

內政部建築研究所研究計畫期末簡要報告

研 究 案：鋼構造建築與相關法規研究

研究案編號：MOIS 892014

計 畫 名 稱：國內冷軋型鋼構造設計規範及解說之研擬

執 行 期 間：中華民國八十八年十一月一日至八十九年十月三十一日

國內冷軋型鋼構造設計規範及解說之研擬

計畫主持人：葉祥海

共同主持人：潘吉齡

共同主持人：李台光

共同主持人：余志鵬

共同主持人：林新華

共同主持人：焦祥梓

顧 問：于煒文

執行單位：內政部建築研究所

中 華 民 國 八 十 九 年 九 月

摘 要

針對市場的需求，近二十年來冷軋型鋼結構(Cold-Formed Steel Structures)已在世界各國多方應用於房屋、橋樑、輸電高架、公路設施等方面，由於冷軋型鋼之厚度薄，在其重量極輕之下，仍然可提供足夠之承載能力，也因此冷軋型鋼的發展亦顯的極其重要。由於環保的考量，木材、砂石等材料的短缺，歐美等國業已制定標準化的低層冷型鋼建築設計並已廣泛地應用在工商業界及一般的住宅上。目前國內使用冷型鋼之建築物日漸增多，冷軋型鋼構材使用範圍亦愈來愈廣，因此，制訂適合本土的冷軋型鋼結構設計規範已是刻不容緩。

冷軋型鋼由於質量輕、強度大、加工容易等優點，已成為廣泛使用之工程材料，現今世界上發展及從事研究冷軋型鋼的國家皆為先進國家如美國、日本、澳洲、英國等國家。目前國內現有的鋼結構相關規範乃侷限於熱軋型鋼方面，制定冷軋型鋼構造設計規範乃勢在必行之趨勢。本計畫進行相關研究，依據上(88)年度計畫-「輕型鋼(冷型鋼)構造設計規範之調查研究」，所建議之架構與參考標準，研擬冷軋型鋼構造設計規範與解說，期使國內製造、設計與營造業者能有所依循。

ABSTRACT

Recently, the cold-formed steel has been considerably adopted in the construction of steel structures such as buildings, bridges, transmission towers, and highway products due to the demand of market. Even the thickness of cold-formed steel is quite thin as compared to the structure-used steel, the cold-formed steel structure can still take sufficient load-carrying capacity. Therefore, the development of cold-formed steel structure plays a very important role in the recent and future construction field. Due to the environmental concern and lack of construction materials such as lumber, sand, and gravel, standardized single-story metal buildings have been widely used in industrial, commercial, and residential applications in U.S. and European. It can be observed that the utilization of cold-formed steel in the construction area is getting popular in Taiwan. Therefore, fully understanding the domestic conditions about the manufacture and application of cold-formed steel is the first thing to do. Meanwhile, it is necessary to establish the native specification for the design of cold-formed steel member in the near future.

Due to the advantages such as lightness, high strength and stiffness, and easy to fabrication and erection, the cold-formed steel has been widely used as the construction material. Most advanced countries like U.S., Japan, Australia, and U.K. have studied the cold-formed steel for decades. However, the cold-formed steel is not included in the domestic specification or code relative to the steel construction in Taiwan, the development of cold-formed steel design specification is the way to go. The main objective of this project is to draft the design specification and commentary for cold-formed steel. In order to promote the native specification for the design of thin-walled structures (cold-formed steel members), the suggested foreign documents and related materials will be based on the previous research - "The Investigation of Design Specification for Cold-Formed Steel Structure".

目 錄

壹、計畫緣由	4
計畫背景	4
重要性	5
計畫目的	6
貳、研究方法	8
參、冷軋型鋼構件設計規範架構	10
肆、建議與結論	12
研修規範與研擬範例	12
建立施工標準	13
成立技術研發中心或組織	15
伍、參考文獻	16
附錄、冷軋型鋼構材設計規範(草案)	

壹、計畫緣由

台灣地區地狹人稠，高層及高密度之集合住宅在近十年間儼然成為建設居住住宅之主流，集合住宅不但可減輕土地成本，其安全的管理乃是另一項為民眾所期望的重要因素。但反觀自 921 集集大地震發生之後，一般民眾對於住宅的選擇又改向低層數的房屋。不論是往高樓或低層建築方向發展，近年來國內營造業面對生存環境的改變與轉型，已是不爭之事實。由於勞動人口的減少、工資的高漲、工地安全與環保的重視、建材防火性的要求、建材輕量化的趨勢與工程品質的提昇，在在顯示出營建業轉型的需求性。傳統厚重的建材與需要眾多勞力的施工方式已逐漸式微，取而代之是高品質、輕量化的營建材料，以及短工期與低勞動量的施工方法。

一、計畫背景

針對市場的需求，冷軋型鋼(Cold-Formed Steel)逐漸地出現在鋼結構設計之中，例如橋樑、樓版、外牆、廠房、屋頂、停機棚與電力輸送塔等(Yu, 2000; SDI, 1987)。冷軋型鋼構件乃由碳鋼或低合金鋼板(carbon or low alloy steel sheet, strip, plate or flat bar)經由輥軋(cold roll forming, press brake or bending brake operation)製造而成。而其本身之厚度通常介於 0.0149 in (0.378mm)至 0.25 in (6.35mm)之間。由於冷軋型鋼之厚度薄，在其重量極輕之下，仍然可提供足夠的承載能力，也因此冷軋型鋼的發展亦顯的極其重要，遠自西元 1850 年起，美國與英國開始使用冷軋型鋼構件於房屋建築用途上。

早在 1946 年美國業已了解冷軋型鋼的重要性與廣泛性，並制定了第一本設計標準，經過多年的研究與改進，在美國鋼鐵協會的主導下，目前

的“冷軋型鋼構件設計規範-Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members”(AISI, 1999)涵蓋的範圍相當的廣泛。同樣身處地震頻繁的日本亦早有冷型鋼設計相關規範-Recommendations for the Design and Fabrication of Light Weight steel structures(AIJ, 1985)。其他國家如澳洲、加拿大、芬蘭、法國、德國、印度、中國大陸、南非、瑞典、英國、蘇俄、奧地利、紐西蘭等國目前皆有對於冷軋型鋼設計之相關規範與標準。在目前國內使用冷軋型鋼構件建築日漸普遍的情況下，制訂適合本土冷軋型鋼構造設計規範已為當務之急。

二、重要性

由於環保的考量，木材、砂石等材料的短缺，美國、澳洲與日本等國發展之標準化的低層冷型鋼建築設計與施工已廣泛地使用在工、商業界及一般住宅上。同時，在近十年來，公共建築如學校、教堂採用冷軋型鋼結構的設計亦日漸多，主要的原因可歸諸於以下之因素：

- (1)造型可多樣化
- (2)快速施工，減少工期
- (3)維護及管理費低
- (4)易於變更及加蓋

除了既有的冷軋型鋼設計規範外；美國全國住宅建築協會(National Association of Home Builders-NAHB)聯合了美國聯邦住家與都市發展部(U.S Department of Housing and Urban Department-HUD)與美國鋼鐵協會(American Iron and Steel Institute-AISI)業已製訂了「冷軋型鋼構住宅設計方法- Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing」(AISI, 1997)及相關設計細則。

反觀國內冷型鋼築物的日益增多，冷軋型鋼構件使用的範圍亦愈來愈廣，如樓版、帷幕牆之支撐系統、建築物內之輕隔間、工廠、餐廳、一般住宅(透天厝)的構建及到處可見之屋頂加蓋及搭建。而在台灣的高層建築中，冷軋型鋼樓版主要用途為減少支撐系統及易於排筋及澆置混凝土，對於冷軋型鋼皺摺鋼板大都未視為結構體的一部份。另外，對於一般使用冷型鋼構件的單層或雙層建築物中，常被使用單位申請為臨時建築或丙種建築，建照申請所需之結構計算書，因國內未有規範可循，建築事務所或工程顧問公司僅能以國外之規範為標準提出審核，因此，全盤了解國內冷型鋼的製造與使用，進而制訂適合本土的冷軋型鋼結構設計規範已是刻不容緩的。

依據內政部建築研究所對台北縣地區的調查研究，截至八十三年止，使用鋼材之建築物約佔全樓地板面積的一成左右，同時，在上(88)年度計畫-「輕型鋼(冷型鋼)構造設計規範之調查研究」的問卷調查內，亦可發現目前使用冷軋型鋼為構件的建築物，以工廠與購物商場的比率最高，可知訂定相關規範以保障公眾建築物的安全實為重要且極需進行的事務工作。

三、計畫目的

目前世界各國皆致力發展以鋼材為建築物的基本原料，日本在推動鋼構造的建築亦相當的努力，而以冷軋型鋼構材為主的“steel home”(輕型鋼構住宅)更是其推廣的一個走向，世界各先進國家皆已先後制定冷軋型鋼的相關規範與施工標準。反觀台灣正走向已開發國家行列的同時，遭遇人工價錢高漲，人力資源短缺，以及砂石的短絀等不可避免的問題，再加上

水泥的開採設限與設廠製造對環境的衝擊，面對民眾環保意識的不斷提高的時代，在在顯示出，使用具環保且可回收的鋼材做為建築材料，將是台灣未來建築發展的一個重要趨勢。再者，未來二氧化碳排放量的管制，水泥在製造生產與用於營建時所產生的環保問題，以及 RC 建築物在拆除重建時的困難，政府現正規劃推動「綠建築」的同時，採用鋼結構實為一時代趨勢。現今國內使用冷軋型鋼構材日漸普遍的情況下，制訂適合本土冷軋型鋼構造設計規範則顯的相當急迫，因此，建立國內「冷軋型鋼構造設計規範及解說」乃是本計畫之目標。

貳、研究方法

先前的計畫研究內容之中，在比較各國的冷軋型鋼構件設計規範之下，可探討出發展較為完整的應為美國鋼鐵協會(American Iron and Steel Institute - AISI)所編訂的「冷軋型鋼構件設計規範 (Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)」，同時，目前國內的「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」乃以美國鋼構造協會(American Institute of Steel Construction - AISC)的「鋼構造建築設計規範 (Design Specification for Structural Steel Buildings)」為參考依據。大體而言，國內的鋼構造設計規範與美國的規範相比較之下，不同之處為(1)章節的編排不盡相同；(2)材料之規格映印國內之標準；(3)載重組合的風力係數依台灣地區的情況設定；(4)耐震設計融合了國內研究成果；(5)規範與解說(Commentary)以交叉方式呈現等。因此，在制訂國內冷軋型鋼構件設計規範，乃建議參考 AISI 編訂之規範，同時，在編排與設計上亦需考量與國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的一致性，如此才能增加使用者在查尋與閱覽時之便利性。

在分析結構物強度時，影響結構安全的因素甚多，較主要者為材料強度及載重預估，而容許應力設計法(Allowable Stress Design - ASD)或塑性設計法(Plastic Design - PD)常以折減材料強度或放大載重作為設計之安全係數，對結構安全的掌握可能並非為最佳的方法。近年來設計方法逐漸傾向採取以可靠度分析為基礎之極限設計法(一般稱為 Limit State Design or Load Resistant Factor Design)，此法以機率模式，將材料強度之變異性與載重之變異性當作決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物整體的安全性，較能達致一致之水準。目前國內之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」分為二部份：一為鋼結構容許應力設計法規範及解說；另一為鋼結

構極限設計法規範及解說。因此，在目前各國皆傾向以極限設計法為設計準則的同時，建議國內冷軋型鋼構件設計規範亦應已此法為設計基準。

為確保施工之品質與建築使用之安全，本計畫除了針對構件設計做相關規定之研擬外，冷軋型鋼構件設計規範與解說草案內，亦考慮參考國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之編排方式，加入製造、安裝與品管之類似章節。而本計畫的具體實施，可依下列三個階段進行：

一、相關資料之收集、整理

1. 美國與澳洲冷軋型鋼構件規範之相關參考資料。
2. 國內、外冷軋型鋼相關研究之文獻資料與技術報告。
3. 國內鋼構造建築物鋼結構設計與施工相關規範。
4. 網路相關研究資源。

二、資料歸納、整理與問題探討

1. 探討澳洲冷軋型鋼構件規範參考美國規範之依據方法。
2. 界定國內冷軋型鋼規範草案與美國冷軋型鋼構件規範之差異性。
3. 國內相關建築法令在對冷軋型鋼構件設計之適用性。
4. 研究國內冷軋型鋼規範草案與國內熱軋型鋼設計規範之互通性。

三、研擬冷軋型鋼構造設計規範及解說草案。

參、冷軋型鋼構件設計規範架構

在綜合各國的冷軋型鋼構造設計規範之下，本計畫將以發展完整的美國鋼鐵協會所編訂的「冷軋型鋼構件設計規範 (Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)」為主要參考依據，同時，為達到與目前國內相關規範格式的一致性，國內「冷軋型鋼構造設計規範及解說」的章節編排與內容編寫方式，皆以「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」為參考範本。

在國內「建築技術規則」的第五條中，明訂“建築物設計及施工技術之規範，由中央主管建築機關另定之”，因此，國內冷軋型鋼相關規範皆應由內政部建築研究所訂定之，而先期應首先制定冷軋型鋼構造設計規範，對於規範之架構與其相關內容則參考附錄。

為達到與國內「冷軋型鋼構造設計規範及解說」的章節編排與內容編寫方式的一致性，同時，在考量時間之壓力，針對「冷軋型鋼構造設計規範及解說」的編寫，勢必由計畫主持人相互間共同撰稿，因此，一簡單的編寫格式則必需存在，否則較難彙整編列，編輯規則請參考如下：

編輯規則

1. 請使用 Word 97 編輯。
2. 中文字體：**新細明體**，英文字體：**Times New Roman** 內文以 12 號字型為主。
3. 各章標題：字體:新細明體、字號:16、粗體
4. 各節標題：字體:新細明體、字號:14、粗體

5. 各款標題：字體:新細明體、字號:12、粗體
6. 內文各段：字體:新細明體、字號:12、段落第一行位移點數:0.8cm
7. 內文各段的首行皆需縮行。
8. 解說各段：字體:新細明體、字號:12、凸排:1.2cm
9. 解說各段的首行皆不需縮行。
10. 內文與解說各段落間不空行，各節與款間則相空一行。
11. 編輯撰寫方式參考“**鋼構造建築物鋼結構設計技術規範**”相同-先規範內文，再解說內文。
12. 編列方式：章 → 節 → 款，如 第四章 → 4.1 → 4.1.1。
13. 圖與表之字體:新細明體、字號：12，圖之標題置於圖下方，表之標題置於圖上方。編號則採用該節或款之序號，緊接為-1、-2、-3 等依次排序。如圖與表屬解說範圍，則前需另加”C-“。
14. 公式之編號：置於公式之後方，編號則採用該節之序號，緊接為-1、-2、-3 等依次排序，另以括符為記號，如 (4.1-1)。
15. 參考文獻之引用：以中括符為記號，如 [1.2] 或 [4.25，4.36]。各章部份，另請先行按序號編列，如[4.1]、[4.2]、、、、，並於各章後頁明列文獻內容，以利日後彙整統一編排。參考文獻之編寫方式：
4.25. Winter, G., Commentary on the 1968 Edition of Light Gauge Cold-formed Steel Design Manual, American Iron and Institute, 1970.
16. 頁面邊界：上、下各為 2.54 cm，左、右各為 3.17 cm。
17. 專有名稱請參考“**附錄一 專有名詞中英對照**”，如未標示者，請另列出，以供日後加入。

肆、結論與建議

對於國外居家住宅多以木材為建築材料，在木材價格高漲，森林資源保護意識升高的情況下，鋼構住宅很快地成為各國發展的對象。由於環保觀念的提昇與木材的短缺等因素考量下，目前許多國家，如美國、日本、英國與澳洲等，正積極地推動中低層輕鋼構住宅。以美國為例，在 1992 年推動初期，僅有 500 棟此類建築興建，在 1998 年一年間已有 12 萬棟住宅使用輕鋼構建築，約佔當年住宅建築的 10 %，而相信在本年(西元 2000)，其輕鋼構住宅將達一年 20 萬戶的規模(約佔本年住宅建築的 20 %)。同時，依據第十八屆中日工程技術研討會(1997)論文「日本在鋼構住宅之技術現況與展望」之內容資料，澳洲每年有十七萬至十八的新建住宅中，業已有 13 % 是採用輕鋼構住宅建築。

一、研修規範與研擬範例

本計畫所研擬之冷軋型鋼構造設計規範，主要以參考美國鋼鐵協會的冷軋型鋼構材設計規範。然而正如目前國內已制訂完整的「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，是需要持續的修正，以達到適合本土的內容與方向。因此，不斷地進行相關研究與規範模擬乃為一長期性的工作。

新設計規範的推廣，相信對一個設計者而言，在其使用上可能會產生自我不信任感，原因乃緣自於其不熟悉規範之應用層面。目前日本冷軋型鋼設計相關規範 - Recommendations for the Design and Fabrication of Light Weight steel structures – 輕鋼結構設計施工指針同解說內亦有設計實例解說，同時，英國標準協會(British Standards Institute)除了制定了“British Standard: Structural Use of Steelwork in Building. Part 5. Code of Practice for

Design of Cold-formed Sections”外，英國鋼構造協會(The Steel Construction Institute)亦有出版“冷軋型鋼構件設計實例說明”。因此，在未來完成制定國內冷軋型鋼構件設計規範的同時，應可考量參考英國與日本之作法，結合社會相關研究單位與機構，共同發行冷軋型鋼構件設計範例，如此較能迅速的推動業界使用規範，並做正確之設計。

在未來推動設計的範例前，基本構材結構設計例，與構材設計圖表亦為需考量的工作項目，正如美國鋼鐵協會所出版的冷軋型鋼設計手冊(Cold-Formed Steel Design Manual)內，則包含構材設計範例與設計圖表。構材結構設計例的建立，才能使設計業者對於規範條文規定的應用更加清楚瞭解，而不至於在規範內因語意的解讀上有所差異而導致應用錯誤。另由於計算的複雜性，構材設計圖表的建立，旨在提供設計業者在設計計算時的方便性。

二、建立施工標準

由於目前國內使用冷軋型鋼構件之建築物日漸普遍，其應用之建築物型態大致可分為低層住宅、購物商場、工廠、餐廳、倉儲建築、辦公大樓與增建物等。依據內政部建築研究所對台北縣地區的調查研究，截至八十三年止，使用鋼材之建築物約佔全樓地板面積的一成左右，同時，依據上(88)年度計畫-「輕型鋼(冷型鋼)構造設計規範之調查研究」的問卷調查內，亦可發現目前使用冷軋型鋼為構件的建築物，以工廠與購物商場的比率最高，可知訂定相關規範以保障公眾建築物的安全實為刻不容緩的事情。

由於環保的考量，木材、砂石等材料的短缺，美國、澳洲與日本等

國發展之標準化的低層冷型鋼建築設計與施工已廣泛地使用在工、商業界及一般住宅上。為了推廣環保亦可回收的冷軋型鋼建築，除了既有的冷軋型鋼設計規範外，美國全國住宅建築協會(National Association of Home Builders - NAHB)聯合了美國聯邦住家與都市發展部(U.S Department of Housing and Urban Department - HUD)與美國鋼鐵協會業已製訂了「冷軋型鋼構住宅設計方法- Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing」及相關設計細則。該設計方法制定的目的，主要是提供設計與營造業者能輕易地應用冷軋型鋼於建築物上。

在美國、英國、澳洲等國發展鋼構住宅的同時，日本亦積極地研發與推廣鋼構住宅，在 1993 年 11 月舉行的通產省都市鋼鐵研討會，會內即決定了以鋼構住宅為研究主題，接著共六家鋼鐵公司參與研究，並開始籌劃制定鋼構住宅結構和耐久性能之設計基準。於 1995 年，建設省與日本建築中心共同設立作業小組，共同籌劃制定鋼構住宅建築物性能評估及評定基準，期始鋼構住宅得到立足點。

與熱軋型鋼構材相比較之下，冷軋型鋼構材的厚度則顯得薄弱，其在接合部上所使用的接合方式與相關配件，則需要相當的實驗分析做為設計基礎。在本(2000)年八月二十三日，畢利斯颱風過境台灣，造成一屋頂板的脫離而導致死亡的意外發生。一項新材料與建築的推行並非一般所想像的簡單，其所遇到的問題，絕不僅在於規範或標準的建立與否，其他如：是否有足夠的具有專業知識之設計人員；是否有足夠的具備良好技術之施工人員；市場上是否有所需之材料與相關尺寸及規格；是否有完好之銷售體系等因素，皆須被考量周備。因此，除了儘速制定適合國內的冷軋型鋼構件設計規範外，施工法及施工標準的配合制定，亦為在推展冷軋型鋼為建築材料時，一項不可缺少的重點項目。

三、成立技術研發中心或組織

第一本冷軋型設計鋼規範於 1942 年在美國誕生，當時乃由康乃爾大學 George Winter 教授領導，成立產官學三方的委員會，並在美國鋼鐵協會資助下，印映當時之需求，發展出冷軋型鋼設計規範。因此，觀察各國在研發冷軋型鋼相關規範的過程，可瞭解到成立技術研發中心或技術審議委員會，結合產、官、學三方的知識、技術與需求，如此才能發展出適合本土的設計規範及相關標準。另由國內「建築技術規則」總則編第六條所述，“中央主管建築機關，得組設建築技術審議委員會，以從事建築設計、施工、構造、材料與設備等技術之審議、研究、建議及改進事項”。美日二國在短短的幾年內，由於民間的努力，使得輕鋼構建築在市場上蓬勃發展，因此，單靠政府或學界的力量，較難使冷軋型鋼構造相關規範與其延伸的結構建築有發展的空間，所以，結合產、官、學三方的力量，成立技術研發中心或技術審議委員會實有其必要性與需求性。

伍、參考文獻

1. American Iron and Steel Institute, 1999, "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members with Commentary", 1996 Edition, Supplement No.1, July, 1999.
2. American Iron and Steel Institute, 1997, "Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing", Second Edition.
3. Architectural Institute of Japan. 1985, "Recommendations for the Design and Fabrication of Light Weight Steel Structures".
4. Baehre, R., 1983, "Cold-Formed Steel Structural Elements, Development in Design and Application", Instability and Plastic Collapse of Steel Structures, Ed. L.J. Morris, Granada.
5. British Standards Institution, 1987, "British Standards: Structural Use of Steelwork in Building. Part 5. Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections", BS 5950.
6. Steel Construction Institute, 1993, "Building Design using Cold-Formed Steel Sections : Worked Examples to BS 5950 : Part 5 : 1987.
7. SDI, Steel Deck Institute, 1987, "Design Manual for Composite Decks", Form Decks and Roof Decks, Canton, Ohio.
8. Yu, W.W., 2000, "Cold-Formed Steel Design", New York: John Wiley.
9. 經濟部中央標準局, 1995 , "中國國家標準分類目錄".
10. 內政部營建署 , 1998 , "最新建築技術規則" , 詹氏書局。
11. 營建雜誌社 , "鋼構造建築物鋼結構設計技術規範".

冷軋型鋼構材設計規範內容(草案)

目 錄

第一章 通則

1.1 適用範圍.....	1-1
1.2 品質要求.....	1-1
1.3 設計基準.....	1-3
1.4 常數.....	1-6

第二章 載重

2.1 適用範圍.....	2-1
2.2 載重係數與載重組合.....	2-1
2.3 其他載重.....	2-3

第三章 材料

3.1 一般規定.....	3-1
3.1.1 冷軋型鋼構材.....	3-1
3.1.2 鋼材檢驗.....	3-1
3.1.3 鋼材品質證明.....	3-1
3.2 適用鋼材.....	3-1
3.3 降伏應力.....	3-3
3.4 冷型之影響.....	3-5
3.5 延展性.....	3-7
3.6 鋼材厚度.....	3-8

第四章 肢材設計

4.1 適用範圍.....	4-1
4.2 尺寸限制與考量.....	4-1
4.2.1 翼板之寬厚比.....	4-1
4.2.2 腹板之寬厚比.....	4-3
4.3 加勁肢材之有效寬度.....	4-4
4.3.1 均佈受壓之加勁肢材.....	4-4
4.3.2 均佈受壓之具有圓孔之加勁肢材.....	4-8
4.3.3 具應力坡度之加勁肢材或腹板.....	4-8
4.4 未加勁肢材之有效寬度.....	4-10
4.4.1 均佈受壓之未加勁肢材.....	4-10
4.4.2 具應力坡度之未加勁肢材或邊緣加勁材.....	4-11

4.5	具中間加勁材或邊緣加勁材之肢材有效寬度.....	4-11
4.5.1	具單個中間加勁材之均佈受壓肢材.....	4-13
4.5.2	具邊緣加勁材之均佈受壓肢材.....	4-14
4.5.3	具多個中間加勁材之加勁肢材.....	4-15
4.6	加勁材.....	4-17
4.6.1	橫向加勁材.....	4-17
4.6.2	剪力加勁材.....	4-17
第五章 受拉構材		
5.1	適用範圍.....	5-1
5.2	設計受拉強度.....	5-1
第六章 撓曲構材		
6.1	適用範圍.....	6-1
6.2	一般撓曲設計.....	6-1
6.2.1	標稱斷面強度.....	6-1
6.2.2	側向挫屈強度.....	6-5
6.2.3	翼板連接鋼承鋼板與外覆板之樑.....	6-12
6.2.4	翼板連接屋頂折板之樑.....	6-13
6.3	剪力強度.....	6-14
6.4	撓曲 - 剪力強度.....	6-15
6.5	腹板摺曲強度.....	6-17
6.6	撓曲 - 腹板摺曲強度.....	6-24
第七章 受壓構材		
7.1	適用範圍.....	7-1
7.2	受壓強度.....	7-1
7.3	扭轉強度與撓曲 - 扭轉挫屈強度.....	7-7
7.4	非對稱構材設計.....	7-8
第八章 構材承受彎矩及軸力		
8.1	適用範圍.....	8-1
8.2	軸向拉力與撓曲作用強度.....	8-1
8.3	軸向壓力與撓曲作用強度.....	8-2
第九章 中空圓管構材		
9.1	適用範圍.....	9-1
9.2	撓曲強度.....	9-1

9.3 受壓強度.....	9-2
9.4 軸向壓力與撓曲作強度.....	9-3

第十章 合成構材

10.1 適用範圍.....	10-1
10.2 組合斷面.....	10-1
10.2.1 合成 I 型鋼.....	10-1
10.2.2 受壓肢材之接合間距.....	10-4
10.3 側向支撐.....	10-5
10.3.1 對稱樑與柱.....	10-5
10.3.2 C 型斷面與 Z 型斷面樑.....	10-5
10.3.2.1 上翼板連接外覆材之屋頂系統支撐錨定....	10-5
10.3.2.2 無翼板與覆材連結.....	10-7
10.4 無側向支撐之組合箱形樑.....	10-10
10.5 隔間柱與其組合.....	10-10
10.5.1 撓曲強度.....	10-11
10.5.2 受壓強度.....	10-11
10.5.3 軸向壓力與撓曲強度.....	10-15

第十一章 接合設計

11.1 一般規定.....	11-1
11.2 銲接接合.....	11-1
11.2.1 對接開槽銲.....	11-2
11.2.2 電弧點銲.....	11-3
11.2.2.1 剪力.....	11-4
11.2.2.2 拉力.....	11-7
11.2.3 電弧縫銲.....	11-8
11.2.4 填角銲.....	11-10
11.2.5 喇叭形開槽銲.....	11-12
11.2.6 電阻點銲.....	11-16
11.2.7 相稱點銲.....	11-17
11.3 螺栓接合.....	11-17
11.3.1 接合部剪力強度、間距及邊距.....	11-19
11.3.2 接合部拉力強度.....	11-20
11.3.3 承壓強度.....	11-21
11.3.4 螺栓的剪力及拉力.....	11-22
11.4 螺絲接合.....	11-24
11.4.1 最小間距.....	11-26

11.4.2	最小邊距.....	11-26
11.4.3	剪力.....	11-26
11.4.3.1	接合部剪力.....	11-26
11.4.3.2	螺絲的剪力強度.....	11-27
11.4.4	拉力強度.....	11-28
11.4.4.1	拔出破壞.....	11-28
11.4.4.2	穿刺破壞.....	11-28
11.4.4.3	螺絲拉力強度.....	11-28
11.5	剪力撕裂.....	11-28
11.6	其他材料的接合.....	11-29
11.6.1	承载力.....	11-29
11.6.2	拉力.....	11-30
11.6.3	剪力.....	11-30

第十二章 製造、安裝、品管

12.1	適用範圍.....	12-1
12.1.1	定義.....	12-1
12.2	一般規定.....	12-1
12.3	製造.....	12-1
12.3.1	切割.....	12-2
12.3.2	彎曲與整平加工.....	12-2
12.3.3	開口.....	12-2
12.3.4	銲接.....	12-2
12.3.5	表面處理.....	12-3
12.3.5.1	防銹塗裝.....	12-3
12.3.5.2	鍍鋅法.....	12-3
12.3.6	成品儲放.....	12-4
12.3.7	成品輸送.....	12-4
12.4	安裝.....	12-4
12.4.1	牆面安裝.....	12-4
12.4.2	樓板安裝.....	12-4
12.5	品管.....	12-5
12.5.1	查驗.....	12-5
12.5.1.1	牆面安裝查驗.....	12-5
12.5.1.2	樓板安裝查驗.....	12-5

第十三章 耐震設計

13.1	適用範圍.....	13-1
------	-----------	------

13.2	載重係數與載重組合.....	13-1
13.3	一般規定.....	13-1
13.4	邊界構材及錨定.....	13-2

參考文獻

附錄一 專有名詞中英對照

附錄二 符號說明

冷軋型鋼結構設計規範

第一章 通則

1.1 適用範圍

本規範適用於以冷軋型鋼構材設計之建築結構，該構件鋼材係由碳鋼或低合金鋼板或鋼片製成，其鋼材厚度不得超過 25.4 mm。

解說：本規範係針對以冷軋型鋼構材設計之建築結構物，對於一般結構用熱軋型鋼構材設計，可參照國內建築技術規則[1.1]及鋼構造建築物鋼結構設計技術規範[1.2]或其他相關規範。冷軋型鋼構材的斷面形狀、製程及接合方式皆與熱軋型鋼結構有所不同，通常在室溫下經過輾壓或滾壓而成的冷軋型鋼構材與熱軋型鋼有下列之顯著的差異性：

- 1.由於製造的方式不同，冷軋型鋼構材不如熱軋型鋼構材製造時在熱軋(hot-rolling)後，經由不均勻的冷卻(uneven cooling)而造成之殘留應力。
- 2.冷軋型鋼構材在冷壓加工過程中會造成冷壓殘留應力，即是在斷面轉角處及其週邊的材料機械性質，如降伏應力與抗拉強度將明顯的增強，相反地延展度亦相對的降低。
- 3.冷軋型鋼材在其製造過程中經冷軋作用(cold-rolling)後，在未完全退火(anneal)時，其材料本體應力將略為減少(cold-reducing stress)。
- 4.由於厚度薄，冷軋型鋼構材內之肢材(element)擁有較大之寬厚比，也因此受到壓力之下極容易產生局部挫屈。
- 5.冷軋型鋼材的應力與應變關係，可為尖銳降伏形式(sharp-yielding type)或平緩降伏形式(gradual-yielding type)。
- 6.冷軋型鋼構材之轉角處為圓弧形。
- 7.冷軋型鋼構材無填角焊縫(corner fillet)。

由於國內冷軋型鋼構材之研究資料尚不齊全，本規範內容係主要參考美國鋼鐵協會所編定之「冷軋型鋼構材設計規範」(Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members)制定[1.3]，同時，本規範內所使用之相關資料，如圖表與符號等亦主要參考該規範。適用於本規範之冷軋型鋼構材設計，其斷面厚度之限制可參考研究文獻[1.4、1.5]。

1.2 品質要求

冷軋型鋼構造施工由購料、加工、接合及安裝完成，均應詳細查驗證明其品質

及安全，為確證施工能以達到設計標準，監造人員應負責聘請專業人員辦理查驗工作，詳細記載查驗事項，並剔除不合格部分。在工廠施作鋼構部分，其品質要求亦須符合規定。

解說：冷軋型鋼結構之品質管制要求亦如熱軋型鋼結構之規定。由於鋼結構之品質管制影響結構安全甚鉅，其材料、加工、接合、安裝中所造成之瑕疵均可能對結構產生不利之影響，並導致結構無法達到設計標準，故本規範將品質要求列入主文內。

1.3 設計基準

本規範依據載重及強度係數設計法(LRFD)制定，該設計應檢核強度極限狀態和使用性極限狀態。強度極限係指結構之最大承載能力，其與結構之安全性密切相關，而使用性極限係指正常使用下其使用功能之極限狀態。

本規範中各構材及接合之設計強度必須大於或等於由因數化載重組合計得之需要強度：

$$\phi R_n \geq R_u \quad (1.3-1)$$

其中

R_u = 所需強度

R_n = 標稱強度，見第四章至第十一章之規定

ϕ = 強度折減因子，見第四章至第十一章之規定

ϕR_n = 設計強度

解說：當結構體或其構材在受力狀態下，無法滿足原設計之安全與功能時，此結構可能已進入其極限狀態(Limit State)。一般冷軋型鋼構材之極限狀態可能由於過量的撓度、降服、挫屈或是後挫屈(post-buckling)之故。這類的極限狀態已經過充分的研究及分析証實，相關之研究報告可參考文獻[1.6、1.7]之說明。LRFD 的設計法是考慮下列二種極限狀態：(1)強度極限狀態，是指結構所能抵抗最大承載能力；(2)使用性極限狀態，是指結構在使用功能的狀態，結構設計之主要目標亦在於防止結構物於預估使用期限內產生上述之極限狀態。一般若考慮強度極限狀態，LRFD 的公式可依下列說明：

$$\sum r_i Q_i \leq \phi R_n \quad (C-1.3-1)$$

或 $R_u \leq \phi R_n$

其中， R_n 是標稱強度，由標稱斷面依其分析模式計算而得之值， ϕ 是構材強度折減係數(考慮標稱強度存在的變化性)， $\phi < 1.0$ ； Q_i 是標稱載重，依載重狀況進行結構分析而得， r_i 是載重放大係數(考慮載重之不定性)。LRFD 設計法有如下之優點：(1)針對構材強度及載重分別考慮其不定性及使用不同的係數；(2)以機率理論設計，使結構的安全性，較能達到一致之水準。

(a) 機率模式

安全係數及載重因子是為了考量在設計過程中所存在的不定性及變化性。結構設計乃包含了二個隨機變數 Q 及 R 的關係(詳圖 C-1.3-1)，若 $R < Q$ 時，則

極限狀態成立。一種合適的結構設計是允許存在極小機率的極限狀態發生。然而， Q 及 R 的實際機率分佈並不確知，只有其中平均值 Q_m 及 R_m ，與標準偏差 δ_Q 及 δ_R 是可得知的。

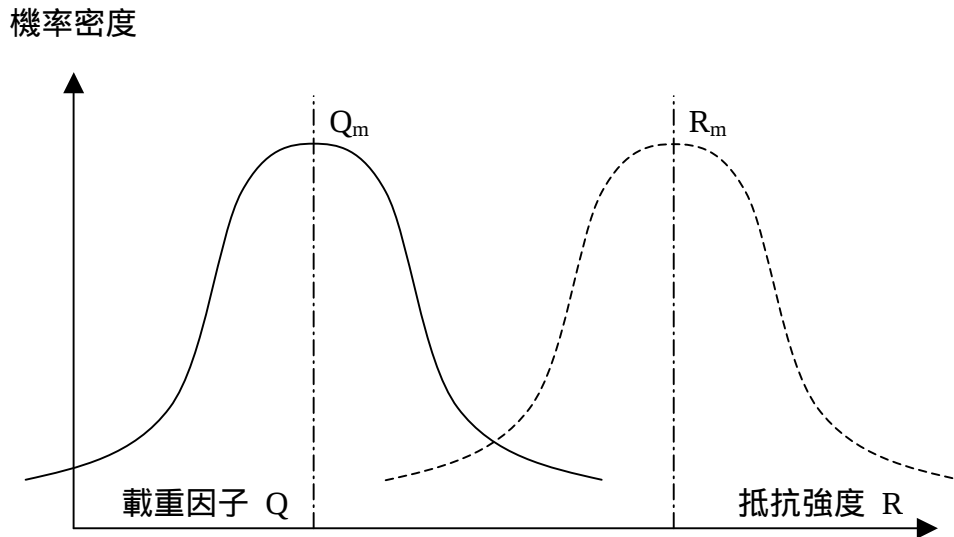


圖 C-1.3-1 隨機變數 Q 與 R 之定義

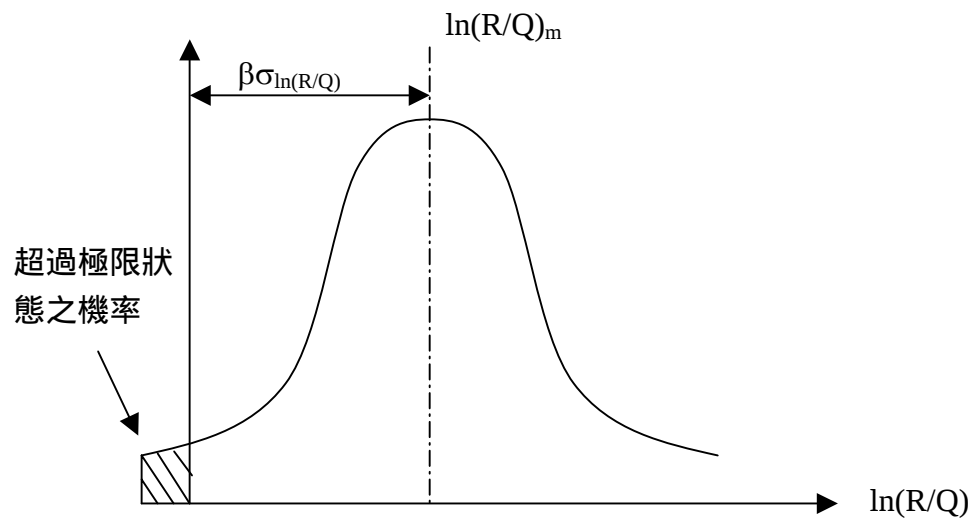


圖 C-1.3-2 可靠度指數 β 之定義

依據圖 C-1.3-2 所示，吾人即可決定不用構材設計之相對可靠度，圖中所示之分部曲線為 $\ln(R/Q)$ ，當 $\ln(R/Q) = 0$ 時，極限狀態即發生，圖中斜線部分即為極限狀態發生之機率。當統計數據 R_m 、 Q_m 、 δ_R 、 δ_Q 為已知，且 $\beta * \sigma_{\ln(R/Q)} = \ln(R/Q)_m$ ，那麼在 $\ln(R/Q) = 0$ 之條件下的面積是決定 β 值的變化， β 值可概約地以下式表之：

$$\beta = \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (C-1.3-2)$$

其中

$V_R = \delta_R / R_m$ 偏差係數

$V_Q = \delta_Q / Q_m$ 載重偏差係數

β 為可靠度指數

對結構設計之安全性可作相對性的指標，在比較二種設計時，有較大之 β 值者，代表其設計較為可靠。

利用可靠度指數的概念可以得知對現有設計所存在的相對可靠性，並可用來測試新設計公式的可靠度，上述可用下列有一樑承受靜重及活重之簡支、側撐來作說明。

針對此型樑，吾人用容許應力法設計可得：

$$S_e F_y / \Omega = (L_s^2 S / 8) (D + L) \quad (C-1.3-3)$$

其中

S_e = 依有效斷面得之彈性斷面模數

$\Omega = 5/3$ 彎矩之安全係數

F_y = 降伏強度

L_s = 樑長度

S = 樑間距

D 及 L 分別是規範中設定之靜重及活重

標稱強度之平均值 R_m ，可由下式定義[1.8]

$$R_m = R_n (P_m M_m F_m) \quad (C-1.3-4)$$

上式中， R_n 是標稱強度，在此例中為

$$R_n = S_e F_y \quad (C-1.3-5)$$

是根據壓力翼板及腹板之後挫屈強度而計算得之標稱彎矩。

P_m = 對實際材料及斷面之試體，其(試驗彎矩值 / 公式計算之彎矩)比值之平均值

M_m = (實際降伏強度 / 最小指定降伏強度)比值之平均值

F_m = (實際斷面模數 / 指定標稱斷面模數)比值之平均值

標稱強度 R 之偏差係數等於

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_M^2 + V_F^2} \quad (C-1.3-6)$$

上述公式之數據，經由相關試驗、分析及量測得知[1.9、1.10]

$P_m = 1.11$ ， $V_P = 0.09$ ， $M_m = 1.10$ ， $V_M = 0.10$ ， $F_m = 1.0$ ， $V_F = 0.05$

故可得， $R_m = 1.22 R_n$ 及 $V_R = 0.14$

載重效應之平均值為

$$Q_m = (L_s^2 S / 8) (D_m + L_m)$$

(C-1.3-7)

及

$$V_Q = \frac{\sqrt{(D_m V_D)^2 + (L_m V_L)^2}}{D_m + L_m} \quad (C-1.3-8)$$

其中， D_m 及 L_m 分別是靜重及活重的平均值， V_D 及 V_L 分別是其偏差係數。依美國標準局的不同載重統計研究分析指出 $D_m = 1.5D$ ， $V_D = 0.1$ ， $L_m = L$ ， $V_L = 0.25[1.11]$ 。將此載重設計數據應用於上述公式(C-1.3-7)及(C-1.3-8)，可得

$$Q_m = \frac{L_s^2 S}{8} \left(\frac{1.05D}{L} + 1 \right) L \quad (C-1.3-9)$$

$$V_Q = \frac{\sqrt{(1.05D/L)^2 V_D^2 + V_L^2}}{(1.05D/L + 1)} \quad (C-1.3-10)$$

由上式可知 Q_m 及 V_Q 與 (D/L) 之比值有關，冷軋型鋼樑通常有較小之 (D/L) 比值，為了檢核 LRFD 規範之可靠度，吾人假設 $(D/L)=1/5$ 。故 $Q_m=1.21L$ 及 $V_Q=0.21$ 。

從(C-1.3-3)式及(C-1.3-5)式中，及 $D/L=1/5$ 及 $\Omega=5/3$ ，可得標稱強度， $R_n=2L(L_s^2 S/8)$ 。利用公式(C-1.3-2)之可靠度指數， β 及 $R_m=1.22 R_n$ ，吾人可得

$$\frac{R_m}{Q_m} = \frac{1.22 \times 2.0 \times L(L_s^2 S/8)}{1.21L(L_s^2 S/8)} = 2.02$$

及

$$\beta = \frac{\ln(2.02)}{\sqrt{(0.14)^2 + (0.21)^2}} = 2.79$$

單獨的由此例中所得之 $\beta=2.79$ 是毫無意義的。但是當此 β 值與其他冷軋型鋼構材或與熱軋型鋼設計，或與其他建材設計相比較時，則此例中之冷軋型鋼樑，可以說有達到平均的可靠度[1.12]。

(b)冷軋型鋼結構 LRFD 設計基礎

由於國內尚無相關之研究資料可供參考，本規範將採用美國 AISI 規範作為本章之解說。有關熱軋型鋼結構之研究結果及數據，可參考文獻[1.8]，對於冷軋型鋼構材之 β 值，美國密蘇里大學有詳盡的研究結果及數據可供參考[1.13 - 1.17]。

文獻[1.11、1.12、1.18]中，對於熱軋型鋼、冷軋型鋼、鋼筋混凝土、鋁結構、複合木材結構及磚造結構等設計之相關研究有極詳細之敘述，本章僅摘錄其主要之分析結果及要點。可靠度指數會因不同之載重、不同之施工及不同之材料設計而有變化，為求能達到更一致的可靠度文獻[1.18]，建議下列目標可靠度值， β_0 ，作為對不同材質 LRFD 設計之依據。

基本型式：受重力載重， $\beta_0=3.0$

接合設計： $\beta_0=4.5$

風力載重： $\beta_0=2.5$

由上例得知，在 $D/L=1/5$ ，該例可得 $\beta=2.79$ ，當使用不同的載重比例，或其

他型式之冷軋型構材時，其相對的 β 值可能與 2.79 相差不多，本章建議使用較低之目標可靠度 $\beta_0=2.5$ ，基本上，此值是構材實際所得 β 值之下限。為了避免在接合處提前發生破壞，故建議使用較大之 $\beta_0=3.5$ 。這二個目標可靠度值與美國 AISI 規範相同[1-3]

1.4 常數

冷軋型鋼構材設計時所用鋼材之彈性模數(E)為 2050 噸/平方公分，剪力模數(G)790 噸/平方公分，波森比(μ)為 0.3，溫度伸縮係數為 $0.000012/^{\circ}\text{C}$ 。

第二章 載重

2.1 適用範圍

本章在於規定冷軋型鋼構材設計時所應採用之載重大小及載重組合情形，各種標稱載重之規定除本章另有規定者外，應依建築技術規則及其相關規範之規定辦理。

解說：美國土木工程師學會所制定之載重準則[2.1]有詳細資料可供參考。

2.2 載重係數與載重組合

依據載重及強度係數設計法，(冷軋型)鋼結構及其構材之設計強度必須大於或等於因數化載重組合後之需要強度，需要強度之決定須檢核下列之載重組合：

- (1) $1.4D + L$
- (2) $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$
- (3) $1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r) + (0.5L \text{ 或 } 0.8W)$
- (4) $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R_r)$
- (5) $1.2D + E + 0.5L + 0.2S$
- (6) $0.9D - (1.3W \text{ 或 } E)$

上式中：

- D = 靜載重
E = 地震力
L = 活載重
 L_r = 屋頂活載重
S = 雪重
 R_r = 雨載重
W = 風力

注意事項：

- 1.對於公共集會場所及活載重超過 485 kg/m^2 (100 psf)之區域，載重組合(3)、(4)及(5)中之活載重(L)係數應等於 1.0。
- 2.當桁樑、橫樑、牆板及屋頂板承受風力時，應乘以風力載重係數 0.9。
- 3.當屋頂活載重是由於工人及材料在維修之故，在組合(3)中 L_r 之載重係數應以 1.4 取代 1.6。

解說：本規範仍將採用美國研發之結果[2.1、2.2、2.3]並摘錄於本章節中，俾利讀者參考相關文獻報告。針對所有不同的構材(包括冷軋型鋼)，美國 ASCE7-95 載重標準提供下列之載重係數及其組合：

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L+0.5(L 或 S 或 R_r)
3. 1.2D+1.6(L_r 或 S 或 R_r)+(0.5L 或 0.8W)
4. 1.2D+1.3W+0.5L+0.5(L_r 或 S 或 R_r)
5. 1.2D+1.0E+(0.5L 或 0.2S)
6. 0.9D-1.3W 或 +1.0E

本規範第 2.2 節中所規定之載重係數及其組合與上列組合條件有以下之不同處：

- (a)由於冷軋型鋼結構之靜重要比熱軋型鋼來得較小，故本規範載重組合(1)是(1.4D+L)而非 1.4D
- (b)當屋頂活載重是由於工人及材料用於維修時，標稱屋頂活載重之載重係數為 1.4 而非 ASCE 使用之 1.6。此類載重可歸類於施工之載重型式
- (c)桁樑、橫樑、牆板及屋頂板屬於次要構材，且承受短期之風力，故可使用較小之可靠度指數。
- (d)當地震力模式是根據極限狀態發展而得時，地震力係數為 1.0。

