

國家地震工程研究中心  
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON  
EARTHQUAKE ENGINEERING

鋼構造梁柱抗彎接合  
設計手冊與參考圖

林克強 莊勝智 林志翰 李昭賢 林德宏

報告編號：NCREE-17-003

中華民國 106 年 4 月

鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖  
Design Handbook and Reference Drawings of Structural  
Steel Beam-to-Column Moment Connections for Buildings

\*林克強

\*\*莊勝智

\*\*林志翰

\*\*李昭賢

\*\*林德宏

Ker-Chun Lin Sheng-Jhih Jhuang Chih-Han Lin Chao-Hsien Li Te-Hung Lin

\* 國家地震工程研究中心研究員

\*\*國家地震工程研究中心助理研究員

中華民國 一百零六年 四月

April 2017

## 致謝

感謝結構技師公會前理事長陳純森技師、中鋼結構股份有限公司蔡武松經理、交通大學陳誠直教授、東建工程顧問有限公司蔡東和技師、群策工程顧問股份有限公司栗正瑋技師、台灣大學周中哲教授與成功大學鍾興陽教授等人對本文的審視，且提供寶貴的意見，本文得以順利完成。另亦感謝台灣省結構技師公會江世雄理事長、新北市結構工程技師公會藍朝卿理事長、台北市結構工程技師公會婁光銘理事長、陳純森技師、永峻工程顧問股份有限公司鍾俊宏協理、聯邦工程顧問股份有限公司陳煥煒副總經理、新構造工程顧問股份有限公司夏沛禹技師、群策工程顧問股份有限公司栗正瑋技師、築遠工程顧問有限公司張盈智技師、與豐立工程顧問有限公司楊永豐技師參加本「鋼構造梁柱抗彎接合參考圖」專家座談會，提供寶貴的建議，並特別感謝豐立工程顧問有限公司無酬全力協助本參考圖的製作，與蔡詩郎副總經理與曾賢容組長在規劃、繪製與校對等工作的付出，本參考圖得以順利完成，在此一併表示謝忱。

## 摘要

抗彎構架(moment resisting frame, MRF) 系統為最穩定且可靠之建築耐震結構系統之一，而該系統之耐震性能取決於梁柱接合(beam-to-column connection)之韌性容量。在符合強柱弱梁(strong column-weak beam)之耐震設計原理下，本系統消散地震所輸入之能量主要來自梁端撓曲塑鉸(flexural hinges at beam end)提供。為達此目的，其梁柱接合應能提供梁端順利發展充分之非線性撓曲變形能力，且在達預期變形能力下能發揮穩定之應變硬化強度。如何使抗彎構架結構系統之梁柱接合能滿足規範規定之變形需求與發展預期之強度容量，為本研究主要探討的議題。

本研究參考美國鋼結構設計規範耐震特別規定中預先驗證合格接合(pre-qualified connection)之觀念，收集國內外各種適用於建築抗彎構架結構之梁翼銲接型梁柱接合，建立台灣鋼構造預先驗證合格之耐震梁柱接合應用平台，依此預先驗證平台，建構國內預先驗證合格之梁柱接合資料庫，其柱構件包括組箱型箱型柱(built-up box column)與H型柱。本文共收錄九種剛性銲接型梁柱接合，依梁構件強度發展強弱可分為三類：(1)接合細節改良型接合，(2)強度減弱型接合，(3)強度增強型接合。本研究除說明各種梁柱接合之發展背景及設計原理外，並將試驗條件與結果整理以表格與圖說方式呈現，也列出參考文獻以資追溯。此外，本研究也繪製梁柱接合參考圖，且邀集國內鋼結構界之專家提供意見、討論、修正與確認圖說，並將該參考圖置於本報告之附錄，與公開於國震中心網站免費自行下載，提供工程師進行相關實際工程設計時參考應用。為方便提供設計者進行設計時之參考，本報告也收錄台灣 2007 年版規範與美國 2010 年版規範中，有關建築物鋼結構抗彎構架系統耐震設計之相關條文。

**關鍵字：**抗彎構架、強柱弱梁、預先驗證合格、梁柱接合資料庫

## **Abstract**

Moment resisting frame (MRF) system is one of most stable and reliable seismic building structural system. The seismic performance of MRF system depends on ductile capacity of beam-to-column connection. In conforming to seismic design principle using strong column-weak beam, the energy of system dissipating earthquake mainly supplied by flexural hinged at beam end. For this purpose, the beam-to-column connection should provide developing nonlinear flexural deform performance successfully at beam end, and stably developing strain hardening strength when arriving expected deform performance. How to make beam-to-column connection of moment resisting frame system meet deform demand of specification and developing expected strength capacity as main topic of this research.

This study referred to concept of pre-qualified connection in American seismic provisions for structural steel building and collected beam-to-column connection of moment resisting frame building with beam flange welding from native and abroad to establish Taiwanese application platform of steel structural pre-qualified seismic beam-to-column connections. According to this platform, establishing pre-qualified beam-to-column connection database. The column member includes built-up box column and H shape column. This article comprises nine rigid welding beam-to-column connections. According to the development of strength of beam members, it could be divided into three categories : (1)connection detail improved, (2)reduced strength connection, (3)increased strength connection. In addition to describing the development background and design principle of various beam-to-column connections, this study presents experimental conditions and results in tables and diagrams, and also lists references for retrospection. Furthermore, beam-to-column referral figures were drawn in this research. And the domestic steel industry experts had invited to provide comments, discussions, correction and confirm figures.

Finally put these figures in appendix of research. And this research will publish in NCREE website to download freely. It could provide engineers to refer and apply when designing relative actual engineering. This study also include relative provisions about steel structural moment resisting frame seismic designing of Taiwanese 2007 edition specification and American 2010 edition specification.

**Keywords:** moment resisting frame, strong column-weak beam, pre-qualified, beam-to-column connection database

## 符號表

以下符號之力量與長度單位詳各規範之規定。

- $A_g$  柱全斷面積。
- $A_f$  翼板斷面積。
- $C_a$  軸力比。 $C_a = P_u / \phi P_y$  (LRFD),  $= \Omega P_a / P_y$  (ASD)。
- $C_d$  側撐勁度與曲率相關係數。
- $C_{eq}$  碳當量。
- $C_{pr}$  應變硬化因子。
- $D$  圓管形構材之外徑。
- $D$  靜載重，結構物本身及固定於其上永久非結構構件之靜重。
- $E$  地震力。
- $E$  鋼材彈性模數。
- $E'$  放大地震力， $E' = 1.4 F_u E$ 。
- $E_{mh}$  考慮超強因子之水平力效應。
- $E_{mv}$  考慮超強因子之垂直地震力效應。
- $F_r$  翼板之殘留應力。
- $F_u$  結構系統地震力折減係數。
- $F_u$  鋼材標稱拉力強度。
- $F_y$  鋼材標稱降伏應力，規範中「降伏應力」係指規定最小降伏點(鋼材具降伏點者)或規定降伏強度(鋼材未具降伏點者)。
- $F_{yb}$  梁鋼材標稱降伏應力。
- $F_{yc}$  柱鋼材標稱降伏應力。
- $H$  樓層高度。
- $K$  結構系統組構係數。
- $L$  梁跨度，柱心間距離。
- $L$  活載重。
- $L_a$  梁擴翼板平行段長度。

- $L_b$  側向支撐間距。
- $L_c$  梁構件側向支撐間距。
- $L_c$  梁擴翼板平滑轉換段長度。
- $L_{cp}$  蓋板長度。
- $L_h$  梁塑鉸間距離。
- $L_n$  梁淨跨度，柱面間距離。
- $L_{max}$  單肋板靠近柱面之平行段長度。
- $L_p$  單肋板之最大補強段至圓弧段之長度。
- $L_{pd}$  非彈性分析之側向無支撐長度。
- $L_r$  單肋板長度。
- $L_s$  梁翼內側板或加勁板之長度。
- $L_{wp}$  銲接擴翼板長度。
- $L_s$  梁翼內側板或加勁板之長度。
- $M_1$  梁構件中側向無支撐段端部之較小彎矩。
- $M_2$  梁構件中側向無支撐段端部之較大彎矩。
- $M_{av}$  容許強度設計法載重組合下，從塑鉸處至柱心經剪力放大之額外彎矩。
- $M_{df}$  在塑鉸處達到真實估計塑性彎矩強度  $M_{prh}$  時柱面處之彎矩需求。
- $M_p$  標稱塑性彎矩強度 =  $ZF_y$ 。
- $M_{pb}$  梁塑性彎矩強度。
- $M_{pc}$  柱斷面之較小標稱塑性撓曲強度。
- $M_{pe}$  梁預期塑性彎矩強度 =  $R_y M_p$ 。
- $M_{pef}$  柱面處梁預期塑性彎矩強度。
- $M_{peh}$  梁塑鉸處預期塑性彎矩強度 =  $R_y Z_h F_y$ 。
- $M_{pf}$  柱面處梁標稱塑性彎矩強度。
- $M_{ph}$  梁塑鉸處標稱塑性彎矩強度 =  $Z_h F_y$ 。
- $M_{prh}$  梁塑鉸處預期之真實估計塑性彎矩強度 =  $C_{pr} R_y Z_h F_y$ 。
- $M_{ps}$  內側板或加勁板塑性彎矩強度。
- $M_r$  構件需求撓曲強度。

- $M_u$  設計彎矩。
- $M_{uv}$  載重與強度係數法載重組合下，從塑鉸處至柱心經剪力放大之額外彎矩。
- $P_D$  靜載重引致之軸力。
- $P_E$  地震力引致之軸力。
- $P_L$  活載重引致之軸力。
- $P_{ac}$  容許強度設計法載重組合下之柱需求壓力。
- $P_c$  柱斷面標稱壓力強度。
- $P_{cm}$  銲接冷裂敏感指數。
- $P_n$  標稱軸力強度。
- $P_{rc}$  等於  $P_{ac}$  或  $P_{uc}$ 。
- $P_u$  載重與強度係數法載重組合下之需求軸力強度。
- $P_{uc}$  載重與強度係數法載重組合下之柱需求壓力。
- $P_y$  標稱軸向降伏強度。
- $Q_E$  水平地震力效應。
- $Q_i$  構件第  $i$  載重之標稱載重。
- $R$  結構系統韌性容量。
- $R_a$  構件對應於ASD載重組合下之需求強度。
- $R_n$  標稱剪力強度。
- $R_r$  梁翼圓弧切削區之切削半徑。
- $R_t$  材料預期拉力強度與規定最小拉力強度  $F_u$  之比值。
- $R_u$  構件對應於LRFD載重組合下之需求強度。
- $R_y$  材料超強因子，預期降伏應力與標稱降伏應力  $F_y$  之比值。
- $R_{yb}$  梁材料超強因子。
- $R_{yc}$  柱材料超強因子。
- $S_{DS}$  工址短週期設計水平譜加速度係數。
- $V_n$  標稱剪力強度。
- $V_{oe}$  梁柱接合設計中梁構件設計(需求)剪力。
- $W$  擴翼比 =  $b_{wf} / b_c$ 。

- $Z$  塑性斷面模數。
- $Z_{RBS}$  梁翼切削區之最小塑性斷面模數。
- $Z_b$  梁塑性斷面模數。
- $Z_{bc}$  靠近柱面之梁塑性斷面模數。
- $Z_c$  柱塑性斷面模數。
- $Z_f$  上下翼板塑性斷面模數 =  $b_f t_f (d - t_f)$ 。
- $Z_h$  梁塑鉸處塑性斷面模數。
- $Z_p$  梁翼鑽孔區之最小塑性斷面模數。
- $Z_{s1}$  採用單一側板之塑性斷面模數。
- $Z_{s2}$  採用分離加勁板之塑性斷面模數。
- $a_t$  柱面至梁翼梯形切削區接近柱面起點之距離。
- $a_p$  柱面至梁翼鑽孔區接近柱面起點之距離。
- $a_r$  柱面至梁翼圓弧切削區接近柱面起點之距離。
- $b$  受壓構件寬度。
- $b_f$  翼板寬度。
- $b_{bf}$  梁翼板寬度。
- $b_{bf1}$  梁翼梯形切削區之降伏目標區接近柱面起點處梁翼板寬度。
- $b_{bf2}$  梁翼梯形切削區之降伏目標區遠離柱面終點處梁翼板寬度。
- $b_{cf}$  柱翼板寬度。
- $b_{cp}$  蓋板末端寬度。
- $b_p$  梁翼鑽孔區長度。
- $b_r$  梁翼圓弧切削區長度。
- $b_t$  梁翼梯形切削區之靠近柱面轉換區長度。
- $b_{wf}$  梁包含擴翼之總寬度。
- $b_{wp}$  梁翼兩側擴翼末端之總寬度。
- $c_r$  梁翼圓弧切削區之切削寬度。
- $c_t$  梁翼梯形切削區之降伏目標區長度。
- $d$  構材總深度。
- $d_b$  梁斷面深度。

- $d_b'$  梁淨深度。
- $d_c$  柱斷面深度。
- $d_s$  梁翼內側板或加勁板之深度。
- $d_t$  梁翼梯形切削區之遠離柱面轉換區長度。
- $d_z$  梁柱交會區柱連續板間之腹板淨深度。
- $e$  塑鉸距柱面之距離。
- $f_a$  容許強度設計法載重組合下之構件軸向應力。
- $f_b$  容許強度設計法載重組合下之構件撓曲應力。
- $f_{bx}$  容許強度設計法載重組合下之構件強軸撓曲應力。
- $f_{by}$  容許強度設計法載重組合下之構件弱軸撓曲應力。
- $h$  熱軋型鋼或銲接組合斷面之腹板深度， $h$  為兩翼板間之淨深度。
- $h_0$  兩翼板形心間之距離。
- $h_c$  熱軋型鋼翼板間之淨距減去趾部或角隅半徑之距離；組合銲接斷面則為中則為梁翼板間之淨距。
- $h_e$  單肋板末端之高度。
- $h_r$  單肋板柱面端之高度。
- $l$  柱構件軸力折減係數。
- $r$  控制之迴轉半徑。
- $r_y$  梁弱軸之迴轉半徑。
- $t$  接合部之厚度。
- $t_{bf}$  梁翼板厚度。
- $t_{cf}$  無連續板之柱翼板最小需求厚度。
- $t_f$  翼板厚度。
- $t_p$  梁柱交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度。
- $t_r$  單肋板厚度。
- $t_s$  梁翼內側板或加勁板之厚度。
- $t_w$  腹板厚度。
- $t_z$  梁柱交會區腹板厚度。

- $w_z$  梁柱交會區之腹板在柱翼板間之淨寬度。
- $\Omega$  安全係數。
- $\Omega_0$  系統超強因子
- $\alpha$  柱面處之梁最大預期彎矩需求與預期塑性彎矩強度比。
- $\alpha_y$  起始降伏地震力放大倍數。
- $\phi$  強度折減係數。
- $\phi_c$  受壓強度折減係數。
- $\phi_v$  剪力強度折減因子。
- $\gamma$  柱面處之梁預期塑性彎矩容量與彎矩需求之比值。
- $\gamma_i$  構件第*i*載重之載重因子。
- $\lambda_{hd}$  高韌性構件之寬厚比。
- $\lambda_{md}$  中等韌性構件之寬厚比。
- $\lambda_{pd}$  塑性設計斷面之極限細長比。
- $\lambda_p$  結實構件之極限細長比。
- $\lambda_r$  非結實構件之極限細長比。
- $\theta_E$  在設計地震力E作用下之最大層間變位角。
- $\theta_p$  塑性轉角。
- $\rho$  單肋板延長段之補強係數。
- $\omega$  單肋板延長段之長度係數。
- $\Sigma M_{pc}^*$  接頭上下柱推算至梁中心線之柱(包含使用擴柱)標稱撓曲強度總和，此撓曲強度應考慮柱軸力之折減。
- $\Sigma M_{pb}^*$  梁塑鉸處預期撓曲強度推算至柱心之總和。

# 目錄

致謝 .....	i
摘要 .....	ii
Abstract.....	iii
符號表 .....	v
目錄 .....	xi
表目錄 .....	xv
圖目錄 .....	xvii
第 1 章 緒論 .....	1
第 2 章 梁柱接合耐震相關規定 .....	11
2.1 前言 .....	11
2.2 台灣鋼結構設計規範耐震設計規定 .....	15
2.2.1 設計相關規定 .....	15
2.2.1.1 耐震設計適用材質 .....	15
2.2.1.2 斷面寬厚比限制 .....	19
2.2.2 放大設計地震力 .....	24
2.2.3 柱設計要求 .....	24
2.2.3.1 柱強度要求 .....	24
2.2.3.2 柱續接 .....	25
2.2.3.3 銲接組合箱型柱 .....	26
2.2.3.4 柱之細長比 .....	26
2.2.4 韌性抗彎構架設計要求 .....	26
2.2.4.1 強柱弱梁 .....	26

2.2.4.2	梁柱接合設計 .....	28
2.2.4.3	梁柱交會區腹板設計 .....	30
2.2.4.4	H 型柱翼板間之連續板 .....	31
2.2.5	韌性抗彎構架之穩定性 .....	31
2.2.5.1	梁柱接合處側向束制 .....	31
2.2.5.2	梁構件側向支撐 .....	32
2.3	美國鋼結構設計規範耐震特別規定 .....	34
2.3.1	設計相關規定 .....	34
2.3.1.1	耐震設計適用材質 .....	34
2.3.1.2	斷面寬厚比限制 .....	38
2.3.1.3	保護區(protected zone) .....	41
2.3.2	放大設計地震力 .....	41
2.3.3	柱設計要求 .....	42
2.3.3.1	柱構件需求強度 .....	42
2.3.3.2	柱續接 .....	42
2.3.4	特殊抗彎構架設計要求 .....	44
2.3.4.1	強柱弱梁 .....	45
2.3.4.2	梁柱接合設計 .....	48
2.3.4.3	梁柱交會區腹板設計 .....	50
2.3.4.4	H 型柱翼板間之連續板 .....	51
2.3.5	韌性抗彎構架之穩定性 .....	53
2.3.5.1	梁柱接合處之側向束制 .....	53
2.3.5.2	梁之側向支撐 .....	54
第 3 章	梁柱接合耐震評估與驗證 .....	57

3.1	前言 .....	57
3.2	梁柱接合之預先驗證 .....	58
3.2.1	適用範圍 .....	58
3.2.2	一般規定 .....	58
3.2.3	試驗規定 .....	59
3.2.4	預先驗證變數 .....	59
3.2.5	設計程序 .....	61
3.2.6	預先驗證記錄 .....	61
3.3	梁柱接合之驗證試驗 .....	62
3.3.1	適用範圍 .....	62
3.3.2	試體要求 .....	62
3.3.3	必要試驗變數 .....	63
3.3.4	加載歷時 .....	66
3.3.5	量測儀器 .....	67
3.3.6	材料試驗規定 .....	67
3.3.7	試驗報告規定 .....	68
3.3.8	合格標準 .....	69
第 4 章	梁柱接合參考圖說 .....	71
4.1	前言 .....	71
4.2	接合細節改良型接合 .....	75
4.2.1	特殊銲接扇形開孔細節型接合 .....	76
4.2.2	無銲接扇形開孔細節型接合 .....	80
4.3	強度減弱型接合 .....	84
4.3.1	梁翼圓弧切削減弱型接合 .....	84

4.3.2 梁翼梯形切削減弱型接合 .....	92
4.3.3 梁翼鑽孔減弱型接合 .....	98
4.4 強度增強型接合 .....	105
4.4.1 梁翼蓋板增強型接合 .....	105
4.4.2 梁擴翼板增強型接合 .....	112
4.4.3 加長單肋板增強型接合 .....	121
4.4.4 梁翼內側板或加勁板增強型接合 .....	127
第 5 章 結論與建議 .....	135
參考文獻 .....	139
附錄：鋼構建築物梁柱抗彎接頭參考圖 .....	143

## 表目錄

表 2.1.1	ASTM 與 JIS 或 CNS 常用鋼材規格之重要參數與力學性質	14
表 2.2.1	規範容許應力設計法受壓肢之寬厚比限制( $F_y$ : tf/cm <sup>2</sup> )	22
表 2.2.2	規範極限設計法受壓肢之寬厚比限制( $F_y$ : tf/cm <sup>2</sup> )	23
表 2.3.1	鋼與鋼筋材料之 $R_y$ 與 $R_t$ 值	36
表 2.3.2	地震力抵抗系統之銲材分類與性質	37
表 2.3.3	關鍵銲道之機械分類與性質	38
表 2.3.4	中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制	39
表 4.2.1	特殊銲接扇形開孔細節型接合限制條件與性能參考表	79
表 4.2.2	無銲接扇形開孔細節型接合限制條件與性能參考表	83
表 4.3.1	梁翼圓弧切削減弱型接合之限制條件與性能參考表	91
表 4.3.2	梁翼梯形切削減弱型接合之限制條件與性能參考表	97
表 4.3.3	梁翼鑽孔減弱型接合之限制條件與性能參考表	104
表 4.4.1	梁翼蓋板增強型接合限制條件與性能參考表	111
表 4.4.2	梁切割擴翼板增強型接合限制條件與性能參考表	119
表 4.4.3	加長單肋板增強型接合限制條件與性能參考表	126
表 4.4.4	梁翼內側板或加勁板增強型接合限制條件與性能參考表	133



## 圖目錄

圖 1.1 銲接組合箱型柱構件與寬翼熱軋 H 型柱構件斷面.....	2
圖 1.2 1994 年北嶺地震發生前傳統梁腹栓接-梁翼銲接之梁柱接合.....	2
圖 1.3 北嶺地震梁柱抗彎接合破壞模式示意圖.....	3
圖 1.4 梁腹板扇形開孔.....	6
圖 2.2.1 斷面尺寸.....	21
圖 3.3.1 銲道拉力試片與沙丕 V 形凹槽試片取樣位置.....	65
圖 4.2.1 梁翼板在腹板銲接扇形開孔尖端附近發生斷裂破壞.....	75
圖 4.2.2 傳統銲接式抗彎接合試驗採用之改善扇形開孔.....	77
圖 4.2.3 特殊銲接扇形開孔細節型接合參考圖.....	78
圖 4.2.4 無銲接扇形開孔梁柱接合製作細節.....	81
圖 4.2.5 無銲接扇形開孔細節型接合參考圖.....	82
圖 4.3.1 梁翼圓弧切削減弱型接合.....	85
圖 4.3.2 梁翼圓弧切削減弱型接合設計原理.....	86
圖 4.3.3 箱型柱梁翼圓弧切削減弱型接合參考圖.....	89
圖 4.3.4 H 型柱梁翼圓弧切削減弱型接合參考圖.....	90
圖 4.3.5 梁翼梯形切削減弱型接合.....	92
圖 4.3.6 梁翼梯形切削減弱型接合設計原理.....	93
圖 4.3.7 梁翼梯形切削減弱型接合參考圖.....	96
圖 4.3.8 梁翼鑽孔減弱型接合.....	98
圖 4.3.9 梁翼鑽孔減弱型接合設計原理.....	99
圖 4.3.10 箱型柱梁翼鑽孔減弱型接合參考圖.....	102

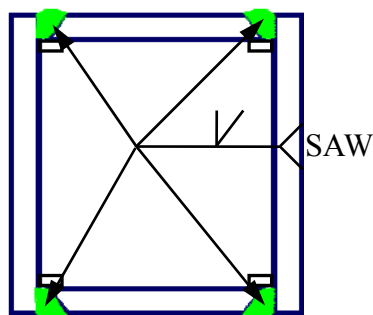
圖 4.3.11 H 型柱梁翼鑽孔減弱型接合參考圖 .....	103
圖 4.4.1 梁翼蓋板增強型接合示意圖 .....	106
圖 4.4.2 梁翼蓋板增強型接合設計原理 .....	107
圖 4.4.3 箱型柱梁翼蓋板增強型接合參考圖 .....	109
圖 4.4.4 H 型柱梁翼蓋板增強型接合參考圖 .....	110
圖 4.4.5 切割擴翼板增強型梁柱接合示意圖 .....	113
圖 4.4.6 銲接擴翼板增強型梁柱接合示意圖 .....	113
圖 4.4.7 梁擴翼板增強型接合設計原理 .....	114
圖 4.4.8 箱型柱梁切割擴翼板增強型接合參考圖 .....	116
圖 4.4.9 H 型柱梁切割擴翼板增強型接合參考圖 .....	117
圖 4.4.10 箱型柱梁銲接擴翼板增強型接合參考圖 .....	118
圖 4.4.11 加長單肋板增強型接合示意圖 .....	122
圖 4.4.12 加長單肋板增強型接合設計原理 .....	123
圖 4.4.13 箱型柱與 H 型柱加長單肋板增強型接合參考圖 .....	125
圖 4.4.14 梁翼內側板或加勁板增強型接合示意圖 .....	127
圖 4.4.15 梁翼內側板或加勁板增強型接合設計原理 .....	130
圖 4.4.16 梁翼內側板增強型接合參考圖 .....	131
圖 4.4.17 梁翼內加勁板增強型接合參考圖 .....	132

# 第1章 緒論

在建築結構系統中，因抗彎構架系統(moment resisting frame system, MRF)符合建築之大範圍空間應用與構造形狀特性，為建築構造系統中應用最普遍之結構系統之一。由於抗彎構架同時承受重力與側向力之能力較為穩定且可靠，因此在所有建築耐震構架系統中，許多建築物耐震設計規範給予最高的耐震容量評價。規範中也規定，對於其他抵抗側向力效能較高之斜撐或剪力牆系統，可與特殊抗彎構架系統(special moment resisting frame, SMRF)複合使用，共同組成二元系統(dual system)，此二元系統也可獲得規範認定為最高的結構系統韌性容量。所謂二元抵抗側向力系統者，就現行規範規定(ASCE, 2010；內政部營建署，2011)，抗彎構架必須提供至少 25%之結構物地震總橫力。就抗彎構架而言，系統之耐震性能取決於梁柱接合之韌性容量，因此在符合強柱弱梁(strong column-weak beam)之耐震設計原理下，系統消散地震輸入之能量由梁端塑鉸提供，而梁柱接合應能提供梁端順利發展降伏，且達預期變形能力下之應變硬化強度，故梁柱接合為抗彎構架系統中之主要關鍵元件。如何使梁柱接合能順利發展預期強度與充分提供變形能力，為本設計手冊主要探討之議題。

台灣地處地震帶，在耐震需求、結構勁度與製作成本的考量下，部分或完全採用抗彎構架為抵抗側向力系統之高層或超高層鋼結構建築，其主要梁與柱構件之接合型式大多選用完全剛性銲接接合為主，因此半剛性或鉸接接合之梁柱接合，或剛性栓接梁柱接合，均不在本設計手冊探討範圍。同時，在台灣鋼結構設計實務中，大部分中高層以上建築結構，所有梁構件在與主要柱構件之梁柱接合，均採用抗彎接合，使整體結構抵抗側向力之構架均佈化，以獲得較佳之位移控制，並增加靜不定贅餘度(redundancy)。既然如此，柱構件儘可能提供兩向大且均勻之撓曲勁度與強度，因此具有雙向強軸之箱型柱(box column)構件廣泛受到採用。此與美、加等國之建築結構設計實務有明顯之差異。以美國為主之建築結構系統，僅於部分構架設計為抵抗側向力構架，且大多安排此柱構件僅單向承受側向力，故在此

部分構架之柱構件，可配置僅需單向提供主要強度與勁度之重型寬翼熱軋 H 型鋼(heavy wide-flange hot-rolled H shape steel)柱構件。由於在此結構設計實務上的差異，使得國內鋼造中高層建築結構之柱構件，大多採用以四片鋼板組成之箱型柱構件，而美加地區大多採用重型寬翼熱軋 H 型鋼柱構件，如圖 1.1 所示。

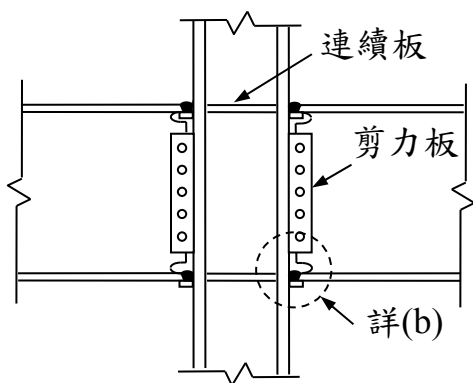


(a) 台灣廣泛採用以四塊鋼板銲接組成之箱型柱構件(box column)

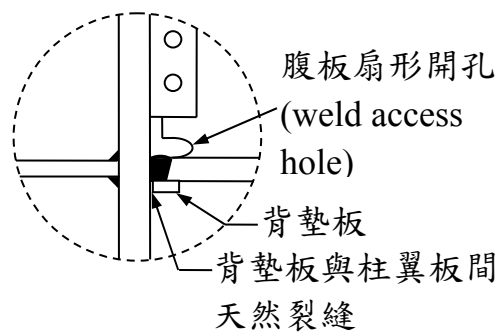


(b) 歐美廣泛採用之重型寬翼熱軋 H 型鋼柱構件

圖 1.1 銲接組合箱型柱構件與寬翼熱軋 H 型柱構件斷面



(a) Pre-Northridge BWBF 接合細節



(b) 梁下翼板接合細節

圖 1.2 1994 年北嶺地震發生前傳統梁腹栓接-梁翼銲接之梁柱接合

1994 年美國北嶺地震事件(Northridge Earthquake Event)對鋼造建築結構造成嚴重破壞，震害調查結果(Youssef *et al.*, 1995)及相關震害文獻(Tremblay *et al.*, 1995; Krawinkler, 1996)顯示，許多傳統梁腹栓接-梁翼銲接(bolted web-welded flange, BWBF)之現場銲接梁柱接合(詳圖 1.2 所示)發生

破壞，且變形能力明顯不如預期，部分接合甚至在未發展塑鉸前即發生脆性破壞(brittle fractures)。大多數之梁柱接合破壞發生於梁下翼板與柱翼板相接之節點上，其破壞模式可歸類如下：

(1) 梁翼板與柱翼板之接合銲道破壞(圖 1.3(a))。

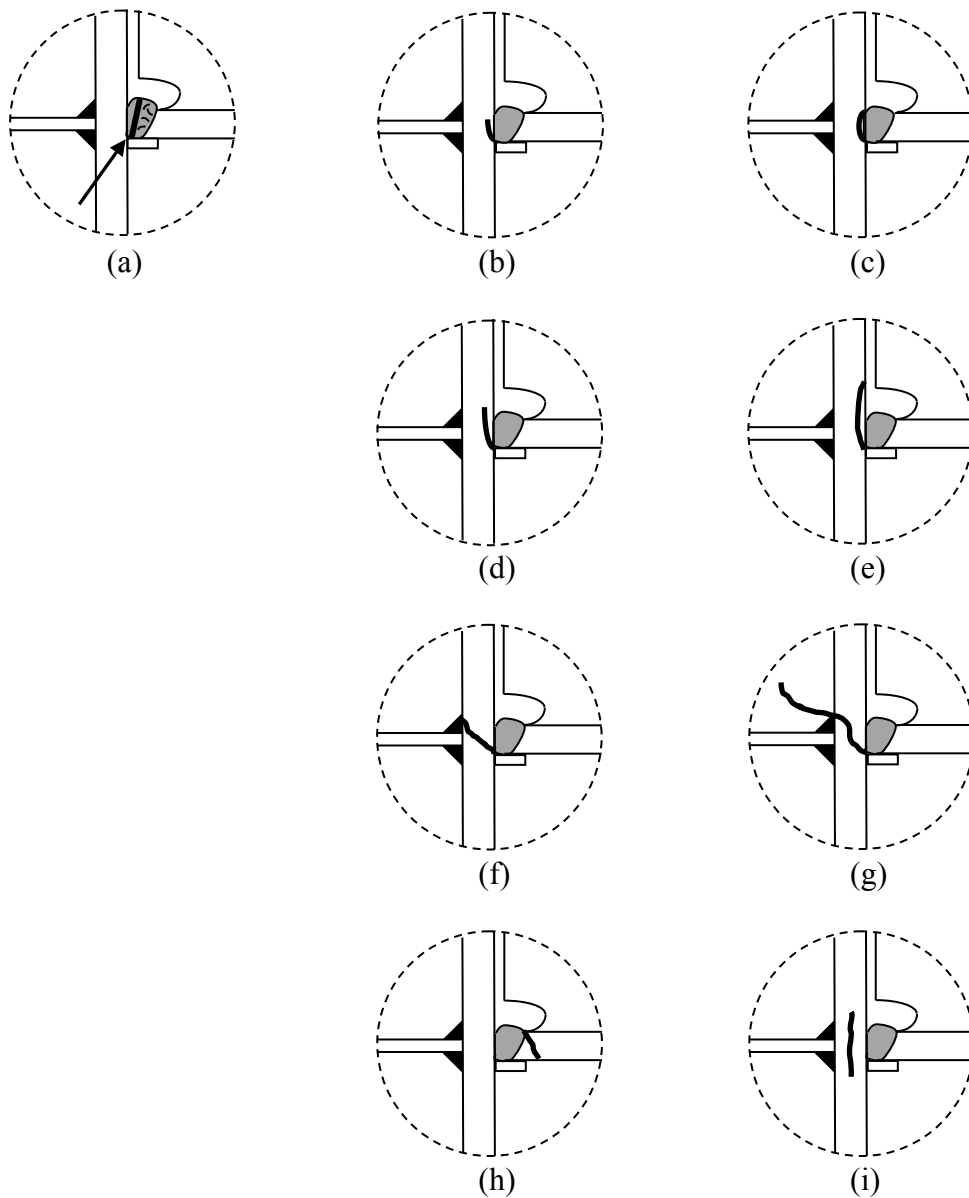


圖 1.3 北嶺地震梁柱抗彎接合破壞模式示意圖

(2) 梁翼板與柱翼板銲接接合之背墊板(backing bar)與柱面天然裂縫所引起之開裂破壞，其裂縫分別沿柱面之銲道熱影響區(heat affected zone, HAZ) (圖 1.3(b)(c))、延伸進入柱翼板(圖 1.3(d)(e))、與穿越柱翼板或

進入柱腹板(圖 1.3(f)(g))。

(3) 梁翼板在腹板扇形開孔尖端開裂破壞(圖 1.3(h))。

(4) 柱翼板層狀撕裂(lamellar tearing)破壞(圖 1.3(i))。

分析造成上述破壞之主要原因分別為:

(1) 鐸材衝擊韌性不足。

(2) 梁翼板鐸接背墊板與柱面間之天然裂縫，在梁端承受彎矩載重下引致之應力集中效應所致。

(3) 梁翼板在腹板扇形開孔(weld access hole)尖端處，因斷面急遽變化所造成應力集中效應所致。

(4) 柱翼板厚度內之瑕疵所造成。

除此之外，鋼材之拉力強度與降伏強度比不足，亦被認為是造成北嶺地震前梁柱接合(pre-Northridge beam-to-column connection)破壞的原因之一。

在 1994 年美國北嶺地震發生前，所有相關設計規範，包括美國鋼結構協會(American Institute of Steel Construction, AISC)當時最新於 1992 年出版之鋼結構設計規範耐震特別規定(AISC, 1992)，均未要求抗彎構架梁柱接合之變形容量需求。然而一般進行建築結構設計時，抗彎構架梁柱接合之耐震變形容量，大多以 1.5%弧度(最大彈性層間位移角 0.5%弧度的 3 倍)之塑性變形能力為設計基準。自 1994 年後，AISC 分別於 1997、2002、2005a 及 2010 年版之耐震特別規定(AISC, 1997、2002、2005、2010b)，均規定特殊抗彎構架之梁柱接合必須具有 4%弧度層間位移角的變形容量。國內在 1999 及 2007 年版之鋼結構設計規範(內政部營建署，1999、2007)中，對韌性抗彎構架梁柱接合提出與美國規範相同等級之變形容量需求，在未進行進一步結構分析下，應至少提供 3%弧度塑性轉角之變形容量。

經過北嶺地震的慘痛教訓後，全球在此相關領域的研究人員競相投入抗彎梁接合之研發，提出更具耐震能力之接合型式，成果極為豐碩，其接合型式眾多。就本設計手冊所探討之鐸接型剛性梁柱接合而言，若依梁柱接合之力學特性區分，可分為三類：

(1) 接合細節改良型梁柱接合：此類接合不調整梁柱之梁構件強度，故梁塑鉸預期發生於梁柱交接處，此接合之變形能力乃利用更講究之接合細節提供，在所提出之改善接合細節中，大多集中在改善梁與柱構件接合處之應力集中效應，此應力集中效應主要來自梁腹板因電銲梁翼板而需配置之扇形開孔所導致者。

(2) 強度減弱型梁柱接合：此類接合是在梁端離柱面適當距離處選擇一段區域，減弱梁斷面強度，強迫梁塑鉸發生於此強度減弱區域，提供梁柱接合塑性變形發展之來源。一般梁構件強度的減弱可藉由削減梁翼板或腹板面積等手段達成。

(3) 強度增強型梁柱接合：此類接合是在梁端從柱面起選擇一段區域，增加梁斷面強度，迫使梁塑鉸位於補強段遠離柱面之端點，以提供做為梁柱接合之塑性變形發展來源。一般梁構件強度的增強可藉由增加梁構件深度或斷面積的方法達成。

上述三類改良之梁柱接合型式中，主要目的是降低當梁柱接合在梁端發展最大預期之塑鉸彎矩強度後，於柱面所引致之應力。除細節改良型梁柱接合是希望藉由採用減少梁斷面劇烈變化之細節，以降低接合處應力集中效應外，強度減弱型與強度增強型梁柱接合，均採用強迫方式將梁塑鉸移出柱面，達到降低梁與柱構件接合應力之目的。當然將強度減弱型或強度增強型之梁柱接合，同時複合採用細節改良型接合之細節，其梁柱接合可獲得良好的變形容量。在鋼結構工程實務上，美國鋼結構建築設計規範，為確保特殊耐震抗彎構架中所採用之梁柱接合能發揮足夠之耐震性能，對此梁柱接合之要求極為謹慎，無論梁柱接合採用增強型或減弱型，工地現場銲接型梁柱接合必須同時配合改良細節，其細節包括：(a)腹板扇形開孔(weld access hole)在與梁翼板之接合角度須採用平緩之開孔細節，(b)梁下翼板與柱翼板銲接之背墊板(backup bar)必須背剷移除且挖鑿，並銲接填滿與增加填角銲，(c)梁上翼板之銲接背墊板與柱翼板間增銲填角銲，詳第 4.2.1 節。此為美國鋼造特殊抗彎構架梁柱接合之標準細節。該接合細節是從北嶺地震事件中，鋼結構建築之梁柱接合造成嚴重破壞的教訓(如圖 1.3)學習

而得。而在台灣鋼結構建築工程實務中，因鋼構廠製造技術與施工成本無法取得平衡，因此過去常使用四分之一圓之梁腹板扇形開孔，如圖 1.4(a) 所示，近年來，隨著機械自動開孔技術的進步，雙圓弧扇形開孔(如圖 1.4(b) 所示)之自動開孔設備的研發成功與應用普及，此扇形開孔之製作成本較美式扇形開孔者(如圖 1.4(c) 所示)大幅降低，且有助於梁柱接合在梁塑鉸彎矩作用下，舒緩扇形開孔附近之梁翼因幾何形狀大幅變化所造成之應力集中效應。過去針對台灣鋼結構工程實務所製作共 22 組實尺寸梁柱接合試體之試驗結果(林克強等，2008)顯示，採用四分之一圓型式之腹板扇形開孔，即使採用強度減弱型之梁柱接合，仍然使得梁翼在扇形開孔尖端附近，當梁柱接合未達規範要求之變形容量前即發生斷裂，此破壞為所有破壞模式中發生機率最高者，分別占有所有試驗組數與發生破壞試體組數的 23% 與 38%，此破壞機率相當高。因此建議避免使用四分之一圓之扇形開孔。同時在無法採用比雙圓弧(圖 1.4(b))更講究之扇形開孔時，雙圓弧之扇形開孔為適當之扇形開孔選項，但在製作此雙圓弧扇形開孔時建議以機械自動化一次同時開孔，避免採用人工焰切施作或兩圓弧分別加工。

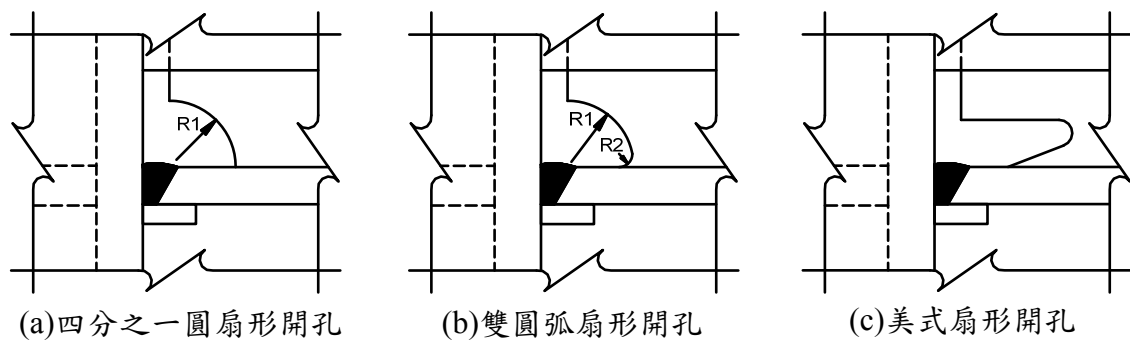


圖 1.4 梁腹板扇形開孔

在選用強度減弱型或強度增強型接合時，一般考慮初期梁柱接合之製作成本與生命週期中之修復成本。對於採用強度減弱型梁柱接合之建築結構物，在新建成本上較為經濟，但不易估計建築物在生命週期內之修復成本；而對於採用強度增強型梁柱接合之建築結構物，對生命週期內之修復成本較低，但在新建成本上較為昂貴。

為使鋼骨梁柱接合具有規範要求之耐震性能，因此工程師進行結構設計時，應注意以下影響梁柱接合耐震性能之因素。

(1) 鋼材之力學性質：為符合耐震設計要求，鋼材重要機械性質包括鋼材之伸長率、降伏比(降伏強度與拉力強度之比值)、含碳當量(carbon equivalent, CE)、或 CVN (Charpy V-notch)衝擊韌性等應符合規範要求。同時，設計時應掌握材料之超強因子  $R_y$  (預期降伏應力與標稱降伏應力之比) 與應變硬化因子  $C_{pr}$ ，以計算塑鉸處之真實彎矩強度(realistic moment)。另外也應注意銲接組合箱型柱之鋼板在軋延過程中所引致之偏析效應(segregation effect)。

(2) 設計的一致性：不同梁柱接合型式應提供其設計邏輯與方法，因此在採用不同型式之梁柱接合，應採用該接合建議之設計方法，並且注意設計邏輯之一致性。

(3) 加工與電銲之接合細節：梁柱接合之施工細節影響接合之耐震性能甚鉅，因此施工時應謹慎為之。屬於個別梁柱接合之特殊細節者，應依照個別細節規定施作；不屬於個別梁柱接合之特殊細節者，應依照相關之施工規範執行。選用低氫系高衝擊韌性之銲材，以避免銲材韌性不足或銲道發生氫裂。也應注意銲接時鋼材是否需要預熱或後熱，特別是銲接細節與程序更應依照相關施工規範執行，以確保電銲接合品質。

(4) 銲接入熱量效應：一般而言，電銲導入鋼材之熱量，將對鋼材鄰近銲道熱影響區(HAZ)之力學性質有不利之影響。特別對於箱型柱內橫隔板與柱板接合之電熱熔渣銲(electroslag welds, ESW)，此屬於單道銲接，其入熱量為包藥銲線電弧銲(FCAW)或遮護金屬電弧銲(SMAW)多道銲接入熱量的10倍以上，此將導致鋼材熱影響區發生明顯脆化現象。

(5) 銲道非破壞檢測項目的選擇：銲道之非破壞檢測為銲道品質之最後確認程序，經濟可行且常用之銲道非破壞檢測方法中，超音波檢測(ultrasonic testing, UT)目的在檢測銲道內部之裂縫或瑕疵，磁粒檢測法(magnetic particle testing, MT)與液滲檢測(liquid penetrant testing, PT)為檢測銲道表面

裂縫之方法。當厚度大於 50 mm 之鋼板進行全滲透鐸鐸接時，除了採用超音波檢測法檢測鐸道內部之裂縫與瑕疵外，建議另需額外採用磁粒檢測法或滲透液檢測法進行鐸道表面裂縫檢測。但無論如何，目視檢查為最基本且直覺可靠之檢查方法，當目視檢查不通過之鐸道應判定為不合格鐸道，實不應進一步實施其他項目之非破壞檢測。對於電熱熔渣鐸，因無法目視鐸道，全賴超音波檢測，因此在進行電熱熔渣鐸道檢測時，應選用適當的檢測探頭與試驗標準，且應檢測鐸道絕對位置，而非相對熔幅寬度(林克強等，2013)。

(6) 梁柱接合之耐震性能評估與試驗驗證：在實際工程應用時，梁柱之接合型式變化極大，為確保梁柱接合具有足夠之強度與變形容量，因此所有梁柱接合均應於應用前進行大尺寸之梁柱接合試驗驗證，以確認梁柱接合能提供規範所要求之耐震性能，其中試驗驗證之範圍應包括接合型式與細節。而試驗條件與要求可參照第 3.3 節之要求進行。經過試驗驗證通過之梁柱接合(包括型式、施作細節與規模等)，可認定為預先驗證合格之梁柱接合(prequalification connection)，爾後採用此相同型式、施作細節、規模等之梁柱接合可不必再進行試驗驗證，此可參照第 3.2 節之預先驗證程序評估。而本設計手冊所收集之預先驗證合格梁柱接合詳列於第四章。

本技術手冊第四章收集國內外研發之梁柱接合型式，依前述之三種梁柱接合分類，並將各試驗資訊利用表格與圖說方式呈現，並列出參考文獻以資追溯，提供國內工程師進行相關設計之參考。惟在收錄此鐸接型剛性梁柱接合時，乃依下列原則為之：(1)發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者；(2)實尺寸試驗研究成果者；(3)變形容量滿足美國或台灣規範要求者；(4)有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者。

本設計手冊於第四章所收錄經實尺寸試驗驗證，符合現行規範強度與變形容量規定之接合，分別摘錄代表性試驗所採用之材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及試驗條件、與梁柱接合試驗性能等資料，列於該梁柱接合之限制條件與性能參考表，並也將相關之接合與施工細節繪於對應之參考圖說中，提供工程師在進行實際工程設計時，若梁柱接合之材質、

規模與接合細節規模相近者，可直接參考應用。除此之外，於第二章介紹台灣與美國鋼結構耐震設計規範，在進行梁柱接合設計時之相關設計規定與公式，同時於第三章介紹 AISC 於 2010 年版耐震特別規定(AISC, 2010b)所建議之梁柱接合耐震性能評估與驗證程序，說明其梁柱接合預先驗證的合格程序與反覆載重驗證的試驗方法。



## 第2章 梁柱接合耐震相關規定

### 2.1 前言

本章內容收錄台灣與美國鋼結構耐震設計規範中，與抗彎構架系統設計之相關規定，並加以整理，方便使用者閱讀與應用。其中台灣規範摘取自 2007 年版鋼結構容許應力設計法與極限設計法規範及解說(內政部營建署，2007a、2007b)，將第十三章耐震設計中之韌性抗彎構架之相關設計條文整合，並納入其他與耐震設計有關章節之圖表與公式，但其他僅與強度設計有關之相關章節(如栓接、銲接等設計條文)，因篇幅有限並未納入。美國規範摘錄自 2010 年版鋼結構設計規範耐震特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)，收錄第E3 節特殊抗彎構架(special moment frame, SMF)之相關設計條文，同時亦將關聯至其他章節之圖表與公式併入。但此耐震特別規定廣泛引用另兩本規範，包含ANSI/AISC 358-10「特殊與部分韌性抗彎構架預先驗證合格之耐震梁柱接合」(AISC, 2010a)與ANSI/AISC 360-10「鋼結構設計規範」(AISC, 2010c)，因關聯章節過多且本設計手冊篇幅有限，使用者請自行查閱相關規定。

台灣鋼結構建築設計規範之耐震設計規定，主要參考美國AISC鋼結構設計規範與耐震特別規定而訂定。台灣 2007 年版(內政部營建署，2007a、2007b)與美國ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)之兩國規範，在SMF耐震設計規定之主要差異在下列三方面：(1)設計方法之整合，(2)耐震鋼材應用之規定，(3)梁柱接合強度設計與變形需求之規定。以下針對此三方面整理兩國規範之差異。

#### (1) 設計方法之整合：

台灣與美國規範在現行設計方法上，均保留容許應力與極限強度之設計法概念。台灣規範將此兩方法分別列述於兩冊規範，命名為「容許應力設計法(allowable stress design, ASD)」與「極限設計法(limit state design, LSD)」，兩種設計方法之基本設計公式如下。

