} R_q &= \text{抗剪連接的抗力} \\ &= NP \end{aligned} \quad (10.12)$$

式中

N 指從零彎矩截面到最大彎矩截面之間的抗剪連接件的數量。

$P = P_p$ ，是抗剪連接件的抗剪設計值，詳見10.3.2條

反映抗剪連接度的參數 k_{sc} 按下式計算，

$$k_{sc} = \frac{R_q}{R_s} \quad \text{當 } R_s < R_c \text{ 時} \quad (10.13a)$$

$$= \frac{R_q}{R_c} \quad \text{當 } R_s \geq R_c \text{ 時} \quad (10.13b)$$

板中的塑性中性軸位置應根據 R_q 的值來確定。應當注意，鋼樑截面中也存在另一條塑性中性軸，可以據此對腹板進行分類。

d) 採用部分抗剪連接的組合樑，其組合截面塑性彎矩承載力 M_{co} 可以偏保守地按下式計算：

$$M_{co} = M_s + k_{sc}(M_c - M_s) \quad (10.14)$$

式中

$M_c =$ 組合截面的彎矩承載力

$M_s =$ 鋼樑截面的彎矩承載力

$k_{sc} =$ 抗剪連接程度

e) 對受正彎矩(下撓區段)作用的組合樑，抗剪連接的最小連接度為，但不小於 0.4：

組合樑跨度 $L_e \leq 25\text{m}$,

$$\text{則 } k_{sc} \geq 1 - \left(\frac{355}{p_y} \right) (0.75 - 0.03L_e) \quad (10.15)$$

若跨度 $L_e > 25\text{m}$

$$\text{則 } k_{sc} = 1 \quad (10.15b)$$

其中 L_e 為組合樑正彎矩作用區段(相鄰彎矩零點之間)的距離，單位為米。

10.2.5.1 塑性彎矩承載力

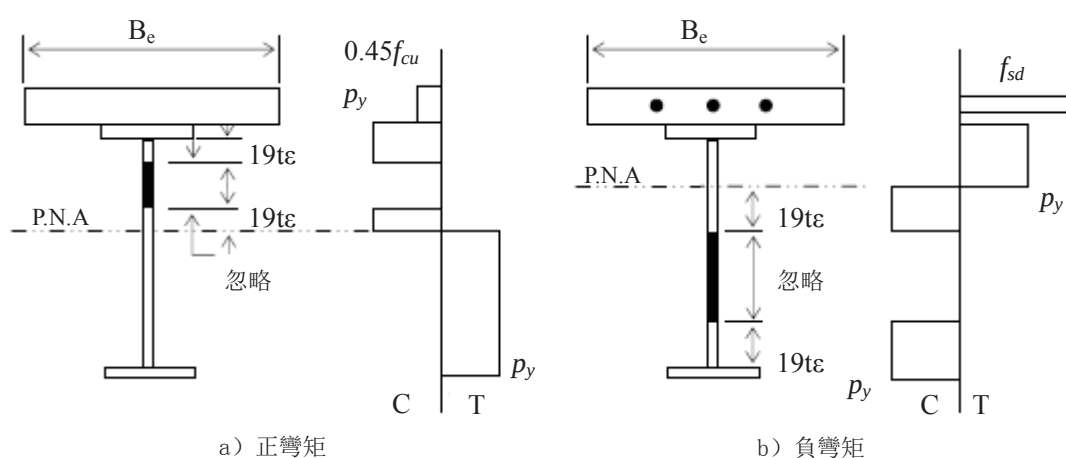
由第 1 類或第 2 類翼緣和腹板組成的組合截面塑性彎矩承載力的計算應遵循下列準則：

- (1) 在塑性中性軸的受壓區，整個混凝土受壓為 $0.45f_{cu}$ 的均布壓應力。
- (2) 鋼樑截面的受拉區或受壓區應力值均達到強度設計值 p_y 。
- (3) 縱向受拉鋼筋應力達到設計強度 f_{sd} 。

10.2.5.2 折減後的塑性彎矩承載力

若組合樑的鋼樑截面由第 1 類（塑性）或第2類（厚實）翼緣、第3類（半厚實）腹板組成，則在計算組合樑的折減塑性彎矩承載力時應採用圖 10.4所示的折減截面。

如圖，鋼樑腹板受壓區有效抗壓深度取離鋼樑受壓翼緣及離腹板塑性中和軸均為 $19t\epsilon$ 間的部分。



註：P. N. A 表示有效截面的塑性中和軸

圖 10.4 折減截面

10.2.5.3 截面慣性矩和彈性截面模量

- (1) 對組合樑，應區分三個可能的截面慣性矩：

I_g 適用於不開裂總截面；

I_p 適用於正彎矩作用下的開裂截面；

I_n 適用於負彎矩作用下的開裂截面。

截面慣性矩值的合理用法如下：

- a) 對不開裂截面進行彈性整體分析（詳見10.2.2.4（1）段）時採用 I_g ；
- b) 在對開裂截面進行彈性整體分析（詳見10.2.2.4（2）段）時用 I_g 和 I_n ；
- c) 計算截面的彈性截面模量時採用合適的 I_g 、 I_p 或 I_n ；（詳見10.2.5.3(5)段）
- d) 組合樑撓度計算時用 I_g 。（詳見10.2.7.1段）

- (2) 不開裂總截面的慣性矩 I_g

不開裂總截面慣性矩 I_g 按跨中不考慮加強的未開裂混凝土翼緣的有效寬度計算。有效寬度內的所有混凝土翼緣面積應計入有效截面內。

爲了簡化，板肋高度內的混凝土可偏保守的忽略。不計入任何混凝土樑的裝飾層。

(3) 正彎矩作用下開裂截面的慣性矩 I_p

正彎矩作用下，開裂組合截面的慣性矩應按跨中混凝土翼緣的有效寬度計算，不計入受拉區的混凝土。

(4) 負彎矩作用下的開裂截面的慣性矩 I_n

負彎矩作用下，開裂組合截面慣性矩按由鋼樑截面和位於支承處混凝土翼緣有效寬度內的有效錨固鋼筋組成的截面計算。

(5) 彈性截面模量

在計算操作情況下極限狀態下的應力時，組合樑的彈性截面模量應按下列條件選用合適的值：

a) 正彎矩作用下

當彈性中和軸位於鋼樑截面時，取 I_g 。

當彈性中和軸位於混凝土翼緣內時，取 I_p 。

b) 負彎矩作用下取 I_n 。

10.2.6 極限狀態設計

10.2.6.1 彎矩承載力

(1) 簡支樑

鋼樑截面受壓翼緣爲第 1 類（塑性）截面或爲第 2 類（厚實）截面的簡支組合樑，若其鋼樑腹板不是第 4 類（薄寬）截面，則在正彎矩作用下，其彎矩承載力應取組合樑的塑性彎矩承載力。若鋼樑的腹板爲第 1 類（塑性）或第 2 類（厚實）截面，則應採用 10.2.5.1 段的塑性彎矩承載力。若腹板爲第 3 類（半厚實）截面，則應採用 10.2.5.2 段的折減塑性彎矩承載力。

(2) 懸臂樑

懸臂組合樑的彎矩承載力的計算截面由鋼樑和位於混凝土翼緣有效寬度內的有效錨固鋼筋組成。但是，用於抵抗直接作用於板上的荷載所產生的板中彎矩的受拉鋼筋不得計算在內。

當受壓翼緣爲第 1 類（塑性）截面或爲第 2 類（厚實）截面，若其鋼樑腹板不是第 4 類（薄寬）截面，則在正彎矩作用下，其彎矩承載力應取塑性彎矩承載力。若鋼樑的腹板爲第 1 類（塑性）或第 2 類（厚實）截面，則應採用 10.2.5.1 段的塑性彎矩承載力。若腹板爲第 3 類（半厚實）截面，則應採用 10.2.5.2 段的折減塑性彎矩承載力。

(3) 連續樑

連續組合樑的正彎矩承載力計算與簡支樑的彎矩承載力計算（詳見 10.2.6.1 (1) 段）相同；負彎矩承載力與懸臂樑的彎矩承載力（詳見 10.2.6.1 (2) 段）計算相同。

10.2.6.2 剪切承載力

鋼樑應按照第 8 章的要求保守地進行設計，以抵抗組合樑承受的全部的豎向剪力。

10.2.6.3 彎矩及剪切共同作用

由於較大剪力所導致的彎矩承載力的折減，應按下列公式計算：

$$M_{cv} = M_c - \rho(M_c - M_f) \quad \text{當 } V \geq 0.5V_c \text{ 時} \quad (10.16)$$

式中

M_{cv} 為承受較大剪力作用下組合樑截面的折減彎矩承載力；

M_c 為組合樑截面的塑性彎矩承載力；

M_f 為扣除剪切面積 A_v （詳見第8章）後，餘下截面的塑性彎矩承載力；

$$\rho = \left(\frac{2V}{V_c} - 1 \right)^2$$

V 為計算截面所受剪力；

V_c 為剪切承載力與剪切壓曲抗力中的較小值，均詳見第8章。

當組合樑腹板為的 3 類（半厚實）截面時， M_c 為按 10.2.5.2 段計算的折減塑性彎矩承載力，。

橫向剪力的影響也可以通過對鋼樑的剪切面積 A_v ，採用折減設計鋼材強度 $(1-\rho) p_f$ 來考慮，參見 8.2.1 條。

任何情況下，剪力 F_v 不得超過按 8.2.1 條計算所得的鋼樑截面的剪切承載力。

10.2.6.4 受壓翼緣的穩定性

(1) 應逐一驗算連續組合樑每一跨樑底部翼緣的穩定性。

對組合樑支承截面設計時，假定被驗算跨的樑僅承受恒載設計值，假設樑每一中間支承負彎矩等於相應的截面彎矩承載力 M_c ，（彈性、塑性或折減塑性彎矩承載力），詳見圖 10.5。

然而，支承彎矩值應大於按不考慮彎矩重新分配的彈性分析（使用未開裂總截面特性）得出的值。

(2) 為防止側面扭轉壓曲，建議按照第 8 章對樑受壓翼緣採用側向約束。驗算負彎矩區樑底部翼緣的側向穩定性時，應採用 8.3 節中給出的方法。

也可考慮採用由混凝土組合板提供扭轉約束的其他方法。

(3) 塑性鉸（樑跨中最後一個形成的塑性鉸除外）的位置確定應遵循第 8 章中有關的建議規定。

對等截面組合樑的支承處，若按使用未開裂總截面進行的彈性整體分析法得

到的負彎矩值的調幅超過 30%時(或使用開裂總截面進行的彈性分析法所得到的彎矩值調幅超過 20%時), 則該支承處應視作塑性鉸位置。

對變截面組合樑, 出現支承彎矩重新分佈的位置為負彎矩塑性鉸可能出現的位置, 需進行判別。當該位置採用未開裂總截面進行的彈性整體分析, 上述截面位置處的負彎矩調幅超過 30%(或採用開裂截面進行彈性分析法所得到的彎矩調幅超過 20%時), 則該截面應視為實際塑性鉸位置。

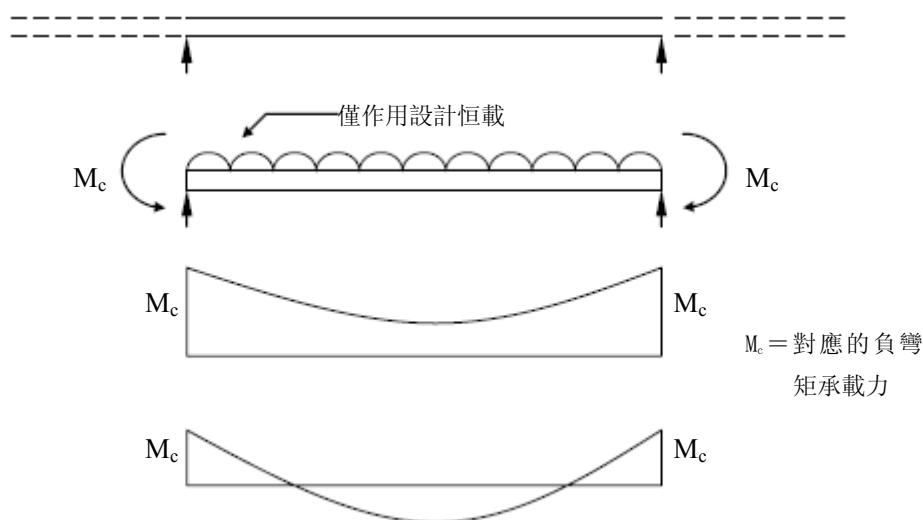


圖 10.5 連續組合樑底部翼緣的側向壓曲

10.2.7 正常使用極限狀態設計

10.2.7.1 撓度

(1) 概要

在建築物或建築物的一部份的標準值荷載作用下的撓曲不得破壞結構或其構件的強度或有效性或破壞其裝飾層。撓度應採用正常使用荷載標準值計算來確定。

(2) 當施工階段不設臨時支撐時, 應限制組合樑施工階段由於混凝土翼緣和鋼樑恒載所產生的撓度。可以採用在鋼樑中預先起拱的方法, 降低組合樑中由於鋼樑和混凝土翼緣自重所產生的撓度。

(3) 施工階段不設置臨時支撐的組合樑, 外加荷載產生的撓度應基於組合截面的特性進行計算; 而對由鋼樑和混凝土翼緣的自重所產生的撓度應基於鋼樑截面的特性進行計算。

(4) 施工階段設置臨時支撐的組合樑, 所有的撓度均應基於整個組合截面的特性進行計算。在計算撓度時, 認為組合樑呈線彈性, 除條文 10.2.7.1(6)段規定的彎矩重新分佈與 10.2.7.1(6e)段規定的部份抗剪連接導致的撓度增大的情況。

(5) 簡支樑

計算簡支組合樑的撓度應採用 10.2.5.3 (2) 段定義的組合樑未開裂總截面特性。

(6) 連續樑

對連續樑，外加荷載產生的撓度應考慮最不利荷載的影響。承載力極限狀態設計是以塑性整體分析為基礎，或考慮了大幅度的支承彎矩調幅，則外加荷載產生的撓度計算應考慮振搗效應。

除了使用精確分析，也可採用下列方法，通過調整初始的支承彎矩來考慮最不利荷載和不平衡效應的影響。

a) 考慮最不利荷載的影響

連續組合樑每個支承處的初始彎矩值應按外加荷載標準值作用於所有跨度求解。然後對這些初始支承彎矩值（與懸臂段相鄰的支承除外）進行折減來考慮最不利荷載的影響。折減方法如下：

- 對普通荷載： 30%；
- 對貯存類荷載： 50%。

b) 考慮振搗效應

採用了下列方法進行樑的承載能力極限狀態設計，則要考慮振搗效應的影響：

- 塑性整體分析（詳見 10.2.2.5 段）；
- 採用未開裂總截面特性（詳見 10.2.2.4 (1) 段）進行彈性整體分析且彎矩調幅超過 40%；
- 採用開裂截面特性（詳見 10.2.2.4 (2) 段）進行彈性整體分析且彎矩調幅超過 20%。

下列標準荷載共同作用時，在確定支承彎矩時不考慮彎矩調幅：

- 對普通荷載： 恒載+80%外加荷載；
- 對貯存類荷載： 恒載+100%外加荷載。

當上述計算支承彎矩超過截面負彎矩作用下的塑性彎矩承載力時，超出部分的彎矩應視作由振搗效應產生的彎矩。

由振搗彎矩產生的撓度應疊加到外加荷載產生的撓度值之中。可以在考慮了最不利荷載影響的折減基礎上，通過對外加荷載引起的支承彎矩計算值再減去支承處振搗彎矩值來考慮。

c) 彎矩的計算

所有的支承彎矩應基於樑未開裂總截面特性來計算。

此外，若滿足 10.2.2.3 段中簡化方法的條件，則支承彎矩也可取為：

- 兩跨樑： $WL/8$ ；

- 多跨樑的第一個中間支承： $WL/10$;
- 其他中間支座： $WL/14$;

在上述運算式中， W 為作用於組合樑跨度 L 上的標準荷載。如果支承兩側的跨度不等，則應取相鄰兩跨 WL 的平均值。

d) 撓度計算

組合樑每一跨由外加荷載產生的撓度應按作用於該跨上的荷載以及該跨兩端支承處的彎矩值計算，並且根據最不利荷載和振搗效應進行修正。

等截面且無加腋鋼樑，則撓度計算時應採用組合樑未開裂總截面特性。

恒載產生的撓度計算應以彈性分析為基礎。對於施工階段未設臨時支撐的組合樑，採用鋼樑截面特性進行計算。對於施工階段設置臨時支撐的組合樑，採用未開裂總截面特性進行計算。

對承受均布荷載或集中對稱荷載作用下的連續組合樑，跨中的撓度 δ_c 按下式計算，

$$\delta_c = \delta_o \left[1 - 0.6 \frac{M_1 + M_2}{M_o} \right] \quad (10.17)$$

式中

δ_o 為相同荷載作用下簡支樑的跨中撓度；

M_o 為相應簡支樑的最大彎矩；

M_1 、 M_2 相鄰兩支承處的彎矩值（根據需要適當修正）。

e) 部分抗剪連接

在正常使用荷載作用下因部分連接引起的撓度增大值按下列公式計算：

- 對施工階段設置臨時支撐的組合樑

$$\delta = \delta_c + 0.5(1 - k_{sc})(\delta_s - \delta_c) \quad (10.18a)$$

- 對施工階段未設置臨時支撐的組合樑

$$\delta = \delta_c + 0.3(1 - k_{sc})(\delta_s - \delta_c) \quad (10.18b)$$

式中

k_{sc} 為 10.2.5 (7c) 段中規定的抗剪連接度；

δ_s 鋼樑單獨工作時的撓度值；

δ_c 相同荷載作用下，採用完全抗剪連接的組合樑的撓度。

對連續組合樑，採用相同的計算公式，但 δ_s 和 δ_c 值參照連續樑的撓度， δ_c 按照 10.2.7.1 (6a) 段建議的方法計算。

10.2.7.2 不可恢復變形和應力驗算

(1) 在正常使用條件下，爲了防止整體變形，在簡支樑、懸臂樑和連續樑的跨中應避免出現不可恢復變形。

在正常使用荷載作用下，組合樑應力應基於構件彈性截面特性計算。在正常使用極限狀態下，無需改變截面的彈性模量來考慮部份抗剪連接的影響。

(2) 對簡支樑、懸臂樑以及連續樑的跨中，鋼樑最外邊緣的應力值不得超過設計強度 p_y ，混凝土翼緣中的應力不得超過 $0.5f_{cu}$ 。

(3) 若滿足 10.2.7.1(6) 段的規定，則無需限制連續樑支承截面的應力值。

施工階段未設臨時支撐的對稱截面組合樑，若外加荷載標準值大於恒載標準值，通常無需計算其截面的應力。

10.2.7.3 裂縫

(1) 當需要限制裂縫寬度時，可參考 HKCC 守則。如果按照 HKCC 守則中的規定對混凝土翼緣板進行加強以減少混凝土的開裂，則在非腐蝕性環境中，例如在供熱的辦公建築中，通常在組合樑的設計時無需驗算裂縫的寬度，即使是簡支組合樑也無需檢驗。

(2) 對於處於惡劣條件的組合樑（例如停車場的樓面或通常的屋面），應在樑支承處混凝土翼緣中增加附加鋼筋以控制開裂，可參考 HKCC 守則的相關條文。爲了避免在剛性裝飾層出現可見的裂縫，應考慮在批盪上採用裂縫控制接頭。

(3) 在不設臨時支撐的壓型鋼板組合板中，通常應佈置構造鋼筋，構造鋼筋的面積爲壓型鋼板上方混凝土板面積的 0.2%。

對設置臨時支撐的壓型鋼板組合板，或在裂縫影響非常嚴重的區域，構造鋼筋應增加至對應混凝土板面積的 0.4%。

10.2.7.4 振動

當振動導致建築物的居住者不適或對建築內部造成破壞時，則應考慮大跨度組合樓層的振動反應，且應滿足 5.4 節中的規定。

10.3 抗剪連接

10.3.1 概要

抗剪連接應能傳遞混凝土和鋼樑之間由荷載設計值所產生的縱向剪力，而不發生混凝土的壓碎破壞或其他破壞，且不允許混凝土和鋼樑之間產生過大的滑動或分離。

抗剪連接件應沿組合樑的整個長度方向佈置以傳遞混凝土板與鋼樑之間的縱向剪力。此外，應沿組合樑整個長度方向佈置橫向鋼筋以防止因抗剪連接件處的集中力引起的縱向剪切破壞和混凝土板的劈裂。

10.3.2 抗剪連接件的設計抗力

10.3.2.1 概要

實心板中，抵抗縱向剪力的抗剪連接件設計抗力按下列公式計算：

$$a) \text{ 正彎矩區: } P_p = 0.8P_k \quad (10.19a)$$

$$b) \text{ 負彎矩區: } P_n = 0.6P_k \quad (10.19b)$$

式中

P_k 為抗剪連接件的抵抗力標準值。

圓頭栓釘的抵抗力標準值可參考 10.3.2.2 段確定。由於本守則除圓頭栓釘外沒有給予其他類型抗剪連接件抵抗力標準值，因此，其他類型抗剪連接件的抵抗力標準值應根據推出試驗確定。

10.3.2.2 實心板中的圓頭栓釘

預埋入普通混凝土板中的圓頭栓釘，其尺寸和特性應符合 10.1.4.1 段的要求，抵抗力標準值 P_k 按表 10.7 確定。

表 10.7 普通混凝土中圓頭抗剪栓釘的特徵抗力 P_k

圓頭栓釘的特徵抗力 P_k (kN)										
圓頭栓釘的尺寸			混凝土標準強度 f_{cu} (N/mm ²)							
標稱栓 桿直徑 (mm)	標稱 高度 (mm)	最小焊接 後高度 (mm)	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
25	95	95	111.4	126.9	141.7	155.9	169.7	176.7	176.7	176.7
22	95	88	89.9	102.4	114.3	125.8	136.8	136.8	136.8	136.8
19	95	76	67.1	76.3	85.2	93.8	102.1	102.1	102.1	102.1
16	70	64	47.5	54.1	60.5	66.5	72.4	72.4	72.4	72.4

註：若混凝土標準（立方體）強度大於 60N/mm²， P_k 值應按照 C60 混凝土的 f_{cu} 和 E_{cm} 的限值來確定。

圓頭抗剪栓釘的特徵抗力計算公式如下：

$$P_k = 0.29d^2\alpha\sqrt{0.8f_{cu}E_{cm}} \leq 0.8f_u\left(\frac{\pi d^2}{4}\right) \quad (10.20)$$

式中

d = 圓頭栓釘釘桿直徑，16mm ≤ d ≤ 25mm

$$\alpha = 0.2\left(\frac{h}{d} + 1\right) \quad \text{當 } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \text{ 時}$$

$$= 1 \quad \text{當 } \frac{h}{d} > 4 \text{ 時}$$

- h = 圓頭栓釘的總高度；
- f_{cu} = 混凝土的標準強度（立方體強度）；
- E_{cm} = 混凝土彈性模量，參詳見HKCC第10.1.2條；
- f_u = 冷拉（或冷鍛）前栓釘材料的極限強度，根據10.1.4.1段偏保守地取為 450N/mm²。

10.3.2.3 壓型鋼板組合板中的圓頭抗剪栓釘

（1）概要

本段設計建議僅適用於預埋入由壓型鋼板和混凝土組成的組合板中的圓頭抗剪栓釘，栓釘的尺寸和特性見 10.1.4.1段中的要求。只有滿足下列所有條件時本段規定才適用。

- 壓型鋼板的總高度不低於35mm，且不大於80mm。
- 壓型鋼板凹槽的平均寬度不小於50mm。
- 圓頭抗剪栓釘的總高度至少比壓型鋼板的總高度大35mm。

（2）壓型鋼板肋與鋼樑垂直

對於板肋與鋼樑相垂直的組合板，板中的圓頭抗剪栓釘的承載力應取其在實心板中的承載力（詳見 10.3.2.1段）乘以形狀糾正系數 k ， k 的計算公式如下：

$$\text{每個肋板內有一個栓釘： } k = 0.7 \frac{b_r}{D_p} \left(\frac{h}{D_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (10.21)$$

$$\text{每個肋板內有兩個或多個栓釘： } k = 0.5 \frac{b_r}{D_p} \left(\frac{h}{D_p} - 1 \right) \leq 0.8 \quad (10.22)$$

式中

b_r 為梯形截面混凝土肋板的平均寬度，或內凹形截面肋板的最小寬度，詳見 10.3.2.3（6）段；

D_p 為壓型鋼板的總高度；

h 為圓頭抗剪栓釘的總長度。儘管可以採用更長的栓釘，但通常認為 h 取不大於 $2D_p$ 與 $D_p+0.75$ 兩個值中的較小值。

（3）壓型鋼板肋與鋼樑平行

對於板肋與鋼樑平行佈置的組合板，板中的圓頭抗剪栓釘的承載力應取其在實心板中的承載力（詳見10.3.2.1段）乘以形狀糾正系數 k ， k 的計算公式如下：

$$k = 0.6 \frac{b_r}{D_p} \left(\frac{h}{D_p} - 1 \right) \leq 1.0 \quad (10.23)$$

式中

b_r , D_p 和 h 意義同上。

當混凝土板肋內不止一列栓釘時，則壓型鋼板凹槽的平均寬度 b_a 至少比各列栓釘橫向間距大 50mm。

也可以將壓型鋼板的凹槽沿縱向分開，從而在鋼樑翼緣上方形成一個寬度更大的混凝土肋板，此時，上述公式 k 計算中的 b_r 值應相應增大。

(4) 壓型鋼板肋與鋼樑呈一角度

當板肋與樑呈一角度 θ 佈置時，形狀修正系數 k 應按照下式計算，

$$k = k_1 \sin^2 \theta + k_2 \cos^2 \theta \quad (10.24)$$

式中

k_1 為 10.3.2.3 (2) 段中計算所得的 k 值；

k_2 為 10.3.2.3 (3) 段中計算所得的 k 值。

或者，也可以採用上述 k_1 和 k_2 中的較小值。

(5) 形狀修正系數 k 的上限值

當缺乏合適的試驗資料時，形狀修正系數值 k 不得大於表 10.8 中給予的相應值。

表 10.8 k 的上限值

條件	每個肋內圓頭抗剪栓釘的數量	壓型鋼板的厚度 (mm)	上限值 k
栓釘 $d \leq 20$ ，穿透焊接固定的壓型鋼板	1	≤ 1.0	0.85
		> 1.0	1.0
	2	≤ 302	0.7
		> 302	0.8
僅使用 $d=19$ 和 20 栓釘，預鑽孔焊接固定的壓型鋼板	1	0.75~1.5	0.75
	2	0.75~1.5	0.60

註： d 表示圓頭抗剪栓釘的直徑 (mm)。

(6) 凹槽寬

如果圓頭抗剪栓釘位於肋內的中心，則對梯形壓型鋼板截面 b_r 等於凹槽的平均寬度 b_a ；對梯形壓型鋼板截面， b_r 等於凹槽的最小寬度 b_b (詳見圖 10.6)

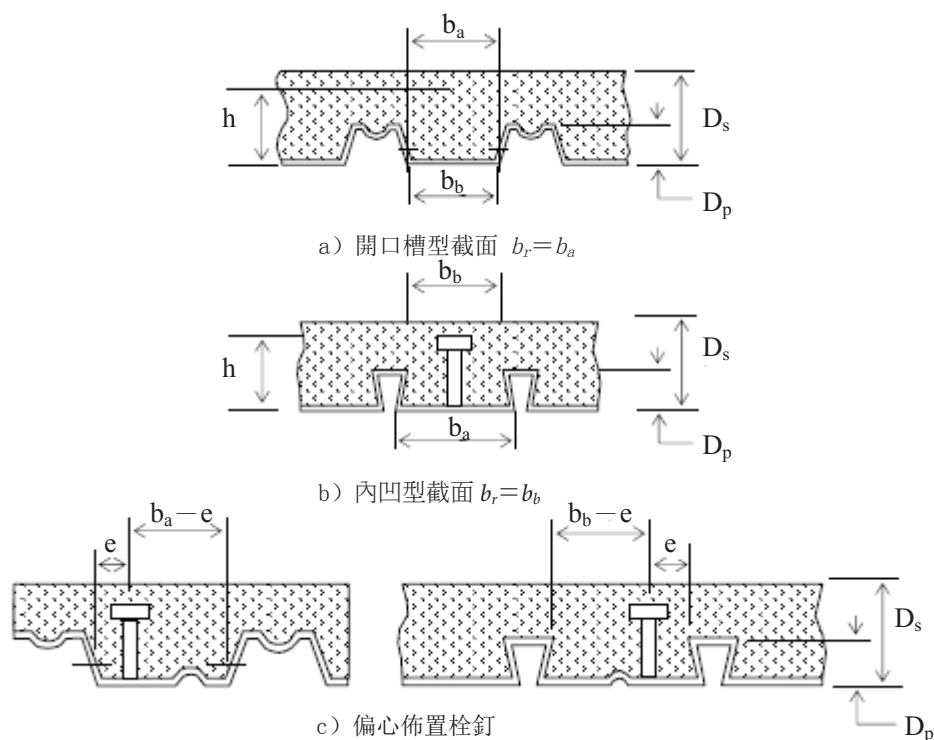


圖 10.6 混凝土肋板寬度 b_r

當有必要將圓頭抗剪栓釘沿板肋偏心佈置時，則栓釘應合理地佈置在恰當的區域，例如，栓釘上方的受壓混凝土區域面積最大。當確有必要將抗剪螺栓佈置在不利位置時， b_r 應減小至 $2e$ ，其中 e 為栓釘中心與板肋較近一側的距離（詳見圖 10.6）。距離 e 不得小於 25mm。

當圓頭抗剪栓釘成對交錯佈置時，無論在有利一邊還是在不利一邊的位置（關於最小間距的表述詳見 10.3.4.1 段）， b_r 都應當作非偏心佈置的栓釘確定。

10.3.3 抗剪連接件的規定

10.3.3.1 完全抗剪連接

(1) 正彎矩作用下

對完全抗剪連接，用以充分發揮截面的正彎矩承載力的抗剪連接件的數量 N_p ，即佈置在最大正彎矩截面和零彎矩截面之間所需的抗剪連接件的數量（詳見 10.3.3.3 段），按照下列公式計算：

$$N_p P_p \geq F_p \quad (10.25)$$

式中

P_p 為組合樑正彎矩區域抗剪連接件的設計抗力，根據 10.3.2.1 段確定；

F_p 為組合樑最大正彎矩處混凝土板中的縱向壓力。當以組合截面塑性彎矩承載力為基礎進行設計時， F_p 等於鋼樑抗力與混凝土翼緣抗力中的較小值；而當以組合截面的彈性彎矩承載力為基礎進行設計時， F_p 根據混凝土板中的計算應力來確定。

(2) 負彎矩作用下

對完全抗剪連接，用以充分發揮截面的負彎矩承載力的抗剪連接件的數量 N_n ，即佈置在最大負彎矩截面和零彎矩截面之間所需的抗剪連接的數量（詳見 10.3.3.3 段），按照下列公式計算：

$$N_n P_n \geq F_n \quad (10.26)$$

式中

P_n 為組合樑負彎矩區域抗剪連接件的設計抗力，根據 10.3.2.1 段確定；

F_n 位於有效橫截面內的縱向鋼筋的抗力。

用以充分發揮截面的負彎矩承載力所需的抗剪連接件的數量不得少於 N_n 。這同樣適用於基於彈性彎矩承載力的情況。

10.3.3.2 部份抗剪連接

(1) 條件

本方法僅適用於抗剪連接件的尺寸和特性滿足 10.1.4.1 段規定的圓頭抗剪栓釘，或者至少與圓頭抗剪栓釘具有相同變形能力的其他類型的抗剪連接件。抗剪連接件的間距應滿足 10.3.3.3 段中的規定。

(2) 抗剪連接件的數目

當計算所得的組合樑某跨上的最大正彎矩小於根據 10.2 節相應條文確定的組合樑塑性彎矩承載力時，則實際的抗剪連接的數量 N_a 應少於 N_p ，其中 N_p 為完全抗剪連接時的連接件數目，詳見 10.3.3.1 段。

不得對負彎矩區所需的完全抗剪連接件的數量 N_n 進行折減。

計算組合樑截面折減後的塑性彎矩承載力，假設混凝土受壓翼緣中折減後的壓力 F_c 等於抗剪連接件的抗力 R_q ，如下：

$$N_a P_p = R_q = F_c \quad (10.27)$$

腹板的類型（詳見 10.2 節）應按比例 r 劃分，且假設混凝土翼緣中的壓力 F_c 等於 R_q 。

10.3.3.3 抗剪連接件的間距

(1) 條件

組合樑最大正彎矩截面與相鄰支承間的抗剪連接件的數目不得低於 N_p 與 N_n 之和。 N_p 與 N_n 的計算詳見 10.3.3.1 段。

在滿足 10.3.3.3 (2) 段到 10.3.3.3 (6) 段中規定的前提下，通常所有的抗剪連接件沿樑縱向均勻佈置。當需要改變抗剪連接件的間距時，則抗剪連接件應均勻佈置在二個或多個區域中，而中間點變化處的要求，參見 10.3.3.3 (5) 段。

對連續組合樑，如有必要，負彎矩區抗剪連接件應佈置的間距更小些。以適

應受拉鋼筋的截斷。懸臂段中抗剪連接件的間距也應根據受拉鋼筋的截斷情況來確定。

(2) 附加驗算

當符合下列任一條件時，應按 10.3.3.3 (5) 段中的規定對組合樑中間點處抗剪連接件的安全性進行附加驗算。

- a) 正彎矩區作用一個非常大的集中力。
- b) 組合樑橫截面突變處。
- c) 構件為變截面構件（詳見10.3.3.3 (3) 段）。
- d) 混凝土翼緣非常大（詳見10.3.3.3 (4) 段）。

對條件 a)，當自由彎矩值 M_o 超過組合樑截面正彎矩抗彎承載力的10%時即視為集中力非常大。自由彎矩 M_o 指同樣跨度的簡支樑在該集中力單獨作用下的樑中最大彎矩。

(3) 變截面構件

對於截面深度由跨中向支承逐步減小的組合樑，應按照 10.3.3.3 (5) 段中的規定，對一系列中間點處截面進行附加驗算，保證任意二個相鄰中間點處截面較大彎矩承載力與較小彎矩承載力的比值不超過 2.5。

(4) 大尺寸混凝土翼緣

如果混凝土翼緣尺寸非常大以致組合截面的塑性彎矩承載力超過純鋼樑彎矩承載力的 2.5倍，則應根據10.3.3.3 (5) 段的規定，對組合樑中間點處截面進行附加驗算。檢驗的中間點近似為最大正彎矩截面與相鄰支承間的中點。

(5) 中間點處截面抗剪連接的安全性

對於抗剪連接件間距發生改變（見10.3.3.3 (1) 段）的中間點處截面和 10.3.3.3 (2) 段中敘述的中間點處截面，應驗算抗剪連接的安全性。

任意上述中間點處截面與相鄰支承截面之間的抗剪連接件的數量不得小於按下式得到的 N_i 值：

正彎矩作用下：

$$N_i = \frac{M - M_s}{M_c - M_s} N_p + N_n \quad \text{且 } N_i \geq N_n \quad (10.28)$$

負彎矩作用下

$$N_i = \frac{M_c - M}{M_c - M_s} N_n \quad \text{且 } N_i \leq N_n \quad (10.29)$$

式中

M 中間點處截面的彎矩值；

M_c 組合截面的正彎矩承載力或負彎矩承載力；

M_s 鋼樑的抗彎承載力。

此外，正彎矩作用下，也可以通過驗算中間點處截面的塑性彎矩承載力來判斷抗剪連接的安全性，此時假設混凝土翼緣中的壓力 F_c 等於 $(N_s - N_n) Q_p$ ，其中 N_s 為中間點處截面與相鄰支承截面之間的抗剪連接件的實際數量。在採用該方法驗算時，腹板的分類（詳見 10.2 節）由上述 F_c 的大小決定的應力比 r 來確定。

（6）鋼筋的削減

在組合樑負彎矩區域佈置受拉鋼筋時，每根鋼筋都應從理論切斷點向外延伸。延伸長度不小於鋼筋直徑的 12 倍。此外，鋼筋的長度應滿足 HKCC 守則中受拉區鋼筋錨固長度的規定。

對於佈置 N_n 個抗剪連接件以抵抗縱向剪力 F_n 的區域，最長的鋼筋應伸出該區域之外，延伸長度不小於抗剪連接件的縱向間距。如有必要，應增加鋼筋長度來滿足該條件；也可將該區域內抗剪連接件間距加密，以免增加鋼筋長度。

10.3.4 抗剪連接件的細節設計

10.3.4.1 概要

（1）最大間距

抗剪連接件的縱向間距通常不大於 600mm 且不大於 $4D_s$ ，其中 D_s 為板的總厚度。如果考慮不均勻剪力，以及很可能出現的混凝土翼緣和鋼樑之間的垂直分離，則抗剪連接件應按組進行佈置，其平均間距按上面取值且最大間距不大於 $8D_s$ 。若鋼樑或混凝土翼緣的穩定性依賴於抗剪連接件，則抗剪連接件的最大間距應相應減小且採取相應的抗拔措施。

（2）邊距

抗剪連接件的外側邊與鋼樑翼緣的側邊的淨距不得小於 20mm（詳見圖 10.7 (a)）。

（3）最小間距

沿樑長度方向佈置的圓頭抗剪栓釘，其縱向中心間距不得小於 $5d$ 而相鄰二列栓釘的橫向中心間距不得小於 $4d$ ，其中 d 為栓釘公稱直徑。如果栓釘交錯排列，則各列栓釘的最小橫向間距為 $3d$ 。

（4）最大直徑

圓頭抗剪栓釘連接件的公稱直徑不得大於其所焊接的鋼樑翼緣厚度的 2.5 倍，而焊接在鋼樑翼緣上的栓釘位置對正鋼樑的腹板時除外。

10.3.4.2 其他類型的抗剪連接件

其他類型抗剪連接件的細節尺寸和最小間距要求應根據推出試驗加以確定。

10.3.4.3 樑腋

不採用壓型鋼板時，鋼樑與混凝土板底的加腋區邊線應位於自抗剪連接件底部邊緣的 45° 擴散線以外；且抗剪連接件底部邊緣的混凝土保護層厚度不小於 50mm（詳見圖 10.7（b））。

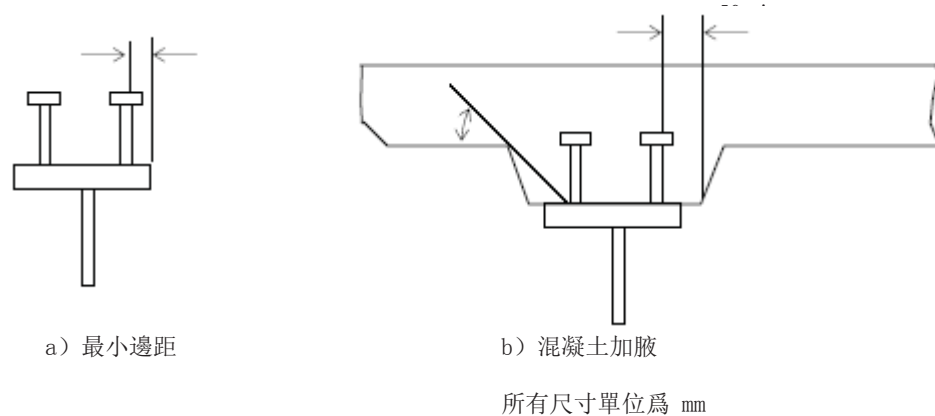


圖 10.7 最小尺寸

10.3.5 橫向鋼筋

10.3.5.1 概要

橫向鋼筋指混凝土翼緣中與樑跨方向垂直的鋼筋。採用壓型鋼板時，壓型鋼板也可以引起橫向鋼筋的作用（詳見 10.3.5.4 段）

混凝土翼緣中橫向鋼筋應足以抵抗抗剪連接件傳遞來的縱向剪力。應當在緊靠抗剪連接件位置和翼緣有效寬度範圍內都佈置橫向鋼筋。

10.3.5.2 板中的縱向剪力

樑跨中任意一點處的單位長度總縱向剪力 v 應根據抗剪連接件的間距，按照下式進行計算：

$$v = \frac{NP}{s} \quad (10.30)$$

式中

N 某種間距佈置的抗剪連接件的數量；

s 該組的抗剪連接件的縱向中心距；

P 指 P_p 或 P_n ，分別是抗剪連接件承受正彎矩或負彎矩作用的抗力（詳見 10.3.2.1 段）。

正彎矩作用下，某種可能發生的剪切破壞之特定面上的剪力計算，應考慮位於該破壞面之外混凝土翼緣的有效寬度的部分。

負彎矩作用下，某種可能發生剪切破壞之特定面上的剪力計算，應考慮有效縱向鋼筋的分佈。

10.3.5.3 混凝土板的縱向切剪承載力

對混凝土翼緣中可能發生剪切破壞的特定面，其單位長度的縱向剪力不得大於按下式確定的抗剪承載力 v_r ：

$$v_r = 0.7A_{sv}f_y + 0.03\eta A_{cv}f_{cu} + v_p \quad (10.31a)$$

$$\leq 0.8\eta A_{cv}\sqrt{f_{cu}} + v_p \quad (10.31b)$$

式中

f_{cu} 混凝土立方塊強度，單位 N/mm^2 ，儘管可以採用更高強度的混凝土，但 f_{cu} 取值不大於 40N/mm^2

η 對普通混凝土取 1.0；

A_{cv} 樑單位長度上所考察混凝土剪切面之平均橫截面面積；

A_{sv} 樑單位長度上通過剪切面的頂部鋼筋與底部鋼筋的面積之和（見圖 10.8）；

v_p 如果有壓型鋼板，為壓型鋼板對抗剪的作用（詳見10.3.5.4段）。

只有完全錨固的鋼筋才能計入 A_{sv} 之中。當使用 U 形鋼筋時，U形鋼筋應環繞過抗剪連接件。

圖 10.8中所示剪切面b—b的長度取值如下：

i) 圓頭抗剪栓釘採用單列佈置或錯列佈置： $2h + \text{圓頭直徑}$

ii) 圓頭抗剪栓釘採用雙列佈置： $2h + s_t + \text{圓頭直徑}$

式中

h 栓釘長度；

s_t 栓釘橫向中心距。

當採用了壓型鋼板時，若確定栓釘的承載力時採用了 10.3.2.3段中規定的相應折減系數 k ，則無需考慮 $b-b$ 類型的剪切面。

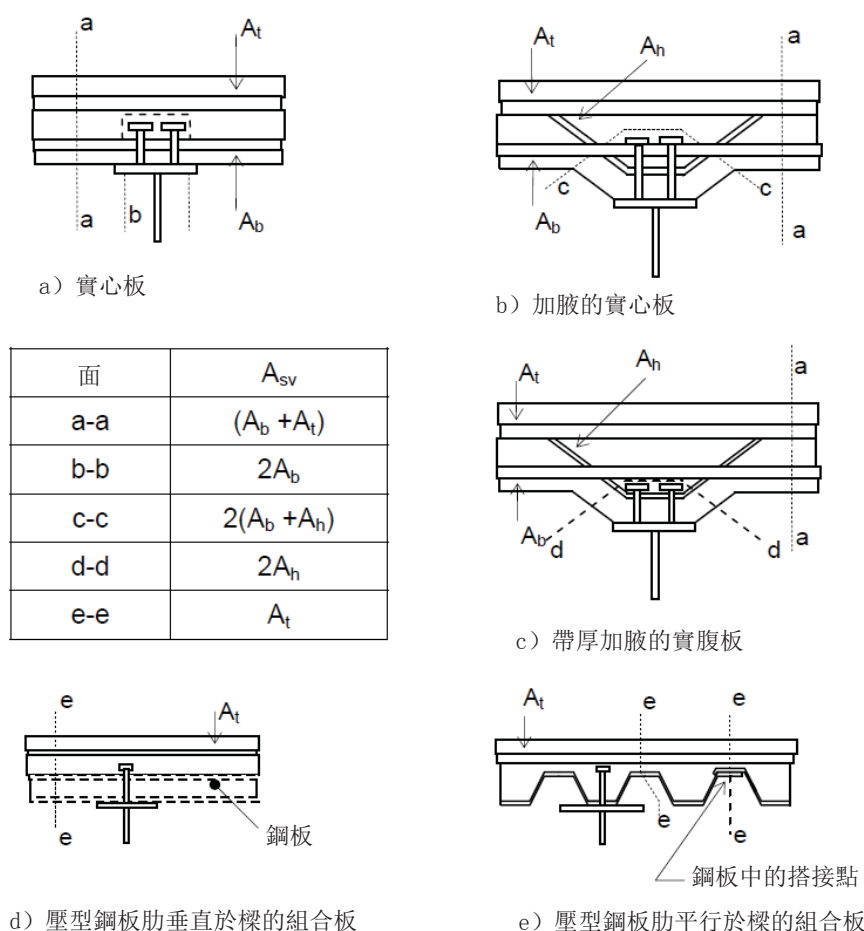


圖 10.8 橫向剪切面

10.3.5.4 壓型鋼板的作用

當壓型鋼板連續地放置在鋼樑上翼緣或通過圓頭抗剪栓釘焊接到鋼樑上時，可認為壓型鋼板對橫向鋼筋有貢獻作用。

考慮壓型鋼板有利影響，10.3.5.3 段中給予的混凝土翼緣剪切承載力 v_r 應按以下方法進行修正：

a) 當壓型鋼板連續地佈置在鋼樑上翼緣時，對壓型鋼板肋與樑跨相垂直的壓型鋼板的貢獻，即單位長度樑上每一剪切接觸面由壓型鋼板提供的抵抗力，按下列公式計算：

$$v_p = t_p p_y \quad (10.32)$$

式中

t_p 壓型鋼板的厚度；

p_y 壓型鋼板強度，設計值參考 3.8.1條和11.2.2條。

b) 當壓型鋼板不是連續的佈置在鋼樑的上翼緣且圓頭抗剪栓釘直接通過壓型鋼板焊接到鋼樑上時，壓型鋼板的作用應按下列公式確定：

$$v_p = (N/s)(ndt_p p_y) \leq t_p p_y \quad (10.33)$$

式中

d 圓頭抗剪栓釘的直徑；

N 和 s 詳見10.3.5.2段規定；

n 取 4，除非試驗能證明可採用更高的值。

當樑兩側採用單跨壓型鋼板時，栓釘應錯列佈置或雙排佈置，以保證各跨壓型鋼板都能可靠地錨固。

c) 確定混凝土剪切面的面積 A_{cv} 時，應考慮壓型鋼板肋的影響如下：

當板肋垂直於樑跨時，位於板肋高度內的混凝土應計入 A_{cv} 中。

當壓型鋼板的板肋平行於樑跨時，應對可能發生剪切破壞的鋼板疊接處進行驗算。

當壓型鋼板肋與樑跨呈角度 θ 時，則壓型鋼板的有效抗力按下列公式計算：

$$v_r = v_1 \sin^2 \theta + v_2 \cos^2 \theta \quad (10.34)$$

式中

v_1 板肋垂直於樑跨的壓型鋼板的剪切承載力 v_r ；

v_2 板肋平行於樑跨的壓型鋼板的剪切承載力 v_r 。

10.3.5.5 縱向劈裂

為了防止由於抗剪連接件引起的混凝土翼緣的縱向劈裂，當混凝土翼緣的外邊緣到最近一列抗剪連接件中心線的距離小於 300mm時，對各類組合樑應採取下列措施：

a) 應設置U形鋼筋作為橫向鋼筋，U形鋼筋應繞過抗剪連接件。U形鋼筋距抗剪連接件的頂部距離最小為 15mm（見圖10.9）。

b) 當採用圓頭栓釘作為抗剪連接件時，則混凝土翼緣邊緣距最近的栓釘中心之間的距離不得小於 $6d$ ， d 為栓釘的公稱直徑，U形鋼筋的直徑不得小於 $0.5d$ ，詳見圖10.9所示。

c) U形鋼筋下部的保護層厚度應為混凝土翼緣設計規定允許的最小保護層厚度。

此外，應滿足 10.3.5.3段中的相關規定。

註：上述條件適用於邊樑，也適用於與板大開口相鄰的組合樑。

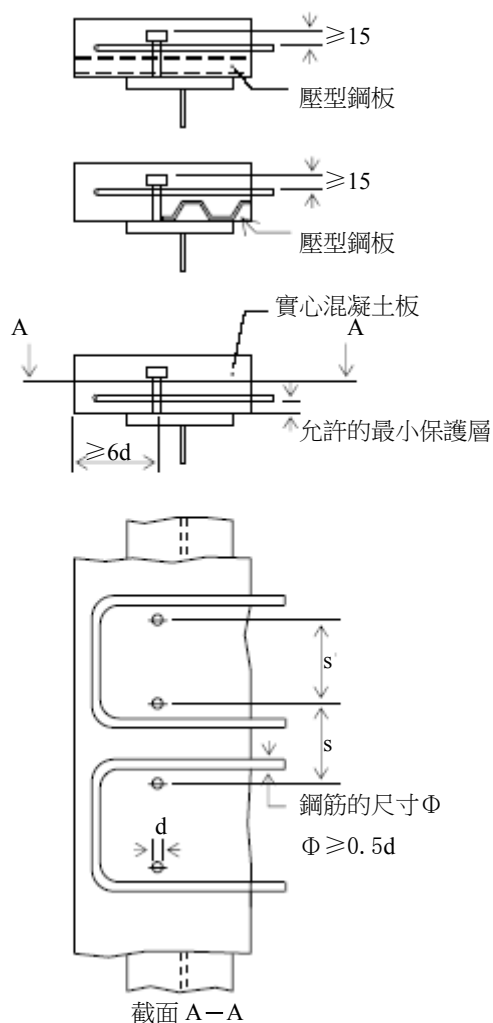


圖 10.9 邊樑的細節構造

10.4 帶有壓型鋼板的組合板

10.4.1 概要

(1) 本節適用於房屋建築中帶有壓型鋼板的組合板設計，即在壓型鋼板上澆混凝土，混凝土硬化後形成組合構件。

(2) 本節適用於由屈服強度 $\leq 550\text{N/mm}^2$ 、金屬裸厚最小為 0.7mm 的壓型鋼板和強度等級 $\text{C25}\sim\text{C45}$ 的普通混凝土所構成的組合板。僅涉及沿壓型鋼板跨度方向佈置的板。

(3) 在施工階段，應對壓型鋼板進行下列驗算：

- 彎矩承载力；
- 剪切承载力；
- 腹板壓潰破壞抗力；

- 彎曲與腹板壓潰的組合作用；
- 彎矩剪切組合作用；
- 撓度。

(4) 在組合作用階段，應對帶壓型鋼板的組合板進行下列驗算：

- 彎矩承载力；
- 豎向剪切承载力；
- 壓型鋼板與混凝土板的接觸面上不使用任何化學黏結劑的前提下，接觸面的抗剪切黏結破壞能力；
- 撓度。

進行原尺寸的動力和靜力試驗，以確定結構抵抗混凝土與壓型鋼板間剪切黏結失效的能力是必要的。詳情參考 16.4 節中對試驗的設置、程序和對試驗結果解釋的描述。

此外，也需要進行原尺寸的結構防火試驗，以確定結構在指定的防火期內防火極限狀態下的承载力、絕熱性能和保持完整性能。參考 12.2 節中對由標準防火試驗得到的結構防火能力的表述。，也可採用效能為本的設計方法得到的防火能力，詳見 12.4 節。

(5) 組合板作為混凝土翼緣的組合鋼樑，在設計時應參考 10.2 節。由於組合板（或施工階段的壓型鋼板）產生的抵抗平面內扭曲的隔板加強效應不屬本守則考慮範圍。

10.4.2 施工形式

(1) 在組合作用階段，帶有壓型鋼板的組合板作為組合構件發揮作用，抵抗恒載和外加荷載。通常，施工時不用臨時支撐。

(2) 組合作用由幾種方式之一獲得：

- a) 機械互鎖作用；
- b) 壓型截面產生的摩擦力；
- c) 端部錨固與 a) 或 b) 中任一種方式的聯合作用。

在設計時應忽略任何化學黏結或化學附著效應。

(3) 鋼筋用來抵抗上翹區負彎矩，需要時，也可用作次要鋼筋或構造鋼筋（詳見 10.4.6 條）。但是，在與壓型鋼板的組合過程中，鋼筋不得用來抵抗下垂區正彎矩，除非彎矩承载力由試驗確定（詳見 10.4.3.2 (2) 段）。

(4) 此外，壓型鋼板也可以僅設計為永久性模板，用以在施工階段支承下列類型的荷載：

- 壓型鋼板和濕混凝土自重；
- 施工荷載；
- 貯存荷載；

通常，施工時不用臨時支撐。應設置抗拉鋼筋，並且板要按 HKCC 守則設計成鋼筋混凝土板，不考慮其與壓型鋼板間的組合作用。

(5) 當板鋪有設備管道時，應考慮其對承載能力的折減效應。

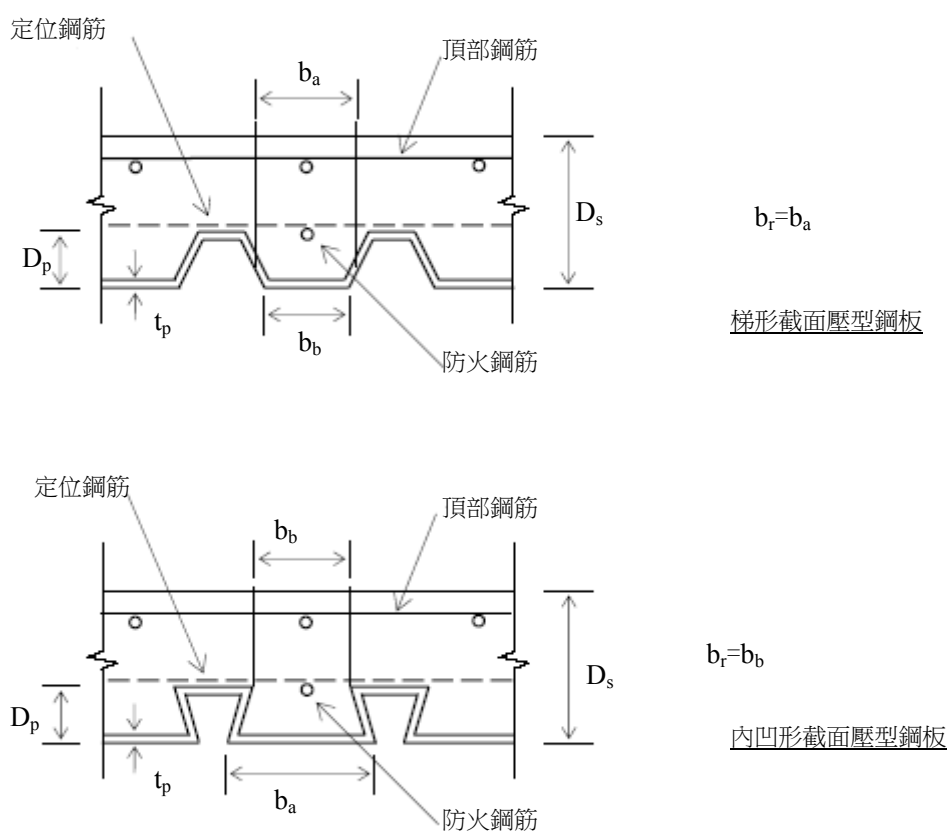


圖 10.10 典型的壓型鋼板

10.4.3 極限狀態設計

10.4.3.1 基本原理

組合板應基於極限狀態進行設計，在極限狀態下，組合板不能滿足某項預定的使用功能。有需要進行原尺寸的動力和靜力試驗，以確定結構抵抗混凝土與壓型鋼板間剪切黏結失效的能力。詳情參考 16.4 節中對試驗的設置、程序和對試驗結果解稱的描述。

此外，也需要進行原尺寸的結構抗火試驗，以確定結構在指定的抗火期內抗火極限狀態下的承載力，絕熱性能和保持完整性能。參考 12.2 節中對標準抗火試驗得到的結構抗火能力的表述。也可採用效能為本的設計方法得到抗火能力，詳見 12.4 節。

對於承載能力極限狀態和正常使用極限狀態應分別採用適當的安全系數。

10.4.3.2 設計方法

(1) 概要

組合板設計時可以採用下列方法：

- a) 組合設計法，即假設壓型鋼板和混凝土共同作用來承受荷載（見10.4.5條）；
 - b) 通過試驗進行設計（見10.4.3.2（2）段）；或
 - c) 按 HKCC守則設計成鋼筋混凝土板，忽略壓型鋼板的貢獻和影響。
- 施工階段，壓型鋼板都應按作為永久性模板來設計（見 10.4.4條）。

(2) 試驗

a) 特定試驗

當採用試驗來替代設計計算法時，組合板的承載能力可採用第 16.4.2條中建議的特定試驗的結果來確定。

b) 參數試驗

運用 10.4.5條中給予的設計計算法，剪切粘結承載力應根據第16.4.2條建議的參數試驗所得的經驗參數來確定。

10.4.3.3 極限狀態

(1) 材料的強度

在壓型鋼板與混凝土板之間的組合作用形成之前，在對壓型鋼板的設計時，壓型鋼板的強度設計值 p_y 應取鋼材的屈服強度除以適當的材料因數。

在組合板的設計時，壓型鋼板的強度設計值 p_y 同樣取鋼材的屈服強度除以適當的材料因數。

詳情參考 3.8.1條和11.2.2條。

混凝土的強度設計值 f_{cd} 和鋼筋的強度設計值 f_{sd} 由下式給出：

$$f_{cd} = f_{cu} / \gamma_c \quad \gamma_c = 1.5 \quad (10.35a)$$

$$f_{sd} = f_y / \gamma_s \quad \gamma_s = 1.15 \quad (10.35b)$$

式中

f_{cu} 混凝土立方塊強度；

f_y 鋼筋特徵強度；

γ_c , γ_s 分別指混凝土和鋼筋的分項安全系數。

混凝土和鋼筋的所有性能指標應滿足 HKCC守則中的規定。

(2) 最小抗火板厚

若缺乏其他的資料，對梯形和內凹形壓型鋼板的組合板，混凝土的最小構造厚度應符合表 10.9和表10.10要求。

表 10.9 混凝土的最小標稱板厚—梯形壓型鋼板

耐火時限 (小時)	位於不含不可燃塗層的梯形壓型鋼板上的 普通混凝土的最小標稱隔熱層厚度
0.5	60
1	70
1.5	80
2	95
3	115
4	130

表 10.10 混凝土的最小標稱板厚—內凹形壓型鋼板

耐火時限 (小時)	普通混凝土的最小標稱隔熱層厚度 (等於板的總厚度)
0.5	90
1	90
1.5	110
2	125
3	150
4	170

10.4.3.4 正常使用極限狀態

(1) 正常使用荷載

通常，正常使用荷載應取荷載基本值。當考慮恒載+外加荷載+風荷載組合時，只需考慮 80% 的外加荷載和風荷載。施工荷載不應計入正常使用荷載。

(2) 撓度

正常使用荷載產生的撓度不得削弱結構的強度和影響結構的使用，也不得損壞批盪面層。對於施工階段壓型鋼板的撓度計算應遵循 10.4.4.4 段中的相關規定，而對於組合板的撓度計算則應遵循 10.4.5.4 段中的相關規定。