當使用冷軋型鋼複合板施工時(Composite Construction)，下列載重組合應予檢核：

$$1.2 D_s + 1.6 C_w + 1.4 C$$

其中

D_s = 鋼承板重

C_w = 施工中濕混凝土重

C = 施工設備載重，包括人員及設備

強度折減因子

本規範所建議使用之強度折減因子 ϕ ，與上述使用之載重提供相互一致的可靠度指數(當載重組合條件為 1.2D+1.6L 及 $\beta_0=2.5$ 於構材， $\beta_0=3.5$ 於接合處)。然而在實際的情況下，當使用不同之強度折減因子時，實際之 β 值也會隨著設定目標值改變。即為以下之解釋：

$$\phi R_n = c(1.2D+1.6L) = (1.2D/L+1.6)cL \quad (C-2.2-1)$$

c = 轉換載重強度成為載重效應之影響係數

假設 $D/L=1/5$ ，公式(C-2.2-1)及(C-1.3-9)可重新改寫為

$$R_n = 1.84(cL/\phi) \quad (C-2.2-2)$$

$$Q_m = (1.05D/L+1)cL = 1.21cL \quad (C-2.2-3)$$

故

$$R_m/Q_m = (1.521/\phi)(R_m/R_n) \quad (C-2.2-4)$$

ϕ 值可由公式 (C-1.3-2) (C-1.3-4) 及 (C-2.2-4) 計算而得知[2.4]：

$$\phi = 1.521(P_m M_m F_m) \exp(-\beta_0 \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}) \quad (C-2.2-5)$$

β_0 是目標可靠度指數。

由已知的 ϕ 值及在 $1.2D+1.6L$ 的載重組合條件下, 可求得在容許應力設計法中相對應之安全係數, Ω :

$$\Omega = (1.2D/L+1.6)/[\phi(D/L+1)] \quad (C-2.2-6)$$

其中

D/L 是靜載重與活載重之比值。

2.3 其他載重

當結構體承受其他顯著外力如 F (水壓力)、 H (土壓力)、 P (屋頂積水)及 T (溫度變化效應), 其因數化載重效應為 $1.3F$ 、 $1.6H$ 、 $1.2P$ 及 $1.2T$ 應與第 2.2 節中列入考慮。

解說：參考文獻[2.1]

第三章 材料

3.1 一般規定

3.1.1 冷軋型鋼構材

冷軋型鋼結構所使用之材料包括結構用鋼板、鋼片及螺栓、螺帽、墊片與銲接材料等，均應符合第 3.2 節所列之中國國家標準。

3.1.2 鋼材檢驗

未明列於第 3.2 節之鋼材應依 CNS2608 “鋼料之檢驗通則”及相關之國家檢驗測試標準，或內政部認可之國際通行檢驗標準檢驗，確認符合其原標示之標準，且證明達到本規範之設計標準者方可使用。

解說：本規範有關冷軋型鋼構材之材料均以符合中國國家標準(CNS)為原則，但因世界各國之鋼材不斷在發展及創新，且考慮我國目前及未來可能之需求，將難以禁止使用國外進口材料。且其中部分材料尚未訂立中國國家標準，因此本規範亦容許經由國際通行檢驗標準檢驗合格且達設計所需之最低檢驗標準者。

3.1.3 鋼材品質證明

冷軋型鋼構材所使用之各項材料，應由原生產廠家或公正之檢驗機構出具品質證明書或檢驗報告，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。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。

解說：冷軋型鋼構材所使用之各項材料其化學成分、機械性質、衝擊值特性等均須符合所訂定之相關規定，若有未能符合 CNS 規定需求之鋼材，除經設計者同意，否則不應使用。至於品質之認定方法，通常可依原生產工廠所出具之品質證明書為準，或可以公正檢驗機構出具之品質證明書或檢驗報告辦理。

3.2 適用鋼材

冷軋型鋼結構之構材應選用符合下列中國國家標準規定之鋼材。

CNS 6183 (一般結構用輕型鋼)

CNS 9704 (鋼承板鋼板材質)

CNS 1244 (熱浸法鍍鋅鋼片)

CNS 10804 (著色鍍鋅鋼片)

CNS 8499 (冷軋不銹鋼片或鋼板)

CNS 9278 (冷軋碳鋼鋼片或鋼帶)

結構用螺栓及螺帽除符合中國國家標準之製品外,亦可使用符合美國材料試驗標準 ASTM 及美國銲接協會 AWS 相關規定之同級品。

解說：鋼材之選用一般的三個基本原則為：(1)安全性、(2)加工性、(3)經濟性。目前國內土木建築界所使用之熱軋型鋼材大致可分為：(以中國國家標準 – CNS 與美國材料試驗協會 – ASTM 為例)

1. 一般結構用鋼 (CNS 2473 , ASTM A36)
2. 熔(銲)接結構用鋼 (CNS 2947 , ASTM A36、 A283D、 A572、 A709)
3. 熔(銲)接結構用耐候性鋼 (CNS 4269 , ASTM A242 Type I)
4. 高耐候性鋼 (CNS 4620 SPA-H , ASTM A588 , A709 Gr.50W)
5. 建築構造用軋鋼片 (CNS 13812)

依據美國鋼鐵協會(AISI)冷軋型鋼構材設計規範內[3.1]，所規定可使用作為冷軋型鋼材料之種類甚多，大致可分為：

1. 一般結構用鋼 A36
2. 高強度低合金鋼 A242、 A588
3. 中低強度結構用碳鋼 A283
4. 高強度結構用鋼 A529
5. 結構用碳鋼 A570
6. 熔(銲)接結構用鋼 A572
7. 耐候性高強度低合金結構用鋼 A606 (熱軋鋼捲、冷及熱軋鋼片)
8. 加鋁、釩高強度低合金結構用鋼 A607 (熱軋或冷軋)
9. 冷軋結構用碳鋼 A611
10. 鍍鋅結構用鋼片 A653
11. 改良成形高強度低合金鋼片 A715
12. 熱浸法鍍鋁鋅合金鋼 A792

一如目前國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內[3.2]，第三章材料篇所示 ”結構用鋼板、鋼棒及型鋼應選用符合下列中國國家標準規定之鋼材”，並名列相關可使用之鋼材料。但依據中國國家標準 CNS 6183(一般結構用輕型鋼，修正日期：84 年 2 月 16 日)之陳述，輕型鋼由鋼板或鋼帶以冷軋成型製造，而其適用之材料僅限於 ”SSC 400”。

目前各國規範內對於冷軋型鋼構材之定義，除了在 CNS 6183 內所包含的構材如槽形、Z 形、L 形、C 形及帽形構材外，矩形及圓形鋼管、鋼承板(steel deck，浪形鋼板 – CNS 9704)、屋頂鋼板(steel panel for roof，鋼製屋頂嵌板 – CNS 8182)、牆面鋼板(steel panel for wall，鋼製牆壁嵌板 – CNS 8184)、樓承板(steel panel for floor，鋼製樓板嵌板 – CNS 8186)、屋頂承板(steel roof deck，鋼製屋頂折板 – CNS 8339)等亦屬冷軋型鋼之構材。在 CNS 9704 浪形

鋼板的標準中明定可使用之鋼材為 CNS 4622(熱軋軟鋼板)、CNS 9278(冷軋碳鋼鋼片及鋼帶)、CNS 2473(一般結構用軋鋼料)、CNS 4620(高耐候性軋鋼料)，在 CNS 8182、CNS 8184、CNS 8186 標準中，則明定可使用之鋼材為 CNS 1244(熱浸法鍍鋅鋼片)、CNS 10804(著色鍍鋅鋼片)及 CNS 12005(聚氯乙烯金屬積層板)，而在 CNS 8339 中則建議使用折板材料可為 CNS 4620(高耐候性軋鋼料)、CNS 1244(熱浸法鍍鋅鋼片)、CNS 10804(著色鍍鋅鋼片)、CNS 9998(熱浸鍍鋁鋼片及鋼帶)、CNS 9265(冷軋不銹鋼帶)與 CNS 12005(聚氯乙烯金屬積層板)。

另外，在 CNS 11984 標準中所說明之“建築用暗架式牆及平頂輕鋼架”(一般所謂之輕隔間及輕鋼架)，則另有規定其可使用之材料。歸納上述之構材類型，國內使用冷軋型鋼構材的鋼材應不僅限於 CNS 6183 之 SSC 400。

在美國的冷軋型鋼設計手冊[3.1]，定義冷軋型鋼材料特性在選擇上的限制為：

- (1) 降伏應力需介於 172 至 552 MPa (25 至 80 ksi)之間
- (2) 抗拉強度需介於 290 至 690 MPa (42 至 100 ksi)之間
- (3) 抗拉強度與降伏應力比不能低於 1.13
- (4) 伸長率(elongation)不得小於 10 percent。

澳洲的冷軋型鋼規範內亦定有類似的要求：

- (1) 降伏應力需介於 200 至 500 MPa 之間
- (2) 抗拉強度需介於 300 至 500 MPa 之間
- (3) 抗拉強度與降伏應力比不能低於 1.08
- (4) 伸長率不得小於 8 %。當然，在此二種規範內對於應力超出規定值或伸長率小於規定值的鋼材，在使用上則另予以限制或規範之。

3.3 降伏應力

結構設計時所使用鋼材之降伏應力(或降伏點) F_y ，不得大於第 3.1 節內材料所規定之值，若考慮第 3.4 節之規定，則可允許使用較高之降伏應力。

解說：冷軋型鋼結構的構材強度通常是取決於鋼材之降伏強度，此外，彈性局部挫屈或是整體挫屈亦是影響構材強度的原因。圖 C-3.3-1 代表鋼材之應力-應變曲線，其中(a)圖是尖銳降伏型式 (sharp - yielding type)，(b)圖是平緩降伏型式 (gradual - yielding type)，冷軋型鋼材通常具有如(b)圖之應力-應變特性。由於平緩降伏型式的應力與應變曲線上並無明顯之降伏點(yield point)，這類材料之降伏應力的取得則需採用 offset method 或 strain-under-load method。如圖 C-3.3-2(a)所示，在 offset method 中，一般在降伏點的抉擇上乃使用 0.2% offset，而虛線的斜率則與此應力與應變曲線之初始線段之斜率相同。另在 strain-under-load method 中(圖 C-3.3-2(b))，降伏點的決定則是在 0.5%的固定應變處向上劃垂直線，此線與應力與應變曲線之交接處即為降伏點。影響構材挫屈強度的因素除了降伏強度之外，鋼材之彈性模數(E)也是

主要因素之一。冷軋型鋼構材之 E 值通常介於 2000 與 2100 噸/平方公分之間，為便於設計，本規範使用 $E=2050$ 噸/平方公分。

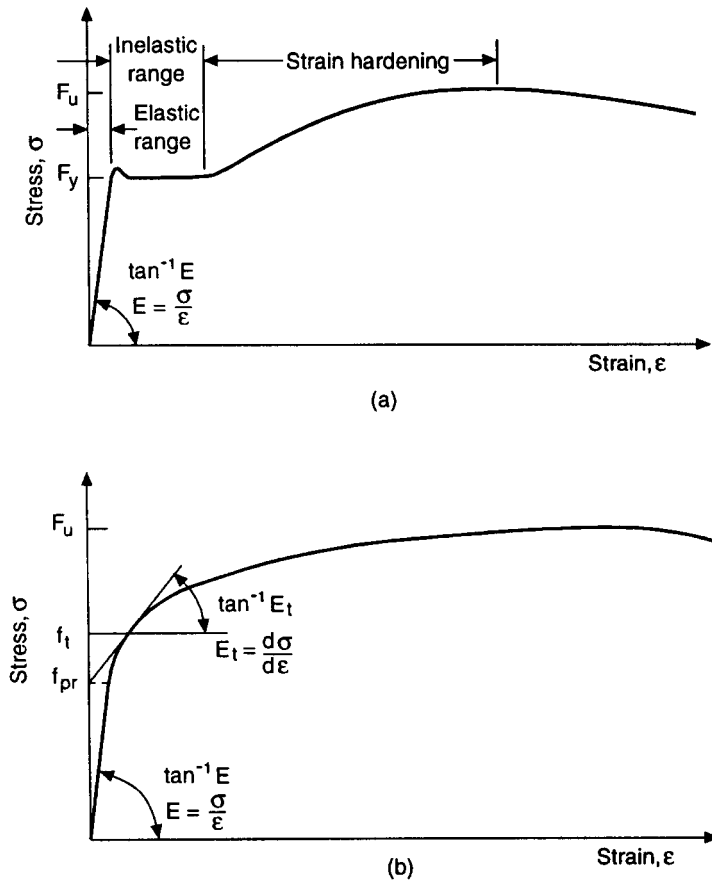


圖 C-3.3-1 鋼材之應力-應變曲線 (a) 尖銳降伏型式
(b) 平緩降伏型式

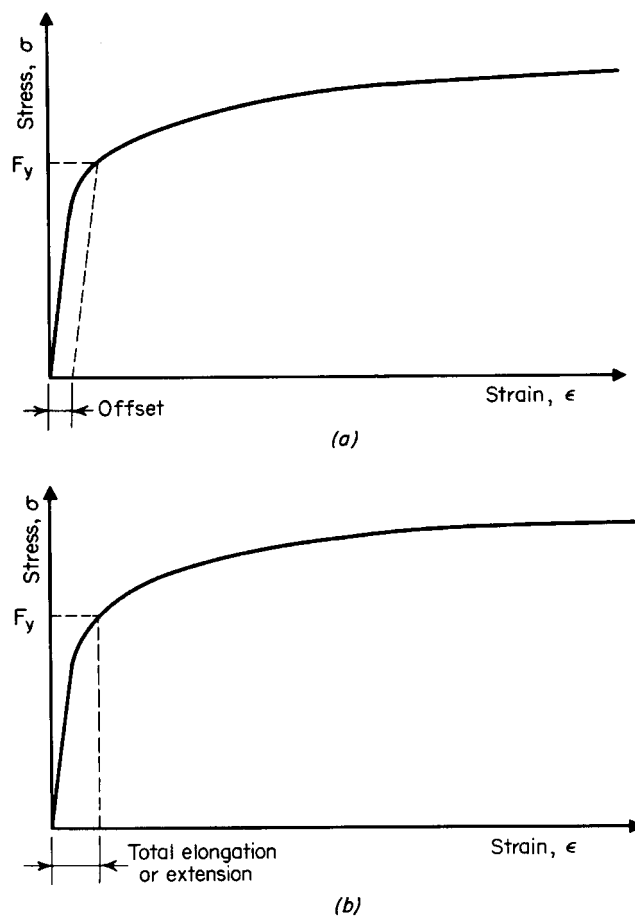


圖 C-3.3-2 平緩降伏型式之應力-應變曲線示意圖

3.4 冷型之影響

本規範於第 5 章、第 6.2.1 節、第 7 章、第 8 章、第 9 章及第 10.5 節中之構材設計，其使用之鋼材降伏應力(F_y)得以較高值之平均降伏應力(F_{ya})用於構材之分析設計。

F_{ya} 可由下列條件決定：

1. 在軸向壓力構材及彎曲構材依第 4.2 節之規定計算出 ρ 值為 1.0 時，且為載重設計之用時，其設計降伏應力 F_{ya} 可依下式計算：

$$F_{ya} = C F_{yc} + (1-C) F_{yf} \quad (3.4-1)$$

其中

C = 全部轉角總斷面積與全斷面積之比值

F_{yf} = 權重平均降伏應力

F_{yc} = 轉角之伸長降伏應力

$$= B_c F_{yv} / (R/t)^m \quad (3.4-2)$$

$$B_c = 3.69(F_{uv}/F_{yv}) - 0.819(F_{uv}/F_{yv})^2 - 1.79 \quad (3.4-3)$$

$$m = 0.192(F_{uv}/F_{yv}) - 0.068 \quad (3.4-4)$$

R = 內彎半徑

F_{yv} = 原始鋼材降伏應力

F_{yu} = 原始鋼材極限張力

2. 軸向張力構材之降伏強度依上述公式決定之。

解說：冷軋型鋼材與平鋼板之機械性質有所差異，圖 C-3.4-1 顯示冷軋型鋼斷面試驗結果有較高之抗張強度及降伏應力[3.3]，此乃由於鋼材受到冷型之過程所致。

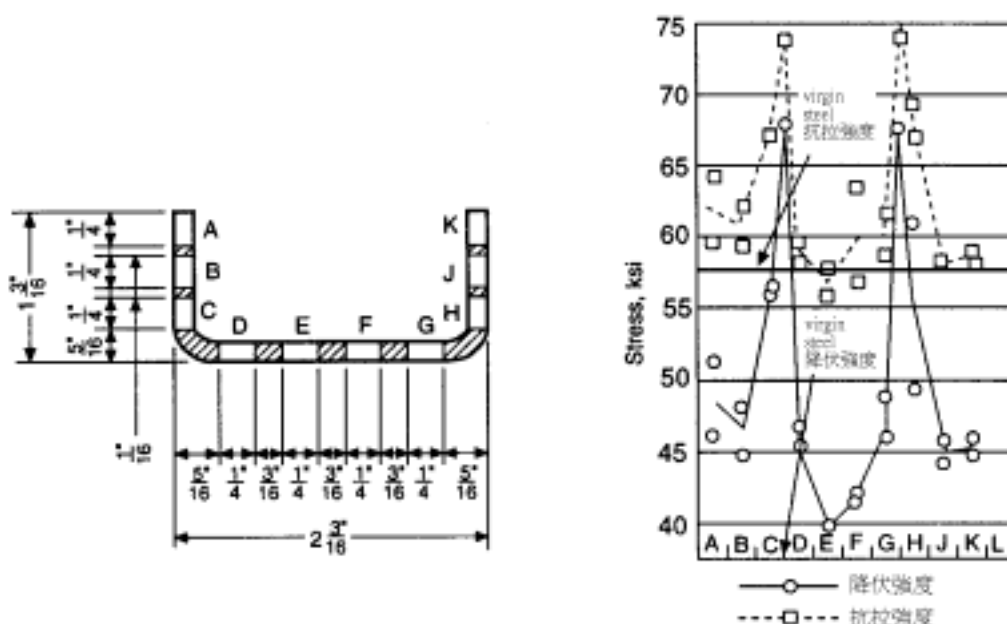


圖 C-3.4-1 冷壓效果對槽型鋼材料性質之影響

進一步的研究得知該機械性質的改變是由於冷型過程後造成應變硬化 (Strain Hardening) 及應變老化 (Strain Aging) 所致[3.4]，如圖 C-3.4-2 所示。在圖 C-3.4-2 中，A 曲線代表原有鋼材之應力-應變曲線，B 曲線代表鋼材在應變硬化區域時釋載，C 曲線是在釋載後立刻回載時之應力-應變曲線，而 D 曲線則是在釋載，經過一段時間的應變老化後回載時之應力-應變曲線。在圖中可觀察到 C 與 D 曲線的降伏點皆高於原鋼材的降伏點，同時，延展度在經應變硬化及應變老化的影響下亦會減低。

冷軋型鋼構材乃由鋼板或鋼片經由滾壓或輥壓而成，與熱軋型鋼頗不相同，冷軋型鋼構材在冷壓加工過程中會造成冷壓殘留應力，這就是所謂的冷壓效果 (cold-work effect)，也即是在斷面轉角處及其週邊的材料機械性質，如降伏應力與極限應力將明顯的增強，相反地延展度亦相對的降低。由於在計算

壓力肢材的承載能力，乃依本體兩側加勁狀況，與其到達極限強度的應力而定。而冷壓效果所造成轉角週邊材料性質的變化則依下列因素而改變之：

1. 使用鋼的種類。
2. 壓力或張力。
3. 冷壓的方向與應力方向的差異。
4. 極限應力與降伏應力之比值(F_u/F_y ratio)。
5. 內彎半徑與材料厚度之比值(inside-radius-to-thickness ratio, R/t)。
6. 冷壓的數量。

有關本節詳細之說明可參考[3.1]。

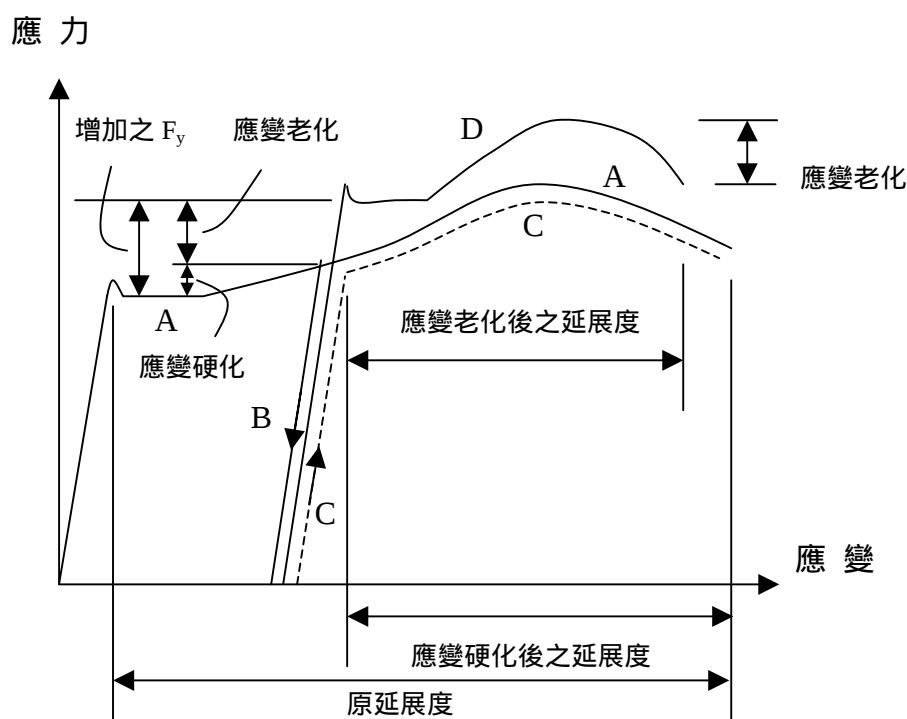


圖 C-3.4-2 應變硬化與應變老化對應力應變曲線之影響

3.5 延展性

未列入本規範中所規定之鋼材，其材料之延展性必須符合下列之規定方得使用。

材料試驗應依據美國 ASTM 試驗標準[3.5]，其中(1)抗拉強度與降伏應力之比值不得小於 1.08，(2)5.08cm(2in)長之標準試材，總伸長率不得小於 10 %，或 20.32cm(8in)長之標準試材試驗，其總伸長率不得小於 7 %。

解說：本節之規定乃依據美國 AISI 規範設定，其目的在於針對新開發之高強度鋼材，並應用於冷軋型鋼構材時，必須符合之性質。

3.6 鋼材厚度

冷軋型鋼結構於現場進料之鋼構材，其未鍍漆之厚度不得低於該構材設計時指定厚度之 95 %，但構材轉角處之鋼材厚度不在此限。

解說：本節之規定提供冷軋型鋼材厚度之容許誤差，一般而言，應在構材翼板中央的部分量測。

在計算斷面的性質與承載能力時，除非有特別的考量，一般則考慮以材料本體的厚度為基準。對於經由冷型作用而減少厚度的轉角處，亦使用原本之厚度計算之。另加諸於材料上之披覆(coating)或塗料所增加之厚度，也不以考量計算。

第四章 肢材設計

4.1 適用範圍

本章涵蓋了寬厚比的設計要求，同時，加勁受壓肢材、未加勁受壓肢材、具邊緣加勁材的受壓肢材與內部加勁的受壓肢材的有效寬度計算式亦為本章規範之內容。

解說：冷軋型鋼構材之斷面可視為由許多個斷面肢材所組成。與熱軋型鋼構材比較之下，冷軋型鋼構材的肢材寬厚比則顯得相當大，即肢材過於寬而薄。當構材在承受撓曲力、軸向壓力、剪力或支承力時，構材肢材可能產生挫屈應力小於該構材降伏應力的局部挫屈。圖 C-4.1-1 顯示樑在受撓曲力時的局部挫屈型態。冷軋型鋼壓力構件之應力行為較熱軋鋼複雜，分析理論也不盡相同。因為冷軋型鋼構件的壓力肢材使用了相當大的寬厚比，同時受壓肢材在產生局部挫屈後，冷軋型鋼構件仍然能繼續承載相當大的力量，這就是所謂的後挫屈強度，因此局部挫屈在設計冷軋型鋼構件當中是極須考慮的一個因素。

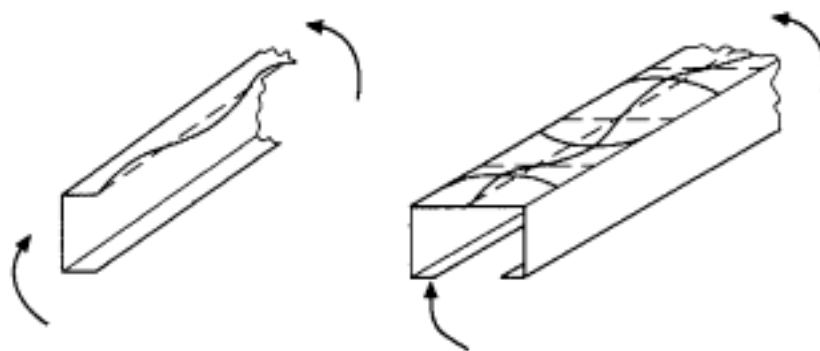


圖 C-4.1-1 樑受壓肢材的局部挫屈

4.2 尺寸限制與考量

4.2.1 翼板之寬厚比

1.寬厚比之限制 - 在不考慮翼板是否具有內部加勁材，與使用確實之肢材厚度情況下，翼板容許寬厚比(w/t)之上限值可參考如下：

(1)加勁受壓肢材一邊連接腹板或翼板，另一邊連接為：

a.突唇

60

b.其他之加勁材，其 $I_s \geq I_a$ 、 $D/w \leq 0.8$

(按 4.5.2 之規定)

90

(2)加勁受壓肢材二長向連接邊皆為加勁肢材

500

(3)未加勁受壓肢材與加勁受壓肢材一邊連接為

其他之加勁材，其 $I_s \leq I_a$ 、 $D/w \geq 0.8$

(按 4.5.2 之規定)

60

w 為翼板平寬； t 則為翼板厚度。

2.翼板捲曲 - 冷軋型鋼載重樑翼板過寬，則可能產生翼板朝向中性軸方向上的捲曲，其捲曲的程度(c_f)可由公式(4.2-1)計算之，此公式可適用受壓或受拉之加勁或未加勁翼板。

$$w_f = \sqrt{\frac{0.061tdE}{f_{av}}} \sqrt[4]{\frac{100c_f}{d}} \quad (4.2-1)$$

其中

d = 樑之深度

f_{av} = 未折減之翼板全寬的平均應力(平均應力為翼板最大應力乘以有效設計寬度與真實寬度之比值)

t = 翼板之厚度

w_f = 腹板下投影之翼板全寬；如為箱形樑或 U 形樑，則為腹板間距的 1/2。

3.剪力延遲- 當樑之跨距小於 w_f ，同時，其所受之載重為單一集中載重或為數個集中載重且其間距大於 $2 w_f$ 時，此樑之翼板(含壓力與張力面)的有效設計寬度與其實際寬度比的上限值見表 4.2.1。

表 4.2.1 翼板有效設計寬度與實際寬度比之上限值

L/w_f	上限值	L/w_f	上限值
30	1.00	14	0.82
25	0.96	12	0.78
20	0.91	10	0.73
18	0.89	8	0.67
16	0.86	6	0.55

上表中，針對簡支樑而言， L 乃指全跨距；如為連續樑， L 則為反曲點間之距離；若為懸臂樑， L 為全長之一半。 w_f 為 I 形樑或類似斷面腹板下投影之翼板全寬；如為箱形樑或 U 形樑，則為腹板間距的 1/2。若 I 形樑或類似斷面的翼板俱有突唇，則 w_f 的計算為腹板下投影之翼板全寬加上突唇之深度。

解說：大體而言，未加勁受壓翼板的寬厚比超過 30，加勁受壓翼板的寬厚比超過 250，在到達極限設計強度時，構材會產生相當的變形。然而，此二種

情形的限制值各為 60 與 500，經由實驗的觀察，在構材達到極限設計強度時，其變形量在合理的範圍內。當受壓肢材超過限制值時，試驗的進行是必需的。

如果冷軋型鋼載重樑翼板過寬(當然，翼板厚度較薄)，則可能產生翼板朝中性軸方向上的捲曲，因而減低樑的承載能力。造成翼板捲曲的原因，乃在於樑在其長向上撓曲，所產生撓曲應力於翼板之內。經實驗證明，翼板捲曲會減低樑的承載能力。在基於一個給予之 c_f ，公式(4.2-1)則可用以計算 w_f 值。另對於此類翼板捲曲問題的分析運算，可參考文獻[4.1]。

剪力延遲乃意指樑受彎曲荷重時的行為表現。在冷軋型鋼構材中，剪力變形對載重樑斷面的應力分佈影響通常皆以予省略，但與樑跨距相比之下，如果樑翼板過寬，剪力變形對於彎曲應力的影響將甚為顯注，也就是說，如果載重樑的跨距與翼板寬度比過小，其由彎曲所造成之翼板長向(軸向)應力將呈現不均勻之分佈情形(如圖 C-4.2-1)。如圖所示，翼板的彎曲軸向應力，隨著離腹板距離愈遠則愈小。為簡化計算，不均勻的應力可轉換為均佈應力，再使用有效寬度的觀念而計算之[4.2]。表 4.2.1 則明列有效設計寬度與實際寬度比的對照表。

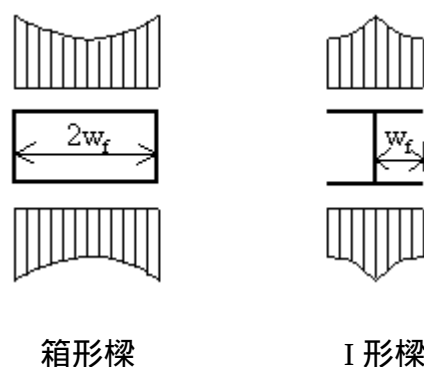


圖 C-4.2-1 樑翼板受剪力延遲的軸向應力分佈情形

4.2.2 腹板之寬厚比

撓曲構材腹板容許寬厚比(h/t)之上限值可參考如下：

1. 未加強之腹板 200
2. 腹板俱有橫向加勁材且符合 4.6.1 節之相關規定：
 - (1) 腹板僅俱有承載型橫向加勁材 260
 - (2) 腹板俱有承載型橫向加勁材與中間加勁材 300

h 為腹板平寬； t 則為腹板厚度。

如腹板為 2 組或數組鋼板(片)所組合，則 h/t 之限制值應以單一鋼板(片)規定之。

解說：在計算腹板寬厚比時所使用之腹板長度(腹板平深)，與計算翼板寬厚比時所使用之翼板長度(翼板平寬)之長度取得方式相同。如為槽型構材，腹板

平深乃指二翼板外緣間之長度減去二倍之翼板厚度與內彎半徑。

4.2.2 節所規範之限定值乃依據美國密蘇里大學羅拉校區所研究之成果，研究文獻請參考[4.3 - 4.9]。

4.3 加勁肢材之有效寬度

4.3.1 均佈受壓之加勁肢材

1. 載重能力考量 – 有效寬度(b)依下列規定計算之：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b = w \quad (4.3-1)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b = \rho w \quad (4.3-2)$$

其中

w = 肢材平寬，如圖 C-4.3-2 所示

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \leq 1.0 \quad (4.3-3)$$

λ = 細長比，其計算可參考下式：

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{w}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \quad (4.3-4)$$

公式(4.3-4)中， t 為受壓加勁肢材之厚度； E 為彈性模數； k 為鋼板之挫屈係數，受壓加勁肢材一邊連接為腹板，其值為 4.0； f 為受壓應力，其計算方式如下：

(1)撓曲構材：

a. 若依 6.2.1 節內的程序 I 計算：

當初始降伏發生於受壓肢材，則 $f = F_y$ 。

當初始降伏發生於張力面， f 值應基於有效斷面在初始降伏彎矩(M_y)時計算之。

b. 若依 6.2.1 節內的程序 II 計算， f 值之取得則應基於有效斷面在標稱彎矩(M_n)時計算之。

c. 若依 6.2.2 節計算， f 值之取得則以臨界彎矩除彈性全斷面模數(M_c/S_f)而計算之。

(2)受壓構材：

f 值之計算則依 7.2 節或 10.5.2 節內所規定之 F_n 值相同。

2. 位移考量 – 有效寬度(b_d)依下列規定計算之：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b_d = w \quad (4.3-5)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b_d = \rho w \quad (4.3-6)$$

其中

w = 肢材平寬

ρ = 減低係數，其值則依下列任一程序計算之：

(1)程序 I：

使用 f_d 替代 f 值，並代入公式(4.3-3)與(4.3-4)以求得 ρ 值。此處所示之 f_d

值，乃依據受載重位移量而計算之受壓應力。

(2) 程序 II：

對於受壓加勁肢材一邊連接為腹板， ρ 值可依下列公式計算：

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad \rho = 1 \quad (4.3-7)$$

$$\text{當 } 0.673 < \lambda < \lambda_c \quad \rho = (1.358 - 0.461/\lambda)/\lambda \quad (4.3-8)$$

$$\text{當 } \lambda \geq \lambda_c \quad \rho = (0.41 + 0.59\sqrt{F_y / f_d} - 0.22/\lambda)/\lambda \quad (4.3-9)$$

其中

$$\lambda_c = 0.256 + 0.328(w/t)\sqrt{F_y / E} \quad (4.3-10)$$

上列公式中所示之 λ 值，乃使用 f_d 替代 f 值，並利用公式(4.3-4)計算之。

另所計算之 ρ 值皆不得大於 1.0。

解說：撓曲構材的結構行為與載重能力乃依其受壓肢材的寬厚比(w/t)與肢材本體支撐情形而有所影響。舉例而言，一帽形撓曲構材受壓加勁翼板的寬厚比甚小時，翼板的受壓應力將可完全到達降伏點，然而，如受壓翼板的寬厚比相當大時，如圖 C4.3-1 彈性局部挫屈將可能發生於受壓翼板內，而彈性臨界挫屈應力可以下列公式求得：

$$f_{cr} = \frac{k\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(w/t)^2} \quad (C-4.3-1)$$

其中

E = 彈性模數

k = 為鋼板之挫屈係數

t = 受壓肢材之厚度

w = 受壓肢材之平寬

μ = 柏松比，如鋼材則其值為 0.3

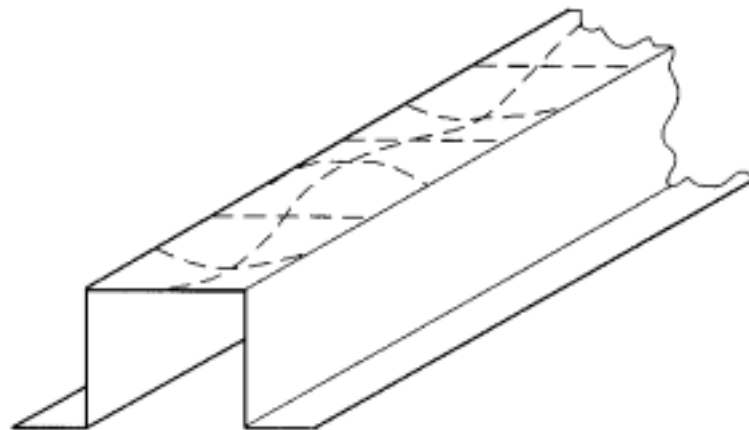


圖 C-4.3-1 帽形構材受撓曲時局部挫屈示意圖



圖 C-4.3-2 受壓加勁肢材有效寬度示意圖

當彈性臨界局部挫屈應力依公式(C-4.3-1)之計算值超過鋼材之比例值，受壓肢材將產生非彈性挫屈。[4.10]

當受壓肢材一旦產生挫屈，應力在結構本體中可用兩種方式表現：(1)局部挫屈應力將平均分佈在壓力肢材各部份上；(2)當應力高於局部挫屈應力，但小於降伏應力時，新增加之應力將集中於轉角處或轉角附近的肢材上(如圖 C-4.3-3)。因此，冷軋型鋼在局部挫屈問題上採用有效斷面之觀念。當壓力構材之寬厚比超出最大限制值時，構材之使用斷面積不可視為全部有效，需將斷面肢材之平寬乘上折減係數得到有效寬度，依據有效寬度計算構材之有效斷面積，以降低構材之容許承壓力。

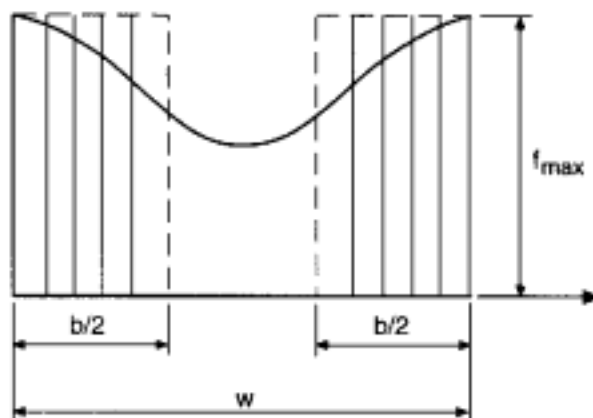


圖 C-4.3-3 受壓加勁肢材應力分佈

正如圖 C-4.3-3 所示，受壓肢材在產生局部挫屈後，冷軋型鋼構件仍然能繼續承載相當的力量，而通常在靠近支撐邊之應力，也就是 f_{max} 可到達鋼材之降伏點 F_y ，這就是所謂的後挫屈強度。有關後挫屈強度的實驗研究可追溯至 1932 年，而首先提出近似理論的則為 Th. v. Karman [4.11]。

有效寬度的設計方法乃應用了後挫屈強度的觀念，近而利用有效寬度計算構材斷面之相關性質。針對有效寬度的設計，4.3 節提供了三類均佈受壓加勁肢材的計算：(1) 均佈受壓之加勁肢材、(2) 均佈受壓之具有圓孔之

加勁肢材、(3) 具應力坡度之加勁肢材或腹板。

均佈受壓之加勁肢材

載重能力考量 – 在有效寬度的應用理念內，基本上不考慮受壓肢材平寬(w)上不均勻應力之分佈，換言之，乃以均勻應力($f_{\max}$)分佈於肢材部份寬度(b)為考量。基於 Th. v. Karman [4.11]提出的有效寬度觀念後，Winter 於 1946 年發展出均佈受壓之加勁肢材的有效寬度計算方式：

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0.475 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (\text{C-4.3-2})$$

上式如改以 $f_{cr}/f_{\max}$ 的項次來表示，則：

$$\frac{b}{w} = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \left(1 - 0.25 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (\text{C-4.3-3})$$

在 1946 至 1968 年間，美國鋼鐵協會的設計規範內一直以公式(C-4.3-2)為計算有效寬度的規定。在經過了多年的累積經驗後，有效寬度的決定乃改為下式[4.2]：

$$b = 1.9t \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \left[1 - 0.415 \left(\frac{t}{w} \right) \sqrt{\frac{E}{f_{\max}}} \right] \quad (\text{C-4.3-4})$$

同樣地，將公式(C-4.3-4) 改以 $f_{cr}/f_{\max}$ 的項次來表示，則：

$$b = \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \left(1 - 0.22 \sqrt{\frac{f_{cr}}{f_{\max}}} \right) \quad (\text{C-4.3-5})$$

因此，有效寬度的計算公式可寫成：

$$b = \rho w \quad (\text{C-4.3-6})$$

$$\text{其中 } \rho = (1 - 0.22 / \sqrt{f_{\max} / f_{cr}}) / \sqrt{f_{\max} / f_{cr}}$$

$$= (1 - 0.22 / \lambda) / \lambda \leq 1 \quad (\text{C-4.3-7})$$

$$\text{而 } \lambda = \sqrt{f_{\max} / f_{cr}} = \sqrt{f_{\max} [12(1 - \mu^2)(w/t)^2] / (k\pi^2 E)}$$

$$= (1.052 / \sqrt{k})(w/t) \sqrt{f_{\max} / E} \quad (\text{C-4.3-8})$$

位移考量 – 程序 I 所使用之有效寬度計算與載重能力考量的方式相同，而所謂的 f_d 值，乃依據受載重位移量而計算之受壓應力，有效寬度 b_d 在程序 I 的步驟計算之下將較為保守。

針對受壓加勁肢材一邊連接為腹板，在 Weng 與 Pekoz [4.12]的研究中指出，在位移考量之下，公式(4.3-7 至 4.3-10)的有效寬度計算較為準確。設

計者可考慮使用程序 I 或程序 II 取得有效寬度值。

4.3.2 均佈受壓之具有圓孔之加勁肢材

1. 載重能力考量 – 有效寬度(b)依下列規定計算之：

對於 $0.50 \geq d_h/w \geq 0$ 、 $w/t \leq 70$ 且圓孔的中心間距 $\geq 0.50 w$ 與 $\geq 3d_h$ 的加勁肢材

$$\text{當 } \lambda \leq 0.673 \quad b = w - d_h \quad (4.3-11)$$

$$\text{當 } \lambda > 0.673 \quad b = \frac{w \left[1 - \frac{0.22}{\lambda} - \frac{0.8d_h}{w} \right]}{\lambda} \quad (4.3-12)$$

公式(4.3-12)中的 b 值不得大於 $w - d_h$

其中

w = 肢材平寬

d_h = 圓孔直徑

λ = 如公式(4.3-4)所示

2. 位移考量

有效寬度(b_d)計算同 4.3.1 節內之第 2 部份(程序 I)所示之方法。

解說：在冷軋型鋼構材中，圓孔的設計常出現於翼板或腹板內，主要乃為了易於放置水、電導管或其他工程目的。圓孔的存在將導致構材強度的減弱，而減少的程度則有賴於圓孔的形狀、圓孔的大小、圓孔安排的位置、構材本身的形狀與構材材料的機械特性。4.3.2 節內的規定乃針對某些特定範圍的受壓加勁肢材，而本節之計算公式是基於 Ortiz-Colberg 與 Pekoz [4.13] 所研究的成果。對於具有圓孔構材的結構行為可參考 Yu [4.10]。

4.3.3 具應力坡度之加勁肢材或腹板

1. 載重能力考量

有效寬度 b_1 與 b_2 (如圖 C-4.3-4 所示)依下列規定計算之：

$$b_1 = b_e / (3 - \psi) \quad (4.3-13)$$

$$\text{當 } \psi \leq -0.236 \quad b_2 = b_e / 2 \quad (4.3-14)$$

b_1+b_2 值不可超過基於有效斷面計算之下的腹板受壓部份長度。

$$\text{當 } \psi > -0.236 \quad b_2 = b_e - b_1 \quad (4.3-15)$$

其中

b_e = 有效寬度，依據 4.3.1 節之規定並以 f_1 代替 f 值計算之，而 k 值之取得請參考下式：

$$k = 4 + 2(1 - \psi)^3 + 2(1 - \psi) \quad (4.3-16)$$

$$\psi = f_2 / f_1 \quad (4.3-17)$$

f_1 、 f_2 = 基於有效斷面而得之應力，如圖 C-4.3-4 所示

f_1 為受壓應力(+), f_2 可為受拉應力(-)或受壓應力(+). 如 f_1 與 f_2 同為受壓應力, 則 $f_1 \geq f_2$.

