

MOTC-STAO-92-11

# 鋼橋極限設計法規範及 解說草案之研訂(一)

執行單位：財團法人臺灣營建研究院

委託機關：交通部

中華民國九十二年十二月十五日

本報告為研究案並不代表交通部意見

# 交通部科技顧問室委託研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：鋼橋極限設計法規範及解說草案之研訂(一)			
國際標準書號(或叢刊書)	政府出版品統一編號	計畫編號	
	1009205295	MOTC-STAO-92-11	
主管：賈玉輝 聯絡電話：02-23492860 傳真號碼：02-23122476 e-mail：yh_jea@motc.gov.tw  承辦人：何森永 聯絡電話：02-23492870 傳真號碼：02-23122476 e-mail：sy_he@motc.gov.tw	研究單位：財團法人臺灣營建研究院 計畫主持人：曾清銓 聯絡電話：02-89195045 傳真號碼：02-89195045 e-mail：tcri311@tcri.org.tw 研究人員：陳生金、楊國珍 周芳萍  通信地址：台北縣新店市中興路二段190號11樓 聯絡電話：02-89195000	其他參與合作之 研究團隊	
		研究期間	
		自 92.03.31 至 92.12.15	
		研究經費	壹佰陸拾萬 元整
關鍵詞：極限設計法，鋼橋，規範			
摘要： 極限設計法已廣為採用於各國之橋梁設計，為增進國內工程界對極限設計法及各設計規範間設計理念之差異有一了解，本報告探討橋梁極限設計法中鋼橋設計規範，藉由回顧橋梁設計規範之演進歷史、各規範間之理論背景及其差異，說明極限設計法規範之變革。預計以二年時程探討鋼材、拉力桿件、撓曲構材、板梁、鋼橋面板、接合、橋柱、支承、疲勞、耐震與防蝕等，並建立國內鋼橋橋梁極限設計法之規範條文草案，以助於增進國內工程界對鋼橋設計規範發展之瞭解與重視，及推動國內橋梁極限設計法，此報告為本研究第一年之成果報告。			
出版日期	頁數	定價	本出版品取得方式
93年1月	210	新台幣 300元整	凡屬機密性出版品均不對外公開，普通性出版品；公營、公益機關團體及學校，由本部依業務性質函送參考，其他需要者可函洽本部免費贈閱，或逕進入 <a href="http://www.motc.gov.tw">www.motc.gov.tw</a> 之科技研究項下下載。
機密等級： <input type="checkbox"/> 限閱 <input type="checkbox"/> 密 <input type="checkbox"/> 機密 <input type="checkbox"/> 極機密 <input type="checkbox"/> 絕對機密 (解密【限】條件： <input type="checkbox"/> 年 月 日解密， <input type="checkbox"/> 公布後解密， <input type="checkbox"/> 附件抽存後解密， <input type="checkbox"/> 工作完成或會議終了時解密， <input type="checkbox"/> 另行檢討後辦理解密) <input checked="" type="checkbox"/> 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見			



# 目 錄

摘要.....	I
Abstract.....	II
目錄.....	III
表目錄.....	X
圖目錄.....	XI
精簡報告.....	XII

## 報告

第一章前言.....	1
1.1 研究計畫目的.....	1
1.2 國內外研究現況.....	2
第二章設計規範之演進.....	3
2.1 設計規範.....	3
2.2 容許應力設計法與塑性設計法.....	5
2.3 極限設計法.....	9
2.4 以可靠度為基準的極限設計法.....	10
2.4.1 強度折減因子之計算.....	13
第三章橋梁結構極限設計法.....	14
3.1 AASHTO 極限設計法規範之架構.....	14
3.2 分析方法之建立.....	16
3.3 可靠度分析之流程.....	16
3.4 極限狀態之界定.....	17
3.5 結構系統之考量.....	18
3.6 規範草案之研究.....	19
第四章本研究預期成果.....	21

# 規範

第一章通則.....	1-1
1.1 適用範圍.....	1-1
1.2 設計原則.....	1-2
1.2.1 一般規定.....	1-2
1.2.2 極限狀態.....	1-2
1.2.3 強度需求.....	1-3
1.2.4 韌性.....	1-5
1.2.5 贅餘度.....	1-7
1.2.6 功能重要性.....	1-8
1.2.7 使用性及其他考慮.....	1-8
1.3 製圖規定.....	1-9
1.3.1 設計圖.....	1-9
1.3.2 施工圖.....	1-10
1.3.3 製圖比例.....	1-10
1.3.4 圖線規定.....	1-10
1.3.5 銲接符號.....	1-11
1.4 常數.....	1-11
第二章材料.....	2-1
2.1 結構鋼材.....	2-1
2.2 樞承、滾承及可搖動支承.....	2-5
2.3 螺栓、螺帽及墊圈.....	2-6
2.3.1 螺栓.....	2-6
2.3.2 螺帽.....	2-7
2.3.3 墊圈.....	2-7
2.4 剪力釘.....	2-8
2.5 銲接材料.....	2-8
2.6 鑄金屬.....	2-9
2.6.1 鑄鋼品及韌性鑄鐵品.....	2-9

2.6.2 可鍛鑄鐵品.....	2-10
2.6.3 鑄鐵品.....	2-10
2.7 不銹鋼材.....	2-10
2.8 吊索.....	2-10
2.8.1 光製鋼線.....	2-10
2.8.2 鍍鋅鋼線.....	2-11
2.8.3 環氧樹脂包覆鋼線.....	2-11
2.8.4 橋梁用鋼絞線.....	2-11
2.9 同等品.....	2-11
第三章載重及載重組合.....	3-1
3.1 通則.....	3-1
第四章一般規定.....	4-1
4.1 跨徑有效長度.....	4-1
4.2 預拱.....	4-1
4.3 鋼材之最小厚度.....	4-2
4.4 隔梁(Diaphragms)橫構架(Cross-Frame).....	4-3
4.4.1 通則.....	4-3
4.4.2 直線 I 型梁.....	4-4
4.4.3 直線箱型梁.....	4-4
4.5 桁架及拱橋.....	4-5
4.6 側向斜撐.....	4-5
4.6.1 通則.....	4-5
4.6.2 直線 I 型梁.....	4-6
4.6.3 直線箱型梁.....	4-6
4.6.4 桁架.....	4-7
4.7 樞接.....	4-7
4.7.1 樞軸之位置.....	4-7
4.7.2 抵抗力.....	4-8
4.7.3 眼桿之最小樞徑.....	4-9
4.7.4 樞軸及樞帽.....	4-9

第五章受拉構材.....	5-1
5.1 通則.....	5-1
5.2 設計拉力強度.....	5-1
5.2.1 通則.....	5-1
5.2.2 折減係數 $U$ .....	5-3
5.2.3 拉力與撓曲共同作用.....	5-5
5.3 淨斷面積.....	5-6
5.4 長細比之規定.....	5-7
5.5 組合受拉構材.....	5-7
5.5.1 通則.....	5-7
5.5.2 穿孔板.....	5-8
5.6 眼桿.....	5-8
5.6.1 設計強度.....	5-8
5.6.2 斷面比例.....	5-9
5.6.3 眼桿之裝設.....	5-9
5.7 樞接板.....	5-10
5.7.1 通則.....	5-10
5.7.2 樞板.....	5-10
5.7.3 斷面比例.....	5-11
5.7.4 樞接構材之裝設.....	5-11
第六章 撓曲構材.....	1
6.1 通則.....	1
6.2 斷面比例限制.....	1
6.2.1 一般比例.....	2
6.2.2 腹板長細比.....	2
6.3 應用.....	3
6.3.1 合成斷面.....	3
6.3.2 合成斷面之施工性.....	9
6.3.3 非合成斷面.....	11
6.3.4 勁度.....	13

6.3.5 梁翼板之風效應.....	14
6.3.6 淨斷面.....	16
6.3.7 橋面板最小負彎矩鋼筋.....	16
6.4 撓曲強度.....	17
6.4.1 撓曲強度之範圍.....	18
6.4.2 撓曲強度之定義.....	25
6.4.3 翼板應力折減係數.....	39
第七章箱型撓曲構材.....	7-1
7.1 通則.....	7-1
7.1.1 組合箱型斷面.....	7-2
7.1.2 單箱梁.....	7-4
7.2 箱型斷面之強度界限狀態.....	7-6
7.2.1 撓曲.....	7-6
7.2.2 剪力.....	7-12
7.3 加勁板.....	7-13
7.3.1 腹板加勁板.....	7-13
7.3.2 受壓翼板加勁板.....	7-14
7.4 翼板與腹板之接合.....	7-15
7.5 施工性.....	7-16
7.5.1 通則.....	7-16
7.5.2 腹板長細比.....	7-16
7.5.3 受壓翼板長細比.....	7-17
7.5.4 剪力.....	7-17
7.6 外部構材之風力效應.....	7-17
7.7 永久變位下之使用性界限控制.....	7-18
第八章橋面板及橋面構件.....	8-1
8.1 橋面板之上部結構.....	8-1
8.1.1 通則.....	8-1
8.1.2 橋面板之有效寬度.....	8-1
8.1.3 整體與局部效應之疊加.....	8-2

8.2 橋面構件及橫梁吊桿.....	8-6
8.2.1 端橫梁.....	8-6
8.2.2 橫梁及橫梁吊桿.....	8-6
8.2.3 橫梁之端部連接.....	8-7
第九章接合設計.....	9-1
9.1 通則.....	9-1
9.2 螺栓接合.....	9-2
9.2.1 通則.....	9-2
9.2.2 因數化抵抗力.....	9-5
9.2.3 螺栓、螺帽及墊圈.....	9-6
9.2.4 螺栓孔.....	9-7
9.2.5 螺栓尺寸.....	9-9
9.2.6 螺栓之間距.....	9-9
9.2.7 受剪抵抗力.....	9-13
9.2.8 抗滑抵抗力.....	9-15
9.2.9 螺栓孔之承壓抵抗力.....	9-18
9.2.10 抗拉抵抗力.....	9-19
9.2.11 剪力與拉力共同作用.....	9-22
9.3 鐸接結合.....	9-23
9.3.1 通則.....	9-23
9.3.2 因數化抵抗力.....	9-25
9.3.3.有效面積.....	9-27
9.3.4.填角鐸尺寸.....	9-30
9.3.5 填角鐸最小有效長度.....	9-31
9.3.6 填角鐸端彎.....	9-32
9.3.7 封鐸.....	9-32
9.4 塊狀剪裂強度.....	9-33
9.5 結合元件.....	9-34
9.5.1 通則.....	9-34
9.5.2 受拉.....	9-35

9.5.3 受剪.....	9-35
9.6 續接.....	9-36
9.6.1 栓接.....	9-36
9.6.2 抗拉構材.....	9-36
9.6.3 抗壓構材.....	9-36
9.6.4 撓曲構材.....	9-37
9.6.5 填板.....	9-38
9.6.6 銲接續接.....	9-39
9.7 剛節構架接合.....	9-39
9.7.1 通則.....	9-39
9.7.2 腹板.....	9-40
第十章 結構型式.....	10-1
10.1 結構型式規定.....	10-1
10.1.1 梁式橋樑.....	10-1
10.2 桁架.....	10-1
10.2.1 通則.....	10-1
10.2.2 桁架桿件.....	10-2
10.2.3 二次應力.....	10-2
10.2.4 隔板.....	10-3
10.2.5 拱度.....	10-3
10.2.6 工作線及重心軸.....	10-3
10.2.7 門型構架與抗側移支撐.....	10-4
參考文獻.....	A-1
附錄 1 美國 AASHTO-LRFD 規範載重篇錄.....	A1-1
附錄 2 符號對照表.....	A2-1
專家座談會會議紀錄.....	A3-1
期中報告審查會審查意見回復.....	A4-1
期末報告審查會審查意見回復.....	A5-1

# 表目錄

## 報告

表 2-1 目前規範常用之值與對照表 .....	12
表 2-2AASHTO-LRFD 規範之強度折減係數.....	13

## 規範

表 2.1-1 結構鋼材依型鋼、強度、厚度所訂之機械性質 .....	2-1
表 C2.1-1JIS 焊接規格 .....	2-2
表 C2.1-2JISZ2242 焊接規格 .....	2-3
表 C2.1-3CNS 焊接鋼材後度限制.....	2-4
表 2.2-1 樞承、滾承及可搖動支承依尺寸及強度所訂之機械性質 .....	2-5
表 2.3-1 螺栓規格 .....	2-6
表 2.3-2 螺帽規格 .....	2-7
表 8.1-1 腹板 $k$ 值.....	2-5
表 9.2.4.2-1 螺栓孔尺寸限制 .....	8-8
表 9.2.8-1 螺栓最小預拉力 .....	9-15
表 9.2.8-2Kn 值 .....	9-15
表 9.2.8-3Ks 值.....	9-16
表 C9.3.1-1 銲材相稱鋼材.....	9-24
表 9.3.4-1 填角銲最小尺寸 .....	9-30

# 圖目錄

## 報告

圖 2-1 結構設計中載重與強度之關係 .....	6
圖 2-2 AISC-ASD 及 PD 之強度與載重關係 .....	8
圖 2-3 極限設計法中之強度與載重分佈圖 .....	10
圖 3.1 LRFD 極限設計法規範之架構 .....	14
圖 3.2 可靠度分析之流程 .....	17

## 規範

圖 C1.2-1 安全指標 $\beta$ 之定義 .....	1-5
圖 C1.2-2 材料強度 $R$ 與外荷重 $Q$ 之強度頻率關係圖 .....	1-5
圖 C5.2-1 $x$ 值決定 .....	5-4
圖 C7.1.1-1 $W$ 及 $a$ 之定義 .....	7-2
圖 C9.3.3-1 填角銲之理論銲喉 .....	9-28
圖 C9.3.3-2 全滲透開槽銲之理論銲喉 .....	9-28
圖 C9.3.3-3 部份滲透開槽銲之理論銲喉。 .....	9-29
圖 C9.3.3-4 部份滲透銲與填角並用時之有效銲喉。 .....	9-29

## 精簡報告

隨著電腦科技的進步、分析方法的提昇及工程經驗的累積，不僅橋梁結構在設計上有長足之進步，工程實務之設計規範亦隨著對結構行為之逐步了解而不斷地更新，如加拿大及歐洲橋梁設計之主流皆為極限設計法，美國建築鋼結構極限設計法亦已於 1986 年公佈施行，而橋梁結構之極限設計法也已於 1994 年公佈施行，目前美國已要求接受聯邦經費補助之橋梁工程必須採用極限設計法設計，並擬訂於 2007 年全面改用極限設計法。

極限設計法之前身為塑性設計法，其主要以鋼結構之塑性設計發展而來，塑性設計法自 1950 年代發展至今已 50 餘年，近二、三十年發展為更為合理的極限設計法，因其以可靠度為基礎的設計理念，除提供結構物一致的安全度外亦符合經濟效益，故自 1950 年代起即廣為歐洲國家所採用。如加拿大在經過多年的調查與研究後發現容許應力設計法未能真實反映結構行為，提供經濟且安全之結構設計，故於 1978 年起將極限設計法用於橋梁設計中。相較而言，美國對於極限設計法之應用卻較晚，直到 1986 年才由 AISC (American Institute of Steel Construction) 頒佈建築之鋼結構極限設計法，而橋梁結構之極限設計法至 1994 年才由 AASHTO 公佈施行，目前極限設計法已成為美國聯邦公路總署 (FHWA) 所規定由聯邦政府所資助設計興建之橋梁所採用唯一之設計方法。

雖然國內目前鋼橋比例有大幅增加之趨勢，高難度之大型鋼橋技術亦直逼世界水準，然橋梁設計規範仍以容許應力設計法為主。而國內鋼結構建築極限設計法規範已於民國 87

年 9 月公佈、民國 88 年 1 月 1 日正式施行。由於容許應力法以彈性理論進行分析，無法反映不同結構構件及不同結構系統之影響，且未考慮載重變異之影響，故其安全性令人質疑，為使工程界能藉由更新之設計規範更清楚地了解橋梁結構之力學行為以設計出安全、經濟之結構物，對於現行橋梁規範之修訂乃為刻不容緩。

本計畫之目的即在擬定適合國內本土化之鋼橋極限設計法規範，藉由回顧橋梁設計規範之演進歷史、各規範間之理論背景及其差異，進一步探討極限設計法規範之變革，研究內容以鋼橋設計規範及其解說為主，主題包含第一年度：鋼材、拉力桿件、撓曲構材及板梁、鋼橋面板、接合，及第二年度：橋柱、支承、疲勞、耐震與防蝕等。本報告為第一年度之期末報告，報告內容分為兩部分，其一為研究報告部分，另一則為研究成果部分，即鋼橋設計規範及其解說之草案。

有關研究報告部分包含第一章前言、第二章設計規範之演進、第三章橋梁結構極限設計法、及第四章之預期成果，各章之內容摘要如下：

第一章前言，說明本研究背景、目的、及國內外橋梁極限設計法之現況。

第二章設計規範之演進，因國內橋梁設計多以美國為依歸，故本章以美國 AASHTO 橋梁設計規範為例，說明橋梁設計歸規範自自 1931 年容許應力設計法(Allowable Stress Design, ASD)、1971 年載重因數設計法(Load Factor Design, LFD)、1985 年載重因數替代設計法(或稱為替代設計法, Alternate Load-Factor Design, ALFD)，演進至 1994 年之極限設計之背景及各規範間之異同，並介紹極限設計法中所此

採用的可靠度觀念。

第三章橋梁結構極限設計法中，首先介紹美國 AASHTO 極限設計法規範之架構，其中包含分析方法之建立、可靠度分析之流程、極限狀態之界定、及結構系統之考量等，進而規劃本研究規範草案之研究方法。在極限設計法中，容許使用至材料之極限狀態，結構已不再侷限於傳統的彈性行為及彈性分析，只要能滿足力平衡條件(equilibrium)與符合變形條件(compatibility)之分析方法均為規範所接納。此趨勢除給予工程師更寬廣的設計空間外，亦負於工程師更大的責任。此外，由於極限設計法首度採用可靠度分析之概念，因此不論是安全指標  $\gamma$ 、強度折減係數  $\phi$  或載重放大係數  $\eta$  均須依據統計資料重新建立。極限設計法中亦明定四種極限狀態，分別為：服務極限狀態(Service Limits States)、疲勞及斷裂極限狀態(Fatigue and Fracture Limit States)、強度極限狀態(Strength Limit States)、重大事件極限狀態(Extreme Event Limit States)，設計者可依結構物之需求選擇不同之設計等級，更精確的模擬橋梁結構之破壞模式，亦更符合經濟效益。

第四章預期成果中，說明第一(本)年度(民國九十二年三月三十一日~九十二年十二月十五日) 預定完成之鋼結構橋梁極限設計法設計規範條文之研訂，如材料、拉力桿件、撓曲構材、板梁、接合等，以及第二年度預定工作項目，除繼續完成鋼結構橋梁極限設計法之橋柱設計，支承設計，疲勞設計，耐震設計等規範條文之研訂，及極限設計法之解說研擬外，並包含邀請相關之學者專家進行本規範草案之討論並進行初審。

第一年之完成之鋼橋設計規範及其解說之草案包含通則、材料、一般規定、受拉構材、撓曲構材及板梁、箱型撓

曲構材、橋面板及橋面構件、接合設計、及結構型式等之條文與解說。

由於本研究僅進行鋼結構橋梁之極限設計法，對於推動橋梁結構極限設計法之工作則建議應儘速規劃，作為下一階段之推動項目，也惟有 RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目皆能完成後，國內之橋梁設計方能進入極限設計法之時代。

# 第一章 前言

## 1.1 研究計畫目的

隨著電腦科技的進步、分析方法的提昇及工程經驗的累積，不僅橋梁結構在設計上有長足之進步，工程實務之設計規範亦隨著對結構行為之逐步了解而不斷地更新，國內不僅鋼橋比例有大幅增加之趨勢，高難度之大型鋼橋技術亦直逼世界水準，然橋梁設計規範仍甚為老舊，為使工程界能藉由更新之設計規範更清楚地了解橋梁結構之力學行為以設計出安全、經濟之結構物，對於現行橋梁規範之修訂乃為刻不容緩。如過去工程界所常用之容許應力設計法已逐漸被淘汰，設計理念已逐漸往強度設計法，塑性設計法，甚或極限設計法發展，如加拿大及歐洲橋梁設計之主流皆為極限設計法，美國建築鋼結構極限設計法亦已於 1986 年公佈施行，而橋梁結構之極限設計法也已於 1994 年公佈施行，目前美國已要求接受聯邦經費補助之橋梁工程必須採用極限設計法設計，並擬訂於 2007 年全面改用極限設計法。反觀國內，有關建築之極限設計法已於民國 87 年 9 月公佈、民國 88 年 1 月 1 日正式施行，而鋼橋設計仍沿用老舊之容許應力設計法，因此本計畫之目的即在擬定適合國內本土化之鋼橋極限設計法規範，藉由回顧橋梁設計規範之演進歷史、各規範間之理論背景及其差異，進一步探討極限設計法規範之變革，研究內容以鋼橋設計規範及其解說為主，主題包含第一年度：鋼材、拉力桿件、撓曲構材及板梁、鋼橋面板、接合，及第二年度：橋柱、支承、疲勞、耐震與防蝕等。

## 1.2 國內外研究現況

目前國內橋梁設計規範以容許應力設計法為主，容許應力法

以彈性理論進行分析，藉由安全係數折減結構構件強度並限制其強度於彈性範圍內以提供結構之安全度，然因容許應力設計法未能反映不同結構構件及不同結構系統之影響，且未考慮載重變異之影響，故其安全性令人質疑，目前在結構設計上已逐漸被淘汰，取而代之者為以可靠度為基礎之極限設計法，極限設計法藉由可靠度分析理論，使橋梁各桿件之設計具有一致之安全性。此外，有鑑於極限設計法已成為歐美各先進國家量設計之主流，為提昇國內橋梁設計之水準，探討並研擬適合國內本土化之橋梁設計規範有其必要性。

極限設計法之前身為塑性設計法，其主要以鋼結構之塑性設計發展而來，塑性設計法自 1950 年代發展至今已 50 餘年，近二、三十年發展為更為合理的極限設計法，因其以可靠度為基礎的設計理念，除提供結構物一致的安全度外亦符合經濟效益，故自 1950 年代起即廣為歐洲國家所採用。如加拿大在經過多年的調查與研究後發現容許應力設計法未能真實反映結構行為，提供經濟且安全之結構設計，故於 1978 年起將極限設計法用於橋梁設計中。相較而言，美國對於極限設計法之應用卻較晚，直到 1986 年才由 AISC (American Institute of Steel Construction) 頒佈建築之鋼結構極限設計法，而橋梁結構之極限設計法至 1994 年才由 AASHTO 公佈施行，目前極限設計法已成為美國聯邦公路總署 (FHWA) 所規定由聯邦政府所資助設計興建之橋梁所採用唯一之設計方法。而於民國 87 年 9 月公佈、民國 88 年 1 月 1 日正式施行之建築鋼結構極限設計法規範則為國內首度採用極限設計法之設計規範。

## 第二章 設計規範之演進

設計規範乃為將結構行為以條文的方式表示，以方便工程師遵循及達到確保結構物安全之目的。在研擬本土化之鋼橋極限設計法規範前需瞭解各規範之理論背景與演進，及其差異與優劣。回顧歐美日各國設計規範雖發展年代不一，惟不論為容許應力法、載重因數法、替代設計法或極限設計法之基本設計理念均不因國、因地而異，因此本研究計畫擬以國內橋梁工程師較熟悉之美國 AASHTO 設計規範之發展為藍本並參考其他國家相關規範與資料，及國內設計施工環境，以研擬適合國內之鋼橋極限設計法規範。

### 2.1 設計規範

從事設計工作必須以一標準規範為依據，而這些規範不外規定一些在設計過程中所必須遵守的基本事項，諸如載重的計算方法，構材強度(或容許強度)的計算等，希望能經由這些規範的訂定與遵循而設計、建造一些合於安全與經濟的結構物。但一個結構物在設計、施工，甚至使用的過程中可能包含甚多的不確定因素(uncertainties)足以影響結構物的安全性，這些因素包括以下幾類：

1. 分析及設計上所作的近似假設。例如假設完全無摩擦力的鉸接，或以平面構架模擬實際結構的三度空間行為等。
2. 材料性質之變化。例如設計時採用之鋼材標稱降伏應力為  $2.5 \text{ tf/cm}^2$ ，而實際上使用之鋼材降伏應力可能高達  $3.5 \text{ tf/cm}^2$  等。
3. 實際施工尺寸與設計尺寸之誤差。
4. 施工品質之控制。

5. 預估載重之準確性。如國內橋梁常有超載之問題，而風力、地震力等更是難以準確的預估。
6. 應力集中效應。如鋼板切割、鑽孔等常引致極大的局部應力集中效應。
7. 殘餘應力的影響。如熱軋型鋼不均勻冷卻、或因銲接、整型等引致殘餘內應力的存在。
8. 設計上之用途與實際使用之差異。如住宅大樓被改為辦公大樓或作為商業用途等。

上述這些不確定因素又可歸納為屬於結構分析，屬於結構強度及屬於載重預估等三大類，而如何使用安全係數來涵蓋這些不確定因素所造成的影響乃代表著不同的設計理念，而事實上對於規範的演進也可視為對安全係數詮釋的改變。當然所有的規範都是以安全及經濟為著眼點，但對其所隱含的不同設計理念實有必要瞭解，更可由此明白設計規範的精神。

由於工程技術的不斷進步，各種學理的日益精進，對於一些過去不確定的因素也逐漸能夠瞭解，因此無須再使用較大的安全係數來涵蓋這些不確定因素，新的規範其安全係數乃逐漸降低，舉例來說，對於受同樣載重的兩跨連續梁，依照 AISC 不同時代的規範所設計出來的型鋼尺寸如下：

AISC-1923 W20X64.5

AISC-1936 W21X59

AISC-1945 W18X50

AISC-1963 W18X45

AISC-1969, 1978 W18X35

由上可知從 1923 到 1978 年間對上述的設計例，型鋼的重量可節省  $(64.5-35)/35=0.84=84\%$ 。而這也說明由於過去對於結構行為的瞭解不夠，因此在結構設計上必須採用較大的安全係數，但

隨著工程知識的進步，對於甚多過去不甚清楚的問題已經能夠掌握的較為精確，也因此能夠在設計上改採較小的安全係數，所設計的結構也因此變得更為經濟，而這也就是工程的進步。而一般規範的改變除了上述的情形外，另外亦常因知識的進步，發現過去的設計不夠保守或甚至是錯誤的，新的規範加以修正後，設計則變得較為安全但可能較為昂貴。惟就整體而言，規範的演進乃朝向更為安全、合理，及經濟的方向在發展。

以美國橋梁設計規範為例，自 1921 年起由 AASHO (American Association of State Highway Officials, AASHTO 之前身)此一專職機構負責橋梁規範之研發與制訂，1931 年頒佈第一版橋梁設計規範，而後分別於 1935 年、1941 年、1944 年、1949 年、1953 年、1957 年、1961 年、1965 年、1969 年、1973 年、1977 年、1983 年、1989 年、1992 年更新，至今 1996 年之第十六版，平均每四年更新一次，並另於 1994 年頒佈 LRFD 設計規範。設計方法自 1931 年容許應力設計法 (Allowable Stress Design, ASD)、1971 年載重因數設計法 (Load Factor Design, LFD)、1985 年載重因數替代設計法 (或稱為替代設計法, Alternate Load-Factor Design, ALFD)，演進至 1994 年第一版之極限設計法 (Load and Resistance Factors Design, LRFD)，並於 1998 及 2002 分別再版，已能更充分的掌握結構特性，精確的描述結構行為及確保結構安全。

## 2.2 容許應力設計法與塑性設計法

在結構的設計上，為因應功能的需求而有相對應的載重 (Load,  $Q$ )，而為承擔這些載重必須設計足夠的結構強度 (Resistance,  $R$ )，如圖 2-1 所示。也因此載重與強度是設計上主要的兩個考慮因素，當整體結構或其部份構件在受力狀態下，未

能滿足原設計之目的與功能時，此結構可能已進入其極限狀態 (limit state)。一般結構之極限狀態可分為：(一)強度極限狀態 (strength limit state)，如結構元件或整體結構受外力作用或其它原因而未能保持原設計之承載能力。(二)使用性極限狀態 (serviceability limit state)，如變形、撓度或振動太大以致影響其使用性。而結構設計之主要目標亦在於防止結構物在預估使用期限內產生上述之極限狀態。但結構物之設計、施工至使用過程中有甚多之不確定因素皆可能影響其強度極限或使用性極限。針對這些可能導致結構物進入極限狀態之因素，一般設計規範均以安全係數來加以防範，而過去常用的設計理念，乃以折減材料之強度來作為設計之安全係數，此即為容許應力設計法 (Allowable Stress Design, ASD)，亦有將工作載重乘上一載重係數 (安全係數) 以涵蓋設計上之不確定因素者，如塑性設計法 (Plastic Design, PD)。

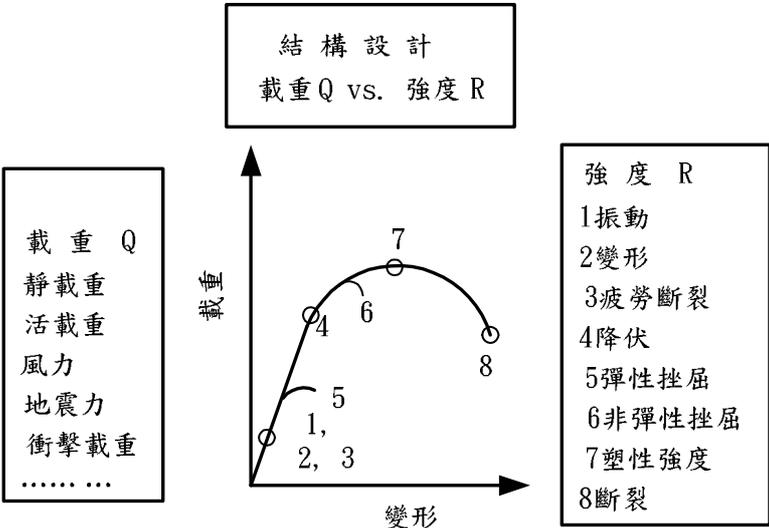


圖 2-1 結構設計中載重與強度之關係

結構強度的定義可利用廣義的極限狀態來代表，極限狀態可能是彈性極限，也可能是塑性極限，更可以是穩定極限，疲勞強

度，斷裂強度，變形過大，振動劇烈等極限(如圖 2-1)，在這些極限狀態裏，除了變形，振動是屬於規範所規定的服務品質(serviceability，或稱使用性)外，其餘諸項皆可歸類為破壞極限，而一個成功的設計工作即是設計一結構物的抵抗強度大於將來可能加諸於結構上的載重，而對於一個結構物的破壞極限由於定義上的不同而致有許多不同的設計理念，在容許應力設計法(ASD)中是以容許應力作為設計標準，亦即容許應力為極限強度除以安全係數，如張力桿件之容許應力可以下式代表之。

$$F_a = \frac{F_y}{F.S.} \quad \text{或} \quad F_a = \frac{F_u}{F.S.} \dots\dots\dots 2-1$$

其中  $F_y$  為降伏應力， $F_u$  為極限抗拉應力。此亦可由圖 2-2 說明，若設計之載重在座標軸上以 Q 代表，而強度以 R 為代表，在設計上，很明顯的強度 R 應在 Q 之右邊，亦即強度 R 應大於載重 Q，至於 R 應離開 Q 多少則為安全係數的考量，在 ASD 設計法裏則將強度折減為 R/FS (FS 為安全係數)，只要此折減後之容許應力值仍在 Q 之右邊，則代表經折減後之強度仍然大於載重，故仍屬於安全。此種設計理念是把所有的不確定因素以折減容許應力(強度)來代表之，亦即是以折減材料的強度來達成設計上安全的保障，唯此種設計方法一則未能真實的考慮載重及分析上的不確定因素，而且以彈性極限為破壞極限也低估了結構體在部份達到降伏後因應力重分配後所具有的極限強度，因此此種設計理念也逐漸的被淘汰，目前工業化國家中之鋼結構設計僅剩日本以 ASD 為主，美國已逐漸轉換為 LRFD，而歐洲、加拿大等亦早已改為極限設計法。

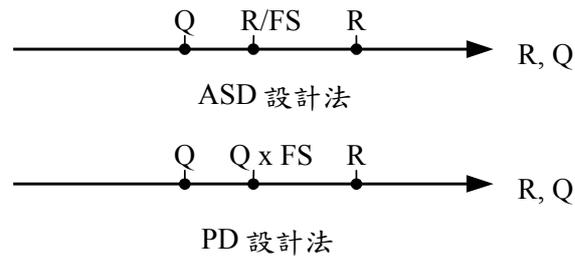


圖 2-2 AISC-ASD 及 PD 之強度與載重關係

鋼結構設計裡另一重要的設計理念即是塑性設計法(Plastic Design Method)，其與工作應力法最主要的不同點乃是將載重乘以一載重因子（安全係數）成為極限荷重，再以此荷重來進行設計。如圖 2-2 中可見將工作載重，乘以一載重因子( $Q \times LF$ ， $LF$  為載重因子，亦為安全係數)，只要此放大後之載重仍然小於強度，則仍可保障結構的安全。唯極限強度乃以塑性強度(plastic strength)為考慮因素，因此此種設計方法較彈性設計法合理，事實上早在 1914 年匈牙利的 Gaber Kazinczy 即已開始進行梁塑性強度的研究，唯在這方面的發展一直甚為緩慢，到 1940 年後經美國理海大學(Lehigh University) 進行一系列研究後對塑性設計也較具信心，而 1961 年 AISC 規範也第一次接受塑性設計法；但因此種設計方法乃針對結構產生破壞機構(collapse mechanism)的狀態進行設計，必須進行塑性分析(非線性分析)，因此分析過程較為繁複，對於多層剛構架若無電腦的協助幾乎無法進行，但又受限於可靠的非線性分析程式不多，且非線性分析亦受載重的增量、及次序等影響，而可能產生不同之答案。且在塑性設計上主要的精神在於其塑性彎矩重分配之考量，而為達成其具塑性彎矩重分配之能力則必須在構材斷面性質上(如寬厚比，深厚比)，及側向支撐上加強，如此一來對於受垂直力控制之結構其造價不一定會較經濟，而對於受地震力控制之結構，則因其對韌性之需

求甚高，因此塑性設計之要求可能不夠，尤其是在地震力下塑性鉸往往發生在梁柱接頭區，而其韌性能力受接頭細部設計所影響，但一般塑性設計對接頭之細部處理甚少討論。且塑性設計僅考慮塑性破壞機構的產生，並未考慮疲勞、斷裂、失穩或使用性極限等。在這些因素下塑性設計受接納的程度並不高；因此直到 1989 年的 AISC-ASD 及 PD 設計規範中，塑性設計之規定僅有一章(Chapter N)，而其所佔的篇幅和 ASD 不成比例，且 AISC 規範裡有關塑性設計的方法並未普遍的被使用，但塑性鉸及破壞機構的行為則已溶入於目前的設計中，尤其是在耐震設計中更須要有這些基本的知識。

與塑性設計類似的為載重係數設計法(Load Factor Design，LFD)，其亦以一放大的載重因子作為設計的安全係數，但這一載重因子的訂定則考慮各種載重的變異情形，對於發生頻率不高的載重組合則採用較小的載重因子，此種設計方法源自於歐洲，雖然較塑性設計法進步，但其亦可視為極限設計法發展過程中的產物，因此在極限設計法發展完成後即被其所取代。

## 2.3 極限設計法

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，前述容許應力設計法或塑性設計法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是最佳的方法。在圖 2-2 中可見不論是載重或強度，皆僅考慮其標稱之特定值，但實際上載重及強度皆非為明確的特定值，而是某一分佈曲線，如圖 2-3 所示，當然強度的分佈圖應在載重分佈圖之右側，唯在某些特殊狀況下可能由於強度偏低而載重偏高，致使強度在載重的左側，如圖 2-3 的斜線部份，而此部份也代表結構失敗的情形。圖 2-3 顯示結構失敗的可能性受強度及載重分佈的特性所

影響，因此近年來，設計方法逐漸傾向採取以可靠度理論為基礎之極限設計法，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，較能達到一致之水準。此種方法可以下式來說明：

$$\phi_i R_i \geq \sum \gamma_i Q_i \dots\dots\dots 2-2$$

其中  $\phi_i$  為構材的強度折減係數， $\phi_i < 1.0$ ； $R_i$  為標稱強度； $\gamma_i$  為載重放大係數， $\gamma_i > 1.0$ ； $Q_i$  則為標稱載重；而  $\phi_i$  及  $\gamma_i$  皆以可靠度分析之方法決定之

。由於此法同時考慮載重與強度的變異性，在美國又稱為載重與強度係數設計法(Load and Resistance Factor Design，簡稱 LRFD)，唯因其考慮到各種極限狀態，如強度極限狀態及使用性極限狀態，因此在其他國家一般稱之為極限設計法。以可靠度分析為基礎之極限設計法可在不同的設計情況下，如張力構件，壓力構件等，或不同的載重組合時，保持預先設定的安全性或可靠度。此法亦可由設定之可靠度來反應預期的破壞型式，例如設定梁構材比柱構材先達降伏，可提供預警作用。而設計者經由可靠度設計的步驟，能更了解功能需求和結構行為的相互關係。

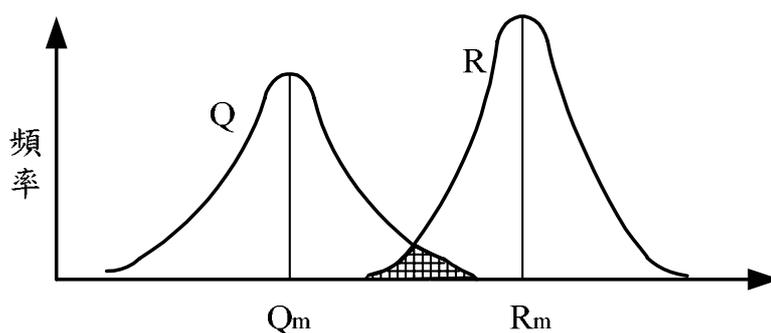


圖 2-3 極限設計法中之強度與載重分佈圖

## 2.4 以可靠度為基準的極限設計法

工程系統的可靠度可藉由工程系統失敗的或然率推導之，功

能函數一般可定義為多變數函數如  $g(X)=g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 。函數  $g(X)$  可用以決定系統的各種可能狀態：

$$g(X) > 0 \quad \text{表安全狀態} \dots\dots\dots 2-3$$

$$g(X) < 0 \quad \text{表失敗狀態} \dots\dots\dots 2-4$$

$$g(X) = 0 \quad \text{表系統達極限狀態} \dots\dots\dots 2-5$$

在二維變數中可以下式代表：

$$g(R, Q) = R - Q \dots\dots\dots 2-6$$

其中  $R$ 、 $Q$  分別為系統抵抗力及外力。若假設  $R$  與  $Q$  的或然率分佈為已知，而且假設  $R$  與  $Q$  為統計上獨立且連續事件，則系統失敗的機率  $P_f$  為：

$$P_f = P(R < Q) = \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \dots\dots\dots 2-7$$

其中  $F_R(x)$  為隨機變數  $R$  的累積或然率分佈函數 (cumulative probability distribution function, CDF)，而  $f_Q(x)$  則為隨機變數  $Q$  之或然率密度函數 (probability density function, pdf)。若  $R$  及  $Q$  皆為常態分佈，則

$$P_f = \Phi \left[ -\frac{R_m - Q_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] = \Phi(-\beta) \dots\dots\dots 2-8$$

其中  $R_m$ 、 $Q_m$  分別為  $R$  及  $Q$  之平均值，而  $\sigma_R$ 、 $\sigma_Q$  則分別為  $R$  及  $Q$  之標準偏差， $\Phi$  為標準常態或然率分佈函數， $\beta$  則稱為安全指標 (safety index) 或可靠度指標 (reliability index)。2-8 式使用於早期以或然率為基礎之設計規範中，且因  $[\ln(R/Q)]_m \doteq \ln(R_m/Q_m)$ ， $\sigma_{\ln(R/Q)} \doteq \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ ，所以

$$\beta = \frac{[\ln(R/Q)]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} = \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \dots\dots\dots 2-9$$

在上式中安全指標  $\beta$  與失敗機率  $p_f$  有關，表 2-1 則為目前規範常用之  $\beta$  值與  $p_f$  之對照表。但欲求得安全指標則必須先求得 R 及 Q 的分佈資料，若無法得到 R 及 Q 之分佈變異情形則無法得到失敗機率的大小。而在設計上若將整體結構系統及桿件之安全指標  $\beta$  一定值，則此結構之系統及桿件將可維持其相同的破壞機率，而與載重或桿件型態無關，因其變異性已在安全指標  $\beta$  之設定時即已考慮在內。對一個結構物內的不同桿件亦可設定不同的安全指標，以強制破壞發生的模式，如在耐震設計時可設定柱具較高之安全指標，以達成強柱弱梁的破壞機制，或設定接合位置的安全指標  $\beta$  較連接構件為高，以避免接合提早破壞。如目前 AISC-LRFD 對接合之安全指標  $\beta$  設定為 4.5，而一般桿件則為 3.0。對於不同功能的結構物亦可設定不同的安全指標，如一般建築物  $\beta$  可設定為 3.0，重要的建築物  $\beta$  可設定為 4.0，而臨時結構物  $\beta$  則可設定為 2.5。

表 2-1 目前規範常用之  $\beta$  值與  $p_f$  對照表

安全指標	破壞機率 $p_f$
5	$2.9 \times 10^{-6}$
4	$3.2 \times 10^{-5}$
3	$1.4 \times 10^{-3}$
2	$2.3 \times 10^{-2}$

在極限設計法規範的制定上當然可以依照上述可靠度的方法及載重與強度的分佈資料，選定一安全指標，以求得整體設計得到均一的可靠度。但因目前載重及強度的分佈資料尚不夠完整，因此事實上目前極限設計法規範雖然採用可靠度的觀念，但其安全指標的設定仍仰賴與舊有規範的校核(calibration)，以獲致

與舊規範相近的安全指標;而建立一完全遵照可靠度原理的極限設計法規則仍有待更多的強度及載重資料的建立。

### 2.4.1 強度折減因子之計算

在 2.1 節中曾說明設計上有甚多不確定因素，而其中有關強度的部份可以歸類為材料強度的變異性(Material factor, M)，製作上的變異性(Fabrication factor, F)，及理論強度與實際強度之變異性(Professional factor, P)。其中材料強度的變異性 M，代表實際材料強度與標稱強度的比值，如實際降伏應力與標稱降伏應力之比值，此部份資料甚為豐富，通常來自於原素材的試驗資料，如鋼廠的材料試驗資料，或檢驗單位之資料。製作上的變異性如初始變位，尺寸精度、或實際面積與標稱面積之比值等，此部份資料通常來自於鋼構廠的製作品質管制工作，也已有不少資料。至於理論強度與實際強度之變異則一般來自於桿件結構試驗強度與理論計算強度之比值，唯這些資料則相對的較為缺乏。

表 2-2 為 AASHTO-LRFD 各種桿件之強度折減因子，我國鋼結構之材料製作與施工規範與美國類似，在未有更進一步的調查資料前，可暫採與美國 AASHTO-LRFD 相同之強度折減因子。

表 2-2 AASHTO-LRFD 規範之強度折減係數

桿件	極限狀態	$\phi$
張力構材	降伏極限狀態	0.95
	撕裂極限狀態	0.78
壓力構材		0.9
撓曲構材		0.9
螺栓接合	張力強度	1.0
	承壓型剪力強度	0.8
	工作載重下摩阻型剪力強度	0.8
銲接接合	依銲接方式及受力狀態而定	0.85、0.8
剪力撕裂	塊狀剪力撕裂	0.8

### 第三章 橋梁結構極限設計法

#### 3.1 AASHTO 極限設計法規範之架構

由於國內之橋梁設計規範主要參考 AASHTO 之規範，本研究除將參考其他國家規範外，亦將以 AASHTO 之 LRFD 規範為藍本，在此先對 AASHTO 之極限設計法規範進行介紹。AASHTO 於 1994 所公佈之 LRFD 極限設計法規範之架構可以圖 3.1 表示。

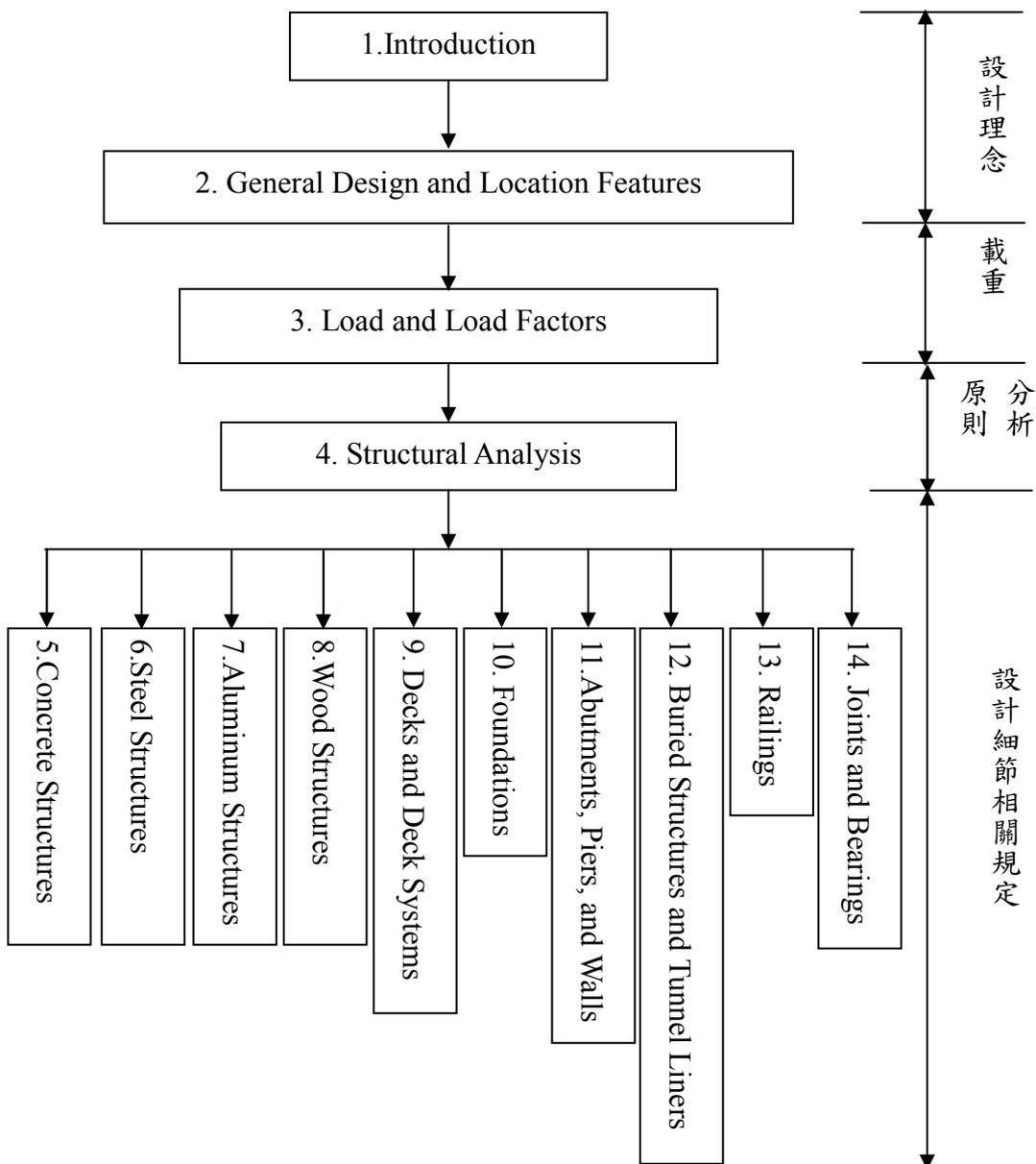


圖 3.1 LRFD 極限設計法規範之架構

AASHTO 極限設計法之架構與歷年規範之編排方式差異甚大，有朝著依設計者之設計流程修正之趨勢。因極限設計法為一新的設計理念，因此規範於第一章中即開宗明義的定義規範之適用範圍、各專有名詞之定義、規範之設計理念，及各極限狀態之定義；第二章則呼應各極限狀態訂定設計目標，同時亦首次將橋梁整個生命週期，包括規劃、設計、施工、檢測、維修等做一整體之考量，橋梁結構物除須滿足設計年限內之強度、勁度需求外，同時亦須檢討長期河川沖刷影響、耐久性、維修檢測之便利性、未來拓寬之可行性等，足見極限設計法所考量之層面更完整。第三章之載重及載重因數則延續第一章中各極限狀態之定義及第二章設計之目標，對不同之載重給予不同之載重係數及載重組合，以作為設計時之依據。

由於結構之模擬及分析之方法影響分析之結果甚鉅，尤其極限設計法中往往已進入材料之非線性行為，因此於第一至三章中界定各極限狀態、設計目標及依各相對應之載重組合後，於設計者著手進行分析前，規範又將結構之模擬、材料在線性彈性及非線性分析下之假設及其結構行為給予明確之定義，一方面除提供設計者自由之選擇空間外，另一方面亦提醒設計者必須以了解結構行為為前提，清楚的知道結構模擬與結構分析時之假設與限制，不可盲目的採用電腦分析數據，如此才可真正掌握橋梁結構之安全。

五、六、七、八、九章主要為上部結構使用不同材料下相關設計細節之規定條文，包含第五章之混凝土結構(Concrete Structures)、第六章之鋼結構(Steel Structures)、第七章之鋁製結構(Aluminum Structures)、第八章之木結構(Wood Structures)，及第九章之橋面板系統(Decks and Deck System)，接著為下部結構相關設計規範，包含第十章之基礎(Foundation)、十一章之橋台、

橋墩及擋土牆(Abutments、Piers and Walls)，十二章之地下結構物及襯砌，最後則是十三章欄杆及十四章之支承與伸縮縫之設計規範。整體而言規範之編排方式較以往有更明顯之脈絡可循。

此外，於規範條文之右側則放入其相對應之解說，不僅使設計者更能充分了解規範條文訂定之背景及原則，更可藉由解說中進一步了解結構行為與條文間之關聯性，有助於設計者掌握結構之安全。

### 3.2 分析方法之建立

規範之制定過程主要為觀察結構受力行為及其破壞模式，從中挑選出影響其行為之重要參數，藉由數值的分析與模擬，將此些重要參數以簡潔明確之條文表達，以方便設計者使用。因此，結構的分析與模擬都必須以真實反映結構行為為前提。