10.4.3.5 耐久性

(1) 壓型鋼板的腐蝕防護

壓型鋼板的底部暴露面應根據相應的環境條件採取足夠的防腐蝕措施，包括現場儲存和現場裝配階段。

(2) 混凝土耐久性

對於組合板中混凝土的耐久性措施應遵循 HKCC 守則中的規定執行。

10.4.4 施工階段壓型鋼板的設計

10.4.4.1 概要

組合效應形成前壓型鋼板的設計應遵循下列小節中的規定。

壓型鋼板橫截面的特性應按第 11 章相關條文計算。在計算橫截面的特性時應忽略提供組合效應的壓花和刻痕。

壓型鋼板的承載能力也可根據試驗來確定。

10.4.4.2 荷載和跨度排列

(1) 從設計角度看，壓型鋼板承受的荷載包括：

- 壓型鋼板、濕混凝土和鋼筋自重；
- 施工荷載（見 10.4.4.2 (2) 段）；
- 貯存荷載；
- 施工階段臨時支撐的效應；及
- 必要情況時的風荷載。

(2) 施工階段，還需考慮下列荷載：

a) 基本施工荷載

一般施工條件下，壓型鋼板上承受基本施工荷載不小於 1.5kN/m^2 。當板跨小於 3m，基本的施工荷載應增加到不小於 $4.5/L_p\text{kN/m}^2$ ，其中， L_p 為壓型鋼板的計算跨度，單位為米。除了壓型鋼板和濕混凝土的自重外，還應考慮施工荷載。

連續壓型鋼板受載跨上的最不利荷載組合，認為邊跨荷載滿佈，而相鄰跨按下列方式載入：

- 濕混凝土板自重加上 1/3 基本施工荷載；
- 除壓型鋼板的自重外，按對壓型鋼板中正彎矩和負彎矩更為不利排列的方式進行卸載（詳見圖 10.11）。

b) 貯存荷載

通常，壓型鋼板上應考慮大小為 3.0kN/m^2 的最小貯存荷載與壓型鋼板的自重共同作用。無需考慮貯存荷載與施工荷載和濕混凝土自重的疊加。

c) 混凝土板的附加自重

參照 10.2 節規定，在支撐結構的設計中，如有必要的話，應增加完成板的自重來考慮由壓型鋼板由積水導致的凹陷撓度（見 10.4.4.4 (2) 段）。

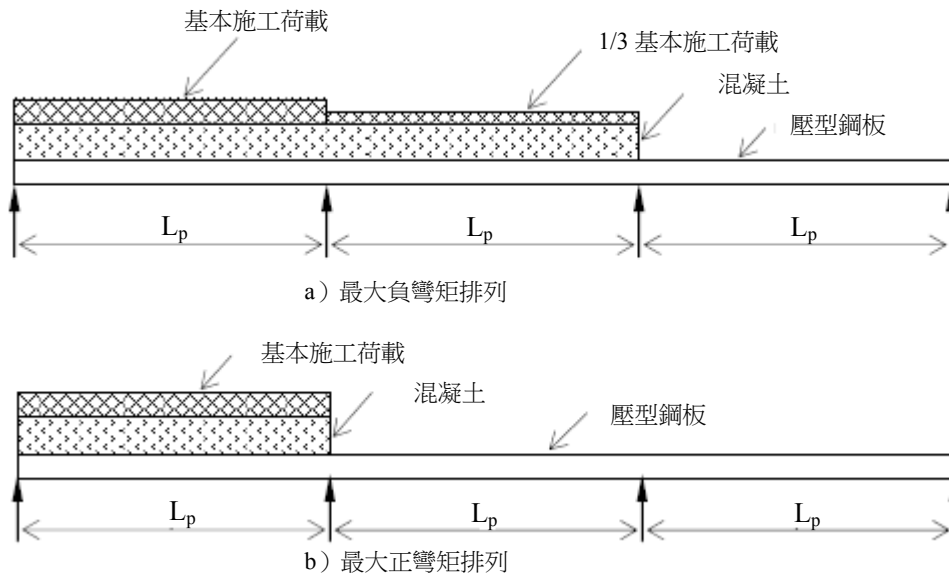


圖 10.11 施工荷載排列

10.4.4.3 極限狀態

通常，壓型鋼板的承載能力應按第 11 章規定確定，即：

- a) 計算；
- b) 試驗；或
- c) 兼有計算與試驗的混合設計法。

壓型鋼板的內力和彎矩通常採用線彈性分析方法確定。

計算截面承載力時應考慮下列因素：

- 受壓翼緣的局部壓曲；及
- 受彎時腹板的局部壓曲。

應驗算壓型鋼板的以下各項內容：

- 彎矩承載力；
- 剪切承載力；
- 腹板壓潰抗力；
- 腹板壓潰與彎曲組合效應；
- 彎曲剪切組合效應；及
- 撓度。

10.4.4.4 正常使用極限狀態

(1) 壓型鋼板的撓度按第 11 章的方法計算，採用施工階段時正常使用荷載（詳見 10.4.3.4 (1) 段）進行計算，正常使用荷載僅包括壓型鋼板與濕混凝土

的自重。

(2) 撓度 Δ 通常不超過下列限值：

a) 當 $\Delta \leq D_s/10$ 時，

$$\Delta \leq L_p/180 \text{ (且} \leq 20\text{mm)} \quad (10.36)$$

其中 L_p 為壓型鋼板的計算跨度。

b) 當 $\Delta > D_s/10$ 時，則應考慮凹陷效應的影響，即撓度計算時應考慮由於壓型鋼板的撓度所引起的混凝土自重的增加。可以假設在整個板跨上，混凝土的標稱厚度增加了 0.7Δ 來計算。

$$\Delta \leq L_p/130 \text{ (且} \leq 30\text{mm)} \quad (10.37)$$

也可參考 5.2 節。

(3) 在計算壓型鋼板的撓度時，正常使用極限狀態下的壓型鋼板的截面慣性矩 I_{ser} 按下式計算：

$$I_{ser} = \frac{1}{4} (2I_{xg} + I_{xr,s} + I_{xr,h}) \geq 0.8I_{xg} \quad (10.38)$$

式中

I_{xg} = 整個橫截面的慣性矩；

$I_{xr,s}$ = 使用荷載引起的正彎矩（下垂彎矩）作用下的有效截面的慣性矩；

$I_{xr,h}$ = 使用荷載引起的負彎矩作用下的有效截面的慣性矩。

(4) 只有當較大的撓度不會破壞板的強度或有效性時，上述極值可酌情放大。當底部撓度需要重點控制時，例如：考慮使用要求或美觀要求，則對上述極值應酌情減小。

10.4.5 組合板在組合作用階段的設計

10.4.5.1 概要

(1) 組合板可設計成下列類型之一：

a) 簡支板，中間支承處佈置標稱鋼筋；

b) 連續板，中間支承處按照HKCC守則佈置連續鋼筋。

當組合板或板的一部分橫向佈置在支座上方時，此方面的設計可參考HKCC規範。

(2) 組合板通常設計成簡支板，在支承上方佈置標稱鋼筋網。

(3) 對於設計成連續板的組合板，在承受均布外加荷載作用時，只需要考慮外加荷載的下列排列方式：

a) 隔跨佈置荷載；及

b) 相鄰兩跨佈置荷載。

所有板跨上的恒載均採用相同的分項安全系數 γ_f 。

承載能力極限狀態下的分析時，如果忽略混凝土開裂的影響，則中間支承處的彎矩值可以酌情減小，減小量不超過 30%，同時相應地增加相鄰跨中的下垂正彎距值。

當所有鋼筋具有足夠延性且板跨度不超過 3.0m 時，對承載能力極限狀態，可採用塑性分析而不對板的轉動能力進行直接驗算。

(4) 內力和彎矩分析

對承載能力極限狀態，可以採用下列分析方法：

- 考慮或不考慮內力重新分佈的線彈性分析；
- 如果要求發生塑性轉動的截面處具有足夠的轉動能力，則可使用剛塑性整體分析；
- 考慮材料非線性的彈塑性分析。

對正常使用極限狀態，採用線彈性分析。

(5) 集中力和反力

承受集中力和反力的組合板，應驗算抗沖切承載力（見 10.4.5.3（5）段）。

(6) 孔洞和管道的影響

當孔洞或管道影響了組合板的連續性時，受影響的區域應按鋼筋混凝土板設計，可參考 HKCC 守則。

10.4.5.2 設計考慮

(1) 組合板的承載力應能抵抗承載能力極限狀態下的荷載設計值。圖 10.12 中的所有臨界截面應適當地考慮以下方面：

a) 截面 1—1 處的彎曲破壞

以組合板截面彎矩承載力為判別標準，以混凝土和壓型鋼板接觸面上的完全抗剪連接為基礎（詳見 10.4.3.5（1）段）。

b) 截面 2—2 處的縱向滑移

以混凝土和壓型鋼板接觸面上的剪切黏結承載力為判斷標準。此時，組合板的承載力由截面 2—2 處的抗剪連接（詳見 10.4.5.3（2）段）控制。

c) 截面 3—3 處的豎向剪切破壞

以組合板的豎向剪切承載力為判斷標準（詳見 10.4.5.3（4）段）。通常，豎向剪切破壞不起控制作用。

(2) 組合板設計時，假設所有的荷載均作用在組合板上。

(3) 如果組合板設計成連續板，且按照 HKCC 守則在中間支承上方佈置完全連續的鋼筋，則驗算中間跨抵抗相鄰跨引起的剪切黏結破壞承載能力時，採用剪切跨度 L_v （詳見 10.4.5.3（2）b 段），即取兩反彎點間的等效簡支跨度。但對邊跨， L_v 的值應為整個邊跨跨度。

(4) 除 10.4.5.2（1）段中所給設計方法外，對於壓型鋼板與混凝土的特殊排列的情況，相應的設計準則和承載力可根據試驗確定。

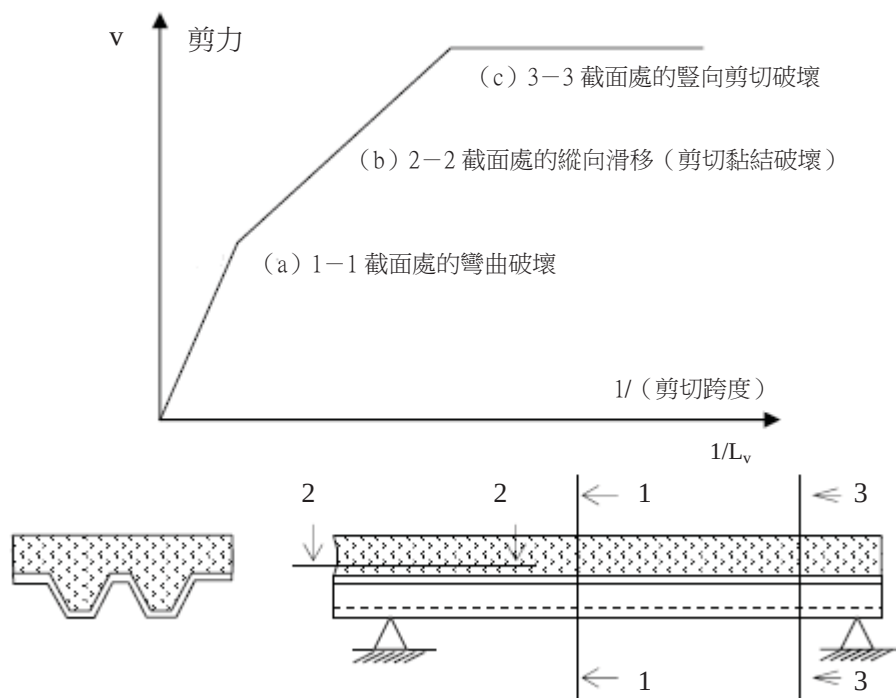


圖 10.12 組合板的破壞模式

10.4.5.3 極限狀態

(1) 彎矩承載力

完全抗剪連接的彎矩承載力應視為組合板承載力的上限。組合板的彎矩承載力計算應按照鋼筋混凝土的承載力計算方法進行計算，壓型鋼板充當受拉鋼筋的作用。

確定正彎矩作用下的彎矩承載力時，假定混凝土與壓型鋼板應力分佈呈矩形分佈。混凝土的設計強度取 $0.45f_{cu}$ ，壓型鋼板的设计強度取 p_y （詳見圖 10.13）。壓力合力與拉力合力間距(槓桿臂) z 不得大於 $0.95d_s$ ，等效混凝土受壓區深度不得大於 $0.45d_s$ 。除非通過試驗確定彎矩承載力，否則忽略正彎矩作用下混凝土板中的受拉鋼筋的作用。

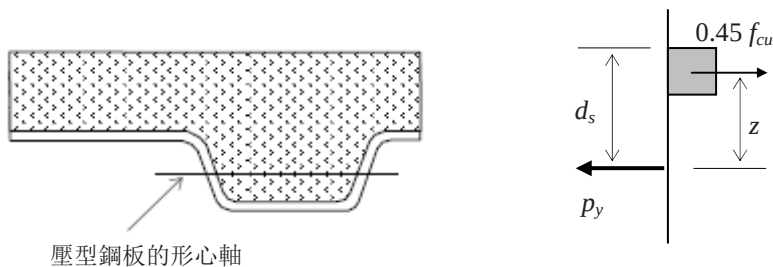


圖 10.13 計算彎矩承載力的等效應力分佈

式中

d_s 組合板頂面到壓型鋼板形心軸的有效深度；

f_{cu} 混凝土的立方塊強度；

p_y 壓型鋼板的強度設計值；

z 受壓區合力與受拉區合力點的距離（槓桿臂）。

負彎矩作用下的彎矩承載力應根據 HKCC 守則的規定來確定，且不考慮壓型鋼板的作用。

(2) 無端部錨固的組合板的縱向剪切承載力

a) 剪切黏結承載力 V_s

當組合板的承載能力由剪切黏結控制時，可通過支承處的豎向剪切承載力來計算。

通常，剪切黏結承載力按下列公式計算：

$$V_s = \frac{B_s d_s}{1.25} \left[\frac{m_r A_p}{B_s L_v} + k_r \sqrt{f_{cu}} \right] \quad (10.39)$$

式中

A_p 壓型鋼板的橫截面積 (mm^2)；

B_s 組合板的寬度 (mm)；

d_s 板頂到壓型鋼板形心軸間的有效深度 (mm)；

f_{cu} 混凝土立方塊強度 (N/mm^2)；

k_r 經驗參數 ($\sqrt{\text{N/mm}^2}$)；

L_v 組合板的剪切跨度 (mm)，根據 10.4.5.3 (2) b 段確定；

m_r 經驗參數 (N/mm^2)

1.25 為抗力分項參數 γ_m ，其值基於組合板的性能和破壞模態。

公式中的經驗參數 m_r 和 k_r 應根據第 16.4.3 節中的特定壓型鋼板的參數試驗來選用。

本公式中， A_p 的值不得大於試驗中使用的壓型鋼板 A_p 值的 10%， f_{cu} 的值不得超過 $1.1f_{cm}$ ，而 f_{cm} 為第 16.4.3 條中用來確定 m_r 和 k_r 的混凝土強度值。

當試驗所得的 k_r 值為負，則公式中使用的混凝土標準強度等級不得低於試驗中使用的混凝土的標準強度等級。

作為剪切黏結承載力計算的替代方法，組合板的承載能力可以直接根據特定試驗確定（詳見第 16.4.2 條）。

當有必要採用端部錨固措施來增加上述由剪切黏結承載力 V_s 提供的縱向剪切承載力時，可參考 10.4.5.3 (3) 段。

b) 剪切跨度 L_v

對於跨度為 L_s 的簡支組合板，剪切跨度 L_v 應取值如下：

- 整個跨度受均佈荷載作用時取 $0.25L_s$ ；
- 承受兩個大小相等、對稱分佈的集中荷載作用時，取外加荷載與最近支承間的距離。

連續組合板的剪切跨度 L_v 取值如下：

- 對中間跨取 $0.8L$ ；或
- 對邊跨取 $0.9L$ 。

抗力的計算以等效靜定跨度為基礎。

對其他荷載排列，包括局部份佈荷載和不對稱分佈集中荷載，剪切跨度 L_v 應根據合適的試驗或用最大彎矩除以較大的支承反力的近似計算來確定。

(3) 帶有端部錨固的組合板的縱向剪切承載力

端部錨固可通過將圓頭抗剪栓釘採用焊透技術焊接到支承鋼樑上來實現，端距從栓釘的中心線算起，不小於1.7 倍栓釘直徑。端部錨固也可以採用其他延性抗剪連接件。若壓型鋼板的每條肋內使用的抗剪連接不超過一個，則單位寬度上的剪切承載力計算公式如下：

$$\bar{V}_a = \frac{NP_a \left(d_s - \frac{y_c}{2} \right)}{L_v} \quad (10.40)$$

式中

N 單位長度支承樑上，每跨壓型鋼板端部抗剪連接件的數量；

d_s 組合板頂到壓型鋼板形心軸間的有效深度；

y_c 跨中受壓區混凝土區的深度（爲了簡化， y_c 可以保守地取20mm）；

L_v 剪切跨度（對均佈荷載， L_v 取板跨度的1/4）；

P_a 每個抗剪連接件的端部錨固承載力。

在上述條件下，端部錨固承載力按下式計算：

$$P_a = 4dt_p p_y \quad (10.41)$$

式中

t_p 壓型鋼板的厚度；

p_y 壓型鋼板的強度設計值。

當混凝土與壓型鋼板之間採用端部錨固與剪切黏結共同作用時，總縱向抗剪承載力限制如下：

$$\bar{V}_c = \bar{V}_s + 0.5\bar{V}_a \quad \text{且} \quad \bar{V}_c \leq 1.5\bar{V}_s \quad (10.42)$$

式中

$\bar{V}_c$ 單位寬度板的總縱向剪切承載力；

$\bar{V}_s$ 單位寬度剪切黏結承載力。

(4) 豎向剪切承載力

組合板在板肋中心間距的寬度上的豎向剪切承載力 V 按下式計算：

$$\text{a) 對開口形壓型鋼板: } V_v = b_a d_s v_c \quad (10.43a)$$

$$\text{b) 對內凹形壓型鋼板: } V_v = b_b d_s v_c \quad (10.43b)$$

式中

b_a 開口形肋槽的平均寬度（詳見圖10.10）；

b_b 內凹形肋槽的最小寬度（詳見圖10.10）；

d_s 組合板頂到壓型鋼板形心軸間的有效深度（詳見圖10.10）；

v_c 按 HKCC 守則計算的混凝土剪應力設計值，計算時用 A_p 取代 A_s ， d_s 取代 d ， B_s 取代 b 。

(5) 抗沖切承載力

受集中力作用的組合板的抗沖切承載力 V_p 應按 HKCC 守則中所給予的方法確定，用 $D_s - D_p$ 來代替 d ，臨界周長 u 詳見圖 10.14。

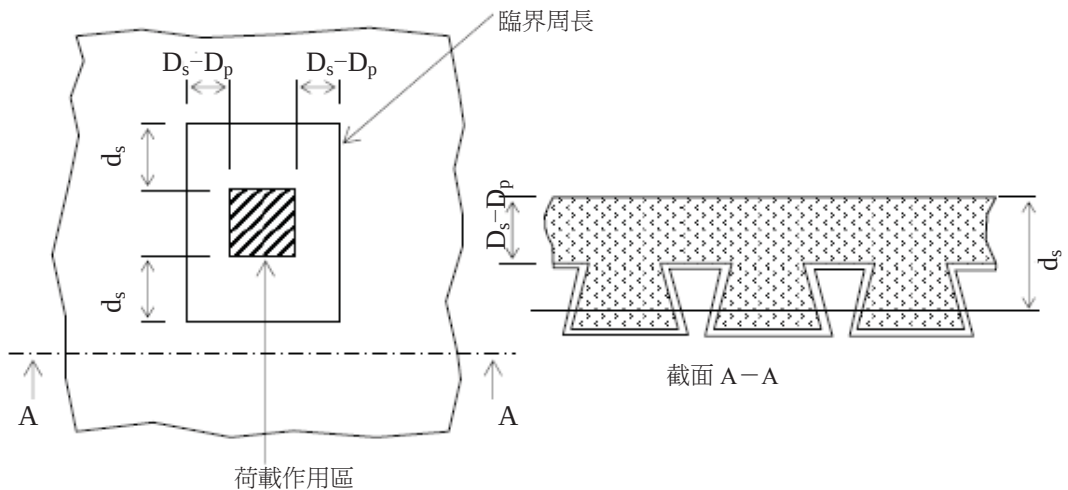


圖10.14 臨界抗剪周長

圖中

D_p 壓型鋼板的總高度；

D_s 組合板的總厚度；

d_s 板頂到壓型鋼板形心軸的有效深度。

10.4.5.4 正常使用極限狀態

(1) 撓度

a) 極限值

組合板的撓度應根據使用荷載 W_{ser} (詳見 10.4.3.4 (1) 段) 來計算, 不包括組合板的自重。由於壓型鋼板與濕混凝土自重 (自重計算詳見 10.4.4.4 段) 所產生的撓度不包括在組合板的撓度中。組合板的撓度通常不得超過下列值:

- 外加荷載產生的撓度: 取 $L_s/350$ 與 20mm 二者中的較小值;
- 總荷載產生的撓度減去組合板自重產生的撓度, 當施工階段使用支撐時, 再加上由於支撐移去產生的撓度值: $L/250$ 。

只有當較大的撓度不會削弱組合板的強度或有效性、不導致面層損壞或影響美觀時, 上述限值可酌情增大。也可參考第 5.3 節。

b) 計算

對於均佈荷載, 可採用下列近似公式計算撓度:

- 對於中間支承佈置構造鋼筋的簡支組合板:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{W_{ser} L_s^3}{EI_{CA}} \quad (10.44)$$

- 對於近似等跨 (即跨度差距小於 15% 的最大跨度) 的連續組合板, 其中間支座佈置完全連續鋼筋, 邊跨撓度:

$$\delta = \frac{1}{100} \frac{W_{ser} L_s^3}{EI_{CA}} \quad (10.45)$$

- 對兩跨連續板 (中間支承排列完全連續鋼筋)

$$\delta = \frac{1}{135} \frac{W_{ser} L_s^3}{EI_{CA}} \quad (10.46)$$

式中

- E 壓型鋼板的彈性模量;
- I_{CA} 組合板繞其形心軸的截面慣性矩;
- L_s 組合板的計算跨度;
- W_{ser} 正常使用荷載 (標準值)。

系數 $1/100$ 是 $5/384$ (簡支樑的系數) 除以 1.3 得到。系數 1.3 是針對連續板和簡支板, 其基本跨度/有效深度的比值。系數 $1/135$ 是通過比較兩跨和三跨樑的情況得到的比值。

組合板繞其形心軸的截面慣性矩 I_{CA} (在等效鋼截面) 取下列兩個值的平均值:

- I_{CS} 開裂截面的慣性矩 (即受壓區混凝土截面慣性矩與壓型鋼板慣性矩之和, 慣性矩按照彈性模量比進行計算);

I_{GS} 未開裂截面的慣性矩（即整個混凝土截面慣性矩與壓型鋼板慣性矩之和，慣性矩按照彈性模量比進行計算）。

其中，彈性模量比的計算詳見 10.2 節。

10.4.5.5 中間支承處的標稱鋼筋

當連續組合板設計成簡支板時，應在中間支承處佈置標稱網狀鋼筋。

施工階段設置臨時支撐時，應適當增加支承處的鋼筋面積，增加的量取決於組合板跨度和允許的裂縫寬度。

對輕度外露情況（詳見 HKCC 守則）下的組合板，支承處縱向鋼筋的橫截面積不得小於壓型鋼板頂混凝土橫截面積的 0.2%，詳細內容參考 10.2.7.3 段。

10.4.5.6 橫向鋼筋

靠近組合板頂部的橫向鋼筋的面積不得小於壓型鋼板頂混凝土橫截面積的 0.1%。

集中力作用區域，鋼筋面積應增大到壓型鋼板頂混凝土橫截面積的 0.2%。

10.4.5.7 抗剪連接

（1）組合鋼樑

當採用帶有壓型鋼板的組合板形成組合鋼樑的平板時，抗剪連接的設計應遵循第 10.2 節中的規定。

對簡支組合板，設計中圓頭抗剪栓釘除了將壓型鋼板固定到鋼樑上的作用外，還充當端部錨固件的作用，則應滿足下列條件：

$$F_a \leq P_a \quad (10.47)$$

$$F_b \leq P_b \quad (10.48)$$

$$(F_a / P_a)^2 + (F_b / P_b)^2 \leq 1.1 \quad (10.49)$$

式中

F_a 單個抗剪連接件的端部錨固力；

F_b 單個抗剪連接件承擔的樑縱向剪力；

P_a 單個抗剪連接件的端部錨固承載力（詳見 10.4.5.3（3）段）

P_b 組合樑設計時按 10.2 節中規定確定的單個抗剪連接件的承載力。

（2）組合混凝土樑

當採用帶有壓型鋼板的組合板形成組合混凝土樑的板時，抗剪連接設計應符合 10.3 節中的規定。

10.4.6 細節規定

(1) 板厚

組合板的總厚度 D_s 應足夠厚，以能夠抗火。最小總厚度不得小於 90mm，詳見圖 10.15。壓型鋼板的板肋頂部以上的混凝土高度 $D_s - D_p$ 不得小於 50mm，且任何抗剪連接件頂面的混凝土保護層厚度不得小於 15mm。

(2) 鋼筋排列

應在組合板頂部排列鋼筋或鋼筋網片，排列方法如下：

- a) 對簡單組合板，在中間支承處排列標稱連續鋼筋；
- b) 對連續和懸臂組合板，在中間支承處排列完全連續鋼筋；
- c) 排列橫向標稱鋼筋抵抗收縮和溫度應力；
- d) 在集中荷載區段和洞口周圍排列分佈鋼筋。

通常，不需要排列底部鋼筋。

必要時，應在組合板板頂和板底同時排列鋼筋來提高組合板的抗火能力。

(3) 混凝土骨料尺寸

如圖 10.15 所示，混凝土骨料的最大標稱尺寸 h_{agg} 取決於澆註混凝土的結構構件的最小尺寸， h_{agg} 不得大於下列值中的最小值：

- a) $0.4 (D_s - D_p)$ (詳見圖 10.15)；
- b) $b_b/3$ (詳見圖 10.15)；
- c) 20mm。

(4) 鋼筋保護層

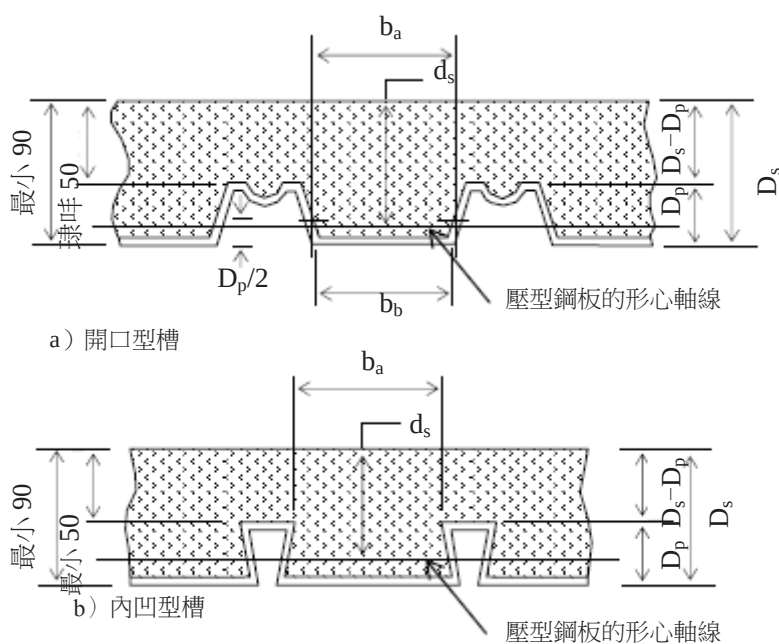
組合板中的鋼筋或鋼筋網按下列原則佈置：

- a) 靠近板頂部的縱向鋼筋的保護層厚度不小於 20mm。
- b) 如需設置板底部的縱向鋼筋，應在鋼筋和壓型鋼板間留下不小於混凝土骨料的最大尺寸的空間，以保證混凝土的壓實。
- c) 對於控制收縮的標稱橫向鋼筋，應排列在板的頂部且標稱保護層厚度不小於 20mm。
- d) 對於組合板正彎矩作用下的抗火鋼筋應排列在板的底部，且鋼筋與壓型鋼板間的距離不小於 20mm。
- e) 用以固定縱向鋼筋或抗火鋼筋的橫向鋼筋（不計其作用），應直接排列在壓型鋼板板肋的頂部。

f) 對於組合板負彎矩作用下的抗火鋼筋，應排列在組合板頂部且標稱保護層厚度不小於 20mm。

鋼筋的削減和搭接應符合 HKCC 守則要求。當僅採用一層鋼筋以同時滿足上述多個要求時，鋼筋層應滿足所有的相關的規定。

註：當採用組合板來形成組合樑的翼緣時，垂直於樑跨方向的橫向鋼筋，10.3.5 條給予相應規定。此類鋼筋可以與板呈橫向排列或縱向排列。



圖中尺寸單位為 mm。

其中

b_a 槽的平均寬度；

b_b 槽的最小寬度；

D_p 壓型鋼板的總高度；

D_s 組合板的總高度；

d_s 組合板上邊緣到壓型鋼板的形心軸線間的有效深度。

圖 10.15 鋼片及鋼板的尺寸

10.4.7 施工構造要求

(1) 最小支承長度要求

如圖 10.16 所示，支承於鋼樑或混凝土上的組合板端部支承長度通常不小於 50mm。支承在其他材料上的組合板，端部支承長度通常不小於 70mm。

對於連續組合板中間支承處的最小支承長度，當支承於鋼樑或混凝土上，通常取 75mm；當支承於其他材料上，通常取 100mm，如圖 10.16 所示。

當支承長度小於上述限值時，應綜合考慮相關的因素例如：耐久性、荷載、跨度、支承高度以及連續鋼筋的規定等。此時，應採取措施以確保支承點仍然能夠起到固定作用而不發生破壞（詳見 10.4.7 (2) 段），且在安裝階段不會由於偶然的移動而導致構件的坍塌。

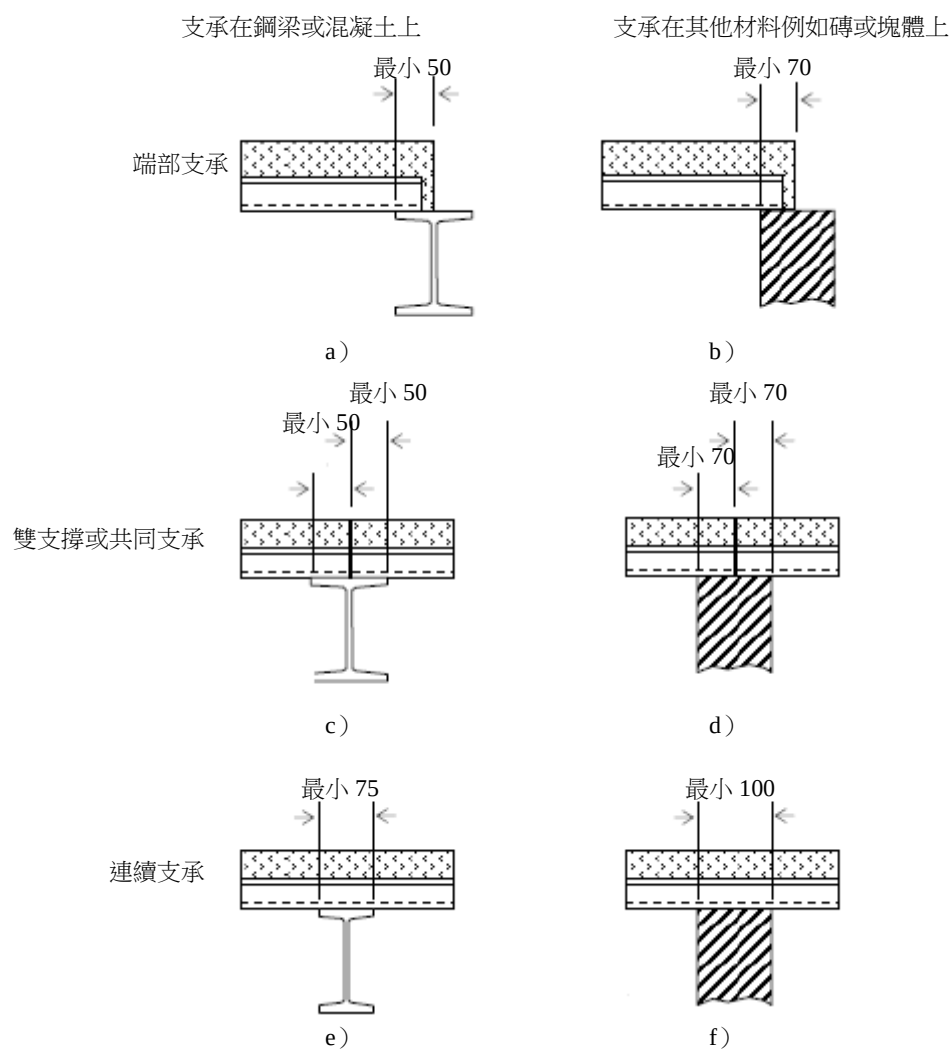


圖 10.16 支承長度要求

(2) 壓型鋼板固定

設計時應包括壓型鋼板的固定要求：

- a) 在施工階段應將壓型鋼板放置到位，以提供一個安全的工作平臺；
- b) 保證壓型鋼板與支承樑間的連接；
- c) 必要時確保相鄰壓型鋼板間的連接；
- d) 必要時傳遞水平橫向力；及
- e) 抵抗導致壓型鋼板移位的上舉力。

固定壓型鋼板到鋼框架時，可採用下列類型的固定方式：

- 射釘；
- 自攻螺釘；
- 焊接；
- 穿透壓型鋼板的圓頭栓釘焊接；或
- 螺栓連接。

應重視壓型鋼板固定時對支承構件可能造成的不利影響。不能依賴非常薄鋼板的現場焊接來傳遞端部錨固力，除非焊接適用性和質量能夠被試驗驗證。

當壓型鋼板固定到磚、砌體、混凝土或其他材料時，存在劈裂的危險，此時，應採用鑽孔固定、插入固定或其他合適的專利嵌固件。

每塊壓型鋼板每端的固定件的數目不得小於兩個。對於連續鋪設的壓型鋼板，每塊板每端的固定件的數目不得小於一個。壓型鋼板端部連接件的間距不得大於 500mm，對於連續板間距不得大於 1000mm。必要時，壓型鋼板在側邊搭接處應相互固定在一起以減小不均勻撓度，鋼板側邊受到支承或可靠鎖接時除外。

所有壓型鋼板固定的設計應參照第 11 章。

10.5 組合柱

10.5.1 概要

(1) 本條適用於組合柱，全埋入 H 形鋼截面、部分埋入 H 形截面以及矩形和圓鋼管混凝土受壓構件的設計，詳見圖 10.17。

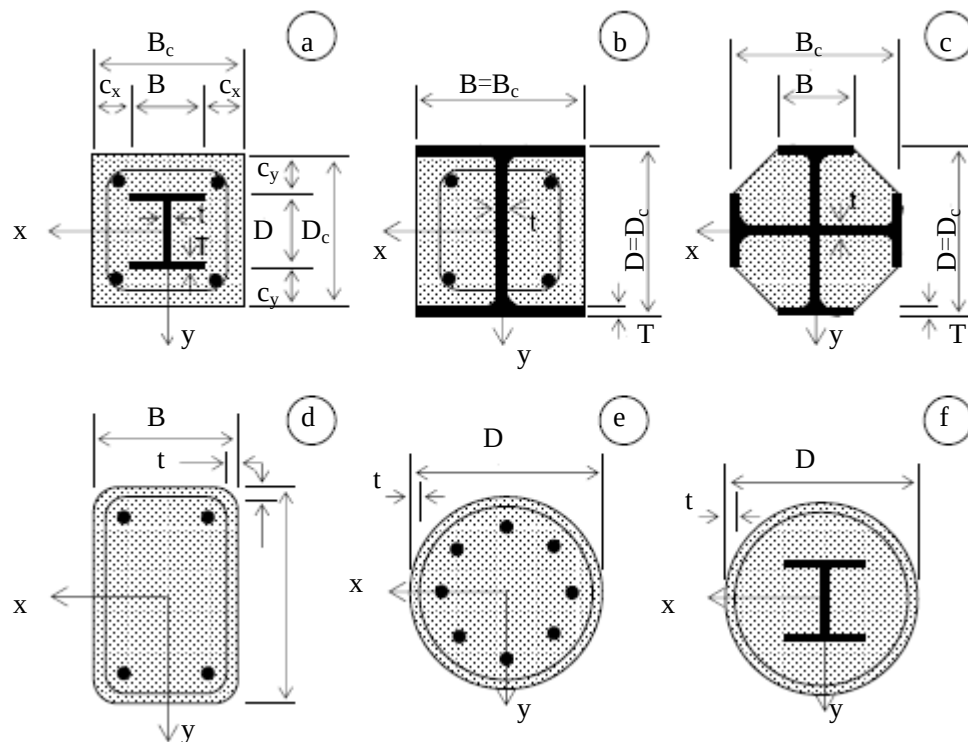


圖 10.17 雙軸對稱組合柱的典型截面

(2) 對於組合柱或任何截面的受壓構件，都應驗算下列各項：

- 構件抗力，詳見 10.5.2 條或 10.5.3 條；
- 局部壓曲抗力，詳見 10.5.3.1 (4) 段；
- 承受的荷載，詳見 10.5.4.2 段；
- 鋼構件與混凝土構件間的剪切抗力，詳見 10.5.4 條。

(3) 本條適用於採用屈服強度在 $235 \sim 460 \text{ N/mm}^2$ 之間的鋼材和強度等級為 C25~C60 的普通混凝土組合柱和受壓構件。

(4) 本條適用於框架結構中的獨立柱和組合受壓構件，其他結構構件可以是組合構件或鋼構件。

(5) 可採用兩種設計方法：

- 10.5.2 條給予的通用方法適合於沿柱長方向截面不對稱或變截面的構件；

- 10.5.3條給予的簡化方法適用於沿構件長度方向截面雙軸對稱且等截面的構件。

(6) 結構鋼材強度設計值 p_y ，混凝土強度設計值 f_{cd} ，鋼筋強度設計值 f_{sd} 如下：

$$f_{cd} = f_{cu} / \gamma_c \quad \gamma_c = 1.5 \quad (10.50a)$$

$$f_{sd} = f_y / \gamma_s \quad \gamma_s = 1.15 \quad (10.50b)$$

式中

f_{cu} 混凝土立方塊強度；

f_y 鋼筋的屈服強度（標準值）；

γ_c, γ_s 分別指混凝土和鋼筋的分項安全系數。

10.5.2 適用設計方法

(1) 結構強度和穩定性的設計應考慮混凝土的壓碎，型鋼和鋼筋的屈服。

設計也要保證在承載能力極限狀態下荷載最不利組合作用時不發生失穩，且保證構件截面在分別承受彎矩、軸力和剪力作用時具有足夠的抗力。

此外，二階效應的影響應包括：局部壓曲，殘餘應力，幾何缺陷和混凝土的長期效應如徐變和收縮。

如果二階效應對結構的穩定性影響明顯，則在可能發生破壞的方向上應考慮二階效應的影響。爲了簡化，可採用等效的彎曲缺陷構件缺陷來代替殘餘應力和幾何缺陷的影響，詳見 10.5.3.3 (3) 段。

(2) 內力分析採用彈塑性分析。

假設構件截面彎曲後符合平截面假定。

設計時應考慮型鋼截面的局部壓曲對承載力的影響。

(3) 在非線性分析時用下列應力及應變關係：

- 受壓混凝土的應力及應變關係，詳見 HKCC守則；
- 鋼筋的應力及應變關係，詳見 HKCC守則；
- 型鋼的應力及應變關係，詳見第 3章。

忽略混凝土的拉力強度。考慮裂縫間的混凝土的受拉強化對抗彎剛度的影響。

(4) 型鋼的貢獻率 δ 應滿足下列條件：

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9 \quad (10.51)$$

其中

δ 的定義見10.5.3.2 (2) 段。

(5) 如果混凝土的收縮和徐變會顯著地降低結構穩定性，則設計時應考慮收縮和徐變的影響。

作為簡化，如果由恒載產生的徐變和縱向力引起的一階彎矩的增加值不超過 10% 時，可以忽略徐變和收縮的影響。

(6) 對於單獨承受彎矩和法向力作用的組合受壓構件，導致承載力增大的內力分項安全系數 γ_F 應減小至原值的 80%。

10.5.3 簡化設計方法

10.5.3.1 概要和適用範圍

(1) 簡化設計方法的適用範圍僅限於那些沿整個構件長度上型鋼截面為雙軸對稱且等截面的熱軋型鋼、冷成型鋼和焊接截面組成的組合構件。

當鋼結構構件由兩個或多個不相連的截面組成時，該方法便不適用。構件設計時影響結構承載力的所有內力和彎矩均應按照二階線彈性分析進行計算。

(2) 鋼材的貢獻率 δ 應滿足下列條件：

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9 \quad (10.52)$$

式中

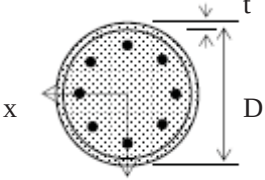
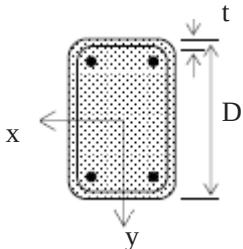
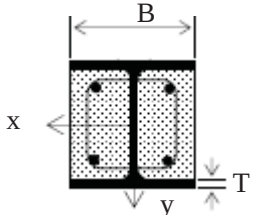
δ 的定義見 10.5.3.2 (2) 段。

(3) 相對的細長比 $\bar{\lambda}$ (定義見 10.5.3.3 段) 應滿足下列條件：

$$\bar{\lambda} \leq 2.0 \quad (10.53)$$

(4) 對於根據 10.5.5.1 (2) 段條件完全埋入的鋼構件，可忽略構件板局部壓曲的影響。對其他類型的組合截面，如果不超過表 10.11 中的最大值，同樣忽略板局部壓曲的影響。因此，整個組合截面都是有效的。

表 10.11 幾何比率的最大值

橫截面	D/t和B/T的最大值
圓形鋼管混凝土截面 	$\left(\frac{D}{t}\right) = 77 \times \left(\frac{275}{p_y}\right)$
矩形鋼管混凝土截面 	$\left(\frac{D}{t}\right) = 48 \times \left(\sqrt{\frac{275}{p_y}}\right)$
部分埋入 H形鋼組合截面 	$\left(\frac{B}{T}\right) = 40.7 \times \left(\sqrt{\frac{275}{p_y}}\right)$

注： p_y (N/mm²)

(5) 計算中採用的縱向鋼筋不得超過混凝土面積的6%。

(6) 對全埋入式的型鋼截面，詳見圖10.17a，計算時採用的混凝土保護層的最大厚度限值如下：

$$\text{最大 } c_y = 0.3D \quad \text{最大 } c_x = 0.4B \quad (10.54)$$

(7) 圖 10.17a中全埋入式組合截面的高寬比 D_c/B_c 應滿足 $0.2 < D_c/B_c < 5.0$ 。

(8) 在計算內力時，有效抗彎剛度的設計值 $(EI)_{e,1}$ 按下列公式計算：

$$(EI)_{e,1} = 0.9(EI + E_s I_s + 0.5E_{cm} I_c) \quad (10.55)$$

根據 10.5.3.3 (6) 段，應考慮混凝土長期效應。

(9) 當根據10.5.3.1 (8) 段採用抗彎剛度 $(EI)_{e,1}$ 來計算彈性臨界壓曲荷載時，可以不考慮二階效應。

(10) 在柱長範圍內，可通過採用系數 k 增大一階理論計算得到的最大彎矩值 M 來考慮二階效應， k 的計算公式如下：

$$k = \frac{\beta}{1 - P/P_{cp,cr}} \quad (10.56)$$

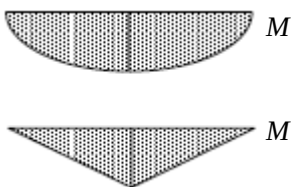
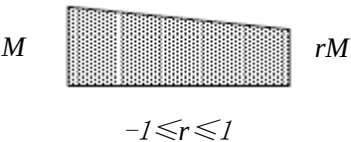
式中

$P_{cp,cr}$ 是組合柱繞某一形心軸、採用與該軸對應的有效抗彎剛度計算的臨界壓曲荷載，有效計算長度 L_E 取柱長。

$$= \frac{\pi^2 (EI)_{e,1}}{L_E^2} \quad (10.57)$$

β 根據表 10.12 中取值的等效彎矩系數。

表 10.12 計算考慮二階效應彎矩值的等效彎矩系數 β

彎矩分佈	等效彎矩系數 β	備註
	對於由構件缺陷或側向荷載產生的一階彎矩： $\beta = 1.0$	M 為忽略二階效應影響，柱長範圍內的最大彎矩。
	端部彎矩： $\beta = 0.66 + 0.44r$ 且 $\beta \geq 0.44$	M 和 rM 為採用一階或二階整體分析得到的端部彎矩值。

(11) 採用等效幾何缺陷的方法來考慮幾何缺陷和結構缺陷的影響。組合柱的等效構件缺陷詳見表 10.13，其中 L 為柱長。

10.5.3.2 抗壓承載力

(1) 組合截面的抗壓承載力 P_{cp} 採用將其組成構件截面的抗壓承載力疊加求得：

對全埋入和部分埋入的 H 形鋼截面：

$$P_{cp} = A p_y + 0.45 A_c f_{cu} + A_s f_{sd} \quad (10.58a)$$

對矩形鋼管混凝土截面：

$$P_{cp} = A p_y + 0.53 A_c f_{cu} + A_s f_{sd} \quad (10.58b)$$

式中

A 、 A_c 、 A_s 分別指型鋼截面、混凝土和鋼筋的截面面積。

(2) 型鋼貢獻率 δ 定義如下：

$$\delta = \frac{Ap_y}{P_{cp}} \quad (10.59)$$

式中

P_{cp} 為 10.5.3.2 (1) 段定義的組合截面的抗壓承載力。

(3) 對於圓形空心鋼管混凝土截面，若 10.5.3.3 (3) 段中的相對細長比 $\bar{\lambda}$ 不超過 0.5 且 $\frac{e}{d} < 0.1$ 時，應考慮因多向約束導致的混凝土強度的增加，其中 e 為荷載偏心矩， $e = M/P$ ； d 為柱的外徑。

圓形空心鋼管混凝土截面的抗壓承載力按下列公式計算：

$$P_{cp} = \eta_a Ap_y + 0.53 A_c f_{cu} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{p_y}{0.8 f_{cu}} \right] + A_s f_{sd} \quad (10.60)$$

其中

t 空心鋼管壁厚。

對於 $0 < \frac{e}{d} < 0.1$ 的壓彎構件， η_a 和 η_c 值按下式計算：

$$\eta_a = \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \left(10 \frac{e}{d} \right) \quad \text{且} < 1.0 \quad (10.61)$$

$$\eta_c = \eta_{co} \left(1 - 10 \frac{e}{d} \right) \quad \text{且} < 1.0 \quad (10.62)$$

式中

$$\eta_{ao} = 0.25(3 + 2\bar{\lambda}) \quad \text{且} < 1.0 \quad (10.63)$$

$$\eta_{co} = 4.9 - 18.5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \quad \text{且} \geq 0 \quad (10.64)$$

10.5.3.3 柱的壓曲

(1) 可採用考慮構件缺陷的二階分析法來對構件進行復核驗算，二階分析法詳見 10.5.3.5 段。

(2) 對易發生軸向壓曲的構件的一階分析進行簡化，軸向力設計值 P 應滿足：

$$\frac{P}{\chi P_{cp}} \leq 1.0 \quad (10.65)$$

式中

P_{cp} 組合截面的抗壓承载力，詳見10.5.3.2（1）段；

χ 10.5.3.3（3）段給予的柱壓曲折減系數的壓曲折減系數，與
10.5.3.3（4）段給予的相對細長比 $\bar{\lambda}$ 有關。

（3）柱壓曲折減系數計算公式如下：

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \text{且 } \chi \leq 1.0 \quad (10.66)$$

式中

$$\phi = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (10.67)$$

α 考慮柱不同缺陷程度的缺陷系數

對壓曲曲線 a = 0.21

對壓曲曲線 b = 0.34

對壓曲曲線 c = 0.49

組合柱各類截面的壓曲曲線詳見表 10.13，組合柱的壓曲強度折減系數詳見表 10.14。

（4）所考慮的彎曲平面對應的相對細長比 $\bar{\lambda}$ 按下式計算：

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{P_{cp,k}}{P_{cp,cr}}} \quad (10.68)$$

式中

$P_{cp, k}$ 抗壓承载力標準值

對全埋入與部分埋入H形鋼截面：

$$= A p_y + 0.68 A_c f_{cu} + A_s f_y \quad (10.69a)$$

對矩形空心鋼管混凝土截面：

$$= A p_y + 0.8 A_c f_{cu} + A_s f_y \quad (10.69b)$$

對圓形空心鋼管混凝土截面：

$$= \eta_a A p_y + 0.8 A_c f_{cu} \left[1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{0.8 f_{cu}} \right] + A_s f_y \quad (10.69c)$$

$P_{cp, cr}$ 相應壓曲模態下的彈性臨界壓曲荷載採用有效抗彎剛度 $(EI)_{e,2}$ ，
根據 10.5.3.3 (5) 和 10.5.3.3 (6) 段計算：

$$= \frac{\pi^2 (EI)_{e,2}}{L_E^2} \quad (10.70)$$

(5) 確定相對細長比 $\bar{\lambda}$ 和彈性臨界壓曲荷載 N_{cr} ，應採用組合柱的有效抗彎剛度標準值 $(EI)_{e,2}$ ，其計算公式如下：

$$(EI)_{e,2} = EI + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c \quad (10.71)$$

式中

K_e 修正系數，取 0.6；

I 、 I_c 和 I_s 分別為考察的彎曲平面內的型鋼截面、未開裂混凝土截面和鋼筋的截面慣性矩。

(6) 應考慮混凝土長期效應對有效彈性抗彎剛度的影響。此時混凝土的彈性模量 E_{cm} 應按下列公式減小為 E_c ：

$$E_c = E_{cm} \frac{1}{1 + (P_G / P) \phi_t} \quad (10.72)$$

式中

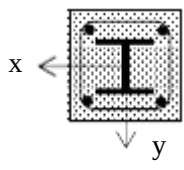
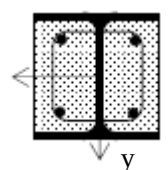
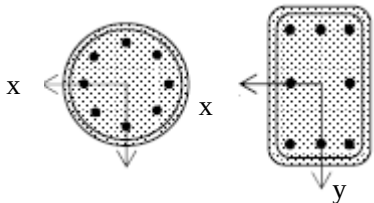
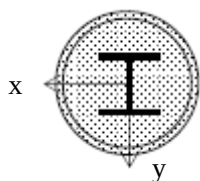
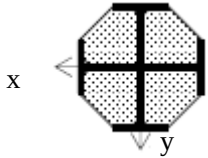
ϕ_t 徐變系數；

P 整個法向荷載設計；

P_G 法向荷載中的恒載部分。

根據 HKCC 守則確定徐變系數，假設空心鋼管混凝土截面的相對濕度為 100%。

表 10.13 組合柱的壓曲線和構件缺陷

截面類型	限制條件	屈曲軸	柱子曲線	構件缺陷
全埋入 H 形鋼截面 		x—x	b	L/200
		y—y	c	L/150
部分埋入 H 形鋼截面 		x—x	b	L/200
		y—y	c	L/150
圓形空心鋼管或矩形空心鋼管混凝土 	$\rho_s \leq 3\%$	任意軸	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	任意軸	b	L/200
附加 H 型鋼的圓形空心鋼管混凝土截面 		x—x	b	L/200
		y—y	b	L/200
部分埋入式十字形鋼截面 		任意軸	b	L/200

注： ρ_s 為配筋率 A_s/A_c

表 10.14 組合柱的壓曲強度折減系數

$\bar{\lambda}$	壓曲曲線		
	a	b	c
0.00	1.000	1.000	1.000
0.05	1.000	1.000	1.000
0.10	1.000	1.000	1.000
0.15	1.000	1.000	1.000
0.20	1.000	1.000	1.000
0.25	0.989	0.982	0.975
0.30	0.977	0.964	0.949
0.35	0.966	0.945	0.923
0.40	0.953	0.926	0.897
0.45	0.939	0.906	0.871
0.50	0.924	0.884	0.843
0.55	0.908	0.861	0.815
0.60	0.890	0.837	0.785
0.65	0.870	0.811	0.755
0.70	0.848	0.784	0.725
0.75	0.823	0.755	0.694
0.80	0.796	0.724	0.662
0.85	0.766	0.693	0.631
0.90	0.734	0.661	0.600
0.95	0.700	0.629	0.569
1.00	0.666	0.597	0.540
1.05	0.631	0.566	0.511
1.10	0.596	0.535	0.484
1.15	0.562	0.506	0.458
1.20	0.530	0.478	0.434
1.25	0.499	0.452	0.411
1.30	0.470	0.427	0.389
1.35	0.443	0.404	0.368
1.40	0.418	0.382	0.349
1.45	0.394	0.361	0.331
1.50	0.372	0.342	0.315

$\bar{\lambda}$	壓曲曲線		
	a	b	c
1.55	0.352	0.324	0.299
1.60	0.333	0.308	0.284
1.65	0.316	0.292	0.271
1.70	0.299	0.278	0.258
1.75	0.284	0.265	0.246
1.80	0.270	0.252	0.235
1.85	0.257	0.240	0.224
1.90	0.245	0.229	0.214
1.95	0.234	0.219	0.205
2.00	0.223	0.209	0.196
2.05	0.213	0.200	0.188
2.10	0.204	0.192	0.180
2.15	0.195	0.184	0.173
2.20	0.187	0.176	0.166
2.25	0.179	0.169	0.160
2.30	0.172	0.163	0.154
2.35	0.165	0.157	0.148
2.40	0.159	0.151	0.143
2.45	0.152	0.145	0.137
2.50	0.147	0.140	0.132
2.55	0.141	0.135	0.128
2.60	0.136	0.130	0.123
2.65	0.131	0.125	0.119
2.70	0.127	0.121	0.115
2.75	0.122	0.117	0.111
2.80	0.118	0.113	0.108
2.85	0.114	0.109	0.104
2.90	0.111	0.106	0.101
2.95	0.107	0.103	0.098
3.00	0.104	0.099	0.095

10.5.3.4 彎矩承載力

雙軸對稱組合截面的彎矩承載力可按下列公式計算：

$$M_{cp} = p_y (S_p - S_{pn}) + 0.5\alpha_c f_u (S_{pc} - S_{pcn}) + f_{cd} (S_{ps} - S_{psn}) \quad (10.73)$$

式中

α_c	對空心鋼管混凝土截面取 0.53 ； 對全埋入式或部分埋入式 H 形鋼截面取 0.45。
S_p, S_{ps}, S_{pc}	分別為組合截面中型鋼截面，鋼筋和混凝土的塑性截面模量（在計算 S_{pc} 時，假設混凝土未開裂）。
S_{pn}, S_{psn}, S_{pcn}	分別為從組合截面中心線算起 $2d_n$ 範圍內各組成截面（型鋼、鋼筋和混凝土）的塑性截面模量。
d_n	從組合截面中心線至中和軸的距離。

10.5.3.5 軸向壓力和單軸受彎的組合作用

（1）基於一階分析的壓彎構件，應驗算其局部承載力和整體穩定性。

基於二階分析的壓彎共同作用下的組合柱，當所有求得的彎矩包含二階彎矩時，組合柱的局部承載力和整體穩定性可同時驗算。

（2）局部承載力驗算

基於一階分析得到的壓彎共同作用下的組合截面，其承載力可採用互動曲線來計算，如圖 10.18 所示。

圖 10.18a 給予矩形空心鋼管混凝土截面的互動曲線（從點 A 到 E），而圖 10.18b 給予全埋入式 H 形鋼截面的互動曲線從點 A 到 D）。

特別注意：

- 點 A 表示組合截面的抗壓承載力：

$$P^A = P_{cp} \quad (10.74a)$$

$$M^A = 0 \quad (10.74b)$$

- 點 B 表示組合截面的抗彎承載力：

$$P^B = 0 \quad (10.75a)$$

$$M^B = M_{cp} \quad (10.75b)$$

- 點 C 處組合截面的抗壓承載力和彎矩承載力如下：

$$P^C = P_{pm} = \alpha_c A_c f_{cu} \quad (10.76a)$$

$$M^C = M_{cp} \quad (10.76b)$$

上述運算式通過結合 B點和C 點處的截面應力分佈情況得到，B點處受壓混凝土的面積等於 C點處受拉區混凝土的面積。在組合截面的中心區域，由附加壓力作用區引起的應力相互抵消，故C點處的彎矩承载力等於B 點處的彎矩承载力。但是，附加壓應力作用區產生了一個軸向內力，其大小等於組合截面中間部份高為 $2d_n$ 截面的塑性抗壓承载力 P_{pm} ，其中 d_n 為組合截面中心線至塑性中和軸的距離。

- 在 D點，組合截面塑性中和軸和形心軸重合，相應的軸向力為C點處軸力的一半：

$$P^D = P_{pm} / 2 \quad (10.77a)$$

$$M^D = M_{cp,max} \quad (10.77b)$$

通常，D 點不能包含在內，因為任何時候都不能保證 N 和 M 總是同時存在。

E 點為A點與C點的中間點，僅用於空心鋼管混凝土組合截面。

(3) 如果作用於型鋼截面上的剪力 V_1 超過其抗剪承载力 V_c 的 50%時，則需考慮橫向剪力對抗壓和抗彎承载力的影響。

(4) 為了簡化，可假設剪力 V 僅作用於型鋼截面，通過在型鋼截面的剪切面積 A_s ，採用鋼材折減強度設計值 $(1-\rho) f_y$ 來考慮橫向剪力的影響，詳見8.2.1條。任何情況下，剪力 V_1 不應超過按8.2.1條所確定的型鋼截面的抗剪切承载力。