2. 位移考量

有效寬度之計算依本節載重能力考量方式取得, 並以 f_{d1} 與 f_{d2} 替代 f_1 與 f_2 值, f_{d1} 與 f_{d2} 值乃依位移量而計算有效斷面所得之應力。

解說：當一構材受到撓曲彎矩時，腹板受壓部份因受壓應力的緣故而產生挫屈，對於一矩形板結構在受到純撓曲時的理論挫屈應力，可依公式(C-4.3-1)而取得，但所謂的寬厚比應以深厚比(h/t)而替代之，板結構的挫屈係數(k)值為 23.9 (請參考表 C-4.3-1)，有效設計深度的觀念始於 Pekoz [4.14] 及 Cohen 與 Pekoz [4.15] 的研究成果。

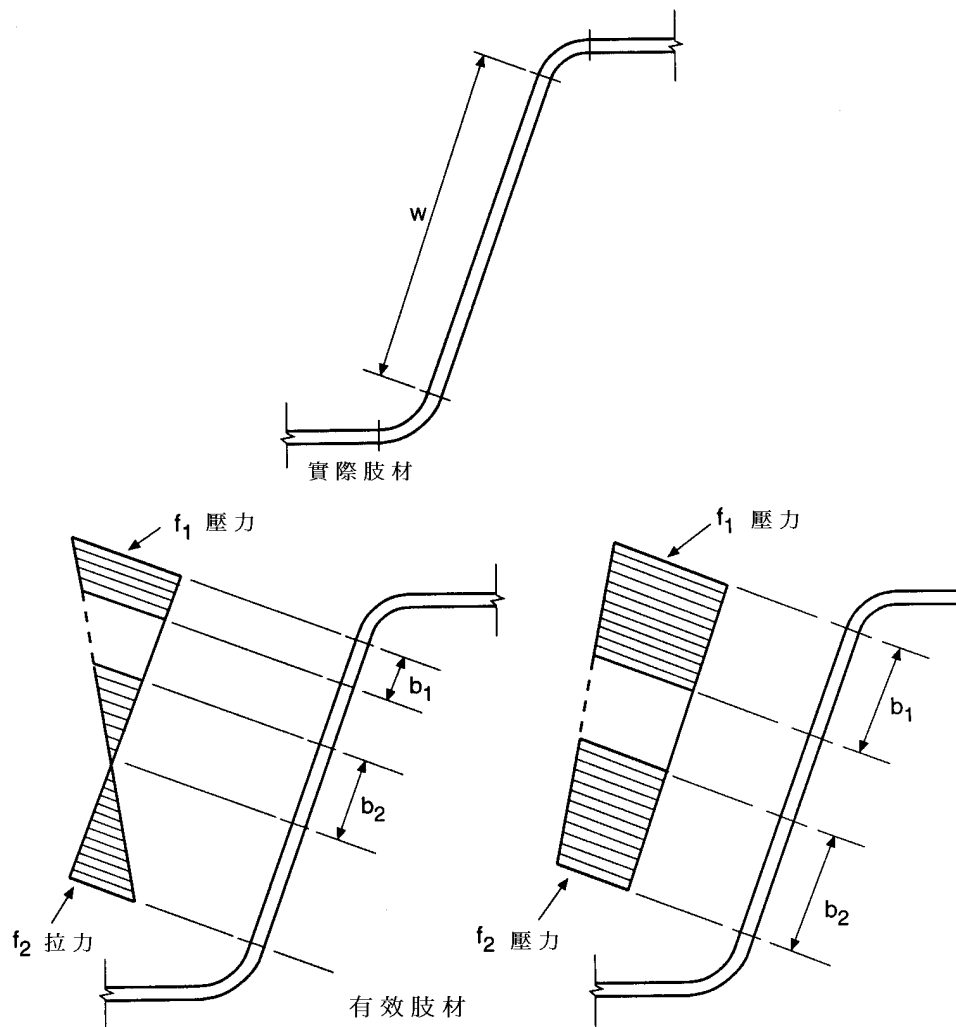
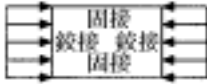
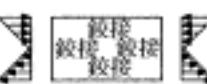


圖 C-4.3-4 具應力坡度之加勁肢材

表 C-4.3-1 板結構的挫屈係數值

類別	邊界條件	應力型式	長向板的K值
(a)		壓力	4.0
(b)		壓力	6.97
(c)		壓力	0.425
(d)		壓力	1.277
(e)		壓力	5.42
(f)		剪力	5.34
(g)		剪力	8.98
(h)		彎矩	23.9
(i)		彎矩	41.8

4.4 未加勁肢材之有效寬度

4.4.1 均佈受壓之未加勁肢材

1. 載重能力考量

有效寬度(b)依 4.3.1 節內載重能力考量部份規定計算， k 值則取 0.43，未加勁肢材平寬(w)之定義請參考圖 C-4.4-1。

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依 4.3.1 節內位移考量部份的程序 I 規定計算， k 值則取 0.43，並以 f_d 代替 f 值計算之， f_d 值乃依據位移量而計算之肢材受壓應力。

解說：與加勁受壓肢材相類似，如果寬厚比(w/t)較小時，未加勁受壓肢材的應力可達到鋼材之降伏點。因未加勁肢材僅有一邊有支撐，另一邊則為自由

端，其寬厚比的限制值遠比加勁肢材來得小。當未加勁肢材的寬厚比值大時，局部挫屈將會發生，其彈性臨界應力值可用公式(C-4.3-1)計算之。而挫屈係數(k)則以 0.43 代之(如表 C-4.3-1 所示)。當寬厚比值在中間大小程度時，未加勁肢材的挫屈則發生在非彈性範圍內。

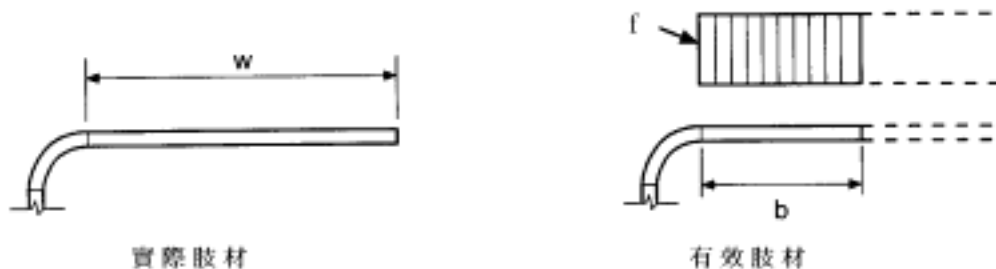


圖 C-4.4-1 均佈受壓之未加勁肢材

4.4.2 具應力坡度之未加勁肢材或邊緣加勁材

1. 載重能力考量

有效寬度(b)依 4.3.1 節內載重能力考量部份規定計算， k 值則取 0.43，並以 f_3 代替 f 值計算之， f_3 之定義請參考圖 C-4.5-2。

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依 4.3.1 節內位移考量部份的程序 I 規定計算， k 值則取 0.43，並以 f_{d3} 代替 f 值計算之， f_{d3} 值乃依位移量而計算有效斷面所得之應力。

解說：在一受撓曲構材當中未加勁受壓肢材與中性軸相互平行，在未發生局部挫屈前，未加勁受壓肢材的應力呈均勻分佈。但對於撓曲構材的邊緣加勁材與中性軸不平行時，邊緣加勁材的受壓應力則為不均勻之分佈，且與中性軸的距離成比例。

具應力坡度之未加勁肢材行為的相關資訊甚少，在 Pekoz [4.14]的研究報告中得知，Winter 的有效寬度公式(公式 C-4.3-4)在採用 $k=0.43$ 的計算中，與具應力坡度之未加勁肢材實驗結果相似。因此，本節所討論之具應力坡度未加勁肢材或邊緣加勁材的有效寬度計算，可考慮使用均勻分佈應力的原則，惟其應力 f 則以受壓肢材內應力的極大值而定。

4.5 具中間加勁材或邊緣加勁材之肢材有效寬度

為便於規定，下列符號乃於本節中使用：

A_s = 加勁材的折減面積。 A_s 乃用於計算構材的有效斷面特性。加勁材中性軸的位置依加勁材原有全斷面計算之。

A_{se} = 加勁材的有效斷面積。對於邊緣加勁材而言，轉角部份(介於邊緣加

勁材與肢材間)不考慮為加勁材的一部份。

b_0 = 尺寸，明示於圖 C-4.5-1。

C_1, C_2 = 係數，明示於圖 C-4.5-2。

d, D = 尺寸，明示於圖 C-4.5-2。

d_s = 加勁材的折減有效寬度。 d_s 用於計算構材的有效斷面特性。依 4.5.2 規定計算。

$d_{se} = d_s' =$ 加勁材的有效寬度。依 4.4.1 規定計算。

I_a = 加勁材的適用慣性矩。

I_s = 加勁材的全斷面慣性矩。加勁材中性軸位置的方向依平行所加勁肢材的方向而定之。

k = 挫屈係數。

$$S = 1.28\sqrt{E / f} \quad (4.5-1)$$

對於圖 C-4.5-2 所示之加勁材：

$$I_s = (d^3 t \sin^2 \theta) / 12 \quad (4.5-2)$$

$$A_{se} = d_{se} t \quad (4.5-3)$$

解說：對於如帽形、箱形與倒置 U 形之撓曲構材，其受壓翼板的二長向邊緣由腹板所支撐，如果腹板的設計良好，則受壓翼板的二長向邊緣將免於產生垂直於平面之位移。反之，如槽形與 I 形構材僅一長向邊緣由腹板所支撐，而另一長向邊緣則由邊緣加勁材所支撐的情形則相當多。

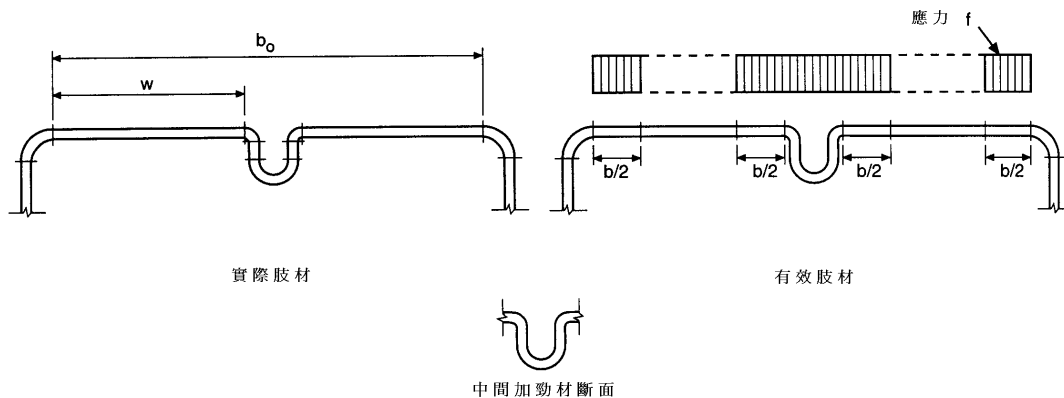


圖 C-4.5-1 具中間加勁材之肢材

除了較小的寬厚比情形外，一般而言，構材結構的效率在同樣寬厚比值的加勁肢材會比未加勁肢材來得大。但對於寬厚比值大的加勁肢材而言，在受到壓力之下，可能造成加勁肢材的寬度不能完全有效。正如一般使用的浪板與嵌板，因使用需求而致其寬厚比值甚大，在此種情形下，中間加勁

材則提供了受壓加勁肢材相當的承載能力，也就是在經濟效益的表現上提供了相當的幫助。而因中間加勁材的存在，如圖 C-4.5-1 所示，加勁受壓肢材的變形波動型式改為二個加勁肢材(中間加勁材兩側)的受壓情形。有關於具中間加勁材與邊緣加勁材的肢材有效寬度計算，乃基於 Pekoz [4.14] 的研究發現。

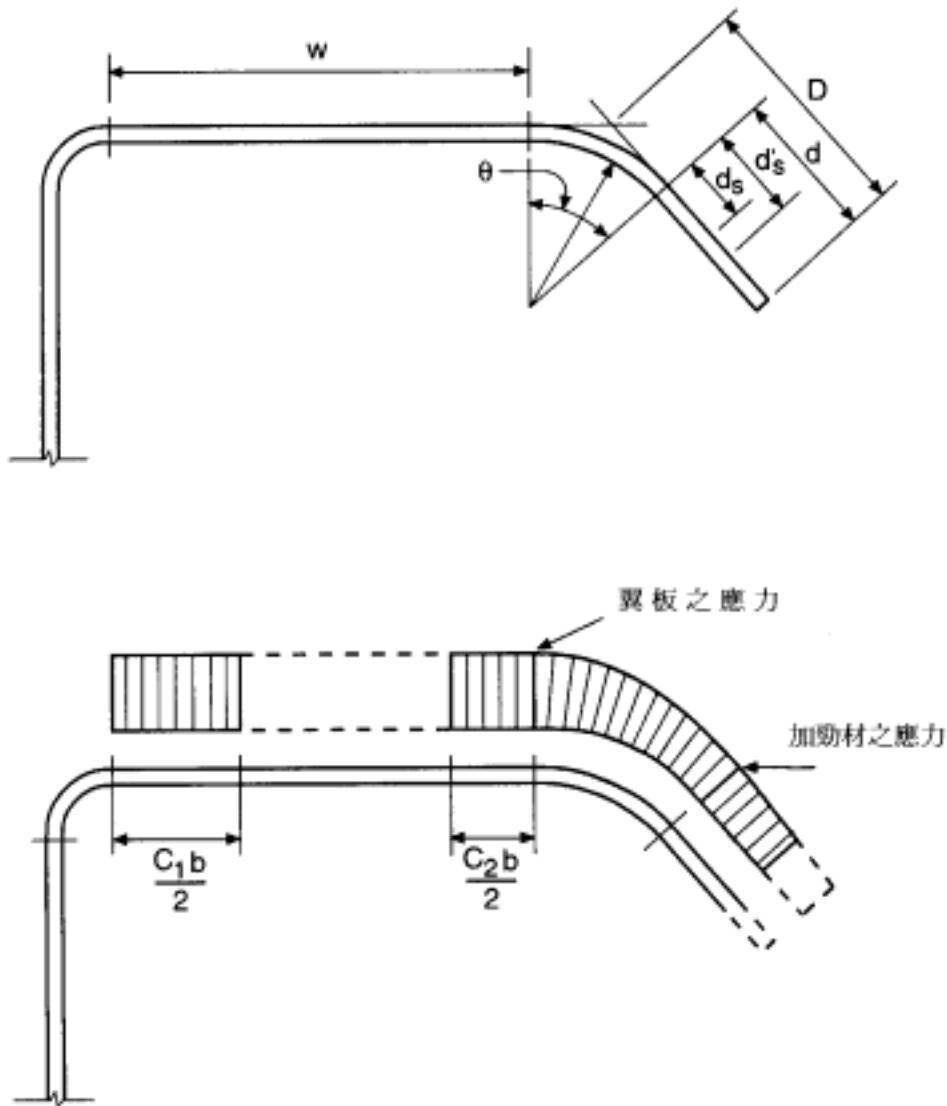


圖 C-4.5-2 具中間邊緣加勁材之肢材

4.5.1 具單個中間加勁材之均佈受壓肢材

1. 載重能力考量

當 $b_0/t \leq S$

$I_a = 0$ (不需要中間加勁材)

$$b = w \quad (4.5-4)$$

$$A_s = A_{se} \quad (4.5-5)$$

當 $S < b_0 / t < 3S$

$$I_a / t^4 = [50(b_0/t)/S] - 50 \quad (4.5-6)$$

b 與 A_s 則依 4.3.1 節內載重能力考量部份規定計算，

其中

$$k = 3(I_s/I_a)^{1/2} + 1 \leq 4 \quad (4.5-7)$$

$$A_s = A_{se}(I_s/I_a) \leq A_{se} \quad (4.5-8)$$

當 $b_0 / t \geq 3S$

$$I_a / t^4 = [128(b_0/t)/S] - 285 \quad (4.5-9)$$

b 與 A_s 則依 4.3.1 節內載重能力考量部份規定計算，

其中

$$k = 3(I_s/I_a)^{1/3} + 1 \leq 4 \quad (4.5-10)$$

$$A_s = A_{se}(I_s/I_a) \leq A_{se} \quad (4.5-11)$$

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節(4.5.1)載重能力考量部份規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：具中間加勁材矩形板結構挫屈行為的研究始於 Bulson [4.16]，本節中的規範則基於 Pekoz [4.14、4.17] 的研究發現。在分割肢材(中間加勁材兩側)的有效寬度(b)與加勁材的折減面積(A_s)計算當中，所應用的挫屈係數乃使用了 I_s/I_a 比值。 I_s 為加勁材的全斷面慣性矩， I_a 為加勁材的適用慣性矩，而 I_a 的計算則依本節的規定。

4.5.2 具邊緣加勁材之均佈受壓肢材

1. 載重能力考量

當 $w / t \leq S / 3$

$$I_a = 0 \quad (\text{不需要邊緣加勁材})$$

$$b = w \quad (4.5-12)$$

$$d_s = d_{se} \quad \text{若邊緣加勁材為簡單突唇} \quad (4.5-13)$$

$$A_s = A_{se} \quad \text{若邊緣加勁材為其他形狀} \quad (4.5-14)$$

當 $S / 3 < w / t < S$

$$I_a / t^4 = 399 \left\{ \left[(w/t) / S \right] - \sqrt{k_u / 4} \right\}^3 \quad (4.5-15)$$

$$n = 1/2$$

$$C_2 = I_s / I_a \leq 1 \quad (4.5-16)$$

$$C_1 = 2 - C_2 \quad (4.5-17)$$

b = 依 4.3.1 節之規定計算

$$k = C_2^n (K_a - K_u) + K_u \quad (4.5-18)$$

$$k_u = 0.43$$

- (1) 邊緣加勁材為簡單突唇， $D/w \leq 0.8$ 且 $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ ，則：
(θ 為邊緣加勁材與受壓肢材間之夾角，如圖 C-4.5-2 所示)

$$k_a = 5.25 - 5(D/w) \leq 4.0 \quad (4.5-19)$$

$$d_s = C_2 d_{se} \quad (4.5-20)$$

- (2) 邊緣加勁材為其他形狀，則：

$$k_a = 4.0$$

$$A_s = C_2 A_{se} \quad (4.5-21)$$

當 $w/t \geq S$

$$I_a/t^4 = [115(w/t)/S] + 5 \quad (4.5-22)$$

C_1 C_2 b k d_s 與 A_s 之計算與前款($S/3 < w/t < S$ 情況)相同，但 $n = 1/3$

2. 位移考量

有效寬度(b_d)依本節(4.5.2)載重能力考量部份規定計算，並以 f_d 替代 f 值計算之。

解說：邊緣加勁材乃提供了受壓翼板一長向邊緣的連續支撐，也因此翼板的挫屈應力得以改善。雖然大部份的邊緣加勁材為簡單突唇，但其他形狀的邊緣加勁材是可以被採用的。為提供受壓肢材足夠的支撐，邊緣加勁材必需具有足夠的剛性，否則邊緣加勁材可能在垂直於欲支撐肢材的平面方向挫屈。

對於具邊緣加勁材之受壓肢材的局部穩定問題，在學理與實驗的研究上已進行數多年。本節內所規範之內容，其主要的理論基礎則源自於 Desmond, Pekoz 與 Winter [4.18] 及 Pekoz 與 Cohen [4.14] 的研究。

4.5.3 具多個中間加勁材之加勁肢材

針對具邊緣加勁材的加勁肢材之中間加勁材，或具多個中間加勁材的加勁肢材之中間加勁材，除非中間加勁材的最小全斷面慣性矩符合公式(4.5-23)之要求，否則其對於有效寬度的影響可忽略不計。

$$I_{\min} / t^4 = 3.66 \sqrt{(w/t)^2 - (0.136E) / F_y} \geq 18.4 \quad (4.5-23)$$

其中

w/t = 取較大之次肢材(介於中間加勁材間或中間加勁材與邊緣間之部份)寬厚比

I_s = 加勁材的全斷面慣性矩，加勁材中性軸位置的方向依平行所加勁肢材的方向而定之

1.對於介於二腹板間的中間加勁材而言，如依據 4.3.1 節內規範計算介於中間加勁材的有效寬度小於其平寬($b < w$)時，則僅考慮鄰近腹板的加勁材為有效。

2.對於介於腹板與邊緣加勁材間的中間加勁材而言，如依據 4.3.1 節內規範計算介於中間加勁材的有效寬度小於其平寬($b < w$)時，則僅考慮鄰近腹板的加勁

材為有效。

3.如中間加勁材相互間間距不大時，依據 4.3.1 節內規範計算得出次肢材合乎 $b = w$ 的要求情況下，則全部中間加勁材可視為有效。在計算含中間加勁材部份的全面加勁肢材的寬厚比時，可考慮以“相對肢材”(排除中間加勁材)的方式計算之，其平寬為介於二腹板間或腹板與邊緣加勁材間的全寬(b_0)，而相對肢材的厚度則以“相對厚度”(t_s)計算之， t_s 依公式(4.5-24)計算之：

$$t_s = \sqrt[3]{12I_{sf} / b_0} \quad (4.5-24)$$

其中

I_{sf} = 加勁肢材(含中間加勁材)的全斷面慣性矩。相對肢材中性軸的位置與原加勁肢材(含中間加勁材)的中性軸位置應假設一致；斷面模數的計算應以原加勁肢材的實際最外緣而定。

4.當 $w/t > 60$ 時，次肢材或肢材的有效寬度(b_e)依下列公式計算之：

$$\frac{b_e}{t} = \frac{b}{t} - 0.10 \left(\frac{w}{t} - 60 \right) \quad (4.5-25)$$

其中

w/t = 次肢材或肢材的寬厚比

b = 依 4.3.1 節規定計算之有效設計寬度

b_e = 次肢材或肢材的有效設計寬度

在計算有效結構特性時，如構材的次肢材或肢材依上述規定計算有效寬度 b_e ，則加勁材(中間加勁材與邊緣加勁材)的斷面積(A_{st})應予以折減如下之有效斷面(A_{ef})：

$$(1) \text{當 } 60 < w/t < 90 \quad A_{ef} = \alpha A_{st} \quad (4.25-26)$$

其中

$$\alpha = (3 - 2b_e/w) - 1/30(1 - b_e/w)(w/t) \quad (4.25-27)$$

$$(2) \text{當 } w/t \geq 90 \quad A_{ef} = (b_e/w)A_{st} \quad (4.25-28)$$

在上述公式中， A_{ef} 與 A_{st} 皆純為加勁材之斷面性質，並不包括其他鄰近肢材之部份。

加勁材的中性軸位置應以其全斷面之中性軸為準，同時，加勁材的慣性矩亦以其全斷面之中性軸為準而計算之。

解說：如果中間加勁材的實際慣性矩(I_s)不能符合公式(4.5-23)之要求，則中間加勁材應不可考慮在加勁肢材的有效寬度計算上。其原因乃是當中間加勁材不能提供相當作用時，中間加勁材無法阻斷肢材的挫屈應力曲線的延展，當此情況發生時，中間加勁材的存在與否並不重要，因此，肢材的有效寬度計算僅需考量其平寬部份並忽略中間加勁材的作用。

對於介於二腹板間的中間加勁材而言，如介於中間加勁材(次肢材)的有效寬度小於其平寬時，則僅考慮鄰近腹板的加勁材為有效，其他中間加勁材則視為無效。同樣的情況亦適用於介於腹板與邊緣加勁材的中間加勁材。

如果中間加勁材間之距離夠近，使得次肢材成為完全有效，也即是說，次肢材內不致發生局部挫屈，因此介於腹板間之中間加勁材與次肢材似乎形狀一單一受壓加勁肢材。而此受壓加勁肢材的剛度乃由原(含中間加勁材)肢材的全斷面慣性矩所提供，雖然其有效寬度計算基於全寬(b_0 ，含中間加勁材寬度)與相對厚度(t_s)，但在計算斷面模數時仍使用原有厚度。

針對有效設計寬度，在經由具中間加勁材的冷軋型鋼斷面實驗的結果，可瞭解到與相同 w/t 值的加勁肢材(無加勁材)相比較之下，受壓的次肢材的有效寬度則相對較小，此種現象對於寬厚比大於 60 的次肢材的情形甚為明顯。其原因主要是在樑的斷面中，樑翼板中的軸向應力可由腹板的剪力產生並傳遞，事實上，腹板與中間加勁材的基本差異，是在於中間加勁材並不能提供剪力抵抗力，亦不能產生剪應力並傳達軸向應力。

中間加勁材內由剪力產生的軸向應力仍需由腹板透過肢材傳達而來，此種情形必需在次肢材在傳遞應力時並無較大的挫屈，應力傳遞至中間加勁材的過程將不致破壞，此時中間加勁材的應力與初始由腹板傳遞的應力相同。然而，當次肢材的寬厚比大時，次肢材的挫屈幅度將足夠影響剪應力的傳遞，同時，“剪力延遲”的問題亦會出現，結果將如圖 C-4.5-3 所示的應力分佈情形。

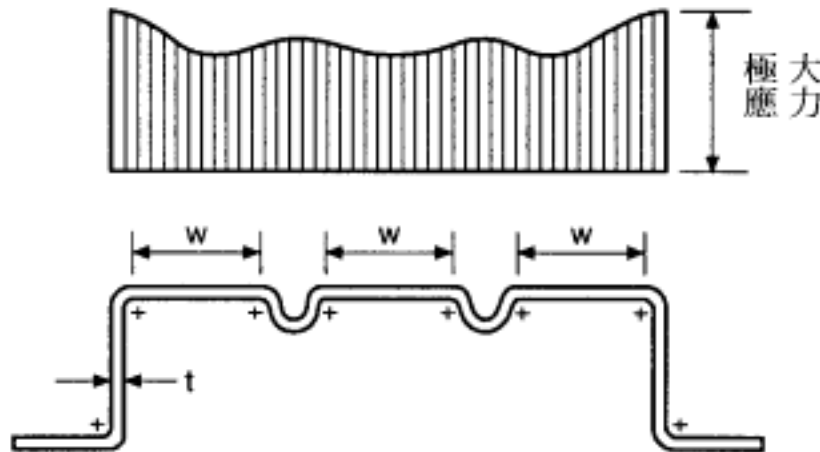


圖 C-4.5-3 含中間加勁材受壓翼板的應力分佈情形

4.6 加勁材

4.6.1 橫向加勁材

連接與樑腹板的橫向加勁材乃位於集中荷重或反力處，應設計為受壓構材。集中荷重與反力應直接作用於加勁材，或加勁材的端點應準確地與翼板平面部份

相貼齊，如此才能直接提供承載力於加勁材的端點處。對於剪力在加勁材與腹板間的問題請參考第十一章。而在集中荷重與反力處的標稱強度(P_n)，則依公式(4.6-1)與(4.6-2)計算值較小者而定之。

$$P_n = F_{wy}A_c \quad (4.6-1)$$

$$P_n = \text{依 7.2 節第一款規定計算之標稱軸向強度} \quad (4.6-2)$$

(以 A_e 替代 A_b)

$$\phi_c = 0.85$$

其中

$A_c = 18t^2 + A_s$ ，當橫向加勁材位於內部支承處與集中荷重處

$A_c = 10t^2 + A_s$ ，當橫向加勁材位於端點支承處

F_{wy} = 梁腹板或加勁材的降伏應力(F_y or F_{ys})，取小者

$A_b = b_1t + A_s$ ，當橫向加勁材位於內部支承處與集中荷重處

$A_b = b_2t + A_s$ ，當橫向加勁材位於端點支承處

A_s = 橫向加勁材的斷面積

$$b_1 = 25t[0.0024(L_{st}/t) + 0.72] \leq 25t$$

$$b_2 = 12t[0.0044(L_{st}/t) + 0.83] \leq 12t$$

L_{st} = 橫向加勁材長度

t = 梁腹板厚度

加勁橫向加勁材的寬厚比(w/t_s)應不可超過 $1.28(E/F_{ys})^{1/2}$ ，而未加勁橫向加勁材的寬厚比則不可超過 $0.37(E/F_{ys})^{1/2}$ ， F_{ys} 與 t_s 各為加勁材的降伏應力與厚度。

解說：公式(4.6-1)的標稱強度計算乃針對橫向加勁材端點處的壓縮破壞情況而定之，同時，公式(4.6-2)的標稱強度計算乃基於加勁材的整體挫屈(如受壓構材)問題而定之。公式中用於計算有效面積(A_b 與 A_c)以及有效寬度(b_1 與 b_2)是依據 Nguyen 與 Yu[4.19]的研究成果並加以修改而定之。

冷軋型鋼橫向加勁材的相關實驗可參考 Hsiao、Yu 與 Galambos[4.20]，皮 61 個試驗在此研究中被進行。在極限強度(LRFD)的設計公式內的折減係數(ϕ_c)0.85 則基於統計資料而得之。

4.6.2 剪力加勁肢

如果需求剪力加勁材，其間距的要求需依 6.3 節規定之標稱剪力強度(V_n)而定，同時， a/h 值不得超過 $[260/(h/t)]^2$ 與 3.0。

對於與腹板同平面的軸向上，雙個剪力加勁材或單個剪力加勁材的實際慣性矩(I_s)，應滿足下式計算之值：

$$I_{s\min} = 5ht^3 \left[\frac{h}{a} - 0.7 \left(\frac{a}{h} \right) \right] \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (4.6-3)$$

剪力加勁材的全斷面積不得小於：

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{(a/h) + \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht \quad (4.6-4)$$

其中

$$C_v = \frac{1.53Ek_v}{F_y(h/t)^2} \quad \text{當 } C_v \leq 0.8 \quad (4.6-5)$$

$$C_v = \frac{1.11}{h/t} \sqrt{\frac{Ek_v}{F_y}} \quad \text{當 } C_v > 0.8 \quad (4.6-6)$$

$$k_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad \text{當 } a/h \leq 1.0 \quad (4.6-7)$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \quad \text{當 } a/h > 1.0 \quad (4.6-7)$$

a = 橫向加勁材之間距

D = 1.0, 當採用雙個加勁材

D = 1.8, 當採用單個角鋼形加勁材

D = 2.4, 當採用單個平板形加勁材

Y = (腹板降伏點)/(加勁材降伏點)

t 與 h = 定義與 4.2.2 節同

解說：公式(4.6-3)的剪力加勁材之慣性矩最小需求值，與公式(4.6-4)的剪力加勁材之全斷面積最小需求值，乃依據 Nguyen 與 Yu[4.19]的研究成果。

第五章 受拉構材

5.1 適用範圍

本章適用於承受軸拉載重之構材。

解說：本章之內容提供了受拉構材的設計要求。本章對於構材標稱強度的應用，乃依據載重及強度設計係數設計法 (LRFD) 規定之。而對於受拉構材的設計而言，構材的淨斷面則用於計算承受軸拉載重構材的標稱受拉強度。斷面性質(斷面積、慣性矩、斷面模數、迴轉半徑)之計算，應遵循結構設計的傳統方法；除非折減斷面或有效寬度被需求時，斷面性質應基於構材的全斷面(或淨斷面，當淨斷面需求被使用時)。

5.2 設計受拉強度

承受軸拉載重構材的標稱受拉強度 (T_n) 依下列規定計算之：

$$T_n = A_n F_y \quad (5.2-1)$$

$$\phi_t = 0.95$$

其中

A_n = 淨斷面積

F_y = 設計降伏應力，依第 3.4 節計算

T_n = 標稱受拉強度

當受拉構材為螺栓接合時，受拉強度亦受本規範第 11.3.2 節之限制。

解說：受拉構材的標稱受拉強度，乃依據構材的淨斷面積與材料的降伏應力決定之。當受拉構材接合為螺栓時，標稱受拉強度亦需符合本規範第 11.3.2 節(接合部受拉強度)之規定。

在載重及強度設計係數設計法(LRFD)中，受拉構材的強度折減係數(ϕ_t)取決，乃遵循本規範第 1.3 節之程序，安全指標或可靠度指標(β_0)則設定為 2.5。而在決定強度折減係數值時， R_m 與 R_n 則應用下列二式：

$$R_m = A_n (F_y)_m \quad (C-3.2-1)$$

$$R_n = A_n F_y \quad (C-3.2-2)$$

$$\text{則 } R_m/R_n = (F_y)_m/F_y \quad (C-3.2-3)$$

在上式中， A_n 為構材的淨斷面積，依據 Rang、Galambos 與 Yu[4.1]的計算統計， $(F_y)_m$ 等於 $1.10F_y$ 。利用 $V_M = 0.10$ 、 $V_F = 0.05$ 與 $V_P = 0$ ，偏差係數(V_R ，coefficient of variation)值則為：

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} = 0.11$$

依據 $V_Q = 0.21$ ，強度折減係數 0.95，可靠度指標(β)則為 2.4，此值相當接近原設定之 $\beta_0 = 2.5$ 。

第六章 撓曲構材

6.1 適用範圍

冷軋鋼撓曲構材之設計必須包含下列四種設計考量；(a)撓曲強度與位移，(b)腹板剪力強度與撓曲—剪力強度，(c)腹板摺曲強度與撓曲—摺曲強度，(d)支撐需求。此外，若使用較薄的材料時，在某些情形下，尚需特別注意剪力遲滯與翼板捲曲現象。

解說：(a)，(b)，(c)等三項考量，請參考本章 6.2~6.6 節規定。(d)項考量請參考第七章受壓構材中相關規定。

6.2 一般撓曲設計

斷面之標稱撓曲強度 M_n 取 6.2.1 節及符合 6.2.2 ~ 6.2.4 節中規定所得計算值之最小值設計。

解說：撓曲構材之彎曲強度視其是否受斜撐而有不同。當構材側向受支撐時，可由其標稱斷面強度進行設計(見 6.2.1 節)。當構材無側向支撐時，其極限狀態為側扭挫屈(Lateral-Torsional Buckling，見 6.2.2 節)。至於翼板連接受張力平板之 C 型或 Z 型斷面之樑，構材之彎曲容量介於受完全支撐構材與無支構材的容量之間，(見 6.2.3 節)。相同地，翼板連接屋頂折板之 C 型或 Z 型斷面之樑，構材之彎曲容量大於無支撐構材之容量，也可能達相當於完全支撐材之容量(見 6.2.4 節)。構材之標稱彎曲強度則取適用公式中之最小值設計。

6.2.1 標稱斷面強度

標稱撓曲強度應由下列二種方式之一計算；[方式一] 為依據有效斷面開始降伏時之斷面強度，[方式二] 為依據非彈性保留容量計算之強度。

對於加勁或部分加勁之受壓翼板： $\phi_b = 0.95$

對於未加勁之受壓翼板： $\phi_b = 0.9$

1. [方式一] 依據斷面開始降伏計算

斷面之有效降伏彎矩 M_n 以下式計算

$$M_n = S_e F_y \quad (6.2-1)$$

其中

F_y = 設計降伏應力

S_e = 有效斷面之彈性斷面模數(以最外層受張或受壓纖維達 F_y 計算)

2. [方式二] 依據非彈性保留容量計算

當下列五種情況，有任一情況滿足時，可依本方式計算標稱斷面強度。

- (1) 構材未受到扭轉力矩或不致形成側向、扭轉或扭轉—撓曲挫屈。
- (2) 冷型效應在決定降伏點之 F_y 時並未考慮。
- (3) 腹板受壓力部分之深度對腹板厚比例小於 λ_1 。
- (4) 剪力未超過 $(0.35F_y)$ 乘上腹板面積 (ht) 。
- (5) 任一腹板與垂直軸之夾角不超過 30 度角。

標稱撓曲強度 M_n 不可超過(a) $1.25S_eF_y$ (以[方式一]計算時)，或(b)造成最大壓力應變 $C_y e_y$ (張力應變無上限之限制)。

其中

$$e_y = \text{降伏應變} = F_y / E$$

E = 彈性模數

C_y = 壓力應變因數，由下列公式決定：

- (1) 無中間區域加勁之受壓區加勁構材，其 C_y 值如下

$$C_y = 3 \quad w / t \leq \lambda_1$$

$$C_y = 3 - 2 \left(\frac{w/t - \lambda_1}{\lambda_2 - \lambda_1} \right) \quad \lambda_1 < \frac{w}{t} < \lambda_2$$

$$C_y = 1 \quad w/t \geq \lambda_2$$

其中

$$\lambda_1 = \frac{1.11}{\sqrt{F_y/E}} \quad (6.2-2)$$

$$\lambda_2 = \frac{1.28}{\sqrt{F_y/E}} \quad (6.2-3)$$

- (2) 受壓區未加勁構材，其 C_y 值

$$C_y = 1$$

- (3) 受壓區多重加勁構材及包含邊緣加勁之受壓構材，其 C_y 值

$$C_y = 1$$

上述公式中，應以有效設計寬度計算斷面性質。標稱撓曲強度 M_n 之計算應考慮(a)假設應力—應變曲線為理想彈塑曲線，且在受張力與受壓力區之性質相同，(b)假設小變形，以及(c)撓曲過程中平面斷面保持平面時之應力平衡。至於撓曲—腹板摺曲強度應以 6.6 節公式檢核。

解說：本節包含兩種計算撓曲構材之標稱斷面強度的方式。

1. [方式一]：依據斷面開始降伏計算

方式一中的標稱彎矩 M_n ，是由翼板及腹板的有效作用區域，所決定出之斷面有效降伏彎矩 M_y ，有關受壓翼板之有效寬度及腹板之有效深度，可

由第四章單元設計之公式求得。

冷軋鋼樑對降伏彎矩 M_y 的定義與熱軋鋼相同，即最外圍纖維(受壓受張皆同)初達鋼材之降伏點時，斷面所受到的彎矩。此值為應用於彈性設計時的最大值。圖 C-6.2-1 所示為不同中性軸位置下，降伏彎矩所造成之應力分佈。圖 C-6.2-1(a)所示之對稱斷面中，受壓及受張側之最外圍纖維同時達到降伏點。反之，當中性軸至受壓及受張面最外側之距離不同時，初始降伏點將首先發生於中性軸較遠離面之最外側纖維，如圖 C-6.2-1(b)所示之受張翼板及(c)所示之受壓翼板。

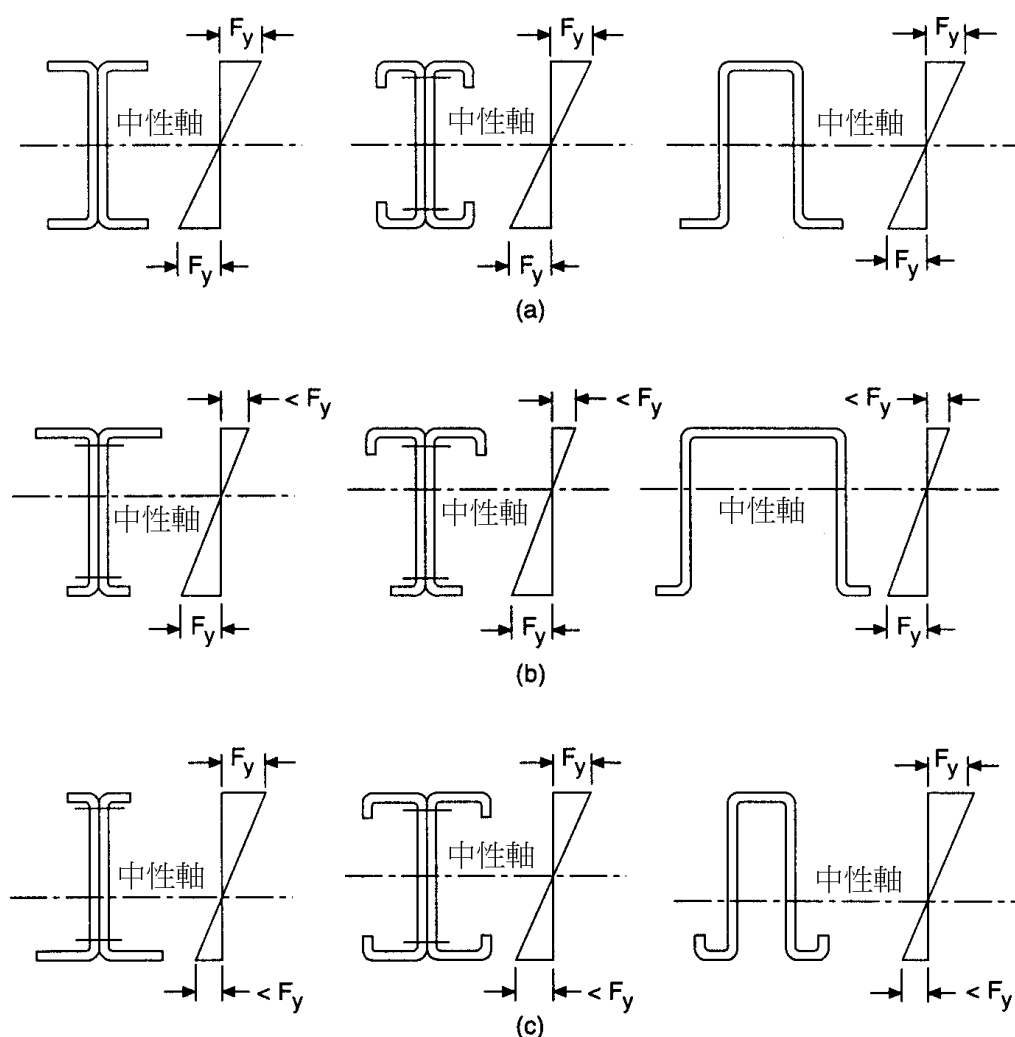


圖 C-6.2-1 降伏彎矩時之應力分布

(a) 平衡斷面，(b) 中性軸較接近受壓翼板，(c) 中性軸較接近受張翼板

根據初始降伏發生時，所計算之標稱斷面強度如公式(C-6.2-1)所示。

$$M_y = S_e F_y \quad (C-6.2-1)$$

公式中

F_y = 設計降伏應力

S_e = 有效斷面之彈性斷面模數(以最外層受張或受壓纖維應力達 F_y 時計算)

冷軋鋼設計中， S_e 值通常由下列二情況之任一者決定出來。

- (1) 若中性軸較接近受張力側之翼板，最大應力發生在受壓力側之翼板。因此，受壓翼板細長比 λ 及有效寬度由 w/t 比與 $f=F_y$ 決定之。同樣地，對於中性軸位於中央深度之斷面，皆可以此方式計算。
- (2) 若中性軸較接近受壓力側之翼板最大應 F_y 發生在受張力側之翼板。受壓力翼板上之應力取決於有效斷面區域所決定出之中性軸位置。由於有效斷面區域係由壓應力所決定出，以封閉型式解(closed-form solution)的力式進行設計雖屬可能，其過程卻相當繁瑣與複雜。一般通用之做法是，則以連續逼近法(successive approximation)之方式決定斷面之性質。

以 LRFD 方式決定設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 時，見加勁或部分加勁與無加勁的受壓翼板，所使用之折減因子稍有不同。這些 ϕ_b 值之計算建立在呆重/活重比為 1/5 之試驗資料上，所對應之 值介於 2.53 至 4.05 之間，可參見文獻[6.1, 6.2]。

2. [方式二]：依據非彈性保留容量計算

根據 1970 年到 1980 年間，部分學者所進行之冷軋鋼非彈性強度之研究顯示[6.3-6.5]。靜不定樑斷面之部分塑化(partial plastification)與彎矩再分配現象，使得特定斷面形狀之冷軋鋼樑之非彈性保留強度相當顯著。在妥善控制條件下，此保留強度之運用，可使該類特定構材之設計更加經濟。自 1980 年以來，AISI 規範便規定，滿足特定條件限制之樑，其斷面之標稱強度 M_n 上限為 $1.25M_y$ ， M_y 為有效降伏彎矩。 M_n/M_y 比值即代表樑斷面之非彈性保留強度。標稱彎矩 M_n 便是考慮斷面部分塑化之非彈性保留強度下，樑之最大彎矩容量。

斷面之非彈性應力分配取決於受壓翼板之最大應變 ϵ_{cu} 。根據康乃爾大學進行之具加勁受壓翼板之帽型斷面研究[6.3]，AISI 規範訂定出最大壓應變上限為 $C_y \epsilon_y$ ， C_y 稱為壓力應變因數，由公式(C-6.2-2)決定之，其計算值與 w/t 值之關係表示於圖 C-6.2-2。

以規範中所容許之最大壓應變 ϵ_{cu} 決定中性軸及標稱彎矩 M_n 時，以公式(C-6.2.1-2)與(C-6.2.1-3)計算。

$$\int \sigma dA = 0 \quad (C-6.2-2)$$

$$\int \sigma y dA = M_n \quad (C-6.2-3)$$

其中 σ 為斷面之應力，關於 M_n 之計算亦可參考 1996 年 AISI 冷軋鋼規範之 Part II[6.6]或[6.7]。

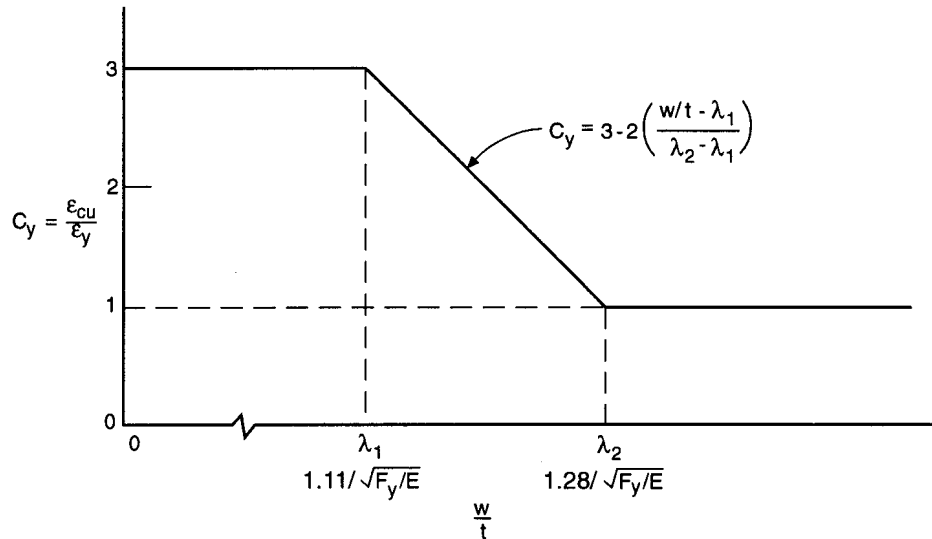


圖 C-6.2-2 不具非端點加勁肢的加勁受壓單元之 C_y 值

6.2.2 側向挫屈強度

無側支撐之單對稱、雙對稱以及點對稱斷面受到側向挫屈時之標稱強度 M_n 依下式計算：

$$M_n = S_c \frac{M_c}{S_f} \quad (6.2-4)$$

$$\phi_b = 0.9$$

其中

S_f = 以最外層受壓纖維計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數。

S_c = 以最外層受壓纖維達應力狀態 M_c/S_f 時，計算之有效斷面之彈性斷面模數。

M_c = 臨界彎矩，可依下列公式計算

1. 當 $M_e \geq 2.78 M_y$

$$M_c = M_y \quad (6.2-5)$$

2. 當 $2.78 M_y > M_e > 0.56 M_y$

$$M_c = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10 M_y}{36 M_e} \right) \quad (6.2-6)$$

3. 當 $M_e \leq 0.56 M_y$

$$M_c = M_e \quad (6.2-7)$$

其中

$$\begin{aligned} M_y &= \text{使全斷面之最外層受壓纖維開始降伏之彎矩} \\ &= S_f F_y \end{aligned} \quad (6.2-8)$$

M_e = 彈性臨界彎矩，由下列(1)或(2)公式計算而得，

- (1) 單軸對稱、雙軸對稱以及點對稱斷面

對稱軸撓曲之彎矩，以下式計算

$$M_e = C_b r_o A \sqrt{\sigma_{ey} \sigma_t} \quad (6.2-9)$$

- 單軸對稱之斷面，x 軸為使得剪力中心之 x 座標值為負值之對稱軸。
 - 點對稱斷面，改用 0.5 M_{eo} 。
 - M_e 也可以(2)公式中雙軸對稱斷面或點對稱斷面之公式計算。
- 若為針對垂直於單對稱斷面對稱軸之撓曲，以下式計算

$$M_e = C_s A \sigma_{ex} \left[j + C_s \sqrt{j^2 + r_o^2 (\sigma_t / \sigma_{ex})} \right] / C_{TF} \quad (6.2-10)$$

$C_s = +1$ 若彎矩造成中性軸之剪力中心側為壓應力。

$C_s = -1$ 若彎矩造成中性軸之剪力中心側為張應力。

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (6.2-11)$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \quad (6.2-12)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (6.2-13)$$

A = 斷面之淨截面積

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (6.2-14)$$

其中

$M_{\max}$ = 無支撐區段最大彎矩之絕對值

M_A = 無支撐區段 1/4 位置彎矩之絕對值

M_B = 無支撐區段中點位置彎矩之絕對值

M_C = 無支撐區段 3/4 位置彎矩之絕對值

任何情況下， C_b 可取保守值 1。

對懸臂之無支撐自由端 C_b 必須使用 1。

對同時受軸力與彎矩之構材（第八章）， C_b 必須為 1。

E = 彈性模數

$$C_{TF} = 0.6 - 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \quad (6.2-15)$$

其中

M_1 為撓曲平面上，無支撐段之較小端點彎矩， M_2 為較大者。 $\left(\frac{M_1}{M_2}\right)$ 之正負號取決於 M_1 與 M_2 是否同號，同號取正，反之為負。若無支撐段中非端之任一位置上彎矩大於端點彎矩值，以及同時受軸力與彎矩之構材， C_{TF} 應為 1。

r_o = 以剪力中心計算之全斷面極座標迴旋半徑(polar radius of gyration)

$$= \sqrt{r_x^2 + r_y^2 + x_0^2} \quad (6.2-16)$$

r_x, r_y = 以形心主軸計算之全斷面迴旋半徑(radius of gyration)

G = 剪力模數

K_x, K_y, K_t = 針對 x 軸、 y 軸撓曲及扭轉之有效長度因素

L_x, L_y, L_t = 針對 x 軸、 y 軸撓曲及扭轉之受壓構材無支撐長度

x_0 = 剪力中心沿 x 主軸至形心之距離，取負值

J = 斷面之 St.Venant 扭力常數

C_w = 斷面之扭轉—摺曲常數

$$j = \frac{1}{2I_y} \left[\int_A x^3 dA + \int_A xy^2 dA \right] - x_0 \quad (6.2-17)$$

註：本節適用斷面範圍為 I 型，Z 型，C 型及其他單軸對稱之撓曲構材斷面，不包括多層腹板，U 型與閉合之箱型構材，以及曲型或拱型構材。本節亦不適用於無側向支撐之受壓翼板，有關此類構材請參考 6.2.3 節。