容許應力基本設計公式：

$$F_a \geq f_a \quad (2.1.1)$$

其中：

$F_a$  = 構件容許應力。

$f_a$  = 構件對應於容許應力法載重組合下之需求應力。

極限設計基本設計公式：

$$\phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (2.1.2)$$

其中：

$\phi$  = 強度折減因子。

$R_n$  = 構件之標稱強度。

$\gamma_i$  = 構件第  $i$  載重之載重因子。

$Q_i$  = 構件第  $i$  載重之標稱載重。

雖然台灣鋼結構設計有此兩冊設計規範，但此兩設計規範在耐震設計之條文規定上大致相同，僅在些許強度需求或容量之計算、或寬厚比之限制上略有不同。而美國ANSI/AISC 360 鋼結構設計規範自 2005 年版(AISC, 2005b、2010c)起，為將容許應力與極限強度之設計概念合併於一冊設計規範中，選取以強度(strength)為設計基礎，拋棄以應力(stress)為基礎之設計概念。兩種設計方法分別稱為容許強度設計法(allowable strength design, ASD)，及載重與強度係數設計法(load and resistance factor design, LRFD)，其基本設計公式如下。

ASD之基本設計公式：

$$\frac{R_n}{\Omega} \geq R_a \quad (2.1.3)$$

LRFD之基本設計公式：

$$\phi R_n \geq R_u \quad (2.1.4)$$

其中：

$R_a$  = 構件對應於ASD載重組合下之需求強度。

$R_n$  = 構件之標稱強度。

$R_u$  = 構件對應於LRFD載重組合下之需求強度 =  $\sum \gamma_i Q_i$ 。

$\phi$  = 強度折減因子。

$\Omega$  = 安全係數。

除此之外，美國規範將設計公式之係數無因次化，以方便應用於不同之單位制度上，而台灣規範之係數與設計公式僅能應用於tf、cm之單位制度。例如受撓曲熱軋或組合I型梁之翼板塑性設計斷面寬厚比限制，台灣規範為 $14/\sqrt{F_y}$ ；美國規範為 $0.3\sqrt{E/F_y}$ ，其中台灣規範之係數14含有 $\sqrt{\text{tf}/\text{cm}^2}$ 之單位，而美國規範之係數0.3與單位無關。

## (2) 耐震鋼材應用：

對於台灣與美國鋼結構建築設計規範而言，雖然對地震力抵抗系統之耐震鋼材規定有些差異，但適用之原則大致相同，其鋼材應符合下列特徵：(1)明顯降伏平台(yield plateau)，(2)大非線性變形能力，(3)良好銲接性。原則上，鋼材之標稱降伏應力不得大於50 ksi (3.52 tf/cm<sup>2</sup>)，或相同等級材質之降伏應力值，以確保鋼材能提供穩定的降伏平台性能，同時，影響鋼材非線性變形能力與銲接性之重要參數包括：磷(phosphorus, P)及硫(sulfur, S)元素含量、含碳當量(carbon equivalent, CE)、銲接冷裂敏感指數(sensitivity index of welding crack,  $P_{cm}$ )、降伏比( $F_y/F_u$ )與沙丕V型凹槽(Charpy V-notch, CVN)衝擊韌性。此外，具狹降伏強度之鋼材，可降低鋼材實際降伏強度之不確定性，提升構件在地震作用下預期強度(expected strength)之預測精度，此有助於掌握結構之耐震性能，一般認為更適合作為耐震用鋼材。針對美國與台灣常用之ASTM與JIS或CNS鋼材規格，有關前述之耐震重要參數與力學性質列於表 2.1.1 中，由表中顯示，一般而言SN與SM系列之鋼材規定較為嚴格，特別是SN-B與SN-C鋼材，在不利鋼材性能之磷、硫元素含量的限制較為嚴格，對降伏強度、拉力強度有上下限之範圍，同時具有較小之降伏比( $F_y/F_u$ )，對於SN-C等級鋼材，特別規定在厚度方向之斷面縮減率限

表 2.1.1 ASTM 與 JIS 或 CNS 常用鋼材規格之重要參數與力學性質

Steel types		Shape types	P (%)	S (%)	CE / P <sub>cm</sub>	Range of F <sub>y</sub>	Range of F <sub>u</sub>	F <sub>y</sub> /F <sub>u</sub>	ZR <sub>a</sub> (%)	CVN	UT
A S T M	A36	Plate shape	< 0.04	< 0.05	NA / NA	NA ≥ 36 ksi	58~80 ksi	NA	NA	NA	NA
	A572 GR50	plate shape	< 0.04	< 0.05	NA / NA	NA ≥ 50 ksi	NA ≥ 65 ksi	NA	NA	NA	NA
	A913 GR50	WF Shape	< 0.04	< 0.03	0.38 / NA	NA ≥ 50 ksi	NA ≥ 65 ksi	NA	NA	21° 54J	NA
	A992	WF Shape	< 0.035	< 0.045	0.47 / NA	50~65 ksi	NA ≥ 65 ksi	< 0.85	NA	NA	NA
J I S / C N S	SM400A SM490A	plate shape	< 0.035	< 0.035	SM 400 NA / NA	NA t ≤ 16	SM 400 400~510 MPa	NA	NA	NA	NA
	SM400B SM490B	plate shape	< 0.035	< 0.035	SM 490 t ≤ 50mm	≥ 245/325 16 < t ≤ 40	SM 490 490~610 MPa	NA	NA	0° 27J	NA
	SM400C SM490C	plate shape	< 0.035	< 0.035	50 < t ≤ 100	40 < t ≤ 100 ≥ 215/295		NA	NA	0° 47J	NA
	SM570	Plate shape	< 0.035	< 0.035	13 ≤ t < 50 0.44 / 0.28	t ≤ 16 > 420 MPa 16 < t ≤ 40 430 MPa 40 < t ≤ 75 > 450 MPa 75 < t ≤ 90 > 460 MPa	570~720 MPa	NA	NA	-5° 47J	NA
	SM570M -CHW 中鋼規格	Plate	< 0.02	< 0.008	13 ≤ t < 50 0.44 / 0.29 50 < t ≤ 80 0.46 / 0.29	420~540 MPa	570~720 MPa	< 0.85	3/25 1/15	-5° @t/4 47J @t/2 27J	Y
	SN400A	plate shape	< 0.05	< 0.05	NA / NA	> 235 MPa		NA	NA	NA	NA
	SN400B SN490B	plate shape	< 0.03	< 0.015		t ≤ 16mm SN-C NA		< 0.80	NA		NA
SN400C SN490C	plate shape	< 0.02	< 0.008	SN 400 0.36 / 0.26 SN 490 t ≤ 40 0.44 / 0.29 40 < t ≤ 100 0.46 / 0.29	12 < t ≤ 40 SN 400 235~355 SN 490 325~445 40 < t ≤ 100 SN 400 215~335 SN 490 295~415 (MPa)	SN 400 400~510 MPa SN 490 490~610 MPa	< 0.80	3/25% 1/15%	0° 27J	Y	
Note	<p>1. SM570M-CHW 為中鋼規格。                  2. NA：沒有(上限)限制或不需要，Y：需要 UT 檢測。                  3. plate:鋼板規格，shape:型鋼規格。                  4. 厚度方向斷面縮減率 ZR<sub>a</sub> 中，3/25%表示 3 個試驗平均值需大於 25%。                  1/15%表示任一個試驗值需大於 15%。</p>										

制值，並須對鋼板進行超音波檢測(UT)。台灣鋼結構設計規範規定，耐震設計用鋼材建議採用規格較嚴謹之日本SN與SM材質，而美國規範則規定採用ASTM規格之鋼材。在使用鋼材時也應特別注意，ASTM A913 與A992 為型鋼規格，無鋼板規格；而中鋼的SM570M CHW為鋼板規格。

### (3) 梁柱接合強度設計與變形需求：

對於SMF梁柱接合的設計強度與變形需求，台灣與美國鋼結構設計規範有些差異。在設計強度方面，台灣規範特別將梁柱接合設計分為強度減弱型與強度增強型兩類梁柱接合，其設計之強度需求與容量基準並不相同；而美國規範並未規定不同梁柱接合型式之設計方法。變形需求方面，台灣規範可由實際分析求得之梁柱接合性能需求決定，且以塑性轉角(plastic rotation)為基準；而美國規範則要求，在SMF之結構系統中，每個梁柱接合均須具有相同之變形能力，此變形能力以層間位移角(story drift angle)為評估基準。

## 2.2 台灣鋼結構設計規範耐震設計規定

本章節收錄台灣鋼結構設計規範容許應力設計法與極限設計法(內政部營建署，2007a、2007b)(以下簡稱「台灣規範」)中，有關韌性抗彎構架系統耐震設計規定，提供使用者參考。

### 2.2.1 設計相關規定

依據台灣鋼結構設計規範(內政部營建署，2007a、2007b)，耐震設計之適用材質與斷面寬厚比限制，分別規定於該規範第 3.1 節、第 13.2 節與第 4.5 節。

#### 2.2.1.1 耐震設計適用材質

依據台灣規範第 3.1.2 節、第 3.1.3 節與第 13.2 節之規定，鋼結構耐震設計所使用之鋼材與鋁材，應符合下列檢驗程序與方法，及所列之材料標準。

## 1. 鋼材檢驗

除已列於台灣規範第三章中之鋼材外，所使用之其他鋼材均應依CNS 2608「鋼料之檢驗通則」及相關之國家檢驗測試標準，或政府主管單位認可之國際通行檢驗標準檢驗測試，確認符合其原標示之標準，且證明達到鋼結構設計規範之設計標準者方可使用。

## 2. 鋼材品質證明

鋼結構所使用之各項材料，應出具品質證明書或檢驗報告：

- (1) 由原生產廠家出具品質證明書，或公正檢驗機構之檢驗報告，文件內應備有具體之數據及明確之陳述，足以證明該項材料符合所指定之材料標準。
- (2) 無廠家產品檢驗合格證明書之非整批零星鋼料或成品鋼料，依每 5 公噸及其不足 5 公噸部分或依每一群、每種尺寸均須分別各作一組試驗。

各項材料如因特殊情況，必須使用同等規格品時，除須經證明其材質及加工性均符合原規定外，並經原設計者簽認許可，方可採用。如對鋼材的品質有疑義時，應抽樣檢驗，其結果應符合國家標準的規定和原設計之要求。

## 3. 耐震設計用鋼材

(1) 抵抗地震力之鋼材：其材料規格應符合下列規格：

- (a) CNS 13812 建築結構用軋鋼料：  
SN400A、SN400B、SN400C、SN490B、SN490C。
- (b) CNS 2947 銲接結構用軋鋼料：  
SM400A、SM400B、SM400C、SM490A、SM490B、SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C、SM570。
- (c) CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料：  
SMA400AW、SMA400BW、SMA400CW、SMA400AP、SMA400CP、SMA490AW、SMA490CW、SMA490AP、SMA490BP、SMA490CP。
- (d) CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管：

STK 290、STK 400、STK 490、STK 500、STK 540。

- (2) 銲接組合箱型柱：當柱板厚度不大於 40 mm時，可使用符合CNS 13812 SN400B、SN400C、SN490B或SN490C規格之鋼材；當柱板厚度大於 40 mm時，應使用符合CNS 13812 SN400C或SN490C規格之鋼材。

註：

CNS 2947「熔接結構用軋鋼料」之規定主要沿用日本JIS G3106「熔接構造用軋鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SM，一般以SM系列稱之。

CNS 4269「銲接結構用耐候性熱軋鋼料」之規定主要沿用日本JIS G3114「耐候性鋼」(Weather Resistant Steel)，其鋼材編號前兩個字母為SMA，一般以SMA系列稱之。

CNS 4435「一般結構用碳鋼鋼管」之標準主要沿用日本JIS G3444「一般結構用碳鋼鋼管」，其鋼材編號前三個字母為STK，一般以STK系列稱之。

CNS 13812「建築構造用軋鋼材」之規定則主要沿用日本JIS G3136「建築構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SN，目前日本鋼構規範則規定耐震構材應使用SN鋼材，SN系列鋼材之優點是：可確保塑性變形能力、銲接性與鋼板厚度方向之機械性能；本系列鋼材之特點為：規定降伏強度的上限、降伏比的上限、厚度方向斷面縮減率的下限、衝擊值的下值與碳當量( $C_{eq}$ )、銲接冷裂敏感指數( $P_{cm}$ )的上限。其中SN400B及SN490B除基本性質分別與SM400及SM490相近外，還具有狹降伏強度及低降伏比之特性，更適合使用於耐震鋼材，造成層裂原因之一的磷、硫雜質含量標準也較為嚴格，故較適用於使用潛弧銲等高入熱量銲接之組合金鋼；而SN400C及SN490C則對鋼板厚度方向之性質與超音波檢驗有額外之要求，規格中並再降低磷、硫之成分含量，適用於鋼板較厚之巨型構件或需使用高入熱與高束制性銲接之構件。

另外採用細晶化之熱機處理 (thermo mechanical control process, TMCP)鋼材，是一種以控制軋延及加速冷卻技術所生產之緻密鋼材；一般當鋼板厚度超過 40 mm時，不增加碳當量( $C_{eq}$ )就會影響其降伏強度，但運用TMCP之軋延-冷卻技術，不增加碳當量就能使鋼材(尤其是厚板)具有足夠的強度，並且同時保有良好的銲接性。厚板於軋製過程中易有夾層 (lamination)缺陷，因此對於 25mm以上之鋼板，應以超音波檢測或其他可靠之方法，檢驗其是否含有夾層。

國內大量採用以鋼板銲接組立而成之型鋼，對於鋼板材料之選用應審慎為之，如SN、SM或SS系列並不相同，不可混用；由於SS系列鋼材因其材質對碳含量並無上限限制，並不適於須銲接之主要結構使用。若採高入熱銲接且厚度在 40mm以上(含)之銲接箱型柱應採用SN-C或SM570M-CHW之鋼板。而受較大塑性變形之構件，如梁構件，則應採用SM-B、SM-C、SM570、SM570M-CHW、SN-B或SN-C之鋼材。近年來鋼材亦逐漸往高強度發展，如SM570系列之鋼材亦受重視，使用高強度鋼時應注意採用匹配銲材，其銲接程序亦較嚴格，如其預熱溫度通常較高，銲接作業應確實依檢定合格之銲接程序施作。

若採用不同於上述規格之鋼材，或採用新開發之鋼材，則可比照前述鋼材之規定，考量其物性與化性、厚度方向特性等，若其結構行為皆可等同或優於現行之鋼材，亦可使用。

#### 4. 耐震設計用鐸材

使用遮護金屬電弧鐸接、潛弧鐸接、氣體遮護金屬電弧鐸接、包藥鐸線電弧鐸接等鐸接方法之全滲透鐸接，其相稱鐸材於-29°C時至少具有 27 焦耳之衝擊韌性值，其中，鐸接材料之選用，應以符合下列國家標準(CNS)為原則，但因部分鐸接材料尚未訂定國家標準，考慮目前及未來可能之需求，規範規定使用者得以選用符合美國鐸接協會(American Welding Society, AWS)或日本工業規格(Japanese Industrial Standards, JIS)規定之鐸接材料，並經原結構設計者認可。

規範規定之鐸材標準如下：

- CNS 195 液體二氧化碳。
- CNS 2957 軟鋼用氣鐸鐸條。
- CNS 2983 鐸接用氫氣。
- CNS 3506 高強度鋼用被覆鐸條。
- CNS 8967 軟鋼及高強度鋼活性氣體遮護金屬電弧鐸接實心鐸線。
- CNS 13005 軟鋼及低合金鋼TIG熔接用鋼棒及鋼線。
- CNS 13014 碳鋼及低合金鋼用潛弧鐸接實心鐸線。
- CNS 13015 碳鋼及低合金鋼潛弧熔接用熔劑。
- CNS 13037 耐候性鋼用被覆電弧熔接棒。
- CNS 13039 高抗拉強度低合金鋼用被覆電弧熔接棒。
- CNS 13719 軟鋼用被覆鐸條。
- CNS 14593 低溫用鋼用被覆鐸條。
- CNS 14596 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用電弧鐸接包藥鐸線。
- CNS 14598 電熱氣體電弧鐸接用包藥鐸線。
- CNS 14599 耐候鋼用CO<sub>2</sub>氣體遮護金屬電弧鐸接包藥鐸線。
- CNS 14601 低溫用鋼用活性氣體遮護金屬電弧鐸接實心鐸線。

註：

上述鐸材標準為參考 2007 年版台灣鋼結構設計規範(內政部營建

署，2007a、2007b)，而於 2017 年經查詢國家標準(CNS)，上述銲材標準部分名稱已修改，或被取代而刪除，其更新之銲材標準如下：

- CNS 195 液體二氧化碳。
- CNS 2957 軟鋼用氬銲填充棒。
- CNS 2983 焊接用氬氣。
- CNS 3506(被CNS13719 取代)。
- CNS 8967(被CNS14601 取代)。
- CNS 13005 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼TIG銲接用實心銲線及裸銲條。
- CNS 13014 碳鋼及低合金鋼用潛弧銲接實心銲線。
- CNS 13015 潛弧銲接用銲藥。
- CNS 13037 耐候性鋼用被覆銲條。
- CNS 13039(被CNS13719 取代)。
- CNS 13719 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用被覆銲條。
- CNS 14593(被CNS13719 取代)。
- CNS 14596 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用氣遮護及自遮護電弧銲接用包藥銲線。
- CNS 14598 電熱氣體電弧銲接用包藥銲線。
- CNS 14599 耐候鋼CO<sub>2</sub> 氣體遮護電弧銲接用包藥銲線。
- CNS 14601 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼MAG及MIG銲接用實心銲線。

### 2.2.1.2 斷面寬厚比限制

依據台灣規範第 4.5 節之規定，其構材斷面分成塑性設計斷面、結實斷面、半結實斷面和細長肢材斷面四類。

- (1) 塑性設計斷面者：翼板必須與腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比不得超過表 2.2.1 及表 2.2.2 之寬厚比 $\lambda_{pd}$ 值。
- (2) 結實斷面者：翼板須和腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比超過 $\lambda_{pd}$ 值，但未超過表 2.2.1 及表 2.2.2 之寬厚比 $\lambda_p$ 值。
- (3) 半結實斷面者：任一受壓肢之寬厚比超過 $\lambda_p$ 值，但未超過表 2.2.1 及表 2.2.2 之寬厚比 $\lambda_r$ 值者。
- (4) 細長肢材斷面者：係指斷面受壓肢之寬厚比超過表 2.2.1 及表 2.2.2 之寬厚比 $\lambda_r$ 值者。

凡肢材僅單邊支撐，且其自由邊與壓應力作用方向平行者，稱為無加勁肢，其寬度決定如下：

- (1) W、H、I或T型鋼構材之翼板，寬度 $b$ 取標稱全寬度之半。

- (2) 角鋼肢及槽鋼和Z型鋼之翼板，寬度 $b$ 取標稱全寬度。
- (3) 鋼板寬度 $b$ 取自由邊到第一道螺栓線或銲道之距離。
- (4) T型鋼之腹板深度 $d$ 取標稱全深度。

凡肢材在平行壓應力作用方向之兩側邊均被支撐者稱為加勁肢，其寬度之決定如下：

- (1) 熱軋型鋼或銲接組合斷面之腹板深度 $h$ 為兩翼板間之淨深度。
- (2) 組合斷面之翼板或隔板，寬度 $b$ 取兩相鄰螺栓線之距離或銲道之距離。
- (3) 熱軋或冷彎矩形結構鋼管之翼板，寬度 $b$ 取兩腹板間淨距減去每一邊內側之角隅半徑，假如角隅半徑不知時，寬度可取斷面全寬度減去3倍板厚度。
- (4) 圓形結構鋼管，直徑 $D$ 取鋼管之外徑標稱直徑。
- (5) 銲接箱型斷面寬度 $b$ 取全寬減去兩邊板厚。

對於漸變厚度之肢材，其肢材厚度可取厚度之平均值。各種斷面型式之肢材 $b$ 、 $h$ 與 $t$ 尺度可參閱圖 2.2.1 之說明。

註：

在規範所分之四類構材斷面中，塑性設計斷面除了彎矩強度可達塑性彎矩外，其肢材在受壓下可達應變硬化而不產生局部挫屈。當建築物結構以塑性設計法來設計時，為確保構架發展出健全的塑性機構(plastic mechanism)，可能產生塑性鉸之構件需使用塑性設計斷面。此外，處於地震帶之耐震構架，規範亦規定其構件需為塑性設計斷面。一般的塑性設計斷面構材具有約 6 至 7 之位移韌性。對梁柱配置均勻之構架而言，此韌性容量一般認為足以滿足塑性設計及耐震設計對韌性之需求；至於梁柱配置不均勻之構架，塑性設計斷面並不保證能供給所需之韌性。

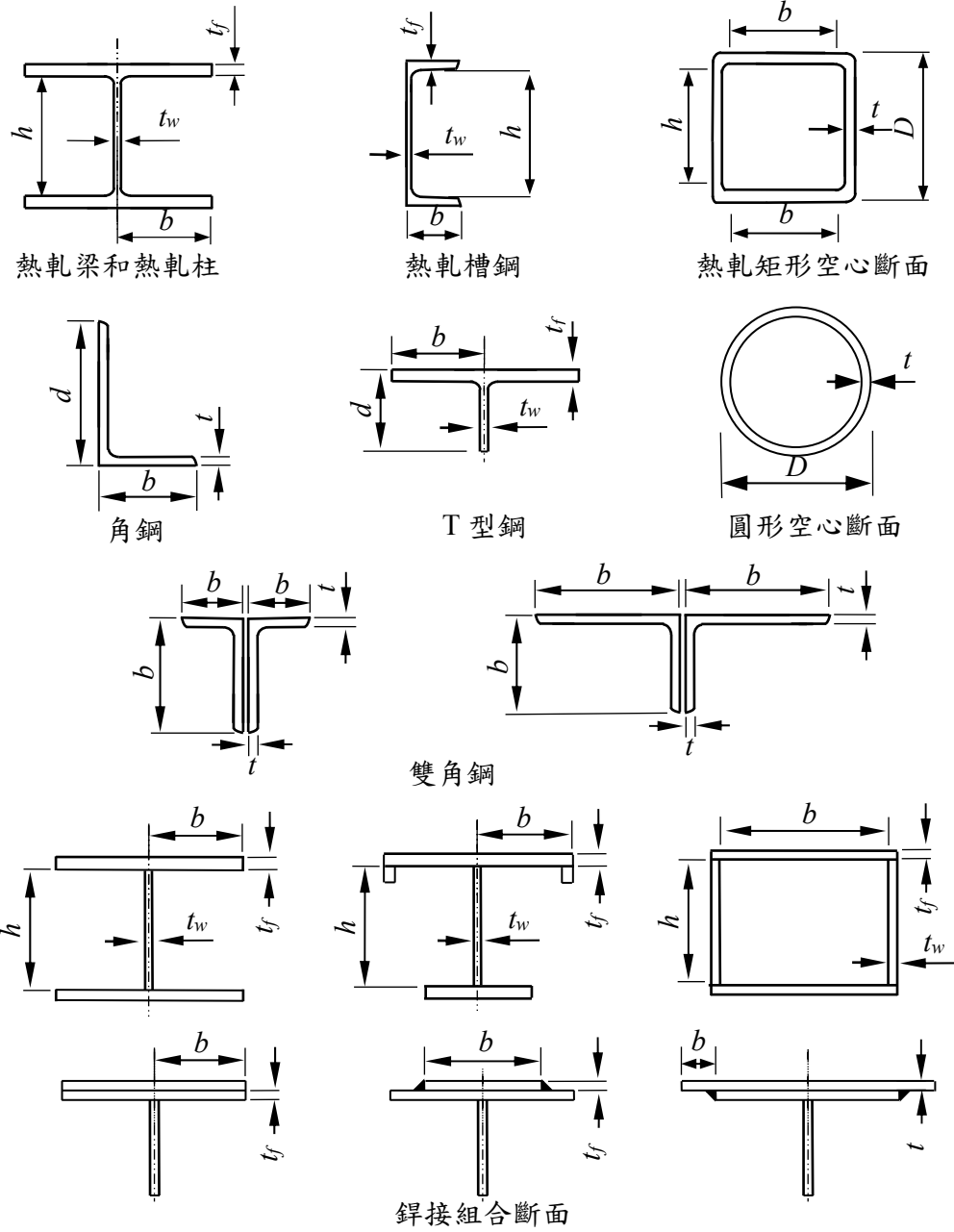


圖 2.2.1 斷面尺寸

表 2.2.1 規範容許應力設計法受壓肢之寬厚比限制( $F_y$ : tf/cm<sup>2</sup>)

構 材		寬厚比	寬 厚 比 限 制		
			$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
未 加 勁 材	受撓曲之熱軋 I 型梁和槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受撓曲之 I 型混合梁和銲接梁之翼板 <sup>[a]</sup>	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y/k_e}$ <sup>[b]</sup>
	受純壓力 I 型斷面之翼板，受壓桿件之突肢，雙角鋼之突肢，受純壓力槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受純壓力組合斷面之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y/k_e}$ <sup>[b]</sup>
	單角鋼支撐或有隔墊之雙角鋼支撐之突肢；未加勁構件(即僅沿單邊有支撐)	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y}$
	T 型鋼之腹板	$d/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$34/\sqrt{F_y}$
加 勁 材	矩形或方形中空斷面等厚度之翼板受撓曲或壓力，翼板之蓋板及兩邊有連續螺栓或銲接之隔板	$b/t$	$30/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	全滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或壓力	$b/t$	$45/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	半滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或純壓力	$b/t$	不適用	$43/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	受撓曲壓應力之腹板 <sup>[a]</sup>	$h/t_w$	$138/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	受撓曲及壓力之腹板	$h/t_w$	當 $f_a/F_y \leq 0.16$ $\frac{138}{\sqrt{F_y}}[1 - 3.17 \frac{f_a}{F_y}]$ 當 $f_a/F_y > 0.16$ $68/\sqrt{F_y}$	當 $f_a/F_y \leq 0.16$ $\frac{170}{\sqrt{F_y}}[1 - 3.74 \frac{f_a}{F_y}]$ 當 $f_a/F_y > 0.16$ $68/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	其他兩端有支撐且受均勻應力之肢材	$b/t$ $h/t_w$	不適用	不適用	$68/\sqrt{F_y}$
	圓形中空斷面受軸壓力	$D/t$	$90/\sqrt{F_y}$	$145/\sqrt{F_y}$	$232/\sqrt{F_y}$
圓形中空斷面受撓曲	$D/t$	$90/\sqrt{F_y}$	$145/\sqrt{F_y}$	$630/\sqrt{F_y}$	

[a] 混合斷面，取翼板之  $F_y$

[b] 當  $\frac{h}{t} > 70$ ， $k_e = \frac{4.05}{(\frac{h}{t})^{0.46}}$ ；當  $\frac{h}{t} \leq 70$ ， $k_e = 1$

表 2.2.2 規範極限設計法受壓肢之寬厚比限制( $F_y$ : tf/cm<sup>2</sup>)

構 材		寬厚比	寬 厚 比 限 制		
			$\lambda_{pd}$	$\lambda_p$	$\lambda_r$
未 加 勁 材	受撓曲之熱軋 I 型梁和槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$37/\sqrt{F_y - F_r}^{[b]}$
	受撓曲之 I 型混合梁和銲接梁之翼板 <sup>[a]</sup>	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$28/\sqrt{F_y - F_r}^{[b]}$
	受純壓力 I 型斷面之翼板，受壓桿件之突肢，雙角鋼之突肢，受純壓力槽形鋼之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受純壓力組合斷面之翼板	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y - F_r}^{[b]}$
	單角鋼支撐或有隔墊之雙角鋼支撐之突肢；未加勁構件(即僅沿單邊有支撐)	$b/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y}$
	T 型鋼之腹板	$d/t$	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$34/\sqrt{F_y}$
加 勁 材	矩形或方形中空斷面等厚度之翼板受撓曲或壓力，翼板之蓋板及兩邊有連續螺栓或銲接之隔板	$b/t$	$30/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	全滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或壓力	$b/t$	$45/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	半滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或純壓力	$b/t$	不適用	$43/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	受撓曲壓應力之腹板 <sup>[a]</sup>	$h/t_w$	$138/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	受撓曲及壓力之腹板	$h/t_w$	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\frac{138}{\sqrt{F_y}} [1 - 1.54 \frac{P_a}{\phi_b P_y}]$ 當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\frac{51}{\sqrt{F_y}} [2.33 - \frac{P_a}{\phi_b P_y}] \geq \frac{68}{\sqrt{F_y}}$	當 $P_u/\phi_b P_y \leq 0.125$ $\frac{170}{\sqrt{F_y}} [1 - 2.75 \frac{P_a}{\phi_b P_y}]$ 當 $P_u/\phi_b P_y > 0.125$ $\frac{51}{\sqrt{F_y}} [2.33 - \frac{P_a}{\phi_b P_y}] \geq \frac{68}{\sqrt{F_y}}$	$260/\sqrt{F_y}$
	其他兩端有支撐且受均勻應力之肢材	$b/t$ $h/t_w$	不適用	不適用	$68/\sqrt{F_y}$
	圓形中空斷面受軸壓力	$D/t$	$90/\sqrt{F_y}$	$145/\sqrt{F_y}$	$232/\sqrt{F_y}$
圓形中空斷面受撓曲	$D/t$	$90/\sqrt{F_y}$	$145/\sqrt{F_y}$	$630/\sqrt{F_y}$	

[a] 混合斷面，取翼板之  $F_y$

[b]  $F_r$  = 翼板之殘留壓應力  
 = 0.7tf/cm<sup>2</sup> (熱軋型鋼)  
 = 1.16 tf/cm<sup>2</sup> (銲接型鋼)

## 2.2.2 放大設計地震力

台灣鋼結構設計規範(內政部營建署, 2007a、2007b)第 13.3 節規定一設計地震力最大值為放大設計地震力。在結構耐震設計中, 部分構件、元件或接合須依預期發生非線性變形部分之實際強度, 以能力設計(capacity design)觀念進行設計, 但此構件、元件或接合之設計地震力, 無須大於系統由地震力所引致之放大效應者。其放大效應所造成之放大設計地震力規定如下。

結構分析時除須檢核各種載重組合外, 若其他條文規定需再考慮放大地震力  $E'$  之情況時, 使用  $E' = 1.4F_u E$ , 其中  $E$  為地震力, 依「建築物耐震設計規範及解說」(內政部營建署, 2011)計算, 其中之  $\alpha_y$  取 1.0,  $F_u$  為結構系統地震力折減係數, 其值不必超過 2.5。

若使用放大地震力  $E'$  時, 其載重組合如下:

$$1.2D + 0.5L \pm 1.0E' \quad (2.2.1)$$

$$0.9D \pm 1.0E' \quad (2.2.2)$$

對於停車場、供公眾使用之集會堂以及活載重超過  $0.5 \text{ tf/cm}^2$  者, 公式 (2.2.1) 中  $L$  之載重係數應使用 1.0。又使用  $E'$  時不需同時考慮正交方向地震力之影響。

## 2.2.3 柱設計要求

依據台灣鋼結構設計規範(內政部營建署, 2007a、2007b)第 13.4 節之規定, 用以抵抗地震力之柱構材, 除應滿足以下各項要求。

### 2.2.3.1 柱強度要求

用以抵抗地震力之柱構材, 除應滿足相關之載重組合外, 在不考慮彎矩作用下, 柱之軸向強度亦須滿足下列兩種載重組合:

## 1. 軸壓力

$$1.2P_D + 0.5P_L \pm 1.4F_u P_E \leq \phi_c P_n \quad (2.2.3)$$

對於停車場、供公眾使用之集會堂或活載重超過  $0.5 \text{ tf/cm}^2$  者，公式(2.2.3)中  $P_L$  之載重係數應使用 1.0。

## 2. 軸拉力

$$0.9P_D \pm 1.4F_u P_E \leq \phi_c P_n \quad (2.2.4)$$

其中， $P_D$ 、 $P_L$ 、 $P_E$  分別為靜載重、活載重及地震力作用下所造成之柱軸力。

上列組合中  $1.4F_u P_E$  項不必超過與該柱相接之梁或斜撐構材在極限狀態下所能傳至柱之最大軸力之 1.25 倍。抗彎構架之柱構材，(a)採用極限設計法設計時，當設計考慮垂直地震之作用影響，其  $P_u/\phi_c P_n \leq 0.5$ ，或不考慮垂直地震之作用影響，其  $P_u/\phi_c P_n \leq 0.4$ ；或(b)採用容許應力設計法設計時，其  $f_a/F_y \leq 0.3$ ，且滿足本規範之其他規定時，則不必檢核上列載重組合。

註：

就韌性抗彎構架而言，以往將彈性變形乘以  $3/K$  估計結構之非彈性變形，在等位移之設計觀念下，結構物依  $3/K$  倍地震力來設計，則結構應保持在彈性範圍，規範之放大地震力仍採用此種設計概念，但將  $3/K$  倍改為  $1.4F_u$ 。其中  $K$  為結構系統組構係數(內政部營建署，1982)， $F_u$  為結構系統地震力折減係數。

此外，紐西蘭規範在估計柱構件受地震作用下之可能最大柱軸力  $p_{eq}$  等於  $l\Sigma V_{oe}$ ，其中  $V_{oe}$  為本章第 2.2.4.2 節梁柱接合設計中梁構件設計(需求)剪力， $\Sigma V_{oe}$  為所考慮柱構件以上各樓層梁傳至柱之剪力和， $l$  為柱構件軸力折減係數，與所考慮柱構件以上樓層數  $n$  之關係為  $l = 1 - 0.015n \geq 0.7$ 。惟依此方式計得之軸力需與柱彎矩共同作用以檢核柱構件之強度，此方式亦適合用來估計韌性抗彎構架之柱軸力。

### 2.2.3.2 柱續接

依據台灣規範第 13.4.2 節之規定，柱續接處須有足夠之強度抵抗上節公式(2.2.3)與公式(2.2.4)所規定之軸力，續接處須離梁柱接合處之梁翼板 1.2 公尺以上或在  $1/2$  柱淨高處。續接時須採全滲透銲或高強度螺栓接合，以發揮斷面之全部強度。

註：

在地震作用下，柱可能產生張力，且柱內反曲點的位置與靜力分析所得者可能相去甚遠。相關的試驗研究(Bruneau *et al.*, 1987)也顯示，部分滲透開槽銲在張力作用下幾無韌性可言，因此柱採銲接續接時，建議以全滲透銲接為佳。

### 2.2.3.3 銲接組合箱型柱

依據台灣規範第 13.4.3 節之規定，銲接箱型柱中，相鄰柱板間之銲接應以全滲透銲為之；但在放大地震力作用下，若柱之設計軸壓力在設計軸壓強度之 80%以下，則相鄰柱板間之銲接得以部分滲透銲為之，惟在梁柱接頭區及其上下方各一倍柱寬之範圍內，仍須以全滲透銲為之，其中柱寬取兩向之較大值。含柱續接樓層之柱應全長採全滲透銲。

### 2.2.3.4 柱之細長比

台灣規範第 13.4.4 節對柱構件細長比之規定如下。

若抗彎構架之柱構材滿足下列各項要求，在檢核放大地震力下柱之軸向強度時，其有效長度係數K得取 1.0：

- (1) 柱在兩端為連續或接頭均為剛性接合。
- (2) 在放大設計地震力下，柱最大軸向壓力  $P_u$  不超過  $0.4P_y$ 。

## 2.2.4 韌性抗彎構架設計要求

韌性抗彎構架主要使用於抵抗地震力所引致之水平力，滿足台灣鋼結構設計規範(內政部營建署，2007a、2007b)第 13.6 節規定之此類抗彎構架具可靠且足夠之韌性，以消散地震引致之能量。

### 2.2.4.1 強柱弱梁

依據台灣規範之設計精神，梁柱接合應滿足「強柱弱梁」之設計觀念，梁柱彎矩比、發生塑鉸之梁斷面限制，應分別符合台灣規範第 13.6.5 節與第 13.6.3 節之規定。

## 1. 梁構件斷面限制

依據台灣規範第 13.6.3 節之規定，梁構件斷面應符合下列之要求：

- (1) 翼板之寬厚比( $b_f/2t_f$ )與腹板之深厚比( $h_c/t_w$ )不得大於表 2.2.1 及表 2.2.2 所列之  $\lambda_{pd}$  值。
- (2) 在可能產生塑性鉸之區域，梁斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。
- (3) 梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的 70%以上。

## 2. 梁柱彎矩強度比

梁柱彎矩強度比應符合台灣規範第 13.6.5 節之規定，其規定如下：

任何梁柱接頭應滿足下式：

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \quad (2.2.5, \text{極限設計法})$$

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - 1.5f_a)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \quad (2.2.5, \text{容許應力設計法})$$

其中：

$A_g$  = 柱全斷面積。

$F_{yb}$  = 梁鋼材之標稱降伏強度。

$F_{yc}$  = 柱鋼材之標稱降伏強度。

$P_{uc}$  = 所需之柱軸向受壓強度。

$Z_b$  = 梁斷面塑性模數。

$Z_c$  = 柱斷面塑性模數。

$f_a$  = 所需之柱軸向受壓應力，其值應大於 0。

若梁、柱斷面符合表 2.2.1 及表 2.2.2 中  $\lambda_{pd}$  寬厚比之規定，則在下列任一情況下可不須符合上述之規定：

- (1) 柱構件之  $P_{uc} < 0.3F_{yc} A_g$  (極限設計法) 或  $f_a < 0.2F_{yc}$  (容許應力設計法)，且

滿足下列條件之一：

- (a) 壹層結構(容許應力設計法)或多層結構頂層之柱構件(容許應力設計法與極限設計法)。
  - (b) 不滿足公式(2.2.5)之各柱設計剪力總值低於該樓層設計剪力之20%，且各軸線於平面尺寸 1/10 的範圍內，此類柱之設計剪力總值不超過該軸線範圍內總設計剪力之 33%。
- (2) 在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。

#### 2.2.4.2 梁柱接合設計

依據台灣規範第 13.6.1 節之規定，韌性抗彎構架之梁柱接合強度、變形需求及銲接細節應符合下列各項規定。

##### 1. 設計彎矩 $M_u$

梁柱接合處之撓曲需求強度須依下述個別規定之一決定；若梁柱接合之作用非用來抵抗彎矩，且接合之變形能力可容許構件在放大變位(含地震力之載重組合計算所得之變位乘以係數 $1.4F_u$ )下仍能維持接合之原有功能，則梁柱接合之撓曲強度可不須滿足下述要求。

- (1) 梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為下列二者中之較小者；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS 3506 級以上。
  - (a) 梁標稱塑性彎矩  $M_p$ 。
  - (b) 依公式(2.2.6)計算梁柱交會區腹板標稱剪力強度所對應之梁端彎矩。
- (2) 補強式接合

梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為梁臨界斷面產生塑性鉸時對應之梁端彎矩，惟計算該彎矩時應考慮臨界斷面部位實際鋼材材質之變異性及鋼材應變硬化之影響；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS 3506 級以上。

### (3) 減弱式接合

梁柱接合處所需之撓曲強度  $M_u$  為梁標稱塑性彎矩  $M_p$ ；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在 CNS 3506 級以上。

## 2. 設計剪力

接合處之剪力強度須能抵抗由載重組合  $1.2D + 0.5L$  而得，並加上梁臨界斷面處產生該斷面之塑性彎矩所造成之剪力。但所需之剪力強度不須超過由載重組合公式(2.2.1)所得之剪力。

## 3. 塑性轉角需求

(1) 梁柱接合所需塑性轉角( $\theta_p$ )應以下述三規定之一決定：

- (a) 0.03 弧度。
- (b) 非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上 0.005 弧度。
- (c)  $\theta_p = 1.1(R - 1.0)\theta_E$ 。

其中：

$R$  = 結構系統韌性容量。

$\theta_E$  = 在設計地震力E作用下之最大層間變位角。

(2) 梁柱接合所能提供之塑性轉角應以下列方式之一決定：

- (a) 反覆載重試驗，最大塑性轉角以彎矩試驗強度之 90% 值所對應之最大轉角為基準。
- (b) 若未進行結構試驗，則設計者應提供一可信之證明，說明其設計之柱、梁構件、側向支撐條件及接合細部與過去所進行過之破壞試驗不僅在設計方式上相同，且其採用之材料、銲接方法、尺寸、銲接孔型式、施工方法、施工流程皆與過去所做的結構試驗情況類似，而其最大梁翼板厚不大於 1.25 倍過去所試驗之梁翼板厚，且其梁翼板之塑性模數與全斷面塑性模數之比值不小於過去所試驗之梁。
- (c) 不符前述(b)之板厚或塑性模數比值要求但梁翼板不超過 45 mm 者，設計者應提供可信之分析或計算，並經公正之第三者審查通過

方得使用。

#### 4. 銲接細則：

梁柱接合全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之要求。惟銲接背墊板無需切除，以免傷及柱板。

##### 2.2.4.3 梁柱交會區腹板設計

梁柱交會區之腹板設計應符合台灣規範第 13.6.2 節之規定。

#### 1. 梁柱交會區腹板剪力強度

梁柱交會區腹板必須具有足夠之剪力強度，以抵抗  $D+L\pm 1.85E$  之載重組合(容許應力設計法)，或抵抗  $1.2D+0.5L\pm E$  與  $0.9D\pm E$  載重組合(極限設計法)所造成梁彎矩引致之剪力，但不得小於該接合處連結於柱翼板之梁總設計撓曲強度( $\sum M_p$ )所對應之剪力。梁柱接合區腹板之設計剪力強度  $V_n$  可依下列公式決定之：

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \quad (2.2.6)$$

其中：

$F_y$  = 柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

$d_c$  = 柱斷面深度。

$t_p$  = 梁柱接合交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度。

#### 2. 梁柱腹板交會區厚度 $t_z$

$t_z$  須符合下式之要求：

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (2.2.7)$$

其中：

$d_z$  = 梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度。

$w_z$  = 梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度。

上述  $t_z$  不包含疊合板(doubler plate)之厚度；若疊合板以足夠之塞銲接合至柱腹板，以防止疊合板或腹板之挫屈，則  $t_z$  可包含疊合板之厚度。

### 3. 梁與H型柱接合區腹部疊合板之銲接

疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用全滲透銲與柱翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。

#### 2.2.4.4 H型柱翼板間之連續板

H型柱翼板間之連續板，應依台灣規範第 13.6.4 節之規定設置，其規定如下：

當H型柱翼板局部標稱拉力強度  $R_n < 1.8F_{yb}b_f t_{bf}$  時，在梁柱接合區應於梁翼板同高處設置等厚且強度相稱之連續板。連續板應以銲接固定於柱構件之翼板及腹板或疊合板。

#### 2.2.5 韌性抗彎構架之穩定性

韌性抗彎構架系統有關梁柱接合處側向束制與梁構件側向支撐之穩定性設計，應分別符合台灣鋼結構設計規範(內政部營建署，2007a、2007b)第 13.6.6 節與第 13.6.7 節之規定。

##### 2.2.5.1 梁柱接合處側向束制

###### 1. 側向束制接合

- (1) 若柱構件在接合區以外保持彈性，則柱翼板之側向支撐僅須設置於梁柱接合與梁上翼板同高處。但在下列各情況之一成立時，才可假設柱構件在接合區以外保持彈性。

對於極限設計法：

- (a) 柱強度符合公式(2.2.5)。
- (b) 柱在公式(2.2.3)之載重組合下仍然保持彈性。

對於容許應力設計：

(a) 由梁撓曲強度或梁柱接合區強度所造成之柱應力( $f_a + f_{bx} + f_{by}$ )不大於  $F_y$ ；其中  $f_a$  為垂直載重所造成之軸應力。

(b) 在垂直載重與  $1.4F_u$  倍地震力共同作用下，柱應力符合  $f_a + f_{bx} + f_{by} \leq F_y$ 。

(2) 若柱接合區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定：

(a) 柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。

(b) 上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之 2%。

(c) 柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。

## 2. 非側向束制之接合

包含梁柱接合之柱，若接合在垂直於抗震構架平面方向無側向支撐，則在計算該柱在垂直於抗震構架平面方向之挫屈強度時，應取相鄰側向支撐間之距離為柱高，且除符合台灣規範第八章組合力作用之要求外，尚須滿足下列規定：

(1) 柱之設計力為垂直載重加上下述二項之較小者：

(a)  $1.4F_u$  倍的地震力。

(b) 對應於梁或梁柱腹板交會區設計強度 1.25 倍之地震力。

(2) 柱設計強度之計算應假設柱為兩端鉸接。

(3) 柱之  $L/r$  小於 60。

(4) 柱在垂直於抗震構架平面方向之設計彎矩(極限設計法)或撓曲應力  $f_{by}$  (容許應力設計法)應包括上節(2)(b)項支撐設計力( $F_y b_f t_f$  之 2%)所引致之彎矩加上柱在該方向位移所引起之  $P-\Delta$  效應。

### 2.2.5.2 梁構件側向支撐

梁之上下翼板均須設置足夠之直接或間接側向支撐。側向支撐之間距  $L_b$  除應分別小於下列  $L_{pd}$  之公式(2.2.9)或公式(2.2.10)(極限設計法)，或  $L_c$  之

公式(2.2.11)或公式(2.2.12)(容許應力設計法)計算所得之長度，且不超過  $\frac{170r_y}{F_y}$ 。

(1) 對於極限設計法(台灣規範第 7.2.4 節)：(單位：tf、cm)

(a) H型或槽型斷面

$$L_{pd} = \frac{250 + 150(M_1 / M_2)}{F_{yf}} r_y \quad (2.2.9)$$

(b) 箱型斷面

$$L_{pd} = \max \left\{ \frac{350 + 210(M_1 / M_2)}{F_{yf}} r_y, \frac{210r_y}{F_{yf}} \right\} \quad (2.2.10)$$

(2) 對於容許應力設計法(台灣規範第 7.2.1 節與第 7.4.1 節)：(單位：tf、cm)

(a) H型或槽型斷面

$$L_c = \min \left\{ \frac{20b_f}{\sqrt{F_y}}, \frac{1400}{(d/A_f)F_y} \right\} \quad (2.2.11)$$

(b) 箱型斷面

$$L_c = \max \left\{ \left( 137 + 84 \frac{M_1}{M_2} \right) \frac{b}{F_y}, 84 \left( \frac{b}{F_y} \right) \right\} \quad (2.2.12)$$

其中：

$A_f$  = 翼板斷面積。

$F_y$ 、 $F_{yf}$  = 梁鋼材標稱降伏強度。

$M_1$  = 梁構件中側向無支撐段端部之較小彎矩。

$M_2$  = 梁構件中側向無支撐段端部之較大彎矩。

$M_1/M_2$  = 若梁構件受單曲率彎曲， $M_1/M_2$  為負值；若梁構件受雙曲率彎曲， $M_1/M_2$  為正值。

$b$  = 箱型斷面寬度。

$b_f$  = H型斷面翼板寬度。

$d$  = 構件總深度。

$r_y$  = 梁弱軸之迴轉半徑。

上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度( $F_y b_f t_f$ )之 2%，此外梁承受集中載重處若會產塑性鉸則亦需設置側向支撐。

## 2.3 美國鋼結構設計規範耐震特別規定

本章節收錄美國鋼結構設計規範耐震特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)(以下簡稱「美國規範耐震特別規定」)與鋼結構設計規範ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010c) (以下簡稱「美國規範」)，有關特殊性抗彎構架系統耐震設計之相關規定，提供使用者參考。

### 2.3.1 設計相關規定

依據美國鋼結構設計規範耐震特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)，耐震設計之適用材質、斷面寬厚比限制與保護區，分別規定於該規範第A3節、第D1.1節與第D1.3節。

#### 2.3.1.1 耐震設計適用材質

依據美國規範耐震特別規定第A3節規定，耐震設計適用之鋼材與鋁材應符合下列規定。

##### 1. 耐震設計用鋼材

用於地震力抵抗系統(seismic force resisting system, SFRS)之結構鋼材除下列規定者外，應滿足美國規範第A3.1節之要求。特殊抗彎構架(SMF)構件之規定最小降伏應力不得超過 50 ksi (345 MPa)，以發展預期之非線性行為。但經試驗或其他合理標準決定之適當材料，則允許超過此規定最小降伏應力限制。此外，特殊抗彎構架(SMF)之柱構件，其結構鋼材之規定最小降伏應力不超過 65 ksi (450 MPa)。

地震力抵抗系統之結構鋼材應符合下列任一ASTM材料規範規定：

- (1) A36/A36M
- (2) A53/A53M
- (3) A500/A500M (Gr. B或C)
- (4) A501
- (5) A529/A529M
- (6) A572/A572M [Gr. 42 (290)、50 (345)或 55 (380)]
- (7) A588/A588M
- (8) A913/A913M [Gr. 50 (345)、60 (415)或 65 (450)]
- (9) A992/A992M
- (10) A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)
- (11) A1043/A1043M

用於柱底板之結構鋼材應符合前述鋼材或ASTM A283/A283M Gr. D鋼材規定之一。

## 2. 預期材料強度

美國規範耐震特別規定中規定所要求之元件(構件或構件接合)需求強度，應由構件或相接構件的預期降伏應力 $R_y F_y$ 決定之。 $F_y$ 為用於構件鋼材之規定最小降伏應力， $R_y$ 為此材料預期降伏應力與規定最小降伏應力 $F_y$ 之比值。在決定此需求強度之相同構件中，當需要決定極限狀態之標稱強度 $R_n$ 時，允許分別使用預期降伏應力 $R_y F_y$ 與預期拉力強度 $R_t F_u$ 代替 $F_y$ 與 $F_u$ 。 $F_u$ 為規定最小拉力強度， $R_t$ 為此材料預期拉力強度與規定最小拉力強度 $F_u$ 之比值。