此外，也可將剪力 V 分為作用於型鋼截面上的剪力 V_1 和作用於鋼筋混凝土上的剪力 V_2 兩部分。除非有其他更精確的分析方法，作用於型鋼截面和鋼筋混凝土截面上的剪力按下式計算：

$$V_1 = V \frac{M_s}{M_{cp}} \quad (10.78)$$

$$V_2 = V - V_1 \quad (10.79)$$

式中

M_s 型鋼截面的彎矩承载力；

M_{cp} 組合截面的彎矩承载力。

鋼筋混凝土截面的剪切承载力 V_c 應按照HKCC守則確定。

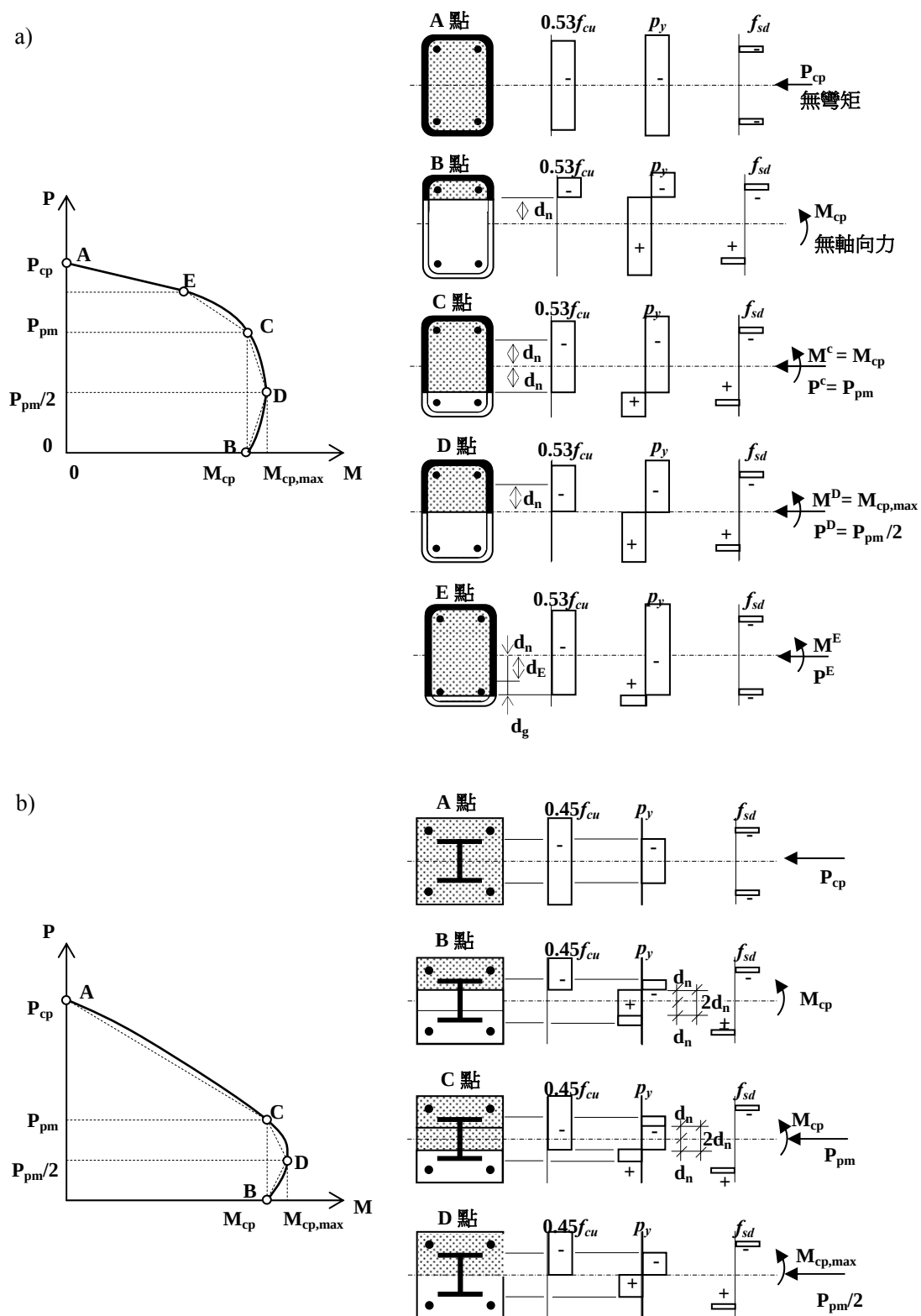


圖 10.18 互動曲線和對應的應力分佈

註：通常，受繞主軸彎矩作用下的全埋入式 H 字型鋼組合截面或軸力設計值不超過 P_{pm} 時，無需考慮 E 點。對於空心鋼管混凝土截面，E 點的使用會使設計更經濟，但是增大了計算工作量。為了簡化，可以忽略 E 點的情況。

(5) 組合截面局部承載力驗算應滿足下列公式：

$$\frac{M}{M_{cp,P}} = \frac{M}{\mu_d M_{cp}} \leq \alpha_M \quad (10.80)$$

式中

M 端部彎矩或柱長範圍內的最大彎矩，必要時應根據10.5.3.1(10)段計算以考慮二階效應。

$M_{cp,P}$ 考慮軸向力 P 的組合截面的彎矩承載力，根據圖10.19互動曲線，取 $\mu_d M_{cp}$ ；

M_{cp} 組合截面的彎矩承載力，由圖10.18中的B點給予；

μ_d 存在軸向力時的組合截面彎矩承載力折減系數，根據圖10.19互動曲線得到；

α_M 極限參數，對標稱屈服強度在235~355N/mm² 間（包括邊界值）的型鋼截面取 0.9；對於對標稱屈服強度在420~460N/mm² 間（包括邊界值）的型鋼截面取 0.8。

數值大於 1.0的 μ_d ，僅用於彎矩 M 直接由軸向力 P 得到的情況，例如：彎矩 M 由法向力 P 的偏心作用產生。其他情況下必須按10.5.2(6)段進行附加驗算。

(6) 基於一階分析、承受軸心受壓和單向受彎共同作用下的組合柱的整體穩定性按下式驗算：

$$M \leq 0.9 \mu M_{cp} \quad (10.81)$$

式中

M 端部彎矩或柱長範圍內的最大彎矩，必要時應根據10.5.3.1(10)段來考慮二階效應。

μ 考慮軸向壓曲後的彎矩與塑性彎矩承載力比值，詳見圖10.19互動曲線。

M_{cp} 組合截面的塑性彎矩承載力。

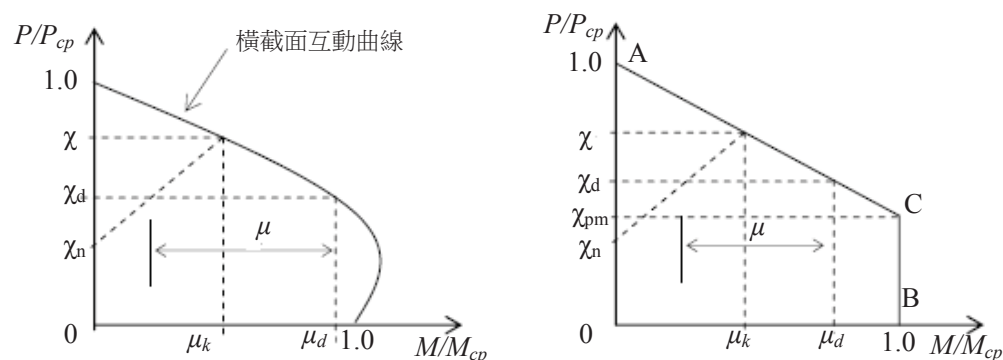


圖 10.19 軸壓與單向彎矩共同作用下的互動曲線

(7) 彎矩承載力比 μ 按下列公式計算：

$$\mu = \frac{(\chi - \chi_d)(1 - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm})(\chi - \chi_n)} \quad \text{當 } \chi_d \geq \chi_{pm} \quad (10.82a)$$

$$= 1 - \frac{(1 - \chi)(\chi_d - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm})(\chi - \chi_n)} \quad \text{當 } \chi_d < \chi_{pm} \quad (10.82b)$$

式中

$$\chi_{pm} \quad \text{混凝土軸向力與軸向承載力比 } \frac{P_{pm}}{P_{cp}}$$

$$\chi_d \quad \text{軸向力設計值與軸向承載力比 } \frac{P}{P_{cp}}$$

χ 柱壓曲折減系數

對於全埋入式 H 形鋼截面和矩形空心鋼管混凝土截面：

$$\chi_n = \frac{(1-r)\chi}{4} \quad \text{當 } \bar{\lambda} < 1.0 \quad (10.83a)$$

$$= 0 \quad \text{當 } 1.0 \leq \bar{\lambda} < 2.0 \quad (10.83b)$$

此處， r 為組合柱端部較小彎矩與較大彎矩之比。如果在柱高度範圍內有橫向荷載，則 r 取 1.0，而 χ_n 等於 0。

對於圓形空心鋼管或方形空心鋼管混凝土截面：

$$\chi_n = \frac{(1-r)\chi}{4} \quad \text{當 } \bar{\lambda} \leq 2.0 \text{ 時} \quad (10.84)$$

對於空心鋼管混凝土截面，可採用互動曲線 A—E—C—B，尤其對承受較大軸向荷載與較小的端部彎矩作共同用下的組合柱子。為減小誤差，E 點的位置應選擇靠近 A 點而不是位於 A 點與 C 點的中間。

為了簡化，取 $\chi_n = 0$ 以修正上述公式。

10.5.3.6 軸壓力與雙向彎曲共同作用

(1) 基於一階分析、承受軸壓力和雙向彎曲共同作用的組合柱，應驗算其局部承載力和整體穩定性。

基於二階分析、承受軸壓力與雙向彎曲共同作用的組合柱，當所求得的彎矩包括了二階彎矩時，組合柱的局部承載力和整體穩定性可同時驗算。

(2) 基於一階分析得到的組合柱軸壓力與雙向彎矩共同作用下，組合柱的結構安全性按下式驗算：

$$\frac{M_x}{\mu_x M_{cp,x}} \leq \alpha_M \quad (10.85)$$

$$\frac{M_y}{\mu_y M_{cp,y}} \leq \alpha_M \quad (10.86)$$

$$\frac{M_x}{\mu_x M_{cp,x}} + \frac{M_y}{\mu_y M_{cp,y}} \leq 1.0 \quad (10.87)$$

通常，容易判斷組合柱繞哪個軸發生屈折，故僅需考慮該方向的缺陷。如果不易判斷危險平面，則兩個平面均需驗算。

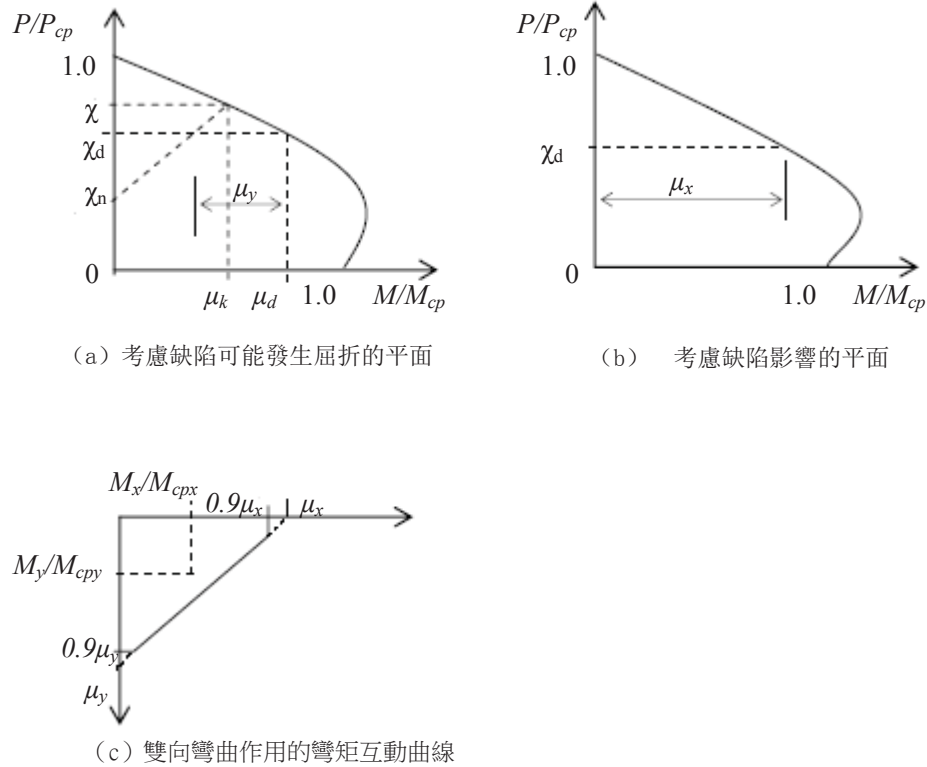


圖 10.20 軸壓力與雙向彎曲共同作用下的驗證

由於僅需考慮組合柱壓曲失穩平面內的幾何缺陷的影響，因此另一彎曲平面的彎矩與塑性彎矩承载力比值 μ 的計算可以不考慮缺陷影響，按下式計算：

$$\mu = \frac{(1 - \chi_d)}{(1 - \chi_{pm})} \quad \text{當 } \chi_d > \chi_{pm} \quad (10.88a)$$

$$= 1.0 \quad \text{當 } \chi_d \leq \chi_{pm} \quad (10.88b)$$

10.5.4 剪切連接與荷載導入

10.5.4.1 概要

(1) 考慮型鋼和混凝土之間接觸面的剪切承载力，在荷載導入區域，對由連接於組合柱端部的構件傳來的和作用於柱長範圍的荷載產生的內力與彎矩在型鋼和混凝土之間的分配應作出規定。應提出一個明確定義的荷載路徑，不允許其接觸面間發生明顯的滑移以滿足設計中作出的假定。

(2) 當組合柱和受壓構件受到很大橫向剪力作用，例如受局部橫向荷載和端部彎矩作用，應對型鋼和混凝土接觸面上對應縱向剪應力的傳遞作出規定。

(3) 對於軸心受力柱和受壓構件，荷載導入區之外的縱向剪力無需考慮。

10.5.4.2 荷載導入

(1) 若混凝土和型鋼接觸面的抗剪強度設計值 τ_{Rt} (詳見 10.5.4.3 段) 不足時，則在荷載導入區域和截面發生改變的區域應採用抗剪連接件。剪力應根據導入區長度內型鋼或鋼筋混凝土截面的力變化來確定。如果荷載僅作用於混凝土截面上，則剪力按考慮徐變和收縮的彈性分析法計算。否則，接觸面上的剪力應根據彈性理論或塑性理論來確定，取更不利的結果。

(2) 當缺乏更精確的方法時，荷載導入區長度不應超過 $2d$ 或 $L/3$ ，其中 d 為柱的最小橫向尺寸， L 為柱長度。

(3) 考慮收縮和徐變的影響，如果型鋼和混凝土的整個接觸面一直受壓，則對於採用端板載入的組合柱和受壓構件，無需使用抗剪連接。否則，應根據 10.5.4.2 (5) 段對荷載導入進行驗算。當圓形空心鋼管混凝土滿足 10.5.3.2 (3) 段中的條件，則可考慮約束的效應，採用 $\lambda=0$ 時 η_a 和 η_c 的值。

(4) 對於全埋入或部份埋入式 H 字型鋼或類似型鋼組合截面，若在其腹板上設置圓頭栓釘，則需考慮摩擦力的影響，該摩擦力由相鄰鋼翼緣阻止混凝土的橫向膨脹產生。該摩擦力應加到抗剪連接件的計算承载力中。

每塊翼緣與每排水平佈置的栓釘間的附加摩擦抗力假定為 $0.5 \mu Q_p$ ，如圖 10.21 所示，其中 μ 為假定的摩擦系數。

對於不刷塗料的型鋼截面， μ 取 0.5。 Q_p 為單個栓釘的承载力，詳見 10.3.2 條。當缺乏試驗精確資料時，翼緣間的淨距不得超過圖 10.21 中規定的數值。

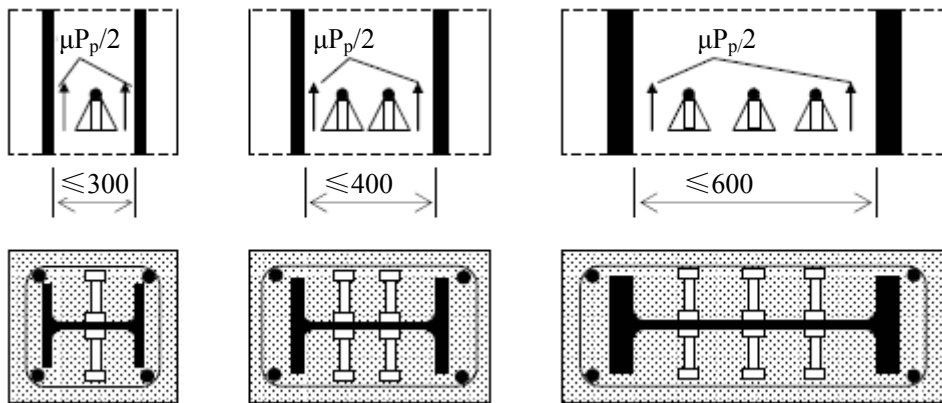


圖 10.21 採用圓頭栓釘組合柱的附加摩擦力

(5) 如果局部載入，則荷載沿端板厚度 t_e 呈 1: 2.5 角度分佈。此時，對空心鋼管混凝土截面，應按 10.5.4.2 (6) 段要求限制有效載入面積上的混凝土應力值；對其他截面類型，該混凝土應力值應滿足 HKCC 守則的相應規定。

(6) 如果圓形空心鋼管或方形空心鋼管混凝土組合截面的混凝土僅受局部荷載作用，例如：通過節點板或加勁桿載入，則在節點板或加勁桿下由於混凝土截面的力導致混凝土局部強度設計值 σ_c 按下式確定：

$$\sigma_c = 0.53 f_{cu} \left[1 + \eta_{cl} \frac{a}{t} \frac{p_y}{0.8 f_{cu}} \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{0.53 A_c f_{cu}}{A_1} \quad \circ \leq p_y \quad (10.89)$$

式中

t 為空心鋼管壁厚；

a 空心鋼管直徑或方形截面的寬度；

A_c 混凝土截面面積；

A_1 結點板下的荷載面積；

η_{cl} 對圓形空心鋼管截面取 4.9；對矩形空心鋼管截面取 3.5。

A_c/A_1 的比值不得超過 20，結點板與空心鋼管截面間的焊縫應根據第 9 章進行設計。

(7) 對於圓形空心鋼管混凝土截面，計算組合柱承载力時，應考慮縱向鋼筋的作用，即使鋼筋沒有焊接到端板上或沒有與端板直接連接，只要鋼筋和端板間的間隙 e_g 不超過 30mm，就需考慮縱向鋼筋的作用。

(8) 橫向鋼筋應根據 HKCC 守則進行設計。對於部分埋入式型鋼組合截面，採用橫向鋼筋將混凝土定位。

(9) 當荷載僅施加於型鋼截面或混凝土截面部份時，對於完全埋入式的型鋼組合截面，需要設計橫向鋼筋來抵抗軸向剪力從直接抗剪件連接的混凝土部分轉移到沒有與抗剪連接件連接的混凝土部份時產生的縱向剪力。

橫向鋼筋的設計和排列應採用桁架分析模型，假設混凝土受壓斜桿與構件軸線呈 45 度角。

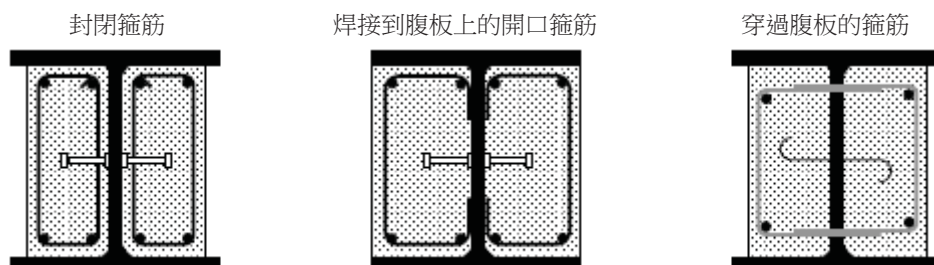


圖 10.22 箍筋排列

10.5.4.3 荷載作用區外的縱向剪力

(1) 在荷載作用區域以外，應驗算由橫向荷載或端部彎矩在混凝土與型鋼接觸面上產生的縱向剪力。當縱向剪力設計值超過剪切強度設計值 τ 時，應根據縱向剪力設計值的分佈來排列抗剪連接件。

(2) 當缺乏更加精確的方法時，通常採用考慮混凝土長期效應和開裂影響的彈性分析法來計算接觸面上的縱向剪力。

(3) 如果型鋼與混凝土的接觸表面未使用塗料且無油、油脂、疏鬆氧化層和鐵銹，則可採用下表 10.15 中的設計剪切強度設計值 τ ：

表 10.15 剪切強度設計值 τ

截面類型	τ (N/mm ²)
全埋入式型鋼混凝土截面	0.30 (最小)
圓形空心鋼管混凝土截面	0.55
矩形空心鋼管混凝土截面	0.40
部分埋入式截面翼緣	0.20
部分埋入式截面腹板	0.00

(4) 表10.15中全埋入式H形鋼組合截面的剪切強度設計值 τ 適用於最小混凝土保護層為 40mm且橫向與縱向鋼筋符合10.5.5.2段規定的截面。對於保護層厚度更大且鋼筋更多的情況，可採用更大的 τ 值。對於全埋入式組合截面，除非有試驗驗證，否則應增大剪切強度設計值 $\beta_c \tau$ (根據表 10.16選用)，其中 β_c 公式如下：

$$\beta_c = 1 + 0.02c_n \left[1 - \frac{c_{n,min}}{c_n} \right] \leq 2.5 \quad (10.90)$$

式中

c_n 混凝土保護層厚度，單位mm，詳見圖10.17a；

$c_{n,min}$ 混凝土保護層的最小厚度，取40mm。

表 10.16 全埋入式型鋼混凝土組合截面的剪切強度設計值 τ_{Rd}

混凝土保護層厚度 c_n (mm)	$\beta_c \tau$ (N/mm ²)
40	0.30
50	0.36
75	0.51
90	0.60
100	0.66
110	0.72
≥ 115	0.75

(5) 除非特殊情況，對部份埋入式 H 字型鋼組合柱，承受由橫向荷載或端部彎矩引起的繞弱軸彎曲導致的橫向剪力作用時，均需設置抗剪連接件。

如果組合柱水平剪力不是僅由型鋼截面承受，則應根據 10.5.3.5 (4) 段要求設置橫向鋼筋來抵抗剪力 V ，橫向鋼筋應焊接到型鋼截面腹板上或穿透型鋼截面的腹板。

10.5.5 細節規定

10.5.5.1 型鋼和鋼筋的混凝土保護層

(1) 對於全埋入式 H 形鋼組合截面，至少採用最小厚度的鋼筋混凝土保護層以確保黏結力的傳遞，防止鋼材的腐蝕與混凝土的剝落。

(2) 全埋入式 H 形鋼組合截面翼緣的混凝土保護層厚度不得小於 40mm，且不得小於翼緣寬度的 1/6。

(3) 鋼筋保護層的厚度參見 HKCC 守則。

10.5.5.2 縱向與橫向鋼筋

(1) 組合截面承載力考慮的混凝土埋入式組合柱中的縱向鋼筋，其面積不應小於混凝土橫截面面積的 0.3%。空心鋼管混凝土組合截面，若對抗火能力設計無規定時通常不設置縱向鋼筋。

(2) 全埋入式或部份埋入式組合柱中橫向與縱向鋼筋的設計和細部構造可參見 HKCC 守則的規定。

(3) 縱向鋼筋與型鋼截面間淨距可小於 10.5.5.2 (2) 段的規定，甚至可以為零。此時，計算黏結承載力時，鋼筋的有效綁紮周長 c 應取其周長的一半或 1/4。

(4) 對全埋入式或部份埋入式構件，若環境因素考慮在內，且設計中忽略縱向鋼筋時，則應佈置直徑為 8mm、間距為 250mm 的最小縱向鋼筋和直徑為 6mm、間距為 200mm 的最小橫向鋼筋。作為替代可採用直徑為 4mm 的焊接鋼筋網。

11 冷成型開口截面鋼、壓型鋼板、空心截面鋼管以及鋼板樁的設計

本章給出了冷成型鋼的設計建議。

規範中 11.1 至 11.6 給出了冷成型薄壁開口截面鋼以及標稱厚度小於等於 4mm（這個標稱厚度包括了塗層厚度）的冷成型鋼的設計建議。這類型鋼的抗拉強度和延展性應該滿足 11.2.2 中的規定。這類型鋼材必須經過設計計算或者試驗之後才可以使用。通常這些冷成型薄壁開口截面鋼及壓型鋼板都是通過冷軋工藝製造。其它的製造工藝如壓制或彎制成型過程中的彎曲和拉直的要求應按照 14.2.7 中的規定進行。

規範中 11.7 給出了標稱厚度小於等於 22mm 的冷成型空心截面鋼的設計建議。11.8 給出了標稱厚度小於等於 16mm 的冷成型鋼板樁截面的設計建議。對於標稱厚度大於 4mm 的冷成型開口截面鋼，抗拉強度以及延展性應該滿足 3.1.2 的要求。

11.1 冷成型開口截面鋼以及壓型鋼板的設計概要

本章 11.1 至 11.6 給予如圖 11.1 所示的標稱厚度小於等於 4mm 的冷成型薄壁開口鋼和壓型鋼板的設計建議。

建議冷成型薄壁開口截面鋼和壓型鋼板用於以下設計：

開口截面：次要結構構件像檁條、護欄和桁架與中等跨度的門式框架的主要結構構件。

壓型鋼板：樓面層、屋頂和牆面層。

冷成型薄壁開口截面鋼和壓型鋼板的屈服強度設計值應小於等於 550N/mm^2 。按照 11.7.5 和表 11.5 中的規定對冷成型鋼進行焊接。

本節並沒有中間加勁桿型冷成型薄壁開口截面鋼和壓型鋼板的設計建議。此外，這些截面鋼和壓型鋼板的使用需要通過其他已有的設計程式或試驗驗證。

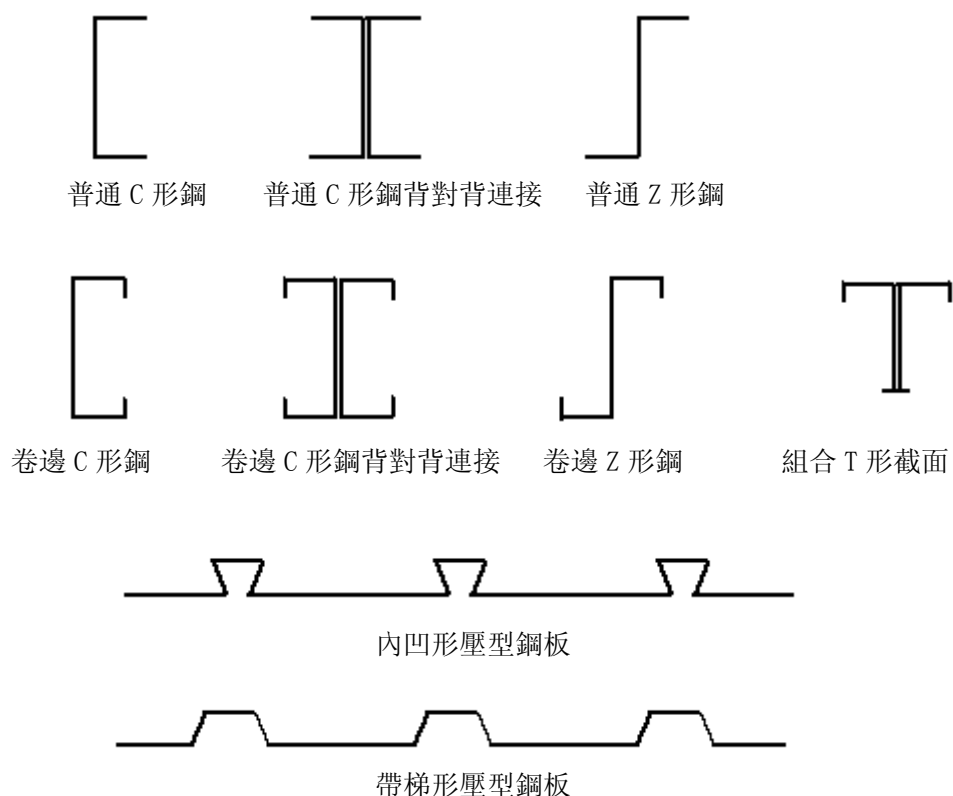


圖 11.1 典型的冷成型鋼開口截面和壓型鋼板

11.2 材料特性

11.2.1 物理特性

3.1.6 條給予鋼帶的物理特性。

除保護層外，材料的設計厚度應取金屬基質的名義厚度。

11.2.2 機械特性

標稱厚度小於等於 4mm 的鋼帶的屈服強度及拉伸強度和延性應滿足 3.8.1 條。

11.2.2.1 冷成型的效應

鋼材經過焊接、退火處理、鍍鋅或其他熱處理後，由於可能導致弱化，設計時不能利用由於冷加工而導致的屈服強度的提高。

考慮型鋼和壓型鋼板由於冷加工導致的屈服強度的增加，用型鋼或壓型鋼板平均屈服強度 Y_{sa} 代替材料屈服強度 Y_s 。

受拉構件，可以利用冷加工對屈服強度的整體效應，因此屈服強度設計值 p_y 可取 Y_{sa} 。

$$p_y = Y_{sa} \quad (11.1)$$

在壓力作用下，構件的平板寬度 b 和厚度 t ，屈服強度設計值 p_y 應取壓力作用下的平均屈服強度 Y_{sac} ，按下式計算：

$$p_y = Y_{sac} \quad (11.2)$$

$$\text{加勁構件} \quad Y_{sac} = Y_{sa} \quad \text{當 } b/t \leq 24\varepsilon \quad (11.3a)$$

$$= Y_s \quad \text{當 } b/t \geq 48\varepsilon \quad (11.3b)$$

$$\text{非加勁構件} \quad Y_{sac} = Y_{sa} \quad \text{當 } b/t \leq 8\varepsilon \quad (11.3c)$$

$$= Y_s \quad \text{當 } b/t \geq 16\varepsilon \quad (11.3d)$$

$$\text{式中 } \varepsilon = \sqrt{\frac{275}{Y_s}} \quad (11.4)$$

對於 b/t 的中間值， Y_{sac} 通過線性內插法獲得。

平均屈服強度 Y_{sa} 按下式計算：

$$Y_{sa} = Y_s + \frac{5Nt^2}{A}(U_s - Y_s) \leq 1.25Y_s \quad \text{或者 } \leq U_s \quad (11.5)$$

式中 N 截面中內徑 $< 5t$ 的彎成 90° 轉角的數量（不足 90° 的轉角按 $\theta/90^\circ$ 計入）；

t 鋼帶的淨厚度（mm）；

U_s 極限拉伸強度（N/mm²）；

A 橫截面的總面積（mm²）。

此外， Y_{sa} 的值也可通過試驗確定。

11.3 截面特性

11.3.1 總截面特性

截面特性應根據正常的良好慣常做法實踐計算，考慮總橫截面對近似使用特性的敏感性、對預測的截面承載力和構件抗力的影響。

計算厚度在 3.2mm 以內的型鋼截面特性時，假定材質集中在鋼帶厚度的中心線處，用尖角代替實際的圓角，即板件的交叉線構成，如圖 11.2a 所示。

計算厚度在 2.0mm 以內的壓型鋼板截面特性時，如果所有構件的板件寬度大於 $6.7r$ 或 $20t$ 的較大值，則假定材質集中在鋼帶厚度的中心線處，如圖 11.2b 所示，式中 r 是內角半徑。

此外，角度和彎曲應滿足表 11.1 的要求：

表 11.1 截面特性的計算原則

幾何限值	計算原則
$r \leq 5t$	用尖角取代圓角，即板件的交叉線構成
$5t < r \leq r_0$	使用圓角
$r \geq r_0$	截面承載力應通過試驗確定

式中 r_0 是有效角的極限半徑

$$= 0.04tE / p_y \quad (11.6)$$

板件的有效寬度 b ，通常根據每個板件延伸到轉角的中點處的假定計算。對於轉角 r 大於 $5t$ 的板件，參見 11.3.4.4.2 段。

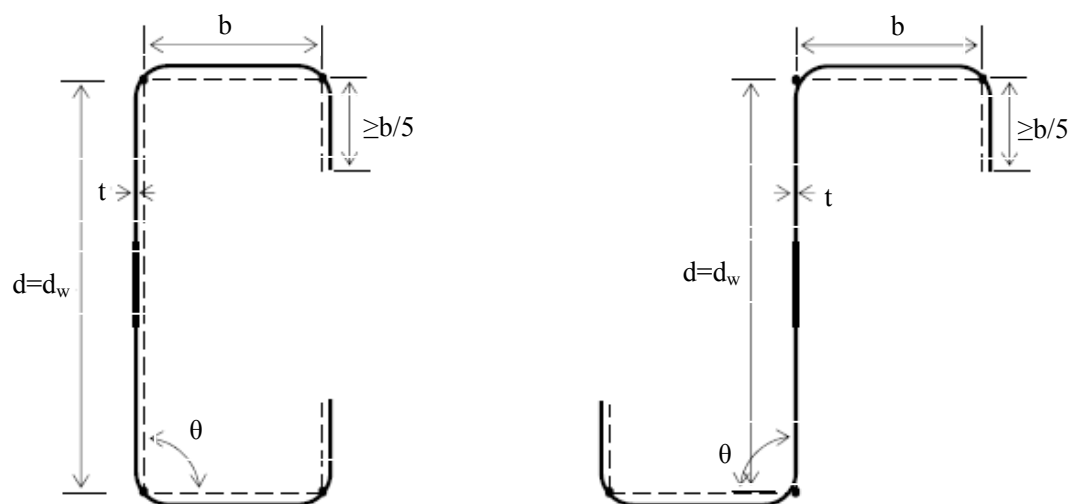


圖 11.2a C 形和 Z 形鋼的理想截面



圖 11.2b 壓型鋼板的理想截面

計算橫截面特性時，通常不必扣除緊固件的孔洞，但應考慮大孔洞或一系列小孔的偏差。

具有規則的或不規則的一系列孔的淨截面特性，應根據已有的設計程式或試驗來確定，因為這些孔不同於緊固件和安裝螺栓所要求的孔。

11.3.2 拉力作用下的有效截面特性

通常根據 11.3.1 條的中線尺寸確定總截面。

確定拉力作用下的型鋼和壓型鋼板的強度設計值和剛度時，應考慮螺栓孔的影響，淨截面積 A_n 應取總截面面積扣除孔洞的面積。

通常在扣除緊固件的孔洞時，應使用標稱孔徑。然而對於沉頭孔，扣除的面積應是軸線平面內孔的總截面面積。

11.3.3 壓彎作用下的有效截面特性

通常根據 11.3.1 條的中線尺寸確定總截面，並進行相應的修改。

確定受壓彎作用的型鋼和壓型鋼板的強度設計值和剛度時，應考慮局部壓曲的效應，對易於遭受局部壓曲的板件，應基於板件的有效寬度來計算有效橫截面特性。

確定有效橫截面特性時，適當的考慮中間加勁桿和彎曲的影響或者使用有效應力方法。

在強度評估中，確定有效橫截面特性時，應根據承載能力極限狀態的設計荷載來確定易於發生局部壓曲的板件的最大應力，且不超過鋼材的屈服強度設計值。然而在剛度評估中，確定有效橫截面特性時，對易於局部壓曲的板件的最大應力應根據正常使用極限狀態的設計荷載來確定。

有效截面特性的計算應根據已有的設計程式，且相應的最大寬厚比也應滿足要求。

考慮截面中扭轉壓曲的效應，尤其是高強度鋼材的型鋼和壓型鋼板。不過應注意到，鋼材屈服強度設計值在 350N/mm^2 或以下時，在實用尺寸範圍內的型鋼和壓型鋼板的扭轉壓曲可忽略。

考慮有效橫截面的形心軸相對於總橫截面的形心軸的偏移。

11.3.4 局部壓曲

11.3.4.1 概要

型鋼和壓型鋼板的強度和剛度評估中，可以採用嚴格非線性有限元分析來確定一般截面的承載能力，另外也可以採用有效橫截面考慮局部壓曲的效應。有效橫截面包括以下幾部分：

- a) 全部或部分受壓的各個板件的有效面積；
- b) 中間加勁桿的有效面積；
- c) 各個受拉板件的全部分面積。

對於加勁板件，有效面積包括如圖 11.3a 所示的兩部份，即與每個支承邊緣相鄰的部分，詳見 11.3.4.4.3 段。

對於非加勁板件，整個有效面積是如圖 11.3b 所示的與支承邊緣相鄰的部份，詳見 11.3.4.4.4 段。

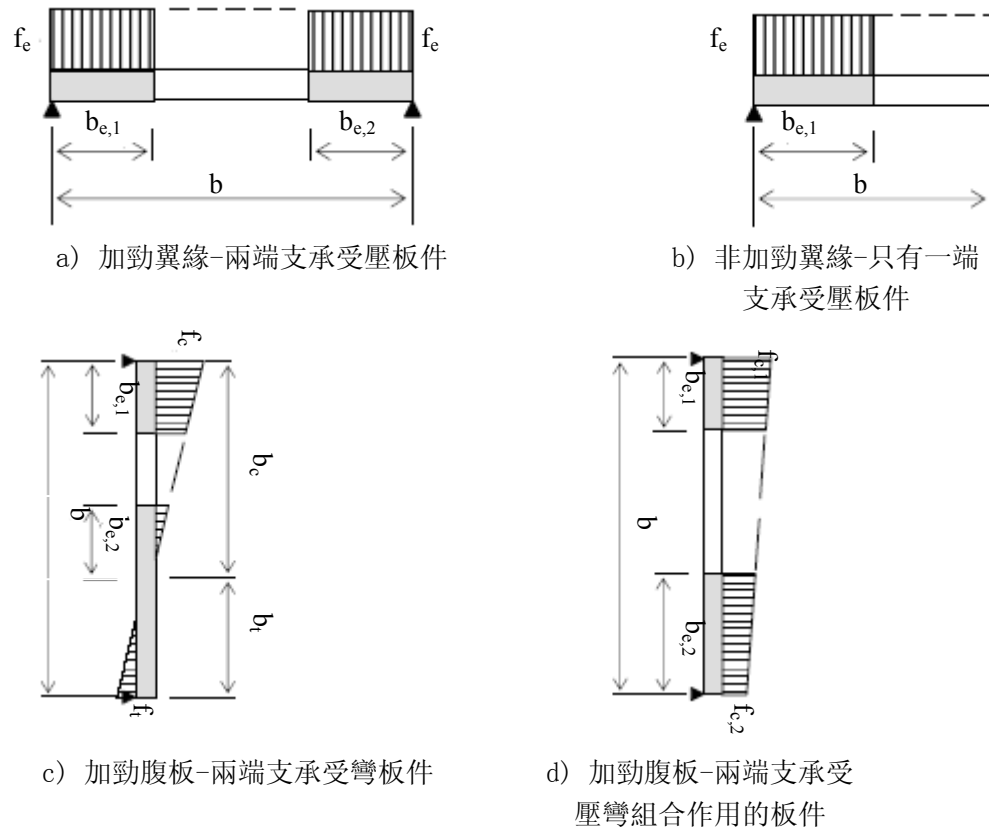


圖 11.3 加勁和非加勁板件的有效寬度

11.3.4.2 最大寬厚比

受壓作用下的板件，其寬厚比最大限值 $(b/t)_{max}$ ，在本段中通過設計程式給出如下：

- | | | |
|----------------------|---------------------|----------------|
| a) 一端與翼緣或腹板連接的 | (i) 卷邊 | 60 ϵ |
| 加勁板件，另一端支承是 | (ii) 具有足夠抗彎剛度的其他加勁桿 | 90 ϵ |
| b) 非加勁板件 | | 60 ϵ |
| c) 兩端與其他加勁桿相連接的加勁板件。 | | 500 ϵ |

式中 ϵ 是 $\sqrt{\frac{275}{P_y}}$

P_y 是鋼材的強度設計值。

注：寬厚比 b/t 超過 30 ϵ 的非加勁受壓板件和寬厚比 b/t 超過 250 ϵ 的加勁受壓板件，在全部工作荷載作用下，可能會有明顯的變形，但不會影響板件的承載力。

11.3.4.3 邊緣加勁的加勁板件

當一個板件被視為受壓作用下的加勁板件時，一縱向邊應該由一翼緣或腹板支承，而另一縱向邊則是以下三種支承情況：(i)腹板(ii)卷邊(iii)具有足夠抗彎剛度的其他加勁桿，以確保荷載作用下此邊的平直度。

在不考慮板件的形狀的情況下，邊緣加勁桿繞過被加勁板件中面軸線的慣性矩應不小於 I_{min} ， I_{min} 按下式計算：

$$I_{min} = \frac{tb^3}{375} \quad (11.7)$$

式中 b 被加勁板件的寬度；

t 厚度。

當板件用卷邊加勁時，卷邊與被加勁板件之間的夾角不小於 70° 。

當加勁桿是由卷邊垂直與被加勁板件組成時，卷邊的寬度不小於板件寬度 b 的 $1/5$ ，如圖 11.4 所示，則可認為滿足條件。

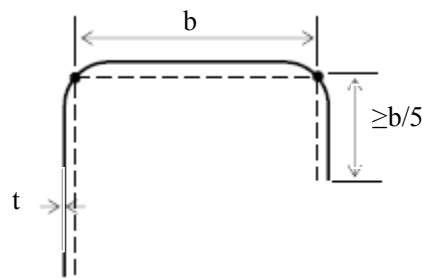


圖 11.4 簡單卷邊邊緣加勁桿

11.3.4.4 強度計算時的有效寬度

11.3.4.4.1 基本有效寬度

均勻受壓作用下的板件寬度 b ，其有效寬度 b_e 按下式計算：

$$b_e = \beta b \quad (11.8)$$

$$\text{式中 } \beta = 1.0 \quad \text{當 } \rho \leq 0.123 \quad (11.9a)$$

$$= \left\{ 1 + 14 \left(\sqrt{\rho} - 0.35 \right)^4 \right\}^{0.2} \quad \text{當 } \rho > 0.123 \quad (11.9b)$$

$$\text{式中 } \rho = \frac{f_c}{p_{cr}} \quad (11.10)$$

f_c 有效板件的外加壓應力； $\leq p_y$

p_{cr} 構件的局部壓曲強度

$$= 0.904 EK \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (11.11)$$

式中 K 相關的局部壓曲系數；

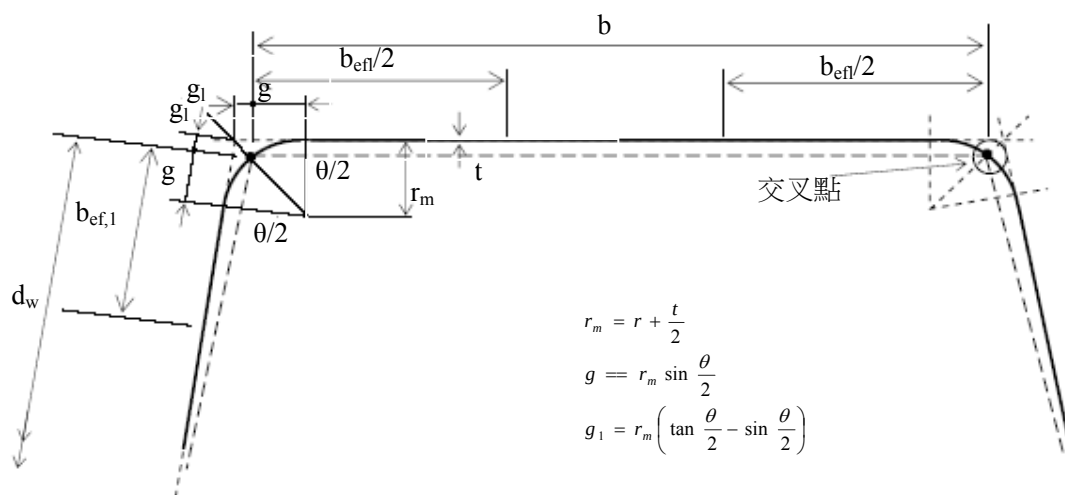
t 鋼材的淨厚度；

b 構件的板件寬度。

局部壓曲系數 K 取決於板件的類型和型鋼與壓型鋼板的幾何特性，詳見 11.3.4.4.3 和 11.3.4.4.4 段。

11.3.4.4.2 大半徑的效應

轉角的內半徑大於 $5t$ 時，在轉角處相交的每個板件的有效寬度通過 $r_m \sin(\theta/2)$ 進行折減，如圖 11.5 所示。



式中 r 內彎曲半徑;
 r_m 平均彎曲半徑;
 t 鋼材的厚度;
 θ 腹板和翼緣之間的角度;
 g, g_1 是角半徑處與構件的連接長度。

圖 11.5 考慮角半徑時有效寬度的計算

11.3.4.4.3 加勁翼緣板件的有效寬度

型鋼或壓型鋼板的受壓翼緣加勁板件的有效寬度按 11.3.4.4.1 段計算，採用適當的 K 值。

均勻受壓作用下兩縱邊加勁的翼緣，壓曲系數 K 應保守的取為 4，或者從下列公式中獲得更為精確的值。

$$K = 5.4 - \frac{1.4h}{0.6 + h} - 0.02h^3 \quad \text{型鋼} \quad (11.12a)$$

$$= 7 - \frac{1.8h}{0.15 + h} - 0.091h^3 \quad \text{壓型鋼板} \quad (11.12b)$$

式中 $h = d_w / b$;

d_w 腹板與兩個翼緣的交叉點間的斜距離;

b 翼緣的寬度。

11.3.4.4.4 非加勁翼緣構件的有效寬度

均勻受壓作用下非加勁板件的有效寬度 b_{eu} 按下式計算：

$$b_{eu} = 0.89b_e + 0.11b \quad (11.13)$$

式中 b_e 根據 11.3.4.4.1 段確定的基本有效寬度;

b 構件的板件寬度。

對非加勁板件， K 值應保守的取為 0.425，或者從下式中獲得更為精確的值：

$$K = 1.28 - \frac{0.8h}{2 + h} - 0.0025h^2 \quad (11.14)$$

11.3.4.4.5 腹板的有效寬度

在下列情況下，視為腹板全截面有效：

- i) 腹板高厚比 $d_w/t \leq 70 \varepsilon$ ，或
- ii) 腹板兩端受拉。

在其他情況下，腹板有效寬度內的應力線性變化如圖 11.6 所示時，從下面兩種情況得到，與每邊相鄰的部份如下：

- a) 一端受拉(見圖 11.6a)：

$$b_{e,1} = 0.76t \sqrt{\frac{E}{f_{c,1}}} \quad (11.15a)$$

$$b_{e,3} = 1.5b_{e,1} \quad (11.15b)$$

式中 $b_{e,1}$ 與較大受壓邊緣相鄰部份的有效寬度；

$b_{e,3}$ 與受拉邊緣相鄰部份的有效寬度；

$f_{c,1}$ 較大的受壓邊緣的壓應力；

b_t 腹板受拉部份的寬度；

E 彈性模量；

t 鋼材的淨厚度。

如果 $b_{e,1} + b_{e,3} + b_t \geq d_w$ ，則腹板全截面有效，式中 d_w 是腹板與兩個翼緣的交叉點間的斜距離。

- b) 兩端受壓(見圖 11.6b)：

$$b_{e,1} = 0.76t \sqrt{\frac{E}{f_{c,1}}} \quad (11.16a)$$

$$b_{e,2} = \left[1.5 - 0.5 \frac{f_{c,2}}{f_{c,1}} \right] b_{e,1} \quad (11.16b)$$

式中 $b_{e,1}$ 與較大受壓邊緣相鄰部份的有效寬度；

$b_{e,2}$ 與較小受壓邊緣相鄰部份的有效寬度；

$f_{c,1}$ 較大的受壓邊緣的壓應力；

$f_{c,2}$ 較小的受壓邊緣的壓應力；

E 彈性模量；

t 鋼材的淨厚度。

如果 $b_{e,1} + b_{e,2} \geq d_w$ ，則腹板全截面有效，式中 d_w 是腹板與兩個翼緣的交叉點間的斜距離。

如果中和軸的定位是利用有效截面特性疊代計算得到，而不是假定腹板全截面有效，則上面的 a) 和 b) 部份的 $b_{e,1}$ 應按下式計算：

$$b_{e,1} = 0.95t \sqrt{\frac{E}{f_{c,1}}} \quad (11.17)$$

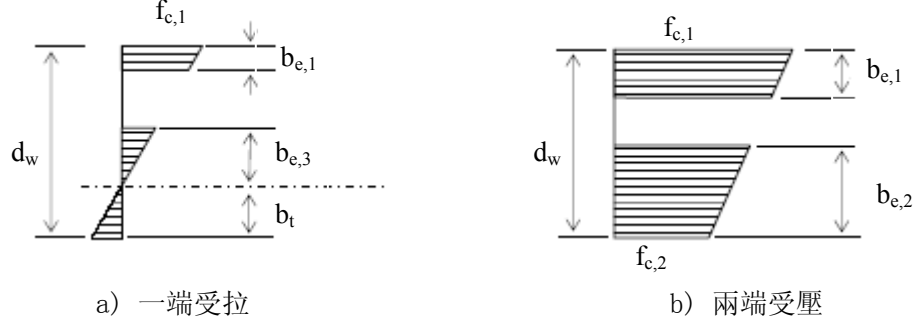


圖 11.6 腹板有效部份的應力分佈

11.3.4.5 撓度計算時的有效寬度

11.3.4.5.1 平翼緣板件

計算撓度時，加勁或非加勁翼緣的有效寬度按下式計算：

$$\text{a) 當 } \lambda_{ser} \leq \lambda_1: \quad b_{e,ser} = \frac{1.27b}{\lambda_{ser}^{2/3}} \quad \text{且 } b_{e,ser} \leq b \quad (11.18a)$$

$$\text{b) 當 } \lambda_1 < \lambda_{ser} \leq \lambda: \quad b_{e,ser} = b_{e,1,ser} + (b_e - b_{e,1,ser}) \frac{(\lambda_{ser} - \lambda_1)}{(\lambda - \lambda_1)} \quad (11.18b)$$

$$\text{式中 } b_{e,1,ser} = \frac{1.27b}{\lambda_1^{2/3}} \quad \text{且 } b_{e,1,ser} \leq b; \quad (11.19)$$

$$\lambda = \frac{2b/t}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{p_y}{E}}; \quad (11.20)$$

$$\lambda_1 = 0.51 + 0.6\lambda; \quad (11.21)$$

$$\lambda_{ser} = \frac{2b/t}{\sqrt{K}} \sqrt{\frac{f_{ser}}{E}}; \quad (11.22)$$

b_e 根據 11.3.4.4.1 段確定的基本有效寬度；

f_{ser} 正常使用極限狀態下有效板件的壓應力；

K 根據 11.3.4.4.3 或 11.3.4.4.4 段確定的相應的局部壓曲系數。

11.3.4.5.2 平腹板板件

計算撓度時，在下列情況下，視腹板全截面有效：

- i) 腹板高厚比 $d_w/t \leq 150 \varepsilon$ ，或者
- ii) 腹板兩端受拉。

超過這個限值後，在如圖 11.6 所示的應力線性變化時，腹板的有效高度由兩部份組成，與每端相鄰的部份如下：

- a) 一端受拉（見圖 11.6a）：

$$b_{e,1,ser} = 0.95t \sqrt{\frac{E}{f_{c,1,ser}}} ; \quad (11.23a)$$

$$b_{e,3,ser} = 1.5b_{e,1,ser} ; \quad (11.23b)$$

式中 $b_{e,1,ser}$ 與較大壓應力端相鄰部份的有效寬度；

$b_{e,3,ser}$ 與受拉端相鄰部份的有效寬度；

$b_{t,ser}$ 正常使用極限狀態下使腹板受拉部份的寬度；

如果 $b_{e,1,ser} + b_{e,3,ser} + b_{t,ser} \geq d_w$ ，式中 d_w 為腹板與兩個翼緣交叉點間的斜距離，則正常使用極限狀態下腹板全截面有效。

- b) 兩端受壓（見圖 11.6b）：

$$b_{e,1,ser} = 0.95t \sqrt{\frac{E}{f_{c,1,ser}}} ; \quad (11.24a)$$

$$b_{e,2,ser} = \left(1.5 - 0.5 \frac{f_{c,2,ser}}{f_{c,1,ser}} \right) b_{e,1,ser} ; \quad (11.24b)$$

式中 $f_{c,1,ser}$ 正常使用極限狀態下較大受壓邊緣的壓應力；

$f_{c,2,ser}$ 正常使用極限狀態下較小受壓邊緣的壓應力；

$b_{e,1,ser}$ 與較大壓應力端相鄰部份的有效寬度；

$b_{e,2,ser}$ 與較小壓應力端相鄰部份的有效寬度。

如果 $b_{e,1,ser} + b_{e,2,ser} \geq d_w$ ，式中 d_w 是腹板與兩個翼緣交叉點間的斜距離，則正常使用極限狀態下腹板全截面有效。

11.3.5 翼緣捲邊

翼緣寬厚比 b/t 較大的型鋼和壓型鋼板，橫截面易於扭轉，稱作翼緣捲邊，如圖 11.7 所示。只要型鋼的 b/t 不大於 250ε ，壓型鋼板不大於 500ε ，每個翼緣向中和軸的內移可認為小於 $0.05D_p$ ，則設計時可忽略，其中 D_p 是型鋼和壓型鋼板的總高度。

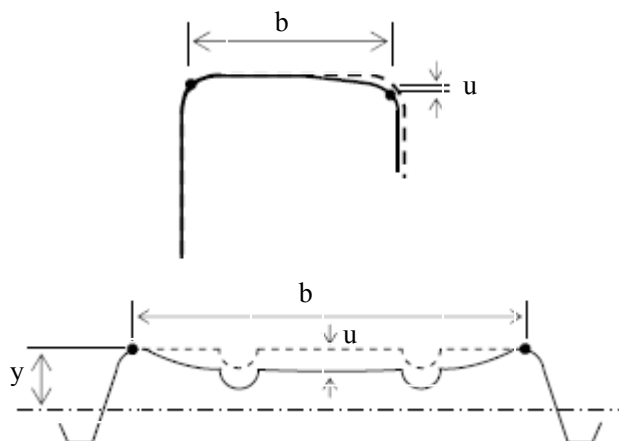


圖 11.7 翼緣捲邊

必要時，翼緣向中和軸方向的內移 u 的最大值按下式計算：

$$u = 2 \frac{f_a^2 b_{fc}^4}{E^2 t^2 y} \quad (11.25)$$

式中 f_a 翼緣的平均應力；

b_{fc} 如圖 11.11 所示的翼緣捲邊的翼緣寬度；

= 翼緣寬度 b ，對於非加勁或邊緣加勁翼緣的型鋼，或

= 翼緣寬度的一半，即 $0.5b$ ，對於加勁翼緣的壓型鋼板；

E 彈性模量；

t 鋼材的淨厚度；

y 翼緣到中和軸的距離。

此式適用於有加勁桿或無加勁桿的受壓和受拉翼緣。

注：翼緣應力是基於有效寬度 b_e 計算獲得，而 f_a 等於翼緣應力乘以有效翼緣面積與總翼緣面積的比值。

11.4 側向荷載作用下的構件

11.4.1 概要

本條主要闡述型鋼和壓型鋼板承受側向荷載時，其截面彎矩承載力、剪切承載力、抗壓承載力和彎剪壓組合作用下的承載力。

一般來說，抗彎承載能力主要是用考慮初始缺陷及二階效應的非線性有限元方法來代替下述的有效長度方法或者有效橫截面方法。有效橫截面等於部份或全部受壓構件的有效面積加上所有加勁桿肋的有效面積和受拉構件的總面積。截面的彎矩承載力計算有效橫截面的極限壓應力等於屈服強度設計值 p_y 。當型鋼或壓型鋼板的腹板只是部份截面有效時，反復計算以確定有效橫截面的實際中和軸的位置，提高其計算精度。

拉應力先於壓應力達到強度設計值 p_y 時，應考慮由於受拉屈服導致拉應力塑性重新分佈，以提高其承載力。

計算撓度時，應按正常使用荷載計算，確定部份或全部受壓構件的有效截面面積。

11.4.2 彎矩承載力

11.4.2.1 樑的側向穩定

本段主要闡述型鋼和壓型鋼板的側向穩定，根據 11.4.7 條檢查型鋼和壓型鋼板的側向扭轉壓曲。

11.4.2.2 彎矩承載力的計算

型鋼或壓型鋼板的有效橫截面包括翼緣和腹板，如圖 11.12 所示，計算如下：

a) 受壓翼緣局部壓曲的有效截面

有效截面包括

- 受壓翼緣的有效面積；
- 腹板的總面積；和
- 受拉翼緣的總面積。

受壓翼緣應在兩端支承，其有效面積按壓應力 f_c 等於強度設計值 p_y 確定。

b) 翼緣和腹板均受壓局部壓曲的有效截面

有效截面包括

- 受壓翼緣的有效面積；
- 腹板的有效面積；和
- 受拉翼緣的總面積。

腹板的有效面積按翼緣與腹板交接處的壓應力 f_c 等於強度設計值 p_y 確定。通常要求反復疊代計算以確定中和軸的實際位置。

彎矩承載力 M_c 按下式計算：

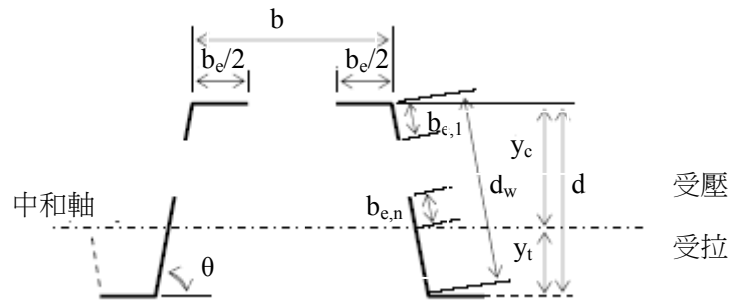
$$M_c = p_y l_e / y_c \quad \text{如果 } y_c \geq y_t \quad (11.26a)$$

$$= p_y l_e / y_t \quad \text{如果 } y_t \geq y_c \quad (11.26b)$$

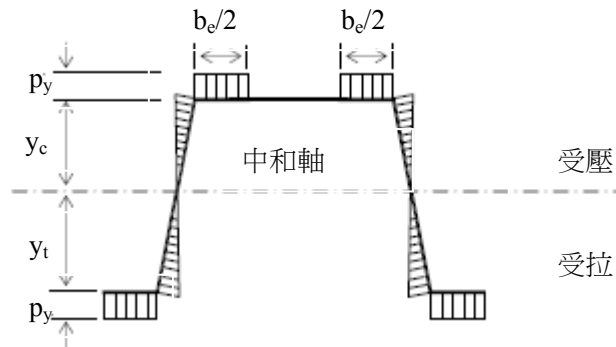
式中 I_e 是根據上面 a) 和 b) 確定的有效橫截面慣性矩；

y_c 和 y_t 如圖 11.8 所示。

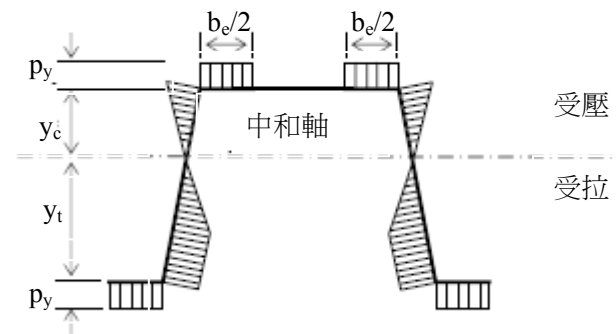
考慮腹板部份截面由於受拉屈服導致拉應力塑性重新分佈，可適當提高截面彎矩承載力。



a) 非加勁梯形壓型鋼板受彎的有效橫截面



b) 彈性應力分佈， b_e 範圍內的應力為 p_y



c) 受拉區部份塑性應力重新分佈， b_e 範圍內的應力為 p_y

圖 11.8 彎矩承載力的確定

11.4.3 剪切承載力

11.4.3.1 型鋼

最大彈性剪應力不得大於 $0.7p_y$ ，其中 p_y 是強度設計值。

平均剪切強度取塑性剪切強度 $p_{v,y}$ 或者剪切壓曲強度 $p_{v,cr}$ 兩者中的較小值，如下：

$$p_{v,y} = 0.6p_y \quad \text{N/mm}^2 \quad (11.27)$$

$$p_{v,cr} = \left(\frac{1000t}{d_w} \right)^2 \quad \text{N/mm}^2 \quad (11.28)$$