(2) 針對垂直於腹板形心軸(x 軸)撓曲之 I 型及 Z 型斷面

下列公式可取代(1)部分之公式用以計算 M_e

$$\text{若為雙對稱軸之 I 型斷面} \quad M_e = \frac{\pi^2 EC_b dI_{yc}}{L^2} \quad (6.2-18)$$

$$\text{若為點對稱之 Z 型斷面} \quad M_e = \frac{\pi^2 EC_b dI_{yc}}{2L^2} \quad (6.2-19)$$

d = 斷面深度

L = 構材之無支撐段長度

I_{yc} = 斷面受壓部分針對平行於腹板通過(全斷面)重心之軸所計算之慣性矩(以未折減之全斷面計算)

其他符號之定義與(1)部分之公式相同

解說：撓曲構材之彎矩容量不僅受到斷面之強度控制，當構材之側撐材不足時，其容量亦受到構材側向挫屈強度之限制。有關側向挫屈強度之計算，依 6.2.2 節之說明進行。

當等翼寬之 I 型樑無側向支撐時，該構材可能因側向扭轉挫屈而破壞。在彈性範圍內，臨界側向挫屈彎矩可由公式(C-6.2-4)決定。

$$M_{cr} = \frac{\pi}{L} \sqrt{EI_y GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EC_w}{GJL^2} \right)} \quad (C-6.2-4)$$

上式中， E 為彈性模數， G 為剪力模數， I_y 為對 y 軸之慣性矩， C_w 為扭轉之翹曲常數(Warping constant of torsion)， J 為 St. Venant 扭轉常數， L 為無支撐段長度。

而彈性臨界挫屈應力，則可由下式計算得到[6.7，6.8]，

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{2\left(\frac{L}{d}\right)^2} \sqrt{\left(\frac{I_y}{2I_x}\right)^2 + \left(\frac{JI_y}{2(1+\mu)I_x^2}\right)\left(\frac{L}{\pi d}\right)^2} \quad (C-6.2-5)$$

C-6.2-5 式中，開根號符號下第一項，代表樑之側向撓曲剛度所對應之強度，第二項代表扭轉剛度所對應之強度。對薄板冷軋鋼斷面而言，第一項通常明顯大於第二項。

當 I 型樑具不等長翼寬時，側向挫屈應力以下式計算[6.9]：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 Ed}{2L^2 S_{xc}} \left[I_{yc} - I_{yt} + I_y \sqrt{1 + \frac{4GJL^2}{\pi^2 I_y Ed^2}} \right] \quad (C-6.2-6)$$

其中， S_{xc} 為相對於受壓纖維之斷面模數， I_{yc} 及 I_{yt} 分別為受壓區及受張區，針對平行於腹板之中性軸的慣性矩，其他符號之定義如前。如果翼寬相等時， $I_{yc} = I_{yt} = I_y/2$ ，則公式(C-6.2-5)與(C-6.2-6)相等。

如前所述，公式(C-6.2-6)中代表扭轉剛度之第二項可被忽略掉，因此以 $I_y = I_{yc} + I_{yt}$ 並忽略 $4GJL^2/\pi^2 I_y Ed^2$ 項時，公式(C-6.2-6)可改寫為

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 Ed I_{yc}}{L^2 S_{xc}} \quad (C-6.2-7)$$

上式為考慮均勻撓曲彎矩時所推導而得，且對非均勻撓曲彎矩之情況時為保守估計值。因此，可於右手邊項乘上一係數 C_b 修正 σ_{cr} 值如下，

$$\sigma_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L^2 S_{xc} / d I_{yc}} \quad (C-6.2-8)$$

其中，定義 C_b 為撓曲係數(bending coefficient)，可取保守值 1 或由下式計算

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (C-6.2-9)$$

式中， M_1 與 M_2 分別為無支撐段之端點撓曲彎矩的較小與較大值。

由於 C-6.2-9 式僅適用於彎矩圖為直線變化之情形時。因此，自 1996 年以後 AISI 規範改以 Kirby and Nethercot [6.10]推導之 C-6.2-10 式取代之，

$$C_b = \frac{12.5 M_{\max}}{2.5 M_{\max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C} \quad (C-6.2-10)$$

其中

- $M_{\max}$ = 無支撐區段最大彎矩之絕對值
- M_A = 無支撐區段 1/4 位置彎矩之絕對值
- M_B = 無支撐區段中點位置彎矩之絕對值
- M_C = 無支撐區段 3/4 位置彎矩之絕對值

C-6.2-10 式適用於無支撐段之各種型式彎矩圖，且對非直線變化彎矩圖之情形(如具固定端之構材)，其結果更加準確。此式與鋼構 LRFD 設計手冊中之規定相同。圖 C-6.2-3 所示為公式(C-6.2-9)與(C-6.2-10)之差異。

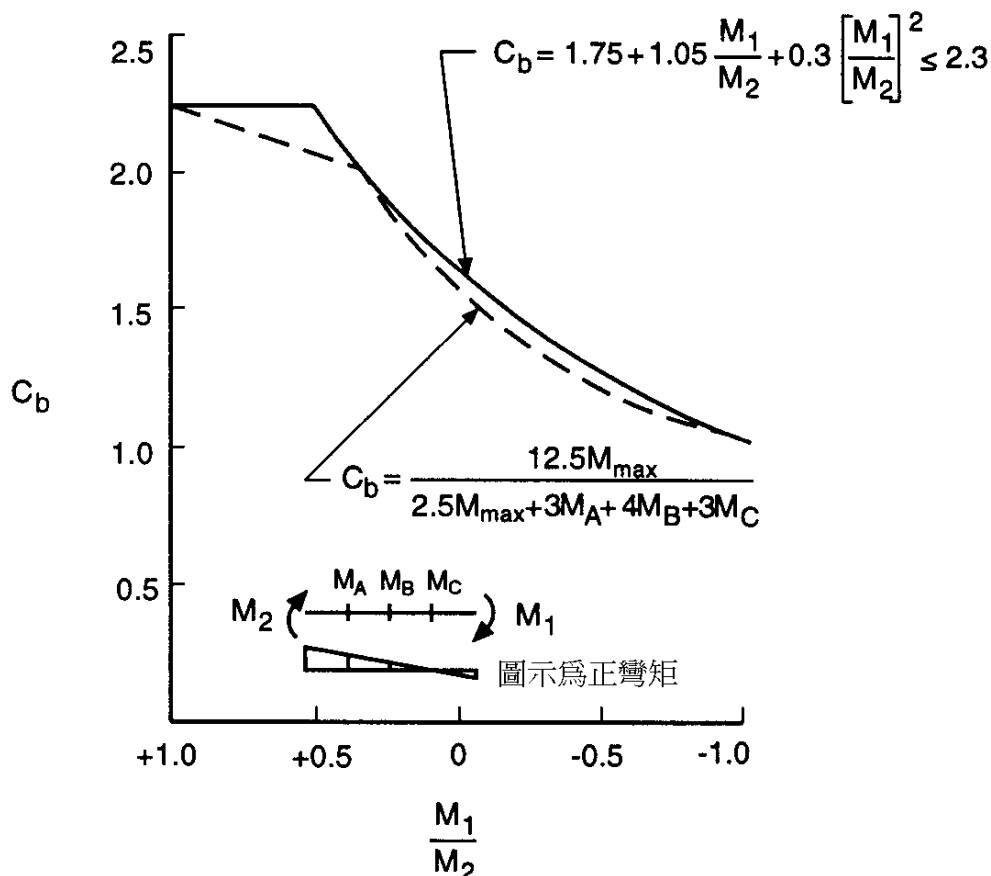


圖 C-6.2-3 直線變化彎矩圖之 C_b 值

以簡化後之公式(C-6.2-8)計算的 I 型樑側向挫屈彈性臨界彎矩，則為公式(C-6.2-11)，此式即公式(6.2-18)。

$$(M_{cr})_e = \frac{C_b \pi^2 E I_{yc}}{L^2} \quad (C-6.2-11)$$

需特別注意的是，公式(C-6.2-8)僅適用於，當所計算之理論挫屈應力小於或等於彈性限度值 σ_{pr} 時，冷軋鋼樑構材的彈性挫屈應力。當計算應力超過彈性限度值時，樑之行為將由非彈性挫屈控制。非彈挫屈應力可由公式(C-6.2-12)計算[6.7]：

$$(\sigma_{cr})_I = \frac{10}{9} F_y \left(1 - \frac{10}{36} \left[\frac{F_y (L^2 S_{xc} / d I_{yc})}{c_b \pi^2 E} \right] \right) \quad (C-6.2-12)$$

而 I 型樑側向挫屈之非彈性臨界彎矩則為，

$$(M_{cr})_I = \frac{10}{9} M_y \left(1 - \frac{10}{36} \frac{M_y}{(M_{cr})_e} \right) \leq M_y \quad (C-6.2-13)$$

圖 C-6.2-4 所示為側向挫屈強度之彈性與非彈性臨界彎矩值。

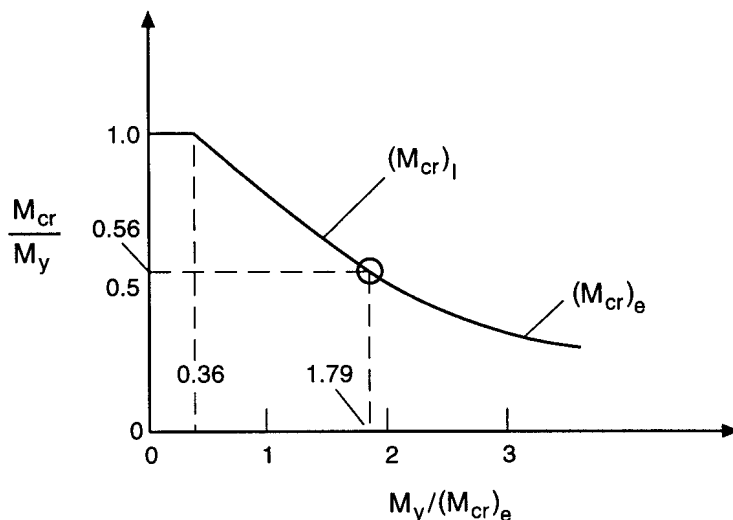


圖 C-6.2-4 側向挫屈強度之彈性與非彈性臨界彎矩

有關 AISI 冷軋鋼規範之演進，公式(C-6.2-8)與(C-6.2-11)早在 1968 年便使用於工作應力設計法中。1986 年以後公式(C-6.2-11)與(C-6.2-13)亦加入規範中，用以計算臨界彎矩值。而 1996 年規範再加兩個計算公式(6.2-9)與(6.2-10)做為計算彈性臨界彎矩之平行替代方式。此一平行方式主要是由 [6.11, 6.12] 研究群，早期針對偏心荷重下，薄板斷面之扭轉撓曲挫屈研究結果所發展而來。總言之，這些設計公式皆可應用於單軸、雙軸及點對稱斷面之計算。但需注意的是，點對稱斷面(如具等翼寬之 Z 型斷面)其側向挫屈強度將低於單軸及雙軸對軸斷面。因此，本規範採行 AISI 規範中的保守規定，即點對稱斷面之彈性臨界彎矩為 I 型斷面值之一半。

至於非彈性臨界彎矩公式方面，1986 年之 AISI 規範是以下式計算單軸、雙軸及點對稱斷面之非彈性臨界彎矩。

$$(M_{cr})_I = M_y \left(1 - \frac{M_y}{4(M_{cr})_e} \right) \quad (C-6.2-14)$$

唯 1996 年之 AISI 規範，重新使用 1980 年 AISI 規範中，對 I 型或 Z 型斷面之非彈性臨界彎矩規定(即本節相關規定)。

如規範中所規定，彈性挫屈之上限為 $0.56M_y$ 。而非彈性區域之定義是一條由 $0.56 M_y$ 到 $(10/9) M_y$ (如果無支撐長度為 0) 之 Johnson Parabola。 $(10/9)$ 因數是因斷面受撓曲而部分塑化之假設[6.13]。若設定最大彎矩上限為 M_y ，則非彈性區域之圖形具一平面坦高原區，而 M_y 值可設為 Johnson

Parabola 之值，用以計算最大無支撐長度。換言之，不需因側向不穩定而折減彎矩強度之最大長度值。

上述之討論僅限於局部穩定之樑的側向挫屈強度，若為局部不穩定之樑，此時受壓單元之局部挫屈與構材之整體側向挫屈的交互作用，可能導致構材側向挫屈強度之折減。此項因局部挫屈造成臨界彎矩之影響，在本節中亦加以考慮如下。

$$M_n = M_c \left(\frac{S_c}{S_f} \right) \quad (\text{C-6.2-15})$$

其中

M_c = 彈性或非彈性臨界彎矩

S_c = 以最外層受壓纖維應力達 M_c/S_f 時，計算之有效斷面彈性斷面模數

S_f = 以最外層受壓纖維計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數。其中， (S_c/S_f) 比值代表局部挫屈對樑構材側向挫屈強度之影響。

當 $\phi_b=0.9$ ，運用本式之標稱側向挫屈強度進行 LRFD 設計時， β 值介於 2.4 至 3.8 之間。

本節探討 I 型、槽型與 Z 型等斷面型式所產生整體斷面旋轉及整體構材側向變位之側向挫屈問題。但對於具如圖 C-6.2-5 所示之 U 型斷面與板一加勁材複合斷面之構材卻不適用。當 U 型斷面之帽緣及加勁材之翼板受壓力時，樑構材之受張力翼板會保持筆直，而不會向側面變形，只有受壓翼板傾向於向側向單獨挫屈。若亦無足夠之側向支撐，並伴隨產生垂直腹板方向上之撓曲變形，如圖 C-6.2-6 所示。

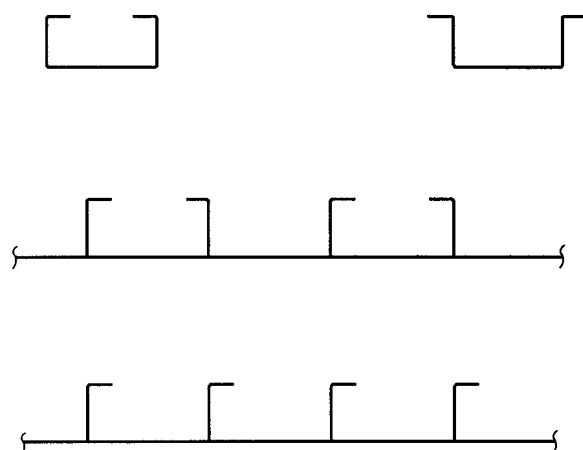


圖 C-6.2-5 板與加勁肢材形成之複合斷面



圖 C-6.2-6：U 型斷面樑之側向挫屈

至於詳細之 U 型斷面側向挫屈分析相當複雜，可參考 AISI 設計手冊相關之輔助說明。

6.2.3 翼板連接鋼承板或外覆板之樑

本節規定不適用於連續樑鄰近支承處之反曲點區域，亦不適用於懸臂樑。

承受載重於一平行於腹板之平面，其受張力翼板連接於鋼板且受壓力翼板側向不具支撐之 C 型或 Z 型斷面，其標稱撓曲強度 M_n 依下式計算：

$$M_n = R S_e F_y \quad (6.2-20)$$

$$\phi_b = 0.9$$

其中

$R = 0.4$	簡支 C 型斷面
$= 0.5$	簡支 Z 型斷面
$= 0.6$	連續跨之 C 型斷面
$= 0.7$	連續跨之 Z 型斷面

S_e 與 F_y 如 6.2.1 節之定義。

折減因數 R 受到屋頂與牆系統之限制，其條件如下

1. 構材深度小於 29.2 公分(11.5 英吋)
2. 翼板為邊緣加勁之受壓構材。
3. 深度 / 厚度比介於 60 與 170 之間。
4. 深度 / 翼寬比介於 2.8 與 4.5 之間。
5. 平寬 / 翼板厚比介於 16 與 43 之間。
6. 連續跨系統中之各支承，其各方向搭接長度(支承中心至搭接段末端)不得少於 1.5d。
7. 構材跨長不得大於 10 公尺(33 英尺)。
8. 連續跨系統中之最長跨長度多於最短跨之長度不得超過 20%。
9. 防止支承處之翼板產生側向移動。
10. 屋頂與牆須為鋼板，其包含保護膜最小厚度 0.48mm (0.019 in)，肢材之最小深度為 25.4 mm (1in)，最大中心對中心間距 305mm (12 in)，且其嵌接方式必須能有效防止板與主樑間產生相對移動。
11. 絕緣板須為 0 到 152 mm (6in)厚之玻璃纖維氈，填充於構材與板之間並與所使用之栓緊材密合。
12. 栓緊材之形式：至少為 #12 自鑽式或自栓式鎖板金屬螺絲釘，或者 4.76

mm(3/16in) 鉚釘，以及 12.7mm(0.5in)直徑之墊片。

13. 栓緊材不可使用 stand off 型式螺絲釘。

14. 栓緊材之中心至中心間距不得大於 30.5mm (12in)，並須位於接近翼板中心之位置。

假若設計變數超過上述任一限制條件，需以全尺寸試驗之結果佐證設計值，方可使用。

解說：對於以受張力翼板連接平板或外覆板，而受壓翼板無支撐之樑構材而言(如受風力吸力之屋頂棟樑或牆四周之橫樑)。其撓曲容量少於全支撐構材，但大於無支撐構材之容量。此項部分束制效果來自於板格與樑連接處，所提供之旋轉勁度。規範中所訂之折減因數為相較於全支撐材之減少後容量，係由簡支與連續跨樑之實驗資料所獲得之建議值[6.14-6.19]。其中連續跨試驗以三等跨連續樑進行，其 R 值之計算依據破壞載重造成最大正彎矩 $M=0.08wL^2$ 計算。

La Boube [6.16] 的研究指出，上述板格與樑連接處之旋轉勁度，主要與構材厚度、平板厚度、螺栓型式與位置有關。為確保一依規範公式設計之屋頂與牆系統具有足夠之旋轉勁度，本節明白列舉合乎計算條件之各種板格與栓材型式。

[6.1, 6.2]運用 LRFD 法，以公式(C-6.2-20)及 $\phi_b = 0.9$ 所計算之 β 值介於 1.5 至 1.6 之間，合乎目標值 1.5 之要求。此項計算中，假設載重組合為 $1.17W-0.9D$ ，其中 W 與 D 為標稱風力與呆荷重，風力組合折減因數為 0.9。

6.2.4 翼板連接屋頂折板之樑

承受重力加載於一平行腹板之平面，且上翼板支承折板屋頂之 C 型或 Z 型斷面，其標稱撓曲強度 M_n 可以不連續點支撐依 6.2.2 節規定計算或依下列公式計算：

$$M_n = R S_e F_y \quad (6.2-21)$$

$$\phi_b = 0.9$$

其中

R = 折減因數

由 AISI 冷軋鋼設計手冊之相關試驗求得。

S_e 與 F_y 如 6.2.1 節之定義。

解說：對於支撐受重力作用之折板屋頂系統之樑(如受呆重與活重之屋頂橫樑)，其撓曲容量大於無支撐構材者，且可能等於完全支撐構材者。撓曲容量受力型式、(重力或上揚力)、及各別屋頂系統之特性影響。由於業界存在相當多不同型式折板屋頂系統，目前並無任何解析方法被提出，用以計算正彎矩與負彎矩容量。本節僅列出 1996 年 AISI 規範所規定之標稱撓曲強度決定公式，其中折減因數 R 須由實驗求得。

6.3 剪力強度

標稱剪力強度 V_n 可依下列規定計算

1. $h / t \leq 0.96\sqrt{Ek_v / F_y}$

$$V_n = 0.6F_y h t \quad (6.3-1)$$

$$\phi_v = 1.0$$

2. $0.96\sqrt{Ek_v / F_y} < h / t \leq 1.415\sqrt{Ek_v / F_y}$

$$V_n = 0.64t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (6.3-2)$$

$$\phi_v = 0.9$$

3. $h / t > 1.415\sqrt{Ek_v / F_y}$

$$V_n = \frac{\pi^2 Ek_v t^3}{12(1 - \mu^2)h} = 0.905Ek_v t^3 / h \quad (6.3-3)$$

$$\phi_v = 0.9$$

其中

V_n = 樑之標稱剪力強度

t = 腹板厚度

h = 腹板平坦部分之深度

k_v = 剪力挫屈係數，由下列公式計算：

(1) 未加勁之腹板

$$k_v = 5.34$$

(2) 樑腹板側向加勁方式滿足(B 6)節規定者

a. 當 $a / h \leq 1.0$

$$k_v = 4.0 + \frac{5.34}{(a / h)^2} \quad (6.3-4)$$

b. 當 $a / h > 1.0$

$$k_v = 5.34 + \frac{4.0}{(a / h)^2} \quad (6.3-5)$$

其中

a = 未加勁腹板元件之受剪力板格長度

= 加勁腹板元件間加勁材之淨距離

由二片及二片以上薄板組成之腹板，各薄板應視為單獨之元件加以考慮，其載重為分配至該元件部分之剪力大小。

解說：樑腹板之剪力強度依照 h/t 比值與鋼之力學性質，由降伏或者挫屈行為所控制。對於 h/t 比值很小之樑腹板，其標稱剪力強度受剪力降伏所控制，

$$V_n = A_w \tau_y = A_w F_y / \sqrt{3} \cong 0.6 F_y h t \quad (\text{C-6.3-1})$$

其中

A_w 為樑腹板面積 $= ht$

τ_y 為鋼之剪力降伏應力，可視為 $F_y / \sqrt{3}$

至於 h/t 比值很大之樑腹板，其標稱剪力強度則由彈性剪力挫屈控制，

$$V_n = A_w \tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E A_w}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2} \quad (\text{C-6.3-2})$$

其中，

τ_{cr} = 彈性範圍內之臨界剪力挫屈應力，

k_v = 剪力挫屈係數，

E = 彈性模數，

μ = 柏森比，

h = 腹板深度，

t = 腹板厚度。

當 $\mu = 0.3$ 時，可得剪力強度 V_n ，

$$V_n = 0.905 E k_v t^3 / h \quad (\text{C-6.3-3})$$

至於 h/t 值適中之樑腹板，其標稱剪力強度則由非彈性剪力挫屈決定之，

$$V_n = 0.64 t^2 \sqrt{k_v F_y E} \quad (\text{C-6.3-4})$$

本節規範對於有或無橫向腹板加勁材之樑或平板之設計皆適用。所列之標稱強度計算公式也與 LRFD 鋼結構設計手冊規定相同。

6.4 撓曲 - 剪力強度

腹板未加勁之樑，其所需之撓曲強度 M_u 及所需之剪力強度 V_u 應滿足下列之交互作用方程式：

$$\left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right)^2 \leq 1.3 \quad (6.4-1)$$

腹板加勁之樑，其所需之撓曲強度 M_u 及所需之剪力強度 V_u ，不可超過對應之 $\phi_b V_n$ 與 $\phi_v V_n$ 。

當 $M_u / (\phi_b M_{nxo}) > 0.5$ 且 $V_u / (\phi_v V_n) > 0.7$ 時，撓曲強度 M_u 及所需之剪力強度 V_u 應滿足下列之交互作用方程式：

$$0.6 \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nxo}} \right) + \left(\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right) \leq 1.3 \quad (6.4-2)$$

其中

ϕ_b = 撓曲之折減因數 見 6.2.1 節

ϕ_v = 剪力之折減因數 見 6.3 節

M_n = 僅撓曲存在時之標稱撓曲強度

M_{nxo} = 由 6.2.1 節所決定，通過形心 x 軸之標稱撓曲強度

V_n = 僅剪力存在時之標稱剪力強度

解說：懸臂樑與連續樑支承處，通常同時受到顯著之撓曲應力與剪應力。因此，對於此類構材樑腹板之設計，必須加以規定，防止其撓曲與剪應力聯合作用下，產生挫屈現象。

Bleich[6.20]研究指出，無連結之矩形平板受撓曲與剪力共同作用下之臨界組合應力，可以下列之交互作用方程式逼近，

$$\left(\frac{f_b}{f_{cr}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} \right)^2 = 1.0 \quad (C-6.4-1)$$

其中，

f_b = 實際之撓曲壓應力，

f_{cr} = 純撓曲狀態下之理論挫屈應力，

τ = 實際之剪應力，

τ_{cr} = 純剪力狀態下之理論挫屈應力。

研究亦發現具足夠橫向加勁材之樑腹板，由於斜向張力場作用（diagonal tension field action）之故，上式之計算值趨於保守[6.21]。因此，對於滿足 4.5 節加勁肢規定之樑腹板，其計算可以下式為之，

$$0.6 \frac{f_b}{f_{b \max}} + \frac{\tau}{\tau_{\max}} = 1.3 \quad (C-6.4-2)$$

圖 C-6.4-1 所示為公式(C-6.4-2)與具斜向張力場作用之樑腹板的試驗值間之關係。

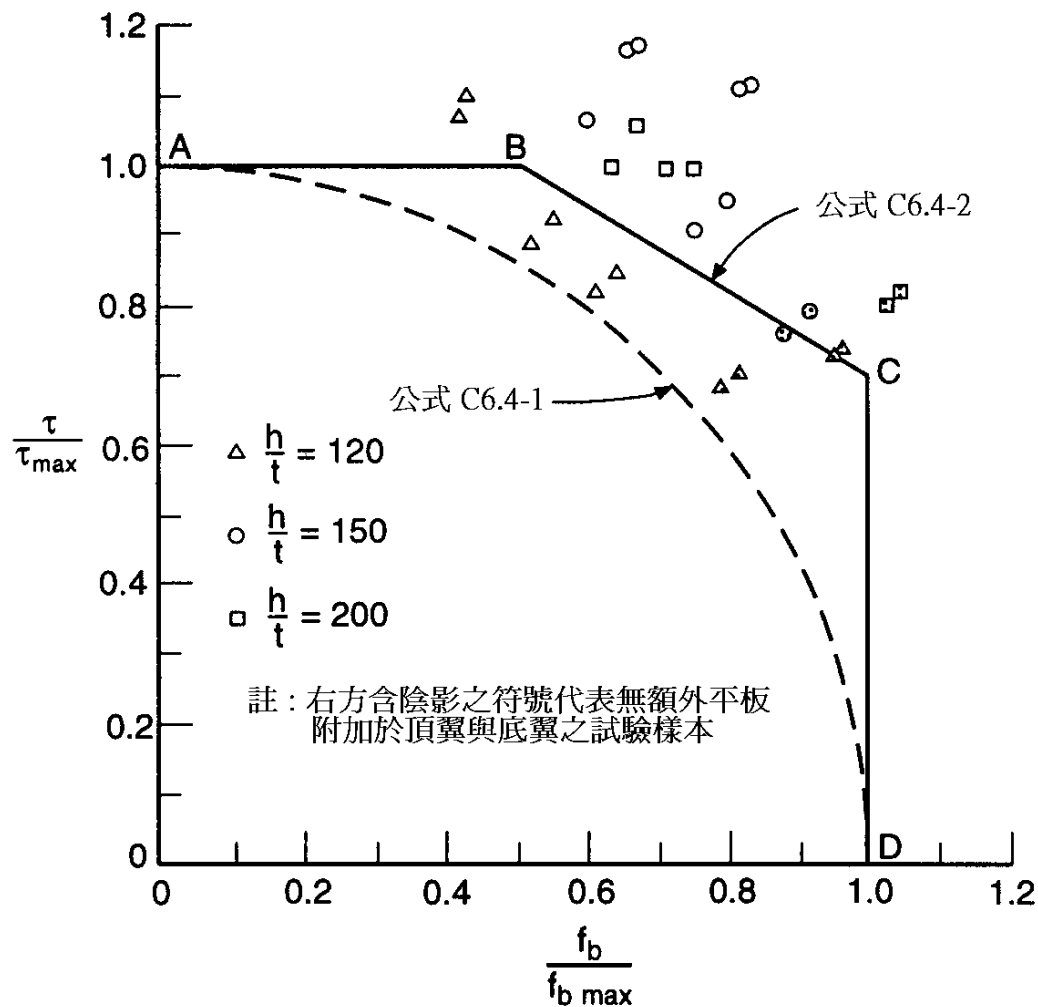


圖 C-6.4-1 $\tau/\tau_{\max}$ 與 $f_b/f_{b\max}$ 之交互影響圖

6.5 腹板摺曲強度

本節適用於撓曲構材之腹板受集中載重或反力，或者載重於垂直構材縱軸之分量造成腹板受壓力之情況。

標稱腹板摺曲強度 P_n 由表 6.5-1 決定。

對於單一未加勁腹板 $\phi_w = 0.75$

對於 I 型斷面 $\phi_w = 0.8$

對於具兩重疊之 Z 型斷面(two-nested Z sections)，以公式(6.5-4)決定翼板摺曲強度時 $\phi_w = 0.85$

撓曲構材腹板之寬厚比 h/t 大於 200 者，應有足夠之傳力路徑方式將集中載重及或反力傳至腹板中。

表 6.5-1 之公式適用於 R/t 比小於 6 之樑與 R/t 比小於 7， N/t 比小於 210 及 N/h 比小於 3.5 之板。對於翼板以螺栓連接於斷面尾端支承構材之 Z 型斷面，公式(6.5-1)可以乘上係數 1.3。但此斷面必須滿足下列限制：

1. $h/t \leq 150$
2. $R/t \leq 4$
3. 截面之底板金屬材料厚度 $\geq 1.52\text{mm}$ (0.06in.)
4. 支承構材厚度 $\geq 4.76\text{mm}$ (3/16 in.)

P_n 代表連接頂翼板與底翼板之單一結實腹板受到集中載重或反力時之標稱強度。對於具兩個及兩個以上腹板之構材， P_n 應以各單獨之腹板之計算值相加而得多翼構材之標稱載重或反力。

組合而成之 I 型斷面或相似斷面，腹板連接處與樑翼板之距離在施工時應僅可能縮小。

表 6.5-1 標稱腹板強度 P_n 適用計算公式一覽表
(受單一集中載重或反力之情形)

		單一腹板斷面		I 型斷面或相似斷面 ⁽¹⁾
		加勁或部份加勁翼板	未加勁翼板	加勁、部份加勁、未加勁翼板
反向載重間隔 $>1.5h^{(2)}$	端點反力 ⁽³⁾	公式(6.5-1)	公式(6.5-2)	公式(6.5-3)
	內部反力 ⁽⁴⁾	公式(6.5-4)	公式(6.5-4)	公式(6.5-5)
反向載重間隔 $\leq 1.5h^{(5)}$	端點反力 ⁽³⁾	公式(6.5-6)	公式(6.5-6)	公式(6.5-7)
	內部反力 ⁽⁴⁾	公式(6.5-8)	公式(6.5-8)	公式(6.5-9)

表 6.5-1 之註腳說明：

1. 以兩個 C 型斷面背對背連接組合成之 I 型斷面或其他相似斷面(例如以二個角鋼銲接成之 C 型斷面)
2. 適用於作用於頂翼或底翼之單一集中荷重或反力位置，其中此位置與鄰近反向集中荷重或反力之支承墊邊緣相距需大於 $1.5h$ 。
3. 適用於樑之末端反力或懸臂樑末端之集中荷重之情形，其中支承墊邊緣到樑末端之距離小於 $1.5h$ 。
4. 適用於當支承墊邊緣至樑末端距離等於或大於 $1.5h$ 。
5. 適用於兩反向作用之集中荷重或一組反向之荷重—反力同時作用於頂翼與底翼板，而相鄰之支承墊邊緣淨距離等於或小於 $1.5h$ 。

表 6.5-1 之公式如下：

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[331 - 0.61 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right]^* \quad (6.5-1)$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[217 - 0.28 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right]^* \quad (6.5-2)$$

當 $N/t > 60$ ， $\left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right]$ 可增為 $\left[0.71 + 0.015 \left(\frac{N}{t} \right) \right]$

$$t^2 F_y C_6 \left(10.0 + 1.25 \sqrt{N/t} \right) \quad (6.5-3)$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta \left[538 - 0.74 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.007 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \quad (6.5-4)$$

$$\text{當 } N/t > 60, \left[1 + 0.007 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \text{ 可增為 } \left[0.75 + 0.011 \left(\frac{N}{t} \right) \right]$$

$$t^2 F_y C_5 (0.88 + 0.12m) \left(15.0 + 3.25 \sqrt{N/t} \right) \quad (6.5-5)$$

$$t^2 k C_3 C_4 C_9 C_\theta \left[244 - 0.57 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.01 \left(\frac{N}{t} \right) \right]^* \quad (6.5-6)$$

$$t^2 F_y C_8 (0.64 + 0.31m) \left(10.0 + 1.25 \sqrt{N/t} \right) \quad (6.5-7)$$

$$t^2 k C_1 C_2 C_9 C_\theta \left[771 - 2.26 \left(\frac{h}{t} \right) \right] \left[1 + 0.0013 \left(\frac{N}{t} \right) \right] \quad (6.5-8)$$

$$t^2 F_y C_7 (0.82 + 0.15m) \left(15.0 + 3.25 \sqrt{N/t} \right) \quad (6.5-9)$$

其中

P_n = 單位腹板受集中荷重及反力之標稱強度，N

$$C_1 = 1.22 - 0.22k \quad (6.5-10)$$

$$C_2 = 1.06 - 0.06 R/t \leq 1.0 \quad (6.5-11)$$

$$C_3 = 1.33 - 0.33k \quad (6.5-12)$$

$$C_4 = 1.15 - 0.15 R/t \leq 1.0 \quad (\text{但不小於 } 0.5) \quad (6.5-13)$$

$$C_5 = 1.49 - 0.53k \geq 0.6 \quad (6.5-14)$$

$$C_6 = 1 + \left(\frac{h/t}{750} \right) \quad \text{當 } h/t \leq 150 \quad (6.5-15)$$

$$= 1.2 \quad \text{當 } h/t > 150 \quad (6.5-16)$$

$$C_7 = \frac{1}{k} \quad \text{當 } h/t \leq 66.5 \quad (6.5-17)$$

$$= \left[1.1 - \frac{h/t}{665} \right] \frac{1}{k} \quad \text{當 } h/t > 66.5 \quad (6.5-18)$$

$$C_8 = \left[0.98 - \frac{h/t}{865} \right] \frac{1}{k} \quad \text{當 } h/t \leq 66.5 \quad (6.5-19)$$

$$C_9 = 6.9 \quad (\text{公制單位 } N \text{ 與 } mm)$$

$$C_\theta = 0.7 + 0.3 \left(\frac{\theta}{90} \right)^2 \quad \text{當 } h/t \leq 66.5 \quad (6.5-20)$$

F_y = 腹板設計降伏應力；MPa

h = 腹板平坦部分之深度 (mm)

$$k = 894F_y/E \quad (6.5-21)$$

$$m = t / 1.91 \text{ (mm)} \quad (6.5-22)$$

t = 腹板厚度 (mm)

N = 支承墊實際長度 (mm)

對於兩大小相等作用方向相反之集中荷重分配於不相同之承墊長度時，取較小之 N 值計算

R = 內彎曲半徑

θ = 腹板平面與承載平面之夾角($45^\circ \leq \theta < 90^\circ$)

解說：對於橫向及剪力加勁肢非密集使用之冷軋鋼樑而言，局部受到極高載重及反力時，可能造成腹板摺曲之現象。圖 C-6.5-1 所示為未加勁之單一腹板及 I 型斷面所產生之摺曲破壞型式。

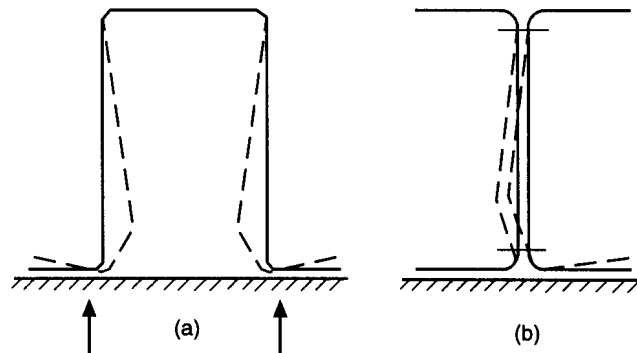


圖 C-6.5-1 冷軋鋼樑之翼板摺曲現象

有關單一矩型平板之挫屈問題與冷軋鋼樑腹板，受到局部分佈之邊緣作用力時之摺曲行為的研究顯示[6.7]。由於冷軋鋼撓曲構材之腹板摺曲現象，具有下列 7 項特點。因此，有關腹板摺曲之理論值分析相當複雜。

1. 作用力下應力非均勻分佈。
2. 腹板單元之彈性與非彈性不穩定。
3. 作用力施力點之局部降伏現象。
4. 作用力(或反力)偏心作用於假定之承載翼板受力範圍之外時所產生之彎矩。
5. 板單元之法線方向具初始瑕疵。
6. 樑翼板之邊緣束制和翼、腹單元間之交互作用。
7. 非鉛直腹板之影響。

上述現象使得現行 AISI 規範之相關規定，係由一系列之實驗結果[6.22-6.24]所決定出來的。這些有關腹板摺曲行為之試驗，包括具單獨未加勁腹板之樑與 I 型樑在四種載重情況下之研究；(1) 端點單翼載重，(2) 內部單翼載重，(3) 端點雙翼載重，(4) 內部雙翼載重。

各載重案示意於圖 C-6.5-2。圖(a)及(b)中，承載平板間之距離保持在腹板

深度之 1.5 倍以內，以防止發生雙翼受載之情形。

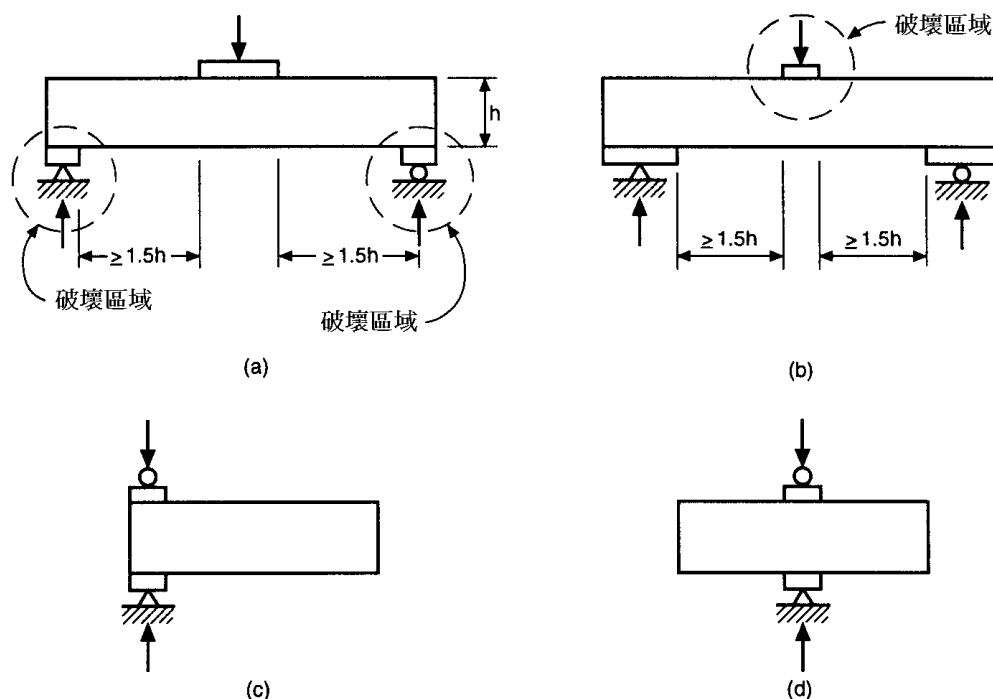


圖 C-6.5-2 翼板摺曲試驗之載重型式

(a) 端點單翼載重，(b) 內部單翼載重，(c) 端點雙翼載重，(d) 內部雙翼載重

本節所提供之腹板摺曲強度設計公式，針對之對象係具單一平坦腹板之撓曲構材(凹槽斷面、Z 斷面、帽型斷面、筒狀構材，屋頂平板、地板等)以及 I 型樑(由兩凹槽斷面背對背組合而成 以兩角鋼銲接至一凹槽或由三個凹槽斷面連結而成)。對於不同之載重情況，應以不同之公式進行設計。圖 C-6.5-3 說明各設計公式之適用情況；其中公式(6.5.1)、(6.5.2)和(6.5.3)適於端點單翼受載之狀況，公式(6.5-4)和(6.5-5)適用於內部單翼受載之狀況，公式(6.5-6)和(6.5-7)適用於端點雙翼受載之狀況，公式(6.5-8)和(6.5-9)則為內部雙翼受載之狀況。

上述各公式由來，係依據[6.24，6.25]之實驗結果所發展出來，其中假設載重與反力於腹板之分佈情形如圖 C-6.5-4 所示。圖中所示之力分佈狀況與樑之撓曲反應無關。同時，由於撓曲作用之故，承載點之位置會因承載平面不同而有差異，導致承載力非均勻傳入腹板之中。由 C-6.5-3(b)至 C-6.5-3(a)之過渡情形，標稱腹板摺曲強度 P_n 之值將隨之改變。本規範(同 AISI 規範)所依據的實驗，具上述各種不連續之差異情況，已反應於各條規定中。

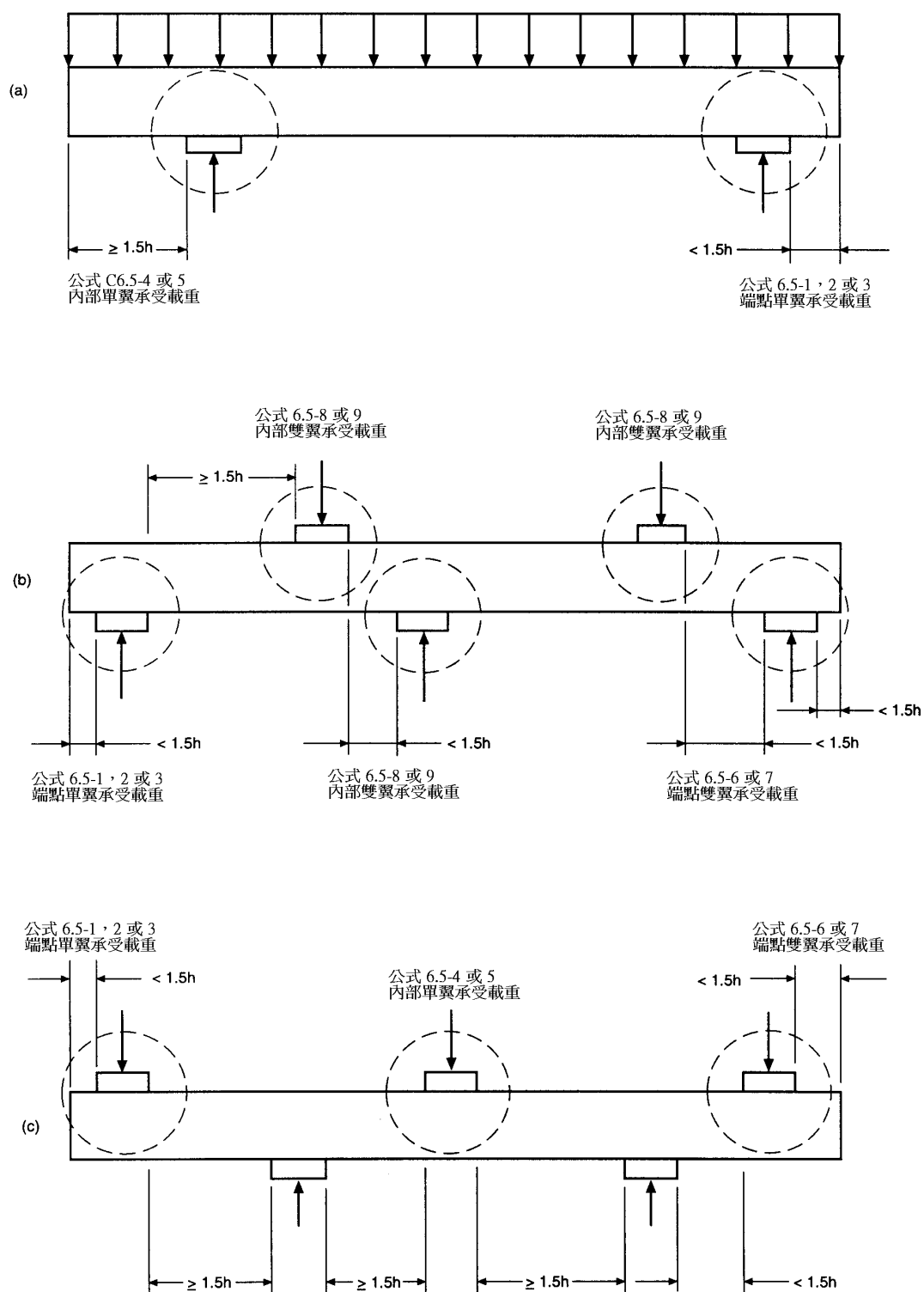


圖 C-6.5-3 規範之表 6.5-1 計算公式適用情況示意圖

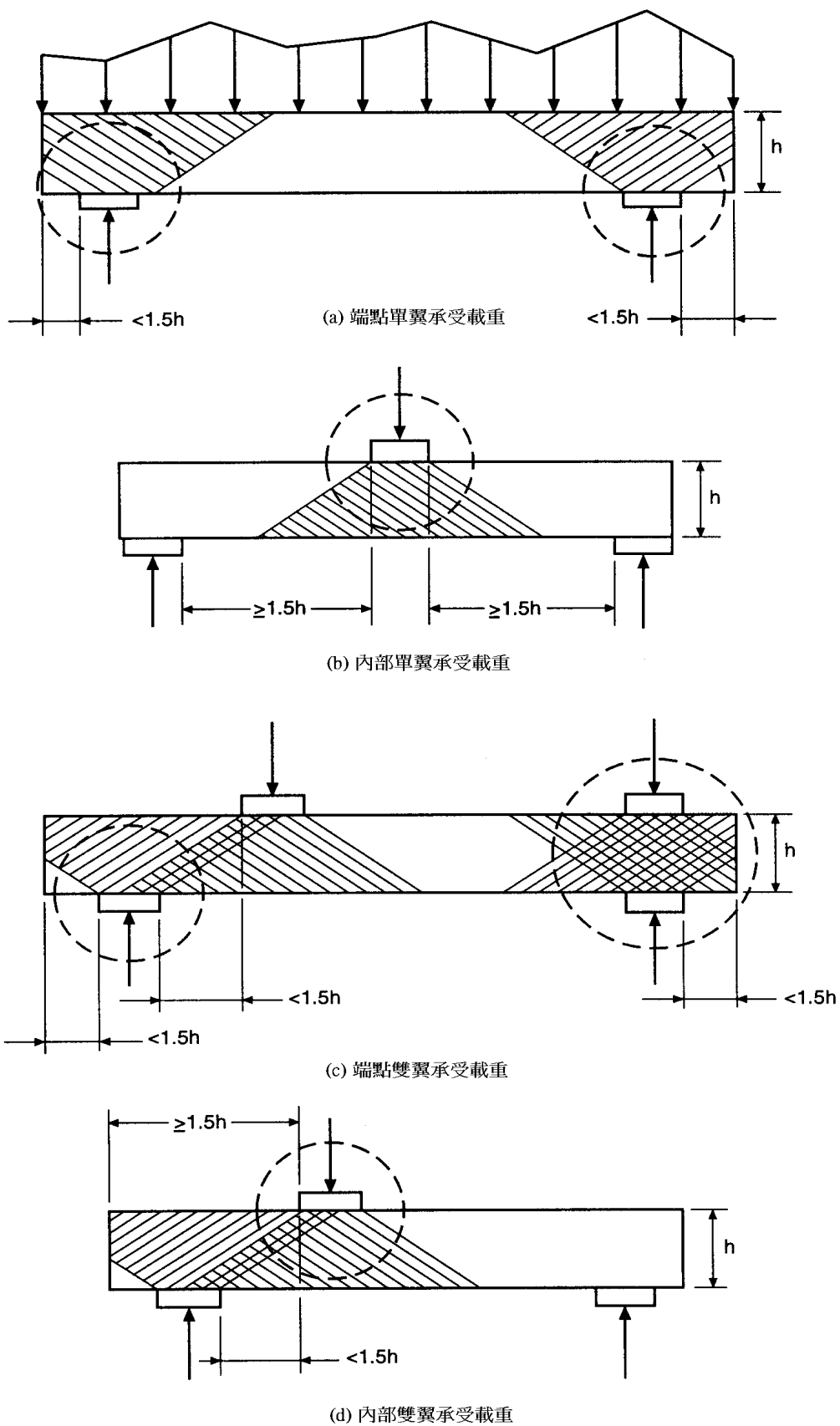


圖 C-6.5-4 假設之載重與反力分布示意圖

由公式(6.5-1)至(6.5-22)可看出，規範所規定之冷軋鋼樑標稱腹板摺曲強度與 (h/t) 、 (N/t) 、 (R/t) 、腹板厚 (t) 、降伏應力 (F_y) 以及腹板傾角 (θ) 有關。以 LRFD 方法，使用 $\phi=0.75$ 及 $\phi=0.8$ ，分別計算單一未加勁腹板和 I 型斷面強度時，可得安全指數(safety index)介於 2.4 到 3.8 之間。