表 2.3.1 列出不同鋼材與鋼筋之 $R_y$ 與 $R_t$ 值。若由使用近似尺寸與來源之材料，允許採用依據對該特定鋼材之ASTM試驗要求進行試驗所得之其他 $R_y$ 與 $R_t$ 值。

表 2.3.1 鋼與鋼筋材料之  $R_y$  與  $R_t$  值

適用材料	$R_y$	$R_t$
熱軋型鋼與鋼棒： <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• ASTM A572/572M Gr. 50 (345) or 55 (380), ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), or 65 (450), ASTM A588/A588M, ASTM A992/A992M</li> <li>• ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 50 (345)</li> <li>• ASTM A529 Gr. 55 (380)</li> </ul>	1.5 1.3 1.1 1.2 1.2 1.1	1.2 1.1 1.1 1.1 1.2 1.2
結構中空斷面型鋼 (HSS)： <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A500/A500M (Gr. B or C), ASTM A501</li> </ul>	1.4	1.3
鋼管： <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A53/A53M</li> </ul>	1.6	1.2
鋼板： <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A36/A36M</li> <li>• ASTM A1043/1043M Gr. 36 (250)</li> <li>• A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 42 (290)</li> <li>• ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380), ASTM A588/A588M</li> <li>• ASTM 1043/1043M Gr. 50 (345)</li> </ul>	1.3 1.3 1.1 1.3 1.1 1.2	1.2 1.1 1.1 1.0 1.2 1.1
鋼筋： <ul style="list-style-type: none"> <li>• ASTM A615, ASTM A706</li> </ul>	1.25	1.25

註：

在許多情況下，構件或其構件接合之極限狀態，需以結構本身預期強度對應之力量設計。這些情況包含決定偏心斜撐構架外梁段之標稱強度  $R_n$ ，或對角斜撐斷裂極限狀態(特殊同心斜撐構架之對角斜撐塊狀剪力破壞與淨斷面破壞)等，此情況允許使用預期材料強度做為有效構件強度，對於連接單元與其他構件應使用規定材料強度。

### 3. 重型斷面

用於地震力抵抗系統(SFRS)之結構鋼材，除美國規範中第A3.1c節要求外，翼板厚度大於 1½ in. (38 mm)之熱軋型鋼須依ASTM A6 補充要求S30 中規定之替代核心位置進行試驗，在 70°F (21°C)應有 20 呎磅(27 焦耳)之最小沙丕V形凹槽(CVN)衝擊韌性值。鋼板厚度大於 2 in. (50 mm)者，以ASTM A673 頻率P在任何位置進行量測，在 70°F (21°C)應有 20 呎-磅(27 焦耳)之最小沙丕V形凹槽(CVN)衝擊韌性值。符合此條件之鋼板方可應用於下列構

件：

- (1)板組立之構件。
- (2)在地震力作用下預期有非彈性應變之接合板。
- (3)挫屈束制支撐之鋼核心。

#### 4. 耐震設計用鐸材

用於地震力抵抗系統所有構件與接合之鐸道，應採用符合美國鐸接規範-耐震補充規定(AWS, 2009)第 6.3 節要求之鐸材，以下參照AWS D1.8/D1.8M。但AWS D1.8/D1.8M 第 6.3.5 節、第 6.3.6 節、第 6.3.7 節與第 6.3.8 節只適用於關鍵鐸道(demand critical welds)。

#### 5. 關鍵鐸道

指定為關鍵鐸道(demand critical welds)之鐸材，應採用符合AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2009)第 6.3 節規定之鐸材。

註：

AWS D1.8/D1.8M要求所有地震力抵抗系統之鐸道，應採用符合AWS A5 標準分類達到下列機械性質之鐸材施作：

表 2.3.2 地震力抵抗系統之鐸材分類與性質

性質	分類	
	E70	E80
強度等級	E70	E80
降伏強度，ksi (MPa)	最小 58 (400)	最小 68 (470)
拉力強度，ksi (MPa)	最小 70 (480)	最小 80 (550)
伸長量，%	最小 22	最小 19
CVN 衝擊韌性值，呎-磅(焦耳)	在 0°F (-18°C) <sup>a</sup> 最小 20 (27)	
<sup>a</sup> 溫度低於 0°F(-18°C)滿足最小 20 呎-磅(27 焦耳)之鐸材，也符合本規定要求。		

除了上述AWS D1.8/D1.8M要求外，所有關鍵鐸道應使用以入熱包絡試驗(heat input envelope testing)達到下列機械性質之鐸材製作，其中免試驗者除外。

表 2.3.3 關鍵銲道之機械分類與性質

性質	分類	
	E70	E80
強度等級	E70	E80
降伏強度，ksi (MPa)	最小 58 (400)	最小 68 (470)
拉力強度，ksi (MPa)	最小 70 (480)	最小 80 (550)
伸長量，%	最小 22	最小 19
CVN 衝擊韌性值，呎-磅(焦耳)	在 70 °F (20 °C) <sup>b, c</sup> 最小 40 (54)	
<sup>b</sup> 用於最小預期服務溫度(lowest anticipated service temperature, LAST)為 +50 °F (+10 °C)。對於 LAST 小於 +50 °F (+10 °C)者，請參照 AWS D1.8/D1.8M 第 6.3.6 節。 <sup>c</sup> 依據 AWS D1.8/D1.8M 附錄 A 試驗滿足最小 40 呎磅(54 焦耳)，在溫度低於+70°F (+20 °C)者，符合本規定要求。		

### 2.3.1.2 斷面寬厚比限制

依據美國規範耐震特別規定第D1.1 節規定，地震力抵抗系統中抗彎構架、斜撐構架與剪力牆的構件，應遵守美國規範與本節的規定。在設計地震力下，預期產生非線性變形之地震力抵抗系統特定構件，為下述所指之中等韌性構件或高韌性構件。

中等韌性或高韌性的鋼構件斷面，其翼板與腹板的接合應連續。對於指定為中等韌性構件者，其受壓肢材寬厚比不得超過表 2.3.4 中之 $\lambda_{md}$ 值。對於指定為高韌性構件者，其受壓肢材寬厚比不得超過表 2.3.4 中之 $\lambda_{hd}$ 值。

表 2.3.4 中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制

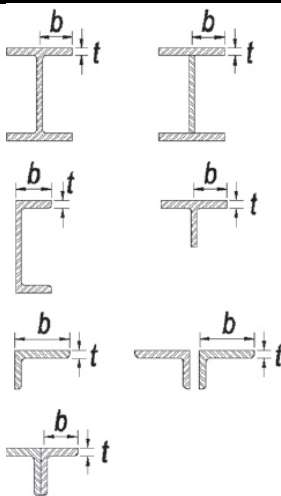
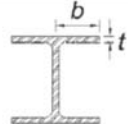
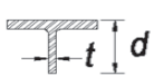
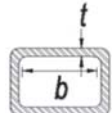
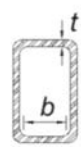
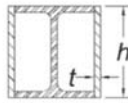
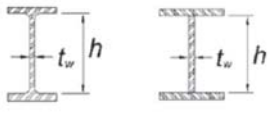
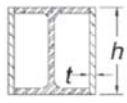
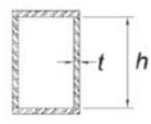
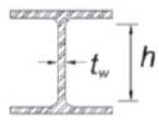
描述	寬厚比	寬厚比限制		範例
		$\lambda_{hd}$ ，高韌性構件	$\lambda_{md}$ ，中等韌性構件	
未加勁肢材 熱軋或組合I型斷面、槽型與T型鋼之翼板； 單角鋼或具隔離板雙角鋼之肢材； 一對連續接觸角鋼的懸臂肢材	$b/t$	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	H型鋼樁之腹板	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	不適用	
	T型鋼腹板	$0.30\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[a]}$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
加勁肢材	矩形中空斷面之管壁	$0.55\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[b]}$	$0.64\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[c]}$	
	箱形化I型斷面與組合箱型斷面之翼板			
	箱形化I型斷面側板與斜撐構件之組合箱型斷面管壁	$h/t$		
	斜撐構件之熱軋或組合I型斷面腹板	$h/t_w$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

表2.3.4(續) 中等韌性與高韌性構件其受壓肢材之寬厚比限制

描述	寬厚比	寬厚比限制		範例
		$\lambda_{hd}$ ，高韌性構件	$\lambda_{md}$ ，中等韌性構件	
加勁肢材	梁或柱構件之熱軋或組合I型斷面腹板 <sup>[d]</sup>	$C_a \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 0.93C_a)$ $C_a > 0.125$	$C_a \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}(1 - 2.75C_a)$ $C_a > 0.125$	
	梁或柱構件之箱形化I型斷面側板	$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.93 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}(2.33 - C_a)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	梁或柱構件之組合箱型斷面腹板	其中， $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	其中， $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD)	
	H型鋼樁之腹板	$0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	不適用	
	圓形中空斷面之管壁	$D/t$	$0.038 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.044 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[e]}$

[a] 對於T型鋼受壓構件，若滿足下列條件之一者，其高韌性構件之腹板寬厚比限制可以增加至  $0.38\sqrt{E/F_y}$

- (1) 受壓構件在腹板平面上發生挫屈
- (2) 傳遞端部接合之軸壓力至T型鋼翼板外側而可降低腹板端點壓應力之偏心接合

[b] 特殊抗彎構架系統中，柱構件之箱形化I型斷面與組合箱型斷面翼板，其寬厚比不得超過  $0.6\sqrt{E/F_y}$

[c] 做為梁或柱構件之矩型中空斷面的管壁、以及箱形化I型斷面的翼板與組合箱型斷面的翼板，其寬厚比不得超過  $1.12\sqrt{E/F_y}$

[d] 特殊抗彎構架系統中的I型梁，其  $C_a$  值小於或等於0.125者，寬厚比  $h/t_w$  不得超過  $2.45\sqrt{E/F_y}$ ；部分抗彎構架系統中的I型梁，其  $C_a$  值小於或等於0.125者，寬厚比不得超過  $3.76\sqrt{E/F_y}$ 。

[e] 梁或柱構件使用圓形中空斷面者，其徑厚比不得超過  $0.07E/F_y$

### 2.3.1.3 保護區(protected zone)

依據美國規範耐震特別規定第D1.3 節有關保護區之規定，因製造、安裝過程或其他附加物所導致之不連續，如開孔、點銲、挖鑿、切割等(各不連續項目詳美國鋼結構設計規範耐震特別規定第I2.1 節之規定)，禁止位於構件或接合元件中，如ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)規範所指定之保護區範圍內。但在ANSI/AISC 358-10 規範所指定、或其他根據本設計手冊第3.2 節由接合預先驗證合格決定、或根據本設計手冊第3.3 節所進行之合格試驗計畫決定者，保護區內允許使用銲接的鋼錨頭與其他連接器。

### 2.3.2 放大設計地震力

結構設計之載重與載重組合，應如適用建築規範(applicable building code) 之規定，(以下所稱「適用建築規範」在此是指ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010))。其中放大設計地震力(amplified seismic loads)，除依據美國鋼結構設計規範耐震設計特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b) 之要求者外，應採用適用建築規範所述含系統超強因子(system overstrength factor)之地震力載重效應。美國規範耐震特別規定中所定義含超強因子之水平放大地震力效應  $E_{mh} = \Omega_0 Q_E$ ，應如適用建築規範之要求，與垂直地震力效應  $E_{mv} = 0.2S_{DS}D$  組合。

考慮放大設計地震力效應  $E_{mh}$  與  $E_{mv}$  之載重組合如下：

LRFD法

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + 1.0L \pm \Omega_0 Q_E \quad (2.3.1)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D \pm \Omega_0 Q_E \quad (2.3.2)$$

活載重不大於  $0.5 \text{ tf/cm}^2$  者，公式(2.3.1)中  $L$  之載重係數應使用 0.5。

ASD法

$$(1.0 + 0.14S_{DS})D \pm 0.7\Omega_0 Q_E \quad (2.3.3)$$

$$(1.0 + 0.105S_{DS})D + 0.75L \pm 0.525\Omega_0 Q_E \quad (2.3.4)$$

$$(0.6 - 0.14S_{DS})D \pm 0.7\Omega_0Q_E \quad (2.3.5)$$

其中：

$Q_E$  = 水平地震力效應。

$S_{DS}$  = 工址短週期設計水平譜加速度係數。

$\Omega_0$  = 系統超強因子，依據ASCE/SEI 7-10 (ASCE, 2010)規範表 12.2.1 之規定，對於特殊抗彎構架系統， $\Omega_0 = 3.0$ 。

### 2.3.3 柱設計要求

依據美國鋼結構設計規範耐震特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)，耐震設計中之柱構件設計要求，分別規定於該規範第D1.4a節、第D2.5節與第E3.6g節。

#### 2.3.3.1 柱構件需求強度

依據美國規範耐震特別規定第D1.4a節規定，地震力抵抗系統中柱構件之需求強度應以下列方式決定：

- (1) 由分析所得之載重效應。
- (2) 在適用建築規範中包含地震力放大之載重組合所得之軸壓與拉力強度。除非彎矩由施加於柱側撐間之載重所引致者，否則允許忽略不計。需求軸壓與拉力強度，不需超過下列任一項：
  - (a) 系統傳遞至柱構件之最大載重，包括預期降伏構件之材料超強和應變硬化效應。
  - (b) 基礎傾覆上舉阻抗所對應之力量。

#### 2.3.3.2 柱續接

依據美國規範耐震特別規定ANSI/AISC 341-10(AISC, 2010b)第D2.5節與E3.6g節規定，柱續接應符合下列規定。

##### 1. 續接位置

對於包含不被指定為地震力抵抗系統(SFRS)之所有建築物柱構件，其

續接位置應至少遠離梁柱翼板接合 4 ft (1.2 m) 之位置。如可能時，續接位置應距離樓板完成面以上至少 4 ft (1.2 m)，以允許在下一層組立前安裝周邊安全纜繩，並提升進出之方便性。

以下情形可例外：

- (1) 梁柱翼板接合間之淨高度小於 8 ft (2.4 m) 時，柱續接位置應位於淨高度的一半。
- (2) 翼板與腹板使用全滲透開槽銲接合之柱續接，其位置允許接近梁柱翼板接合，但不能少於一倍柱深之距離。
- (3) 複合柱之續接。

## 2. 需求強度

地震力抵抗系統(SFRS)中柱續接之需求強度應大於：

- (1) 第 2.3.3.1 節所決定之柱需求強度。
- (2) 根據適用建築規範中含放大地震力之載重組合所決定之需求強度，此需求強度不需超過可由系統傳遞至該續接之最大載重。

此外，依適用建築規範含放大地震效應之載重組合規定計算時，當柱構件任何位置受淨拉力載重效應作用下，其柱之銲接續接應滿足下列所有要求：

- (1) 若使用部分滲透開槽銲接合，其有效強度應至少等於該需求強度之 200%。
- (2) 每個翼板續接之有效強度，應至少等於  $0.5R_yF_yb_ft_f$  (LRFD) 或  $(0.5/1.5)R_yF_yb_ft_f$  (ASD)。其中， $R_yF_y$  為柱鋼材之預期降伏應力， $b_ft_f$  為相接較小柱之單翼板面積。
- (3) 柱續接以全滲透開槽銲接製作之對接接合，當較小翼板中任一位置之拉應力超過  $0.30F_y$  (LRFD) 或  $0.20F_y$  (ASD) 時，不同厚度或寬度之翼板間需以漸變轉換接合。此轉換接合應符合 AWS D1.8/D1.8M 第 4.2 節之規定。

### 3. 需求剪力強度

對於包含未被指定為地震力抵抗系統(SFRS)之所有建築物柱構件，其兩垂直軸之續接需求剪力強度，應為  $M_{pc} / H$  (LRFD) 或  $M_{pc} / 1.5H$  (ASD)，其中， $M_{pc}$  為該方向柱斷面之較小標稱塑性撓曲強度， $H$  為樓層高度。

地震力抵抗系統中柱續接之需求剪力強度，應為上述要求或由上節需求強度決定之需求剪力強度的大者。

### 4. 續接型式

柱構件之續接允許全為栓接、銲接、或銲接於一柱並栓接於另一柱，但應符合本節其他規定。使用續接板或C型鋼做為腹板續接時，應配置於柱腹板兩側。對於對銲續接使用開槽銲接者，銲接起迄弧導板應依照AWS D1.8/D1.8M第 6.11 節之規定移除，開槽銲道之背墊板不須移除。

### 5. 特殊抗彎構架柱構件續接要求

依據美國規範耐震特別規定第E3.6g節規定，特殊抗彎構架之柱構件續接，除應符合本節第 1 項至第 4 項之規定外，仍需滿足下列之要求。

- (1) 當採用銲接續接時，銲接應為全滲透開槽銲。
- (2) 當使用栓接續接時，續接處之需求撓曲強度，應至少等於較小柱之  $R_y F_y Z_x$  (LRFD) 或  $R_y F_y Z_x / 1.5$  (ASD)。
- (3) 柱腹板續接之需求剪力強度，應至少等於  $\Sigma M_{pc} / H$  (LRFD) 或  $\Sigma M_{pc} / 1.5H$  (ASD)，其中  $\Sigma M_{pc}$  為柱續接處上下柱標稱塑性撓曲強度之總和。

例外：考慮適當應力集中因子或破壞力學應力強度因子之柱續接需求強度，不需超過以非線性分析決定者。

#### 2.3.4 特殊抗彎構架設計要求

依據美國鋼結構設計規範耐震設計特別規定ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)之規定，特殊抗彎構架之設計應符合該規範第E3 節之要求。

根據本節條文設計之特殊抗彎構架(SMF)，藉由構架中梁之撓曲降伏與

柱交會區之有限降伏，可以預期提供顯著非線性變形能力以發揮韌性。除本節允許者外，柱設計應滿足強柱弱梁，並能滿足梁斷面全降伏且達應變硬化之梁強度需求。柱底允許發生撓曲降伏。包含交會區與連續板之梁柱接合設計，應基於提供本設計手冊第 2.3.4.2 節第 2 項所要求之性能，與證明如第 2.3.4.2 節第 3 項要求相符的接合試驗設計。

### **2.3.4.1 強柱弱梁**

#### **1. 梁與柱構件規定**

依據美國規範耐震特別規定第 E3.2 節之規定，梁與柱構件除經試驗證明合格外，否則應滿足第 2.3.1.2 節高韌性構件之規定。在特殊抗彎構架 (SMF) 中，鋼梁允許與鋼筋混凝土樓板複合共同抵抗重力載重。

在梁塑鉸區範圍內，不允許梁翼突然改變斷面，除非經試驗或驗證合格程序證明該梁翼板型式可發展穩定塑鉸，足以提供需求之層間位移角，否則不允許在梁翼上鑽孔或對梁翼寬度切削。此翼板型式應與 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a) 指定之預先驗證合格接合相符，否則應依據第 3.2 節之接合預先驗證程序，或第 3.3 節之驗證試驗計畫決定。

#### **2. 保護區**

依據美國規範耐震特別規定第 E3.5c 節之規定，梁端部受非線性應變區域應指定為保護區，且保護區應滿足第 2.3.1.3 節之規定。

對於特殊抗彎構架 (SMF) 梁端部之塑鉸區應視為保護區。依規定塑鉸區應為接合預先驗證程序或驗證試驗計畫的一部分。一般而言，對於無加勁之接合，保護區範圍應為從柱面起延伸超過塑鉸點半個梁深之範圍。

#### **3. 梁柱彎矩強度比**

依據美國規範耐震特別規定第 E3.4a 節之規定，梁柱接合之梁與柱構件彎矩強度比應滿足下列關係：

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} \geq 1.0 \quad (2.3.6)$$

其中：

$\Sigma M_{pc}^*$  = 接頭上下柱推算至梁中心線之柱(包含使用擴柱)標稱撓曲強度總和，此撓曲強度應考慮柱軸力之折減。依不同設計方法， $\Sigma M_{pc}^*$  可以下式決定：

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - P_{uc} / A_g) \quad (2.3.7a, LRFD)$$

$$\Sigma M_{pc}^* = \Sigma Z_c (F_{yc} - 1.5P_{uc} / A_g) \quad (2.3.7b, ASD)$$

當接合兩側梁之中心線未同軸時，則使用此兩中心線之中線。

$\Sigma M_{pb}^*$  = 梁塑鉸處預期撓曲強度推算至柱心之總和。依不同設計方法， $\Sigma M_{pb}^*$  可以下式決定：

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}) \quad (2.3.8a, LRFD)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_b + 1.5M_{av}) \quad (2.3.8b, ASD)$$

另外， $\Sigma M_{pb}^*$  也可依ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)所指定之預先驗證合格接合設計決定，或依據第 3.2 節接合預先驗證程序，或第 3.3 節驗證試驗計畫決定。當接合使用減弱梁斷面時，依不同設計方法， $\Sigma M_{pb}^*$  允許以下式決定：

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + M_{uv}) \quad (2.3.9a, LRFD)$$

$$\Sigma M_{pb}^* = \Sigma (1.1R_y F_{yb} Z_{RBS} + 1.5M_{av}) \quad (2.3.9b, ASD)$$

$A_g$  = 柱全斷面積。

$F_{yb}$  = 梁規定最小降伏應力。

$F_{yc}$  = 柱規定最小降伏應力。

$M_{av}$  = ASD載重組合下，從塑鉸處至柱心，經剪力放大之額外彎矩。

$M_{uv}$  = LRFD載重組合下，從塑鉸處至柱心，經剪力放大之額外彎矩。

$P_{ac}$  = ASD載重組合下之柱需求抗壓強度。

$P_{uc}$  = LRFD載重組合下之需求抗壓強度。

$Z_b$  = 梁塑性斷面模數。

$Z_c$  = 柱塑性斷面模數。

$Z_{RBS}$  = 梁減弱斷面之最小塑性斷面模數。

例外：當滿足(a)或(b)條件時，本規定不適用。

(a) 除使用放大地震力者外，柱構件由所有載重組合所得  $P_{rc}$  若小於  $0.3 P_c$  且滿足下列任一項者：

(i) 使用於單層樓建築或多層樓建築之頂層柱構件。

(ii) 任何滿足條件(1)及(2)之柱構件，(1)所有豁免柱(exempted column，即不符合公式(2.3.6)之柱構件)有效剪力強度總和小於該樓層所有抗彎構架柱在同方向力作用下有效剪力強度總和之20%；(2)該樓層任一抗彎構架柱線上所有豁免柱有效剪力強度總和小於該柱線上之所有抗彎構架柱有效剪力強度總和之33%。本例外所指之柱線，定義為柱位分佈於單一直線上，或位於與該柱線垂直之平面尺度10%內的柱平行線。

註：

對本例外之目的而言，此柱構件之有效剪力強度，應以考慮與該柱接合梁之端點撓曲強度，或柱本身之端點撓曲強度除以  $H$  計算所得之極限強度，其中  $H$  為樓層高度。

依不同設計方法，標稱抗壓強度  $P_c$  應為

$$P_c = F_{yc} A_g \quad (2.3.10a, \text{LRFD})$$

$$P_c = F_{yc} A_g / 1.5 \quad (2.3.10b, \text{ASD})$$

且  $P_{rc} = P_{uc}$  (LRFD) 或  $P_{rc} = P_{ac}$  (ASD)

(b) 任一樓層之有效剪力強度與需求剪力強度比值較上一樓層大 50% 者之柱構件。

### 2.3.4.2 梁柱接合設計

依據美國規範耐震特別規定第E3.6a、E3.6b、E3.6c與E3.6d節之規定，特殊抗彎構架之梁柱接合應符合下列規定：

#### 1. 需求剪力強度

接合之需求剪力強度應根據應用之建築規範中含放大地震力之載重組合決定之。決定放大地震力效應時，包含超強因子之水平放大地震力效應  $E_{mh}$  應取：

$$E_{mh} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h} \quad (2.3.11)$$

其中：

$R_y$  = 預期降伏應力與規定最小降伏應力  $F_y$  之比值

$M_p$  = 標稱塑性撓曲強度

$L_h$  = 梁塑鉸間之距離，如試驗報告或ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)之定義

例外：接合之需求剪力強度可依ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)之規定，或者依據第 3.2 節接合預先驗證程序或第 3.3 節驗證試驗計畫決定者，取代公式(2.3.11)。

#### 2. 層間位移角需求

地震力抵抗系統(SFRS)中之梁柱接合應滿足下列規定：

- (1) 接合應至少可提供 0.04 弧度的層間位移角。
- (2) 在 0.04 弧度之層間位移角時，該接合於柱面量測之撓曲強度應至少為接合梁構件之  $0.8M_p$ 。

#### 3. 一致性驗證

地震力抵抗系統(SFRS)所採用之梁柱接合，應藉由下列任一項以滿足

上述層間位移角需求之規定：

- (1) 使用ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)設計之特殊抗彎構架(SMF)接合。
- (2) 使用第 3.2 節針對特殊抗彎構架(SMF)之預先驗證接合。
- (3) 依據第 3.3 節試驗驗證之規定。應至少提供兩組反覆載重接合試驗結果，且符合下列任一項要求：
  - (a) 符合第 3.3 節限制條件之發表於研究文獻的試驗報告，或為其他專案計畫目的測試所獲得之試驗文件。
  - (b) 符合第 3.3 節限制條件，特別為該專案而執行之試驗，且此試驗能代表該專案之構件尺寸、材料強度、接合型式與相符接合製作程序者。

#### 4. 關鍵銲道(demand critical welds)

下列銲接為關鍵銲道，應滿足第 2.3.1.1 節關鍵銲道之規定：

- (1) 柱續接之開槽銲。
- (2) 柱接柱底板之銲接。

例外：若能證明因其他束制條件致柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸，且在含放大地震力之載重組合下柱構件不存在拉力者，不需使用關鍵銲道。

- (3) 梁翼及梁腹與柱構件間之全滲透開槽銲接。在ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)另有指定者，或依據第 3.2 節接合預先驗證，或第 3.3 節驗證試驗程序決定者除外。

註：

其中對於關鍵銲道的指定，應採用如ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)的標準與滿足特定接合與節點的試驗，取代本規範條文中的一般條款。本規範條文雖然指定某一特別銲接為關鍵銲道，但其他更為明確的標準或試驗並未如此指定時，則可依照其他更為明確的標準或試驗的規定。同樣地，其他標準與試驗指定為關鍵銲道者，也可能未被本規範認定為關鍵銲道。

### 2.3.4.3 梁柱交會區腹板設計

依據美國規範耐震特別規定第E3.6e節之規定，梁柱交會區腹板應遵循下列規定設計。

#### 1. 梁柱交會區腹板需求剪力強度

交會區之需求剪力強度應以塑鉸處預期彎矩推估至柱面之總和決定之。設計剪力強度應為 $\phi_v R_n$ ，容許剪力強度應為 $R_n / \Omega_v$ ，其中 $\phi_v=1.0$  (LRFD)  $\Omega_v=1.50$  (ASD)。而標稱剪力強度 $R_n$ 根據美國鋼結構設計規範ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010c)第J10.6節規定之剪力降伏極限狀態決定之。或者交會區之需求厚度可依據試驗或預先驗證合格之梁柱接合之交會區厚度依比例決定之。

#### 2. 梁柱交會區腹板厚度 $t_z$

柱腹板與疊合板(如有使用)其個別厚度 $t_z$ 應符合下列規定:

$$t_z = \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (2.3.12)$$

其中：

$t_z$  = 柱腹板或疊合板厚度

$d_z$  = 接合中較深梁之 $d - 2t_f$

$w_z$  = 柱翼板間之交會區寬度

當柱腹板與疊合板以塞鐸結合避免局部挫屈，且各板子單元符合公式(2.3.12)時，交會區總厚度應滿足公式(2.3.12)。當需要使用塞鐸時，應最少提供四道塞鐸。

#### 3. 梁柱交會區之疊合板

當柱腹板未符合上節之規定時，疊合板應直接貼於柱腹板上。否則，疊合板允許直接貼於柱腹板，或與柱腹板分離。

##### (1) 貼於腹板之疊合板

疊合板應以全滲透開槽銲或填角銲與柱翼板接合，以發展疊合板全厚度之有效強度。除非疊合板與腹板各別滿足上述交會區厚度之規定，否則當未使用連續板時，疊合板上下應使用填角銲銲接，以發展總合力依比例分攤傳遞至疊合板之力量。

(2) 與腹板分離之疊合板

疊合板應以全滲透開槽銲與柱翼板接合，以發展疊合板全厚度之有效強度。疊合板應對稱成對配置，且位於梁翼邊至柱中心線距離之  $1/3$  與  $2/3$  間。

(3) 有連續板之疊合板

每一疊合板應與連續板銲接，以發展總合力依比例分攤傳遞至疊合板之力量。

(4) 無連續板之疊合板

當未使用連續板時，疊合板應往較深之彎矩接合梁上下緣延伸最少 6 in. (150mm)。

當疊合板與接於柱腹板之連續板有衝突時，設計者必須提供滿足 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a) 第 2.4.4b 節之載重傳遞路徑，這可藉由調整疊合板大小以發展連續板與柱腹板接合之需求強度。疊合板亦可選擇停止於連續板內側。當梁腹板垂直於柱腹板與疊合板之接合時，應提供相似的載重傳遞路徑。

#### 2.3.4.4 H型柱翼板間之連續板

依據美國規範耐震特別規定第 E3.6f 節之規定，連續板應遵循下列規定設計。

##### 1. 連續板之規定

除下列情況外應使用連續板：

- (1) 依據第 3.2 節接合預先驗證或第 3.3 節驗證試驗程序決定者除外。

- (2) 梁翼銲接於厚度滿足以下公式(2.3.13)與公式(2.3.14)之寬翼或組合H型柱翼板時，不需使用連續板：

$$t_{cf} = 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad (2.3.13)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (2.3.14)$$

其中：

$t_{cf}$  = 無連續板之柱翼板最小需求厚度

$b_{bf}$  = 梁翼板寬度

$t_{bf}$  = 梁翼板厚度

$F_{yb}$  = 梁翼板之最小規定降伏應力

$F_{yc}$  = 柱翼板之最小規定降伏應力

$R_{yb}$  = 梁材料之預期降伏應力與規定最小降伏應力比值(梁之材料超強因子)

$R_{yc}$  = 柱材料之預期降伏應力與規定最小降伏應力比值(柱之材料超強因子)

- (3) 梁翼銲接於厚度滿足以下公式(2.3.15)與公式(2.3.16)之箱型化I型斷面柱翼板時，不需使用連續板：

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[ 1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left( b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4} \right) \right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}} \quad (2.3.15)$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12} \quad (2.3.16)$$

- (4) 梁翼若採螺栓接合，應符合ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)中對應於特定接合型式之連續板規定。

## 2. 連續板厚度

需使用連續板處，連續板厚度應以下列條件決定：

- (1) 對於單側梁接合，連續板厚度應至少為梁翼板厚度之半。
- (2) 對於雙側梁接合，連續板厚度應至少等於柱兩側梁較厚翼板之厚度。

連續板應符合美國規範中第J10節之規定。

### 3. 連續板銲接

連續板應使用全滲透開槽銲與柱翼板銲接，使用開槽銲或填角銲與柱腹板銲接。連續板與柱腹板之銲接接合需求強度應為下列最小者：

- (1) 在與梁翼板接合之柱翼板上，連續板與其柱翼板接觸面積所對應之設計拉力強度總和。
- (2) 連續板與柱腹板接觸面積之設計剪力強度。
- (3) 柱交會區之設計剪力強度。
- (4) 梁翼傳遞至連續板之預期降伏強度總和。

### 2.3.5 韌性抗彎構架之穩定性

#### 2.3.5.1 梁柱接合處之側向束制

依據美國規範耐震特別規定第E3.4c節之規定，梁柱接合處之側向束制應遵循下列規定設計：

#### 1. 側撐接合

當梁與柱之腹板共面，且柱於交會區外保持彈性時，則梁柱接合之柱翼板僅需在與梁上翼板高程處配置穩定性側撐。當公式(2.3.6)計算所得之柱梁彎矩強度比大於2時，可以假設柱仍保持彈性。

當柱於交會區外未能保持彈性，則應遵守下列規定：

- (1) 柱翼板在梁上下翼板高程位置均須設置側向支撐。穩定性側撐允許採用直接或間接方式提供。

註：

柱翼板之直接穩定性側撐，可採用接於柱翼板或靠近支撐標的位置之斜撐構件或其他構件，如鋼承板及樓版等，以防止側向挫屈。間接穩

定性側撐，是利用不直接接觸柱翼板構件之接合勁度來達成側向支撐效果，可以藉由柱腹板或加勁板來發揮支撐功能。

- (2) 依不同設計方法，每一柱翼板側撐構件之需求強度應等於有效梁翼強度  $F_y b_f t_{bf}$  (LRFD) 或  $F_y b_f t_{bf} / 1.5$  (ASD) 之 2%

## 2. 無側撐接合

梁柱接合在與抗震構架平面垂直方向無側撐之柱構件，在接合處應以垂直抗震構架之相鄰側撐間距離做為柱之挫屈強度設計高度，除下列者外，應符合美國規範中第H章之要求：

- (1) 柱之需求強度應根據採用的設計規範，考慮放大地震力之載重組合決定。在決定包含超強因子之水平放大地震力效應  $E_{mh}$  時，不需超過以梁有效撓曲強度或交會區有效剪力強度基準所得之構架有效強度的 125%。
- (2) 柱之細長比  $L/r$  應不超過 60。

其中：

$L$  = 柱長。

$r$  = 控制之迴轉半徑。

- (3) 垂直於抗震構架平面之柱需求撓曲強度，除了柱翼板側向位移所引致之二次彎矩外，應包含本節中梁翼板力量作用所引致之彎矩。

### 2.3.5.2 梁之側向支撐

依據美國規範耐震特別規定第D1.2 節之規定，特殊抗彎構架(SMF)之梁構件，應提供符合本節高韌性構件之穩定性側撐要求；在預期塑鉸發生處，應提供符合本節有關塑鉸位置特殊側撐之相關規定。使梁構件在發展預期撓曲強度前，抑制側向扭轉挫屈之發生。

#### 1. 高韌性構件側向支撐

高韌性構件之側向支撐應滿足下列要求：

- (1) 梁兩翼板應提供側向支撐，或梁斷面應提供抗扭轉支撐。
- (2) 梁側撐需求強度，應滿足美國規範附錄 6 中梁構件側向或抗扭轉支撐之相關規定，在計算側向支撐之需求強度與勁度時，構件需求撓曲強度  $M_r$  為：

$$M_r = R_y F_y Z \quad (\text{LRFD}) \quad (2.3.17a)$$

$$M_r = R_y F_y Z / 1.5 \quad (\text{ASD}) \quad (2.3.17b)$$

而側撐勁度與曲率相關係數  $C_d$  取 1.0。

- (3) 梁側撐最大間距為：

$$L_b = 0.086 r_y E / F_y \quad (2.3.18)$$

其中：

$E$  = 鋼材彈性模數

$R_y$  = 預期降伏應力與規定最小降伏應力之比

$Z$  = 塑性斷面模數

$r_y$  = 梁構件弱軸(y軸)之迴轉半徑

此外，除經試驗證明外，梁側撐應放置在靠近集中力、斷面變換，或其他經特殊抗彎構架非線性變形分析所得之塑鉸位置。穩定性側撐之配置應與 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)之預先驗證合格梁柱接合相符，否則應依據第 3.2 節接合預先驗證，或第 3.3 節驗證試驗程序決定。

## 2. 塑鉸位置特殊側撐

特殊側撐應配置於鄰近預期塑鉸發生之位置，其穩定性側撐之需求強度應滿足下列需求：

- (1) 梁兩翼板應有側向支撐，或梁斷面應有抗扭轉支撐。
- (2) 鄰近塑鉸區單一翼板，所提供之側向支撐需求強度應為：

$$P_u = 0.06 R_y F_y Z / h_o \quad (2.3.19a, \text{LRFD})$$

$$P_a = (0.06 / 1.5)R_y F_y Z / h_o \quad (2.3.19b, \text{ASD})$$

其中：

$h_o$  = 兩翼板形心間之距離。

鄰近塑鉸區之抗扭轉支撐需求強度為：

$$M_u = 0.06R_y F_y Z \quad (2.3.20a, \text{LRFD})$$

$$M_a = (0.06 / 1.5)R_y F_y Z \quad (2.3.20b, \text{ASD})$$

(3) 側撐需求勁度，應滿足美國規範附錄 6 中梁構件側向或扭轉支撐之相關規定，其中  $C_d = 1.0$  且梁之需求撓曲強度  $M_r$  應為

$$M_r = M_u = R_y F_y Z \quad (2.3.21a, \text{LRFD})$$

$$M_r = M_a = R_y F_y Z / 1.5 \quad (2.3.21b, \text{ASD})$$

## 第3章 梁柱接合耐震評估與驗證

### 3.1 前言

由於梁柱接合之組合多樣且種類型式繁多，然而每種型式之梁柱接合欲應用於採用韌性抗彎構架系統之實際鋼結構建築前，其接合必須確認具有第二章規範所要求之強度與變形容量。為證明梁柱接合具有適當之耐震性能，利用試驗驗證為最直接且有效之方法，同時試驗試體之規模與邊界條件應儘可能與實際應用者相同，以降低尺寸效應並獲得其適當的代表性。另外，為使各種型式梁柱接合試體之試驗結果有相同之評定標準，試驗時應採用相同之載重歷時，以獲得符合規範規定之最基本耐震性能。一般而言，鋼材受動態載重效應影響並不顯著，因此以靜態反覆載重試驗驗證尚具代表性，此也可大幅降低高規格、高成本之動態試驗設備需求。但不管如何，進行試驗驗證所花費之經費、時間與人力成本相當大，因此，為節省重覆的試驗資源與工程成本，可將經試驗驗證合格之不同型式梁柱接合分類，建立預先驗證合格之梁柱接合(prequalified beam-to-column connection)資料庫，以提供後續進行規模相當之實際工程應用的參考。此可將試驗驗證計畫與預先驗證程序結合為一體，建立梁柱接合耐震性能驗證合格之評估平台。

美國 AISC 鋼結構設計耐震特別規定自 2002 起至今，已將此預先驗證合格(prequalification)程序納入規範(AISC, 2002, 2005, 2010b)之中，建立一套完整的梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準，其中導入一「預先驗證審查小組(connection prequalification review panel, CPRP)」之觀念，以確立預先驗證參數與相關限制條件，建立預先驗證程序與試驗驗證之審核標準。此預先驗證審查小組由主管機關核可成立。同時美國 AISC 也收集過去經試驗驗證合格之梁柱接合，整理彙編一冊「特殊與部分韌性抗彎構架預先驗證合格耐震梁柱接合」(AISC, 2009, 2010a)，集合多種過去經試驗驗證合格之梁柱接合型式，並詳述其設計方法與參考圖說，工程師在進行實際工程設計時，若梁柱接合之材質、規模與接合細節相近者，則可直接應用。

然而現行之台灣鋼結構設計規範，尚未有類似之梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準之設計，因此尚無法以建立預先驗證合格梁柱接合之設計方法與細節的參考圖說。因此，本章收錄美國規範對於梁柱接合預先驗證程序與試驗驗證標準之相關規定，在第 3.2 節提供做為梁柱接合預先驗證合格之審核程序，於第 3.3 節建議梁柱接合反覆載重試驗驗證之相關規定，提供國內工程師在進行梁柱接合耐震性能評估與驗證試驗之參考。

## 3.2 梁柱接合之預先驗證

### 3.2.1 適用範圍

本節包含特殊抗彎構架(special moment frame, SMF)及部分抗彎構架(intermediate moment frame, IMF)梁柱抗彎接合之預先驗證最基本要求。允許預先驗證合格接合在預先驗證程序之適用限制下，不需進行反覆載重試驗驗證。當預先驗證合格接合之限制條件，或預先驗證合格接合之設計要求，與本規範條文衝突時，應依預先驗證限制與預先驗證合格接合之設計要求決定。

### 3.2.2 一般規定

接合應依照第 3.2.3 節之試驗數據，並經由分析研究與設計模型的支持，作為預先驗證合格之基礎，方可滿足預先驗證合格要求。此預先驗證合格之證據在符合特定預先驗證規定限制條件之一致性與可靠性基礎下，必須足以確保梁柱接合能提供特殊與部分抗彎構架所需之層間位移角。所有影響接合勁度、強度與變形能力及地震力抵抗系統(seismic force resisting system, SFRS)之適用限制狀態都必須確認，包含與破裂、穩定性相關之極限狀態與其他該接合所考慮之極限狀態。第 3.2.4 節所列各設計變數效應都必須在接合的預先驗證程序中呈現。

接合預先驗證與相關限制條件，應由主管機關核可之接合預先驗證審查小組確立。

### 3.2.3 試驗規定

證明接合預先驗證之試驗數據應依照執行第 3.3 節之試驗取得。接合預先驗證審查小組(CPRP)應決定試驗數量與所考慮接合預先驗證之設計變數。當限制條件變更時，接合預先驗證審查小組也應將相同資訊提供給以前已預先驗證之接合，並製作數量足夠之不同試體進行試驗，驗證接合具有足夠能力與可靠度，以承受特殊(SMF)與部分抗彎構架(IMF)之需求層間位移角。預先驗證之構件尺寸限制應不超過第 3.3.3 節第 2 項之規定。

### 3.2.4 預先驗證變數

為達成預先驗證合格，須考慮下列變數對接合性能的影響。預先驗證接合中每一變數允許值之限制，應先由接合預先驗證審查小組(CPRP)確立，關於梁柱接合需考慮的參數如下：

#### 1. 梁構件參數

- (1) 斷面形狀：寬翼、箱型或其他。
- (2) 斷面製造方法：滾軋型、銲接型或其他。
- (3) 深度。
- (4) 單位長度重量。
- (5) 翼板厚度。
- (6) 材料規格。
- (7) 跨深比。
- (8) 斷面肢材寬厚比。
- (9) 側向支撐。
- (10) 特定接合考慮之其他相關參數。

#### 2. 柱構件參數

- (1) 斷面形狀：寬翼、箱型或其他。
- (2) 斷面製造方法：滾軋型、銲接型或其他。
- (3) 相對於梁構件之柱構件方向：梁與柱翼板相接、梁與柱腹板相接、梁

與柱翼板及柱腹板相接或其他。

- (4) 深度。
- (5) 單位長度重量。
- (6) 翼板厚度。
- (7) 材料規格。
- (8) 斷面肢材寬厚比。
- (9) 側向支撐。
- (10) 特定接合考慮之其他相關參數。

### 3. 梁與柱相接關係

- (1) 交會區強度。
- (2) 疊合板之貼合細節。
- (3) 柱與梁之彎矩比。

### 4. 連續板接合

- (1) 連續板需求之條件識別。
- (2) 厚度、寬度與深度。
- (3) 貼合細節。

### 5. 鐸接

- (1) 位置、範圍(包含回頭鐸)、類型(全滲透鐸、部分滲透鐸、填角鐸等)與任何加強或外形需求。
- (2) 鐸材之強度與衝擊韌性等級。
- (3) 鐸接背墊板與起迄弧板之細節與處理。
- (4) 扇形開孔：尺寸、幾何與表面處理。
- (5) 超出美國鋼結構設計規範耐震特別規定 ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)中第 J 章規定之鐸接品質控制與確保之要求，包含非破壞檢測方法、檢驗頻率、接受標準與文件要求。

## 6. 螺栓

- (1) 螺栓直徑。
- (2) 螺栓等級：ASTM A325、A325M、A490、A490M，與 JIS S8T、S10T、F8T、F10T 及其他。
- (3) 安裝要求：預力、緊貼或其他。
- (4) 開孔類型：標準孔、較大孔、短槽孔、長槽孔或其他。
- (5) 開孔方法：鑽孔、衝孔、次衝孔、擴孔或其他。
- (6) 特定接合考慮之其他相關參數。

## 7. 製作

超出 AISC、RCSC(Research Council on Structural Connections)與 AWS 要求之特定接合所考慮的製作工藝參數：

- (1) 熱切與磨邊之表面粗糙度。
- (2) 切割公差。
- (3) 因附加板件所存在之開孔、螺栓或銲接。

## 8. 額外接合細節

特定接合考慮之所有相關變數，由接合預先驗證審查小組(CPRP)確立者。

### 3.2.5 設計程序

預先驗證接合須有適用之完整設計程序，此設計程序須載明預先驗證限制中所有適用之極限狀態。

### 3.2.6 預先驗證記錄

預先驗證合格接合應提供包含下列書面之預先驗證紀錄：

- (1) 預先驗證合格接合之一般性描述與有明確辨識接合主要特徵及元件之圖說。

- (2) 接合預期彈性與非線性行為範圍之描述、預期非線性作用之位置、與控制接合強度與變形能力之極限狀態的描述。
- (3) 預先驗證合格接合之系統列表：SMF、IMF。
- (4) 列於第 3.2.4 節所有預先驗證變數限制之列表。
- (5) 關鍵銲道之列表。
- (6) 構成接合保護區範圍之定義。
- (7) 第 3.2.5 節要求之接合設計程序的詳細描述。
- (8) 提供作為預先驗證基礎之試驗報告、研究報告與其他出版物等參考文獻列表。
- (9) 品質控制與品質保證程序之總結。

### 3.3 梁柱接合之驗證試驗

#### 3.3.1 適用範圍

本節內容主要包含特殊(SMF)與部分抗彎構架(IMF)中驗證梁柱抗彎接合合格之反覆載重試驗規定。本節之試驗目的在提供梁柱接合滿足強度與層間位移角要求之證據，對於SMF請參照第2.2.4.2節第3項或第2.3.4.2節第2項之要求，並提出簡化試驗條件之基本建議。由簽證技師或主管機關核准之替代試驗亦允許採用。

#### 3.3.2 試體要求

試驗子結構應盡可能與原型結構在承受地震力過程中之實際情況相近，且應包括下列特徵：

- (1) 試體應至少由單一柱構件與接於此柱單側或雙側之梁構件所組成。
- (2) 試驗子結構之反曲點應與原型結構在地震力作用下之預期反曲點位置大致相近。
- (3) 試體之側向支撐，若需要，可允許配置於接近載重施加點或反力固定之位置，以提供試驗子結構之側向穩定。此外，除原型結構中所採用

之側向支撐，其餘試驗子結構之額外側向支撐之配置將不被允許。

### 3.3.3 必要試驗變數

試驗試體應盡可能採用與實際原型結構相關之設計、細節、建造特徵與材料性質，試驗試體應複製下列各變數：

#### 1. 非線性轉角來源

非線性轉角應依據試驗試體變形之分析計算求得，其來源包含構件降伏、接合元件與接合點之降伏、與構件與接合元件間之滑動。對於特殊(SMF)與部分抗彎構架(IMF)中之梁柱抗彎接合，非線性轉角是假設非線性作用集中於梁心與柱心交點經計算求得。

試驗試體之非線性轉角應發展在與原型結構預期發展非線性變形之相同構件與接合元件(如在梁構件、梁柱交會區、梁柱交會區範圍外之柱構件、或接合元件)並符合以下之限制。試體構件或接合元件所發展之非線性轉角和整體非線性轉角之比例，與原型結構中對應之構件或接合元件預期發展之非線性轉角和整體非線性轉角之比例，其差異應小於25%。

#### 2. 構件尺寸

試驗試體之梁尺寸應符合下列限制：

- (1) 試體梁深不小於原型結構梁深之90%。
- (2) 試體梁單位長度重量不小於原型結構梁單位長度重量之75%。

試體之柱尺寸應適當地代表柱之非線性行為，如非線性轉角來源之規定，此外，試體柱深應不小於原型結構柱深之90%。超過本節限制者可藉由符合資格之同儕審查與主管機關核准。

#### 3. 接合細節

試驗試體採用之接合細節應盡可能與原型結構之接合細節相近，試驗試體之接合元件應採用與原型結構者相同之尺寸。

#### 4. 連續板

試驗試體使用之連續板尺寸與接合細節應盡可能依比例符合原型結構連續板之尺寸與細節。

#### 5. 鋼材強度

試體構件或接合元件藉由降伏提供非線性轉角者，應符合下列額外規定：

- (1) 降伏強度應依第3.3.6節第1項之規定決定。降伏應力值不可使用過去檢驗合格之材料試驗報告記錄值取代實體材料試驗值。
- (2) 依據第3.3.6節第1項試驗求得之翼板降伏強度，應不大於原型結構對應之梁翼板所採用鋼材之 $R_y F_y$ 的15%。
- (3) 柱與接合元件之降伏強度與原型結構對應者所採用鋼材之 $R_y F_y$ 的差異不可超過15%。