式中 p_y 屈服強度設計值 (N/mm²)；

t 鋼材的淨厚度 (mm)；

d_w 腹板與兩個翼緣交叉點間的斜距離 (mm)；

d 型鋼和壓型鋼板的總高度。

型鋼腹板的剪切承載力 V_c 按下式計算：

$$V_c = p_{v,y}dt \quad \text{且} < p_{v,cr}dt \quad (11.29)$$

11.4.3.2 壓型鋼板

平均剪切強度 p_v 按下式計算：

$$p_v = 0.6p_y \quad \text{如果 } \lambda_w \leq 2.33 \quad (11.30a)$$

$$= 1.4 \frac{p_y}{\lambda_w} \quad \text{如果 } 2.33 < \lambda_w \leq 4.0 \quad (11.30b)$$

$$= 5.6 \frac{p_y}{\lambda_w^2} \quad \text{如果 } \lambda_w > 4.0 \quad (11.30c)$$

式中 λ_w 是腹板的細長比

$$= \frac{d_w}{t} \sqrt{p_y / E} \quad (11.31)$$

壓型鋼板中腹板的平均剪切承載力按下式計算：

$$V_c = p_v dt \quad (11.32)$$

式中 p_v 是平均剪切強度；

t 鋼板的淨厚度；

d_r 腹板與兩個翼緣交叉點間的斜距離；

d 壓型鋼板的總高度。

11.4.4 彎剪組合作用

型鋼和壓型鋼板的腹板受彎剪組合作用時，應滿足下面的等式：

$$\text{a) } \frac{V}{V_c} \leq 1 \quad (11.33)$$

$$\text{b) } \frac{M}{M_c} \leq 1 \quad (11.34)$$

$$\text{c) } \left(\frac{V}{V_c} \right)^2 + \left(\frac{M}{M_c} \right)^2 \leq 1 \quad (11.35)$$

式中 V 外加剪力；

V_c 剪切承載力；

M 與 V 作用在相同橫截面的相應外加彎矩；

M_c 彎矩承載力。

11.4.5 腹板受壓承載力

11.4.5.1 型鋼

在集中力作用下（即荷載或反力，如圖 11.9 所示），當 $45 \leq d/t \leq 200$ 和 $r/t \leq 6$ 時，腹板受壓承載力 P_r ，應採用表 11.2a）和表 11.2b）中的公式計算。

表 11. 2a 單腹板樑

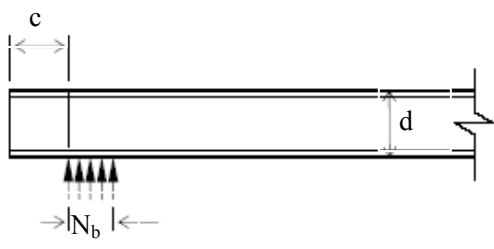
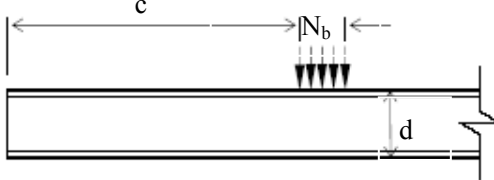
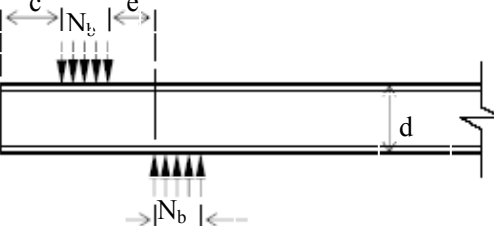
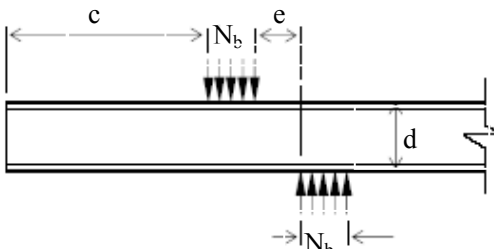
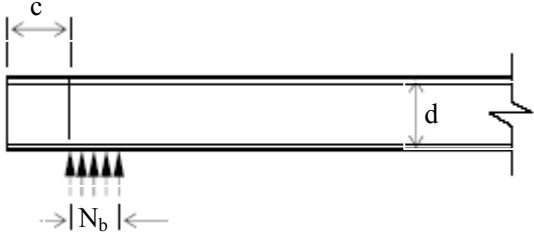
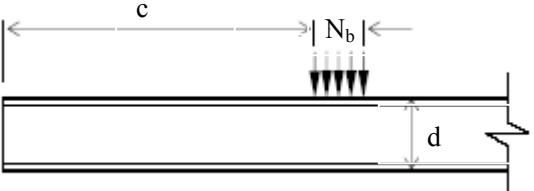
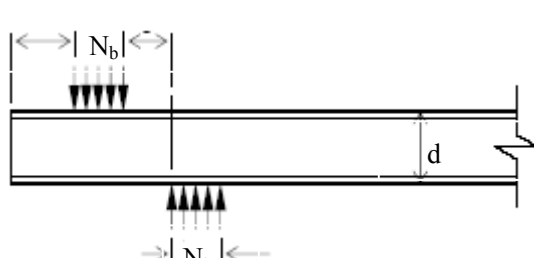
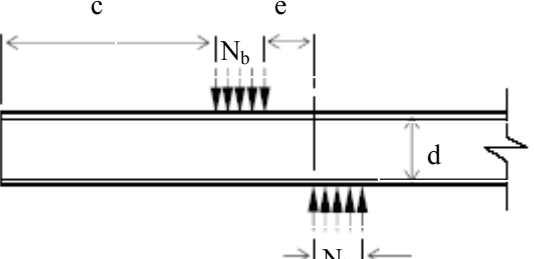
荷載類型和作用位置	腹板受壓承載力 P_w
i) 單個荷載或反力  $c < 1.5d$, 荷載或反力作用在自由端處或其附近	加勁翼緣 $p_w = 1.21t^2 k_w c_3 c_4 c_{12} \left\{ 2060 - 3.8 \left(\frac{d}{t} \right) \right\} \times \left\{ 1 + 0.01 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$ 非加勁翼緣^a $p_w = 1.21t^2 k_w c_3 c_4 c_{12} \left\{ 1350 - 1.73 \left(\frac{d}{t} \right) \right\} \times \left\{ 1 + 0.01 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$
ii) 單個荷載或反力  $c < 1.5d$, 荷載或反力作用在遠離自由端處	加勁和非加勁翼緣^b $p_w = 1.21t^2 k_w c_1 c_2 c_{12} \left\{ 3350 - 4.6 \left(\frac{d}{t} \right) \right\} \times \left\{ 1 + 0.007 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$
iii) 兩個反向的荷載或反力 $e < 1.5d$  $c \leq 1.5d$, 荷載或反力作用在自由端處或其附近	加勁和非加勁翼緣 $p_w = 1.21t^2 k_w c_3 c_4 c_{12} \left\{ 1520 - 3.57 \left(\frac{d}{t} \right) \right\} \times \left\{ 1 + 0.01 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$
iv) 兩個反向的荷載或反力 $e < 1.5d$  $c > 1.5d$, 荷載或反力作用在遠離自由端處	加勁和非加勁翼緣 $p_w = 1.21t^2 k_w c_1 c_2 c_{12} \left\{ 4800 - 14 \left(\frac{d}{t} \right) \right\} \times \left\{ 1 + 0.0013 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$
^a 當 $\frac{N_b}{t} > 60$ 時, 系數 $\left\{ 1 + 0.01 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$ 應增加到 $\left\{ 0.71 + 0.015 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$ ^b 當 $\frac{N_b}{t} > 60$ 時, 系數 $\left\{ 1 + 0.007 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$ 應增加到 $\left\{ 0.75 + 0.011 \left(\frac{N_b}{t} \right) \right\}$	

表 11. 2b 工字形樑和抵抗腹板扭轉的樑

荷載類型和作用位置	腹板受壓承載力 P_w
i) 單個荷載或反力  $c < 1.5d$, 荷載或反力作用在自由端處或其附近	加勁和非加勁翼緣 $p_w = t^2 c_7 p_y \left\{ 8.8 + 1.1 \sqrt{\frac{N_b}{t}} \right\}$
ii) 單個荷載或反力  $c < 1.5d$, 荷載或反力作用在遠離自由端處	加勁和非加勁翼緣 $p_w = t^2 c_5 c_6 p_y \left\{ 13.2 + 2.87 \sqrt{\frac{N_b}{t}} \right\}$
iii) 兩個反向的荷載或反力 $e < 1.5d$  $c \leq 1.5d$, 荷載或反力作用在自由端處或其附近	加勁和非加勁翼緣 $p_w = t^2 c_{10} c_{11} p_y \left\{ 8.8 + 1.1 \sqrt{\frac{N_b}{t}} \right\}$
iv) 兩個反向荷載或反力 $e < 1.5d$  $c > 1.5d$, 荷載或反力作用在遠離自由端處	加勁和非加勁翼緣 $p_w = t^2 c_8 c_9 p_y \left\{ 13.2 + 2.87 \sqrt{\frac{N_b}{t}} \right\}$

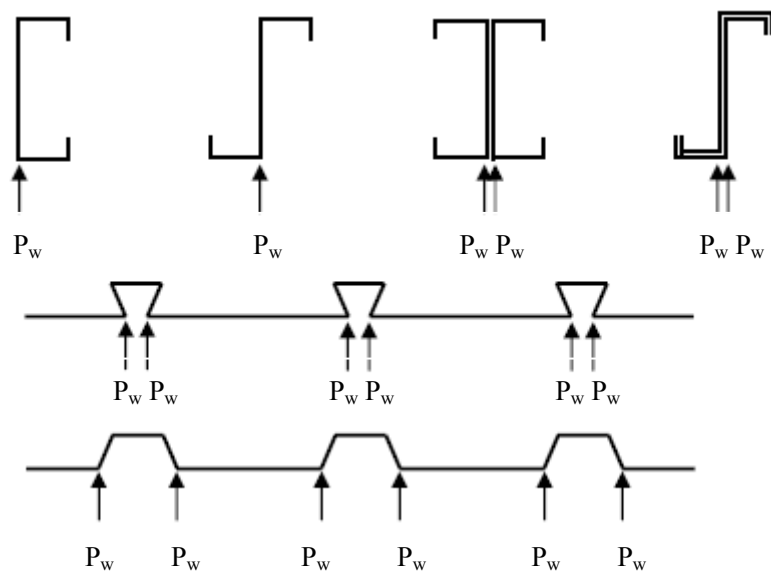


圖 11.9 橫截面例子

在表 11. 2a) 和 11. 2b) 中的關係和等式中：

d 腹板的總高度 (mm)；

t 腹板的厚度 (mm)；

r 轉角處的內半徑 (mm)；

N_b 刚性支承長度 (mm)；，當兩個大小相等方向相反的集中荷載分佈在非等長支承長度時，此時 N 取較小值；

P_w 單個腹板的腹板抗壓承載力 (N)；

c 從型鋼端部到荷載或反力作用點的距離 (mm)；

$$c_1 = 1.22 - 0.27k_w \quad (11. 36a)$$

$$c_2 = 1.06 - 0.06\frac{r}{t} \leq 1.0 \quad (11. 36b)$$

$$c_3 = 1.33 - 0.40k_w \quad (11. 36c)$$

$$c_4 = 1.15 - 0.15\frac{r}{t} \leq 1.0 \text{ 且 } \geq 0.5 \quad (11. 36d)$$

$$c_5 = 1.49 - 0.64k_w \geq 0.6 \quad (11. 36e)$$

$$c_6 = 0.88 + 0.12m_w \quad (11. 36f)$$

$$c_7 = 1 + \frac{1}{750} \frac{d}{t} \quad \text{當 } \frac{d}{t} < 150 \quad (11. 36g)$$

$$= 1.20 \quad \text{當 } \frac{d}{t} \geq 150 \quad (11. 36h)$$

$$c_8 = \frac{0.83}{k_w} \quad \text{當 } \frac{d}{t} < 66.5 \quad (11.36i)$$

$$= \frac{0.83 \left(1.10 - \frac{1}{665} \frac{d}{t} \right)}{k_w} \quad \text{當 } \frac{d}{t} \geq 66.5 \quad (11.36j)$$

$$c_9 = 0.82 + 0.15m_w \quad (11.36k)$$

$$c_{10} = \frac{0.83 \left(0.98 - \frac{1}{865} \frac{d}{t} \right)}{k_w} \quad (11.36l)$$

$$c_{11} = 0.64 + 0.31m_w \quad (11.36m)$$

$$c_{12} = 0.7 + 0.3 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \quad (11.36n)$$

$$\text{式中 } k_w = \frac{p_y}{275}, \quad \text{式中 } p_y \text{ 是強度設計值 (N/mm}^2\text{);} \quad (11.37)$$

$$m_w = \frac{t}{1.9}; \quad (11.38)$$

θ 腹板與支承表面間的夾角, $45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ 。

對於組合工字形樑, 或者相似的截面, 連接件與樑翼緣間的距離應盡可能小。

11.4.5.2 壓型鋼板

在集中力作用下 (即荷載或反力, 如圖 11.9 所示), 腹板受壓承載力按下式計算:

$$p_w = 0.15c_o t^2 \sqrt{E p_y} \left(1 - 0.1 \sqrt{\frac{r}{t}} \right) \left(0.5 + \sqrt{\frac{N_b}{50t}} \right) \left\{ 2.4 + \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \right\} \quad (11.39)$$

式中 $c_o = 1.0$ 如果最靠近端部的集中力作用點與壓型鋼板端部間的距離不小於 $1.5d_w$;

$= 0.5$ 如果最靠近端部的集中力作用點與壓型鋼板端部間的距離小於 $1.5d_w$;

d_w 腹板與兩個翼緣交叉點間的斜距離;

t 鋼材的淨厚度;

r 轉角處的內半徑;

N_b 剛性支承長度, 至少取 10mm, 但不大於 200mm;

E 彈性模量;

p_y 鋼材的屈服強度設計值;

θ 腹板的傾斜角 ($45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$)。

11.4.6 受彎和腹板受壓的組合作用

型鋼和壓型鋼板的腹板在受彎和腹板受壓組合作用時，應滿足下列等式：

$$\text{a) } \frac{F_w}{P_w} \leq 1.0 \quad (11.40)$$

$$\text{b) } \frac{M}{M_c} \leq 1.0 \quad (11.41)$$

$$\text{c) } 1.2 \left(\frac{F_w}{P_w} \right) + \left(\frac{M}{M_c} \right) \leq 1.5 \quad \text{單腹板型鋼} \quad (11.42a)$$

或

$$1.1 \left(\frac{F_w}{P_w} \right) + \left(\frac{M}{M_c} \right) \leq 1.5 \quad (11.42b)$$

雙腹板截面如兩個 C 形鋼組成的背對背連接，或腹板具有較高轉動抗力的相似型鋼

或

$$\left(\frac{F_w}{P_w} \right) + \left(\frac{M}{M_c} \right) \leq 1.25 \quad \text{單腹板的壓型鋼板} \quad (11.42c)$$

式中 F_w 集中力；

P_w 腹板受壓承載力；

M 與 F_w 作用時相同橫截面的相應的外加彎矩；

M_c 彎矩承載力。

11.4.7 側向壓曲

11.4.7.1 概要

側向壓曲，也稱作側向扭轉壓曲或者彎扭壓曲。若構件沒有足夠約束阻止其側移和縱向扭轉時，就會發生側向扭轉壓曲。考慮初始缺陷和二階效應的非線性有限元分析可以代替下述的有效長度方法進行構建分析設計。

如果設計中考慮關於構件受壓翼緣最大力的特定百分數 α ，則認為側向約束充份有效， α 值給出如下：

$\alpha = 3\%$ 只有一個側向約束與構件相連接時；

$\alpha = 1.5\%$ 有兩個側向約束與構件相連接時；

$\alpha = 1\%$ 有三個或多個側向約束與構件相連接時。

在設計側向約束時，如果幾個構件支承在同一個側向約束上，其總的抗側力應等於最大的三個側向力的總和。

由兩個型鋼連成一體或分離的背對背連接的組合構件，背對背連接的間隙不得大於端部節點板連接所要求的距離，當主要部件沿正交兩方向軸線具有相似的橫截面且以規則的間隔適當的連接成一體，組合構件在設計時應視為單個整體構件，根據 11.4.7.2 段確定有效細長比。

11.4.7.2 計算長度

易於側向扭轉壓曲的構件的計算長度 L_E 應按如下取值：

a) 端支承無中間側向約束的構件，如圖 11.10 所示，其計算長度如下：

- 1) $L_E=1.1L$ 構件在三個方向可以自由轉動，即 θ_1 、 θ_2 和 θ_3 方向；
- 2) $L_E=0.9L$ 構件只在 θ_1 方向有轉動約束；
- 3) $L_E=0.8L$ 構件在 θ_1 方向有轉動約束，次軸 θ_2 方向可轉動；
- 4) $L_E=0.7L$ 構件在三個方向均有轉動約束，即 θ_1 、 θ_2 和 θ_3 方向。

式中 L 是桿件端支承間的跨度。

b) 與中間約束支承相連的構件與部份或全部框架結構的某一鋼構件牢固連接時， L_E 應取中間約束支承間距離的 0.8 倍。

與中間約束支承相連的構件與框架結構的某一鋼構件非牢固連接時 L_E 應取中間約束支承間距離的 0.9 倍。

c) 一端為端部支承與另一端為中間約束支承的構件，計算長度系數應取上面的 a) 和 b) 條的平均值。

d) 由兩個 C 形鋼背對背連接組成的組合構件，設計時應視為具有足夠互相連接的單個整體構件，組合構件的有效細長比 $(L_E/r_y)_e$ 應按下式計算：

$$\left(\frac{L_E}{r_y}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{L_E}{r_{cy2}}\right)^2 + \left(\frac{s}{r_{cy1}}\right)^2} \geq 1.4 \frac{s}{r_{cy}} \quad (11.43)$$

式中 L_E 組合構件的計算長度；

r_y 組合構件有關平行於腹板軸線的回轉半徑，視兩個型鋼為單個整體構件；

r_{cy2} 組合構件有關平行於腹板軸線的基於標稱幾何特性的回轉半徑；

s 相鄰連接間的縱向間距，不大於 $50r_{cy}$ ；

r_{cy1} 單個 C 形鋼的最小回轉半徑。

連接的強度和連接間的最大間距應符合 11.6.4 條的要求。

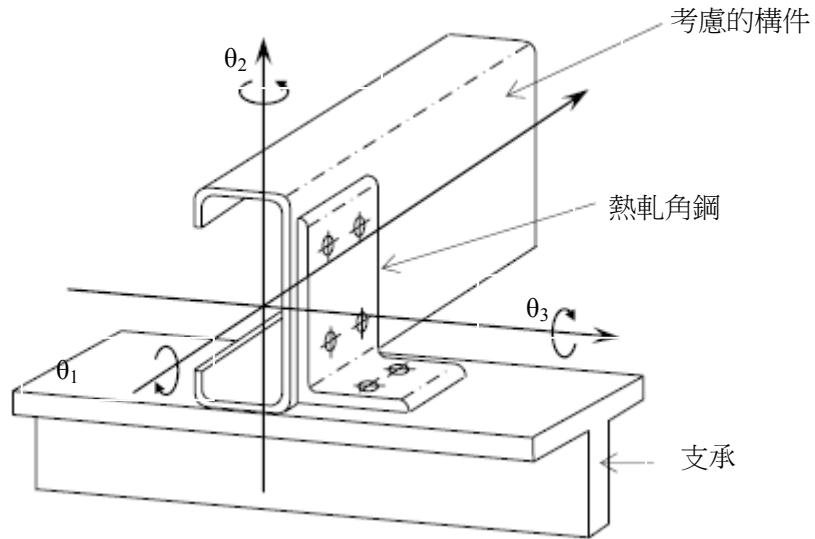


圖 11.10 考慮側向屈曲時的約束情況

11.4.7.3 不穩定荷載

當荷載作用於上翼緣，且上翼緣能相對橫截面形心自由變形和轉動時，這時的荷載視為不穩定荷載。此時，11.4.7.2 段中給予的計算長度應增加 20%。

11.4.7.4 彎矩壓曲承載力

11.4.7.4.1 彎矩壓曲承載抗力 M_b

樑上每段的彎矩壓曲承載抗力 M_b 都應滿足下面的等式：

$$m_{LT} M_x \leq M_b \text{ 和 } M_x \leq M_c \quad (11.44)$$

式中 m_{LT} 是表 8.4 中的簡支樑彎側向扭轉壓曲時的等效均勻彎矩系數，或者保守的取為 1.0。對於懸臂樑， m_{LT} 等於 1。

M_x 樑上的最大彎矩；

M_b 是沒有足夠側向約束時構件的彎矩壓曲承載抗力

$$= \frac{M_E M_Y}{\phi_B + \sqrt{\phi_B^2 - M_E M_Y}} \leq M_c \quad (11.45)$$

$$\text{式中 } \phi_B = \frac{M_Y + (1 + \eta) M_E}{2} \quad (11.46)$$

M_c 構件的彎矩承載力，根據 11.4.2.2 段確定；

M_y 構件的彈性屈服彎矩抗力

$$= p_y \times Z_{gc} ;$$

Z_{gc} 總橫截面關於受壓翼緣的彈性截面模量；

M_E 構件的彈性側向彎矩壓曲承载力，根據 11.4.7.4.2 段確定

η 佩利系數

$$= 0 \quad \text{當 } \frac{L_E}{r_y} \leq 40 \quad (11.47a)$$

$$= 0.002 \left(\frac{L_E}{r_y} - 40 \right) \quad \text{當 } \frac{L_E}{r_y} > 40 \quad (11.47b)$$

式中 L_E 根據 11.4.7.2 段款確定的計算長度；

r_y 構件關於 y 軸的回轉半徑。

11.4.7.4.2 M_E 的計算

當荷載通過構件橫截面的剪切中心時，其彈性側向彎矩壓曲承载力 M_E 應按如下確定：

a) 單個 C 形鋼構件，兩個 C 形鋼背對背連接的組合構件和腹板平面內受彎的等翼緣工字型鋼：

$$M_E = \frac{\pi^2 A E d}{2(L_E / r_y)^2} C_{tw} \quad (11.48a)$$

如果構件在荷載作用點和支承處有扭轉約束，計算 M_E 時，荷載應視為通過型鋼的剪切中心。

b) 腹板平面內受彎的 Z 形鋼

$$M_E = \frac{\pi^2 A E d}{4(L_E / r_y)^2} C_{tw} \quad (11.48b)$$

c) 腹板平面內受彎的 T 形鋼

$$M_E = \frac{\pi^2 A E d}{2(L_E / r_y)^2} C_T [\bar{C}_{tw} + 1] \quad \text{翼緣受壓時} \quad (11.48c)$$

$$= \frac{\pi^2 A E d}{2(L_E / r_y)^2} C_T [\bar{C}_{tw} - 1] \quad \text{翼緣受拉時} \quad (11.48d)$$

式中 A 構件的橫截面面積；

E 彈性模量；

d 腹板的總高度；

$$C_{tw} = \sqrt{1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L_E t}{r_y d} \right)^2} ; \quad (11.49a)$$

$$\bar{C}_{tw} = \sqrt{1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1}{C_T} \frac{L_E}{r_y} \frac{t}{d} \right)^2} \quad (11.49b)$$

$$C_T = \frac{1 + 1.5 \frac{B}{d} - 0.25 \left(\frac{B}{d} \right)^3}{1 + 2 \frac{B}{d}} \quad (11.49c)$$

式中 B 是 T 形鋼翼緣的總寬度；

t 鋼材的淨厚度；

L_E 和 r_y 見 11.4.7.4.1 段。

注意，如果得到的 C_T 值是負值，則構件應視為完全約束。

在上面 a) 和 b) 中，構件的 C_T 值可保守的取為 1.0。

11.4.8 撓度計算

11.4.8.1 概要

採用彈性分析進行撓度計算。由於非均佈荷載的影響，應適當考慮撓度。根據 11.3.4.7 段確定撓度計算時的有效橫截面。當沒有更為精確的分析方法和資料時，應假定開口型鋼和壓型鋼板在整個跨度的慣性矩為常量。

5.2 節給予建議的撓度限值。

11.4.8.2 單跨

單跨承受均佈荷載時，撓度 δ 按下式計算：

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{wL^4}{EI_{ser}} \quad (11.50)$$

式中 w 正常使用極限狀態下的荷載集度；

L 支承中心間的跨度；

I_{ser} 開口型鋼和壓型鋼板在正常使用極限狀態下跨中截面的有效慣性矩。

11.4.8.3 多跨

11.4.8.3.1 荷載類型

在計算由重力荷載引起的撓度時，應考慮各跨的最不利荷載佈置。

計算用作永久模板的壓型鋼板的撓度時，濕混凝土的重量應均勻分佈在所有的跨中。

計算僅受風荷載作用的外牆掛板和屋面板的撓度時，應視均佈荷載作用在所有的跨上。

11.4.8.3.2 撓度的計算

如果沒有更為詳細的分析，且跨度的變化幅度不超過最大跨度的 15%，則可認為下列近似公式能應用於實際中可能遇到的荷載類型作用下的撓度計算。

均佈荷載作用在所有跨上引起的最大撓度按下式計算：

$$\delta = \frac{1}{185} \frac{wL^4}{EI_{ser}} \quad (11.51)$$

最不利荷載引起的最大撓度 δ 按下式計算：

$$\delta = \frac{3}{384} \frac{wL^4}{EI_{ser}} \quad (11.52)$$

式中 L 是支承中心間的最大跨度。

11.4.9 扭轉效應

對於開口型鋼，應避免扭轉的效應，可通過提供足夠的約束抵抗扭轉，也可通過保證所有的橫向荷載作用在型鋼的剪切中心避免扭轉。

11.4.9.1 彎矩扭轉作用下的直接應力

構件受彎矩扭轉作用時，根據總截面和標準荷載確定組合作用引起的構件的最大應力，且最大應力不得超過強度設計值 p_y 。

11.4.9.2 扭轉角

受扭構件的扭轉角不得太大，否則引起橫截面的嚴重變形或降低彎矩承載力。

11.5 軸向受力構件

11.5.1 受拉構件

一般來說，高等分析、二階分析以及考慮初始缺陷及二階效應的非線性有限元分析可以代替下述的有效長度分析方法。

11.5.1.1 拉伸承載力

構件的拉伸承載力 P_t 按下式計算：

$$P_t = A_{net} p_y \quad (11.53)$$

式中 P_t 強度設計值；

A_{net} 型鋼或壓型鋼板的有效淨面積

$$= A_c + A_u \frac{A_c}{\left(A_c + A_u/3\right)} \quad (11.54a)$$

單角鋼單肢連接，單個 C 形鋼和 Z 形鋼僅通過腹板連接，單個 T 形鋼僅通過翼緣連接，或者

$$= A_c + A_u \frac{A_c}{\left(A_c + \frac{A_u}{5}\right)} \quad (11.54b)$$

雙角鋼連接，兩個 C 形鋼和 T 形鋼背對背連接

式中 A_c 連接分肢的淨截面積；

A_u 未連接分肢的總截面積。

注意

- a) 節點板或型鋼的一側採用雙角鋼連接時，角鋼應單獨設計。
- b) 雙角鋼連接，C 形鋼和 T 形鋼背對背連接，這兩個元件應當是
 - 1) 直接連接，或用一個堅固的墊板分開，其間距不大於各個元件厚度的總和；及
 - 2) 螺栓連接，單個元件的細長比不超過 80。

這些規定只適用於非連接構件的寬厚比小於 20 時。當寬厚比大於 20 時，應考慮由於外加荷載的偏心引起的標稱彎矩。

確定連接分肢的總淨面積時，從總淨截面面積中扣除的面積取與構件中應力垂直方向的任一橫截面上所有孔的截面面積之和的最大值。

然而，對於交錯孔，扣除的面積取下面兩種情況的較大值：

- a) 扣除非交錯孔；
- b) 穿過構件或部份構件的之字形線上所有孔的截面面積之和，孔與孔中心連線間每個測量間距小於 $s_p^2 t / 4g$ 。

式中 s_p 交錯孔的節距，即構件的孔與孔中心連線在平行於應力方向的距離（見圖 11.11）；

t 鋼材的淨厚度；

g 節距，即構件的孔與孔中心連線在應力垂直方向的距離（見圖 11.11）；

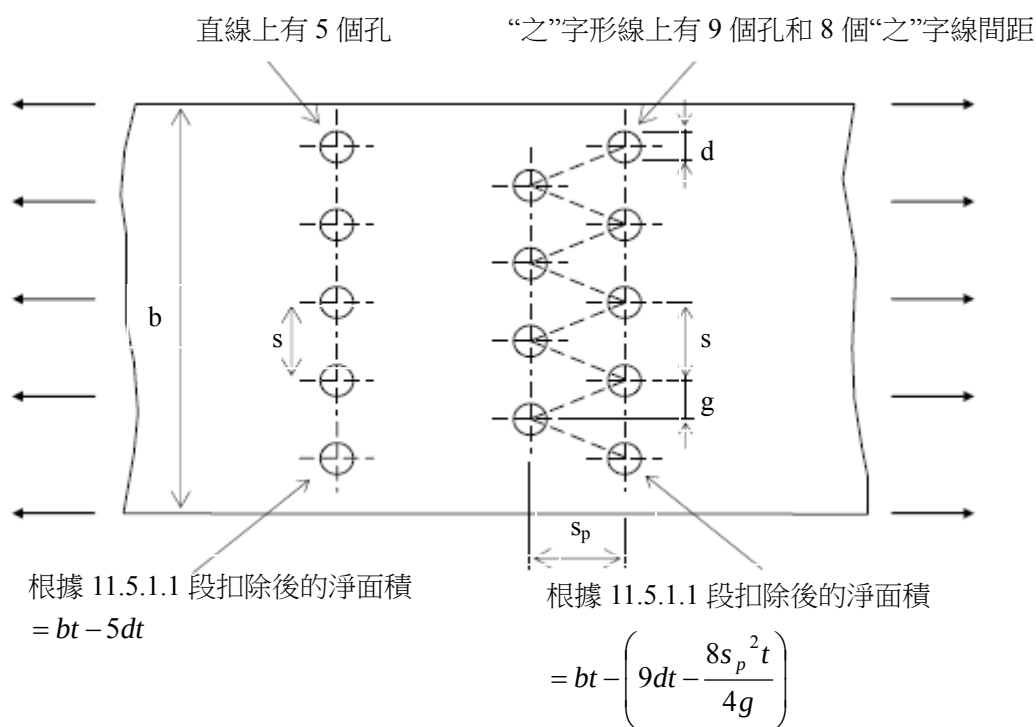


圖 11.11 交錯孔排列的圖例

11.5.1.2 拉彎組合作用

構件受拉彎組合作用時，應滿足下列等式：

$$a) \quad \frac{F_t}{P_t} \leq 1 \quad (11.55)$$

$$b) \quad \frac{M_x}{M_{cx}} \leq 1 \quad (11.56)$$

$$c) \quad \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (11.57)$$

$$d) \quad \frac{F_t}{P_t} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (11.58)$$

式中 F_t 外加拉力；

P_t 根據 11.5.1.1 段確定的拉力承載力；

M_x 關於 x 軸的外加彎矩；

M_y 關於 y 軸的外加彎矩；

M_{cx} 純彎曲作用下，關於 x 軸的的彎矩承載力；

M_{cy} 純彎曲作用下，關於 y 軸的的彎矩承載力。

11.5.2 受壓構件

11.5.2.1 抗壓承載力

構件的抗壓承載力 P_{cs} 按下式計算：

$$P_{cs} = A_e p_y \quad (11.59)$$

式中 p_y 強度設計值；

A_e 根據 11.3.4 條充份考慮局部壓曲後的受壓構件的有效橫截面面積

11.5.3 彎曲壓曲

11.5.3.1 計算長度

受壓構件的計算長度應根據 8.7.2 條和表 8.6 或良好的工程實踐確定。

11.5.3.2 最大細長比

通常，細長比應是計算長度 L_E 除以總截面關於相應軸的回轉半徑 r ，最大細長比 L_E/r 不得超過：

- a) 180 受除風荷載以外的其他荷載的構件；
- b) 250 只受自重和風荷載的構件；
- c) 350 正常情況下作為拉桿，但在風荷載作用下易於出現反向應力的構件。

11.5.3.3 極限荷載

橫截面關於雙主軸對稱或者不承受彎扭壓曲的閉口截面的構件，或者具有支承阻止扭轉的構件，受壓壓曲承載力 P_c 按下式計算：

$$P_c = \frac{P_E P_{cs}}{\phi + \sqrt{\phi^2 - P_E P_{cs}}} \quad (11.60)$$

$$\text{式中 } \phi = \frac{P_{cs} + (1 + \eta)P_E}{2} \quad (11.61)$$

式中 P_E 最小彈性壓曲荷載

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2} \quad (11.62)$$

式中

E 彈性模量；

I 橫截面關於主軸的慣性矩；

L_E 構件關於主軸的計算長度；

η 佩利系數，如下

$$= 0 \quad \text{當 } L_E / r \leq 20 \quad (11.63a)$$

$$= 0.002(L_E / r - 20) \quad \text{當 } L_E / r > 20 \quad (11.63b)$$

r 與 P_E 對應的總截面的回轉半徑。

易於發生彎扭屈曲的構件，彎扭壓曲參數 α_{TF} 應根據 11.5.4.1 段確定。不規則的截面， α_{TF} 等於 1.0。

11.5.3.4 單軸對稱型鋼

橫截面關於單軸對稱或者不易發生彎扭壓曲的構件，或者具有支承阻止扭轉的構件，在計算最大抗壓承载力時，應考慮中和軸偏移的影響。

根據總橫截面和有效橫截面的中和軸的位置計算中和軸的移動，在計算有效橫截面的中和軸的位置時，根據 11.3.3 條和圖 11.12 確定有效橫截面。

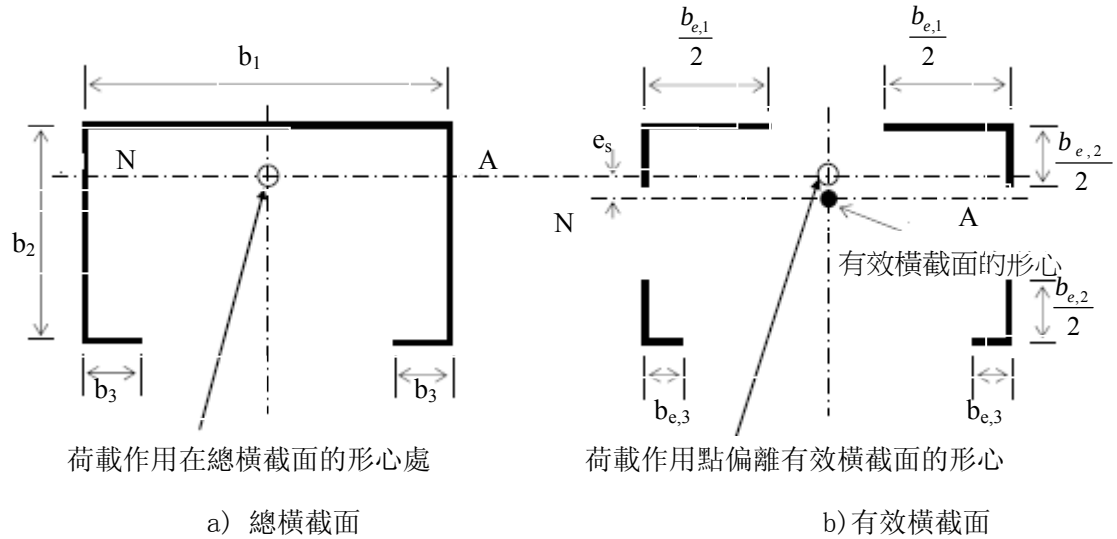


圖 11.12 單軸對稱受壓型鋼

構件修正後的受壓壓曲抗力 P_c' 按下式計算：

$$P_c' = \frac{M_c}{(M_c + P_c e_s)} P_c \quad (11.64)$$

式中 M_c 彎矩承载力，根據 11.4.2.2 段確定，注意圖 11.12 所示的外加彎矩的方向；

P_c 構件的受壓壓曲抗力，根據 11.5.3.3 段確定；

e_s 總橫截面的中和軸和有效橫截面的中和軸之間的距離，如圖 11.12 所示。

11.5.3.5 C 形鋼背對背連接形成的組合截面

由兩個連成一體的 C 形鋼或分離的 C 形鋼背對背連接，其間隙不大於端部節點板連接所要求的距離，形成的組合構件滿足下列條件時，設計時應視為單個整體構件：

- a) 兩個 C 形鋼組成的截面具有正交軸線；
- b) 根據 11.6 節，將 C 形鋼與結構緊固件相連接；
- c) 組合構件有關平行於 C 形鋼腹板軸線的有效長細比 $(L_E/r_y)_e$ ，按下式計算

$$\left(\frac{L_E}{r_y}\right)_e = \sqrt{\left(\frac{L_E}{r_{cy2}}\right)^2 + \left(\frac{s}{r_{cy1}}\right)^2} \geq 1.4 \frac{s}{r_{cy1}} \quad (11.65)$$

式中 L_E 組合構件的計算長度；

r_y 組合構件有關平行於腹板軸線的回轉半徑，視兩個型鋼為單個整體構件；

r_{cy2} 組合構件有關平行於基於標稱幾何特徵的腹板軸線的回轉半徑；

s 相鄰連接間的縱向間距，不大於 $50r_{cy1}$ ；

r_{cy1} 單個 C 形鋼的最小回轉半徑。

11.6 節給予了連接的強度和連接間的最大間距。

11.5.4 彎扭壓曲

11.5.4.1 段中給予設計程式只適用於在構件端部或相同的支承點沿 x 軸和 y 軸均有支撐的構件。

11.5.4.1 至少有一個對稱軸（ x 軸）的截面

至少有一個對稱軸（ x 軸）的構件，彎扭壓曲時，根據 11.5.3 條設計，

α_{TF} 值按下式計算：

$$\text{當 } P_E \leq P_{TF}, \quad \alpha_{TF} = 1 \quad (11.66a)$$

$$\text{當 } P_E > P_{TF}, \quad \alpha_{TF} = \sqrt{\frac{P_E}{P_{TF}}} \quad (11.66b)$$

式中 P_E 受壓構件的彈性彎曲壓曲荷載：

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{L_E^2} \quad (11.67)$$

式中 E 彈性模量；

I 關於 y 軸的慣性矩；

L_E 與最小回轉半徑相應的計算長度；

P_{TE} 受壓構件的彎扭壓曲荷載：

$$= \frac{1}{2\beta} \left[(P_{EX} + P_T) - \sqrt{(P_{EX} + P_T)^2 - 4\beta P_{EX} P_T} \right] \quad (11.68)$$

P_{EX} 構件關於 x 軸的的彈性彎曲壓曲荷載；

$$= \frac{\pi^2 EI_x}{L_E^2} \quad (11.69)$$

P_T 構件的彈性扭轉壓曲荷載

$$= \frac{1}{r_o^2} \left(GJ + \frac{2\pi^2 EC_w}{L_{EZ}^2} \right) \quad (11.70)$$

$$\beta = 1 - \left(\frac{e_{sc}}{r_o} \right)^2 \quad (11.71)$$

L_{EZ} 構件抵抗扭轉和翹曲的計算長度；

r_o 關於剪切中心的回轉極半徑：

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + e_{sc}^2} \quad (11.72)$$

r_x, r_y 是關於 x 軸和 y 軸的回轉半徑；

G 剪切模量；

e_{sc} 從剪切中心到形心的 x 方向的距離；

J 聖維南扭轉常量；

$$= \sum \frac{bt^3}{3}$$

式中 b 是構件的寬度， t 是鋼材的厚度；

I_x 關於 x 軸的慣性矩；

C_w 橫截面的翹曲恆量。

11.5.4.2 不對稱截面

截面不對稱時，其最大荷載應根據高等分析或者試驗確定。

11.5.5 壓彎組合作用

一般來說，高等分析、二階分析以及考慮初始缺陷及二階效應的非線性有限元分析可以代替下述的有效長度分析方法。

當採用有效長度進行設計時，壓彎組合作用下的構件應檢查局部承載力和整體壓曲承載力。

11.5.5.1 段和 11.5.5.2 段適用於至少有一個對稱軸的構件和不易發生扭轉壓曲或彎扭壓曲的構件。

11.5.5.1 局部承載力的檢查

沿構件不同截面的局部承載力，均應滿足下式：

$$\frac{F_c}{P_{cs}} + \frac{M_x}{M_{cx}} + \frac{M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (11.73)$$

式中 F_c 外加壓力；

P_{cs} 抗壓承載力；

M_x 關於 x 軸的外加彎矩；

M_y 關於 y 軸的外加彎矩；

M_{cx} 純彎曲作用下，根據 11.4.2.2 段確定的關於 x 軸的抗彎承載力；

M_{cy} 純彎曲作用下，根據 11.4.2.2 段確定的關於 y 軸的抗彎承載力。

11.5.5.2 整體屈曲的檢查

a) 對不發生側面壓曲（彎矩作用平面內失穩）的構件，應滿足下式：

$$\frac{F_c}{P_c} + \frac{m_x M_x}{M_{cx}} + \frac{m_y M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (11.74)$$

b) 對發生側面壓曲（彎矩作用平面外失穩）的構件，應滿足下式：

$$\frac{F_c}{P_{cy}} + \frac{m_{LT} M_{LT}}{M_b} + \frac{m_y M_y}{M_{cy}} \leq 1 \quad (11.75)$$

式中 P_c 抗壓壓曲承載力；

M_b 根據 11.4.7.4 段確定的關於 x 軸（主軸）的屈壓抗彎承載力；

F_c 、 M_x 、 M_{cx} 、 M_y 和 M_{cy} 見 11.5.5.1 段。

確定彎矩 M_x 和 M_y 的大小時，應考慮壓力使得中和軸產生偏移而產生的所有彎矩。

m_{LT} 表 8.4 中與 M_b 相應的區段長度 L_{LT} 側面扭轉壓曲的等效均勻彎矩系數；

m_x 表 8.4 中與 P_{cx} 相應的區段長度 L_x 繞主軸彎曲壓曲的等效均勻彎矩系數

m_y 表 8.4 中與 P_{cy} 相應的區段長度 L_y 繞弱軸彎曲壓曲的等效均勻彎矩系數

L_{LT} 抵抗側面扭轉壓曲的約束間區段的長度；

L_x 主軸方向抵抗彎曲壓曲的約束間區段的長度；

L_y 弱軸方向抵抗彎曲壓曲的約束間區段的長度。

承受較大的 $P-\Delta-\delta$ 效應的構件，參考 8.9.2 條。

11.6 連接

11.6.1 一般建議

本條提供了下列類型的緊固件連接和緊固的詳細設計建議：

- 螺栓
- 螺釘和拉鉚釘

此外，本條還闡述了用兩個 C 形鋼背對背連接組成的工字形截面連接的設計，還闡述了用兩個 C 形鋼背對背連接組成的工字形截面的螺栓抗彎連接的設計。

通常，應用符合實際內力分佈的假定設計連接和緊固，並考慮相對剛度。分佈應與連接構件的直接荷載路徑相符，必須保持外力的平衡。節點和拼接板的設計應考慮製造和安裝的簡易，注意緊固件要有必要的後繼檢查、表面處理和保養。

鋼材的延性有利於節點內產生的局部荷載重新分佈，因此可忽略殘餘應力及正常精確安裝緊固件時擰緊所產生的應力。

11.6.1.1 交點

通常應使構件的形心軸在節點處交彙。若連接處有偏心，設計構件連接時需考慮由此產生的附加彎矩。採用角鋼和 T 形鋼組成的栓接框架，構件和連接的設計應採用螺栓的放樣線代替形心軸。

11.6.1.2 單個緊固件的強度

單個緊固件的強度應根據 11.6.2 條或 11.6.3 條計算，或通過試驗確定。

11.6.1.3 單個緊固件的力

當材料的厚度小於或等於 4mm 時，假定連接中各個緊固件的剪力相等，否則其他各緊固件的剪力應通過彈性分析計算。

11.6.2 螺栓的緊固

此條建議僅適用於螺栓直徑 d 滿足下列條件時：

$$10\text{mm} \leq d \leq 30\text{mm} \quad (11.76)$$

此條建議適用於螺栓孔徑比螺栓標稱直徑大 2mm 的標準螺栓。

11.6.2.1 螺栓的有效直徑和面積

在確定螺栓的抗剪和抗拉承載力時，應使用螺栓的拉應力面積 A_t 。對於沒有明確拉應力面積 A_t 的螺栓，應取螺紋末端的面積。

當剪切面不出現在螺紋處時，計算剪切承載力時應使用螺栓桿的面積 A 。

計算螺紋長度時，應考慮容許偏差和螺紋絲扣外露的因素。

11.6.2.2 螺栓的剪切和拉伸承載力

螺栓的剪切承載力 P_s 按下式計算：

$$P_s = p_s A_s \quad (11.77)$$

螺栓的抗拉承載力 P_t 按下式計算：

$$P_t = p_t A_t \quad (11.78)$$

式中 A_s 按 11.6.2.1 段中定義的適當的 A_t 或 A 值；

p_s 表 11.3 中給出的螺栓剪切承載力；

p_t 表 11.3 中給出的螺栓拉伸承載力。

表 11.3 標準孔徑螺栓的強度設計值

	一般等級的螺栓	普通等級的螺栓	
		M4. 6	M8. 8
剪 切 強 度 P_s (N/mm ²)	$0.48U_{fb}$ 且 $\leq$ $0.69Y_{fb}$	160	375
拉 伸 強 度 P_t (N/mm ²)	$0.58U_{fb}$ 且 $\leq$ $0.83Y_{fb}$	195	450

注： Y_{fb} 是規定的螺栓最小屈服強度；

U_{fb} 是規定的螺栓最小拉伸強度。

11.6.2.3 剪切和拉伸的組合作用

受剪切和拉伸組合作用的螺栓，除滿足 11.6.2.2 段外，還應滿足下面的關係式：

$$\frac{V}{V_c} + \frac{F_t}{P_t} \leq 1.4 \quad (11.79)$$

式中 V 外加剪力；

F_t 外加拉力；

V_c 根據 11.6.2.2 段確定的螺栓剪切承載力；

P_t 根據 11.6.2.2 段確定的螺栓拉伸承載力。

11.6.2.4 最小間距、最小邊距和端距

當鋼材厚度小於或等於 4mm 時，受力線上相鄰螺栓中心間距或螺栓間距，不應小於 $3d$ ，式中 d 是螺栓的直徑。當鋼材厚度大於 4mm 時，螺栓間距不應小於 $2.5d$ 。

螺栓中心與連接構件的任何邊緣間的距離，即邊距和端距不應小於 $1.5d$ 。

11.6.2.5 承載力

連接構件的受力線上每一個螺栓的承載力 P_{bs} 按下式計算：

$$P_{bs} = \alpha \rho d t p_y \quad (11.80)$$

式中 α 是強度系數，如下：

i) 當 $t \leq 1mm$

$$\alpha = 2.1 \quad (11.81a)$$

ii) 當 $1 < t \leq 3mm$

$$\alpha = 2.1 + \left(0.3 \frac{d_e}{d} - 0.45\right)(t-1) \quad \text{當 } \frac{d_e}{d} < 3 \quad (11.81b)$$

$$= 1.65 + 0.45t \quad \text{當 } \frac{d_e}{d} \geq 3 \quad (11.81c)$$

iii) 當 $3 < t \leq 8mm$

$$\alpha = 1.2 + 0.6 \frac{d_e}{d} \quad \text{當 } \frac{d_e}{d} < 3 \quad (11.81d)$$

$$= 3.0 \quad \text{當 } \frac{d_e}{d} \geq 3 \quad (11.81e)$$

$\rho = 1.0$ 當螺栓頭和螺母下面均有墊圈時；

$= 0.75$ 只使用一個墊圈或沒有墊圈時；

d 螺栓的標稱直徑 (mm)；

t 鋼材的淨厚度 (mm)；

P_y 強度設計值 (N/mm²)；

d_e 螺栓受力方向從螺栓中心到連接構件端部的距離 (mm)。

11.6.2.6 淨截面的拉伸強度

螺栓連接中，構件淨截面的拉伸強度按下式計算：

$$p_t = p_y \quad \text{或} \quad (11.82a)$$

$$= \left(0.1 + 3 \frac{d}{s}\right) p_y \quad (11.82b)$$

式中 P_y 強度設計值 (N/mm²)；

d 螺栓的直徑 (mm)；

s 在垂直於受力線方向螺栓中心之間的距離 (見圖 11.11)，當只有單排螺栓時，取鋼板的寬度 (mm)。

11.6.2.7 撬力

螺栓連接受拉構件當採用表 11.3 中的螺栓的強度設計值時，可忽略撬力。

11.6.3 螺釘和拉鉚釘的緊固

本條適用於自攻螺釘，包括自攻螺絲螺釘、自削螺釘、自鑽螺釘和直徑 d 在下列範圍內的拉鉚釘：

$$3.0\text{mm} \leq d \leq 7.5\text{mm} \quad (11.83)$$

不同厚度的構件連接時，螺釘的頭部或鉚釘的預製頭部應與較薄的構件接觸。預先鑽孔的直徑應嚴格根據製造商的建議。

螺釘和鉚釘的剪切承載力 P_{fs} 和拉伸承載力 P_{ft} ，應通過試驗確定或由製造商提供。為避免脆性破壞，緊固件的尺寸應滿足使 P_{fs} 不小於 $1.25P_s$ 且 P_{ft} 不小於 $1.25P_t$ ，其中 P_s 和 P_t 分別是作用在緊固件上的剪力和拉力。

11.6.3.1 最小間距、最小邊距和端距

緊固件中心間距不應小於 $3d$ 。

從緊固件的中心到任何連接構件端部的距離不應小於 $3d$ 。

如果連接僅在一個方向受力，將會在緊固件上引起剪力，垂直於受力方向的最小邊距應減小到 $1.5d$ 或 10mm 兩者中的較小值。

11.6.3.2 剪切承載力

螺釘和鉚釘的剪切承載力 P_s 按下式計算：

$$\text{a) 當 } \frac{t_4}{t_3} = 1.0$$

$$P_s = 3.2\sqrt{t_3^3 d} p_y \leq 2.1t_3 d p_y \quad (11.84a)$$

$$\text{b) 當 } \frac{t_4}{t_3} \geq 2.5$$

$$P_s = 2.1t_3 d p_y \quad (11.84b)$$

當 $1.0 < \frac{t_4}{t_3} < 2.5$ ， P_s 應根據上面 a) 和 b) 中的結果線性內插確定。

式中 t_3 與螺釘頭部或預成形鉚釘頭部接觸的構件的厚度；
 t_4 遠離螺釘頭部或預成形鉚釘頭部的構件的厚度；
 d 緊固件的直徑；
 p_y 構件材料的強度設計值。

11.6.3.3 抗拉承載力

承受較大拉力的螺釘，螺釘的頭部或墊圈的外徑 d_w 至少為 8mm 且有足夠的剛度。拉鉚釘不能承受較大的拉力。

螺釘連接中的螺釘拉伸承載力應取下面的較小值：

a) 越過螺釘頭部或墊圈拔出連接構件：

連接構件的厚度 t_1 小於 2mm 和墊圈的直徑 d_w 小於 25mm

$$P_t = 1.1t_1d_w p_y \quad (11.85)$$

式中 d_w 墊圈的直徑；

t_1 與螺釘頭部或預成形鉚釘頭部接觸的構件的厚度，對於其他的分佈位置，拉伸承載力應通過試驗確定。

b) 從底部構件中拔出：

連接構件的厚度 t_3 大於 0.9mm

$$P_t = 0.65dt_2 p_y \quad (11.86)$$

式中 t_2 遠離螺釘頭部或預成形鉚釘頭部的構件厚度。

11.6.4 組合構件的交點

11.6.4.1 最大間距：受壓構件

受力線上，受壓蓋板或非整體加勁桿或其他的構件中心間的距離應滿足下面的所有要求：

a) 連接構件間傳遞剪力所要求的間距；

b) $37 t \varepsilon$ 式中 t 是蓋板或鋼板的厚度 (mm)， $\varepsilon = \sqrt{\frac{275}{Y_s}}$ 式中 Y_s 是蓋板

或鋼板的屈服強度值 (N/mm^2)；

c) 與連接相鄰的蓋板或薄板的最窄非加勁受壓構件寬度的 3 倍或者 $30t \varepsilon$ 的較大值。

11.6.4.2 最大間距：由兩個 C 形鋼截面背對背連接組成的工字形截面

由兩個 C 形鋼背對背連接組成工字形截面的組合構件，通過結構緊固件連接，可以根據 11.4 節和 11.5 節設計交點間的單個型鋼，或者當交點的縱向間距 s 滿足下列要求時，根據 11.4.7.2d) 段款定義的有效細長比將組合構件視為單個整體構件設計。

a) 受壓構件，根據 11.5 節設計，構件應足夠寬，以便沿所有構件寬度方向的一列至少能佈置兩個緊固件。此外，交點的間距 s 還應滿足：

i) 構件至少分成近似相等的三段；

$$\text{ii) } s \leq 50r_{cy1} \quad (11.87)$$

式中 s 交點的縱向間距；

r_{cy1} 單個 C 形鋼的最小回轉半徑。

F_s 是由組合構件任意點處的橫向剪力 V 在 C 形鋼中產生的剪力，設計交點結構緊固件時應能傳遞在組合構件中的縱向剪力 F_s 。 V 應取不小於 2.5% 的設計軸

向力加上由於自重或風荷載引起的其他荷載。交點中的最終縱向剪力 F_s 按下式計算：

$$F_s = \frac{V}{4} \left(\frac{s}{r_{cy1}} \right) \quad (11.88)$$

式中 s/r_{cy1} 是 11.4.7.2d) 段中給予的單個 C 形鋼的局部細長比。

b) 受彎構件，根據 11.4 節設計，在如圖 11.13 所示的所有構件寬度的交叉線方向至少要有兩個結構緊固件。通過限制交點間距 s 抵抗單個 C 形鋼的扭轉，即

i) 構件至少分成近似相等的三段；

$$\text{ii) } s \leq 50r_{cy1} \quad (11.89)$$

式中 s 交點的縱向間距；

r_{cy1} 單個 C 形鋼的最小回轉半徑。

iii) 單個交點的拉伸承載力 P_t 大於產生的縱向剪力 F_s ：

$$P_t \geq F_s$$

$$\text{式中 } F_s = \frac{Fe}{2\rho} \quad (11.90)$$

e 是 C 形鋼的剪切中心與腹板中平面間的距離；

h 相鄰的兩行緊固件或與緊固件頂部和底部翼緣的兩行緊固件間的垂直距離；

F 所考慮的交點間的局部集中力或反力；對於均佈荷載

$$F = ws;$$

w 作用在所考慮的交點的每側構件的支承長度 $s/2$ 的荷載集度。

交點的最大間距直接取決於連接處的荷載集度。因此，如果沿構件整個長度的連接間距是均勻的，則應根據最大局部荷載集度確定連接間距。然而這個方法得出的連接間距若是不經濟時，可沿著構件長度根據荷載集度的變化而改變間距，，也可在集中荷載或反力處對翼緣加蓋板。計算 P_t 時，取板與翼緣連接點處的剪切強度，等式中 h 應取梁高。

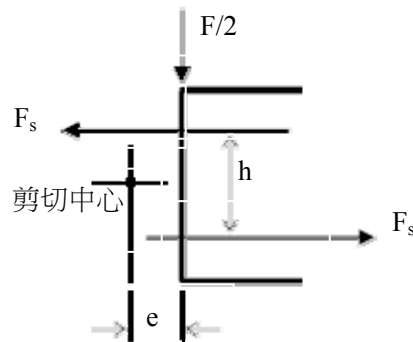


圖 11.13 背對背構件的連接力

11.6.5 組合構件的螺栓抗彎連接

由兩個 C 形鋼背對背連接組成的組合構件，螺栓抗彎連接可參考圖 11.14 所示的倒置 T 形截面組裝而成的柱底及結點板。

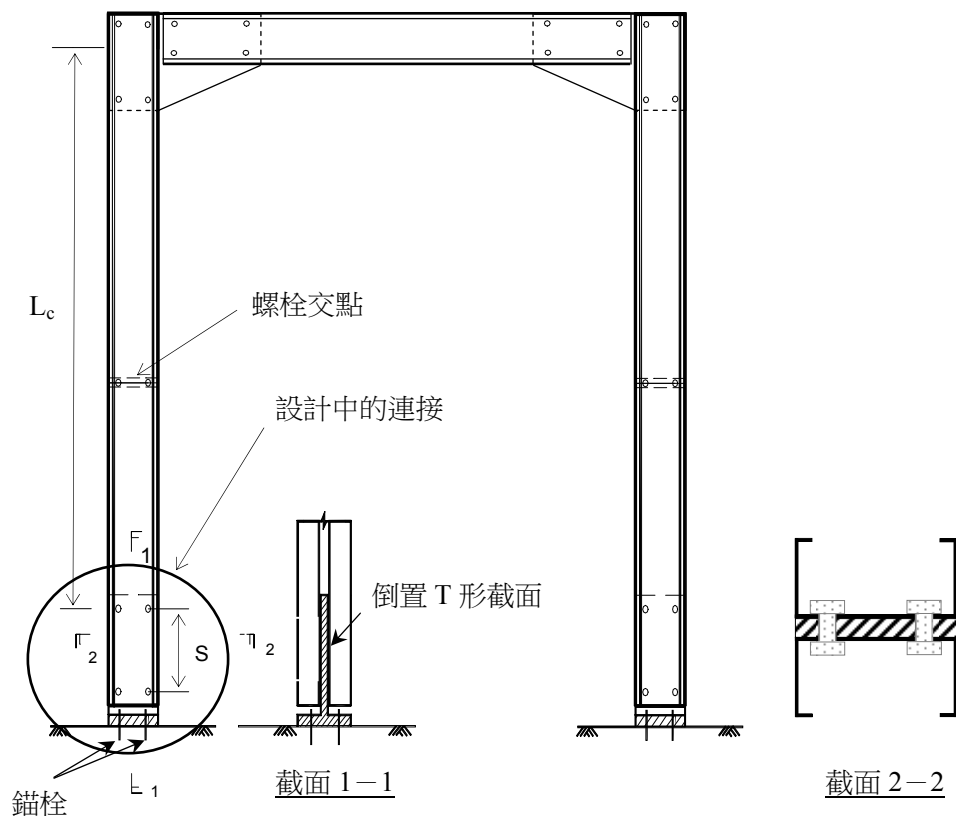


圖 11.14 典型的螺栓抗彎連接

倒置 T 形鋼和錨栓根據 9.4 節設計，由力和彎矩的平衡確定螺栓抗彎連接中力的分配。如圖 11.14 所示的螺栓抗彎連接中力和彎矩的設計運算式在圖 11.15 中給出。