於極限設計法中，容許使用至材料之極限狀態，結構已不再侷限於傳統的彈性行為及彈性分析，只要能滿足力平衡條件(equilibrium)與符合變形條件(compatibility)之分析方法均為規範所接納。此趨勢除給于工程師更寬廣的設計空間外，亦負於工程師更大的責任，去了解結構行為，並反映於結構設計中。

### 3.3 可靠度分析之流程

由於極限設計法首度採用可靠度分析之概念，因此不論是安全指標 $\beta$ 、強度折減係數 $\phi_i$ 或載重放大係數 $\gamma_i$ 均須依據統計資料重新建立，因此，可靠度分析為建立極限設計法規範中極重要之一環，其分析項目主要包括橋梁基本資料之蒐集及建立、選定標的安全指標 $\beta_T$ 、計算載重放大係數 $\gamma_i$ 及強度折減係數 $\phi_i$ ，其分析流程如圖 3.2。

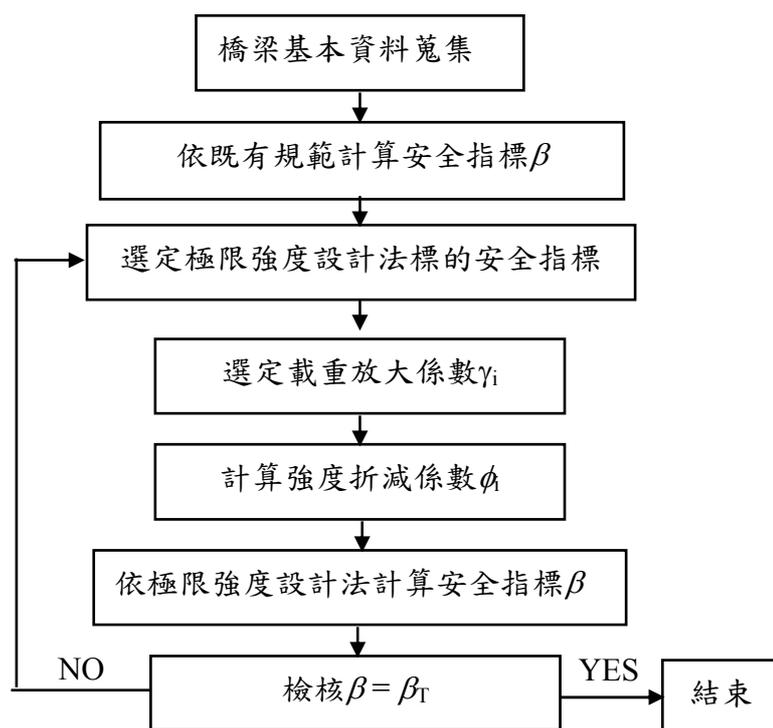


圖 3.2 可靠度分析之流程

### 3.4 極限狀態之界定

極限設計法之另一大特色為明確的界定四種極限狀態，而四種極限狀態又可依載重型式之不同而分為不同之等級，設計者可依結構物之需求選擇不同之設計等級，更精確的模擬橋梁結構之破壞模式，亦更符合經濟效益。

極限設計法中四種極限狀態分別為：服務極限狀態(Service Limits States)、疲勞及斷裂極限狀態(Fatigue and Fracture Limit States)、強度極限狀態(Strength Limit States)、重大事件極限狀態(Extreme Event Limit States)。其中於服務極限狀態下必須檢核構件於工作載重下之應力、變形及裂縫寬度之大小，而服務極限狀態依載重組合及材料不同特性及對結構體之不同需求又分為三種組合。

疲勞及斷裂極限狀態必須檢核單一活載重作用下之應力差

值及材料之韌性。值得注意的是極限設計法中於疲勞及斷裂極限狀態下之載重放大因數為 0.75，其主要乃因考量疲勞規範制定時之各結構細部分類之 S-N 曲線均具有實驗破壞之 95% 之安全度，故可取一小於 1 之值。然國內對鋼結構疲勞之知識甚為缺乏，鋼橋設計時亦甚少考慮疲勞設計，加以國內施工品質尚待加強，凡此種種對於疲勞強度之影響甚鉅，故國內對於訂定橋梁極限設計法規範時對於疲勞及斷裂極限狀態下之載重放大因數之選擇宜採用較為保守之數值。

極限設計法中之四種極限狀態除服務極限狀態、疲勞及斷裂極限狀態外，尚包括強度極限狀態(Strength Limit States)及重大事件極限狀態(Extreme Event Limit States)。於強度極限狀態下需檢核結構在局部及整體之強度及穩定性，而依載重組合及材料不同特性及對結構體之不同需求又分為五種組合。最後之重大事件極限狀態係為考慮大地震或風災、水災等重大天然災害時，橋梁之安全性。因將耐震自其他載重獨立考慮，故分為兩個不同組合。重大事件之極限狀態以 2500 年為回歸期。

### 3.5 結構系統之考量

在 1994 年 AASHTO 之 LRFD 極限設計法規範中除首度引進可靠度分析的觀念，提供橋梁結構安全一致之安全度，及明確界定四種結構破壞之極限狀態，設計者可視需要選擇不同之極限狀態等級外，另一大特色為利用強度修正係數 $\eta$ 作為考量結構系統整體之安全度。鑒於目前規範僅考慮個別構件之強度，普遍忽略對結構系統整體安全的考量，使得工程師往往忽略結構配置之重要性，而導致結構配置不良，因此於極限設計法中額外考量結構系統整體之影響。而強度修正係數 $\eta$ 又分為韌性係數 $\eta_D$ 、贅餘度係數 $\eta_R$ 、及重要性係數 $\eta_I$ 以額外考量材料之韌性、結構系統之

靜不定度及橋梁位置及重要性因素對橋梁安全之影響。

韌性係數 $\eta_D$ 係額外考慮在強度極限狀態及重大事件極限狀態下，韌性結構具有應力重分配之能力，在結構破壞前可提供具有預警性之非彈性變形。而具有韌性之結構與韌性不佳之結構間僅有 $\pm 5\%$ 之差異，即韌性係數 $\eta_D$ 介於 $0.95\sim 1.05$ 間，似乎不足以顯現韌性結構系統之優越性，於建立國內之橋梁極限設計法規範時建議再檢討此一係數之大小，並明確的定義材料韌性、構件韌性及系統韌性三者間之差異與相互關係，以掌握結構真正的安全度。

贅餘度係數 $\eta_R$ ，係考量強度極限狀態下靜不定度對結構安全之影響，贅餘構件之強度可提高 $5\%$ ，即贅餘度係數 $\eta_D=1.05$ 。1967年美國西維尼亞州之 Point-Pleasant Bridge 在無預警下突然崩塌，引起工程師之高度重視，AASHTO 除於 1970 年將沙丕韌性衝擊試驗(Charpy-V Notch test)納入規範外，並開始檢討脆性斷裂構件(Fracture Critical Member, FCM)及贅餘構件對橋梁安全性之影響，而於 1994 年將其納入 LRFD 極限設計法中，然 $5\%$ 是否足以反映贅餘構件之影響值得進一步探討。

除韌性係數 $\eta_D$ 、贅餘度係數 $\eta_R$ 外，另一修正係數為重要性係數 $\eta_I$ 。重要性係數 $\eta_I$ 係考慮在強度極限狀態及重大事件極限狀態下橋梁位置之影響因素，重要性係數 $\eta_I$ 除可依國道、鄉鎮縣市、偏遠地區劃分其重要性，訂定重要性係數外，對於交通要道、多層交叉橋梁或地方唯一連外橋梁等亦可適當的提高權重。

### 3.6 規範草案之研究

由於我國現行之橋梁設計規範乃以美國 AASHTO 規範為主，本研究亦將以 AASHTO 之 LRFD 規範為藍本，並參考其他國家之相關規範，尤其是國內鋼橋施工深受日本影響，因此亦將

探討日本之相關規範。而本研究雖以建立鋼橋極限設計法規範為目標，但因國內工程界一般對極限設計法仍感陌生因此本研究亦將述明極設計法之背景與原理，以利工程界瞭解與採用，而鋼構橋梁深受施工之影響，因此本研究亦將考量國內之施工狀況。而規範之擬定亦應參考各方之意見，因此本研究規劃於第二年草案完成時邀請相關之學者專家進行深入討論以求週延。

## 第四章 本研究預期成果

由於國內鋼橋之數量有日漸增加之趨勢，而工程師對鋼橋之設計與施工又較為陌生，因此本計畫以 AASHTO 之極限設計法規範(LRFD)規範為藍本，並參考其它先進國家之研究及規範，及依據本土性之施工條件及構件強度資料，研定適合於國內使用之鋼結構橋梁之極限設計法規範。預計以二年之時程完成規範及條文之解說，以建立國內之鋼橋極限設計法，迎頭趕上國外先進國家，並增進國內橋梁結構之安全性。各年之工作項目如下：

- 第一年度(民國九十二年三月三十一日~九十二年十二月十五日)：本年度完成鋼結構橋梁極限設計法設計規範條文之研訂，包含材料、拉力桿件、撓曲構材、板梁、接合等之設計規範與相關之解說，惟因規範各章節常需互相引用，在未完成全部範條文前，互相引用之部份將待全文完成後再統一加入引用之部份。
- 第二年度則將繼續完成鋼結構橋梁極限設計法之橋柱設計，支承設計，疲勞設計，耐震設計等規範條文之研訂，及極限設計法之解說研擬。並邀請相關之學者專家進行本規範草案之討論並進行初審。

惟因本研究僅進行鋼結構橋梁之極限設計法，對於推動橋梁結構極限設計法之工作則建議應儘速規劃，作為下一階段之推動項目，也惟有 RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目皆能完成後，國內之橋梁設計方能進入極限設計法之時代。

# 鋼橋極限設計法規範（草案）

# 第一章 通則

## 1.1 適用範圍

本規範適用於以鋼材為主之固定式公路橋梁與鐵路橋梁結構。

解說：

本規範主要係提供鋼結構橋梁設計所需要之標準，但並非涵蓋所有橋梁型式，如機械式橋梁、電動式橋梁及其它移動式橋梁與一般固定式橋梁不同，應視需要另行參考其相關之設計規定。對於特殊結構如曲形橋梁，跨度超過 150 公尺之長跨橋等，或因研究資料尚不完備及無統一之設計基準，或因規範無法針對特殊之個案而編寫，仍有賴設計者依據本規範之精神，並參照實際的客觀條件及專業知識去設計。

本規範之規定為設計鋼橋梁結構時所必須遵守的最低基本要求。

本規範除可作為新建鋼橋使用外，亦可作為既有橋梁之評估及補強。

本規範乃針對鋼結構橋梁，其設計載重應依部頒之鐵、公路橋梁相關規定。而除有註明適用範圍者外，相關鋼結構設計部份可適用於鐵路橋梁。

規範並非要取代設計者之教育訓練及工程經驗，而是陳述保障公共安全之最低要求。橋梁主管單位或是橋梁設計單位對於設計或是材料品質、施工及結構及要求，應高於本規範所定之最低標準。本規範亦強調透過贅餘度、韌性及碰撞之安全觀念。

本規範採用極限設計法，其中所採用之載重及強度之係數乃經由載重及結構行為之可靠度統計分析理論發展而得。

規範之解說並非說明規範條文之完整發展歷程，亦非提供公式化條文之研究數據。而是提供欲深入研究規範背景者一些參考資料。解說並提供執行規範要求之建議及規範條文之釋義，而這些建議及釋義並非規範之一部份。

## 1.2 設計原則

### 1.2.1 一般規定

鋼橋梁之設計應檢核各種極限狀態，以達成施工之可行性、結構之安全性及服務性之目標。並須考慮可檢查維護、經濟性及美觀。其結構之設計強度須依其結構型式，在考慮各種不同載重情況與載重組合之作用下，可利用彈性分析或非彈性分析決定之。

解說：

儘管構材及接頭之反力是由彈性分析決定，但在許多情況下這些反力是基於非線性行為決定的。基於對非線性結構行為認知不全，此不一致的現象普遍存在於大多數現行橋梁規範。

### 1.2.2 極限狀態

鋼橋梁設計應檢核強度極限狀態、使用性極限狀態、疲勞及斷裂極限狀態和其他特殊事件極限狀態；強度極限狀態係指結構之最大承載能力，與結構之安全性、穩定性有密切關係。使用性極限狀態係指正常使用下其使用功能之極限狀態。疲勞及斷裂極限狀態係指構材及接合承受重複變化或正反方向之應力，其容許應力之範圍。特殊事件極限狀態係指結構遭遇單一事件發生之週期小於橋梁設計年限。

解說：

當整體結構或其部分構件在承載狀態下，未能滿足原設計之目的與功能時，此結構可能已進入其極限狀態(limit state)。一般橋梁結構之極限狀態可分為：(一)強度極限狀態(strength limit state)，如結構元件或整體結構受外力作用或其他原因致未能保持原設計之承載能力。(二)使用性極限

狀態(service limit state)，如變形、撓度或振動太大以致影響其使用性。(三) 疲勞及斷裂極限狀態(fatigue and fracture limit state)，如構件經足夠多次之反復應力變動後所產生之斷裂現象。(四) 特殊事件極限狀態(extreme event limit state)，如結構遭受地震、洪水之作用或船隻、汽車之碰撞所造成之破壞。而結構設計之主要目標亦在於防止結構物在預估使用期限內進入上述之極限狀態。但結構物之設計、施工到使用過程中有甚多不確定因素皆可能影響其極限之表現，諸如：在結構分析時所作之近似假設、載重預估之不準確性、施工過程品質之控制等，而實際結構物之使用狀態亦可能與原設計上之功能有所差誤。

### 1.2.3 強度需求

除非另有規定，各構材及接頭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：

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (1.2-1)$$

當  $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$  時，載重係數  $Y_i$  使用最大值。

當  $\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0$  時，載重係數  $Y_i$  使用最小值。

其中  $Y_i$  = 載重係數

$\phi$  = 材料或構件的強度折減係數

$\eta_i$  = 載重修正係數

$\eta_D$  = 有關於韌性之係數，依 1.2.4 節之規定

$\eta_R$  = 有關於贅餘度之係數，依 1.2.5 節之規定

$\eta_I$  = 有關於功能重要性之係數，依 1.2.6 節之規定

$Q_i$  = 標稱載重

$R_n$  = 標稱強度

$R_r$  = 設計強度

解說：

載重修正係數 $\eta$ 對可靠度指標(reliability index) $\beta$ (或稱安全指標)之影響，可藉由觀察一系列板梁(梁)型橋梁資料來估算其對最小安全指標 $\beta$ 之影響。為校核規範之梁型橋梁資料，將所有因數化載重乘上載重修正係數 $\eta=0.95, 1.00, 1.05$ 及 $1.10$ ，經由95種不同跨距、間距與結構型式之組合，得到最小安全指標 $\beta$ 分別近似於3.0, 3.5, 3.8及4.0。

另外，以小於或等於平均值 $\bar{X}$ 加上 $\lambda\sigma$ (即 $\bar{X} + \lambda\sigma$ )隨機常態資料之百分率來說明載重修正係數 $\eta$ 之影響。其中 $\lambda$ 為一乘數，相當於前述之安全指標 $\beta$ ； $\sigma$ 為資料之標準偏差。當 $\lambda$ 為3.0, 3.5, 3.8及4.0時，則小於或等於 $\bar{X} + \lambda\sigma$ 之百分率分別為99.8611%，99.9728%，99.9888%及99.9968%。若以失敗機率來看，當 $\lambda$ 為3.0, 3.5, 3.8及4.0時，小於 $\bar{X} - \lambda\sigma$ 之破壞機率 $P_f$ 分別為 $1.389 \times 10^{-3}$ ， $2.72 \times 10^{-4}$ ， $1.12 \times 10^{-4}$ 及 $3.2 \times 10^{-5}$ ，如圖C1.2-1所示。由上可知，安全指標 $\beta$ 為決定結構系統即桿件破壞機率之指標。欲求得安全指標則必須先求得系統抵抗力(構材標稱強度) $R$ 及系統外力(標稱載重) $Q$ 的分佈資料，如圖C1.2-2所示，當然強度分佈圖應在載重分佈圖之右側，唯在某些特殊狀況下可能由於強度偏低而載重偏高，致使強度在載重的左側，如圖C1.2-2的斜線部份。若無法得到 $R$ 及 $Q$ 之分佈變異情形則無法得到失敗機率的大小。而在設計上若將整體結構系統及桿件之安全指標 $\beta$ 設定為某一定值，則此結構之系統及桿件可維持其相同的破壞機率，而與載重或桿件型態無關，因其變異性已在安全指標 $\beta$ 之設定時即已考慮在內。對一個結構物內的不同桿件亦可設定不同的安全指標，以強制破壞發生的模式，如在耐震設計時可設定梁具較高之安全指標，以達成弱柱強梁的破壞機制，或設定接合位置的安全指標 $\beta$ 較連接構件為高，以避免接合提早破壞。

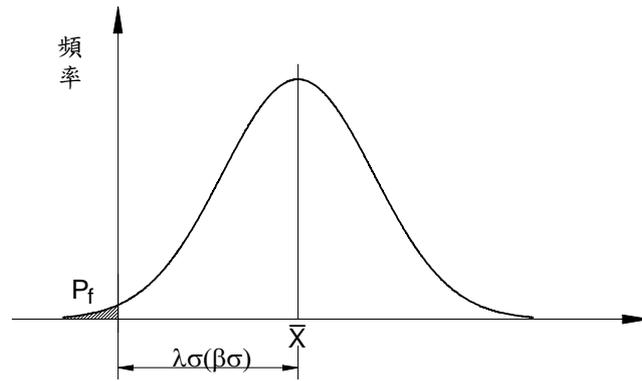


圖 C1.2-1 安全指標  $\beta$  之定義

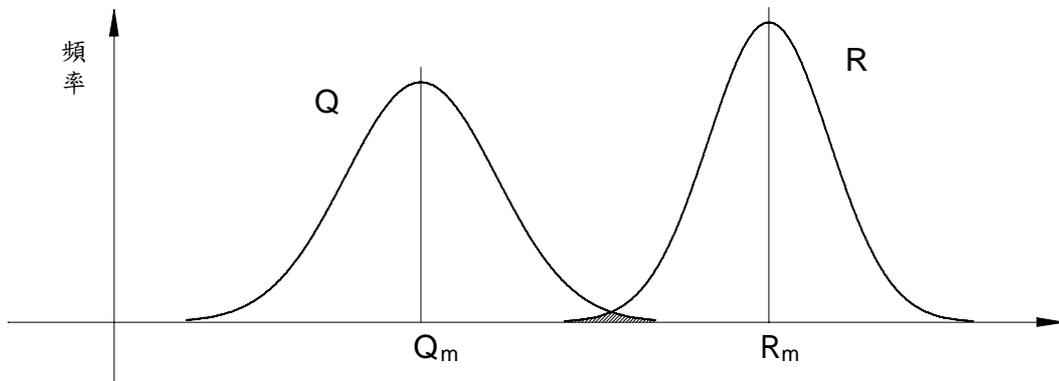


圖 C1.2-2 材料強度  $R$  與外荷重  $Q$  之強度頻率關係圖

### 1.2.4 韌性

橋梁結構系統應確保在進入 1.2.2 節所述之極限狀態下而達到破壞前，能使構材與接合發揮足夠的非彈性變形。

消能裝置亦可視為提供結構韌性方法之一。

在強度極限狀態下：

- $\eta_D \geq 1.05$  無韌性之構材及接頭
- $= 1.00$  依規範慣例設計
- $\geq 0.95$  具韌性之構材及接頭

其他極限狀態下：

$$\eta_D = 1.00$$

解說：

藉由結構構材或接頭在進入彈性極限之反應，可以判斷其具有韌性行為或脆性行為。脆性行為代表著結構在超過彈性範圍後，會因失去承載能力而立即破壞，在設計上應予避免。韌性行為則是在結構進入非彈性階段達到破壞前，仍然能夠產生極大之非彈性變形，同時也提供結構崩塌之預警。而非彈性變形能消散地震反復作用所輸入的能量，有利於結構的存留。如果結構構材及接頭乃由脆性材料組成，但以圍束或其他方法使其能在無明顯失去荷載能力下能承受非彈性變形，亦可將此結構視為具有韌性，而該韌性之表現則須經由試驗來驗證。

為能達到足夠的非彈性行為，結構系統應有足夠的韌性構件，且(一)接頭與接合在不失去承載能力下具有韌性並能消散能量；(二)接頭與結合足以超越其強度以便確保韌性及能量吸收能在預先設計之位置發揮其非彈性反應。由過去的經驗指出，依照上述規定設計的構件通常能有足夠的韌性表現。接頭與結合須特別注意細部設計與載重路徑的順暢。

為能確保結構構材與接頭能達到韌性破壞模式，可指定最低需求之韌性指數 $\mu$ ， $\mu$ 定義為：

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (C1.2-1)$$

其中 $\Delta_u$ 為極限變位； $\Delta_y$ 為發生降伏時之變位。結構構材或接合之韌性容量可藉由實尺寸或大尺寸試驗，或者是已知材料行為之分析模式來加以驗證。至於結構系統之韌性容量可藉由總合整體結構系統之所有局部變位來決定。

若構件之局部有嚴格的韌性需求下，可使用消能裝置來達到吸收能量之目的。

## 1.2.5 贅餘度

除非有特殊理由，否則應採用贅餘度較高之結構。

若桿件之破壞將導致橋梁之崩塌，則此桿件應以破壞控制設計，而系統則為非贅餘桿件，而承載主要載重之構件如承受拉應力，此桿件可依斷裂控制桿件設計。

對於某一桿件破壞不致於造成橋梁崩塌者，其結構可視為贅餘結構。

在強度極限狀態下：

$$\eta_R \geq 1.05 \text{ 非贅餘桿件}$$

$$= 1.00 \text{ 一般性贅餘桿件}$$

$$\geq 0.95 \text{ 甚佳之贅餘桿件}$$

其他極限狀態下：

$$\eta_R = 1.00$$

解說：

考慮各種載重組合與極限狀態，桿件應基於提供橋梁之安全性，分為贅餘桿件與非贅餘桿件。

## 1.2.6 功能重要性

本節僅適用於強度極限狀態與特殊事件極限狀態。

橋梁及其結構桿件及構材應闡明其功能重要性之等級。

在強度極限狀態下：

$$\eta_l \geq 1.05 \text{ 重要橋梁}$$

$$= 1.00 \text{ 一般橋梁}$$

$$\geq 0.95 \text{ 次要橋梁}$$

其他極限狀態下：

$$\eta_l = 1.00$$

解說：

這些橋梁的分類是基於社會的、安全的或國防的需求，而此處之重要性乃是基於通行重要性之考量，對於設計需求則可再細分為重要橋梁(essential bridge)及絕對重要橋梁等(critical bridge)。

## 1.2.7 使用性及其他考慮

整體結構及每一構材、接合部及螺栓須依本規範之規定檢核其使用性。

## 1.3 製圖規定

### 1.3.1 設計圖

設計圖應依照結構計算書之結果繪製，至少應包括下列各項：

1. 橋梁結構之平面圖、立面圖、剖面圖及必要之詳圖。平面圖應註明方位及與里程之相關位置。圖上應註明使用尺寸之單位，尺寸單位以 mm 為原則。
2. 構材之斷面尺寸及其相關位置。
3. 接合詳圖，或所採用之接合型式及其接合處所承受之剪力、彎矩、扭力及軸力等力量之大小、方向及作用點。
4. 桁架、大梁等必要之預拱。
5. 一般規定事項：
  - (1) 設計規範、設計載重及鋼橋梁型式。
  - (2) 使用鋼材規格及其降伏強度與抗拉強度。
  - (3) 銲材與螺栓等接合物之規格及強度。
  - (4) 以高強度螺栓接合之接頭應註明為摩阻式接合或承壓式接合。
  - (5) 直接承壓之柱與柱、柱與底板及加勁板之承壓面，必要時應加註需要加工之程度。
  - (6) 加勁材斜撐應註明繪製施工圖所需之資料。
  - (7) 繪製施工圖所需要之標稱載重及設計強度。

解說：

設計圖上亦應加註設計者所考量之施工載重，施工廠商所採用之工法、機具不同時，應由其再行提出計算並詳附於施工計畫書中。

### 1.3.2 施工圖

鋼橋梁施工前應依據設計圖說，事先繪製施工圖。

施工圖須註明各構材於製造、組合及安裝時所需之完整資料，至少應包含下列各項：

1. 安裝圖：標示結構物之方位、構件之編號，及其相關位置之尺寸、工地接合之位置。必要時應註明安裝順序。
2. 製造圖：依設計圖說繪製，並註明下列各項資料：
  - (1) 構材之斷面尺寸、編號及表面處理方式。
  - (2) 配件之尺寸、位置及編號。
  - (3) 螺栓之孔徑大小、位置。
  - (4) 銲接之型式、尺寸、長度及相關係數。
  - (5) 螺栓或銲接是否為廠製或現場施工及其他注意事項。
3. 材料表：依製造圖，列表標示每一構材與配件等之斷面尺寸、長度、數量、重量、材質等資料，以憑裁製。
4. 原設計圖與製造、安裝等有關之規定均應加註於製造圖中。

### 1.3.3 製圖比例

設計圖及製造圖之比例，以能明確標示各項資料為原則，但對於結構全圖之平面、立面不宜小於 1/100，而結構詳細圖之立面、剖面不宜小於 1/20。

### 1.3.4 圖線規定

製圖圖線，應依 CNS B1001—工程製圖之一般準則。

### 1.3.5 銲接符號

銲接符號及標註方法應依 CSN B1001—工程製圖之熔接(本規範以下稱銲接)符號之規定。

### 1.4 常數

鋼結構用結構鋼、鑄鋼、鍛鋼之彈性模數為  $2.05 \text{ tf/cm}^2$ ，剪力彈性模數為  $810 \text{ tf/cm}^2$ ，波森比為 0.3，溫度伸縮係數為  $0.000012/^\circ\text{C}$ 。

## 第二章 材料

### 2.1 結構鋼材

結構鋼材應符合表 2.1-1 所列之規定，並須以所訂材料性質設計。表列所有各級結構鋼材之彈性模數定為  $2.05 \text{ tf/cm}^2$  ( $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ )，線膨脹係數為  $11.7 \times 10^{-6} \text{ mm/mm}^\circ\text{C}$ 。

厚度超過 100 mm 之 AASHTO M270 250 級 (ASTM A709M 250 級) 鋼材可用於非結構構件或支承構件。

淬火及回火合金結構型鋼，標稱極限抗拉應力不大於  $9800 \text{ kgf/cm}^2$  ( $965 \text{ MPa}$ ) 之結構用鋼管或  $10,150 \text{ kgf/cm}^2$  ( $1000 \text{ MPa}$ ) 之無縫機械鋼管，如符合下列條件亦可使用。

- (1) 鋼材符合 ASTM A709M 690 級或 690W 級之機械及化學性質需求。
- (2) 依據 ASTM A709M 690 級及 690W 級鋼材所定最小性質設計。

結構鋼管須符合 ASTM A500 B 級冷軋或 ASTM A501 熱軋之銲接或無縫鋼管。

有關型鋼厚度之限制及組別應符合 ASTM A6M (AASHTO 160) 之規定。

**表 2.1-1 結構鋼材依型鋼、強度、厚度所訂之機械性質**

鋼類 AASHTO 規格	結構鋼	高強度低合金鋼		淬火及回火 低合金鋼	高強度鋼	
	M270 250 級	M270 345 級	M270 345W 級	M270 485W 級	M270 690/690W 級	
ASTM 相當規格	A709M 250 級	A709M 345 級	A709M 345W 級	A709M 485W 級	A709M 690/690W 級	
板厚 (mm)	100 以下	100 以下	100 以下	100 以下	65 以下	大於 65 至 100
型鋼	各組	各組	各組	不適用	不適用	不適用
標稱極限抗拉應力 $F_u$ , $\text{kgf/cm}^2$ (MPa)	4060 (400)	4550 (450)	4900 (485)	6300 (620)	7700 (760)	690
標稱降伏應力 $F_y$ , $\text{kgf/cm}^2$ (MPa)	2550 (250)	3500 (345)	3500 (345)	4950 (485)	690	620

解說：

本規範所稱「降伏應力」為最小規定降伏點或最小規定降伏應力之一。

AASHTO 與 ASTM 規格之主要差異點，乃在 AASHTO-M 規格納入衝擊韌性及可鉸性之強制需求。因此符合 AASHTO-M 規格之鋼材方可使用於鉸接鋼橋。

平行於滾軋方向之降伏強度對鋼結構物之設計關係至鉅。對鉸接橋梁，衝擊韌性同等重要。型鋼之其他機械及物理性質，如異方性、延展性、施工性、及耐蝕性亦對維護結構之性能需求非常重要。

AASHTO 與 ASTM 材料規格及 ANSI/AASHTO/AWS 橋梁鉸接規範所提供相關特殊性質之資訊及適當補充材料或品質需求，如合適亦可被認可。

鋼材選用之基本原則如下：

- 1.依強度、延展性、韌性、化學成分，有害成分之限制、耐蝕性、耐久性、尺寸公差等審選符合設計及施工上需求之最適合產品。
- 2.使用於重要鉸接結構之受拉構材，須考量工址之最低氣溫條件選用具適當衝擊韌性需求之鋼材。
- 3.受鉸接拘束力之主要構材，尤其於板厚方向承受拉力時，易在鉸接處或其周邊產生龜裂，若有需要可指定厚度方向之特別規定，而依 JIS 規格選用時可參考下表。

表 C2.1-1 JIS 焊接規格

級號	厚度方向之伸長率		硫含量
	三個試驗值之平均值	每一試驗值	
Z15S	15%以上	10%以上	0.01%以下
Z25S	25%以上	15%以上	0.008%以下
Z35S	35%以上	25%以上	0.006%以下

- 4.需冷彎加工之主要構材，可選用符合 JISZ2242 規格且含氮量少於 0.006%之鋼材以減少其內側直徑與厚度之比，可參考下表選用。

表 C2.1-2 JISZ2242 焊接規格

charpy 吸吸能量(J)	冷彎加工之內側直徑	付記符號 (註)
150 以上	板厚之 7 倍以上	-7L, -7C
200 以上	板厚之 5 倍以上	-5L, -5C

註：1.數字代表最小彎曲直徑對板厚之倍率

2.L 代表與最終軋壓方向一致，C 代表與最終軋壓方向垂直。

5. 銲接鋼材時，通常鋼材之合金含量愈多，或板厚愈大，銲接龜裂愈易產生，因此須以 AWS 或 JIS 相關規定於銲接接合前施加預熱。為減低此預熱溫度以節省勞力，可選用合金含量較少，銲接冷裂敏感度 ( $P_{CM}$ ) 低之新開發鋼材。

6. 如經設計者認可選用熱量較大之銲接施工法以節省勞力時，其選用之新開發鋼材應經銲接試驗證實對鋼材之韌性無不利影響者。

7. 結構用鋼板，棒鋼及型鋼宜選用符合下列中國國家標準規定之鋼材。

(1) CNS 2473，”一般結構用軋鋼料”，惟此類僅適用於非銲接結構用。

SS400，SS490，SS540

(2) CNS 2947”熔接結構用軋鋼料 “

SM400A，SM400B，SM400C，SM490A，SM490B，

SM490C，SM490YA，SM490YB，SM520C，SM570

(3) CNS 4269”耐大氣腐蝕熔接結構用熱軋鋼料”

SMA400AW，SMA400BW，SMA400CW，SMA490AW，

SMA490BW，SMA490CW，SMA570W

8. 考量鋼材之品質及可銲接性，依 CNS 規格選用之鋼材，其厚度限制如下：

表 C2.1-3 CNS 焊接鋼材後度限制

板厚(mm)		6	8	16	25	32	40	50	100
非 溶 接	構造用鋼								
	SS400								●
溶 接 構 造 用 鋼	SM400A					●			
	SM400B						●		
	SM400C								●
	SM490A				●				
	SM490B						●		
	SM490C								●
	SM490YA		●						
	SM490YB						●		
	SM520C								●
	SM570								●
	SMA400AW				●				
	SMA400BW							●	
	SMA400CW								●
	SMA490AW		●						
	SMA490BW							●	
SMA490CW								●	
SMA570W								●	

9. 結構用鋼管宜選用符合下列國家標準規定之鋼管

CNS4435 “一般結構用碳鋼鋼管”

STK400，STK490，STK500，STK540

CNS7141 “一般結構用矩形碳鋼鋼管”

STK400，STK490

## 2.2 樞承、滾承及可搖動支承

使用於樞承、滾承及可搖動支承之鋼材須符合表 2.1-1、表 2.2-1 或 2.7 節之需求。

可搖動支承之直徑不得少於 100 mm。

表 2.2-1 樞承、滾承及可搖動支承依尺寸及強度所訂之機械性質

AASHTO 規格 尺寸限制	M169 直徑 100mm 以 下	M-102 至直徑 500mm	M102 至直徑 500mm	M102 至直徑 250mm	M102 至直徑 500mm
ASTM 規格 分類或等級	A108 1016 級至 1030 級	A668 C 類	A668 D 類	A668 F 類	A668 G 類
標稱降伏應 力, $F_y$ $\text{kgf/cm}^2(\text{MPa})$	2630 (250)	2400 (230)	2650 (260)	3500 (345)	3500 (345)

## 2.3 螺栓、螺帽及墊圈

### 2.3.1 螺栓

螺栓須符合表 2.3-1 之規定。

表 2.3-1 螺栓規格

AASHTO 規格	碳鋼 螺栓	高強度螺栓 AASHTO M164		高強度螺栓 AASHTO M253
ASTM 相當規格	A307	A325M		A490M
		直徑 16 至 27mm	直徑 30 至 36mm	
標稱極限抗拉應力 kgf/cm <sup>2</sup> (MPa)	4050 (400)	8450 (830)	7400 (725)	10500 (1030)

第一型螺栓適用於非耐候鋼。符合 ASTM A325M 或 ASTM A490M 任一規格之第三型螺栓適用於耐大氣腐蝕性鋼材。AASHTO M164 (ASTM A325M) 第一型螺栓如經設計者認可可用符合 AASHTO M232 (ASTM A153) C 級熱浸鍍鋅或 AASHTO M298 (ASTM B695) 345(50) 級機械或鍍鋅者。鍍鋅螺栓應於鍍鋅後依 AASHTO M164 (ASTM A325M) 需求作拉力試驗。

AASHTO M253 (ASTM A490M) 螺栓不可鍍鋅。

接合部採用鍍鋅時，墊圈、螺帽及螺栓任一構件均須以同一程序鍍鋅。

解說：

ASTM A307 規格含有兩級螺栓，無對應之 AASHTO 規格。任一級均適用於本規範，惟 B 級主要用於鋼管輪緣之栓接，A 級為傳統可靠之結構用螺栓。

### 2.3.2 螺帽

螺帽應符合表 2.3-2 之規格

表 2.3-2 螺帽規格

螺栓 規格	AASHTO M164 ASTM A325M		AASHTO M253 ASTM A490M	
螺帽 規格	AASHTO M291 ASTM 563M	AASHTO M292 ASTM A194	AASHTO M291 ASTM S63M	AASHTO M292 ASTM A194
第三型 螺栓用	C3 級或 DH3 級		DH3 級	

鍍鋅螺帽須熱處理至 2H 級，12 級或 10S3 級，並適用 2.3.1 節規定。

普通螺帽之最小硬度為 89HRB。

解說：

所有鍍鋅螺帽須用有色潤滑劑潤滑。

### 2.3.3 墊圈

墊圈應符合硬化鋼墊圈 AASHTO M293 (ASTM F436M) 標準規定。2.3.1 節規定應適用於鍍鋅墊圈。

解說：

墊圈之安裝依部頒施工規範或 AASHTO 第二部份之相關規定辦理。

## 2.4 剪力釘

剪力釘應由 1015、1018 或 1020 級半淨鋼或全淨鋼，符合 AASHTO M160 (ASTM A108)鋼棒標準規格之冷拉棒製造，須為碳、冷光裝、標準品質、並至少達  $3500\text{kg/cm}^2$  (345MPa) 標稱降伏應力及  $4080\text{kg/cm}^2$  (400MPa) 極限抗拉應力之強度、內含鋅劑蓋須為適合鋲接用低碳級，符合 ASTM A109M 碳冷軋條標準規格之鋼材。

解說：

剪力連接器之機械性質，檢驗方法及品質證明可依部頒施工規範或 AASHTO 第二部份之相關規定辦理。內含鋲劑蓋如經設計者認可，亦可用可達設計需求之陶瓷座等其他產品。

## 2.5 鋲接材料

鋲接材料應符合 ANSI/AASHTO/AWS 鋲接規範 D1.5 之需求。

解說：

AWS 有關被覆電弧鋲接與潛弧鋲接等電鋲材之標註制度不同。依 AWS 符號指定熔填金屬及(或)鋲劑時應查明所用符號是否符合相關規格。

鋲接材料宜選用符合下列中國國家標準規定之材料。

CNS 1215 “軟鋼用包覆電熔接條”

CNS 2957 “軟鋼用氣體電熔接條”

CNS 3506 “高拉力鋼用覆電鋲條”

CNS 8967 “軟鋼及高強度鋼金屬活性氣體電弧熔接用實心熔接

鋼線”

CNS 9551 “潛弧熔接用鋼線及熔劑”

CNS 195 “液體二氧化碳”

CNS 1005 “高壓瓶裝氧氣”

CNS 1374 “高純度氫氣”

“低合金鋼耐候性電鍍條”在未有中國國家相關標準前，可使用下列美國銲接協會之規定若或由原結構設計者認定之同級品。

AWS E7016-G

AWS E7018-W

AWS E7028-G

AWS E7018-W

## 2.6 鑄金屬

### 2.6.1 鑄鋼品及韌性鑄鐵品

除非特別指定外鑄鋼品須符合下列任一規格

- (1)公路橋梁用鑄鋼品標準規格 AASHTO M192 (ASTM A486M) 485 級。
- (2)一般用低碳鑄鋼品標準規格 AASHTO M103 (ASTM A27M) 485-250 級。
- (3)一般用防蝕鉻鐵合金(corrosion-resistan iron-chromium)及鎳合金(nickel baed alley)鑄鋼品標準規格 CA15 級。

除非特別指定，韌性鑄鐵品須符合韌性鑄鐵品標準規格 ASTM A536 之 414-276-18 級。

解說：

鑄鋼件宜選用符合下列中國國家標準規定之鋼料。CNS7143 “熔接結構用鑄鋼件” SCW550

## 2.6.2 可鍛鑄鐵品

展性鑄件須符合肥粒展性鑄鐵品標準規格 ASTM A47M 24118 級之規定，其標稱降伏應力不得少於  $2450\text{kgf/cm}^2$  (241MPa)。

## 2.6.3 鑄鐵品

鑄鐵品須符合灰鐵鑄鋼品標準規格 AASHTO M105 (ASTM A84)30 級之規定。

## 2.7 不銹鋼材

不銹鋼材須符合下列任一規格

- (1)不銹鋼及抗壓鉻鋼板、鋼片及鋼條標準規格 ASTM A176。
- (2)壓力容器用抗熱鉻及鉻鎳不銹鋼板、鋼片及鋼條標準規格 AATMS 240。
- (3)不銹鋼及抗熱鋼板、鋼片標準規格 AATM A276。
- (4)結構用沃斯田不銹鋼板、鋼片、鋼條及平棒標準規格 ASTM A666。

## 2.8 吊索

### 2.8.1 光製鋼線

光製鋼線應符合碳鋼線條及粗圓線一般需求標準規格 ASTM A510M 之規定。

解說：

吊索可使用於吊橋、斜張橋及拱橋。有疲勞強度需求時應將其試驗條件另訂於設計圖說中。

### **2.8.2 鍍鋅鋼線**

鍍鋅鋼線應符合鍍鋅碳鋼線標準規格 ASTM A641M 之規定。

### **2.8.3 環氧樹脂包覆鋼線**

環氧樹脂包覆鋼線應符合環氧樹脂包覆鋼線標準規格 ASTM A99 之規定。

### **2.8.4 橋梁用鋼絞線**

橋梁用鋼絞線應符合鍍鋅平行或螺旋鋼結構絞線標準規格 ASTM A586 或鍍鋅鋼結構線索標準規格 ASTM A603 之規定。

## **2.9 同等品**

未明列於第 2.1 節至 2.8 節之材料應依 CNS2608 “鋼料之檢驗通則” 及相關之國家檢驗測試標準，或交通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，且認明達到本規範之標準者方可使用。

解說：

本規範有關鋼橋用之材料均以符合 AASHTO 或中國國家標準（CNS）為原則，但因世界各國之鋼材不斷在創新，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貨。且部份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合格且達設計所需之最低檢驗標準者。

## 第三章 載重及載重組合

### 3.1 通則

鋼結構橋梁構件應依不同極限狀態下所需承受之最小載重及載重組合設計。極限狀態之選定則依橋梁主管機關視橋梁所在位置、重要性、使用年限等整體考量後訂定之。各類載重及載重組合依部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定辦理。若用以作為既有橋梁承載能力評估之載重及載重組合時，需選用適當之強度折減係數。

解說：

載重及載重組合為橋梁設計之基本項目之一，其與所採之結構材料關連不大，不同材料僅影響其自重。但對於活載重、風力、地震力等則應為統一標準，且為獨立之載重規範，如美國 ANSI 之載重規範，或如國內橋梁設計規範則以專章規定。而因極限設計法之載重大小及載重因數應依實際載重之調查分析，並與工程設計資料校正而得，由於載重類型甚多，如地震、風力，車輛活載重等皆需長時大規模之調查數據方能作為統計分析之依據，如美加即對其公路車載進行長時間之調查統計，並建立其載重規範(見附錄 1)，而國內目前仍缺乏此項車載資料，因此建議設計時可先採用目前國內所使用之部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定辦理。而有關載重因數部分可暫採 AASHTO 之型態，並與目前國內之容許應力設計法校正。惟仍建議車輛活載重之調查應作為國內推動極限設計法規範之後續研究重點，並建立國內之設計載重規範。

## 第四章 一般規定

### 4.1 跨徑有效長度

跨徑之有效長度為支承或其他支點間之中心距離。

### 4.2 預拱

鋼結構橋梁應於製作過程設置預拱以抵消由靜載重所產生之撓度使其符合完成路面之高程需求。

對桁架橋、拱橋或斜張橋可以適當調整部份桿件之製作長度以完成下列需求：

- (1)調整由靜載重產生之撓度
- (2)減少或忽略拱肋之收縮量
- (3)調整超靜定結構之靜重彎矩圖

解說：

本條文所稱預拱係指對應靜載重所產生之撓度於桿件製作過程須考量的預拱量。由混凝土版之乾縮、潛變及施加預力可能引起之撓度亦須考量。桁架橋、拱橋、斜張橋及連續梁等鋼橋之預拱與其工址之安裝及架設方法有關。設計者應將由靜重所產生之撓度及支承假設條件標示於設計圖說內，施工廠商於工址所採用之安裝及架設方法與設計原意不符時，應配合所用施工方法適當調整桿件可能產生之撓度及尺寸作為評估預拱量之依據。

### 4.3 鋼材之最小厚度

含斜撐、橫構架及各種連結板之結構鋼材、除熱軋型鋼之腹板、鋼橋面板之閉合肋條、填板及欄桿外，其厚度不得小於 8mm。

熱軋型鋼梁、槽型鋼及鋼橋面板之腹板厚度不得小於 7mm。

曝露於嚴重腐蝕環境之鋼材，除以規定作防蝕保護者外，其厚度應酌量增加。

解說：

鋼材之防蝕保護一般採用油漆塗裝方法，亦可採熱浸鍍鋅、金屬熔射或其他可信方法以達鋼橋於服務年限內符合生命週期之經濟原則。

設計者應就鋼橋所處腐蝕環境條件、結構特性、服務年限、維修成本及施工性等評比評估，選用最符合業主需求之防蝕方法。其相關細節可參閱交通部公路總局之「鋼構橋梁腐蝕防蝕技術準則」及中國土木工程學會鋼結構委員會防蝕小組出版之「熱浸鍍鋅橋梁設計施工手冊」。

## 4.4 隔梁(Diaphragms)橫構架(Cross-Frame)

### 4.4.1 通則

隔梁或橫構架可於橋梁端點、橫跨中間支點及沿跨度間斷設置。

應否設置隔梁或橫構架應依所預定之各施工程序及完工狀態，並應考慮下列事項：

- (1)將側向風力自梁底傳遞至橋面並自橋面傳遞至支承處。
- (2)下翼板受壓時對各載重之安定性。
- (3)上翼板於橋面版養護前受壓時之結構安全性。
- (4)作用於結構物之垂直靜重及活重之分佈特性。

除完成狀態所需之隔梁或橫構架外其餘可設計為臨時橫撐。

永久性隔梁或橫構架之受力行為如包含於結構分析之模式中時，應依計得外力效應之各合適極限狀態設計，並至少依有關規範所定之設計風力、地震力及拉力構材或壓力構材所訂之長細比需求設計。

隔梁及橫構架之連接板應符合變形引致疲勞之設計需求。

橋面版之連續性於橋梁之端部或中間點無法滿足時，橋面版之邊端應支承於隔梁或有關規範所訂之其他合適措施上。

#### 4.4.2 直線 I 型梁

熱軋型鋼梁之隔梁或橫構架之深度至少應為梁深之 1/2，板梁之隔梁則應儘量加深。

端橫構架或隔梁應足以傳遞所有側向力於支承上，斜交時應考慮由斜交系統所傳遞之分力。支點斜度大於 20° 時，中間橫構架應垂直於主大梁。支承斜交時，橫構架之軸線勿須與支承線一致。

端隔梁應依橋面及橋面接頭所傳遞之外力及扭曲變形設計。縱向構材與隔梁間之接頭設計應考慮隔梁的端彎矩。

#### 4.4.3 直線箱型梁

每一支點上之箱梁內部應設置隔梁或橫構架以抵禦橫向轉動、位移及扭曲變形，並應足以傳遞由箱梁產生之扭力及側向力於支承上。

為連續性或抵抗構材所引致拉力而設置之隔板應連接於箱梁之翼板及腹板上。

人孔應予設置並儘量加大，且須檢討其對隔梁之應力效應以決定是否需加以補強。

直線複數鋼箱梁，可考量是否取消設置於其內部或梁間之永久性隔梁或橫構架。

單一箱梁之內部應設置中間隔梁或橫構架，其間距應足以限制斷面變形。

解說：

為運輸及工地安裝需要，箱梁內部可能須設置臨時性隔梁或橫構架，工程完工後是否拆除應明示於設計圖說上。

箱梁內設置中間隔梁或橫構架，可減少因扭力產生之畸變應力。

## 4.5 桁架及拱橋

與橫梁之接頭及其他接頭或集中載重作用處應設置隔板，亦應設置內部隔板以確保構材之線型。

桁架端連接墊座樞軸 (Pedestal Pin) 之連接板應用隔板連接。墊座之腹材亦儘可能以隔板連接之。

主構材端之腹板或蓋板距構材之交會點達 1200mm 或以上時，主構材之連接板間應以隔板連接。

## 4.6 側向斜撐

### 4.6.1 通則

應否設置側向斜撐須依預定之各施工程序及完工狀態考量。

需設置側向斜撐時，該斜撐應置於或靠近所需支撐之翼板或弦材平面上，並至少應研討下列需求：

- (1)依規範規定將側向風力傳遞至支承處。
- (2)依規範規定傳遞側向載重。
- (3)控制製作、安裝及設置橋面時之變形。

除完工狀態所需要者外側向斜撐可予以拆除。

永久性側向斜撐如含於應力分析之結構模式中時，應依據所有合適極限狀態設計，並須符合本規範受拉構材及受壓構材有關細長比限制之規定。側向斜撐用連接板應滿足疲勞斷裂設計時之側向連接板之需求。

依地震載重設計之側向斜撐應符合耐震設計相關規定。

#### 4.6.2 直線 I 型梁

需要時，側向斜撐應置於隔梁或橫構架之外架。上翼板連接於足夠剛度之橋面足以提供側向束制時，勿須設置側向斜撐。

為安裝時之穩定性，連續梁之負彎矩區域應否設置側向斜撐應詳加研討。

解說：

風力對 I 型梁產生之應力可以下列方法降低。

1. 改變翼板尺寸。
2. 減少隔梁或橫構架之間距。
3. 增設側向斜撐。

設計時應考量上述各方法之相關經濟性。

#### 4.6.3 直線箱型梁

各箱梁之上翼板間應否設置側向斜撐須詳加考量以減少箱梁於製作、安裝及澆置混凝土橋面時之變形。

上層斜向支撐應足以傳遞混凝土橋面養護前於箱型斷面內之剪力流。由箱梁撓曲引致之斜撐力亦須考量。

斜撐如連接於腹板時，箱梁對剪力流之橫斷面積應予扣減以反應斜撐之實際佈置，並須設置將力量自斜撐傳遞至上翼板之措施。

解說：

依研究結果直線多根箱型梁間通常無須設置側向斜撐系統。

具斜腹板之箱型斷面，其腹板剪力之水平分力將對箱梁之翼板引致側向水平力作用。為抵禦此橋面設置前之水平力，可能須設置內部側向

斜撐或支撐。

跨徑約小於 45000mm 之直箱型斷面，於其安裝上舉點處各邊至少應設置一格間水平側向斜撐。跨徑約大於 45000mm 時可能需全長設置側向斜撐系統以抵禦混凝土橋面澆置前由溫度變化產生之斷面畸變。

#### **4.6.4 桁架**

穿越式及上承式桁架橋之頂面及底面均應設置側向斜撐。

使用 X 型斜撐系統時，此等構材若符合受拉及受壓構材之長細比需求時，每組斜撐可視為同時有效。構材應連接於其相交點上。

受壓弦材之側向斜撐宜儘量與弦材之深度相同，並連接於弦材之兩翼板上。

橫梁接頭之位置應使側向斜撐系統能同時作為橫梁及主支撐構材雙重作用。當側向斜撐系統相交於一點作為橫梁及主縱向構材作用時，其側向構材應連接於兩構材上。

#### **4.7 樞接**

##### **4.7.1 樞軸之位置**

樞軸位置應位於使構材受偏心影響最小之位置。

## 4.7.2 抵抗力

### 4.7.2.1 彎矩及剪力交互作用

樞承受彎矩與剪力交互作用時，須滿足下式之規定：

$$\frac{6 \cdot D M_u}{\phi_f D^3 F_y} + \left( \frac{2 \cdot 2V_u}{\phi_v D^2 F_y} \right)^3 \leq 0.95 \dots \dots \dots (4.7.2.1-1)$$

其中 D=樞之直徑 (cm)，(mm)