#### 6. 銲接接合

試驗試體之銲道應滿足下列規定：

- (1) 銲接應依據AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2010)要求之銲接程序規範書(welding procedure specification, WPS)執行。銲接程序規範書的必要變數應滿足AWS D1.1/D1.1M之規定，且符合銲材製造商所提供之參數範圍。試驗試體所使用銲材之拉力強度與沙丕V形凹槽(CVN)韌性值，應依第3.3.6節第2項規定之銲材試驗決定，銲材試體應採用與試驗試體之銲接程序規範書相同類別、製造商、廠牌或品牌、直徑與平均入熱量的銲材製作，禁止以製造廠一般證明報告之拉力強度與CVN衝擊韌性值取代實體試驗。
- (2) 試驗試體所使用銲材之最小規定拉力強度應與對應原型結構所使用之銲道者相同。依據第3.3.6節第2項試驗之銲道拉力強度，應不比原型結構所採用銲材類別者大1750 kg/cm<sup>2</sup> (25 ksi /172 MPa)。

註：

一旦銲材之試驗拉力強度超過最小規定拉力強度25 ksi (172 MPa)，

原型結構銲道應以拉力強度不比材料試片量測值低25 ksi (172 Mpa)之銲材及其銲接程序規範書施作。當本情況發生時，使用來自原型結構所採用之銲材及其銲接程序規範書之銲道拉力強度，應以全銲材拉力試片決定。試片詳述於AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2009)之第A6節與圖A.1，如圖3.3.1所示。

- (3) 試驗試體所使用銲材之最小規定沙丕V形凹槽衝擊韌性值不得超過用於原型結構所對應銲道之銲材者。依據第3.3.6節第2項規定之試驗所得沙丕V形凹槽衝擊韌性值不得超過原型結構規定最小值的50%或25 ft-lb (34 J)，兩者取大值。

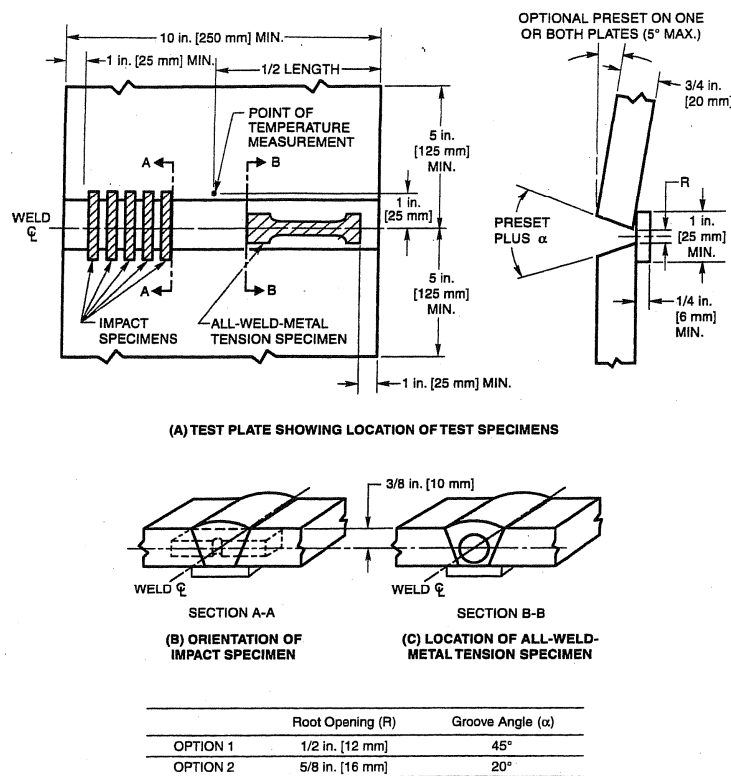


圖 3.3.1 銲道拉力試片與沙丕 V 形凹槽試片取樣位置  
(摘自AWS D1.8/1.8M (AWS, 2009) Figure A.1)

註：

一旦銲材試片所得之CVN衝擊韌性試驗值，超過試驗試體規定值25 ft-lb (34 J)或原型結構規定最小值的50%之大者，原型結構銲道應以所提供之CVN衝擊韌性值不比銲材試片之試驗值低25 ft-lb (34 J)或原型結構規定最小值的33%之較小者的銲材及其銲接程序規範書製作。當本情況發生時，使用於原型結構銲道所採用的銲材及其銲接程序規範書之銲道特性，應由5組CVN試片決定。試片之詳述於圖3.3.1中(AWS D1.8/D1.8M (AWS, 2009)之第A6節與圖A.1)。

- (4) 試驗試體之銲接姿勢應與原型結構者相同。
- (5) 試驗試體銲道之背墊板、起迄弧板、扇形開孔與類似項目的細節應與對應於原型結構者相同。除非原型結構銲道對應之背墊板與起迄弧板被移除，否則試驗試體銲道之背墊板與起迄弧板不可移除。
- (6) 試驗試體銲道與原型結構銲道應採用相同的檢驗與非破壞檢測方法及合格標準。

註：

用於原型結構接合之銲材，允許採用本節前述第(2)項與第(3)項規定之不同類別、製造商、廠牌或品牌與直徑之銲材。為驗證替代銲材符合要求，應進行第3.3.6節第2項規定之試驗。

## 7. 栓接接合

試驗試體栓接部分應儘可接近原型結構接合之栓接部分，並且符合以下要求：

- (1) 試驗試體應與原型結構採用相同的螺栓等級。重型六角螺栓允許以相同規定最小拉力強度之扭斷型拉力控制螺栓取代，反之亦然。
- (2) 試驗試體與原型結構對應之螺栓開孔型式與方向(標準孔、加大孔、短槽孔、長槽孔或其他)應相同。
- (3) 當非線性轉角是由接合栓接部分之降伏或滑動發展時，試驗試體與原型結構對應螺栓開孔應採用相同之製作方法(鑽孔、預軋壓法鑽孔、擴孔或其他)。
- (4) 試驗試體與原型結構對應之螺栓應採用相同安裝方法(預力或其他)，與接合表面處理(無特定滑動阻抗、A級或B級滑動阻抗或其他)。

### 3.3.4 加載歷時

#### 1. 一般規定

對於特殊(SMF)與部分抗彎構架(IMF)之梁柱抗彎接合，其試驗試體應依照本節第2項之規定施加反覆載重。若能證明不同於本節第2項規定之加

載歷時能對試體造成相同或較嚴苛之效應者，亦允許使用。

## 2. 梁柱抗彎接合之加載程序

驗證特殊(SMF)與部分抗彎構架(IMF)中梁柱抗彎接合合格之反覆載重試驗，係以控制施加試驗試體之層間位移角進行試驗，規定如下：

- (1) 層間位移角 $\theta = 0.00375$  弧度，6圈。
- (2) 層間位移角 $\theta = 0.005$  弧度，6圈。
- (3) 層間位移角 $\theta = 0.0075$  弧度，6圈。
- (4) 層間位移角 $\theta = 0.01$  弧度，4圈。
- (5) 層間位移角 $\theta = 0.015$  弧度，2圈。
- (6) 層間位移角 $\theta = 0.02$  弧度，2圈。
- (7) 層間位移角 $\theta = 0.03$  弧度，2圈。
- (8) 層間位移角 $\theta = 0.04$  弧度，2圈。

持續以層間位移角0.01弧度之增量加載，且每增量進行兩迴圈。

### 3.3.5 量測儀器

試驗試體應提供充分的量測設備，可量測或計算列於第3.3.7節之物理量。

### 3.3.6 材料試驗規定

#### 1. 鋼材拉力試驗要求與試驗方法

材料試片應取自試驗試體相同溫度之鋼材，並依下列之鋼材拉力試驗方法進行試驗。過去認證合格材料試驗報告之拉力試驗結果應描述記載，但就本節之目的而言不可取代實體試驗。試驗試體之下列部位應進行拉力試驗並記載：

- (1) 梁與柱構件之翼板與腹板。
- (2) 以降伏機制提供非線性轉角之接合元件。

鋼材拉力試驗應依據ASTM A6/A6M, ASTM A370與ASTM E8之標準執行，以下者例外：

- (1) 由試驗紀錄所得之降伏強度 $F_y$ 應根據ASTM A370之降伏強度定義，以平移法平移應變值0.002求得。
- (2) 材料拉力試驗之加載速率應儘量與試驗試體之實際施載速度相同。

## 2. 鐸材試體之試驗要求

鐸材試驗應從材料試驗鋼板取出樣品進行試驗，其材料試驗鋼板應採用與試驗試體相同鐸材類別、製造商、廠牌或品牌、直徑及相同平均入熱量之鐸接方法施作。鐸材試體之拉力強度與CVN衝擊韌性值應依據鐸道力學試驗標準方法AWS B4.0/B4.0M (AWS, 2007)決定，就本節之目的而言，禁止以製造商所提供一般合格證明之拉力強度與CVN衝擊韌性值取代實體試驗。

試驗試體與材料試驗鋼板應使用相同之鐸接程序規範書，雖然不須使用相同入熱量，但兩者應使用相同的強度等級與類別。若製作材料試驗鋼板所使用之平均入熱量超過試驗試體者之 $\pm 20\%$ 時，則應重新製作材料試驗鋼板並試驗。

### 3.3.7 試驗報告規定

對於每一試體，其試驗報告必須符合主管機關要求與本節之規定。試驗報告應詳細記載所有重要特徵與試驗結果，並包含下述資訊：

- (1) 試驗試體之圖說或明確描述，包括重要尺寸、施載點與反力點之邊界條件與側撐之位置。
- (2) 接合細節之圖說，應顯示構件尺寸、鋼材等級、所有接合元件之尺寸、包含鐸材之鐸接細節、螺栓孔之尺寸及位置、螺栓尺寸及強度等級，與所有其他相關之接合細節。
- (3) 第3.3.3節規定之試驗試體必要變數表。
- (4) 試驗試體載重或位移歷時表或圖。

- (5) 所有指定為關鍵銲道之表。
- (6) 指定為保護區之構件與接合的範圍定義。
- (7) 試驗試體之載重與位移關係圖。位移量測位置應儘量接近施載點，且試體施加载重與位移之量側位置應明確標示。
- (8) 梁柱抗彎接合之梁彎矩與層間位移角關係圖。梁彎矩與層間位移角應相對於柱心計算。
- (9) 試驗試體所發展之層間位移角及總非線性轉角應辨識試驗試體各部位在總非線性轉角中由降伏或滑動提供之貢獻量，也應記載試驗試體各部位所貢獻之非線性轉角分量，並清楚標示計算非線性轉角之方法。
- (10) 重要試驗觀察之時序列表，觀察項目包括試驗試體任何部位發生之降伏、滑動、不穩定或破裂。
- (11) 試驗試體之控制破壞模式。若試驗於破壞前終止，須明確指出試驗終止之理由。
- (12) 規定於第3.3.6節之材料試驗結果。
- (13) 銲接程序規範書(WPS)與銲道檢測報告。

試驗報告也允許包括試體或試驗結果的額外圖說、資料與討論。

### 3.3.8 合格標準

試驗試體須符合特殊抗彎構架(SMF)與部分抗彎構架接合(IMF)之強度與層間位移角規定，且須維持需求之層間位移角至少一完整迴圈。



## 第4章 梁柱接合參考圖說

### 4.1 前言

耐震梁柱抗彎接合(seismic beam-to-column moment connections)在鋼造抗彎構架系統或與其他抵抗側向力系統共同組成之二元系統中，為符合在「強柱弱梁」的耐震設計原則，其抗彎接合扮演重要消釋地震能量的角色，因此，不僅需提供足夠的梁端撓曲強度容量，同時亦須具有充分的變形能力。就銲接型梁柱接合而言，其接合強度可藉由調整構件之材質或尺寸與配合採用相稱之銲接材料達成。而接合之變形能力，除了需要嚴謹的銲接品質與可靠的檢測方法外，仍需採用適當的設計方法與接合細節配合。本設計手冊所介紹之梁柱接合型式均可提供現行規範規定之強度與變形容量，同時手冊中也將對應說明此合格梁柱接合之試驗條件、限制與性能。

銲接型耐震梁柱接合在強度提供上可容易符合需求，自 1994 年北嶺地震以降，發現傳統梁柱接合之變形能力明顯無法提供結構物在強震作用下之變形需求，因此相關研究都集中在改善變形能力的提升，以達到最新規範所要求的變形需求，對於不同國家，其規範對梁柱接合變形能力的要求也有所不同。台灣鋼結構設計規範(內政部營建署，2007a、2007b)對韌性抗彎構架(special moment resisting frame, SMF)系統之梁柱接合變形性能需求，是以塑性轉角(plastic rotation)為評估基準；美國鋼結構耐震設計規範是以層間位移角(story drift angle)為評估基準。有關台灣與美國規範對梁柱接合之耐震變形能力要求詳第 2.2.4.2 節第 3 項及第 2.3.4.2 節第 2 項所述。為達成提升變形能力的目標，梁柱接合型式依對梁端強度的調整情形可歸類為下列三種類別：

- (一) 接合細節改良型梁柱接合。
- (二) 強度減弱型梁柱接合。
- (三) 強度增強型梁柱接合。

其中第(一)類梁柱接合僅採用較講究之接合細節，以降低柱面接合處之

應力集中效應，並不調整梁構件之彎矩強度；第(二)類及第(三)類梁柱接合則依「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之梁柱接合設計原則，分別減少預期發生塑鉸處之彎矩強度或增加接合處柱面之彎矩強度，降低柱面接合處應力，以達到提升變形能力之目的。

過去許多相關研究成果證實，此三類梁柱接合均可獲得符合規範要求之接合變形能力。本設計手冊從可明確取得該梁柱接合之構件材質與尺寸、接合細節與耐震性能的文獻中，整理各式合格梁柱接合之相關資訊，並收錄於本章中，提供結構工程師在進行建築鋼結構設計工作時，做為選用適當梁柱接合型式之參考。

本設計手冊主要收集經台灣與美國研發或驗證之梁柱接合，其梁柱接合均符合台灣或美國鋼結構設計規範中韌性或特殊抗彎構架系統之耐震設計要求，但由於兩國鋼造建築在結構設計觀念、施工技術與習慣上有些不同，所採用之接合細節也有些差異。以下分別說明梁腹板與柱翼板接合細節及梁翼板與柱翼板銲接細節之差異。

#### (1) 在梁腹板與柱翼板接合細節方面：

台灣與美國鋼造建築所採用之柱構件有些差異，習慣上，台灣高層鋼造建築結構之柱構件大多採用箱型斷面，而美國大多採用 H 型斷面，當 H 型鋼梁與 H 型柱強軸接合時，與鋼梁腹板或對應剪力板接合之柱翼板，其背側有勁度極高之柱腹板存在，故梁腹板能分擔傳遞較多之梁端彎矩強度。就台灣普遍常用之 H 型鋼梁接箱型柱之接合，一般而言，H 型鋼梁腹板或對應之剪力板與箱型柱翼板之接合處，其柱構件內側均無配置加勁板，故梁腹板僅由較小之柱翼板面外勁度提供，作為傳遞梁腹板彎矩強度，因此梁與箱型柱接合由梁翼傳入箱型柱之彎矩強度比例較高。由於美國鋼造建築結構常採用鋼梁與 H 型柱強軸接合之抗彎接合，故對於特殊抗彎構架系統之抗彎接合，在美國之鋼構造工程實務中，梁腹板與柱翼板之接合一般採用銲接接合以分擔部分梁端彎矩，減少梁端彎矩由梁翼板傳遞柱構件的比例，達到降低梁翼板接合銲道之應力。反觀台灣常採用箱型斷面之柱構件，通常箱型柱在與鋼梁腹板接合對應之柱板內側，無配置提供梁腹

板勁度之加勁板，僅由箱型柱板面外勁度提供，因此鋼梁由腹板傳遞進入柱構件之彎矩比例較為有限，同時，考慮現場銲接品質控管較為不易與台灣鋼結構施工習慣，實務上梁腹板與柱翼板大多採用螺栓接合。在本章中也特別針對鋼梁腹板與 H 型柱及箱型柱翼板之接合型式分別註記說明之。

(2) 在梁腹板與柱翼板接合細節方面：

在梁翼板接柱翼板之全滲透開槽銲背墊板細節中，美國 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)第 3 章規定，梁上翼板與柱翼板之全滲透開槽銲鋼質背墊板與柱翼板必須以腳長 8 mm (5/16")之填角銲與柱接合；梁下翼板與柱翼板之全滲透開槽銲鋼質背墊板必須移除、挖鑿、磨光、銲道填滿、並加銲腳長 8 mm 之填角銲。相較之下，台灣規範並未規定梁翼板與柱翼板間全滲透開槽銲背墊板是否應移除或加銲填角銲，但台灣規範(內政部營建署，2007a、2007b)不建議移除此背墊板，其理由認為背墊板的移除可能導致柱翼板母材受損，另外，挖鑿與磨光作業必須仰式施作不易確實，銲道的填滿與加銲填角銲必須採仰銲施工，品質無法確保之故，同時施工成本也大幅提高。此差異顯示，兩者規範對梁柱接合設計的觀念有極大的不同，美國規範認為任何梁柱接合均應排除因背墊板與柱翼間天然裂縫(initial crack)可能引致的應力集中效應，降低梁在柱面處之應力，或在確認不存在任何對梁柱接合有害的裂縫後，再將預期塑鉸位置移出柱面。而台灣規範認為經調整梁端彎矩強度後，梁柱接合已將預期塑鉸位置移出柱面，已降低柱面處之應力，故背墊板與柱面間之天然裂縫不致影響梁柱接合的破壞模式。國內相關研究成果(林克強等，2008)也證實，採用增強型或減弱型之實尺寸梁柱接合，在保留梁上、下翼板全滲透開槽銲之背墊板且不加銲填角銲的情況下，仍可獲得符合規範要求之耐震性能。故此細節將於參考圖說中加以註記。

以下依上述歸類之三種接合類型介紹不同接合之型式、特色、細節與性能。本章除了提供各式接合的設計背景、設計原理、參考圖示及其接合條件與性能參考表外，同時也列出參考文獻，可溯其源，提供結構工程師在設計引用時有所依據。在接合條件與性能參考表中，分別歸納且摘要列

出接合之構件尺寸規模、接合細節條件、接合強度設計及強度與變形性能結果，以方便讀者比較引用。其中在接合限制條件與性能參考表中之交會區剪力需求容量比，分別依本設計手冊第 2.2.4.3 節(台灣鋼結構設計規範)之梁柱交會區腹板設計規定計算，與本設計手冊第 2.3.4.3 節(美國鋼結構設計規範耐震特別規定)之梁柱交會區腹板設計規定計算；而柱梁彎矩強度比，分別依本設計手冊公式(2.2.5)(台灣鋼結構設計規範)，與公式(2.3.6)(美國鋼結構設計規範耐震特別規定)之要求計算。

本章主要目的在建立台灣韌性抗彎梁柱接合之預先驗證合格接合“prequalification connection”資料庫，惟在建立本章資料庫時，其梁柱接合型式之收錄原則如下：

- (1) 發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者。
- (2) 實尺寸試驗研究成果者。
- (3) 有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者。
- (4) 變形容量滿足美國或台灣規範要求者。

在進行梁柱接合設計時，對於典型建築結構而言，一般由重力載重所造成之彎矩效應較地震力所造成者不顯著，故在結構設計實務上，可簡化依單純地震力所造成之線性彎矩梯度，做為梁構件之強度需求，進行增強或減弱型梁柱接合之塑鉸初步設計，以取代來自不同方向之地震力與不同重力載重類型等作用下複雜的組合載重彎矩需求。其後，並應考慮重力載重效應之影響，在不同地震力方向與不同重力載重類型下，檢核初步設計之塑鉸位置是否符合此彎矩需求，確保塑鉸之強度與位置設計與預期相符，以獲得符合規範性能要求之梁柱接合。本設計手冊為了於第 4.3 節與第 4.4 節之設計原理中方便說明，對於塑鉸強度與位置之設計，只考慮前述初步設計中因地震力作用下之線性梯度彎矩需求，而忽略重力載重效應。因此，進行實際梁柱接合設計時，應適當地考慮重力載重效應，特別當作用於梁構件上之重力載重效應相對顯著時，其考慮重力載重後之塑鉸位置，將明顯地在初步設計之塑鉸位置隨著不同之組合載重的影響前後移動，讀者應特別注意本章對於梁柱接合之假設與限制。

## 4.2 接合細節改良型接合

當梁柱接合未經由調整梁端彎矩強度，降低梁翼板與柱翼板接合銲接處之應力，僅採用適當之接合細節，即可達到特定之變形能力者，本章均歸類為此類型接合。在銲接型梁柱接合中，梁翼板內緣之腹板，因施作梁翼板全滲透開槽銲所需之銲接扇形開孔(weld access holes)，為梁構件之主要不連續斷面，當梁端在此處發生塑鉸時，此銲接扇形開孔之梁斷面不連續處將引致顯著之應力集中效應，導致梁柱接合在未達預期之變形能力前，梁翼板在此斷面變化處附近發生斷裂。過去相關梁柱接合試驗研究之統計結果顯示(林克強等，2008)，在共 22 組採用強度增強型(5 組)與強度減弱型(17 組)之外柱實尺寸梁柱接合試體中，腹板銲接扇形開孔細節皆採用台灣鋼造建築結構工程常用之 1/4 圓細節，統計各破壞模式之比例顯示，5 組試體於銲接扇形開孔附近之梁翼板發生斷裂(比例為 23%)，如圖 4.2.1 所示，其中有 4 組之總變形轉角或塑性變形轉角分別未達 4%弧度或 3%弧度，其比例達 18%。在所有破壞試體的統計結果中也顯示，此破壞模式發生比例高達 38%。此破壞模式集中於強度減弱型之梁柱接合試體，在此應特別注意，即使已採用強度減弱型接合，但因扇形開孔所造成之應力集中效應仍無法避免破壞的發生。因此如何降低梁腹板因銲接扇形開孔之斷面變化所引致之應力集中效應，為本節所述之細節改良型梁柱接合所考量之重要因素。



圖 4.2.1 梁翼板在腹板銲接扇形開孔尖端附近發生斷裂破壞

為避免扇形開孔之應力集中效應所造成之破壞，過去相關研究可分為

兩方向，一者將扇形開孔在與梁翼相交側平滑處理，避免幾何形狀之突然變化，降低應力集中效應。另一者取消扇形開孔的開設，阻隔因扇形開孔所造成之應力集中效應，惟此種接合不利於現場銲接，多用於工廠銲接之拱頭式梁柱接合。

本節介紹兩種細節改良型梁柱接合，包括特殊銲接扇形開孔型梁柱接合與無銲接扇形開孔型梁柱接合。其詳細細節與性能分述於下列小節。

#### 4.2.1 特殊銲接扇形開孔細節型接合

##### 接合背景

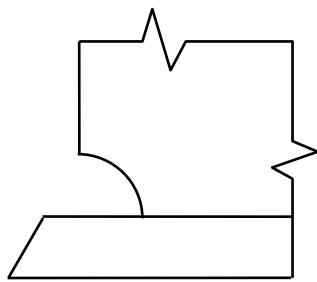
1994 年美國北嶺地震後，發現許多傳統腹板栓接、翼板銲接(bolted web-welded flange, BWWF)式抗彎接合在銲接扇形開孔處發生顯著應力集中而導致破壞情形，因此部分美國學者針對北嶺地震前之傳統 BWWF 抗彎接合(pre-Northridge moment connection)，利用實驗室重建與建立有限元素分析模型，進行試驗與分析研究，就銲接扇形開孔之應力集中議題，提出降低傳統銲接扇形開孔應力集中之改善細節，使接合符合規範要求之耐震變形需求。

國外學者在北嶺地震後，曾就銲接扇形開孔議題，進行 13 組實尺寸單梁單柱之北嶺地震前傳統抗彎接合試驗，欲改善因扇形開孔所造成之應力集中問題，試體採用兩種圓弧型銲接扇形開孔，圓弧半徑分別為 19 mm (Engelhardt, 2000)與 9.5 mm (Lu *et al.*, 1997; Stojadinovic *et al.*, 2000b)，銲接扇形開孔之細節如圖 4.2.2(b)及(c)所示，且試體採用之最大梁柱尺寸分別為 W14x455 與 W36x150。試驗結果顯示，此 13 組試體中，僅有一組試體之塑性轉角能力達 0.03 弧度，變形性能普遍表現不理想。

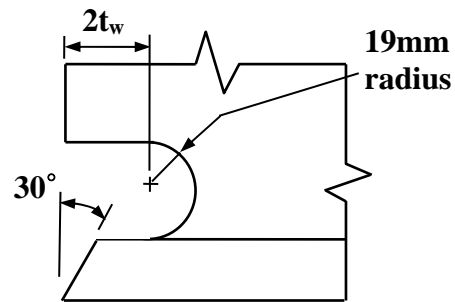
因此 Ricles 等人(Ricles *et al.*, 2000)在 SAC Steel Project 架構下，提出有效提升銲接式抗彎接合變形能力之銲接扇形開孔改善細節，針對此銲接扇形開孔改善接合，進行非線性有限元素分析與實尺寸梁柱接合試驗研究。於此研究中，非線性有限元素分析，以等效塑性應變(PEEQ)為主要評估指

標，探討傳統與各種改善扇形開孔型式之應力集中狀況，分析結果顯示採用圖 4.2.2(d)之扇形開孔細節，能獲得最低之等效塑性應變值。在實尺寸梁柱接合試驗研究中，所有試體均採用前述分析所建議之扇形開孔細節。此研究共進行 11 組試體(6 組單柱單梁與 5 組單柱雙梁)試驗，其最大梁、柱構件尺寸分別為 W36x150 與 W27x258。試驗結果顯示，沒有任何一組試體之破壞是由扇形開孔處開始發展，且不論是單梁或雙梁試體均具有 0.03 弧度以上之塑性轉角變形能力。

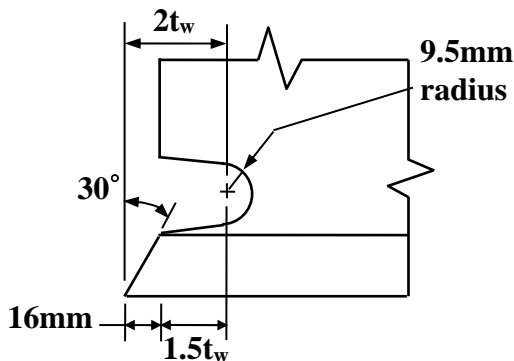
由於單純採用此講究之特殊扇形開孔細節，而不必增強或減弱梁端彎矩強度，即可大幅提升梁柱接合之變形能力，達到美國鋼結構設計規範耐震特別規定特殊抗彎構架梁柱接合 ANSI/AISC 341-10 (AISC, 2010b)之變形需求，故被 ANSI/AISC 358 (AISC, 2010a)收錄為符合特殊抗彎構架系統梁柱接合變形需求之預先驗證合格接合。



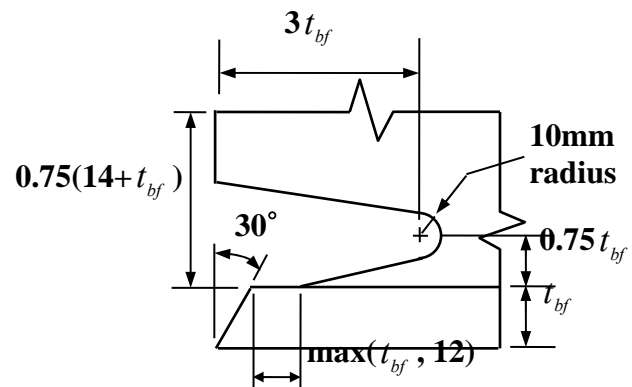
(a) 北嶺地震前梁柱接合扇形開孔示意圖(AWS, 1994; Stojadinovic *et al.*, 2000a)



(b) 扇形開孔(Engelhardt, 2000)

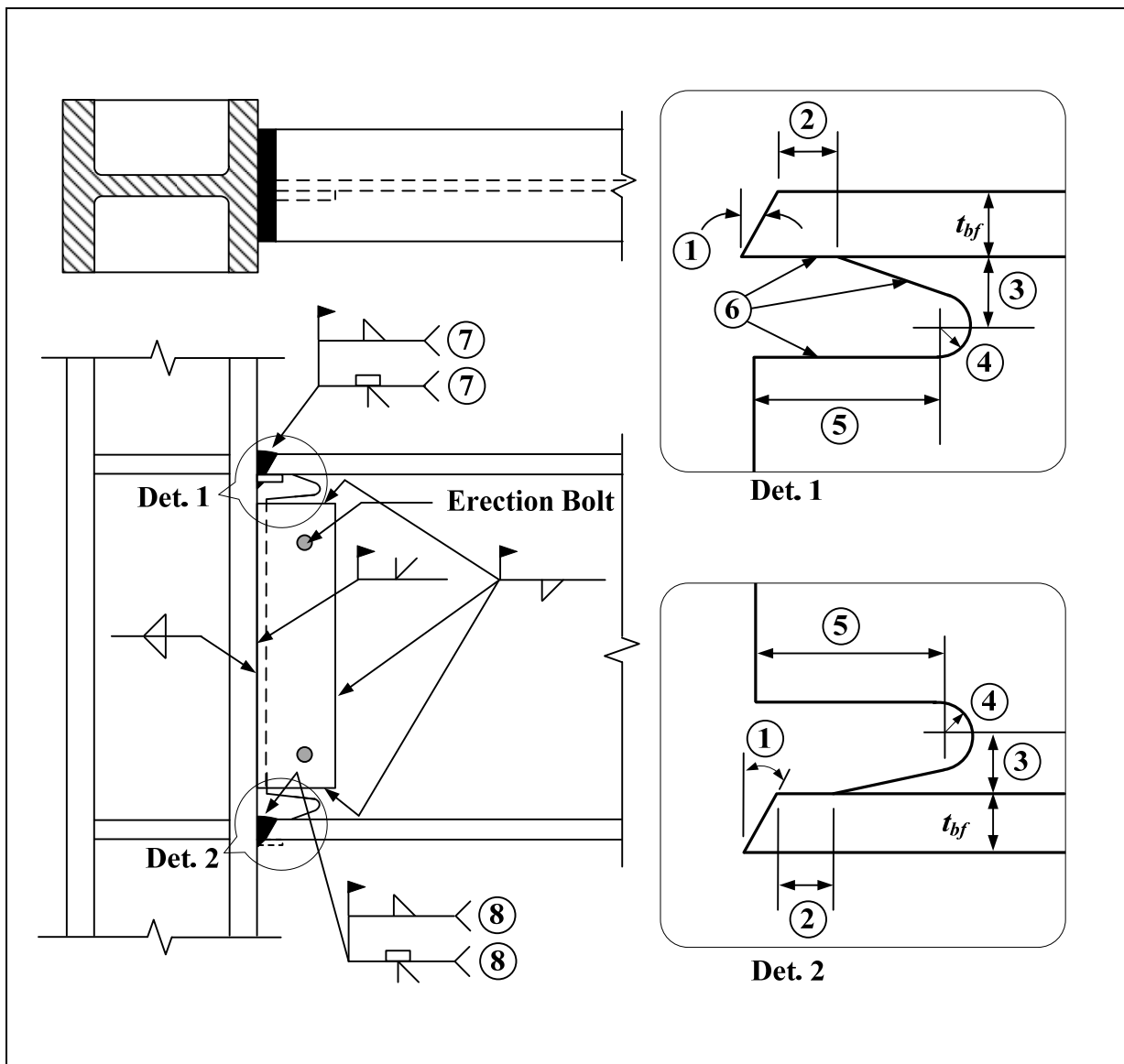


(c) 扇形開孔(Lu *et al.*, 1997; Stojadinovic *et al.*, 2000b)



(d) 扇形開孔(Ricles *et al.*, 2002)

圖 4.2.2 傳統銲接式抗彎接合試驗採用之改善扇形開孔



- ①開槽角度依不同之全滲透銲接程序，須符合 AWS D1.1 節之規定。
- ②此長度取梁翼厚度  $t_{bf}$  或 13 mm (1/2 in.) 之大值(可加上  $1/2 t_{bf}$  或減掉  $1/4 t_{bf}$ )。
- ③此高度取距梁翼內緣  $3t_{bf}/4$  至  $t_{bf}$ ，或 19 mm (3/4 in.)  $\pm$  6.5 mm (1/4 in.)，取大者。
- ④圓弧半徑應大於 9.6 mm (3/8 in.)。
- ⑤此長度為  $3t_{bf}$  ( $\pm 13$  mm (1/2 in.))。
- ⑥此處之切割方法與表面平滑需求，請參照 FEMA-353 之規定。
- ⑦上翼板背墊板不須移除，在背墊板與柱翼板加銲填角銲。
- ⑧下翼板背墊板須移除、挖鑿、磨光，再以銲道填滿，並加銲填角銲。

圖 4.2.3 特殊銲接扇形開孔細節型接合參考圖

表 4.2.1 特殊銲接扇形開孔細節型接合限制條件與性能參考表

名稱		特殊銲接扇形開孔細節型接合	
		箱型柱接合	H 型柱接合 <sup>abc</sup>
梁基本條件	材質	-	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	-	RH(W36x150)
	淨跨深比	-	9
	梁深/梁寬/翼厚	-	911/300/24 mm
柱基本條件	材質	-	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	-	RH(W27x258)
	柱高	-	3960 mm
	柱深/翼厚	-	736/45 mm
接合細節基本條件	工廠或現場製作接合	-	現場製作
	梁翼銲接型式	-	CJP(E70TG-K2)
	梁腹接合型式	-	CJP 全滲透銲，剪力板厚度 16mm，並作為 CJP 之背墊板
	梁腹板扇形開孔	-	特殊扇形開孔細節型(詳圖 4.2.3)
	連續板或橫隔板銲接型式	-	CJP(E71T-8)
	連續板或橫隔板厚度	-	25 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	-	25/2-16 mm
試驗條件	內柱或外柱	-	內柱
	交會區剪力需求容量比	-	<1.0
	柱梁彎矩強度比	-	>1.0*
強度與變形	最大塑性轉角容量	-	≥3% radian <sup>#</sup>
	最大層間位移角容量	-	≥4% radian <sup>#</sup>
	塑性區應變硬化	-	1.21

**備註**

\*依公式(2.3.6)檢核(美國規範)。 #符合下述文獻 d 之變形能力。

**參考文獻**

- <sup>a</sup> FEMA (2000a), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings," *FEMA Report No. 350*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- <sup>b</sup> FEMA (2000b), "State of the Art Report on Connection Performance", *FEMA Report No. 355D*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- <sup>c</sup> Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher J.W. (2000), "Development and evaluation of improved ductile welded unreinforced flange connections," *Report No. SAC/BD-00/24*, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
- <sup>d</sup> AISC (2010b), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

## 4.2.2 無銲接扇形開孔細節型接合

### 接合背景

台灣鋼造建築結構工程實務常用之接合細節中，無論現場電銲或工廠製作之拱頭式接合，在梁腹板大多採用具有銲接扇形開孔(weld access hole)，且為 1/4 圓之製作細節。由於此銲接扇形開孔的存在，導致梁構件斷面形狀的不連續變化，而造成梁翼板在腹板之銲接扇形開孔尖端處發生顯著的應力集中效應。在梁腹板之銲接扇形開孔尖端附近之翼板，因前述應力集中效應所引致之斷裂破壞，為梁柱接合試驗研究中最常見的破壞模式之一。如 4.2.1 節中介紹，美國研究學者針對適用於現場銲接接合而採用特別講究的扇形開孔形狀，降低因開孔所導致之應力集中效應，以避免因設置此扇形開孔而造成破壞的發生。另一方面，日本部分相關研究學者，致力於研發無腹板銲接扇形開孔(no scallop)(如圖 4.2.4)，在日本鋼結構工程實務中，此接合細節大多應用於工廠製作之拱頭梁柱接合。真喜志卓教授等人在 1993 年針對此無銲接扇形開孔梁柱接合之研究成果(真喜志卓等，1993)顯示，對於 H 型梁接鋼管柱之接合可具有 3.5% 弧度以上之接合變形能力。此驗證具無銲接扇形開孔接合細節，且配合梁腹全滲透銲接之梁柱接合，可提供良好的耐震性能。此無銲接扇形開孔之接合細節已收錄於日本鉄骨工事技術指針・工場製作編(日本建築學會，2007)中。

國內相關研究成果(林克強等，2013a)也針對無銲接扇形開孔之實尺寸梁與箱型柱接合試體進行試驗研究，試體梁以拱頭型式預先於工廠以銲接與箱型柱接合。梁與柱構件之接合細節，乃基於前述日本無銲接扇形開孔之接合細節為基礎，以避免因銲接扇形開孔的存在而引致應力集中效應。本梁柱接合之主要特徵與細節包括：

- (1) 梁端彎矩強度無進行調整設計。
- (2) 梁構件以拱頭方式施作且梁柱接合之梁翼板與腹板全於工廠採環繞銲接。
- (3) 梁翼板與柱翼板之開槽全滲透銲接合，採無配置根寬與背墊板，並施

以背剷之細節接合(詳圖 4.2.5)。

- (4) 梁腹板與柱翼板以雙邊開槽全滲透銲加填角銲且無銲接扇形開孔之接合細節銲接(詳圖 4.2.5)。

其中試體柱與梁分別採用 SN490B 與 A36 之鋼材，尺寸分別為 BOX 700x700x30 mm 與 BH 800x400x22x32 mm。該試驗結果顯示，即使未對梁端強度做任何調整，在梁端發展塑鉸後仍有效降低梁柱翼板接合處之應力集中，此使用拱頭式施作方法且無銲接扇形開孔之全電銲型廠銲接合細節，可提供 4%弧度以上之總變形轉角及 3%弧度以上之塑性轉角能力。

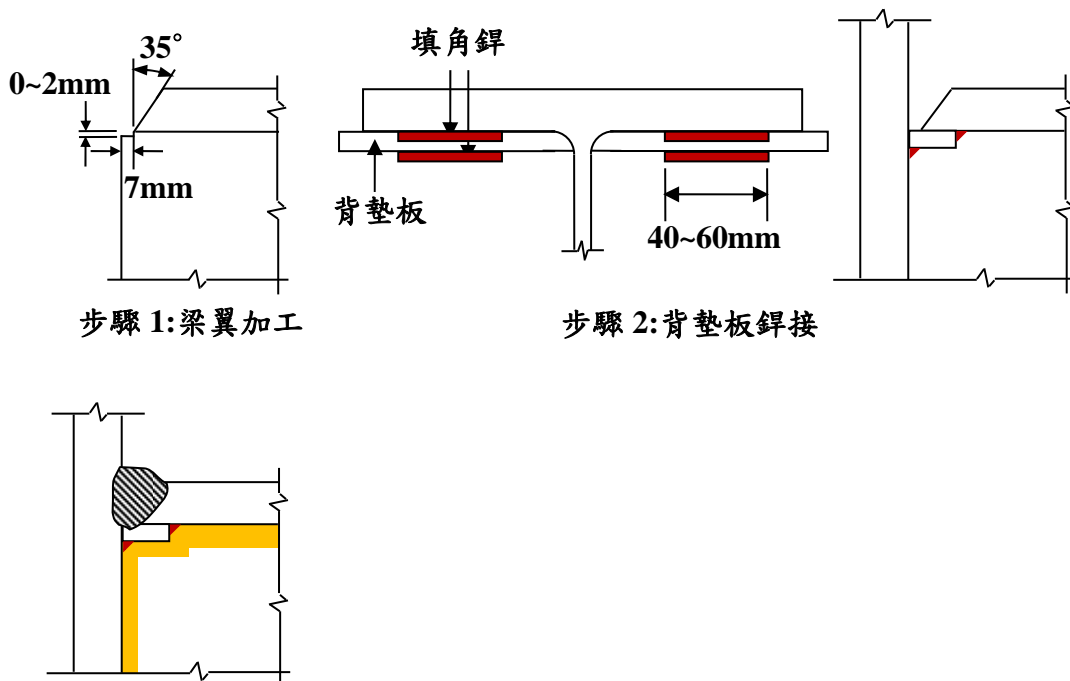


圖 4.2.4 無銲接扇形開孔梁柱接合製作細節  
(日本鉄骨工事技術指針・工場製作編)  
(日本建築學會，2007)

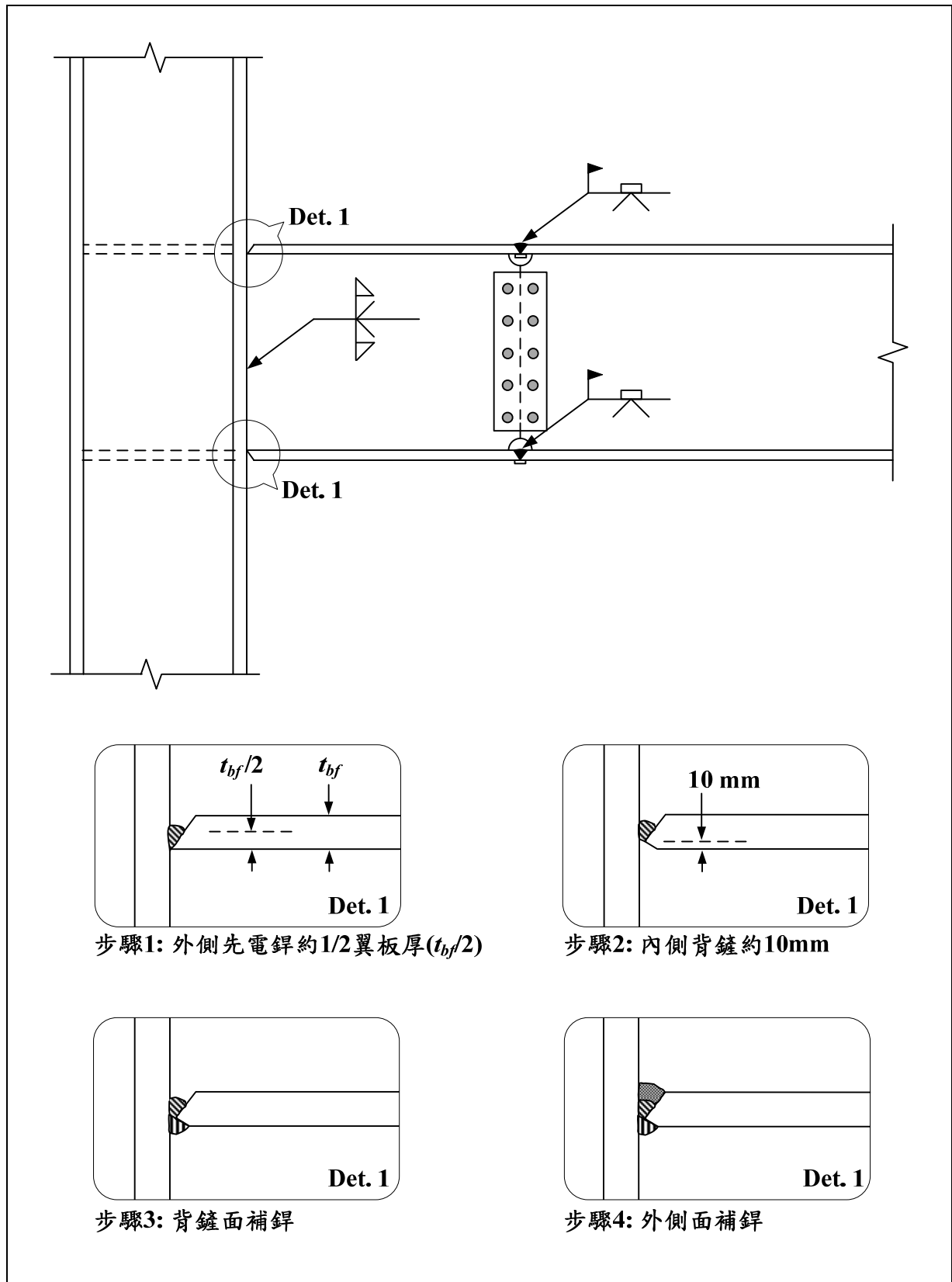


圖 4.2.5 無銲接扇形開孔細節型接合參考圖

表 4.2.2 無銲接扇形開孔細節型接合限制條件與性能參考表

名稱		無銲接扇形開孔細節型接合	
		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合
梁基本條件	材質	A36	-
	斷面組合型式	BH	-
	淨跨深比	12	-
	梁深/梁寬/翼厚	800/400/32 mm	-
柱基本條件	材質	SN490B	-
	斷面組合型式	BOX	-
	柱高	4000 mm	-
	柱深/翼厚	700/30 mm	-
接合細節基本條件	工廠或現場製作接合	工廠銲接(拱頭式接合)	-
	梁翼銲接型式	CJP (銲接施作細節如圖 4.2.5)	-
	梁腹接合型式	雙邊開槽 CJP	-
	梁腹板扇形開孔	無	-
	連續板或橫隔板銲接型式	ESW	-
	連續板或橫隔板厚度	32 mm	-
	交會區腹板/疊合板厚度	30x2/0 mm	-
試驗條件	內柱或外柱	外柱	-
	交會區剪力需求容量比	<1.0	-
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	-
強度與變形	最大塑性轉角容量	≥3% radian	-
	最大層間位移角容量	≥4% radian	-
	塑性區應變硬化	1.36	-
<p><b>備註</b> *依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b> <sup>a</sup> 林克強、莊勝智、林志翰 (2013a), 「拱頭式鋼骨抗彎梁柱接合耐震性能研究」國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-13-018。</p>			

### 4.3 強度減弱型接合

強度減弱型梁柱接合是在梁構件上距柱面適當距離處，以減少梁斷面積之方法降低梁彎矩強度，確保梁塑鉸能在斷面減弱區順利發展，進而降低柱面處的應力需求，使梁柱接合能發揮足夠的韌性，以符合規範要求之變形需求。美國 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)「特殊與部分韌性抗彎構架預先驗證合格之耐震梁柱接合」規範中，對於減弱型梁柱接合中梁腹板銲接扇形開孔，允許其可選用美國 ANSI/AISC 360-10 (AISC, 2010c)「鋼造建築結構設計規範」所規定之細節，而非限定其僅能採用對於降低應力集中效應有顯著效果的特殊扇形開孔細節(詳第 4.2.1 節)，乃考量減弱梁斷面的方法已能有效降低柱面處的應力之故。但國內過往的試驗(林克強等，2008)結果顯示，強度減弱型梁柱接合仍應特別注意梁腹銲接扇形開孔之製作細節，避免造成如第 4.2 節所述由扇形開孔周遭區域之應力集中效應所導致梁翼斷裂破壞。

本設計手冊收錄三種強度減弱型梁柱接合，其接合詳細細節與性能分述於下列小節：

- (1) 梁翼圓弧切削減弱型接合。
- (2) 梁翼梯形切削減弱型接合。
- (3) 梁翼鑽孔減弱型接合。

#### 4.3.1 梁翼圓弧切削減弱型接合

##### 接合背景

梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合，如圖 4.3.1 所示，乃是在梁構件上離柱面一適當距離處，於梁上、下翼板之適當區域內採圓弧形狀對稱切削，使得梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性轉角主要集中在切削區，並預期在柱面接合區的需求彎矩不超過其塑性彎矩強度，避免銲接處因材料不連續所造成的脆性破壞。在 1994 年美國北嶺地震後，相關震害調查報告 (Youssef *et al.*, 1995)顯示，在鋼造建築結構中，許多以現場施作的梁腹栓接、梁翼銲接(BWWF)之傳統梁柱接合，發生不符預期之脆性破壞。美國相

關研究團隊之研究成果(Engelhardt *et al.*, 1998)證實，採用梁翼圓弧切削的梁柱接合，其強度與變形能力均能達到設計預期，且其非線性變形能力顯著優於北嶺地震前之傳統梁柱接合者。在2000年，美國FEMA 350文件(FEMA, 2000a)對新建鋼骨抗彎構架建築之耐震設計準則建議中，將梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合列為預先驗證合格之耐震梁柱接合，此梁柱接合亦收錄於美國規範 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)中，為符合特殊抗彎構架變形需求之法定預先驗證合格梁柱接合。在FEMA 350與ANSI/AISC 358-10中，梁翼圓弧切削細節被命名為 reduced beam section，簡稱RBS。由於梁翼圓弧切削的設計與施工製作簡單，在工程界頗受歡迎，全球已有大量的應用案例。