對於受彎剪組合作用的連接截面，應滿足下面的方程式：

a) 抗剪

$$v_U = \frac{V_U}{V_{c,U}} \leq 1.0; \quad v_L = \frac{V_L}{V_{c,L}} \leq 1.0 \quad (11.91a \& 11.91b)$$

b) 抗彎

$$m_U = \frac{M_U}{M_{c,U}} \leq 1.0; \quad m_L = \frac{M_L}{M_{c,L}} \leq 1.0 \quad (11.92a \& 11.92b)$$

c) 彎剪組合作用

$$1.25v_U^2 + 1.25m_U^2 \leq 1.0 \quad (11.93a)$$

$$1.25v_L^2 + 1.25m_L^2 \leq 1.0 \quad (11.93b)$$

式中 v_U, v_L 分別是臨界橫截面的上端和下端的剪力比值；

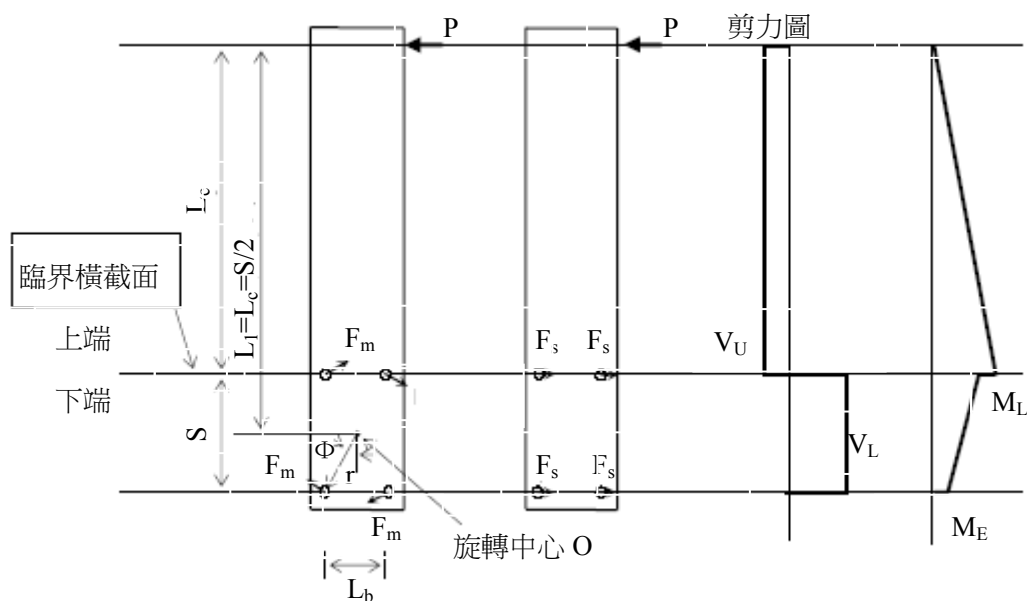
m_U, m_L 分別是臨界橫截面的上端和下端的彎矩比值；

$V_{c,U}, V_{c,L}$ 分別是臨界橫截面的上端和下端的剪切承載力設計值比值；

$M_{c,U}, M_{c,L}$ 分別是臨界橫截面的上端和下端的彎矩承載力設計值比值；

注意到臨界橫截面下面的 C 形鋼與節點板的腹板通過螺栓堅固連接時，不可能發生局部壓曲，因此 $V_{c,L}$ 應取 C 形鋼的塑性剪切承載力， $M_{c,L}$ 應取總截面的彎矩承載力。此外，還應考慮節點板對臨界橫截面上端被連接型鋼的抗剪壓曲的約束影響。

確定剪切和彎矩承載力時，考慮橫截面中的螺栓孔。



由彎矩產生的螺栓力 F_m

由剪力產生的螺栓力 F_s

$$P \times L_1 = 4 \times F_m \times r$$

$$F_s = P / 4$$

$$V_U = P$$

$$F_m = \frac{RL_1}{4r}$$

$$V_L = 2 \times (F_s - F_{m,h})$$

$$F_{m,h} = F_m \times \cos \phi$$

$$M_U = P \times L_c$$

$$F_{m,v} = F_m \times \sin \phi$$

$$M_L = M_U - F_{m,v} \times L_b$$

$$M_E = F_{m,v} \times L_b$$

圖 11.15 螺栓抗彎連接中的內力

11.7 空心型鋼的設計

11.7.1 空心型鋼的一般設計

11.7條給出了名義厚度在22mm範圍內的冷成型空心型鋼的設計建議。

設計建議：桁架的主要構件以及適當跨度的門架

11.7.2 材料特性

冷成型空心型鋼的物理特性見3.1.6條。

材料的設計厚度應取其名義厚度。

11.7.3 機械性能

金屬鋼材主要在室溫下進行製作的過程叫做冷成型。它改變了鋼材的性能，削弱了鋼材的延性和韌性，但是提高了鋼材的強度。這些改變有可能限制鋼材在冷變形區的焊接能力。性能改變的程度取決於鋼材的類型，成型溫度以及變形的程度。

最基本的強度和延展性的要求見3.1.2條。對於保守設計來說是不允許提高其強度的。

為確保足夠的缺口韌性，在要求的設計溫度下V型缺口最小的平均測試衝擊能量應該滿足3.2條的要求。

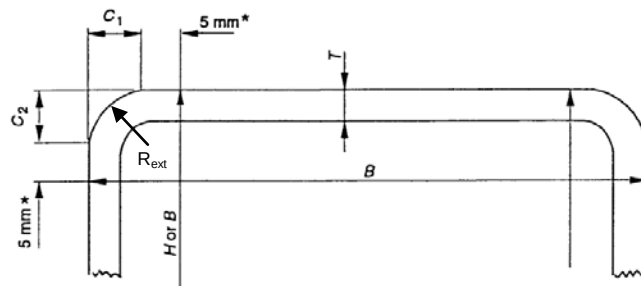
11.7.4 外角的控制

為了控制邊角的彎曲開裂，外角的尺寸應該滿足表11.4中規定的最低要求。

表 11.4 外角

厚度 (mm)	外角的 C_1 , C_2 or R_{ext}
$t \leq 6$	$1.6 t$ to $2.4 t$
$6 < t \leq 10$	$2.0 t$ to $3.0 t$
$10 < t$	$2.4 t$ to $3.6 t$

註：側邊不能同邊角的弧線相切。



* This dimension is a maximum when measuring R or H and a minimum when measuring T
*此尺寸為最大值當量度寬度 B 或 H 和 為最小值當量度厚度 T

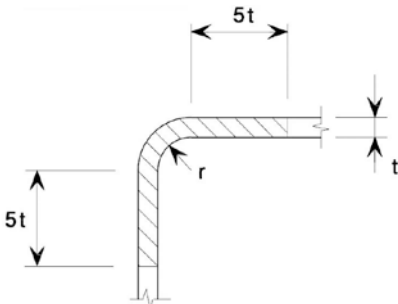
11.7.5 冷成型區的焊接

滿足下面給出的條件之一，焊接就可以在冷成型區任意側邊的5倍於厚度 t 的範圍內進行：

- (1) 冷成型區在冷成型後和焊接前是經加熱後降至室溫處理；
- (2) 冷成型區的內半徑與厚度的比值 r/t 滿足表 11.5 中給出的相關值；
- (3) 負責工程師在開始進行焊接冷成型空心型鋼工作之前應該提交一份如 14.3.3 中所規定的焊接工藝說明（WPS）以獲得建築事物監督局（Building Authority）的許可。

表 11.5 冷成型區以及聯接材料的焊接條件

最小內半徑 與厚度比值 (r/t)	冷成型 應變 (%)	最大厚度 (mm)		
		一般情況		全鎮靜鋼及鋁鎮靜鋼 ($AL \geq 0.02\%$)
		靜態荷載為主	疲勞荷載為主	
≥ 3.0	≤ 14	22	12	22
≥ 2.0	≤ 20	12	10	12
≥ 1.5	≤ 25	8	8	10
≥ 1.0	≤ 33	4	4	6



11.7.6 荷載作用下冷成型型鋼的性質

一般來說，冷成型空心型鋼可能是金屬在室溫情況下製作成型然後加上縱向焊縫或者螺旋焊縫。在這個厚度範圍各種荷載模式下冷成型空心截面的設計彎矩和剪力應該遵循第8節中的設計規定。冷成型空心截面的抗壓強度 p_c 應該用第8節中表8.7所規定的C類曲線計算。

11.7.7 撓度計算

概要

計算撓度應該用彈性分析。由於非均布荷載的影響，應適當考慮撓度。

11.7.8 連接

連接、螺栓緊固件以及螺釘的設計建議參考第9節。

11.8 冷成型鋼板樁設計

11.8.1 冷成型鋼板樁的一般設計

本節給出了名義厚度在16mm內的冷成型鋼板樁的設計建議。

設計建議：豎向保留的開孔鋼板或橫向支撐鋼板

11.8.2 材料性能

冷成型鋼板樁的物理特性見3.1.6條。

材料的設計厚度應取其名義厚度。

11.8.3 機械性能

金屬鋼材主要在室溫下進行製作的過程叫做冷成型。它改變了鋼材的性能，削弱了鋼材的延性和韌性，但是提高了鋼材的強度。這些改變有可能限制鋼材在冷變形區的焊接能力。焊接應該是在鋼板的邊緣而不是在彎角處進行。

規範BS EN 10249, BS EN 10149-1及其它相關標準給出了厚度大於或等於2mm的熱軋鋼帶或者板鋼製作成的冷成型非合金或者合金鋼板在化學成分、機械以及工藝性能和運輸條件各種情況下的要求。

一般的用於製作冷成型鋼板的熱軋鋼帶或者板鋼的材料規格如下：

- (1) 規範BS EN 10025-2中規定的S275JRC / S355J0C;
- (2) 規範BS EN 10149-2中規定的S315MC / S355MC; 及
- (3) 規範BS EN 10149-3中規定的S260NC / S315NC / S355NC。

鋼帶的厚度範圍從1.5mm到16mm而且規定的最小的屈服強度從260N/mm²到355N/mm²且包括355N/mm²。表11.6和11.7給出了合金鋼可以使用的鋼種。

對於保守設計來說在冷成型區域是不允許提高其強度的。

為確保足夠的缺口韌性，在要求的設計溫度下V型缺口最小的平均測試衝擊能量應該滿足條3.2的要求。

11.8.4 冷成型鋼板的最小內半徑

用JC級鋼材製造的冷成型鋼板，它的名義厚度應該限制在8mm內，最小的內半徑應滿足下表11.6的要求。

表 11.6 JC 級鋼材的最小內半徑

等級名稱	名義厚度 (t) 下的最小內半徑 mm		
	$t \leq 4$	$4 < t \leq 6$	$6 < t \leq 8$
S275JRC	1.0 t	1.0 t	1.5 t
S355J0C	1.0 t	1.5 t	1.5 t

注釋：

上述的最小內半徑僅適用於JC級鋼材。對於形狀和尺寸上的容許偏差，規範

BS EN 10249-2或其它相關標準有明確規定。在鎖扣末端彎角處內半徑與厚度的比值應該限制在1.5之內。

當用MC或者NC級鋼材製作冷成型鋼板時，名義厚度可以控制在16mm內，最小內半徑應滿足下表11.7的要求。

表 11.7 MC / NC 級鋼材的最小內半徑

等級名稱	名義厚度 (t) 下的最小內半徑 mm		
	$t \leq 3$	$3 < t \leq 6$	$6 < t$
S315MC	$0.25\ t$	$0.5\ t$	$1.0\ t$
S355MC	$0.25\ t$	$0.5\ t$	$1.0\ t$
S260NC	$0.25\ t$	$0.5\ t$	$1.0\ t$
S315NC	$0.25\ t$	$0.5\ t$	$1.0\ t$
S355NC	$0.25\ t$	$0.5\ t$	$1.0\ t$

注釋：

上述的最小內半徑僅適用於MC/NC級鋼材。對於形狀和尺寸上的容許偏差，規範BS EN 10249-2或其它相關標準有明確規定。在鎖扣末端彎角處內半徑與厚度的比值應該限制在1.0之內。

11.8.5 冷成型鋼板在冷成型區的焊接

如果滿足11.7.5給出的條件之一，焊接就可以在冷成型區任意側邊的5倍於厚度 t 的範圍內進行。

11.8.6 冷成型區在荷載作用下的性質

一般來說，冷成型鋼板可能是金屬在室溫情況下製作成型的。在這個厚度範圍受到各種荷載模式下冷成型鋼板截面的設計彎矩和剪力應該遵循本規範中的設計規定。

11.8.7 撓度計算

計算撓度應該用彈性分析。由於非均布荷載的影響，應適當考慮撓度。

12 防火設計

12.1 設計原理

本部份的目的是提出鋼結構和組合結構的防火設計原理，主要涉及最大限度地減小結構坍塌的風險並阻止火在結構中的蔓延等問題。

本防火設計方法適用於下列材料組成的鋼結構和組合結構：

鋼材：設計屈服強度 $\leq 460\text{N/mm}^2$ 的熱軋成型鋼截面。

設計屈服強度 $\leq 550\text{N/mm}^2$ 的低溫成型鋼截面。

混凝土：立方塊強度 $\leq 60\text{ N/mm}^2$ 的普通混凝土。

鋼筋：設計屈服強度 $\leq 460\text{N/mm}^2$ 的冷加工鋼筋。

對上面未列出的其他鋼材，可參考專門的設計規範，或者採用被動防火設計方法。

12.1.1 結構防火的基本規定

a) 機械抗力

結構中所有結構構件均應按規定方法進行設計與施工，確保結構不發生整體性破壞且構件在規定的耐火極限內保持其應有承載能力。

b) 防火間隔

構成結構防火間隔邊界的所有結構構件，包括節點，應按照規定方法進行設計與施工。確保在規定的耐火極限內，結構構件保持其防火分區功能，例如：不發生整體性破壞或隔熱層破壞。

由於火災試驗實質上是對整個體系進行試驗，故試驗時，試驗構件的製作和連接的細部構造應和實際的構件製作和連接的細部構造相一致。

12.1.2 火災作用

火災對結構的作用可基於下列兩種類型之一：

a) 標準火災

標準火災升溫曲線是指根據標準時間—溫度曲線確定的、可控制火災作用，其運算式如下：

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (12.1)$$

式中

T — 對應 t 時刻的室內空氣平均溫度 ($^{\circ}\text{C}$)；

t — 燃燒時間 (分鐘)。

規定的耐火極限 (FRP) 應根據現行建築規範來確定。

b) 自然火災

自然火災是指火焰燃燒與熄滅遵循防火間隔內物質和能量相平衡原則的火災作用。自然火災定量分析應根據已有的方法，同時考慮火的不確定性與風險來進行。

12.1.3 火災極限狀態

建築物或建築物的一部份發生火災時對結構產生不利效應應被視為達到火災極限狀態。火災極限狀態屬於意外極端極限狀態。達到火災極限狀態時，結構在受到標準火災或自然火災作用下的規定耐火極限內，應能保持防火分隔的完整性。可以通過保證以下兩個方面來實現這一目標：

- 結構中所有的構件能夠保持其荷載承載能力；或
- 任何構件荷載承載能力的損失不會導致防火間隔整體性破壞。

當採用包括大變形的高等分析方法證明結構構件的荷載承載能力足夠時，則有必要確保在不同構件連接處不因大變形出現整體性破壞。此外，必須滿足絕熱性規定，以及包括任何裝配式構件在內的防火分隔牆和分隔樓板的完整性規定。

結構和結構構件的防火性能可以通過載入構件的標準耐火試驗來確定，或通過基於已有防火設計方法進行設計確定。

無論何時，若要求防火保護材料達到規定的耐火時限，則防火材料的厚度應該根據權威實驗室的標準耐火試驗確定，同時由相應有資格的專業人士提出建議。當前可供選擇的評估方法包括：(a) 標準耐火試驗，(b) 極限溫度方法，(c) 效能為本的設計方法，(d) 簡化計算法

對處於火災極限狀態的結構，要保證支撐構件穩定性，在規定的火災作用下，支撐構件應能保持其功能，除非結構中存在其他的傳力路徑。在可能情況下，支撐構件應置於建築物的其他防火構件中，這樣就無需對其實行附加的防火保護。

12.1.4 高溫下的物理與機械性能

表 12.1 歸納了高溫下鋼和混凝土的所有物理性能和機械性能。

表 12.2 給出了高溫下熱軋鋼材、低溫成型鋼材、普通混凝土和鋼筋的強度折減系數。對不同結構應考慮適當的應變大小。

螺栓和焊縫的強度折減系數按照表 12.3 進行取值。

強度折減系數用於驗算在不同荷載與溫度條件下、針對不同程度的隔熱要求採用或不採用防火材料時結構的荷載承載能力。

表 12.1 高溫狀態下鋼材和混凝土的典型物理性能

(用以簡化的熱量計算)

性能	鋼材	普通混凝土
密度 (kg/m ³)	7850	2300
比熱 (J/kg °C)	600	1000
導熱系數 (W/m °C)	45	1.6
熱膨脹系數 (×10 ⁻⁶)	14	18
泊松比	0.3	0.2

表 12.2a 高溫狀態下熱軋鋼材的強度折減系數

溫度 (°C)	強度折減系數		
	0.5%應變	1.5%應變	2.0%應變
20°C	1.00	1.00	1.00
100°C	1.00	1.00	1.00
200°C	0.92	1.00	1.00
300°C	0.84	0.99	1.00
400°C	0.76	0.98	1.00
500°C	0.61	0.76	0.78
600°C	0.35	0.46	0.47
700°C	0.17	0.23	0.23
800°C	0.09	0.11	0.11
900°C	0.06	0.06	0.06
1000°C	0.04	0.04	0.04
1100°C	0.02	0.02	0.02
1200°C	0.00	0.00	0.00

表 12.2b 高溫狀態下冷成型鋼材的強度折減系數

溫度 (°C)	強度折減系數
20°C	1.00
100°C	1.00
200°C	0.89
300°C	0.78
400°C	0.65
500°C	0.53
600°C	0.30
700°C	0.13
800°C	0.07
900°C	0.05
1000°C	0.03
1100°C	0.02
1200°C	0.00

注：在沒有其他說明時，表 12.2b 也適用於冷成型結構空心鋼管。

表 12. 2c 高溫狀態下混凝土的強度折減系數

溫度 (°C)	強度折減系數
	普通重度混凝土
20°C	1. 00
100°C	1. 00
200°C	0. 95
300°C	0. 85
400°C	0. 75
500°C	0. 60
600°C	0. 45
700°C	0. 30
800°C	0. 15
900°C	0. 08
1000°C	0. 04
1100°C	0. 01
1200°C	0. 00

表 12. 2d 高溫狀態下冷成型鋼筋的強度折減系數

溫度 (°C)	強度折減系數
20°C	1. 00
100°C	1. 00
200°C	1. 00
300°C	1. 00
400°C	0. 94
500°C	0. 67
600°C	0. 40
700°C	0. 12
800°C	0. 11
900°C	0. 08
1000°C	0. 05
1100°C	0. 03
1200°C	0. 00

表 12.3 高溫狀態下螺栓和焊縫的強度折減系數

溫度 (°C)	螺栓強度折減系數	焊縫強度折減系數
20°C	1.00	1.00
100°C	0.97	1.00
150°C	0.95	1.00
200°C	0.94	1.00
300°C	0.90	1.00
400°C	0.78	0.88
500°C	0.55	0.63
600°C	0.22	0.38
700°C	0.10	0.13
800°C	0.07	0.07
900°C	0.03	0.02
1000°C	0.00	0.00

12.1.5 材料系數與荷載系數

當驗算處於火災極限狀態的結構強度和穩定性時，應採用下列材料系數和荷載系數：

表 12.4 極限防火狀態時的材料系數

材料	γ_m
鋼材	1.00
混凝土	1.10

表 12.5 極限防火狀態下的荷載系數

荷載	γ_f
永久荷載	1.00
外加荷載：	
a) 永久	
1) 設計中明確考慮的荷載，如：設備、機械和固定隔板產生的荷載；	1.00
2) 倉儲或其他建築中用作存儲的區域（包括圖書館和檔案室）。	1.00
b) 非永久	
1) 逃生樓梯和大廳；	1.00
2) 所有其他區域（屋頂雪荷載可以忽略）。	* 0.80
風荷載	0.33

附注：帶 * 的值當條件允許時可適降至 0.50。

任何時候，在驗算結構主要構件時均需考慮風荷載的影響。但除非特殊情況下，一般在檢驗結構次要構件時無需考慮風荷載的影響。

12.2 基於標準耐火試驗的耐火性

通常符合《1996 年耐火結構守則》規定的所有結構構件則被認為滿足耐火時限的規定。對於其他的結構構件，則應該根據耐火試驗的要求進行試驗。

12.2.1 結構構件的耐火性

結構構件的耐火性能應根據下列方法確定：

- 表明結構構件在規定的時限內能夠抵抗火的作用的試驗報告。應由 HOKLAS 認可的實驗室或其他和 HOKLAS 有互認協議的認可實驗室或建築事務監督認可的實驗室提交實驗方案和進行實驗工作。
- 當考慮到試驗的複雜性和規模不便進行耐火試驗時，應提交基於標準耐火試驗而能保證結構構件在規定時限內抵抗火災作用的評估報告。評估工作和評估報告的提交應由下列機構進行：

i) HOKLAS 認可的實驗室或其他和 HOKLAS 有互認協議的認可實驗室或建築事務監督認可的實驗室；或

ii) 建築事務監督認可的具有相應資格和經驗的組織或專業人仕。

耐火試驗中施加的荷載應該與火災極限狀態時的分項荷載設計值一致。如果耐火試驗中的設計荷載與火災極限狀態下的設計荷載不一致，則應參照現有的設計規定對試驗結果進行調整。此外，試驗應該在被認可的實驗室進行，同時試驗結果與建議應由具有相應資格的專業人仕提交。具體可參照《1996 年耐火結構守則》。

12.2.2 標準耐火試驗的破壞準則

確定結構構件的耐火性時，應考慮其荷載承載能力、完整性和隔熱性能。

12.2.2.1 荷載承載能力

如果試件不能夠繼續承受試驗荷載，則可認為該試件已喪失荷載承載能力而破壞。無論先出現下列那一狀態都被認為試驗樣本已喪失其荷載承載能力：

a) 受彎試件

$$(i) \text{ 撓度限值} = \frac{L^2}{400d} \text{ (單位 mm)} \quad (12.2a)$$

$$(ii) \text{ 試件的撓度值大於 } L/30 \text{ 時, 撓曲速度} = \frac{L^2}{9000d} \text{ (單位 mm/min)} \quad (12.2b)$$

式中 L 為試件的淨跨度 (單位 mm)；

d 為結構構件的截面高度 (單位 mm)。

b) 軸向受壓試件

$$(i) \text{ 軸向縮短限值} = \frac{h}{100} \text{ (單位 mm); 及} \quad (12.3a)$$

$$(ii) \text{ 縮短速度} = \frac{3h}{1000} \text{ (單位 mm/min)} \quad (12.3b)$$

式中 h 為試件的初始高度 (單位 mm)。

12.2.2.2 完整性

當出現下列任一狀態時，即可認為樣本的完整性已經破壞：

- 坍塌；
- 背火面的燃燒時間持續多於 10 秒；
- 棉墊著火；或
- 過大縫隙開口。

12.2.2.3 隔熱性能

當出現下列任一狀態時，即可認為樣本的隔熱性能已經受破壞：

- a) 試件背火面平均溫度超過初始溫度 140℃；或
- b) 若試件背火面任一測點的溫度超過平均初始溫度 180℃。

12.3 基於極限溫度法的耐火性

- a) 該方法適用於確定鋼構件的耐火性，如鋼受拉構件、柱和樑。
在規定的荷載比例下，如果極限溫度大於設計溫度時，無需做任何保護。其中：
 - 荷載比值指火災極限狀態時外加荷載與正常條件下使構件發生破壞的荷載之比；
 - 結構構件的極限溫度為構件發生破壞時的溫度。
- b) 不同的荷載比值下，不同結構構件中控制構件的極限溫度應根據已有的建議來取值。

截面系數 H_p/A 指受熱輻射與對流作用的構件表面周長 H_p 和橫截面積 A 的比值。

12.4 效能為本設計方法的耐火性

12.4.1 分析基礎

- a) 基於功能的設計方法是以材料的基本物理特性，結構構件和體系的性能為基礎。該方法為遭受火災作用的結構提供了一個可行的評估方法，即規定耐火極限內，對相關的各個構件、裝配元件或整個結構的預期結構性能作出可靠的近似評估。通常，它由兩個獨立的計算模型構成，用以確定：

- i) 熱反應
結構構件內溫度的發展和分佈。
- ii) 力學反應
結構或其任一部份的力學性能。

應該注意效能為本設計方法未包含任何可能的破壞模式，例如，局部壓曲，轉動能力不足，剝落和剪切破壞。應該採取適當的方法，如可靠的鋼結構細部構造，來確保此類破壞模態在現實中不發生。

12.4.2 熱反應

- a) 熱反應模型應該以現有的熱傳遞原理和假設為基礎，溫度應根據已有的計算步驟來進行計算。
- b) 熱反應模型需考慮以下內容：
 - i) 結構中相應的火災作用；
 - ii) 在所考慮的溫度範圍內結構構件和相應防火材料的熱工性能的變化；及
 - iii) 適當的邊界條件。
- c) 不均勻熱輻射以及熱量向臨近建築構件傳播的效應也應盡可能考慮在內。
- d) 主動防護措施，如消防探測系統或灑水系統的效應應盡可能包括在內。
- e) 為簡化起見，混凝土和防火材料中的濕度以及水份流動的影響可以偏保守地忽略不計。

12.4.3 力學反應

- a) 力學反應模型應以現有的結構力學的原理和假設為基礎，同時考慮溫度的效應。應包括：
 - i) 力學作用、幾何非線性效應、幾何缺陷和熱力作用的共同效應；
 - ii) 高溫狀態下的應力－應變曲線；
 - iii) 非線性材料性質的效應，包括卸載對結構剛度的效應及；
 - iv) 由升溫和溫差所致的溫度變化對應變和應力的影響。
- b) 為了保持結構各部份間的完整性和相容性，火災極限狀態下的變形不容許過大。但是，高溫蠕變的效應可以不直接考慮。

12.4.4 效能為本設計方法的確認

- a) 應將變形、溫度、耐火時限等計算結果和相關試驗的結果進行確認。
- b) 應對所有比較驗證所需的關鍵參數的計算結果，如壓曲長度、構件尺寸、荷載大小等進行敏感性分析，以確證模型與可靠合理的工程原理一致。

12.4.5 簡化計算方法

- a) 為滿足結構承載力要求，高溫下，受彎構件如鋼樑、組合樑或帶壓型鋼板的組合板的彎矩承載力應該大於發生火災時構件所受的彎矩。
- b) 受彎構件的彎矩承載力應該根據截面矩形應力分佈假定來計算，考慮構件各組成材料高溫下的折減強度。
- c) 材料特性，高溫下不同材料的折減系數以及火災極限狀態下的荷載系數應採用表 12.1，12.2，12.3，12.4 和 12.5 中的值。
- d) 對其他類型的結構，例如暴露於室外火焰作用的外部結構、注水鋼管和門式鋼架，可遵循現行的設計方法。
- e) 如果連接構件訂明採取防火措施，則連接區域也應採用與被連接構件相同的防火措施。

12.5 性能要求

結構系統及構件的設計需要能抵抗暴露在火環境下採用表 4.3 中的極端情況下的部分荷載係數的外部荷載。變形應該有如下限制：

(1) 對於柔性構件，撓度限值為
$$= \frac{L^2}{400 d}$$

(2) 軸心受壓構件，撓度限值
$$= \frac{h}{100}$$

式中 L 為試件的淨跨(mm)
d 為構件的截面高度(mm)
h 為初始高度(mm)

高等分析需要分析構件在火災暴露情況下的熱力學性能和機械性能來證明構件在火災暴露情況下的穩定性和整體性。考慮到材料的幾何缺陷和非線性效應，高等分析應該滿足 6.9 節中規定的要求。在高溫情況下構件帶或者不帶防火措施，高級分析都應該驗算其強度和剛度的退化。

13 特殊結構設計及保養並基於其他效能為本的設計

13.1 高層建築

13.1.1 高層建築結構形式

本條主要闡述香港常用的結構形式，同時也考慮其他幾種結構形式。在香港及類似的地區，高層建築結構主要是鋼結構和鋼－混凝土組合結構。

- (a) 鋼周邊柱，混凝土樓板及樓面樑和混凝土芯共同作用提供側向穩定；
- (b) 周邊鋼框架和鋼－混凝土組合樓板和混凝土芯提供側向穩定；
- (c) 筒中筒結構體系是一種改進的外筒體系；
- (d) 混凝土芯及周邊一定數量的鋼－混凝土組合巨柱組成的懸挑體系；
- (e) 外部巨型桁架或空間框架是超高層建築結構最為有效的結構體系；
- (f) 巨大的門式剛架體系提供側向穩定。

13.1.2 高層建築的穩定性

13.1.2.1 整體剛體穩定

在颱風氣候中，作用在高層建築上的側向荷載很大。這類建築應按守則驗算其整體抗傾覆規定。如果在高層建築結構構件出現上舉，例如柱和芯，樁帽和樁之間，此時應加強這些構件。

13.1.2.2 二階效應

二階 $P-\Delta$ 和 $P-\delta$ 效應對高層建築有很大的影響，應予以考慮和計算。採用第六章的 $P-\Delta-\delta$ 分析方法進行二階分析，直接考慮這些影響。

通過第六章公式 6.9 放大彎矩考慮 $P-\Delta$ 效應，用計算長度法考慮 $P-\delta$ 效應，而計算長度可取無側移柱壓曲長度或保守地取柱的長度。

13.1.3 特殊細節構造

13.1.3.1 懸挑體系

在懸挑和其他結構體系中，周邊柱和芯會出現不同的壓縮量。通常施工過程中在重力荷載作用下，柱承受很大的應力而芯承受的應力相對不大，因為芯由其他的因素確定其截面尺寸，因此柱的壓縮量比芯為大。當施工完畢，混凝土構件在荷載作用下會繼續發生蠕變。

在柱和挑樑中，由於不同的壓縮短量引起的力可能很大，應進行重力荷載分析並計算此力，且在柱和挑樑的設計中考慮建造工序，由蠕變引起的彈性和長期不同壓縮量也應予以考慮。

採用一些調整方法（如千斤頂和楔子）可減小這些力。不過，此時負責工程師應決定在建造過程中的那個階段挑樑可固定在柱上，然後設計的永久結構才能安全地抵抗所產生更大的力。

13.1.3.2 電梯井的偏差容許

由於高速電梯運行的要求，高層建築對電梯井的偏離允許有嚴格的規定。非結構構件，如管道、外牆覆蓋層、幕牆和窗戶等也要求檢查其側移。

13.1.3.3 組合框架中連接的延性

在組合框架連接中，遇到極端事件時具有足夠的延性而不會發生脆裂。

13.1.3.4 鋼樓層樑和混凝土芯的連接

鋼樓板樑與混凝土芯之間的連接應滿足安裝偏差容限且具有足夠堅固性的連接能力。根據2.3.4.3段對內部繫件連接的描述，最小的連接力應取 $0.5 \times (1.4G_k + 1.6Q_k) \times \text{繫件間距} \times \text{繫件跨度}$ ，同時不小於 75kN。細節連接應具有延性，也就是說，允許有很大的轉動，使得當樑向下變形到懸鏈連接後，連接可正常運作。即使防火工程認為樓板樑本身不需要做防火保護，但樑與芯之間的鋼連接也應具有防火保護。

13.1.4 抵抗極端情況的考慮

13.1.4.1 堅固性

結構應有足夠的堅固性。2.3.4 條提供了結構完整性，防止連續倒塌和關鍵構件的設計原則。

13.1.4.2 巨型柱的連接

帶有懸挑體系和外伸桁架體系的高層建築通常有很大的周邊柱和巨型柱，由於約束力很大，這些柱的側向穩定和連在其上的拉桿需要特殊考慮。為了跟2.3.4.3(c)段一致，約束力應取為柱中最大的恆載和外加載荷設計值的1%。或者可採用適當的非線性壓曲分析來估計所需的約束力，此分析所得的值可能比上述1%的約束力大或者小。

考慮這些柱的豎向抗拉承載力，以致將一節巨型柱移除後，整體結構仍然屹立不倒。

13.1.4.3 考慮安全疏散

疏散樓梯，救援平臺，消防電梯井之類的構件在必要的時候發揮其功能，使人們在發生極端情況時能夠安全離開建築物。此類構件的結構設計應考慮這些要求。

13.1.5 高層建築的風動力荷載

高層建築的側移和加速度的規定和設計原則見 5.3節。

13.1.5.1 概要

結構、地基和外牆覆蓋層設計時應考慮風荷載效應和居住者與行人的舒適度。根據5.3.4條控制結構的側移和加速度。設計時也應考慮渦旋發散和側風效應，尤其是窄長結構的設計。在實際結構反應的計算中可考慮阻尼的影響。

13.1.5.2 風洞試驗

非常規的結構體系或當地複雜的地形可能對風流動有不利影響時，建議進行風洞試驗。當相鄰或周圍的建築物對局部區域的風有較大影響時，應考慮如果移除這些建築物時所產生的影響。

13.1.5.3 振動

結構設計應具有令人滿意的抗振性能，即抵抗極限狀態（共振）和正常使用狀態（擾動和局部損毀）下的振動，高層建築結構的振動可從兩個方面考慮：變形和加速度。

13.1.5.4 變形

高層建築的變形通常需要滿足下列要求，除非它們的超限能夠證明是可容許的。

- （1）高層鋼結構和組合鋼結構或構件在使用荷載下的變形不得損害結構的強度、結構或構件的有效性或引起裝飾層的損毀。
- （2）通常正常使用荷載應取標準荷載。
- （3）可檢查結構在正常使用時荷載的最不利組合和佈置下的變形，且可假定結構處於彈性狀態。
- （4）表 5.1 中給予計算某些結構構件或整體建築物變形時的建議的變形極限值。當環境改變後，極限值可適當取大或取小一點，不過此時應證實結構的適用性。
- （5）建築物距離比較近的時候，應調查互相撞擊的可能性。

13.1.5.5 加速度

對建築物的移動，人的反應是一個複雜的現象，包括許多生理和心理因素。人的舒適度通常用加速度來衡量，而不是其他的量。對於高層建築，加速度的最大值通常發生在第一固有頻率下建築物的頂部附近，然而我們不能忽略這種可能性，在較高頻率的振動模態中，加速度的最大值可能發生在高層建築的其他地方，參見 5.3.4 條。

13.2 傳輸發射塔、柱桿和煙囪的設計原則

13.2.1 傳輸發射塔、柱桿和煙囪的結構形式

因建築在室外的塔、柱桿和煙囪結構不易保養，故對抗防銹蝕有較高要求。

主要的塔和柱桿結構體系包括：

- (a) 格構式框架體系
- (b) 鋼管結構體系
- (c) 纜索支撐格構式或管狀柱桿

在一些地區外觀可能很重要。

結構自重、壓曲穩定、建造方法和風荷載效應以及冰荷載是主要考慮因素。需要考慮疲勞。

13.2.2 塔、柱桿和煙囪的整體穩定

這些結構幾乎沒有富餘的荷載路徑。單個構件的破斷可能導致整體坍塌。需要考慮各方向的風荷載，檢查下列穩定性：

- (a) 整體抗傾覆
- (b) 整體壓曲
- (c) 局部壓曲
- (d) 所有構件和連接的強度
- (e) 體系的缺陷和安裝時不相稱

13.2.3 特殊細節構造

這些特種結構要求特殊考慮的細節構造是：

- (a) 柱桿地基和錨墩；
- (b) 索與柱桿及錨墩的固定；
- (c) 考慮疲勞影響的焊縫連接的細節構造；
- (d) 典型的焊接結點在鍍鋅、製作與安裝中應避免裂縫。

13.2.4 抵抗極端情況設計的考慮

- (a) 破壞，尤其是沒有富餘的結構。根據可能的破壞結果，採取其他的安全保護措施也是合理的；
- (b) 地處偏遠，由於不易接近，會延誤檢查和損毀後的修補；
- (c) 坐落在山頂上，增加了外露在風和其他一些自然災害事件中的可能性；
- (d) 在寒冷地區，格構式構件和索上面可能結冰，導致大大的增加風荷載

和重力荷載；

- (e) 在許多地區，要求有航空警告指示字句或燈光。

13.2.5 正常使用性能

對於塔和柱桿結構，應考慮下列使用性能問題：

- (a) 由風引起的天線、結構構件和索的振動；
- (b) 由於很難進行鋼構件的保養，因此應規定高質量的防護措施；
- (c) 具有一定的剛度（如微波校正）；
- (d) 設計中應考慮到常規的保養和檢查所需的設施，經過訓練的工作人員能夠爬上這些結構，這些設施通常包括固定在結構上的帶有防跌落裝置的垂直爬梯，正規的休息平臺和放置工作設備的地方。

13.2.6 鋼煙囪的設計

除 13.2.1 條至 13.2.5 條給出的設計原則外，鋼煙囪和煙道的設計還應注意：

- (a) 用氣體動力學方法分析由風引起的振動，對於圓形煙囪可用 13.2.8 條的簡化方法；
- (b) 應根據守則適當的條款和附錄 A2.1 的參考文獻進行設計；
- (c) 採用計算高度與直徑之比小於 21 和直徑與厚度之比小於 130 來控制薄壁煙囪的壓曲。從三種基本荷載組合得到的煙囪結構的極限壓應力，此極限壓應力應小於按 12.1.4 條表 12.2 所計算的壓應力，這個計算值考慮了高溫時鋼材強度的折減。如果這個計算值大於 140N/mm^2 則取 140N/mm^2 。如果兩個控制比值（即 H/D ， D/t ）較大，這個計算值應進一步折減。
- (d) 當溫度高於 315°C 時，鋼結構的設計應力值應取按 12.1.4 條表 12.2 所計算的應力值乘以一個折減系數；
- (e) 煙囪採用拉索錨固時，應固定在距煙囪出口處至少 3 米以下，以避免從煙道中排出氣體的腐蝕。由於檢查和保養的問題，這些拉索不應考慮強度和穩定性；
- (f) 支架阻止煙囪的側向位移，和/或支承煙囪的所有或部分重量，它應佈置在距煙囪 6 米內的地方。

13.2.7 鋼煙囪的建造和銹蝕防護

5.5 節給出了防銹蝕的一般原則。鋼煙囪和煙道的建造和銹蝕防護，應符合附錄 A2.1 中認可的參考文獻。

鋼煙囪和煙道的外表面和內表面應採取有令人滿意的防護措施。煙囪殼體的總厚度等於銹蝕的容許厚度加上由結構穩定性計算所決定的厚度。外面塗有防水材料或安裝有覆蓋層，內部平直和有保護時，煙囪的銹蝕容許值通常是 3 毫米。對於無保護措施的煙囪，當設計年限是十年時取 4.5mm，設計年限是二十年時取

8mm。不建議使用對於無保護措施的煉油廠的鋼煙囪。

雙金屬材料作用對煙囪和煙道有不利影響，應予以避免。如果兩種不同的金屬必須連接，應將一種適當的材料放在它們之間，這種材料具有非傳導性和不透水性。

13.2.8 風引起的圓形煙囪的振動

當側風和順風作用時，柔性窄長的結構易受振動。圓形橫截面的結構如煙囪，側風作用比順風作用時振動更加劇烈。

可以用下面簡化方法計算側風作用時的振動，見 5.3節：

(a) 煙囪的斯德魯哈爾臨界速度 (m/s)，按下式計算：

$$V_{crit} = 5D_t f \quad (13.1)$$

式中 f (Hz) 地基上面的煙囪的固有頻率，可通過計算分析或通過規則的圓錐體的近似公式得出：

$$f = \frac{500(3D_b - D_t) \left[\frac{W_s}{W} \right]^{\frac{1}{2}}}{h^2} \quad (13.2)$$

式中： h 煙囪的高度 (m)；

D_t 煙囪頂部的直徑 (m)；

D_b 煙囪底部的直徑 (m)

W 結構殼體頂部每米高度的質量，如果有襯墊或罩子，則包括 (kg)；

W_s 結構殼體頂部每米高度的質量，不包括襯墊 (kg)。

(b) 如果 V_{crit} 超過下列公式給予的設計風速值 (m/s)

$$V = 40.4(q)^{0.5} \quad (13.3)$$

式中 q 是設計風壓 (kN/m)，不可能發生過大的振動，不需要進一步計算。

(c) 如果 V_{crit} 小於設計風速值，可用下列經驗公式估計振動的趨勢 C

$$C = 0.6 + K \left[\frac{10D_t^2}{W} + \frac{1.5\Delta}{D_t} \right] \quad (13.4)$$

式中 Δ 單位均布荷載 (1kPa) 作用下煙囪頂部的計算側移 (m)；

K 全焊接結構時取 3.5；焊接與法蘭和螺栓連接時取 3.0；螺栓和鉚釘連接或全部鉚釘連接時取 2.5。

(d) 如果 C 小於 1，不可能發生過大的振動；如果 C 在 1 和 1.3 之間，煙囪的設計風壓應乘以系數 C^2 ；如果 C 大於 1.3，應有穩定器或阻尼器來控制振動。

13.3 玻璃和外牆支承結構

13.3.1 概要

玻璃和外牆支承結構包括幕牆以及支承玻璃幕、天窗、欄桿、簷篷等構件的結構，這些構件用來支承脆性面板。由於玻璃和大多數板缺乏延性，故設計這些支撐結構時應特殊考慮。玻璃和大多數外牆板的極限容許變形值，既要滿足適用性，又要滿足極限值。桁架中沿著跨度沒有充分約束的某些構件的壓曲，它對計算長度很敏感，而其計算長度很難精確確定。受壓曲控制的結構設計，採用二階分析方法可避免計算長度的近似假設。

13.3.2 撓度限值

除非有更精確的計算來說明支承結構的柔性，否則支承玻璃和板的結構構件的變形應不大於跨度的 $1/180$ ，以保證符合玻璃和外牆板設計時剛性支承的假定。

13.3.3 要求

玻璃支承結構的一般要求如下：

- (1) 結構應滿足本守規中其他部份的一般設計原則；
- (2) 應採用彈性分析方法，支承結構在極限荷載設計值作用下保持彈性；
- (3) 具有足夠的變形能力，以適應主體結構的移動，避免外牆板中出現過大的位移；
- (4) 在恒載、風荷載、活荷載、溫度作用、由荷載和蠕變引起的主體結構的移動組合作用下，檢查變形、強度和穩定性；
- (5) 主要支承構件和結構可以掛在主體結構上，如果沿著它們的跨度方向支承在主體結構上，或兩端剛性連接，應考慮它們之間的相互作用；
- (6) 避免鋼和金屬結構之間直接用脆性或易碎的外牆板材料連接，如花崗岩、玻璃、鋁板，採用柔性材料分隔時應設計其細節構造；
- (7) 避免由於外牆或玻璃面板的損壞或破壞引起連續坍塌。

13.3.4 荷載和作用

13.3.4.1 荷載模式

- (1) 應考慮荷載的最不利分佈；
- (2) 風荷載作用於無支承桁架時，應考慮為風荷載全部或一半的跨間荷載作用於局部結構或連續結構的不同跨間；
- (3) 估計產生的最大內力時，應考慮活荷載最不利組合。

13.3.4.2 荷載

採用第四章和 HKWC 守則中的活荷載、風荷載和恒載。

13.3.4.3 溫度

在玻璃和外牆板支承結構設計中，溫度荷載有著特別重要的作用。本地結構設計可採用下列溫度變化範疇。

- (1) 外部周圍環境溫度應在 0—40℃，內部溫度應在 5—35℃；
- (2) 外露於日光下的外表面溫度，深色取 0—80℃，淺色取 0—60℃；
- (3) 外露於日光下的內表面溫度應取 10—50℃變化範圍；
- (4) 外露在外的表面溫度，對於透明玻璃取 0—50℃，對於有顏色的玻璃取 0—90℃；
- (5) 結構的實際溫度的變化與結構現場安裝的溫度有關。例如，在安裝時溫度是 20℃，根據上面第(3)項，溫度變化範圍是+30℃和-10℃。

13.3.4.4 位移

位移是玻璃支承結構設計時一個主要的考慮因素。

- (1) 位移可以是單方向的，如混凝土蠕變、沉降和收縮，也可以是正反兩個方向的，主要是由熱、潮濕、風荷載或活荷載引起的；
- (2) 水平位移可取層高的 1/300 與主體結構的允許撓度或計算撓度的兩者中的較大值；
- (3) 豎向位移可根據連續樓層間可能的相對撓度來確定；
- (4) 連接中的槽孔，應採用緊固裝置（如鎖緊螺帽、彈簧墊圈等）來防止鬆弛。

13.3.5 受拉結構體系

在有預張拉桿或索的結構設計中，應注意它們的幾何非線性特點以及對溫度變化、支座位移、索本身和支承結構可能的蠕變的敏感性。在對位移和溫度敏感的結構設計中，除常規荷載外，還要考慮 13.3.4 條中的特殊荷載，也要考慮它們對支承結構的影響。對輕負荷的拉桿或索施加預張力可採用千斤頂、花籃螺栓或其他的方法，採用適當的監控方法來保證施加的預張力在容許範圍內。

- (1) 預張拉構件的力和撓度計算中，只能採用二階彈性分析法；
- (2) 在各種荷載組合作用下，確定所需的預張力時，應考慮支承結構的位移、溫度變化以及可能的蠕變；
- (3) 張拉設計中，需要仔細考慮荷載次序，索中不允許有鬆弛，而拉桿壓曲不超過極限值時允許有鬆弛。構件中的拉應力不可以超過材料的強度設計值。
- (4) 設計時應考慮安裝工序和載入次序；

- (5) 組合荷載時，應包括全部或 80%的預張力；
- (6) 用三維模型研究張拉體系與相應剛性的支承結構之間的相互作用，撓度在拉桿和索中所承的預張釋放，以及被柔性支承樑和預張拉桁架吸收的預張力。當混凝土構件用作支撐結構時，在短期荷載和長期荷載作用下，混凝土構件應分別採用合適的長期和短期的彈性模量、橫截面面積和慣性矩；
- (7) 材料沒有明顯屈服點時，取 0.2%的彈性極限應力作為屈服點，如不銹鋼；
- (8) 在拉力作用下計算拉桿螺紋區段的應力；
- (9) 對 PNAP APP-37(以前的名字為 PNAP 106)進行臨界荷載作用下的足尺試驗，可在實驗室中模仿；

由於結構性能對現場邊界條件反應很敏感，試驗方案應由在結構設計方面有資格的工程師來準備，以便在實驗室中正確類比結構的複雜反應。

13.4 施工中的臨時工程

臨時工程的坍塌（尤其鋼架工程）是很常見的，在設計中要特別注意。臨時工程的坍塌經常是由於構件的壓曲，沒有足夠的支承引起的結構不穩定、過大的偏心矩、不均勻沉降或地基的部分失效造成的。此外，節點主要是由於焊接質量差造成的，同時其受力板端用焰火切割而非鋸切。

13.4.1 設計哲理

對彈性臨界荷載係數 λ_{cr} 小於5的臨時結構，不管高度是多少米，都應該按照第六章中講述的二階分析方法進行分析設計。

當採用適當的錨固措施防止滑移時，可以使用預張拉的鋼絲和索。錨件最小厚度是2mm，並進行防銹處理。本條並不包括圍板。

13.4.2 二階效應

圖13.1a, b的P- Δ 效應和圖13.1c的P- δ 效應是所有實際結構所固有的，它們對臨時的窄長結構尤為重要。在結構分析和設計時，這些效應在構件橫截面產生了一個附加應力，且須要通過計算獲得。

對於P- Δ 和P- δ ，不垂直引起的體系缺陷和構件彎曲也需要考慮。此外，在分析中應採用有微小變形的結構幾何圖形或用一個等效設定橫向荷載來模擬鋼架單元節點間的空隙。

13.4.3 不垂直

不高於10米的臨時結構與鉛垂線的夾角 ϕ 應取1%，即

$$\phi = 0.01 \quad (13.5)$$

高於10米的臨時結構與鉛垂線的夾角 ϕ ，按下式計算

$$\phi = \frac{0.1}{H} \quad (13.6)$$

式中 H 指臨時結構的高度。

採用等效的設定橫向荷載類比結構的不垂直度，此設定橫向荷載大小等於最初的傾角乘以施加的豎向力，其施加的位置在豎向力的作用處。

對現場實際結構應檢查不垂直度，使之不超過公式13.5和13.6所規定的值。

13.4.4 裝配偏差容限

在安裝鋼架單元時，存在套筒和拼接偏差容限。分析時應假定實際安裝時偏離初始垂直結構中心線的偏差容限，其值參見13.4.8條。

13.4.5 構件缺陷

臨時結構中，柱的缺陷可取為

$$\delta = \frac{L}{500} \quad (13.7)$$

當柱平行佈置時，可取為

$$\delta = \frac{L}{500} \frac{1}{\sqrt{n}} \quad (13.8)$$

式中 n 是一系列相互平行的結構構件的數量，類似的支座和支承，由於系統的作用，它們有相同的變形量，故可不計入 n 中。

13.4.6 支座沉降和柔性支承

應避免由於支座沉降和柔性支承引起的荷載再分配。應採用堅固的剛性支承，如果不可行時，在結構分析中應估計這種影響並加以考慮。

13.4.7 傾覆

在工作荷載作用下，採用最小安全系數 2.0 來防止結構的傾覆。

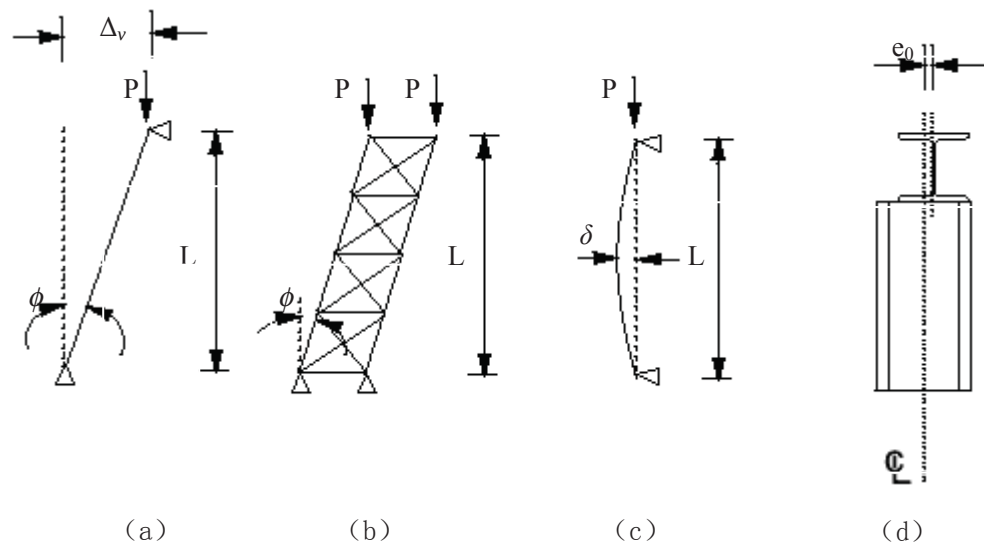


圖 13.1 幾何缺陷值 (a) 和 (b) 不豎直，(c) 構件缺陷，(d) 偏心距

13.4.8 偏差容限和空隙

建造臨時結構時，採用下列偏差容限：

(1) 柱豎直方向的傾角（見圖13.1a和13.1b）

- i) 柱或支柱長度 $L_c < 1450\text{mm}$ 時， $\Delta_v \leq 5\text{mm}$ ；
- ii) 柱或支柱長度 $L_c \geq 1450\text{mm}$ 時， $\Delta_v \leq 0.0035L_c$ 且 $\Delta_v \leq 25\text{mm}$ ；

式中 L_c 是指柱或支柱的淨高， Δ_v 是偏離豎直方向的距離。

(2) 柱和樑的彎曲 (見圖 13.1c)

- i) 柱或支柱長度 $L < 3350\text{mm}$ 時, $\delta \leq 5\text{mm}$;
- ii) 柱或支柱長度 $L \geq 3350\text{mm}$ 時, $\delta \leq 0.0015L_c$ 且 $\delta \leq 25\text{mm}$;
式中 L 是柱的淨高, δ 是柱或支柱偏離直線的距離。
- iii) 當樑跨大於 3350mm 時, δ 不應大於 40mm , 除此之外, 與柱具有相同的偏差容限。

(3) 任何樑的偏心距 e_0 不得超過 5mm (見圖 13.1d)。

在外部環境中, 如果要滿足上面的偏差容限是不實際或不可能的, 構件在分析設計中應取更大的容限值, 也是合適的。但允許的偏差容限在施工/安裝圖上應明確表示出來。

13.4.9 新建和已建結構體系

嚴重損毀的、有破裂紋的、彎曲的或生鏽的鋼架不允許使用。已使用過的鋼架之性能應由負責工程師來評估, 祇有那些尚具有良好性能的可以按原始設計壓曲強度用於進行新的設計。

13.4.10 模件試驗

鋼架的設計和使用應符合製造商的推薦值。製造商的使用說明中不包括重要的鋼架模件時, 應有充分的使用證明, 包括採用二階分析法進行壓曲設計或作進一步的試驗。

對專用鋼架和臨時結構單元, 當它們的高度超過以前所試驗過的高度或在建造者的手冊中沒有被證實過, 為證實計算設計抗力的精確性, 需要進行模件試驗。

13.5 大跨度結構

13.5.1 大跨度結構體系

大跨度結構是指那些跨高比較大的結構，通常用在露天大型體育場、展覽廳的屋頂、飛機場、飛機庫和類似的建築物，由巨柱提供大空間。大跨鋼結構通常是外露的。設計時需要特別考慮結構自重和壓曲穩定。施工方法和工序會影響結構設計，應加以考慮。施工過程中，應保證建好部份的結構穩定性。

13.5.2 大跨度結構的整體穩定

大跨度鋼結構構件需要檢查下列穩定性：

- (a) 整體壓曲；
- (b) 構件壓曲；
- (c) 突然失穩；
- (d) 體系缺陷和安裝相稱；
- (e) 施工過程中的穩定性。

13.5.3 特殊細節構造

特殊構造要求特殊考慮：

- (a) 鋼柱桿及其地基；
- (b) 索固定裝置；
- (c) 主桁架構件間的節點；
- (d) 次要桁架和主要桁架之間抵抗壓曲的連接；
- (e) 組成大跨度構件間相互連接的尺寸偏差容限。

13.5.4 抵抗極端情況的考慮

必須設計人群柵欄，防止大量人群荷載而引起坍塌。大跨度屋頂桁架應作為關鍵構件設計。

13.5.5 正常使用性能

大跨度結構應考慮下列正常使用性能問題：

- (a) 人群引起的振動，參見規範第 5 章；
- (b) 風引起的屋頂構件和索的振動，需要檢查疲勞；
- (c) 屋頂鋼構件的保養是很困難的，因此鋼結構應有高質量的保護系統；
- (d) 大跨度桁架在活荷載和風荷載作用下的撓度限值取決於周圍的環境。在不考慮其他要求的初步設計中可取跨度的 $1/360$ 。有些建築要求具有較小的撓度限值，像飛機庫大門和大型體育場的開啓式屋頂。

13.6 行人橋

13.6.1 設計哲理

行人橋的設計應實現良好的可施工性、安全性和實用性的目標。

13.6.2 荷載

通常，行人橋是根據行人荷載進行典型設計，行人荷載認為是靜荷載。名義設計荷載從當地荷載守則和路政署出版的標準獲得。設計中應考慮由風、支座沉降和溫度變化所引起的荷載。對於局部效應，規定按 10kN 的集中荷載作用在邊長 0.1m 的正方形內所產生的效應計算。

13.6.3 強度、撓度和疲勞設計

13.6.3.1 強度

行人橋的鋼結構構件、部件和節點應符合要求，即滿足本守則給予極限狀態設計的基本規定。

13.6.3.2 撓度

- (a) 行人橋的鋼結構構件和部件應符合規定，即撓度值在客戶，設計者和相關的部門同意的範圍內應合理地實現行人橋的用途和所提供材料的本質。
- (b) 表 13.1 給予豎向撓度極限值，通過參見圖 13.2 所示的簡支樑來說明：

$$\delta_{\max} = \delta_1 + \delta_2 \Pi \delta_0 \quad (13.9)$$

式中 $\delta_{\max}$ = 最終狀態的撓度值；

δ_0 = 未加荷載時樑的預先起拱值（拱曲）；

δ_1 = 永久荷載瞬間載入後引起樑的撓度變化值；

δ_2 = 由行人荷載引起的撓度值加上所有永久荷載引起的隨時間而變的樑的撓度值；

Π = 代表一種運算符，即 δ_2 和 δ_0 方向相反時取減號，方向相同時忽略。

- (c) 表 13.1 中給予經驗值，意在用它們和計算值比較，而不能理解為性能標準值。
- (d) 表 13.1 中， L 指樑的跨度，對於懸臂樑， L 是指懸臂樑伸出長度的兩倍。

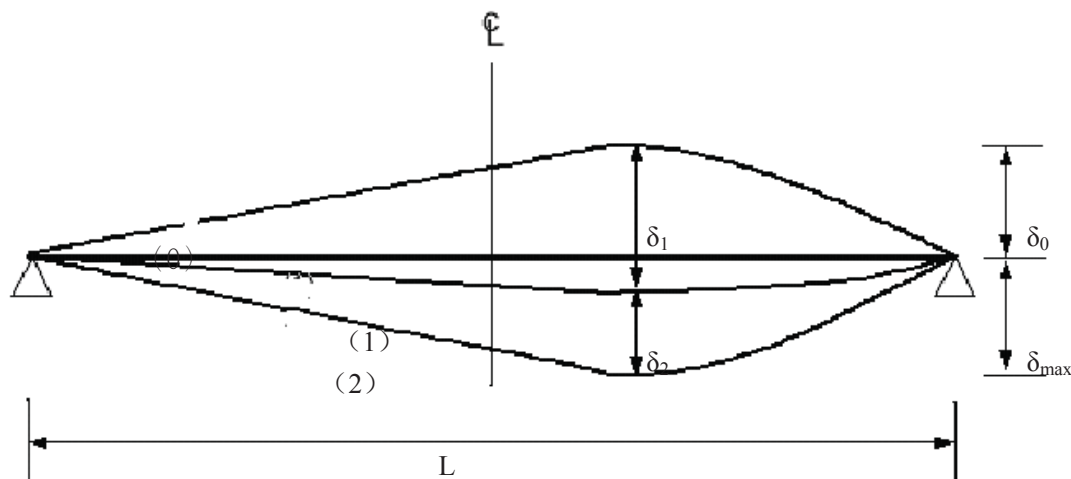


圖 13.2 考慮豎向撓度

表 13.1 豎向撓度的建議極限值

條件	極限值（見圖 13.2）	
	δ_{max}	δ_2
普通行人橋的橋面	$L/250$	$L/300$
普通行人橋的屋頂	$L/200$	$L/250$
頻繁通過而極少保養的行人橋橋面	$L/250$	$L/300$
可能損壞行人橋外觀的 δ_{max}	$L/250$	—

13.6.3.3 疲勞

13.6.3.3.1 概要

行人橋受到行人的疲勞荷載，採取下列措施可預防行人橋過度的疲勞。

- (a) 對於行人橋，其構件有可能遭受人群引起的振動，故對熱軋、熱處理和冷處理鋼材的空心截面的結構須進行疲勞檢查；
- (b) 冷成型鋼材不能用在疲勞起主要控制作用的行人橋中，除非有足夠的資料可以說明抗疲勞是可行的；
- (c) 本守則考慮了疲勞，並不能說明對於大部分行人橋，疲勞是主要的設計準則。

13.6.3.3.2 疲勞評估

當滿足下列要求時，不須要評估疲勞：

- (a) 最大標稱應力幅 $\Delta \sigma$ 滿足：

$$\gamma_{Ef} \Delta \sigma \leq \frac{26}{\gamma_{Mf}} \text{ N/mm}^2 \quad (13.10)$$