近年部分研究顯示，以螺栓連結翼板於斷面支承材之 Z 型斷面，其端點單翼摺曲強度有增加之現象[6.26, 6.27]。以規範內所描敘之限制而言，此承載能力增加百分比在 27%到 55%之間。因此，規範內現行允許之下限增加百分比為 30% (AISI 1996)。

關於重疊之雙 Z 型斷面，現行規範允許內部單翼載重之情況，可以有稍微不同之安全因數及折減因數。此項規定主要是依據[6.28]之研究發現，重疊腹板之交互作用可改善，各未加勁重疊腹板之摺曲表現，而對內部單翼受載之情況，公式(6.5-4)可提供足夠之腹板摺曲強度。

6.6 撓曲 - 腹板摺曲強度

具未加勁平坦腹板之斷面形狀，同時受彎矩與集中荷重或反力時，可依下列公式設計：

1. 具單一未加勁腹板之形狀

$$1.07\left(\frac{P_u}{\phi_w P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}}\right) \leq 1.42 \quad (6.6-1)$$

例外：當連續跨之內支承處有下列情形者，公式(6.6-1)不適用於板或具兩個或兩個以上單一腹板樑；如果相鄰腹板之受壓邊緣係由翼板單元、剛性襯材或側支撐材在負彎矩區內進行側向支承，且相鄰腹板之間距不超過 254mm (10in.)。

2. 具多重未加勁腹板之形狀

$$0.82\left(\frac{P_u}{\phi_w P_n}\right) + \left(\frac{M_u}{\phi_b M_{nx0}}\right) \leq 1.32 \quad (6.6-2)$$

例外：當 $h/t \leq 2.33/\sqrt{F_y/E}$ 且 $\lambda \leq 0.673$ 時，可以 6.5 節有關 $\phi_w P_n$ 之規定取代公式(6.6-2)來計算單一集中荷重或反力之設計強度。

公式(6.6-2)中，

ϕ_b = 撓曲之折減因數(見 6.2.1 節)

ϕ_w = 腹板摺曲之折減因數(見 6.5 節)

P_u = 彎矩作用下，集中荷重或反力之所需強度

P_n = 6.5 節所計算之無彎矩作用下，集中荷重或反力之所需強度

M_u = 集中荷重或反力 P_u 施力點附近之所需撓曲強度

M_{nx0} = 如 6.2.1 節定義

w = 樑翼板接觸承載板之寬度

t = 翼板厚度或腹板厚度

λ = 細長因數(見 4.3.1 節)

3. 具兩重疊之 Z 型斷面(two-nested Z sections)形狀

$$\frac{M_u}{M_{no}} + \frac{P_u}{P_n} \leq 1.68\phi \quad (6.6-3)$$

其中

$$\phi = 0.9$$

M_u = 斷面之所需撓曲強度

M_{no} = Z 型斷面之標稱撓曲強度，為兩個單一斷面依 6.2.1 節公式所計算撓曲強度之和。

P_u = 彎矩作用下，集中荷重或反力之所需強度

P_n = Z 型斷面之標稱腹板摺曲強度，為兩個單一腹板依其內側單翼板之載重所計算腹板摺曲強度之和。

以公式(6.6-3)計算之斷面形狀必須符合下列限制；

1. $h / t \leq 150$
2. $N / t \leq 140$
3. $F_y \leq 483 \text{ Mpa (70 ksi)}$
4. $R / t \leq 5.5$

同時，下列條件亦需滿足；

1. 相鄰斷面間之連接需透過腹板以至少 2 根直徑 12.7 mm (0.5 in.)之 A307 螺栓之方式連接。
2. 混成斷面與支承之連接需透過翼板以至少 2 根直徑 12.7 mm (0.5 in.)之 A307 螺栓之方式連接。
3. 相接之斷面其腹板必須相互接觸。
4. 較厚斷面對較薄斷面之比值不可超過 1.3。

解說：公式(6.6-1)和(6.6-2)是依據圖(C-6.6-1)和(C-6.6-2)中之 551 組試驗值進行分析研究後，所發展出來的。以 $\phi_w = 0.75$ 和 $\phi_w = 0.8$ 分別計算單一未加勁腹板及 I 斷面之複合撓曲—腹板摺曲強度時，所得之安全指數介於 2.5 到 3.3 之間。關於具重疊 Z 型斷面，公式(6.6-3)係依據[6.28]對 14 種典型之重疊腹板配置方式，進行試驗所得之結果。

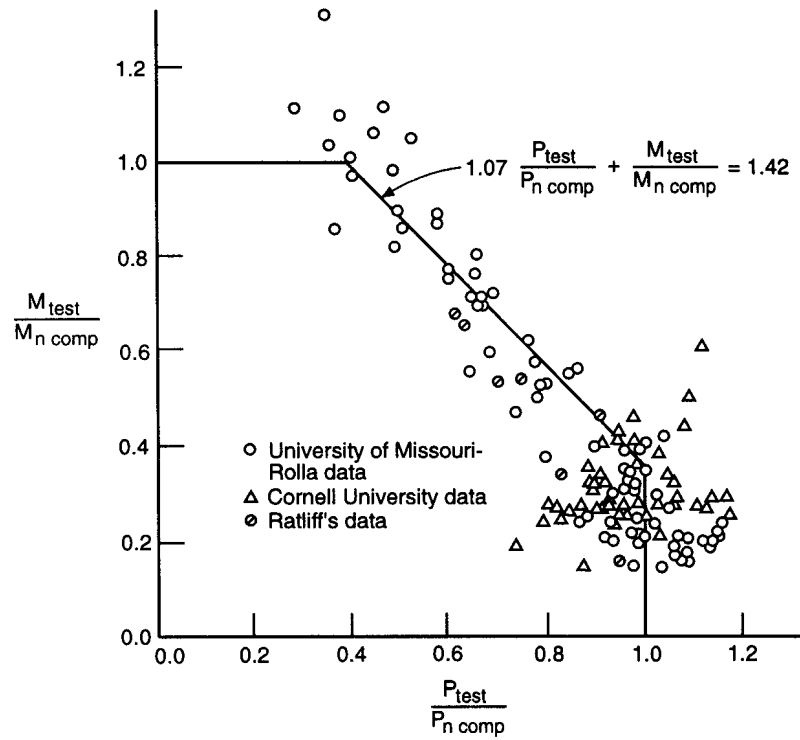


圖 C-6.6-1 單一未加勁翼板之摺曲及撓曲—摺曲複合強度曲線與試驗資料

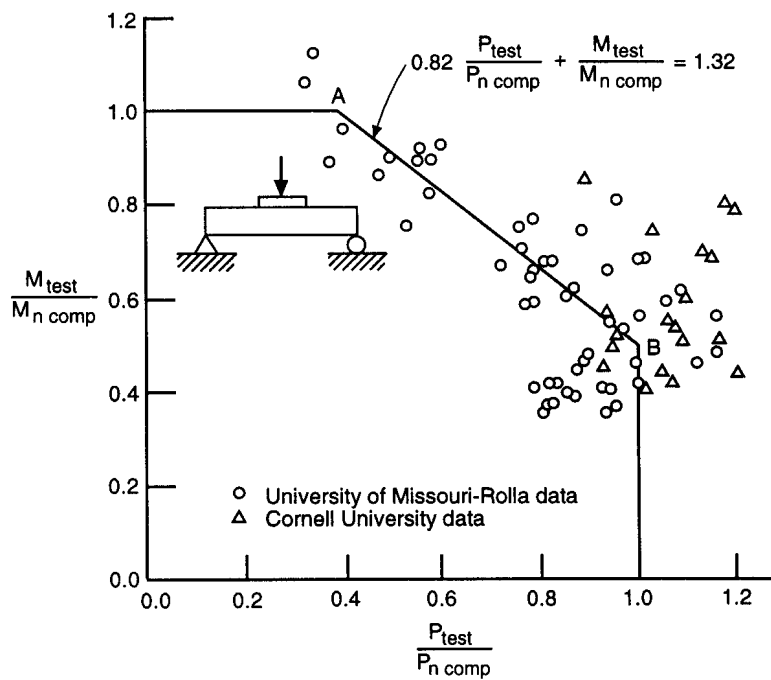


圖 C-6.6-2 不具加勁翼板 I 型樑之翼板摺曲與撓曲交互作用曲線與試驗資料

第七章 受壓構材

7.1 適用範圍

本章適用於承受軸向壓力之冷軋型鋼構材，且其軸力通過有效斷面之中心，該有效斷面依本章定義之設計受壓強度計算。

7.2 設計受壓強度

受壓構材之設計強度為 $\phi_c P_n$ ：

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_e F_n \quad (7.2-1)$$

其中 A_e = 於壓應力 F_n 時之有效斷面積。斷面有關圓孔者其 A_e 應依第 4.2.2 節之規定及限制決定。當有效長度中之圓孔數乘以圓孔直徑除以有效長度後，其值若不大於 0.015，圓孔可不計入考慮。

F_n 計算如下式：

當 $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (7.2-2)$$

當 $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (7.2-3)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (7.2-4)$$

F_e = 取彈性撓曲、扭轉與撓曲-扭轉挫屈應力之三者中最小值。（依 7.3 及 7.4 節決定）

無偏心載重之角型構材設計時應額外考慮-撓曲彎矩， M_{ux} 及 M_{uy} （第 8.3 節）。

壓力構材之細長比， KL/r ，應不大於 200。但於施工中 KL/r 應小於 300。

解說：壓力構材依其斷面形狀、材料厚度、無側撐長度及邊界條件可按下列極限狀態設計：(1)降伏、(2)整體挫屈(撓曲挫屈、扭轉挫屈、撓曲-扭轉挫屈)、(3)肢材之局部挫屈。

1. 降伏

矩柱及結實斷面柱承受軸向壓力，通常會發生降伏破壞。

$$P_y = A_g F_y \quad (C-7.2-1)$$

其中 A_g =柱之全斷面積， F_y =構材之降伏強度。

2. 撓曲挫屈

(1) 彈性挫屈應力

具雙對稱斷面、封閉斷面、圓柱及點對稱之長柱通常會發生整體撓曲挫屈。而具單軸對稱之柱，撓曲挫屈是可能發生的一種破壞模式。長柱之彈性極限挫屈載重可依 Euler 公式計算：

$$(P_{cr})_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (C-7.2-2)$$

其中 $(P_{cr})_e$ 是彈性範圍之柱挫屈載重， E 是彈性模數， I 是慣性矩， K 是有效長度係數及 L 是無側撐長度。吾人可知彈性挫屈應力即

$$(F_{cr})_e = \frac{(P_{cr})_e}{A_g} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (C-7.2-3)$$

其中 r 是柱全斷面之迴轉半徑， KL/r 是有效長細比。

(2) 非彈性挫屈應力

當公式(C-7.2-3)計算之 $(F_{cr})_e$ 大於比例極限 (F_{pr}) 時，柱即發生非彈性挫屈，在 1996 年之前，美國 AISI 規範設計非彈性挫屈應力之公式為：

$$(F_{cr})_I = F_y \left(1 - \frac{F_y}{4(F_{cr})_e}\right) \quad (C-7.2-4)$$

上式乃根據 $F_{pr}=F_y/2$ ，因此公式(C-7.2-4)只適用於當 $(F_{cr})_e \geq F_y/2$ 。本規範使用柱之長細係數， λ_c ，公式(C-7.2-4)即為：

$$(F_{cr})_I = \left(1 - \frac{\lambda_c^2}{4}\right) F_y \quad (C-7.2-5)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{(F_{cr})_e}} = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (C-7.2-6)$$

上式(C-7.2-6)只適用於當 $\lambda_c \leq \sqrt{2}$ 。

(3) 無局部挫屈之柱強度

當壓力構材之寬厚比 (w/t) 小時，局部挫屈即不會發生，柱之標稱軸向強度可依下列公式計算：

$$P_n = A_g F_{cr} \quad (C-7.2-7)$$

其中

P_n =標稱軸向強度

A_g =柱之總斷面面積

F_{cr} =柱之挫屈應力

(4)發生局部挫屈之柱強度

冷軋型鋼壓力構材有較大之寬厚比(w/t)時，其個別板構材會發生局部挫屈，而使柱之強度無法依公式(C-7.2-7)計算軸壓強度。局部挫屈之發生將使柱之整體承載能力減小。

由於局部挫屈之影響，柱之標稱軸力是依據臨界挫屈應力(F_{cr})及有效斷面面積(A_e)，文獻[7.1、7.2]提供更深入之相關說明。因此，冷軋型鋼壓力構材之標稱軸力可依下列公式決定：

$$P_n = A_e F_{cr} \quad (C-7.2-8)$$

其中 F_{cr} 是彈性挫屈應力或非彈性挫屈應力， A_e 是壓應力為 F_{cr} 時之有效斷面積。

1996 版美國 AISI 規範[7.1]乃參考 AISC LRFD 規範[7.3]之挫屈應力公式發展出下列設計公式：

$$\text{當 } \lambda_c \leq 1.5 : F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (C-7.2-9)$$

$$\text{當 } \lambda_c > 1.5 : F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (C-7.2-10)$$

其中 F_n 是標稱撓曲挫屈應力， $\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e}$ ， F_e 是彈性撓曲挫屈應力（公式(C-7.2-3)）。吾人可得標稱軸力之公式為：

$$P_n = A_e F_n \quad (C-7.2-11)$$

(5)有效長度係數，K

有效長度係數 K 是依據柱的兩端束縛及側移條件而定，當柱兩端為鉸接及無法側移時，通常會發生半弧形狀的挫屈，而其有效長度 KL 即為實際的柱長（詳圖 C-7.2-1），即是 $K=1$ 。當結構體中之壓力構材其中一端具有無側向位移的支點，此類的端點條件可以用雙角撐、模板撐、剪力牆等方式的構造，阻止柱頂端水平位移的發生，此種結構型式，吾人可取 $K=1$ 。

若無側位位移發生及桿件之兩端固接而無法旋轉時， K 值通常是小於 1。表 C-7.2-1 提供六種不同端點條件的理論 K 值，或可參考文獻[7.4]。結構衍架在受力後，其壓力構材受到其他桿件的束縛而無法旋轉，破壞發生時桿件達到降服束縛的條件也隨之減低，是故，衍架中的構材通常取 $K=1.0$ 。近年的研究文獻[7.5]指出，當襯板與壓力弦桿之上翼板結合時， K 值可取 0.75。

圖 C-7.2-2 是一無側撐之門構架，此結構依賴其本身之彎曲勁度來維持穩定，通常其破壞發生在柱的挫屈(詳圖示)，其承載力比較小，此乃 K 大於 1.0 之故，圖 C-7.2-3 為不同之端點條件之 K 值[7.6]可供參考。另外，文獻[7.3、7.7]提供多層構架時， K 值可取自貫線圖，其他相關文獻可參考[7.4]。



圖 C-7.2-1 整體柱之挫屈

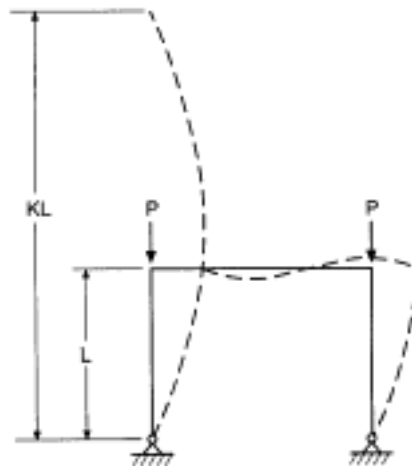
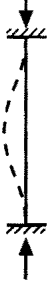
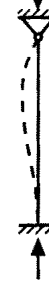
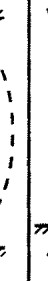


圖 C-7.2-2 無側撐門式構架

表 C-7.2-1 同心載重柱之有效長度係數，K

示 意 圖 (虛線示柱之屈曲)	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
理 論 之 K 值	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
當接近理想條件時 所設之K值	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
端 部 型 式						
						
	轉動固定，移動固定					
	轉動自由，移動固定					
	轉動固定，移動自由					
	轉動自由，移動自由					

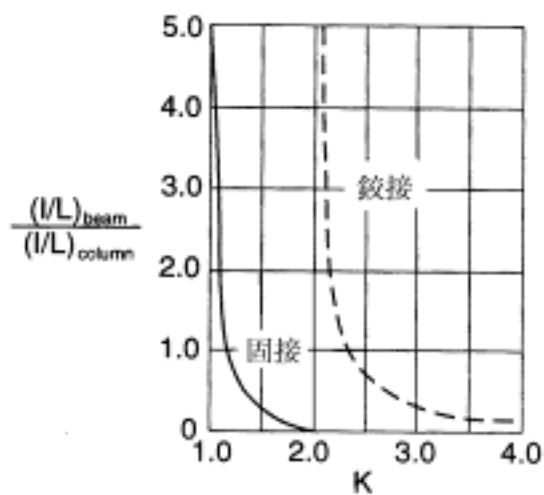


圖 C-7.2-3 無側撐門式構架之 K 值

3. 扭轉挫屈 (Torsional Buckling)

對於有一些開放型柱構材會在瞬間發生扭轉挫屈而破壞，這些構材多為點對稱的斷面（即剪力中心與形心同一點），例如對稱型 I，反對稱型 Z 及十字型皆為此類的斷面。然而在同心載重下，此類構材之設計載重也

非受控於扭轉挫屈，這是因為在實際狀況下撓曲挫屈或伴隨著局部挫屈會比扭轉挫屈早發生，有些短柱可能發生扭轉挫屈，下式即為計算其彈性臨界應力[7.6]：

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (C-7.2-12)$$

其中 A 是全斷面面積， r_o 是對斷面剪力中心之極迴轉半徑， G 是剪力彈性模數， J 是 St Venant 扭轉係數， E 是彈性模數， C_w 扭轉係數， K_t K_t 是扭轉之有效長度。

在非彈性挫屈範圍，其臨界扭轉挫屈應力可依公式 C-7.2-10 計算，用 σ_t 代替 F_n 計算 λ_{co} 。

4. 撓曲-扭轉挫屈 (Torsional-Flexural Buckling)

同心載重的柱是可能發生撓曲挫屈即對主軸彎曲，或發生扭轉挫屈即對剪力中心扭曲，或是發生撓曲-扭轉挫屈即彎曲與扭曲同時發生。具單軸對稱之斷面，例如槽型、帽型、角型、T 型及 I 型斷面（此類斷面剪力中心與形心非同一點），撓曲-扭轉挫屈是可能發生之挫屈模式，如圖 C-7.2-4 所示，非對稱斷面之柱通常會發生撓曲-扭轉挫屈。

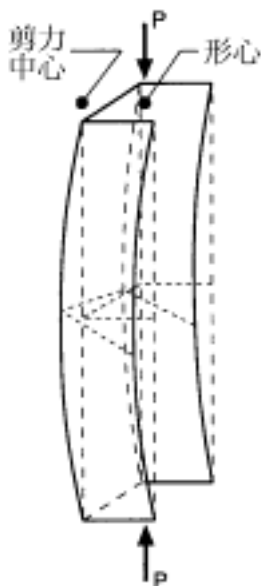


圖 C-7.2-4 槽型斷面受壓之撓曲-扭轉挫屈

撓曲-扭轉挫屈僅是對於構材會發生此類破壞行為時才須考慮的設計，具有襯板結合的構材是只會發生彎曲的，故僅須設計其撓曲挫屈即可。柱

之彈性撓曲-扭轉挫屈載重可依下式決定之：[7.8、7.9、7.10]

$$P_n = \frac{1}{2\beta} \left[(P_x + P_z) - \sqrt{(P_x + P_z)^2 - 4\beta P_x P_z} \right] \quad (C-7.2-13)$$

或其彈性撓曲-扭轉挫屈應力 F_e 為：

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (C-7.2-14)$$

上式公式中 X 軸是對稱軸， $\sigma_{ex} = \pi^2 E / (K_x L_x / r_x)^2$ 是對應於 X 軸之撓曲 Euler 挫屈應力， σ_t 是扭轉挫屈應力(公式(C-7.2-12))， $\beta = 1 - (\chi_o / r_o)^2$ 。值得注意的是撓曲-扭轉挫屈應力較撓曲挫屈應力 σ_{ex} 為小，故具單軸對稱之斷面撓曲挫屈僅能發生於 Y 軸，即垂直於對稱軸之另一主軸。

非彈性臨界撓曲-扭轉挫屈應力也可依公式(C-7.2-10)求得。

上述對於撓曲-扭轉挫屈之討論是不考量斷面局部挫屈(其 w/t 較小)，具有 w/t 較大之斷面，局部挫屈會伴隨著撓曲-扭轉挫屈發生，此時局部挫屈的效應可用有效面積 A_e 的觀念作考量。

7.3 扭轉強度與撓曲-扭轉挫屈強度

具雙對稱斷面，封閉型斷面及不會發生扭轉或撓曲-扭轉挫屈強度斷面之柱，彈性撓曲挫屈應力， F_e ，可依下式決定：

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (7.3-1)$$

其中 E=彈性模數

K=有效長度係數

L=構材無側撐長度

R=全斷面之迴轉半徑

具單對稱斷面之柱承受撓曲-扭轉挫屈，其挫屈應力， F_e ，應取公式(7.3-1)或公式(7.3-2)之較小值。

$$F_e = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_{ex} \sigma_t} \right] \quad (7.3-2)$$

或可用下列保守公式代替求 F_e ：

$$F_e = \frac{\sigma_t \sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (7.3-3)$$

其中

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (7.3-4)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{A r_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_t L_t)^2} \right] \quad (\text{詳 6.2.2 節}) \quad (7.3-5)$$

$$\beta = 1 - (X_o / r_o)^2 \quad (7.3-6)$$

具單對稱之斷面，其對稱軸為 X 軸。

對具雙對稱斷面之柱承受扭轉挫屈，其挫屈應力 F_e 應取公式(7.3-1)或 $F_e = \sigma_t$ 之較小值。

解說：承受同心載重的柱會發生撓曲挫屈，即向其中之一的主軸發生彎曲，其標稱撓曲挫屈應力可依公式(7.2-1)決定，本章節適用於具雙對稱斷面，封閉型斷面及其他不會發生扭轉或撓曲-扭轉挫屈之斷面。

對於具雙對稱及點對稱之斷面，扭轉挫屈是可能會發生的一種挫屈模式；具單對稱之斷面，撓曲-扭轉挫屈會是可能發生的一種挫屈。另外可能發生的挫屈形式是撓曲挫屈，即對 Y 軸發生彎曲(X 軸為對稱軸)。

彈性扭轉挫屈應力可依公式(C-7.2-12)決定，而彈性撓曲-扭轉應力可依公式(C-7.2-14)求得，下列簡化的公式可以取代公式(C-7.2-14)：

$$F_e = \frac{\sigma_t \sigma_{ex}}{\sigma_t + \sigma_{ex}} \quad (C-7.3-1)$$

上式是依據下列交互關係而得[7.11]：

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_z} \quad (C-7.3-2)$$

或

$$\frac{1}{F_e} = \frac{1}{\sigma_{ex}} + \frac{1}{\sigma_t} \quad (C-7.3-3)$$

7.4 非對稱構材設計

具無任何點對稱或軸對稱之斷面，其挫屈應力 F_e 應以合理方式分析之。

解說：對於非對稱開放型斷面，撓屈-扭轉挫屈應力分析是很煩悶的，因為它是解決三次方程式的問題，尤其在計算斷面係數， C_w ，更是複雜。參考文獻[7.1、7.10]之計算方式。

第八章 構材承受彎矩及軸力

8.1 適用範圍

本章適用於具雙對稱或單對稱斷面受組合作用力之構材。

8.2 軸向拉力與撓曲作用強度

構材在承受彎矩及軸向拉力交互作用時，所需強度- T_u 、 M_{ux} 與 M_{uy} 須滿足下列交互作用公式：

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nxt}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{nyt}} + \frac{T_u}{\phi_t T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-1)$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} - \frac{T_u}{\phi_t T_n} \leq 1.0 \quad (8.2-2)$$

其中

T_u = 所需軸向拉力強度

M_{ux} 、 M_{uy} = 對應中性軸的所需撓曲強度

T_n = 標稱軸拉力強度(依第五章相關規定計算)

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

M_{nxt} 、 $M_{nyt} = S_{ft} F_y$

S_{ft} = 對應極端張力面之全面積斷面模數

$\phi_b = 0.90$ 或 0.95 (依第 6.2.1 節計算之撓曲強度)， 0.90 (依第 6.2.2 節計算之撓曲強度)

$\phi_t = 0.95$

解說：對於承受彎矩及軸向拉力交互作用的構材，如果存在僅承受彎矩力的情況下，構材須符合第六章的相關規定。另外，對於軸向拉力不可過於預估，以導致計算趨於不保守。

公式(8.2-1)乃為了防止張力翼板的破壞而設計，同時，公式(8.2-2)乃設計防止壓力翼板的破壞。

8.3 軸向壓力與撓曲作用強度

構材在承受彎矩及軸向壓力交互作用時，所需強度 - P_u 、 M_{ux} 與 M_{uy} 須滿

足下列交互作用公式：

$$\frac{C_{mx}M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my}M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} + \frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 1.0 \quad (8.3-1)$$

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{P_u}{\phi_c P_{no}} \leq 1.0 \quad (8.3-2)$$

當 $P_u / \phi_c P_n \leq 0.15$ ，則需滿足下列公式：

$$\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} + \frac{P_u}{\phi_c P_n} \leq 1.0 \quad (8.3-3)$$

其中

$$\alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{Ex}} \quad (8.3-4)$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{Ey}} \quad (8.3-5)$$

$$P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} \quad (8.3-6)$$

$$P_{Ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} \quad (8.3-7)$$

P_u = 所需軸向壓力強度

M_{ux} 、 M_{uy} = 對應中性軸的所需撓曲強度，而中性軸位置的決定依所需軸向壓力強度計算之有效斷面而定。對於角型斷面， M_{uy} 之值可以為所需撓曲強度，或所需撓曲強度加上 $P_u L / 1000$ 值，視各自計算所得 P_u 值較小者而定之。

P_n = 標稱軸壓力強度(依第七章相關規定計算)

P_{no} = 標稱軸壓力強度(依第七章相關規定計算，而 $F_n = F_y$)

M_{nx} 、 M_{ny} = 對應中性軸的標稱撓曲強度(依第六章相關規定計算)

$\phi_b = 0.90$ 或 0.95 (依第 6.2.1 節計算之撓曲強度)， 0.90 (依第 6.2.2 節計算之撓曲強度)

$\phi_c = 0.85$

I_x = 對應 x 軸向之全斷面慣性矩

I_y = 對應 y 軸向之全斷面慣性矩

L_x = x 軸向之實際未支撐長度

L_y = y 軸向之實際未支撐長度

K_x = x 軸向之有效長度係數

$K_y = y$ 軸向之有效長度係數

C_{mx} 、 C_{my} = 彎矩修正係數，其則採用下列之值：

1. 受壓構材之支承點可位移時(joint translation)

$$C_m = 0.85$$

2. 受壓構材之支承點無位移，且在彎曲面支承點間並無橫向載重時

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$$

其中， M_1 與 M_2 分別為無支撐段之端點撓曲彎矩的較小與較大值。當構材彎曲為反曲線時， M_1/M_2 為正值，而構材彎曲為單曲線時， M_1/M_2 為負值。

3. 受壓構材之支承點無位移，但在彎曲面支承點間有橫向載重時， C_m 值可以由相關理論分析得之。然而，其值可採用：

(a) 支承點處束縛， $C_m = 0.85$

(b) 支承點處無束縛， $C_m = 1.0$

解說：對於承受彎矩及軸向壓力交互作用的構材，通常稱之為樑柱。彎矩力的形成可能由偏心荷重、橫向載重或彎矩載重所造成。一般承受彎矩及軸向壓力的冷軋型鋼構材，易出現在框架系統結構、桁架與外牆豎材中。此種構材的設計，乃經由嚴密的理論與實驗的結果[8.1、8.2]，並考量局部穩定及樑柱不穩定的情況下，所推導出的交互作用公式而計算之

影響樑柱結構行為的因素包含了：斷面積的形狀與尺寸、偏心荷重的位置、柱的長度、端點的束縛與支撐的情形。

本節的交互作用公式，與 AISC LRFD 規範[8.3]與國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」[8.4]內的相關規定不儘相同，主要乃因無足夠的冷軋型鋼構材的資料可應用於 AISC 規範內。

第九章 中空圓管構材

9.1 適用範圍

本章的相關規定僅適用於，中空圓管的外徑與壁厚比值(D/t)小於 $0.441E/F_y$ 值的構材。

解說：因為具有較大的旋轉半徑與面積比值，在各方向上有相同的旋轉半徑，與較大的扭轉剛度的優點，薄壁的中空圓管在受壓與扭轉上為相當經濟的構材。正如其他的冷軋型鋼構材般，中空圓管在設計上不僅需提供足夠的力量以抵抗柱之整體挫屈外，同時，局部挫屈亦為考量的一個因素。

一般在應用傳統的局部挫屈理論上，似乎對於中空圓管在長向受壓有過高估計的情形，另外，在不可避免的不完整性(imperfection)，與殘留應力的影響下，通常會造成中空圓管的實際驗抗壓強度低於理論計算值。因此，基於大量實驗結果，本章的一項主要項目，乃在提供中空圓管局部挫屈的相關規定。

局部挫屈應力

在考量受軸向壓力的中空圓管之挫屈後強度，以及另一重要因素-初使不完整性之情形下，設計規範的原始理論來自於 Plantema 的示意圖，與實驗的結果[9.1]。

觀察受壓中空圓管的實驗結果，Plantema 發現 F_{ult}/F_y 比值與參數 $(E/F_y)(t/D)$ 有關，其中 t 為壁厚， D 為平均直徑， F_{ult} 為極大應力。

依據保守的估算，AISI 規定 – 當 D/t 值小於或等於 $0.112 E/F_y$ 值時，中空圓管應可設計達到降伏。當 $0.112 E/F_y < D/t < 0.441 E/F_y$ 時，中空圓管的設計乃基於非彈性局部挫屈的準則。

本章的相關規定僅適用於，中空圓管的外徑與壁厚比值(D/t)小於 $0.441E/F_y$ 值的構材，其因乃在於，非常薄壁的圓管易產生彈性局部挫屈，如此並不是一經濟的設計，再者，過大 D/t 值的薄壁中空圓，對於幾何不完整性則相當的敏感。

9.2 撓曲強度

對於撓曲構材，其標稱撓曲強度(M_n)應依下列規定計算之：

當 $D/t \leq 0.070 E/F_y$ (9.2-1)

$$M_n = 1.25 F_y S_f$$

當 $0.070 E/F_y \leq D/t \leq 0.319 E/F_y$

$$M_n = \left[0.970 + 0.020 \left(\frac{E / F_y}{D / t} \right) \right] F_y S_f \quad (9.2-2)$$

當 $0.319 E / F_y \leq D / t \leq 0.441 E / F_y$

$$M_n = [0.328 E / (D / t)] S_f \quad (9.2-3)$$

$$\phi_b = 0.95$$

其中

S_f = 全斷面之彈性模數

解說：對於較厚的中空圓管撓曲而言，不如軸向受壓載重情形－以初始降伏為破壞的基準。事實上，構材到達塑性彎矩力量大於 1.29 倍的初始降伏破壞。再者，當構材發生非彈性局部挫屈時，其應力呈坡度的變化，此情形與構材受軸向壓力的情況亦不相同。
公式(9.2-1 至 9.2-3)乃依據 Sherman[9.2]的工作報告，同時，形狀因子(shape factor)乃假設為 1.25。

9.3 受壓強度

本節所規定適用之範圍，乃僅應用於軸力(或合力)穿過斷面形心之構材。
標稱受壓強度(P_n)應依下列規定計算之：

$$P_n = F_n A_e \quad (9.3-1)$$

$$\phi_b = 0.95$$

F_n 依下列規定決定之：

當 $\lambda_c \leq 1.5$

$$F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (9.3-2)$$

當 $\lambda_c > 1.5$

$$F_n = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (9.3-3)$$

其中

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (9.3-4)$$

F_e = 彈性撓曲挫屈應力(詳見 7.3 節)

$$A_e = [1 - (1 - R^2)(1 - A_0 / A)] A \quad (9.3-5)$$

$$R = (F_y / 2F_e)^{0.5} \quad (9.3-6)$$

$$A_0 = \left[\frac{0.037}{(DF_y)/(tE)} + 0.667 \right] A \leq A \quad \text{當 } D/t \leq 0.441 (E/F_y) \quad (9.3-7)$$

A = 全斷面積

解說：當中空圓管被使用為承受軸向載重的受壓構材，其標稱受壓強度依第七章規定計算之，但是其挫屈應力(F_e)，則以撓曲挫屈決定之，同時，其有效面積(A_e)，則依公式(9.3-5)計算之。

9.4 壓力與撓曲強度

壓力與撓曲力組合應符合第八章之相關之規定。

第十章 合成構材

10.1 適用範圍

本章乃針對常用之(1)C 型鋼組合 I 型鋼構材、(2)C 型鋼或 Z 型鋼的側向支撐、(3)隔間柱與其組合，進行相關之規定。

10.2 組合斷面

10.2.1 合成 I 型鋼

合成 I 型鋼乃由二 C 型鋼組合而成，其最大容許長向銲接(或其他聯結物)之間距($S_{\max}$)應為：

1. 若為受壓構材

$$S_{\max} = \frac{Lr_{cy}}{2r_l} \quad (10.2-1)$$

其中

L = 受壓構材的未支撐長度

r_l = 對於給予的支承條件與中間支撐情況下，合成 I 型鋼在垂直於可能產生挫屈之軸向的旋轉半徑

r_{cy} = 平行於腹板之中性軸向的 C 型斷面旋轉半徑

2. 若為撓曲構材

$$S_{\max} = \frac{L}{6} \leq \frac{2gT_s}{mq} \quad (10.2-2)$$

其中

L = 樑之跨距

T_s = 接合部之受拉強度(見第十一章)

g = 接近上下翼板的二排聯結物之垂直距離

m = 單一 C 型鋼的剪力中心至其腹板中間面的距離。

- (1)若為無突唇之 C 型鋼

$$m = \frac{w_f^2}{2w_f + d/3} \quad (10.2-3)$$

- (2)若為具突唇之 C 型鋼

$$m = \frac{w_f dt}{4I_x} \left[w_f d + 2D \left(d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right] \quad (10.2-4)$$

w_f = 自腹板內側面的翼板投影寬度，若 C 型鋼具有不同之翼板寬度， w_f 應以較寬之翼板決定

d = 樑或 C 型鋼之深度

D = 突唇之全深

I_x = 垂直腹板向中性軸的單一 C 型鋼慣性矩

q = 設計載重(在極限設計法-LRFD 內需使用因數化載重)， q 的計算可由集中載重或支承力除以承壓長度的比值獲得。對於一均勻分佈載重之樑而言， q 則取其均佈力的三倍。如果在集中載重或支承力的承壓長度小於銲接的間距(s)，其在近集中載重或支承力之處的銲接所需設計強度則為：

$$T_s = P_s m / 2g \quad (10.2-5)$$

其中， P_s 乃基於因數化載重下的集中載重或支承力。

其最大容許長向聯結物之間距(S_{max})，與力量在接合部的密度有相當的關聯。因此，如均勻間距的接合應用於全體樑的長度，間距的決擇應以最大載重密度區域而定，但因此造成不經濟的結果，以下二種方法則可考慮採用：(1)依照載重密度的不同而有所變化；(2)在集中荷重處可在翼板上加入墊板。在置入墊板處接合部的剪力強度設計，可應用於 T_s 的計算上，同時， g 則可採樑之深度。

解說：I 型斷面乃經由兩個 C 型斷面背靠著背的方式連接，通常使用於受壓或撓曲構材。

1. 壓力構件

對於 I 型斷面用於受壓構材時，其長向接合之間距必須不得超過公式(10.2-1)載明之規定值(S_{max})，其因乃為預防個別 C 型斷面在整體 I 型斷面挫屈前，先行在其平行腹板方向上撓曲挫屈。此規定乃基於單一 C 型斷面在接合間的細長比 S_{max}/r_{cy} ，小於 I 型斷面細長比(L/r_I)的 1/2 [10.1, 10.2]，在考量一個接合處的鬆脫或無效用的情況下。即使本節記載論及僅為 I 型斷面，公式(10.2-1)亦可應用於由二 C 型斷面接合的箱型受壓構材的最大焊接間距，此時 r_I 取箱型斷面中旋轉半徑較小者。

2. 撓曲構件

對於 I 型斷面用於撓曲構材時，其長向接合之間距則於公式(10.2-2)內規範之，其第一個考量乃在於防止接合間的上翼板處產生過度的扭轉變形。第二個考量乃針對接合處的分佈及其應力，與施力於樑時的載重密度 [10.2]。第二個考量要求乃因為 C 型斷面的剪力中心與其腹板面不在同平面上，如圖 C-10.2-1 所示，當一載重 Q 作用於腹板平面上時，將對於其剪力中心產生一扭矩(Qm)，則其上部接合部的拉力(T_s)，可以由扭矩(Qm)與其相當的抵抗彎矩($T_s g$)而求得

$$Qm = T_s g \quad (C-10.2-1)$$

$$T_s = Qm/g \quad (C-10.2-2)$$

如圖 C-10.2-2 所示，如 q 為載重密度(單位載重)， s 為接合間距，則載重 $Q = qs/2$ ，因此，極大容許間距(S_{max})可輕易地將 Q 代入公式(C-10.2-2)中而求得，而載重密度 q 則因載重不同而有所區分。

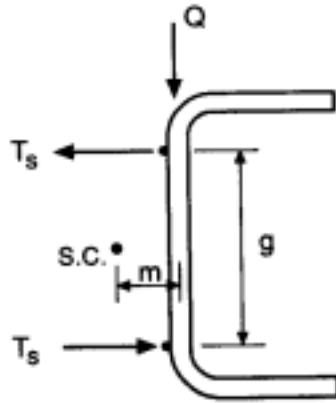


圖 C-10.2-1 C 型斷面上接合處之拉力

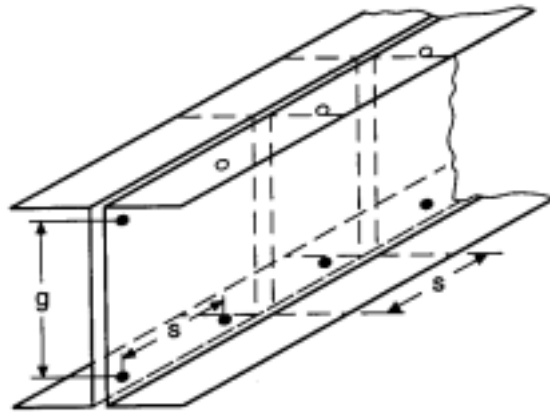


圖 C-10.2-2 接合間距示意圖

除了以上考量的接合強度需求外，接合間距不得大到使得接合間有過大的扭矩，而產生上翼板處的分離。事實上 C 型斷面乃背對著背連接，最大的間隔限度 $L/3$ 或許可以採用，但考慮到連結可能不盡完善，最大的間隔限度 $L/6$ 乃在公式(10.2-2)中定義為必要條件。

10.2.2 受壓肢材之接合間距

如有墊板、鋼板(片)或在壓力側具加勁材的情況下，對於銲接、螺栓或鉚釘接合在應力線上的間距不得超過：

1. 基於每一接合處的設計強度下，連接部分傳遞剪力所需之間距。
2. $1.16t(E/f_c)^{0.5}$ ，其中 t 乃為墊板或鋼板的厚度， f_c 為服務載重之下墊板或鋼板內的應力
3. 接合處最窄未加勁肢材寬度的三倍，其值不必小於 $1.11t(E/F_y)^{0.5}$ (當 $w/t < 0.50(E/F_y)^{0.5}$)，或 $1.33t(E/F_y)^{0.5}$ (當 $w/t \geq 0.50(E/F_y)^{0.5}$)，除非前面 1 或 2 條件要求更小的間距。

接合若為平行應力方向間段填角銲，間距應為填角銲間的淨空距離加上 12.7 mm (0.5 in)。其他接合方式的間距，應以聯結物中心點間距離計算之。

解說：當受壓肢材與其他斷面在經由接合而組成為構材時，其接合間距必須緊密以提供足夠的強度，圖 C-10.2-3 顯示由一平板與一倒置的帽莖斷面而組合的箱型樑，假如接合是適當的，則此平的薄板將可視為一加勁受壓肢材，而其寬度(w)相當於兩列連結間的距離，構材斷面性質則依此原則計算之。本節內第一款所述之規定乃針對翼板接合之螺栓接合或焊接接合的板樑或類似結構，在標準結構設計下提供足夠的剪力強度。本節第二款乃為了保證，平板在兩個鄰近的接合間，而應力小於 $1.67f_c$ 時不致產生如柱般的挫屈如圖 C-10.2-3 所示，其中 f_c 為在服務載重下，接合受壓肢材的應力 [10.1, 10.2]，而此規定的基礎為尤拉柱公式：

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

並以 $\sigma_{cr} = 1.67f_c$ 時， $K = 0.6$ ， $L = s$ 與 $r = t/(12)^{0.5}$ 代入而得之。比規定保守，因為長度乃取接合處中心間之距離而不是以淨距離為依據，而係數 K 乃以 0.6 取代 0.5(兩端為固定端之理論值)。

本節第三款保證平板的接合具有連續的效果，而平板本身可似乎視為加勁肢材[10.1, 10.2]。

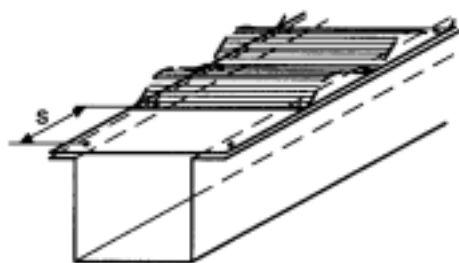


圖 C-10.2-3 組合斷面的接合間距

10.3 側向支撐

側向支撐的設計應用於束制載重樑或柱的側向彎曲或扭轉，同時，在使用時亦要避免支撐接觸點的局部摺曲。

10.3.1 對稱樑與柱

支撐與支撐系統(含接合)的設計應考量強度與勁度要求。

解說：在鋼結構構造中，通常並沒有簡單的技術或方式，用以分離側支撐所需之強度與勁度。Winter [10.3]提供了一局部的解決方式，沿用此知識的文件如 Haussler [10.4]、Haussler 和 Pabers [10.5]、Lutz 和 Fisher [10.6]、Salmon 和 Johnson [10.7]、Yura [10.8]、SSRC [10.9]。設計者應多尋找相關文件，以正確的設計側支撐或其系統。

10.3.2 C 型斷面與 Z 型斷面樑

本節的相關規定，僅針對受力與腹板面同方向的 C 型斷面與 Z 型斷面樑，在束制扭轉上之應用。二種情形在本節中討論：(1)上翼板連接鋼承板或外覆材，當然，此種情況為有效的側向位移束縛；(2)沒有翼板是連結的。當雙翼板皆有所連接時，側向支撐就無存在的需要。

解說：C 型斷面與 Z 型斷面被使用成為樑，以抵抗與腹板平面方向上的橫向載重，因此在未足夠的側支撐下可能產生扭轉與側位移。本節內包含了二部分：(1)針對翼板連接鋼承板或外覆材的支撐需求；(2)無樑翼板連接鋼承板或外覆材的支撐需求。

10.3.2.1 上翼板連接外覆材之屋頂系統支撐錨定

對於依據 6.2.1 節設計的 C 型斷面與 Z 型斷面構材，且其上翼板連接外覆材的情形下，在相對橫樑支承處的上翼板側向位移量，不得大於 跨距/360 之值。如橫樑的上翼板全朝向同一方向，則其錨定束縛系統需滿足本節第一與第二款所列之相關規定。如橫樑上翼板與鄰近橫樑上翼板朝相反之方向設置，則本節第一與第二款所列之規定並不適用。

錨定支撐在橫樑區間內之接合必須成一直線，錨定支撐應儘可能接近與鋼承板或外覆材連接的翼板處，每一橫樑與橫樑區域內應有錨定支撐的設置。

對於支援安排與本節第一與第二款所列之情形不同時，實驗的進行以瞭解實際的表現行為是需要的。

1. C 型斷面

對於 C 型斷面橫樑的上翼板全朝向同一方向，側支撐系統需能承受 $0.05W$ 之載重， W 為設計載重(在支承間的所有橫樑區域)，當支撐超過一組時，抵抗承受力量應取 $0.05W$ /支撐組數。

2. Z 型斷面

對於屋頂系統含 4 至 20 組 Z 型斷面橫樑，且上翼板全朝向屋頂上方方向，

其側支撐在橫樑支承點、中間點、三分之一點處的設計承受力量依下列規定計算：

(1) 單跨距且側支撐在支承點處

$$P_L = 0.5 \left[\frac{0.220b^{1.50}}{n_p^{0.72} d^{0.90} t^{0.60}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-1)$$

(2) 單跨距且側支撐在 1/3 處

$$P_L = 0.5 \left[\frac{0.474b^{1.22}}{n_p^{0.57} d^{0.89} t^{0.33}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-2)$$

(3) 單跨距且側支撐在中間處

$$P_L = \left[\frac{0.224b^{1.32}}{n_p^{0.65} d^{0.83} t^{0.50}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-3)$$

(4) 多跨距且側支撐在支承點處

$$P_L = C_{tr} \left[\frac{0.053b^{1.88} L^{0.13}}{n_p^{0.95} d^{1.07} t^{0.94}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-4)$$

$C_{tr} = 0.63$ ，側支撐在邊支承點處

$C_{tr} = 0.87$ ，側支撐在第一個內支承點處

$C_{tr} = 0.81$ ，其他情形

(5) 多跨距且側支撐在 1/3 處

$$P_L = C_{th} \left[\frac{0.181b^{1.15} L^{0.25}}{n_p^{0.54} d^{1.11} t^{0.29}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-5)$$