$M_u$ =由因數化載重產生之彎矩 (kgf-cm)，(N-mm)

$V_u$ =由因數化載重產生之剪力 (kgf)，(N)

$F_y$ =樞軸之標稱降伏應力 (kgf/cm<sup>2</sup>)，(MPa)

$\phi_f$ =受彎矩之抵抗力係數

$\phi_v$ =受剪力之抵抗力係數

彎矩強度  $M_u$  及剪力強度  $V_u$  應沿樞軸取同一設計斷面。

解說：

公式 4.7.2.1-1 之來源詳見 Kulicki (1983) 文獻

### 4.7.2.2 承壓

樞軸之因數化承壓抵抗力如下：

$$(R_{PB})_r = \phi_b (R_{PB})_n \dots \dots \dots (4.7.2.2-1)$$

式中， $(R_{PB})_n = 1.5tD F_y$

t=板厚 (cm)，(mm)

D=樞之直徑 (cm)，(mm)

$\phi_b$ =承壓之抵抗力係數

### 4.7.3 眼桿之最小樞徑

樞之直徑 D 不得小於下式

$$D = \left( \frac{3}{4} + \frac{F_y}{2760} \right) b \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4.7.3-1)$$

式中，

$F_y$  = 樞之標稱降伏應力 (kgf/cm<sup>2</sup>), (MP<sub>a</sub>)

$b$  = 眼桿之桿身寬度 (cm), (mm)

### 4.7.4 樞軸及樞帽

樞應有足夠長度以確實傳遞其所有接合各部之全部承壓力。樞應以六角凸緣螺帽或六角具墊圈實心螺帽固定之。若樞為穿越式者，則可用帶墊圈束制之穿桿。

樞軸或樞帽須為可鍛鑄鐵品或鋼材。應使用開口樞以固定於螺紋端或埋設螺紋，亦可以商用鎖固螺帽 (Lock Nut) 固定。

## 第五章 受拉構材

### 5.1 通則

構材及接合板承受軸向拉力必須符合下列要求：

- (1)全斷面降伏，詳公式 5.2.1-1。
- (2)淨斷面斷裂，詳公式 5.2.1-2。

淨斷面之計算應考慮下列各項：

- (1)全斷面積扣除螺栓孔面積或加以必要之折減。
- (2)5.3 節折線中螺栓扣孔之修正。
- (3)構材於5.2.2中折減係數U之應用與接合設計章中有關接合板與接合構材之剪力遲滯計算。
- (4)接合設計章中有關接合板及接合構材最大 85%有效係數之規定。

受拉構材必需滿足 5.4 中長細比之規定與 5.6.1 疲勞規定。端部接合板之塊狀剪力強度需符合接合設計章中之規定。

解說：

漸變之受拉構材設計可依 AISC(1994)之規定。

### 5.2 設計拉力強度

#### 5.2.1 通則

受拉構材之設計拉力強度  $P_t$  應取公式(5.2.1-1)及(5.2.1-2)之較小值

$$P_t = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g \quad (5.2.1-1)$$

$$P_t = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n U \quad (5.2.1-2)$$

式中

$P_{ny}$  = 全斷面降伏之標稱軸向強度

$F_y$  = 降伏強度或應力

$A_g$  = 構材之全斷面積

$P_{nu}$  = 淨斷面斷裂之標稱軸向強度

$F_u$  = 標稱拉力強度

$A_n$  = 構材之淨斷面積，詳 5.3 節規定

$U$  = 考慮剪力遲滯之折減係數，當載重係由構材全斷面承受時， $U$  值為 1.0，其餘依 5.2.2 節規定

$\phi_y$  = 受拉構材之降伏強度折減係數=0.95

$\phi_u$  = 受拉構材之斷裂強度折減係數=0.80

解說：

檢核全斷面降伏時不使用折減係數  $U$ ，係因斷面降伏將使因剪力遲滯造成之不均勻拉應力均勻化。

具延展性鋼材會因應變硬化，而使受拉構材實際抗拉強度大於全斷面積與降伏應力之乘積。構材全斷面降伏後因過量伸長變形而破壞，此值不僅可作為受拉構材之使用界限，亦可預測結構系統破壞發生之部位。淨斷面積與全斷面積之比值及鋼材機械性質可決定構件是否會於全斷面積降伏前產生淨斷面積斷裂破壞。構材強度係由全斷面積降伏與淨斷面積斷裂二者取小者決定。全斷面積降伏與淨斷面積斷裂二者所對應之強度折減係數反應不同模式之安全係數。

接合處之長度僅佔構材長度之一小部份，與構材總長相比幾可忽略不計，故該處於受力下很快就達到應變硬化，因此淨斷面積之降伏並不重要，惟對接合長度比例特殊之組合桿件則亦須注意降伏問題。

對銲接接合， $A_n$  為接合區之全斷面積，惟若有孔洞亦應扣除。

## 5.2.2 折減係數 U

除非經由試驗或其他學理之證明可使用較大之係數外，U 值應依下列之規定：

(1)對載重傳遞之構材為部份斷面而非全斷面之熱軋 H 型鋼及由此型鋼切割而成之 T 型鋼，且載重係由垂直於作用力方向之銲道傳遞，其規定如下：

$$U = A_{nc} / A_{gn} \quad (5.2.2-1)$$

(2)對載重傳遞之構材為部份斷面而非全斷面之其他構材，以螺栓接合時沿應力方向每行螺栓數不小於 3 根或以銲接接合，U 值為 0.85。

(3)當載重沿連接板端部兩側之長向銲道傳遞至其他鋼板時，折減係數如下：

$$\text{當 } L > 2W, \quad U = 1.0$$

$$\text{當 } 2W > L > 1.5W, \quad U = 0.87$$

$$\text{當 } 1.5W > L > W, \quad U = 0.75$$

式中

$A_{nc}$  = 構材接合長度內承受載重之淨斷面積

$A_{gn}$  = 構材最小淨斷面積

W = 接合構材之寬度

L = 銲接長度

解說：

本節規定包括組合構材、寬翼型鋼、槽鋼、T 型鋼及角鋼。

由 Munse 與 Chesson(1963)對螺栓接合之研究顯示，因剪力遲滯所造成淨斷面積之折減與接合長度 L 和剪力傳遞面到構材形心之偏心距 x 有關。接合之長度愈長，剪力遲滯效應就愈小。有效淨斷面積得以考慮接

合長度與幾何性質表示之，折減係數  $U$  得以下式計算以取代 0.85 之下限值：

$$U=1-(x/L) \quad (C5.2.2-1)$$

對熱軋或組合型鋼， $x$  為材料在對稱斷面中心任一側之重心至剪力傳遞面距離，可由圖 C5.2-1 決定。

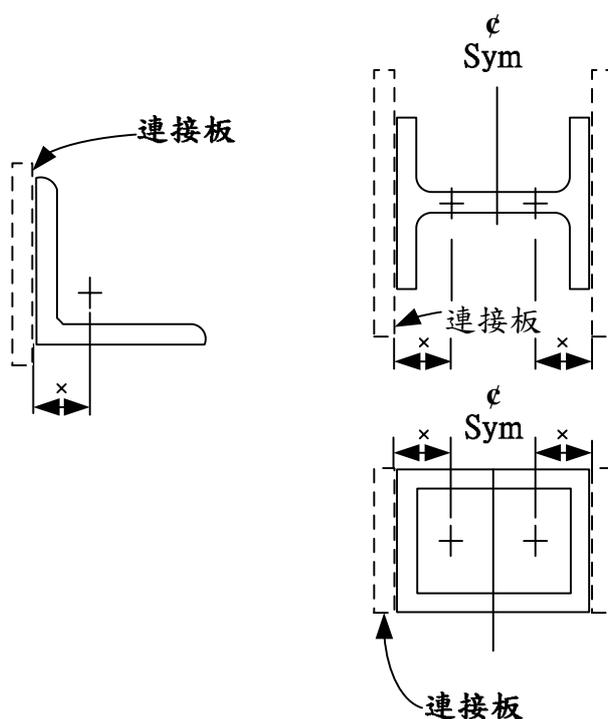


圖 C5.2-1  $x$  值決定

### 5.2.3 拉力與撓曲共同作用

構材承受拉力與撓曲共同作用須符合公式(5.2.3-1)及(5.2.3-2)之規定：

1. 當  $P_u/P_t < 0.2$

$$\frac{P_u}{2.0P_t} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (5.2.3-1)$$

2. 當  $P_u/P_t \geq 0.2$

$$\frac{P_u}{P_t} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0 \quad (5.2.3-2)$$

式中

$P_t$  = 設計拉力強度，依 5.2.1 節規定

$M_{rx}, M_{ry}$  = 對應於 X 軸或 Y 軸之設計撓曲強度，依 5.10.4 及 5.12 節規定

$M_{ux}, M_{uy}$  = 對應於 X 軸或 Y 軸之因數代載重

$P_u$  = 係數化軸向載重

構材承受拉力與撓曲共同作用另需檢核翼板承受淨壓力時之側向挫屈穩定性。

解說：

拉力及壓力構材之交互影響公式為設計時之簡化公式。該公式考慮彎矩應力時之比值 1.0 通常均為保守側。較精確之非線性交互曲線分析可參考 Galambos (1988)。當使用這些交互公式時，須進行額外之使用性界限應力檢核以避免產生過早降伏。

### 5.3 淨斷面積

構材之淨斷面積  $A_n$  係指各肢厚度與淨寬度承積之和。計算栓孔之淨寬度時，栓孔之寬度取垂直於受力方向之標稱孔徑加上 2mm。設計用之臨界淨斷面應由依經過各連串栓孔求得之淨寬度計算。

循斜線或曲線經過一連串栓孔之斷面，其淨寬度為肢寬度減去沿此線上各孔寬度之和，每橫距再增加  $s^2/4g$ ，其中

$s$ =兩連續孔中心之縱距，平行於應力方向

$g$ =兩列孔中心之橫距，垂直於應力方向

對於角鋼兩肢均有孔時，其孔間橫距為兩肢各孔至角肢背距離和減去肢厚度。

解說：

於公制螺栓標準，其扣孔尺寸為螺栓直徑加 3mm。

評估經過一連串栓孔之斷面強度增加  $s^2/4g$  之發展可參考 McGuire(1968)，雖然其缺乏理論依據，但已使用多年且經發現適合於一般接合。

設計拉力構材時，採用任一連串栓孔之最小淨寬度與構材拉力強度為保守且便利的方式。為取得最保守之設計，檢核各連串栓孔路徑之拉力時，有時係由靠近中間之路徑所控制。此種方式假設全部載重係經由一端傳遞至所有螺栓均勻承受。

## 5.4 長細比之規定

拉力構材除圓桿、眼桿、吊索及板外，需滿足下述之長細比要求：

主要構材承受反復應力 .....  $\ell/r \leq 140$

主要構材承受非反復應力 .....  $\ell/r \leq 200$

斜撐構材 .....  $\ell/r \leq 240$

式中

$\ell$  = 構材無支撐長度

$r$  = 最小迴轉半徑

## 5.5 組合受拉構材

### 5.5.1 通則

以熱軋或銲接型鋼組合而成之組合受拉構材須以連續板、繫板接合。型鋼與板以銲接接合須為連續接合，型鋼與板以螺栓接合需符合接合設計章之規定。

解說：

穿孔板及繫板或繫條目前大部份僅使用於組合構材。具繫條或未具繫條之繫板得依 AASHTO(1996)及 AISC(1994)之特殊限制規定使用。

## 5.5.2 穿孔板

沿應力方向之長度與寬度比值不得大於 2.0。

沿應力方向之孔間淨距離不得小於最接近接合螺栓或銲接線之橫距。端板與第一個開孔之淨距不得小於 1.25 倍孔間或銲道接之橫距。

孔之外圈半徑至少應為 38mm。

孔邊至板邊之寬度得視為構材之淨斷面。當背接穿孔板之孔產生交錯時，構材淨斷面積得考慮為具開孔之相同橫斷面。

## 5.6 眼桿

### 5.6.1 設計強度

眼桿之設計強度須依公式(5.2.1-1)計算。

解說：

當圓形圈頭之淨斷面積大於 1.35 倍之桿身面積時，公式(5.2.1-1)將不會控制設計。

### 5.6.2 斷面比例

眼桿厚度須一致，板厚不得小於 14mm 且不得大於 50mm。

眼桿頭與桿身漸變段之半徑不得小於經過樞孔中心線之桿頭寬度。

經過樞孔中心之桿頭淨寬度不得小於 135%之所需桿身寬度。

超過樞孔之桿頭淨斷面不得小於桿身寬度之 75%。

眼桿桿身寬度不得大於其厚度之 8 倍。

樞孔中心須位於眼桿桿身縱軸上。樞孔直徑不得超過樞梢直徑 0.8mm 以上。

若使用降伏應力超過 485Mpa 之鋼材，則其樞孔直徑不得大於桿身板厚之 5 倍。

解說：

對使用降伏應力超過 485Mpa 鋼材之樞孔直徑限制係為避免沿樞孔產生碟形變形。此規定並未包含於第 16 版之 AASHTO(1996)規範。

### 5.6.3 眼桿之裝設

一組眼桿應對構材中央平面對稱，並儘可能使之平行。眼桿間應互相扣緊以防側向移動並防止斜交角橋梁對樞之側向扭曲變形。

同一節間相鄰近之眼桿應間距至少 14mm，並以環形填充材填充於間隙內。互相交叉之斜桿如其相距不足以使其一直相互分開，則在兩桿之交叉點處應緊扣在一起。

解說：

眼桿零組件需以細部處理以避免產生腐蝕。

眼桿有時會產生垂直於平面之振動，採用適當之間隙材或連結材將

可避免。

## 5.7 樞接板

### 5.7.1 通則

樞接板應儘可能避免使用。

樞接板必須滿足 5.2.1 節中之規定。

### 5.7.2 樞板

樞板之設計承壓強度  $P_r$  計算如下：

$$P_r = \phi_b P_n = \phi_b F_y A_b \quad (5.7.2-1)$$

式中

$P_n$  = 標稱承壓強度

$F_y$  = 降伏強度

$A_b$  = 樞板之投影承壓面積

$\phi_b$  = 承壓之強度折減係數，詳 5.5.2 之規定

主板得以樞板來增加厚度以加強樞孔區。若樞板必須使用，其位置應使載重之偏心最小，且必須以充份銲接或螺栓接合將承壓應力傳遞至主要構材。

### 5.7.3 斷面比例

通過樞孔中心線橫斷面之樞板與主板組合淨斷面積不得小於 1.4 倍樞孔外主板所需淨斷面積。

超過樞孔之樞板與主板組合淨斷面積不得小於樞孔外主板所需淨斷面積。

樞孔中心必須位於主板之縱軸上。樞孔直徑不得超過樞梢直徑 0.8mm 以上。

若使用降伏應力超過 485Mpa 之鋼材，則其樞孔直徑不得大於樞板與主板組合厚度之 5 倍。

主板與樞板組合厚度不得小於 12% 之孔邊至板邊淨寬度，主板厚度不得小於 12% 之樞孔外所需寬度。

解說：

若樞孔外主板之強度符合需求，本節中有關斷面比例之限制可確保不會於樞孔區產生破壞。

### 5.7.4 樞接構材之裝設

對於斜交角之橋梁，樞接構材應防止對樞產生側向移動及側向扭曲變形。

解說：

樞接構材零組件需以細部處理以避免產生腐蝕。

## 第六章 撓曲構材

### 6.1 通則

本節適用於對腹板垂直軸對稱之直線熱軋或銲接 I 型斷面撓曲構材。

由腹板標稱降伏應力小於一翼板或二翼板標稱降伏應力組合之混合梁亦可適用本節規定。對僅有腹板採用高強度鋼之組合斷面，亦可被允許使用，但不可視為混合梁考量。

前述及本節之規定適用於結實及非結實斷面、合成及非合成斷面。撓曲構材必須符合下列要求：

- (1)撓曲強度之強度極限詳 6.4 節。
- (2)變位控制之使用性極限詳 6.5 節。
- (3)細部之疲勞及斷裂極限詳 6.5.3 節，腹板之疲勞需求詳 6.6 節。
- (4)剪力強度之強度極限詳 6.7 節。
- (5)6.3 節之工作性規定。
- (6)變位亦應予考量。

解說：

非結實斷面本節未予規定但亦可允許使用。

### 6.2 斷面比例限制

基於撓曲考量，I 型斷面於所有施工建造階段及完工階段均須滿足下列之比例規定。

在 6.2.2 節中， $f_c$  及  $D_c$  須以實際調查之適當值予以決定。

解說：

經由合成斷面之研究，壓力區翼板  $f_c$  之決定須考量鋼浪板鋪設順序，

以及  $D_c$  須採用壓力區鋼構斷面之腹板深度。

### 6.2.1 一般比例

撓曲構件須符合下列之比例限制

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (6.2.1-1)$$

式中

$I_y$  = 鋼構斷面對腹板平面垂直軸之慣性矩， $\text{mm}^4$

$I_{yc}$  = 鋼構斷面壓力翼板對腹板平面垂直軸之慣性矩， $\text{mm}^4$

解說：

$I_{yc}/I_y$  之比例決定單軸對稱斷面之剪力中心位置。對超出此比例限制之梁如 T 型斷面，其剪力中心位於翼板與腹板之交點。規範中有關側向扭轉挫屈之公式並不適用於此種斷面。

### 6.2.2 腹板長細比

腹板須符合下列之比例限制

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad \text{無縱向加勁板} \quad (6.2.2-1)$$

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 11.63 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad \text{有縱向加勁板} \quad (6.2.2-2)$$

式中

$D_c$  = 彈性範圍之腹板壓力深度， $\text{mm}$

$f_c$  = 係數化載重下之壓力翼板應力， $\text{MPa}$

解說：

無縱向加勁板之腹板長細比規定對應於 AASHTO(1996)之橫向加勁板上限值。此比例定義一上限值，而由過度之側向腹板變位引致之疲勞

不在考量內(Yen and Mueller 1966; Mueller and Yen 1968)。

有縱向加勁板之腹板長細比規定係保留 AASHTO(1996)容許應力設計法之規定。由於對縱向加勁斷面，其翼板應力折減係數  $R_b$  假定為 1.0，故須防止腹板產生局部之撓曲挫屈。對縱向加勁腹板降伏，採用彈性板挫屈係數  $k=129.4$ ，其所推導之容許腹板長細比稍低於本節之規定(Dubas 1948)。無論如何，對於以翼板提供額外轉動束制之翼板，可使用較高之容許值。

對混凝土鋼浪板未硬化前之合成梁，工程師可選擇數種腹板長細比超出公式 6.2.1-1 規定之方案。此種選擇方案包括提供較厚之上翼板以降低壓力區腹板深度或改變鋼浪板澆置順序以降低壓力區翼板應力。其他可能之方法，一般為降低成本，如採用較厚之腹板或採用縱向加勁板。若採用縱向加勁板時，得依公式 6.2.2-1 之規定，其加勁板須設置於壓力翼板內面  $2D_c/5$  之位置。

考慮鋼浪板配置順序時，當對應之應力在腹板長細比  $2D_c/t_w$  介於公式 6.2.1-1 與  $\gamma_b(E/f_c)^{1/2}$ ，其中  $\gamma_b$  定義於 6.4.2a，靜載重下之壓力翼板應力  $f_c$  將稍大於彈性腹板挫屈應力。此時，鋼構斷面之標稱撓曲強度須以小於 1.0 之  $R_b$  係數折減。

## 6.3 應用

### 6.3.1 合成斷面

合成斷面之定義為混凝土鋼浪板與鋼構斷面以 6.7.4 節之剪力連接物組合而成，且可使用於其他提供經證明合成作用與側向支撐之鋼浪板系統。

### 6.3.1.1 應力

#### 6.3.1.1a 載重順序

在載重作用下，合成斷面任一位置之彈性應力為載重分別作用於下列斷面之應力總和：

- (1)作用於鋼構斷面
- (2)短期荷重作用於合成斷面
- (3)長期荷重作用於合成斷面

永久載重作用於橋面板達到  $0.75f'c$  前須假定由鋼構斷面全部承受。永久載重及活載重作用於橋面板達到  $0.75f'c$  後，可假定由合成斷面承受。對施工中有支撐之斷面，當橋面板達到  $0.75f'c$  後，所有永久載重假定由合成斷面承受，但須特別註明於計算書上。

#### 6.3.1.1b 正彎矩

計算撓曲應力時，合成斷面係由鋼構斷面與混凝土橋面板有效寬度之轉換面積組合而成。

對瞬間載重假設作用於短期合成斷面，橋面板面積得以短期斷面模數比  $n$  進行轉換。對永久載重假定作用於長期合成斷面，其橋面板面積得以斷面模數比  $3n$  進行轉換。

對正常密度混凝土，其斷面模數比可取為：

$$16 \leq f'c < 20 \quad n=10$$

$$20 \leq f'c < 25 \quad n=9$$

$$25 \leq f'c < 32 \quad n=8$$

$$32 \leq f'c < 41 \quad n=7$$

$$41 \leq f'c \quad n=6$$

### 6.3.1.1c 負彎矩

對短期及長期合成彎矩，其合成斷面之應力計算得考慮鋼構斷面與橋面板有效寬度內之縱向鋼筋。

### 6.3.1.1d 橋面板有效寬度

橋面板有效寬度依(4.6.2.6)節之規定。

### 6.3.1.2 降伏彎矩

合成斷面之降伏彎矩  $M_y$  為分別考慮短期荷重作用於鋼構斷面與長期荷重作用於合成斷面引致鋼構翼板降伏之彎矩，其中混合斷面之腹板降伏予以忽略。

解說：

合成斷面之降伏彎矩  $M_y$  只需考量如下數種合成斷面之強度界限：

- (1)連續跨之結實正彎矩斷面。
- (2)由節 Q 之公式設計所得之負彎矩斷面。
- (3)對中性軸超過從腹板中點起算之 10%腹板深度之混合負彎矩斷面。
- (4)使用於非彈性設計最後塑鉸產生之非結實斷面。

### 6.3.1.3 塑性彎矩

塑性彎矩  $M_p$  為第一個塑性力對塑性中性軸所產生之彎矩。對十字斷面之鋼構部份，塑性力之計算為翼板、腹板、加勁鋼材均採用標稱降伏應力。

塑性中性軸之位置需依據無任何淨軸力產生之平衡狀態決定。

解說：

正撓曲下合成斷面之塑性彎矩得依下列決定：

- (1)計算所有構件之力量並據此決定塑性中性軸係位於腹板、上翼板或橋面板；
- (2)由前一步驟所計得之數據計算中性軸位置；
- (3)計算塑性彎矩  $M_p$ 。

### 6.3.1.4 腹板受壓深度

#### 6.3.1.4a 在彈性彎矩時

在彈性設計彎矩之正彎矩時，腹板受壓深度  $D_c$  為鋼構斷面於長期合成斷面與短期合成斷面之應力總和，所考慮之載重包括靜載重、活載重與衝擊載重。當負彎矩時， $D_c$  得以鋼梁加縱向鋼筋之斷面計算。

解說：

對合成斷面， $D_c$  為載重作用於鋼構斷面應力和之代數方程式，包括長期合成斷面以及短期合成斷面。因此  $D_c$  為靜載重對活載重應力比之方程式。在正彎矩中，由於跨度增加導致靜載重對活載重之比值增加，故合成斷面之  $D_c$  隨跨度增加而增加。因此過去習慣上所採用之短期合成斷面  $D_c$  便趨於不保守。由應力圖中，正彎矩斷面之  $D_c$  計算得依下述公式計算之：

$$D_c = \frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}}{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM}} - t_f \quad (C6.3.1.4a-1)$$
$$c_{steel} \quad c_{3n} \quad c_n$$

式中

$F_{xx}$  = 對應不同載重之壓力翼板撓曲應力變數，如 DC1 為作用於非合成斷面之靜載重部份；DC2 為作用於長期合成斷面之靜載

重部份；DW 為附加於混凝土表面之載重；以及 LL+IM 分別作用於所對應之斷面，MPa

$c_{steel}$  ,  $c_{3n}$  &  $c_n$  = 壓力翼板最外側距鋼構中性軸之距離，壓力翼板最外側距長期合成斷面中性軸之距離，壓力翼板最外側距短期合成斷面中性軸之距離， mm

$t_f$  = 壓力翼板厚度，mm

在負彎矩斷面中， $D_c$  採用鋼構斷面加縱向鋼筋之合成斷面計算為保守值。

### 6.3.1.4b 在塑性彎矩時

塑性彎矩腹板受壓深度  $D_{cp}$  可依下述決定：

(1) 塑性中性軸在腹板之正彎矩斷面，其  $D_{cp}$  為

$$D_{cp} = \frac{D}{2} \left[ \frac{F_{yt}A_t - F_{yc}A_c - 0.85f'_cA_s - F_{yr}A_r}{F_{yw}A_w} + 1 \right] \quad (6.3.1.4b-1)$$

式中

$D_{cp}$  = 塑性彎矩之腹板壓力深度，mm

$D$  = 腹板深度，mm

$A_s$  = 橋面板面積， $\text{mm}^2$

$A_c$  = 壓力翼板面積， $\text{mm}^2$

$A_w$  = 腹板面積， $\text{mm}^2$

$A_r$  = 包含於設計斷面中之縱向鋼筋面積， $\text{mm}^2$

$F_{yc}$  = 壓力翼板之標稱降伏應力，MPa

$F_{yt}$  = 拉力翼板之標稱降伏應力，MPa

$F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，MPa

$f'_c$  = 混凝土 28 天抗壓強度，MPa

(2) 對其他之正彎矩斷面，其  $D_{cp}$  須視為 0，且須滿足 6.4.1.2 節所述結實斷面之腹板長細比規定。

(3) 塑性中性軸在腹板之負彎矩斷面，其  $D_{cp}$  為

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} (F_{yt}A_t + F_{yw}A_w + F_{yr}A_r - F_{yc}A_c) \quad (6.3.1.4b-2)$$

(4) 對其他之負彎矩斷面，其  $D_{cp}$  須視為 0。

## 6.3.2 合成斷面之施工性

### 6.3.2.1 通則

為確保施工性，若設計為合成斷面，但於施工中為非合成之情況，須考量各施工階段所對應之載重，並依其對應之載重因數及載重組合檢核其安全性。在因數化施工載重下，其幾何性質、支撐長度與計算標稱撓曲強度之應力須依據鋼結構斷面分析。且在澆置階段中，載重、加勁及支撐之改變均須予以考量。

解說：

全部之混凝土橋面板可能並非於同一階段完成，因此梁可能為數個階段所合成。若依循特定之橋面板澆置順序，在橋面板澆置過程中之大梁臨時彎矩可能較混凝土已澆置完成且已硬化之最終非合成靜載重彎矩為高。

較經濟之合成梁一般於正彎矩區採用比下翼板小之上翼板。因此，在橋面板施工中，一半以上之非合成腹板深度均位於壓力區。若在橋面板施工中有設計時未予考慮之較大彎矩產生時，較窄之壓力上翼板可能導致如大梁壓力翼板與腹板面外扭曲之問題。將大梁運輸節塊長度限制為約 85 倍之運輸節塊中最小壓力翼板寬度，有助於將前述之潛在問題降至最低。

混凝土澆置連續階段也可能導至相鄰跨度之前已澆置之橋面板產生明顯之拉應變。在橋面板連續澆置過程中之瞬時靜變位也與最終非合成靜變位不同。建造中之預拱需求亦需予以考量。最初建照時之施工性考量重點與橋面板更換施工時之重點相同。

在鋼梁橋之施工過程中，懸臂混凝土橋面板之載重通常由設置於外梁上間距 900~1200mm 之托架所支撐，托架載重之偏心對外梁所造成之扭矩將造成鋼梁上翼板向外扭曲，並可能產生下列問題：

- (1) 扭矩導致外梁翼板額外之縱向應力，

(2)作用於懸臂托架載重之水平分力通常直接傳遞至外梁腹板，可能導致腹板之側向偏斜。

外梁設計時應將前述之效應予以考慮，實際設計時，托架須連結至下翼板與腹板交點上。

### 6.3.2.2 標稱撓曲強度

合成梁施工性之調查須與 6.4.1.4 節之非結實斷面壓力翼板長細比一同考量。

施工中之合成梁，當其未完全合成時，需滿足 6.2.2 節中傳統非結實腹板長細比之規定。

解說：

對合成斷面，須考量大梁於成為合成斷面之最後階段及混凝土橋面板未硬化前非合成斷面之施工性。

### 6.3.2.3 標稱剪力強度

對具縱向加勁板及具或未具橫向加勁板之均勻斷面腹板，其考量橋面板澆置順序之標稱剪力強度為：

$$V_n = CV_p \quad (6.3.2.3-1)$$

式中

$C$  = 6.7.3.3a 中，挫屈剪應力與降伏剪應力之比值

$V_p$  = 6.7.3.3a 中，塑性剪力強度， $N$

解說：

標稱剪力強度限制為剪力挫屈或剪力降伏。在僅有係數靜載重作用下，不得考慮張力場作用。未加勁腹板與混合斷面腹板之剪力為強度界限時之剪力降伏或剪力挫屈，此種斷面不須依本節之規定考量。

### 6.3.3 非合成斷面

若技術上可行時，結構應儘可能採用合成斷面。

當橋面板與鋼梁未依 6.7.4 節設計之剪力連接物連結時，斷面得視為非合成斷面。

#### 6.3.3.1 降伏彎矩及塑性彎矩

非合成斷面之降伏彎矩  $M_y$  為忽略混合斷面腹板降伏時任一翼板產生降伏所需之彎矩。

非合成斷面之塑性彎矩  $M_p$  為全斷面產生塑性應力時之彎矩。

解說：

非合成斷面之塑性彎矩  $M_p$  之計算可依合成斷面公式消去混凝土橋面板與縱向鋼筋之項而得。

### 6.3.3.2 塑性彎矩時之腹板壓力深度

塑性彎矩時之腹板壓力深度須依下式決定：

若  $F_{yw}A_w \geq |F_{yc}A_c - F_{yt}A_t|$ ，則

$$D_{cp} = \frac{D}{2A_w F_{yw}} (F_{yt}A_t + F_{yw}A_w - F_{yc}A_c) \quad (6.3.3.2-1)$$

否則

$$D_{cp} = D \quad (6.3.3.2-2)$$

式中

$D$  = 腹板深度，mm

$A_t$  = 拉力翼板面積，mm<sup>2</sup>

$A_c$  = 壓力翼板面積，mm<sup>2</sup>

$A_w$  = 腹板面積，mm<sup>2</sup>

$F_{yc}$  = 壓力翼板之標稱降伏應力，MPa

$F_{yt}$  = 拉力翼板之標稱降伏應力，MPa

$F_{yw}$  = 腹板之標稱降伏應力，MPa

解說：

當不平衡式滿足時，中性軸位於腹板；否則，中性軸位於翼板上且  $D_{cp}$  等於腹板深度。

### 6.3.4 勁度

撓曲構材之分析須考慮下列之勁度性質：

- (1)當載重作用於非合成斷面：採用鋼構斷面之勁度。
- (2)當永久載重作用於合成斷面：採用長期合成斷面之勁度，並假定混凝土樓版沿跨徑全段為全部有效。
- (3)對短期載重作用於合成斷面：採用短期合成斷面之勁度，並假定混凝土樓版沿跨徑全段為全部有效。

解說：

雖然已有數個現場試驗顯示，對非合成斷面有相當大之合成作用產生，但在實際應用中，非合成斷面僅規定鋼構斷面之勁度。

針對連續合成梁之現場試驗顯示，有相當大之合成作用發生於負彎矩區(Baldwin et al. 1978; Roeder and Eltvik 1985)。因此在橋梁跨度全段採用完全合成斷面之勁度是相當合宜的。工程師可依據合理之工程理論採用其他相近之勁度。其中一個方式係採用橋墩兩相鄰跨度 15% 跨度位置之開裂斷面勁度，此法已應用於英國之設計(Johnson and Buckby 1986)。

## 6.3.5 梁翼板之風效應

### 6.3.5.1 結實斷面

由側向風載重引致下翼板之係數化彎矩須假定由翼板兩側之寬度  $b_w$  承受， $b_w$  規定如下：

$$b_w = \frac{b_{fb} - \sqrt{b_{fb}^2 - \frac{4M_w}{t_{fb}F_{yb}}}}{2} \leq \frac{b_{fb}}{2} \quad (6.3.5.1-1)$$

式中

22  $b_{fb}$  = 下翼板寬度，mm

$t_{fb}$  = 下翼板厚度，mm

$F_{yb}$  = 下翼板之標稱降伏應力，MPa

$M_w$  = 由係數化風載重引致之下翼板最大側向彎矩，N-mm

在載重組合中之垂直載重須假定由翼板兩側位移一寬度  $b_w$  之有效合成斷面承受，所有所需強度之計算均須依此有效斷面決定。

解說：

合成斷面設計為承受塑性彎矩，且產生全斷面降伏。因此風載重與其他載重之組合效應不能以不同載重下之彈性應力總和計算。而應假定側向風力彎矩由斷面上經折減之完全降伏寬度所承受，其餘則承受垂直載重。作用於翼板之風力彎矩另詳 4.6.2.7 節之規定。

### 6.3.5.2 非結實斷面

非結實斷面之下翼板應力須符合下列規定：

$$(F_u + F_w) \leq F_r \quad (6.3.5.2-1)$$

其中

$$F_w = \frac{6M_w}{t_{fb} b_{fb}^2} \quad (6.3.5.2-2)$$

式中

$F_w$  = 由係數化風載重引致下翼板邊緣之撓曲應力，MPa

$F_u$  = 由其他係數化載重引致下翼板之撓曲應力，MPa

$F_r$  = 各翼板之係數化撓曲強度，詳 6.4 節，MPa

$M_w$  = 由係數化風載重引致之下翼板最大側向彎矩，N-mm

上翼板不須依前述規定計算。若標稱撓曲強度係依 6.4.2.3 節規定計算，則應採用 6.4.5.1 節中所定義之有效斷面計算強度。

解說：

對非結實斷面，風載重與其他載重之組合效應係以不同載重下之彈性應力總和計算。下翼板風應力為風力彎矩除以作用於側向之翼板斷面模數。

由於風應力通常甚小且不會控制設計，尖峰風應力可保守地取其他載重之尖峰應力組合，並不需考慮其需發生於同一位置。

設計斷面受風載重時，若斷面係依 6.10.4.2.3 節中選定之 Q 公式所設計時，由於 Q 公式係以彎矩而非應力進行計算，故雖然斷面為非結實斷面，仍須依 6.3.5.1 節結實斷面規定之流程計算。

### 6.3.6 淨斷面

對撓曲斷面，直徑未超過 32mm 之高強度螺栓孔或開孔，若每一翼板所移除面積不超過翼板面積之 15% 時，其開孔可予以忽略；超過 15% 之面積應自全斷面積中扣除。螺栓孔之扣孔規定詳節。

接合材料應符合第二章之規定。

解說：

另一種較嚴格之淨斷面積規定，係直接比較拉力斷裂與拉力降伏，詳 AISC(1994)。

### 6.3.7 橋面板最小負彎矩鋼筋

連續跨徑之負彎矩區，含縱向分佈鋼筋之縱向鋼筋量不得小於橋面板橫斷面積之 1%。其中鋼筋之標稱降伏應力不小於 420MPa 且鋼筋不超過  $\phi 19$ 。

前述鋼筋須以兩層均勻配置於橋面板寬度內，且其中三分之二之鋼筋量應配置於橋面板上層，每列鋼筋之間距應小於 150mm。

剪力連接物可被使用於合成斷面之負彎矩區，未使用剪力連接物之負彎矩區，所有縱向鋼筋須延伸入正彎矩區剪力連接物一段長度，該長度不應小於鋼筋所規定之發展長度。

解說：

採用鋼筋號數不超過  $\phi 19$  之 1% 最小鋼筋量之規定是希望採用較小之間距以控制橋面板開裂。而鋼筋之標稱降伏應力不小於 420MPa 係希望在負彎矩塑性重分配產生時，鋼筋仍在彈性階段，使得在活載重移除時，可產生彈性回復，並使橋面板之開裂閉合。混凝土裂縫控制之臨界點於 AASHTO(1991)及 Haaijer et al. (1987)中有較詳盡之討論。

## 6.4 撓曲強度

因數化撓曲強度之彎矩及應力應以下式決定：

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.4-1)$$

$$F_r = \phi_f F_n \quad (6.4-2)$$

式中

$\phi_f$  = 撓曲強度折減係數=1.0

$M_n$  = 標稱撓曲強度，N-mm

$F_n$  = 各翼板之標稱撓曲強度，MPa

對單跨簡支之撓曲構材，不適用 6.4.4 節所述之彎矩重分配。

對連續跨徑撓曲構材之極限強度可以 6.4 節之彈性或 6.10 節之非彈性規定檢核。僅有內支承具結實斷面且標稱降伏應力不超過 345MPa 之合成或非合成等深 I 型斷面構材須依 6.10 節之非彈性流程進行分析。

解說：

對結實斷面，即使採用彈性分析，簡支與連續跨徑之分析彎矩係與斷面塑性彎矩強度進行比較，不過，除非進行非彈性結構分析，習慣上仍稱此流程為彈性分析。

AASHTO 規範考慮下述之非彈性行為：

- (1) 結實斷面之極限塑性彎矩強度，及
- (2) 在超載及最大載重同時作用下，允許最大負彎矩有 10% 之彎矩重分配。

在替代載重係數設計規範(ALFD)中允許結實斷面進行非彈性計算(AASHTO 1991)。大部份前述規範之規定已包含於本規範 6.10 節之規定中。

## 6.4.1 撓曲強度之範圍

### 6.4.1.1 標稱降伏強度

滿足 6.2 節斷面比例之 I 型斷面，其標稱降伏強度須符合下述規定：

- (1)符合 6.4.1.2 節結實斷面腹板長細比規定之等深斷面，且其標稱降伏強度不超過 345MPa，或
- (2)符合 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定，標稱降伏強度超過 345MPa，或變深斷面。

解說：

對鋼材降伏強度超過 345MPa 之撓曲構材，其彎矩-轉角之行為並未充分顯示可發展斷面之塑性彎矩能力，故本節規定二個設計流程。

### 6.4.1.2 結實斷面腹板長細比

$$\text{若 } \frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.2-1)$$

式中

$D_{cp}$  = 塑性彎矩時之腹板壓力深度，mm

$F_{yc}$  = 受壓翼板之標稱撓曲應力，MPa

則腹板視為結實斷面，其撓曲強度依下述規定：

- (1) 對正彎矩之合成斷面，其撓曲強度為 6.4.2.2 節之合成結實斷面正撓曲強度；
- (2) 對其他斷面，依 6.4.1.3 節結實斷面受壓翼板長細比規定。

對不符合(6.4.1)式之斷面，腹板為非結實斷面，若 Q 公式未被考量，其規定如下：

- (1) 對正彎矩之合成斷面，其任一翼板撓曲強度為 6.4.2.4 節之非結實斷面翼板撓曲強度；
- (2) 對其他斷面，依 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定。

若考量 Q 公式時，則依 6.4.1.5 節之規定。

解說：

本節腹板長細比要求係依據 AISC(1994)之規定，修正為接近 AASHTO(1996)結實斷面中之腹板長細比規定。對大部份正彎矩合成斷面而言，由於混凝土橋面版導致中性軸上移，使壓力腹板深度減少，故一般可滿足本節之結實斷面需求。

對合成正彎矩斷面，因硬化之混凝土橋面版可防止受壓翼板產生局部及側向挫屈，故不需規定受壓翼板長細比及側撐之強度界限。

### 6.4.1.3 結實斷面受壓翼板長細比

$$\text{若 } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.3-1)$$

式中

$b_f$  = 受壓翼板寬度，mm

$t_f$  = 受壓翼板厚度，mm

則依 6.4.1.6 節結實斷面腹板及受壓翼板長細比之交互公式流程設計。

對不符合(6.4-2)式需求，受壓翼板為非結實斷面，若 Q 公式未被考量，則依 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定；若考量 Q 公式時，則依 6.4.1.5 節規定。

解說：

結實負彎矩斷面之受壓翼板規定係保留 AASHTO(1996)之規定。

### 6.4.1.4 非結實斷面受壓翼板長細比

$$\text{若 } \frac{b_f}{2t_f} \leq 1.38 \sqrt{\frac{E}{f_c \sqrt{\frac{2D_c}{t_w}}}} \quad \text{無縱向加勁板} \quad (6.4.1.4-1)$$

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad \text{有縱向加勁板} \quad (6.4.1.4-2)$$

式中

$b_f$  = 受壓翼板寬度，mm

$f_c$  = 係數載重下之受壓翼板應力，MPa

則依 6.4.1.9 節非結實斷面受壓翼板支撐規定。

對不符合上式之斷面，則須改變斷面重新檢核。

解說：

公式(6.4.1.1.4-1)無加勁板之受壓翼板長細比規定包含腹板長細比之影響，但不適用有加勁板之斷面。有加勁板之斷面，其具側向支撐非結實斷面之壓力翼板長細比規定係由 AASHTO(1996)載重係數設計法而來，如公式(6.4.1.4-2)。

公式中  $b_f/2t_f$  之規定，為翼板達到  $f_c$  前避免產生局部挫屈之最大比值。

### 6.4.1.5 Q 公式規定

無加勁板之負彎矩斷面，可依 6.4.1.8 節 Q 公式有關腹板及受壓翼板長細比規定設計。

其他則依 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定。

### 6.4.1.6 結實斷面腹板及受壓翼板長細比交互規定

#### 6.4.1.6a 通則

$$\text{若 } \frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.6a-1)$$

$$\text{且 } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.6a-2)$$

則依 6.4.1.7 節結實斷面受壓翼板支撐規定。

對不符合上式之斷面，則依 6.4.1.6b 節結實斷面腹板及受壓翼板長細比交互作用規定。

#### 6.4.1.6b 交互公式

$$\text{若 } \frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.6b-1)$$

則依 6.4.1.7 節受壓翼板支撐規定。

對不符合上式之斷面，若未考量 Q 公式時，則依 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定；若考量 Q 公式時，則依 6.4.1.5 節之規定。

解說：

結實斷面長細比交互影響關係為保留規範之規定。經由彎矩-轉角試驗之相關文獻建議，當結實斷面之腹板及受壓翼板長細比分別超過公式(6.4.1.2-1)及公式(6.4.1.3-1)之 75%時，斷面可能無法達到塑性彎矩。故公式(6.4.1.8-1)規範長細比之交互公式以避免此種情況產生(Grubb and Carskaddan 1981)。

### 6.4.1.7 結實斷面受壓翼板支撐

$$\text{若 } L_b \leq \left[ 0.124 - 0.0759 \left( \frac{M_\ell}{M_p} \right) \right] \left[ \frac{r_y E}{F_{yc}} \right] \quad (6.4.1.7-1)$$

式中

$L_b$  = 無支撐長度，mm

$r_y$  = 鋼構斷面對垂直軸之最小迴轉半徑，mm

$M_\ell$  = 係數載重下無支撐段端部之較小彎矩，N-mm

$M_p$  = 塑性彎矩，N-mm

$F_{yc}$  = 受壓翼板之標稱降伏應力，MPa

其中  $(M_\ell/M_p)$  當無支撐段構材為反向曲率彎曲時取負值，且

- (1) 滿足 6.4.1.6a 節或 6.4.1.6b 節結實斷面受壓翼板長細比規定，受壓翼板視為結實，其撓曲強度依 6.4.2.1 一般結實斷面撓曲強度之規定。
- (2) 不滿足 6.4.1.6a 節或 6.4.1.6b 節結實斷面受壓翼板長細比規定，則依 6.4.2.3 節 Q 公式之撓曲強度計算。

未符合上述規定之斷面，則依 6.4.1.9 節非結實斷面受壓翼板支撐規定。

解說：

本節提出一無支撐長度與端部彎矩比之連續關係。由於降伏局限於靠近支撐點之區域內，故構材在支撐點間為反向曲率彎矩時，其容許無支撐長度將提高。本公式所提供塑性彎矩之非彈性轉角能力至少為彈性轉角之 3 倍(Yura et al. 1978)。

### 6.4.1.8 Q 公式腹板及受壓翼板長細比

$$\text{若 } \frac{2D_{cp}}{2t_w} \leq 6.77 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.8-1)$$

$$\text{且 } \frac{b_f}{2t_f} \leq 2.52 \sqrt{\frac{E}{F_{yc} \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}}} \quad (6.4.1.8-2)$$

則依 6.4.1.7 節結實斷面受壓翼板支撐規定。

對不符合上式之斷面，則依 6.4.1.4 節非結實斷面受壓翼板長細比規定。

### 6.4.1.9 非結實斷面受壓翼板支撐

$$\text{若 } L_b \leq L_p = 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.1.9-1)$$

式中

$r_t$  = 鋼構斷面中包含受壓翼板及腹板受壓部份 1/3 之面積對垂直軸之迴轉半徑，mm

$F_{yc}$  = 受壓翼板之標稱降伏應力，MPa

則其任一翼板撓曲強度為依 6.4.2.4 節之非結實斷面翼板撓曲強度。

否則

(1) 在最終階段之合成斷面，依 6.4.2.5 節合成斷面側向扭轉挫屈規定。

(2) 非合成斷面或建造中之合成斷面，依 6.4.2.6 節非合成斷面側向扭轉挫屈規定。

解說：

本節定義最大無支撐長度，以使均勻彎矩下，斷面不會在達到標稱降伏應力乘以翼板應力折減係數前發生側向扭轉挫屈。在不均勻彎矩

下，斷面具較長無支撐長度時仍可達到降伏強度，其無支撐長度依 6.4.2.5a 節公式(6.4.25a-3)代入  $R_b R_h F_{yc}$  並採用依  $C_b$  所計算而得之之  $L_b$ 。

## 6.4.2 撓曲強度之定義

欲達到塑性  $M_p$  之斷面均須為結實斷面且具充分之側向支撐。

### 6.4.2.1 一般結實斷面之撓曲強度

標稱撓曲強度為

$$M_n = M_p \quad (6.4.2.1-1)$$

式中

$$M_n = \text{標稱撓曲強度，N-mm}$$

解說：

若滿足 6.4.1.2 節、6.4.1.3 節、6.1.4.6 節及 6.4.1.7 節之規定，結實斷面在強度界限下之撓曲強度定義為塑性彎矩。

## 6.4.2.2 合成結實斷面之正撓曲彎矩強度

### 6.4.2.2a 一般規定

若斷面符合：

- (1) 簡支梁，或
- (2) 連續梁負彎矩區在內支承之結實斷面。

其正彎矩區合成結實斷面之標稱撓曲強度為

● 若  $D_p \leq D'$ ，則

$$M_n = M_p \quad (6.4.2.2a-1)$$

● 若  $D' < D_p \leq 5D'$ ，則

$$M_n = \frac{5M_p - 0.85M_y}{4} + \frac{0.85M_y - M_p}{4} \left( \frac{D_p}{D'} \right) \quad (6.4.2.2a-2)$$

式中

$D_p$  = 橋面板頂面到塑性彎矩中性軸之距離，mm

$D'$  = 6.4.2.2b 節所定義之距離，mm

$M_y$  = 短期合成正彎矩斷面之降伏彎矩強度，N-mm

不符合上述規定之斷面，其標稱撓曲強度可依下述方法決定：

(1) 近似法

$$M_n = 1.3R_h M_y \quad (6.4.2.2a-3)$$

(2) 精確法

$$M_n = R_h M_y + A |M_{np} - M_{cp}| \quad (6.4.2.2a-4)$$

式中

$R_h$  = 6.4.3.1 節所定義之混合係數

$A$  = 邊跨時取端支承至最大正彎矩處距離除以跨徑長度；  
內跨時取 1.0。

$M_{cp}$  = 內支承處之標稱撓曲強度，N-mm

$M_{np}$  = 在跨徑內產生最大正彎矩之載重下，內支承之彎矩，N-mm

對內跨度， $|M_{np} - M_{cp}|$  取兩支承處之較小者。

當採用精確法時，在相鄰支承處產生最大負彎矩之係數載重下，其正彎矩不得超過  $R_h M_y$ 。

解說：

對簡支跨及具結實斷面內支承之連續跨，其標稱撓曲強度與  $D_p$  及  $D'$  之比值有關。 $D'$  依 6.4.2.2b 之規定，為混凝土橋面板之最大應變達理論壓碎應變值時，合成斷面達到其理論塑性彎矩強度之深度。 $(D_p/D')$  小於等於 1.0 之斷面，可達到合成斷面之最小  $M_p$ 。公式(6.4.2.2a-1)限制標稱撓曲強度為  $M_p$ 。對  $(D_p/D')$  等於 5.0 之斷面，其標稱撓曲強度為  $0.85M_y$ 。當比值介於 1.0~5.0，其標稱撓曲強度依線性內差而得到公式(6.4.2.2a-2)。公式(6.4.2.2a-3)、(6.4.2.2a-4)係由超過 400 個合成鋼構斷面之參數分析研究所得之結果，包含非對稱及對稱鋼構斷面(Wittry 1993)。分析中包含不同鋼構及混凝土應力-應變關係之影響、鋼構之殘留應力及混凝土之壓碎應變。由分析結果顯示， $(D_p/D')$  為定義合成斷面撓曲強度與韌性之控制變數。當  $(D_p/D')$  達 5.0 時，分析指出，混凝土壓碎之理論發生點為斷面達到降伏。因較大之  $(D_p/D')$  比值時，合成斷面之撓曲強度與韌性係由混凝土橋面板壓碎所控制，故公式(6.4.2.2a-2)於  $M_y$  前乘以一折減係數 0.85。當斷面為結實斷面且具適當韌性時，計算標稱撓曲強度時，其  $(D_p/D')$  不得超過 5.0。公式(6.4.2.2a-2)中降伏彎矩  $M_y$  可以梁之標稱降伏應力  $F_y$  乘以短期合成斷面之張力翼板斷面模數，以取代 6.3.1.2 節之規定。

公式(6.4.2.2a-2)中之保守取向乃是為確保結實斷面具有適當之韌性。在許多案例中，永久變位之使用性臨界值控制合成結實斷面之設計。

因此，在初始設計中須小心地選用斷面以滿足使用性極限之永久變位及檢核強度極限之斷面撓曲強度。

正彎矩合成斷面之形狀係數( $M_p/M_y$ )可達 1.5。為達到  $M_p$ ，斷面需要相當之降伏量，此亦造成正彎矩斷面有效勁度之降低。對連續跨，勁度之折減可將彎矩由正彎矩區移至負彎矩區，因此，負彎矩區之實際彎矩可能較彈性分析值為高。除非正彎矩斷面之降伏區限制符合規定，負彎矩斷面須有能力承載較高之彎矩。規範之規定即為連續跨中非結實內支承斷面。