式中 γ_{Ef} 和 γ_{Mf} 是在下面所描述的分項安全系數。

(b) 應力迴圈總次數 N 滿足：

$$N \leq 2 \times 10^6 \left[\frac{36 / \gamma_{Mf}}{\gamma_{Ef} \Delta \sigma_{E,2}} \right] \quad (13.11)$$

式中 γ_{Ef} 和 γ_{Mf} 是在下面所描述的分項安全系數， $\Delta \sigma_{E,2}$ 是等效常幅應力幅 (N/mm^2)。等效常幅應力幅是基於變幅應力幅的應力譜，根據線性累積損傷原理，按疲勞壽命相等原則獲得。為方便起見，通常等效常幅應力幅與兩百萬次的變幅應力幅有關。

(c) 規定常幅疲勞應力幅限值 $\Delta \sigma_D$ ，其最大應力幅（標稱或合適的幾何範圍） $\Delta \sigma$ 滿足：

$$\gamma_{Ef} \Delta \sigma \leq \frac{\Delta \sigma_D}{\gamma_{Mf}} \quad (13.12)$$

式中 γ_{Ef} 和 γ_{Mf} 是在下面所描述的分項安全系數。

13.6.3.3.3 分項安全系數

分項安全系數要求與設計時所使用的規範相一致。對於一些易檢查或易保養的特殊結構，對檢查和保養的次數和破壞後的後果要有特定的考慮。

13.6.3.3.4 疲勞荷載的分項安全系數

在疲勞反應分析中考慮到不確定性，確定設計疲勞應力幅時應考慮一個分項安全系數 γ_{Ef} 。如果沒有其他規定，對於疲勞荷載， γ_{Ef} 可取下列值：

$$\gamma_{Ef} = 1.0 \quad (13.13)$$

13.6.3.3.5 疲勞強度分項安全系數

疲勞評估時，為考慮疲勞抗力的不確定性，可除以一个分項安全系數 γ_f 獲得疲勞強度設計值。

表 13.2 給出了分項安全系數 γ_f 的建議值，這些值適用於疲勞強度。

表 13.2 疲勞強度分項安全系數

檢查和可接近性	主要構件	次要構件
周期性的檢查和保養 (可以接近節點)	1.25	1.00
周期性的檢查和保養 (很難接近節點)	1.35	1.15

表 13.2 註：

- (i) 損毀之前，檢查可以發現疲勞裂縫。若工程說明中沒有指明特定的檢查方式，則可進行外觀檢查；
- (ii) 注意到本守則中沒有要求使用時進行檢查，如果有要求應在合同中約定；
- (iii) 結構中的主要構件指它們中的一個部件局部斷裂會導致整體結構的迅速坍塌；
- (iv) 結構中的次要構件指斷裂後的影響比較小，一個部件的局部斷裂不會導致整體結構的坍塌。

13.6.3.3.6 疲勞評估

- (a) 若要求疲勞評估，應進行疲勞檢查，可參考專業文獻；
- (b) 在行人橋上安裝一個結構安全監控系統，或在行人橋關鍵構件上安裝一些應變感測器。

13.6.4 振動和擺動

根據行人橋的動力特點，行人可能會對行人橋產生不利影響。除了要參考第 5 章人群產生的振動的規定的標準外，為避免不良振動，行人橋的固有頻率不得小於 3Hz。如果行人橋的固有頻率小於 3Hz，為避免引起不舒適感，則最大的豎向加速度 a_v 應該限制在認可的設計指引（見附錄 A2.3）中所規定的合適的值內。

13.6.5 行人橋的支承設計

支承應合理設置，允許有滑移但不引起結構的破壞。細節構造設計可參考當地守則，如路政署出版的設計手冊。

13.7 橋式吊機車、塔式和吊臂起重機及流動起重機設計荷載

這部分給予了靜態起重機作用於建築結構的荷載。起重機本身的設計是一種專業的設計，本守則不包括這些設計，可參見附錄 A1.10 的相關設計規範。

13.7.1 靜態吊機的類型和分類

13.7.1.1 橋式吊機

橋式吊機包括一根主樑（橋架），兩端支承在軌道上。在主樑上運行的吊機能夠提升和移動重物，主樑端部可沿著軌道運行，因此重物可移動到建築區域的兩個方向的任何位置。

13.7.1.2 塔式和吊臂起重機

塔式起重機由連接在柱桿上的一根水平樑組成，柱桿支承在與永久性建築相連的臨時地基上，或在合適位置的一個單獨地基上，如電梯井、採光井。

吊臂起重機主要用在鋼結構施工中，通常是與一個延長的柱桿相連接，柱桿與建築物的連接方式與塔式起重機與建築物的連接方式相似。

13.7.1.3 流動起重機

流動起重機將起重作業部份安裝在汽車底盤上，起重臂通常採用套筒式箱形截面，使用時通過斜撐支承於安裝在起重機上的千斤頂處。

流動起重機也可將起重作業部份安裝在履帶行走裝置上，起重臂通常採用桁架結構。

13.7.2 吊機支承結構的設計

吊機對結構施加很大的波動荷載。設計重級工作制吊車的支承結構構件時，需要考慮疲勞，同時也應考慮吊機荷載的動力效應。

13.7.3 吊機荷載

13.7.3.1 橋式吊機荷載

來自橋式吊機的豎向和水平動力荷載及其衝擊效應應諮詢吊機生產廠商後加以確定。吊機荷載包括：吊機自重、吊載荷載、剎停時的水平荷載、傾斜和緩衝引起的碰撞荷載。這些荷載應乘以下述動力系數。

在缺乏準確資訊時，靜力豎向荷載應增大 25%，豎向輪壓的 10% 作為吊機的橫向水平荷載，5% 作為吊機的縱向水平荷載。

表 13.3 給予橋式吊機豎向荷載的分項系數適用於動態豎向輪壓，即適當增大靜力豎向輪壓以考慮動力效應。

當兩台或多台吊機荷載作用在結構或構件上時，應將吊機實際可能同時作用產生的最大豎向和水平荷載作為吊機荷載。對室內橋式吊機，在設計龍門架樑及其支承時，應考慮下面三種主要的荷載組合：

吊車荷載組合 1：恒荷載、外加荷載和吊機豎向荷載；

吊車荷載組合 2：恒荷載、外加荷載和吊機水平荷載；

吊車荷載組合 3：恒荷載、外加荷載、吊機豎向荷載和吊機水平荷載。

表 13.3 正常條件下的吊機荷載系數

荷載組合（包括可能出現的土壓力、水和溫度荷載）	荷載類型										
	恒荷載		外加荷載		土荷載和水荷載	風荷載	溫度作用	吊機豎向荷載		吊機水平荷載	
	G_k		Q_k		S_n	W_k	T_k				
	不利	有利	不利	有利				不利	有利	不利	有利
1. 恒荷載和外加荷載	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—	1.2	1.4	1.0	—	—
	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—	1.2	—	—	1.2	0
	1.4	1.0	1.6	0	1.4	—	1.2	1.4	1.0	1.2	0
2. 恒荷載和橫向荷載	1.4	1.0	—	—	1.4	1.2	1.2	1.2	1.0	1.2	0
3. 恒荷載、橫向荷載和外加荷載	1.2	1.0	1.2	0	1.2	1.2	1.2	1.2	1.0	1.2	0
4. 恒荷載和吊車荷載	1.4	1.0	—	—	1.4	—	1.2	1.6	1.0	—	—
	1.4	1.0	—	—	1.4	—	1.2	—	—	1.6	0
	1.4	1.0	—	—	1.4	—	1.2	1.4	1.0	1.4	0

土或水荷載對結構有利時，荷載分項系數不應超過1.0（荷載分項系數 γ_f 的取值應使 $\gamma_f \times$ 土或水荷載設計值＝實際的土或水荷載）。

需要考慮不均勻沉降時，組合 1、2、4荷載分項系數取1.4，組合3荷載分項系數取 1.2

13.7.3.2 室外吊機

室外橋式吊機在工作狀態時承受的風荷載為：

- (a) 吊機按設計運行時允許的風速的最大值；
- (b) 計算作用在吊機上的風荷載時，取最不利方向上的風荷載及與 13.7.3.1 段規定的其他吊機荷載組合作用在支承結構上。

室外橋式吊機在非工作狀態時承受的風荷載，按香港風力效應作業守則範進行計算。

13.7.3.3 橋式吊機荷載組合

對於橋式吊機，需要考慮豎向荷載與水平荷載與其他荷載的組合，由橋式吊機產生的荷載，其荷載系數按表 13.3 取用。當豎向荷載對結構有利時，如抗傾覆，取最小值 1.0。

13.7.3.4 塔式和吊臂起重機荷載

承擔責任的工程師有時需要考慮塔式和吊臂起重機作用在永久性建築物上的臨時荷載，同時需要檢查起重機的設計，因為起重機可能是在其他地區製造的，考慮的風荷載與本地不同。承擔責任的工程師需要從註冊的建築承包商和吊機供應商獲得所有可能的吊機荷載值，這些組合應包括正常使用荷載和颱風作用下的非正常荷載，還要提供支座上抗上舉的設計。

13.7.3.5 流動起重機的荷載

施工時，部份永久性建築要求支承起重機，此時，承擔責任的工程師應從承包商或起重機供應商獲得荷載資料，這些資料包括起重臂在 360° 平面旋轉和豎向方位角時所產生的荷載。

13.8 鋼結構的保養原則

13.8.1 概要

只要滿足下列條件，鋼結構通常不需要進行保養：

- (a) 施工過程中採用合適的保護形式；
- (b) 設計使用年限內，周圍環境沒有巨大的改變；
- (c) 出現極端情況時，產生的力不大於設計時所考慮的值。

鋼結構退化的主要原因是

- (a) 沒有足夠的保護，導致持續的銹蝕；
- (b) 疲勞；
- (c) 撞擊（衝擊）；
- (d) 過大的位移，如不均勻沉降。

改善前兩條通常需要進行結構保養。對於其他的情況，需要更為嚴格的方法，通常不能歸為保養。

到目前為止，鋼結構的最常用的保護方法是採用保護層，儘管我們知道採用保護層並不是鋼結構防銹的唯一方法。

這些問題涉及到一般建築物的保養，對鋼結構並沒有特殊規定。潮濕可能是建築中各種常見問題的根源，故需要控制濕度，除此之外保證內部良好的通風，保持屋頂和雨水排泄系統（溝渠、排水邊溝、地下管道）良好。長期滲漏對結構和面層不利。

13.8.2 在初始設計中考慮保養

在指定防護體系時，不但要保證包括面層在內的所有體系的壽命，滿足客戶的要求和正確安裝，而且要考慮到整個設計期內可能要求的一系列工況。在建好的結構中，由於實際或實用期限的原因，有些鋼結構無法保養，如嵌在外牆中的外部支柱，在確定最初的保護時，這些因素都要考慮。

場地情況可能意味著對構件進行保養是不可能的，或價錢昂貴時，採用保養期更長的防護體系或考慮結構不需進行保養。

避免水、土和灰塵的堆積，它們可能導致保護層的局部破壞。

13.8.3 已建結構的保養

對於已建結構，一些採用的維護方案可能有被評為滿意的。承接一個建築時，第一階段是評估現存的結構和它的狀況。

發生銹蝕後，極少會發展到引起結構破壞。這要求採取除常規的保養範圍之外必要的補救措施。

採取一些必要措施後，需要考慮長期的保養計劃：

- (a) 場地情況和可保養的限制條件；
- (b) 建築物的用途（可能與原始結構不同）；
- (c) 任何特定的美觀要求；
- (d) 要求保養的頻度；
- (e) 保養工作的範圍，如特殊構件需要場外保養。

避免腐蝕的同時，也需要考慮疲勞和振動。如地腳螺栓的緊固、焊縫的裂縫和支承也需要檢查。

13.8.4 保養過程中的健康和 safety

與健康和 safety 相關的主要是：

- (a) 可接觸性；
- (b) 材料的正確使用；
- (c) 環境因素。

可保養性包括考慮必要的活動怎樣安全進行，怎樣開始最初的檢查及保障各種工序順利進展，這需要確保所選的保養方案能全面有效的執行。

對於不同的工序，應準備詳細的說明方法，包括相關的危險性評估。

對於不同材料的儲存、操作和使用，也應遵循製造商的說明。這可能包括使用防護衣和塗抹時應有足夠的通風，進展中的相關準備工作。我們有責任保證進行這些工作和其他工作的人不受到身體和 safety 傷害，這就要求我們埋掉篩選後的有害物和 safety 處置廢棄材料。

14 建造和安裝

14.1 截面尺寸和偏差容限

熱軋型鋼材和冷成型鋼材的截面尺寸和偏差容限應符合附錄 A1.8 的基本規定和材料標準。

14.2 工藝概要

14.2.1 鑒定

鋼構件的每個構件或標準部件在製造的每一階段應有適當的體系來鑒定。加工完畢的部件，應有材料合格證或試驗結果。完整的構件應標有使用壽命和顯著的安裝標誌而不對其造成損毀。

14.2.2 操作

鋼構件應安全地堆放、起吊和運輸，以致不發生永久性的變形，並將表面損毀降低到最小。採取特定措施使自由末端牢固，對所有的機械加工表面採取足夠的保護措施。

14.2.3 切割

如果負責工程師沒有特別規定，切割可以是鋸切、剪切、沖裁、等離子切割、鐳射切割、焰火切割或機械加工。只有當機械焰火切割不可行時，才可用手工焰火切割，同時必須消除切割表面的不平整。

切割邊的硬度不得超過 380Hv，試驗應符合附錄 A1.8 的規定。這可用切割面上的一系列刻痕來檢驗。刻痕應等間距且從板邊緣的中心取樣板。應對切割表面進行謹慎的處理（避免加熱或去除過多的材料），以便不影響待測表面的硬度。

浮渣、毛刺和切割邊的不平整及尖邊應消除。凹角必須磨圓至 5mm 半徑或以上。

強度設計值大於 355N/mm^2 ，厚度小於 10mm 的鋼材，可直接剪切而無特殊的規定。在其他情況下，表面進行打磨或機械加工至少 0.5mm，以消除表面明顯的缺陷。

當切割強度設計值大於 460N/mm^2 的鋼材時，邊緣至少應打磨 0.5mm。

直接用於支承的柱和受壓構件的製造精度應符合第 15 章的規定。

14.2.4 成型

若鋼材的力學特性不低於規定的範圍，可經過熱加工或冷加工成型，即彎曲或衝壓成型。

熱加工或冷加工應遵從產品標準的相關規定。

冷成型薄壁小構件和薄板不允許進行熱加工。

14.2.5 鑽孔

14.2.5.1 孔

如果負責工程師沒有特殊規定，緊固件和銷栓孔必須是鑽孔、衝孔、等離子切割孔。槽孔必須是衝孔，等離子切割孔或鑽兩個孔然後切割而成，孔應按規定進行打磨以便消除毛刺和突出部分。

14.2.5.2 孔直徑的偏差容限

孔直徑的偏差容限應符合表 14.1 的規定。

表 14.1 孔直徑的偏差容限

孔直徑範圍 (mm)		特定條件下的容許偏差 (mm)		
大於	小於或等於	衝孔	鑽孔	安裝螺栓孔
—	3	0.14	0.1	0.06
3	6	0.18	0.12	0.075
6	10	0.22	0.15	0.090
10	18	0.27	0.18	0.11
18	30	0.33	0.21	0.13
30	50	0.39	0.25	0.16
50	80	0.46	0.3	0.19

註：孔直徑的偏差容限只有正值而沒有負值。

14.2.5.3 匹配

緊固件或銷栓的安裝孔必須對準，使緊固件能向着垂直於構件接觸面的方向自由穿過安裝構件。可以使用穿孔器，但不能造成孔的變形。

14.2.5.4 多於一層時的鑽孔

允許板件疊合在一起鑽孔，但必須卡牢。鑽孔完畢後，對每塊板均須去除所有的毛刺。

14.2.5.5 全尺寸衝孔

當材料的強度設計值超過 460N/mm^2 時，不允許進行全尺寸衝孔。當滿足下列情況時，可在材料的強度設計值不超過 460N/mm^2 條件下設計全尺寸衝孔：

- (a) 衝孔孔徑的偏差容限，不得超過第 15 章規定的容限值；
- (b) 孔無毛刺，以免防礙配件的牢固就位。
- (c) 強度設計值不超過 355N/mm^2 ，其厚度應小於 25mm；或更高強度等級的鋼材，其厚度不應大於 10mm。
- (d) 板厚不應大於衝孔的直徑。
- (e) 拼接時，連接板上的孔都要從一個方向衝孔。

14.2.5.6 衝孔和擴孔

若不滿足上面的衝孔要求，則首先衝比設計小 2mm 的孔，然後擴孔至需要的直徑。

14.2.5.7 安裝螺栓和銷栓

固定螺栓孔和銷栓孔可以採用一次性鑽孔，也可在現場安裝時擴孔。對擴孔，可先行鑽或衝比設計尺寸小至少 3mm 的孔。當用緊固件來固定多個構件時，所有構件應牢卡在一起進行鑽孔或擴孔。

銷栓應平行穿過，且栓孔表面光滑。銷栓應有足夠的長度，保證所有被連接的部份能夠全部支承在銷栓上。螺栓端部有螺紋時，如有必要應採用螺母來保護螺紋。

銷栓孔應打磨光滑，取直，尺寸精確且與構件軸線垂直。所有構件經負責工程師同意採取螺栓連接、鉚接或其他連接方法後，才能鑽孔。

銷栓直徑不大於 25mm 時，其直徑偏差容限為 -0.25mm 至 -0.4mm ，銷栓孔的偏差容限為 0mm 至 0.15mm 。

銷栓直徑大於 25mm 時，銷栓與銷栓孔間的空隙不小於 0.4mm ，同時不大於 0.75mm 。

14.2.5.8 埋頭孔

埋頭螺栓孔應在鑽孔後擴孔。如果埋頭螺栓受拉或受預加荷載，埋頭孔可以有負偏差容限。埋頭孔的標稱深度比外層板件的標稱厚度至小 2mm。

14.2.6 安裝

被連接件組裝在一起應緊固密貼，符合安裝或直接支承的規定。

允許各組成構件對齊卡牢後鑽孔，但不能引起最後安裝的損毀或變形。

構件裝配完畢後，組裝時要對所有的反拱進行檢查或進行預拼裝。

14.2.7 彎曲和矯正

通常用下面的方法對構件進行彎曲或矯正：

(i) 機械方法，注意最小的凹槽，橫截面的變化。當塑性應變不超過 3%，且不在應變區施焊時（除非滿足 11.7.5 中規定要求的焊接），可以採用冷彎曲。鋼材的屈服強度不大於 460N/mm^2 ，且在彎曲半徑內應變超過 3% 時，可在 850°C — 900°C 的高溫範圍內進行熱彎曲；也可在冷彎曲後進行常規熱處理。對經過彎曲或矯正後塑性應變大於 3% 的鋼材，應通過樣本工序試驗來說明機械特性仍得已保留。

(ii) 局部採用熱處理應嚴格控制金屬的溫度不超過 650°C 。

(iii) 嚴格控制溫度的漸進彎曲。

不能採用涉及溫度升高的方法彎曲或矯正調質鋼。

彎曲和矯正後，應對彎曲和矯正區域內的焊縫進行外觀檢查。如有需要，可在彎曲和矯正後對焊接部份進行無損檢測。

14.2.8 檢查

對足夠的構件進行尺寸精度檢查和是否符合圖則要求，來說明滿意的製造過程。

14.2.9 儲存

14.2.9.1 堆放

鋼構件在運輸或安裝前儲存時，保證地面的清潔，不能有積水。保持清潔和採取合適的支承以防止產生永久性的變形。

14.2.9.2 識別標誌

所有鋼構件應分類堆放並有明顯標誌。

14.3 焊縫工藝

14.3.1 概要

在整個發展項目中，所有的焊接操作都應符合附錄 A1.4.1 所包含的一套標準。此外，焊接應是金屬電弧焊，與本章其他節和附錄 A1.4.1 的規定相一致，除非有負責工程師特別允許。

按附錄 A1.4.1 的規定準備節點建造。焊接前要採取措施保證節點連接的清潔度。

本部份包括高強鋼材的焊接，但應對這些材料要求不同的焊接工藝和可能的缺陷，如金屬焊縫氫裂化加以考慮。

14.3.2 焊工資格

14.3.2.1 焊工資格考核

焊工考核是由合格焊接檢查員的證明和獨立測試團體簽發的合格證。焊工應滿足附錄 A1.4.3 的規定。

14.3.3 詳細說明焊接工序

14.3.3.1 準備焊接工序規格

焊接工序規格（WPS）應根據附錄 A1.4.2 的規定。應遵守焊接規定以避免氫裂化，且在熱影響區有足夠的韌度。

表 14.2a 提交焊接工序規格的規定

焊縫類型	焊縫尺寸	焊接工序的批准
對接焊縫	≤4mm	沒必要
	>4mm	由合格檢查員批准
角焊縫	≤4mm	沒必要
	>4mm	由合格檢查員批准

14.3.3.2 焊接工序規格的批准和工序測試

所有的焊接工序規格都要由合格的焊接檢查員檢查證明，並所有的焊接工序批准記錄都要由合格的焊接人員在上面簽字。焊接工序批准記錄（WPAR）要求包括所有相關的資訊，如原材料證書（顯示碳當量）、力學試驗和無破損試驗結果。

14.3.3.3 焊接工序規格的可用性

施焊前，焊接工序規格應提交給負責工程師，並得到負責工程師的認可。

施焊前，焊接工序規格應提供給焊工及相關的部門。

14.3.3.4 避免層狀破壞 – 厚度方向性能要求

選擇的焊接工序應使焊縫出現層狀破壞的風險降低到最小。如有必要，應採用標有厚度方向性能的鋼板，在附錄 A1.4.1 中給出選擇焊接工序和有厚度方向性能鋼板的建議。

14.3.3.5 中心線的分隔

中心線分隔是材料的一種缺陷，可能存在於板和一些型鋼中。可能會導致局部韌度和可焊性的降低，將導致在 T 形對接焊縫和十字形焊縫中產生裂縫。

良好的焊接工序和細節構造可避免這些現象，如：－

- 當厚板焊接到較薄板上時，避免 T 形和十字形焊縫；
- 降低厚度方向的拉力，尤其在板邊緣；
- 打磨所有切割邊，去除所有硬度增大區域；
- 減小焊料量；
- 改善焊縫的細節構造和工序，降低焊料約束力；
- 遵循避免氫裂化的焊接原則。

避免這種現象的基本方法是做額外的試驗，或不採用連續鑄造方法生產這種材料。

14.3.4 安裝

14.3.4.1 安裝

節點安裝應採用適當的安裝方法，達到焊接工序所要求的精確尺寸，並保證達到 14.3.6.7 段所要求的質量。

14.3.4.2 夾具

用夾具組裝鋼構件時，可以將夾具全部焊接在構件上，或可在定位焊接後拿走夾具。

14.3.4.3 定位焊接

定位焊與主焊縫（單向）或多層焊根部焊的焊接工序相同。定位焊縫的最小長度應是較厚焊件的 4 倍厚度或 50mm，兩者中以較小值為準。

應由合格的焊工進行定位焊。當定位焊滿足外觀檢查要求時，可拼入到主焊縫。

定位焊縫不滿足上面所規定的條件時，應進行清除。

14.3.4.4 變形控制

焊接一個節點或多個節點時，應使焊接變形最小。

14.3.4.5 製造或安裝連接

對用於製造或安裝連接件的焊縫規定與永久焊縫規定相一致。

當切除連接件時，可採用焰火切割，或可在節點處從母材表面鑿一個直徑不小於 3mm 的半圓，把連接件刨光，對熱影響區進行外觀檢查。母材厚度大於 20mm 時，應進行磁粉檢查，14.3.6.7 段給予可接受的標準，連接板不可用錘子擊掉。

14.3.4.6 引弧板

當焊縫側面為自由端時，應採用引弧板，引弧板可用與構件有類似成分的鋼材，而不必採用同一等級的鋼材。其安裝能夠提供連續的預加工，焊完後去除引弧板，並將焊縫端部表面磨光。

14.3.4.7 產品試驗板

用於檢驗的產品試驗板，應夾在與連接處同一直線的位置。其材料等級，碳當量，軋軋的方向應與母材匹配，不需要從相同的板或鑄件上切割。

14.3.5 母材的無損檢測

如果沒有其他規定，材料厚度大於 25mm，焊縫長度在 150mm 內的 T 形接頭和十字形接頭在焊接之前進行超聲波檢查。檢查員應報告波形中所有的疊合和衰減中的顯著變化。

14.3.6 焊縫的無損檢測（NDT）

14.3.6.1 檢查範圍和數量

由合格的焊接檢查員對所有焊縫進行外觀檢查（見 14.3.6.3 段）。

無損檢測的範圍和數量應和表 14.3a 一致。如果最初的產品有良好的性能，經負責工程師分析判斷後，檢查要求可以降低；相反，如果測試表明存在焊接質量問題（用類似的材料、安裝方式或焊接工序），無損檢測的要求應增加，且擴大到非強制性構件。

若不是對所有焊縫進行檢測時，檢查的焊縫應包括不同類型、不同材料強度等級和焊接設備。除此之外，焊縫要隨機選擇。

14.3.6.2 檢測記錄

外觀檢查、表面缺陷檢查和超聲波檢查的結果應包括相關標準的最低要求，同時亦可供查閱。

14.3.6.3 焊縫的外觀檢查

所有焊縫全長的外觀檢查應滿足附錄 A1.4.4 的規定，且在所有規定的 NDT 檢查進行之前。

因接著工序而致失去空間來進行焊縫的檢測，應在失去之前根據守則進行檢查。

有資格對焊縫進行外觀檢查的人員可以是焊縫檢查員（受過專門的訓練，能勝任相關類型焊縫的外觀檢查）。

14.3.6.4 最終的無損檢查之前的等候時間

由於裂縫有延遲出現的危機，對焊接結構進行最終的檢查之前，通常至少要有 16 小時。若材料的屈服強度小於 500N/mm^2 且厚度較小，這個時間可以縮短；若組合材料厚度大於 50mm 或屈服強度大於 500N/mm^2 ，這個時間應增加。一般等候時間應滿足表 14.2b 的建議值，這個時間是焊接完畢後至進行最終檢測正常要求的等候時間。在較高的約束情況時（十字形焊縫），等候時間需要增加；若有連續的良好的產品記錄，等候時間可以縮短。若材料的屈服強度大於 500N/mm^2 ，等候時間應由焊接工程師決定，而不應遵循表 14.2b。

表 14.2b 等候時間說明

碳當量 (CEV) ⁽²⁾	$\Sigma t^{(3)} < 30\text{mm}$	$\Sigma t^{(3)} \leq 60\text{mm}$	$\Sigma t^{(3)} \leq 90\text{mm}$	$\Sigma t^{(3)} > 90\text{mm}$
≤ 0.40	無	8 小時	16 小時	40 小時 ⁽¹⁾
≤ 0.45	8 小時	16 小時	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾
≤ 0.48	16 小時	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾
> 0.48	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾	40 小時 ⁽¹⁾

註：(1) 圖表中的黑體字，通常來說，是焊接工程師的建議值；

(2) 用 *IIW* 公式計算的碳當量，按下式計算：

$$CEV = C + \frac{Mn}{6} + \frac{Cr + Mo + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (\text{不適用於第 1H 類別的鋼材}) \quad (\text{T14.1})$$

(3) Σt 是圖 14.1 所示的組合厚度值。

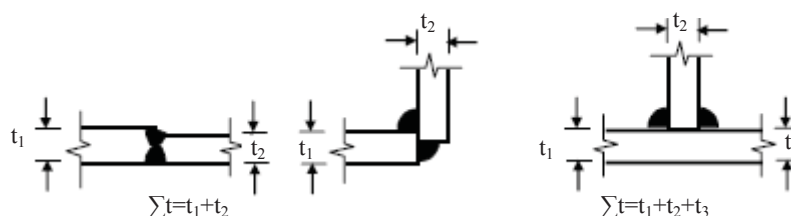


圖 14.1 組合厚度

檢查記錄中應包含所有的等候時間。

14.3.6.5 表面缺陷檢測

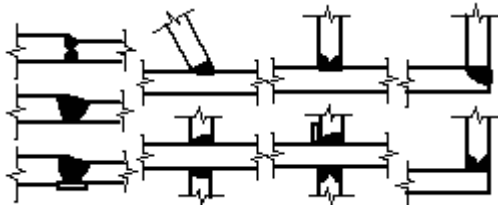
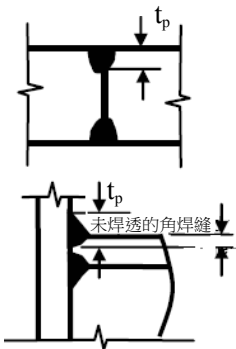
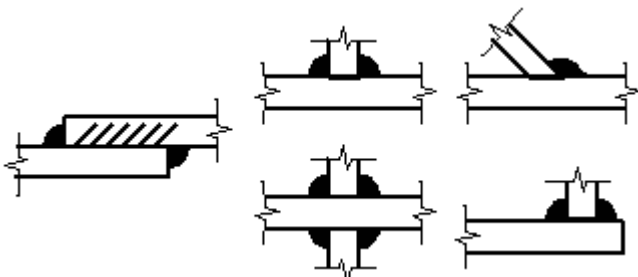
焊縫表面的進一步檢查參照表 14.3a，可採用磁粉檢查(MPI)；如果磁粉檢查設備不切實際，可採用滲透著色檢查(DPI)。

焊縫連接最終的表面缺陷檢測應在表 14.2b 給予的等候時間之後進行。

在進行下一次焊接之前，對起始焊縫進行焊接工藝所要求的檢查，此時可待焊接金屬冷卻到周圍環境的溫度後才進行檢查。

焊縫表面缺陷檢測可由焊接檢測員檢測，也可由從事相關類型焊縫的表面缺陷檢測員檢測，他們需要持有有效的證書。

表 14. 3a 檢測範圍和頻率 (NDT)

A 部分	無損檢測之前進行外觀檢查，所有的焊縫都要由合格的檢測員檢測 (見 14. 3. 6. 3 段)		
B 部分	強制性進行無損檢查的厚度和檢測數量 (所有尺寸均為 mm)		
焊縫 類型	對接焊縫		
	全焊透		部分焊透
			
MPI	厚度	所有厚度	所有厚度
	數量	100%	20%
U/S	厚度	$t_{max} \geq 10$	$t_p \geq 8$
	數量	100%	20%
焊縫類型	角焊縫		
			
MPI	厚度	所有厚度	
	數量	10%	
U/S	厚度	焊腳長度 ≥ 15	
	數量	10%	

註：

1. 縱向焊縫是指那些與構件軸線平行的焊縫，其他焊縫指橫向焊縫；
2. 表中角焊縫的尺寸是指焊腳的尺寸；
3. MPI 磁粉檢查 (見 14. 3. 6. 5 段)；
4. U/S 超聲波檢查 (見 14. 3. 6. 6 段)；
5. 當鋼材屈服強度大於 500N/mm^2 時，如果負責工程師沒有特殊規定，應檢查焊縫全長。

14.3.6.6 超聲波檢查

採用超聲波檢查 (U/S) 時，應滿足附錄 A1.4.4 所列出的規定。檢測記錄應保存好，並清楚的表明焊縫的連接類型和檢測位置，這些檢測應是可行的，除非負責工程師有其他的規定。

對焊縫連接採取超聲波檢查時，應在表 14.2b 建議的等候時間之後進行。

註：對於易出現層狀撕裂的焊縫，有必要進行穿透母材厚度的超聲波檢查。

超聲波檢查員應持有有效的證書才能進行相關檢查。

14.3.6.7 焊縫合格的標準和糾正方法

如果沒有其他規定，表 14.3b 訂明了可接受的焊縫缺陷的最低規定，不滿足規定的焊縫應進行修補。

焊縫應焊在圖示位置的 10mm 範圍內，焊縫長度不得小於圖則上規定的長度，同時不得超過規定長度 10mm。

所有焊縫的修補都要按批准的焊縫修補工序進行。

所有修補後的焊縫都要重新檢查，且等候時間要增加，並滿足最初焊縫的規定。

當發生疲勞時，可接受的標準比上述最低要求更為嚴格。此時，負責工程師應訂明附加的合格規定。

表 14. 3b 鋼結構焊縫合格的標準

特徵	參數	焊縫類型	特殊情況 ^a	參考表 14. 3d 的 圖	正常情況可接受的 標準 ^{b c} (所有 尺寸均為 mm)	不合格 焊縫的 返修 ^d
整體焊縫 幾何特徵	位置 ^e	全部	—	—	$D \pm 10$	E
	焊縫類型	全部	—	—	D	E
	長度	全部	—	—	$D+10-0$	E
側面不連 續焊縫	焊喉實際 尺寸	全部	—	i, ii, iii	$a, s \geq D(50)$ $a, s \leq D+5$	R DS
	焊腳長度	角焊縫	—	i	$z \geq D(50)$	E
	趾角 (接觸 面和內部 融化面)	全部	橫向	i, ii	$\theta \geq 90^\circ$	DS/R
			縱向	i, ii	$\theta \geq 90^\circ$	DS/R
	焊縫金屬 過量	對接焊縫	橫向	ii	$h \leq 6$	DS
			縱向	ii	$h \leq 6$	DS
	不完美的 坡口或凹 面根部	對接焊縫	橫向 縱向	ii ii	$h \leq 0(50)$ $h \leq 0.1t$	R E
表面破壞 不連續	咬邊 ^f	全部	橫向 (非接 搭處)	iv, v	$h_1+h_2 \leq 0.05t$ $I-NL$	R
		角焊縫	橫向 (接搭 處)	v	$h_1+h_2 \leq 0.03t$ $I \leq 10$	R
		全部	縱向	iv, v	$h_1+h_2 \leq 0.1t$	R
		全部	縱向	iv, v	$h \leq D+0.4t$	E
	根部未 焊透	S/S	橫向	iii	NP	R
		對接焊縫	縱向	iii	NP	R
	孔穴	全部	橫向	vi	$d \leq 2$ $\Sigma d \leq 10[100]$	R
			縱向	vi	$d \leq 2$ $\Sigma d \leq 20[100]$	R
	未熔合	全部	—	vii	NP	R
	裂縫	全部	焊口	vii	NP	R
			非焊口處	vii	NP	R

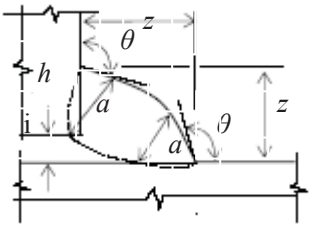
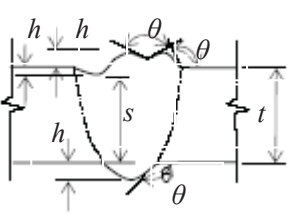
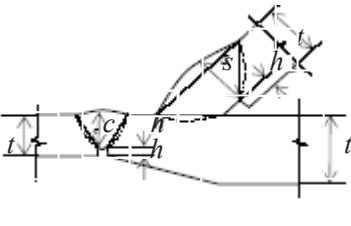
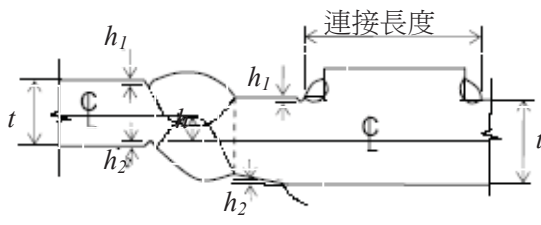
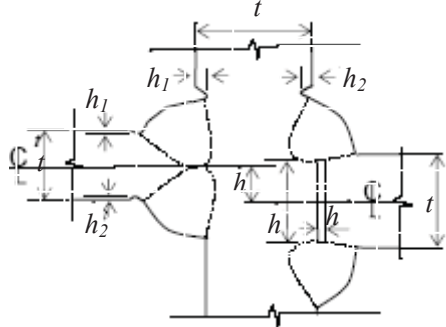
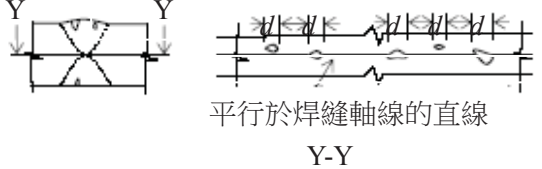
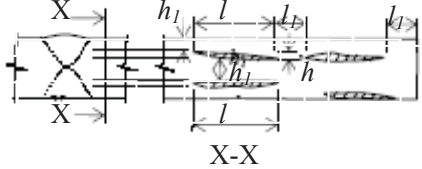
(續)

特徵	參數	焊縫類型	特殊情況 ^a		參考表 14.3d 的圖	正常情況可接受的標準 ^{b,c} (所有尺寸均為 mm)	不規範焊縫的修補 ^d
內表面不連續	未熔合、根部燒穿和夾渣	對接焊縫	所有		vii	$h \leq 3$	R
			橫向	全部高度	vii	$\Sigma l \leq 1.5 t [100]$	R
				$h_1 < 6$	vii	$l \leq 10$ $l_1 \geq 10$	R R
				$h_1 > 6$	vii	$I-NL$ I_1-NL	R R
			縱向	全部高度	vii	$\Sigma l \leq 3 t [100]$	R
				$h_1 < 6$	vii	$I-NL$ I_1-NL	R R
				$h_1 > 6$	vii	$I-NL$ I_1-NL	R R
—	根部縫隙	角焊縫 P/P 對接 焊縫	—	i, v	$h \leq 2(100), 3$	R	
—	裂縫	所有	—	—	NP	R	
—	層狀撕裂	所有	橫向 縱向	—	NP ^g	E	
縮寫：					a 方向的確定見表 14.3c；		
D 圖則規定值					b 厚度採用焊接時較薄構件的厚度。當厚度大於 20mm 時， t 取 20mm，當不連續特徵的容許尺寸 h 與 t 相關時，最大容許值 h 側不小於 0.3mm；		
DS 打磨修整					c 多於一個規定時，應同時滿足所有規定；焊縫需補修時，應按批准的焊縫工序進行。		
E 與工程師商議					d 若在新增的檢測範圍內，再次檢測不合格，此時應對該焊縫全長檢查；		
NL 沒有限制					e 符合其他定位規定；		
NP 不允許（適用於表 14.3a 中用無損檢測方法檢測的不連續）					f LAP 可應用於連接件縱向長度超過 50mm 的角焊縫連接；		
R 按批准的焊接工序修補					g 如果層狀撕裂度不超過橫向焊縫未熔合的極限值，縱向焊縫的層狀撕裂是可接受的。		
$\geq$ 大於等於							
$\leq$ 小於等於							
Σ 求和							
() 量度的焊縫長度，可取平均值 (mm)							
[] 焊縫長度的總和							
L 與焊縫軸線平行的長度							
S/S 單邊對接焊縫							
P/P 部分焊透對接焊縫							

表 14. 3c 焊接區的定義和焊接方向

根據結構焊接位置和焊接方向的節點類型（見下面的圖）			檢測數量 ^a
連接區	工廠焊接		見表 14. 3a
	現場焊接		見表 14. 3a
構件	裝配構件	安裝之前腹板和翼緣板的橫向對接 搭接接頭端部橫向角 焊縫	見表 14. 3a
		縱向焊接	見表 14. 3a
	次要連接構件	如固定標條、護欄、 屈曲加勁桿等	見表 14. 3a
焊接區的定義和焊接方向			
注： C = 連接區段 M = 構件區段 T = 構件軸線的橫向（任何方向） L = 縱向（平行於構件的軸線） -----連接區段和構件區段的邊界線 -----構件軸線			
註：連接區段內的所有焊縫都視為橫向焊縫。			
^a 對焊縫進行局部檢查時（即非 100%），檢測的焊縫應隨機挑選，但應盡可能保證樣本包括下面所有的變數：焊縫連接類型、材料強度等級和焊接設備。			

表 14.3d 鋼結構焊縫缺陷的特徵

 圖 (i)	 圖 (ii)	 圖 (iii)
a 和 s 是最小的距離		
 圖 (iv)	 圖 (v)	
 圖 (vi)	 圖 (vii)	

14.3.7 抗剪栓釘焊接

14.3.7.1 方法

抗剪栓釘的焊接除本章規定外，還要滿足附錄 A1.4.1 的規定，栓釘焊接區有良好的接地連接。

14.3.7.2 試焊

在栓釘正式焊接前，負責工程師應規定進行焊接工序試焊，試焊樣板品應採用實際工程中將使用的並具有代表性的材料和栓釘。

栓釘焊接過程中，每班次焊接時，每個焊工至少焊兩個栓釘試件。

14.3.7.3 試驗和檢查

所有的焊釘都要進行外觀檢查，有 360° 焊腳。

外觀檢查滿足要求後，在負責工程師批准的位置進行彎曲試驗。焊釘的檢查數量按總焊釘數量抽查 5%，但每根樑的焊釘檢測數量不得少於兩個。彎曲試驗時，將焊釘的頭部向最近的樑端彎曲，用一根鋼管套在焊釘上，直到側向變形達到焊釘長度的 1/4，焊釘焊腳不允許有裂縫或未熔合。

任何一個焊釘，如果發現有缺陷，則兩邊的焊釘都要檢查。如果附加焊釘中的任何一個失效，則認為所有的焊釘是危險的，需進一步檢測證明它們是可行的。

彎曲試驗後的焊釘不可矯正。

14.3.7.4 有缺陷的焊釘

取代有缺陷的焊釘後，應按 14.3.7.3 段重新檢測。

若有必要可拆卸有缺陷的焊釘，並按 14.3.4.5 段進行表面檢查。

14.4 螺栓工藝

14.4.1 概要

本節包括工廠和現場的螺栓連接。不可使用極限拉伸強度超過 1000N/mm^2 的螺栓，除非有試驗結果證明它們在特定的設計應用中是可行的。

組成普通板層的各構件，一般來說它們的厚度相差不大於 2mm，在預緊應用時不大於 1mm。採用鋼墊板能確保連接處厚度差值不超過上面的限值時，墊板厚度應不小於 2mm。

墊板應與連接點處相鄰板的抗腐蝕性質和力學強度相匹配。

14.4.2 普通螺栓的安裝

14.4.2.1 普通六角頭螺栓/螺母組合的安裝（非預緊）

螺栓和螺母的組合可取表 14.4 的組合。

表 14.4 與普通螺栓匹配的螺栓、螺母和墊圈的標準

標準	等級	螺栓	螺母	墊圈
歐洲/ISO	4.6	BS EN ISO 4018 或 EN ISO 4016	BS EN ISO 4034 (4 級 d>M16, 5 級 d≤M16)	BS EN ISO 7091 (100HV)
	8.8 ⁽¹⁾	BS EN ISO 4017 或 EN ISO 4014	BS EN ISO 4032 (8 級)	BS EN ISO 7091 (100HV)
	10.9 ⁽²⁾	BS EN ISO 4017 或 BS EN ISO 4014	BS EN ISO 4032 (10 級)	BS EN ISO 7091 (100HV)
英國	4.6	BS 4190 BS 7419	BS 4190 (4 級)	BS 4320
	8.8	BS 4190 BS 7419	BS 4190 (8 級)	BS 4320
	10.9	BS 4190	BS 4190 (10 級)	BS 4320
美國	與 8.8 相同	ASTM A325	ASTM A563	ASTM F436
		F 1852	ASTM A563	ASTM F436
		ASTM A490	ASTM A563	ASTM F436
澳洲	4.6/S	AS/NZS 1111	AS/NZS 1111	AS/NZS 1111
	8.8/S	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252
	8.8/TB	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252
	8.8/TF ⁽⁶⁾	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252	AS/NZS 1252
中國 PR	普通 螺栓	GB1228	GB1229	GB1230
	高強 螺栓	GB1231	GB1231	GB1231
	扭轉/剪 切型高強 螺栓	GB3632 GB3633	GB3632 GB3633	GB3632 GB3633
日本 JIS	4.6	JIS 1051	JIS 1051	JIS 1051
	8.8	JIS 1051	JIS 1051	JIS 1051

註：螺栓擰緊時，所有出現毀壞的螺栓都要替換。

一般情況下，螺栓和螺母應當為同一等級，但高等級的螺母可以代替低等級的螺母。當厚的保護層應用到 8.8 級或 10.9 級的螺栓時，要求螺紋較深，那麼應當採用下一等級的螺母。

(1) 熱浸鍍鋅或蒸發鍍鋅 8.8 級螺栓的的螺母應是 10 級；

(2) 蒸發鍍鋅 10.9 級螺栓的螺母應是 12 級。

14.4.2.2 杯狀和埋頭螺栓/螺母的安裝

杯狀和埋頭螺栓和螺母的組合應符合附錄 A1.3 的要求。

14.4.2.3 不同等級的螺栓

相同直徑的不同等級的螺栓不能用在同一個結構中，除非負責工程師同意。

14.4.2.4 螺栓長度

螺栓長度按終擰後螺栓絲栓外露的數目確定。達到 8.8 級或等效螺栓栓扣外露為 1 扣，等級更高的螺栓為 5 扣，螺母上面至少有 1 扣。

14.4.2.5 墊圈

構件連接時，螺母或螺栓頭的旋轉可能會損壞已完成的表面保護材料，可在旋轉構件下面放一個墊圈。

螺栓用於安裝大尺寸或帶槽孔的構件時，在其頭部和螺母下面放墊板或重級工作制墊圈。

14.4.2.6 錐形墊圈

構件表面與連接的螺栓軸線間夾角大於 3° 時，在螺栓頭或螺母下面放一個錐形墊圈，以達到良好的支承。

14.4.2.7 螺母

螺母熱浸鍍鋅或蒸發鍍鋅後，應進行檢查，且在螺栓上可自由旋轉，如有必要重新鑽螺紋，以保證具有良好的緊固效果。8 級或以下的螺母可熱浸鍍鋅或蒸發鍍鋅，而 10 級或更高等級的螺母僅應當蒸發鍍鋅。

14.4.2.8 非預緊螺栓的緊固

連接構件應組裝在一起，以達到緊密接觸，可使用墊片來調整。對於較厚的材料（板 $t \geq 4\text{mm}$ ，型鋼 $t \geq 8\text{mm}$ ），如果沒有規定全接觸支承，在接觸面之間留有的縫隙可達 2mm。

每一個螺栓的安裝中，應貼緊接觸面，螺栓不可超擰。對於大螺栓群，安裝應從螺栓群的中心逐步向外進行。如有必要，可進行複擰，達到均勻的緊固狀態。

短螺栓和 M12 或更小螺栓的緊固過程中，採取預防措施不引起螺栓的超擰。

註：緊固一般可定義為：一個人使用不帶延伸柄的正常尺寸的扳手盡力所能達到的程度，也可作為衝擊鑽開始鑽擊的狀態。

螺栓中的緊固拉力不得大到使螺栓的抗剪承載力下降，由一般的螺栓製造商提供的螺栓扭矩值可獲得適當的拉力，8.8 級螺栓如下：

表 14.5 ISO 8.8 級螺栓的推薦緊固扭矩和近似的拉力（假定螺栓浸油）

螺栓公稱直徑	緊固扭矩 (Nm)	螺栓近似的拉力 (kN)
M16	55	17
M20	100	25
M22	110	25
M24	120	25
M27	135	25
M30	150	25
M33	165	25
M36	180	25

14.4.2.9 安裝螺栓

當螺栓孔採用鑽孔或擴孔時，精緻螺栓可作為安裝螺栓，安裝後栓徑與孔徑的縫隙不超過 0.3mm。

14.4.2.10 擴孔

對穿孔不允許產生變形的鋼結構，穿孔器不能穿過全部構件時，若連接設計中允許使用更大直徑的栓孔和螺栓，可用擴孔糾正。

14.4.3 預緊螺栓的安裝

14.4.3.1 螺栓/螺母/墊圈的組合

按附錄 A1.3 中所列規範（標準）進行預緊螺栓、螺母和墊圈的組合。硬質墊圈放在螺母或扭轉的頭部下面。外層板尺寸過大或帶槽孔時，可用適當的蓋板或附加的硬質墊圈。

14.4.3.2 其他預緊螺栓的安裝

預緊螺栓安裝的組合應與製造商的建議一致。

14.4.3.3 預緊螺栓安裝的緊固

摩擦型螺栓的使用應遵從附錄 A1.3 的規定。

以摩擦力的形式傳遞力的連接件應緊貼在一起，所有的螺栓以類似於非預緊螺栓的安裝方法緊固。進行節點檢查，如果留有縫隙，應拆除且在重新緊固之前將縫隙塞滿。緊固應從螺栓群的中心向外進行，進行附加的緊固迴圈，如有必要進行複擰，以達到均勻的緊固狀態。

如果負責工程師沒有特殊規定，螺栓緊固應符合附錄 A1.3 的規定，可用扭矩法、部份轉動法、預拉力直接指示法和製造商的推薦方法。

14.4.3.4 螺栓長度

螺栓長度按終擰後螺栓栓扣外露的數目確定。典型的常規等級的螺栓或等效螺栓絲扣外露為 3 扣，等級更高的螺栓為 5 扣，螺母上面至少有 1 扣。

14.4.3.5 扭矩設備的校準

扭矩扳手和其他設備在每次輪班時應至少有一次校準，必要時進行二次校準。

14.4.3.6 廢棄的螺栓安裝

螺栓終擰後，如果螺栓或螺母需要鬆弛，則整個螺栓安裝應拆除。

14.4.3.7 擴孔

當穿孔器不能穿過全部構件時，若連接設計中允許用更大直徑的栓孔和螺栓，可用擴孔糾正。

通過計算來證明連接中有足夠的承載力。

14.5 安裝工藝

14.5.1 安裝方法說明

準備安裝方法的說明和檢查是否與設計原則相一致，注意已建結構部份對安裝的抗力和其他的一些臨時荷載。說明應包括鋼結構安全安裝工藝敘述，考慮安全施工的技术規定。

14.5.2 操作和儲存

構件應以恰當的方式操作和安全堆放，將表面磨損和損毀降到最低程度。緊固件和較小的配件應堆放在乾燥處，且在上面加上蓋板。

14.5.3 損毀的鋼構件

在承受荷載前、運輸、儲存或安裝時損毀的鋼構件都應報廢，除非修復後符合守則中給予的製造標準。

14.5.4 柱底板和面板

柱底板應能使結構處於水平，且有足夠的尺寸以免混凝土局部壓碎。

基礎墊板應放置在不阻礙隨後基礎底板下灌漿的密實處。基礎墊板可永久的保留在適當的位置。

14.5.5 水泥灌漿

直到結構有相當的部份排列整齊、水平度、垂直度滿足的要求且有足夠的支撐時，才能對柱底板下灌水泥漿。

灌水泥漿之前，底板下應清理乾淨，及除去所有無關的物質。

14.5.6 穩定性

結構在安裝過程中，鋼構件應有安全的螺栓或緊固件，以保證能抵抗安裝時可能承受的荷載，必要時包括來自安裝廠及其操作產生的荷載。所有臨時支撐或提供臨時約束的構件應留在原位置直到安裝到剩餘結構處於穩定和安全狀態。

14.5.7 結構零件的對齊

結構的每個構件在安裝後盡可能對齊。構件之間不應進行永久性的連接，除非結構大部份排列整齊、水平度及垂直度也滿足要求。臨時性連接應保證構件在隨後的安裝或剩餘結構的定位不發生移動。

14.5.8 溫度影響

安裝期間，對所建結構的尺寸進行量度時，考慮溫度對結構和測量的尺和測量儀器的影響，參考溫度是 20℃。

14.5.9 現場施焊

現場焊接應符合 14.3 節的規定。

在任何情況下，都要採取預防措施，保證焊接不損毀所焊的構件，焊接區應有良好的接地連接。

在寒冷的天氣中，不允許進行焊接，除非有足夠的保護措施。

14.5.10 現場安裝螺栓

螺栓連接應符合 14.4 節的規定。

14.6 保護措施

14.6.1 概要

14.6.1.1 規格

規格應遵從環境保護規定。

如果沒有其他規定，所有保護層供應來源應相同。

14.6.1.2 方法說明

開始塗刷或重新開始塗刷保護層之前，準備詳細的方法說明。

14.6.1.3 保護層工序

準備保護層材料，應用於面層時應符合生產商的建議。

14.6.1.4 鋼構件保護層的運輸、操作和儲存

確定鋼構件保護層的運輸、操作和儲存工序，使保護層損毀的風險降低到最小。

14.6.2 材料

14.6.2.1 金屬磨料

用來噴拋清理的磨料應使構件表面達到規定的清潔性和表面粗糙度，金屬磨料應符合附錄 A1.9 的規定。

14.6.2.2 塗層

塗料和其他的保護層應符合適當的歐洲標準、ISO 標準和其他香港認證的標準。

14.6.2.3 蒸發鍍鋅保護層

蒸發鍍鋅保護層應符合附錄 A1.9 的規定。

14.6.2.4 鍍鋅材料

鍍鋅池內鋅的成分應符合附錄 A1.9 的規定。

14.6.3 表面準備

14.6.3.1 表面的清潔

鋼構件基體表面的清潔度應滿足規定的等級和屋宇署或當地習慣的規定。

14.6.3.2 表面輪廓

鋼構件表面輪廓的保護層應與供應商建議的保護層等級相一致。

14.6.3.3 表面輪廓的測量

有保護層的鋼構件表面輪廓的測量按附錄 A1.8 中的方法進行。

14.6.3.4 表面缺陷

表面處理時發現的表面缺陷均要採取相應的補救措施。

14.6.4 噴金屬保護層

14.6.4.1 工序

含鋅或鋁的噴塗面層，應符合工程規格或設計圖則所規定的厚度。

14.6.4.2 已損保護層的修復

所有已損保護層的修復應採用與原先相同的方法和材料，達到最先的標準。

14.6.4.3 塗裝前的封閉處理

對噴塗金屬塗層施加面層時，應先對塗層進行封閉處理。

14.6.5 熱浸鍍鋅

14.6.5.1 工序

熱浸鍍鋅應符合附錄 A1.9 的規定。

14.6.5.2 通風孔

鋼結構承包人應獲得負責工程師的同意，在空心構件中設置的通風孔和排水孔位置，並滿足密封的規定。

14.6.6 塗料處理

14.6.6.1 塗裝前的表面準備

需要塗裝的鋼構件應符合規定的標準。

14.6.6.2 現場焊縫區域和緊固件的塗裝

無適當保護措施的現場焊縫區域和緊固件應採用批准的塗裝體系，保證與周圍表面的保護措施有相似的特性、外觀和相容性。

與已有保護措施的鋼構件等效的緊固件和螺栓，不需要附加保護層。

14.6.7 檢查和測試

報告（14.6.1.2 段）應包括檢查和測試的建議，並表明符合特定的體系。

15 製造和安裝的準確性

15.1 概要

本章給予鋼構件在製造和安裝後尺寸的允許偏差。

供應和製造各構件的累積允許偏差不得超出結構進行安裝所允許的偏差。

允許累積容許偏差應達到鋼構件安裝可接受的程度，計算累積偏差可採用平方開方法。

下列節和圖表給予不同型鋼和部件的允許偏差（ Δ ）。

如果沒有特殊規定，偏差是指在無應力狀態下的偏差。

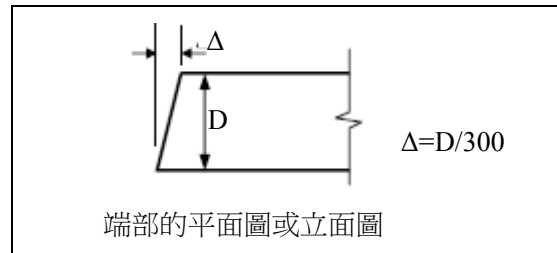
在任何情況下，偏差不得影響永久性結構和臨時結構或構件的功能。

15.2 軋製型鋼部件橫截面的允許偏差

軋製型鋼部件橫截面在製造後的允許偏差在產品標準中給予，見 14.1 節。

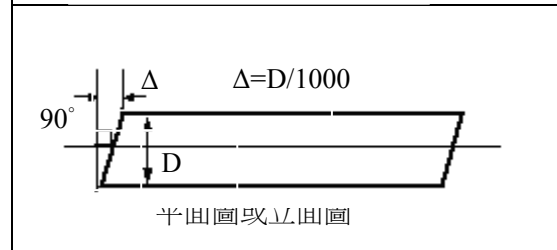
15.3 製造後構件的允許偏差

15.3.1 非支承端部的垂直度

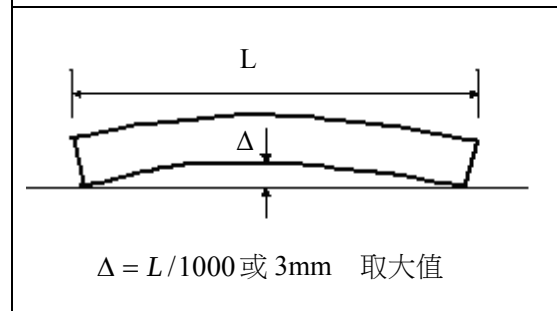


15.3.2 支承端部的垂直度

端部兩端點與構件縱向軸線間的偏差。



15.3.3 兩個軸線或單個腹板或翼緣的平直度

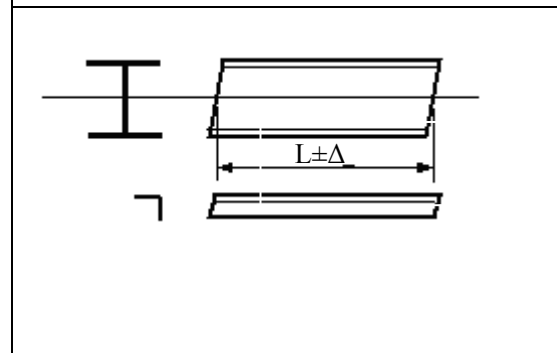


15.3.4 長度

從截面中心線或角鋼角部量度的長度。

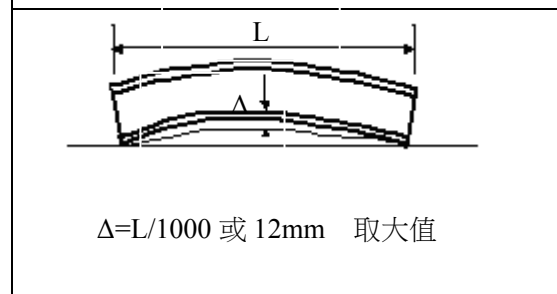
對於切割長度， $\Delta = 2 + L/5000\text{mm}$ 。