$C_{th} = 0.57$ ，側支撐在最外跨距處

$C_{th} = 0.48$ ，其他情形

(6) 多跨距且側支撐在中間處

$$P_L = C_{ms} \left[\frac{0.116b^{1.32} L^{0.18}}{n_p^{0.70} d t^{0.50}} - \sin \theta \right] W \quad (10.3-6)$$

$C_{ms} = 1.05$ ，側支撐在最外跨距處

$C_{ms} = 0.90$ ，其他情形

其中

b = 翼板寬

d = 斷面深度

t = 厚度

L = 跨距長度

θ = Z 型斷面的腹板面與垂直面之夾角(度)

n_p = 互相平行之橫樑數

W = 在支承間所有橫樑區域的設計載重

當側支撐乃在防止橫樑翼板朝向屋頂上方的移動， P_L 力為正值。對於系統少於 4 組橫樑的情況，支撐力應為 1.1 倍公式(10.3-1 至 10.3-6)所得之值，當對於系統多於 20 組橫樑的情況，公式(10.3-1 至 10.3-6)仍可採用，但 n_p 值為 20，同時 W 之計算以橫樑總數為基準。

解說：在鋼構造屋頂系統中，除非外在的束制提供，否則屋頂如同單一結構將產生整體側移現象，所謂的束制或錨定可由構材在不同位置與橫樑相連接，以設計提供抵抗側向力之用。對於以 Z 斷面為橫樑的屋頂系統設計，可參考 Murray 與 Elhouar [10.10] 的一次彈性勁度模型。在設計側向支撐的問題上，公式(10.3-1)至(10.3-6)可以採用於決定單跨距與多跨距的支撐系統，這些公式以橫樑的斷面積、橫樑數，跨距數，跨距長度與載重等為參數計算，這些公式的正確性可由 Murray 與 Elhouar 的六組原型與三十三組 1/4 比例模型實驗中被證實。

10.3.2.2 無翼板與外覆材連結

每一中間支撐(上、下翼板處)，應設計在抵抗所需之側向力(P_L)，而 P_L 力則依下列規定決定之：

1. 對於均佈力： $P_L = 1.5 K'$ 倍的設計載重(在支撐的每一邊 0.5a 的距離內)。

2. 對於集中力： $P_L = 1.0 K'$ 倍的設計集中載重(在支撐的每一邊 0.3a 的距離內)，再加上 $1.4 K'(1-x/a)$ 倍的設計集中載重(在支撐的每一邊 0.3a 至 1.0a 的距離內)。

上述的方程式中：

如為 C 型斷面及 Z 型斷面：

x = 集中載重至支撐的距離

a = 相鄰二支撐中心線的距離

對於 C 型斷面：

$$K' = m/d \quad (10.3-7)$$

其中

m = 腹板中心面到剪力中心間的距離，如第 10.2.1 節所示

d = 斷面深度

對於 Z 型斷面：

$$K' = I_{xy} / I_x \quad (10.3-8)$$

其中

I_{xy} = 垂直腹板與平行腹板的慣性積

I_x = 中性軸垂直腹板的慣性矩

支撐的設計需避免支撐與構材接觸點的局部摺曲，並且有效的束制斷面以免構材翼板末端及中間支撐處發生側向變形。

解說：假如 C 型斷面被單獨使用成為樑，而不是以成對的 I 型斷面出現，則 C 型構材應以間隔方式支撐，以防止如同圖 C-10.3-1 旋轉情形發生，圖 C-10.3-2 顯示二 C 型斷面相互支撐的情況，這情況頗與圖 C-10.2-2 所示的組合 I 型斷面雷同，除了原來的接合方式改以支撐方式形成，支撐的間距通常比組合 I 型樑的接合間距來的大，也因此 C 型斷面本身在支撐間隔區域內可能產生少量的旋轉，導致在受到載重時，將此單純的樑撓曲情況會多一些額外的應力產生在斷面內。所以，支撐的安排應：(1)讓新增加應力量減小到不影響原來(全支撐)應有的承載能力(2)旋轉角度應儘可能減小。

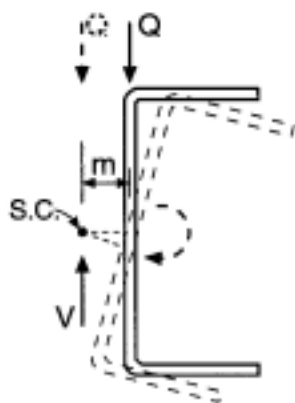


圖 C-10.3-1 C 型斷面旋轉示意圖

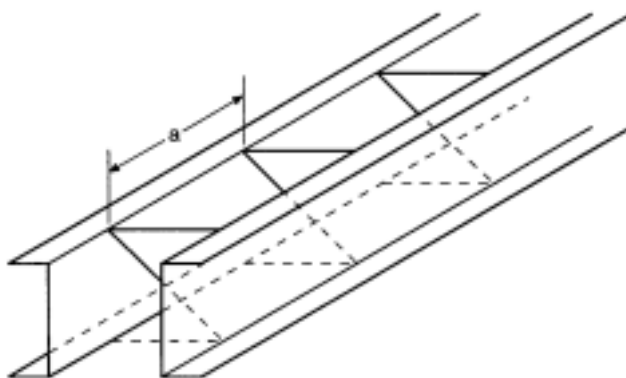


圖 C-10.3-2 二 C 型斷面相互支撐的情況

為了研究發展支撐相關規定，C 型斷面實驗在康乃爾大學進行 [10.1]，實驗則包含了全支撐，無側支撐與中間支撐等，除了試驗外，近似研究分析亦用來印證實驗的結果。

對於側支撐的要求不僅於其間距的安排，其本體強度是否可以抵抗 C 型斷面向免於旋轉亦為考量的重點，因此力量在支撐內的發展乃需要瞭解，如

圖 C-10.3-3 所示，如一載重施力於平行腹板的平面方向上，則一扭矩(Qm)將會產生，此情形如同將載重施力於剪力中心，另加上二平行力 $P = Qm/d$ 於 C 型斷面上。另外 Winter, Lansing 與 McCalley[10.11]將此情形描述成如圖 C-10.3-4 所示，C 型斷面的半邊可以被視為一連續樑，且承受橫向力及左側支撐處為支承點，如此，橫向支撐力正如同支承點的支承反力。本節內清楚的提出簡單與保守的方式以決定此些反力(P_L)。

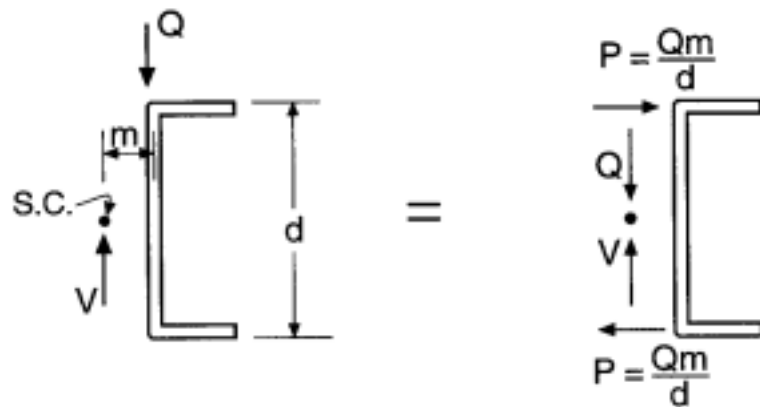


圖 C-10.3-3 C 型斷面的橫向力

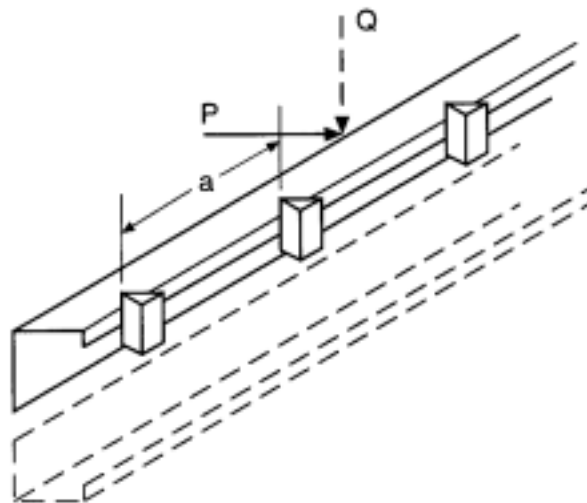


圖 C-10.3-4

10.3.3 無側向支撐之組合箱形樑

對於主軸承受彎矩的組合箱形樑，其側向無支撐長度與腹板間之距離的比值不應超過 $0.086 E/F_y$ 。

10.4 隔間柱與其組合

隔間柱的設計可按照第六、七、八章的全鋼材系統的基準來做設計，亦可依 10.4.1 節到 10.4.3 節的外覆材的基準做設計。隔間柱之腹板可為實心或穿孔型態，隔間柱末端的接合處需能抵抗柱的軸向旋轉及垂直柱方向的水平位移。

1. 全鋼材設計

隔間柱的組合假如使用全鋼材設計，需忽略外覆材對結構的影響，並依第六、七、八章的設計規定。對於腹板有圓形穿孔的情況，有效面積的計算參照第 4.3.2 節之規定，若腹板穿孔形狀非圓形時，則依據下列所述計算之：

在 F_n 應力之下的有效斷面積(A_e)計算，則依第四章之規定，並假設腹板乃由二未加勁肢材所組成，或考量經由短柱試驗來求得有效斷面積值。

當 A_e 乃依照第四章來決定時，則有關穿孔大小、間距及隔間柱深度之限制則需符合下列之要求：

- (1) 腹板穿孔的中心與中心之間距不得小於 610mm。
- (2) 腹板穿孔的最大寬度為 0.5 倍的深度 d 或 63.5mm，兩者中取較小之值。
- (3) 腹板穿孔的長度不得超過 114mm。
- (4) 斷面深度對厚度的比值(d/t)不得小於 20
- (5) 柱末端到最近穿孔邊緣的距離不得小於 254mm。

2. 外覆材支撐設計

隔間柱組合採用外覆材支撐設計須依據第 10.4.1 節至 10.4.3 節規定計算之，並遵從下列之規定：

腹板穿孔的有效面積(A_e)之計算，按上述規定決定之。

外覆材須附著於柱的兩側，並聯結至牆的上端及下端的水平構材，以提供隔間柱在牆面方向上的側向及扭轉支撐。

外覆材須依照表 10.4-1 的規定。另在建造時如果有特別需要，可加裝額外的支撐。

本節規定之公式的運用，須符合下列限制：

降伏強度 $F_y \leq 345 \text{ Mpa}$

斷面深度 $d \leq 152 \text{ mm}$

斷面厚度 $t \leq 1.91 \text{ mm}$

全長 $L \leq 4.88 \text{ mm}$

隔間柱的間距最小為 305 mm，最大為 610 mm

解說：一受壓構材再相當的側支撐時，即使支撐相對上較柔性，但其本體的承載能力將大幅提昇乃是眾所皆知的事實，此種情形對於經常使用做於承載牆豎材(隔間柱)的斷面(較大的 I_x/I_y 比值)便是很好的範例。

冷軋型 I、C、Z 或箱型斷面經常用於牆體的支撐材，其腹板方向與牆面方

向相垂直，而牆面板可能以纖維板、石膏板、合成板等為材料，如果牆面材強度夠時，將可提供支撐材(豎材)側向的支撐能力，因此，選擇良好的牆面材對於增加結構強度與減少經費上皆有相對的成效。

為了決定牆支撐構材所需的側向支撐條件，Green，Winter 與 Cuykendall [10.12]進行相關的理論研究與實驗，此實驗共包含了 102 個豎材與 24 個牆面材，規範相關規定則參考了此研究的成果。

在 1970 年，支撐材與鋼板材質的牆面材在康乃爾大學與其他研究機構進行了結構強度的研究，使用鋼板(片)與牆面材的影響不僅提供支撐材的支撐作用外，牆整體亦可作為剪力膜版之用。對於 C 型與 Z 型斷面豎材與外覆材料的支撐強度計算程序，Yu [10.2]的文獻內乃整理了 Simaan [10.13] 及 Simaan 與 Pekoz [10.14]的研究成果。側支撐的剪力剛度與旋轉束制乃由外覆材所提供，Simaan [10.13]及 Simaan 與 Pekoz [10.14]的研究內容相當完整，對於豎材僅有一翼版面有支撐，或二翼版面皆有支撐的情況皆有進行。對於有關具有孔洞之豎材的短柱實驗與其相關理論分析則可參考 Davis 與 Yu [10.15]與文獻 16。

10.4.1 撓曲強度

對於隔間柱兩翼板皆連結相同材料的外覆材，且忽略外覆材所提供的旋轉束制時，其標稱撓曲強度為 M_{nxo} 與 M_{nyo} ，其中

對於斷面俱加勁或部份加勁之受壓翼板：

$$\phi_b = 0.95$$

對於斷面俱未加勁受壓翼板：

$$\phi_b = 0.90$$

對應中性軸的標稱撓曲強度 M_{nxo} 與 M_{nyo} 乃依據第 6.2 節的規定計算，而第 6.2.2 節有關側向挫屈之規定不以其予考慮。

解說：本節內所提及的豎材標稱撓曲強度，僅針對於全鋼材設計，對於外覆材所可能產生力量則以予忽略。

10.4.2 受壓強度

對於隔間柱其兩翼板皆連結有相同材料的外覆材，且忽略外覆材所提供的旋轉束制時，其標稱受壓強度則依下式計算之：

$$P_n = A_e F_n \quad (10.4-1)$$

$$\phi_c = 0.85$$

其中

$A_e = F_n$ 應力下的有效斷面積

$F_n =$ 以下三種情況中最低者：

1. 為避免柱挫屈在牆平面方向上的兩扣件間發生， F_n 必須根據第七章中之規

定計算，且其 KL 值等於兩倍的扣件間的距離做計算。

2.為了避免撓曲或扭轉挫屈， F_n 值必須根據第七章中所規定計算，而 F_e 值須採取以下各斷面型式所定義的 σ_{CR} 中較小的值做計算，其中 σ_{CR} 為集中荷重下的理論彈性挫屈應力。

(1)單對稱 C 型斷面

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ey} + \bar{Q}_a \quad (10.4-2)$$

$$\sigma_{CR} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_{tQ}) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_{tQ})^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_{tQ}} \right] \quad (10.4-3)$$

(2) Z 型斷面

$$\sigma_{CR} = \sigma_t + \bar{Q}_t \quad (10.4-4)$$

$$\sigma_{CR} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_{ex} + \sigma_{ey} + \bar{Q}_a) - \sqrt{[(\sigma_{ex} + \sigma_{ey} + \bar{Q}_a)^2 - 4(\sigma_{ex}\sigma_{ey} + \sigma_{ex}\bar{Q}_a - \sigma_{exy}^2)]} \right\} \quad (10.4-5)$$

(3) I 型斷面(雙對稱)

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ey} + \bar{Q}_a \quad (10.4-6)$$

$$\sigma_{CR} = \sigma_{ex} \quad (10.4-7)$$

在上列公式中：

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \quad (10.4-8)$$

$$\sigma_{exy} = \frac{\pi^2 EI_{xy}}{AL^2} \quad (10.4-9)$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \quad (10.4-10)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{L^2} \right] \quad (10.4-11)$$

$$\sigma_{tQ} = \sigma_t + \bar{Q}_t \quad (10.4-12)$$

$$\bar{Q} = \bar{Q}_o (2-s/s') \quad (10.4-13)$$

其中

s = 扣件的間距(mm)， $152\text{mm} \leq s \leq 305\text{mm}$

$s' = 305\text{mm}$

$\bar{Q}_o$ = 參照表 10.4-1

$$\bar{Q}_a = \bar{Q} / A \quad (10.4-14)$$

A = 未折減的全斷面積

L = 隔間柱的長度

$$\bar{Q}_t = (\bar{Q}d^2) / (4Ar_o^2) \quad (10.4-15)$$

d = 斷面長度

I_{xy} = 慣性積

3. 為了避免外覆材的剪力破壞， F_n 值之計算須採用本節之規定，而外覆材的剪力應變 γ 不至於超過容許剪力應變 $\bar{\gamma}$ 。 γ 值則依下式求得：

$$\gamma = (\pi/L)[C_1 + (E_1 d/2)] \quad (10.4-16)$$

其中

C_1 、 E_1 為根據下列不同斷面所規定的公式計算，同時， C_1 及 E_1 取其絕對值：

(1) 單對稱 C 型斷面

$$C_1 = (F_n C_o) / (\sigma_{ey} F_n + \bar{Q}_a) \quad (10.4-17)$$

$$E_1 = \frac{F_n [(\sigma_{ex} - F_n)(r_o^2 E_o - x_o D_o) - F_n x_o (D_o - x_o E_o)]}{(\sigma_{ex} - F_n) r_o^2 (\sigma_{tQ} - F_n) - (F_n x_o)^2} \quad (10.4-18)$$

(2) Z 型斷面

$$C_1 = \frac{F_n [C_o (\sigma_{ex} - F_n) - D_o \sigma_{exy}]}{(\sigma_{ey} - F_n + \bar{Q}_a) (\sigma_{ex} - F_n) - \sigma_{exy}^2} \quad (10.4-19)$$

$$E_1 = (F_n E_o) / (\sigma_{tQ} - F_n) \quad (10.4-20)$$

(3) I 型斷面

$$C_1 = (F_n C_o) / (\sigma_{ey} F_n + \bar{Q}_a) \quad (10.4-21)$$

$$E_1 = 0$$

其中

x_o = 沿著 x 軸向上的中性軸至剪力中心的距離(絕對值)

C_o 、 E_o 及 D_o 為柱的初始缺陷，其值應最小且假設如下：

$$C_o = L/350 \text{ (平行牆的方向)} \quad (10.4-22)$$

$$D_o = L/700 \text{ (垂直牆的方向)} \quad (10.4-23)$$

$$E_o = L/(d \times 10,000), \text{ 柱的初始扭轉角度, rad} \quad (10.4-24)$$

如果 $F_n > 0.5F_y$ ，在定義 σ_{ex} 、 σ_{ey} 、 σ_{exy} 及 σ_{tQ} 時，其參數 E 及 G 值應以 E' 及

G'來取代，E'及 G'定義如下：

$$E' = 4EF_n(F_y - F_n)/F_y^2 \quad (10.4-25)$$

$$G' = G/(E'/E) \quad (10.4-26)$$

外覆材的參數 $\bar{Q}_o$ 與 $\bar{\gamma}$ 可由全尺寸試驗求得，其試驗方式與分析則參考相關文件(見解說)，或按照表 10.4-1 由小型試驗所求得之值。

表 10.4 -1 外覆材的參數

外覆材	$\bar{Q}_o$ kN	$\bar{\gamma}$ 長度/長度
9.5mm 至 15.9mm 的石膏板	107.0	0.008
木質纖維板	53.4	0.009
纖維板(普通的或浸注的)	32.0	0.007
纖維板(重浸注的)	64.1	0.010

表 10.4-1 中的值受下列的限制：

所有的值是針對牆的雙側皆有相同之外覆材質

所有的扣件為 6 號 S-12 型的乾砌牆自攻螺絲配上平頭或喇叭頭。

除了另有註明之外，所有外覆材為 12.7mm 厚。

對於其他型的外覆材，我們可以按照其他已發展的文件資料，及其所描述的方法做小尺寸的試驗，藉以保守地求取 $\bar{Q}_o$ 及 $\bar{\gamma}$ 。

解說：本節之規定乃在防止三種破壞情形的發生，本節第一款的內容乃針對如圖 C-10.4-1 所示的在扣件間的柱挫屈情形。第二款則說明了柱整體挫屈(圖 C-10.4-2)的臨界應力公式。基本上這些規定取決於外覆材的剪力剛度的大小，在本章內包含了一些外覆材的剪力剛度值，這些值乃由 Simaan[10.13]及 Simaan 與 Pekoz[10.14]利用小尺寸模型實驗得之。

其他材質的外覆材則可依類似的程序而試驗求得。第三款的規定乃是為了確定外覆材是否有足夠的扭轉能力，而程序計算上，則以極大應力值之下時，最大剪力應變是否超出外覆材的剪力應變容許值為依據。

在 10.4 節內第一款所提及的豎材(含具孔洞)有效斷面積計算方式，在 Pekoz [10.17] 及 Miller 與 Pekoz [10.18，10.19]所進行的研究中被證實。

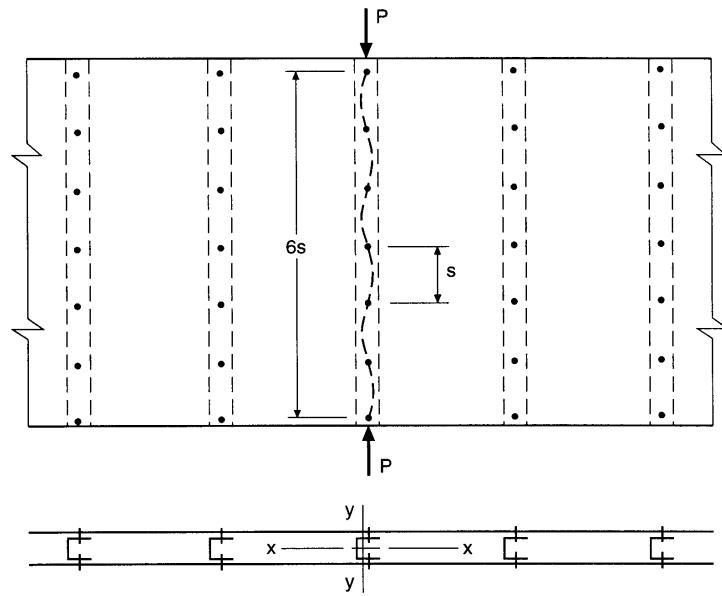


圖 C-10.4-1

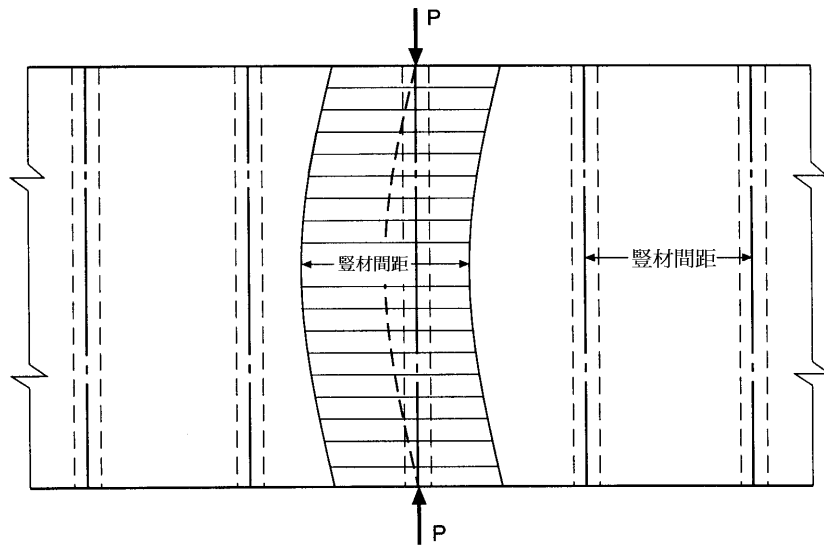


圖 C-10.4-2

10.4.3 軸向壓力與撓曲強度

所需的軸向壓力與撓曲強度需滿足第八章的交互公式，其相關的定義如下：

P_n = 10.4.2 節規定的標稱軸向壓力

在公式(8.3-1)、(8.3-2)與(8.3-3)內之 M_{nx} 與 M_{ny} 應以標稱撓曲強度 M_{nxo} 與 M_{nyo} 替代。

第十一章 接合設計

11.1 一般規定

接合部包含接合構件與聯結物。接合的設計必須允許在接合構材上能夠傳遞最大設計載重。對於接合構材的偏心亦應留意。

解說：冷軋型鋼的接合方式通常使用銲接、螺栓接合、螺絲接合、鉚釘和其它特別的裝置如金屬縫合和黏著[11.1]。本規範所規定之項目以銲接、螺栓接合與螺絲接合為範圍。而對於鉚釘及其它特殊的裝置，則略述如下：

1. 鉚釘

熱作鉚釘較少運用在冷軋型鋼結構中，相對的冷作鉚釘則應用的較廣，特別是應用在特別用途上，如塞脹鉚釘(裝置於構件的一側)、空心鉚釘(可增加軸承面積)、高剪力鉚釘、以及爆炸鉚釘。對於使用冷作鉚釘作接合的設計，除了鉚釘剪力強度與螺栓接合較不同之外，可以採用螺栓接合設計規定來用一般的準則。鉚釘強度的一些額外的設計資訊，可以從製造商及試驗得來。

2. 特殊的裝置

特殊的裝置包括：(1)金屬縫合，使用特殊工具(如辦公之釘書機)來達成接合效果；(2)藉著特殊工具將鋼板彎屈，以達到板與板間嵌接之方式。

對於建築圖未詳細標明之接合，含相關設計資料及細節之規定及圖示應需另外提供。

11.2 銲接接合

以下的設計準則乃應用於冷軋型鋼構材銲接接合設計，而在構材接合部份中其最薄的厚度小於 4.57 mm。對於構材接合部份的厚度大於 4.57 mm 時，銲接接合則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而設計之。

對於接合部份中厚度等於或小於 4.57 mm 鋼材的電弧銲接的相關規定，除了本節規定外，須符合美國銲接協會 (AWS) AWS D1.3 以及其註解規定。銲接工人及銲接程序須符合於 AWS D1.3 的規定。有關於銲接位置的規定列於表 11.2-1 中。

電阻銲接須與 AWS C1.1 或 AWS C1.3 中所規定的程序一致。

表 11.2.1 銲接位置

接合	銲接位置					
	直角槽 對銲	電弧 點銲	電弧 縫銲	填角銲 L 接、T 接	斜角喇叭 型銲槽銲	V 形喇叭 型銲槽銲
鋼板對 鋼板	F H V OH	— — — —	F H — —	F H V OH	F H V OH	F H V OH
鋼板對支 撐構材	— — — —	F — — —	F — — —	F H V OH	F H V OH	— — — —

(F=平銲，H=橫銲，V=立銲，OH=仰銲)

解說：用在冷軋型鋼的銲接可以分類成熔銲(或電弧銲)和電阻銲。熔銲可用於冷軋型鋼構材間之接合，與連接至熱軋鋼構架(如樓板與鋼構架梁之連結)。

基本的應用可分為槽銲、弧點銲、弧縫銲、填角銲及喇叭形槽銲。

本節有關於熔銲的相關規定，主要是依據康乃爾大學所從事的廣泛試驗所得的數據。針對試驗的結果，Pekoz 與 McGuire [11.2]的報告有詳細的記載，而在參考文獻[11.3]內有相關的綜合整理說明。所有可能的破壞模式都包含在本規範內。

在大部份由 Pekoz 與 McGuire[11.2]所進行的接合試驗中，並未針對初始降伏有做進一步的瞭解。因此本節的規定中，比較降伏破壞，破裂情況較能作為破壞的標準。

康乃爾大學的研究提供了美國銲接協會(American Welding Society)在鋼板(片)銲接規範[11.4]的根據，因此在大部份事例中，本節的規定與 AWS 規範中的規定一致。

在銲接接合實驗中，如圖 C-11.2-1 至 C-11.2-6 所示，上部蓋板的最大總合鋼片厚度近 3.81 mm (0.15 in)。然而在本章第 11.2.1 至 11.2.6 節相關規定，乃延伸至有效性達銲接的最薄接合處厚度為 4.57 mm (0.18 in)或者更小。但對於電弧點銲規定內，一單層板(參照圖 11.2-3)的最大厚度以及雙層板結合起來的厚度則被設定為 3.81 mm。

11.2.1 對接開槽銲

單面銲或雙面銲的對接開槽銲的標稱強度 P_n 依下列公式計算之：

- 1.垂直於有效面積或平行銲軸的拉力或壓力

$$P_n = L t_e F_y \quad (11.2-1)$$

$$\phi = 0.90$$

- 2.有效面積上的剪力為公式(11.2-2)或(11.2-3)兩者中較小者

$$P_n = L t_e 0.6F_{xx} \quad (11.2-2)$$

$$\phi = 0.80$$

$$P_n = L t_e F_y / \sqrt{3} \quad (11.2-3)$$

$$\phi = 0.90$$

其中

P_n = 開槽鋁的標稱強度

F_{xx} = 美國鋁接協會電極分類中鋁料金屬的強度編號

F_y = 最低強度的母材降伏點

L = 鋁長

t_e = 開槽鋁的有效喉厚

解說：對接槽鋁標稱強度的公式與國內「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內相似，因此「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」定義的有效喉厚 t_e 同樣地運用在本節。

11.2.2 電弧點鋁

本節所允許的電弧點鋁(鎔鋁)，主要是用在鋼板(片)鋁接於較厚支撐材的平鋁，對於鋁接部份最薄處的厚度不可超過 3.81 mm，同時，二鋼片結合在一起時的總厚度亦不得超過 3.81 mm。

如圖 11.2-1 與 11.2-2 中所示，如果鋼片的厚度小於 0.711 mm 時，就得用鋁接墊片。鋁接墊片的厚度必須介於 1.27 mm 與 2.03 mm 之間，且必須具備一最小直徑為 9.53 mm 的預先沖孔。

必須詳細記載電弧點鋁最小有效熔融區半徑 d_e ，規範中最小的容許有效半徑為 9.5mm。

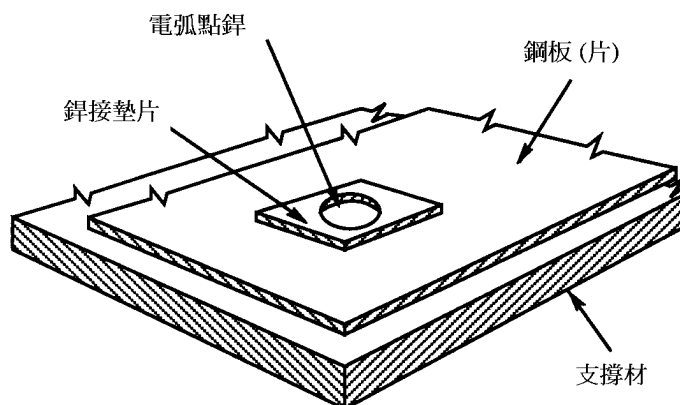


圖 C-11.2-1 典型鋁接墊片示意圖

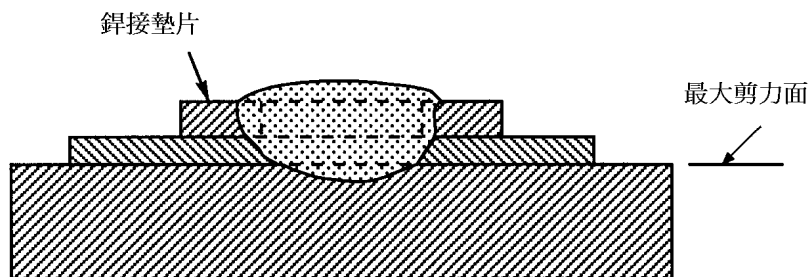


圖 C-11.2-2 電弧點銲剖面圖

解說：電弧點銲(銲銲)是用在較薄的鋼板(片)接合的應用，相當於塞孔銲是用在較厚的鋼板，兩者的不同點，塞孔銲必須要有預先沖孔，但電弧點銲則不必有，只須在鋼片上燒一個洞，再填入銲接金屬熔合到鋼片的底端或一框架構材。

11.2.2.1 剪力

鋼板與鋼板間或鋼板與支撐構材間的電弧點銲標稱剪力強度 P_n 取決於下式中較小者：

$$1. P_n = \frac{\pi d_e^2}{4} 0.75 F_{xx} \quad (11.2-4)$$

$$\phi = 0.60$$

$$2. \text{對於 } (d_a/t) \leq 0.815 \sqrt{(E/F_u)}$$

$$P_n = 2.20 t d_a F_u \quad (11.2-5)$$

$$\phi = 0.60$$

$$\text{對於 } 0.815 \sqrt{(E/F_u)} < (d_a/t) < 1.397 \sqrt{(E/F_u)}$$

$$P_n = 0.280 \left[1 + 5.59 \frac{\sqrt{E/F_u}}{d_a/t} \right] t d_a F_u \quad (11.2-6)$$

$$\phi = 0.50$$

$$\text{對於 } (d_a/t) \geq 1.397 \sqrt{(E/F_u)}$$

$$P_n = 1.40 t d_a F_u \quad (11.2-7)$$

$$\phi = 0.50$$

其中

P_n = 電弧點銲的標稱剪力強度

d = 電弧點銲外圍的實際直徑

d_a = 電弧點銲的平均直徑

對於單層鋼片 $d_a=(d-t)$

對於多層鋼片 $d_a=(d-2t)$ (不超過四層)

d_e = 最大剪力傳遞面的熔融區有效直徑

$$=0.7d-1.5t \leq 0.55d \quad (11.2-8)$$

t = 在最大剪力傳遞面上的所有母材的總厚度(不計外層塗料)

F_{xx} = 為美國銲接協會電極分類中銲料金屬的強度編號

F_u = 抗拉強度

註：尺寸的定義請參照圖 C-11.2-3 及圖 C-11.2-4。

沿力的方向，從銲點中心點到鄰近下一個銲點邊緣的距離，或到接合部的最邊緣的距離，不可小於下列所示的 e_{min} 值：

$$e_{min} = \frac{P_u}{\phi F_u t} \quad (11.2-9)$$

當 $F_u/F_{sy} \geq 1.08$

$$\phi = 0.70$$

當 $F_u/F_{sy} < 1.08$

$$\phi = 0.60$$

其中

P_u = 由銲接所傳遞的所需強度

t = 接合板中最薄處的厚度

F_{sy} = 降伏點

註：參照圖 C-11.2-5 及圖 C-11.2-6 中電弧銲接的邊距

此外，從銲點中心點到鄰近下一個銲點邊緣的距離，或到接合部的最邊緣的距離，不可小於 $1.5 d$ 。同時，銲點到構材邊緣的淨間距應不得小於 $1.0 d$ 。

解說：由康乃爾大學的試驗[11.2]中確認電弧點銲的四種破壞模式，為(1)在銲接的熔融區的剪力破壞；(2)鋼片沿著銲點的周圍撕裂，一直蔓延到銲點的銲道的前緣；(3)鋼片延著銲點邊緣撕裂並且挫屈；(4)鋼片在銲點後方的撕裂。

在許多破壞模式中須特意的是板的撕裂，因為在撕裂前或同時，將會發生非彈性脫離平面的變形，如圖 C-11.2-7 所示，在銲接時縮小每個銲點間的間距，可避免這種情況的發生。當二鋼片用電弧點銲銲接在框式構材上(如圖 C-11.2-4 所示)，必須注意此二薄片之間發生剪力破壞。

在厚度小於 0.711 mm 的鋼片上加裝銲接墊片的目的，主要為避免鋼片過度的燒穿，以免影響銲接的品質。

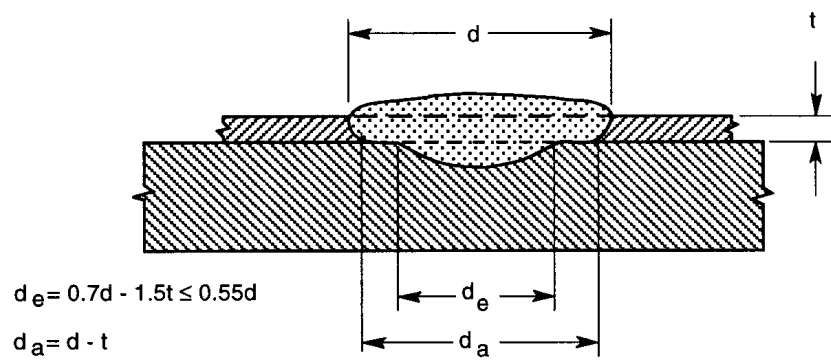


圖 C-11.2-3 電弧點銲 - 單鋼板

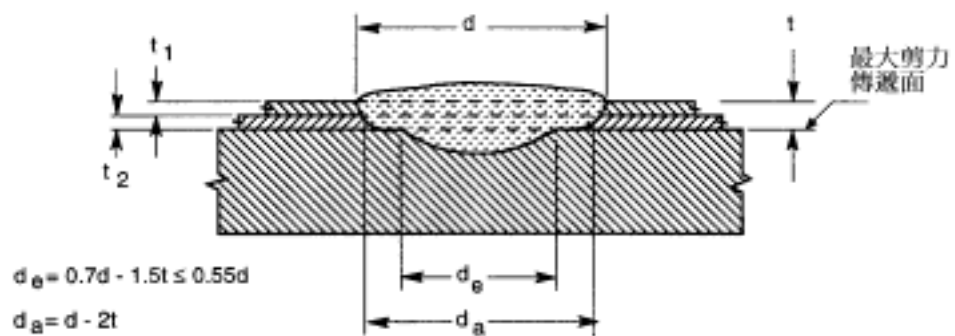


圖 C-11.2-4 電弧點銲 - 雙鋼板

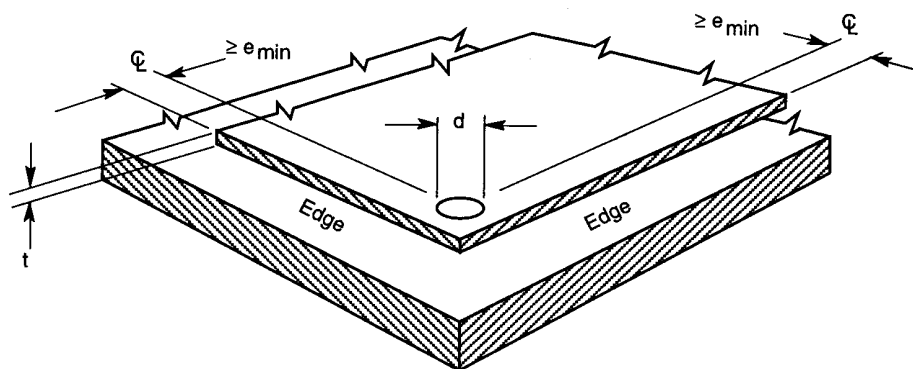


圖 C-11.2-5 電弧點銲的邊距 - 單鋼板

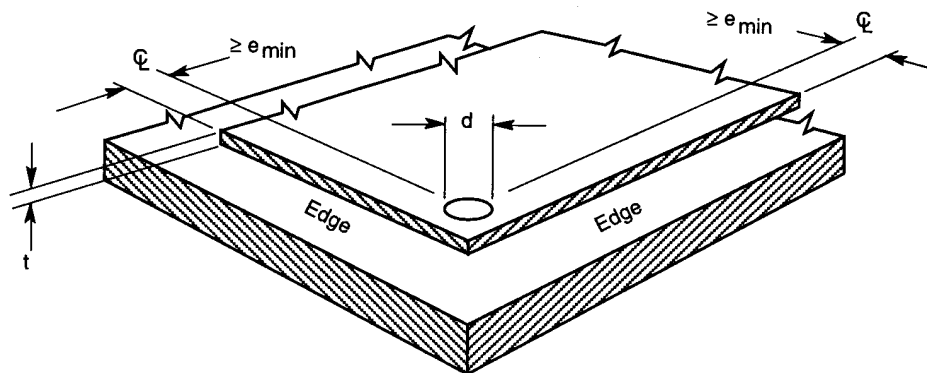


圖 C-11.2-6 電弧點銲的邊距 – 雙鋼板

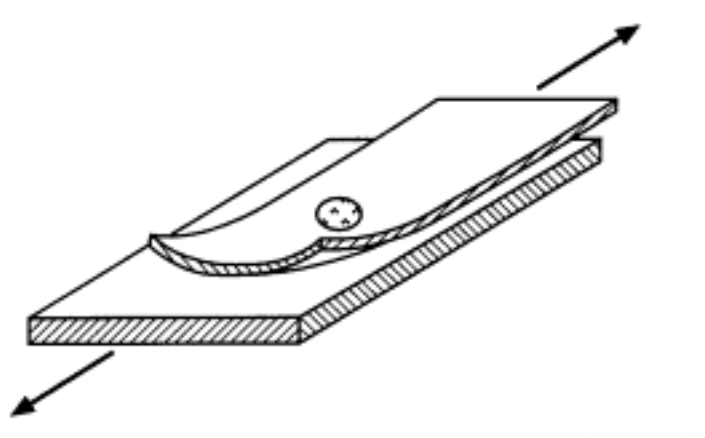


圖 C-11.2-7 銲接的扭曲破壞

11.2.2.2 拉力

連接鋼片及支撐構材的電弧點銲，其上揚標稱拉力強度 P_n 取決於下式中較小者：

$$1. P_n = \frac{\pi d_e^2}{4} F_{xx} \quad (11.2-10)$$

$$\phi = 0.60$$

2. 對於 $F_u/E < 0.00187$

$$P_n = [6.59 - 3150(F_u/E)] t d_a F_u \leq 1.46 t d_a F_u \quad (11.2-11)$$

對於 $F_u/E \geq 0.00187$

$$P_n = 0.70 t d_a F_u \quad (11.2-12)$$

$$\phi = 0.60$$

以下的限制亦須考慮：

$$e_{min} \geq d$$

$$F_{xx} \geq 414 \text{ Mpa}$$

$$F_u \leq 565 \text{ Mpa}$$

$$F_{xx} > F_u$$

其中所有參數都定義在第 11.2.2.1 節

若電弧點銲承受到上揚的偏心拉力，則標稱拉力強度為 50%的上述值。

對於多層鋼片的接合，標稱拉力強度在採用公式 11.2-11 及公式 11.2-12 時，需以多層鋼片的總厚度計算之。

在鋼承板或折板系統的接合中，在其邊緣重疊部份銲接的標稱拉力強度為 70%的上述值。

解說：對於電弧點銲的拉力承載能力，設計規範是根據密蘇里大學-羅拉分校 [11.5、11.6] 所做的實驗，試驗結果顯示有兩種潛在的極限破壞狀態可能發生，(1) 其中最可能發生的破壞型式為鋼片在銲接周圍發生撕裂，此種破壞的狀況的影響因素分別為鋼片厚度、平均銲點直徑以及材料的拉力強度。(2) 在某些例子中，銲點的拉力破壞也可能發生，銲點的強度可以由熔融區的橫斷面積以及銲材的拉力來決定。試驗中 [11.5、11.6] 也顯示，如果加上銲接墊片作補強，薄鋼片的銲接接合可達到公式 11.2-11 及 11.2-12 的設計強度。

本節之規定乃依據集中拉力載重對銲接部的實驗。屋頂板系統的銲接會承受由風力所造成的上揚力，實驗顯示，因為偏心力的影響將會有 50% 標稱接合強度會受到折減 [11.5、11.6]。

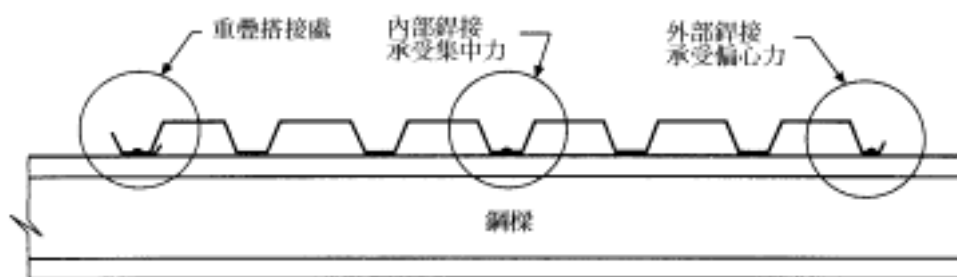


圖 C-11.2-8 屋頂板與鋼樑之接合

如圖 C-11.2-8 所示，偏心狀態可能發生於重疊搭接處。在兩個折板斷面之間的搭接接合(如圖 C-11.2-8 所示)，未加勁的翼板長度以及深入銲接點的翼板長度對銲接接合部分的強度將會有適度的影響 [11.7]。因此，對於邊緣重疊部份銲接的標稱拉力強度為一般標稱拉力強度的 70%。

11.2.3 電弧縫銲

本節的電弧縫銲(圖 C-11.2-9)僅適用在以下的接合型式：

1.鋼板(片)對較厚支撐構材的平銲位置

2.鋼板(片)對鋼板(片)的橫銲或平銲位置

電弧縫銲的標稱剪力強度 P_n 取決於下式中較小者：

$$P_n = \left[\frac{\pi d_e^2}{4} + L d_e \right] 0.75 F_{xx} \quad (11.2-12)$$

$$P_n = 2.5 t F_u (0.25L + 0.96d_a) \quad (11.2-13)$$

$$\phi = 0.60$$

其中

P_n = 電弧縫銲的標稱剪力強度

D = 縫銲的寬度

L = 不包括末端半圓部份的縫銲長度

(為了計算目的, L 的長度不得超過 $3d$)

d_a = 縫銲的平均寬度

對於單層板 $d_a = (d-t)$

對於雙層板 $d_a = (d-2t)$.

d_e = 電弧縫銲接融合面上的有效寬度

$$= 0.7d - 1.5t$$

而 F_u 及 F_{xx} 定義請參照節 11.2.2.1 節。最小邊距規定與 11.2.2.1 節中電弧點銲的一致。(參照圖 C-11.2-10)