活載重使得負彎矩斷面之最大彈性彎矩與正彎矩斷面之最大彈性彎矩不同。在產生最大正彎矩之載重作用下，其負彎矩通常較斷面之撓曲強度低。因此，規範保守地允許連續跨非結實內支承斷面採用高於  $M_y$  之額外彎矩加於正彎矩斷面，且不得超過公式(6.4.2.2a-1)或公式(6.4.2.2a-2)之標稱撓曲強度，以確保合成斷面適當之韌性。結實內支承斷面有充份能力承擔因正彎矩區勁度降低引致之較大彎矩，因此，結實內支承斷面構材中之正彎矩斷面標稱撓曲強度不受彎矩平移結果之限制。

公式(6.4.2.2a-4)中( $M_{np}-M_{cp}$ )項須採用絕對值。

### 6.4.2.2b 韌性規定

當合成斷面達到塑性彎矩，須避免混凝土橋面板產生過早之壓碎破裂。在較確切之應用上，本節之規定可滿足前述之要求。

對正彎矩結實合成斷面，若因數載重下之彎矩使得翼板應力超過另一翼板之降伏強度乘以混合係數  $R_h$ ，斷面須滿足下列規定：

$$\left(\frac{D_p}{D'}\right) \leq 5 \quad (6.4.2.2b-1)$$

其中

$$D' = \beta \frac{(d + t_s + t_h)}{7.5} \quad (6.4-2.2b-2)$$

式中

$$\beta = 0.90 \text{ 當 } F_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$= 0.70 \text{ 當 } F_y = 345 \text{ Mpa}$$

$D_p$  = 合成斷面橋面板頂面到塑性彎矩中性軸之距離，mm

$D$  = 鋼構斷面之深度，mm

$t_h$  = 上翼板上方之混凝土托肩厚度，mm

$t_s$  = 混凝土橋面板厚度，mm

解說：

本節中韌性需求之規定與 AASHTO(1995)之規定相同。

$(D_p/D')$  限制為 5.0 以確保鋼構斷面受拉翼板達應變硬化發生於混凝土橋面板壓碎之前。 $D'$  為混凝土橋面板之最大應變達理論壓碎應變值時，合成斷面達到其理論塑性彎矩強度  $M_p$  之深度。在  $D'$  定義中之  $(d+t_s+t_h)/7.5$  項，定義為  $D^*$ ，由假定混凝土橋面板達理論壓碎應變值 0.003，受拉翼板達應變硬化時之應變值 0.012 而來。合成斷面之壓力深度  $D_p$  除以係數 1.5 以確保塑性彎矩時合成斷面之實際中性軸永遠高於假定應變值所計得之中性軸位置(Ansourian

1982)。從 400 個包含非對稱及對稱鋼構斷面(Wittry 1993)之合成鋼構斷面參數分析研究結果顯示，250MPa 鋼材斷面達到  $M_p$  時之  $(D_p/D^*)$  約為 0.90，345MPa 鋼材斷面達到  $M_p$  時之  $(D_p/D^*)$  約為 0.70。0.9 及 0.7 為對應 250MPa 及 345MPa 降伏應力鋼材，計算  $D'$  時與  $D^*$  相乘之係數。當係數載重下另一翼板應力不超過  $R_h F_{yf}$  時，由於橋面板發生潛在之混凝土壓碎破壞，鋼構斷面小於等於降伏強度時之應變甚小，公式(6.4.2.3-1)不須檢核。

### 6.4.2.3 Q 公式之撓曲強度

撓曲強度  $M_n$  為下式之較小值：

$$(1) M_n = M_p \quad (6.4.2.3-1)$$

$$(2) M_n = \left[ 1 - \left( 1 - \frac{0.7}{\frac{M_p}{M_y}} \left( \frac{Q_p - Q_{fl}}{Q_p - 0.7} \right) \right) \right] M_p \quad (6.4.2.3-2)$$

式中

(1) 對非對稱斷面

$$Q_p = 5.47 \left( \frac{M_p}{M_y} \right) - 3.13 \quad (6.4.2.3-3)$$

(2) 對對稱斷面

$$Q_p = 3.0 \quad (6.4.2.3-4)$$

及

$$\text{若 } \frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.2.3-5)$$

$$Q_{fl} = \frac{30.5}{\sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \quad (6.4.2.3-6)$$

否則

$$Q_{fl} = \frac{4.45}{\left( \frac{b_f}{2t_f} \right)^2 \sqrt{\frac{2D_{cp}}{t_w}}} \frac{E}{F_{yc}} \quad (6.4.2.3-7)$$

式中

$M_p =$  塑性彎矩，Mpa

$F_{yc} =$  受壓翼板之標稱降伏應力，MPa

$M_y =$  6.3.1.2 節中規定之降伏彎矩，N-mm

解說：

公式(6.4.2.3-2)定義標稱撓曲強度從  $M_p$  到近乎  $0.7 M_y$  之過渡期間。

公式(6.4.2.3-2)中之標稱撓曲強度係由受壓翼板之非彈性挫屈強度及試驗結果迴歸分析而來。本公式亦考慮腹板與受壓翼板長細比之交互影響，而在公式(6.4.2.3-7)採用一翼板挫屈係數  $k_f=4.92/(2D_{cp}/t_w)^{1/2}$  以計算  $Q_{fl}$ 。 $Q_{fl}$  為翼板挫屈強度與翼板降伏強度之比值。此挫屈係數係由 Johnson(1985)之試驗及其他合成和非合成鋼梁試驗結果而得。AISC(1994) B5.3 亦提出一相似之挫屈係數。當受壓翼板長細比小於 6.4.1.3 節之規定時，採用公式(6.4.2.3-6)計算  $Q_{fl}$ ，以有效限制在受壓翼板長細比折減之腹板長細比所對應彎曲強度之增加。公式(6.4.2.3-6)係將 6.4.1.3 節之受壓翼板長細比代入公式(6.4.2.3-6)而來。

公式(6.4.2.3-2)提出撓曲強度介於  $M_p$  到  $0.7 M_y$  之試驗值線性迴歸公式。為使降伏公式與試驗值之線性迴歸相允合，在腹板及受壓翼板長細比達到撓曲強度  $M_p$  時採用參數  $Q_p$ 。公式(6.4.2.3-2)決定最大撓曲強度，但不需保證有足夠之非彈性轉角能力。要承受塑性轉角之負彎矩斷面可依 6.10.10 節之規定設計。當採用彈性分析及非以公式(6.4.2.3-2)決定撓曲強度時，撓曲強度須依 6.4.2.4 節之規定決定之。

#### 6.4.2.4 非結實斷面之翼板撓曲強度

任一翼板之標稱撓曲強度以應力表示為：

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \quad (6.4.2.4-1)$$

式中

$R_h$  = 6.4.3.1 節所定義之混合係數

$R_b$  = 6.4.3.2 節所定義之載重分離係數

$F_{yf}$  = 翼板之標稱降伏應力，MPa

解說：

若滿足 6.4.1.9 節之限制規定時，非結實斷面任一翼板之撓曲強度在強度界限狀態定義為降伏應力乘以折減係數。

## 6.4.2.5 合成斷面在側向扭轉挫屈下之翼板撓曲強度

### 6.4.2.5a 受壓翼板

受壓翼板之標稱撓曲強度以應力表示為：

$$\text{若 } L_b \leq L_r = 4.44r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$F_n = C_b R_b R_h F_{yc} \left[ 1.33 - 0.187 \left( \frac{L_b}{r_t} \right) \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \right] \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.4.2.5a-1)$$

否則

$$F_n = C_b R_b R_h \frac{9.86E}{\left( \frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq R_b R_h F_{yc} \quad (6.4.2.5a-2)$$

式中

- 對無支撐之懸臂段，或側向無支撐段內任一點之彎矩大於或等於端點最大彎矩時

$$C_b = 1.0 \quad (6.4.2.5a-3)$$

- 其他

$$C_b = 1.75 - 1.05 \left( \frac{P_\ell}{P_h} \right) + 0.3 \left( \frac{P_\ell}{P_h} \right)^2 \leq 2.3 \quad (6.4.2.5a-4)$$

式中

$C_b$  = 彎矩梯度修正係數

$P_\ell$  = 在因數載重下，在力量較小支撐點處之受壓翼板力量，N

$P_h$  = 在因數載重下，在力量較大支撐點處之受壓翼板力量，N

$L_b$  = 無支撐長度，mm

$r_t$  = 鋼構斷面中包含受壓翼板及腹板受壓部份 1/3 之面積對垂直軸之迴轉半徑，mm

$F_{yc}$  = 受壓翼板之標稱降伏應力，MPa

$R_h$  = 6.4.3.1 節所定義之混合係數

$R_b$  = 6.4.3.2 節所定義之載重分離係數

當  $P_\ell$  為拉力時， $(P_\ell/P_h)$  為負值。

解說：

本節中之側向扭轉挫屈與 6.4.2.6 節所定義者不同，本節嘗試統合以合成混凝土橋面板抵抗上翼板產生側向位移之梯形翼板等深或變深斷面之側向扭轉挫屈等問題。本節所提出之公式係假定只有受壓翼板撓曲勁度可防止構件側向支撐點間之側向變位，並忽略混凝土橋面板之束制效應(Basler and Thurlimann 1961)。因此，在側向支撐點間受壓翼板抵抗側向挫屈之行為假定與柱之行為類似。這些簡化公式都是基於上述之假定發展而來，以使合成斷面在前述各種不同階段下得到保守之結果。

受壓翼板沿側撐點間長度內受力之變化影響考慮於  $C_b$  之計算中，當翼板壓力與對應之彎矩在無支撐長度內為定值時， $C_b$  為最小值 1.0。 $C_b$  值隨側撐點之彎矩降低而增大，至側撐點之彎矩為 0.0 時， $C_b$  為 1.75。當端點之反向彎矩逐漸增加時， $C_b$  值亦隨之增大，直至抵達上限值 2.3。

當側撐點間之斷面為相同時， $(M_l/M_h)$  表示為  $(P_l/P_h)$ ，並用於計算  $C_b$  值中。採用兩支撐點間彎矩包絡線之最大彎矩計算  $C_b$  值或  $(P_l/P_h)$  為保守且方便，雖然實際之行為並非如此。在彎矩圖中， $P_l$  在反復載重坐用下而變為張力，此時  $(P_l/P_h)$  在計算  $C_b$  值時應採用負值。

AISC (1996) 之另一  $C_b$  值公式為：

$$C_b = \frac{12.5P_{\max}}{2.5P_{\max} + 3P_A + 4P_B + 3P_C} \quad (\text{C6.4.2.5a-1})$$

式中

$P_{\max}$  = 無支撐段中受壓翼板最大力量之絕對值，N

$P_A$  = 無支撐段 1/4 點處受壓翼板力量之絕對值，N

$P_B$  = 無支撐段中點受壓翼板力量之絕對值，N

$P_C$  = 無支撐段 3/4 點處受壓翼板力量之絕對值，N

此公式對非線性彎矩變化與反轉彎矩提出改進之結果。

$r_t$  為側向勁度變化之參數，在支撐點間可保守地以支撐點間之最小值計算，否則可採用一較為合理但較不保守之  $r_t$  權重平均值。

### 6.4.2.5b 受拉翼板

受拉翼板之標稱撓曲強度以應力表示為：

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (6.4-2.5b-1)$$

式中

$F_{yt}$  = 受拉翼板之標稱降伏應力，Mpa

## 6.4.2.6 非合成斷面在側向扭轉挫屈下之撓曲強度

### 6.4.2.6a 受壓翼板

標稱撓曲強度須依下式決定：

(1) 具縱向加勁板，或

$$(2) \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

$$M_n = 3.14EC_b R_h \left( \frac{I_{yc}}{L_b} \right) \sqrt{0.772 \left( \frac{J}{I_{yc}} \right) + 9.87 \left( \frac{d}{L_b} \right)^2} \leq R_h M_y \quad (6.4.2.6a-1)$$

其他

$$\text{當 } L_b \leq L_r = 4.44 \sqrt{\frac{I_{yc} d E}{S_{xc} F_{yc}}}$$

$$M_n = C_b R_b R_h M_y \left[ 1 - 0.5 \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_b R_h M_y \quad (6.4.2.6a-2)$$

$$\text{否則 } M_n = C_b R_b R_h \frac{M_y}{2} \left( \frac{L_r}{L_b} \right)^2 \leq R_b R_h M_y \quad (6.4.2.6a-3)$$

其中

$$J = \frac{Dt_w^3}{3} + \sum \frac{b_f t_f^3}{3} \quad (6.4.2.6a-4)$$

$$L_p = 1.76r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.4.2.6a-5)$$

式中

$\lambda_b = 5.76$ ，對受壓翼板面積大於等於受拉翼板面積之構材

$\lambda_b = 4.64$ ，對受壓翼板面積小於受拉翼板面積之構材

$C_b$  = 彎矩梯度修正係數

$I_{yc}$  = 鋼構斷面中受壓翼板對腹板平面垂直軸之慣性矩， $\text{mm}^4$

$S_{xc}$  = 斷面水平軸對受壓翼板之斷面模數， $\text{mm}^3$

$M_y$  = 依 6.3.3.1 節規定之受壓翼板降伏彎矩，N-mm

$R_b$  = 6.4.3.2 節所定義之載重分離係數

$R_h$ =6.4.3.1 節所定義之混合係數

$r_t$ =鋼構斷面中包含受壓翼板及腹板受壓部份 1/3 之面積對垂直軸之迴轉半徑，mm

$t_f$ =受壓翼板厚度，mm

$F_{yc}$ =受壓翼板之標稱降伏應力，Mpa

解說：

6.4.2.5a 節中許多討論側向挫屈公式亦適用於本節。本節所採用之簡化公式係由 AISC (1994)之公式與 Kitipornchi and Trahair (1980)對非對稱梁之側向挫屈能力研究而來。

對滿足 6.2.1 節規定之斷面而言，本公式所計得之側向挫屈彎矩已在較為複雜之 Trahair 公式 10%誤差內。本公式對細長腹板與粗壯腹板梁採用不同值。當腹板為長細比小於  $r_b(E/F_{yc})^{1/2}$  之粗壯腹板或具縱向加勁板時，理論上腹板之彎曲挫屈不會發生。此種斷面，St. Venant 扭轉勁度及彎曲扭轉勁度已包含於公式(6.4.2.6a-1)中計算彈性側向挫屈彎矩。對較薄及無縱向加勁板之腹板，可能發生斷面扭曲，其 St. Venant 扭轉勁度予以忽略。公式(6.4.2.6a-3)為將  $J=0.0$  代入公式(6.4.2.6a-1)中所求得之彈性側向扭轉挫屈彎矩。

公式(6.4.2.6a-2)為非彈性側向挫屈強度從  $R_b R_h M_y$  到  $0.5 R_b R_h M_y$  之直線內插，由於粗壯或具縱向加勁板之腹板公式甚為複雜，故不適用於與此相似之直線內插。

$r_b$  之討論及推導過程另詳 6.4.3.2a 節。

### 6.4.2.6b 受拉翼板

受拉翼板之標稱撓曲強度以應力表示為：

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (6.4.2.6b-1)$$

式中

$F_{yt}$  = 受拉翼板之標稱降伏應力，Mpa

### 6.4.3 翼板應力折減係數

#### 6.4.3.1 混合係數， $R_h$

##### 6.4.3.1a 通則

對均質斷面， $R_h$  為 1.0。

在因數載重作用下，翼板應力未超過腹板降伏應力之混合斷面，其混合係數  $R_h$  亦取 1.0。

在因數載重作用下，一翼板或兩翼板應力達到降伏應力之混合斷面，其混合係數  $R_h$  依 6.4.3.1b 及 6.4.3.1c 節之規定。

腹板採用較低強度材料之混合斷面，其塑性彎矩依 6.3.1.3 節之規定計算，結實斷面不需採用折減係數。

解說：

腹板採用低強度鋼之混合梁，其降伏後之應力非線性變化以折減係數表示。這些公式所定義之係數與 AASHTO (1996) 相同，其係由合成及非合成梁之試驗及理論分析研究而來 (ASCE A968; Schilling 1968; Schilling and Frost 1964)。此係數亦應用於施工中未支撐及有支撐之非結實斷面。

### 6.4.3.1b 正彎矩

計算正彎矩結實混合斷面之撓曲強度，其混合折減係數為：

$$R_h = 1 - \left[ \frac{\beta\psi(1-\rho)^2(3-\psi+\rho\psi)}{6+\beta\psi(3-\psi)} \right] \quad (6.4.3.1b-1)$$

式中

$$\rho = F_{yw}/F_{yb}$$

$$\beta = A_w/A_{fb}$$

$$\psi = d_n/d$$

$d_n$  = 轉換之短期合成斷面，下翼板最外側至中性軸之距離，

mm

$d$  = 鋼構斷面之深度，mm

$F_{yb}$  = 下翼板之標稱降伏應力，Mpa

$F_{yw}$  = 腹板板之標稱降伏應力，Mpa

$A_w$  = 腹板面積，mm<sup>2</sup>

$A_{fb}$  = 下翼板面積，mm<sup>2</sup>

### 6.4.3.1c 負彎矩

當依 6.3.1.4a 節所決定之合成混合斷面之中性軸位於腹板深度中點 10%之範圍內，混合係數為：

$$R_h = \frac{12 + \beta(3\rho - \rho^3)}{12 + 2\beta} \quad (6.4.3.1c-1)$$

式中

$$\rho = F_{yw}/f_f$$

$$\beta = 2A_w/A_{tf}$$

$A_{tf}$  = 合成斷面為兩翼板面積和加縱向鋼筋面積；非合成斷面為兩翼板面積和， $\text{mm}^2$

$f_f$  = 兩翼板標稱降伏應力或係數載重應力之較小值，MPa

其他負彎矩合成混合斷面，其混合係數為：

$$R_h = \frac{M_{yr}}{M_y} \quad (6.4.3.1c-2)$$

式中

$M_{yr}$  = 考慮腹板降伏之降伏彎矩，N-mm

$M_y$  = 不計腹板降伏時之降伏彎矩強度，N-mm

解說：

公式(6.4.3.1c-1)為鋼梁降伏時中性軸位於腹板中點之彎矩強度折減係數。對中性軸位置位於腹板中點 10%腹板深度範圍內，公式(6.4.3.1c-1)認為其  $R_h$  變化甚小，可以忽略。公式(6.4.3.1c-2)為計算彎矩強度折減係數較為精確之公式。

可以近似法用以決定考慮腹板降伏之降伏彎矩  $M_{yr}$ 。連結  $F_{yf}$  與  $f_f$  之實線為不計腹板降伏時  $M_y$  之應力分佈。當施工中未支撐時，其分佈乃依施加靜載重於鋼構斷面、再施加靜載重及活載重於合成斷面、而後組合二者應力。虛線定義一之三角形應力塊，為腹板與翼板降伏應力差值，

以  $M_y$  減去此應力塊對中性軸彎矩。  $M_{yr}$  可依 6.3.1.2 節之規定計算，故

$$M_{yr} \approx M_y - aP \quad (C6.4.3.1c-1)$$

$$P \cong \frac{(F_{yf} - F_{yw})}{2} t_w h_w \quad (C6.4.3.1c-2)$$

式中

$F_{yf}$  = 下翼板之標稱降伏應力，MPa

$F_{yw}$  = 腹板板之標稱降伏應力，MPa

$t_w$  = 腹板厚度，mm

$a$  = 彈性中性軸至應力塊中心之距離，mm

$f_r$  =  $M_y$  時之縱向鋼筋應力，MPa

$h_w$  = 腹板降伏深度，mm

利用前述近似法表示中性軸位於腹板中點以上，且腹板降伏僅發生於中性軸以下之情況。相同之方式亦可應用於腹板降伏同時發生於中性軸上、下或僅發生於中性軸以上之情況。腹板降伏之任一應力塊所計得之彎矩均須以  $M_y$  相減。

由於腹板降伏導致中性軸稍微上移，故前述方式為近似方法。此上移對  $M_{yr}$  之影響甚小，一般予以忽略。有關  $M_{yr}$  之正確值可依降伏後之應力分佈計算(Schilling 1968)。

### 6.4.3.2 載重分擔係數, $R_b$

#### 6.4.3.2a 受壓翼板

$$\text{若具縱向加勁板, 或 } \frac{2D_c}{t_w} \leq \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \quad (6.4.3.2a-1)$$

其他

$$R_b = 1 - \left( \frac{a_r}{1200 + 300a_r} \right) \left( \frac{2D_c}{t_w} - \lambda_b \sqrt{\frac{E}{f_c}} \right) \quad (6.4.3.2a-2)$$

式中

$$a_r = \frac{2D_c t_w}{A_c} \quad (6.4.3.2a-3)$$

$\lambda_b = 5.76$ , 對受壓翼板面積大於等於受拉翼板面積之構材

$\lambda_b = 4.64$ , 對受壓翼板面積小於受拉翼板面積之構材

$f_c$  = 係數載重下之受壓翼板應力, MPa

$A_c$  = 受壓翼板面積,  $\text{mm}^2$

解說：

本係數為細長腹板承受撓曲應力時局部挫屈所引致之非線性應力變化。當採用適當之縱向加勁板以控制局部挫屈或腹板長細比小於  $r_b(E/f_c)^{1/2}$ , 其相當於腹板理論彈性撓曲-挫屈應力, 不適用本公式。本公式係由大量之試驗及理論分析得來(SSRC 1988)。公式(6.4.3.2a-2)為  $R_b$  之精確公式(Basler 1961)。

$r_b$  反應翼板對腹板所提供支撐之不同假設。對受壓翼板面積小於受拉翼板面積之構材係採用理論彈性撓曲-挫屈係數  $k=23.9$ , 並假定翼板對腹板之支承為簡支。對受壓翼板面積等於或大於受拉翼板面積之構材,  $k$  值介於簡支及固定之間, 翼板對腹板之支承為固定時其理論  $k$  值為  $39.6$ (Timoshenko and Gere 1961)。

### 6.4.3.2b 受拉翼板

對受拉翼板， $R_b$  值為 1.0。

解說：

由於腹板挫屈所造成翼板應力之增加主要發生於受壓翼板，腹板挫屈並未造成受拉翼板應力之明顯增加，故其  $R_b$  值採用 1.0。

### 6.4.4 彈性分析之彎矩調整

連續受撓構材若為結實斷面且承受負彎矩時，當其為熱軋成型或由符合 6.4.1.2, 6.4.1.3 及 6.4.1.6a 或者 6.4.1.6b 及 6.4.1.7 且  $f_y$  不大於 345MPa 之結實或非結實斷面所組成，則其在橋墩處由於因數化載重組合所引致且由彈性分析所得之負彎矩，最多得折減 10%。惟進行支承處負彎矩折減時，應同時增加其相鄰跨度之彎矩且其值與負彎矩折減量為大小相等但符號相反。負彎矩調整不適用於懸臂構材。

針對結實斷面，其負彎矩之調整亦可採用 6.10 所述之非彈性分析方法。

解說：

本節所述之彎矩調整乃採用了部分塑性設計的原理。

## 6.5 考慮服務性之長時撓度控制

### 6.5.1 一般說明

分析方法可採用 6.4 節所述之彈性及非彈性分析方法，並可同時應用於強度及長時撓度之檢核。

解說：

本節內容適用於 3.4 節規範之設計活載重，惟當其應用於其他特定之載重情況時，則應考量活載重係數之折減。

極限狀態之檢核乃為避免在可預期之車輛載重作用下產生過大之長時撓度，進而影響原結構之功能。其內容與 1996 AASHTO 規範中之超載檢核相符，且為過去工程之慣例，其發展過程詳見 Vincent(1969)。

## 6.5.2 彈性分析之彎矩調整

符合 6.4.4 所述之桿件，其長時撓度之檢核可以彎矩調整後之結果為基準。

在正彎矩及負彎矩作用下，其翼板應力不應超過下值。

- 結實斷面之上下翼板

$$f_f \leq 0.95 R_b R_h F_{yf} \quad (6.5.2-1)$$

- 非結實斷面之上下翼板

$$f_f \leq 0.80 R_b R_h F_{yf} \quad (6.5.2-2)$$

其中

$f_f$  = 係數化載重作用下之彈性翼板應力(MPa)

$R_b$  = 載重分擔係數，詳 6.4.3.2

$R_h$  = 混合係數，詳 6.4.3.1

$F_{yf}$  = 翼版之最小降伏應力(MPa)

解說：

因本節所考量之極限狀態乃服務性之極限故反力係數取 1.0。

載重分擔係數  $R_b$  及混合係數  $R_h$  分別在 6.4.3.2 及 6.4.3.1 節中有著明確之定義及探討。因在長時撓度之極限狀態下，有可能發生腹板之撓曲挫屈而導致壓力翼緣應力增加，故此處納入載重分擔係數  $R_b$ 。

## 6.6 腹板之疲勞

### 6.6.1 一般說明

本節內容乃用於控制腹板在重複性載重作用下由於撓曲或剪力所引致之平面外屈曲。

解說：

若桿件符合 6.6.3 及 6.6.4 之規定，則將可避免產生腹板彈性屈曲之問題，且可假設其能承受無限次較小載重而無疲勞開裂之問題。

有關腹板彈性屈曲之規定乃檢核最大腹板挫屈應力，而非檢核由循環載重所引致之應力變化範圍，故將其相關規定納入於本節中，而並非於疲勞設計章節中。

### 6.6.2 疲勞載重

由疲勞載重所引致之活載重撓曲應力及剪應力，如第三章所述，應為由疲勞載重組合計算所得應力之兩倍。

### 6.6.3 撓曲

未設置縱向加勁板之腹板應符合以下規定：

若  $\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$  則

$$f_{cf} = F_{yw} \quad (6.6.3-1)$$

否則

$$f_{cf} \leq 32.5E \left( \frac{t_w}{2D_c} \right)^2 \quad (6.6.3-2)$$

其中

$f_{cf}$  = 由未因數化之長時載重及 6.6.2 所述之疲勞載重引致之受壓翼緣最

大彈性撓曲應力，亦即為腹板之最大撓曲應力(MPa)

$F_{yw}$  = 腹板之最小降伏強度(MPa)

$D_c$  = 於彈性範圍內腹板之受壓深度(mm)

解說：

第二式中之腹板撓曲挫屈容量乃基於彈性挫屈係數  $k$  取為 36.0，此值乃介於翼版為簡支邊界條件之理論值 23.9 及翼版為固定邊界條件之理論值 39.6 之間(Timoshenko and Gere 1961)。居中之  $K$  值用以反應翼版對於旋轉之束制效應，而文中規範之腹板細長比限制  $(E/F_{yw})^{1/2}$ ，則為斷面達到式二之降伏強度時之細長比。

縱向加勁板理論上應可避免腹板發生撓曲挫屈之情形，因此本節之內容並不適用於設置縱向加勁板之斷面。

對於適用於本節所探討之極限狀態之載重及其組合作用下，可假設全斷面仍維持彈性，因此， $D_c$  可依 6.3.1.4a 所述方法求得。

## 6.6.4 剪力

具橫向加勁板之均質斷面之腹板，不論是否具縱向加勁板均應滿足下式：

$$V_{cf} \leq 0.58CF_{yw} \quad (6.6.4-1)$$

其中

$V_{cf}$  = 由未因數化之長時載重及 6.6.2 所述之疲勞載重引致之腹板最大

彈性剪應力(MPa)

$C$  = 剪力挫屈應力與剪力撓曲應力之比值，詳述於 6.7.3.3a

$F_{yw}$  = 腹板之最小降伏強度(MPa)

解說：

未加勁斷面及合成斷面之腹板，已於 6.7.2 節中考量強度極限狀態下，限制其剪力降伏應力或剪力挫屈應力，因此可不需檢核本節之規定。

6.7 剪力強度

## 6.7 剪力強度

### 6.7.1 一般說明

橫梁及大梁因數化剪力強度  $V_r$  應為：

$$V_r = \phi_v V_n$$

其中

$V_n$  = 標稱剪力強度值，針對加勁及未加勁腹板分別詳述於 6.7.2 及 6.7.3

$\phi_v$  = 剪力強度係數

橫向中間加勁板應依 6.8.1 規定設計之，縱向加勁板則應依 6.8.3 規定設計之。

均質斷面加勁之腹板於反覆活載重作用下，亦應分別依 6.4.4 及 6.7.3.3 檢核其剪力及剪力－彎矩交互作用。

均質及合成梁之內部腹板如滿足以下要求，則可視為已加勁並適用 6.7.3 之規定，否則，應視為未加勁並適用 6.7.2 之規定。

有關端部腹板之相關規定則詳述於 6.7.3.3c 或 6.7.3.4。

當考量張力場之作用時，則其點彎矩亦需加以考慮。

解說：

本節內容適用於

- 未加勁斷面
- 僅具橫向加勁板之斷面
- 具橫向及縱向加勁板之斷面

未加勁及加勁內部腹板之定義乃依據本文規定之最大橫向加勁板間距需求。均質及合成斷面之未支撐腹板，其標稱剪力強度乃依據其腹板細長比由剪力降伏抑或剪力挫屈來定義，詳述於 6.7.2。均質斷面之加勁內部腹板，其標稱剪力強度乃依據剪力降伏或剪力挫屈強度及考慮剪力

場作用之挫屈後強度之和來定義，若需要並依彎矩－剪力交互作用之效應進行修正，詳述於 6.7.3.3。結實斷面之標稱剪力強度可依公式(6.7.3.3a-1) 或公式 (6.7.3.3a-2) 計算，非結實斷面則可依公式 (6.7.3.3b-1) 或 (6.7.3.3b-2)。均質斷面加勁腹板之端部鋼板，其標稱剪力強度乃由剪力降伏抑或剪力挫屈來定義，詳述於 6.7.3.3c 節。合成斷面之所有加勁腹板均由剪力降伏抑或剪力挫屈來定義，詳述於 6.7.3.4 節。

不同之交互作用公式分別用以定義結實及非結實斷面之彎矩效應，此乃因為結實斷面是以彎矩進行設計，而非結實斷面則是以應力進行設計。為求簡化於交互作用公式中，可保守採用彎矩及剪力包絡線之最大彎矩及最大剪力。

## 6.7.2 未加勁腹板之標稱強度

均質及合成梁之未加勁腹板，其標稱強度如下

若  $\frac{D}{t_w} \leq 2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$  則

$$V_n = V_p = 0.58 F_{yw} D t_w \quad (6.7.2-1)$$

若  $2.46 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$  則

$$V_n = 1.48 t_w^2 \sqrt{E F_{yw}} \quad (6.7.2-2)$$

若  $\frac{D}{t_w} > 3.07 \sqrt{\frac{E}{F_{yw}}}$  則

$$V_n = \frac{4.55 t_w^3 E}{D} \quad (6.7.2-3)$$

其中

$F_{yw}$  = 腹板之最小降伏強度(MPa)

$D$  = 腹板之深度(mm)

$t_w$  = 腹板之厚度(mm)

解說：

式一為腹板面積乘以假設之剪力降伏強度  $F_{yw}/3^{1/2}$ 。D/t<sub>w</sub> 限制之決定乃令剪力挫屈應力等於腹板降伏強度，計算剪力挫屈應力時假設挫屈係數 k 為 5.0，而腹板降伏強度則可由 Cooper et al. (1978) 公式 35 求得。當  $D/t_w > 3.07(E/F_{yw})^{1/2}$  時，腹板之標稱剪力強度乃依據彈性剪力挫屈求得，Basler (1961) 建議取彈性極限為 80% 之  $F_{yw}$ ，亦即  $D/t_w = (2.46/0.8)(E/F_{yw})^{1/2}$ ，因此當  $D/t_w > 3.07(E/F_{yw})^{1/2}$  時，其標稱剪力強度應由式三求得，而式三為腹板面積乘以 Cooper et al. (1978) 公式 6 之彈性剪力挫屈應力，

其中假設挫屈係數  $k$  為 5.0。式二為兩腹板細長比限制間之直線轉換區。

### 6.7.3 加勁腹板之標稱強度

#### 6.7.3.1 一般說明

均質及合成斷面之橫向或橫向及縱向加勁之內部及端部腹板鋼板，其標稱剪力強度分別述於 6.7.3.3 及 6.7.3.4。計算縱向加勁之腹板標稱剪力強度時，應採總腹板深度  $D$ 。配置橫向加勁版時，應考量鋼板之最大剪力。

加勁板應符合 6.10.8 之要求。

解說：

縱向加勁版將腹板嵌板分割為較小之鋼板，則腹板之剪力強度可取較小鋼板之強度總和(Cooper 1967)。然而，距壓力翼緣達  $2D_c/5$  之縱向加勁版其貢獻即已非常小，因此保守建議在計算腹板之標稱剪力強度時應忽略縱向加勁板之影響。

#### 6.7.3.2 操作需求

無縱向加勁板之腹板嵌板，

$$\text{當 } \frac{D}{t_w} > 150 \quad (6.7.3.2-1)$$

則應配置橫向加勁板，其間距  $d_0$  應滿足：

$$d_0 \leq D \left[ \frac{260}{(D/t_w)} \right]^2 \quad (6.7.3.2-2)$$

解說：

細長比大於 150 之腹板需配置橫向加勁板，以利無縱向加勁板斷面

之製作及組立，而式二則為橫向加勁板之間距限制(Basler 1961)。將腹板細長比 150 代入式二可得最大橫向加勁板間距為  $3D$ ，其結果符合 6.7.1 對無縱向加勁板腹板之最大間距要求，對細長比大於 150 之斷面，其容許最大橫向加勁板間距應小於  $3D$ 。

具縱向加勁板之腹板可不需滿足式二對於橫向加勁板間距之要求，因其最大橫向加勁板間距已限制為  $1.5D$ 。

### 6.7.3.3 均質斷面

#### 6.7.3.3a 結實斷面之內部鋼板

符合 6.7.1 規定之結實斷面內部鋼板，其標稱剪力強度為：

若  $M_u \leq 0.5\phi_r M_p$  則

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \quad (6.7.3.3a-1)$$

若  $M_u > 0.5\phi_r M_p$  則

$$V_n = R V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.7.3.3a-2)$$

式中

$$V_p = 0.58 F_{yw} D_{tw} \quad (6.7.3.3a-4)$$

$$R = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_r - M_u}{M_r - 0.75\phi_f M_y} \right) \right] \leq 1.0 \quad (6.7.3.3a-3)$$

其中

$M_u$  = 因係數化載重作用下鋼板內最大彎矩(N-mm)

$V_n$  = 標稱剪力強度(N)

$V_p$  = 塑性剪力(N)

$M_r$  = 6.2.1 所述之因係數化撓曲強度(N-mm)

$\phi_r$  = 6.5.4.2 所述之撓曲強度係數

$M_y$  = 6.5.1.2 或 6.6.1.1 所述之降伏彎矩(N-mm)

$D$  = 腹板深度(mm)

$d_o$  = 加勁板間距(mm)

$C$  = 剪力挫屈應力與剪力降伏強度之比值，其值如下：

若  $\frac{D}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$  則

$$C = 1.0 \quad (6.7.3.3a-5)$$

若  $1.10 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$  則

$$C = \frac{1.10}{\frac{D}{t_w}} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \quad (6.7.3.3a-6)$$

若  $\frac{D}{t_w} > 1.38 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}}$  則

$$C = \frac{1.52}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}}\right) \quad (6.7.3.3a-7)$$

式中

$$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2} \quad (6.7.3.3a-8)$$

式中

k 值為剪力挫屈係數。

解說：

均質斷面之加勁內部腹板鋼板，由於張力場之作用，可能發展挫屈後剪力強度(Basler 1961)，此作用類似於 Pratt 桁架之張力斜桿，其結果表示於公式(6.7.3.3a- 1)，括號中第一項乃有關於剪力降伏或剪力挫屈，第二項則與挫屈後之張力場有關。

係數 C 為鋼板假設為簡支邊界條件所得之彈性剪力挫屈應力，與剪力降伏強度  $F_{yw}/(3)^{0.5}$  之比值。公式(6.7.3.3a-7)僅適用於 C 值不超過 0.8 時(Basler 1961)，當 C 值大於 0.8 時應採用公式(6.7.3.3a-6)，直至細長比符合限制要求，此時剪力挫屈應力等於剪力降伏強度，亦即 C 等於 1.0。公

式(6.7.3.3a-8)之剪力挫屈係數，為與鋼板尺寸比有關之兩精確公式之簡化。

當加勁內部鋼板在張力場作用下剪力與撓曲彎矩值均很高，腹板需同時抵抗剪力與彎矩。強度值由剪力挫屈或剪力降伏力所限制之鋼板，不會受彎矩—剪力交互作用之影響。Basler(1961)指出非結實斷面加勁之腹板，可以同時抵抗彎矩及剪力，只要在係數化載重作用下其剪力不超過  $0.6\phi_v V_n$ ，而壓力翼緣之撓曲應力不超過  $0.75\phi_r F_y$ 。

對結實斷面而言，其撓曲強度乃以彎矩而非應力來表示。為求方便，在判斷彎矩—剪力交互作用之發生時，其彎矩限制採  $0.5\phi_r M_p$  而非  $0.75\phi_r M_y$ ，即假設其形狀因子( $M_p/M_y$ )為 1.5，如此則可避免為檢核是否適用交互效應時需另計算降伏彎矩。當係數化載重作用下之彎矩超過  $0.5\phi_r M_p$  時，其標稱剪力強度值為式二，以交互影響係數  $R$  折減之。

式二由交互影響係數  $R$  所得之標稱剪力強度值，同時具有上下限，其下限為剪力降伏或剪力挫屈力。對形狀因子小於 1.5 之斷面而言，其由式二所得之值有可能超過當係數化載重作用下之彎矩稍稍超過  $0.5\phi_r M_p$  時，由交互影響公式求得之  $V_n$ ，因此針對結實斷面之  $R$  值給予一上限為 1.0。

為避免交互作用之發生，應適當配置橫向加勁板使係數化載重作用下之剪力不超過以下之大者：

- $0.60\phi_v V_n$ ，其中  $V_n$  由式一求得
- 係數化剪力挫屈或剪力降伏強度為  $\phi_v C V_p$

### 6.7.3.3b 非結實斷面之內部鋼板

符合 6.7.1 規定之非結實斷面內部鋼板，其標稱剪力強度為：

若  $f_u \leq 0.75\phi_f F_y$  則

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \quad (6.7.3.3b-1)$$

若  $f_u > 0.75\phi_f F_y$  則

$$V_n = R V_p \left[ C + \frac{0.87(1-C)}{\sqrt{1 + \left(\frac{d_o}{D}\right)^2}} \right] \geq C V_p \quad (6.7.3.3b-2)$$

式中

$$R = \left[ 0.6 + 0.4 \left( \frac{F_r - f_u}{F_r - 0.75\phi_f F_y} \right) \right] \quad (6.7.3.3b-3)$$

其中

$f_u$  = 係數化載重作用下嵌板內壓力翼緣之最大應力(MPa)

$C$  = 剪力挫屈應力與剪力降伏強度之比值，同 6.7.3.3a

$F_r$  = 係數化載重作用下壓力翼緣產生最大應力時之撓曲強度，  
詳 6.2.1(MPa)

解說：

同 C6.7.3.3a 之解說內容，惟對非結實斷面而言在交互公式中，其撓曲強度乃以應力而非彎矩來表示。公式 6.7.3.3a-3 中 R 值之上限 1.0 僅適用於結實斷面，而非結實斷面之公式 6.7.3.3b-3 並無此上限值之規定。

### 6.7.3.3c 端部嵌板

端部嵌板之標稱剪力強度應為下式之剪力挫屈或剪力降伏力。

$$V_n = CV_p$$

式中

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w$$

其中

$C$  = 剪力挫屈應力與剪力降伏應力之比值，同 6.7.3.3a

$V_p$  = 塑性剪力(N)

無縱向加勁板之端部鋼板，其橫向加勁板之間距不得大於 1.5D，而具縱向加勁板之端部鋼板，其橫向加勁板之間距則不得大於 1.5 倍之最大較小鋼板深度。

解說：

端部鋼板之剪力被限制為公式一之剪力挫屈或剪力降伏力，以作為相鄰內部鋼板在張力場作用下之錨定。

### 6.7.3.4 合成斷面

6.7.3.3c 中對於橫向加勁板間距之規定亦適用於合成斷面。

合成斷面端部及內部腹板鋼板之標稱剪力強度應為下式之剪力挫屈或剪力降伏力： $V_n = CV_p$

解說：

合成斷面不允許考慮張力場作用，因此其標稱剪力強度被限制為公式一之剪力挫屈或剪力降伏力。

## 6.7.4 剪力連接物

### 6.7.4.1 一般說明

在結實斷面中，應在混凝土底板與鋼材之間設置剪力釘或槽形剪力接合物，以承受兩者間之交互剪力。

簡支結實斷面之橋樑應在全跨度設置剪力接合物。

連續結實斷面之橋樑，一般而言，亦應在全跨度設置剪力接合物。在負彎矩區若將混凝土板之軸向鋼筋視為組合斷面之一部分，則需設置剪力接合物，否則在負彎矩區可不需設置剪力接合物，但在長時載重之反曲點範圍內，則需設置剪力接合物，如 6.7.4.3 所述。

負彎矩區設置剪力接合物之處，混凝土板之軸向鋼筋應適當延伸至正彎矩區。

### 6.7.4.1a 剪力連接物型式

剪力釘或槽形剪力接合物應依本文內容設計之。

剪力接合物應為允許混凝土完全固結之型式，以確保其全面積均與混凝土接觸，且應可抵抗混凝土與鋼材間水平及垂直之運動。

剪力釘其長度與直徑之比值不應小於 4.0。

槽形剪力連接物在沿其跟部及趾部應有不小於 5mm 之填角銲接。

### 6.7.4.1b 間距

剪力接合物之間距應滿足疲勞極限狀態之要求，如 6.7.4.2 及 6.7.4.3 之規定。依其所求得之剪力連接物數量，不應小於 6.7.4.4 滿足強度極限狀態所需求之數量。

剪力接合物之間距  $p$  應滿足下式：

$$p \leq \frac{nZ_r I}{V_{sr} Q} \quad (6.7.4.1b-1)$$

其中

$p$  = 剪力連接物於縱軸之間距(mm)

$n$  = 斷面內之剪力連接物數量

$I$  = 短時結實斷面之慣性矩(mm<sup>4</sup>)

$Q$  = 混凝土板轉換面積對短時結實斷面中性軸之面積一次矩  
(mm<sup>3</sup>)

$V_{sr}$  = 考慮疲勞極限狀態，在 LL+I 作用下之剪力範圍(N)

$Z_r$  = 依 6.7.4.2 計算之單支剪力連接物之剪力疲勞強度(N)

剪力連接物中心至中心之間距不得大於 600mm，亦不得小於六倍剪力釘直徑。

解說：

針對  $Q$  及  $I$  之計算，正彎矩時應計入有效翼寬內鋼承板之貢獻，負彎矩時則應計入有效翼寬內鋼筋之貢獻。

#### **6.7.4.1c 橫向間距**

剪力接合物應沿鋼材上翼板橫向配置，其間距可為定值或變化。

剪力接合物在垂直其支撐桿件縱軸方向，其中心至中心之間距不得小於四倍剪力釘直徑。

上翼板邊緣至其鄰近剪力接合物邊緣之淨距離不得小於 25mm。

#### **6.7.4.1d 覆蓋及貫入**

剪力接合物之上混凝土之覆蓋淨深度，不得小於 50mm，且剪力接合物至少需貫入鋼承板 50mm。

解說：

剪力接合物應貫穿鋼承板底部與上翼板間之肋板並深入至鋼承板中，否則需於其肋板處配置適當鋼筋以傳遞剪力接合物之作用力至鋼承板中。

#### 6.7.4.2 結實斷面中剪力接合物之疲勞強度

單支剪力接合物之疲勞強度  $Z_r$  應依下式計算：

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38.0d^2}{2} \quad (6.7.4.2-1)$$

式中

$$\alpha = 238 - 29.5 \text{Log}N \quad (6.7.4.2-2)$$

其中

$d$  = 剪力釘之直徑(mm)

$N$  = 6.6.1.2.5 所規定之反覆次數

其間距應將  $Z_r$  及剪力範圍  $V_{sr}$  代入式 6.7.4.1b-1 計算得之。

剪力接合物對翼板疲勞強度之影響應依 6.6.1.2 考量。

解說：

本文內容之發展過程詳 Slutter and Fisher(1966)。

### 6.7.4.3 長時載重反曲點之特殊規定

若考慮結實大樑於承受負彎矩處為非組合斷面，則在長時載重之反曲點範圍內，仍則需設置額外之剪力接合物，其數量  $n_{AC}$  如下：

$$n_{AC} = \frac{A_r f_{sr}}{Z_r} \quad (6.7.4.3-1)$$

其中

$A_r$  = 有效翼寬內之鋼筋面積(mm<sup>2</sup>)

$f_{sr}$  = 軸向鋼筋之應力範圍，如 5.5.3.1 之規定

$Z_r$  = 單支剪力接合物之疲勞強度，如 6.7.4.2 之規定

此額外之剪力接合物應配置於長時載重反曲點兩側各三分之一有效板寬之範圍內，且接合板之設置應避免與剪力接合物相衝突。

解說：

設置額外之剪力接合物，其目的乃為了將鋼筋視為承受負彎矩組合斷面之一部份。

## 6.7.4.4 強度極限狀態

### 6.7.4.4a 一般說明

剪力接合物之載重化強度  $Q_r$  如下：

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n \quad (6.7.4.4a-1)$$

其中

$Q_n$  = 標稱強度值，如 6.7.4.4c 之規定

$\phi_{sc}$  = 剪力接合物之強度係數，如 6.5.4.2 之規定

在最大正彎矩與每個與其相鄰之零彎矩點間，以及每個相鄰之零彎矩點與內部支承點間，剪力接合物之數量不應小於下式：

$$n = \frac{V_h}{Q_r} \quad (6.7.4.4a-2)$$

其中

$V_h$  = 標稱水平剪力，如 6.7.4.4b 之規定

$Q_r$  = 單支剪力接合物之載重化剪力強度，如 6.7.4.4a 之規定

#### 6.7.4.4b 標稱水平剪力

在最大正彎矩與每個與其相鄰之零彎矩點間，其總水平剪力  $V_h$  應為以下兩者之較小值：

$$V_h = 0.85f'_c b t_s \quad (6.7.4.4b-1)$$

$$V_h = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_t t_t + F_{yc} b_f t_f \quad (6.7.4.4b-2)$$

其中

$f'_c$  = 混凝土 28 天抗壓強度(MPa)

$b$  = 混凝土板之有效寬度(mm)

$b_f$  = 壓力翼板寬(mm)

$b_t$  = 張力翼板寬(mm)

$t_s$  = 混凝土板厚(mm)

$F_{yw}$  = 腹板之最小降伏強度(MPa)

$F_{yt}$  = 張力翼板之最小降伏強度(MPa)

$F_{yc}$  = 壓力翼板之最小降伏強度(MPa)

$D$  = 腹板深(mm)

$t_t$  = 張力翼板厚(mm)

$t_f$  = 壓力翼板厚(mm)

$t_w$  = 腹板厚(mm)

對連續跨度之結實斷面，在每個相鄰零彎矩點與內部支承點間，其總水平剪力  $V_h$  如下：

$$V_h = A_r F_{yr} \quad (6.7.4.4b-3)$$

其中

$A_r$  = 於內部支承處有效板寬內之總軸向鋼筋面積(mm<sup>2</sup>)

$F_{yr}$  = 軸向鋼筋之最小降伏強度(MPa)

解說：

對結實斷面之梁而言，已證實其剪力接合物沿縱向之間距是隨著剪

力大小而變化抑或是均勻分佈，對其極限強度及載重作用下之撓度情形是相同的。僅需混凝土內之微小變形及較大負載之剪力接合物，即可將水平剪力重新分配其他至較小負載之剪力接合物，重要的是需有足夠數量之剪力接合物，以傳遞最大彎矩處任一側之剪力  $V_h$ 。

在負彎矩區域內，亦需要足夠數量之剪力接合物，將混凝土板內鋼筋之極限張力傳遞至鋼材。

#### 6.7.4.4c 標稱剪力強度

埋置於混凝土板中之單支剪力釘，其標稱剪力強度如下：

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u \quad (6.7.4.4c-1)$$

其中

$A_{sc}$  = 剪力釘之斷面積(mm<sup>2</sup>)

$f'_c$  = 混凝土 28 天抗壓強度(MPa)

$E_c$  = 混凝土之彈性係數，如 5.4.2.4 之規定(MPa)

$F_u$  = 剪力釘之最小張力強度，如 6.4.4 之規定(MPa)

埋置於混凝土板中之單支槽形剪力接合物，其標稱剪力強度如下：

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c} \quad (6.7.4.4c-2)$$

其中

$t_f$  = 槽形剪力接合物之翼板厚(mm)

$t_w$  = 槽形剪力接合物之腹板厚(mm)

$L_c$  = 槽形剪力接合物之長度(mm)

解說：

據研究指出，剪力釘之強度為混凝土彈性係數與混凝土強度之函數 (Ollgaard et al,1971)。值得注意的是，剪力釘強度之上限為剪力釘之斷面

積乘上其極限張力強度。

公式二為 Slutter 及 Driscoll (1965)所發展之槽形剪力接合物強度公式之修正式，將其應用由常質混凝土擴展至輕質混凝土。

## 6.8 加勁材

### 6.8.1 橫向中間加勁材

#### 6.8.1.1 通則

橫向加勁材可以鋼板或角鋼以鉚接或螺栓接合組合而成，其可設置於腹板之一側或二側。

未當接合板使用之加勁材須與受壓翼板密接，但無需承壓於受拉翼板上。當加勁材作為橫隔梁或橫向構架之連接板時，加勁材需以鉚接或螺栓與上下翼板連結。

腹板與加勁材鉚道末端至腹板與翼板間角鉚道之近邊距離不得小於  $4t_w$ ，亦不得大於  $6t_w$ 。

#### 6.8.1.2 突出寬度

加勁材任一突出肢之寬度  $b_t$ ，須滿足以下規定：

$$50 + \frac{d}{30} \leq b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.8.1.2-1)$$

且  $16.0t_p \geq b_t \geq 0.25b_f$  (6.8.1.2-2)

其中：  $d$ = 斷面深度，(mm)

$t_p$ = 突出肢厚度，(mm)

$F_{ys}$ = 加勁材降伏應力，(MPa)

$b_f$ = 寬翼斷面之全寬，(mm)