兩端全接觸支承包括端板的構件 $\Delta = 1\text{mm}$ 。



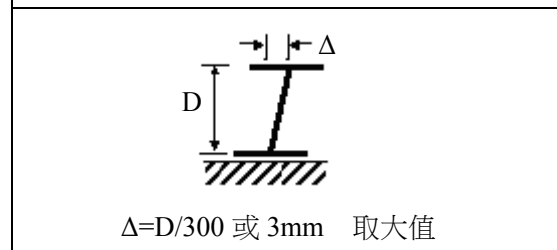
15.3.5 彎曲或起拱

跨中彎曲部份或腹板的平面設計起拱與實際起拱的偏差。



15.3.6 支座處垂直度

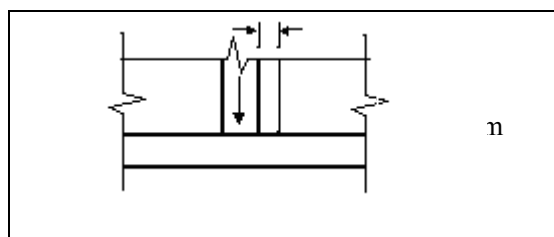
支座處沒有支承加勁桿的腹板的垂直度。



15.4 製造構件的元件的允許偏差

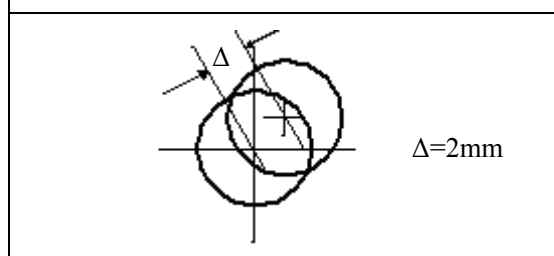
15.4.1 安裝位置

結構中，構件安裝和安裝位置對傳力路徑影響是極為重要的，其設計位置的偏差不得超過3mm。



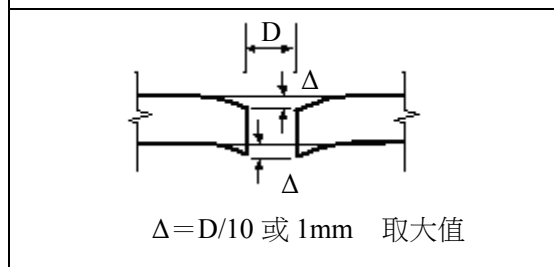
15.4.2 孔定位

單個孔和同一組孔任意兩孔間的定位偏差不得超過2mm。



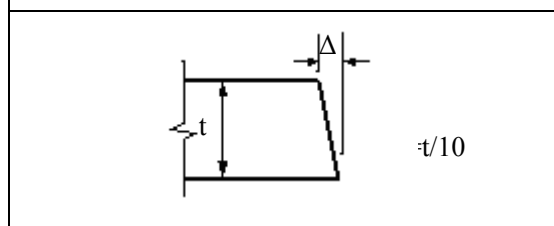
15.4.3 衝孔位置

衝孔引起的變形不得超過 Δ 。



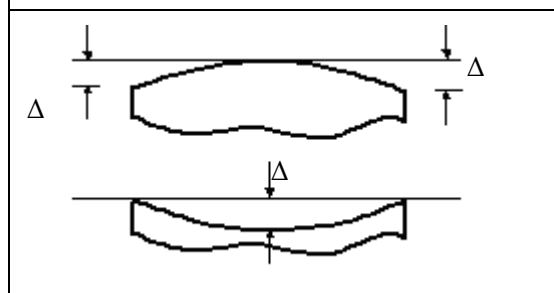
15.4.4 板和角鋼的剪切或裁切邊

垂直度允許偏差不得超過 Δ 。



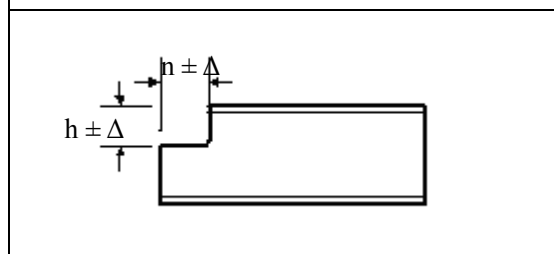
15.4.5 平面度

全接觸支承中，全支承表面內任意方向直線的間隙不得超過 Δ 。



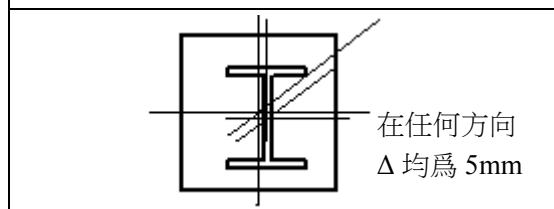
15.4.6 凹口

截面端部切割凹口的高度和長度偏差。



15.4.7 柱底板和頂板

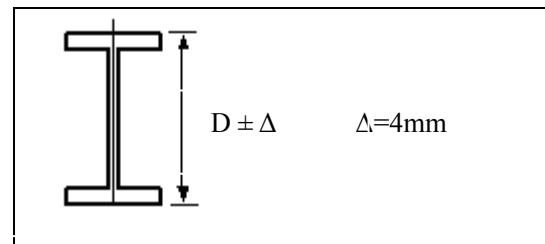
柱形心與柱頂部或底板設計位置的偏差。



15.5 鋼板樑截面的允許偏差

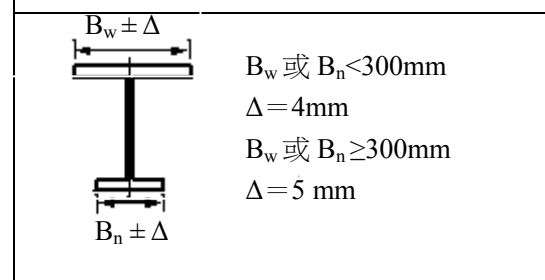
15.5.1 高度

中心線高度。



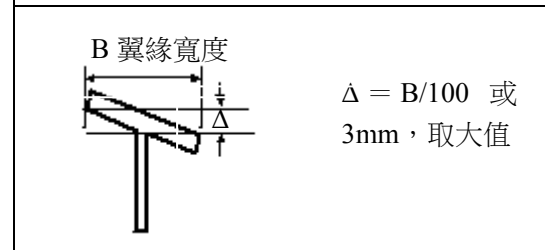
15.5.2 翼緣寬度

翼緣寬度 B_w 或 B_n 。



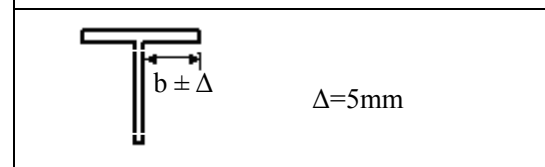
15.5.3 截面的垂直度

翼緣對腹板的垂直度。



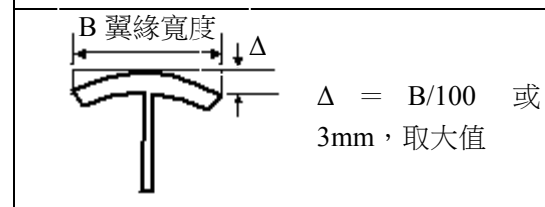
15.5.4 腹板偏心

從翼緣一端到腹板設計位置的偏差。



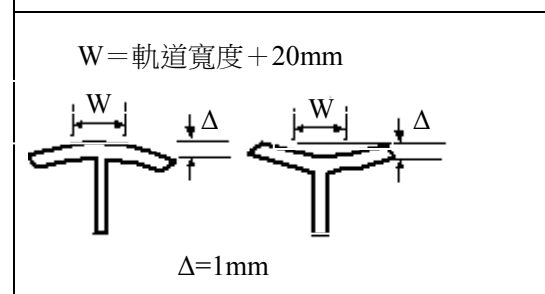
15.5.5 翼緣

翼緣平面度。



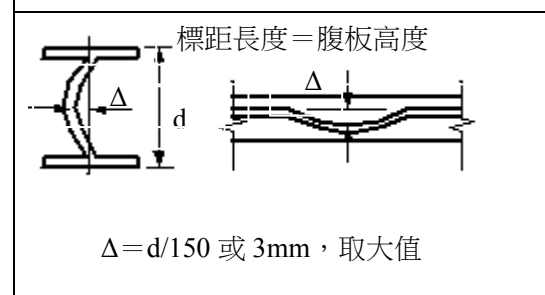
15.5.6 吊車樑的上翼緣

吊車樑上翼緣與軌道接觸面的平面度。



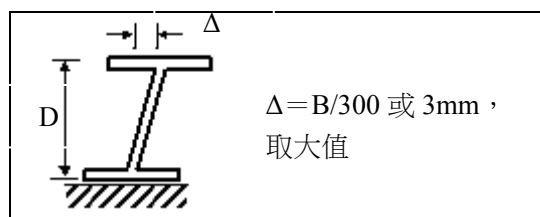
15.5.7 腹板變形

腹板高度或標距長度的變形。



15.5.8 支承處的橫截面

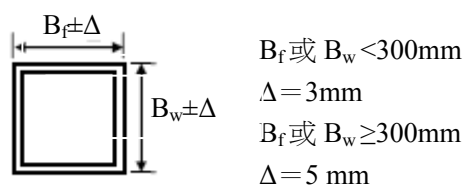
翼緣對腹板的垂直度



15.6 箱形截面製造的允許偏差

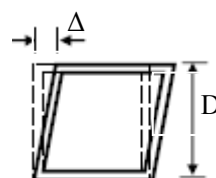
15.6.1 板寬

寬度 B_f 或 B_w 。



15.6.2 垂直度

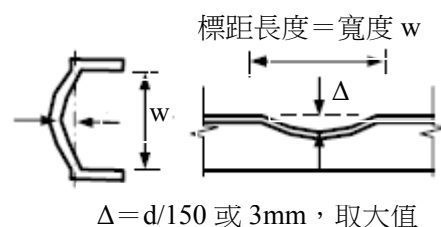
橫隔牆的垂直度。



$$\Delta = D/300$$

15.6.3 板的變形

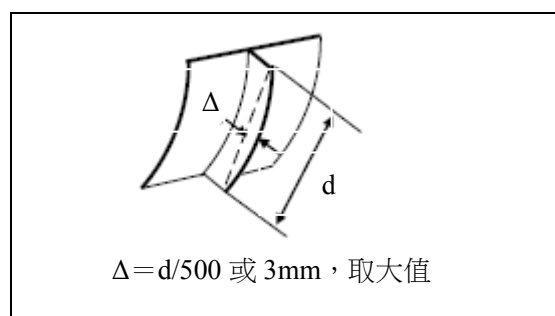
寬度方向或標距長度的變形。



15.7 加勁桿的允許偏差

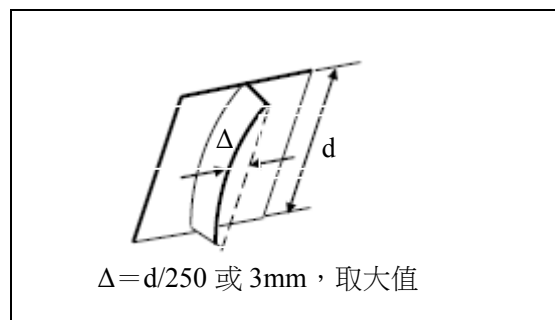
15.7.1 腹板加勁桿

焊接後板外平面的平直度。



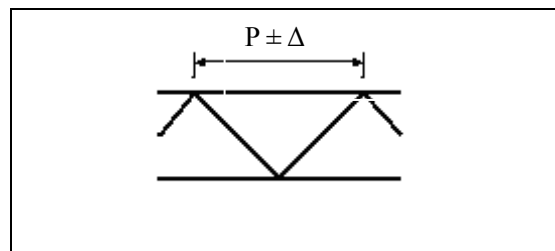
15.7.2 腹板加勁桿

焊接後板內平面的平直度。

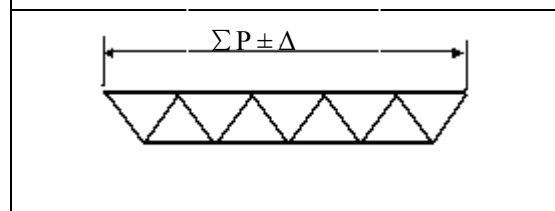


15.8 格構式部件的允許偏差

15.8.1 節間長度

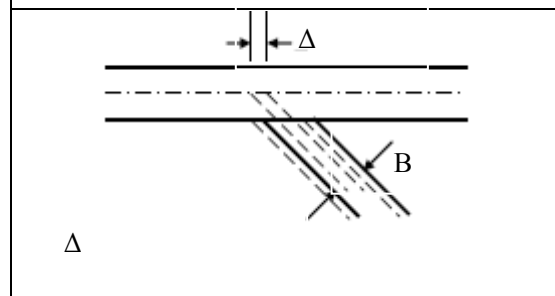


15.8.2 節間累積長度



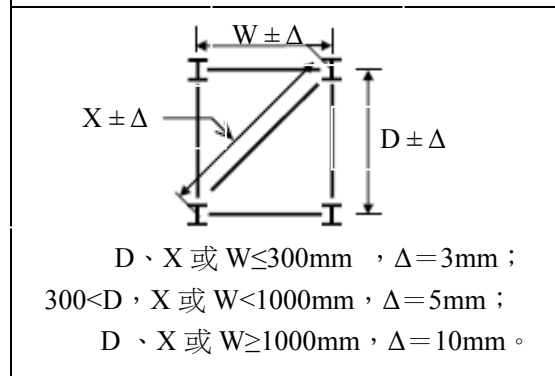
15.8.3 節點偏心

相對於設計位置的偏心。



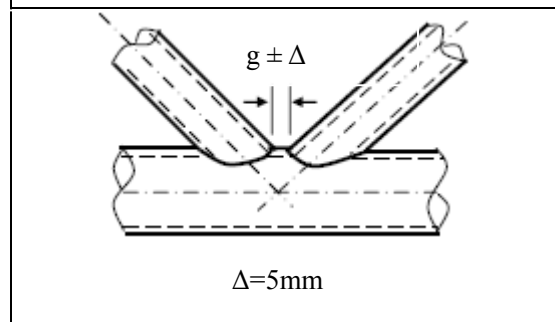
15.8.4 整體橫截面

總高 D 、寬度和斜桿具有相同的允許偏差。



15.8.5 管狀格構式大樑

相鄰支撐間間隙。



15.9 冷成型鋼的允許偏差

15.9.1 量度位置

橫截面尺寸，除了厚度以外，應在距離構件端面至少 200mm 進行。

15.9.2 厚度

產品標準中給予厚度的偏差容限。

15.9.3 外部尺寸

在厚度小於等於 4mm 的冷成型開口截面和壓型鋼板中，內部構件橫截面的外部尺寸允許偏差的界限通過兩個角半徑的形式在表 15.1 中給予，外伸構件允許偏差的界限通過一個角半徑和一個自由邊的形式在表 15.2 中給予。

對厚度小於等於 22mm 的閉合空心截面，構件橫截面的外部尺寸允許偏差的界限應該參考相關的標準。

表 15.1 內部構件寬度的允許偏差

壁厚 t	內部構件的標稱寬度			
	$B \leq 50$	$50 < B \leq 100$	$100 < B \leq 200$	$B > 200$
$t < 3$	0.75	1.0	1.25	2.0
$3 \leq t < 6$	1.0	1.25	1.5	2.5
$6 \leq t < 8$	1.25	1.5	1.75	3

註：所有尺寸均為 mm。

表 15.2 外伸構件寬度的允許偏差

條件	厚度 t	標稱板寬	允許偏差值
磨光邊	$t < 3$	≤ 110	2.0
	$3 \leq t < 8$	≤ 110	3.0
剪切邊	$t < 3$	≤ 110	1.0
	$3 \leq t < 8$	≤ 110	1.75

註：所有尺寸均為 mm。

15.9.4 長度

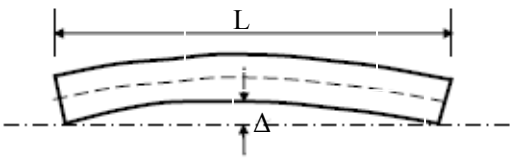
構件長度的允許偏差不大於 3mm。

15.9.5 角度偏差

截面內相鄰元件間夾角的允許偏差不大於 1°。

15.9.6 平直度

構件的平直度（或它的設計形狀）的偏差 Δ 不應超過 3mm 或 $L/1000$ 的較大值。複雜橫截面，例如明顯的不對稱截面，其允許偏差由設計者和製造商協商確定。



$\Delta = L/1000$ 或 3mm，取大值

15.9.7 扭轉角

沿長度方向的扭轉角不得超過 $1^\circ/\text{m}$ ，複雜橫截面扭轉角的允許偏差應在訂貨時協商。

15.9.8 組合構件

由兩個或多個型鋼組成的組合截面及建造成的各種結構元件，如格構式大樑，其尺寸允許偏差應由設計者和建造者或製造商協商確定。

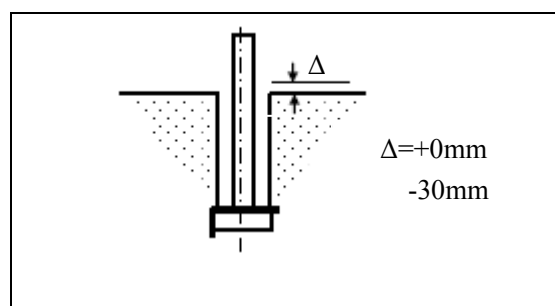
15.9.9 平整度

構件表面的凹向和凸向變形不得超過 $B/50$ ，式中 B 是構件的寬度。

15.10 基礎、牆和地腳螺栓的允許偏差

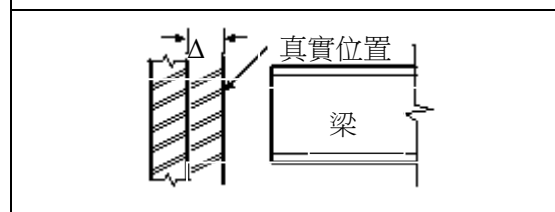
15.10.1 基礎平水

與精確水平線的偏差。



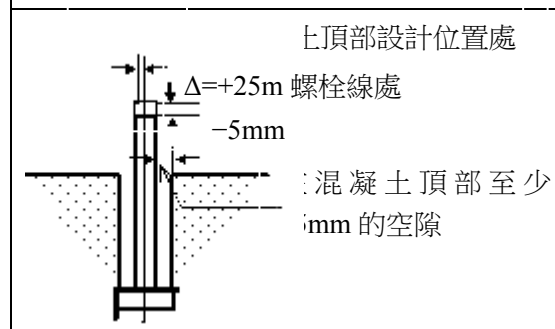
15.10.2 豎直牆

與鋼構件支承點精確位置的偏差。



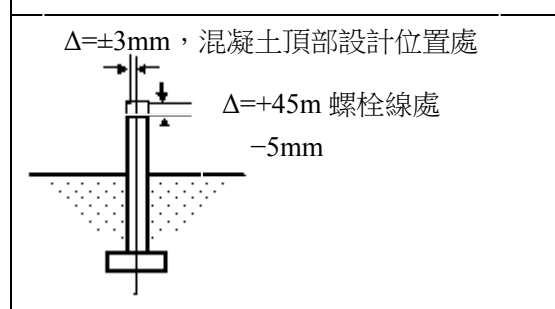
15.10.3 還需調整的預埋地腳螺栓或地腳螺栓群

與設計位置的偏差。



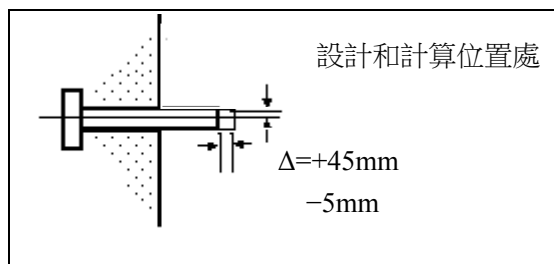
15.10.4 不需調整的預埋地腳螺栓或地腳螺栓群

與設計位置的偏差。



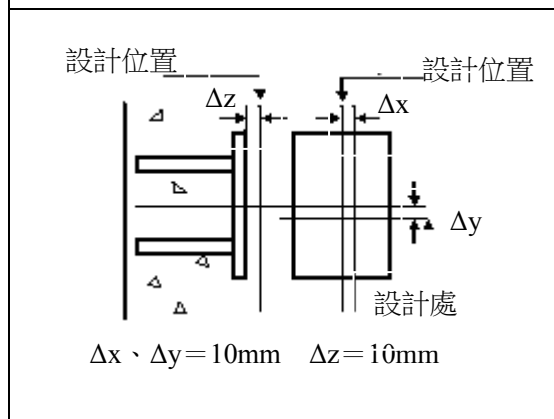
15.10.5 不需調整的預埋牆螺栓或牆螺栓群

與設計位置的偏差。



15.10.6 埋入式鋼錨板

與設計位置和水平線的偏差。



15.11 安裝部件允許偏差的應用

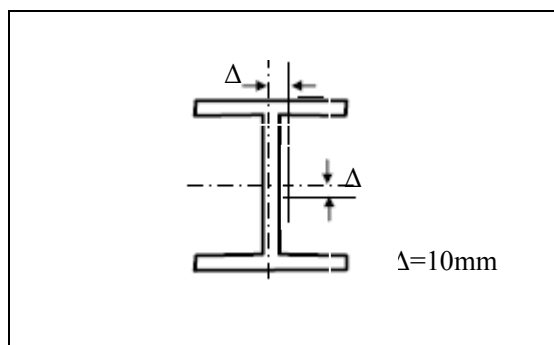
15.12 節詳細說明了安裝鋼構件的最大允許偏差，應考慮下面因素：

- (i) 所有尺寸量度均在溫和天氣中，適當考慮溫度對結構的影響；
- (ii) 工字型截面的允許偏差，同樣適用於箱形和管狀截面；
- (iii) 如圖示的偏差是相對於截面標稱中心線的偏差，橫截面的允許偏差和平直度可增大。

15.12 安裝部件和結構的允許偏差

15.12.1 柱底部的位置

截面中心線與定位軸線的偏差。



15.12.2 整體平面尺寸

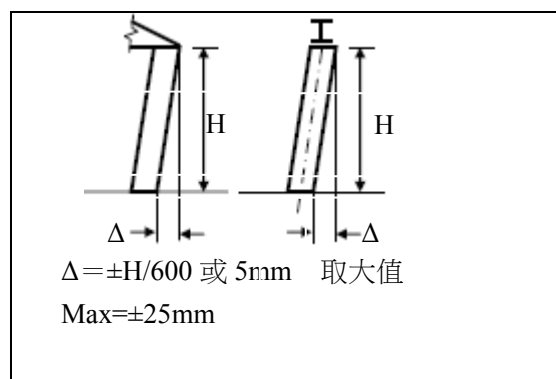
長度或寬度的偏差

整體尺寸 $L \leq 30\text{m}$, $\Delta = 20\text{ mm}$
 整體尺寸 $L > 30\text{m}$, $\Delta = 20\text{mm} + 0.25(L - 30)\text{ mm}$
 式中 L 是最大尺寸 (m)

15.12.3 單層柱的鉛垂度

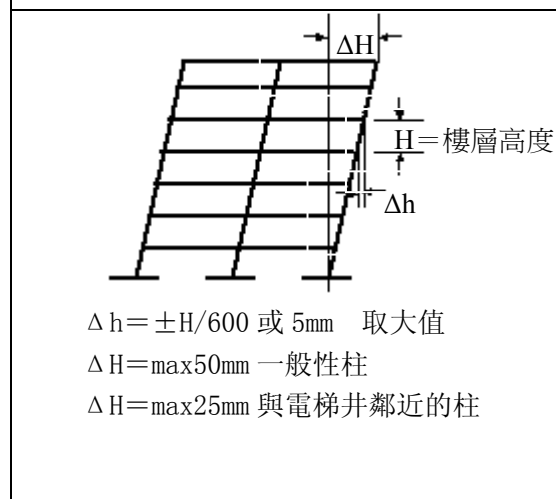
在主軸方向，頂部與底部的偏差，不包括門式框架柱。

門式框架應注意，需要進行預安裝，以達到這個偏差容限值。



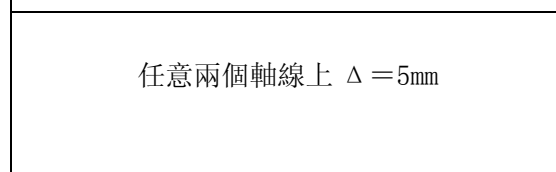
15.12.4 多層柱的鉛垂度

每個樓層間的偏差和相對於底部的最大偏差。



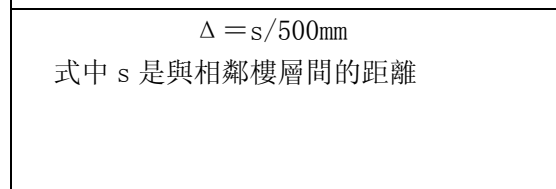
15.12.5 拼接時柱的對齊

在拼接處，柱與柱中心線間的偏差。

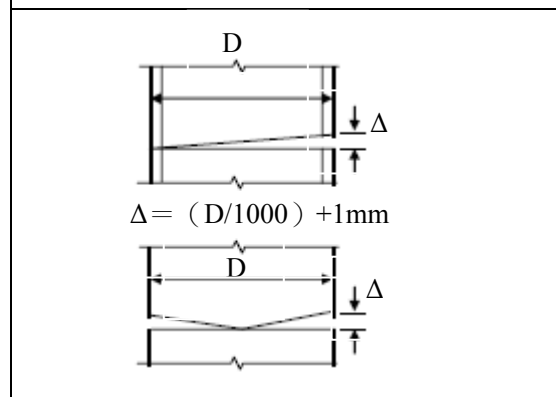


15.12.6 柱拼接位置

相鄰樓層間柱的節點在拼接處的偏差。

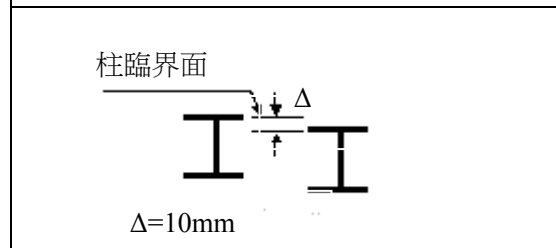


15.12.7 支承表面間的縫隙



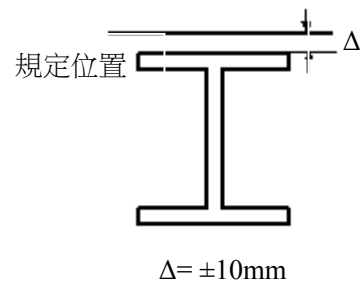
15.12.8 相鄰邊柱的對齊

底部或拼接處，與格線平行的直線上與第二根相關柱間的偏差。



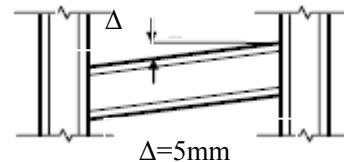
15.12.9 樑水平面

在支柱處與設計水平面的偏差。



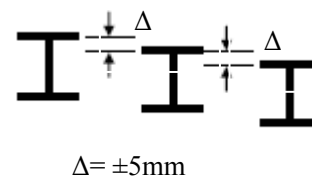
15.12.10 同一根樑的兩端水平面

端部相關水平面的偏差。

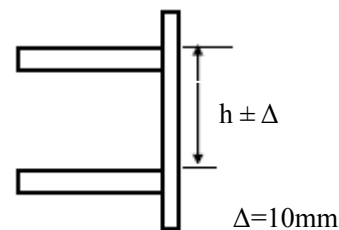


15.12.11 5 米內相鄰樑的水平面

相鄰水平面的偏差（在頂部翼緣的中心線處量度）。

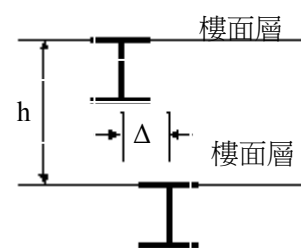


15.12.12 相鄰樓層樑的水平面



15.12.13 樑的對齊

與上、下相鄰樑的水平偏差。



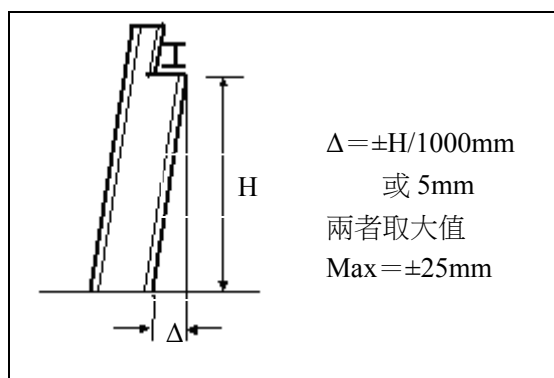
15.12.14 構件的平面位置

構件在設計位置處的偏差。

$$\Delta = 5\text{mm}$$

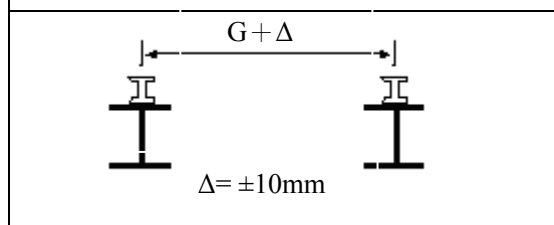
15. 12. 15 吊車台架柱的鉛垂度

頂端與底部的偏差。



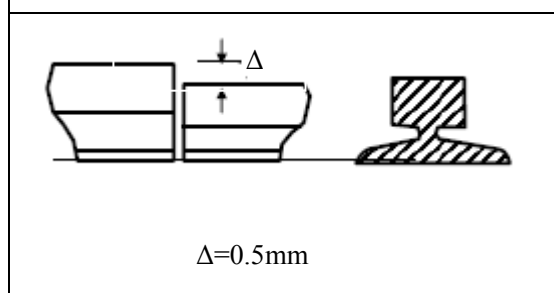
15. 12. 16 吊車台架兩軌道間標距

與設計標距的偏差。



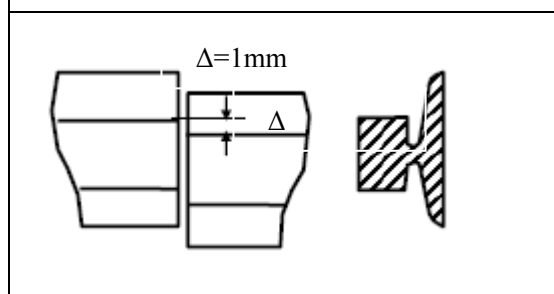
15. 12. 17 吊車台架軌道接頭部位 - 軌道表面

軌道接頭部位軌道表面的偏差。



15. 12. 18 吊車台架軌道接頭部位 - 軌道邊緣

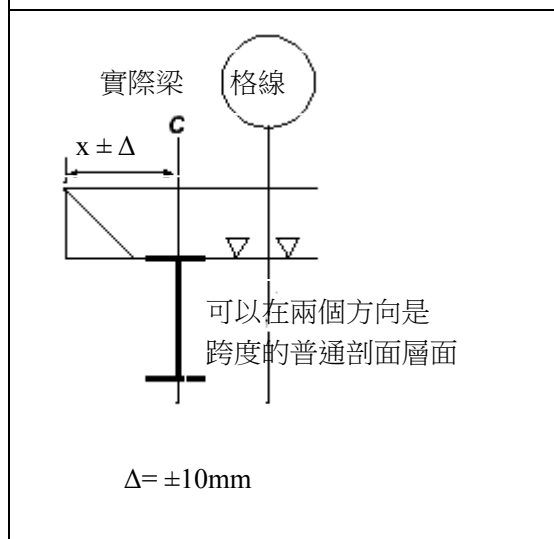
軌道接頭部位軌道邊緣的偏差。



15. 12. 19 壓型鋼板面層

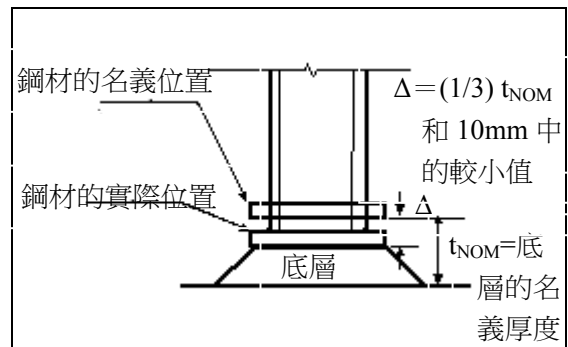
面層邊緣與邊樑的偏差。

註：由其他的偏差容限引起的樑實際中心線與樑設計中心線之間的偏差（圖示）。



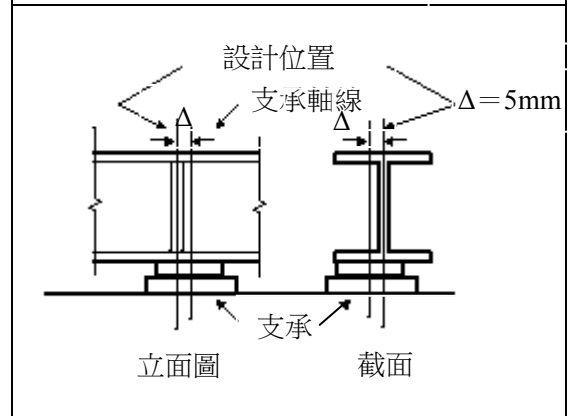
15. 12. 20底層的厚度

底層的厚度與規定的標稱厚度之間的偏差，應小於標稱厚度的 1/3，且小於 10mm。



15. 12. 21 支承位置

構件在支承上的位置與沿著支承的兩個主軸設計位置之間的偏差應在 5mm 內。



16 荷載測試

16.1 概要

16.1.1 範圍

用試驗確定現有結構或構件的承載力，及核實設計或沒有完全根據本守則規定而設計的構造。

若沒有足夠及準確的計算模型，或直接根據毀壞承載力確定設計荷載承載力時，設計可能會不符合守則規定。當符合其他規範的假定時，不得用試驗降低結構的安全等級。

本部份的荷載測試用來核實或確定結構或構件的強度設計值。它們包括驗證測試、強度測試和毀壞測試。測試也可用於確定計算模型中的設計參數，本部份沒有詳細涉及此類測試。每一特定情況下的測試大綱都要考慮本部份的建議。

可在一個或多個測試原型上進行強度測試，意在建立一系列相似的結構。

本部份的測試不適用於幾何縮小的相似模型或結構在承受荷載交變下由疲勞所控制的設計。

採用壓型鋼板建成的組合板時，為防止混凝土與壓型鋼板間的剪切黏合毀壞，應採用動力及靜力測試去證明該組合板的結構適當性。測試的詳細安排、程序以及測試結果的解釋，見 16.4 節。

16.1.2 測試要求

根據本守則的第 1 章至第 13 章設計的結構及其構件不需進行測試。

16.1.3 測試實行的建議

決定進行測試和在測試準備階段、載入測試階段和編寫測試報告時，應考慮下面的建議。

有明確的測試目的和足夠信心表明能達到目標，才進行測試。這應建立在計算模型和初步試驗性測試的基礎上，目標應能夠適當的將測試結果運用於結構設計中。

測試開始之前，應制定測試大綱並得到相關人員的同意。測試大綱應適當地包括下列內容：

- a) 測試目的包括試件數量；
- b) 表達清楚試件/結構模型及荷載的載入，包括特別注意當建造安裝時，參數、試件尺寸/材料偏差容限對結構性能的影響；
- c) 可能的毀壞模態；
- d) 用試件獲取材料和尺寸的詳細測試資料；
- e) 測試安排包括採取措施保證支承台座有足夠的強度及剛度和考慮變形時有足夠的空隙。必須考慮所有可能的毀壞機制；

- f) 詳細考慮載入方法與約束和怎樣控制荷載，即應變控制或應力控制；
- g) 詳細考慮量度什麼和在什麼時候量度；
- h) 量度的準確度。

測試大綱應考慮測試工作者的知識與經驗和試驗所使用的設備。

測試開始之前，仔細評估現有結構的結構狀況，考慮鄰近結構的支撐結構，避免由於對結構性能考慮不周而導致毀壞。

16.2 驗證測試、強度測試和破壞測試

16.2.1 驗證測試和強度測試

16.2.1.1 概要

驗證測試和強度測試是結構或構件在特定荷載下的測試。驗證測試是證明結構能充分發揮其性能，強度測試是證明結構能承受特定的設計荷載和接受類似條款的要求（見 16.3.6 條）。進行強度測試的結構應先做驗證測試，且建議後做毀壞測試。

驗證測試是非破壞性試驗，儘管可能產生永久的局部變形，測試之前應考慮變形對將來結構使用的影響。在驗證測試期間所有非線性性能的現象都要記錄下來，並找出原因。強度測試可能會引起相當大的殘餘變形。

兩種測試的荷載載入步驟是相似的。為發現可能的蠕變，測試荷載應保持在一個近似常量以便反復量度。荷載和撓度應按規則的時間間隔量度，時間間隔至少是 5 分鐘。驗證測試時，載入在達到測試荷載後的至少 3 個時間間隔內，變形應沒有較大的增長。

16.2.1.2 測試荷載

驗證測試時，測試荷載應取下式的總和：

$1.0 \times$ （試驗期間出現的恒荷載）；

和下面式中一個合適的：

- a) $1.25 \times$ （外加荷載）加上 $1.15 \times$ （剩餘的恒荷載）；
- b) $1.15 \times$ （剩餘的恒荷載）加上 $1.2 \times$ （風荷載）；
- c) $1.2 \times$ （風荷載）減去 $1.0 \times$ （剩餘的恒荷載）；
- d) $1.15 \times$ （剩餘的恒荷載）加上 $1.0 \times$ （外加荷載和風荷載）。

強度測試的試驗荷載取極限設計荷載（第 4 章）乘以一個相對強度係數（見附錄 B）。

16.2.1.3 測試標準

驗證測試成功的標準是：

- (a) 在驗證測試荷載下有充分的線性性能；
- (b) 在驗證測試荷載下至少 15 分鐘內沒有蠕變；

(c) 移去測試荷載後，殘餘變形不超過在試驗期間所記錄最大變形的 20%。

如果驗證測試不成功，需要再進行一次測試，這時殘餘變形應減小到在試驗期間所記錄最大變形的 10%。

強度測試成功的標準是：移去測試荷載後的殘餘變形不超過在測試期間所記錄的最大變形的 80%，結構的所有構件沒有壓曲和斷裂。

16.2.2 毀壞測試

16.2.2.1 概要

毀壞測試就是要確定結構或構件的毀壞模態和極限荷載承載力。試驗期間很可能出現全部的永久變形。

進行毀壞測試之前，應先進行驗證測試和強度測試。這些測試的荷載取值應基於對設計承載力的評估，然後根據強度測試進行調整。

毀壞測試中最初的載入應是強度測試時的荷載。達到強度測試荷載後，往後的載入增量應基於主要變形圖確定。

毀壞荷載是試件所能夠承受的最大測試荷載。

構件的設計承載力可從與之相似構件的毀壞測試結果根據本守則附錄B中給予的方法分析確定。

16.2.2.2 毀壞標準

試件在下列情況下可認為被毀壞：

- (a) 發生坍塌或斷裂；
- (b) 裂縫開始在試件的重要部份延伸；
- (c) 位移變得非常大。

16.3 測試條件、方法和程序

16.3.1 測試條件

試驗台架應具有足夠的剛度和強度，以便能夠類比結構或部件在使用中的性能，且對預期的變形提供充足的空隙。試驗台架提供對變形的約束不得多於實際使用中所出現的約束。

試件所受荷載和約束均應類似原結構或部件。載入裝置應類比原結構的荷載大小和分佈，並避免意外偏心，支座和約束也應代表原結構使用時的實際狀況。

設計試驗和裝置時，應考慮安全。設計的試驗台架要安全，即使試件毀壞之後，試驗台架也能夠保持穩定。

16.3.2 載入和卸載

測試開始之前，預加荷載使試件緊密貼合，完全支承於試驗台上，然後撤除此荷載。但預加荷載值不得超過相應荷載的標準值。

使用測試荷載時，必須考慮試件自重與結構在正常使用時恒荷載的不同，當多個荷載加到試件時，荷載增量應按比例加到每一個載入點。

測試中至少應分 5 個荷載增量，實際荷載增量分級數應能全面記錄試件性能，基於預測的荷載變形圖確定。通過試驗監測主要撓度，如果表現出明顯的非線性特性，應減小荷載增量。卸載應有規律的減少。

測試的載入速率應可視為類似靜態，在每次荷載增量之後應有足夠的時間允許結構達到靜態平衡。

每次載入和卸載後應量度撓度和應變，直到結構完全穩定後記錄結果。盡可能在安全的情況下，每次載入增量之後，檢查結構是否有斷裂、屈服和整體壓曲的跡象。

16.3.3 量度

應預先估計撓度的大小，包括超過彈性範圍之後撓度較大的位移量。應有足夠的量度點，以便確定試件的最大撓度。

16.3.4 機械特性

為使用和對比測試結果，試件的機械特性應通過標準件試驗確定。

標準件應從與試件相同的型鋼或鋼板中切割，或從做完測試之後的試件尚未屈服的區域處切割。

鋼材的屈服強度和拉伸強度應根據公認的標準拉伸試驗確定。

每一構件都要進行一組標準件試驗，取每組標準件測試的平均值作為構件的機械特性。

基於強度測試或其他原因，當採用機械特性去確定測試荷載時，可對從每一單獨試件的構件材料進行單獨試驗，為整個試件得到一個加權平均屈服強度。

16.3.5 相對強度系數

除非使用測試結果的機械特性作為設計，否則測試結果應通過相對強度係數進行調整。應考慮試件幾何形狀或機械特性與標稱值變異性的影響，預先確定強度測試的試驗荷載和/或從毀壞測試確定設計承載力時應使用相對強度係數。本守則附錄 B 闡述了怎樣從強度測試和毀壞測試計算相對強度系數。

16.3.6 荷載測試的質量控制

基於強度測試或毀壞測試的結果與材料在生產時的質量控制一致，結構的構件才能夠被接受。

除非有其他方法能夠證實，否則每批次產品內應至少隨機抽取兩個試件。每批次應取 20 噸或以下有相同標稱系列尺寸的截面組，檢測樣板應確定它們與原型測試所有有關的特性是否相似。特別注意構件的尺寸和連接、偏差容限、工藝和所使用鋼材的質量（參見加工工廠的產品證明書）。

在仔細檢查之後，如果與原型相比變化或變化的影響不能確定時，應進行驗

證測試，量度與原型初始驗證測試相同位置的撓度。量度的撓度最大值不得超過原型驗證測試期間記錄的撓度的 120%，殘餘撓度不得超過原型驗證測試期間記錄的撓度的 105%。

16.3.7 測試報告的內容

測試報告應記錄測試的環境，包括所有的量度值和觀測值，下列為可能的項目：

- (a) 測試環境，即測試大綱、日期、地點、見證人和參加者名單；
- (b) 測試顧問和鑒定合格人員的資格和經驗，例如 HOKLAS 認可的實驗室；
- (c) 測試台架的尺寸和佈置，包括載入點的位置和量度儀器；
- (d) 測試件實際尺寸的量度值；
- (e) 載入方法和測試程序的詳細說明；
- (f) 測試評估時所有必要的測試結果；
- (g) 記錄包括所有從測試量度資料和圖片。

如果可能，保存試件，如果不可能，保存測試之後的試件圖片。

16.4 組合板的測試

帶有壓型鋼板的組合板，有必要進行原尺動力及靜力測試，以確定結構在正常使用狀態下能抵抗混凝土和壓型鋼板之間的剪切黏合毀壞。

16.4.1 概要

本章闡述兩種類型的測試。

(1) 特定試驗

這是有特定構件外形的組合板的原尺試驗，用實際荷載值或近似值載入，目的是通過測試直接確定組合板的荷載承載力。測試結果只適用於所測試的特定跨度、壓型鋼板、混凝土強度等級及厚度。

(2) 參數試驗

這是擬使用的組合板一系列原尺試驗，而一系列參數包括荷載、壓型鋼板厚度、混凝土厚度和跨度。試驗目的是獲得資料以便確定經驗參數 k_r 和 m_r ，然後確定抗剪黏合承載力 V_s （見 10.4.5.3 (2) a 段）。

所有測試都需由具有適當結構測試經驗的試驗組織進行。

16.4.2 特定測試

(1) 測試配置

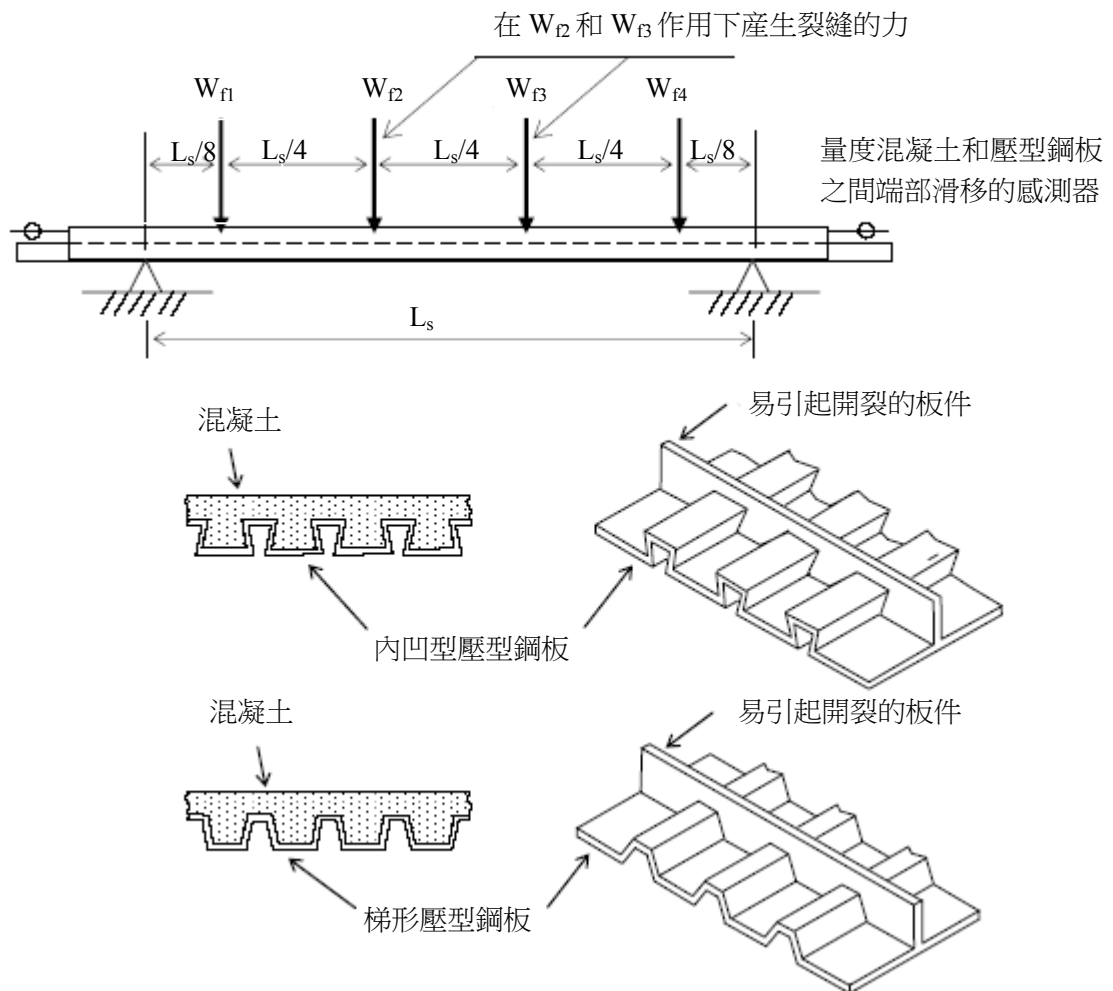
最少進行三個有代表性的擬選組合板試件的原尺測試，用實際荷載或如採用均佈荷載載入，載入類比如圖 16.1 所示。對於連續跨，可在多跨進行測試，也可在類比支座彎矩的單跨進行測試。

試驗板的寬度應不小於下面的最大值：

- 總高的三倍， $3D_s$ ；
- 600mm；
- 壓型鋼板的寬度。

易引起開裂的板件佈置在疊合板的整個高度範圍內，將分離劑塗料塗在整個試驗板寬度上，確保裂縫出現在試驗板的受拉區。四點載入時，易引起開裂的板件放置在兩個中心荷載下面，如圖 16.1 所示。對於非均佈荷載或不對稱荷載載入，板件放置在最大彎矩處。

壓型鋼板的表面應是軋製，不需要表面除油以提高黏合。澆鑄試驗板時，至少準備四個混凝土立方塊試塊。立方塊與試驗板在相同的條件下養護，在試驗板載入時測試混凝土試塊。壓型鋼板的極限拉伸強度和屈服強度應從試件的標準件試驗中獲得，標準件從組成組合板試件的壓型鋼板中切割。



註： L_s 是組合板的計算跨度；

$W_{f1} \sim W_{f4}$ 是集中力。

圖 16.1 測試細節

(2) 測試載入程序

a) 概要

擬使用組合板的荷載承載力應由表明一段時間內載入效應的測試確定，試驗程序包括下面兩部份：

- 最初的動力測試：試驗板承受周期荷載；
- 靜力測試：外加荷載增加至試驗板被毀破。

以上確定擬使用組合板的外加荷載承載力的目標值 W_e 等於外加荷載的預測值 W_p ($\gamma_f = 1.0$)，並不包括組合板的自重。

b) 最初的動力試驗

代表擬使用組合板的試驗板應首先承受一個外加周期荷載，周期荷載的下限值不大於 $0.5W_e$ 和上限值不小於 $1.5W_e$ 。在不小於 $3h$ 的時間內，周期荷載應迴圈 10000 次。測試時在規則的時間間隔內記錄跨中撓度和端部滑移。如果最大撓度不超過 $L_s/50$ ，則認為試驗板滿意地完成最初的動力測試，其中 L_s 是測試板的計算跨度。動力測試的目標是毀壞混凝土和壓型鋼板之間所有的化學黏合，從而進行隨後的檢查。此外通過機械咬合和摩擦力使抗剪承載力得到充分發揮。

c) 靜力測試

在合格完成最初的動力測試之後，對同一塊測試板進行靜力測試。外加荷載逐漸增長直至試驗板毀壞。記錄毀壞荷載、跨中撓度和跨中撓度達到 $L_s/50$ 的荷載。

d) 外加荷載承載力

試驗板的外加荷載承載力，在設計時應取下面的最小值：

- i) 撓度達到 $L_s/50$ 時的平均外加靜力荷載的 0.75 倍（至少進行 3 個試件），此時試驗板沒有被毀壞；
- ii) 平均外加靜力毀壞荷載 W_{st} 的 0.5 倍，此時試驗板突然被毀壞和端部有過大的滑移（即混凝土和壓型鋼板之間只有部份水平抗剪連接）；
- iii) 平均外加靜力毀壞荷載 W_e 的 0.75 倍，此時試驗板沒有突然被毀壞和端部過大的滑移（即混凝土和壓型鋼板之間有充分的水平抗剪連接）；
- iv) 動力試驗時的外加荷載的上限值。

靜力測試中，如果外加荷載達到兩倍的 W_e ，但是在以上 i)、ii) 和 iii) 項中沒有引起試驗板的毀壞，則停止靜力測試，然後以一個更大的 W_e 值重新進行動力測試和靜力測試。因此，擬使用組合板的外加荷載承載力的目標值應相應的提高。

(3) 測試報告

每一塊組合板試驗報告中應包括下列內容：

- 被測試組合板的外加荷載預測值；
- 壓型鋼板的厚度和總高；

- 抗剪連接鍵的尺寸和間距；
- 組合板的尺寸；
- 混凝土立方塊強度 f_{cm} 的觀測值；
- 動力測試時的荷載範圍，如 $0.5W_r$ 到 $1.5W_r$ ；
- 動力測試和靜力測試的荷載—撓度表和荷載—端部滑移圖；
- 毀壞時的靜力荷載 W_{st} ；
- 組合板的毀壞模態（彎曲，縱向滑移或垂直剪切）和毀壞類型（延性或脆性）；
- 外加荷載承載力 W_e ；
- 組合板的自重；
- 組合板總的荷載承載力（即 W_e 減去組合板的自重）。

16.4.3 參數試驗

(1) 概要

對不同厚度、強度等級和不同類型的壓型鋼板、不同強度等級的混凝土和板厚，也需要進行一系列的單獨試驗。在這一系列的試驗中，變數是剪切跨度 L_v （見 10.4.5.3 (3) 段）。

測試應包括實際使用時的所有跨度，在這些跨度範圍之外不需進行外推。

組合板與支承樑採用抗剪栓釘連接時，在試件中應忽略栓釘。栓釘和端部錨固的效應應單獨考慮（見 10.4.5.3 (3) 段）。

記錄毀壞模態，區分彎曲毀壞、縱向滑移和豎向剪切毀壞。試驗板端部鋼板和混凝土之間的相對滑移應被考慮為預示著縱向滑移毀壞。當毀壞時沒有端部滑移，則預示著具有充分抗剪連接的彎曲毀壞。

若毀壞模態是豎向剪切毀壞，則不能利用測試結果確定經驗參數 m_r 和 k_r 。

(2) 試驗和程序

至少測試兩組試驗板，每一組不少於 3 個試件，根據 16.4.2(1)&(2) 段進行試驗，同時至少有兩組 4 個混凝土立方塊。所有的試驗要求用相同的標稱混凝土立方塊抗壓強度等級。

變形和剪力傳遞裝置（如壓型鋼板的壓花）都應精確代表實際使用的鋼板的壓花。壓花間距的偏差容限為 5%，壓花尺寸和高度的偏差容限為 10%。

(3) 試驗結果

為確定抗剪黏合承載力，在如圖 16.2 所示的 A 區和 B 區進行試件測試。每次試驗時，試驗最大剪力 V_e 應取在 16.4.2(2c) 段中定義的毀壞荷載 W_{st} 的一半，只取導致剪切黏合毀壞測試中的數值。

對於 A 區和 B 區，試驗變數應包括如 $V_E / (B_s d_s \sqrt{f_{cm}})$ 和 $A_p / (B_s L_v \sqrt{f_{cm}})$ 的參數值：

- 位於預測可能發生剪切黏合毀壞的全部數值範圍；
- 包括實際使用所要求的全部數值範圍；

A 區試件的剪切跨度應盡可能長，同時仍發生剪切黏合毀壞。B 區試件的剪切跨度應盡可能短，同時仍然發生剪切黏合破毀。試件的剪切跨度不小於 450mm。

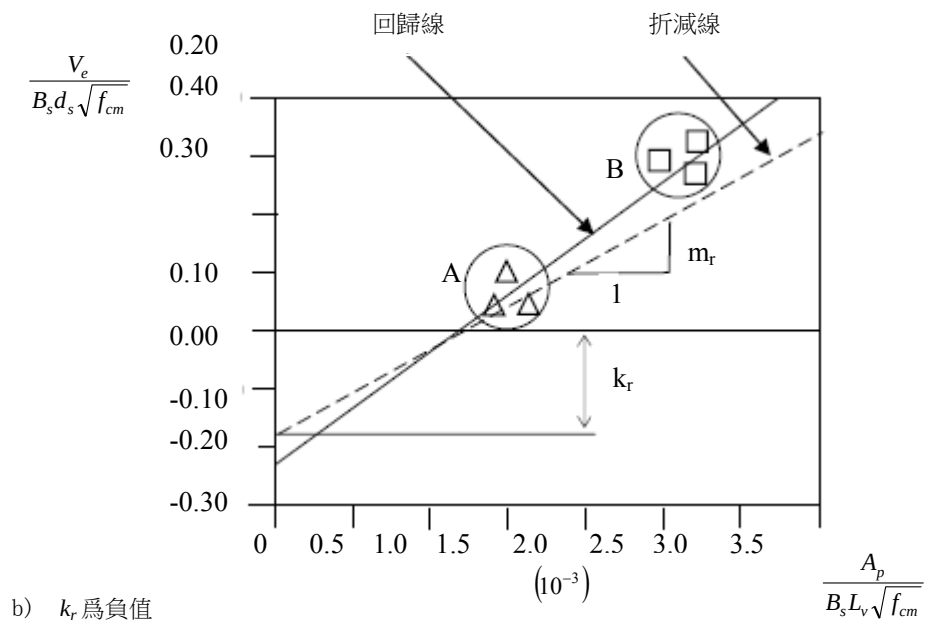
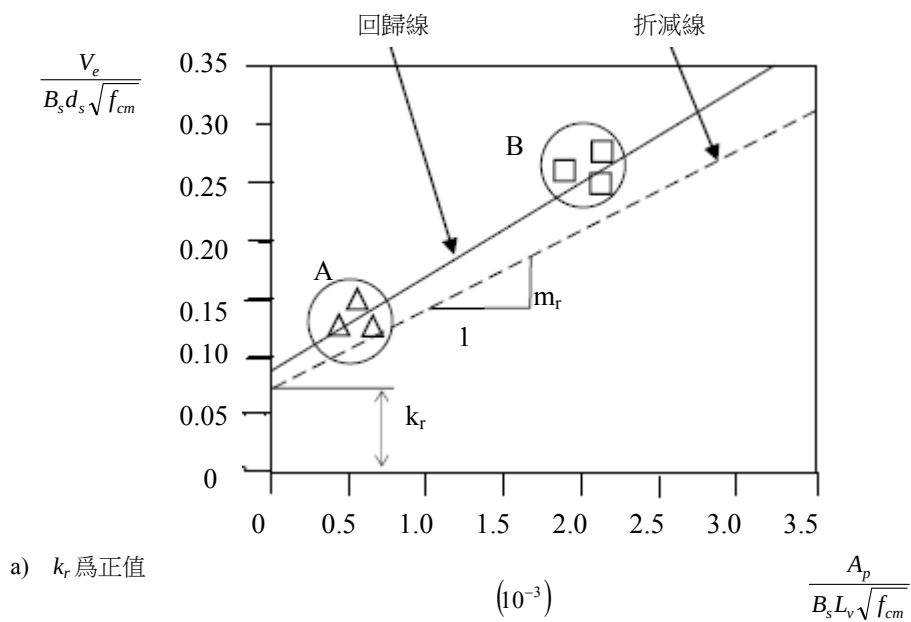
用作試驗的壓型鋼板的標稱形狀和厚度應和實際使用的壓型鋼板應相同，試件的橫截面面積 A_p 值的變異性不得大於 $\pm 10\%$ 。壓型鋼板的標稱強度等級與實際所使用的壓型鋼板也應相同。

試件的最小混凝土立方塊強度 f_{cm} 不得小於 25N/mm^2 ，在 A 區和 B 區試件平均混凝土立方塊強度之間的差異不宜超過 5N/mm^2 。當變異性更大時，繪製試驗結果時，應使用所有試件的平均立方塊強度。

由試驗結果繪製出回歸線，如圖 16.2 所示。回歸線應取在 A 區和 B 區的試驗結果之間擬合效果最好的直線。

每一個區至少進行 3 個試件試驗，只要 3 個試件結果的平均值的變異性不超過 $\pm 7.5\%$ 。當超過 $\pm 7.5\%$ 時，應再進行 3 個試件試驗，共用 6 個試驗結果繪製回歸線。為使試驗量度值位於設計中所使用直線的上方，在設計中根據如圖 16.2 所示的折減線確定經驗參數 m_r 和 k_r （見 10.4.5.3 (2) a 段）。通常折減線取在比回歸線低 15% 處。此外，當進行八個或更多個試件試驗時，折減線應取在比回歸線低 10% 處。

當從折減線得到的經驗參數 k_r 是負值時，見圖(16.2b)，利用試驗結果進行設計應受到限制，詳見 10.4.5.3 (2) a 段。



註： A_p 壓型鋼板的橫截面面積(mm)；
 B_s 組合板的寬度(mm)；
 d_s 組合板板頂到壓型鋼板形心的有效高度(mm)；
 f_{cm} 混凝土立方塊強度測試值(N/mm²)；
 k_r 經驗參數($\sqrt{\text{N/mm}^2}$)；
 L_v 組合板的剪切跨度(mm)；根據 10.4.5.3 (2) 段確定；
 m_r 經驗參數(N/mm²)；
 V_e 試驗的最大剪力(N)。

圖 16.2 抗剪連接鍵破壞

17 現有結構評估和改進建議

17.1 概要

除結構保養外，負責工程師應對現有結構和基礎進行評估，目的在於：

- (a) 瞭解結構體系，即建築物怎樣傳遞豎向荷載和橫向荷載至基礎。注意實際荷載路徑可能與初始設計的荷載路徑不同，像許多構件在初始設計中不考慮承擔荷載，而在實際中承擔荷載，如隔牆，評估工程師必須確立這點。初始結構可能已被改變。