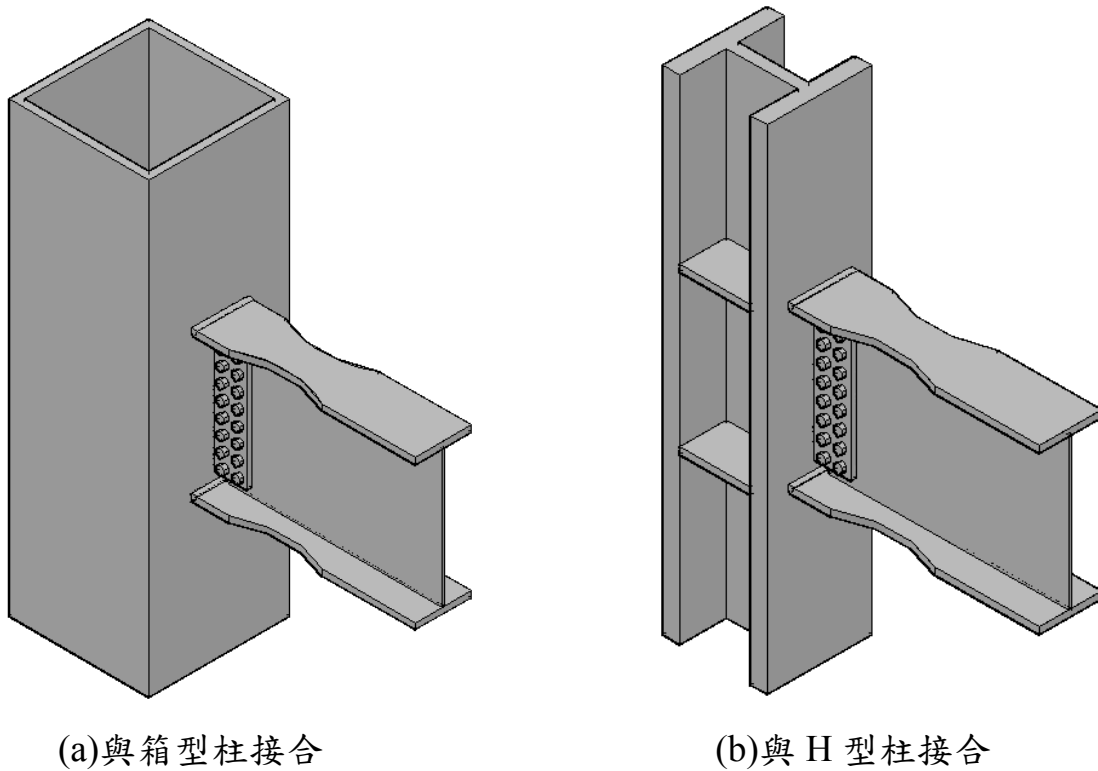


圖 4.3.1 梁翼圓弧切削減弱型接合

### 設計原理

梁翼圓弧切削減弱型接合在設計時，如圖 4.3.2 所示，一般假設地震力所引致之梁彎矩需求為線性分布且反曲點位在梁跨中點，並假設在切削區最小斷面處(即切削區中點處)產生塑鉸，且該點發展出真實估計的塑性彎矩強度(realistic estimated plastic moment)  $M_{prh}$ ：

$$M_{prh} = C_{pr} R_y M_{ph} = C_{pr} R_y F_y Z_h \quad (4.3.1)$$

其中， $R_y$  為材料超強因子，可參考表 2.3.1； $C_{pr}$  為應變硬化因子，可依 FEMA 350 (FEMA, 2000a) 之建議，考慮材料應變硬化後之強度可取材料降伏應力與極限應力之平均值，亦即  $C_{pr} = (F_y + F_u) / 2 F_y$ ； $F_y$  為鋼材標稱降伏應力； $Z_h$  為塑鉸處塑性斷面模數，可取切削區最小斷面的塑性斷面模數  $Z_{RBS}$  決定之。

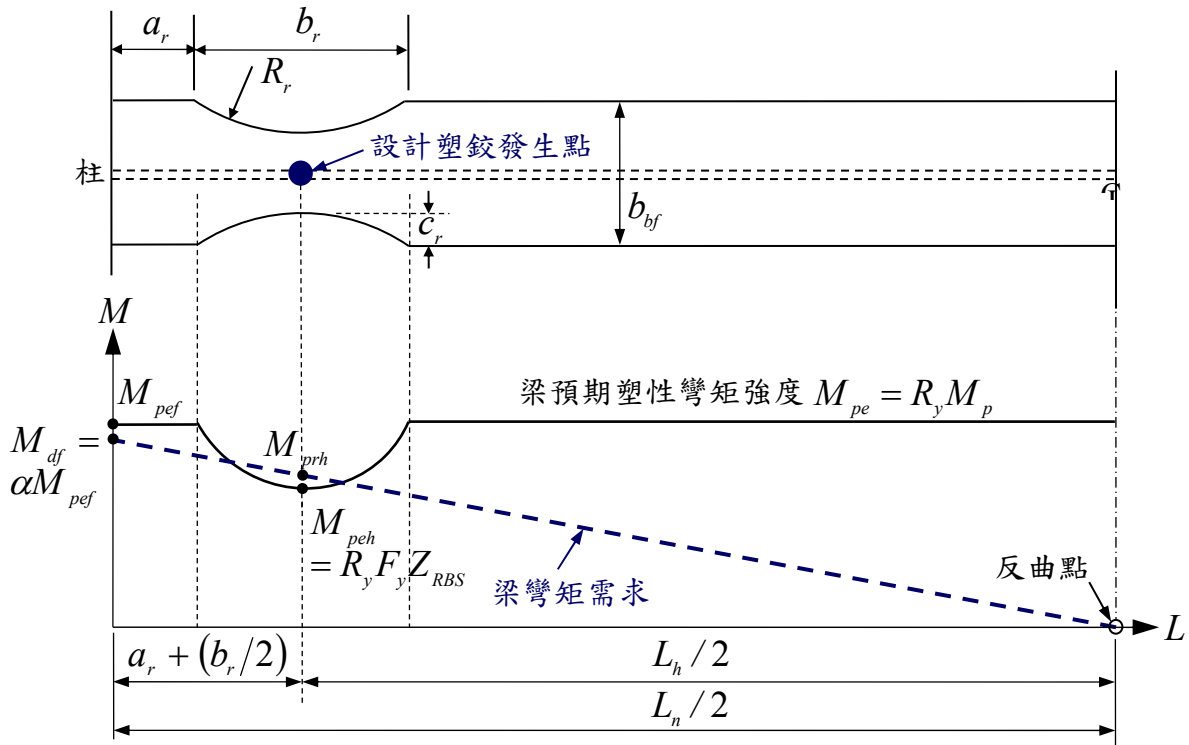


圖 4.3.2 梁翼圓弧切削減弱型接合設計原理

如圖 4.3.2 所示，在反曲點位在梁跨中點且彎矩梯度為線性分布之假設下，可推算出當切削區中點的塑鉸發展出真實估計塑性彎矩強度  $M_{prh}$  時，梁構件在柱面處的需求彎矩  $M_{df}$ ：

$$M_{df} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) M_{prh} \quad (4.3.2)$$

在設計時，柱面處進入非線性之程度，可藉由調整彎矩需求與強度比  $\alpha = M_{df} / M_{pef}$  控制，其中  $M_{pef} = R_y M_p = R_y F_y Z_b$  為柱面處的梁預期塑性彎矩強度， $Z_b$  為梁構件未切削之原斷面的塑性斷面模數。當  $\alpha \geq 1$  時，意謂在切削區中點的塑鉸發展至  $M_{prh}$  之極限狀態下，柱面處會發生全面降伏。當  $\alpha$  值

愈小，其梁在柱面處愈不易發生非線性行為，理論上梁與柱面接合較不易發生破壞。美國相關研究(Engelhardt *et al.*, 1998)建議工程師在進行梁翼圓弧切削設計時， $\alpha$ 值應設定在 0.85 至 1.0 之範圍。將公式(4.3.2)做進一步整理，可得以下關係式：

$$C_{pr}R_yM_{ph} = M_{prh} = \left(\frac{L_h}{L_n}\right)M_{df} = \left(\frac{L_h}{L_n}\right)\alpha R_yM_p \quad (4.3.3)$$

$$\therefore M_{ph} = \frac{\alpha}{C_{pr}} \left(\frac{L_h}{L_n}\right)M_p \quad (4.3.4)$$

在進行切削量設計時，預期塑鉸發生點(圓弧切削區中點)的設計標稱塑性彎矩強度  $M_{ph}$  可依公式(4.3.4)決定之。

為確保此接合型式發展充分之韌性行為，切削區的位置、幾何尺寸與施工細節應適當要求。本設計手冊引用美國規範 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)之切削區位置與幾何尺寸建議，做為國內工程界設計之參考：

- (1)  $0.5b_{bf} \leq a_r \leq 0.75b_{bf}$ 。
- (2)  $0.65d_b \leq b_r \leq 0.85d_b$ 。
- (3)  $0.10b_{bf} \leq c_r \leq 0.25b_{bf}$ 。
- (4)  $R_r = (4c_r^2 + b_r^2)/8c_r$ 。

其中， $a_r$  為柱面與切削區接近柱面起點間之距離； $b_r$  與  $c_r$  分別為切削區長度與最大切削寬度； $R_r$  為圓弧切削半徑； $d_b$  與  $b_{bf}$  分別為梁深與梁翼寬，如圖 4.3.3 所示。

### 注意事項

由於在國內鋼造高層建築結構工程為獲得雙強軸柱之設計，故實務上箱型柱的應用為主流，而使用 H 型柱的比例較低，因此國內有大量的箱型柱之梁柱接合試驗數據可供參考。本設計手冊建議之箱型柱梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合參考圖，如圖 4.3.3 所示，其細節參考國內迄今為止，接合變形符合規範要求且試體梁深最大的試驗結果(林克強等，2008)，重要的接合細節包括保留梁翼與柱翼間全滲透鐸道之背墊板(backing bar)、梁腹與剪力連接板間採用栓接接合、及梁腹採用 1/4 圓之鐸接扇形開孔(weld access

hole)等，這些皆為國內鋼結構工程實務上習見之細節。

另一方面，在美國鋼結構工程界，H 型柱的應用較為廣泛，採用梁翼圓弧切削細節與 H 型柱構件搭配之梁柱接合研究成果頗為豐碩，因此本設計手冊所建議之 H 型柱梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合參考圖(圖 4.3.4)與其參考接合之條件(表 4.3.1)皆引用美國規範 ANSI/AISC 358-10 與 FEMA 350 文件(FEMA, 2000a)之規定。圖 4.3.4 顯示其重要細節包括：

- (1) 保留梁上翼板與柱翼板間全滲透開槽銲道之背墊板，且在背墊板與柱翼板間加銲填角銲。
- (2) 梁下翼板與柱翼板全滲透開槽銲道之背墊板須移除、挖鑿、磨光，再以銲道填滿，並加銲腳長 8 mm 之填角銲。
- (3) 梁腹扇形開孔須採用有助降低應力集中效應之扇形開孔型式，如圖 4.3.4 所示(AISC, 2010c)。
- (4) 梁腹板與柱翼板間於上、下扇形開孔範圍內以全滲透開槽銲接合。

註：

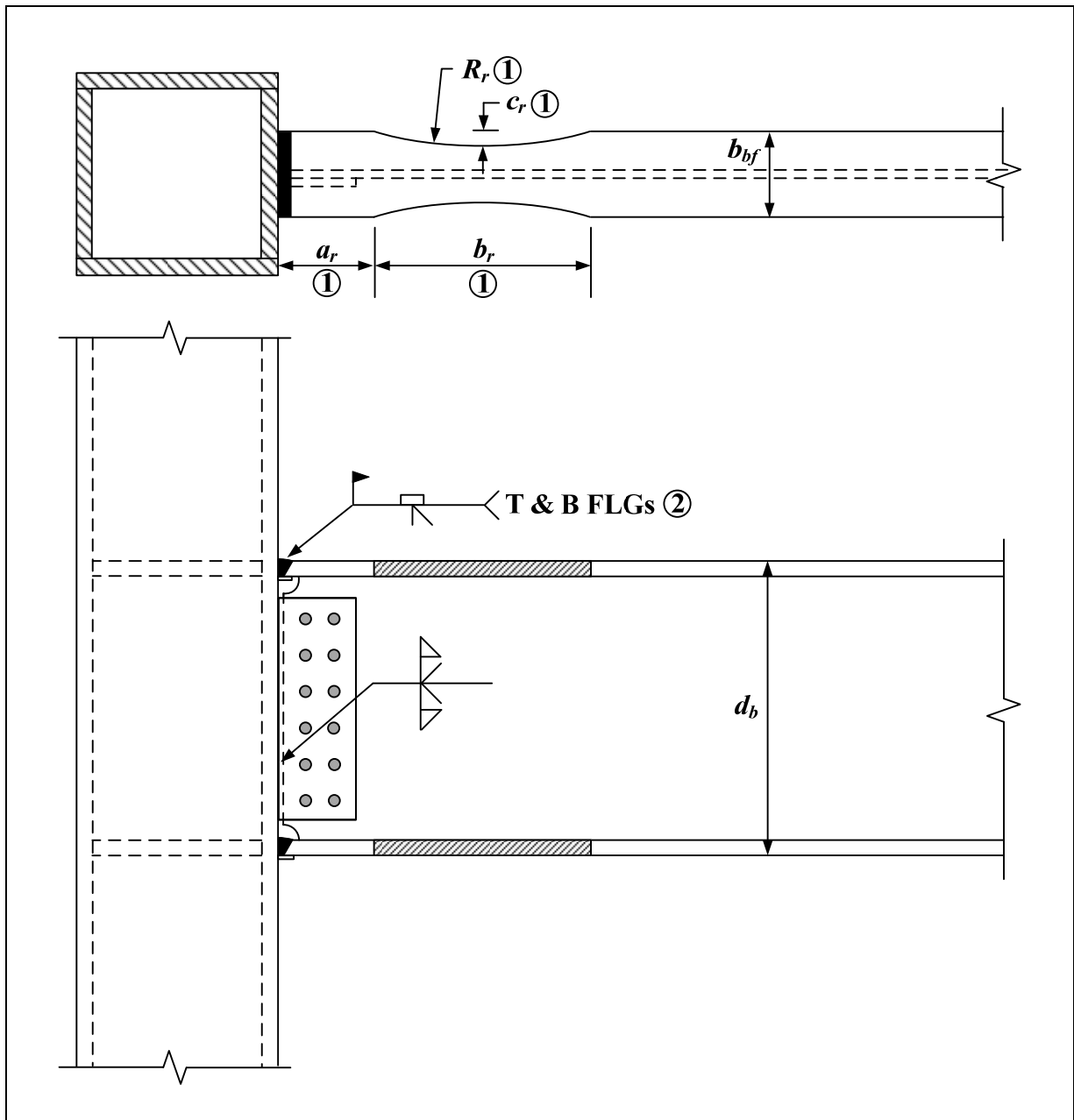
ANSI/AISC 358-10 規定梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合應用於特殊抗彎構架(special moment frame, SMF)系統時，梁腹板與柱翼板間須採用銲接接合；而應用於部分韌性抗彎構架(intermediate moment frame, IMF)系統時，則可允許使用栓接方式來處理梁腹板與柱翼板間接合，但須以摩阻型接合設計之。

- (5) 剪力連接板厚度應至少 10 mm，做為前述梁腹板與柱翼板間全滲透開槽銲之背墊板與鎖固組立螺栓之用。

過去的試驗研究(林克強等，2008)顯示，梁翼切削面之施工品質會直接影響梁柱接頭之韌性表現。因此本設計手冊引用 ANSI/AISC 358-10 (AISC, 2010a)對於梁翼圓弧切削保留之施工製造要求、並輔以參考過去相關研究成果，對國內鋼結構工程實務提出以下建議：

- (1) 切削表面粗糙度不超過 13  $\mu\text{m}$ 。
- (2) 切削區與原斷面之交界應研磨成一平滑弧面。
- (3) 切削面與翼板上下面之交角應研磨平順。
- (4) 切削線之容許公差為 $\pm 6$  mm。
- (5) 任一處之梁翼寬度容許公差為 $\pm 10$  mm。
- (6) 在切削面若有深度小於 6 mm 切口或凹痕，應將凹痕處附近區域進行

研磨，其研磨範圍應超過凹痕處兩側各 5 倍凹痕深度。

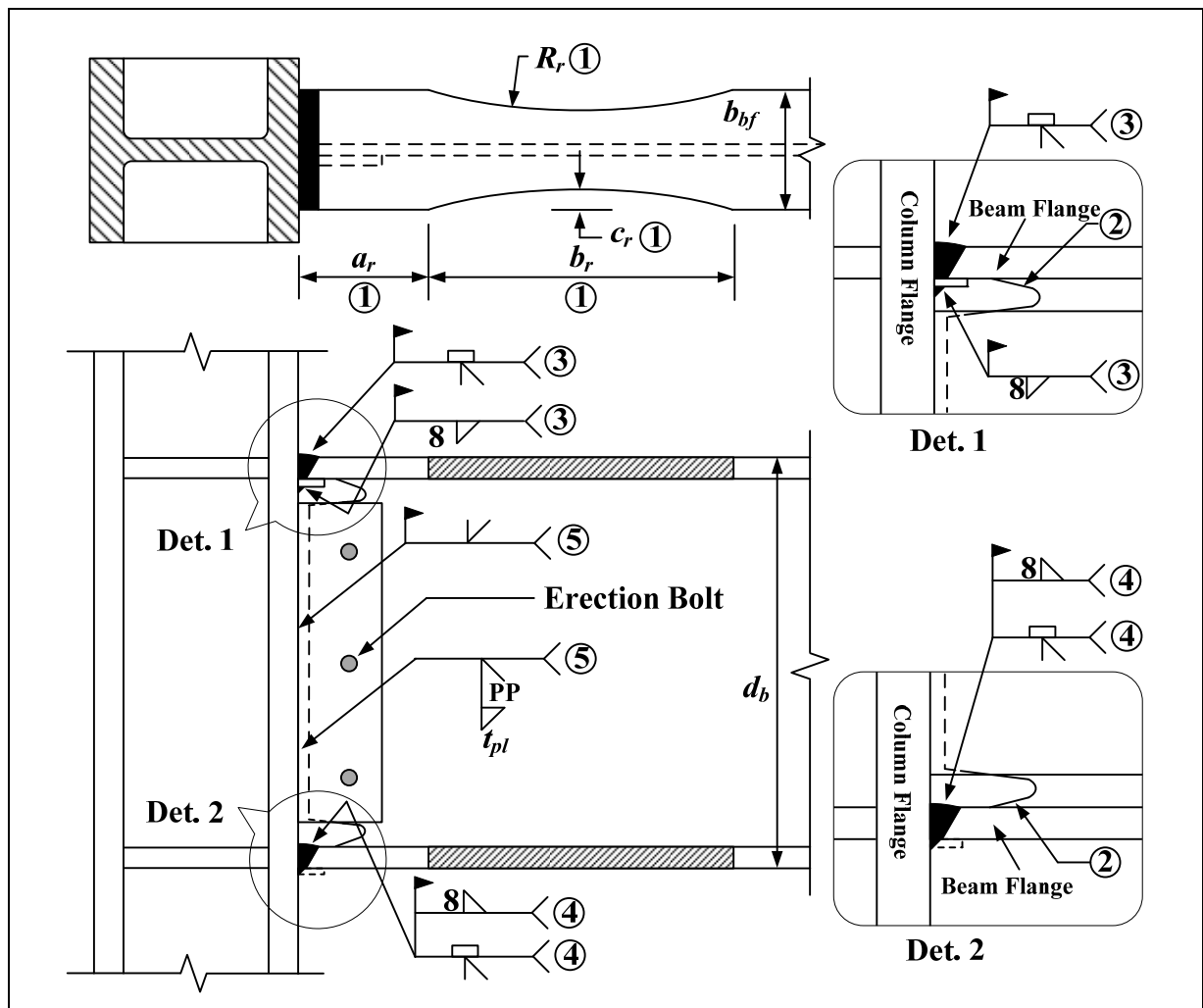


①切削區細節建議如下：

- 切削面之粗糙度不應超過  $13\mu\text{m}$ 。
- $0.5b_{bf} \leq a_r \leq 0.75b_{bf}$ 。
- $0.65d_b \leq b_r \leq 0.85d_b$ 。
- $0.10b_{bf} \leq c_r \leq 0.25b_{bf}$ 。
- $R_r = (4c_r^2 + b_r^2) / 8c_r$ 。

②上下梁翼板與柱翼板間全滲透銲道之背墊板保留，並將起迄弧板切除並磨順。

圖 4.3.3 箱型柱梁翼圓弧切削減弱型接合參考圖



①切削區細節建議如下:

- 切削面之粗糙度不應超過  $13 \mu\text{m}$ 。
- $0.5b_{bf} \leq a_r \leq 0.75b_{bf}$ 。
- $0.65d_b \leq b_r \leq 0.85d_b$ 。
- $0.10b_{bf} \leq c_r \leq 0.25b_{bf}$ 。
- $R_r = (4c_r^2 + b_r^2) / 8c_r$ 。

②符合美國規範 AISC 360-10 第 J1.6 節所規定之扇形開孔。

③保留背墊板，並在背墊板與柱翼板間加鉚填角鉚。

④背墊板須移除、挖鑿、磨光，再以鉚道填滿，並加鉚填角鉚。

⑤梁腹板與柱翼板接合:

- 梁腹板與柱翼板間應以全滲透鉚接合，其鉚道應延伸於兩扇形開孔間。
- 剪力板作為此處全滲透鉚道之背墊板，剪力板之厚度應至少  $10 \text{ mm}$ 。
- 此處全滲透鉚道不需使用起迄弧板。

圖 4.3.4 H 型柱梁翼圓弧切削減弱型接合參考圖

表 4.3.1 梁翼圓弧切削減弱型接合之限制條件與性能參考表

梁翼圓弧切削減弱型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	A572 Gr. 50	符合 AISC 341-10 <sup>c</sup>
	斷面組合型式	BH	RH 或 BH
	淨跨深比	10	7
	梁深/梁寬/翼厚	800/400/50 mm	915/-/45 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	符合 AISC 341-10 <sup>c</sup>
	斷面組合型式	BOX	RH 或 BH
	柱高	4000 mm	unknown
	柱深/翼厚	900/50 mm	915/- mm
接合細節條件	工廠或現場製作梁柱接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP (E7016)	CJP
	梁腹接合型式	栓接	CJP 銲接(詳見圖 4.3.4)
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	符合 AISC 360-10 <sup>d</sup>
	連續板或橫隔板銲接型式	CJP	unknown
	連續板或橫隔板厚度	50 mm	符合 AISC 341-10 <sup>c</sup>
	交會區腹板/疊合板厚度	50x2/0 mm	符合 AISC 341-10 <sup>c</sup>
梁柱接合強度條件	內柱或外柱	外柱	內柱或外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.0**
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥3% radian	≥3% radian <sup>#</sup>
	最大層間位移角容量	≥4% radian	≥4% radian <sup>#</sup>
	塑性區應變硬化	1.40	$(F_y+F_u)/2F_y \leq 1.2$
備註			
*依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。 **依公式(2.3.6)檢核(美國規範)。 #符合下述文獻 c 之變形能力。			
參考文獻			
<sup>a</sup> 林克強、莊勝智、張福全、張柏彥 (2008), 「台灣典型鋼梁與箱型柱採梁翼切削或梁翼加蓋板抗彎接頭之破壞模式」, 鋼結構耐震設計與分析研討會(台南場次)論文集, 國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-08-037。			
<sup>b</sup> AISC (2010a), <i>Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications</i> , ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.			
<sup>c</sup> AISC (2010b), <i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings</i> , ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.			
<sup>d</sup> AISC (2010c), <i>Specifications for Structural Steel Buildings</i> , ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.			

### 4.3.2 梁翼梯形切削減弱型接合

#### 接合背景

梁翼梯形切削減弱型梁柱接合，如圖 4.3.5 所示，在梁構件上距柱面一適當距離的範圍，對梁上、下翼板依線性漸變之型式進行對稱切削，此線性漸變之梯形切削區，依據梁彎矩需求梯度變化而切割，確保梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性轉角集中於整段切削區內，形成一擴大塑性區，以期控制柱面接合處之應力發展，進而有效降低脆性破壞的發生機率。由於此接合的設計與施工製作簡單，目前在國內業界已有大量的使用案例。

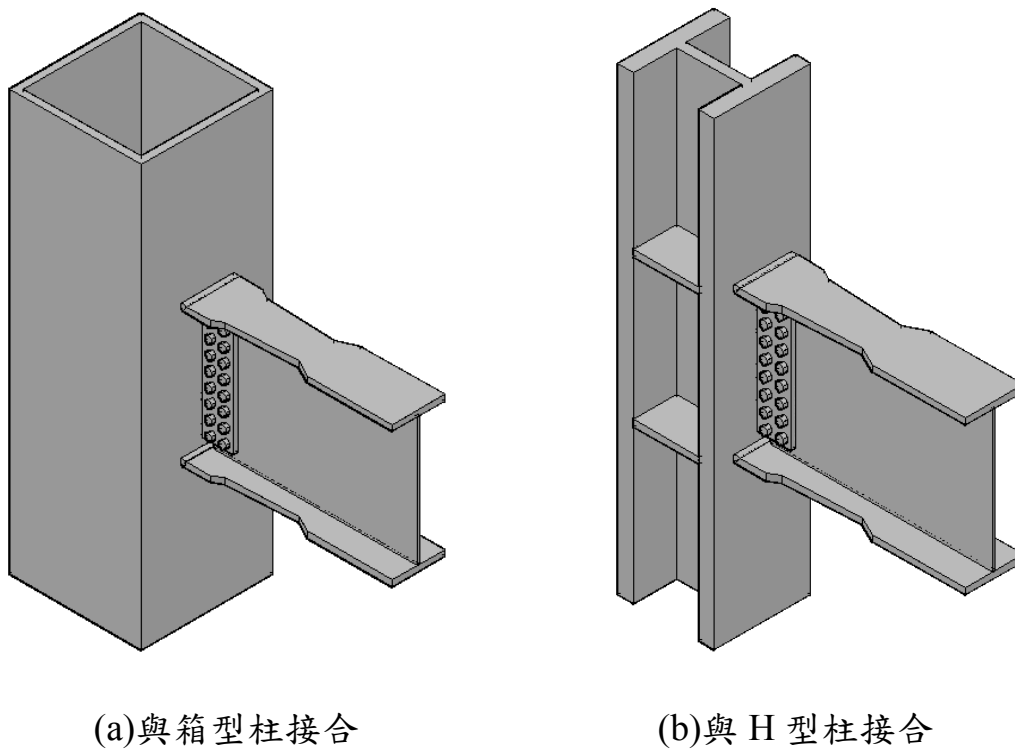


圖 4.3.5 梁翼梯形切削減弱型接合

#### 設計原理

梁翼梯形切削減弱型接合的設計，如圖 4.3.6 所示，是在距柱面一適當距離處規劃梁翼切削之「目標區」，對梁上、下翼板進行線性漸變切削，以符合地震力所引致之線性彎矩梯度，提供全段塑性區來消散地震引致之能量，作為塑鉸發展的區域，並在梁柱接合柱面處，符合台灣鋼結構設計規範(內政部營建署, 2007a、2007b)耐震設計中所規定之梁極限彎矩需求  $M_u$  (詳

本設計手冊第 2.2.4.2 節)。惟若梁翼切削依照柱面處之極限彎矩需求設計，在目標區發生全面降伏時，柱面接合處亦有可能同時發生降伏，倘若梁翼銲接施工品質控制不良時，可能會在柱面接合處發生脆性破壞。為強制塑性區首先在目標區內發展，過去相關研究(陳生金等，1996)建議切削範圍內目標區的梁翼切削量，應依極限需求彎矩折減 5~10%設計之，以確保柱面處不會發生顯著的非線性行為。

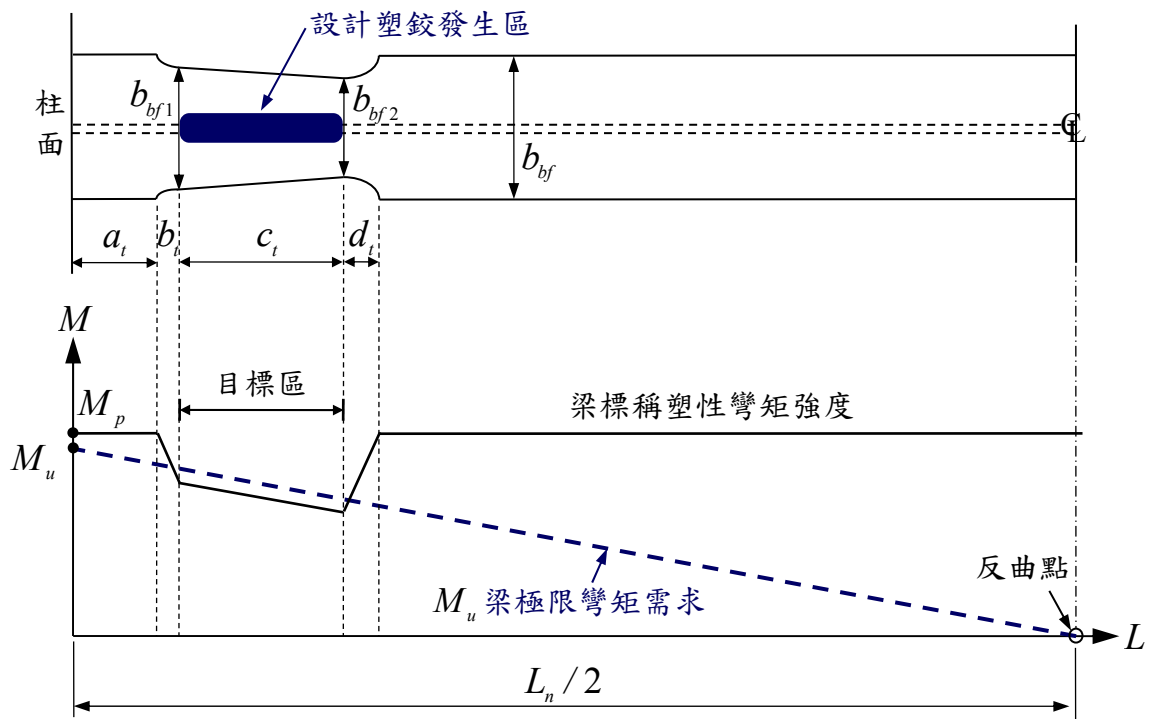


圖 4.3.6 梁翼梯形切削減弱型接合設計原理

若依照本設計手冊第 4.3.1 節所述之設計原理，設計者可假設極限狀態的梁彎矩需求呈線性分布且反曲點位於梁跨中點，且於目標區發展出含應變硬化效應之真實估計塑性彎矩強度  $M_{prh}$ ：

$$M_{prh} = C_{pr} R_y M_{ph} = C_{pr} R_y F_y Z_h \quad (4.3.1)$$

其中， $R_y$  與  $C_{pr}$  分別為材料超強因子與應變硬化因子； $M_{ph}$  為塑鉸區的標稱塑性彎矩強度；而  $F_y$  與  $Z_h$  分別為鋼材標稱降伏應力與目標區內任一點之塑性斷面模數。透過上述彎矩分布，可推算柱面彎矩需求  $M_{df}$  為：

$$M_{df} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) M_{prh} \quad (4.3.2)$$

其中， $L_n$  為梁淨跨度； $L_h$  為梁兩端目標區內塑性斷面模數為  $Z_h$  的位置間距離。在設計時，柱面處進入非線性之程度，可藉由調整彎矩需求與強度比  $\alpha$  值 ( $M_{df}/M_{pef}$ ) 控制，其中柱面的預期塑性彎矩強度  $M_{pef}$  可由梁原斷面的預期塑性彎矩強度  $R_y M_p$  估計求得。為確保柱面處不會發生全面降伏， $\alpha$  值不應超過 1.0。公式(4.3.2)再進一步整理可得以下關係式：

$$C_{pr} R_y M_{ph} = M_{prh} = \left( \frac{L_h}{L_n} \right) M_{df} = \left( \frac{L_h}{L_n} \right) \alpha R_y M_p \quad (4.3.3)$$

$$\therefore M_{ph} = \frac{\alpha}{C_{pr}} \left( \frac{L_h}{L_n} \right) M_p \quad (4.3.4)$$

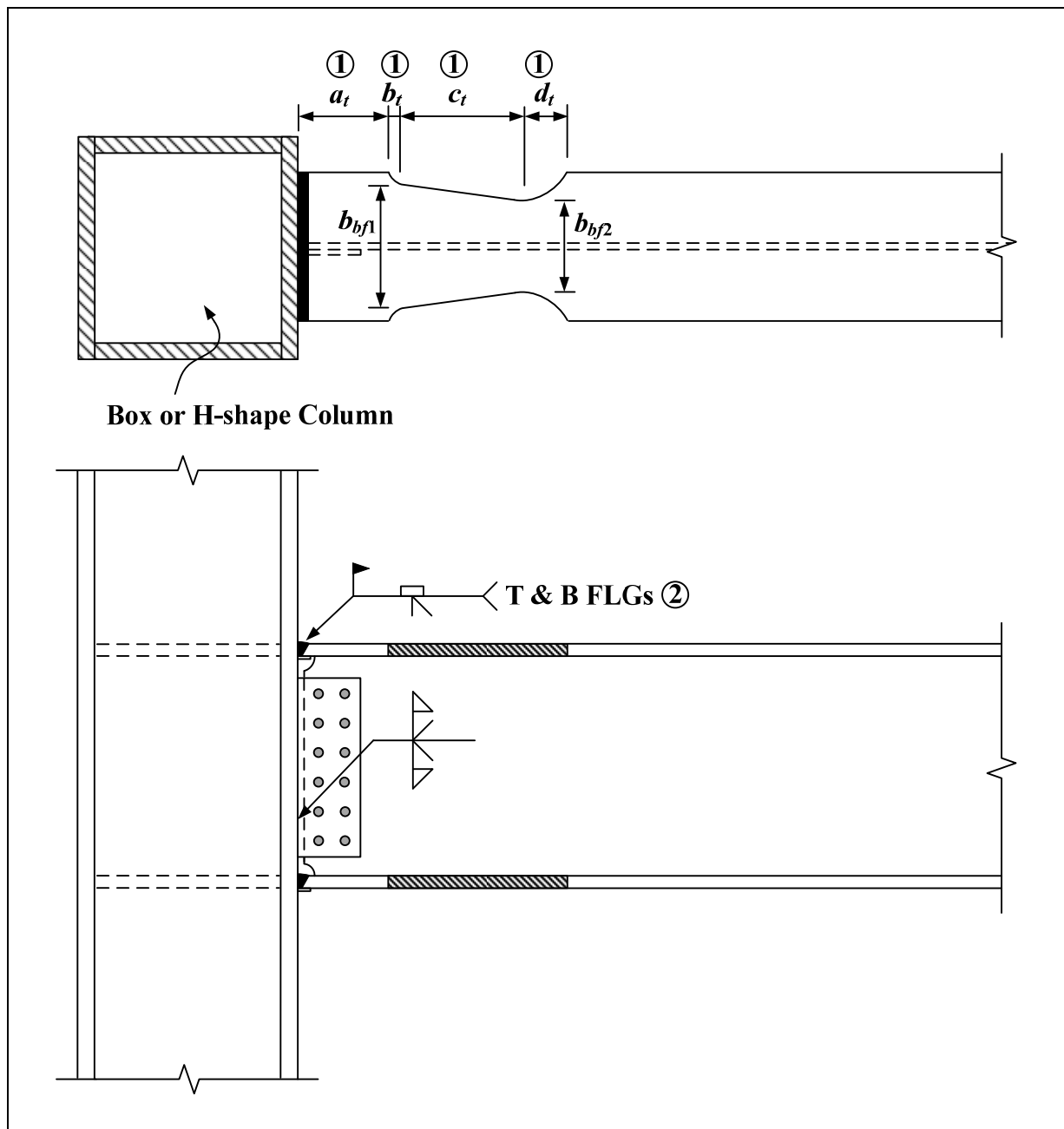
在進行梁翼梯形切削設計時，目標區內任一點之設計標稱塑性彎矩強度  $M_{ph}$ ，可由公式(4.3.4)計算求得。即目標區標稱塑性彎矩強度  $M_{ph}$  應以  $\alpha/C_{pr}$  倍的極限彎矩需求(即柱面處彎矩達標稱塑性彎矩強度  $M_p$  且依線性分布之彎矩梯度及反曲點位於梁跨中點，所推得之彎矩需求)設計之。特別值得注意的是，常用鋼材的  $C_{pr}$  值範圍通常落在 1.15~1.25 之間，同時， $\alpha$  值取 1.0，其  $\alpha/C_{pr}$  值約介於 80%~87%。當目標區之梁翼切削量所折減之標稱塑性彎矩未達  $(1 - \alpha/C_{pr})$  倍之  $(L_h/L_n)M_p$  時，在塑鉸區發展達實際估計塑性彎矩強度  $M_{prh}$  下，柱面處可能會發生超乎預期的非線性行為。本設計手冊建議工程師在進行設計時應妥善考慮應變硬化效應。

## 注意事項

本設計手冊建議之梁翼梯形切削減弱型接合參考圖，如圖 4.3.7 所示，係參考公開發表文獻中梁深最大且耐震性能符合規範要求之試驗試體所採用之細節。此試驗試體之參考接合條件與性能參數列於表 4.3.2 中。其中主要試體製作細節均為國內鋼結構工程常用之細節，包括梁腹採用栓接接合、梁腹扇形開孔採用 1/4 圓型式等。

過去相關研究成果(陳生金等, 1996)對於梁翼梯形切削減弱型接合之切削區位置與幾何尺寸提出下列建議：

- (1) 切削表面粗糙度應小於  $25\ \mu\text{m}$ ，且不應有任何尖銳之刻痕。
- (2)  $a_t$ ：150 mm， $a_t$  為柱面至切削區接近柱面起點的距離。
- (2)  $b_t$ ：50 mm， $b_t$  為切削區內接近柱面轉換區的長度。
- (3)  $c_t$ ： $0.5d_b \sim 0.8d_b$ ， $d_b$  為梁深， $c_t$  為切削區內降伏目標區的長度。
- (4)  $d_t$ ：150 mm， $d_t$  為切削區內遠離柱面轉換區的長度。



①切削區細節建議如下:

- 切削表面粗糙度小於 $25\mu\text{m}$ 。
- $a_t$ : 150mm,  $a_t$  為柱面至切削起點的距離。
- $b_t$ : 50mm,  $b_t$  區間為切削起點至切削目標區之前轉換區。
- $c_t$ :  $0.5d_b \sim 0.8d_b$ ,  $d_b$  為梁深,  $c_t$  區間為降伏目標區。
- $d_t$ : 150mm,  $d_t$  區間為一平滑曲線之後轉換區。

②梁翼板與柱翼板間全滲透鐸道之背墊板保留, 並將起迄弧板切除並磨順。

圖 4.3.7 梁翼梯形切削減弱型接合參考圖

表 4.3.2 梁翼梯形切削減弱型接合之限制條件與性能參考表

梁翼梯形切削減弱型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	A36	A572 Gr. 60
	斷面組合型式	RH	BH
	淨跨深比	6	11
	梁深/梁寬/翼厚	600/300/20 mm	700/350/50 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 60
	斷面組合型式	BOX	BH
	柱高	2222 mm	2945 mm
	柱深/翼厚	500/20 mm	600/50 mm
接合細節條件	工廠或現場製作梁柱接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP(E7016)	CJP(E8016G) <sup>+</sup>
	梁腹梁柱接合型式	栓接	栓接
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	1/4 圓
	連續板或橫隔板銲接型式	CJP	CJP
	連續板或橫隔板厚度	20 mm	50 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	20x2/0 mm	25/0 mm
梁柱接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.25*
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥3% radian	≥3% radian
	最大層間位移角容量	≥4% radian	≥4% radian
	塑性區應變硬化	1.28	1.10
<p><b>備註</b></p> <p><sup>+</sup>預熱溫度 66°C。      *依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b></p> <p><sup>a</sup> Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance," <i>Journal of Structural Engineering (ASCE)</i>, 122(11), pp. 1292-1299.</p> <p><sup>b</sup> Chen, S.J. and Tu, C.T. (2004), "Experimental Study of Jumbo Size Reduced Beam Section Connections Using High-Strength Steel," <i>Journal of Structural Engineering (ASCE)</i>, 130(4), pp. 582-587.</p>			

### 4.3.3 梁翼鑽孔減弱型接合

#### 接合背景

梁翼鑽孔減弱型梁柱接合，如圖 4.3.8 所示，乃是在梁構件上離柱面一適當距離處，對特定範圍內之梁上、下翼板，利用鑽孔降低此範圍之彎矩強度，以期梁柱接合在地震力作用下所產生的塑性變形集中在鑽孔區，降低傳遞至柱面接合處的彎矩需求，進而減少接合處發生脆性破壞的機率。在 1994 年北嶺地震後，梁翼鑽孔減弱型與梁翼切削減弱型梁柱接合同時被收錄在 FEMA 267 文件(FEMA, 1995)中，兩者均利用減弱梁翼彎矩容量之方法，達到降低柱面應力與提升韌性容量之目的，但其差別在於前者在梁翼面積的減少是局部的；而後者則為整段的。

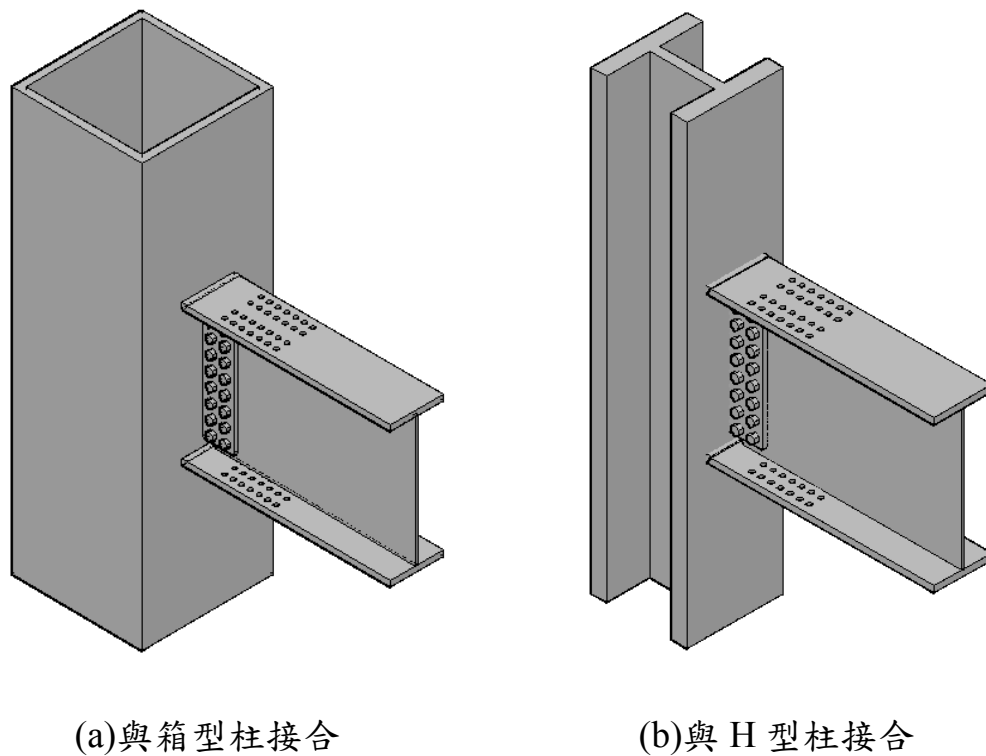


圖 4.3.8 梁翼鑽孔減弱型接合

梁翼鑽孔減弱型梁柱接合除了可應用於新建結構上，同時，考量施工之可行性，也可應用在既有結構物，以提升傳統梁柱接合的韌性能力。尤其在現有結構中之梁上翼板，其上方常存在混凝土樓版的情況下，若梁翼欲採切削工法提升梁柱接合之變形能力，實際切削施工並不容易進行，但



應取鑽孔區最小斷面的塑性斷面模數  $Z_p$ 。透過上述極限狀態下彎矩分布之假設，可推算柱面彎矩需求  $M_{df}$  為：

$$M_{df} = M_{prh} \times (L_n/L_h) \quad (4.3.2)$$

其中， $L_n$  為梁淨跨度； $L_h = L_n - 2a_p$  為梁塑鉸間距離； $a_p$  為最近柱面孔位與柱面之距離。設計時，柱面處進入非線性之程度，可藉由調整彎矩需求與強度比  $\alpha = M_{df}/M_{pef}$  控制，其中  $M_{pef} = R_y M_p = R_y F_y Z_b$ ，為柱面的預期塑性彎矩強度，可由梁原斷面塑性彎矩強度決定之。設計時應確保  $\alpha \leq 1.0$ ，以避免柱面產生全面降伏。公式(4.3.2)再進一步整理可得以下關係式：

$$C_{pr} R_y M_{ph} = M_{prh} = \left( \frac{L_h}{L_n} \right) M_{df} = \left( \frac{L_h}{L_n} \right) \alpha R_y M_p \quad (4.3.3)$$

$$\therefore M_{ph} = \frac{\alpha}{C_{pr}} \left( \frac{L_h}{L_n} \right) M_p \quad (4.3.4)$$

在進行鑽孔時，鑽孔區最小斷面之標稱塑性彎矩強度  $M_{ph}$ ，可由公式(4.3.4)計算求得。

而鑽孔區的位置與範圍須經妥善安排，過去美國的研究(Yang and Popov, 1995)對鑽孔區接近柱面起點與柱面之距離  $a_p$  與鑽孔區範圍長度  $b_p$  (詳圖 4.3.9)的建議如下：

- (1)  $a_p \approx 0.5b_{bf}$ 。
- (2)  $b_p \approx 0.5d_b$ 。

其中， $b_{bf}$  與  $d_b$  分別為梁翼寬與梁深。

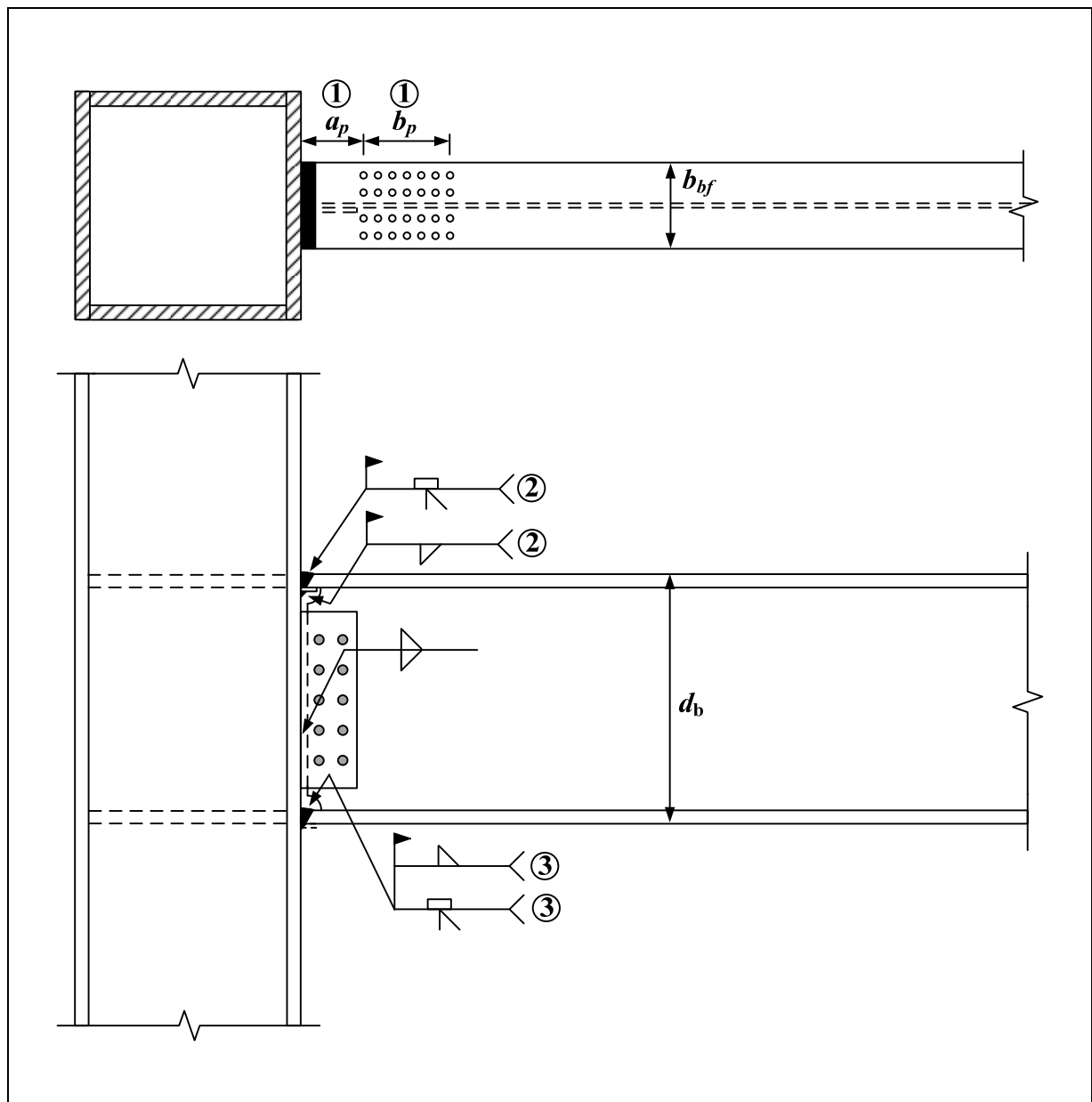
### 注意事項

過去國內的研究(陳嘉有, 1995)進行了一系列有限元素分析探討鑽孔位置及範圍對於梁柱接合耐震行為的影響，其將孔位方向的討論分做沿梁軸向與垂直梁軸向兩種，分別稱為縱向孔位與橫向孔位(如圖 4.3.9 所示)。為避免梁翼與柱面接合處全滲透銲熱影響、梁腹扇形開孔應力集中與剪力板