解說：

本節之規定乃為防止橫向加勁材之局部挫屈產生。

### 6.8.1.3 慣性矩

任一橫向加勁材之慣性矩須滿足以下規定：

$$I_t \geq d_o t_w^3 J \quad (6.8.1.3-1)$$

$$J = 2.5 \left( \frac{D_p}{d_o} \right)^2 - 2.0 \geq 0.5 \quad (6.8.1.3-2)$$

其中：

$I_t$  = 橫向加勁材之慣性矩，對單側加勁材為對腹板與加勁材接觸面之慣性矩；對成對加勁材係指對腹板中心之慣性矩，(mm<sup>4</sup>)

$t_w$  = 腹板厚度，(mm)

$d_o$  = 橫向加勁材間距，(mm)

$D_p$  = 腹板無縱向加勁材時為腹板深度；腹板具縱向加勁材時為腹板格間最大深度，(mm)

橫向加勁材與縱向加勁材連結時須滿足以下規定：

$$I_t \geq \left( \frac{b_t}{b_\ell} \right) \left( \frac{D}{3.0d_o} \right) I_\ell \quad (6.8.1.3-3)$$

其中： $b_t$  = 橫向加勁材之突出寬度，(mm)

$b_\ell$  = 縱向加勁材之突出寬度，(mm)

$I_\ell$  = 縱向加勁材之慣性矩，為 6.8.3.3 節規定之有效斷面對與腹板接觸面之慣性矩，(mm<sup>4</sup>)

$D$  = 腹板深度，(mm)

解說：

為使腹板充份發揮張力場作用，橫向加勁材須有足夠之勁度以產生沿著加勁材邊線之結點。對( $d_o/D_p$ )比值小於 1.0， $I_t$  需求值較大者之討論

另詳 Timoshenko and Gere (1961)。每個細分格間之次格間可視為單獨格間，因此本節規定採用次格間之深度。此規定亦適用於不考慮張力場作用之腹板格間。

延著縱向加勁材長度之側向載重轉換成相鄰橫向加勁材之集中反力 (Cooper 1987)。公式(6.8.1.3-3)提供縱向加勁材與橫向加勁材慣性矩之關係式，以確保在集中反力作用下不會產生破壞，此公式與 AASHTO (1996) 公式 10-111 相同。

#### 6.8.1.4 面積

需承擔依 6.7.3 節規定腹板張力場作用之橫向中間加勁材須滿足以下規定：

$$A_s \geq \left[ 0.15BDt_w(1.0 - C) \frac{V_u}{V_r} - 18.0t_w^2 \right] \left( \frac{F_{yw}}{F_{ys}} \right) \quad (6.8.1.4-1)$$

其中：  $V_r$  = 6.2.1 節所定義之因數化剪力強度，(N)

$V_u$  = 強度界限狀態之因數化剪力，(N)

$A_s$  = 加勁材面積；成對加勁材為加勁材面積和，(mm<sup>2</sup>)

$B$  = 1.0 對成對加勁材

$B$  = 1.8 對角鋼加勁材

$B$  = 2.4 對單側鋼板加勁材

$C$  = 6.7.3.3a 節所定義之剪力挫屈應力與剪力降伏應力之比值

$F_{yw}$  = 腹板降伏應力，(MPa)

$F_{ys}$  = 加勁材降伏應力，(MPa)

解說：

橫向加勁材需有足夠之面積以抵抗張力場作用之垂直分力。公式(6.8.1.4-1)之所需加勁材面積可得到一個負值，此時加勁板所需面積為

0.0。負值表示腹板本身已足夠抵抗張力場作用之垂直分力，此時加勁材僅需符合 6.8.1.3 節之勁度需求及滿足 6.8.1.2 節突出寬度之規定。當腹板不需考慮張力場作用時，本節規定不須檢討。

## 6.8.2 支承加勁材

### 6.8.2.1 通則

建造階段及建造完成後之支承反力及集中載重處均需設置支承加勁材。梁在所有承壓位置及符合下式之集中載重作用點，需於腹板設置支承加勁材：

$$V_u > 0.75\phi_b V_n \quad (6.8.2.1-1)$$

其中：  $\phi_b$  = 6.5.4.2 節所定義之承壓抵抗係數

$V_u$  = 係數化載重下之剪力，(N)

$V_n$  = 6.7 節所規定之剪力強度，(N)

板梁在所有承壓位置及所有支撐集中載重作用點，均需於腹板設置支承加勁材。

支承加勁材可以鋼板或角鋼以銲接或螺栓接合組合而成，並連結於腹板二側。加勁材與腹板之接合設計應能傳遞因數化載重下之所有承壓力。

加勁材須延伸至腹板全深，並應儘可能延伸至翼板邊緣。

每一加勁材應磨平密貼於翼板面，或以全滲透開槽銲連接於翼板上，俾可承受全部反力。

解說：

未充份提供加勁材以抵抗集中力作用將導致破壞產生，特別是建造中之階段。

若使用者選擇不採用本節規定之支承加勁材，則須依 AISC (1994) 對腹板損壞防制之規定提供適當措施以抵抗集中載重。

### 6.8.2.2 突出寬度

加勁材任一突出肢之寬度  $b_t$ ，須滿足以下規定：

$$b_t \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \quad (6.8.2.2-1)$$

其中： $t_p$  = 突出肢厚度，(mm)

$F_{ys}$  = 加勁材降伏應力，(MPa)

解說：

本節之規定乃為防止支承加勁材鋼板之局部挫屈產生。

### 6.8.2.3 承壓強度

係數化承壓強度  $B_r$  須依下式計算：

$$B_r = \phi_b A_{pn} F_{ys} \quad (6.8.2.3-1)$$

其中： $\phi_b$  = 6.5.4.2 節所定義之承壓強度係數

$F_{ys}$  = 加勁材降伏應力，(MPa)

$A_{pn}$  = 翼板與腹板填角銲道以外至翼板邊之加勁材突出肢面積，(mm<sup>2</sup>)

解說：

為使支承加勁材鋼板密貼於翼板上，部份加勁材需省略一部份腹板與翼板填角銲接，因此，直接承壓面積小於加勁材之全斷面積。承壓強度係由承壓面積與加勁材標稱降伏強度而得。

## 6.8.2.4 支承加勁材之軸向強度

### 6.8.2.4a 通則

係數化軸向強度  $P_r$  須依 6.9.2.1 節之規定決定。迴轉半徑之計算須對腹板中心取慣性矩且有效長度取  $0.75D$  計算，其中  $D$  為腹板深度。

解說：

腹板之一部份假定與支承加勁材鋼板共同作用。

由翼板所提供之端部束制對柱挫屈強度之提昇及反映於採用折減之有效長度。

由於在縱向撓曲應力下腹板可能產生強伏，計算混合梁之迴轉半徑時，不考慮腹板。但在彎矩為零之端支承處，腹板可予以考慮。

### 6.8.2.4b 有效斷面

以螺栓連結於腹板之加勁材，有效柱斷面積僅為加勁材之組合肢材。

使用兩塊鋼板並以銲接連結至腹板之加勁材，其有效柱斷面應假定包括該兩塊鋼板與其中之腹板帶，腹板帶寬度於加勁材每側不得大於  $9t_w$ 。當使用一對或更多鋼板組成之加勁材時，其有效柱斷面應假定包括該組成鋼板與其中之腹板帶，腹板帶寬度等於該組成鋼板所包含之寬度及每側加勁材最外側突出肢不大於  $9t_w$  之寬度。

採用混合構材之連續梁內支承，若符合下式之規定時，腹板帶不得考慮於有效斷面計算中：

$$\frac{F_{yw}}{F_{yf}} < 0.70 \quad (6.8.2.4b-1)$$

其中：  $F_{yw}$  = 腹板降伏應力，(MPa)

$F_{yf}$  = 翼板較高之降伏應力，(MPa)

### 6.8.3 縱向加勁材

#### 6.8.3.1 通則

縱向加勁材可由縱向銲接於腹板一側之鋼板或螺栓接合角鋼所組成，且位於受壓翼板內側  $2D_c/5$  距離，其中  $D_c$  為在最大受壓撓曲應力下之受壓腹板深度。

解說：

理論與試驗上之研究指出，一個縱向加勁材之最佳位置在撓曲時為  $2D_c/5$ ，在剪力時為  $D/2$ 。試驗亦指出，位於  $2D_c/5$  之縱向加勁材可有效控

制撓曲時之側向腹板變位 (Cooper 1967)。由於剪力通常伴隨彎矩出現以及適當比例之縱向加勁材可降低剪力作用下之側向腹板變形，故規範採用  $2D_c/5$ 。

由於  $D_c$  延著跨度長度變化，本節乃規定採用最大受壓撓曲應力之斷面  $D_c$  計算加勁材位置。因此，對其他較低應力具不同  $D_c$  之斷面，加勁材之位置可能不在最佳位置上。

連續縱向加勁材設置於橫向中間加勁材間之腹板兩側為最佳之配置。若縱向及橫向加勁材須設置於腹板之同側，採用未被橫向加勁材中斷之縱向加勁材為較佳之方式。若縱向加勁材需中斷，其僅可在壓力區中斷。此外，中斷之縱向加勁材面積不得考慮於斷面積計算中。

當橫向加勁材中斷處，須妥善處理縱向加勁材與腹板銲接以避免銲道相交，且橫向加勁材須以填角銲或全滲透開槽銲連結縱向加勁材以確保可抵抗腹板挫屈並支撐縱向加勁材。所有中斷均須小心設計以免產生疲勞問題 (Schilling 1986)。

### 6.8.3.2 突出寬度

加勁材任一突出肢之寬度  $b_\ell$ ，須滿足以下規定：

$$b_\ell \leq 0.48t_s \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.8.3.2-1)$$

其中： $t_s$  = 加勁板厚度，(mm)

$F_{yc}$  = 相鄰受壓翼板之降伏應力，(MPa)

解說：

本節之規定乃為防止縱向加勁材之局部挫屈產生。採用相鄰受壓翼板降伏應力為較採用加勁材降伏應力保守，可避面加勁材降伏應力較受壓翼板低時加勁材應力過大。

### 6.8.3.3 慣性矩.

加勁材慣性矩係以包含加勁材及不超過  $18t_w$  之腹板帶寬度之有效斷面計算。

縱向加勁材須滿足下式規定：

$$I_{\ell} \geq Dt_w^3 \left[ 2.4 \left( \frac{d_0}{D} \right)^2 - 0.13 \right] \quad (6.8.3.3-1)$$

$$r \geq 0.234d_0 \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} \quad (6.8.3.3-2)$$

其中：

$I_{\ell}$  = 縱向加勁材及腹板帶對腹板與加勁材接觸面之慣性矩，(mm<sup>4</sup>)

$r$  = 縱向加勁材及腹板帶對腹板與加勁材接觸面之迴轉半徑，(mm)

$D$  = 腹板深度，(mm)

$d_0$  = 橫向加勁材間距，(mm)

$t_w$  = 腹板厚度，(mm)

$F_{yc}$  = 相鄰受壓翼板之降伏應力，(MPa)

解說：

慣性矩之需求乃為確保加勁材有足夠之剛性以維持腹板格間之水平。迴轉半徑需求則為確保縱向加勁材具足夠剛度以抵抗軸壓應力而不會側向挫屈。加勁材以柱作用考量時，假定端部具部份束制。公式(6.8.3.3-2)係由假定偏心載重與初始偏斜導致加勁材增加 20%應力推導而得。

滿足 6.8.3.2 節及 6.8.3.3 節之縱向加勁材即有足夠面積支持張力場，因此，縱向加勁材無額外之面積需求規定。

## 6.9 蓋板

### 6.9.1 通則

任何蓋板之長度須滿足下式規定：

$$L_{cp} \geq 2d_s + 900 \quad (6.9.1-1)$$

其中： $d_s$  = 斷面深度，(mm)

對無贅餘載重路徑之結構承受反復載重下翼板產生張力或反復應力，採用部份長度銲接之蓋板不得使用於厚度超過 20mm 之翼板上。

翼板上蓋板之最大厚度不得大於接合翼板厚度之二倍。亦不可使用由數個銲接組成之蓋板。

蓋板可較連結翼板寬度為寬或較小。

### 6.9.2 端部需求

#### 6.9.2.1 通則

蓋板之理論端點為該處斷面之因數化載重彎矩  $M_u$  或撓曲應力  $F_u$  等於係數化強度  $M_r$  或  $F_r$ 。蓋板應延伸至理論斷點以外相當距離以達到：

- 實際斷點之應力範圍滿足 6.6.1.2 節之疲勞需求；且
- 蓋板在理論斷點由因數載重引致之縱向力可以設置於理論斷點與實際斷點間之銲接或螺栓發揮。

漸變蓋板之端部寬度不得小於 75mm。

### 6.9.2.2 端部銲接

在理論斷點與實際斷點間之蓋板與翼板銲接應能發展理論斷點所計算之力量。

當蓋板較翼板為寬時，蓋板端部不須以環繞銲處理。

### 6.9.2.3 端部螺栓接合

在理論斷點與實際斷點間之蓋板與翼板採用摩阻型螺栓接合時，應能發展理論斷點在係數化載重下所引致之力量。

端部螺栓接合之滑動抵抗需依 6.13.2.8 節之規定決定。連結蓋板與翼板之縱向銲接必須連續且停止於距端部接合螺栓第一列螺栓之前一個螺栓距離。當採用端部螺栓接合蓋板時，設計圖說須標示下列施工順序：

- 鑽孔
- 潔淨接合表面
- 安裝螺栓
- 銲接鋼板

解說：

有關端部螺栓接合蓋板研究之討論另詳 Wattar et al. (1985)。

## 6.10 非彈性分析

### 6.10.1 強度界限狀態

#### 6.10.1.1 通則

非彈性分析可應用於等深度連續 I 型斷面構材，合成或非合成斷面，且降伏應力不超過 345MPa 並滿足本節之規定。

強度界限狀態之非彈性分析須計算：

- 從塑性鉸位置至其他部位之彎矩重分配，
- 為發揮塑性轉角之斷面非彈性彎矩轉角特性，且
- 載重分別施加於合成構材之鋼構斷面。

分析可依 6.10.1.2 節及 6.10.1.3 節之機構法(Mechanism Method)或自動應力法(Unified Autostress Method)進行。

斷面為維持達到  $M_p$  後額外塑性轉角之需求，須滿足本節中腹板長細比、受壓翼板長細比、受壓翼板支撐及支承加勁材需求。

合成斷面在達到因數化之正彎矩撓曲強度後，不須假定應發揮額外非彈性轉角。

解說：

非彈性流程類似 AASHTO(1991)所採取之替代載重係數設計(ALFD)流程。

下列之非彈性分析流程可使用於強度界限狀態：

- 機構法(ASCE 1971)，及
- 自動應力法(Schilling 1991)

對二跨以上之連續梁，採用電腦程式可充份運用前述方法。

當斷面之塑性轉角特性為已知時，此二種方法均可應用於結實及非結實斷面。但對於非結實斷面在受力範圍之幾何特性尚未被完整建立。

在塑性設計中，單跨或連續跨中任何成對之正彎矩及負彎矩斷面均可支  
承載重。此係因於產生破壞機構時仍可滿足平衡條件。對於一正彎矩及  
負彎矩強度並假定塑性鉸位置構成一個破壞機構，對應此機構之施加载  
重可直接計算而得。

此機構實際上較為重要的是，可選擇一符合最佳建造與經濟之正彎  
矩和負彎矩斷面。

當足夠塑性鉸產生而形成一機構時，可得到連續構材之極限載重承  
載能力(ASCE 1971)。除最後之塑鉸外，所有塑鉸均須提供額外塑性轉角。

本節所規定之腹板長細比、受壓翼板長細比、受壓翼板支撐及支承  
加勁材需求乃為確保斷面可提供額外塑性轉角。長細比之支撐需求為原  
先結實斷面所對應之需求。

另一以移動載重方法以求得破壞機構之分析請詳 Dishongh (1995)。

#### 6.10.1.1a 腹板長細比

斷面發揮塑性轉角之腹板長細比應滿足下式規定：

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.1.1a-1)$$

其中：  $F_{yc}$  = 受壓翼板之降伏應力，(MPa)

$D_{cp}$  = 受壓腹板深度，(mm)

$t_w$  = 腹板厚度，(mm)

### 6.10.1.1b 受壓翼板長細比

斷面發揮塑性轉角之受壓翼板長細比應滿足下式規定：

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.382 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.1.1b-1)$$

其中：  $b_f$  = 翼板全寬，(mm)

### 6.10.1.1c 長細比交互公式

當斷面發揮塑性轉角之腹板長細比及受壓翼板長細比均大於公式(6.10.1.1a -1)及公式(6.10.1.1b-1)之 75%時，得採用下列之長細比交互關係式：

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} + 9.35 \left( \frac{b_f}{2t_f} \right) \leq 6.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.10.1.1c-1)$$

### 6.10.1.1d 受壓翼板支撐

任一斷面須發揮塑性轉角之受壓翼板應予支撐以抵抗側向移動。側撐須設置於斷面兩側，其距離  $L_b$  應滿足下式規定：

$$L_b \leq \left[ 0.124 - 0.0759 \left( \frac{M_\ell}{M_h} \right) \right] \left( \frac{r_y E}{F_{yc}} \right) \quad (6.10.1.1d-1)$$

其中： $L_b$  = 需提供塑性轉角需求斷面與相鄰第一個支撐點之距離，(mm)

$r_y$  = 在需提供塑性轉角需求斷面與相鄰第一個支撐點間，鋼構斷面對腹板垂直軸之最小迴轉半徑，(mm)

$M_\ell$  = 第一個支撐點依非彈性分析因數化載重所計算之彎矩，(N-mm)

$M_h$  = 需提供塑性轉角需求斷面依非彈性分析因數化載重所計算之彎矩，(N-mm)

$F_{yc}$  = 計算  $r_y$  處之受壓翼板降伏應力，(MPa)

若構材在支撐點間之彎曲為相反曲率時， $M_\ell/M_h$  比值取負值。

### 6.10.1.1e 支承加勁材

依 6.8.2 節設計之支承加勁材應設置於任何需提供塑性轉角需求之斷面。

## 6.10.1.2 機構法(Mechanism Method)

### 6.10.1.2a 通則

因數化撓曲強度  $M_r$  為：

$$M_r = \phi_f M_n \quad (6.10.1.2a-1)$$

其中：  $\phi_f$  = 6.5.4.2 節所定義之撓曲強度係數

$M_n$  = 6.10.1.2b 或 6.10.1.2c 節所定義之標稱撓曲強度，  
(N-mm)

係數化剪力強度  $V_r$  為：

$$V_r = \phi_v V_n \quad (6.10.1.2a-2)$$

其中：  $\phi_v$  = 6.5.4.2 節所定義之剪力強度係數

$V_n$  = 6.7 節所定義之標稱剪力強度

### 6.10.1.2b 需提供塑性轉角需求斷面之標稱撓曲強度

需提供塑性轉角需求斷面之標稱撓曲強度為：

$$M_n = M_{pe} \quad (6.10.1.2b-1)$$

其中：  $M_n$  = 需提供塑性轉角需求斷面之標稱撓曲強度，(N-mm)

$M_{pe}$  = 6.10.1.2d 節所定義之有效塑性彎矩，(N-mm)

解說：

在傳統塑性分析，塑性鉸係假設為一個點(ASCE 1971)。實際上，降伏係發生於一有限之長度內。因此，建議採用一過渡範圍，從需提供塑性轉角需求斷面二側各最小二倍鋼構斷面深度，以確保在此區之任何位置上之應力小於降伏應力，在此區域以外須依 6.10.1.2c 節之規定進行檢核。

### 6.10.1.2c 不需提供塑性轉角需求斷面之標稱撓曲強度

不需提供塑性轉角需求斷面之標稱撓曲強度為：

$$M_n = M_p \quad (6.10.1.2c-1)$$

其中：  $M_p$ =6.5.1.3 節或 6.6.3 節所定義之塑性彎矩，(N-mm)

●對滿足 6.5.3 節或 6.6.3 節規定之非結實斷面：

$$M_n = R_b R_h M_y \quad (6.10.1.2c-2)$$

其中：  $M_y$ =6.5.1.2 節或 6.6.1.1 節所定義之降伏彎矩，(N-mm)

$R_b$ 、 $R_h$ =6.5.4.1 節及 6.5.4.2 節所規定之翼板應力折減因數；

對合成正彎矩斷面， $R_b$  應取 1.0。

### 6.10.1.2d 有效塑性彎矩

有效塑性彎矩為依 6.5.1.3 節理論之全塑性應力分佈並採用以下之有效降伏應力所得彎矩：

$$F_{yce} = 0.0845E \left( \frac{2t_f}{b_f} \right)^2 \leq F_{yc} \quad (6.10.1.2d-1)$$

$$F_{yte} = 0.0845E \left( \frac{2t_f}{b_f} \right)^2 \leq F_{yt} \quad (6.10.1.2d-2)$$

$$F_{ywe} = 1.32E \left( \frac{t_w}{D_{cp}} \right)^2 \leq F_{yw} \quad (6.10.1.2d-3)$$

$$F_{yre} = F_{yr} \quad (6.10.1.2d-4)$$

其中：  $F_{yc}$  = 受壓翼板之降伏應力，(MPa)

$F_{yce}$  = 受壓翼板之有效降伏應力，(MPa)

$F_{yt}$  = 受拉翼板之降伏應力，(MPa)

$F_{yte}$  = 受拉翼板之有效降伏應力，(MPa)

$F_{yw}$  = 腹板之降伏應力，(MPa)

$F_{ywe}$  = 腹板之有效降伏應力，(MPa)

$F_{yr}$  = 縱向鋼筋之降伏應力，(MPa)

$F_{yre}$  = 縱向鋼筋之有效降伏應力，(MPa)

$t_f$  = 受壓翼板之厚度，(mm)

$b_f$  = 受壓翼板之寬度，(mm)

$t_w$  = 腹板之厚度，(mm)

$D_{cp}$  = 依 6.5.1.4b 節或 6.6.1.2 節

所定義之受壓腹板深度，(mm)

解說：

傳統之機構法，斷面受比例限制有充份塑性轉角以形成機構而達到全塑性彎矩(ASCE 1971)。若以有效塑性彎矩取代全塑性彎矩，滿足本節規定之橫斷面，其翼板和或腹板長細比太高時仍可依機構法設計 (Haaijer et al. 1987 ; Schilling and Morcos 1988)。有效塑性彎矩較全塑性彎矩低，且可提供充份之塑性轉角以形成機構(Haaijer et al. 1987 ; Schilling and Morcos 1988)。

AASHTO (1991) 提供一經驗流程以計算結實斷面之有效塑性彎矩 (Grubb and Carskaddan 1981 ; Haaijer et al. 1987)。此流程中，有效塑性彎矩由斷面翼板與腹板之有效降伏應力計算而得 (AASHTO 1991 ; Haaijer et al. 1987)。有效降伏應力係依受壓翼板與腹板長細比而定義。當長細比低於限制值時，有效降伏應力等於實際降伏應力，否則，有效降伏應力低於實際降伏應力，且有效塑性彎矩低於實際塑性彎矩。

合成負彎矩及正彎矩斷面之有效塑性彎矩可依 6.5.1.3 節之規定計算，其中，斷面構件之實際降伏應力以本節所規定之有效降伏應力取代。通常僅有負彎矩斷面須計算有效塑性彎矩能力。

### 6.10.1.3 自動應力法(Unified Autostress Method)

自動應力法可使用於以非彈性分析下強度界限狀態設計之 I 型斷面符合比例限制之翼板或腹板。當採用此方法時，須使用因數化塑性轉角以求得所有假定產生降伏處之撓曲強度。每一因數化塑性轉角曲線須由標稱塑性轉角曲線與與縱座標為 6.5.4.2 節定義之撓曲強度係數組成而得。

剪力須依 6.7 節之規定。

解說：

自動應力法係由 Schilling (1991) 所提出。此方法中，所有降伏位置之正確塑性轉角及彎矩可由滿足二關係式求得：一個變形連續關係式和一個轉角關係式。變形連續關係式與所有降伏位置之塑性轉角及所有內支承位置之彎矩相互關連，且與梁之勁度比例相關。轉角關係式與塑性轉角及任何降伏位置之彎矩相互關連，且與該位置橫斷面之比例有關。

自動應力法與機構法之不同，為在所給任何載重下決定所有塑鉸位置之實際彎矩。機構法採用保守估計塑性鉸彎矩以求得梁之最大可能載重。此保守估計係基於斷面長細比及估計形成機構之塑性轉角需求值。自動應力法可使用於強度及永久變位檢核，但機構法僅可使用於強度檢核。

### 6.10.1.4 梁翼板之風力效應

若梁翼板設計以傳遞 4.6.2.7 節風載重時，須滿足 6.5.7.1 節之規定。

## 6.10.2 永久變位之強度界限控制

### 6.10.2.1 通則

表 3.4.1-1 規定之使用性 II 載重組合，須應用於永久變位之檢核。

### 6.10.2.2 正彎矩斷面

- 對合成斷面之上下翼板

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.95R_b R_h F_{yf} \quad (6.10.2.2-1)$$

- 對非合成斷面之上下翼板

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.80R_b R_h F_{yf} \quad (6.10.2.2-2)$$

其中：  $R_b$ 、 $R_h$ =6.5.4 節所規定之翼板應力折減因數。

$F_{yf}$ = 翼板之降伏應力，(MPa)

$f_f$ = 因數化載重下之彈性翼板應力，(MPa)

$f_{fr}$ = 6.10.2.4 節定義之重分配翼板應力，(MPa)

解說：

本節限制條件與 AASHTO (1996) 超載檢核之規定相同。

### 6.10.2.3 負彎矩斷面

若符合以下任一：

- 合成內支承斷面任一翼板符合  $f_f > 0.95R_bR_hF_{yf}$ ，或
- 非合成內支承斷面任一翼板符合  $f_f > 0.80R_bR_hF_{yf}$

則彎矩之非彈性重分配須依 6.10.2.4 節之規定決定，並滿足下列限制：

- 在合成斷面之翼板轉換位置

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.95R_bR_hF_{yf} \quad (6.10.2.3-1)$$

- 在非合成斷面之翼板轉換位置

$$(f_f + f_{fr}) \leq 0.80R_bR_hF_{yf} \quad (6.10.2.3-2)$$

- 內支承處之尖峰負彎矩斷面，其應力不受該限制條件之影響。

其中： $R_b$ 、 $R_h$ =6.5.4 節所規定之翼板應力折減因數。

$f_f$ = 因數化載重下之彈性翼板應力，(MPa)

$f_{fr}$ = 6.10.2.4 節定義之重分配翼板應力，(MPa)

$F_{yf}$ = 翼板之降伏應力，(MPa)

對負彎矩斷面，腹板長細比、受壓翼板長細比、受壓翼板支撐須滿足 6.10.1.1a 節、6.10.1.1b 節、6.10.1.1c 節及 6.10.1.1d 節之規定。

解說：

橋墩處負彎矩斷面之鋼構應力計算並未限制，但若其應力超過 6.3.2 節之規定時，則須計算重分配彎矩。因此，假使負彎矩斷面之應力未超出限制應力，則超出允許值之永久變形將不會發生。

橋墩處負彎矩斷面降伏所引致之微小永久變位可依非彈性分析計算 (AASHTO 1991; Haaijer et al. 1987; Schilling 1991)。AASHTO (1991) 建議靜載重之預拱增加此部份之變位量。由於此計算之永久變位很小，且因於計算中採用很多保守假設，故實際變位量亦較計算值為小，故此建

議並未包含於本節規範中。當然，工程師可選擇於靜載重之預拱時增加此部份變位量之一部份或全部。

一個依 AASHTO (1996) 規定，允許在超載下進行負彎矩之非彈性重分配所設計之全橋斷面，在規範載重試驗下，僅有非常小之永久變位 (Roeder and Eltvik 1985)。

可預見地，彎矩重分配之降伏需求僅發生於橋墩處。因此，本節規定，負彎矩區任何翼板轉換位置包括重分配應力之鋼構應力須控制在降伏應力乘以不同選用係數值以下。在這些位置之重分配應力通常可降低彈性應力。

#### **6.10.2.4 彎矩之非彈性重分配**

依 6.10.2.3 節須提供彎矩之非彈性重分配時，連續跨斷面負彎矩區降伏後之重分配應力結果須依非彈性分析決定。

解說：

AASHTO (1991) 包括超載時之彎矩重分配規定；這些規定係由自動應力法而來(Haaijer et al. 1987)。本節運用一類似流程，但自動應力法所採用之“自動彎矩”及“自動應力”分別以“重分配彎矩”及“重分配應力”取代。選擇此二項目係因其可反映連續跨於彎矩重分配之實際彎矩及應力。

#### **6.10.2.4a 分析流程**

梁線法及自動應力法可使用於分析中。在自動應力法中，於計算重分配應力時塑性轉角曲線不得乘上程度折減因子。

解說：

6.2.2 節允許以尖峰負彎矩之 10% 進行重分配。在使用性載重 II 之某些彎矩形式下，本節允許以適當非彈性流程計算實際之重分配彎矩。本節所允許之二個合適方法為：

- 梁線法(Beam-Line Method) (AASHTO 1991 ; Haaijer et al. 1987)
- 自動應力法(Unified-Autostress Method) (Schilling 1991)

檢核使用性界限下之永久變位時，不須採用強度係數，亦即強度係數採用 1.0。

#### **6.10.2.4b 活載重**

計算重分配應力時，任一內支承之相鄰跨度須加連續載重，直至重分配彎矩結果收斂至可接受範圍。

解說：

施加於相鄰跨度之載重可產生最大內支承彎矩及中間支承最大降伏量，因此，此載重可適當地計算重分配應力。

當載重移除時，重分配彎矩仍殘留於梁內。若載重移至次一內跨時，額外之降伏將於第一個橋墩處產生，並進行新的彎矩重分配。若在所有內支承重複前述步驟且以微量增加重複進行，降伏將收斂至平衡狀態且不再有降伏產生。對僅有一內支承之二跨橋梁，則不需施加此連續載重。

由於此斷面係為處理使用性問題，故 4% 之誤差可視為收斂之可接受範圍。

### 6.10.2.4c 合成斷面

合成構材之重分配彎矩須以正彎矩斷面之短期合成斷面勁度計算。計算應力重分配時之合成斷面模數須以之長期正彎矩合成斷面計算。

解說：

重分配彎矩係由短期載重而來，因此短期合成勁度適用於正彎矩區。合成斷面殘留之重分配應力將因混凝土之潛變而隨著時間增加而減少。這些重分配應力可隨以後相似之載重而連續變化。因此，重分配應力被保守地視為長期應力。

### 6.10.2.4d 塑性轉角曲線

當所採用之斷面無塑性轉角曲線可使用時，公式(6.10.2.4d-1)可用於負彎矩斷面。本曲線不適用於塑性轉角大於 8.0 MRADS 之情形。

$$\frac{M_u}{M_{\max}} = 0.7 + 0.06R \leq 1.0 \quad (6.10.2.4d-1)$$

其中：  $M_u$ =因數化載重下之彎矩，(N-mm)

$M_{\max}$ =最大撓曲強度，(N-mm)

$R$ = 塑性轉角，(MRADS)

當無較好之資料可供採用時，可以 6.5.1.3 節或 6.6.1.1 節中所規定之  $M_p$  取代  $M_{\max}$ 。

解說：

公式(6.10.2.4d-1)為 AASHTO (1991)所提對非合成斷面較高塑性轉角曲線之直線性近似值，其包括永久變形檢核所需的塑性轉角曲線之載重

部份(Haaijer et al. 1987; Schilling 1991)。除與塑性彎矩能力有關之斷面性質外，此曲線與斷面之幾何性質無關。最初之 ALFD 曲線係由試驗值推導而得(Haaijer et al. 1987)。使用該曲線時所規定之限制值係為確保塑性轉角未進入曲線之卸載部份，以控制橋墩斷面處之永久變位。亦允許使用一已知斷面之曲線。一個 MARD 為 RAD 之 1/1000，亦等於 1/1000 坡度。

AASHTO(1991)對合成斷面之較低曲線係由合成梁負彎矩區之試驗結果推導而來 (Carskaddan 1980)。此試體為施工中有支撐，由於混凝土開裂閉合，且橋面版進入壓力區造成計算困擾，導致規範公式推導中塑性轉角 R 之過高估算。所有彎矩轉角試驗顯示，非合成斷面之較高曲線適用於所有結實非合成及合成橋墩斷面。公式(6.10.2.4d-1)為較高曲線之簡化直線式，並對斷面最大撓曲強度  $M_{max}$  進行標準化。

對施工中未支撐，R 值之計算須分別針對非合成靜載重時採用鋼構斷面性質，以及合成靜載重與活載重時採用合成斷面性質。當需將計算之永久變位包括於靜載重預拱時，應分別計算鋼構斷面及合成斷面之永久變位，並予以相加。

## 第七章 箱型撓曲構材

### 7.1 通則

本章之規定可適用於單個或數個鋼箱型斷面與混凝土橋面版合成之直線形構材，且對腹板平面之垂直軸對稱，同時應滿足 7.1.1.1 節和 7.1.2.1 節之規定。

箱型斷面須依下列規定設計：

- 強度界限狀態依 7.2 節之規定。
- 腹板疲勞要求依 6.6 節之規定。
- 工作性依 7.5 節之規定。
- 其他相關之界限狀態依 6.5 節之規定。
- 永久變位之使用性界限控制依 7.7 節之規定。

箱型斷面之腹板可垂直於上下翼板或為傾斜。腹板平面之傾角不得超過 1 比 4。

由外進入之維修蓋需附有絞鍊且應上鎖。所有箱型斷面之開孔均需遮護以防止動物或鳥類闖入。內部腹板須提供通氣孔。須油漆之箱型斷面，其內部應以淺色油漆塗刷。

解說：

箱型斷面之規定可直接用於直線形正交或具小斜交角之橋梁。對具有大斜交角之橋梁，梁可能產生額外扭轉效應，且載重之側向分佈亦可能受影響，因此須進行較詳實之應力分析。箱型斷面之腹板可為垂直或傾斜，腹板傾斜之優點為可降低下翼板之寬度。

有關鋼箱型梁橋設計較廣泛之資料包含於 FWHA(1980)。有關箱型梁橋之一般概要可參考 Wolchuk(1990)。

箱型斷面內部之油漆主要為使維修檢查較容易，因此油漆規定可與

外部表面之油漆不同。

## 7.1.1 組合箱型斷面

### 7.1.1.1 通則

本節規定適用於跨度不超過 100 公尺，由二個或數個單箱室合成箱梁組成之簡支或連續跨徑橋梁設計。其橫斷面須符合本節幾何限制之規定。

跨度中間相鄰箱梁之翼板中心距離  $a$ ，不得大於 1.2 倍亦不得小於 0.8 倍之各箱梁左右兩翼板中心距離  $w$ ，詳圖 7.1.1-1。此外，若箱梁不平行排列時，在支承處之相鄰箱梁左右兩翼板中心距離，不得大於 1.35 倍亦不得小於 0.65 倍之各箱梁翼板中心距離。各箱梁左右兩翼板之距離必須相等。

分析時應以未開裂合成斷面之勁度進行分析。

橋面版懸出長度(包含緣石及胸牆)應小於相鄰箱梁翼板中心平均距離  $a$  之 60%，亦不得大於 1.80 公尺。

除非於鋼梁負彎矩區採用剪力連接物，否則須滿足 6.3.7 節之規定。亦須滿足 6.3.6 節之規定。

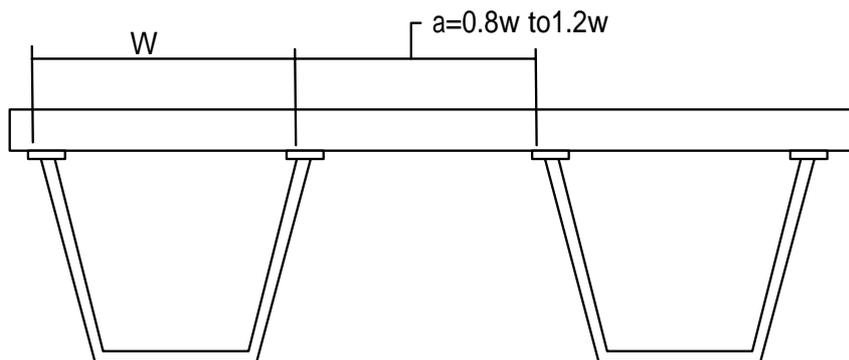


圖 C7.1.1-1 W 及 a 之定義

解說：

當箱型斷面承受偏心載重時，其橫斷面產生扭曲導致二次撓曲應力

增加。橋梁對側之載重造成應力反向而引起疲勞效應。由單數梁組成之橋梁其最大應力及應力差值發生於中心梁。

本節限制規定係由廣泛之組合箱梁橋研究前述關於載重之側向分佈、二次撓曲扭轉應力、下翼板之有效性等而得。此研究使用未開裂勁度(Johnston and Mattock, 1967)。未符合規定之橋梁須以合理方法進行結構分析。

由於前述部份橋梁研究中採用相等之  $w$  與  $a$ ，本節規定距離  $a$  相對於距離  $w$  之變異性限制。對已依一般規定設計之不平行箱梁，其配置允許有一些彈性。

後續章節所採用之簡化假設、須符合 7.1.1.1 節所述之方可適用。

符合比例限制規定之橋梁，設計中不需考慮扭轉應力、應力差值及、局部鋼板之振動應力等。

組合箱梁負彎矩區採用剪力連接物之規定係為與箱型斷面活載重分佈規定所採之橋梁模擬原型一致。

#### **7.1.1.2 活載重分佈**

對組合箱型斷面，各箱型斷面之活載重彎矩須依 4.6.2.2.2b 節之規定計算。

## 7.1.2 單箱梁

### 7.1.2.1 通則

本節規定不適用於組合箱室之單箱型斷面。

箱型斷面之中心應位於橫斷面中心線上，且靜載重之重心須儘量靠近箱梁之剪力中心。

箱梁上部可為開口或閉合鋼板。翼板與腹板之銲接應滿足 8.4 節之規定。對橋面版澆置前之載重，其正彎矩區之鋼板須依 8.2.1.3a 節受壓翼板之規定設計。上翼板與橋面版之剪力連結須依所有載重作用下交界面之剪力進行設計。橋面版澆置前或澆置中，上翼板之挫屈應予防制，或予以加勁。

除非分析顯示受拉鋼材任一點完全斷裂後支撐斷面可承受全部靜載重及活載重，否則，單箱型斷面受拉之結構鋼材須考慮斷裂臨界狀態。

解說：

靜載重靠近剪力中心可確保最小之扭矩。附屬設施，如隔音牆，作用於橋梁單側可能使單箱梁趨於臨界。傾斜腹板之托肩梁可被允許採用。若橋梁採推進工法為拱腰式，則採用等深度之箱梁。

當負彎矩區上翼板位置有足夠橋面版鋼筋以取代上翼板作用時，斷面不需考慮斷裂臨界狀態，同時，應採用足夠之剪力連接物。

### 7.1.2.2 分析

類似 4.6.1.2.2 節之曲線梁模式

可用以分析單箱梁。並同時考慮扭矩及撓曲影響。當內側斜撐足以維持箱型之橫斷面時，扭矩勁度可不考慮。分析時應考慮支承之橫向位置。

縱向翹曲應力於疲勞設計時應考慮，但在強度界限時可忽略。

當扭轉已經適當地防止，箱梁之 St. Venant 扭轉慣性矩  $J$  可依下式決定

$$J = 4 \frac{A_0^2}{\sum \frac{b}{t}} \quad (7.1.2.2-1)$$

其中：  $A_0$  = 箱型斷面所包圍之面積， $\text{mm}^2$

$b$  = 矩形板構件之寬度， $\text{mm}$

$t$  = 板構件之厚度， $\text{mm}$

解說：

在建造中之活載重作用下，可能產生明顯之扭矩載重。橋面版最外側之活載重可造成臨界扭矩而非臨界垂直彎矩，活載重之位置決定彎矩及扭矩。支承位置於分析時應予以確認，以求得正確之反力。

翹曲應力在箱型斷面之角隅為最大，並應於疲勞時予以考慮(Wright and Abdel- Samad 1968)。試驗指出，翹曲應力並不影響標準比例箱型梁之極限強度。封閉箱型斷面之翹曲常數約等於 0.0。若箱梁寬度與跨徑相比甚寬時，應進行特別之研究。

### 7.1.2.3 支座

實用上單箱梁之支座應於支承處成對設置。雙支座可放置於箱梁腹板之內側或外側。若橋梁採用較下翼板窄之單支座時，支座須與箱梁剪力中心成一直線，且其他支承處須有適當支座以確保可以抵抗任合載重組合下之傾覆。支座對應梁縱軸之角度應擺置正確。當採用下拉錨碇支座時，其所造成之力量結果應反應於設計中一併考慮。

解說：

對單箱梁斷面支座之配置甚為重要。斜交支座於施作時較為困難。將支座配置於箱型外側可降低支座之傾覆載重，並消除上舉力。

## 7.2 箱型斷面之強度界限狀態

### 7.2.1 撓曲

#### 7.2.1.1 係數化撓曲強度

箱型斷面之係數化撓曲強度之應力及彎矩表示如下：

$$M_r = \phi_f M_n \quad (7.2.1.1-1)$$

$$F_r = \phi_f F_n \quad (7.2.1.1-2)$$

其中： $\phi_f$  = 6.5.4.2 節所規定之撓曲強度係數

$M_n$  = 7.2.1.2a 節所規定之標稱強度，(N-mm)

$F_n$  = 7.2.1.2 節或 7.2.1.3 節所規定之標稱撓曲強度，(MPa)

## 7.2.1.2 正彎矩

### 7.2.1.2a 標稱撓曲強度

組合箱型斷面之標稱撓曲強度須依 6.4.1.2 節 6.4.2.2b 節之需求，按 6.4.2.2a 節之規定決定之。

單箱型斷面上翼板之標稱撓曲強度需按 6.2.2 節需求，依 6.4.2.4 節之規定決定，單箱型斷面下翼板之標稱撓曲強度依下式決定：

$$F_n = R_b R_h F_{yf} \sqrt{1 - 3 \left( \frac{f_v}{F_{yf}} \right)^2} \quad (7.2.1.2a-1)$$

其中：  $F_{yf}$  = 翼板之降伏應力，(MPa)

$R_b$ 、 $R_h$  = 7.4.3 節所規定之翼板應力折減因數

$f_v$  = 因數化載重下之翼板最大 St. Venant 扭轉剪應力，(MPa)

$$f_v = \frac{T}{2A_0 t}$$

依右式決定

$T$  = 因數化載重下之內部扭矩，(N-mm)

$A_0$  = 箱型斷面所包圍之面積， $\text{mm}^2$

$t$  = 板厚，mm

單箱型斷面在因數化載重作用下之剪應力及撓曲應力須依相同縱向位置之箱梁翼板計算。7.2.1.2b 節受壓翼板支撐之規定適用於組合與單箱型斷面。

對簡支梁，當翼板寬度不超過 1/5 跨徑時，組合與單箱型斷面下翼板於抵抗彎矩時應視為全部有效；若翼板寬度超過 1/5 跨徑時，僅 1/5 跨徑寬度之翼板於彎矩抵抗時視為有效。對連續梁，前述規定之跨徑應適用於長期載重下反曲點之距離。

解說：

單箱梁下翼板之拉力強度受扭矩剪應力之影響，Von Mises 降伏準則 (Boresi et al. 1978) 可用於考慮此種剪應力之影響。扭矩剪應力與撓曲剪應力之組合影響很難予以決定，保守估計時可將個別最嚴重之情況相加。

實際箱梁橋之應力分析設計時，發現可以連續摺板公式計算有效寬度 (Goldberg and Leve 1957)，此研究包含跨徑－翼板寬度比從 5.65 到 35.3 之橋梁；當有效翼板寬度表示為全部翼板寬度之比值時，範圍從 0.89 (最小跨徑－寬度比之橋梁) 到 0.99 (最大跨徑－寬度比之橋梁)。在前述基準下，若翼板寬度不超過 1/5 跨徑時，翼板視為全部有效為合理的。

雖然前述研究乃針對簡支橋梁，其結果仍可適用於連續梁，即採用等值跨徑與內支承間長期載重下反曲點之距離。

#### 7.2.1.2b 支撐受壓翼板

在決定強度極限狀態時，組合或單箱型斷面之受壓翼板不須依照支撐要求之規定。在包括橋面版澆置等所有建造階段中，受壓翼板臨時或永久支撐之設置以維持箱型幾何斷面均須依 7.5.1 節之規定考慮。

#### 7.2.1.3 負彎矩

本節規定適用於加勁與無加勁之受壓翼板及受拉翼板。

解說：

在強度極限狀態，箱型斷面負彎矩下之受壓翼板支撐並無規定。

### 7.2.1.3a 標稱撓曲強度

組合與單箱型斷面之標稱撓曲強度須依本節規定規定。

具縱向加勁板之受壓翼板標稱撓曲強度依下式規定：

若  $\frac{w}{t_f} \leq 0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ ，則

$$F_n = R_b R_h F_{yc} \quad (7.2.1.3a-1)$$

若  $0.57 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}} < \frac{w}{t_f} \leq 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ ，則

$$F_n = 0.592 R_b R_h F_{yc} \left( 1 + 0.687 \sin \frac{c\pi}{2} \right) \quad (7.2.1.3a-2)$$

若  $\frac{w}{t_f} > 1.23 \sqrt{\frac{kE}{F_{yc}}}$ ，則

$$F_n = 181000 R_b R_h k \left( \frac{t_f}{w} \right)^2 \quad (7.2.1.3a-3)$$

$$c = \frac{1.23 - \frac{w}{t_f} \sqrt{\frac{F_{yc}}{kE}}}{0.66} \quad (7.2.1.3a-4)$$

其中：

$k$  = 挫屈係數，依以下規定：

●當  $n=1$ ，則

$$k = \left( \frac{8I_s}{wt_f^3} \right)^{1/3} \leq 4.0 \quad (7.2.1.3a-5)$$

●當  $n=2,3,4$  或  $5$ ，則

$$k = \left( \frac{14.3I_s}{wt_f^3n^4} \right)^{1/3} \leq 4.0 \quad (7.2.1.3a-6)$$

$F_{yc}$  = 受壓翼板之降伏應力，(MPa)

$w$  = 縱向加勁板間較大之受壓翼板寬度，或腹板與最近縱向加勁板之距離，(mm)

$t_f$  = 受壓翼板之厚度，(mm)

$R_b$ 、 $R_h$ =7.4.3 節所規定之翼板應力折減因數

$n$  = 受壓翼板等間距之縱向加勁板根數

$I_s$  = 縱向加勁板底部對平行於下翼板之軸之慣性矩，(mm<sup>4</sup>)

縱向加勁板必須滿足 7.3.2.1 節之規定。

無縱向加勁板之受壓翼板標稱撓曲強度，可以具縱向加勁板受壓翼板標稱撓曲強度計算，其中以腹板間之受壓翼板寬度  $b$  取代  $w$ ，並採用挫屈係數  $k=4$ 。

對受拉翼板，其標稱撓曲強度依下式計算：

$$F_n = R_b R_h F_{yt} \quad (7.2.1.3a-7)$$

其中： $F_{yt}$ =受拉翼板之降伏應力，(MPa)

解說：

前述具縱向加勁板之受壓翼板規定係由彈性穩定理論所得 (Timoshenko and Gere 1961)，其公式表示方式為：當採用根數大於 1 之縱向加勁板時，所需加勁板勁度可直接計算並反映所選用挫屈係數  $k$  之行為。當只有 1 個縱向加勁板被採用時，最小勁度規定為對應板挫屈係數  $k=4$  之行為。

下翼板由梁之扭矩所產生之組合壓力與剪力並未包含於設計中，從直線形橋之分析研究結果顯示，所增加之應力包含於前述規定中。當一

特定橋梁在產生最大彎矩之載重作用下，其翼板最大壓力靠近中間支承，扭轉可被忽略。所以，對滿足本節開始所規定限制條件之橋梁，在最大壓力載重下，下翼板設計時不須考慮扭矩所產生之剪力為合理的。

對不滿足規定限制條件之橋梁，須對下翼板之應力進行進一步之研究(FHWA 1980)。有關扭矩剪力所產生臨界挫屈應力折減問題可參考，另詳 Johnston (1966)。

### **7.2.1.3b 腹板長細比**

7.2.2 節之規定亦適用於本節。

## 7.2.2 剪力

### 7.2.2.1 通則

箱梁之係數化剪力強度  $V_r$  依下式計算：

$$V_r = \phi_v V_n \quad (7.2.2.1-1)$$

其中： $\phi_v$  = 6.5.4.2 節所規定之剪力強度係數

$V_n$  = 除本節規定者，與 7.7 節所規定之腹板標稱剪力強度，

(N)

對傾斜腹板 7.7 節所定義之 D 值須以延著斜度之腹板深度代入。任一腹板在係數化載重下之設計剪力表示如下：

$$V_{ui} = \frac{V_u}{\cos \theta} \quad (7.2.2.1-2)$$

其中： $V_{ui}$  = 係數化載重下傾斜腹板之設計剪力，(N)

$\theta$  = 腹板對垂直線之傾斜角，(DEG)

對單箱型斷面，最大剪力為彎矩與扭矩之剪力絕對值相加或彎矩與扭矩同時產生之最大剪力。

解說：

對組合箱梁，可以 1/2 彎矩分佈係數計算各箱梁腹板之活載重垂直剪力。

對傾斜腹板之單箱梁，除剪力係由扭矩與彎矩組合之情形外，可依組合箱梁之規定。

### **7.2.2.2 剪力連接物**

直線形箱型斷面之剪力連接物須依 6.7.4 節之規定設計。剪力連接物須設置於負彎矩區。

對單箱型斷面，剪力連接物須依彎矩和扭矩所產生之剪力設計。於計算撓曲剪力時，橋面版整體得視為全部有效。全部設計剪力可依剪力向量總和或剪力絕對值相加而得。

解說：

當計算橋面版與鋼梁交界面之剪力時，於合成斷面中橋面版可考慮為全部有效以確保配置足夠之剪力連接物。本規定所依據之研究其試體均於負彎矩區全面設置剪力連接物。

## **7.3 加勁板**

### **7.3.1 腹板加勁板**

組合或單箱型斷面之中間腹板橫向加勁板須依 6.7.1 節之規定設計。

箱型斷面之腹板縱向加勁板則依 6.8.3 節之規定設計。

組合或單箱型斷面之支承加勁板須依 6.8.2 節之規定設計。

## 7.3.2 受壓翼板加勁板

### 7.3.2.1 縱向加勁板

組合或單箱型斷面受壓翼板之縱向應以等間距配置於翼板全寬，加勁板突出肢之寬度應滿足下列規定：

$$b_{\ell} \leq 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (6.3.2.1-1)$$

其中：  $t_p$  = 加勁板厚度，(mm)