解說：電弧縫銲的一般行為相似於電弧點銲。本節剪力破壞公式 11.2-12，乃採用美國銲接協會的鋼片銲接規範[11.4]。

公式 11.2-13 是為了避免連接蓋板的拉力撕裂及剪力的結合破壞。

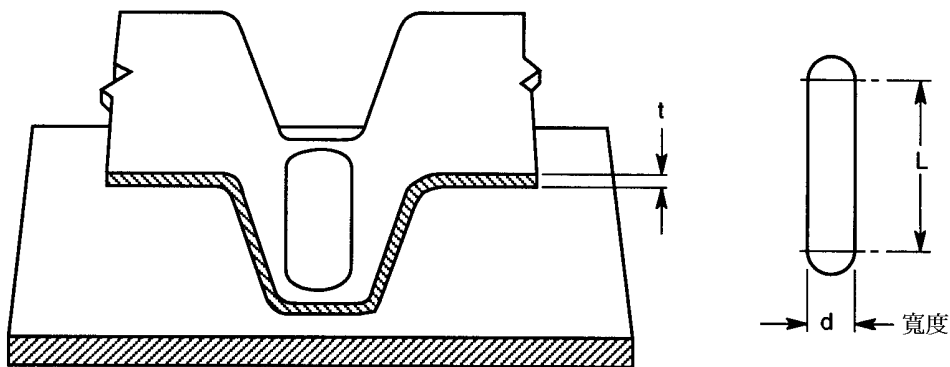


圖 C-11.2-9 電弧縫銲 - 鋼板對支撐構材的平銲位置

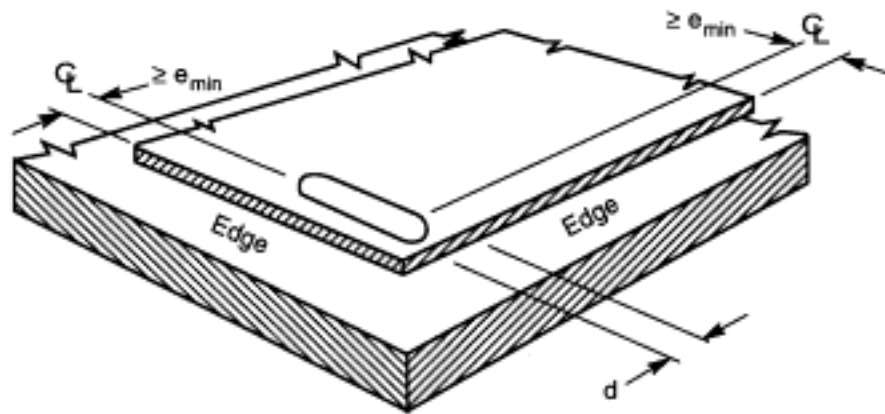


圖 C-11.2-10 電弧縫銲的邊距

11.2.4 填角銲

本節填角銲適用於以下的銲接接頭之各種銲接位置：

1. 鋼片對鋼片
2. 鋼片對較厚的鋼構材

填角銲的標稱剪力強度 P_n 依下列公式計算之：

1. 長向載重

當 $L/t < 25$

$$P_n = \left(1 - \frac{0.01L}{t} \right) t L F_u \quad (11.2-14)$$

$$\phi = 0.60$$

當 $L/t \geq 25$ ：

$$P_n = 0.75 t L F_u \quad (11.2-15)$$

$$\phi = 0.55$$

2. 橫向載重：

$$P_n = t L F_u \quad (11.2-16)$$

$$\phi = 0.60$$

其中 t 為圖 C-11.2-11 與圖 C-11.2-12 中 t_1 與 t_2 較小者。

此外，對於厚度 $t > 3.81\text{mm}$ 的情形，標稱強度不得超過下式計算之值：

$$P_n = 0.75 t_w L F_{xx} \quad (11.2-17)$$

$$\phi = 0.60$$

其中

P_n = 填角銲的標稱強度

L = 銲道長

t_w = 有效喉厚 = $0.707w_1$ 或 $0.707w_2$ ，取兩者中較小者

w_1 及 w_2 = 鐸道腳長(參照圖 C-11.2-11 及圖 C-11.2-12), 在 L 型搭接時, $w_1 \leq t_1$
 F_u 及 F_{xx} 為第 11.2.2.1 節所定義。

解說：在康乃爾大學的研究試驗中[11.2], L 型搭接填角鐸的尺寸中 w_1 為鐸道腳長, 通常與鋼片的厚度相同, 而另一個鐸道腳長 w_2 通常為兩倍或三倍的 w_1 (參照圖 C-11.2-11)。此種搭接式的填角鐸喉厚通常都比同樣鐸接尺寸之習用的填角鐸喉厚還要大。填角鐸的極限破壞通常在鄰接鐸道的平板發生撕裂, 參照圖 C-11.2-13。

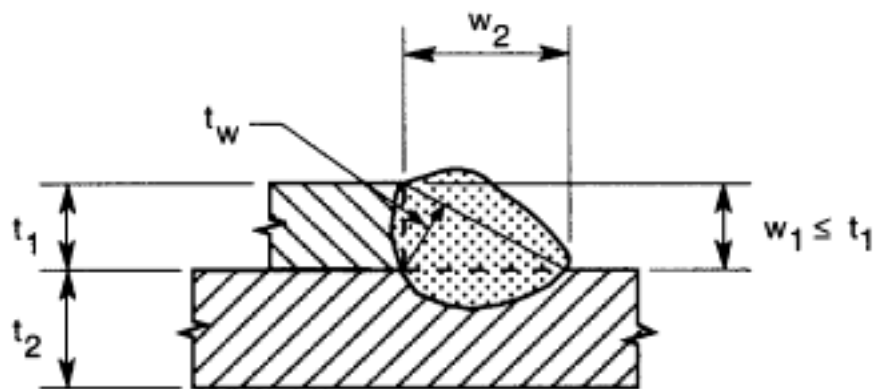


圖 C-11.2-11 L 型填角鐸

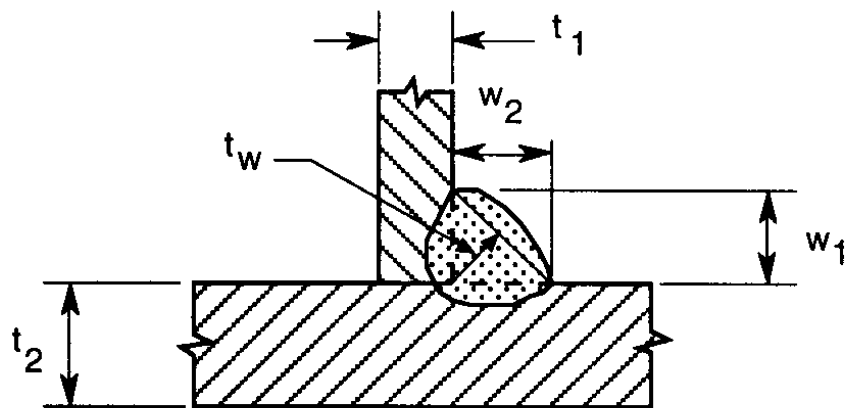


圖 C-11.2-12 T 型填角鐸

在大部分的例子中, 鐸材通常具有較高的強度, 為避免發生鐸道的剪力破壞, 因此本節規定主要是基於鋼片的撕裂破壞。因為在康乃爾大學的研究試驗中[11.2], 試體尺寸厚度的上限值為 3.81mm。在本節的最後部份包含

了試體尺寸厚度可能超過 3.81mm，喉厚的尺寸可能小於蓋板的厚度，並且撕裂較可能發生在銲道而不是在鋼板。

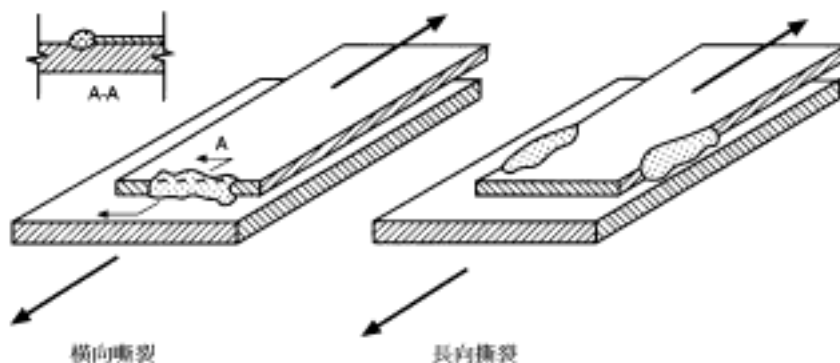


圖 C-11.2-13 填角銲破壞型態

11.2.5 喇叭形開槽銲

本節的喇叭形開槽銲適用於以下的銲接接頭之各種銲接位置：

1. 鋼片對鋼片的 V 型喇叭型開槽銲
2. 鋼片對鋼片的斜角喇叭型開槽銲
3. 鋼片對較厚的鋼構材的斜角喇叭型開槽銲

喇叭型開槽銲的標稱剪力強度 P_n 可以下列公式表示：

1. 斜角喇叭型開槽銲，橫向力(如圖 C-11.2-14)

$$P_n = 0.833tL F_u \quad (11.2-18)$$

$$\phi = 0.55$$

2. 斜角喇叭型開槽銲，橫向力(如圖 C-11.2-15 ~ C-11.2-17d)

- (1) 當 $t \leq t_w < 2t$ 或者唇緣高度 h 小於銲道長度 L

$$P_n = 0.75tL F_u \quad (11.2-19)$$

$$\phi = 0.55$$

- (2) 當於 $t_w \geq 2t$ 且唇緣高度 h 等於或大於銲道長度 L

$$P_n = 1.50tL F_u \quad (11.2-20)$$

$$\phi = 0.55$$

此外，對於厚度 $t > 3.81\text{mm}$ 的標稱強度不得超過下式計算之值：

$$P_n = 0.75t_w L F_{xx} \quad (11.2-21)$$

$$\phi = 0.60$$

其中

P_n = 銲接的標稱強度

h = 唇緣高度

L = 銲道長

t_w = 喇叭形開槽銲與 90 度彎折之斷面表面齊平時之有效喉厚(參照圖 C-11.2-17a 及圖 C-11.2-17b)

斜角喇叭形開槽銲 = $5/16R$

V 型喇叭形開槽銲 = $1/2R$ (當 $R > 12.7\text{mm}$ 時為 $3/8R$)

= 喇叭形開槽銲與 90 度彎折之斷面表面沒有齊平時之有效喉厚 = $0.707w_1$ 或 $0.707w_2$ ，取兩者中較小者(參照圖 C-11.2-17c 及圖 C-11.2-17d)

= 如果經量測與證明，比前述較大的有效喉厚值是可以被接受的

R = 鋼片彎折處外圍的轉彎半徑

w_1 、 w_2 = 銲道腳長(參照圖 C-11.2-17c 及圖 C-11.2-17d)

F_u 、 F_{xx} 為第 11.2.2.1 節所定義。

解說：喇叭形開槽銲的冷軋型鋼斷面不論是受橫向加載或軸向加載，其主要的破壞模式為在銲道周圍的鋼片撕裂。(如圖 C-11.2-18)

除了公式 11.2-21 外，本節的規定主要是為了防止鋼材的剪力撕裂破壞。

公式 11.2-21 隱含了一可能行為，對於較厚的斷面而言，有效喉厚可能會比槽型鋼的厚度還小，故銲道的破壞可能產生。

圖 11.2-17a 及圖 11.2-17b 顯示銲道與 90 度彎折之斷面表面齊平，此種銲接模式為 AWS D1.1-96[11.8]所規定的有效喉厚的型式，同時，喇叭形開槽銲的單剪與雙剪型式，亦表示在比二圖上。

圖 11.2-17c 及圖 11.2-17d 顯示在冷軋型鋼結構的喇叭形銲接，通常銲道與 90 度彎折之斷面表面沒有齊平。垂直銲角 w_1 可大於鋼片外彎半徑值(如圖 11.2-17c)，或小於鋼片外彎半徑值(如圖 11.2-17d)。而在此二圖中，可發現到水平銲腳位置的定義上並不相同。

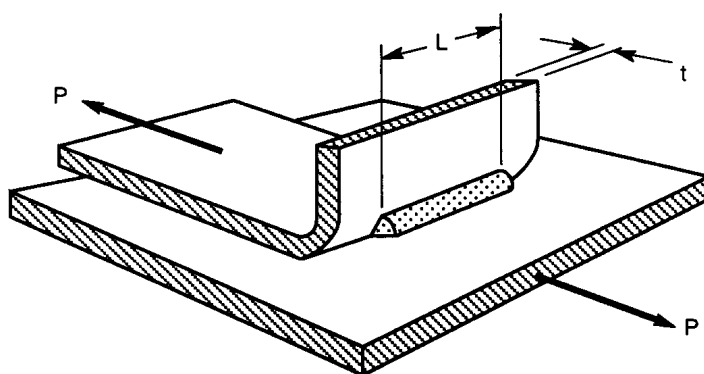


圖 C-11.2-14 斜角喇叭形開槽銲

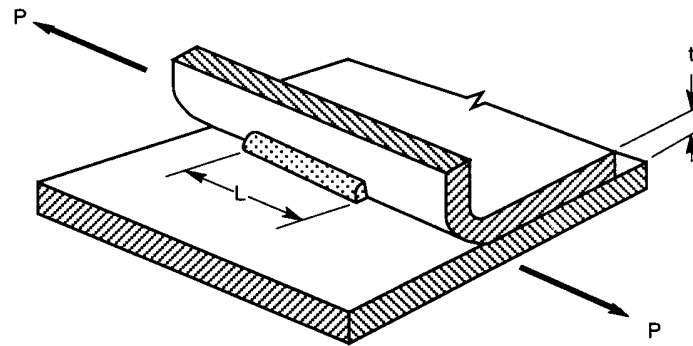


圖 C-11.2-15 斜角喇叭形開槽鐸

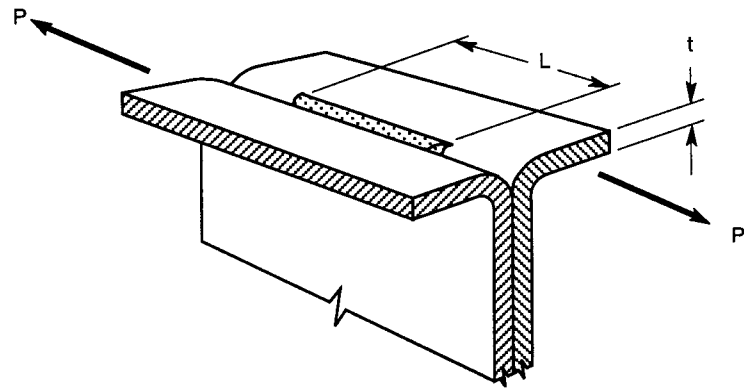


圖 C-11.2-16 V 型喇叭形開槽鐸

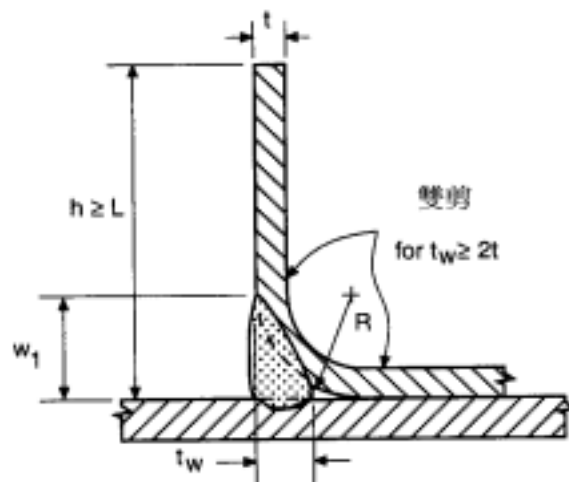


圖 C-11.2-17a 斜角喇叭形開槽鐸($W_1=R$)

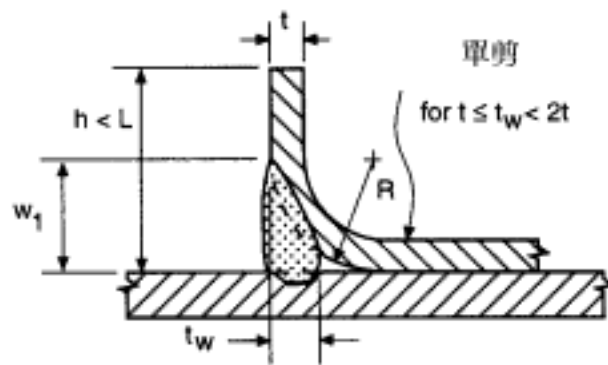


圖 C-11.2-17b 斜角喇叭形開槽鐸($W_1=R$)

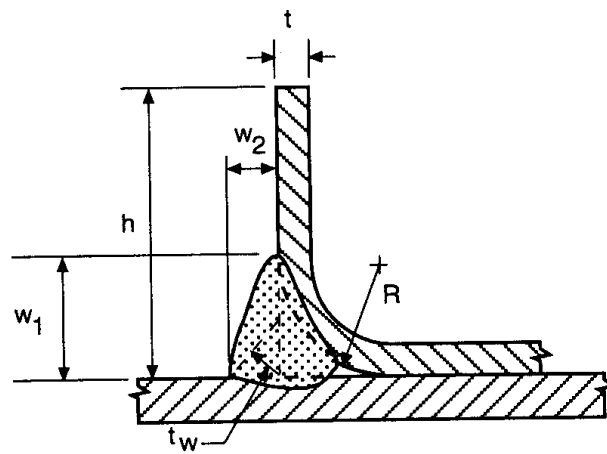


圖 C-11.2-17c 斜角喇叭形開槽鐸($W_1>R$)

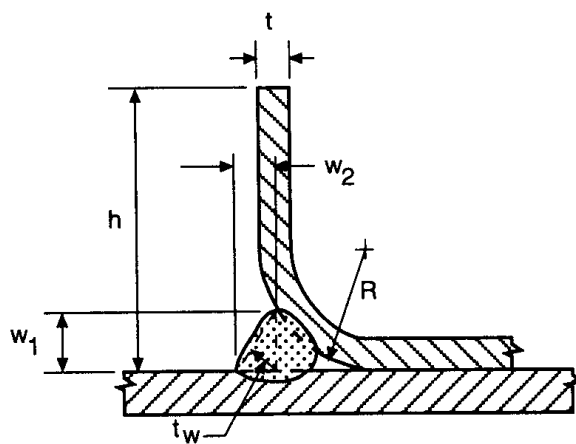


圖 C-11.2-17d 斜角喇叭形開槽鐸($W_1<R$)

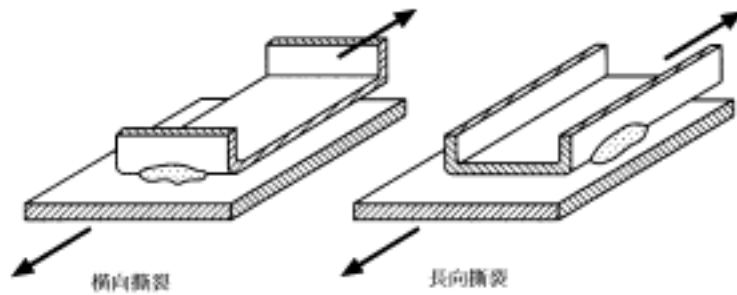


圖 C-11.2-18 喇叭形開槽銲破壞模式

11.2.6 電阻銲接

點銲的標稱剪力強度 P_n 依下列式子表示：

$P_n =$ 如表 11.2.2 所示

$\phi = 0.65$

表 11.2.2 點銲的標稱剪力強度

外側最薄板厚 (mm)	單一點銲的標 稱剪力強度 (kN)	外側最薄板厚 (mm)	單一點銲的標 稱剪力強度 (kN)
0.25	0.58	2.03	14.81
0.51	2.14	2.29	17.79
0.76	4.45	2.54	22.20
1.02	6.32	2.79	27.00
1.27	7.34	3.17	32.43
1.52	10.14	4.83	45.19
1.78	12.59	6.35	66.72

解說：規定所列小於 3.22 mm 的外側板厚剪力值乃依根據「Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steel」, AWS C1.3-70 (表 2.1-鍍鋅低碳鋼點銲)；而大於 3.22 mm 的外側板厚之剪力值乃依據「Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low-Carbon Steel」, AWS C1.1-66(表 1.3-低碳鋼脈衝式電阻銲)，並且如點銲一樣適用於脈衝式電阻銲。可適用於各種結構用低碳鋼、未包覆或鍍鋅強度為 2.7 N/mm² 的鋼片或更小者，其剪力強度值是根據 AWS C1.3-70 表 2.1 及 AWS C1.1-66 表 1.3。如果厚度的大小介於表上兩種厚度之間，則用內插法來求取剪力強度。上表的值亦可運用在中碳鋼及低合金鋼，此些鋼材如果用點銲的方式，其剪力強度會較為高些，但是它們可能會有一些特別的銲接限

制。對於所有的銲接情況，都需根據 AWS C1.3-70 及 AWS C1.1-66[11.9、11.10]。

11.2.7 相稱銲材

銲接時其銲材的選擇，應依表 11.2.3 之規定。

表 11.2.3 相稱銲材

鋼 材		銲 材
CNS 6183 一般結構用輕型鋼	SSC41	CNS 1215 CNS 3506

11.3 螺栓接合

本節的設計準則乃應用於冷軋型鋼構材螺栓的接合設計，而構材接合部份中其最薄厚度有小於 4.76 mm 的情形。對於構材接合部份的厚度皆等於或大於 4.76 mm 時，螺栓接合則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而設計之。

螺栓、螺帽與墊片應選用下列規定的材料：

ASTM A194/A194M

ASTM A307 (Type A)

ASTM A325

ASTM A325M

ASTM A354 (Grade BD)

ASTM A449

ASTM A490

ASTM A490M

ASTM A563

ASTM A563M

ASTM A436

ASTM A436M

ASTM F844

ASTM F959

ASTM F959M

使用以上所示之外的材料，在設計圖上須明白的表示清楚接合的型式和尺寸，以及其設計標稱強度。

螺栓應該牢固的架設在接合處上，以確保安全。

較大的孔徑可允許用在柱基腳，或結構系統與混凝土牆的接合上，一般螺栓的孔徑不可超過表 11.3-1 所規定的尺寸。

除了經設計者認可使用擴大孔或開槽孔外，螺栓接合皆應使用標準孔。開槽孔的長度需正向於剪力的方向。除非有實驗證明得知其適用性，否則墊片或覆板需加裝於擴大孔或開槽孔的最外層。

表 11.3-1 最大螺栓孔尺寸 (單位：公厘)

標稱螺栓直徑 d	標準孔直徑 d_h	擴大孔直徑 d_h	短槽孔尺寸	長槽孔尺寸
<12.7	$d + 0.8$	$d + 1.6$	$(d+0.8)by(d+6.4)$	$(d+0.8)by(2.5d)$
≥ 12.7	$d + 1.6$	$d + 3.2$	$(d+0.6)by(d+6.4)$	$(d+1.6)by(2.5d)$

解說：冷軋型鋼結構的螺栓接合與熱軋型鋼有些許不同，主要是因為在接合處厚度的差異上。先前的研究及試驗顯示出，相當厚度的冷軋型鋼構材在螺栓接合上的結構行為，與熱軋型鋼構材的接合相似。

1. 範圍

本規範標準主要乃針對冷軋型鋼構材厚度小於 4.76 mm 的接合做一規定。對於厚度大於 4.76 mm 的冷軋型鋼構材接合，則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」[11.11]的規定而設計之。

因為缺少適當的測試數據，以及眾多的邊界條件，所以本節規範內並不提供磨阻型接合的設計規定。當磨阻型接合設計用在冷軋型鋼構材(厚度小於 4.76 mm)，本規範建議可經由試驗以証實設計的要求。試驗的資料應確認接合的設計容量，並可提供足夠的安全來抵抗初始滑動，同時，需符合「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」內所規定之事項。此外極限承載能力的設計，也至少需等於本規範對於承載型接合所規定的內容。

規範中的規定只提供在接合面中無縫隙者。設計者必須體認在構材的螺栓接合中，如接合面中存在縫隙則其接合強度會比無縫隙者低。因此，在構材接合中存在無可避免的縫隙，則需經由實驗得知實際之強度。

2. 材料

本節條列了適用冷軋型鋼構材的五種類型聯結物。在實際應用上，A325 及 A490 螺栓乃使用於直徑在 12.7 mm 以上者，而 A449 及 A354 Grade BD 螺栓則是用於直徑在 12.7 mm 以下者。

近年來其他類型的聯結物，不管有無特殊的墊片，已廣泛的使用在冷軋鋼結構構材上。這些聯結物的設計應需經由實驗的証實。

3. 螺栓的安裝

使用在冷軋型鋼結構上的螺栓接合，一般或高強度鋼螺栓通常被設計為承壓型接合。而螺栓的預拉力是不需要的，因為螺栓接合的極限強度與螺栓本身的預力是相互獨立的事項。在安裝上必須確定在使用時螺栓的裝配不

會分離。經實驗顯示螺栓安裝到合適的緊度時，在正常的建造狀態而不是在振動或疲勞的狀態下，一般不會產生鬆脫的現象。

4. 孔徑尺寸

在表 11.3-1 內所述之最大螺栓孔徑尺寸，對於螺栓直徑大於 12.7 mm 的規定(除了擴大孔直徑的要求外)，則依據參考文獻[11.12、11.13]內表格一的內容所定之。

對於螺栓直徑小於 12.7 mm 者，其標準孔直徑乃是以螺栓直徑加上 0.794 mm 規定之。

在表 11.3-1 中對於擴大孔、開槽孔的設計規定，乃是因這些孔在實際上是為了預留在裝配上尺寸的誤差。然而，在使用擴大孔時，設計者需注意的是確保滑動所引起的過大變形將不會發生在工作載重上。會發生在開槽方向上的過大變形，可以使用螺栓的預拉力來預防。

短槽孔通常視為與擴大孔一樣的行為。墊片或覆板應用於擴大孔或短槽孔的最外層，除非較適當的性能有被實驗所証實。對於長槽孔的接合，規範 11.3.4 節要求使用墊片或覆板，同時，因強度的折減可能會遭遇到，螺栓的剪力能力需經由實驗測定。

11.3.1 接合部剪力強度、間距及邊距

接合部的標稱剪力強度(P_n)，在受到施力方向の間距與邊距的影響，其強度依下式計算之：

$$P_n = teF_u \quad (11.3-1)$$

當 $F_u/F_{sy} \geq 1.08$

$$\phi = 0.70$$

當 $F_u/F_{sy} < 1.08$

$$\phi = 0.60$$

其中

P_n = 單一螺栓的標稱強度

F_u = 接合部材料的抗拉強度

F_{sy} = 接合部材料的降伏點

e = 沿著受力方向，從基準孔中央點至最鄰近孔邊緣的距離，或至接合部的邊界距離

t = 接合部最薄的厚度

此外，相鄰兩孔中央點間的最小距離，必須提供足夠的空間予螺栓頭、螺帽、墊片與螺栓鉗，且不能小於三倍標稱螺栓直徑($3d$)。同時，從任一標準孔中央點到連接構材最邊緣或其他邊界的距離，不得小於 1.5 倍的標稱螺栓直徑($1.5d$)。

對於擴大孔與開槽孔，兩個鄰近孔外緣的距離，以及從孔的邊緣至連接構材在應力線上最邊緣或其他邊界的距離，不得小於 $e - d_h/2$ 的值，其中 e 為前式所示，而 d_h 為表 11.3-1 所定義的標準孔直徑。另外，下列之限制亦必需符合，

兩個鄰近孔的邊緣間的淨間距，不得小於兩倍的標稱螺栓直徑(2d)，以及孔的邊緣至連接構材的邊緣不得小於標稱螺栓直徑(d)。

解說：在接合部的任一最小邊距 $e_{\min}$ ，取決於鋼材的抗拉強度(F_u)，以及接合部的厚度。根據不同的 F_u/F_{sy} 的比值範圍，兩種不同的安全係數來用在所需要的最小邊距上。這些規定主要是基於由試驗結果所建立的基本方程式：

$$e = \frac{P}{F_u t} \quad (C-11.3-1)$$

其中

e = 避免在接合部產生剪力破壞所需之最小邊距

P = 單一螺栓所傳遞的力量

t = 接合部最薄的厚度

公式(C-11.3-1)乃依據 Winter [11.14、11.15]與 Yu [11.16-11.18]的研究成果所推導得來的。

11.3.2 接合部拉力強度

在接合部淨斷面的標稱拉力強度 P_n ，其計算公式如下：

1. 螺栓與螺帽皆使用墊片與構材表面相接合

$$P_n = (1.0 - 0.9r + 3rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.3-2)$$

若為雙剪力

$$\phi = 0.65$$

若為單剪力

$$\phi = 0.55$$

2. 螺栓與螺帽皆無使用墊片，或僅有其一使用墊片與構材表面相接合

$$P_n = (1.0 - r + 2.5rd/s)F_u A_n \leq F_u A_n \quad (11.3-3)$$

$$\phi = 0.65$$

此外，標稱拉力強度不得超過下式之值：

$$P_n = F_y A_n \quad (11.3-4)$$

$$\phi = 0.95$$

其中

A_n = 接合部的淨斷面積

r = 螺栓在斷面的承受力與構材張力之比值。如果 r 值小於 0.2，則 r 值應以 0.0 計算之

s = 螺栓間之行距(與應力方向垂直)，若為單一螺栓，則 s 為板之全寬

d = 螺栓標稱直徑

t = 接合部最薄的厚度

F_u = 接合部材料的抗拉強度

F_y = 接合部材料的降伏點

解說：本節的設計規定中的重要特點：

1. 規範中所適用的基本條件是接合部材料最薄的厚度必需小於 4.76 mm，對於大於 4.76 mm 厚度的張力問題，則依「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」的規定而計算之。
2. 在連接構材淨斷面處的張力強度(P_n)是根據接合部的抗拉強度(F_u)、 r 值與 d/s 值。
3. 根據接合部有無墊片的情況，其公式亦有所不同[11.19]。
4. 根據接合型式的不同(單剪接頭或雙剪接頭)，連接構材淨斷面處的標稱張力強度(P_n)亦有所不同。

11.3.3 承壓強度

針對接合部的厚度、 F_u/F_{sy} 值，與接合的型式，表 11.3-2 與表 11.3-3 列出標稱承壓強度(P_n)與適用的 ϕ 值。

在表 11.3-2 與表 11.3-3 中符號 ϕ 、 P_n 、 d 、 F_u 及 t 已在前節定義。對於在本節未提供的狀況，其螺栓接合的設計承壓強度應由試驗決定之。

表 11.3-2 螺栓及螺帽皆使用墊片的螺栓接合標稱承壓強度

接合處的厚度 t (mm)	接合的型式	接合處的 F_u/F_{sy} 比值	ϕ	標稱強度 P_n
$0.61 \leq t < 4.76$	雙剪力接合的版 內部	≥ 1.08	0.55	$3.33F_u dt$
		< 1.08	0.65	$3.00F_u dt$
	單剪力及雙剪力 接合的版外部		0.60	$3.00F_u dt$
$t \geq 4.76$	鋼構造建築物鋼結構設計技術規範			

表 11.3-3 螺栓及螺帽皆未使用墊片或僅有一者
有使用墊片的螺栓接合標稱承壓強度

接合處的厚度 t (mm)	接合的型式	接合處的 F_u/F_{sy} 比值	ϕ	標稱強度 P_n
$0.61 \leq t < 4.76$	雙剪力接合的版 內部	≥ 1.08	0.65	$3.00F_u dt$
	單剪力及雙剪力 接合的版外部	≥ 1.08	0.70	$2.22F_u dt$
$t \geq 4.76$	鋼構造建築物鋼結構設計技術規範			

解說：依據現有試驗資料顯示，螺栓接合的承壓強度，與以下的情況有關，如：

接合部的抗拉強度、接合部的厚度、單剪力或雙剪力的連接、 F_u/F_{sy} 比值、以及墊片的有無(Winter[11.14、11.15]，Yu[11.16、11.18]，Chong 與 Matlock[11.19])。接合部的標稱承壓強度，根據不同的情況列於表 11.3-2 及表 11.3-3。

11.3.4 螺栓的剪力及拉力

由剪力、拉力或是由剪力及拉力共同作用的標稱螺栓強度 P_n ，計算公式如下：

$$P_n = A_b F \quad (11.3-5)$$

其中

A_b =螺栓的全斷面積

當螺栓受剪力或拉力作用時：

F 為表 11.3-4 中的 F_{nv} 或 F_{nt}

ϕ 值列於表 11.3-4 內

當螺栓受剪力及拉力的組合作用時：

F 為表 11.3-5 內的 F'_{nt}

ϕ 值列於表 11.3-5 內

表 11.3-4 螺栓的標稱拉力及剪力強度

螺栓的敘述	拉力強度		剪力強度	
	強度折減係數 ϕ	標稱應力 F_{nt} (MPa)	強度折減係數 ϕ	標稱應力 F_{nv} (MPa)
A307 螺栓, Grade A $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$	0.75	279	0.65	165
A307 螺栓, Grade A $d \geq 12.7 \text{ mm}$		310		186
A325 螺栓, 螺紋在 剪力平面		621		372
A325 螺栓, 螺紋不 在剪力平面		621		496
A354 Grade BD 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋在剪力平面		696		407
A354 Grade BD 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋不在剪力平面		696		621
A449 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋在剪力平面		558		324
A449 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋不在剪力平面		558		496
A490 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋在剪力平面		776		465
A490 螺栓 $6.4 \text{ mm} \leq d < 12.7 \text{ mm}$ 螺紋不在剪力平面		776		621

表 11.3-5 剪力及拉力組合作用的螺栓標稱拉應力 F'_t (MPa)

	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面	強度折減係數 ϕ
A325 螺栓 A354 Grade BD 螺栓 A449 螺栓 A490 螺栓	779-17f _v ≤621 876-17f _v ≤696 696-17f _v ≤558 972-17f _v ≤776	779-13f _v ≤621 876-13f _v ≤696 696-13f _v ≤558 972-13f _v ≤776	0.75
A307 螺栓, Grade A 當 6.4 mm≤d<12.7 mm 當 d ≥12.7 mm	324-25f _v ≤279 359-25f _v ≤310		0.75

解說：對於直徑小於 12.7 mm (1/2 in.)的 A307、A449 與 A354 螺栓，與直徑大於 12.7 mm 的螺栓相比較之下，其容許拉應力則減少 10%，其因乃為如 6.35 mm (1/4 in.)與 9.63 mm (3/8 in.)直徑螺栓的平均拉應力面與全斷面比值 (tensile-stress area / gross-area)為 0.68，而 12.7 mm(1/2 in)與 25.4 mm(1 in.)直徑螺栓的平均拉應力面與全斷面比值為 0.75，兩者間相差約 10%。

表 11.3-4 提供了對於各種的螺栓接合型式之標稱拉力與剪力強度，也提供了 LRFD 設計法的強度折減係數。

對於螺栓接合設計，當螺栓承受拉力時，在連接鋼板(片)的部份極可能在螺栓頭、螺帽或墊片處產生拔出破壞(pull-out failure)，而在厚度較薄鋼板(如屋頂蓬)的情形上尤為嚴重。對於非對稱的構材斷面，如 C 型斷面或 Z 型斷面被使用來當副樑或小樑，其在連接薄鋼板時，由於構材在扭轉時產生對於鋼板的垂直堆拉力，拔出破壞的情形更形嚴重。設計者必須參考產品的相關規格與規定，或經由其它文獻與測試瞭解相關應用。

11.4 螺絲接合

以下是有關本節所使用到之符號及所代表的意義：

d = 標稱螺絲直徑 (圖 C-11.4-1)

ϕ = 0.5

P_{ns} = 單個螺絲的標稱剪力強度

P_{nt} = 單個螺絲的標稱拉力強度

P_{not} = 單個螺絲的標稱拔出強度

P_{nov} = 單個螺絲的標稱穿刺強度

t_1 = 與螺絲頭相接的構材厚度

t_2 = 未與螺絲頭相接的構材厚度

F_{u1} = 與螺絲頭相接的構材拉力強度

F_{u2} = 未與螺絲頭相接的構材拉力強度

所有第 11.4 節之規定僅應用於直徑在 2.03 mm(0.08 in.)到 6.35 mm(0.25 in.)之間的自攻螺絲。螺絲的螺紋皆應為一體成型或切割完成，而是否在其端點處具自轉鑽孔點或無自轉鑽孔點皆可適用。對於特別的應用，其設計值必須經由實驗的測試。對於隔板的應用，則依第 10.5 節之規定。

螺絲的安裝應遵循製造商的說明書上的說明。

每一個由螺絲接合的構材之淨斷面積標稱拉力強度，不得超過第五章規定的構材抗拉強度或第 11.2.3 節所規定的標稱拉力強度。

解說：超過 3500 個世界各地的實驗結果被應用於螺絲接合的擬定 [11.20] 同時，歐洲與英國的規範[11.21、 11.22]亦被採納且經修正後置入本規定內。因為規範應用於許多不同的螺絲接合及聯結物的細節，其中有相當程度乃以暗喻的方式呈現於規範內，一旦經實驗證實僅對某些特例不適用，則仍可納入規範內。事實上，對於特殊的應用，可經由實驗來獲得較高的正確性 [11.23]。

為達到令人滿意的結果，適當的螺絲安裝是重要的，俱可調整扭矩和可控制深度功能的電動工具是需要的。

雖然用來推導規範中螺絲接合公式之測試試體，包括了單一聯結物及多個聯結物，然而在安裝接合時，建議使用至少二個螺絲，如此可對於扭距產生多餘的力量，同時可防止接合構材在受到剪力時的扭曲現象。。

為了讓設計者更方便，在表 C-11.4-1 中條列了標號與螺絲標稱直徑的關係。而圖 C-11.4-1 為螺絲直徑的示意圖。

表 C-11.4-1 螺絲標稱直徑編號

設計的號數	標稱直徑 d mm (in.)
0	1.52 (0.060)
1	1.85 (0.073)
2	2.18 (0.086)
3	2.51 (0.099)
4	2.84 (0.112)
5	3.18 (0.125)
6	3.51 (0.138)
7	3.84 (0.151)
8	4.17 (0.164)
10	4.83 (0.190)
12	5.49 (0.216)
1/4	6.35 (0.250)



圖 C-11.4-1 螺絲直徑示意圖

11.4.1 最小間距

在兩個聯結物中心點間的最小距離不應小於三倍直徑(3d)。

解說：螺絲最小間距與螺栓接合的規定一致。

11.4.2 最小邊距

從聯結物中心點到任一邊緣的距離不得小於三倍直徑(3d)。如果接合只受單方向剪力的支配，則垂直剪力方向的最小邊距為 1.5 倍直徑(1.5d)。

解說：試驗中顯示螺絲接合在承受剪力時，當螺絲的中心點到自由邊的距離小於 3 倍螺絲直徑時，通常會產生邊緣破壞。

11.4.3 剪力

11.4.3.1 接合部剪力

單一螺絲的標稱剪力強度(P_{ns})可由以下列各式計算之：

對於 $t_2/t_1 \leq 1.0$ ， P_{ns} 為以下最小者

$$P_{ns} = 4.2(t_2^3 d)^{1/2} F_{u2} \quad (11.4-1)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad (11.4-2)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad (11.4-3)$$

對於 $t_2/t_1 \geq 2.5$ ， P_{ns} 為以下最小者：

$$P_{ns} = 2.7 t_1 d F_{u1} \quad (11.4-4)$$

$$P_{ns} = 2.7 t_2 d F_{u2} \quad (11.4-5)$$

對於 $1.0 < t_2/t_1 < 2.5$ ， P_{ns} 值為由以上兩種情況的線性插分決定之。

解說：承受剪力的螺絲接合可能發生一種模式破壞或者以數種組合模式破壞。這些模式包括了螺絲剪力、洞孔邊緣撕裂、螺絲傾斜及其引發的螺絲拔出破壞、以及接合材料的承壓破壞。

如圖 C-11.4-2 所示，對於一般的連接承載強度，在螺絲傾斜與引發的其下方連接板處螺紋的撕裂，降低了接合的剪力能力。

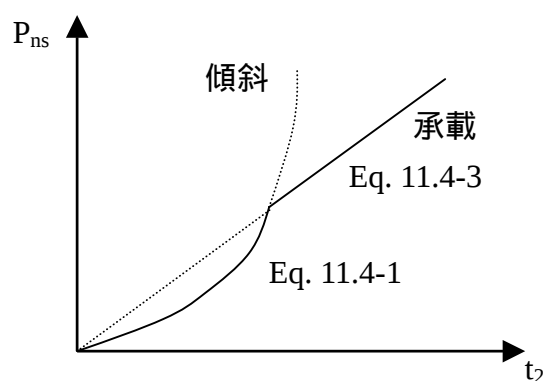


圖 C-11.4-2

這些規定主要是針對傾斜及承壓破壞模式上。這兩種情況則依接合構材的厚度比而定。在正常的狀況下，螺絲頭會裝設在較薄的接合材料上(如圖 C-11.4-3 所示)。然而當兩種構材皆同厚度時，或者當螺絲頭是接觸在較薄的構材時(如圖 C-11.4-4)，傾斜將會被考慮。

在計算承載能力時，則依據兩種接合材料的厚度及其抗拉強度，以較低值的承載力決定之。

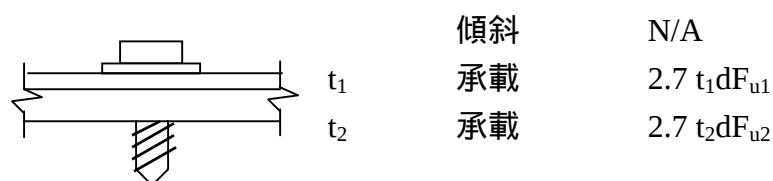


圖 C-11.4-3

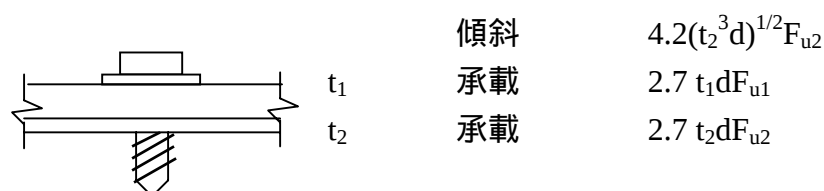


圖 C-11.4-4

11.4.3.2 螺絲的剪力強度

螺絲的標稱剪力強度應依據實驗來確定。螺絲的標稱剪力強度不應小於 1.25 倍的 P_{ns} 。極限強度設計法的安全係數 ϕ 亦應依據實驗來確定。

解說：螺絲聯結物的剪力強度必須由試驗來証實。廠商所生產螺絲的強度，應明白地建立在其手冊或型錄上。為了避免脆化及螺絲會突然的剪力破裂，規範第 11.4.3.2 節要求螺絲本身剪力強度不得小於規範第 11.4.3.1 節所要求的剪力強度的 1.25 倍。

11.4.4 拉力強度

對於承載拉力的螺絲而言，螺絲頭或者是墊片(如果有提供)，其直徑 d_w 應不得小於 7.94 mm，而墊片至少需 1.27 mm 的厚度。

解說：螺絲接合在承受拉力時，其可能產生破壞的情形有三：(1)拔出破壞 (pull-out failure) – 螺絲與接近其端點處的接合板脫離、(2)穿刺破壞 (pull-over failure) – 接合板與接近其之螺絲頭或墊片處脫離 (3) 螺絲本身的拉力破壞。

可使用墊片與螺絲頭的樣式與尺寸有相當多，但墊片厚度必需要在 1.27 mm 以上，如此在受彎矩時才不致有太大的變位。

11.4.4.1 拔出破壞

標稱拔出強度(P_{not})可由下式計算之：

$$P_{not} = 0.85 t_c d F_{u2} \quad (11.4-6)$$

其中 t_c 為穿透深度或厚度 t_2 ，取兩者較小者。

解說：對於拔出的極限狀態，公式 11.4-6 的推導乃修正歐洲規範[11.21]及依據大量試驗的結果。拔出設計考量的資料統計是由 Pekoz 所提出[11.23]。

11.4.4.2 穿刺破壞

標稱穿刺強度(P_{nov})可由下式計算之：

$$P_{nov} = 1.5 t_1 d_w F_{u1} \quad (11.4-7)$$

其中 d_w 為螺絲頭直徑或墊片直徑，取兩者較大者，但不得超過 12.7 mm。

解說：對於穿刺的極限狀態，公式 11.4-7 的推導乃修正英國標準[11.22]，及由 Pekoz [11.23]所做的一系列試驗結果。

11.4.4.3 螺絲拉力強度

單一螺絲的標稱拉力強度(P_{nt})應依據實驗來確定。螺絲的標稱拉力強度不得小於 1.25 倍的 P_{not} 或 P_{nov} 兩者較小者。極限強度設計法的安全係數 ϕ 亦應依據實驗來確定。

解說：螺絲拉力強度必須由試驗來証實。廠商所生產螺絲的強度，應明白地建立在其手冊或型錄上。為了避免脆裂及螺絲的突然拉力破裂，螺絲的拉力強度必須不得小於 1.25 倍的拔出強度或穿刺強度兩者較小者。

11.5 剪力撕裂

通常樑翼板在其端點連接處被裁剪，因此沿著樑接合的平面處易產生破壞，其標稱剪力強度(V_n)，則依下式計算之：

$$V_n = 0.6 F_u A_{wn} \quad (11.5-1)$$

$$\phi = 0.75$$

其中

$$A_{wn} = (d_{wc} - n d_h) t$$

d_{wc} = 被裁剪區域的腹板深度
 n = 臨界平面的孔洞數
 d_h = 洞孔直徑
 F_u = 構材材料的抗拉強度
 t = 被裁剪區域的腹板厚度

解說：由 Birkernoe 與 Gilmor [11.24]所進行的接合實驗指出，在如圖 C-11.5-1 所示，樑在被裁剪區域會沿著孔洞週邊發生撕裂破壞。本節所規定的剪力撕裂已在“鋼構造建築物鋼結構設計規範”內被採用[11.11]。本節所採用的規定乃採保守的出發點而設計，對於拉力面的力量以予忽略。對於拉力撕裂強度與剪力塊狀撕裂強度相關設計資訊，可參考“鋼構造建築物鋼結構設計規範”[11.11]。

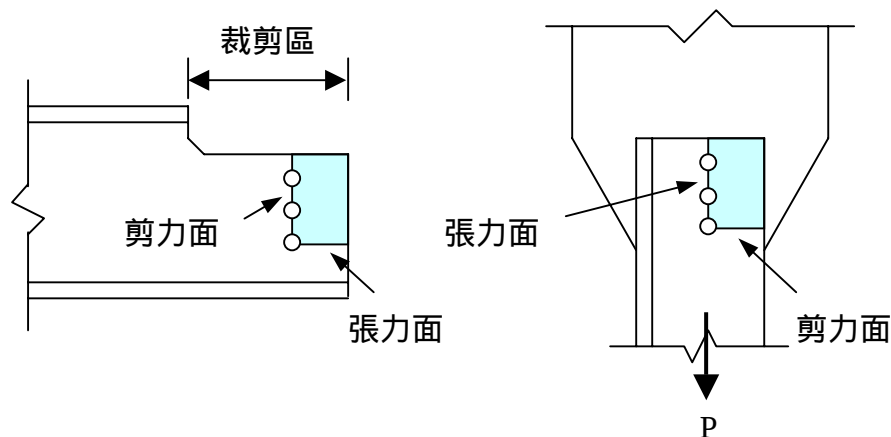


圖 C-11.5-1 撕裂破壞示意圖

11.6 其他材料的接合

11.6.1 承載力

由規範中鋼材構件的軸力及彎矩所引起的承壓力，在轉移到鄰近的其他材料結構構件，需適當地以予規定。

在全面積的混凝土支撐上：

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad (11.6-1)$$

在小於全面積的混凝土支撐上：

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (11.6-2)$$

其中

$$\phi_c = 0.60$$

f'_c = 混凝土抗壓強度

A_1 = 承壓面積

A_2 = 混凝土支撐的全面積

$\sqrt{A_2 / A_1}$ 的計算值應不可超過 2.0。

11.6.2 拉力

在組裝接合時，靠近聯結物(螺栓或螺絲)頭部位的鋼板(片)，所引起的剪力/拉力穿刺力量，與靠近聯結物端點部位的其他材料，可能由軸向力與彎矩力所引起的拔出力量，皆應以予考慮。

聯結物的標稱拉力強度及連接結構構材的標稱強度，皆應該由適當的產品規範認可，或者由相關的產品說明書或產品文件來決定。

解說：規範中之所以會列出本節，主要是為了提高設計人員對於聯結物及接合構件拉力的重視。

11.6.3 剪力

規範所規定的相關剪力計算乃基於鋼構材料，同樣地，適當的規定亦需針對鄰近其它結構構件。鋼板剪力及承載強度不應超過本規範所允許的值，同樣地，聯結物及其他材料的剪力設計值也都不應該超過。