效應，縱向孔位的第一孔應位於剪力板範圍之外較為恰當。在橫向孔位方面，其研究顯示當開孔位置越接近梁腹板時，開孔與梁腹間的梁翼應力相對較高，但開孔到梁翼自由邊範圍內的梁翼應力則相對較均勻。開孔與梁腹間梁翼應力雖較高，但其橫向範圍較小且有梁腹根部之助，梁翼應可免於破壞，因此孔位如能盡量接近梁腹應較為有利，但應避免位於梁腹與梁翼交接之 K 區內。

當梁翼寬度較大時，鑽孔孔徑須隨之增加方能達到足夠的降伏消能效果，然而鑽孔孔徑愈大施工可能愈困難，因此可考慮在單側翼板使用雙排開孔之方式，如圖 4.3.10 所示。數值分析研究結果(陳嘉有，1995)顯示，當單側翼板採用雙排孔時，橫向孔距愈大梁翼上的應力分布愈均勻。因此採單側翼板雙排孔設計時，內側孔之配置應盡可能接近梁腹，雙排孔之橫向間距應盡可能保持較大的間距，此對梁翼板的應力發展較為有利。

梁翼開孔後，梁撓曲行為較為複雜，開孔區之勁度可利用等效慣性矩的觀念估算梁在開孔區的等效勁度，將局部之開孔行為視為在梁翼兩側各切除一矩形面積的方式模擬，過去的研究(陳嘉有，1995)已證實，應用等效慣性矩的方法可準確估算梁翼開孔後的彈性撓曲勁度。



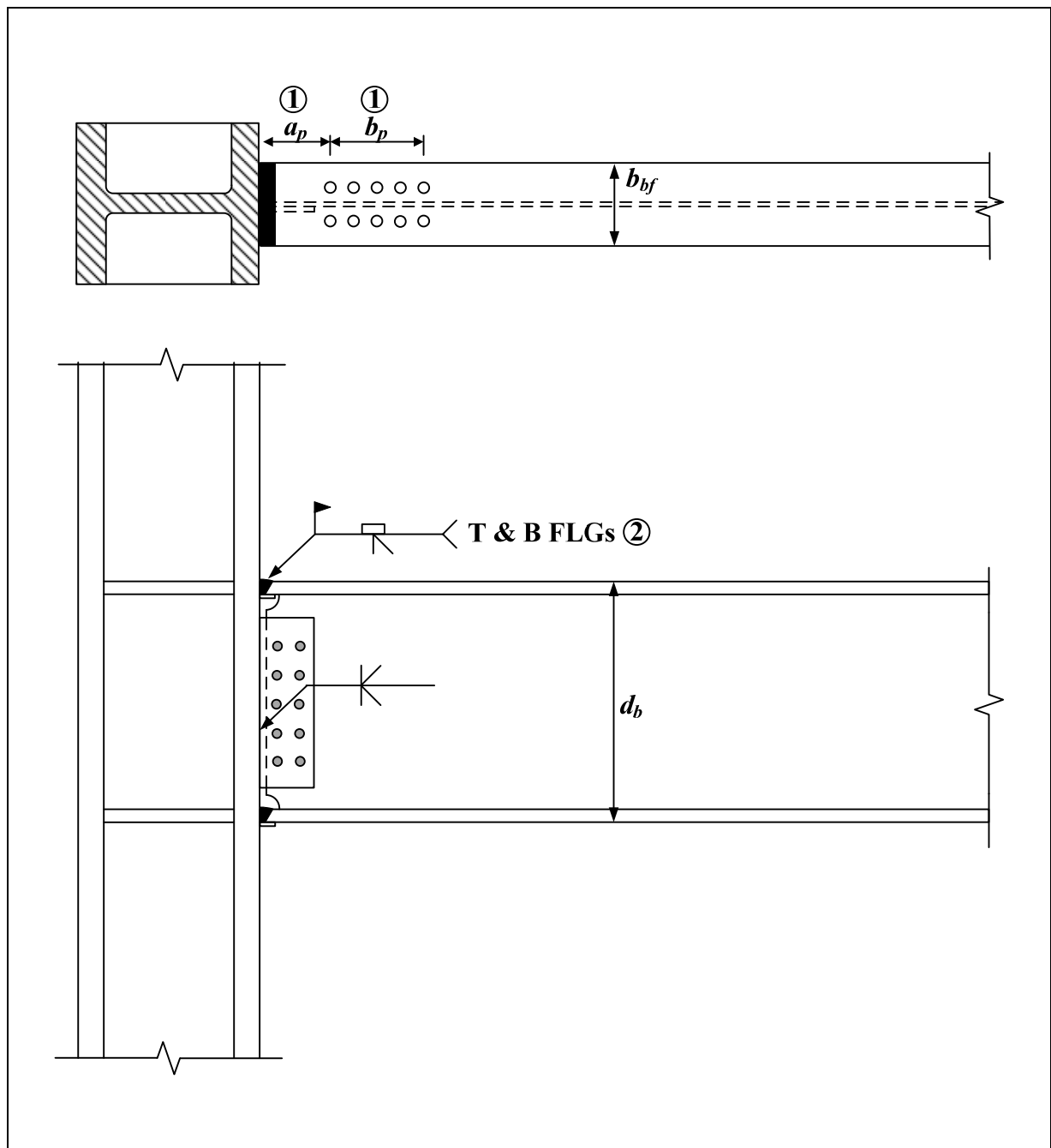
①鑽孔區建議尺寸如下：

- $a_p \approx 0.5b_{bf}$ 。
- $b_p \approx 0.5d_b$ 。

②梁上翼板與柱翼板間全滲透鉚道之背墊板保留，並在背墊板與柱翼板間加鉚填角鉚。

③梁下翼板與柱翼板間全滲透鉚道之背墊板須移除、挖鑿、磨光，再以鉚道填滿，並加鉚填角鉚。

圖 4.3.10 箱型柱梁翼鑽孔減弱型接合參考圖



①鑽孔區建議尺寸如下：

- $a_p \approx 0.5b_{bf}$  °
- $b_p \approx 0.5d_b$  °

②梁上下翼板與柱翼板間全滲透銲道之背墊板保留，並將起迄弧板切除。

圖 4.3.11 H 型柱梁翼鑽孔減弱型接合參考圖

表 4.3.3 梁翼鑽孔減弱型接合之限制條件與性能參考表

梁翼鑽孔減弱型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	A572 Gr. 50	A36
	斷面組合型式	BH	RH(W21x62)
	淨跨深比	20	8
	梁深/梁寬/翼厚	700/300/30 mm	533/209/16 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BH	RH(W14x176)
	柱高	4500 mm	4000 mm
	柱深/翼厚	800/30 mm	387/33 mm
接合細節條件	工廠或現場製作梁柱接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP(E7016)	CJP(E70T-7)
	梁腹梁柱接合型式	栓接	栓接
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	1/4 圓
	連續板或橫隔板銲接型式	CJP	CJP
	連續板或橫隔板厚度	30 mm	16 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	30x2/0 mm	21/0 mm
梁柱接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.25*
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥3% radian	2.9% radian
	最大層間位移角容量	≥4% radian	unknown
	塑性區應變硬化	1.35	1.19
<p><b>備註</b>  *依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b>  <sup>a</sup> 林克強、莊勝智、林志翰 (2013b),「梁翼鑽孔式與無加勁式鋼骨梁柱接合耐震性能研究」國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-13-019。  <sup>b</sup> 陳嘉有 (1995),「韌性鋼骨梁柱接頭行為研究」, 國立台灣大學土木工程學系碩士論文, 蔡克銓教授指導。</p>			

## 4.4 強度增強型接合

強度增強型接合是在梁構件上從柱面至距柱面適當距離處，以增加梁斷面積之方法，提高柱面處之梁彎矩強度，以符合梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求之設計原理，確保梁塑鉸落在補強區末端或補強區中預期發生塑鉸處，發揮足夠的非線性變形，使梁柱接合能符合規範要求之變形需求。

本設計手冊收錄四種強度增強型梁柱接合，其接合詳細細節與性能分述於下列小節：

- (1) 梁翼蓋板增強型接合。
- (2) 梁擴翼板增強型接合。
- (3) 加長單肋板增強型接合。
- (4) 梁翼內側板或加勁板增強型接合。

### 4.4.1 梁翼蓋板增強型接合

#### 接合背景

在 1994 年美國發生北嶺地震後，許多傳統鋼骨梁腹板栓接、翼板銲接 (bolted web-welded flange, BWWF) 之梁柱接合發生非預期之脆性破壞。震後相關研究顯示，此傳統梁柱接合之塑性變形能力尚不及 1.5% 弧度，無法符合層間位移角 4% 弧度與塑性轉角 3% 弧度之現行規範要求。在利用增加梁端彎矩強度以提升變形能力之梁柱接合型式中，以增加梁之翼板斷面為直接增加梁彎矩強度最有效率的方法之一，因此在梁上下翼板外緣直接貼銲鋼板，除可有效提升梁彎矩強度外，對於建築使用空間的影響較為有限，同時可調整此貼銲鋼板形狀，以符合梁構件在與柱接合附近範圍內之彎矩梯度，達到降低梁柱接合界面之應力，有效將塑鉸移出柱面之目的，此接合稱為「梁翼蓋板增強型梁柱接合」。過去國內外相關研究 (Tsai and Lin, 1992; Engelhard and Sabol, 1998; 林克強及莊勝智, 2010) 也證實，採用適當的設計方法與接合細節，蓋板增強型梁柱接合 (如圖 4.4.1 所示) 具有極佳

的韌性能力。

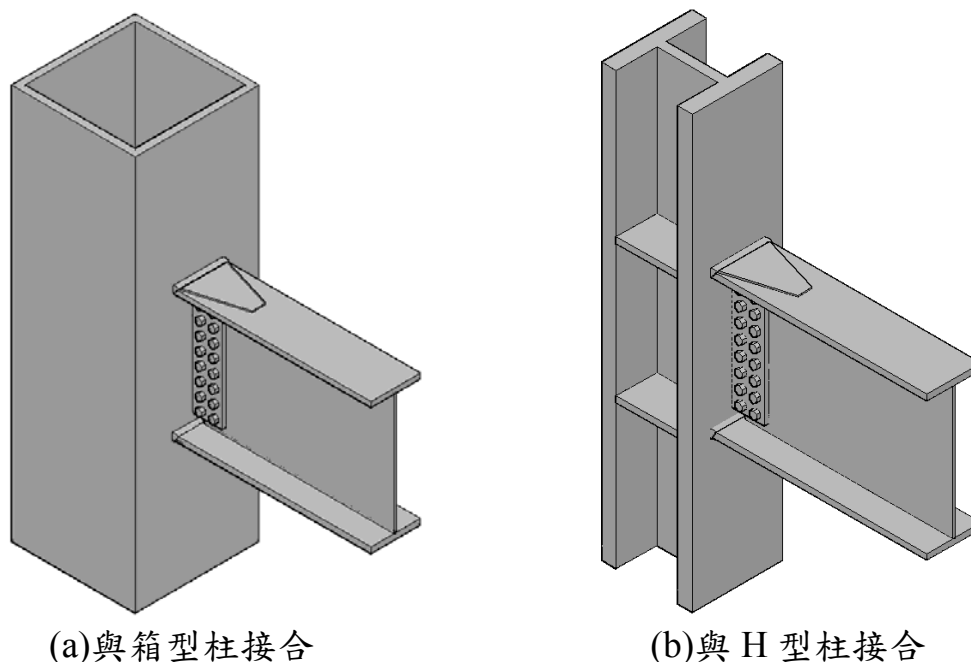


圖 4.4.1 梁翼蓋板增強型接合示意圖

### 設計原理

典型抗彎構架在水平地震力作用下，梁與柱構件之反曲點約分別發生於構件中點，因此進行梁柱接合設計時，可簡化取梁柱接合至鄰近柱、梁構件中點之子結構分析設計之。在強柱弱梁的耐震設計基本原則要求下，抗彎構架系統之塑鉸預期發生於梁端，當進行接合設計時，其梁彎矩需求可假設梁中點為反曲點，並往梁柱接合方向依線性比例增加之彎矩梯度決定之，如圖 4.4.2 所示(必要時應考慮重力載重效應)。在「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面強度需求」之設計原則下，利用加蓋板之方式提升梁在柱面至預期發生塑鉸間區段之彎矩強度容量，以避免梁塑鉸發生於柱面處。

為確保所設計之梁柱接合滿足強度與變形需求，使梁塑鉸能順利發展完整之塑鉸彎矩強度，在塑鉸處需求彎矩應考慮該處梁之真實估計塑性彎矩  $M_{prh}$ ，可由下式計算：

$$M_{prh} = C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.1)$$

其中：

$C_{pr}$  = 應變硬化因子，可依 FEMA 350 (FEMA, 2000a)之建議

等於  $(F_y + F_u)/2$  估計。

$R_y$  = 材料超強因子。

$M_p$  = 梁標稱塑性彎矩強度。

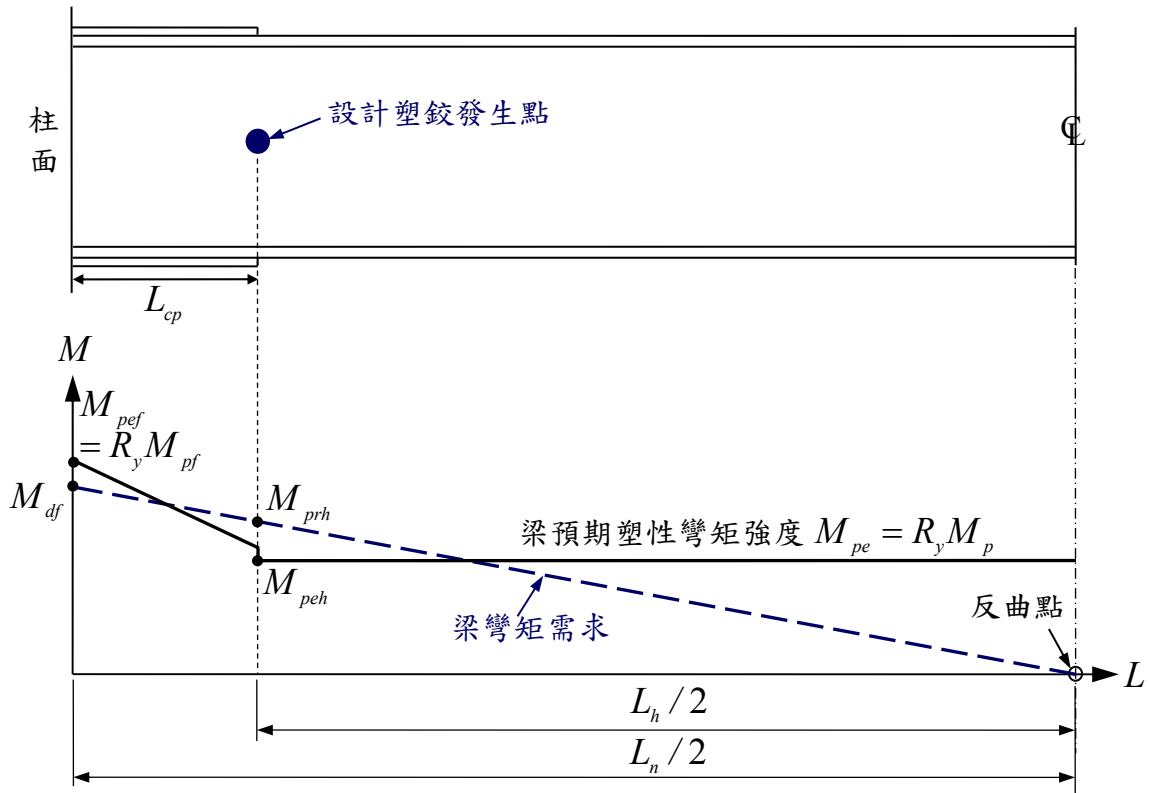


圖 4.4.2 梁翼蓋板增強型接合設計原理

由圖 4.4.2 線性分布之梁彎矩需求，可推算柱面處之梁彎矩需求為：

$$M_{df} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) M_{prh} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.2)$$

其中：

$L_n$  = 梁淨跨度。

$L_h$  = 梁兩端塑鉸間之距離。

為控制柱面處所發展之容量，可利用柱面處之需求彎矩  $M_{df}$  與預期塑性彎矩強度  $M_{pe}$  的比值  $\alpha$  調整之。設計時在柱面處經補強後之標稱彎矩強度  $M_{pf}$  可由圖 4.4.2 之幾何關係推導求得下式之關係。

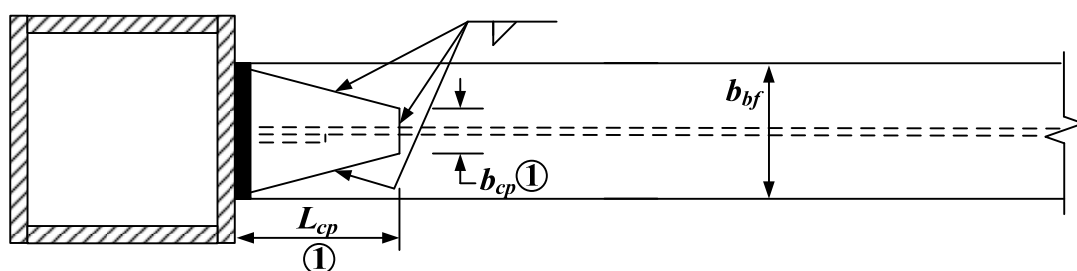
$$M_{pef} = R_y M_{pf} = \frac{C_{pr}}{\alpha} \frac{L_n}{L_h} R_y M_{ph} \quad (4.4.3)$$

$$\therefore M_{pf} = \frac{C_{pr}}{\alpha} \frac{L_n}{L_h} M_p \quad (4.4.4)$$

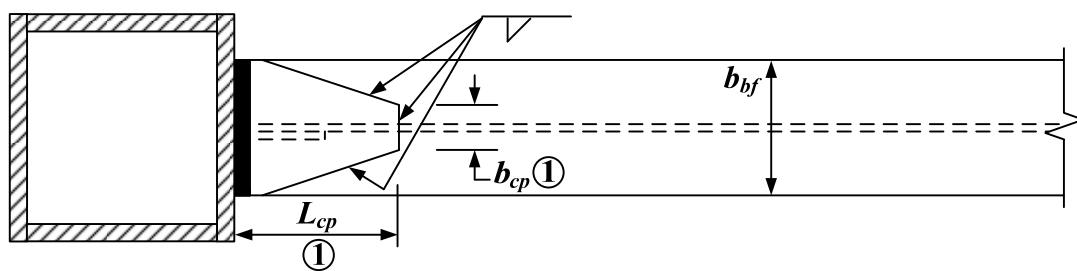
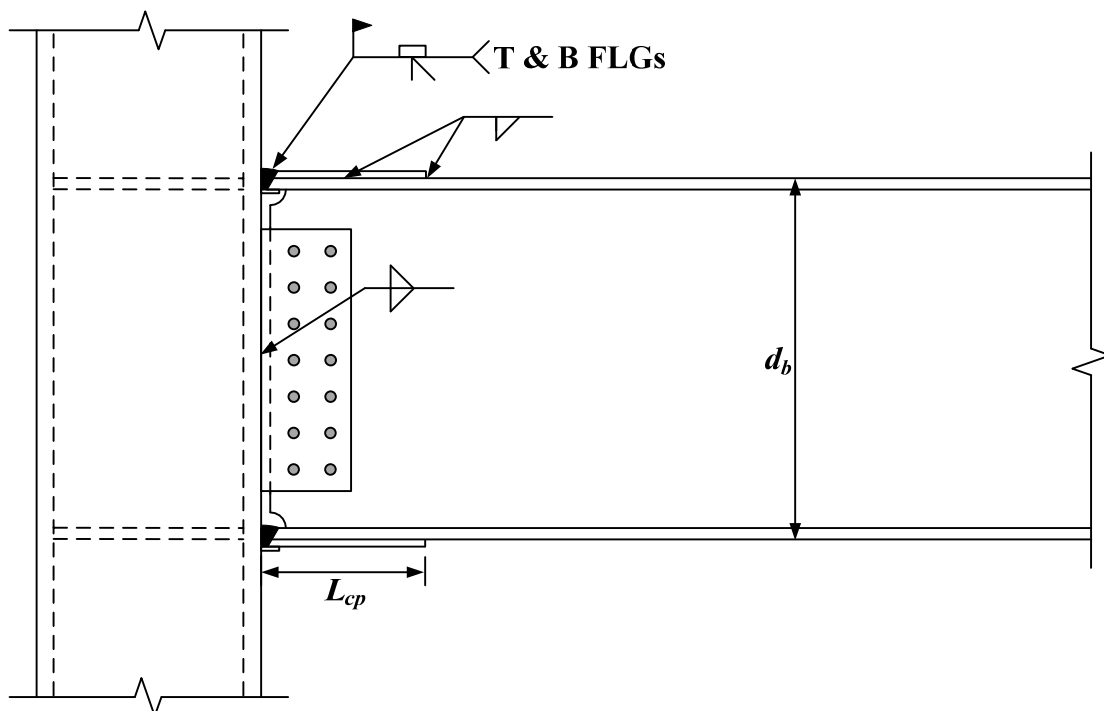
對於梁翼蓋板增強型梁柱接合，於設計時 $\alpha$ 值建議可取 1.0，可獲得經濟之補強設計。相關研究結果(林克強及莊勝智，2010)證實，當 $\alpha$ 值取 1.0 時，其塑鉸處能充分發展塑鉸強度，提供良好的變形能力。

### 注意事項

1. 為避免補強蓋板與梁翼板間之填角銲銲道發生開裂，建議其填角銲銲道在沿梁構件軸向方向之剪力強度，應至少能提供蓋板與柱面正交接合斷面之拉力強度需求，且補強蓋板與梁翼板間填角銲銲道應對稱配置並連續為之。
2. 經許多驗證合格梁柱接合之試驗成果顯示，本梁柱接合建議梁上下翼板之現場全滲透銲電銲背墊板建議可不必移除，但該銲道在兩端起迄弧板處因銲道品質較不穩定，故仍建議移除並磨平。
3. 補強蓋板之平面形狀應採用符合梁彎矩需求梯度為宜，故對耐震設計的目的而言，補強蓋板之橫斷面應從柱面的最大面積往梁中央逐漸減少，同時也建議，在無特殊需求下，避免採用在預期發展塑鉸處斷面突然變化之補強蓋板形狀(如矩形形狀之補強蓋板)，而引致超乎預期的應力集中效應，甚至導致接合在未達變形要求下過早發生破壞。



**Details of top beam flange**



**Details of bottom beam flange**

① 蓋板建議尺寸如下:

- $0.35d_b \leq L_{cp} \leq 0.7d_b$ 。
- $b_{cp} \leq 0.3b_{bf}$ 。

其中， $L_{cp}$  為蓋板長度， $b_{cp}$  為蓋板末端寬度。

圖 4.4.3 箱型柱梁翼蓋板增強型接合參考圖

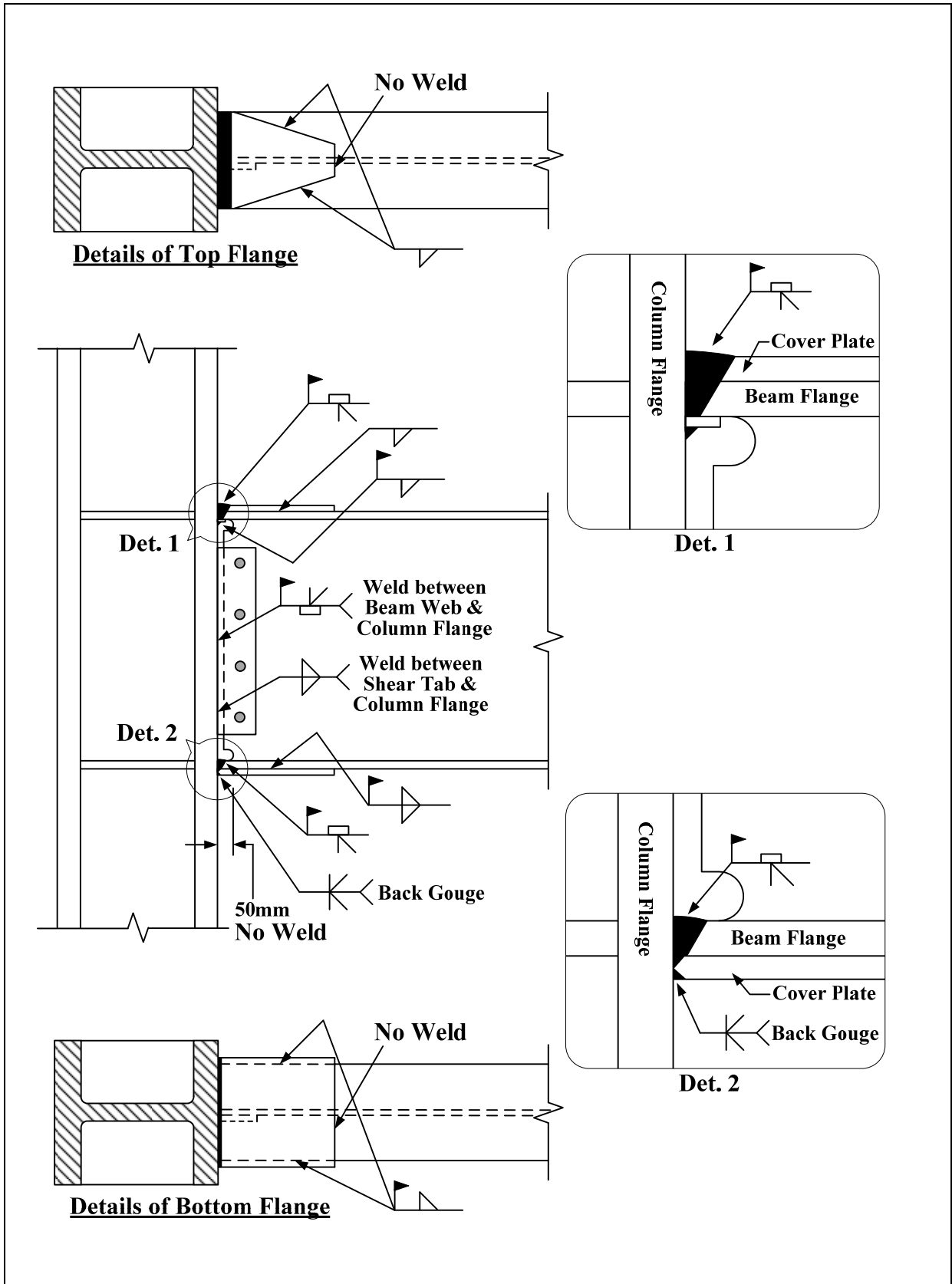


圖 4.4.4 H 型柱梁翼蓋板增強型接合參考圖

表 4.4.1 梁翼蓋板增強型接合限制條件與性能參考表

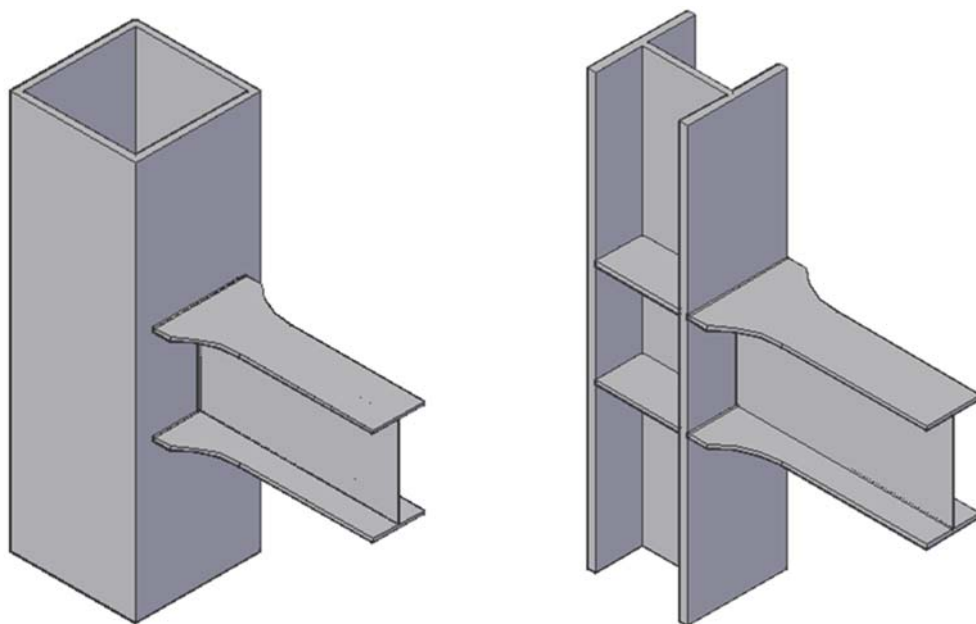
梁翼蓋板增強型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	SN490B	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BH	RH(W36x150)
	淨跨深比	9	7
	梁深/梁寬/翼厚	800/300/25 mm	912/305/24 mm
柱構件條件	材質	SN490B	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BOX	RH(W14x455)
	柱高	4000	3455
	柱深/翼厚	750/28 mm	483/82 mm
接合細節條件	工廠或現場製作接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP	CJP
	梁腹接合型式	栓接	銲接
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	其他型式，詳如圖 4.4.4
	連續板或橫隔板銲接型式	ESW	CJP
	連續板或橫隔板厚度	25 mm	25 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	28x2/0 mm	51/0 mm
接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.0**
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥ 3% radian	≥ 3% radian <sup>#</sup>
	最大層間位移角容量	≥ 4% radian	≥ 4% radian <sup>#</sup>
	塑性區應變硬化	1.25	unknown
<p><b>備註</b></p> <p>* 依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。 ** 依公式(2.3.6)檢核(美國規範)。</p> <p><sup>#</sup>符合下述文獻 c 之變形能力</p> <p><b>參考文獻</b></p> <p><sup>a</sup> 鄭元良、李台光、蔡克銓、汪家銘、林克強、莊勝智 (2011), 「鋼骨梁柱接頭橫隔板耐震性能研究」, 內政部建築研究所委託研究報告。</p> <p><sup>b</sup> Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations," <i>Engineering Structures</i>, 20(4-6), pp. 510-520.</p> <p><sup>c</sup> AISC (2010b), <i>Seismic Provisions for Structural Steel Buildings</i>, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.</p>			

## 4.4.2 梁擴翼板增強型接合

### 接合背景

就提升梁柱接合處附近梁斷面強軸彎矩強度，使得梁塑鉸遠離柱面的觀點而言，增加梁翼板斷面積為最直接有效的方法之一。梁擴翼板增強型接合即利用增加梁翼板寬度以增加梁構件斷面彎矩容量。採用此方法補強之梁柱接合，在梁構件從柱面起選擇一補強段，在此補強段額外增加梁翼板寬度，梁翼板所增加之寬度尺寸可依地震力之彎矩需求設計，以達到降低柱面應力需求，迫使梁塑鉸遠離柱面之強度設計原則。本節介紹兩類擴翼板增強型接合，一類為切割型擴翼板，另一類為銲接型擴翼板，並在此分別命名為切割擴翼板增強型梁柱接合與銲接擴翼板增強型梁柱接合，如圖 4.4.5 與圖 4.4.6 所示，主要差異是在梁擴翼板之製作方式與形狀不同，前者擴翼板以較大面積之鋼板切割而得，後者擴翼板則在原梁構件翼板寬度方向兩側各額外增銲鋼板。在採用切割型擴翼板之梁柱接合中，文獻 (Chen *et al.*, 2006; Chen and Lin, 2013) 稱擴翼板增強部份為 widened flange，在擴翼部份由一平行段與圓弧曲線段組成，詳圖 4.4.5。在採用銲接型擴翼板之梁柱接合中，相關文獻 (Tsai and Lin, 1992) 稱此擴翼增強銲接鋼板為 wing plate，該文獻中擴翼增強部份採用直線轉換，詳圖 4.4.6。從施工性的角度而言，切割型擴翼板較適用於組型式 (built-up) 鋼梁，為考慮節省鋼材使用量，較適合工廠銲接組式之拱頭式接合。銲接式擴翼板可容易以鋼板銲接製作而成，因此適用組型式熱軋型 (hot-rolled) 鋼梁斷面，同時也適用現場銲接接合或工廠銲接之拱頭式接合。就力學行為而言，與切割型完整鋼板之擴翼板比較，銲接型擴翼板因在梁翼兩側與補強翼板間由銲接接合，在銲接接合處與補強翼板終點處將分別造成銲接殘留應力與形狀變化，造成應力集中之效應，若銲接細節與補強翼板形狀設計不當，將提高破壞性之可能性；而切割型擴翼板之耗材損耗較遠高於銲接型擴翼板，故以重量計價之商業模式中，採用切割型擴翼板之梁柱接合成本一般較為昂貴。在比較梁擴翼板增強型與梁翼蓋板增強型梁柱接合時，此兩者均利用補強翼板彎矩強度之手段，達到「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求」之目的，

並均可獲得可觀的非線性變形容量，而梁擴翼增強型梁柱接合，在梁翼板與柱翼板銲接接合所耗費之銲接量較少，但擴翼板的幾何特性對建築設備常配置於柱邊所需之管道間的空間影響較大。



(a)與箱型柱接合

(b)與 H 型柱接合

圖 4.4.5 切割擴翼板增強型梁柱接合示意圖

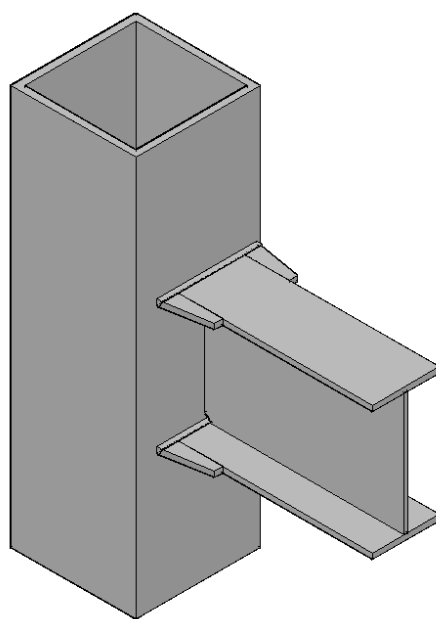


圖 4.4.6 銲接擴翼板增強型梁柱接合示意圖

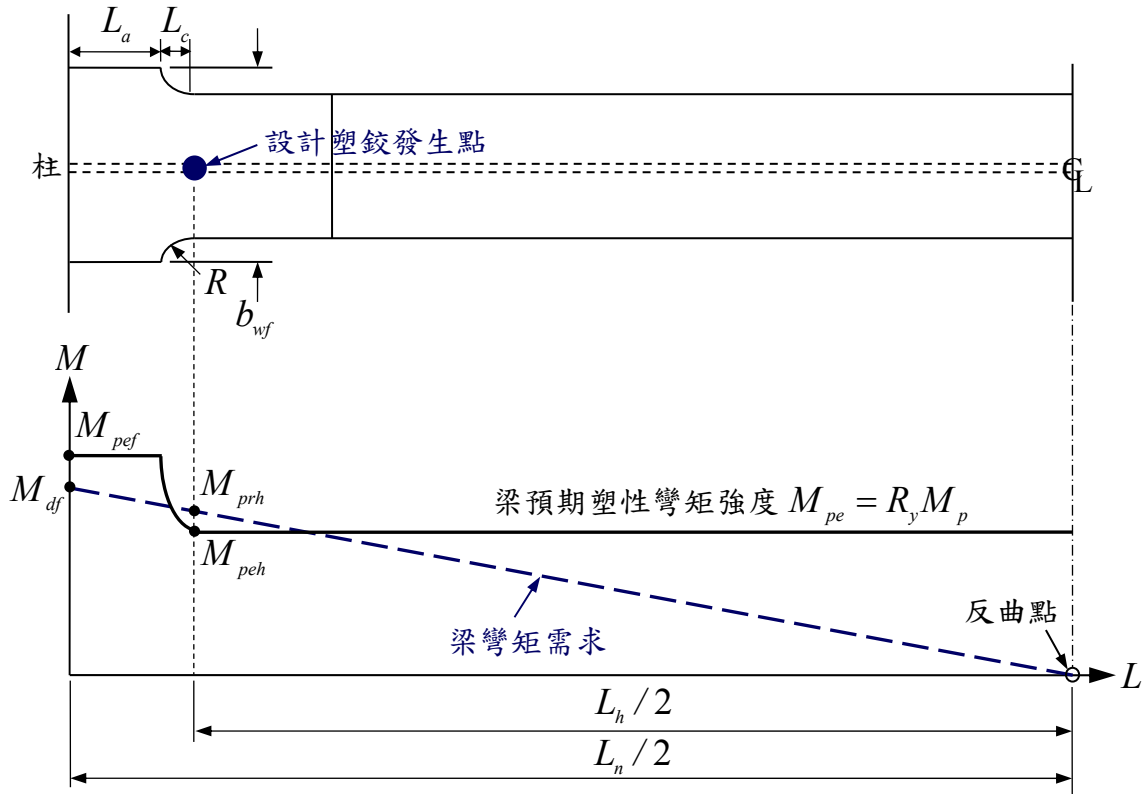


圖 4.4.7 梁擴翼板增強型接合設計原理

### 設計原理

梁擴翼板增強型接合為利用增加靠近柱面之梁翼擴翼面積提升其彎矩強度容量，避免梁塑鉸發生於梁構件產生最大彎矩需求之柱面處，如圖 4.4.7 所示，在考慮鋼材料之變異性下，其不含擴翼板部份之梁構件預期塑性彎矩強度  $M_{pe} = R_y M_p$ ，其中  $R_y$  為材料超強因子， $M_p$  為梁標稱塑性彎矩強度。由彎矩強度之能力設計(capacity design)觀點而言，在塑鉸處可能發展含應變硬化效應(strain-hardening effect)之真實估計塑性彎矩強度  $M_{prh}$  為：

$$M_{prh} = C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.1)$$

其中：

$C_{pr}$  = 應變硬化因子。

$R_y$  = 材料超強因子。

$M_p$  = 梁標稱塑性彎矩強度。

利用線性分布之梁彎矩需求，可推得柱面處之梁彎矩需求為：

$$M_{df} = \left(\frac{L_n}{L_h}\right)M_{prh} = \left(\frac{L_n}{L_h}\right)C_{pr}R_yM_p \quad (4.4.2)$$

其中：

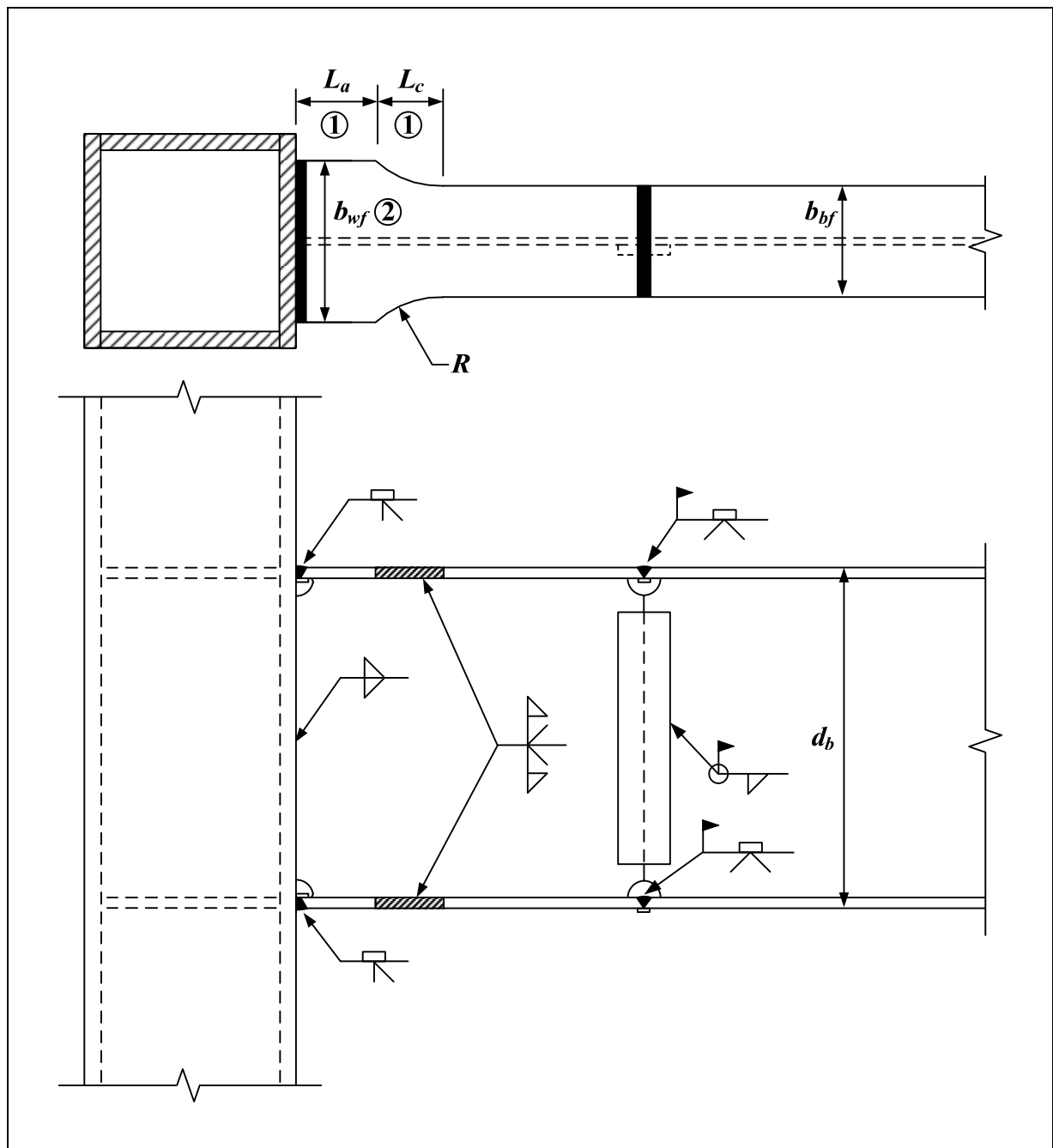
$L_n$  = 梁淨跨度。

$L_h$  = 梁兩端塑鉸間之距離。

因此在此能力設計原理下，可定義梁在柱面處考慮塑鉸發生應變硬化效應後，其柱面處之梁需求彎矩  $M_{df}$  與預期彎矩容量  $M_{pef}$  之比值為  $\alpha$ ，預期彎矩容量  $M_{pef}$  如下式所式：

$$M_{pef} = \frac{M_{df}}{\alpha} = \frac{C_{pr}}{\alpha} \frac{L_n}{L_h} R_y M_{ph} \quad (4.4.3)$$

當  $\alpha$  值愈小，表示梁在柱面接合處發生之應力愈低，破壞機率也相對較小，文獻(Chen *et al.*, 2006；林克強及莊勝智，2010; Chen and Lin, 2013)建議，梁擴翼增強型梁柱接合於設計時， $\alpha$  最大值可取 1.0。

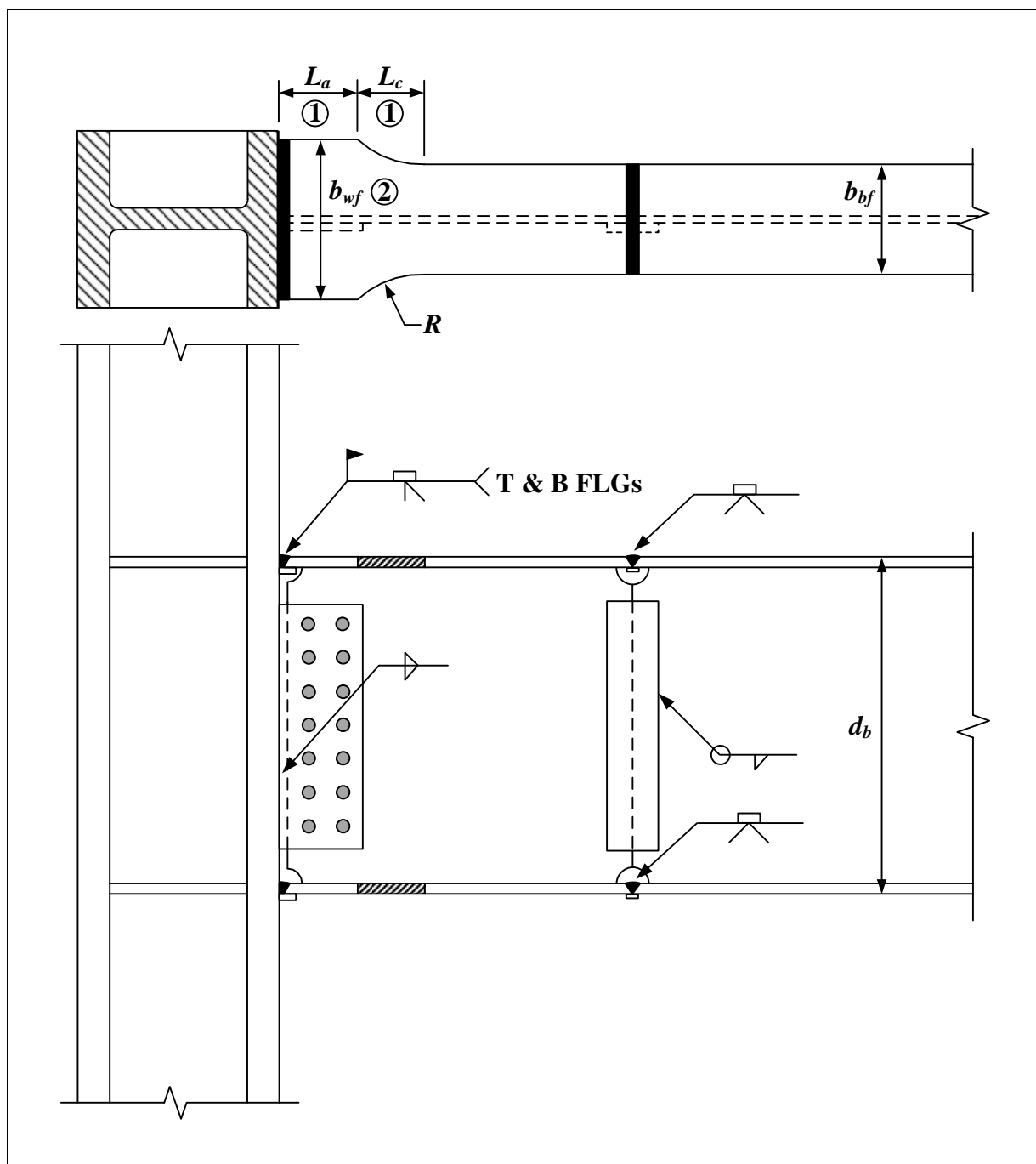


①切割擴翼板建議尺寸如下:

- $L_a = 0.5b_{bf} \sim 0.8b_{bf}$  °
- $L_c = 0.3d_b \sim 0.45d_b$  °

其中， $b_{bf}$  為梁翼板寬度； $d_b$  為梁斷面深度； $L_c$  為一平滑轉換段長度，此轉換段邊緣可以為弧線，也可以為弧線與直線的組合。

圖 4.4.8 箱型柱梁切割擴翼板增強型接合參考圖



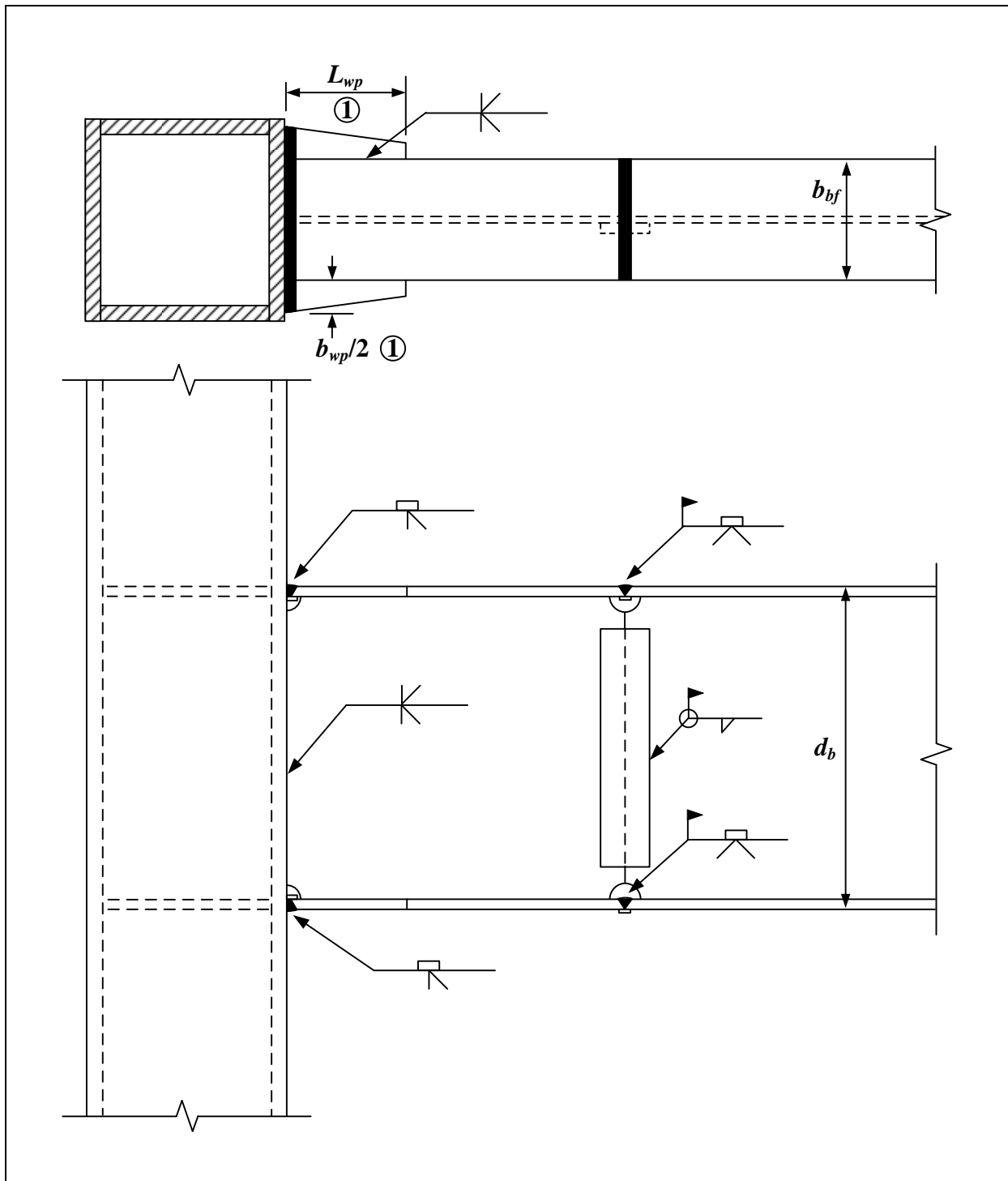
①切割擴翼板建議尺寸如下:

- $L_a = 0.5b_{bf} \sim 0.8b_{bf}$ 。

- $L_c = 0.3d_b \sim 0.45d_b$ 。

其中， $b_{bf}$  為梁翼板寬度， $d_b$  為梁斷面深度， $L_c$  為一平滑轉換段長度，此轉換段邊緣可以為弧線，也可以為弧線與直線的組合。

圖 4.4.9 H 型柱梁切割擴翼板增強型接合參考圖



① 梁銲接擴翼板建議尺寸如下:

- $L_{wp} = 0.3d_b \sim 0.5d_b$ 。
- $b_{wp} \leq 0.3b_{bf}$ 。

其中， $L_{wp}$  為擴翼板長度， $b_{wp}$  為梁翼兩側擴翼板於柱面處之總寬度。

圖 4.4.10 箱型柱梁銲接擴翼板增強型接合參考圖

表 4.4.2 梁切割擴翼板增強型接合限制條件與性能參考表

梁切割擴翼板增強型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	拱頭 BH，續接梁 RH	拱頭 BH，續接梁 RH
	淨跨深比	10	10
	梁深/梁寬/翼厚	700/300/24 mm	700/300/24 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BOX	BH
	柱高	3000	3000
	柱深/翼厚	550/28 mm	550/40 mm
接合細節條件	工廠或現場製作接合	拱頭工廠製作，續接梁現場製作	拱頭與續接梁工廠製作，全梁與柱現場製作
	梁翼銲接型式	CJP	CJP
	梁腹接合型式	填角銲	栓接(拱頭)
	梁腹板扇形開孔	雙圓弧	雙圓弧
	連續板或橫隔板銲接型式	ESW	CJP
	連續板或橫隔板厚度	24 mm	24 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	28x2/0 mm	30/0 mm
接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.25*
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥ 3% radian	≥ 3% radian
	最大層間位移角容量	≥ 4% radian	≥ 4% radian
	塑性區應變硬化	1.15	1.16
<p><b>備註</b></p> <p>*依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b></p> <p><sup>a</sup> Chen, C.C., Lin, C.C. and Lin, C.H. (2006), "Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames", <i>Journal of Constructional Steel Research</i>, 62(8), 793-801.</p> <p><sup>b</sup> Chen, C.C. and Lin, C.C. (2013), "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges," <i>Engineering Structures</i>. 48, 588-601.</p> <p><sup>c</sup> 李智民 (2006), 「H 型鋼柱接擴翼鋼梁抗彎接頭之耐震行為與設計」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直教授指導。</p>			

表 4.4.3 梁銲接擴翼板增強型接合限制條件與性能參考表

梁銲接擴翼板增強型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>d</sup>	H 型柱接合
梁構件條件	材質	A36	-
	斷面組合型式	BH	-
	淨跨深比	12	-
	梁深/梁寬/翼厚	800/400/32 mm	-
柱構件條件	材質	SN490B	-
	斷面組合型式	BOX	-
	柱高	4000	-
	柱深/翼厚	700/30 mm	-
接合細節條件	工廠或現場製作接合	拱頭工廠製作，續接梁現場製作	-
	梁翼銲接型式	CJP	-
	梁腹接合型式	雙邊開槽 CJP	-
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	-
	連續板或橫隔板銲接型式	ESW	-
	連續板或橫隔板厚度	32 mm	-
	交會區腹板/疊合板厚度	30x2/0 mm	-
接合強度條件	內柱或外柱	外柱	-
	交會區剪力需求容量比	<1.0	-
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	-
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥ 3% radian	-
	最大層間位移角容量	≥ 4% radian	-
	塑性區應變硬化	1.30	-
<p><b>備註</b>                      *依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b>  <sup>d</sup> 林克強、莊勝智、林志翰 (2013a), 「拱頭式鋼骨抗彎梁柱接合耐震性能研究」國家地震工程研究中心, 研究報告 NCREE-13-018。</p>			

### 4.4.3 加長單肋板增強型接合

#### 接合背景

傳統梁腹栓接、梁翼銲接(bolted web-welded flange, BWWF)之梁柱接合，在實驗室以反覆逐漸增大之載重作用下，經常發現梁翼板在梁腹銲接扇形開孔(weld access holes)附近發生破壞，其原因為梁翼板在梁柱接合處附近，因梁腹傳統1/4圓銲接扇形開孔造成較高之應力集中效應所致。因此改善梁腹銲接扇形開孔附近梁翼板之應力集中效應，為研發韌性梁柱接合最重要的手段之一。

北嶺地震後，雙肋板補強接合為 SAC (SEAOC, ATC, and CUREe) (SAC, 1995)所建議符合變形要求之耐震梁柱接合之一。雙肋板補強型梁柱接合是在梁上下翼板外緣各加銲兩塊三角形垂直加勁板，以提升梁斷面彎矩強度，將梁預期塑鉸移出柱面至肋板補強末端，使肋板末端之梁區域成為消散地震能量之主要位置。另外，Anderson and Duan (Anderson and Duan, 1998)採用單肋板型式之增強接合，是在梁上下翼板沿梁中心各加銲一塊三角形肋板，其設計理念與雙肋板相同。對於 H 型柱之強軸梁柱接合而言，雙肋板所在之位置無法對應至梁腹板或柱腹板，而單肋板可配置與梁腹板及柱腹板於同一平面，因此採用單肋板增強之梁柱接合較採用雙肋板補強者，可更順利將補強肋板之彎矩傳入柱構件中，且可更有效地改善梁翼在銲接扇形開孔附近之顯著應力集中問題。儘管單肋板增強型梁柱接合具有良好的力量傳遞機制，其補強肋板除了可有效降低梁構件在柱面處之應力外，亦可減緩梁翼板因梁腹銲接扇形開孔所引入之應力集中效應，但在肋板末端之梁翼板處也將產生可觀的集中應力，因此梁構件臨界斷面可能轉移至非預期之肋板末端上，而在此發生未達預期塑性變形之翼板破壞。加長單肋板增強型梁柱接合是將三角形垂直單肋板之末端延長，使加長肋板末端之梁彎矩需求-容量比(demand to capacity ratio, DCR)降低至一定比例。加長單肋板增強型由三部分組成，包括最大補強段、圓弧段及延長段，如圖 4.4.11 與圖 4.4.12 所示。與直線設計之三角形單肋板比較，多了延長段與圓弧段之設計。此三段之設計特點與理念如下：

- (1) 該加長補強單肋板接於柱面處乃一最大補強段，故其具有傳統肋板之優點，即梁柱接面處之應力可有效地降低。
- (2) 在最大補強段末端以一圓弧緩降連接至延長段，圓弧緩降目的乃為使梁翼板上之力量能平順地由圓弧段傳遞進入最大補強區內，最終傳入柱內。
- (3) 最大補強段之圓弧末端接一補強量不高之延長段，以降低梁翼於肋板末端應力集中現象，使塑鉸順利產生於圓弧段之末端，詳圖 4.4.12。
- (4) 延長段具有適當之長度，且其補強量較最大補強段小了許多，此乃為了使梁於延長段內更降低其彎矩需求-容量比之 DCR 值。

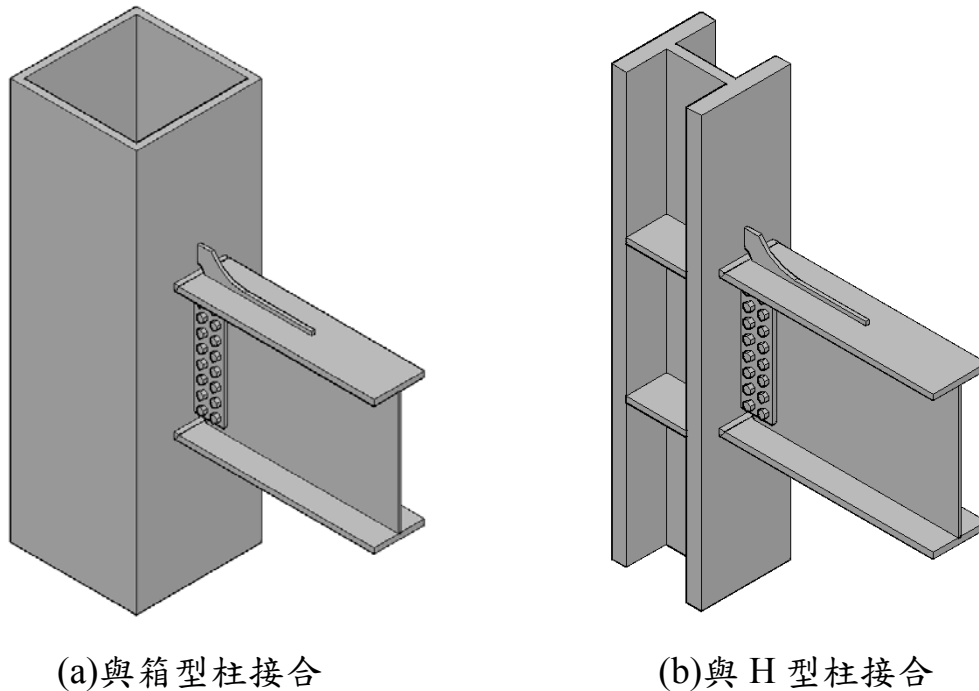


圖 4.4.11 加長單肋板增強型接合示意圖

### 設計原理

考慮梁受水平地震力時，其彎矩需求與梁之彎矩容量之關係如圖4.4.12所示，梁柱接面處將有最大之彎矩需求。加長單肋板設計主要考量梁柱接面處肋板最大補強量、延長段之補強量、及延長段長度等三項，其對應之設計參數分別為肋板最大補強量係數 $\alpha$ (在柱面處梁最大需求彎矩 $M_{df}$ 與預

期塑性彎矩強度  $M_{pef}$  之比值,  $M_{df}/M_{pef}$  )、延長段之補強量係數  $\rho$ 、及延長段長度係數  $\omega$ (依公式(4.4.7)定義)。詳細說明如下：

- (1) 根據文獻(陳誠直等, 2003)之建議延長段之補強量係數  $\rho$  取1.05, 依此決定塑鉸區之梁預期塑性彎矩, 即梁與肋板延長段之彎矩容量  $\rho R_y M_p$ , 其中  $R_y$  為材料超強因子,  $M_p$  為梁標稱塑性彎矩強度。已知梁與肋板延長段之彎矩容量後, 可決定肋板延長段之斷面。

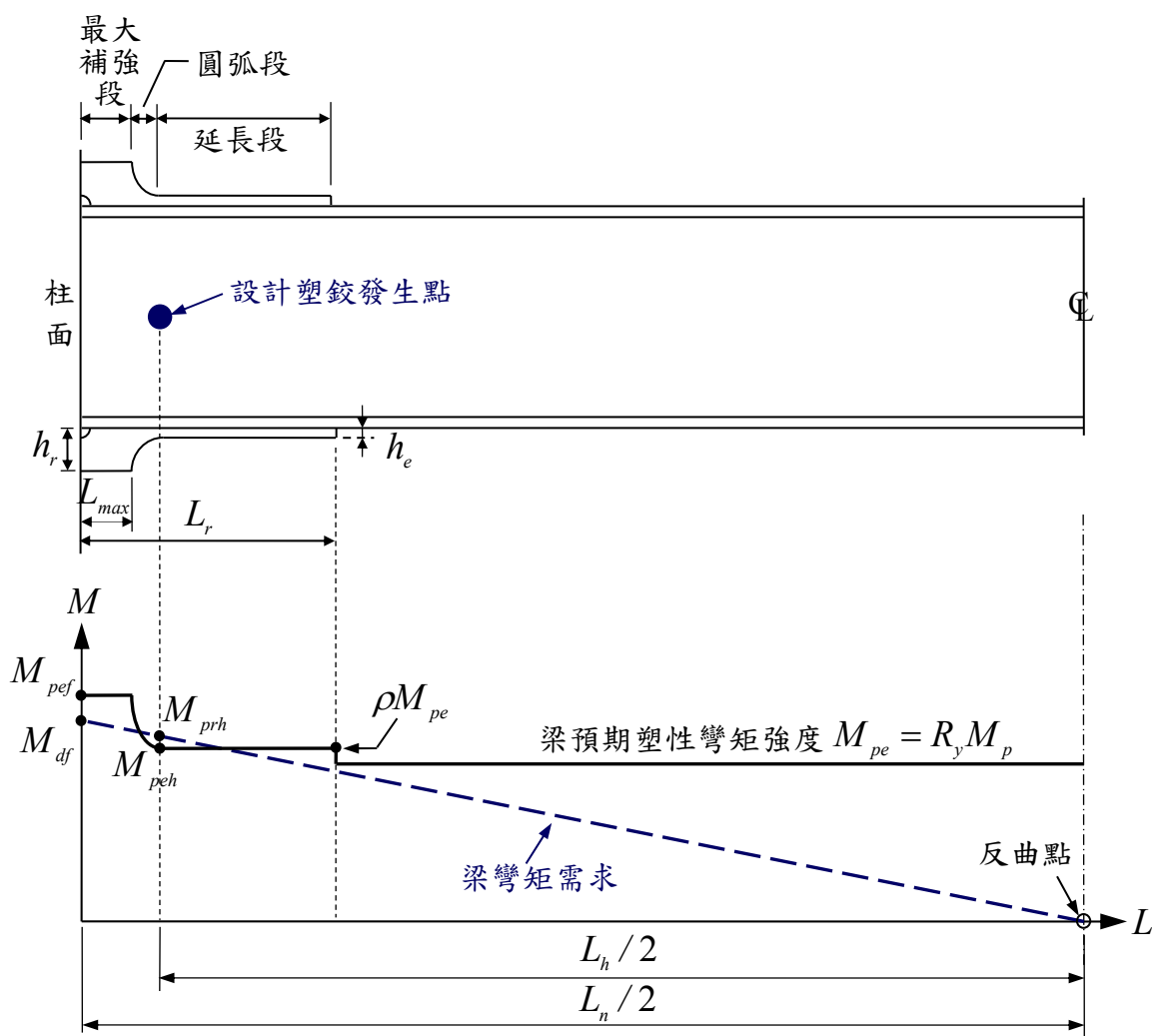


圖 4.4.12 加長單肋板增強型接合設計原理

- (2) 對於加長單肋板增強型接合而言, 在柱面處之梁彎矩需求由下式求得：

$$M_{df} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) M_{prh} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) C_{pr} R_y \rho M_p \quad (4.4.5)$$

其中：

$M_{prh}$  = 真實估計塑性彎矩強度 =  $C_{pr}R_y\rho M_p$ 。

$L_n$  = 梁淨跨度。

$L_h$  = 梁塑鉸間之距離。

$C_{pr}$  = 應變硬化因子。

$R_y$  = 材料超強因子。

$\rho$  = 延長段之補強量係數

$M_p$  = 梁標稱塑性彎矩強度。

柱面處之補強後之預期塑性彎矩強度  $M_{pef}$  可依下式計算求得：

$$M_{pef} = \frac{M_{df}}{\alpha} = \frac{\rho}{\alpha} \left( \frac{L_n}{L_h} \right) C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.6)$$

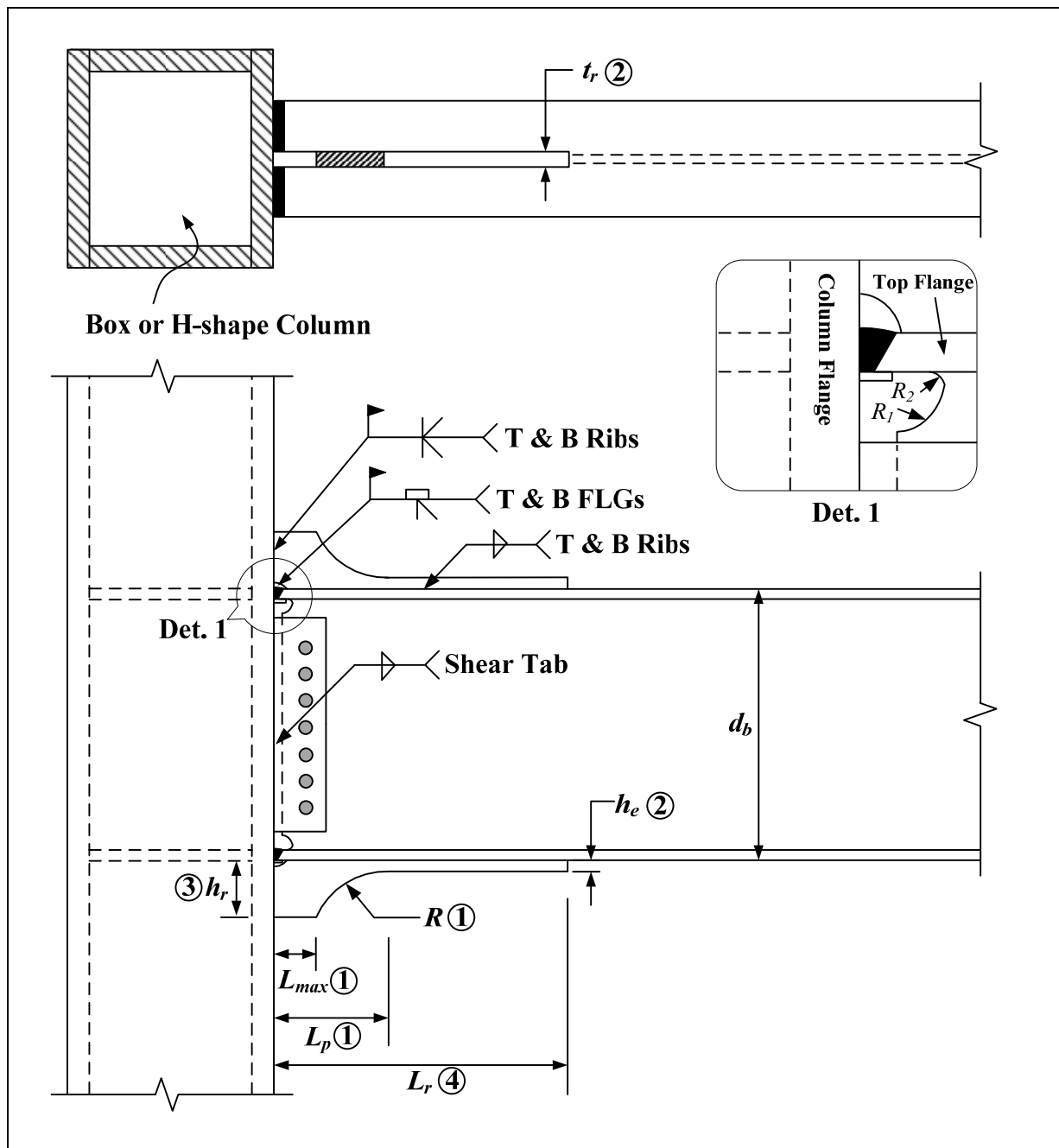
當參數  $\alpha$  愈小，則柱面處之梁預期塑性彎矩強度  $M_{pef}$  亦愈大，意即柱面處肋板之補強量需增大，因此可調整  $\alpha$  值以決定補強量，對於增強型接合， $\alpha$  值可取 1.0 進行補強量之設計。

- (3) 根據文獻(陳誠直等，2003)之研究成果建議延長段長度係數  $\omega$  值取 1.1，依此可求得肋板總長度  $L_r$ ：

$$R_y M_p = \omega \left[ \frac{\frac{L_n}{2} - L_r}{\frac{L_h}{2}} \right] \rho R_y M_p \quad (4.4.7)$$

$$L_r = \left( \frac{L_n}{2} - \frac{L_h}{2\omega\rho} \right) \quad (4.4.8)$$

當參數  $\omega$  愈大，則肋板末端之安全係數亦相對的提高，計算所得之肋板長度亦隨之增加。



加長單肋板建議尺寸如下:

- ①  $L_p$  取 200mm 與  $d_b/3$  之大值， $L_{max}$  取 80mm 與  $L_p/3$  之大值， $R = L_p$ ，其中  $L_p$  為單肋板之最大補強段至圓弧段之長度， $L_{max}$  為單肋板靠近柱面之平行段長度， $R$  為圓弧段之半徑， $d_b$  為梁斷面深度。
- ② 肋板延長斷面  $h_e \times t_r$  以梁斷面塑性彎矩容量增加 5% 計算之，可取  $t_r = h_e$ 。
- ③ 考慮樓板厚度，建議  $h_r \leq 125$  mm。
- ④  $L_r$  的計算依據肋板延長段末端處，梁斷面塑性彎矩容量與該處地震彎矩梯度需求之比值等於或大於 1.1。

圖 4.4.13 箱型柱與 H 型柱加長單肋板增強型接合參考圖

表 4.4.3 加長單肋板增強型接合限制條件與性能參考表

加長單肋板增強型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a</sup>	H 型柱接合 <sup>b</sup>
梁構件條件	材質	A572 Gr. 50	A36
	斷面組合型式	RH	RH
	淨跨深比	10	11
	梁深/梁寬/翼厚	700/300/24 mm	700/300/24 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BOX	BH
	柱高	3000 mm	3000 mm
	柱深/翼厚	550/35 mm	550/36 mm
接合細節條件	工廠或現場製作接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP	CJP
	梁腹接合型式	栓接	栓接
	梁腹板扇形開孔	雙圓弧	雙圓弧
	連續板或橫隔板銲接型式	ESW	填角銲
	連續板或橫隔板厚度	25 mm	24 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	35x2/0 mm	30/0 mm
接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.25*
強度與變形能力	最大塑性轉角容量	≥3% radian	≥3% radian
	最大層間位移角容量	≥4% radian	≥4% radian
	塑性區應變硬化	1.24	1.19
<p><b>備註</b>                      *依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b>  <sup>a</sup> Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L. (2004), "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns," <i>Engineering Structures</i>, 26(13), pp. 1889-1904.  <sup>b</sup> 陳誠直、呂正安、王亭復 (2003), 「以加長型單肋板提昇鋼構造梁柱接頭之耐震性能」, 結構工程, 第十八卷, 第三期, 19-34 頁。</p>			

#### 4.4.4 梁翼內側板或加勁板增強型接合

##### 接合背景

於美國北嶺地震發生後，世界各地研究者研發許多強度增強型之梁柱接合，該強度增強型之梁柱接合，普遍於梁之上、下翼板外側加裝各種不同型式的鋼板，如本設計手冊第 4.4.1 節至第 4.4.3 節所介紹之梁柱接合型式。若欲對既有鋼構造建築物進行補強，或其梁柱接合於施工完成後需進行強度提升時，採用梁上、下翼板外側銲接鋼板之補強方式，或翼板進行切削之減弱方式(如第 4.3 節)，以提升接合之變形能力者，需將現有建築物結構之 RC 樓板打除，方可進行鋼梁之上翼板補強或進行梁翼切削，其施工難度相對提高。有鑑於此，為克服上述之補強施工困難，將梁之上下翼板外側之補強鋼板移至兩梁翼板內側，提高補強施工之便利性(周中哲及饒智凱，2008；周中哲等，2010、2012)。前述文獻中將梁翼內側之補強板分為兩類，分別為梁翼內側板(side plates)，如圖 4.4.14(a)所示，與梁翼內加勁板(side stiffeners)，如圖 4.4.14(b)所示，其中梁翼內側板是指在梁翼內緣單側採用單一加勁板，梁翼內加勁板是指在梁翼內緣單側採用兩片加勁板。對於新建工程而言，此兩型式接合歸屬於增強型梁柱接合。

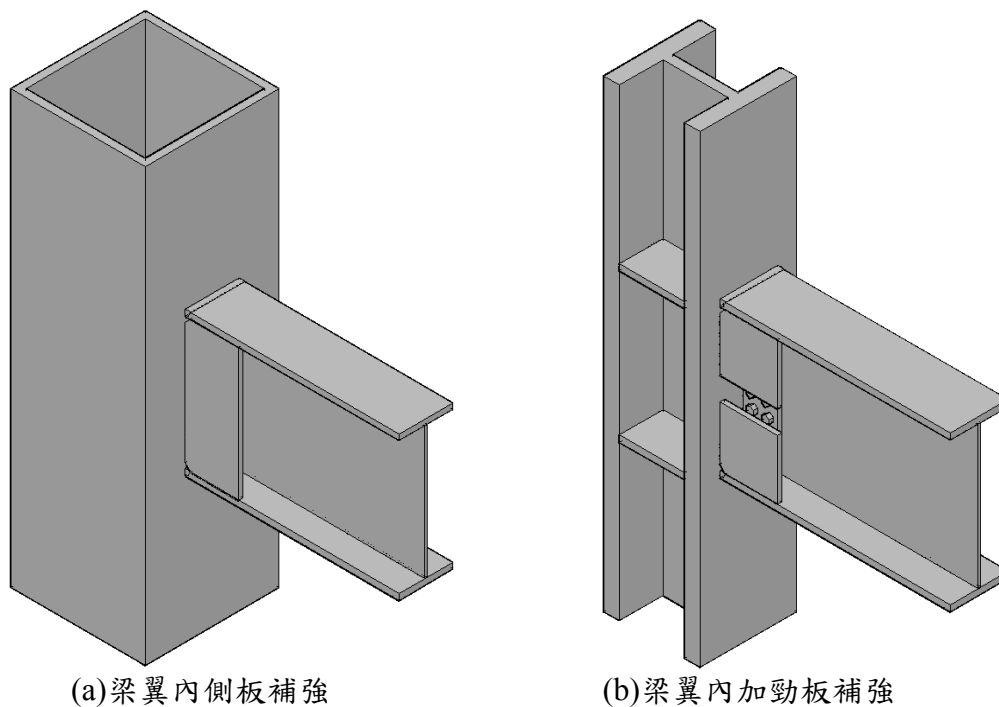


圖 4.4.14 梁翼內側板或加勁板增強型接合示意圖

## 設計原理

梁翼內側板或加勁板梁柱接合，在考慮受水平地震力作用下，其彎矩需求與彎矩強度關係如圖4.4.15所示。依據文獻(周中哲及饒智凱，2008；周中哲等，2010、2012)建議，此接合之梁塑鉸位置預期發生在距加勁板末端 $d_b/4$ 之位置(即加勁板長度 $L_s$ 加上 $d_b/4$ )，如圖4.4.15所示，在塑鉸處之真實估計塑性彎矩需求為：

$$M_{prh} = C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.1)$$

其中：

$C_{pr}$  = 應變硬化因子。

$R_y$  = 材料超強因子。

$M_p$  = 梁標稱塑性彎矩強度。

依此塑鉸處發展之彎矩需求，與線性之需求彎矩梯度假設下，可推得柱面處之需求彎矩 $M_{df}$ 如下

$$M_{df} = \left( \frac{L_n}{L_h} \right) C_{pr} R_y M_p \quad (4.4.2)$$

其中：

$L_n$  = 梁淨跨度。

$L_h$  = 梁塑鉸間之距離， $L_h/2 = L_n/2 - (L_s + d_b/4)$ 。

$e$  = 塑鉸位置距柱面之長度， $e = (d_b/4)$ 。

$d_b$  = 梁深。

另定義 $\alpha$ 為柱面處需求彎矩 $M_{df}$ 與該處斷面預期塑性彎矩強度 $M_{pef}$ 之比值( $\alpha = M_{df}/M_{pef}$ )，當 $\alpha$ 愈小，則由梁翼內側板或加勁板所提供之彎矩強度亦愈大，理論上破壞機率亦相對較小。一般而言， $\alpha$ 值可建議採用0.85至1.0之間，對於強度增強型接合， $\alpha$ 值可建議採用1.0，以獲得成本經濟之梁柱接合，並從過去相關研究成果也顯示， $\alpha$ 值取1.0設計，亦能提供符合規範耐震梁柱接合之非線性變形需求。在柱面接合處之梁預期塑性彎矩強度

$M_{pef}$  應滿足下式要求

$$M_{pef} = \frac{M_{df}}{\alpha} = \frac{C_{pr}}{\alpha} \frac{L_n}{L_h} M_{ph} \quad (4.4.3)$$

在進行梁翼內側板或梁翼內加勁板之設計時，在柱面處增強後之預期彎矩強度應以  $M_{pef}$  為設計基礎，即

$$M_{pef} = R_y (M_{pb} + M_{ps}) \quad (4.4.9)$$

其中：

$M_{pb}$  = 梁原斷面之塑性彎矩強度 =  $Z_b F_y$

$M_{ps}$  = 梁翼內側板或加勁板之塑性彎矩強度，文獻(周中哲及饒智凱，2008；周中哲等，2010、2012)建議如下：

對於採用梁翼內側板接合者(單一側板)：

$$M_{ps} = Z_{s1} F_y = \frac{t_s}{4} (d_b - 2t_f)^2 F_y \quad (4.4.10)$$

對於採用梁翼內加勁板接合者(分離加勁板)：

$$M_{ps} = Z_{s2} F_y = 2 \left( 2\sqrt{\frac{1}{2}} - 1 \right) (d_b - 2t_f) d_s t_s F_y \quad (4.4.11)$$

$d_s$  = 梁翼內側板(=  $d_b - 2t_f$ )或加勁板深度。

$t_{bf}$  = 梁翼板厚度。

$t_s$  = 梁翼內側板或加勁板厚度。

$Z_{s1}$  = 採用單一側板之塑性斷面模數。

$Z_{s2}$  = 採用分離加勁板之塑性斷面模數。

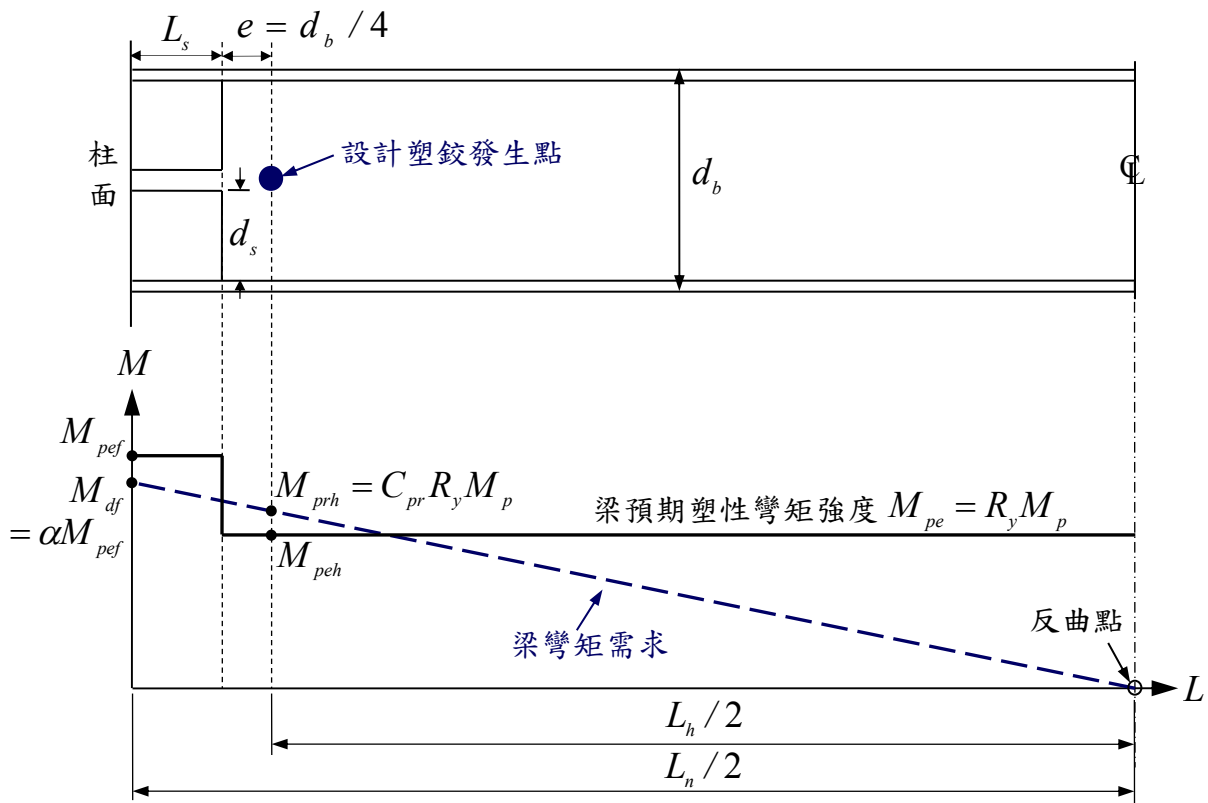
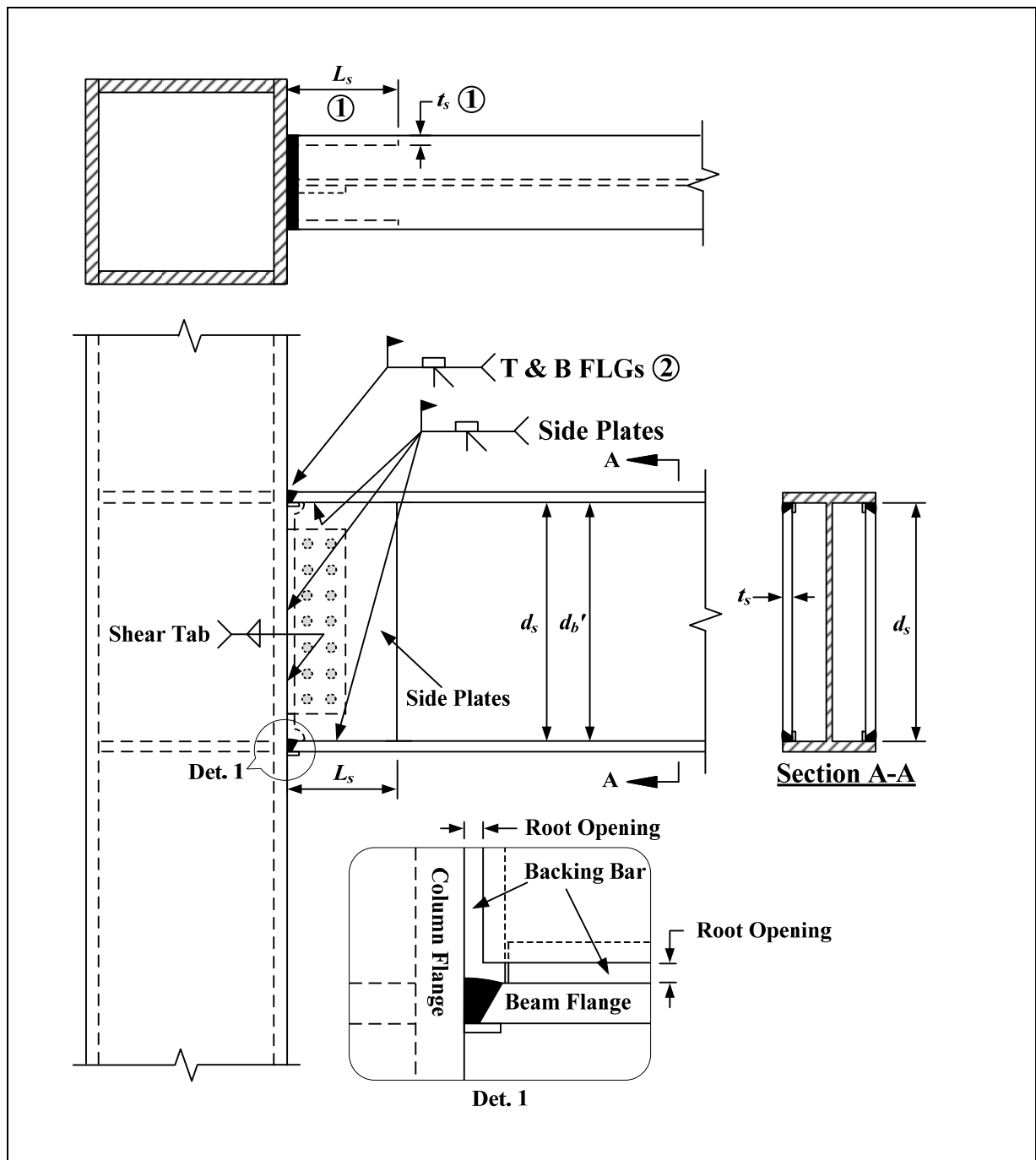


圖 4.4.15 梁翼內側板或加勁板增強型接合設計原理

### 注意事項

1. 梁翼內側板或加勁板與梁及柱接合之鉚道採用全滲透鉚接，側板或加勁板的細節，可參考相關文獻(周中哲及饒智凱，2008；周中哲等，2010、2012)之建議。
2. 梁翼內側板或加勁板之鉚接位置，應盡量靠近柱構件之腹板，此配置可縮短側板或加勁板力量傳遞至柱構件之路徑，當此路徑距離愈近，愈能提高側板或加勁板傳遞梁彎矩至柱構件的能力。前述文獻採用箱型柱構件之試驗研究，均將側板或加勁板放置梁翼兩側，且側板或加勁板之外緣與梁翼板外緣對齊。



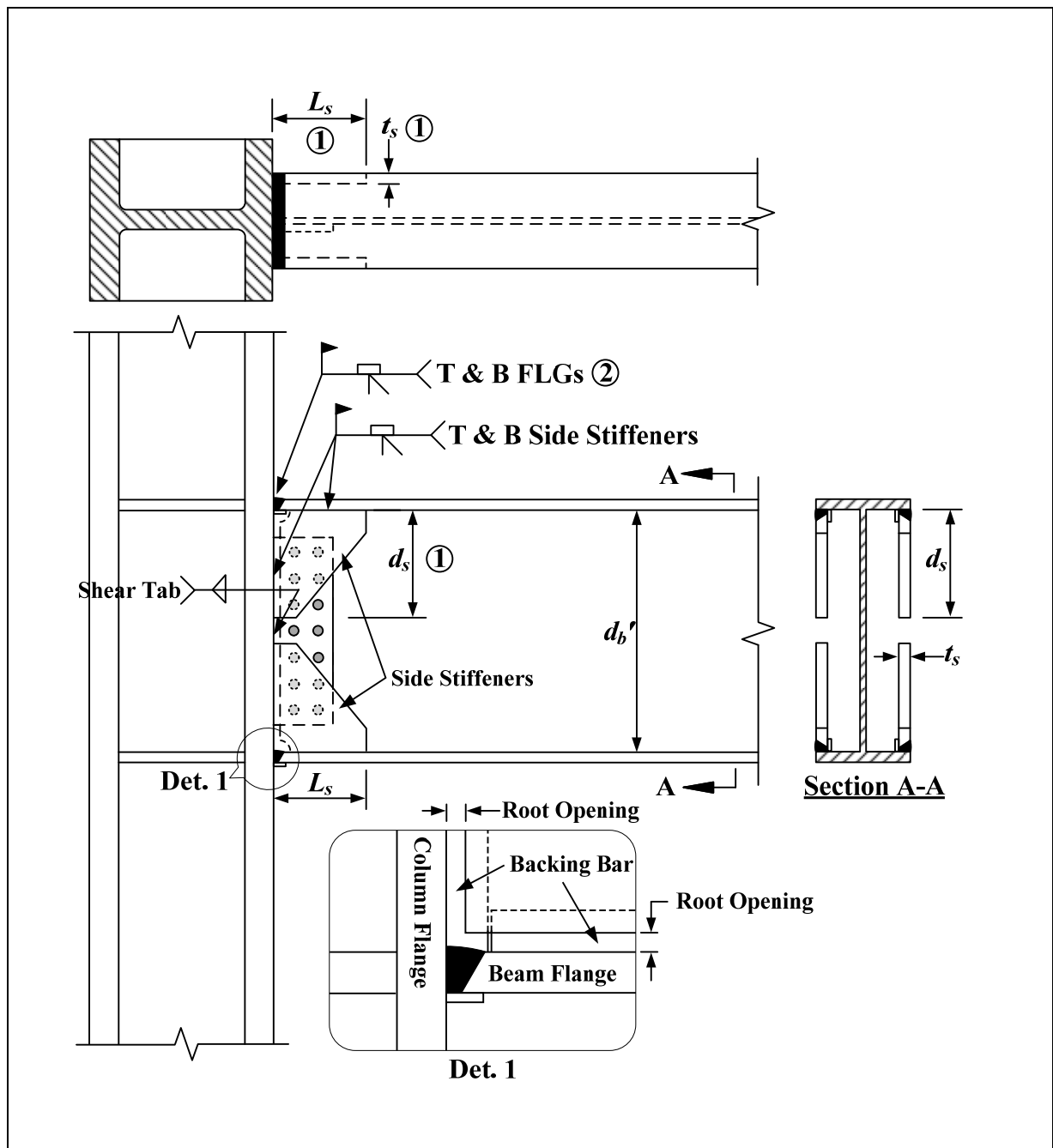
① 梁翼內側板建議尺寸如下：

- $t_s \geq 0.65t_{bf}$  。
- $L_s \geq 0.46d_b'$  。

其中， $t_s$  為內側板厚度， $t_{bf}$  為梁翼板厚度， $d_s$  為加勁板深度， $d_b'$  為梁淨深度， $L_s$  為加勁板長度。

② 背墊板可不需移除，不需進行背墊板與柱面間之填角銲接，同時，翼板兩側起迄弧板亦無需切除。

圖 4.4.16 梁翼內側板增強型接合參考圖



① 梁翼內加勁板建議尺寸如下：

- $t_s \geq 0.7t_{bf}$  。
- $d_s = 0.3 \sim 0.5d_b'$  。
- $L_s \geq 0.77d_s$  。

其中， $t_s$  為加勁板厚度， $t_{bf}$  為梁翼板厚度， $d_s$  為加勁板深度， $d_b'$  為梁淨深度， $L_s$  為加勁板長度。

② 背墊板可不需移除，不需進行背墊板與柱面間之填角銲接，同時，翼板兩側起迄弧板亦無需切除。

圖 4.4.17 梁翼內加勁板增強型接合參考圖

表 4.4.4 梁翼內側板或加勁板增強型接合限制條件與性能參考表

梁翼內側板或加勁板增強型接合			
條件項目		箱型柱接合 <sup>a,b,c,d</sup>	H 型柱接合 <sup>e,f</sup>
梁構件條件	材質	A36	A36 或 A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BH	BH
	淨跨深比	10	11
	梁深/梁寬/翼厚	702/254/28 mm	702/254/28 mm
柱構件條件	材質	A572 Gr. 50	A572 Gr. 50
	斷面組合型式	BOX	RH
	柱高	3000 mm	4000 mm
	柱深/翼厚	550/35 mm	428/35 mm
接合細節條件	工廠或現場製作接合	現場製作	現場製作
	梁翼銲接型式	CJP (ER70S-G)	CJP (ER70S-G)
	梁腹接合型式	栓接	栓接
	梁腹板扇形開孔	1/4 圓	雙圓弧
	連續板或橫隔板銲接型式	unknown	CJP
	連續板或橫隔板厚度	30 mm	28 mm
	交會區腹板/疊合板厚度	35x2/0 mm	20/24 mm
接合強度條件	內柱或外柱	外柱	外柱
	交會區剪力需求容量比	<1.0	<1.0
	柱梁彎矩強度比	>1.25*	>1.25*
強度與變形性能	最大塑性轉角容量	≥3% radian	≥3% radian
	最大層間位移角容量	≥4% radian	≥4% radian
	塑性區應變硬化	1.5 (A36)	1.5 (A36)/1.25 (Gr.50)
<p><b>備註</b></p> <p>*依公式(2.2.5)檢核(台灣規範)。</p> <p><b>參考文獻</b></p> <p><sup>a</sup> 周中哲、饒智凱 (2008), 「鋼骨梁柱梁翼內側加勁板補強接頭耐震行為」, 結構工程, 第二十三卷, 第四期, 101-123 頁。</p> <p><sup>b</sup> 周中哲、蔡克銓、汪永宇、饒智凱 (2010), 「鋼造梁柱側板補強接頭耐震設計及行為」, 中國土木水利工程學刊, 第二十二卷, 第一期, 85-97 頁。</p> <p><sup>c</sup> Chou C.C., Jao, C.K. (2010). "Seismic Rehabilitation of Welded Steel Beam-to-box Column Connections Utilizing Internal Flange Stiffeners," <i>Earthquake Spectra</i>, 26(4), pp. 927-950.</p> <p><sup>d</sup> Chou, C.C., Tsai, K.C., Wang, Y.Y. and Jao, C.K. (2010), "Seismic Rehabilitation Performance of Steel Side Plate Moment Connections," <i>Earthquake Engineering &amp; Structural Dynamics</i>, 39(1), pp. 23-44.</p> <p><sup>e</sup> 周中哲、羅盛威、劉俊秀 (2012), 「翼型鋼柱與鋼梁內加勁接頭耐震設計與試驗分析」, 結構工程, 第二十七卷, 第四期, 51-69 頁。</p> <p><sup>f</sup> Chou, C.C., Lo, S.W. and Liou G.S. (2013), "Internal flange stiffened moment connections with low-damage capability under seismic loading," <i>Journal of Constructional Steel Research</i>, 87, pp. 38-47.</p>			



## 第5章 結論與建議

過去在許多地震事件破壞的慘痛教訓與代價、工程界的材料創新及施工技術改良、與學研界的耐震設計方法提升及梁柱接合變形需求確立等之反省檢討與共同努力下，鋼造建築抗彎構架系統，在耐震鋼材應用、設計觀念更新及施工細節要求、與梁柱接合多元研發等耐震技術上有顯著的進步。由於這些研發成果的支持，在過去的二、三十年中，抗彎構架系統在耐震設計規範發展上有相當程度的提升。特別在 1994 年美國北嶺地震對美國西岸鋼結構建築之梁柱接合造成嚴重破壞的衝擊後，全球相關領域研究人員紛紛投入抗彎構架系統之耐震設計研究，與各種耐震梁柱接合型式的研發，確立耐震抗彎構架系統梁柱接合之強度與變形耐震需求、與梁柱接合耐震性能之評估程序及其試驗驗證方法，並研發成功多種具有充分韌性容量之梁柱接合，其成果極為豐碩。

另外，本設計手冊之主要目的，是在收集符合台灣或美國規範耐震需求之各類銲接型抗彎梁柱接合，原則上挑選經試驗驗證符合規範變形容量需求之各類接合型式的最大規模試體者，分別摘錄試驗試體所採用之材質、構件斷面型式及製作方法、試體規模及接合細節、與梁柱接合試驗性能，並提供相關之接合與施工細節參考圖說，提供工程師實際執行梁柱接合設計工作之參考。梁柱接合之收錄依據下列原則為之：(1)發表於公開場合，可獲得相關試驗條件與成果者，(2)實尺寸試驗研究成果者，(3)強度及變形容量符合美國或台灣規範要求者，(4)有明確設計邏輯與方法，足以提供做為設計依據者。所有收錄之梁柱接合均經實尺寸試驗驗證合格，且設計原理、方法、細節與試驗結果均能於公開場合取得，使所收錄之梁柱接合更具公信力。

基於本設計手冊所探討之內容，可歸納出以下的結論與建議。

1. 根據現行(2013年)台灣與美國鋼結構建築設計規範規定，韌性抗彎構架系統之梁柱接合變形需求規定略有不同。台灣規範採用性能設計之概

念，可考慮採用彈性靜力或非線性動力分析結果，以獲得不大於 3% 弧度之塑性轉角(plastic rotation angle)決定變形需求；就美國規範而言，則要求每個梁柱接合均須至少有具有 4% 弧度之層間位移角(story drift angle)容量。雖然變形轉角定義不同，但對於建築結構常用之構件尺寸規模，彈性變形約為 1% 弧度，因此，就塑性轉角 3% 弧度與層間位移角 4% 弧度而言，兩者之變形需求等級大致相同。

2. 對於上述變形需求之梁柱接合試驗強度認定，台灣規範要求其試驗強度衰減至最大試驗強度 90% 以上之變形認定有效，而美國規範則規定其試驗強度衰減至標稱強度 80% 以上之變形認定有效。就此認定有效變形之強度而言，台灣規範的認定標準較美國規範者嚴格。
3. 根據台灣與美國鋼結構設計規範，兩者對韌性抗彎構架系統梁柱接合之需求撓曲強度的規定並不相同，台灣規範特別針對減弱型與增強型梁柱接合定義不一致的撓曲強度需求；而美國規範並未對不同型式之梁柱接合額外規定不同之撓曲強度需求。由於符合規範要求之適用梁柱接合種類繁多，其設計原理與方法不盡相同，只要各類梁柱接合型式均依實尺寸試驗的方式與適當的程序，驗證具有前述兩項之變形與強度耐震性能，即可依據該梁柱接合研究所獲得之建議細節設計。因此，規範只要規定梁柱接合最基本之強度與變形需求即可。故台灣規範在有關梁柱接合之耐震設計條文可參考美國規範，無須特別區分減弱型與增強型接合，而訂定不同撓曲強度需求之必要。
4. 台灣與美國鋼結構設計規範之耐震設計規定大致相同，較大之差異除了上述三點外，對於適用鋼材的要求也有些差異。台灣規範因應鋼結構工程實務上大量使用銲接組合構件，因此在鋼材規格上要求採用更嚴格之日系 SN 與 SM 耐震鋼材。對於 SN 鋼材，在磷、硫之負面元素含量的限制較為嚴格，其降伏強度、拉力強度有上下限之範圍，具有較小之降伏比( $F_y/F_u$ )；特別是 SN-C 等級鋼材，規定在厚度方向之斷面縮減率限制值，並須對鋼板進行超音波檢測(UT)，參考表 2.1.1。因此台灣鋼結構設計規範之耐震設計規定由鋼板銲接組合之箱型柱應使用 SN-B 與

SN-C 鋼材，特別要求板厚大於等於 40 mm 者須使用 SN-C 鋼材。相對而言，美國規範在鋼材規格的要求上較為寬鬆，但在耐震梁柱接合細節之規定上較為嚴格、明確，較無彈性空間。

5. 本設計手冊共收錄九種耐震梁柱接合型式，其變形容量均滿足台灣或美國規範對 SMF 系統梁柱接合之變形要求，接合型式區分為三類，分別為：

- (1) 接合細節改良型梁柱接合：包括特殊銲接扇形開孔型梁柱接合與無銲接扇形開孔型梁柱接合；
- (2) 強度減弱型梁柱接合：包括梁翼圓弧切削減弱型接合、梁翼梯型切削減弱型接合、與梁翼鑽孔減弱型接合；
- (3) 強度增強型梁柱接合：梁翼蓋板增強型接合、梁擴翼增強型梁柱接合、加長單肋板增強型接合、與梁翼內側板或加勁板增強型接合。

此提供工程師進行實際梁柱接合設計時，有更多元的梁柱接合型式可作為評估與選擇。

6. 對於韌性抗彎構架系統之梁柱接合設計而言，「梁塑鉸遠離柱面，降低柱面應力需求」為最基本有效之設計原理。為確保柱面應力能獲得控制，避免柱面處因應力過大而造成非預期的破壞。基於此設計基本原理，在梁預期發生塑鉸處，無論強度減弱型或強度增強型梁柱接合，其需求彎矩強度，應考慮含材料超強與應變硬化效應，以真實估計的塑性彎矩強度  $M_{prh}$  (realistic estimated plastic moment, 等於  $C_{pr} R_y M_p$ ) 估計。在梁構件彎矩容量方面，當柱面接合處或欲檢核應力處，補強用鋼材均採用與梁構件相同材質之鋼材，且在銲接處採用匹配鋼材之相稱銲材 (matching filler metal)，因此梁構件各斷面具有相同之材料超強特性，故在計算斷面塑性彎矩容量時，可以考慮材料超強因子  $R_y$  之預期塑性彎矩強度 (expected plastic moment) 決定，以獲得合理之梁柱接合設計。

7. 根據台灣實際工程使用之梁柱接合細節進行實尺寸試驗研究與破壞模式統計分析結果顯示，無論強度減弱型或強度增強型梁柱接合，梁翼板

在與腹板採用四分之一圓之銲接扇形開孔(weld access hole)交接處，因斷面劇烈變化導致高應力集中效應而造成破壞之機率極高，因此建議實際工程之銲接扇形開孔應避免採用四分之一圓之型式，應選擇有助於降低應力集中效應之扇形開孔型式，並建議必須以銑孔之機械加工方式製作，勿以手工焰切方式施作，避免手工切割之不平整與局部入熱，導致應力集中效應加劇。

8. 本設計手冊第三章參照美國鋼結構設計規範耐震特別規定，建立一套梁柱接合耐震評估與驗證機制，提供做為梁柱接合之預先驗證程序與試驗驗證標準，使得通過驗證之各種梁柱接合型式，均可獲得符合規範要求之耐震性能。
9. 本設計手冊藉由收集不同型式之梁柱接合，並整理經試驗驗證合格者，建構預先驗證合格之梁柱接合(prequalified beam-to-column connection)資料庫，以提供工程師進行相關實際工程應用的參考。此可與第三章之預先驗證程序與試驗驗證標準機制結合為一體，建立耐震梁柱接合預先驗證之應用平台。

## 參考文獻

1. AISC (1992), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
2. AISC (1997), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-97, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
3. AISC (2002), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-02, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
4. AISC (2005a), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
5. AISC (2005b), *Specifications for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
6. AISC (2009), *Supplement No. 1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, ANSI/AISC 358-05s1-09, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
7. AISC (2010a), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, ANSI/AISC 358-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
8. AISC (2010b), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
9. AISC (2010c), *Specifications for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
10. Anderson, J.C., and Duan, X. (1998), "Repair/Upgrade Procedures for Welded Beam to Column Connection," *Report No. PEER98-03*, University of Southern California.
11. ASCE (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE-7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
12. AWS (2007), *Specification for the Qualification of Welding Inspectors*, AWS B4/B4.0M, American Welding Society, Miami, FL.
13. AWS (2009), *Structural Welding Code – Seismic Supplement*, ANSI/AWS D1.8/D1.8M, American Welding Society, Miami, FL.
14. AWS (2010), *Structural Welding Code – Steel*, AWS D1.1/D1.1M:2010, American Welding Society, Miami, FL.
15. Bruneau, M., Mahin, S.A. and Popov, E.P. (1987), "Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections," *Report No. UCB/EERC-87/10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
16. Chen, C.C., Lin, C.C. and Tsai, C.L. (2004), "Evaluation of reinforced connections between steel beams and box columns," *Engineering Structures*, 26(13), pp. 1889-1904.
17. Chen, C.C., Lin, C.C. and Lin, C.H. (2006), "Ductile moment connections used in steel column-tree moment-resisting frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 62(8),

pp. 793-801.