$F_{yc}$  = 受壓翼板之降伏應力，(MPa)

任一加勁板底部對平行於翼板之軸之慣性矩  $I_{\ell}$  須滿足下列規定：

$$I_{\ell} \geq \psi w t_f^3 \quad (6.3.2.1-2)$$

其中：  $\psi = 0.125k^3$ ，當  $n=1$  時

$\psi = 0.07k^3 n^4$ ，當  $n=2,3,4$  或  $5$  時

$n$  = 受壓翼板等間距之縱向加勁板根數

$w$  = 縱向加勁板間較大之受壓翼板寬度，或腹板與最近縱向加勁板之距離，(mm)

$t_f$  = 受壓翼板之厚度，(mm)

$k$  = 7.2.1.3a 節所定義之挫屈係數

解說：

縱向加勁板所需慣性矩  $I_{\ell}$  之公式為近似值，其位於合理範圍內且接近于彈性穩定公式所求得之精確解(Timoshenko and Gere 1961)。

### 7.3.2.2 橫向加勁板

翼板之橫向加勁板尺寸須與縱向加勁板相同。加勁板突出肢之寬度應滿足 7.3.2.1 節之規定。

解說：

當受壓翼板設置縱向加勁板時，最好於永久載重反曲點位置處亦設置一處橫向加勁板。當設計時已決定採用縱向及橫向加勁板時，下翼板之應力狀態應予考慮。

有關箱型梁之相關資料可參考 SSRC(1988)及 FHWA(1980)。

## 7.4 翼板與腹板之接合

腹板與翼板之銲接總有效厚度不得小於腹板之厚度。但當每跨具有二個或以上之中間隔板時，銲接尺寸不得小於 6.13.3.4 節之規定。當採用填角銲時，被連接之翼板或腹板之兩側必須予以銲接。

解說：

當每跨未使用至少二個中間隔梁時，由於振動和／或扭矩可能產生箱型斷面之二次撓曲應力，腹板與翼板需有足夠之銲接尺寸以發展全部腹板斷面之強度。Haaijer(1981)指出，當每跨採用一個內部中間橫構架時，橫向二次扭矩應力範圍在腹板與翼板銲接點折減超過 50%，當每跨採用二個橫構架時，其應力範圍折減超過 80%。因此，若採用二個或以上之內部中間隔梁或橫構架時，腹板兩側採用最小填角銲可視為足夠。

無論採用全滲透銲或填角銲，被連接之翼板或腹板之兩側均須予以

銲接，如此可將橫向彎矩之撓曲應力降至最小及消除疲勞破壞之可能。

## 7.5 施工性

### 7.5.1 通則

箱型斷面構材需考慮包含橋面版澆置順序之施工中之強度與穩定性。在包含橋面版澆置順序之所有施工階段中，需維持各個箱型斷面之幾何形狀。臨時或永久之中間內隔梁或橫構架、外部隔梁或橫構架、頂部側向支撐或其他之設置等之需求均須予以考量，以確保箱型斷面在振動、偏心與橋面版澆置時之變位均控制在合理值內。

在補強混凝土橋面版前，穿越式箱型斷面之上翼板須考慮於內部橫構架處設置支撐或設置頂部側撐。

橋面版懸出段與上翼板或腹板連接所產生之力量亦須予以考量。

解說：

設計者須考慮施工中可能產生之偏心載重，包括混凝土澆置不平整以及設備變異性。原設計中不存在之臨時隔板或橫構架須予以移除，以免對箱型斷面之載重分佈等結構行為產生明顯影響。

其他有關合成箱型斷面之施工性資料可參詳 Highway Structures Design Handbook (1978)。

### 7.5.2 腹板長細比

在檢核橋面版澆置順序之鋼材斷面時，箱型斷面腹板長細比必須滿足 6.3.2.2 節之規定。

### 7.5.3 受壓翼板長細比

在檢核橋面版澆置順序之鋼材斷面時，組合和單箱型斷面在正彎矩下之受壓翼板長細比須滿足 6.4.1.4 節之規定。

### 7.5.4 剪力

係數化載重在考慮橋面版澆置順序下之剪力不得超過係數化剪力強度  $V_r$ ， $V_r$  定義如下：

$$V_r = \phi_v V_n \quad (8.5.4-1)$$

其中： $V_n$  = 6.3.2.3 節所規定之標稱剪力強度，(N)

$\phi_v$  = 6.5.4.2 節所規定之剪力強度係數

### 7.6 外部構材之風力效應

用以抵抗係數化水平風力之斷面，應假設包括將下翼板當做腹板及 12 倍腹板厚當做翼板之斷面。

## 7.7 永久變位下之使用性界限控制

本節採用表 3.4.1-1 中使用性 II 之載重組合。

組合箱型斷面正彎矩區之翼板應力不得超過下式：

$$f_f \leq 0.95R_b R_h F_{yf} \quad (8.7-1)$$

其中：  $R_b$ 、 $R_h$ =7.4.3 節所規定之翼板應力折減因數

$f_f$  = 係數化載重下之翼板彈性應力，(MPa)

$F_{yf}$  = 翼板之降伏應力，(MPa)

解說：

界限狀態檢核可防止由預期中嚴重之車輛載重所產生之永久變形，在 AASHTO Standard Specifications for Highway Bridge, 16<sup>th</sup> Edition (1996) 中，其僅對超載檢核下之使用性有影響。有關超載規定之發展另詳 Vincent (1969)。在強度界限下，組合箱型斷面在正彎矩區之標稱撓曲強度會超過翼板降伏強度，故前述規定僅用於正彎矩區。前述規定不適用於單箱型斷面。

6.4.3.2 節之係數  $R_b$ ，為當腹板大部份位於壓力區產生細長腹板撓曲挫屈時，計算從腹板到受壓翼板之撓曲應力分佈。6.4.3.1 節之係數  $R_h$ ，為腹板採用較低強度鋼材之混合斷面，計算降伏時撓曲應力之非線性變異。非線性計算同時採用  $R_b$  及  $R_h$  係數時，使得翼板應力較彈性彎矩理論值為高。包含  $R_b$  係數係由於在使用性界限應力時之永久變形可能發生腹板撓曲挫屈，並導致受壓翼板應力增加。

## 第八章 橋面板及橋面構件

### 8.1 橋面板之上部結構

#### 8.1.1 通則

本節規定適用於以加勁鋼板做為橋面板之鋼橋設計。

鋼橋面板應視為橋梁上部結構組成之一部分，並共同抵抗作用在橋梁上之外力。橋面板與主結構構件之連接應依相關章節，考慮其交互影響設計。

鋼橋面板箱梁橋之分析應考慮斷面形狀扭曲變形效應。

解說：

通常鋼橋面板是使用縱向肋條及橫梁來做為加勁材。包括縱向肋條之橋面板可視為桁架橋、板梁橋及箱梁橋之上下翼板，懸吊橋或斜張橋之加勁構件，或拱橋之拉繫材。

#### 8.1.2 橋面板之有效寬度

##### 1. 肋條及橫梁

充當縱向肋條或橫梁之上翼板橋梁面板之有效寬度可用被認可之近似方法計算之。

##### 2. 大梁

若大梁之有效跨徑不小於：(1)大梁腹板間最大距離之 5 倍及(2)橋面板邊緣至最近大梁腹板之最大距離之 10 倍時，則充當大梁上翼板之橋面板全寬皆屬有效。另一方面，有效跨徑在簡支跨徑時應取實際跨徑，連續跨徑時應取反曲點間距離。有效寬度可用被認可之分析方法決定之。

箱梁下翼板之有效寬度應依 8.2.10D(1)節之規定計算之。

解說：

肋條及橫梁之有效寬度，可參考”Design Manual for “Orthotropic Steel Plate Deck Bridges” AISC, 1963 或 “Orthotropic Bridges, Theory and Design” by M.S. Troitsky, Lincoln Arc Welding Foundation, 1967 建議之方法設計之。

### 8.1.3 整體與局部效應之疊加

#### 8.1.3.1 通則

在計算外力對橋面板之影響時，應將整體與局部之效應予以疊加。該合併力應以相同之活載重分布與位置計算。

解說：1.鋼橋面板應且時對下列兩種作用狀態檢核其結構安全

①作為主梁之一部份

②作為橋面板及橫向支撐系統（Floor System）用

2.鋼橋面板之安全性應針對上述兩種作用狀態下之合成效應檢核。

#### 8.1.3.2 橋面板受拉力載重

受到整體拉力與局部撓曲共同作用之鋼橋面板因數化強度應滿足：

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ur}}{M_{rr}} \leq 1.33 \quad (8.1.3.2-1)$$

$$P_u = A_{d,eff} (f_g^2 + 3f_{vg}^2)^{0.5} \quad (8.1.3.2-2)$$

其中  $f_g$  = 橋面板之軸應力

$f_{vg}$  = 與軸應力同時發生之橋面板剪力

$A_{d,eff}$  = 包含縱向肋條之橋面板有效斷面積

$P_r$  = 考慮有效寬度之橋面板標稱拉力強度

$M_{ur}$  = 縱向肋條承受因數化載重之局部撓曲彎矩

$M_{rr}$  = 縱向肋條在最外緣降伏時之撓曲強度

解說：

考量受最大局部與整體拉力之機率不高，且鋼橋面板抵抗局部超載能力甚高，故可降低整體與局部效應疊加之效應。整體剪力效應與整體拉力效應之聯合作用，將提高橋面板之控制張力，可由 Huber-Mises 降伏準則來定義總拉力效應，如式(8.1.3.2-2)。該剪力通常對車行梁橋與桁架橋之影響並不明顯，但在橋面板作為拱橋或斜張橋之拉繫材時，則較為重要。

### 8.1.3.3 橋面板受壓

除非有詳細的分析來證明在整體壓力與局部撓曲壓力聯合作用於縱向肋條不會發生整體橋面板之挫屈，否則包含橋面板有效寬度之縱向肋條應考慮為簡支於橫梁上之單獨受壓柱構材來設計。

解說：

鋼橋面板肋條在組合載重下之彈性穩定可用 Wolchnk(1963 年)附錄 II 之公式評估。

### 8.1.3.4 橫向撓曲

橫梁與橋面板之因數化彎矩強度應滿足下式：

$$\frac{M_{fb}}{M_{rb}} + \frac{M_{ft}}{M_{rt}} \leq 1.0 \quad (8.1.3.4-1)$$

其中  $M_{fb}$  = 因數化載重作用於橫梁之彎矩

$M_{rb}$  = 橫梁之因數化彎矩強度

$M_{ft}$  = 因數化載重作用於橋面板或輪載重作用於縱向肋條而產生之橫向彎矩

$M_{rt}$  = 橋面板因輪載重作用於肋條之因數化彎矩強度

當橋面板配置為橫梁之間距至少為縱向肋條腹板間距的三倍時，式(8.1.3.4-1)之第二項可省略不計。

### 8.1.3.5 隔梁

隔梁或橫構架應設置於每一支承點上，且具有足夠之勁度與強度將側向力傳遞至支承上並抵抗橫向旋轉、位移及扭曲變形。中間隔梁或橫構架設置之位置應與大梁之分析一致，並有足夠的勁度與強度來抵抗橫向扭曲變形。

## 8.1.4 實心肋拱

### 8.1.4.1 彎矩放大撓度

有關彎矩放大應滿足梁柱章相關規定。

### 8.1.4.2 腹板深厚比

腹板拱肋之深度與厚度比應滿足：

$$\frac{D}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{f_a}} \quad (8.1.4.2-1)$$

其中  $f_a$  = 因數化載重作用下之軸應力

$k$  = 板穩定係數，見表 8.1-4

加勁材對其基底平行於腹板軸之慣性矩應不小於表 8.1-4 之規定。加勁材之寬度與厚度之比值應滿足：

$$\frac{b}{t_s} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + \frac{f_b}{3}}} \leq 12 \quad (8.1.4.2-2)$$

其中  $f_b$  = 包含彎矩放大之因數化載重作用下之最大應力

表 8.1-1 腹板  $k$  值

腹板之加勁條件	$k$	$I_s$
無縱向加勁材	1.25	-
腹板高度中央有一縱向加勁材	1.88	$I_s = 0.75Dt_w^3$
腹板高度1/3處有兩縱向加勁材	2.51	$I_s = 2.2Dt_w^3$

### 8.1.4.3 翼板穩定度

翼板之寬度與厚度之比值應滿足：

腹板間之翼板寬度：

$$\frac{b}{t} \leq 1.06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \quad (8.1.4.3-1)$$

翼板之突出緣寬度：

$$\frac{b}{t} \leq 0.408 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \leq 12 \quad (8.1.4.3-2)$$

## 8.2 橋面構件及橫梁吊桿

### 8.2.1 端橫梁

具橋面系統之橋梁應配置端橫梁。除非有提供其他方法，端橫梁之設計應使其在未超過其基本容許應力之 50% 的情況下，可在其下使用千斤頂將上結構頂起。

### 8.2.2 橫梁及橫梁吊桿

- (1) 橫梁宜垂直於軌道中心線。
- (2) 橫梁吊桿之元件不得有缺口。組合吊桿應具腹板(有孔或無孔)或繫條。橫梁吊桿之鋼材厚度不得小於 13mm。

### 8.2.3 橫梁之端部連接

- (1)在實心橋面構造之梁，縱梁和橫梁應有端部續接角鋼，以確保在端部所需之旋轉能力。銲接不得用於連結可撓腳。
- (2)續接角鋼之可撓腳不得小於 100mm 寬和 13mm 完成厚度。
- (3)對於縱梁，在其上半部 1/3 深度內，自續接角鋼可撓腳之背面至第一行聯接物之行距不得小於下列數值：

$$\sqrt{\frac{lt}{8}}$$

其中：

l=縱梁之跨長，cm(m)

t=角鋼之厚度，cm(m)

## 第九章 接合設計

### 9.1 通則

對主構材之連接及續接應依下列強度極限狀態之大者設計。

1. 依續接或連結處由因數化載重引致之撓曲力矩、剪力或軸向力與構材在同處之因數化抗彎矩、抗剪力或抗軸向力強度之平均值。
2. 構材抗彎、抗剪或抗軸向力強度之 75%。

直線受撓構材之隔板、橫構架、斜撐或橫梁，其端點接頭須依該構材之因數化載重設計。

接頭配置應儘量對稱於該構材之重心軸。除繫條及扶手外，所有接頭至少須有兩個以上螺栓或相當之銲接強度。

構材，包括支撐，其接合應使其重心軸相交於一點為宜。偏心連接應儘量避免，其構材及結合應依偏心所引致剪力及彎矩之合成效應設計。

橫梁與主梁採角鋼接合時，角鋼之厚度不得小於 10mm。

傳遞端剪力所需螺栓安裝用之螺栓，須考量以垂直外力及端部拘束轉動引致之彎矩設計，惟安裝用之螺栓不得計入結構用。

若以木製縱梁架於鋼橫梁時，應以加勁支座角鋼支承全部反力。支座角鋼之厚度不得小於 11mm。

解說：

接合用角鋼及支座角鋼較易腐蝕與變形，因此另定其最小厚度。

若續接處斷面有變化時，其續接設計使用較小一邊之斷面。

## 9.2 螺栓接合

### 9.2.1 通則

栓接鋼構材可塗裝或不塗裝且栓接後須堅固密接一齊。施工合約書上應明定所有併接面包括螺栓頭及螺帽附近，除密接軋鋼鱗片外不得有鐵屑、鏽垢及其他污物。

高強度螺栓接合可以摩阻型或承壓型之一設計。以摩阻型設計時，其摩擦數值須與 9.8 節表列指定之表面狀態一致。螺栓夾距內所有材料應使用鋼材。

解說：

螺栓夾距 (Grip) 內含有母材、連接板或填板，所有材料均應使用鋼材。

如用鍍鋅螺栓時，其併接面之施工需求及最小摩擦係數應另明定於施工合約書上。

### 9.2.1.1 摩阻型接合

承受反復應力、衝擊荷重、強烈震動或由於滑動使得應力、應變不利於結構使用性質之接頭應以摩阻型設計，包括：

- 1.承受疲勞載重之接頭
- 2.採用擴大孔之螺栓接頭
- 3.除經工程師指示或於合約書中述明者外作用力不與槽孔軸垂直之短槽孔及長槽孔螺栓接頭
- 4.承受極大反復載重之接頭
- 5.於相同併接面以銲接及螺栓同時傳遞載重之接頭
- 6.受軸向拉力或軸向拉力與剪力共同作用之接頭
- 7.除依 9.6.1.3 節設計之磨平續接者外，具標準孔或僅有一併接面其作用力與孔軸方向垂直之槽型孔，僅承受軸向壓力之接頭。
- 8.經由工程師判定，任何滑動對接頭或結構行為影響甚鉅，其於合約書內指定為摩阻型者。

摩阻型接頭須以工作組合載重 II 設計容許滑動量，並依合適極限載重設計承壓、抗剪及抗拉之抵抗強度。

解說：

承受剪力之摩阻型接頭，其接合部間之作用力係藉高強度螺栓鎖緊時所施加之預張力在接合鋼板上所產生之摩擦力傳遞，其大小依接合面之摩擦係數而定。螺栓不受剪力，接合鋼板亦不受承壓應力。當作用力增大至超過接合面之摩擦抵抗力時將產生滑動，但不表示該接合已達到最大承載能力。本規範規定抗滑強度與抗剪及承壓強度須分別計算，因剪力或承壓力與摩擦力之合成效應尚無定論，任何因合成效應引致而可能增加之抵抗力不予考慮。

垂直於孔軸之槽型孔係指其交角約為 80 度至 100 度者。

本規範意旨係在控制永久變形量，避免由超載在接頭引致之滑動量

嚴重影響結構物之使用性，可使用規範規定之設計活載重。若用於容許載重情況時，對活載重之因數化係數可考慮予以折減。

摩阻型接頭亦須依規範規定之極限載重組合檢核，假設該接頭在此高作用力下已滑動對接合鋼材進入承壓狀態。

#### **9.2.1.2 承壓型接合**

承壓型接頭使用高強度螺栓時，應限於受壓構材或斜撐構材之接頭，並須在強度極限狀態下符合因數化抵抗力  $R_r$  之需求。



### 9.2.3 螺栓、螺帽及墊圈

#### 9.2.3.1 螺栓及螺帽：見 4.3 節規定

#### 9.2.3.2 墊圈

用於螺栓接頭之墊圈須符合 4.3 節所訂需求。高強度螺栓接頭在下列情形應採用硬質墊圈。

- 1.當結合構件外露面相對於垂直螺栓軸之平面，其斜率大於 1:20 時。
- 2.當以扭力扳手法（calibrated wrench method）栓緊構件時。
- 3.不論栓緊方法為何，於材料降伏應力低於  $2800\text{kgf/cm}^2$ （345MPa），螺栓材質為 AASHTO M253M（ASTM A490M）時。
- 4.於接頭外層使用擴大孔或短槽孔安裝直徑大於 24mm 之 AASHTO M253M（ASTM A490M）螺栓時，螺栓頭及螺帽處均應採用厚度不小於 8mm 之硬質墊圈。多層硬質墊圈不得使用。

硬質墊圈應安裝於擴大孔及短槽孔之外層外。

採用標準孔厚度不小於 8mm 之鋼板墊圈或連續鋼條時，其尺寸應足以於安裝後完全覆蓋長槽孔。

除非與硬質墊圈或鋼板墊圈一齊使用，載重指示器不得裝於擴大孔或槽孔之外層外。

解說：

硬質墊圈位於適當處對螺栓之行為非常重要。墊圈之數量與配置，尤其對用於槽孔之墊圈，應明示於細部設計圖上。

## 9.2.4 螺栓孔

### 9.2.4.1 型式

#### 1. 通則

除另有指定者外，高強度螺栓接頭應用標準孔。

#### 2. 擴大孔

擴大孔可用於摩阻型接頭之任一或所有接面，承壓型不得使用。

#### 3. 短槽孔

短槽孔可用於摩阻型或承壓型接頭之任一或所有接面。對摩阻型接頭，槽孔之長向可與受力方向無關任意置放，對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與受力方向垂直。

#### 4. 長槽孔

長槽孔可用於摩阻型或承壓型接頭。對摩阻型接頭，槽孔之長向可與受力方向無關任意置放；對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與受力方向垂直。

### 9.2.4.2 尺寸

各型式螺栓孔之尺寸不得大於表 9.2.4.2-1 所列之值。

表 9.2.4.2-1 螺栓孔尺寸限制

螺栓 直徑	標準孔直徑 (mm)	擴大孔直徑 (mm)	短槽孔 寬×長 (mm×mm)	長槽孔 寬×長 (mm×mm)
16	18	20	18×22	18×40
20	22	24	22×26	22×50
22	24	28	24×30	24×55
24	26	30	26×33	26×60
27	30	35	30×37	30×67
30	33	38	33×40	33×75
36	39	44	39×46	39×90

## 9.2.5 螺栓尺寸

螺栓之直徑不得小於 16mm。16mm 直徑之螺栓，除角鋼之肢寬為 65mm 及斷面之翼板需用該項螺栓以滿足本規範其他細節規定者外，不得使用於主要構材。

除欄杆扶手外，結構型鋼不得使用 16mm 直徑之螺栓。

角鋼尺寸如不以計算決定者，可採用如下：

- ◆ 50mm 角鋼用 16mm 直徑螺栓
- ◆ 65mm 角鋼用 20mm 直徑螺栓
- ◆ 75mm 角鋼用 24mm 直徑螺栓
- ◆ 90mm 角鋼用 27mm 直徑螺栓

主要構材之角鋼所用螺栓，其直徑不得超過栓接肢寬度之 1/4。

## 9.2.6 螺栓之間距

### 9.2.6.1 最小間距及端距

標準孔之螺栓中心間距不得小於其螺栓直徑之 3 倍。

採用擴大孔或槽孔時，相鄰平行及垂直作用力方向之兩孔邊，其最小淨距離不得小於螺栓直徑之 2 倍。

### 9.2.6.2 封口螺栓之最大間距

於接頭處為防止濕氣滲入之封口，在緊靠外板或型鋼之自由邊者，其單行封口螺栓之間距須滿足下式：

$$S (100\text{mm}+4.0t) \quad 175\text{mm} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9.2.6.2-1)$$

該行之內側如另有第二行螺栓，其行距  $g$  小於  $38\text{mm}+4.0t$ ，且其各螺栓位置第一行均勻相錯開者，則此兩行相錯開螺栓之間距不得超過下式，但不需小於單行螺栓所需間距之一半。

$$S (100\text{mm}+4.0t - \left(\frac{3.0g}{4.0}\right)) \quad 175\text{mm} \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9.2.6.2-2)$$

式中，

$t$ =外板或型鋼中較薄板之厚度 (mm)

$g$ =螺栓之行距 (mm)

### 9.2.6.3 綴合螺栓 (Stitch Bolts)

凡由二塊或二塊以上之鋼板或型鋼以機械式栓合構材應使用綴合螺栓。受壓構材沿應力方向之任何單行綴合螺栓之間距不得超過  $12t$ 。

相鄰兩行之行距  $g$  不得超過  $24t$ 。兩行錯開排列孔之相錯間距應滿足下式：

$$P \leq 15.0t - \left(\frac{3.0g}{8.0}\right) \leq 12.0t \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9.2.6.3-1)$$

$t$  為較薄外板或型鋼之厚度 (mm)。

受拉構材之螺栓間距不得超過受壓構材所訂螺栓間距之 2 倍，行距不得超過  $24t$ 。

機械式栓接組合構材之螺栓最大間距不得超過由封口或綴合需求中之較小者。

解說：

本規定意旨在確保各構材一齊作用且防止受壓構材產生挫屈。

#### **9.2.6.4 受壓構材端部之綴合螺栓最大間距**

在受壓構材之端部，其連接各部份之螺栓間距，從端部至構材最大寬度之 $1\frac{1}{2}$ 倍長度範圍內不得超過連接物直徑之4倍。超過該長度之同一長度範圍內，其間距可逐漸遞增，達到9.2.6.3節所訂最大間距為止。

#### **9.2.6.5 端距**

任何螺栓孔自螺栓中心之端距不得小於9.2.6.6-1表之規定值。採用擴大孔或槽孔時，其最小淨端距不得小於螺栓直徑。最大端距應為9.2.6.6節所訂之最大邊距。

### 9.2.6.6 邊距

最小邊距應如表 2.6.6-1 所訂。最大邊距不得大於最薄外板厚度之 8 倍，但不得超過 125mm。

表 2.6.6-1 最小邊距

螺栓直徑 (mm)	剪斷邊	板或型鋼之滾軋 邊或焰切邊
16	28	22
20	34	26
22	38	28
24	42	30
27	48	34
30	52	38
36	64	46

解說：

表示邊距與 AISC 規定值一致。即剪斷邊： $1.75 \times$  栓徑圓至 mm 整值。  
板或型鋼之滾軋邊或焰切邊： $1.25 \times$  栓徑圓至 mm 整值

### 9.2.7 受剪抵抗力

當接頭平行軸力方向最外端螺栓間之長度小於 1270mm 時，高強度螺栓或 ASTM A307 螺栓於強度極限狀態下之標稱受剪抵抗力為剪力面不具螺牙時。

$$R_n = 0.48 A_b F_{ub} N_s \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9.2.7-1)$$

剪力面具螺牙時

$$R_n = 0.38 A_b F_{ub} N_s \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (9.2.7-2)$$

式中，

$A_b$ ：對應標稱直徑之螺栓面積 ( $\text{cm}^2$ ,  $\text{mm}^2$ )。

$F_{ub}$ ：2.3 節規定之螺栓標稱抗拉應力 ( $\text{kgf/cm}^2$ ,  $\text{MPa}$ )。

$N_s$ ：每根螺栓之受剪平面數。

螺栓接頭之長度大於 1270mm 時，其標稱受剪抵抗力取(1)式或(2)式之 8 折。

為決定螺牙是否在剪力面以外，螺栓之螺牙長度計算應比規定螺牙長度多兩條螺牙。

螺栓之螺牙如在接頭之剪力面內時，螺栓接頭所有剪力面之受剪抵抗力應取剪力面具螺牙之值。

對 A307 螺栓之抗剪設計應以(2)式為準。夾距長度大於螺栓直徑之 5 倍時，其標稱抵抗力應按每超出 1.5mm 時減低  $\frac{1}{100}$  計算。

解說：

螺栓之標稱受剪抵抗力係依據觀測結果，單支高強度螺栓之抗剪強度約為其抗拉強度之 0.6 倍而得 (Kulak 於 1987)。軸力方向具兩根以上螺栓之剪力接頭，其被接合構件之變形將對螺栓產生不均勻剪力分佈，因此以平均螺栓強度代表之接頭強度將隨接頭長度增加而減少。本規範為簡便計謹以折減八折反映此現象。依研究結果接頭對剪力破壞之容許應力安全係數介於結實即短長度接合時為 3.3，接頭全長超出 1270mm 時

約 2.0。值得注意是最長且通常最重要之接頭具最低之安全係數，表示 2.0 的安全係數已證明可滿足服務需求（Kulak 於 1987）。

剪力面具螺牙之螺栓平均標稱抵抗力值經一連串實驗結果得知為  $0.833F_{ub}$ ，標準偏差 0.03（Yura 於 1987）。本規範對應螺栓之標稱面積選用 0.8 值。

螺栓之剪力強度只要被接合構件在接合面密接不受螺栓之預拉力影響。

因數化抵抗力等於標稱受剪抵抗力乘以小於決定構件因數抵抗力時之抵抗力係數。本規定在確保橋梁之最大強度受限於主要構材之強度而非接頭。

有一剪力面具螺牙另一剪力面未具螺牙之雙剪接頭，因對其作用力於兩剪力平面間之分擔行為尚未明確，本規範未另訂雙剪情況時之螺栓設計強度。

A307 螺栓之螺牙長度未如高強度螺栓容易預估，用公式 2 之條件反映此不確定性。具長夾距之 A307 螺栓易受撓曲，因此折減其抵抗力。

### 9.2.8 抗滑抵抗力

摩阻型接合之螺栓標稱抗滑抵抗力應為：

$$R_n = K_n K_s N_s P_t \dots \dots \dots (9.2.8-1)$$

式中，

$N_s$ ：每根螺栓之滑動面數

$P_t$ ：表 2.8-1 所訂螺栓之最小預拉力

$K_n$ ：表 2.8-2 所訂栓孔尺寸係數

$K_s$ ：表 2.8-3 所訂表面狀況係數

表 9.2.8-1 螺栓最小預拉力

螺栓直徑 (mm)	需求拉力(t,KN)			
	M164(A325M)		M253(A490M)	
16	9.3	91	11.6	114
20	14.5	142	18.3	179
22	18.0	176	22.6	221
24	20.9	205	26.2	257
27	27.2	267	34.1	334
30	33.3	326	41.6	408
36	48.5	475	60.9	595

表 9.2.8-2  $K_n$  值

標準孔	1.0
擴大孔或短槽孔	0.85
槽孔垂直於軸力方向之長槽孔	0.70
槽孔平行於軸力方向之長槽孔	0.60

表 9.2.8-3  $K_s$  值

A 級表面狀態	0.33
B 級表面狀態	0.50
C 級表面狀態	0.33

A 級表面狀態：未塗裝之潔淨軋鋼鱗片或噴砂後塗 A 級底漆

B 級表面狀態未塗裝之噴砂潔淨表面或噴砂後噴塗 B 級底漆

C 級表面狀態：鍍鋅後用鋼線刷(Wire Brush)粗糙化，設計圖上至少應規定下列事項：

- 1.對不塗裝之接頭，包括疏忽多塗之任何油漆，不得存在於自任何螺栓孔邊至接近螺栓直徑一倍範圍但不小於 25mm 之面積內及螺栓間所有面積內。
- 2.對相界面塗裝之接頭，須噴砂處理後噴塗經實驗確認之 A 級或 B 級塗裝油漆。
- 3.如經設計者認可用表面狀態之  $K_s$  值小於 0.33 之塗裝系統時須以實驗證明其平均表面狀態之係數值。其標稱抗滑抵抗力應以對應孔及螺栓型態，用 A 級表面狀態之標稱抗滑抵抗力乘以由實驗求得之表面狀態係數除 0.33 求得。
- 4.塗裝接頭不得於實驗必需最少油漆保養時間前併裝。
- 5.指定鍍鋅處理之接頭相界面須依照 AASHTO M111 (ASTM A123)對鋼鐵廠品之熱浸鋅施工規範熱浸鍍鋅。

並須用硬鋼線刷粗糙表面。動力鋼刷法 (Power-Wire Brushing) 不得使用。

摩阻型接頭如承受拉力作用導致淨栓緊力量減少時，其標稱抗滑抵抗力須乘以公式 (2.11-2) 所訂之係數。

解說：

接頭內密接面積有限部份之正常油漆塗裝及整密接面積之超漆塗裝對接頭強度之影響已經實驗研討 (Polyzois 及 Frank 1986)。試驗結果顯示，經由相接面間之摩擦傳遞之剪力有效面積集中於沿及近螺栓之環圈。於相接面離螺栓孔緣約 25mm 但不小於螺栓直徑之油漆不致減少其滑動抵抗力。另一反面，螺栓之預拉力可能不足以使每一螺栓周圍完全平整及拉緊厚板至緊密狀態。因此本節規定螺栓間所有面內亦不得油漆。

研究結果發現在潔淨軋鋼鱗片 (clean mill scale) 上指定不得油漆處如存在有最少數量之普通油漆的超漆，即不符合 A 級塗裝之需求時將重大減少抗滑抵抗力。在經噴砂潔淨之表面上存有少量超漆時不致如此有害。本規範為簡便計，不管表面狀態為潔淨軋鋼鱗片或經噴砂處理，在摩阻型結合規定不得油漆之面積內不能有任何超漆存在。

本規範之三種表面狀態係依不少實驗結果所得之平均滑動係數為準。經 Frank 及 Yura 從 1981 年所作研究，用於螺栓接合之塗裝滑動係數實驗求得方法已有成果 (AISC 1988)。該法含有對長期潛變之試驗需求以確保所認可油漆塗裝之可信行為。對摩阻型接頭常僅認可 A 級 B 級兩種表面處理狀態。

如摩擦係數小於 0.33 之表面處理狀態應經計者認可並以試驗證實。鍍鋅後以鋼線刷粗糙之接合面，其平均滑動係數經試驗顯示為 0.35(Kulak 於 1987)。考量鍍鋅層之長期潛變及螺栓之張力鬆弛情形，本規範訂為如 A 級之 0.33。

摩擦式接合之螺栓如鎖緊至表 9.2.3-1 所規定之預拉力時在預期載重下通常不致滑動至承壓狀態，如承受未預期之超載致螺栓滑動受承壓時，須符合 9.2.7 節及 9.2.9 節之需求以維持 2.0 之安全係數。

### 9.2.9 螺栓孔之承壓抵抗力

螺栓之有效承壓面積應為其直徑乘以其承壓鋼材之厚度減埋頭螺栓之一半深度。

對標準孔、擴大孔、任何方向之短槽孔，平行於承壓作用力方向之長槽孔，其中間及邊端螺栓於極限狀態下之標稱抵抗力如下：

1. 當螺栓孔間之淨距離及淨端距均不少於 2d 時

$$R_n = 1.2L_d t F_u \cdot (9.2.9-1)$$

2. 孔間之淨距離或淨端距之一少於 2d 時

$$R_n = 1.2L_c t F_u \cdot (9.2.9-2)$$

3. 對平行於承壓作用力方向之長槽孔

(1) 孔間之淨距離及淨端均不少於 2d 時

$$R_n = 2.0dt F_u \cdot (9.2.9-3)$$

(2) 孔間之淨距離或淨端距之一少於 2d 時

$$R_n = L_c t F_u \cdot (9.2.9-4)$$

式中，

d=螺栓之標稱直徑 (mm)

t=承壓鋼材之厚度 (mm)

F<sub>u</sub>=表 2.1 規定之承壓構材的標稱抗拉應力

L<sub>c</sub>=孔間之淨距或構材於承壓作用力方向之邊端距及孔間之距離

解說：

由高強度螺栓對被接合構材之孔邊所產生之承壓作用力僅對其接合處之行為具有重要指標。因此，不管螺栓之抗剪強度或其螺牙是否在承壓面積內，承壓抵抗力相同。其臨界值可由在抗拉構材端部之單根螺栓導得。

用緊貼狀態 (finger-tight) 螺栓，依試驗 (Kulak 於 1987 年) 顯示，自單根螺栓沿平行於作用力方向至構材自由端之距離 L 不少於該螺栓直

徑乘以其被接合構材之承壓應力與抗拉應力之比值時，被接合構材不致由構材之自由端撕裂。因此，標稱承壓應力之規定為：

$$\frac{L}{d} \geq \frac{\gamma_n}{F_u} \dots \dots \dots (C9.2.9-1)$$

式中，

$\gamma_n$ =標稱承壓應力 (kgf/cm<sup>2</sup>, MPa)

$F_u$ =被接合構材之標稱抗拉應力 (kgf/cm<sup>2</sup>, MPa)

本規範對孔間之標稱承壓抵抗力是依承壓作用力方向兩孔間之淨距離為準。對邊孔之標稱承壓抵抗力是依該孔與構材邊端間之端距離為準。被接合構材之標稱承壓抵抗力可取每個孔的抵抗力之和。淨距離是用於簡化對擴大孔及槽孔之計算。

孔間之淨距離只要符合本節公式(2)或公式(4)所訂之標稱抵抗力下值，可配置小於規定值。

## 9.2.10 抗拉抵抗力

### 9.2.10.1 通則

承受軸向拉力之高強度螺栓應以表 2.8-1 之規定施加最少預拉力。抗拉作用力應為因數外力加由接合構件的變形導致之槓臺作用，依 2.10.4 節規定之任何額外拉力。

### 9.2.10.2 標稱抗拉抵抗力

螺栓之標稱抗拉抵抗力  $T_n$  與任何初始鎖緊力無關應依下式求得：

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \dots \dots \dots (9.2.10.2-1)$$

式中，

$A_b$ =對應標稱直徑之螺栓面積 (cm<sup>2</sup>) (mm<sup>2</sup>)

$F_{ub}$ =2.3 節所訂螺栓之標稱抗拉應力 (kgf/cm<sup>2</sup>, MPa)

解說：

所用設計強度幾近初始鎖緊力，故當加至服務載重時，強力螺栓之強度幾乎不變。因此，承受軸向拉力之螺栓接合須施加全部預拉力。

### 9.2.10.3 疲勞抵抗力

承受高強度螺栓於軸向拉力下受疲勞作用時，由疲勞設計活重加 3.6.1.4 節所訂對疲勞載重之容許動態載重及由反復疲勞載重所導致之槓檯作用力，其螺栓應力範圍  $\Delta f$  應滿足 6.6.1.2.2-1d 之規定。

計算螺栓之應力範圍時應用其標稱直徑。計得槓檯作用力不得超過作用外力之  $\frac{60}{100}$ 。

ASTM A307 低碳鋼螺栓不得使用於受疲勞作用之接頭。

解說：

對適當鎖緊之 A325M 及 A490M 螺栓，如接合構件之勁度足使槓檯作用力僅佔作用拉力之少部分時，不受所推荐工作受拉反復應力之不利影響。螺栓之疲勞抗拉強度係依據疲勞實驗結果所得 (Kulak 於 1987)。

#### 9.2.10.4 槓檯作用力

由槓檯作用產生之拉力為：

$$Q_u = \left[ \frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328} \right] P_u \left. \vphantom{Q_u} \right\} \dots \dots \dots (9.2.10.4-1)$$
$$\text{或} \left[ \frac{3b}{8a} - \frac{t^3}{328000} \right] P_u$$

$Q_u$ =每支螺栓之槓檯拉力（負數時視為零）（Ton, N）

$P_u$ =每支螺栓由因數載重產生之直接拉力（ton, N）

$a$ =所考慮螺栓群中心至板邊緣之距離（cm, mm）

$b$ =所考慮螺栓群中心至角銲趾之距離（cm, mm）

$t$ =最薄接合構材之厚度（cm, mm）

解說：

估算槓檯作用力大小之公式(1)依由 ASCE(1971)依經驗公式（Deity 及 McGuire 1965）訂定者。此簡化公式有高估槓檯作用力之傾向，將提供較為保守之設計結果（Nair 於 1974）。

### 9.2.11 剪力與拉力共同作用

剪力與拉力共同作用之高強度螺栓，其標稱抵抗力  $T_n$  為：

$$\frac{P_u}{R_u} \leq 0.33 \text{時}$$

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \dots \dots \dots (9.2.11-1)$$

否則，

$$T_n = 0.76 A_b F_{ub} \sqrt{1 - \left( \frac{P_u}{\phi_s R_n} \right)^2} \dots \dots \dots (9.2.11-2)$$

式中，

$A_b$  = 對應標稱直徑之螺栓面積 ( $\text{cm}^2$ ,  $\text{mm}^2$ )

$F_{ub}$  = 2.3 節所訂螺栓之標稱最小抗拉應力 ( $\text{kgf/cm}^2$ ,  $\text{MPa}$ )

$P_u$  = 由因數化載重產生之螺栓剪力 ( $\text{Ton}$ ,  $\text{N}$ )

$R_u$  = 2.7 節所訂螺栓之標稱抗剪抵抗力 ( $\text{Ton}$ ,  $\text{N}$ )

表 3.4.1-1 所訂工作載重組合 II 下，剪力與力共同作用之摩阻型拉合，其高強度螺栓之標稱抵抗力不得大於 2.8 節所訂標稱抗滑抵抗力乘以下值：

$$1 - \frac{T_u}{P_t} \dots \dots \dots (9.2.11-3)$$

式中，

$T_u$ ：在工作載重組合 II 下由因數化載重產生之拉力 ( $\text{T}$ ,  $\text{N}$ )

$P_t$ ：表 2.8.1 所訂螺栓之最小預拉力

## 9.3 鐸接結合

### 9.3.1 通則

鐸接之母材、鐸接材料及焊接之細部設計，均應符合 ANSI / AASHTO / AWS 橋梁鐸接規範 D1.5 之規定。

鐸接符號應符合美國鐸接學會最新版 AWSA2.4 之規定。

除非設計者指定用強度少於母材之焊條規格以設計回火或焯合鋼材之填角鐸，其鐸接程序及鐸材並足以保證健全之鐸接品質，對開槽桿及填角鐸應選用相稱鐸材。

解說：

鐸接設計應考慮母材之可鐸性、鐸材與母材之匹配鐸接效率、疲勞強度、鐸接變形、接合板挫屈防止銹蝕及施工性等因素、以及儘可能使製作、安裝和保養簡易並避免因鐸接冷縮引起層狀撕裂現象。其細節考量國內橋梁工程界之設計與施工現況，本規範以 ANSI/AASHTO/AWS 為準，惟有關鐸接施工之相關規定，可以經核定之有關規範辦理。

鐸接接合之強度依母材及選用鐸材之強度而定。一般而言，鐸材承受靜態載重之強度常較母材為高，但伸長率略為降低。

鐸接高強度鋼材時，較易引起熱影響區之材質脆化，致影響鐸接接頭之韌性，故須依其材質之特性審選鐸材並訂定鐸接程序。如用符合 CNS 規定之母材鐸接時，其鐸材之選擇應依表 C9.3-1 之規定。

表 C9.3.1-1 銲材相稱鋼材

鋼材		銲材
CNS 2473 一般結構用軋鋼料	SS41	CNS 1215 , CNS3506
	SS50 , SS55	CNS3506
CNS 2947 熔接結構用軋鋼料	SM41A , SM41B , SM41C	CNS 1215 , CNS3506
	SM50A , SM50B , SM50C SM50YA , SM50YB SM53B , SM53C , SM58	CNS 3506
CNS 4620 高耐大氣 腐蝕性軋製鋼料	S(49)C(SCR)-H S(46)C(SCR)-C	CNS 3506
CNS 6183 一般結構用輕型鋼	SSC41	CNS 1215 CNS 3506
CNS 6185 一般結構 用熔接 H 型輕型鋼	SWH41	CNS 1215
	SWH41L	CNS 3506
CNS 7993 一般結構用熔接 H 型鋼	WH41	CNS 1215 CNS 3506

## 9.3.2 因數化抵抗力

### 9.3.2.1 通則

銲接接合在強度極限狀態下之因數化抵抗力  $R_n$  應為 9.2.2 節至 9.2.4 節所規定值。

銲接接合之有效面積應為 9.3.3 節所規定值。其接頭材料之因數化抵抗力應為第章所規定者。

解說：

銲接接合之因數化抵抗力依母材及選用銲材之抵抗力而定。填角銲之標稱抵抗力為其有效喉厚與有效銲長之乘積，接頭之標稱強度由其各自厚度決定。

銲材之強度可保守以其種類號數  $E_{XX}$  為準。 $XX$  文字代表銲條以  $\text{kips/inch}^2$  為單位之最小強度（以  $\text{MPa}$  為單位時須乘以 6.895）。

### 9.3.2.2 全滲透開槽銲

#### 1. 拉力及壓力

全滲透開槽銲受垂直於有效面積或平行於銲軸之拉力或壓力時，應因數化抵抗力應為母材之標稱強度。

#### 2. 剪力

全滲透開槽銲受有效面積上之剪力時，其因數化抵抗力應為公式(1)或母材  $\frac{60}{100}$  標稱抗拉強度兩者中之小者。

$$R_r = 0.6\phi_{e1} F_{E_{XX}} \dots\dots\dots (9.3.2.2-1)$$

式中，

$F_{E_{XX}}$  = 銲材之種類強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ ,  $\text{MPa}$ )

$\phi_{e1}$  = 銲材依之抵抗係數 = 0.8

解說：

受垂直於鉚軸之拉力時，宜用應力傳遞較為可靠之全滲透鉚，鉚接根部留有未溶部份之部份滲透鉚，因根部易產生應力集中現象，不宜採用。惟如於主梁及橫梁之結合處等由彎力導致之拉力不大時，考量鉚接性或鉚接變形等因素留有以填角鉚設計考量之餘地，用部份滲透鉚之限制可參閱疲勞設計有關章節。

### 9.3.2.3 部份滲透開槽鉚

#### 1. 拉力或壓力

部份滲透開槽鉚受平行於鉚軸之拉力或壓力或受垂直於有效面積之壓力時，其因數化抵抗力應為母材之標稱強度。

部份滲透開槽鉚受垂直於有效面積之拉力時，其因數化抵抗力應為公式(1)或母材之標稱強度兩者中之小者。

$$R_r = 0.6\varphi_{e1} F_{EXX} \dots\dots\dots (9.3.2.3-2)$$

式中，

$$\varphi_{e1} = \text{鉚材之抵抗係數} = 0.8$$

#### 2. 剪力

部份滲透鉚受平行於鉚軸之剪力時，其因數化抵抗力應為(1)式或母材依 節所訂之標稱強度兩者中之小者。

$$R_r = 0.6\varphi_{e2} F_{EXX} \dots\dots\dots (9.3.2.2-1)$$

式中，

$$\varphi_{e2} = \text{鉚材之抵抗力係數} = 0.8$$

解說：

受垂直於鉚軸之拉力時，宜用應力傳遞較為可靠之全滲透鉚，鉚接根部留有未溶部份之部份滲透鉚，因根部易產生應力集中現象，不宜採用。惟如於主梁及橫梁之結合處等由彎力導致之拉力不大時，考量鉚接性或鉚接變形等因素留有以填角鉚設計考量之餘地，用部份滲透鉚之限

制可參閱 6.1.2.4 節。

### 9.3.2.4 填角鐸

#### 1. 拉力及壓力

填角鐸受平行於鐸軸之拉力或壓力時，其因數化抵抗力應為母材之標稱強度。

#### 2. 剪力

填角鐸受有效面積上之剪力時，其因數化抵抗力應為(1)式或第二章所訂之母材標稱強度兩者中之小者。

$$R_r = 0.6\phi_e F_{EXX} \dots\dots\dots (9.3.2.4-1)$$

解說：

對平行於鐸軸之元件，其翼板與腹板之填角鐸可不必考慮拉應力或壓應力設計。

填角鐸沿鐸接長度之抗剪因數化抵抗力依鐸材強度及平行或垂直鐸軸之作用力方向而定，兩種鐸接情況均由於剪力破壞，惟其破壞面不同。鐸接接合處因鋼材未產生整體變形前已進入應變硬化狀態，剪力降伏不是控制要因。因此，其抗剪因數化抵抗力決定於鐸材之剪力強度乘以適當抵抗係數以確保相接部份能發展全強而不致使鐸接處先行破壞。

填角鐸如受偏心載重致產生剪應力與彎應力之合成效應時應依其直接向量再加鐸接處之剪力設計。

### 9.3.3. 有效面積

有效面積為有效鐸長與有效鐸喉之乘積。

有效鐸喉為自接合處根部至鐸道表面之最短距離。

解說：

填角鐸之有效喉厚為自接合處根部至鐸道表面間之最短距離，鐸接

滲透效果及表面加強鐸均不包含於有效鐸喉厚內。潛弧鐸法可產生均穩定的滲透效果，填角鐸如以潛弧鐸方法為之，則部份滲透效果可計入有效鐸喉厚內。於填角鐸之腳長不超過 10mm 時，有效喉厚可為理論喉厚加 2.8mm，惟須先進行一小段之填角鐸做試驗以便證明此一滲透效果確可達到；在實務上，通常是在工作初期切取此種接頭之零料作試驗。做完以後只要鐸接程序沒有改變就不需實施進一步之試驗。

填角鐸之理論鐸喉  $a$  如圖 C9.3.3-1 所示。

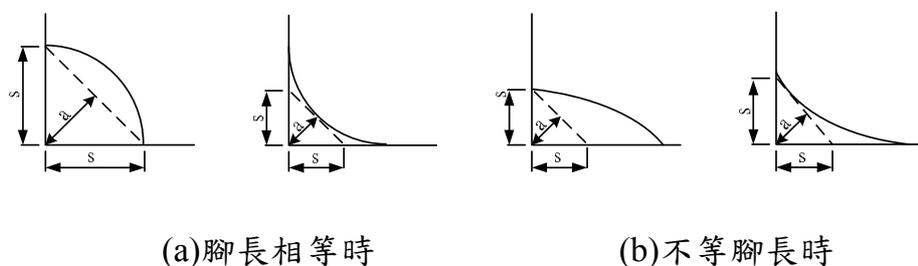


圖 C9.3.3-1 填角鐸之理論鐸喉

全滲透開槽鐸之理論鐸喉如圖 C9.3.3-2 所示，母材厚度不同時以較薄板之厚度為準。

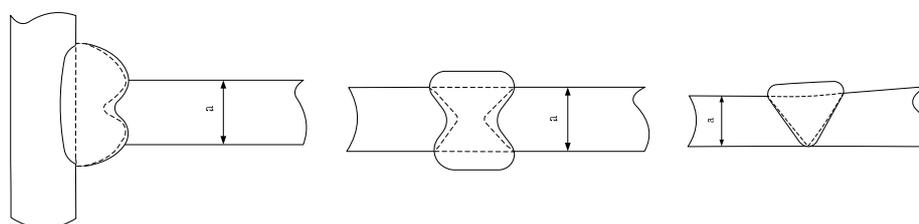


圖 C9.3.3-2 全滲透開槽鐸之理論鐸喉

部份滲透開槽鐸之理論鐸喉應考量鐸接部份之融合深度如圖 C9.3.3-3 所示。

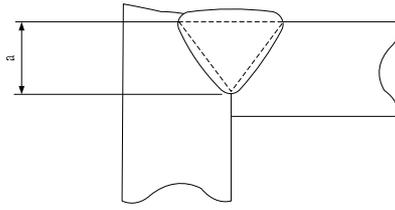


圖 C9.3.3-3 部份滲透開槽銲之理論銲喉。

部份滲透開槽銲與填角銲並用時之理論銲喉，依填角銲為準如圖 C9.3.3-4 所示。

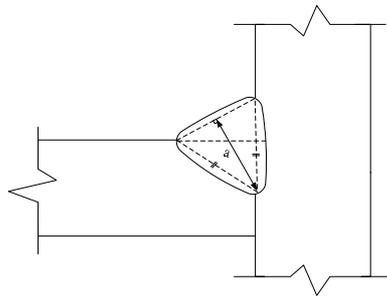


圖 C9.3.3-4 部份滲透銲與填角並用時之有效銲喉。

### 9.3.4.填角鐸尺寸

在接頭設計中所假定之填角鐸最大尺寸，應使其由因數化載重所產生之力量不超過接頭依節所規定之因數化抵抗力。沿連接部份邊緣之最大鐸接尺寸如下：

- (1)材料厚度小於 6mm 者，等於該材料之厚度。
- (2)材料厚度等於或大於 6mm 時應為該材料厚度減去 2mm，惟在設計圖上特別註明須有充分喉厚者，不在此限。