解說：本節之所以被規範包含，是為了提高設計人員的重視。

第十二章 製作、安裝、品管

12.1 適用範圍

除原設計圖說另行規定外，本章主要內容在於規範冷軋鋼構材之製作、安裝基本原則，同時釐清業主、設計者、承包者、製造者、安裝者及相關人員之介面與責任。

12.1.1 定義

- 1.本規範-是指冷軋鋼構件設計規範。
- 2.業主-是指建物擁有人或出資建造人或依法所指定的代表人。
- 3.設計者-是指建築師或專業技師或有經驗之工程師，圖說的原著作者。
- 4.承包者-是指依圖說取得建物承造權者，負責採購材料、雇人施作統合下游廠商或專業廠商等，按圖說、進度及合約金額完成建物者。
- 5.製作者-是指繪製及製作冷軋鋼構材詳細施工尺寸、大小者，也可能是承包者自己。
- 6.安裝者-是指安裝組立已製做完成的冷軋鋼構材，可能與製造者同，或與承包者同。
- 7.CNS-中國國家標準。
- 8.ASTM-The material standard of the American Society for Testing and Materials.
- 9.AWS Code-The Structural Welding Code of American Welding Society.
- 10.監造者-須具備專業知識及能力，可依照圖說查驗工程施作及進度者，可為業主或業主指定代表人或設計者。

12.2 一般規定

冷軋鋼構材製作者應依據設計圖說繪製施工詳圖(製作及安裝圖)，經設計者同意後加工製作，並應在工廠加工製作再運送至工地安裝為原則，若必須在工地加工時，應由設計者及監造者審查認可。

解說：冷軋鋼構材製作前應依據設計圖說先繪製製作圖(Shop drawing)，經設計者同意(Approve)後始可加工製作，嗣後若有變更製作細節時，亦應經設計者同意後始可變更，其中構材所製作細部尺寸(Detail Dimension)之正確性，應由製作者負責，而設計者僅就其設計原意、構件尺寸及結合方式同意負責；同時製作圖應各送乙份於設計者和業主或監造者處存查。

12.3 製作

製作者應提供所製作材料之材質證明或由原材料供應者提供之材質證明，

以供設計者或監造者審核。

解說：製作者在製做構材之前應確認所使用之材料應符合本規範 1.2 之品質要求。如有特別須求註明於設計圖上或材料規範中，且與本規範中 1.2 之規定不符者，則須依照本規範中 3.2.1 及 3.1.3 之鋼材檢驗並取得鋼材品質證明

12.3.1 切割

冷軋鋼之切割方式原則上採機械切割。使用瓦斯切割時須確保切口美觀，且不可有缺口。

解說：冷軋鋼之切割以鋸割為主，且在構材之製作過程中應避免刻痕，同時切口應整齊，切割後應清除毛刺和熔渣；且構材之切割面除圖面上特別規定者外，皆須由軸線垂直，不可破壞斷面形狀。

12.3.2 彎曲與整平加工

構材之彎曲與整平得以機械方式或加熱法加工，同時應避免因加工而引起之材料變質、斷面變形及內應力產生。

解說：構材彎曲加工時如產生歪斜變形，應予以矯正。構材不平直或有變形時應予以矯正。而矯正過程中應加墊模保護，以避免部份構材直接接觸而產生局部變形。加熱矯正時，不可澆水以防材質變化，同時須注意內應力之產生。

12.3.3 開口

構材為高張力螺栓或螺柱接合所開之孔，應以機械方式為之，孔中心軸應與開口面垂直。

解說：無論是用鑽孔或沖孔方式，皆須去除因開孔產生之捲起或歪斜變形。同時對於影響摩擦力之浮銹、塵埃、油污及塗料等，皆應除去。

12.3.4 銲接

銲接應由持有合法銲接執照者施作，或依 CNS、AWS、JIS 中擇一檢驗程序辦理。

1.除所使用銲接設備能進行冷軋鋼之銲接機能外，應熟悉冷軋鋼構材的特點、銲接方法及程序，以確保品質。

2.銲接前應將銲接部位的鐵銹、水、油脂及塗料等清除乾淨，並對銲條進行烘乾處理。

3.進行銲接時，依照圖說須選擇適當起銲與銲接條件，並小心施工，以確保圖說中所規定之頸厚與腳長。

4.銲接時須減少因銲接所造成之歪斜變形，對於銲接成型的型鋼，銲接前應採取反變形措施。

5.銲接時應避免發生銲斷、接口端部切的不夠深、頸厚腳長過大或不足等。若發生則須以適當之方法進行補正。

6.所有銲縫表面的熔渣必須清除。

7.銲接組立構材之開孔與切割，原則上在完成銲接並矯正歪斜變形後才進

行。

12.3.5 表面處理

由於冷軋鋼鋼材之厚度很薄，且因生銹會大幅降低構材之承載能力，故須採取適當的預防措施，依其使用條件及所處環境，採用防銹塗裝及鍍鋅法保護兩大類。

解說：鋼材會因為水份、濕氣滯留而造成腐蝕，故須十分注意構材之配置，必要時可考慮加設出水孔，以確保構材處於完全乾燥之狀態，而防銹塗裝之塗層會有因老化、打孔造成化學性或機械性局部惡化，故常須訂定含再塗裝等保全措施之塗裝計劃，以確保結構物之良好狀態。故對於很難再塗裝之結構物或處於易生環境之結構物防銹，建議以鍍鋅法保護。

12.3.5.1 防銹塗裝

1.構材須根據使用地點、部位等環境因素，逐一檢查，再塗裝之可能性所訂之塗裝計劃，來進行防銹塗裝。

2.冷軋鋼構材埋入混凝土部份或與混凝土直接接觸部位，不使用塗裝，應採取其它同等級保護之適當措施。

3.因組立構材之接合部份，進行工地現場銲接部份，高張力螺栓摩擦接合之摩擦面，以及在運輸、吊裝過程中構件塗裝如有脫落部份，應於結構安裝就位後進行再塗裝。

4.針對易碰到雨水之構材，箱形構材之內部、墊片板夾合空隙等，無法再塗裝部位，必須採取適當密封保護措施。

5.塗裝計劃除針對環境因素及工程進行之考量來決定塗料之種類及塗裝方法，同時必須包含再塗裝時檢查頻率與方法，如何配合以及塗料與塗裝次數等。

12.3.5.2 鍍鋅法

鍍鋅法使用於鋼材上可分為電鍍法與熱浸法兩種。

1.電鍍法

(1)進行電鍍前之鋼材，須經過脫脂、清洗、酸洗等處理成為表面乾淨無雜質之鋼材。

(2)進行電鍍時，由於會因電鍍造成構材之變形或銲接銲道之龜裂，故電鍍後須詳細檢查，並採取適當之處置。

(3)進行電鍍面之塗裝時，因一般塗料之黏著性不理想，塗裝前應進行除油、磷化、鈍化處理外，尚須考量塗料之選擇。

2.熱浸法

(1)進行熱浸鍍鋅前，應先將鋼材酸洗、加熱去除材質表面上油漬或雜質。

(2)熱浸鍍鋅鋼材表面之最小鍍鋅量應符合 CNS 或 ASTM 之相關規定。

(3)鋼材於熱浸鍍鋅後之乾燥過程中施以表面處理，以有效地防止白銹(White Rust)發生。

12.3.6 成品儲放

製作完成之構材應堆置於整潔、堅固、平整的地面，以枕木墊高，並覆以防水膠布。嚴防發生碰撞、彎曲、扭曲等，同時注意構件之平衡或高度，以防止滑動、傾覆。

12.3.7 成品運輸

製作完成之構材運輸應避免構材扭曲變形。運輸時應適當固定構件，以防止跳動、滑落。使用吊具時應避免損傷構件和塗裝或損害吊索造成意外。

12.4 安裝

在製作構件完成後，檢討安裝順序的同時，也須檢討因安裝時集中荷重所造成之局部變形與危險預防。所以安裝者應提送詳細的安裝計劃書，送請監造者審核。

12.4.1 牆面安裝

1. 安裝牆面各桿件(studs)前應先固定頂部及底部之凹型溝槽(top and bottom track)於樓層頂版或地版上。固定構槽的第一根起始釘距(anchors)為 10 公分(距溝槽端點)，其後之釘距不得大於 60 公分，最小邊距不得小於 1.5 公分。

2. 溝槽末端如須續接時，則應以相同尺寸，材質之桿件，至少 30 公分長，作為續接用。

3. 牆面桿件應平整放置於頂部及底部溝槽中，其中牆面桿件之翼板部份應與溝槽之翼板部份緊密相連。

4. 當桿件承受軸向載重(axially loaded studs)，禁止採用續接。

5. 當牆面桿件力量無法直接傳遞時，如遇門、窗等開口，則須提供楣樑(lintels)，以供力量轉換。

6. 在牆面整體結構完成前，安裝者應提供適當的水平繫桿(horizontal strap bracing)，以維持施工間之安全穩定。

12.4.2 樓板安裝

1. 樓板桁樑之繫件(joist bridging)應依圖說於樓版版面鋼承板或木地板(metal deck or plywood)安置前完成。

2. 腹板加勁板或端點固定物(end clips)應依圖說施作於端點反力作用處。

3. 樓板桁樑(joist)應直接架於牆面桿件(wall studs)或楣樑(lintels)之上，以傳遞載重。

4. 樓板桁樑如採簡支設計則端點支承不得小於 4 公分，如採連續樑設計，則其支承不得小於 9 公分。

12.5 品管

因冷軋鋼材主要是以鍍鋅鋼板經滾壓成型，除設計圖說有另行規定外，應符合規範第三章之規定。同時應準備下列文件以供監造者或設計者審查。

1. 材質證明文件。
2. 外觀、尺寸規格。
3. 鍍鋅量規格證明。
4. 塗料證明文件。

解說：1. 材質證明書應對廠牌、材質、尺寸規格、物理性質、機械性質，及化學成份等提證明。

2. 尺寸規格應注意鋼材之外表不可有缺陷、銹蝕等情況，同時檢核其厚度、長度、寬度、高度，及直角度等是否與設計者所要求之物理性相符合。

3. 鍍鋅量之檢驗應依 CNS1247.鍍鋅檢驗法或 ASTM 相關規定辦理。

4. 塗料品質證明書應對廠牌、材質，及各種性質規定提供證明。

12.5.1 查驗

冷軋鋼結構於安裝完成後，佈施使用荷載前，應由合格之監造者查驗所有桿件接合方式，包含繫桿及附件等，均應符合結構施工詳圖，以確保工程品質。

12.5.1.1 牆面安裝查驗

1. 依施工詳圖檢查牆面桿件(studs)尺寸之厚度(gage)、大小(depth and width)，以及桿件安裝之間距(spacing)。

2. 門、窗開口之楣樑，除對所使用尺寸大小、厚度確認外，應對其所使用連接方式予以檢查。

3. 承重牆面除一般檢查外，應特別注意集中荷重處桿件間距及連接方式予以檢查。

4. 承重牆面於承重前，應先確定水平繫桿安裝完成。

5. 因安裝或銲接而導致桿件表面處理破壞者，應於安裝完成後補以含鋅粉塗料，以保護桿件。

6. 除非經設計者同意或設計者於設計時已考量外，禁止於承重牆面上堆置重物。

12.5.1.2 樓板安裝查驗

1. 依施工詳圖檢查樓板桿件(joists)尺寸之厚度(gage)、大小(depth and width)，以及桿件安裝之間距(spacing)外，尚須確認所有桿件之水平度。

2. 樓板桿件接於樑處須以加勁構材加強兩者間之接合。

3. 樓板桿件位於支承處之下翼板須加以限制以增加桿件穩定度。

4. 設計圖說如標明須水平繫桿，則應於施加樓板載重前，先確定水平繫桿安裝完成。

- 5.因安裝或銲接而導致桿件表面處理破壞者，應於安裝完成後補以含鋅粉塗料，以保護桿件。
- 6.除非經設計者同意或設計者於設計時已考量外，禁止於樓面上堆置重物。

第十三章 耐震設計

13.1 適用範圍

冷軋鋼構材用於地震帶，除須符合本規範中各相關章節外，尚須符合本章中下述之規定，同時設計樓層數不超過四樓之建築物。

解說：本章主要是根據 UBC-97 及 AISC-97 中耐震規定而來，原 UBC-97 中規定冷軋鋼結構建築物可達五層樓。今因國內對此研究較少，為安全保守起見，及考慮國內透天建築之現況，故以四層樓為高度上限。

13.2 載重係數與載重組合

結構及其構件所需提供之強度，須依因數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生。臨界狀況之決定須檢核下列之載重組：

$1.4D$	(13.2-1)
$1.2D + 1.6L$	(13.2-2)
$1.2D + 0.5L + 1.6W$	(13.2-3)
$1.2D + 0.5L + E$	(13.2-4)
$0.9D - E$	(13.2-5)
$0.9D - 1.6W$	(13.2-5)

上式中：D=靜載重，結構物構件重量及永久附加物重。

L=活載重，包括室內人員、傢俱、設備、貯存物品、活動隔間等。

W=風力載重。

E=地震力載重，見建築物耐震設計規範與解說，惟其中 α_y 為起始降伏地震力放大係數， α_y 取 1.0。

解說：本節中引述的地震力為內政部營建署所頒佈“建築物耐震設計規範及解說”規定者。而內容主要是根據 UBC-97 及 AISC-97 中耐震規定，並參考“鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(二)”綜合而成。

13.3 一般規定

- 1.斜撐桿件的細長比(l/r)可大於 200。
- 2.所有的邊界構材，上、下弦桿及連接物都應考慮傳遞軸力之設計。
- 3.斜撐桿件的連接設計，上弦桿之續接，邊界構材及細部接合設計都應以發展構材百分之百的張力強度或以設計地震力乘以安係數(Ω_0)作為基準。
- 4.在構架中有斜撐跨距(braced bay)之垂直及斜撐桿件的錨定應予以考慮設計全部之上揚力。
- 5.在有斜撐的牆面版中，其中牆面桿件的翼板應以適當的繫件連結，以防

止側向扭轉挫曲。若採用纜索類的繫件，視為無效。
6.螺絲類之錨定不應用於抵抗拉拔方式所產生之應力。

13.4 邊界構材及錨定

除本規範中所述邊界構材及錨定設計之相關規定外，邊界構材及上揚之錨定設計尚須符合下列二式。

1.軸壓力

$$1.2P_{DL} + 0.5P_{LL} + \Omega_0 P_E \quad (13.4-1)$$

2.軸拉力

$$0.9P_{DL} - \Omega_0 P_E \quad (13.4-2)$$

上二式中

P_{DL} - 靜載重所造成之軸力

P_{LL} - 活載重所造成之軸力

P_E - 地震力所造成之軸力

Ω_0 - 地震力放大係數，可取 3.0

解說：依據內政部營建署所頒佈“建築物耐震設計規範及解說”所規定之設計地震力來設計築物，其地震力是經過折減的地震力，而在大地震作用下，建築物所承受之地震力可能超過此設計地震力，本節之規定即是利用此二公式來檢核邊構材可能產生的最大軸壓與軸拉力。

“建築物耐震設計規範及解說”中，對輕量鋼架構造物 R 值之規定由

1.6~2.4，而此類建築物周期大都小於 0.4 秒，C 值為 2.5，其相對應之 F_u 值由 1.26~1.7，故放大地震力 $1.4 \alpha_y F_u$ 將從 1.764~2.38，而 UBC-97 規範中對此類建築物之 Ω_0 值為 2.2~2.8。考慮設計時歸範中規定 $C/F_u \leq 1$ 之規定，故本規範建議 Ω_0 取 3.0 以計算可能發生之最大之軸壓與軸拉力。

參考文獻

- 1.1 內政部營建署，“最新建築技術規則”，詹氏書局，1998。
- 1.2 營建雜誌社，“鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
- 1.3 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual* 1996 Edition.
- 1.4 Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. McKinney, “Structural Behavior and Design of Thick, Cold-Formed Steel Members,” Proceeding of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structure, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
- 1.5 Yu, W. W., V. A. Liu, and W. M. McKinney, “Structural Behavior of thick Cold-Formed steel Members,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST1, January 1974.
- 1.6 Pekoz, T. B., “Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members,” Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.
- 1.7 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 1.8 Ravindra, M. K. and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design for steel,” Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
- 1.9 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel : Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, civil Engineering Study 88-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1998.
- 1.10 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos; “AISI LRFD Method for Cold-Formed Steel Structural Members,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 116, No. 2, February 1990.
- 1.11 Ellingwood, B., T. V. Galambos, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, “Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58: Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures,” U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, NBS Special Publication, June 1980.
- 1.12 Galambos, T. V., B. Ellingwood, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, “Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practices,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.

- 1.13 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Study of Design Formats and Safety Index Combined with Calibration of the AISI Formulas for Cold Work and Effective Design Width," First Progress Report, Civil Engineering Study 79-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1997.
 - 1.14 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Statistical Analysis of Mechanical Properties and Thickness of Material Combined with Calibration of the AISI Design Provisions on Unstiffened Compression Elements and Connections," Second Progress Report, Civil Engineering Study 79-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
 - 1.15 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Connections and Axially Loaded Compression Members," Third Progress Report, Civil Engineering Study 79-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
 - 1.16 Rang, T. N., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Laterally Unbraced Beams and Beam-Columns," Fourth Progress Report, Civil Engineering Study 79-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, January 1979.
 - 1.17 Supomsilaphachai, B., T. V. Galambos, and W. W. Yu, "Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the Design Provisions on Beam Webs," Fifth Progress Report, Civil Engineering Study 79-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, September 1979.
 - 1.18 Ellingwood, B., J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell, "Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.
-
- 2.1 American Society of Civil Engineers, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard 7-95, 1995.
 - 2.2 Ellingwood, B., T. V. Galambos, J. G. MacGregor, and C. A. Cornell, "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58: Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures," U. S. Department of Commerce, National Bureau of Standards, NBS Special Publication, June 1980.
 - 2.3 Ellingwood, B., J. G. MacGregor, T. V. Galambos, and C. A. Cornell,

- “Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations,”
Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST5, May 1982.
- 2.4 Hsiao, L. E., W. W. Yu and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Comparative Study of Design Methods for Cold-Formed Steel,” Eleventh Progress Report, Civil Engineering Study 88-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.
- 3.1 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual*, 1996 Edition.
- 3.2 營建雜誌社, “鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
- 3.3 Karren, K. W. and G. Winter, “Effects of Cold-Work on Light Gage Steel Members,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 93, No. ST1, February 1967.
- 3.4 Chajes, A., S. J. Britvec, and G. Winter, “Effects of Cold-Straining on Structural Steels,” Journal of Structure Division, ASCE, Vol. 89, No. ST2, February 1963.
- 3.5 American Society for Testing and Materials, “Standard Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products,” ASTM 370, 1994.
- 4.1 Winter, G., “Performance of Thin Steel Compression Flanges,” Preliminary Publication, 3rd Congress of the International Association of Bridge and Structural Engineering, Liege, Belgium.
- 4.2 Winter, G., Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.
- 4.3 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress,” Final Report, Civil Engineering Study 78-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 4.4 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected to a Combination of Bending and Shear,” Final Report, Civil Engineering Study 78-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 4.5 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, “Bending Strength of Webs of Cold-Formed Steel Beams,” Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST7, July 1982.
- 4.6 Hetrakul, N. and W. W. Yu, “Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending,” Final Report, Civil Engineering Study 78-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO,

June 1978.

- 4.7 Hetrakul, N. and W. W. Yu, "Cold-Formed Steel I-Beams Subjected to Combined Bending and Web Crippling," *Thin-Walled Structures – Recent Technical Advances and Trends in Design, Research and Construction*, Rhodes, J. and A. C. Walker (Eds), Granada Publishing Limited, London, 1980.
- 4.8 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Transversely Reinforced Beams Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 4.9 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Longitudinally Reinforced Beams Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-6, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 4.10 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 4.11 Bleich, F., *Buckling strength of Metal Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, NY, 1952.
- 4.12 Weng, C. C. and T. B. Pekoz, "Subultimate Behavior of Uniformly Compressed Stiffened Plate Elements," Research Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1986.
- 4.13 Ortiz-Colberg, R. and T. B. Pekoz, "Load Carrying Capacity of Perforated Cold-Formed Steel Columns," Research Report No. 81-12, Cornell University, Ithaca, NY, 1981.
- 4.14 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.
- 4.15 Cohen, J. M. and T. B. Pekoz, "Local Buckling Behavior of Plate Elements," Research Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1987.
- 4.16 Bulson, P. S., *The Stability of Flat Plates*, American Elsevier Publishing Company, New York, NY, 1969.
- 4.17 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Proceedings of the Eighth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1986.
- 4.18 Desmond, T. P., T. B. Pekoz, and G. Winter, "Edge Stiffeners for Thin-Walled Members," *Journal of Structural Division, ASCE*, Vol. 107, No. ST2, Feb. 1981.
- 4.19 Nguyen, P. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Transversely Reinforced Beam Webs," Final Report, Civil Engineering Study 78-5, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, July 1978.
- 4.20 Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos, "Loads and Resistance Factor

Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, Feb. 1988.

- 6.1 American Iron and Steel Institute, *LRFD Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1991.
- 6.2 Hsiao, L. E., W. W. Yu, and T. V. Galambos, “Load and Resistance Factor Design of Cold-Formed Steel: Calibration of the AISI Design Provisions,” Ninth Progress Report, Civil Engineering Study 88-2 University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, February 1988.
- 6.3 Reck, H. P., T. Pekoz, and G. Winter, “Inelastic Strength of Cold-Formed Steel Beams,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST11, November 1975.
- 6.4 Yener, M. and T. B. Pekoz, “Partial Stress Redistribution in Cold-Formed Steel,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.
- 6.5 Yener, M. and T. B. Pekoz, “Partial Moment Redistribution in Cold-Formed Steel,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 6, June 1985.
- 6.6 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1996.
- 6.7 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd edition, Wiley-Interscience, NY, 1991.
- 6.8 Winter, G., Discussion of “Strength of Beams as Determined by Lateral Buckling,” by Karl de Vries, *Transactions*, ASCE, Vol. 112, 1947.
- 6.9 Winter, G., “Lateral Stability of Unsymmetrical I-beams and Trusses,” *Transactions*, ASCE, Vol. 198, 1943.
- 6.10 Kirby, P. A. and D. A. Nethercot, *Design for Structural Stability*, John Wiley and Sons, Inc., NY, 1979.
- 6.11 Pekoz, T. B. and G. Winter, “Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections Under Eccentric Load,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 95, No. ST5, May 1969.
- 6.12 Pekoz, T. B. and N. Celebi, “Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Sections Under Eccentric Load,” *Engineering Research Bulletin 69-1*, Cornell University, 1969.
- 6.13 Galambos, T. V., “Inelastic Buckling of Beams,” *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST5, October 1963.
- 6.14 Pekoz, T. B. and P. Soroushian, “Behavior of C- and Z- Purlins Under Uplift,” *Report*, No. 81-2, Cornell University, 1981.

- 6.15 Pekoz, T. B. and P. Soroushian, "Behavior of C- and Z- Purlins Under Wind Uplift," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.
- 6.16 Laboube, R. A., "Roof Panel to Purlin Connection: Rotational Restraint Factor," *Proceedings of the IABSE Colloquium on Thin-Walled Metal Structures in Buildings*, Stockholm, Sweden, 1986.
- 6.17 Laboube, R. A., M. Golovin, D. J. Montague, D. C. Perry, and L. L. Wilson, "Behavior of Continuous Span Purlin System," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.
- 6.18 Haussler, R. W. and R. F. Pahers, "Connection Strength in Thin Metal Roof Structures," *Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
- 6.19 Haussler, R. W., "Theory of Cold-Formed Steel Purlin/Girt Flexure," *Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.
- 6.20 Bleich, F., *Buckling Strength of Metal Structures*, Mcgraw-Hill, NY, 1952.
- 6.21 Laboube, R. A. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Beam Webs Subjected Primarily to Shear Stress," Final Report, Civil Engineering Study 78-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 6.22 Winter, G. and R. H. J. Pian, "Crushing Strength of Thin Steel Webs," *Cornell Bulletin* 35, pt. 1, April 1946.
- 6.23 Zetlin, L., "Elastic Instability of Flat Plates Subjected to Partial Edge Loads," *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 81, September 1955.
- 6.24 Hetrakul, N. and W. W. Yu, "Structural Behavior of Beam Webs Subjected to Web Crippling and a Combination of Web Crippling and Bending," Final Report, Civil Engineering Study 78-4, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1978.
- 6.25 Winter, G., *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, NY, 1970.
- 6.26 Bhaka, B. H., R. A. Laboube, and W. W. Yu, "The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength," Final Report, Civil Engineering Study 92-1, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, March 1992.
- 6.27 Cain, D. E., R. A. Laboube, and W. W. Yu, "The Effect of Flange Restraint on Web Crippling Strength of Cold-Formed Steel Z- and I-Sections," Final Report,

- Civil Engineering Study 95-2, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.
- 6.28 Laboube, R. A., J. N. Nunney, and R. E. Hodge, "Web Crippling Behavior of Nested Z-Purlins," *Engineering Structures*, Hancock, G. J., Editor, Vol. 16, No. 5, Butterworth-Heinemann Ltd., London, July, 1994.
- 7.1 American Iron and Steel Institute, *Cold-Formed Steel Design Manual*, Washington, D. C., 1996.
 - 7.2 Pekoz, T. B., "Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members," Report SG-86-4, American Iron and Steel Institute, 1986.
 - 7.3 American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL., December 1993.
 - 7.4 Galambos, T. V. (Editor), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Fourth Edition, John Wilen and Sons, New York, N.Y., 1988.
 - 7.5 Harper, M. M., R. A. La Boube and W. W. Yu, "Behavior of Cold-Formed Steel Roof Trusses," Summary Report, Civil Engineering study 95-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1995.
 - 7.6 Winter, G., *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron Steel Institute, New York, NY, 1970.
 - 7.7 American Institute of Steel Construction, *Specification for Structural Steel Building-Allowable Stress Design and Plastic Design*, Chicago, IL, 1989.
 - 7.8 Chajes, A. and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Members," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V01. 91, No. ST4, August 1965.
 - 7.9 Chajes, A., P. J. Fang, and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling, Elastic and Inelastic and Inelastic of Cold-Formed Thin-Walled Columns," Engineering Research Bulletin, No. 66-1, Cornell University, 1966.
 - 7.10 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, N. Y. 1991.
 - 7.11 Pekoz, T. B. and G. Winter, "Torsional-Flexural Buckling of Thin-Walled Section Under Eccentric Load," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V01. 95, No. ST5, May 1969.
- 8.1 Pekoz, T. B., "Combined Axial Load and Bending in Cold-Formed Steel

- Members,” *Thin-Walled Metal Structures in Buildings*, IABSE Colloquium, Stockholm, Sweden, 1986.
- 8.2 Pekoz, T. B. and O. Sumer, “Design Provisions for Cold-Formed Steel Columns and Beam-Column,” Final Report, submitted to American Iron and Steel Institute, Cornell University, September 1992.
 - 8.3 American Institute of Steel Construction, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL, December 1993.
 - 8.4 營建雜誌社 , ”鋼構造建築物鋼結構設計技術規範”。
-
- 9.1 Winter, G., *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.
 - 9.2 Sherman, D. R., “Bending Equations for Circular Tubes,” Annual Technical Session Proceedings, Structural Stability Research Council, 1985.
-
- 10.1 Winter, G., *Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, New York, NY, 1970.
 - 10.2 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
 - 10.3 Winter, G., “Lateral Bracing of Columns and Beams,” Transactions, ASCE, Vol. 125, 1960.
 - 10.4 Haussler, R. W., “Strength of Elastically Stabilized Beams,” Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 90, No. ST3, June 1964; also ASCE Transaction, Vol. 130, 1965.
 - 10.5 Haussler, R. W. and R. F. Pahers, “Connection Strength in Thin Metal Roof Structures,” Proceeding of the Second Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1973.
 - 10.6 Lutz, L. A. and J. M. Fisher, “A Unified Approach for Stability Bracing Requirements,” Engineering Journal, AISC, 4th Quarter, Vol. 22, No. 4, 1985.
 - 10.7 Salmon, C. G., and J. E. Johnson, *Steel Structures: Design and Behavior*, Third Edition, Harper & Row, New York, NY, 1990.
 - 10.8 Yura, J. A., “Fundamentals of Beam Bracing,” *Is Your Structure Suitably Braced?* Structural Stability Research Council, April 1993.
 - 10.9 10-9 Structural Stability Research Council, *Is Your Structure Suitably Braced ?* , Lehigh University, Bethlehem, PA, April 1993.

- 10.10 Murray, T. M. and S. Elhouar, "Stability Requirements of Z-Purlin Supported Conventional Metal Building Roof Systems," Annual Technical Session Proceedings, Structural Stability Research Council, 1985.
- 10.11 Winter, G., W. Lansing, and R. B. McCalley, Jr., "Performance of Laterally Loaded Channel Beams," Research, Engineering Structures Supplement. (Colton Papers, Vo1.), 1949.
- 10.12 Green, G. G., G. Winter and T. R. Cuykendall, "Light Gage Steel Columns in Wall-Braced Panels," Bulletin, No. 35/2, Cornell University Engineering Experimental Station, 1947.
- 10.13 Simaan, A., "Buckling of Diaphragm-Braced Columns of Unsymmetrical Sections and Applications to Wall Studs Design," Report No. 353, Cornell University, Ithaca, NY, 1973.
- 10.14 Simaan, A. and T. Pekoz, "Diaphragm-Braced Members and Design of Wall Studs," Journal of the Structural Division, ASCE, Vo1 102, ST1, January 1976.
- 10.15 Davis, C. S. and W. W. Yu, "The Structural Performance of Cold-Formed Steel Members with Perforated Elements," Final Report, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, May 1972.
- 10.16 Rack Manufacturers Institute, Specification for the Design, Testing, and Utilization of Industrial Steel Storage Racks, Charlotte, NC, 1990.
- 10.17 Pekoz, T. B., "Design of Cold-Formed Steel Columns," Proceedings of the Ninth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structural University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1988.
- 10.18 Miller, T. H. and T. Pekoz, "Studies on the Behavior of Cold-Formed Steel Wall Stud Assemblies," Final Report, Cornell University, Ithaca, NY, 1989.
- 10.19 Miller, T. H. and T. Pekoz, "Unstiffened Strip Approach for Perforated Wall Studs," Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vo1.120, No. 2, February 1994.

- 11.1 Brokenbrough, Rl L., Fastening of Cold-Formed Steel Framing, American Iron and Steel Institute, Washington, DC, September 1995.
- 11.2 Pekoz, T. B. and W. McGuire, "Welding of Sheet Steel," Report SG-79-2, American Iron and Steel Institute, January 1979.
- 11.3 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
- 11.4 American Welding Society, *Structural Welding Code – Sheet Steel*, ANSI/AWS D1.3-89, Miami, FL, 1989.
- 11.5 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Tensile Strength of Welded Connections," Final

- Report, Civil Engineering Study 91-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1991.
- 11.6 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Behavior of Arc Spot Weld Connections in Tension," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 7, July 1993.
 - 11.7 LaBoube, R. A. and W. W. Yu, "Tensile Strength of Welded Connections," Final Report, Civil Engineering Study 91-3, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, June 1991.
 - 11.8 American Welding Society, *Structural Welding Code – Steel*, ANSI/AWS D1.1-96, Miami, FL, 1996.
 - 11.9 American Welding Society, *Recommended Practice for Resistance Welding*, AWS C1.1-66, Miami, FL, 1966.
 - 11.10 AWS, *Recommended Practice for Resistance Welding Coated Low Carbon Steels*, AWS C1.3-70, Miami, FL, 1970.
 - 11.11 營建雜誌社, "鋼構造建築物鋼結構設計技術規範".
 - 11.12 Research Council and Structural Connections, *Allowable Stress Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1985.
 - 11.13 Research Council and Structural Connections, *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*, 1988
 - 11.14 Winter, G, "Light Gage Steel Connections with High-Strength, High-Torqued Bolts," *Publications*, IABSE, Vol. 16, 1956.
 - 11.15 Winter, G., "Tests on Bolted Connections in Light Gage Steel," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 82, No. ST2, February 1956.
 - 11.16 Yu, W. W., "AISI Design Criteria for Bolted Connections," *Proceedings of the Sixth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, November 1982.
 - 11.17 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, Wiley-Interscience, New York, NY, 1985.
 - 11.18 Yu, W. W., *Cold-Formed Steel Design*, 2nd Edition, Wiley-Interscience, New York, NY, 1991.
 - 11.19 Chong, K. P. and R. B. Matlock, "Light Gage Steel Bolted Connections without Washers," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. ST7, July 1974.
 - 11.20 Pekoz, T.B., "Design of Cold-Formed Steel Screw Connections," *Proceedings of the Tenth International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, University of Missouri-Rolla, Rolla, MO, October 1990.
 - 11.21 European Convention for Construction Steelwork, "European Recommendations for the Design of Light Gage Steel Members," First Edition,

Brussels, Belgium, 1987.

- 11.22 British Standards Institution, *British Standard: Structural Use of Steelwork in Building*, “Part 5 – Code of Practice for Design of Cold-Formed Sections,” BS 5950: Part 5: CF92-2, 1992.
- 11.23 American Iron and Steel Institute, “Test Methods for Mechanically Fastened Cold-Formed Steel Connections,” Research Report CF92-2, Washington, D. C., 1992.
- 11.24 Birkernoe, P. C. and M. I. Gilmor, “Behavior of Bearing – Critical Double-Angle Beam Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Fourth Quarter, 1978.

附錄一 專有名詞中英對照

退火	Anneal
放大係數	Amplification factor
電弧縫鐸	Arc seam weld
電弧點鐸	Arc spot weld
長寬比	Aspect ratio
條板	Batten plate
梁	Beam
梁柱	Beam-column
雙軸撓曲	Biaxial bending
含斜撐構架	Braced frame
挫屈係數	Buckling Coefficient
脆性斷裂	Buckling fracture
挫屈載重	Buckling load
組合構材	Built-up member
對接	Butt joint
外覆材	Cladding
封閉型式解	Closed-form solution
偏差係數	Coefficient of variation
冷軋型鋼構材	Cold-formed steel member
冷壓效果	Cold-work effect
冷作鉚釘	Cold rivet
柱	Column
柱曲線	Column Curve
組合機構	Combined mechanism
結實斷面	Compact section
合成梁	Composite beam
合成柱	Composite column
接合	Connection
臨界載重	Critical load
臨界彎矩	Critical moment
曲率	Curvature
設計文件	Design documents
設計強度	Design strength
斜向支撐	Diagonal bracing
斜向張力場作用	Diagonal tension field action
隔板	Diaphragm
隔板作用	Diaphragm action
雙曲率	Double curvature
側移	Drift

韌性係數	Ductility factor
有效長度	Effective length
有效長度係數k	Effective length factor k
有效慣性矩	Effective moment of inertia
有效勁度	Effective stiffness
有效寬度	Effective width
彈性分析	Elastic analysis
彈性-完全塑性	Elastic-perfectly plastic
肢材	Element
伸長率	Elongation
埋置物	Embedment
尤拉公式	Euler formula
尤拉載重	Euler load
因數化載重	Factor load
聯結物	Fastener
疲勞	Fatigue
填角鐸	Fillet weld
一階分析	First-order analysis
平寬	Flat width
翼板捲曲	Flange Curling
柔性接頭	Flexible connection
撓曲強度	Flexural strength
樓板系統	Floor system
力	Force
斷裂韌度	Fracture toughness
構架挫屈	Fracture buckling
構架不穩定	Fracture instability
完全合成梁	Fully composite beam
熔融	Fusion weld
平緩降伏型式	Gradual-yielding type
槽鐸	Groove weld
熱作鉚釘	Hot rivet
熱軋	Hot-rolling
混合梁	Hybrid-beam
遲滯迴路	Hysteresis loop
夾雜物	Inclusions
非彈性作用	Inelastic action
內彎半徑	Inside bend radius
不穩定性	Instability
接頭	Joint
側向支撐構材	Lateral bracing member
側向(或側向-扭轉)挫屈	Lateral (or lateral-torsional) buckling

極限狀態	Limit state
突唇	Lip
載重係數	Load factor
載重	Loads
載重及強度係數設計	LRFD
載重及強度係數設計	Load and Resistance Factor Design
局部挫屈	Local buckling
下限載重	Lower-bound load
彎矩再分配	Moment redistribution
標稱載重	Nominal load
標稱長度	Nominal length
非結實斷面	Noncompact section
P- Δ 效應	P-delta effect
梁柱腹板交會處	Panel-zone
部份塑化	Partial plastification
部份合成梁	Partially composite beam
平面構架	Plane frame
塑性分析	Plastic analysis
塑性設計斷面	Plastic design section
塑性鉸	Plastic hinge
塑性模數	Plastic modulus
塑性彎矩	Plastic moment
塑性應變	Plastic strain
塑性區	Plastic zone
塑性能	Plastic
塞孔鉚	Plug weld
後挫屈強度	Post-buckling strength
拉拔破壞	Pull-out failure
穿刺破壞	Pull-over failure
橫樑	Purlin
旋轉半徑	Radius of gyration
所需強度	Required strength
殘留應力	Residual stress
抵抗能力	Resistance
強度係度	Resistance factor
電阻鉚接	Resistance weld
剛構架	Ridge frame
屋頂板	Roof deck
翼板根部	Root of the flange
旋轉容量	Rotation capacity
旋轉勁度	Rotational stiffness
聖裴南扭矩	St. Venant torsion

二階分析	Second-order analysis
斷面模數	Section modulus
使用載重	Service load
使用性極限狀態	Serviceability limit state
形狀係數	Shape factor
尖銳降伏型式	Sharp-yielding type
剪力磨擦	Shear-friction
剪力延遲	Shear lag
剪力牆	Shear wall
側傾	Sidesway
側向挫屈	Sidesway buckling
單曲率	Single curvature
細長比	Slenderness ratio
長細比	Slenderness section
摩擦型接頭	Slip-critical joint
空間構架	Space frame
續接	Splice
穩定極限載重	Stability-limit load
鋼承板	Steel deck
屋頂鋼板	Steel panel for roof
樓承板	Steel panel for floor
牆承板	Steel panel for wall
屋頂承板	Steel roof deck
加勁單元	Stiffened element
加勁材	Stiffer
勁度	Stiffness
應變老化	Strain aging
應變硬化	Strain hardening
強度設計	Strength design
強度極限狀態	Strength limit state
應力	Stress
應力集中	Stress concentration
強軸	Strength axial
結構系統	Structural system
短柱	Stub column
連續逼近法	Successive approximation
被支撐構架	Supported frame
切線模數	Tangent modulus
臨時結構物	Temporary structure
張力強度	Tensile strength
張力區效應	Tensile field action
角焊之焊趾	Toe of the fillet

扭矩-拉力關係	Torque-tensile relationship
無支撐長度	Unbraced length
銲蝕	Undercut
不均勻冷卻	Uneven cooling
邊滾軋鋼板	Universal-mill plate
未加勁單元	Unstiffened element
上限載重	Upper bound load
豎向支撐系統	Vertical bracing
牆板	Wall panel
豎材(牆面材)	Wall stub
翹曲扭矩	Warping torsion
弱軸	Weak axial
腹板挫屈	Web buckling
腹板皺曲	Web crippling
銲接	Weld
寬厚比	Width-to-thickness ratio
工作載重	Working load
降伏彎矩	Yield moment
降伏平台	Yield plateau
降伏點	Yield point
降伏強度	Yield strength
降伏應力	Yield stress

附錄二 符號說明

A	橫向加勁材之間距
A_1	承壓面積
A_2	混凝土支撐的全面積
A_b	螺栓的全斷面積
A_g	總斷面面積
A_n	淨斷面積
A_s	加勁材的折減面積
	橫向加勁材的斷面積
A_{se}	加勁材的有效斷面積
A_w	樑腹板面積
b_e	有效寬度
	次肢材或肢材的有效設計寬度
c	轉換載重強度成為載重效應之影響係數
C	全部轉角總斷面積與全斷面積之比值
	施工設備載重，包括人員及設備
C_{mx} 、 C_{my}	彎矩修正係數
C_w	施工中濕混凝土重
	斷面之扭轉-摺曲常數
C_y	壓力應變因數
d	螺栓標稱直徑
	電弧點銲外圍的實際直徑
	樑之深度
	斷面深度
D	縫銲的寬度
	靜載重
d_a	電弧點銲的平均直徑
	縫銲的平均寬度
d_e	最大剪力傳遞面的熔融區有效直徑
	電弧縫接熔融面上的有效寬度
d_h	洞孔直徑
d_s	加勁材的折減有效寬度
D_s	鋼承板重
d_{se}	加勁材的有效寬度 = d_s'
d_{wc}	被裁剪區域的腹板深度

e	沿著受力方向，從基準孔中央點至最鄰近孔邊緣的距離，或至接合部的邊界距離 避免在接合部產生剪力破壞所須之最小邊矩
E	彈性模數 地震力
e_y	降服應變 = F_y/E
f'_c	混凝土抗壓強度
f_1 、 f_2	基於有效斷面而得之應力
f_{av}	未折減之翼板全寬的平均應力(平均應力為翼板最大應力乘以有效設計寬度與真實寬度之比值)
f_b	實際之撓曲壓應力
f_{cr}	純撓曲狀態下之理論挫屈應力
F_{cr}	柱之挫屈應力
F_m	(實際斷面模數 / 指定標稱斷面模數) 比值之平均值
F_{sy}	降服點 接合部材料的降服點
F_u	抗拉強度
F_{u1}	與螺絲頭相接的構材拉力強度
F_{u2}	未與螺絲頭相接的構材拉力強度
F_{wy}	樑腹板或加勁材的降服應力(F_y or F_{ys})，取小者
F_{xx}	美國銲接協會電極分類中銲料金屬的強度編號
F_y	降伏強度
F_{yc}	轉角之伸長降伏應力
F_{yf}	權重平均降伏應力
F_{yu}	原始鋼材極限張力
F_{yv}	原始鋼材降伏應力
g	接近上下翼板的二排聯結物之垂直距離
H	唇緣高度 腹板平坦部分之深度
I_a	加勁材的適用慣性矩。
I_s	加勁材的全斷面慣性矩
I_{sf}	加勁肢材（含中間加勁材）的全斷面慣性矩
I_x	對應 X 軸向之全斷面慣性矩
I_y	對應 Y 軸向之全斷面慣性矩
I_{yc}	斷面受壓部分針對平行於腹通過(全斷面)重心之軸所計算之慣性矩
J	斷面之 St. Venant 扭力常數
k	為鋼板之挫屈係數 挫屈係數

K	有效長度係數
K_v	剪力挫屈係數
K_x	X 軸向之有效長度係數
K_y	Y 軸向之有效長度係數
L	不包括末端半圓部分的縫銲長度 銲道長 活載重 構材之無支撐段長度
L_r	屋頂活載重
L_s	樑長度
L_{st}	橫向加勁材長度
L_x	X 軸向之實際未支撐長度
L_y	Y 軸向之實際未支撐長度
m	單一 C 型鋼的剪力中心至其腹板中間面的距離
M_A	無支撐區段 1/4 位置彎矩之絕對值
M_B	無支撐區段中點位置彎矩之絕對值
M_c	臨界彎矩 無支撐區段 3/4 位置彎矩之絕對值 彈性或非彈性臨界彎矩
M_e	彈性臨界彎矩
M_m	(實際降伏強度 / 最小指定降伏強度)比值之平均值
M_{max}	無支撐區段最大彎矩之絕對值
M_n	僅撓曲存在時之標稱撓曲強度
M_{no}	Z 型斷面之標稱撓曲強度
M_{nx} 、 M_{ny}	對應中性軸的標稱撓曲強度
M_{nxo}	通過形心 X 軸之標稱撓曲強度
M_u	集中荷重或反力 P_u 施力點附近之所需撓曲強度 斷面之所需撓曲強度
M_{ux} 、 M_{uy}	對應中性軸的所需撓曲強度
M_y	使全斷面之最外層受壓纖維開始降服之彎矩
n	臨界平面得孔洞數
n_p	互相平行之橫樑數
N	支承墊實際長度
P	單一螺栓所傳遞的力量
P_{DL}	垂直所造成之軸力
P_E	地震力所造成之軸力
P_{LL}	活載重所造成之軸力
P_m	(試驗彎矩值/公式計算之彎矩) 比值之平均值

P_n	標稱軸壓力強度 型斷面之標稱腹板摺曲強度，為兩個單一腹板依其內側單翼板之載重所計算腹板摺曲強度之和 開槽鋁的標稱強度 電弧點鋁的標稱剪力強度 填角鋁的標稱強度 鋁接的標稱強度 單一螺栓的標稱強度
P_{no}	標稱軸壓力強度
P_{not}	單個螺絲的標稱拔出強度
P_{nov}	單個螺絲的標稱穿刺強度
P_{ns}	單個螺絲的標稱剪力強度
P_{nt}	單個螺絲的標稱拉力強度
P_u	所需軸向壓力強度 彎矩作用下，集中荷重或反力之所需強度 由鋁接所傳遞的所需強度
R	鋼片彎折處外圍的轉彎半徑 內彎半徑 全斷面之迴轉半徑 折減因數
r	螺栓在斷面的承受力與構材張力之比值
r_{cy}	平行於腹板之中性軸向的 C 型斷面旋轉半徑
r_I	合成 I 型鋼在垂直於可能產生挫屈之軸向的旋轉半徑
r_0	以剪力中心計算之全斷面極座標迴旋半徑
R_n	標稱強度
R_r	雨載重
R_u	所需強度
s	螺栓間之行距(與應力方向垂直)，若為單一螺栓，則 s 為板之全寬
S	雪重 樑間距
S_c	以最外層受壓纖維應力達 M_c/S_f 時，計算之有效斷面彈性斷面模數
S_e	有效斷面之彈性斷面模數
S_f	以最外層受壓纖維計算之完全未折減斷面之彈性斷面模數
S_{ft}	對應極端張力面之全面積斷面模數
t	被裁剪區域的腹板厚度 在最大剪力傳遞面上的所有母材的總厚度 接合板中最薄處的厚度 樑腹板厚度

	受壓肢材之厚度
	翼板之厚度或腹板厚度
t_1	與螺絲頭相接的構材厚度
t_2	未與螺絲頭相接的構材厚度
t_e	開槽鉚的有效喉厚
T_n	標稱軸拉力強度
	標稱受拉強度
T_s	接合部之受拉強度
T_u	所需軸向拉力強度
t_w	有效喉厚
	喇叭形開槽鉚與 90 度彎折之斷面表面齊平時之有效喉厚
V_R	偏差係數
V_Q	載重偏差係數
V_n	僅剪力存在時之標稱剪力強度
	樑之標稱剪力強度
w	受壓肢材之平寬
	肢材平寬
	樑翼板接觸承載板之寬度
W	風力
w_1 、 w_2	鉚道腳長
w_f	腹板下投影之翼板全寬
Y	(腹板降伏點)/(加勁材降伏點)
Ω	彎矩之安全係數
Ω_o	安全係數
β	可靠度指數
μ	柏松比，如鋼材則其值為 0.3
λ	細長比
	細長因數
ϕ	強度折減因子
ϕ_b	撓曲之折減因數
ϕ_v	剪力之折減因數
ϕ_w	腹板摺曲之折減因數
ϕR_n	設計強度
θ	腹板平面與承載平面之夾角($45^\circ \leq \theta < 90^\circ$)
	Z 型斷面的腹板面與垂直面之夾角(度)
ρ	減低係數
τ	實際之剪應力
τ_{cr}	彈性範圍內之臨界剪力挫屈應力

純剪力狀態下之理論挫屈應力
鋼之剪力降服應力