瞭解結構或形成結構與基礎的材料的現行狀態，是否有缺陷、是否有損壞、材料是否惡化，如果有應確定是多少。

- (b) 評估防火體系和防腐體系的狀態。
- (c) 確定可能施加於結構的附加荷載，並確定合理的傳力路徑。
- (d) 設計新結構與現有結構適當連接的細節構造。
- (e) 設計必要的加強體系，使現有結構能承擔不同的荷載。構件的結構承載力可採用包含有精確方法的先進設計規範來確定。

沒有合適的資料可利用時，負責工程師應安排必要的初始材料的測試，以便根據相關的標準和程式確定強度設計值。

有些情況下，有必要進行主要構件（如樓板）的荷載測試。然而這類測試的結果可能不確切，或有引起毀壞的風險，因此這類測試應謹慎進行。

利用現有的工程原理和守則規定設計新結構與現有結構的連接和所有的加強體系。

17.2 結構評估調查

收集和核查從各種途徑獲得的所有可能關於結構的資料，如下：

- (a) 已有的圖則和文件。資訊的最佳來源是記錄在案的圖則和初始設計的規定。
- (b) 歷史研究和非書面資訊。可從指導書、新聞檔案和歷史研究中發現對有歷史意義的古老建築的描述，與當地人的交談中也可獲得有用的資訊，如村長或考古學家。
- (c) 結構調查。從初始的書面研究獲取資訊和到現場參觀與結構調查。文獻中給予怎樣進行此項工作的建議。
- (d) 詳細的場地調查。上部結構的打通和檢查基礎時的探井，應遵從最初調查的具體規定。

17.2.1 初始材料

首先從原始圖則和檢查中判別現有結構所使用的材料。如果不能較合理準確地確定材料特性，則有必要取樣板進行破壞性試驗。取樣的位置必須仔細挑選，

以使損壞最小，避免對結構產生較大的毀壞且提供充足可靠的資料，尤其是鐵與鋼材的化學成分和可焊性。從切實可行的較厚截面中取樣以便獲取更多的機械特性。應採用合適的方法修補被取掉作測試的部份構件。

為識別舊型號的鋼材、鍛制和鑄鐵，可參考附錄 A2.5 給予的文獻。

17.2.2 評估報告

準備評估報告。報告應闡述文獻研究、現場調查、材料試驗、及所有的分析和設計檢查計算的結果。書寫決策綜合報告時，應用簡潔的語言和簡單的圖表。報告書寫應有系統性，詳細內容參見有關文獻。評估報告在確定現有建築的使用和再利用的範圍時非常有用。

17.3 設計和分析

17.3.1 結構評估分析和設計檢查

如果結構擁有持續的保養，即局限於對腐蝕或受損構件的修復和修補，通常結構評估不需進行。

在其他情況下，如 17.1 節中註釋，應確定合理的結構體系，包括一些並沒有包括在原始結構設計中的構件，這個過程要憑負責工程師的直覺和經歷。

對本課題更詳細的討論和建議參見附錄 A2.1 所列文獻。

用作評估的荷載係數和荷載組合按 4.3.3 條取用。在某些情況下，當有足夠的依據時可取較小的荷載係數。

設計新的附加結構時，荷載係數和荷載組合按 4.3.1 條取用。

考慮初始構件可能的疲勞荷載。

17.3.2 現有結構和新建結構的整體穩定性

評估現有結構時，必須表明現有結構和所有其他的附加結構對抗傾覆或壓曲的整體穩定有足夠的安全係數。

17.3.3 新建結構與現有結構連接的細節構造

設計適當的細節連接構造。注意保證現有結構構件不會由於切割、鑽孔或焊接導致性能變差而無法接受。

17.3.4 初始結構的升級

若有必要加強現有結構，則應設計適當的連接構造，連接加強構件與現有結構，以考慮將所要求的荷載部份轉移到新的構件。

採用相匹配的分析方法，並考慮溫度影響。

加強或修復結構時，有必要減輕構件的恒載或其他荷載。若焊接產生的熱量施加於現有結構，這時尤其重要。應仔細規定增加強度時的焊接工序，保持荷載效應的對稱性，盡可能減小變形。

轉移荷載的方法包括使用臨時性千斤頂和支架，永久性扁千斤頂或通過反頂減輕現有結構的荷載。

用於加強或修補現有材料的表面，除非表面保護處於良好狀態，否則應徹底清除不相關的雜質，用於焊接的表面部份應清除距離施焊 50mm 內的所有面層。

17.3.5 設計中考慮極端情況（火災、事故、恐怖主義）

用現行的有效性或防火標準考核過去設計的結構的有效性和防火性能，可能是很困難的，甚至經濟上是不可行的，但對建築的使用者應提供一個適當的安全等級。因此要求進行特定的風險分析和效能為本的設計，以便證實有抗火和抗極端情況的可接受安全等級。

17.3.6 使用

與 17.3.5 條相似，遵從現行的撓度或振動設計指導可能是不經濟的。因此要求提供效能為本的理據以證實撓度和振動能夠達到可接受的安全水準。

17.4 荷載測試

在 17.1 節中提到，應謹慎的進行荷載測試。除非有合理的預測試驗會成功，否則不應規定進行荷載測試。如果決定進行荷載測試，測試原則應符合本守則第 16 章的規定。為避免損壞，必須仔細考慮將要施加的測試荷載的大小。

保證試驗人員和公眾的安全，應設計試驗台架，防止測試中發生構件毀壞時的不安全。荷載測試的具體指導原則參見附錄 A2.3。

附錄 A 參考文獻

A1 認可的標準和技術文獻

本附錄列出屋宇署認可的與《鋼結構作業守則》基於極限狀態法配套使用的標準和技術文獻，在引用其他標準和技術文獻的資料時，應論證其能夠達到與本守則指定的認可標準具有同等的性能。

對以下標準進一步的修改可從香港政府屋宇署的主頁上獲得，網址為 <http://www.bd.gov.hk/>。

A1.1 鋼材

A1.1.1 澳洲和新西蘭標準

AS/NZS 1163: 2009	冷成型結構鋼空心管
AS/NZS 1594: 2002	熱軋鋼板
AS/NZS 3678: 2011	結構鋼—熱軋鋼板及樓面板
AS/NZS 3679.1: 2010	結構鋼—熱軋條鋼和型鋼
AS/NZS 3679.2: 2010	結構鋼—焊接工字型鋼

A1.1.2 美國標準

ASTM A36/A36M-08	碳素結構鋼標準
ASTM A500/A500M-10a	圓形與異型冷成型焊接與無縫碳素鋼結構管標準
ASTM A514/A514M-05 (2009)	焊接用經淬火與回火的高屈服強度合金鋼板標準
ASTM A572/A572M-07	高強低合金鋁—釩結構鋼標準
ASTM A618/A618M-04 (2010)	熱成焊接和無縫高強度低合金結構鋼管標準
ASTM A847/A847M-11	提高耐大氣腐蝕性能的冷成型焊接和無縫高強度低合金結構鋼管標準
ASTM A913/A913M-07	經淬火和自回火 (QST) 處理的結構高強度低合金鋼型材用標準
ASTM A992/A992M-11	結構型鋼標準

A1.1.3 中國標準

GB/T 247—1997	鋼板和鋼帶檢測、包裝、簽定及質量說明書的一般規定
GB 709—2006	熱軋鋼板和鋼帶
GB/T 1591—2008	高強度結構鋼
GB 5313—1985	厚度方向性能鋼板
YB4104—2000	高層建築結構用的鋼板
GB50017—2003	鋼結構設計規範
GB50205—2001	鋼結構工程施工質量驗收規範

A1.1.4	日本標準	
	JIS G 3101: 2010	普通結構用軋製鋼材
	JIS G 3106: 2008	焊接結構用軋製鋼材
	JIS G 3136: 2005	建築結構用軋製鋼材
	JIS G 3350: 2009	普通結構用輕型鋼材
	JIS G 3352: 2003	冷彎波紋鋼鋪板
	JIS G 3444: 2010	普通結構用碳素鋼管
	JIS G 3466: 2010	普通結構用方形碳素鋼管
	JIS A 5523: 2006	熱軋焊接壓型鋼板
	JIS A 5528: 2006	熱軋壓型鋼板
A1.1.5	英國和歐洲標準	
	BS EN 10025: 2004	非合金結構鋼熱軋製品—交貨技術要求 經調質垂直於製品表面變形性能的鋼產品交 貨技術要求
	BS EN 10164: 2004	
	BS EN 10210-1: 2006	非合金和精粒結構鋼的熱軋空心管材—第1部 份：交貨技術規定
	BS EN 10248-1: 1996	非合金熱軋壓型鋼板。第一部份：交貨技術規 定
A1.1.6	破壞性試驗的標準	
	BS EN 10002-1: 2001	金屬材料—抗拉試驗。第1部份：室溫下的試 驗方法(在英國已經被 BS EN ISO 6892-1: 2009 取代)
	BS EN 10045-1: 1990	金屬材料的夏比衝擊試驗方法(V形和U形切 口)(在英國已經被 BS EN ISO 148-1: 2010 取代)
	BS EN ISO 148-1: 2010	金屬材料的夏比衝擊試驗方法。第一部份：試 驗方法
	BS EN ISO 6892-1: 2009	金屬材料拉伸試驗。第一部份：室溫拉伸試驗
	ASTM E8/E8M-09	金屬材料的抗拉試驗的標準試驗方法
	ASTM E23-07ae1	金屬材料的有切口棒材衝擊試驗的標準試驗 方法
	ASTM A770/A770M-03(R2007)	特殊用途鋼板標準規範規定的厚度抗拉測試 實驗
	JIS G 3199: 2009	寬闊平坦厚鋼板的特點規範
	AS/NZS 3678: 2011	鋼結構—熱軋鋼板：樓板及屋面板
	GB 5313: 2000-T	寬闊平坦厚鋼板的特點規範

A1.2 鑄造和鍛造

A1.2.1 澳洲標準

AS 2074: 2003

鑄鋼

A1.2.2 美國標準

ASTM A27/A27M-10

普通碳素鋼鑄件標準規格

ASTM A148/A148M-08

結構用高強度鋼鑄件標準規格

ASTM A957/A957M-10

一般工業用普通熔模鑄鋼標準規格

ASTM A781/A781M-11

一般工業用普通鋼和合金鑄件標準規格

ASTM A488/A488M-11

焊接鋼鑄件、工序和人員資格鑒定標準實施規程

A1.2.3 中國標準

GB50017—2003

鋼結構設計規範

A1.2.4 日本標準

JIS G 3201: 1988

碳素鋼鍛件—一般使用

JIS G 5101: 1991

碳素鋼鑄件

JIS G 5102: 1991

焊接結構用鋼鑄件

JIS G 5111: 1991

結構用高抗拉強度碳素鋼及低合金鋼鑄件

A1.2.5 英國和歐洲標準

BS 29: 1976

厚度大於 150mm 的碳素鋼鑄件規格（在英國已經被 BS EN 10250-2: 2000 取代）

BS 3100: 1991

普通工程用鋼鑄件規格（在英國已經被 BS EN ISO 10293: 2005 取代）

BS EN 10250-2: 2000

普通工程用開口鋼模鍛件—第 2 部份：非合金鋼和專用鋼

BS EN 10293: 2005

普通工程使用的鋼板鑄件規格

DIN 1681: 1990

普通工程用鑄鋼交貨技術要求

A1.3 螺栓

A1.3.1 澳洲和新西蘭標準

AS 1110.1: 2000

ISO 公制六角頭螺栓和螺釘：產品等級 A 和 B—第 1 部分：螺栓

AS 1110.2: 2000

ISO 公制六角頭螺栓和螺釘：產品等級 A 和 B—第 2 部分：螺釘

AS 1111.1: 2000

ISO 公制六角頭螺栓和螺釘：產品等級 C—第 1 部分：螺栓

AS 1111.2: 2000

ISO 公制六角頭螺栓和螺釘：產品等級 C—第 2 部分：螺釘

AS 1112.1: 2000

ISO 公制六角頭螺母：第 1 部分：1 型—產品等級 A 和 B

AS 1112.2: 2000	ISO 公制六角頭螺母：第 2 部分：2 型—產品等級 A 和 B
AS 1112.3: 2000	ISO 公制六角頭螺母：第 3 部分：產品等級 C
AS 1112.4: 2000	ISO 公制六角頭螺母：第 4 部分：斜邊薄螺母—產品等級 A 和 B
AS/NZS 1252: 1996	結構工程用與螺母和墊片有關的高強螺栓
AS/NZS 1559: 1997	塔式結構用與螺母和墊片有關的熱浸鍍鋅螺栓
A1.3.2 美國標準	
ASTM A194/A194M-10a	與高溫、高壓用螺栓相配的碳素鋼及合金鋼螺母標準規格
ASTM A307-10	抗拉強度為 60000 PSI 碳素鋼螺栓和焊釘標準規格
ASTM A325-10	最小抗拉強度為 120/105 ksi 熱處理結構用螺栓和鋼材標準規格
ASTM A325M-09	強度大於 830MPa 的結構螺栓，鋼材熱處理標準規格
ASTM A490-10ae1	最小抗拉強度為 150ksi 熱處理結構用螺栓和合金鋼標準規格
ASTM A490M-10	高強度螺栓（10.9 和 10.9.3）鋼結構連接的標準規格
ASTM A563-07a	碳素鋼及合金鋼螺母標準規格
ASTM F436-11	硬化鋼墊片標準規格
ASTM F436M-10	硬化鋼墊圈的標準規格
ASTM F1852-08	經熱處理最低抗拉強度為 120/105ksi “擰斷”型拉力控制結構鋼螺栓/螺母/墊片元件技術規格
A1.3.3 中國標準	
JGJ 82—1991	螺栓
GB 1228—2006	鋼結構用高強度大六角頭螺栓形式與尺寸
GB 1229—2006	鋼結構用高強度大六角頭螺母形式與尺寸
GB 1230—2006	鋼結構用高強度墊圈形式與尺寸
GB 1231—1991	鋼結構高強度大六角頭螺栓、大六角頭螺母、墊圈技術條件
GB 3098.1—2000	緊固件機械特性：螺栓、螺釘和螺柱
GB 3103.1—2001	緊固件偏差：螺栓、螺釘和螺母
GB 3632—2008	鋼結構用扭剪型高強度螺栓連接形式與尺寸
GB 3633—1983	鋼結構用扭剪型高強度螺栓連接技術條件
GB 50017—2003	鋼結構設計規範
A1.3.4 日本標準	
JIS B 1051: 2000	碳素鋼和合金鋼緊固件的機械特性—第 1 部分：螺栓、螺釘和螺柱

JIS B 1180: 2004	六角頭螺栓和螺釘
JIS B 1181: 2004	六角頭螺母和六角頭薄螺母
JIS B 1186: 1995/AMD1:2007	摩擦連接用的高強六角頭螺栓、六角頭螺母及平緊固件規程
JIS B 1256: 2008	平墊圈
A1.3.5 英國，歐洲和 ISO 標準	
BS 3692: 2001	ISO 米制精密六角螺栓、螺釘和螺母規格。米制單位
BS 4190: 2001	ISO 米制黑六角螺栓、螺釘和螺母規格
BS 4320: 1968	用於一般工程用途的金屬墊圈規格。米制單位
BS 4395-1: 1969	結構工程用摩擦型高強螺栓和配套螺母及墊圈規格—第 1 部份：一般等級
BS 4395-2: 1969	結構工程用摩擦型高強螺栓和配套螺母及墊圈規格—第 2 部份：較高等級的螺栓、螺母和一般等級的墊圈
BS 4604-1: 1970	鋼結構構件中摩擦型高強公制螺栓應用規格—第 1 部份：一般等級(在英國已經被 BS EN 1993-1-8: 2005 取代)
BS 4604-2: 1970	鋼結構構件中摩擦型高強公制螺栓應用規格—第 2 部份：較高等級(在英國已經被 BS EN 1993-1-8: 2005 取代)
BS EN 1993-1-8: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。節點連接設計。
BS 4933: 2010	ISO 公制粗帽罩頭和沈頭螺栓、螺釘和六角螺母規格
BS 7419: 1991	地腳螺栓規格
BS 7644-1: 1993	直接拉力指示器—第 1 部份：可壓縮墊圈規格(在英國已經被 BS EN 14399-9: 2009 取代)
BS 7644-2: 1993	直接拉力指示器—第 2 部份：螺母面和螺栓面墊圈規格(在英國已經被 BS EN 14399-9: 2009 取代)
BS EN 14399-9: 2009	高強預緊螺栓。產品等級 HR 和 HV。直接拉力指示器螺栓和螺母
BS EN ISO 4014: 2011	六角頭螺栓：產品等級 A 和 B
BS EN ISO 4016: 2011	六角頭螺栓：產品等級 C
BS EN ISO 4017: 2011	六角頭螺釘：產品等級 A 和 B
BS EN ISO 4018: 2011	六角頭螺釘：產品等級 C
BS EN ISO 4032: 2001	1 型六角螺母：產品等級 A 和 B
BS EN ISO 4033: 2001	2 型六角螺母：產品等級 A 和 B
BS EN ISO 4034: 2001	六角螺母：產品等級 C
BS EN ISO 7091: 2000	平墊圈—標準系列：產品等級 C

A1.4 焊接

A1.4.1 焊接標準

A.1.4.1.1 美國標準

AWS D1.1/D1.1M: 2010

AWS D1.3/D1.3M: 2008

結構焊接規範—鋼

結構焊接規範—壓型鋼板

A.1.4.1.2 英國，歐洲和 ISO 標準

BS EN 440: 1995

焊接用料：非合金與細粒鋼的氣體保護金屬電弧焊用絲狀電極和沈積物分類(在英國已經被 BS EN ISO 14321: 2011 取代)

BS EN ISO 14341: 2011

焊接用料：非合金與細粒鋼的氣體保護金屬電弧焊用絲狀電極和沈積物分類

BS EN 499: 1995

焊接用料：非合金鋼和細粒鋼的手動金屬電弧焊接用塗劑焊條分類(在英國已經被 BS EN ISO 2560: 2009 取代)

BS EN ISO 2560: 2009

焊接用料：非合金鋼和細粒鋼的手動金屬電弧焊接用塗劑焊條分類

BS EN 719: 1994

焊接堆層：任務和責任(在英國已經被 BS EN ISO 14731: 2009 取代)

BS EN ISO 14731: 2006

焊接堆層：任務和責任

BS EN 729-2: 1995

焊接質量要求：金屬材料熔焊—第 2 部分：綜合質量規定(在英國已經被 BS EN ISO 3834-2: 2005 取代)

BS EN ISO 3834-2: 2005

焊接：焊接金屬材料的建議—第 2 部分：鐵素體鋼電弧焊接

BS EN 729-3: 1995

焊接質量要求：金屬材料熔焊—第 3 部分：標準質量規定(在英國已經被 BS EN ISO 3834-3: 2005 取代)

BS EN ISO 3834-3: 2005

焊接質量要求：金屬材料熔焊—第 3 部分：標準質量規定

BS EN 729-4: 1995

焊接質量要求：金屬材料熔焊—第 4 部分：基本質量規定(在英國已經被 BS EN ISO 3834-4: 2005 取代)

BS EN ISO 3834-4: 2005

焊接質量要求：金屬材料熔焊—第 3 部分：基本質量規定

BS EN 756: 2004

焊接用料：非合金鋼和細粒鋼埋弧焊用實芯焊絲和藥芯焊絲混合助熔劑分類(在英國已經被 BS EN 14171: 2010 取代)

BS EN 14171: 2010

焊接用料：非合金鋼和細粒鋼埋弧焊用實芯焊絲和藥芯焊絲混合助熔劑分類

BS EN 758: 1997

焊接用料：非合金鋼以及細粒鋼保有或無氣體的金屬電弧焊用管狀焊條分類(在英國已經被 BS EN 17632: 2008 取代)

BS EN ISO 17632: 2008	焊接用料：非合金鋼以及細粒鋼保有或無氣體的金屬電弧焊用管狀焊條分類
BS EN 1011-1: 2009	焊接－金屬材料焊接的推薦規範－第 1 部分：電弧焊接通用指南
BS EN 1011-2: 2001	焊接：焊接金屬材料的建議－第 2 部分：鐵素體鋼電弧焊接
BS EN 22553: 1995	焊接、銅焊和低溫焊連接件－製圖符號表示
A1.4.2 焊接工藝標準 (WPS)	
A.1.4.2.1 美國標準	
AWS D1.1/D1.1M: 2010	結構焊接規範－鋼
A.1.4.2.2 英國，歐洲和 ISO 標準	
BS EN 288-3: 1992	金屬材料焊接工藝規格：焊接工藝試驗 (在英國已經被 BS EN ISO 15614-1: 2004+A1: 2008 取代)
BS EN ISO 15614-1: 2004+A1: 2008	金屬材料焊接工藝規格：焊接工序試驗。
BS EN ISO 15614-8: 2002	第 1 部份：電弧焊接和氣焊 金屬材料焊接工藝規格：焊接工序試驗。 第 8 部份：金屬管與管板焊接
A1.4.3 焊工資質鑒定試驗	
A.1.4.3.1 美國標準	
AWS D1.1/D1.1M: 2010	結構焊接規範－鋼
A.1.4.3.2 英國，歐洲和 ISO 標準	
BS EN 287-1: 2004	焊工資質考核測驗：熔焊
ISO 9606-1: 1994	焊工資質考核測驗：熔焊 第一部份：鋼材。
BS EN 1418: 1998	焊接工藝。經認可的熔焊以及金屬材料的全自動電焊測試。
BS EN 4871-3: 1985	焊接工藝認可測試規範。第三部份：金屬方管連接的電弧焊。
BS EN 4872-1: 1982	焊接工藝無需認可測試的規範。第一部份：鋼材的熔焊。
A1.4.4 無損檢測	
A.1.4.4.1 美國標準	
AWS D1.1/D1.1M: 2010	結構焊接規範－鋼
A.1.4.4.2 英國，歐洲和 ISO 標準	
BS 3923: Part 1: 1986	焊接的超聲檢測方法－第 1 部份：鐵素體鋼熔焊對接接頭的自動檢測 (在英國已經被 BS EN 1714: 1998 取代)

BS EN 1714: 1998	焊點的無損試驗－焊點的超聲波試驗(在英國已經被 BS EN ISO 17640: 2010 取代)
BS EN ISO 17640: 2010	焊點的無損試驗－焊點的超聲波試驗
BS EN 571-1: 1997	無損檢測：滲透檢測一般原理
BS EN 970: 1997	熔焊焊縫的無損檢測：外觀檢查(在英國已經被 BS EN ISO 17637: 2011 取代)
BS EN ISO 17637: 2011	熔焊焊縫的無損檢測：外觀檢查
BS EN 1290: 1998	焊縫的無損檢測：焊縫的磁粉檢測(在英國已經被 BS EN ISO 17638: 2011 取代)
BS EN ISO 17638: 2009	焊縫的無損檢測。焊縫的磁粉檢測
BS EN 1435: 1997	焊縫的無損檢測：焊接接頭的放射性檢測
BS EN ISO 9934-1: 2001	焊縫的無損檢測。焊縫的磁粉檢測

附錄 C 給予典型的焊接形式基本摘要。

A1.4.5 焊縫無損檢測

BS EN 875: 1995	金屬材料焊縫破損測試－衝擊測試－試板位置、切口方向及檢查(在英國已經被 BS EN ISO 9016: 2011 取代)
BS EN ISO 9016: 2011	金屬材料焊縫破損測試－衝擊測試－試板位置、切口方向及檢查
BS EN 876: 1995	金屬材料焊縫破損測試－熔焊節點中焊材的縱向拉力測試(在英國已經被 BS EN ISO 5178: 2011 取代)
BS EN ISO 5178: 2011	金屬材料焊縫破損測試－熔焊節點中焊材的縱向拉力測試
BS EN 895: 1995	金屬材料焊縫破損測試－橫向拉力測試(在英國已經被 BS EN ISO 4136: 2011 取代)
BS EN ISO 4136: 2011	金屬材料焊縫破損測試－橫向拉力測試
BS EN 910: 1996	金屬材料焊縫破損測試－撓曲測驗(在英國已經被 BS EN ISO 5173: 2011 取代)
BS EN ISO 5173: 2010	金屬材料焊縫破損測試－撓曲測驗
BS EN 1043-1: 1996	金屬材料焊縫破損測試－電弧熔焊節點的硬度測試(在英國已經被 BS EN ISO 9015: 2011 取代)
BS EN ISO 9015: 2011	金屬材料焊縫破損測試－電弧熔焊節點的硬度測試
BS EN 1320: 1997	金屬材料焊縫破損測試－脆裂測試
BS EN 1321: 1997	金屬材料焊縫破損測試－焊縫的肉眼檢查及用顯微鏡下的檢查
BS EN ISO 6505: 1-3: 2005	金屬材料－布氏硬度測試
BS EN ISO 6507: 1-3: 2005	金屬材料－維氏硬度測試

A1.5 組合設計用材

組合設計用材應遵循《混凝土結構作業守則》。

A1.6 抗剪栓釘

A1.6.1 澳洲標準

AS 1443: 2004

碳素鋼和碳錳鋼—冷處理鋼棒

AS/NZS 1554.2: 2003

鋼結構焊接—第2部分：栓釘焊接（栓釘和鋼結構焊接）

A1.6.2 美國標準

AWS D1.1/D1.1M: 2010

結構焊接規範—鋼

A1.6.3 中國標準

GB10433—2002

剪切焊釘

GB50017—2003

鋼結構設計規範

A1.6.4 日本標準

JIS B 1198: 2011

圓柱頭焊釘

A1.6.5 英國，歐洲和 ISO 標準

BS EN ISO 13918: 2008

焊接—電弧焊栓焊接用的焊釘和水泥箍

BS EN ISO 14555: 2006

焊接—金屬材料的電弧焊釘焊接

A1.7 冷成型鋼材

A1.7.1 澳洲和新西蘭標準

AS 1397: 2001

壓型鋼板和條鋼—熱浸鋅塗層或鋅/鋁塗層

AS/NZS 1595: 1998

冷軋、非合金壓型鋼板和條鋼

A1.7.2 美國標準

ASTM A 308/A308M-10

經熱浸處理的鉛錫合金壓型鋼板標準規格

ASTM A 500/A500M-10a

圓形與異型冷成型焊接與無縫碳素鋼結構管
標準規格

ASTM A 653/A653M-10

熱浸鍍鋅或鋅鐵合金壓型鋼板標準規格

ASTM A 792/A792M-10

經熱浸處理的 55%鋁鋅合金塗覆鋼板標準規格

A1.7.3 日本標準

JIS G 3302: 2010

熱浸 55%鋁鋅合金塗覆壓型鋼板和卷材

JIS G 3312: 2008

預塗膜熱浸鋁鋅合金塗覆壓型鋼板和卷材

JIS G 3321: 2010

熱浸 55%鋁鋅合金塗覆壓型鋼板和卷材

JIS G 3322: 2008

預塗膜熱浸 55%鋁鋅合金塗覆壓型鋼板和卷材

JIS G 3466: 2010

普通結構用方形碳素鋼管

A1.7.4 中國標準

GB50018—2002

冷彎薄壁型鋼結構技術規格

A1.7.5	英國，歐洲和 ISO 標準	
	BS 5950-7: 1992	建築結構用鋼構件—第 7 部份：材料和工藝規格：冷成型鋼
	BS EN 10149-1: 1996	高屈服強度熱軋平板剛用於冷成型。第一部份：一般交貨條件
	BS EN 10149-2: 1996	高屈服強度熱軋平板剛用於冷成型。第二部份：機械熱軋鋼的交貨條件
	BS EN 10149-3: 1996	高屈服強度熱軋平板剛用於冷成型。第三部份：一般熱軋鋼的交貨條件
	BS EN 10219-1: 2006	冷成型焊接非合金空心截面及細粒鋼。第一部份：交貨技術要求
	BS EN 10249-1: 1996	非合金冷成型鋼。第一部份：交貨技術要求
A1.8	截面尺寸和偏差容限	
A1.8.1	澳洲標準	
	AS/NZS 1163: 2009	冷成型結構鋼空心管材
A1.8.2	美國標準	
	ASTM A6/A6M-11	普通軋製結構鋼棒、板材、型材和板樁標準規格
	A500/A500M-10a	圓形與異型冷成型焊接與無縫碳素鋼結構管標準規格
	API 5L: 2007	直縫管規格
A1.8.3	中國標準	
	GB50017—2003	鋼結構設計規格
	GB 50205—2001	鋼結構工程施工質量驗收規格
	GB/T 702—2008	熱軋圓型鋼和方型鋼—尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 704—1988	熱軋扁鋼尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 705—1989	熱軋六角鋼和八角鋼—尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 706—2008	熱軋工字鋼—尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 707—1988	熱軋槽鋼—尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 708—2006	冷軋鋼板和鋼帶的尺寸、外形、重量及允許偏差
	GB/T 709—2006	熱軋鋼板和鋼帶的尺寸、外形、重量及允許偏差
A1.8.4	日本標準	
	JIS G 3191: 2002/AMD1: 2010	熱軋鋼棒及盤條尺寸、質量及允許偏差
	JIS G 3192: 2008	熱軋型鋼尺寸、質量及其允許偏差
	JIS G 3193: 2008	熱軋鋼板、薄板及鋼帶尺寸、質量及允許偏差
	JIS G 3194: 1998	熱軋扁鋼尺寸、重量及允許偏差

A1.8.5 英國，歐洲和 ISO 標準

BS4-1: 2005	結構鋼截面—第 1 部份：熱軋鋼截面
BS EN 10024: 1995	斜緣工字型熱軋鋼：形狀和尺寸偏差
BS EN 10029: 2010	厚度 3mm 或以上熱軋鋼板：尺寸、形狀和質量偏差規格
BS EN 10034: 1993	工字型和 H 型結構鋼：形狀和尺寸偏差
BS EN 10055: 1996	熱軋等邊圓弧根 T 型鋼：尺寸和形狀偏差
BS EN 10056-1: 1999	等肢和不等肢結構角鋼規格—第 1 部份：尺寸
BS EN 10056-2: 1993	等肢和不等肢結構角鋼規格—第 2 部份：形狀和尺寸偏差
BS EN 10210-2: 2006	非合金和精粒結構鋼的熱軋結構空心管材—第 2 部份：偏差、尺寸和截面性能
BS EN 10219-2: 2006	非合金和精粒結構鋼的冷成型焊接空心管材—第 2 部份：偏差、尺寸和截面性能
BS EN 10248-2: 1996	非合金和精粒結構鋼的熱軋結構空心管材—第 2 部份：偏差、尺寸和截面性能
BS EN 10249-2: 1996	非合金和精粒結構鋼的冷成型焊接空心管材—第 2 部份：偏差、尺寸和截面性能
BS EN 10279: 2000	熱軋槽鋼：形狀、尺寸和質量偏差
EU 91	熱軋寬平板：尺寸、形狀和質量偏差

A1.9 防護處理

A1.9.1 英國和歐洲標準

BS 4652: 1995	含鋅底漆噴塗規格（有機媒介）
BS 4921: 1988	鋼構件上的鍍鋅層規格
BS EN 22063: 1994	金屬塗層和其他無機物塗層：熱噴鍍鋅、鋁及其合金（在英國已經被 BS EN ISO 2063: 2005 取代）
BS EN ISO 2063: 2005	金屬塗層和其他無機物塗層：熱噴鍍鋅、鋁及其合金
BS EN ISO 1461: 2009	加工鋼鐵製品的熱鍍鋅層：規格和測試方法
BS EN ISO 11124-1: 1997	塗層材料塗覆前鋼表面的準備工作：金屬噴射清潔磨料的規格—第 1 部份：一般分類
BS EN ISO 11124-2: 1997	塗層材料塗覆前鋼表面的準備工作：金屬噴射清潔磨料的規格—第 2 部份：冷硬鑄鐵砂粒
BS EN ISO 11124-3: 1997	塗層材料塗覆前鋼表面的準備工作：金屬噴射清潔材料的規格—第 3 部份：高碳鑄鋼噴丸及砂粒
BS EN ISO 11124-4: 1997	塗層材料塗覆前鋼表面的準備工作：金屬噴射清潔磨料的規格—第 4 部份：低碳鑄鋼噴丸

A1.10 其他認可的標準

BS 2573-1: 1983	起重機設計規程—第 1 部份：結構分類、應力計算和設計準則規格
BS 2853: 1957	架空吊車軌道鋼樑設計與測試規格
BS 7608: 1993	鋼結構疲勞設計和評定實用規範(在英國已經被 BS EN 1993-1-9: 2005 取代)
BS 7910: 2005	評定熔焊結構裂紋合格性的方法指南
BS EN 1993-1-9: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-9: 疲勞。
2004 年香港風力效應作業守則	
2004 年混凝土結構作業守則(第二版)	
2003 年預製混凝土建造守則	
1996 年耐火結構守則	

A2 參考資訊

A2.1 認可人士和註冊結構工程師的作業備考

以下關於認可人士和註冊結構工程師的參考書目為鋼結構的設計和施工提供有用的指導：

PNAP APP-8	煙囪和煙道
PNAP APP-48	結構工程、基礎工程及挖掘工程須有合格監督的規定—建築條例第 17 章
PNAP APP-53	建築物(建造)規例：1990
PNAP ADM-13	監察地盤的安全
PNAP APP-80	1996 年耐火結構守則
PNAP APP-85	修訂消防安全守則適用範圍
PNAP APP-87	防火工程方法指引
PNAP APP-102	超高層建築工程的公眾安全措施
PNAP APP-118	建築材料測試

A2.2 英國鋼建造學會

SCI 設計指南

SCI P-055:1989	組合板和帶鋼板樑的設計
SCI P-078:1990	BS 5950: Part 3: 3.1 節“組合樑”的註解
SCI P-142:1994	Eurocode 4 中的組合柱設計
SCI P-172:1996	建築鑄件
SCI P-276:2002	使用冷成型鋼截面的建築設計：BS 5950: Part 5: 1998 的結構設計—截面特性和荷載表

關於連接的 SCI 和 BCSA 的出版物

鋼結構節點連接：1995—抗彎矩連接
鋼結構節點連接：2002—簡支(第 2 版)

A2.3 英國和歐洲標準

BS 5950: 建築中鋼結構的結構用途:

Part 1:2000	熱軋鋼和焊接截面設計的規範(在英國已經被 BS EN 1993-1 取代)
Part 2:2001	材料、加工和建造的技術規格—熱軋鋼和焊接截面(在英國已經被 BS EN 1090-2: 2008 取代)
Part 3:1990	複合結構的設計—簡支和連續組合樑設計的規範(在英國已經被 BS EN 1994-1-1:2004 取代)
Part 4:1994	帶有壓型鋼板的組合板設計的規範(在英國已經被 BS EN 1994-1-1:2004 取代)
Part 5:1998	冷彎薄壁截面設計的規範(在英國已經被 BS EN 1993-1-3:2006 取代)
Part 6:1995	輕型壓型鋼板設計的規範(在英國已經被 BS EN 1993-1-3:2006 取代)
Part 7:1992	材料和工藝技術規程: 冷成型鋼截面
Part 8:2003	抗火設計的規範(在英國已經被 BS EN 1993-1-2:2005 取代)
BS 499-2c:1999	歐洲電弧焊的符號
BS 5427-1:1996	用於建築屋頂和牆面板的壓型鋼板使用的規範。第一部份: 設計
BS 7608: 1993	鋼結構的疲勞設計及評估規範
BS EN 1090-2: 2008	鋼結構及鋁合金結構的使用。鋼結構使用的技術要求。
BS EN 1991-2: 2003	Eurocode 1: 結構的行為。第二部份: 橋樑上的交通荷載。
BS EN 1993-1-1: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-1: 通用規則和建築規則
BS EN 1993-1-2: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-2: 一般規則。結構防火設計。
BS EN 1993-1-3: 2006	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-3: 冷彎薄壁構件和板的補充規則
BS EN 1993-1-5: 2006	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-5: 鋼板結構。
BS EN 1993-1-8: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-8: 節點連接設計。
BS EN 1993-1-10: 2005	Eurocode 3: 鋼結構設計。Part 1-10: 材料的韌性及厚度性能。
BS EN 1993-5: 2007	Eurocode 3: 鋼結構設計。第五部份: 鋼板樁設計。
BS EN 1993-6: 2007	Eurocode 3: 鋼結構設計。第六部份: 起重機支撐結構設計。

BS EN 1994-1-1: 2004	Eurocode 4 鋼和混凝土組合結構的設計。Part 1-1: 通用規則和建築規則
NA to BS EN 1991-2: 2003	Eurocode 1 的英國國家附件: 結構行為。第二部份: 橋樑上的交通荷載。
PD 6688-2: 2011	英國國家附件 NA to BS EN 1991-2: 2003 的背景。
A2.4 澳洲標準	
AS 4100:1998	鋼結構
A2.5 一般參考	
現有鋼結構的評估	作者 Michael Bussell, 鋼結構學會出版 (1997)
現有結構的評估	英國結構工程師學會出版
國際鋼管結構研究委員會 (CIDECT)	
樓面板抗振設計	作者 Smith, A.L., Hicks, S.J. and Devine, P.J., 鋼結構學會出版 (2007)
耐火測試-樓宇建造構件 ISO 834	
人為導致的樓板振動	作者 T.M. Murray, D.E. Allen and E.E. Ungar, 美國鋼結構學會出版 (1997)
舞動導致的樓板振動: 理論	結構工程師期刊 Vol. 72, No. 3, 1 February 1994.
舞動導致的樓板振動: 驗證	結構工程師期刊 Vol. 72, No. 3, 1 February 1994.
鋼結構的極限狀態設計	加拿大標準協會出版
擁擠人群導致的結構動力響應	作者 Ellis, B.R. and Ji, T. (2004)
鋼結構設計指引系列 11: 人為導致的樓板振動	作者 Murray et al.

附錄 B 相對強度系數

B1 概要

附錄 B 闡述了怎樣計算本守則 16.3.5 條提到的相對強度系數。

除非設計是使用基於測試得出的機械特性，否則試驗結果應用相對強度系數作調整。考慮試件的幾何特性或機械特性與標稱值不同的影響，可使用這個系數預先確定強度測試的試驗荷載和從毀壞測試中確定設計承載力。

B2 預估強度測試的試驗荷載

只要構件實際橫截面尺寸不會超過它們的標稱尺寸，相對強度系數 R_s 可按下式計算：

$$R_s = \frac{\text{加權平均屈服強度}}{\text{標稱屈服強度}}$$

一個體系的結構構件的相對強度系數應基於每個構件的實際屈服強度的加權平均值。加權應預估各構件對試件性能所起作用的大小。除非獲得其他資料，否則對試件預估所起作用的大小應基於初步驗證測試。

如果實際橫截面的尺寸超過標稱尺寸，應適當的調整加權平均屈服強度而求得相對強度系數 R_s ，以便考慮試件的實際橫截面尺寸對預估試件性能的影響。

如果有其他類似的測試可提供可靠的預測毀壞模態，則也可從毀壞測試中確定相對強度系數 R_s ，見守則 16.4.3 條。

B3 毀壞測試結果的處理

從毀壞測試結果中用相對強度系數確定設計承載力。

用本守則的或其他認可的計算方法，通過計算合理估計承載力，且考慮所有穩定性的影響，相對強度系數 R_s 可按下式計算：

$$R_s = \frac{\text{用實際屈服強度和實際尺寸確定的承載力}}{\text{用標稱屈服強度和標稱尺寸確定的承載力}}$$

如果不可行，則相對強度系數 R_s 應根據觀測到的毀壞模態確定，如下：

(a) 延性毀壞：

$$R_s = \frac{\text{平均屈服強度}}{\text{標稱屈服強度}} \times R_p$$

其中平均屈服強度與毀壞時的橫截面有關；

(b) 受拉或受剪時由斷裂引起的破裂：

$$R_s = \frac{\text{平均極限拉伸強度}}{\text{標稱屈服強度}} \times R_p$$

其中平均拉伸強度與毀壞時的橫截面有關；

(c) 由壓曲引起的毀壞：

$$R_s = \frac{1.2 \times \text{平均屈服強度}}{\text{標稱屈服強度}} \times R_p$$

其中平均壓服強度與毀壞時的橫截面有關；

(d) 整體壓曲引起的延性毀壞：

$$R_s = \frac{\text{平均屈服強度時的壓曲強度}}{\text{標稱屈服強度時的壓曲強度}} \times R_p$$

其中壓曲強度與相對細長比 L/r 有關，平均屈服強度與毀壞時的橫截面有關，可從適當的壓曲曲線獲得。如果對相對細長比或適當的壓曲曲線有疑問時， R_s 也可從 a) 中獲得。

(e) 平板構件局部壓曲引起的延性毀壞：

$$R_s = \frac{\text{實際屈服強度}}{\text{標稱屈服強度}} \times \frac{\text{實際厚度}}{\text{標稱厚度}} \times R_p$$

$$\text{且 } R_s \geq \left[\frac{\text{實際屈服強度}}{\text{標稱屈服強度}} \right]^{0.5} \times \left[\frac{\text{實際厚度}}{\text{標稱厚度}} \right]^2 \times R_p$$

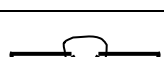
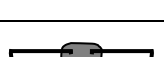
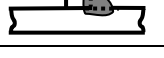
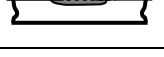
和 $R_s \geq 1$

$$\text{式中 } R_p = \frac{\text{截面特性的實際值}}{\text{截面特性的標稱值}} \text{ 且 } R_p \geq 1$$

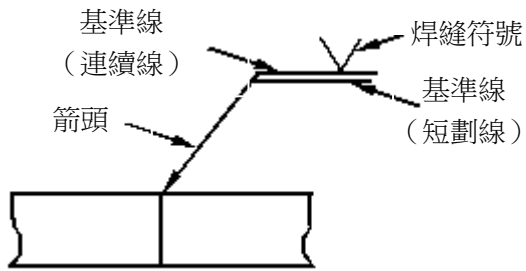
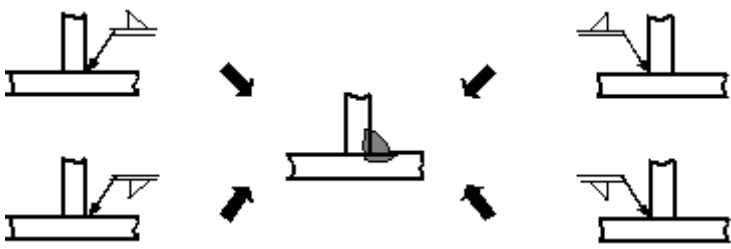
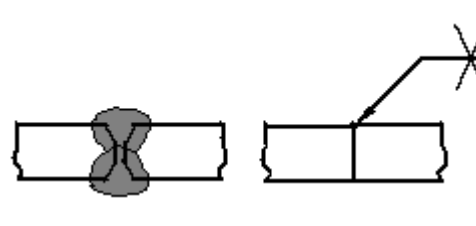
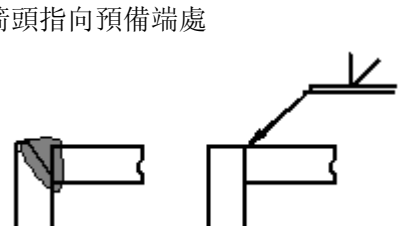
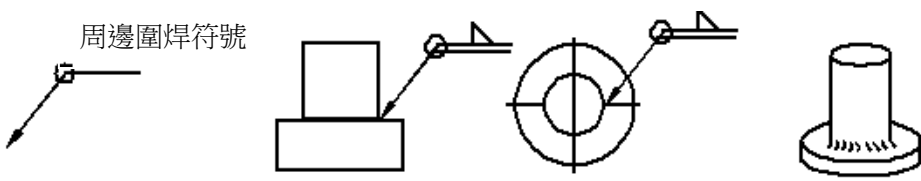
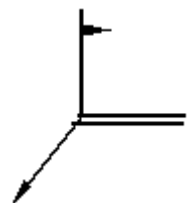
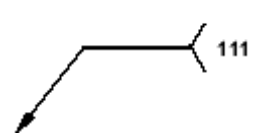
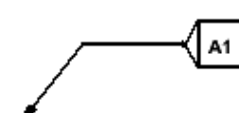
其中截面特性與觀測的毀壞模態抗力有關，其值與毀壞時的橫截面有關。

附錄 C 常見的焊接符號

本附錄包括常見的焊接符號。

1. 基本符號		
焊縫類型	圖示	符號
卷邊焊縫 (卷邊完全熔化)		
工形焊縫		
V 形焊縫		
單邊 V 形焊縫		
鈍邊 U 形焊縫		
鈍邊 J 形焊縫		
封底焊縫		
鈍邊雙 V 形焊縫		
鈍邊雙單邊 V 形焊縫		
鈍邊雙 U 形焊縫		
角焊縫		
塞焊焊縫(塞焊或槽焊—USA)		
堆焊縫		

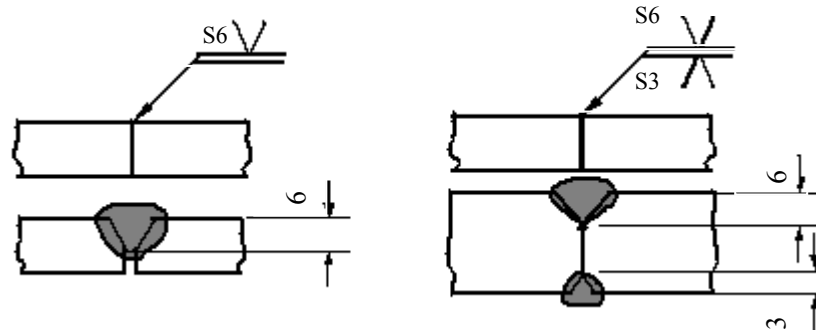
2. 輔助符號		
焊縫表面形狀特徵		輔助符號
平面符號（通常是通過磨削和機械加工完成的平面焊縫）		—
凸面		⌒
凹面		⌒
足趾光滑彎曲，可能要求打磨		⌒
永久性的背墊板		⌒ _M
可移動的背墊板		⌒ _{MR}
使用輔助符號時的實例		
名稱	圖示	符號
具有永久墊板的平面 V 形對接焊縫		
平面封底 V 形對接焊縫		
凸面 X 形對接焊縫		
凹面角焊縫		
光滑彎曲的角焊縫		

3. 基準線和其他資料		
表達方法		
在正面圖或橫截面上可以用箭頭說明焊接節點		 基準線 (連續線) 箭頭 焊縫符號 基準線 (短劃線)
基準線上焊接符號的位置		
如果沒有足夠的空間，建議將箭頭定位在將要焊接的節點旁邊；建議將焊接符號放在基準線上，但不是強制性的。 		
對接焊縫的特殊規定		
對稱焊縫, 基準線 (短劃線) 可省略 	對於鈍邊 J 形焊縫和 V 形焊縫，箭頭指向預備端處 	
其他資料		
周邊圍焊  周邊圍焊符號		
現場焊接 	焊接過程  如：111=MIG, 131=MMA (根據 BS EN 24063)	特殊說明  如：工序頁碼 A1

4. 焊接尺寸

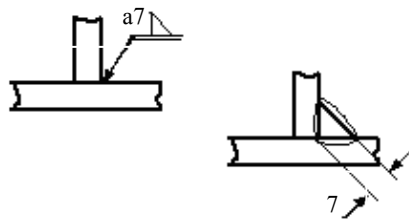
對接焊縫

s = 焊縫有效厚度（焊透），如果圖中沒有說明，焊縫應完全焊透。

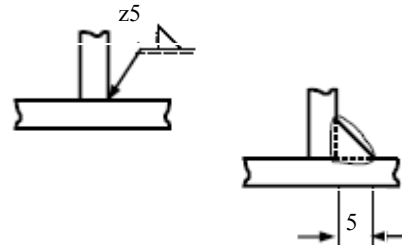


角焊縫

a = 焊喉

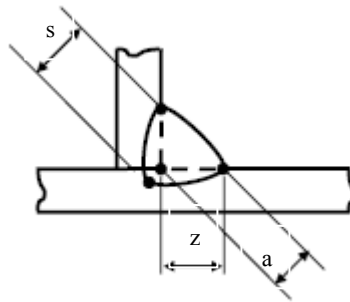


z = 焊腳尺寸



深熔焊角焊縫

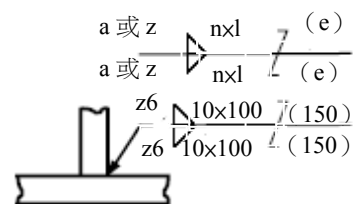
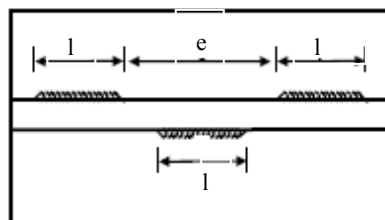
焊縫有效厚度用 s 和尺寸標出，例如 $s8a6$



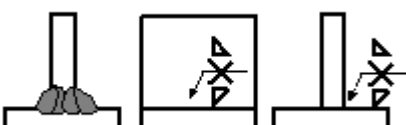
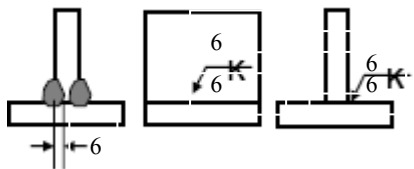
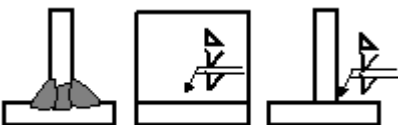
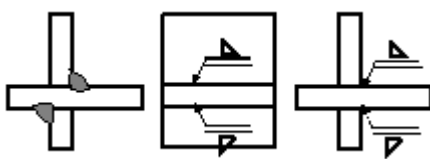
焊縫長度

對於連續焊，焊縫長度寫在焊接符號的右邊

對於間歇焊， l = 焊縫長度； e = 焊縫之間的距離； n = 焊縫數目



即每邊 10 個交錯排列的焊縫，焊腳尺寸為 6mm，焊縫長 100mm，間距 150mm

5. 焊縫符號使用的圖示實例		
類別	說明	符號
V 形焊縫		
平面封底 V 形對接 焊縫		
具有加強 角的雙面 坡口 T 形 對接焊縫		
不焊透的 T 形對接 焊縫（有 效厚度為 6mm）		
帶永久墊 板的 V 形 對接焊縫		
具有加強 角的單面 坡口 T 形 對接焊縫		
三邊角焊 縫的十字 接頭		
對角角焊 縫連接的 十字形接 頭		

附錄 D 確定鋼材等級的測試和一些產品標準的摘要

D1 確定鋼材等級的測試

類別 2 鋼材：

如果供應的鋼材不是根據附錄 A1.1 裏認可的任何一種標準，但供應商有認可的質量保證體系，則需要進行測試確定滿足附錄 A1.1 中的五種參考材料中的一種。試驗應包括拉伸強度、延展性、衝擊韌性和化學成分檢查。每一批次鋼材至少進行一次測試，由每 20 噸鋼材或以下且具有相同的產品形式、相同範圍的厚度與直徑和相同的鑄件組成。測試結果和通過統計分析獲得的性能值不小於標準所規定的值。下面的表 D1a 給予熱軋鋼，扁鋼、鋼板、熱處理和冷成型鋼管所規定的主要性能，表 D1b 給予冷成型壓型鋼板的主要性能。

類別 3 鋼材：

對於無合格證書的鋼材，應進行拉伸強度測試和延性測試，證明它的屈服強度不低於 170N/mm^2 ，伸長率大於 15%，極限抗拉強度大於 300N/mm^2 。每一批次進行一次測試，由 20 噸鋼材或以下且具有相同的產品形式、相同範圍的厚度與直徑的零件組成。測試數量直接由負責工程師決定。如果鋼材將用於焊接，負責工程師可按 D1.1 中闡述的可焊性要求進行附加測試。

測試的質量控制：

由 HOKLOS 認可實驗室進行測試，滿足附錄 A1.1 所包含的標準的要求，如果測試不能通過 HOKLOS 認可實驗室進行，可由其他的與 HOKLOS 達成互認協定的實驗室進行。

D1.1 主要規定

- 強度

強度設計值應取最小屈服強度值，不大於最小抗拉強度值除以 1.2。

- 脆裂的抗力

在規定的設計溫度下夏比 V 型缺口衝擊測試的最小平均測試能量應滿足本守則的 3.2 節，以提供足夠的衝擊韌性，。

- 延性

標距為 $5.65\sqrt{S_0}$ 的伸長率不小於 15%，其中 S_0 是截面的橫截面面積。

- 可焊性

類別 1 的鋼材的化學成份以及最大的碳當量應分別符合附錄 A1.1 的參考材料標準。

對於 2 類鋼材的碳當量不得超過 0.48%，在鋼水分析時碳含量不得超過 0.24%。通常最大硫含量不得超過 0.03%，最大磷含量不得超過 0.03%。厚度方向性能鋼板（Z 方向的質量），規定最大硫含量不得超過 0.01%。上面的規定是關於材料化學成分的最低規定。不同等級鋼材的化學成分也應符合材料產地的國家

標準的規定。

對於焊接的 3 類級別鋼材也應符合上面的規定。

對於欺負強度大於 460N/mm^2 的類別 1H 材料，碳含量不能超過 0.2% 而且硫和磷的含量不能超過 0.025%。

表 D1a 熱軋和熱處理結構鋼和冷成型鋼的性能規定

性能規定	訂明	根據塑性理論進行設計的結構鋼材的附加規定
最小屈服強度	屈服強度高限 (R_{eH})	$R_m / R_{eH} \geq 1.2$
最小抗拉強度	抗拉強度 (R_m)	
衝擊韌性	規定溫度下夏比 V 型缺口衝擊測試的最小平均能量	無
延性	在規定標距的伸長率 彎曲測試	應力應變圖在屈服應力點處有一個屈服平臺，至少有六倍的屈服應變。標距為 $5.65\sqrt{S_0}$ 的伸長率不小於 15%，其中 S_0 是截面的橫截面面積
可焊性	最大碳當量值，碳含量、硫含量和磷含量	無
厚度方向性能（僅適用於特定情況，見 3.1.5 條和 14.3.3.4 段）	厚度方向毀壞時的伸長率	無

表 D1b 冷成型薄壁鋼的性能規定

性能規定	規定	特定規定規定
最小屈服強度	屈服強度高限 (R_{eH})	$R_m / R_{eH} \geq 1.08(\text{min}) \sim 1.2(\text{max})$
最小抗拉強度	抗拉強度 (R_m)	
衝擊韌性	無	無
延性	在規定標距的伸長率	總伸長率，對標距為 50mm 時不得小於 10%；對於標距為 200mm 時不得小於 7%
可焊性	無	無
外/內表面的質量	見 A1.8 的相關標準	無
厚度方向性能	無	無

D1.2 高強鋼材的附加規定

屈服強度大於 460N/mm^2 但不超過 690N/mm^2 的鋼板和截面符合表 D1a 的基本規定，製造商根據可接受的品質體系生產。獲得的資料應表明規定的性能符合規定，例如屈服強度、拉伸強度、衝擊能量和化學成分。要求對每一個批次至少進行一次測試，由每 20 噸鋼材或以下且具有相同的產品形式、相同範圍的厚度與直徑和相同的鑄件組成。每一批次中，厚度或直徑的變化幅度應按與產品標準相同的方式劃分。

D1.3 高強鋼材的強度設計值

屈服強度大於 460N/mm^2 但不超過 690N/mm^2 的高強鋼材，通過淬火和回火熱處理獲得它們的強度設計值，稱作 RQT 鋼材（調質鋼）。由於建造和設計的要求，特別是對於焊接，因為焊接可能影響母材的強度，可對鋼材提出附加限制要求，

不同的製造商使用不同的生產工藝和方法，因此負責工程師應獲得特定產品的說明書，保證符合強度設計值、壓曲性能、延性、可焊性的規定和焊接自耗的要求（在低於匹配/匹配/高於匹配）預熱的要求，層間溫度限制等。

D1.4 測試的質量控制

由 HOKLOS 認可實驗室進行試驗，滿足附錄 A1.1 所包含的標準的要求，如果測試不能由 HOKLOS 認可實驗室進行，可由其他的與 HOKLOS 達成互認協定的實驗室進行。

表 D2 不同高強鋼材的最小材料特性規定

鋼材		來源	屈服強度 Y_s (N/mm ²)	極限強度 U_s (N/mm ²)	伸長率
Bisplate	60	澳洲	500	590—730	20%
	70		600	690—830	20%
	80		690	790—930	18%
HT690	70	日本	590	690	最小 20%
HT780	80		685	780	最小 20%
RQT	601	英國	620	690—850	最小 20%
RQT	701		690	790—930	最小 20%
HPS	485W	美國	485	—	最小 20%
ASTM	70		485	620	16%
A913	100		690	760-895	18%
ASTM					
A514					
S500Q		歐洲	440—500	540—590	最小 20%
S550Q			490—550	590—640	最小 20%
S620Q			560—620	650—700	最小 20%
S690Q			630—690	710—770	最小 20%

註：所有鋼材的最小伸長率不得小於 15%。

D2 螺栓的主要規定

螺栓的主要規定是：

- (a) 在螺栓和螺母的匹配體系中，螺母必須有足夠的強度，在螺母或螺紋脫模之前螺栓桿受拉毀壞。
- (b) 螺栓和螺母鍍鋅時，為安裝鍍鋅螺栓螺紋，製造商通常加大螺母螺紋的尺寸，因此與符合(a)條不要求鍍鋅的螺栓相比，鍍鋅螺栓要求更高，通常製造商供應更高等級的螺母，例如 ISO 標準的 8.8 級螺栓使用 ISO 標準的 10 級螺母。
- (c) 螺栓只可在下表 D4 給予強度範圍內使用，除非測試結果表明在特定的設計時它們是可接受的。
- (d) 對於摩擦型螺栓的緊固可使用扭矩法、部分轉動法、BS7644 的直接拉力法或其他的設備和製造商的建議。扭矩扳手和其他的器械應該根據 BS4604 或其他標準重新校準。

表 D3 螺栓的性能規定

性能規定	通過下列確定
最小拉伸強度	拉伸試驗
最小屈服強度	拉伸試驗
伸長率	拉伸試驗
硬度	布氏硬度試驗

表 D4 不同螺栓在正常使用下的強度

螺栓來源 和等級	剪應力 設計值 P_q (N/mm ²)	支承應力 設計值 P_b (N/mm ²)	抗拉應力 設計值 P_y (N/mm ²)	極限拉伸 強度 P_u (N/mm ²)
ISO4.6	160	460	240	400
ISO8.8	375	1000	560	800
ISO10.9	400	1300	700	1000
普通等級 HSFG ≤ 24	400	1000	590	840
普通等級 HSFG ≥ 27	350	900	515	735
高強 HSFG	400	1300	700	1000
ASTM A307	165	460	310	428
ASTM A325				
ASTM A490	330	900	620	857
	415	1300	780	1071
AS/NZS 1111 4.6/S	160	460	280	400
AS/NZS 1252 8.4/S, TB, TF	330	900	580	830
GB50017 3 級	130	170	225	325
JGJ82—91 8.8 級	250	750	500	625
JGJ82—91 10.9 級	310	850	630	775
JIS B 1051 4.6 級	160	460	240	400
JIS B 1051 6.8 級	240	750	480	600

一般的數位來源於已出版的資料，而粗體的數位根據第 9 章的公式計算得到。

BS3692 的精確螺栓或其他標準

BS4604 的摩擦型螺栓：1 部份、2 部份或其他標準

BS4604 的螺栓緊固：1 部份或其他標準

扭矩控制法、部分轉動法、BS7644 的直接拉力法或其他標準和製造商的建議

扭矩扳手和其他的器械應該根據 BS4604 或其他標準重新校準