18. Chen, C.C. and Lin, C.C. (2013), "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with tapered beam flanges," *Engineering Structures*, 48, pp. 588-601.
19. Chen, S.J., Yeh, C.H. and Chu, J.M. (1996), "Ductile Steel Beam-to-Column Connections for Seismic Resistance," *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 122(11), pp. 1292-1299.
20. Chen, S.J. and Tu, C.T. (2004), "Experimental Study of Jumbo Size Reduced Beam Section Connections Using High-Strength Steel," *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 130(4), pp. 582-587.
21. Chou, C.C., Lo, S.W. and Liou G.S. (2013), "Internal flange stiffened moment connections with low-damage capability under seismic loading," *Journal of Constructional Steel Research*, 87, pp. 38-47.
22. Chou C.C., Jao, C.K. (2010). "Seismic Rehabilitation of Welded Steel Beam-to-box Column Connections Utilizing Internal Flange Stiffeners," *Earthquake Spectra*, 26(4), pp. 927-950.
23. Chou, C.C., Tsai, K.C., Wang, Y.Y. and Jao, C.K. (2010), "Seismic Rehabilitation Performance of Steel Side Plate Moment Connections," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(1), pp. 23-44.
24. Engelhardt, M.D. and Sabol, T.A. (1998), "Reinforcing of steel moment connections with cover plates: benefits and limitations," *Engineering Structures*, 20(4-6), pp. 510-520.
25. Engelhardt M.D. (2000), "Cyclic testing of welded unreinforced moment connections," Unpublished report, University of Texas, Austin, TA.
26. Lu, L.W., Xue, M., Kaufmann, E.J. and Fisher J.W. (1997), "Cracking, repair and ductility enhancement of welded moment connections", *Proceedings, NEHRP Conference and Workshop on Research on the Northridge, California Earthquake of January 17, 1994*, III, pp. 637-646. LA.
27. FEMA (1992), "Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames," *FEMA 267 (SAC95-02)*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
28. FEMA (2000a), "Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings," *FEMA Report No. 350*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
29. FEMA (2000b), "Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications," *FEMA Report No. 353*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
30. FEMA (2000c), "State of the Art Report on Connection Performance", *FEMA Report No. 355D*, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
31. Krawinkler, H. (1996), "Earthquake design and performance of steel structures," *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 29(4), pp. 229-241.

32. Ricles, J.M., Mao, C., Lu, L.W. and Fisher J.W. (2000), "Development and evaluation of improved ductile welded unreinforced flange connections," *Report No. SAC/BD-00/24*, SAC Joint Venture, Sacramento, California.
33. Moore, K.S., Malley, J.O. and Engelhardt, M.D. (1999), *Steel TIPS: Design of Reduced Beam Section (RBS) Moment Frame Connections*, Structural Steel Educational Council.
34. SAC (1995) "Interim guideline – evaluation, repair, modification and design of welded steel moment frame structure," *Report No. SAC-95-02 (FEMA 267)*, SAC Joint Venture, CA.
35. Stojadinovic B, Goel S and Lee KH. (2000a), "Development of Post-Northridge Steel Moment Connections," *Proceedings, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, pp. 1269-1276, 30 January - 4 February, Auckland, NZ.
36. Stojadinovic B, Goel S, Lee KH, Margarian AG and Ghoi JH. (2000b), "Parametric tests on unreinforced steel moment connections," *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 126(1), pp. 40-9.
37. Tremblay, R., Timler, P., Bruneau, M. and Filiatrault, A. (1995), "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake," *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22(2), pp. 338-360.
38. Tsai K.C. and Lin, K.C. (1992), "Effect of flange stiffeners on seismic beam-to-box column connections," *Report No. NTU/CEER R81-01*, Center for Earthquake Engineering Research, National Taiwan University. Project No.: NSC-81-0414-p-002-10-B.
39. Youssef, N.F.G., Bonowitz, D., and Gross, J.L. (1995), "A survey of steel moment-resisting frame buildings affected by the 1994 Northridge Earthquake," *Report No. NISTIR 5625*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
40. 內政部營建署 (1982), 「建築技術規則」, 內政部營建署, 台北。
41. 內政部營建署 (1999a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
42. 內政部營建署 (1999b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
43. 內政部營建署 (2002), 「建築物耐震設計規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
44. 內政部營建署 (2007a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
45. 內政部營建署 (2007b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範—鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
46. 李智民 (2006), 「H型鋼柱接擴翼鋼梁抗彎接頭之耐震行為與設計」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直教授指導。
47. 林克強、莊勝智、張福全、張柏彥 (2008), 「台灣典型鋼梁與箱型柱採梁翼切削或梁翼加蓋板抗彎接頭之破壞模式」, 鋼結構耐震設計與分析研討會(台南場次)論文

- 集，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-037。
48. 林克強、莊勝智 (2010)，「箱型柱與梁翼加蓋板補強抗彎接頭之韌性行為與設計方法」，結構工程，第二十五卷，第二期，第 75-92 頁
  49. 林克強、莊勝智、林志翰 (2013a)，「拱頭式鋼骨抗彎梁柱接合耐震性能研究」國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-13-018。
  50. 林克強、莊勝智、林志翰 (2013b)，「梁翼鑽孔式與無加勁式鋼骨梁柱接合耐震性能研究」國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-13-019。
  51. 林克強、莊勝智、李昭賢、林志翰 (2013c)，「箱型柱內橫隔板電熱熔渣鐸之超音波檢測與製作細節建議」國家地震工程研究中心，101 年度研究成果報告。
  52. 周中哲、饒智凱 (2008)，「鋼骨梁柱梁翼內側加勁板補強接頭耐震行為」，結構工程，第二十三卷，第四期，101-123 頁。
  53. 周中哲、蔡克銓、汪永宇、饒智凱 (2010)，「鋼造梁柱側板補強接頭耐震設計及行為」，中國土木水利工程學刊，第二十二卷，第一期，85-97 頁。
  54. 周中哲、羅盛威、劉俊秀 (2012)，「翼型鋼柱與鋼梁內加勁接頭耐震設計與試驗分析」，結構工程，第二十七卷，第四期，51-69 頁。
  55. 陳生金、陳舜田、葉禎輝、周作隆 (1996)，「強裂地震下鋼骨結構梁柱接頭之破壞及高韌性接頭之開發」，結構工程，第十一卷，第四期，19-37 頁。
  56. 陳誠直、呂正安、王亭復 (2003)，「以加長型單肋板提昇鋼構造梁柱接頭之耐震性能」，結構工程，第十八卷，第三期，19-34 頁。
  57. 陳嘉有 (1995)，「韌性鋼骨梁柱接頭行為研究」，國立台灣大學土木工程學系碩士論文，蔡克銓教授指導。
  58. 鄭元良、李台光、蔡克銓、汪家銘、林克強、莊勝智 (2011)，「鋼骨梁柱接頭橫隔板耐震性能研究」，內政部建築研究所委託研究報告。
  59. 日本建築學會 (2007)，「鉄骨工事技術指針・工場製作編」，日本建築學會，東京。(in Japanese)
  60. 真喜志卓、筒井茂行、上森博、森田耕次、山本昇、藤沢一善、石井匠 (1993)，「ノンスクラブ梁端溶接接合部の変形能力に関する実験：その 1. 実験計画」，*Summaries of technical papers of Annual Meeting Architectural Institute of Japan. Structures II*, 1257-1258, 1993-07-25。(in Japanese)

附錄：  
鋼構造梁柱抗彎接合  
參考圖



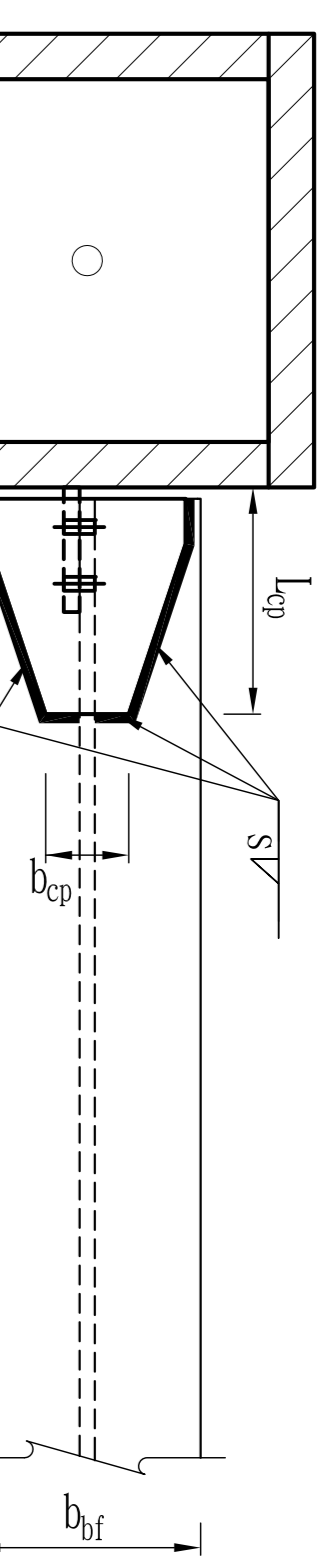








附註  
本圖為參考圖說，有關圖說內容之正確性、適用性與是否侵害專利權之所有切責任，使用者應自行負責。



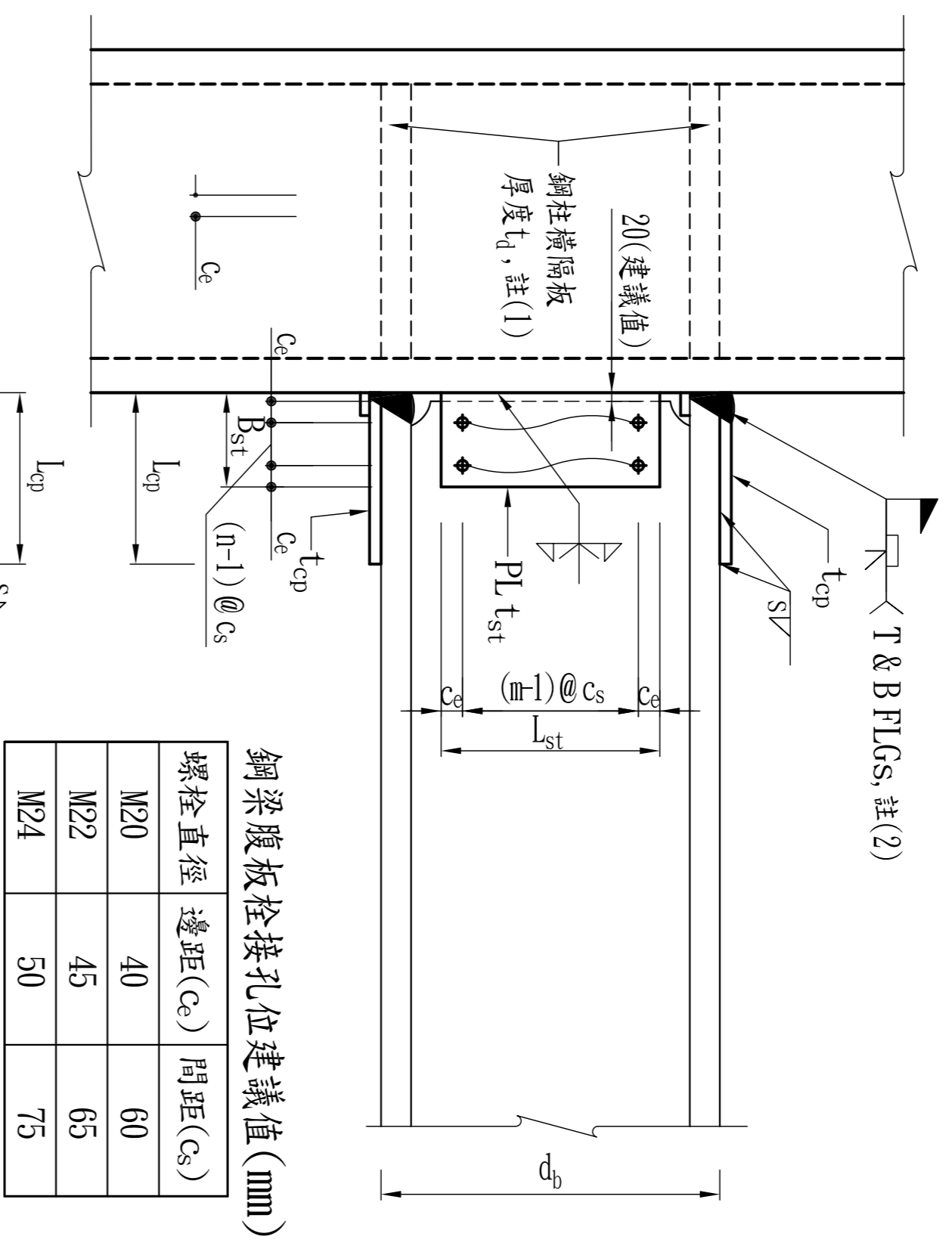
扇形開孔參考值(一)(mm)

$t_{bf}$	R1	R2
$\leq 36$	35	10
$> 36$	45	10



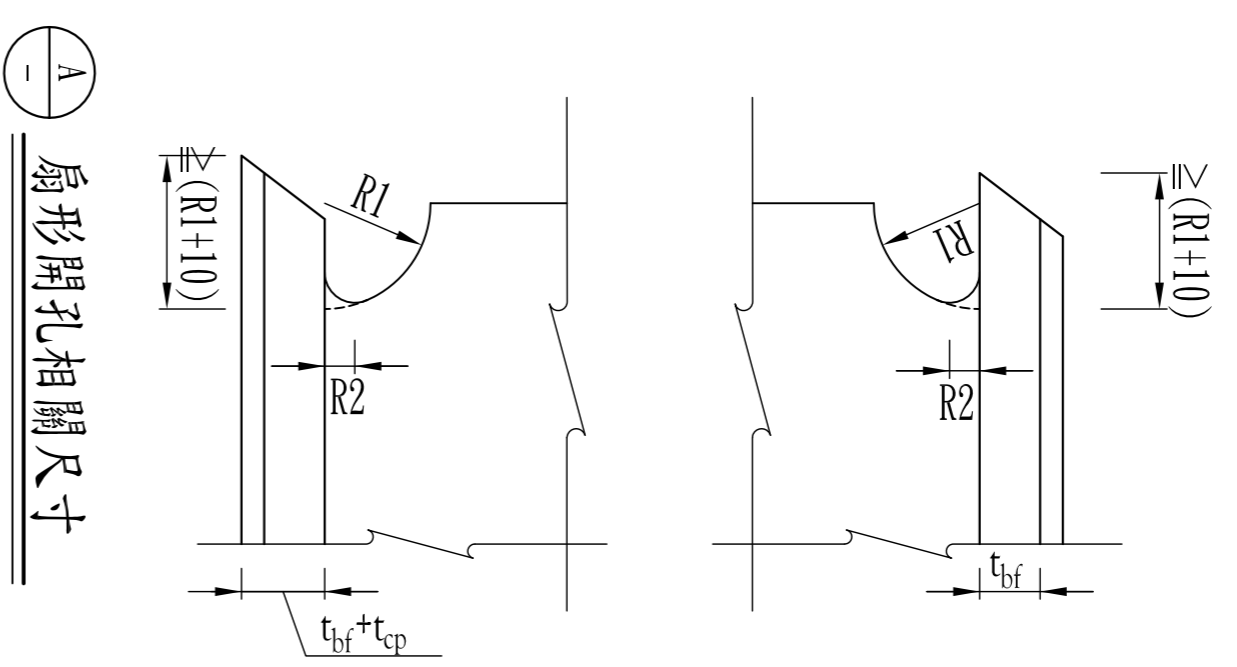
上翼板接合細節

下翼板接合細節



鋼梁腹板栓接孔位建議值(mm)

螺栓直徑	邊距(Cc)	間距(Cs)
M20	40	60
M22	45	65
M24	50	75

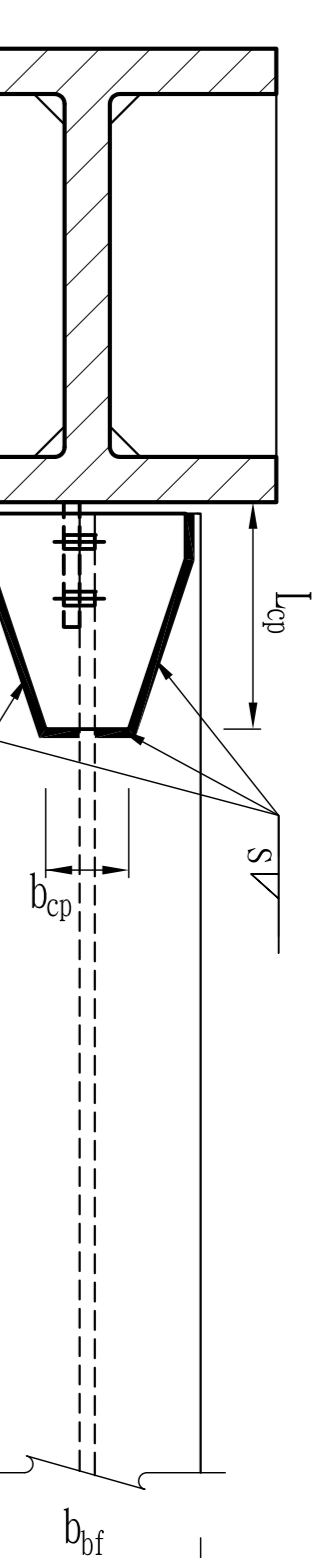


扇形開孔參考值(二)(mm)

$t_{bf} + t_{cp}$	R1	R2
$\leq 36$	35	10
$> 36$	45	10

- 註：  
(1) 鋼柱橫隔板或連續板厚度 $t_b$ 須涵蓋四邊梁翼板之範圍。  
若 $t_{cp}$ 採用其他方法設計時， $t_b$ 之厚度應另行考量。  
(2) 上下梁翼板與柱翼板間全滲透焊道之背墊板保留，並將起透弧板切除。

1 梁翼蓋板增強型接合圖(箱型柱)



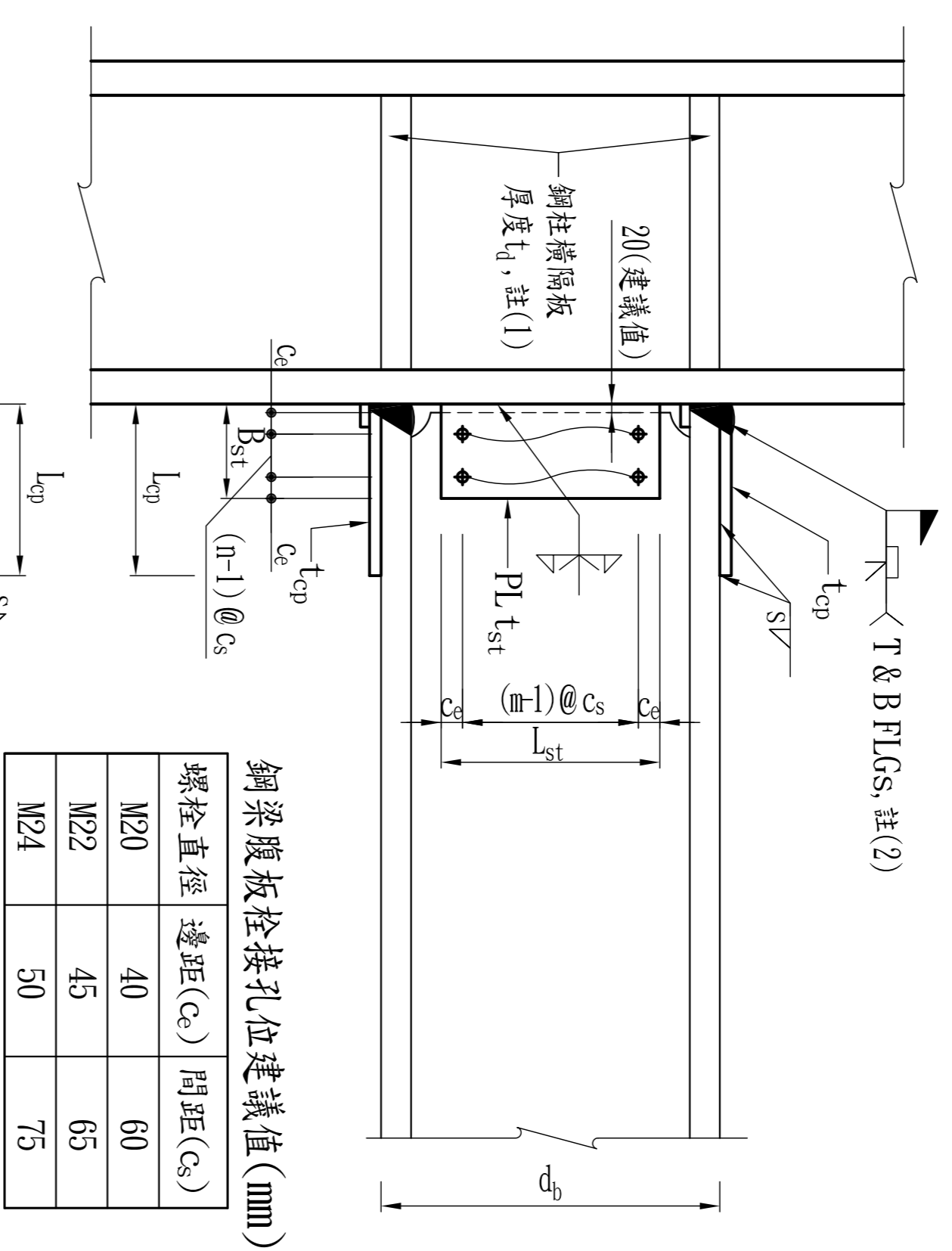
扇形開孔參考值(一)(mm)

$t_{bf}$	R1	R2
$\leq 36$	35	10
$> 36$	45	10



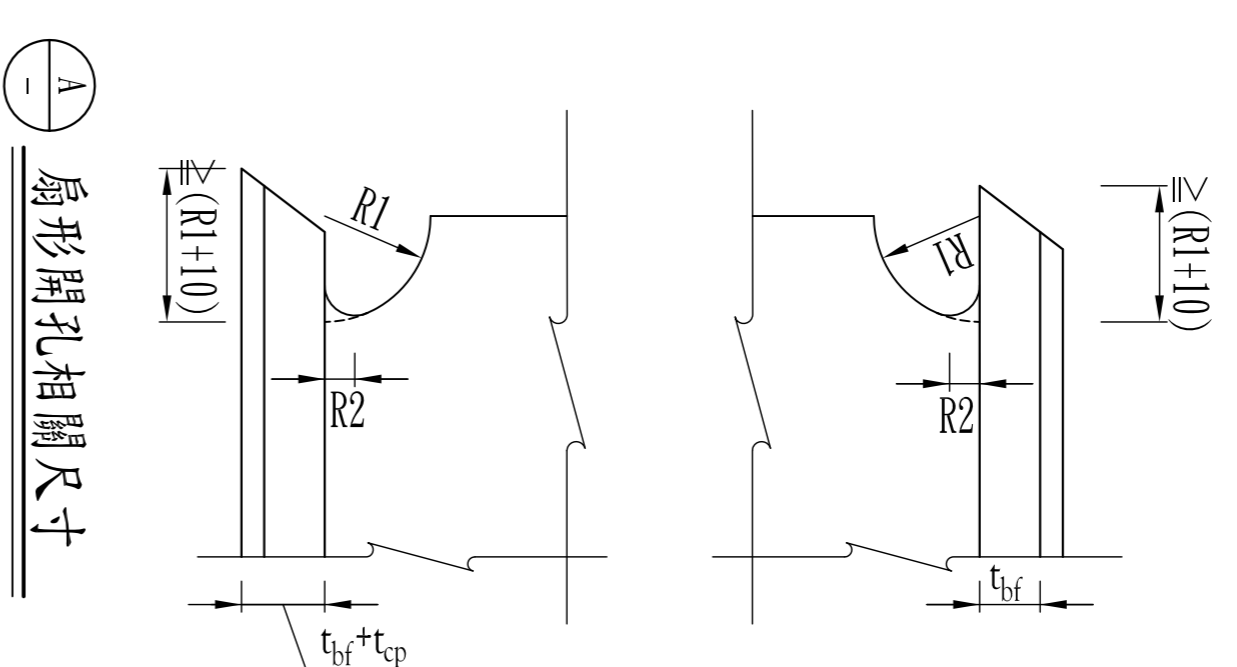
上翼板接合細節

下翼板接合細節



鋼梁腹板栓接孔位建議值(mm)

螺栓直徑	邊距(Cc)	間距(Cs)
M20	40	60
M22	45	65
M24	50	75



扇形開孔參考值(二)(mm)

$t_{bf} + t_{cp}$	R1	R2
$\leq 36$	35	10
$> 36$	45	10

- 註：  
(1) 鋼柱橫隔板或連續板厚度 $t_b$ 須涵蓋四邊梁翼板之範圍。  
若 $t_{cp}$ 採用其他方法設計時， $t_b$ 之厚度應另行考量。  
(2) 上下梁翼板與柱翼板間全滲透焊道之背墊板保留，並將起透弧板切除。

2 梁翼蓋板增強型接合圖(I型柱)

表一 鋼梁與箱型鋼柱之梁翼蓋板增強型彎矩接合詳細表

樓層	編號	鋼梁尺寸(mm)	梁淨長(mm)	剪力板尺寸(mm)	接合螺栓	梁翼蓋板尺寸(mm)			
		H-d <sub>b</sub> × b <sub>bf</sub> × t <sub>bw</sub> × t <sub>bf</sub>	L <sub>n</sub>	PL t <sub>st</sub> × B <sub>st</sub> × L <sub>st</sub>	Mφ-n × m	t <sub>cp</sub>	L <sub>cp</sub>	b <sub>cp</sub>	S

附:熱軋型鋼

附:組合型鋼

表二 鋼梁與I型鋼柱之梁翼蓋板增強型彎矩接合詳細表

樓層	編號	鋼梁尺寸(mm)	梁淨長(mm)	剪力板尺寸(mm)	接合螺栓	梁翼蓋板尺寸(mm)			
		H-d <sub>b</sub> × b <sub>bf</sub> × t <sub>bw</sub> × t <sub>bf</sub>	L <sub>n</sub>	PL t <sub>st</sub> × B <sub>st</sub> × L <sub>st</sub>	Mφ-n × m	t <sub>cp</sub>	L <sub>cp</sub>	b <sub>cp</sub>	S

附:熱軋型鋼

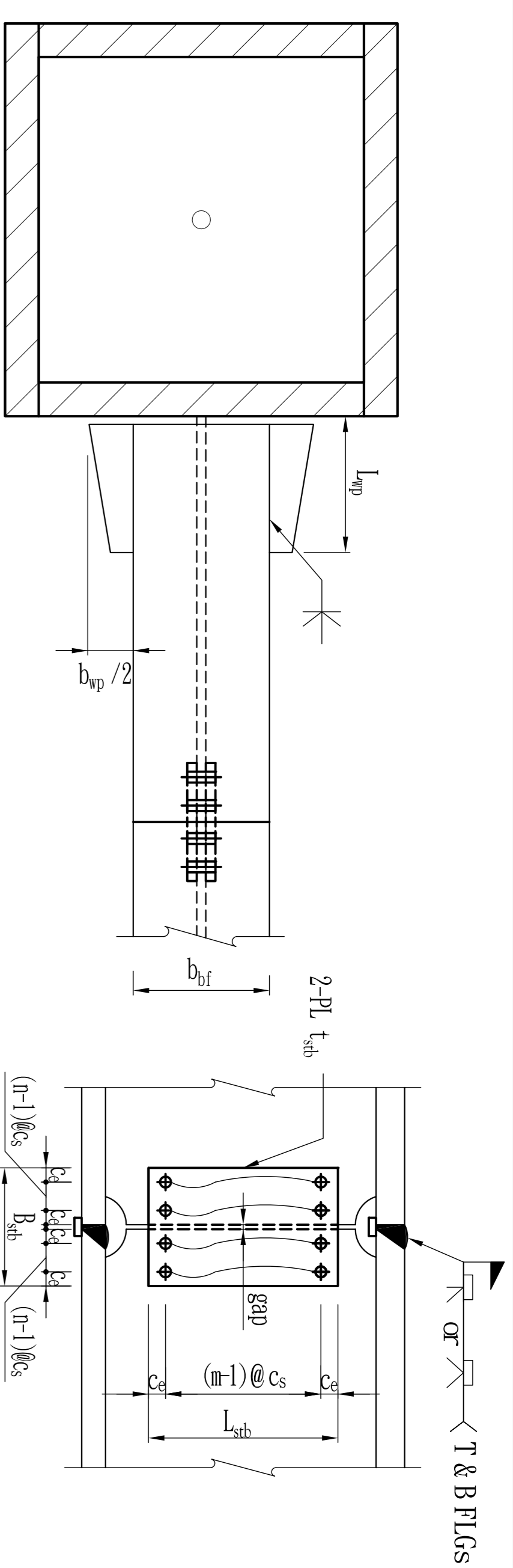
附:組合型鋼

工程名稱	XXXXXXXXXXXXXXXXXX
圖名	梁翼蓋板增強型接合圖
業主	
日期	修改內容
修改	修改
校核	校核

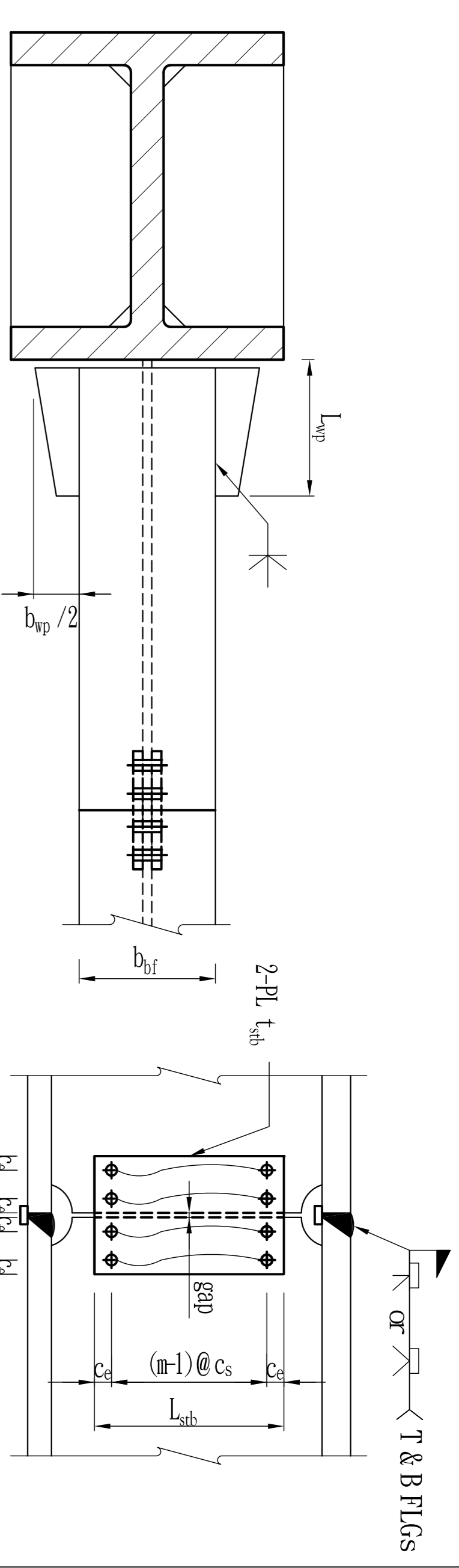
簽章	
日期	2017.07.27
校核	
繪圖	
設計	
審核	
系統	SP-R31
圖號	



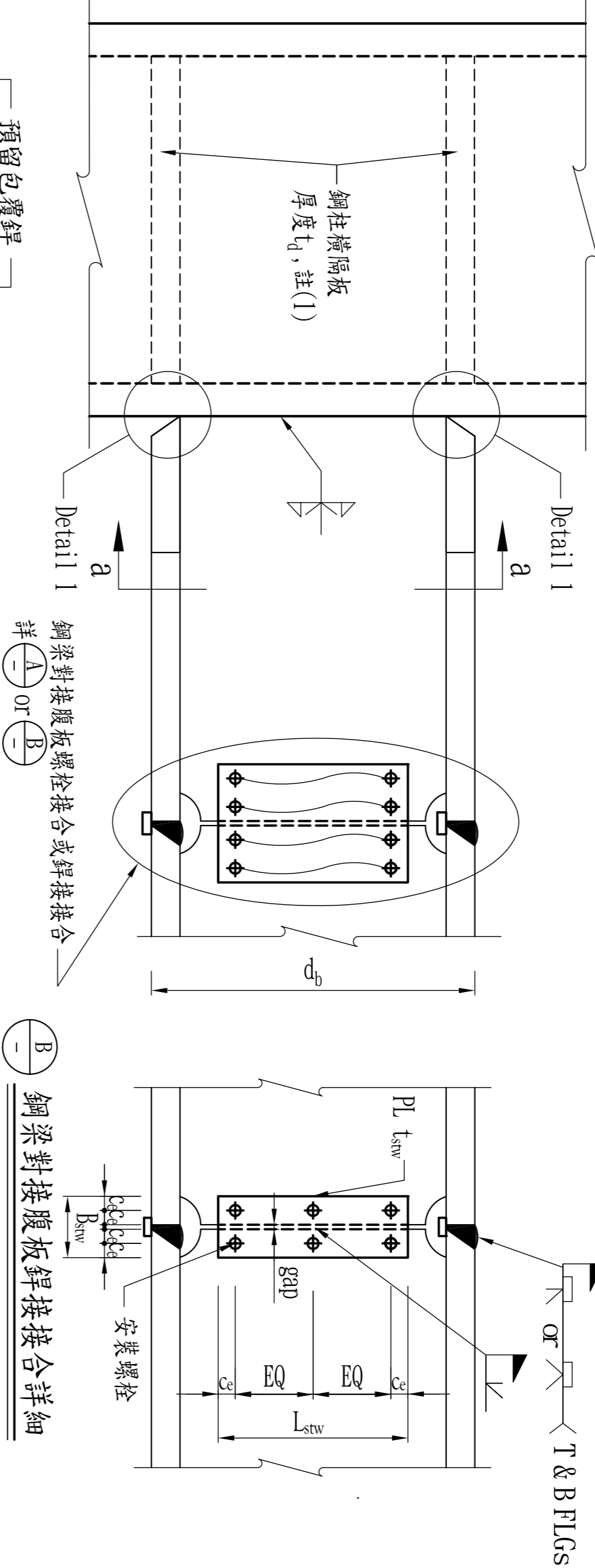
本圖為參考圖說，有關圖說內容之正確性、適用性與是否侵害專利權之所有責任，使用本圖者應自行負責。



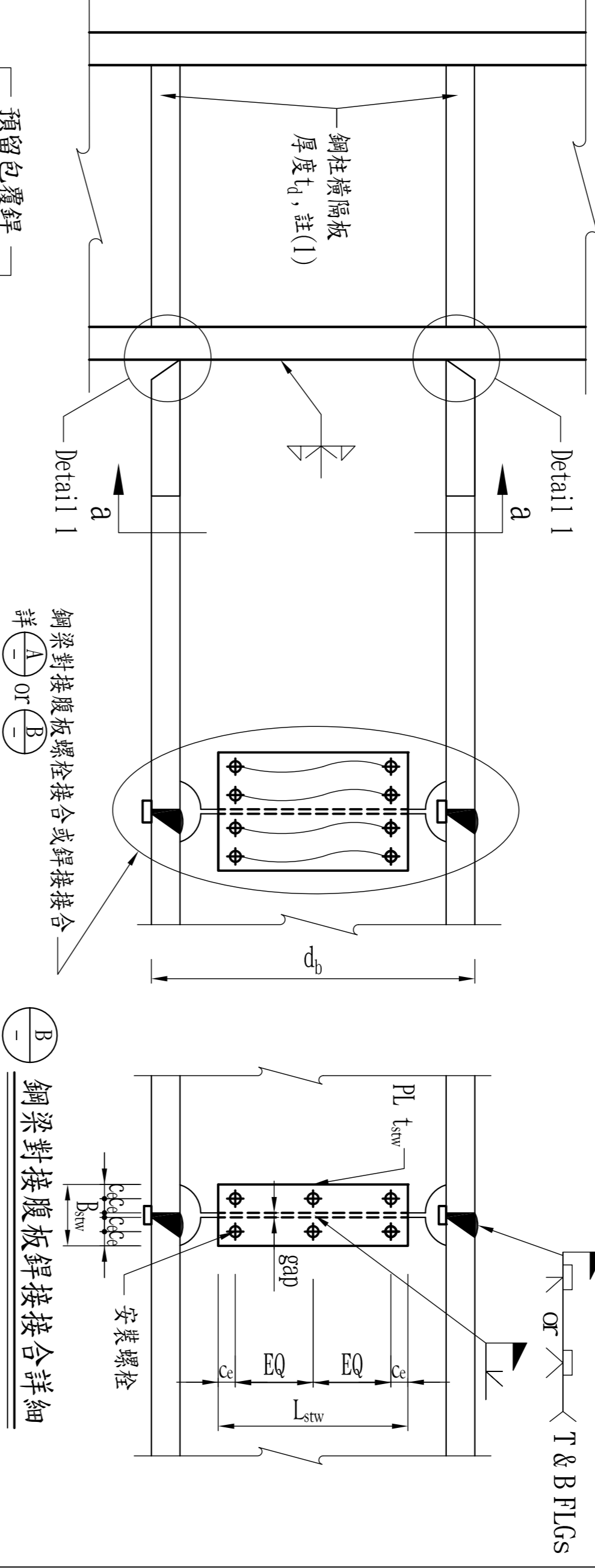
鋼梁對接腹板螺栓接合詳細



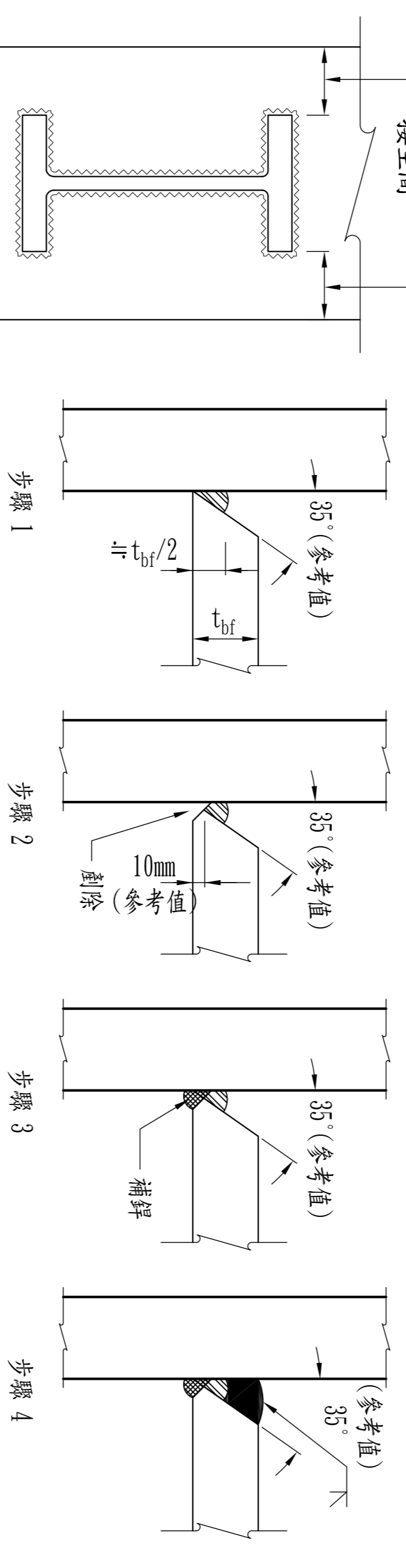
鋼梁對接腹板螺栓接合詳細



鋼梁對接腹板銲接接合詳細



鋼梁對接腹板銲接接合詳細



Detail 1 銲接步驟

鋼梁腹板栓接孔位建議值 (mm)

螺栓直徑	邊距(C <sub>2</sub> )	間距(C <sub>3</sub> )
M20	40	60
M22	45	65
M24	50	75

註：  
(1) 鋼柱橫隔板或連續板厚度 $t_c$ 須涵蓋四邊梁翼板之範圍。

註：  
(1) 鋼柱橫隔板或連續板厚度 $t_c$ 須涵蓋四邊梁翼板之範圍。

鋼梁對接翼板增強型彎矩接合圖 (箱型柱)

鋼梁對接翼板增強型彎矩接合圖 (I型柱)

表一 梁柱接合詳細表

樓層	編號	鋼梁尺寸 (mm)	梁淨長 (mm)	鋼梁對接詳細表		鋼梁對接詳細表		
				擴翼板尺寸 (mm)	擴翼板尺寸 (mm)	剪接板尺寸 (mm)	剪接板尺寸 (mm)	
		$H-d_b \times b_{bf} \times t_{bw} \times t_{bf}$	$L_n$	$b_{bf}/2$	$L_{ap}$	2-PL $t_{fb} \times B_{bf} \times L_{bf}$	2x(M $\phi$ -n x m)	PL $t_{fbw} \times B_{fbw} \times L_{fbw}$

表二 梁柱接合詳細表

樓層	編號	鋼梁尺寸 (mm)	梁淨長 (mm)	鋼梁對接詳細表		鋼梁對接詳細表		
				擴翼板尺寸 (mm)	擴翼板尺寸 (mm)	剪接板尺寸 (mm)	剪接板尺寸 (mm)	
		$H-d_b \times b_{bf} \times t_{bw} \times t_{bf}$	$L_n$	$b_{bf}/2$	$L_{ap}$	2-PL $t_{fb} \times B_{bf} \times L_{bf}$	2x(M $\phi$ -n x m)	PL $t_{fbw} \times B_{fbw} \times L_{fbw}$

RII: 熱軋型鋼 RII: 組合型鋼

RII: 熱軋型鋼 RII: 組合型鋼

編者	2017.07.27
校核	
繪圖	
設計	
審核/校核	
系統	
圖號	SP-RC231-1

工程名稱  
XXXXXXXXXXXXXXXXXXXX  
圖名  
梁銲接擴翼板增強型接合圖

日期	修改內容	修改	校核