填角鐸之最小尺寸如表 1。最小鐸接尺寸由接頭之兩部份中較厚板決定，但不得大於較薄板之厚度。如依應力計算需要並經適當預熱，較小填角鐸尺寸可經設計者認可後使用。

表 9.3.4-1 填角鐸最小尺寸

接合部之較厚板厚 (T)	最小鐸腳尺寸
mm	mm
T ≤ 20	6
20 < T	8

解說：

表 9.3.4-1 為依板厚之填角鐸最小尺寸規定，此項最小尺寸並非基於強度需求，而是考慮厚鋼板用小鐸接尺寸會因輸入熱量不足而致鐸材與母材無法完全融合，及因冷卻過速而致鐸道脆化失去韌性，更可能會因較厚母材的冷縮產生束制而致鐸道開裂。在使用手鐸鐸接法時，一道鐸道施作所能達到的最大角鐸尺寸為 8mm，故以 8mm 填角鐸做為厚度 20mm 以上鋼板之最小鐸接尺寸，但仍須符合 AWS D 1.1 對於預熱及中間鐸道溫度之規定。

### 9.3.5 填角銲最小有效長度

填角銲最小有效長應為其銲接尺寸之 4 倍，並在任何情況下不得小於 40mm。

解說：

銲接結合之有效長度指設計上有效之銲接長度，銲軸與應力作用方向不垂直時如圖 C9.3.5-1 所示，取與應力垂直方向之投影長度，且銲接收尾處之銲疤 (Crater)，容易產生龜裂，銲接開始處則有融熔不足斷面不完整之現象，難以期待能圓滿傳遞應力，因此對有效銲長不可將此部份計入，乃有最小長度之規定。傳遞應力之重要開槽銲，可使用端板，填角銲則用端彎除去此銲接開始及收尾時所產生之缺失。

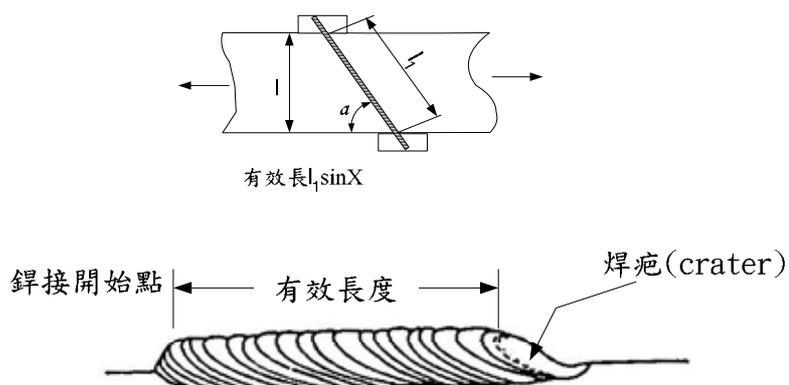


圖 C9.3.5-1 銲接之有效長度

### 9.3.6 填角鉚端彎

承受不平行於鉚軸之拉力或須抵抗反覆應力之填角鉚，不得在構材或材片轉角處終止，應在同一面內以鉚接尺寸之兩倍長度繞過轉角用相同鉚接尺寸連續鉚接。角鉚端彎應註明於合約圖說上。

鉚於兩片間共同接觸面之反側填角鉚應中斷於兩鉚接之共同角落處。

解說：

端彎不得沿橫向加勁板設置。端彎鉚接因應力方向改變，且鉚接開始及收尾時之品質缺失難於免除，此部份如圖 C9.3.6-1 所示不宜計入於鉚接之有效長度內。

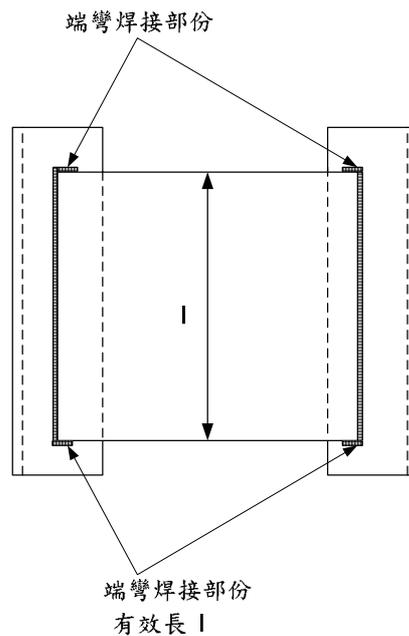


圖 C9.3.6-1 端彎焊接之有效長

### 9.3.7 封鉚

封鉚宜採用連續鉚接，使具有封閉及強度功能。

鉚接斷面之變更僅限於強度或最小填角鉚尺寸需求時才使用。

## 9.4 塊狀剪裂強度

與主梁齊平之橫梁(coped beam)其腹板及所有抗拉結合，含接合板、連續板與連接板均應檢核是否具有足夠之因數化接合抵抗力。

接合設計應檢核構材及連接板平行及垂直於作用力方向之所有可能破壞面。平行於作用力方向之平面僅能考量抗剪強度。

垂直於作用力方向之平面僅能考量抗拉強度。

平行及垂直面之因數化抵抗力應依(1)式或(2)式估算。

$$A_{tn} = 0.58A_{vn} \text{ 時}$$

$$R_r = \phi_{bs}(0.58F_y A_{vg} + F_u A_{tn}) \dots\dots\dots (9.4-1)$$

否則

$$R_r = \phi_{bs}(0.58F_u A_{vn} + F_y A_{tg}) \dots\dots\dots (9.4-2)$$

式中，

$A_{vg}$ ：沿抗剪強度面之總斷面積 (cm<sup>2</sup>，mm<sup>2</sup>)

$A_{vn}$ ：沿抗剪強度面之淨斷面積 (cm<sup>2</sup>，mm<sup>2</sup>)

$A_{tg}$ ：沿抗拉強度面之總斷面積 (cm<sup>2</sup>，mm<sup>2</sup>)

$A_{tn}$ ：沿抗拉強度面之淨斷面積 (cm<sup>2</sup>，mm<sup>2</sup>)

$F_y$ ：接合材料之標稱降優強度 (kgf/cm<sup>2</sup>，MPa)

$F_u$ ：接合材料依表第二章所訂之標稱抗拉強度 (kgf/cm<sup>2</sup>，MPa)

$\phi_{bs}$ ：塊狀剪裂抵抗係數=0.8

總斷面積為面長乘接合材之厚度

淨斷面積為總斷面積減去該面之全部或部份孔數，乘以標稱孔徑加 2.0mm 及接合材之厚度。

受拉應力切斷面之淨斷面積計算應依 5.3 節規定考量與臨孔錯開排列之影響。受剪應力之淨斷面積，應扣除切開兩孔中心內之全有效孔徑。比較遠離之孔可予以忽略。

解說：

塊狀剪力撕裂是連續板，接合板及連接板之幾種可能破壞模式之一，對臨界斷面及其他破壞模式亦應檢核。對梁之翼板或連續板沿全板寬之淨斷面無平行面時，有比塊狀剪力撕裂模式更嚴重之需求，應與 9.3.5 節、9.3.6 節及一併檢討。

切斷部份翼板之對應梁 (coped beam) 依試驗結果顯示產生有沿螺栓孔周邊撕裂之破壞模式 (Brikemoe 及 Gilmour 1978)。此塊狀剪力撕裂模式之抵抗力決定於破壞路徑上之標稱抗剪強度及與其垂直部份之抗拉強度之和。塊狀剪力撕裂破壞模式並非僅產生於梁之相接對應邊端 (coped end) 處，拉力構材結合及沿銲接接合四周亦可能產生，均應檢核。

由更多最近的實驗結果 (Ricles 及 Yarn 1983；Hardash 及 Bjorhaved 1985) 顯示塊狀剪力撕裂之抵抗力可在某一面之降伏強度上加與其垂直面之破壞強度，因此有兩種可能之抵抗強度，即淨抗拉斷面上之破壞強度  $F_u$  伴隨剪力面上全斷面之抗剪降伏強度  $0.58F_y$ ，或淨抗剪面積上之破壞強度  $0.58F_u$  伴隨全抗拉斷面上之降伏強度  $F_y$ 。

規範中之兩公式與拉力構材之設計原則一致，即對降伏用全斷面，斷裂用淨斷面。由公式 1 及公式 2 所求之控制強度取決於  $A_m$  與  $A_{vn}$  之比值。

## 9.5 結合元件

### 9.5.1 通則

本節適用於連續板、連接板、角隅角鋼、支撐板 (bracket) 及受拉或受剪之結合板等結合元件之設計。

### 9.5.2 受拉

受拉元件之因數化抵抗力  $R_r$  為對構材降伏破壞之 6.8.2.1-1 或對接頭損裂之 6.8.2.1-2 或及依 6.13.4 節所訂塊狀剪力撕裂強度中之最小者。

對連接板、連續板及結合板依 6.8.2.1-2 式求取  $P_{nu}$  值時，依 6.8.2.2 節所訂折減係數  $U$  應取 1.0，板依 6.8.2.1-2 式求取之淨斷面積不得大於該板總斷面積之 85/100。

解說：

依試驗結果 (Kula 於 1987) 鋼材元件之  $A_n/A_g$  0.85 時，鋼材未達淨斷面積上之抗拉強度前於其總斷面積上將開始降伏。因接合板、連續板或連接板之長度比桿件長度小，全斷面積之非彈性變形受限，所以接合元件之淨斷面積考量此受限之非彈性變形並提供較保守之強度，限制不得大於  $0.85A_g$ 。

### 9.5.3 受剪

受剪接合元件之因數化強度  $R_r$  為

$$R_r = \phi_v R_n \dots\dots\dots (9.5.3-1)$$

$$R_n = 0.58 A_g F_y \dots\dots\dots (9.5.3-2)$$

式中

$R_n$ ：標稱抗剪強度 (kgf, N)

$A_g$ ：結合元件總斷面積 (cm<sup>2</sup>, mm<sup>2</sup>)

$F_y$ ：結合元件之標稱降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>, MPa)

$\phi_v$ ：抗剪抵抗係數=1.00

## **9.6 續接**

### **9.6.1 栓接**

螺栓續接設計須符合 9.3.1 節所訂需求。斷面變化於續接處時，依其接合斷面之較小者為準。受拉及受撓曲構材之連續接合須符合 9.3.2.1.1 節摩阻型接合之規定。

翼板栓接連繫角鋼應用兩支，各置於撓曲構材之一邊。

### **9.6.2 抗拉構材**

抗拉構材之續接應滿足 9.3.5.2 節所訂需求。

### **9.6.3 抗壓構材**

抗壓構材之續接，如以磨端密接承壓於續接處並在設計圖說上訂有其製作及安裝時之檢查需求時，可以續接斷面較小因數化強度之一半以上設計。

桁架弦材、拱材、及柱材之續接應儘量設置於近節點處，並通常位於產生應力較小處。鋼板、角鋼或其他續接元件之佈置應能傳遞構材續接部之所有合適力學效應。

## 9.6.4 撓曲構材

### 9.6.4.1 通則

連續板之設計，如表 6.1.2.3-1 所示，用母材及其總斷面積檢核鄰近摩阻型接合之母材疲勞強度。

受拉續接應滿足 9.3.5.2 節需求。

### 9.6.4.2 腹板續接

腹板之連續板及其螺栓應依強度極限狀態設計如下：

- 1.依 3.1 節所訂因數化設計撓曲力矩中由腹板承受部份。
- 2.由因數化外力乘以依 3.1 節所訂設計撓曲力矩除由該因數化外力所得力矩及剪力和之計得偏心剪力所產生之偏心力矩。
- 3.計得剪力

在強度極限狀態下，連續板之撓曲應力不得超出該連續板之標稱降伏強度。

腹板連接螺栓須依偏心剪力所產生之力矩設計。

腹板須用鋼板於其各邊對稱續接。

抗剪連續板須延伸至梁翼板間之全深度。接頭各邊之螺栓不得少於兩列。

栓接腹板之連續板厚度差少於 2mm 或以下時，勿須用填板。

解說：

受偏心剪力之螺栓群，一般用較為保守之傳統彈性方法，即假設螺栓與接合間無摩擦力、鋼板為剛體、螺栓為彈性體以承受直接剪力及扭力用向量法分析。最近試驗結果研發出極限強度或塑性分析方法即假定受偏心載重之螺栓循瞬時轉動中心轉動，每一螺栓之變形與該螺栓距轉

動中心之距離成正比 (Kulak 於 1987, Crawford 及 Kulak 於 1971), 細節可參閱 AISC 最新版規範。

### 9.6.4.3 翼板續接

在強度極限狀態下, 翼板連續板之軸向應力, 受拉時須滿足 9.1.3.5.2 節, 受壓時須滿足受壓構材之需求。

對螺栓接合之撓曲構材, 除非經工程師認可翼板部份之螺栓續接不得用於工地續接中。任一翼板不得續接於同一斷面上, 並儘可能續接於斷面有餘裕之處。

解說:

對受壓部份, 無支撐長度用零, 使  $P_n = F_y A_s$ 。

### 9.6.5 填板

本節適用於承壓型接合。

若承受外力之螺栓穿過板厚超出 6mm 之填板時, 應依下列二法之一設計。

1. 填板應延伸至連接板或續接材料以外, 此延伸部份應加設足夠螺栓以便將應力均勻分佈於構材及填板之總斷面。
2. 可將增加之螺栓穿過連接板或續接材料而不延伸填板。

若填板之厚度小於 6mm 時, 填板不須延伸超過續接材料, 亦不須增加螺栓。

若填板之厚度等於或大於 6mm 時, 除經工程師認可, 組成鋼板應不超過兩塊。

解說：

對摩阻型結合設計，不須以增加螺栓數使填板能確實發揮剪力結合之整體功能。對此結合，填板與任一接合部份間之抗滑抵抗力可與未具填板時之接合類似。

## 9.6.6 銲接續接

銲接之續接設計及其細節應符合 ANSI/AASHTO/AWS 橋梁銲接規格 D1.5 及下列規定。

銲接續接設計應足以抵抗 9.3.1 節所訂之設計力矩、剪力或軸向力。受拉與受壓構材宜採用全滲透開槽銲而少用續接板。

工地銲接之佈置宜儘量少用仰銲。

以對銲將不同寬度鋼材續接，應採對稱漸變形。漸變形式之疲勞應力分類應與表 中對銲之規定一致。厚度不同之鋼材對銲續接時，應以不大於  $1:2\frac{1}{2}$  之坡面連接不同厚度之兩板表面。

解說：

翼板漸變細節基本上表示漸變段係由對銲續接處開始。並配合設置端板，續接宜設於距漸變段起點至少 75mm 處，運輸上需求節塊則宜儘可能用同一寬度之翼板。

## 9.7 剛節構架接合

### 9.7.1 通則

所有剛節構架接合應對極限強度狀態下之因數化載重所產生之力矩、剪力及軸向力具有足夠強度。

解說：

對剛節構架結合之規定詳訂於 ASCE(1971)第八章中。剛度須達設計假定之連繫性需求。

## 9.7.2 腹板

未加勁梁之腹板厚度應符合(9.3.7.2-1)式規定。

$$tw \geq \sqrt{3} \left( \frac{M_c}{\phi_v F_y d_b d_c} \right) \dots\dots\dots (9.7.2-1)$$

式中

$F_y$ ：腹板之標稱降伏強度 (kgf/cm<sup>2</sup>，MPa)

$M_c$ ：由因數化載重產生之柱力矩 (kgf-cm，N-mm)

$d_b$ ：梁深 (cm，mm)

$d_c$ ：柱深 (cm，mm)

$\phi_v$ ：剪力抵抗係數=1.0

若接合腹板之厚度小於 3.7.2-1 式規定時，該腹板應以斜向加勁板補強或用補強板密接於腹板之整接合面積。

於角隅節點當某一構材之翼板剛節接合於另一構材之翼板時，第二構材之腹板，應於第一構材抗壓翼板之反面設置加勁板如下規定。

$$tw < \frac{Af}{t_b + 5k} \dots\dots\dots (9.7.2-2)$$

另第一構材抗拉翼板之反面

$$tc < 0.4\sqrt{Af}$$

式中

$tw$ ：須加勁之腹板厚度 (cm，mm)

$k$ ：翼板外端面至加勁構材之腹板偶趾距離 (cm，mm)

$t_b$ ：傳遞集中載重之翼板厚度 (cm，mm)

$t_c$ ：加勁構材之翼板厚度 (cm，mm)

$Af$ ：傳遞集中載重之翼板面積 (cm<sup>2</sup>，mm<sup>2</sup>)

解說：

本節在規定梁或結合腹板確保具有適足強度及其鋼構架結合之補強。  
對橋梁結構，最小厚度之斜向加勁板可提供足夠之補強效果，亦可提高結合部份之腹板厚度予以補強。

檢核構材受由另一構材之翼板剛結於其翼板之集中力量作用之規定是在防止腹板之摺曲及翼板之變形，亦可保守用與另一構材之翼板同一厚度的加勁材補強。

## 第十章 結構型式

### 10.1 結構型式規定

#### 10.1.1 梁式橋樑

橋樑之大梁等主要構件必須以連接板或具實心斷面腹板之角隅支撐加勁以抵抗側向變形。上述側向加勁構材須連結於主要構件及橫梁上之加勁板。相關連接板之設計需求必須符合 10.1.2.8 節之規定。

解說：

連接板或角隅支撐必須符合相關板材加勁需求。

### 10.2 桁架

#### 10.2.1 通則

桁架宜設置斜端柱。無側向支撐之隅角節點應予避免。

主桁架間應有足夠之距離以抵抗假定之橫向力所產生之傾覆作用。

結構分析時，桁架之有效高度假定如下：

栓接桁架，應為弦桿重心間之距離。

樞接桁架，應為弦桿樞中心間之距離。

### 10.2.2 桁架桿件

桁架桿件應對稱於桁架中央面。

若桁架形狀許可，其受壓弦桿應予連續。

若腹材承受反復應力作用，其端部接頭不得使用樞接方式處理。

交向斜撐應避免使用。

解說：

桁架之弦桿與腹材常使用熱軋 (rolled) 或組立之 H 型、槽型或箱型斷面，組立斷面可以銲接或栓接組構；構件之邊部材應使用實心板材，而蓋板或腹板則可使用實心或穿孔板材。

以角鋼組構而成之槽型斷面弦桿，角鋼之突出肢應朝下設置為宜。

交向斜撐 (Counter) 偶爾應用作為輕桁架之腹材。

交向斜撐 (Counter) 最好使用剛性接頭，若使用可調整之交向斜撐應有開口鬆緊螺旋扣 (open Turnbuckle)，設計該構材時容許導入 70Mpa 作為其初始應力；任一節間，僅限用一組可調整之交向斜撐。套筒螺帽 (Sleeve Nut) 及環頭桿 (Loop Bar) 均不得使用。上述初始應力之載重係數取 1.0。

### 10.2.3 二次應力

結構設計應儘可能使二次應力效應降低。任一構材如其平行於扭曲面之寬度小於其長度之 1/10 者，通常不必考慮桁架扭曲或橫梁撓度所產生之二次應力。然諸如接頭或工作線偏心所引致之構件靜載重撓曲應力應視為增加之二次應力。

#### 10.2.4 隔板

桁架之隔板設置須符合規定。

#### 10.2.5 拱度

桁架構件長度應能使桁架拱度等於或大於靜載重所產生之撓度。

桁架撓度計算時，其組成桿件之斷面性質計算應以全斷面積作考量。然而穿孔板材的使用，應考慮穿孔導致斷面積折減的影響，此穿孔板材有效斷面積計算為穿孔中心間所涵蓋之板材體積除以穿孔中心間距和。

相關穿孔板材的設計需求應符合相關章節之規定。

#### 10.2.6 工作線及重心軸

主構材重心軸應儘量安排接近於其斷面之中心。

不對稱斷面之壓力構件，諸如由邊部材及一塊蓋板所組成之弦桿，其斷面之重心軸應儘可能與其工作線重合，除非可藉由偏心抵消構件靜載重所引致之撓曲彎矩者不在此限。由雙角鋼所構成之下弦桿或對角桿件，將以最接近角鋼背面之行距線或銲接構件之重心作為工作線。

## 10.2.7 門型構架與抗側移支撐

### 10.2.7.1 通則

若使用垂直橫構架作為桁架側移阻抗系統時應檢討其必要性。中間抗側移支撐可經由合理的結構分析決定配置需求與否，分析則應符合各極限狀態之力平衡、變位諧和以及穩定性需求。

### 10.2.2.2 穿式桁架橋

穿式桁架橋可經由合理的結構分析決定是否採用門型斜撐構架；若須設置門型斜撐構架，以雙面式或箱式為宜，應固結於端柱及上弦桿之翼板上，且其高度儘量延伸至淨空所許可者。若採用單面門型斜撐構架，則其位置最好設於端柱之橫向中央平面內，端柱之腹板間應設置隔板以分佈門型構架應力。

門型構架不論配置斜撐構件與否，其設計時應能承受上弦材橫撐系統之全部反力，且端支柱能應傳遞此項反力至桁架支承。

#### 10.2.2.2.1 上承式桁架橋

上承式桁架橋應在端柱平面設置抗側移支撐，此項抗側移支撐應延伸至橋面以下桁架之全部高度。桁架端之抗側移支撐應能負荷全部頂部橫向力經由端柱傳遞至支承上。

解說：

一般而言，配置足夠高度的抗側移支撐於上承式桁架橋較不受限制的。

## 參考文獻

1. Ansourian, P. "Plastic Rotation of Composite Beams." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 108, No. ST3, March 1982, pp. 643-659.
2. ANSI/AASHTO/AWS, Bridge Welding Code, D1.5, 1995.
3. Baldwin, J. W., H. J. Salame, and R. C. Duffield. Fatigue Test of a Three-Span Campsite Highway Bridge. Report 73-1. Department of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, June 1978.
4. Basler, K., and B. Thurlimann. "Strength of Plate Girders in Bending." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 87, No. ST6, August 1961, pp. 153-181.
5. Basler, K. "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 87, No. ST7, October 1961, pp. 181-197.
6. Basler, K. "Strength of Plate Girders in Shear." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 87, No. ST7, October 1961, pp. 151-180.
7. Birkemoe, P. C., and M. I. Gilmour. "Behavior of Bearing Critical Double-Angle Beam Connections." ASCE, Engineering Journal. Vol. 15, No. 4, 4th Qrt, 1978, pp. 109-115.
8. Birkemoe, P. C., and D. C. Hemchaf "Bolted Galvanized Bridges: Engineering Acceptance Near." Civil Engineering, ASCE, Vol. 40, No. 4, April 1970, pp. 42-46.
9. Boresi, A. P., O. M. Sidebottom, F. B. Seely, and J. O. Smith. Advanced Mechanics of Materials. 3rd ed. John Wiley and Son: New York, 1978.
10. Breckenbrough, R. L. "Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel." AISC Engineering Journal. Vol, 20, 1st, Qrt, 1983, pp. 40-45.
11. Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary. ACI 318R-95. ACI, Detroit. Michigan, 1995.
12. Carskaddan, P. S. Autostress Design of Highway Bridges-Phase 3: Interior-Support-Model Test. Research Laboratory Report United States Steel Corporation, Monroeville, Pennsylvania, February 1980.

13. Chesson, E., N. L Faustino, and W. H. Munse. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Shear." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 91, No. ST5, October 1965, pp. 155-180.
14. "Composite Box Girder. Chapter 11/7, Highway Structures Design Handbook. AISC Marketing, Inc., Pittsburgh, Pennsylvania, June 1978, pp. 1397-1426.
15. Cooper, P. B. "Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders. Proc. of the ASCE. Vol. 93, ST2, April 1967, pp. 419-451.
16. Cooper, P. B., T.V. Galambos, and M. K Ravindra. "LRFD Criteria for Plate Girders." *Journal of the Structural Division. ASCE*, Vol. 104, No. ST9, September 1978, pp. 1388-1407.
17. Crawford, S. F., and G. L. Kulak. "Eccentrically Loaded Bolt Connections." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. No. 97, No. ST3, March 1971, pp. 765-783.
18. Csagoly, P. F., B. Bakht, and k Ma. Lateral Buckling of Pony Truss Bridges. MTC. Downsview, Ontario. Canada. October 1975.
19. Csagoly, P. F., and B. Bakht "in-Plane Buckling of Steel Trusses." *Canadian Journal of Civil Enaineerina*. Vol. 5, 1978.
20. Dishongh, Bud E. "inelastic Moment Redistribution." *Journal of the Structural Division. ASCE*, Volume 121, No. 2, February 1995, pp. 378382.
21. Douty, R. T., and W McGuire. "High-Strength Bolted Moment Connections." *Journal of the Structural Division. ASCE*, Vol. 91, No. ST2, April i965, pp. 101-128.
22. Dubas, C. A Contribution to the Buckling of Stiffened Plates. IABSE Preliminary Publication. Third Congress, IABSE, Uege, 1948.
23. FHWA. Economical and Fatigue Resistant Steel Bridge Details. FHWA-HI-g0-043. October 1990.
24. FHWA. Proposed Design Specifications for Steel Box Girder Bridges. FHWA-TS-80-205. 1980.
25. Fisher, J. W, J. Jin, D. C. Wagner, and B. T. Yen. Distortion-induced FaBaue Cracking in Steel Bridges. NCHRP Report 336. TRB, National Research Council, Washington, D.C., December 1990.

26. Frank, K H., and J. W Fisher. "Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 105, No. ST9, September 1979, pp. 1727-i740.
27. Frank, K. H., and J. A. Yura. An Experimental Study of Bolted Shear Connections. FHWAIRD-81/148. December 1981.
28. Galambos, T. V., ed. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures. 4th ed. Structural Stability Research Council. John Wiley and Sons, Inc.: New York, 1988.
29. Galambos, T. V., and J. Chapuis. LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns. Revised draft. Washington University Department of Civil Engineering, St Louis, Missouri, December 1980.
30. Goldberg, J. E., and H. L. Leve. "Theory of Prismatic Folded Plate Structures." IABSE. Vol. 16, 1957, pp. 59-86.
31. Grubb, M. A., and P. S. Carskaddan. Autostress Design of Highway Bridges--Phase 3: Moment-Rotation Requirements. Research Laboratory Report United States Steel Corporation, Monroeville, Pennsylvania, July 6, 1981.
32. Guide Specifications for Alternate Load Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections. AASHTO, 1991.
33. Haaijer, G. "Simple Modeling Technique for distortion Analysis for Steel Box Girders." Proc. of the MSC/NASTRAN Conference on Finite Element Methods and Technology. MacNeal / Schwendler Corporation, Los Angeles, California, 1981.
34. Haaijer, G, P. S. Carskaddan, and M. A. Grubb. "Suggested Autostress Procedures for Load Factor Design of Steel Beam Bridges." AISC Bulletin. No. 29, April 1987.
35. Hardash, S., and R. Bjorhovde. "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension." AISC Engineering Journal. Vol. 22, 2nd Oh, 1985, pp. 77-94.
36. Highway Structures Design Handbook Newsletter. No. 3, AISC Marketing, Inc., November 1992.
37. Johnson, D. L. "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide Flange Shapes." Proc. of the 1985 SSRC Annual Technical Session.
38. Johnson, R. P., and R. J. Buckby. "Composite Structures of Steel and Concrete." In vol. 2,

Bridges. 2nd ed. William Collins Sons and Company, Ltd., London, England, 1988.

39. Johnston, S. B., and A. H. Mattock. Lateral Distribution of Load in Composite Box Girder Bridges. Highway Research Record No. i67. Bridges and Structures, 1967.
40. Johnston, B. G. Design Criteria for Metal Compression Members. 2nd ed. John Wiley and Sons, Inc.: New York, 1966.
41. Joint ASCE-AASHTO Subcommittee on Hybrid Beams and Girders. "Design of Hybrid Steel Beams." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 94, No. ST6., June 1968.
42. Kanchanalai, T. The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames. AISI Project No. 189, Report No. 2. Civil Engineering/Structures Research Lab, University of Texas at Austin, October 1977.
43. Keating, P. B., ed. Economical and Fatigue Resistant Steel Bridge Details. FHWA-Hi-90-043. FHWA, U.S. Department of Transportation, McLean, Virginia, October 1990.
44. Kitipornchai, S., and N. S. Trahair. Buckling Properties of Monosymmetric i-Beams." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 106, No. ST5, May 1980, pp. 941857.
45. Kulak, G. L., J. W. Fisher, and J. H. A. Struik. Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints. 2nd ed. John Wiley and Sons, Inc.: New York, 1987.
46. Kulicki, J. M. "Load Factor Design of Truss Bridges with Applications to Greater New Orleans Bridge No. 2." In Transportation Research Record 903. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1983.
47. Load and Resistance Factor Design. LRFD Specification for Structural Steel Buildings and Commentary, AISC, 2nd ed. September 1994.
48. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Joints Using AASHTO M 164 (ASTM A 325) or A 490 Bolts. AISC, Chicago, Illinois, June 1988.
49. McGuire, W Steel Structures. Prentice-Hall, Inc.: Englewood Cliffs, New Jersey, 1968.
50. Moses, F., C. G. Schilling, and K. S. Raju. Fatigue Evaluation Procedures for Steel Bridges. NCHRP Report 299. TRB, National Research Council, Washington, D.C., November 1987.
51. Mueller, J. A., and B. T. Yen. "Girder Web Boundary Stresses and Fatigue." WRC Bulletin. No.

127, January 1968.

52. Munse, W H., and E. Chesson. "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 89, No. ST1, February 1963, pp. 107-126.
53. Munse, W H., and E. Chesson. "Riveted and Bolted Joints: Truss-Type Tensile Connection." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 89, No. ST1, February 1963, pp. 67-106.
54. Nair, R. S., P. C. Birkemoe, and W H. Munse. "High-Strength Bolts Subjected to Tension and Prying." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 100, No. ST2, February 1974, pp. 351-372.
55. Ollgaard, J. G., R. G. Slutter, and J. W Fisher. "Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete." *AISC Engineering Journal*. Vol. 8, No. 2, April 1971, p.55.
56. *Plastic Design in Steel*. ASCE, 2nd ed., New York, 1971.
57. Polyzois, D., and K H. Frank "Effect of Overspray and Incomplete Masking of Faying Surfaces on the Slip Resistance of Bolted Connections." *AISC Engineering Journal*. Vol. 23, 2nd Qrt, 1986, pp. 65-69.
58. Rides, J. M. and J. A. Yura. "Strength of Double-Row Bolted Web Connections." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 109, No. ST1, January 1983, pp. 126-142.
59. Roeder, C. W, and L. Eltvik. "An Experimental Evaluation of Autostress Design." In *Transportation Research Record 1044*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1985.
60. Schilling, C. G. "Bending Behavior of Composite Hybrid Beams." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 94, No. ST8, August 1968, pp. 1945-1964.
61. Schilling, C. G. *Variable Amplitude Load Fatigue-Volume I: Traffic Loading and Bridge Response*. FHWA-RD-87-059. FHWA, U.S. Department of Transportation, July 1990.
62. Schilling, C. G., and R. W. Frost "Behavior of Hybrid Beams Subjected to Static Loads." *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 90, No. ST3, June 1964, pp. 55-88.
63. Schilling, C. G., and S. S. Morcos. *Moment-Rotation Tests of Steel Girders with Ultracompact Flanges*. AISI, July 1988.

64. Schilling, C. G. "Fatigue." Chapter 1/6, Highway Structures Design Handbook. United States Steel Corporation, Pittsburgh, Pennsylvania, February 1986.
65. Schilling, C. G. "Unified Autostress Method." AISC Engineering Journal. Vol. 28, No. 4, 1991, pp. 169-176.
66. Slutter, R. G., and G. C. Dniscoll, Jr. "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 91, No. ST2, April 1965, pp. 71-99.
67. Slutter, R. G., and J. W. Fisher. Fatigue Strength of Shear Connectors. Highway Research Record No. 147. Highway Research Board, Washington, D.C., ~966.
68. SSRC Task Group 20. "A Specification for the Design of Steel Concrete Composite Columns." AISC Engineering Journal. Vol. 16, 4th Qrt, 1979, pp. 101.
69. Standard Specifications far Highway Bridges. i8th ed. AASHTO, 1996.
70. Technical Advisory on Uncoated Weathering Steel in Structures. FHWA, U.S. Department of Transportation, October 1989.
71. The Development of AASHTO Fracture-Toughness Requirements for Bridge Steels. AISI, Washington, D.C., February 1975.
72. Tide, R. H. R. "Reasonable Column Design Equations." Presented at Annual Technical Session of Structural Stability, Research Council, April 1&~17, 1985.
73. Timoshenko, S. P., and J. M. Gem. Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill: New York, 1961.
74. U.S. Steel Group. Steel/Concrete Composite Box-Girder Bridges: A Construction Manual. AISC Marketing, Inc., Pittsburgh, Pennsylvania, December 1978.
75. Vasseghi, A. and K. H. Frank Static Shear and Bending Strength of Composite Plate Girders. PMFSEL Report No. 87-4. University of Texas at Austin, June ~987.
76. Vincent, G. S.'7entative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges." AISI Bulletin. No. 15, March 1969.
77. Wattar, F., P. Albrecht, and A. H. Sahli. "End-Bolted Cover Plates." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol 3, No. 8, June 1985, pp. 1235-1249.

78. Wittry, Dennis M. "An Analytical Study of the Ductility of Steel Concrete Composite Sections." Masters thesis. University of Texas at Austin, December 1993.
79. Wolchuk, R. "Box Girden." Structural Engineering Handbook. 3rd ed. E. H. Gaylord and C. N. Gaylord, eds. McGraw Hill: New York, 1990, pp. iB1 to 19-28.
80. Wolchuk, R. Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. AISC, Chicago, Illinois, 1963.
81. Wright, R. N., and S. R. Abdel-Samad. "Analysis of Box Girders with Diaphragms." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 94, No. ST10, October 1968, pp. 2231-2256.
82. Wright, R. N., and S. R. Abdel-Samad. "BEF Analogy for Analysis of Box Girders." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. 94, No. ST7, July 1968.
83. Wright R. N., and W H. Walker. "Criteria for the Deflection of Steel Bridges." AISI Bulletin. No. 19, November 1971.
84. Yen, B. T., and J. A. Mueller. "Fatigue Tests of Large Sire Welded Plate Girders." WRC Bulletin. No 118, November 1966.
85. Yura, J. A. et al.'7he Bending Resistance of Steel Beams." Journal of the Structural Division. ASCE, Vol. i04, No. ST9, September 1978, pp. 1355-1370.
86. Yura, J. A., K. H. Frank, and D. Polyzois. High-Strength Bolts for Bridges. PMFSEL Report No. 87-3. University of Texas at Austin , May 1987.
87. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. First Edition, 1994.
88. Standard Specifications for Highway Bridges. 16th Edition,AASHTO, 1996.
89. Standard Specifications for Highway Bridges. 14th Edition,AASHTO, 1989.
90. Andrzej S. Nowak " Calibration of LRFD Bridge Code " , ASCE Journal of Structural Engineering, August 1995, pp.1245~pp.1251.
91. The Development of the Ontario Highway Bridge Design Code, P.E. Csagoly and R.A. Dortor.
92. Lehigh Valley Section and ALTSS Lehigh University, " LRFD for Bridges Course Handout " , ASCE, March 30,1994.

93. Louis F. Geschwindner, Robert O. Disque, Reidar Bjorhovde, “ Load and Resistance Factor Design of Steel Structures ” .
94. Michael A. Grubb, “ The AASHTO Guide Specification for Alternate Load-factor Design Procedures for Steel Beam Bridges ” , AISC Engineering Journal, 1987, pp.1~pp.20.
95. ” Autostress design of Highway Bridge ” Transportation Research Record No.1380, 1993.
96. Haaijer, G., “ Autostress Design of Steel Structures ” , ASCE National Structural Engineering Meeting, Preprint No. 1930, San Francisco, Cal., April 9-13, 1973.
97. Haaijer, G., Phillip S. Carskaddan, Michael A. Grubb, “ Autostress Design of Steel Structures ” , ASCE Annual Convention and Exposition, Hollywood, FL., October 27-31, 1980.
98. M.R. Horne, Plastic Theory of Structures, 2nd edition, 1979.
99. ANSI, “Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58”
100. Mounir E. Mabsout, Kassim M. Tarhini, Gerald R. Frederick, and Charbel Tayar, “ Finite-Element Analysis of Steel Girder Highway Bridges ” , Journal of Bridge Engineering, ASCE, August, 1997, pp.83~pp.87.
101. Mounir E. Mabsout, Kassim M. Tarhini, Gerald R. Frederick, and Marwan Kobrosly, “ Influence of Sidewalks and Railings on Wheel Load Distribution in Steel Girder Bridges ” , Journal of Bridge Engineering, ASCE, August, 1997, pp.88~pp.96.
102. Mounir E. Mabsout , Kassim M. Tarhini, Gerald R. Frederick, and Abbas Kesserwan, “ Effect of Continuity on Wheel Load Distribution in Steel Girder Bridges ” , Journal of Bridge Engineering, ASCE, August, 1998, pp.103~pp.110.
103. Sangjin Kim and Andrzej S. Nowak, “ Load Distribution and Impact Factors for I-Girder Bridges ” , Journal of Bridge Engineering, ASCE, August, 1997, pp.97~pp.104.
104. 財團法人日本道路協會，道路橋示方書、同解說 II 鋼橋編，2002 年 3 月。
105. 交通部，公路橋梁設計規範，民國九十年。
106. 陳生金，鋼結構設計—極限設計法與容許應力設計法，科技圖書，民國九十二年。

107. 高速鐵路局，鐵路橋梁設計規範與解說(草案)，民國九十一年。
108. 高速鐵路局，鐵路鋼結構橋梁之檢測及補強準則，民國九十二年。
109. 內政部營建署，鋼構造物建築結構設計技術規範－(二)鋼結構極限設計法規範及解說，營建雜誌社，民國八十八年。
110. 陳生金，曾清銓，楊國珍，歐怡蘭，橋梁極限設計法規範之探討。結構工程，第十五卷，第三期，民國八十九年。

# 附錄 1 美國 AASHTO-LRFD 規範載重篇摘錄

## A.1 適用範圍

本章用以訂定鋼橋構件在不同極限狀態下所需承受之最小載重及載重組合。極限狀態之選定則依橋梁主管機關視橋梁所在位置、重要性、使用年限等整體考量後訂定之。

解說:

本章之載重及載重組合適用於新建鋼橋之設計，若用以作為既有橋梁承載能力評估之載重及載重組合時，需選用適當之強度折減係數。

本章中規定之載重及載重組合意指橋梁設計時所應採用之最小設計載重及載重組合，設計者可視需要予以適當之提高。

本章所規定之載重除包含靜載重、活載重、衝擊載重、土壓力、離心力、煞車力、風力等之載重及載重組合外，亦包含考慮動力不穩定對橋梁之影響，及由溫度、乾縮、潛變及腐蝕等因素而引致橋梁桿件之二次應力。此外，亦包含鋼橋施工時所需考量之最小施工載重。

## A.2 載重因數與載重組合

### A.2.1 載重因數與載重組合

鋼橋及其桿件所需提供之強度，需依因數化載重組合所得之臨界狀態決定。載重組合之通式為  $Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$ ，其中

$\eta_i$  = 載重放大因數；

$Q_i$  = 載重大小；

$\gamma_i$  = 載重因數，依表 A.2-1 辦理。

各類載重及載重組合依極限狀態之選擇而不同，依以下原則辦理：

- (1) 強度極限狀態 I — 基本載重之載重組合，不考慮風力之影響而車輛能正常通行。

- (2)強度極限狀態 II — 採用橋梁主管機關自定之車輛載重或評估用容許載重或二者並用之載重組合，不考慮風力之影響。
- (3)強度極限狀態 III — 風速超過 90km/h 之載重組合。
- (4)強度極限狀態 VI — 適用於靜載重效應遠大於活載重效應時之載重組合。
- (5)強度極限狀態 V — 風速為 90km/h 而正常車輛可通行之載重組合。
- (6)服務極限狀態 I — 適用於橋梁正常使用狀態下且風速為 90km/h 之載重組合。
- (7)服務極限狀態 II — 適用於鋼橋在活載重作用下需保持在彈性範圍螺栓不致滑動之載重組合。
- (8)服務極限狀態 III — 適用於預力混凝土橋受張力時裂縫控制之載重組合。
- (9)特殊事件極限狀態 I — 適用於考慮地震力作用之載重組合。
- (10)特殊事件極限狀態 II — 適用於考慮車輛撞擊等特殊事件之載重組合。
- (11)疲勞極限狀態 — 適用於活載重造成鋼橋疲勞與斷裂之載重組合。

載重因數依不同極限狀態及不同載重形式而異，各因數之大小依表 A.2-1 辦理。各桿件之強度至少須能抵抗依各種載重組合下所產生之極限載重之影響，且須同時考慮張力與壓力之極限載重。考慮溫度效應、乾縮、或潛變之載重組合所造成桿件變形之服務極限狀態時需選用表 A.2-2 中溫度效應、乾縮、或潛變載重因數之大值，其他極限狀態時選用表 A.2-2 中溫度效應、乾縮、或潛變載重因數之小值。

計算長期載重效應所需之載重因數依表 A.2-2 辦理，以求得載重組合之極大或極小值。

邊坡整體穩定之極限狀態無論基礎存在與否均需考慮服務極限狀態 I，並選用適當之強度折減係數 $\phi$ ，其中強度折減係數 $\phi$ 以下列方法決定：

(1)設計所需之土壤參數已知，且邊坡內不包含或不需支撐結構物...  $\phi=0.85$ 。

(2)土壤參數相關資訊不足，或邊坡內包含或需支撐結構物... $\phi=0.65$ 。

考慮溫度梯度及沈陷所採用的載重因數 $\gamma_{TG}$  及 $\gamma_{SE}$  應考慮橋梁實際狀況或參考下列原則訂定：

(1)強度及特殊事件極限狀態... $\gamma_{TG}$ 、 $\gamma_{SE} = 0.0$ 。

(2)不考慮活載重之服務極限狀態... $\gamma_{TG}$ 、 $\gamma_{SE} = 1.0$ 。

(3)考慮活載重之服務極限狀態... $\gamma_{TG}$ 、 $\gamma_{SE} = 0.5$ 。

特殊事件極限狀態 I 考慮活載重之載重因數 $\gamma_{EQ}$  需視橋梁實際狀況決定。

表 A.2-1 載重組合與載重因數

載重組合 極限狀態	DC	LL	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE				
	DD DW EH EV ES	IM CE BR PL LS					CR SH			EQ	IC	CT	CV
強度極限狀態-I	$r_p$	1.75	1.0	~	~	1.0	0.50/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$	~	~	~	~
強度極限狀態-II	$r_p$	1.35	1.0	~	~	1.0	0.50/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$	~	~	~	~
強度極限狀態-III	$r_p$	~	1.0	1.4	~	1.0	0.50/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$	~	~	~	~
強度極限狀態-IV EH,EV,ES,DW DC ONLY	$r_p$	~	1.0	~	~	1.0	0.50/1.20	~	~	~	~	~	~
	1.5												
強度極限狀態-V	$r_p$	1.35	1.0	0.4	0.4	1.0	0.50/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$				
特殊事件極限狀態-I	$r_p$	$\Gamma_{EQ}$	1.0	~	~	1.0	~	~	~	1.0	~	~	~
特殊事件極限狀態-II	$r_p$	0.5	1.0	~	~	1.0	~	~	~		1.0	1.0	1.0
服務極限狀態-I	1.0	1.0	1.0	0.3	0.3	1.0	1.00/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$	~	~	~	~
服務極限狀態-II	1.0	1.3	1.0	~	~	1.0	1.00/1.20	~	~	~	~	~	~
服務極限狀態-III	1.0	0.8	1.0	~	~	1.0	1.00/1.20	$\Gamma_{TG}$	$\Gamma_{SE}$	~	~	~	~
疲勞極限狀態 -LL,IM&CE ONLY	~	0.75	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~

表 A.2-2 長期載重之載重組合與載重因數( $r_p$ )

載重型式	載重因數	
	極大值	極小值
DC: 桿件及附件	1.25	0.90
DD: 排水	1.80	0.45
DW: 磨耗層與附掛管線	1.50	0.65
EH: 水平土壓力		
1. 動態	1.50	0.90
2. 靜態	1.35	0.90
EV: 垂直土壓力		
1. 整體穩定	1.35	N/A
2. 檔土結構	1.35	1.00
3. 土中剛性結構	1.30	0.90
4. 剛性構架	1.35	0.90
5. 土中非金屬箱涵之柔性結構	1.95	0.90
6. 金屬箱涵柔性結構	1.50	0.90
ES: 超額土壓	1.50	0.75

表 A.2-3 符號說明

BR: 煞車力	IC: 冰載重
CE: 離心力	IM: 衝擊載重
CR: 潛變	LL: 車輛活載重
CT: 車輛撞擊力	PL: 行人活載重
CV: 船撞擊力	LS: 超額活載重
DC: 桿件及附件	SE: 沉陷
DD: 排水	SH: 乾縮
DW: 磨耗層與附掛管線	TG: 溫度梯度
EQ: 地震力	TU: 均佈溫度
EH: 水平土壓力	WA: 水壓力
EV: 垂直土壓力	WL: 作用於活載重之風力
ES: 超額土壓	WS: 作用於結構體之風力
FR: 摩擦力	$r_p$ : 長期載重之載重因數

解說:

載重組合中任一載重之存在會減低其他載重之影響時應採用該載重之最小值進行載重組合，以求得載重組合之極大值。當長期載重之存在對桿件承載力或桿件不穩定有助益時，需考慮最小長期載重所造成之效應。TUCR 及 SH 之載重因數中較大者為變形計算用，餘則使用較小值。

### **A.2.2 載重因數與施工載重**

結構物本身及附屬結構物之載重因數不得小於 1.25。除橋梁主管機關有特別規定，施工載重及機械設備引致之外力或衝擊載重所需之載重因數不得小於 1.5。風力載重不得小於 1.25。其他載重之載重因數不得小於 1.0。

解說:

訂定施工載重組合之目的為考慮施工載重之不確定性，不包含承包商施工中應自行考慮之施工安全與損害。

## A.3 長期載重

### A.3.1 靜載重

靜載重應包括結構物所有桿件及其附屬設施保護層覆土等之自重，亦需考慮拓寬可能增加之結構物自重。各材料之密度表見表 A.3-1。

表 A.3-1 材料密度表

材料種類		密度(kg/m <sup>3</sup> )
鋁		2800
瀝青鋪面		2250
鑄鐵		7200
道碴		960
夯實之砂、泥、黏土		1925
混凝土	輕質	1775
	輕質砂	1925
	普通	2400
鬆砂、泥、黏土或礫石		1600
軟黏土		1600
礫石、碎石		2250
鋼材		7850
磚石材		2725
木材	硬質	960
	軟質	800
軌道輪胎及扣件等		0.30

### A.4.1.2 設計車輛活載重

設計車輛活載重需考慮設計貨車載重及設計車道均佈載重。除有特殊規定外，每一設計車道均需考慮設計貨車載重或設計車道均佈載重作用於 3m 寬之設計車道。

設計貨車載重軸距、輪距與輪重依圖 A.4.1-1 之規定。衝擊載重依 A.4.2 之規定考慮。除特殊規定外，145kN 輪重之間距介於 4.3 m 及 9.0 m 間，以其產生之最大效應決定之。

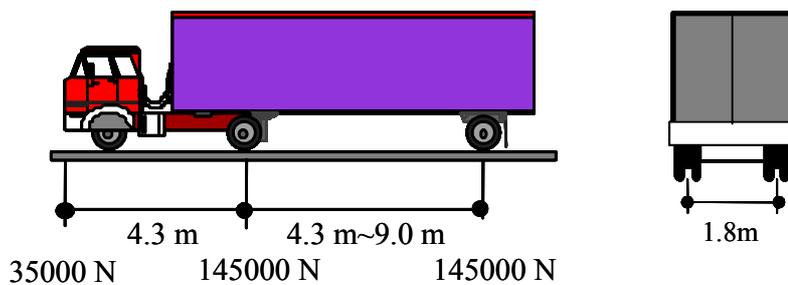


圖 A.4.1-1

設計檢核活載重為一對軸距 1.2 m，輪距 1.8 m，與輪重 110kN 之組合。衝擊載重依 A.4.2 之規定考慮。

設計車道均佈載重為 9.3 N/mm 之均佈載重作用於 3 m 寬之車道。採用設計車道均佈載重時不需考慮衝擊載重效應。

輪重所造成之輪壓可視為均佈於一寬 510mm 之矩形面積內，矩形之長度依下式計算：

$$l = 2.28 \times 10^{-3} \gamma (1 + IM/100) P, \text{ 其中}$$

$\gamma$  為載重因數

IM 為衝擊因數

P，採用設計貨車載重取 72.5 kN，採用設計檢核活載重取 5.5 kN。

回填土厚度小於 600mm 時，回填土對活載重分布之影響可忽略不計。回填土厚度超過 600mm 時，可視輪重均佈於前所述之矩形面積

內，並依回填土之成分以一修正因數提高。採用礫石回填土時以回填土厚度乘以 1.15 倍予以提高，其他回填土則以回填土厚度予以提高。

除特別規定外，應採用設計車道均佈載重加上設計貨車載重輪重適當配置所產生之最大彎矩及最大剪力作為活載重設計之依據。

活載重所造成之變位取設計貨車載重或設計車道均佈載重加上 25%設計貨車載重聯合作用二者之大值。

#### A.4.2 衝擊效應

行人載重及車輛載重依表 A.4.2-1 之衝擊因數考慮衝擊載重效應。

表 A.4.2-1 衝擊因數表

適用範圍		衝擊因數(IM)
桿件	極限狀態	
橋面板	各極限狀態	75%
除橋面板外之各桿件	疲勞極限狀態	15%
	疲勞以外各極限狀態	33%

#### A.4.3 離心力

離心力以所考慮車輛載重之軸重乘以因數 C 計算，  
 $C=33(1.0-4.1 \times 10^{-4} D_E) \quad 0\%$ ，

其中， $D_E$  為地下結構物覆土深度(mm)

#### **A.4.4 煞車力**

橋梁結構需考慮煞車力效應。每一車道煞車力之大小為 25%車輛軸重，作用於距路面 1800mm 高度處。

解說:

煞車力之計算基於能量守恆定理，並假設煞車力大小以等加速度減速所產生。

### **A.5 水壓力**

#### **A.5.1 靜態水壓力**

靜態水壓力以水壓力作用位置的高度、水的密度及重力加速度三者之乘積。靜態水壓力之作用方向與結構物表面垂直。不同極限狀態下之洪水位依橋梁主管機關之需求決定。

#### **A.5.2 浮力**

位於水面下之結構桿件均需考慮浮力。浮力的大小為依據 A.5.1 靜態水壓力計算所得之垂直分量之和。

解說:

對於水中結構物若因開口或其他因素導致水壓力減少，但其實際大小無法正確預估時，需採用最保守之情形計算之。

### A.5.3 水流作用力

下部結構應考慮水流作用力之影響，水流作用力為水流壓力與其作用面面積之乘積。

作用於下部結構軸向之水流壓力依下式計算：

$$p=5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

作用於下部結構側向之水流壓力依下式計算：

$$p=5.14 \times 10^{-4} C_L V^2$$

其中，

$p$ : 水流作用力(Mpa)。

$C_D$ : 下部結構軸向水流因數，依表 A.5-1 辦理。

$C_L$ : 下部結構側向水流因數，依表 A.5-2 辦理。

$V$ : 水流速(m/s)，

表 A.5-1 下部結構軸向水流因數

下部結構軸向形狀	$C_D$
圓形	0.7
矩形	1.4
漂流物易堆積之形狀	1.4
楔形( $\leq 90^\circ$ )	0.8

表 A.5-2 下部結構側向水流因數

角度 $\theta$	$C_L$
$0^\circ$	0.0
$5^\circ$	0.5
$10^\circ$	0.7
$20^\circ$	0.9
$\geq 30^\circ$	1.0

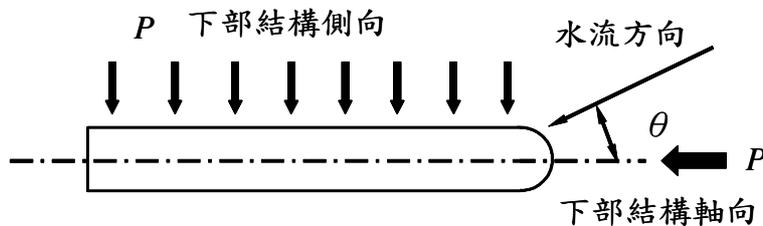


圖 A.5-1 下部結構軸向及測向水流作用

#### A.5.4 水波衝擊力

對於承受水波衝擊之橋梁結構物需依據可靠之經驗公式計算水波衝擊力。

#### A.5.5 沖刷

強度與服務極限狀態需考慮 100 年迴歸期設計洪水位對下部結構沖刷之影響。特殊事件極限狀態需考慮 500 年迴歸期之最大可能洪水位下部結構沖刷之影響。

解說:

冲刷除降低基礎承载力影響橋梁之穩定性外，橋梁之振動週期及地震力將隨著基礎冲刷使基面降低而改變，進而影響橋梁之強度與韌性，故需審慎考量其影響。

## A.6 風力

### A.6.1 水平風壓

風壓假設由基本設計風速  $V_B=160$  km/h 所產生，且均勻作用於結構物之受風面。風力作用之方向以產生最大風力作用之方向決定。對於不影響最大風力之結構桿件之受風面積設計時可不於考慮。

對於高於海平面 10000 mm 之橋梁或橋梁之任一桿件，設計風速依下式計算

$$V_{DZ}=2.5V_o\left(\left(\frac{V_{10}}{V_B}\right)\ln\left(\frac{Z}{Z_o}\right)\right)$$

其中

$V_{DZ}$ : 橋梁設計高程之設計風速(km/h)

$V_{10}$ : 高於海平面 10000 mm 處之設計風速(km/h)

$V_B$ : 高於海平面 10000 mm 處之基本設計風速 160 km/h

## **A.7 土壓力**

### **A.7.1 一般說明**

土壓力需考慮下列情況：

- 土壤的種類及密度
- 含水量
- 土壤潛變的特性
- 夯實度
- 地下水位
- 土壤結構互制
- 地震力的影響

### **A.7.2 夯實**

採用機器夯實應考慮因夯實所造成額外土壓力的影響。

### **A.7.3 孔隙水壓力**

土壤為飽和狀態時，應考慮因靜態水壓力的存在而增加之土壓力。擋土結構後方可能會產生積水情形時，結構體之設計應可抵抗靜水壓力及土壓力之聯合作用。地下水位線以下之側向土壓力應採用佈飽和土壤密度。

結構體兩側地下水位線不同高度時，應考慮薄壁管中滲流對結構體穩定性和可能發生砂湧的影響。應採用可能淨流量或可靠之方法計算孔細水壓力並納入壁體所承受之總側向土壓力中。

## A.7.4 土壤地震力

主動或被動動態土壓力應考慮地震所造成之放大效應。

## A.7.5 土壓力：EH

### A.7.5.1 土壓力

土壓力應假設與入土深度成正比，並依下列公式計算：

$$p = k_h Y_s g z (\times 10^{-9})$$

式中：

$$p = \text{土壓力 (MPa)}$$

$k_h$  = 壁體無傾斜或變形時， $k_h$  為側向靜止土壓力因數  $k_0$ ；壁體產生傾斜或變形時， $k_h$  為側向靜止土壓力因數  $k_a$ ；其中

$$Y_s = \text{土壤密度 (kg/m}^3\text{)}$$

$$Z = \text{壁體入土深度 (mm)}$$

$$G = \text{重力常數 (m/s}^2\text{)}$$

除有特別規定外，回填土造成的側向土壤土壓力作用於壁體 0.4 H 高度處，其中 H 為地表面到基腳的底部之深度。

### A.7.5.2 靜止土壓力因數， $k_0$

正常壓密土壤下，側向靜止土壓力因數可取為：

$$k_0 = 1 - \sin \varphi_f, \quad (\text{A.7.5.2-1})$$

其中，

$\varphi_f$  = 排水土壤之摩擦角

$k_0$  = 過壓密土壤的靜止土壓力因數

在過壓密土壤中，側向靜止土壓力因數可假設為過壓密因數或其受力過程之函數，並可依下列公式計算：

$$k_0 = (1 - \sin \varphi_f)(\text{OCR})^{\sin \varphi_f} \quad (\text{A.7.5.2-2})$$

其中，

OCR = 過壓密比

$k_0$  值隨著過壓密比 (OCR) 而改變，如表 A.7.5.2-1

可取得自由排水細粒料處，回填土不得採用粉土、貧黏土及高塑性黏土。

表 A.7.5.2-1 – 側向靜止土壓力因數

土壤分類	側向靜止土壓力因數， $k_0$			
	OCR=1	OCR=2	OCR=5	OCR=10
鬆砂	0.45	0.65	1.10	1.60
中沙	0.40	0.60	1.05	1.55
粉土(ML)	0.50	0.70	1.10	1.60
貧黏土(CL)	0.60	0.80	1.20	1.65
高塑性黏土(CH)	0.65	0.80	1.10	1.40

### A.7.5.3 主動土壓力因數

主動土壓力因數可依下列公式計算：

$$k_a = \sin^2(\theta + \varphi') / (\Gamma \sin 2\theta \sin(\theta - \delta)) \quad (\text{A.7.5.3-1})$$

$$\Gamma = \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

其中：

$\delta$  = 回填土和結構體壁間的磨擦角，參見表 A.7.5.3-1 (DEG)

$\beta$  = 回填土與水平線間夾角，參見圖 A.7.5.3-1 (DEG)

$\theta$  = 被填土垂直夾角，參見圖 A.7.5.3-1 (DEG)

$\varphi'$  = 有效內磨擦角 (DEG)

不屬於圖 A.7.5.3-1 中描述的情況時，主動土壓力可以楔型理論為基礎的試驗過程計算。

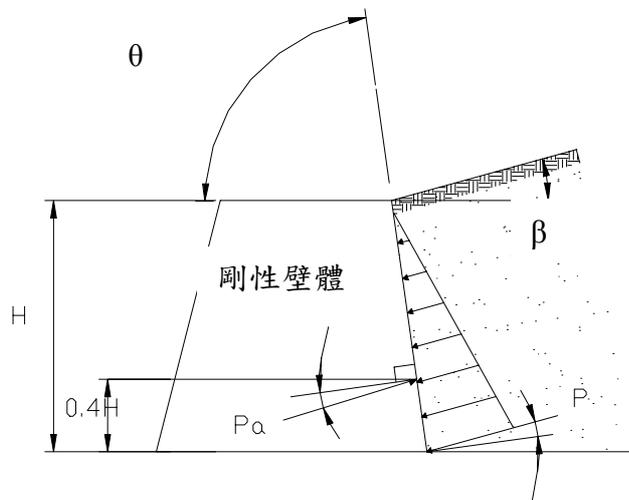


圖 A.7.5.3-1 - 土壓力中庫倫的符號

表 A.7.5.3-1 –不同材料的磨擦角

界面材料	磨擦角 (DEG)
<p>巨積混凝土:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 乾淨健全的岩石</li> <li>● 乾淨礫石，礫砂混合物，粗砂</li> <li>● 乾淨中砂，粗砂，中顆粒粉土或粘土質礫石</li> <li>● 乾淨細砂，粉土或含微少粘土的中砂</li> <li>● 細砂質地，無塑性粉土</li> <li>● 非常硬和難殘餘或預壓密粘土</li> <li>● 中硬度和硬粘土和粉質黏土</li> <li>● 圬工牆採用相同的磨擦因數</li> </ul>	<p>35</p> <p>29 ~ 32</p> <p>24 ~ 29</p> <p>19 ~ 24</p> <p>17 ~ 19</p> <p>22 ~ 26</p> <p>17 ~ 19</p>
<p>鋼板樁:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 乾淨礫石，礫砂混合物,和良級配碎填充石</li> <li>● 乾淨砂，細粉砂-礫石的混合物，單一尺寸硬填 土石</li> <li>● 細粉砂，礫石或砂含有粉土或黏土</li> <li>● 砂質粉土，無塑性粉土</li> </ul>	<p>22</p> <p>17</p> <p>14</p> <p>11</p>
<ul style="list-style-type: none"> <li>● 板模、預鑄混凝土或混凝土板樁:</li> <li>● 乾淨礫石，礫砂混合物,和良級配碎填充石</li> <li>● 乾淨砂，細粉砂-礫石的混合物，單一尺寸硬填 土石</li> <li>● 細粉砂，礫石或砂含有粉土或黏土</li> <li>● 砂質粉土，無塑性粉土</li> </ul>	<p>22 ~ 26</p> <p>17 ~ 22</p> <p>17</p> <p>14</p>
<p>各種不同的結構材料:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>● 在圬工上的圬石,火成岩, 和變質岩:</li> <li>● 附著在軟石上的軟石</li> <li>● 附著在軟石上的硬石</li> <li>● 附著在硬石上的硬石</li> <li>● 圬工在橫斷面木條上</li> <li>● 結合在鋼板樁上的鋼</li> </ul>	<p>35</p> <p>33</p> <p>29</p> <p>26</p> <p>17</p>

#### A.7.5.4 被動土壓力因數， $K_p$

對於無黏性土壤，被動土壓力因數可由圖 A.7.5.4-1 取水平背填土的垂直牆或斜率或由圖 A.7.5.4-2 為垂直牆和斜率的背填土查得。不包含於圖 A.7.5.4-1 和圖 A.7.5.4-2 所描述的情況時，被動土壓力因數可由楔型理論試驗程序來計算。使用楔型理論時，壁土磨擦角的極限值不應取大的超過內磨擦角的一半， $\psi$ 。

對於黏性土壤，被動壓力可由下列來計算：

$$P_p = K_p Y_s g Z \times 10^{-9} + 2c\sqrt{k_p}$$

其中：

$P_p$  = 被動土壓力 (MPa)

$Y_s$  = 土壤的密度 ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )

$Z$  = 基礎入體深度 (mm)

$c$  = 單位凝聚力 (MPa)

$K_p$  = 被動壓力因子說明於圖 A.7.5.4-1 和圖 A.7.5.4-2

### A.7.5.5 計算土壓力之等效流體法

背填土非自由排水場時不得採用等效流體法。等效流體法不適用時，可依 A.7.3、A.7.5.1 及 A.7.5.3 決定側向土壓力之大小。

使用等效流體法時，土壓力， $p$  (MPa)，可取為：

$$p = Y_{eq}gZ(\times 10^{-9})$$

其中：

$Y_{eq}$  = 土壤的等效流體密度，至少須有  $480(\text{kg}/\text{m}^3)$

側向土壤土壓力作用於壁體  $0.4 H$  高度處，其中  $H$  為地表面到基腳的底部之深度。

不排水背填土之凝聚力應採用等效流體壓力計算。

壁體設計高度不超過  $6000 \text{ mm}$  時等效流體密度的標準值為可參見表 A.7.5.5-1，其中：

$\Delta$  = 壁體頂部需達到最小主動土壓力或最大被動土壓力所需位移(mm)

$H$  = 壁體高度(mm)

$i$  = 回填土水平角度 (DEG))

回填土不水平時其土壓力垂直分力之大小可依下式計算：

$$P_v = P_h \tan i$$

其中：

$$P_h = 0.5 Y_{eq} gH^2(\times 10^{-9})$$

表 A.7.5.5-1 - 土壤的等效流體密度之典型數值

土壤種類	背填土高度		背填土 $i=25^\circ$	
	靜止 $Y_{eq}(\text{kg}/\text{m}^3)$	$\Delta/H=1/240$ $Y_{eq}(\text{kg}/\text{m}^3)$	靜止 $Y_{eq}(\text{kg}/\text{m}^3)$	$\Delta/H=1/240$ $Y_{eq}(\text{kg}/\text{m}^3)$
鬆砂或礫石	880	640	1040	800
中緊密鬆砂或礫石	800	560	960	720
緊密鬆砂或礫石	720	480	880	640

### A.7.5.6 地錨擋土牆之土壓力

若不滿足下述情況，則土壓力所假設之分佈需與變形一致。

壁體採用一層地錨支撐，土壓力可假設深度成線性比例，並參照 A.7.5.2、A.7.5.3 及 A.7.5.4 之規定辦理。

壁體採用二層地錨或多層地錨支撐，土壓力可假設與深度成並比。若壁體由上向下施工，土壓力可依圖 A.7.5.6-1 計算：

$$P_a = 0.65 \times 10^{-9} K_a Y'_s g H^2$$

其中：

H = 壁體高度 (mm)

$K_a$  = 主動土壓力因子 =  $\tan^2(45 - \phi_f/2)$

$Y'_s$  = 土壤有效密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

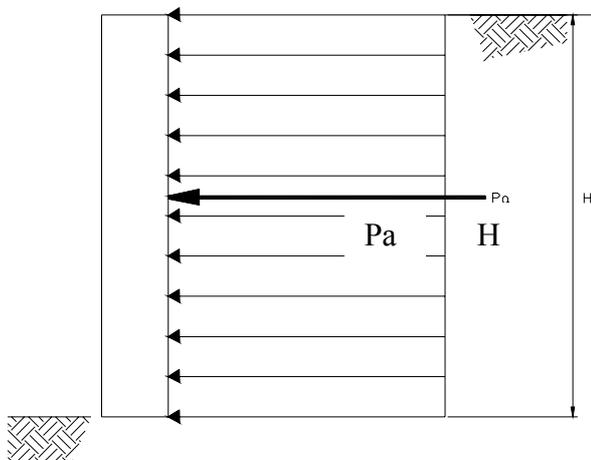


圖 A.7.5.6-1 採用二層以上地錨且由上向下施工之永久的壁體土壓力分佈

壁體由下向上施作於回填土中，土壓力之分佈可假設為矩形分佈，其大小取 A.7.5.3 節中三角形分佈之 130%。

錨錠牆壓力之設計，需考慮壁體變位可能對毗連結構及地下的公用設備所造成之影響。

### A.7.5.7 加勁擋土牆之土壓力

作用於加勁擋土牆每單位寬度之合力依圖 A.7.5.7-1~A.7.5.7-3 之分佈作用於基礎上高度在  $h/3$  處，且平行背填土的斜率之方向上，其大小為：

$$P_a = 0.5 \times 10^{-9} Y_s g H^2 k_a$$

其中：

$P_a$  = 每單位寬度的合力 (N/mm)

$Y_s$  = 背填土的密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$h$  = 表示水平土壓力的高度示意圖，如圖 A.7.5.7-1~A.7.5.7-3 (mm)

$k_a$  = 參見 A.7.5.3 中主動土壓力因數，藉由背填土斜率的角度， $\beta$  參見圖 A.7.5.7-1~A.7.5.7-3，角度  $\delta = 0.0$ 。

靜態土壓力因數， $k_0$ ，用以抵抗結構之破壞時取：

$$k_0 = 1 - \sin \phi_f$$

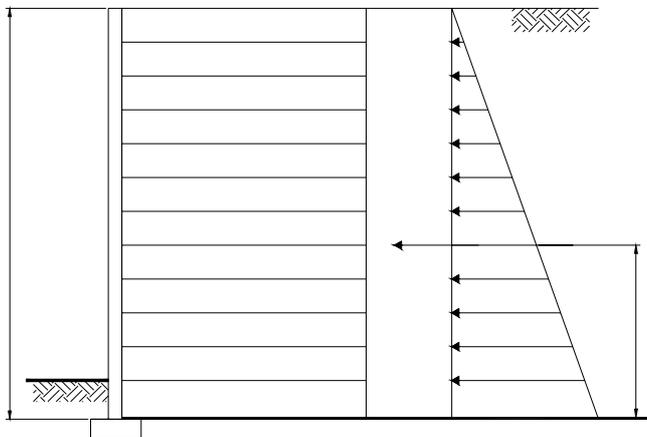


圖 A.7.5.7-1 - 加勁擋土牆水平背填土之土壓力分佈

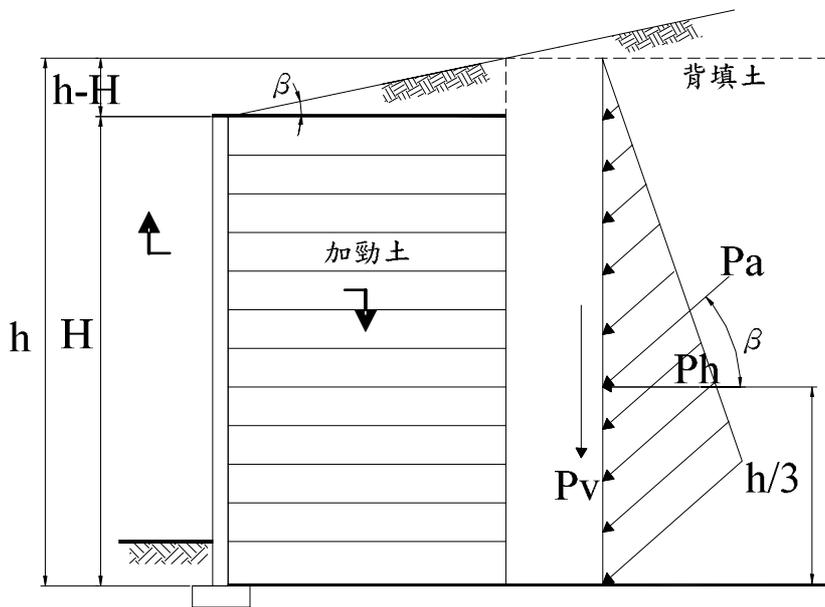


圖 A.7.5.7-2 - 加勁擋土牆傾斜背填土之土壓力分佈

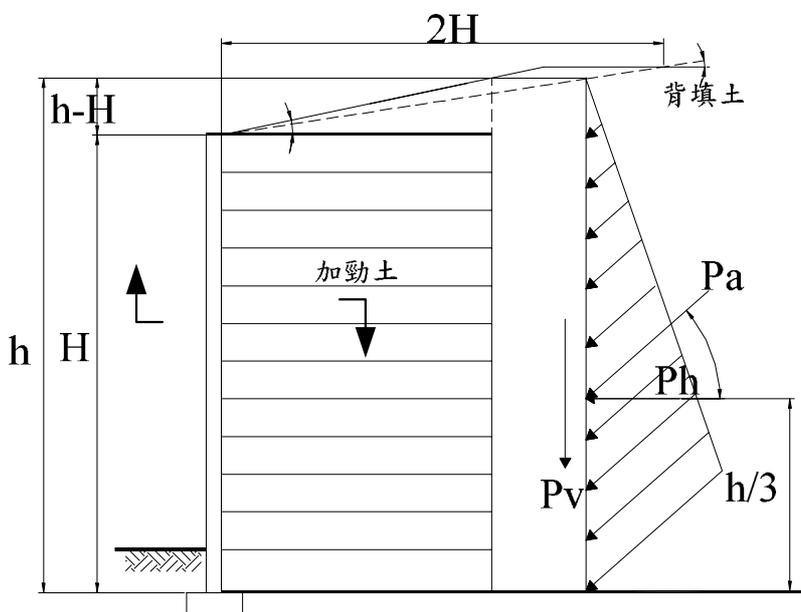


圖 A.7.5.7-3 - 加勁擋土牆不完整背填土之土壓力分佈

## A.7.6 地表上方載重：

### A.7.6.1 一般說明

擋土牆背地表受有均佈超載重時，該載重得換算為等值填土高度，計入基本土壓力中。提高之量依下列公式計算：

$$\Delta_p = k_s q_s$$

式中：

$\Delta_p$  = 因均勻加載時，水平土壓力常數 (MPa)

$k_s$  = 因加載造成之土壓力因數

$q_s$  = 主動土壓力表面上的均勻加載 (MPa)

在主動土壓力情況下， $k_s$  可取為  $k_a$ ，而在靜態土壓力情況下， $k_s$  可取為  $k_0$ ，對回填土或擋土牆有移動者取其中間之適當值。

均佈載重所造成之水平壓力可依下式計算：

$$\Delta_{ph} = 2p/\pi (\alpha - \sin\alpha \cos(\alpha + \delta))$$

式中：

$p$  = 載重強度 (MPa)

$\alpha$  = 角度，如圖 A.7.6.1-1 (RAD)

$\delta$  = 角度，如圖 A.7.6.1-1 (RAD)

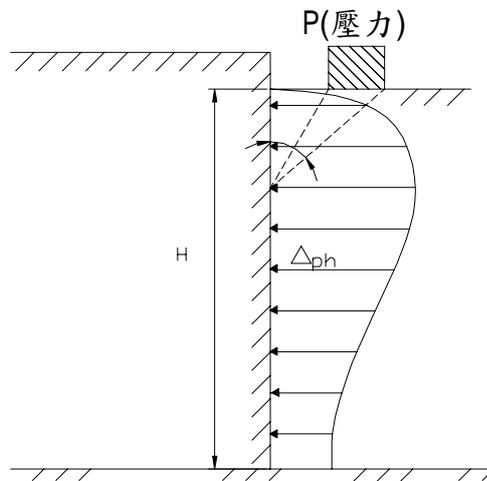


圖 A.7.6.1-1 在牆上的水平壓力所引起均勻帶狀載重

水平壓力分佈， $\Delta_{ph}$  的單位為 MPa，若點載重造成牆壁如下列所示的結果：

$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[ \frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1-2\nu)}{R+Z} \right]$$

其中：

$P$  = 載重 (N)

$R$  = 點載重至牆上一點的半徑距離，說明於圖 2 (mm)

$X$  = 牆背到點載重的水平距離 (mm)

$Z$  = 點載重到考慮牆測點的距離之垂直距離(mm)

$\nu$  = 柏松比 (DIM)(A.11.6.)

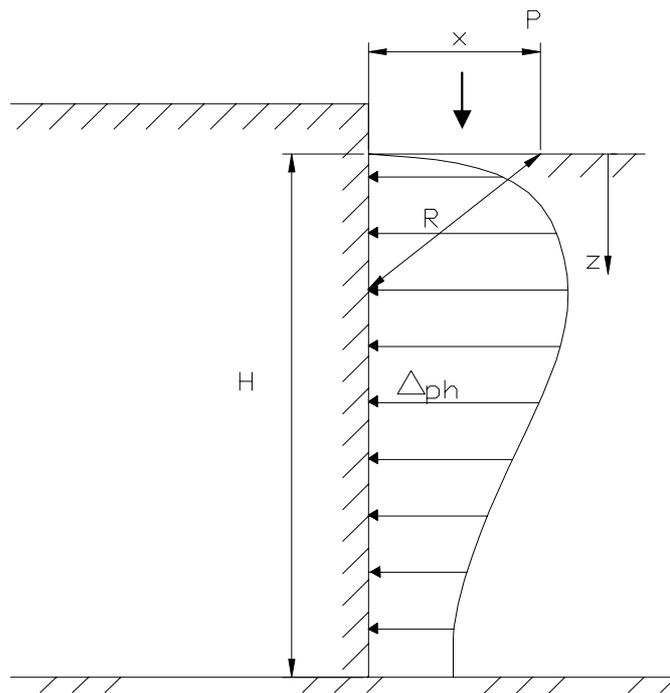


圖 A.7.6.1-2 - 點載重所引起水平壓力

水平壓力， $\Delta_{ph}$  的單位為 MPa，若線載重造成牆壁如下列所示的結果：

$$\Delta_{Ph} = \frac{4Q X^2 Z}{\pi R^4}$$

其中：

Q=載重強度，單位為 N/mm。

而且其他符號定義在圖 A.7.6.1-3 中。

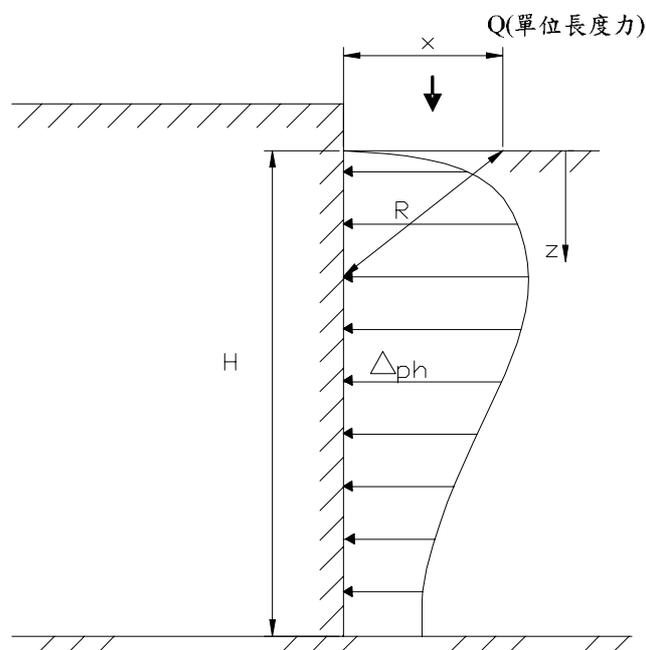


圖 A.7.6.1-3 線載重所引起水平壓力

水平壓力分佈， $\Delta_{ph}$  的單位為 MPa，若極限垂直載重造成牆壁如下列所示的結果：

$$\Delta_{Ph} = \frac{Q}{\pi Z} \left[ \frac{1}{A^3} - \frac{1-2\nu}{A + \frac{Z}{X_2}} - \frac{1}{B^3} + \frac{1-2\nu}{B + \frac{Z}{X_1}} \right]$$

其中：

$$A = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_2}\right)^2}$$

$$B = \sqrt{1 + \left(\frac{Z}{X_1}\right)^2}$$

其中：

$X_1$  = 牆背至開始線載重的距離，說明於圖 A.7.6.1-4(mm)

$X_2$  = 活載重的長度 (mm)

$Z$  = 點載重到考慮牆測點的距離之垂直距離(mm)

$\nu$  = 柏松比 (DIM)

$Q$  = 載重強度 (N/mm)

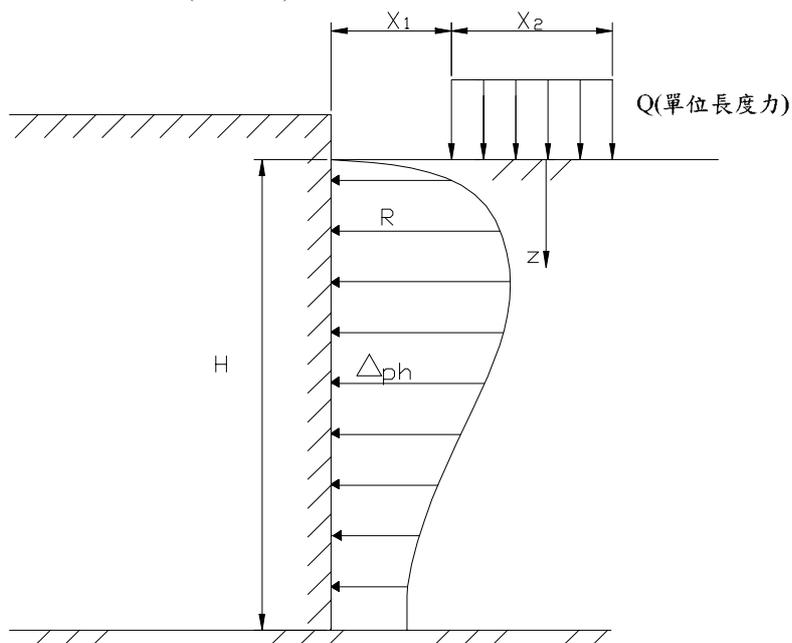


圖 A.7.6.1-4 在牆上的水平壓力所引起極限垂直載重

### A.7.6.2 地表上方活載重

背填土若有活載重所造成之超載重應值算為等值填土高度，計入基本土壓力中。對於高速公路之超載重，等值土壤深度參見表 A.7.6.2-1。高速公路外之橋梁，可依業主需求訂定的超載重。

由於活載重加載使水平壓力的增加，可估計如下：

$$\Delta_p = kY_s g h_{eq} (\times 10^{-9})$$

式中：

$\Delta_p$  = 均勻加載之水平土壓力常數 (MPa)

$Y_s$  = 土壤密度 ( $\text{kg/m}^3$ )

$k$  = 土壓力因子

$h_{eq}$  = 設計於土壤等高度處 (mm)

土壤等高度處， $h_{eq}$ ，對於公路載重參見表 A.7.6.2-1 取得。線性內插曲牆壁中間的高度。

牆壁高度可取為背填土表面至基礎底部的距離。

表 A.7.6.2-1 車輛的載重折算之等值土壤高度

牆壁高度 (mm)	$h_{eq}$ (mm)
$\leq 1500$	1700
3000	1200
6000	760
$\geq 9000$	610

### A.7.6.3 地表上超額活載重之折減

土壤未直接承受超額活載重時，地表上超額活載重可予以折減。

解說:

若車輛的載重經由橋面版傳遞，土壤未直接承受活載重時，超額活載重可予以適當之折減。

### **A.7.7 土壓力的折減**

土壓力與其他載重共同作用時，可適當的折減土壓力以求得最大載重效應。

### **A.7.8 打樁**

需考慮因打樁或鑽孔所造成鄰土的樁或井沉陷之影響。

## **A.8 變形引至之二次應力**

### **A.8.1 一般說明**

設計時需考慮溫度、潛變、沉陷、腐蝕等效應所引致二次應力與變形，其中，溫度效應包括溫度變化及溫度梯度之影響；沉陷包括均勻沉陷與不均勻沉陷等於設計時需予以適當之考量。

### **A.8.2 溫度效應**

鋼橋設計應依據橋址位置考慮施工中及完工通車後溫度變化所引致橋梁之內力或變形。此外，亦應考慮溫度梯度可能所造成橋梁之內力或變形效應。

解說:

鋼結構對溫度變化甚為敏感，故進行鋼橋設計時需考量鋼橋一天中早晚溫度變化及一年中溫度變化所引致橋梁之內力或變形。尤其應考慮施工中桿件因

溫度變化所可能引致之收縮變形以避免橋梁組立產生誤差。

桿件若於厚度方向承受不均勻之溫度變化，亦應考慮溫度梯度產生之二次應力及變形。

### **A.8.3 乾縮與潛變**

混凝土桿件應考慮乾縮與潛變所造成桿件本身及其相連接桿件或裝置之影響。

解說:

與混凝土橋柱或橋台相連接之鋼結構桿件需考慮混凝土乾縮、潛變所造成引制之束致力及變形之影響。

### **A.8.4 沉陷之影響**

鋼橋設計應考慮施工中及完工通車後沉陷所引致橋梁之內力或變形，其中，均勻沉陷與不均勻沉陷均需考慮。

### **A.8.5 腐蝕之影響**

鋼橋設計應考慮因桿件腐蝕所引致之非預期束制對桿件所造成之二次應力及變形。

解說:

台灣屬於海島，氣候潮濕多雨，鋼結構之腐蝕問題不容忽視。

鋼結構桿件除會因腐蝕使斷面積減少，降低桿件強度；或因疲勞腐蝕造成斷裂等問題外，腐蝕現象所形成鐵銹及氧化生成物將導致橋梁系統中原本可自由平移、轉動的部位產生束制，進而改變該橋的結構特性，可能造成支承、上

部結構承受額外應力導致破壞。因此，鋼橋設計應考慮因桿件腐蝕所引致之非預期束制對桿件所造成之二次應力及變形，尤其因桿件腐蝕對活載重及溫度效應之影響亦應考量。

## 附錄 2 符號對照表

ADTT	= 在設計年限中，貨車載重之日平均量
ADTT <sub>SL</sub>	= 單車道之 ADTT 值
A <sub>f</sub>	= 傳遞集中載重之翼板面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>fb</sub>	= 下翼板面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>g</sub>	= 受壓構材之全斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>gn</sub>	= 構材外側連接線之最小淨面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>n</sub>	= 受拉構材之淨斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>ne</sub>	= 構材承受載重之淨面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>o</sub>	= 箱型斷面所封閉之面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>pn</sub>	= 腹板與翼板填角鉸外側與翼板邊緣之加勁材突出肢面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>r</sub>	= 縱向鋼筋面積，(mm <sup>2</sup> )；有效翼板寬度內之總鋼筋量，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>s</sub>	= 結構型鋼面積；樓板面積；橫向中間加勁材之面積或成對加勁材之總面積；全斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>sc</sub>	= 剪力連接器之斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>t</sub>	= 鋼構斷面之張力翼板面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>tf</sub>	= 合成斷面有效樓板寬度內之縱向鋼筋與鋼構斷面二翼板之面積和，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>tg</sub>	= 在塊狀剪力檢核時，沿張應力邊之全斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>tn</sub>	= 在塊狀剪力檢核時，沿張應力邊之淨斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>v</sub>	= 在對角剪力裂縫所通過之橫向鋼筋斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>vg</sub>	= 在塊狀剪力檢核時，沿剪應力邊之全斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>vn</sub>	= 在塊狀剪力檢核時，沿剪應力邊之淨斷面積，(mm <sup>2</sup> )
A <sub>w</sub>	= 鋼構斷面之腹板面積，(mm <sup>2</sup> )
a	= 從彈性中性軸至應力塊中心之距離；螺栓中心至板邊之距離；組合箱型斷面相鄰箱梁翼板之中心距，(mm)

- B = 對應橫向加勁材所需面積之常數
- $B_r$  = 承壓強度, (N)
- b = 眼桿之桿身寬度；由支撐點至板邊或孔邊之距離或支撐點間之距離；板之淨距離；矩型方管之寬度；挫屈平面中，混凝土包覆型鋼之合成斷面之全厚度；有效樓板寬度；連接板無支撐側之長度；腹板間之翼板寬度；矩形板構材之寬度；螺栓中心至接合部填角銲趾之距離, (mm)
- $b_f$  = 鋼構斷面之受壓翼板寬度, (mm)
- $b_{fb}$  = 下翼板寬度, (mm)
- $b_\ell$  = 縱向加勁材之突出肢寬度, (mm)
- $b_t$  = 張力翼板寬度；橫向加勁材之突出肢寬度, (mm)
- $b_w$  = 翼板任一邊假定承受風力彎矩之下翼板寬度, (mm)
- C = 剪力挫屈應力與剪力降伏應力之比
- $C_b$  = 彎矩梯度修正係數
- $C_1, C_2, C_3$  = 表 6.9.5.1-1 中所規定之合成柱常數
- c = 在撓曲平面中，縱向鋼筋中心至最接近之構材表面之距離, (mm)；計算撓曲強度時之係數
- $C_{steel}, C_{3n}, C_n$  = 鋼構斷面中性軸、長期合成及短期合成斷面至受壓翼板最外邊緣之距離, (mm)
- D = 圓管斷面之外徑；腹板深度；具縱向加勁材之腹板最大格間深度；腹板之實際深度；樞之直徑, (mm)
- D' = 當混凝土橋面板之最大應變為理論破碎應變時，合成斷面達到理論塑性彎矩強度之深度, (mm)
- $D_c$  = 受壓區之腹板深度, (mm)
- $D_{cp}$  = 在塑性彎矩時受壓區之腹板深度, (mm)
- $D_p$  = 塑性彎矩下，橋面板頂面至合成斷面中性軸之距離；腹板無縱向加勁材之腹板深度或腹板具縱向加勁材之最大格間深度, (mm)
- d = 鋼構斷面深度；螺栓直徑；連接器之標稱尺寸；剪力釘直徑；撓曲平面中之構材深度；剪力平面中之構材深度；螺栓標稱直徑, (mm)

$d_b$	= 剛性構架之梁深, (mm)
$d_c$	= 剛性構架之柱深, (mm)
$d_n$	= 下翼板最外邊緣至轉換短期合成斷面中性軸之距離, (mm)
$d_o$	= 橫向加勁材之間距, (mm)
$d_s$	= 鋼構斷面之深度, (mm)
$E$	= 鋼材之彈性模數, (MPa)
$E_c$	= 混凝土之彈性模數, (MPa)
FCM	= 斷裂—臨界構材
$F_{cr}$	= 臨界挫屈應力, (MPa)
$F_e$	= 合成構材之標稱受壓強度, (MPa)
$F_{exx}$	= 鐸材之分級強度, (MPa)
$F_n$	= 標稱撓曲應力, (MPa)
$F_r$	= 係數化撓曲應力, (MPa)
$F_u$	= 鋼材最小拉力強度；係數化載重下之下翼板撓曲應力；剪力連接器之最小拉力強度, (MPa)
$F_{ub}$	= 羅栓最小拉力強度, (MPa)
$F_w$	= 係數化風力載重下翼板邊之撓曲應力, (MPa)
$F_y$	= 樞之降伏應力；鋼材之降伏應力, (MPa)
$F_{yb}$	= 下翼板之降伏應力, (MPa)
$F_{yc}$	= 受壓翼板之降伏應力, (MPa)
$F_{yce}$	= 受壓翼板之有效降伏應力, (MPa)
$F_{yf}$	= 翼板之降伏應力；翼板之較高降伏應力, (MPa)
$F_{yr}$	= 縱向或橫向鋼筋之降伏應力, (MPa)
$F_{yre}$	= 縱向鋼筋之有效降伏應力, (MPa)
$F_{ys}$	= 加勁材之降伏應力, (MPa)
$F_{yt}$	= 受拉翼板之降伏應力, (MPa)

$F_{yte}$	= 受拉翼板之有效降伏應力, (MPa)
$F_{yw}$	= 腹板之降伏應力, (MPa)
$F_{ywe}$	= 腹板之有效降伏應力, (MPa)
$f_a$	= 係數化載重下之軸應力, (MPa)
$f_b$	= 包含彎矩放大之係數化載重下最大應力, (MPa)
$f_c$	= 係數化載重下之壓應力, (MPa)
$f'_c$	= 混凝土抗壓強度, (MPa)
$f_{cf}$	= 在無係數之長期載重與二倍係數化疲勞載重作用下, 受壓翼板之彈性撓曲應力, (MPa)
$f_f$	= 係數化載重下之彈性翼板應力, (MPa)
$f_{fl}$	= 降伏應力與係數化載重下翼板應力之較低值, (MPa)
$f_{fr}$	= 重分配翼板應力, (MPa)
$f_g$	= 橋面板之軸向全應力, (MPa)
$f_r$	= $M_y$ 中之鋼筋應力, (MPa)
$f_{sr}$	= 橋墩處縱向鋼筋之撓曲應力範圍, (MPa)
$M_p$	= 塑性彎矩, (N-mm)
$M_{pe}$	= 有效塑性彎矩, (N-mm)
$M_{ps}$	= 混凝土包覆構材之鋼構斷面塑性彎矩, (N-mm)
$M_r$	= 係數化撓曲強度, (N-mm)
$M_{rb}$	= 橫向梁之係數化撓曲強度, (N-mm)
$M_{rr}$	= 縱向肋條之係數化撓曲強度, (N-mm)
$M_{rt}$	= 橋面板平面傳遞輪重至相鄰肋條之係數化撓曲強度, (N-mm)
$M_{ux}, M_{uy}$	= 係數化載重對 x 或 y 方向之彎矩, (N-mm)
$M_w$	= 係數化風載重對下翼板之最大側向彎矩, (N-mm)
$M_y$	= 降伏彎矩強度; 忽略腹板降伏之降伏彎矩, (N-mm)
$M_{yc}$	= 混凝土包覆構材之合成斷面降伏彎矩強度, (N-mm)

$M_{yr}$	= 考慮腹板降伏之降伏彎矩強度, (N-mm)
$N$	= 應力範圍之迴圈數
$NDT$	= 非破壞試驗
$N_s$	= 剪力平面數目; 個螺栓之滑動平面數目
$n$	= 一個貨車通行之循環數; 鋼構與混凝土之彈性模數比; 一個橫斷面之剪力連接器數, 或最大正彎矩與相鄰零彎矩間所需之剪力連接器數, 或橋墩與相鄰零彎矩間所需之剪力連接器數; 縱向加勁材數目; 螺栓數
$n_{AC}$	= 負彎矩區非合成斷面在長期載重反曲點間所需之額外連接器數
$P_A$	= 未支撐段四分之一點受壓翼板力量之絕對值, (N)
$P_B$	= 未支撐段中間點受壓翼板力量之絕對值, (N)
$P_C$	= 未支撐段四分之三點受壓翼板力量之絕對值, (N)
$P_h$	= 係數化載重下, 較大彎矩支撐點之受壓翼板力量, (N)
$P_l$	= 係數化載重下, 較小彎矩支撐點之受壓翼板力量, (N)
$P_{max}$	= 未支撐段最大受壓翼板力量之絕對值, (N)
$P_n$	= 標稱強度; 標稱承壓強度; 標稱壓力強度, (N)
$P_{nu}$	= 淨斷面斷裂之標稱拉力強度, (N)
$P_{ny}$	= 全斷面降伏之標稱拉力強度, (N)
$P_r$	= 係數化軸向拉力或壓力強度; 樞板之係數化承壓強度; 考慮有效寬度之鋼甲板標稱拉力強度, (N)
$P_t$	= 所需最小螺栓拉力, (N)
$P_u$	= 係數化軸向力; 係數化載重下各個螺栓之直接拉力或剪力; 正交肋板之力量, (N)
$p$	= 剪力連接器沿縱軸之橫距, (mm)
$Q$	= 正彎矩區之轉換短期樓板面積對短期合成斷面中性軸一次矩, 或負彎矩區縱向鋼筋對合成斷面中性軸之一次矩, ( $mm^3$ )
$Q_{fl}$	= 翼板挫屈強度對翼板降伏強度之比

$Q_n$	= 剪力連接器之標稱剪力強度，(N)
$Q_p$	= 達到撓曲強度 $M_r$ 之腹板及受壓翼板長細比
$Q_r$	= 剪力連接器之係數化強度，(N)
$Q_u$	= 係數化載重下各個螺栓之槓桿拉力，(N)
$R$	= 塑性轉角(MRADS)；剪力交互係數
$R_b, R_h$	= 翼板應力折減係數
$R_n$	= 螺栓標稱強度，接合器或連接材，(N)或(MPa)
$(R_{pB})_r$	= 樞之承壓強度，(N)
$R_r$	= 強度界限下，銲接或螺栓之係數化強度，(N)或(MPa)
$R_s$	= 拉剪聯合作用之螺栓標稱強度，(N)
$r$	= 最小迴轉半徑；縱向加勁材與腹板接觸邊之迴轉半徑，(mm)
$r_s$	= 型鋼、圓管或方管對挫屈平面之迴轉半徑，(mm)
$r_t$	= 合成斷面為鋼構斷面受壓翼板與 1/3 受壓腹板深度對垂直軸之旋轉半徑；非合成斷面為受壓翼板對垂直軸之旋轉半徑，(mm)
$r_y$	= 鋼構斷面於支撐點間對腹板平面垂直軸之最小旋轉半徑，(mm)
$S$	= 彈性斷面模數，(mm <sup>3</sup> )
$S_{xc}$	= 受壓翼板對斷面水平軸之斷面模數，(mm <sup>3</sup> )
$s$	= 孔之縱距；橫向鋼筋之縱向間距，(mm)
$T$	= 由係數化載重引致之內部扭矩，(N-mm)
$T_n$	= 螺栓標稱拉力強度，(N)
$T_u$	= 使用性載重組合 II 下，每個螺栓之拉力，(N)
$t$	= 板厚；方管厚度；型鋼或外側薄板之厚度，(mm)
$t_b$	= 受壓翼板厚度；傳遞集中載重翼板之厚度，(mm)
$t_c$	= 加勁構材之翼板厚度，(mm)
$t_f$	= 受壓翼板厚度；槽鋼剪力連接器之翼板厚度，(mm)
$t_{fb}$	= 下翼板厚度，(mm)

$t_h$	= 鋼梁上翼板以上之混凝土托肩厚度，(mm)
$t_p$	= 橫向板厚度；加勁材突出肢之厚度；加勁材厚度，(mm)
$t_s$	= 混凝土板厚；加勁板厚度，(mm)
$t_t$	= 鋼構斷面受拉翼板厚度，(mm)
$t_w$	= 腹板或方管厚度；槽鋼剪力連接器之腹板厚度，(mm)
$U$	= 剪力遲滯之折減係數
$V$	= 穿孔板之額外剪力，(N)
$V_h$	= 剪力連接器所承受之全部水平剪力，(N)
$V_n$	= 標稱剪力強度，(N)
$V_p$	= 塑性剪力強度，(N)
$V_r$	= 係數化剪力強度，(N)
$V_{sr}$	= 剪力範圍，(N)
$V_u$	= 係數化載重下之剪力，(N)
$V_{ui}$	= 單個傾斜腹板在係數化載重下之剪力，(N)
$v_{cf}$	= 活載重剪應力；具橫向加勁材之均質斷面腹板剪力，(N)
$w$	= 縱向加勁材間之翼板寬度或腹板至最近縱向加勁材之距離；箱型斷面之翼板中心距，(mm)
$x$	= 剪力平面與連結部中心軸之偏心，(mm)
$Z$	= 塑性斷面模數，(mm <sup>3</sup> )
$Z_r$	= 剪力連接器之剪力疲勞強度，(N)
$\gamma$	= 表 3.4.1-1 所規定之載重係數
$(\Delta f)$	= 由通行疲勞載重引致之活載應力範圍，(MPa)
$(\Delta F)_n^c$	= 細部種類 C 之標稱疲勞強度，(MPa)
$(\Delta F)_n$	= 標稱疲勞強度，(MPa)
$(\Delta F_{rH})$	= 疲勞門檻之常數，(MPa)
$\lambda$	= 柱正規化長細比係數

$\lambda_b$	= 對應 b/t 比之係數
$\theta$	= 腹板平面與垂直線之傾斜角，(DEG)
$\varphi_b$	= 承壓強度係數
$\varphi_{bb}$	= 承壓型螺栓材料之強度係數
$\varphi_{bc}$	= 塊狀剪力強度係數
$\varphi_c$	= 受壓強度係數
$\varphi_{e1}$	= 全滲透開槽鉚鉚材之剪力強度係數；部份滲透開槽鉚垂直鉚軸之拉力強度係數
$\varphi_{e2}$	= 部份滲透開槽鉚鉚材之強度係數
$\varphi_f$	= 撓曲強度係數
$\varphi_s$	= 螺栓之剪力強度係數
$\varphi_{sc}$	= 剪力連接器之強度係數
$\varphi_t$	= 高強度螺栓之拉力強度係數
$\varphi_u$	= 受拉構材斷裂之強度係數
$\varphi_v$	= 剪力強度係數
$\varphi_w$	= 填角鉚之剪力強度係數
$\varphi_y$	= 受拉構材之降伏強度係數

# 財團法人臺灣營建研究院

## 鋼橋極限設計法規範及解說草案之研訂(一)

### 專家座談會會議紀錄

時間：民國 92 年 11 月 20 日（星期四）上午 9 時 30 分

地點：臺灣科技大學營建系 E2-221 會議室

主席：曾清銓技師、陳生金教授

出（列）席人員：陳生金教授、王慶一副總工程師、宋騰烽副總經理、王炤烈經理、柯鎮洋總經理、巫燐顧問、陳瑞華教授、曾清銓副總、楊國珍助理教授、張光甫處長

記錄：張光甫處長

一、主席報告：(略)

二、會議結論

1. 本研究草案於下年度完成後，應邀請學者專家參與討論及審查，並提供設計例及與現行規範比對，以明確瞭解其適用性，並提供推廣之參考。
2. 國內之載重型態與國外不同，如台灣車輛多為日系車種及超載嚴重、台灣之地震與颱風型態亦與國外不同。有關地震及風力國內已有甚多研究，亦有相關之規範，而國外對車輛載重亦有完整之調查研究，建議主管單位亦應進行國內實際車輛載重之完整調查，並訂定相關之載重規範。
3. 建議主管單位設置常設性之橋梁設計規範審議委員會，定期檢討更新設計規範。

三、散會（會議結束時間）

## 期中審查意見及回覆

時 間：民國九十二年八月十二日下午二時

地 點：交通部會議室

會議主題：針對期中報告進行審查

	委員意見	主持人答覆
<b>成功大學土木系 朱聖浩 教授</b>		
1	P3 頁 2.1 節第 2 項第二行應改為 $3.5 \text{ t/cm}^2$	已修正。
2	單位建議要統一，最好能有 SI 單位。	已補充。
3	準則 P3-3 表 3.2-1 建議再說明清楚，及定義所有變數。	3~7 綜合答覆：原第三章原條文乃源自 AASHTO-LRFD1998 年版，目前已改為直接引用國內部頒之鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄，並補充表 3.2-1 之符號說明。
4	車道貨車等載重建議說明更詳細，及使用圖形說明之。	
5	P3-7 頁 3.4.2 節衝擊效應請說明更詳細。	
6	P3-8 頁 3.4.4 煞車力(與 ASD 不同，大了五倍)請再查核之。	
7	P3-11 未說明壓力與風速之換算。	
8	I beam 之 Mn 在 AASHTO、LRFD 規範中有詳細流程圖，可考慮加入。	AASHTO 乃將流程圖置於解說中，並未置於規範，本研究下年度將進行計算例，將可協助使用者瞭解。
9	Box，圓管(Pipe)及其它型鋼之 Mn 公式應加入。	Box 已於第七章中專章說明，圓管(Pipe)及其它型鋼較少使用，將於下年度補充於其他構材章中。
10	P7-3 頁 7.1.4.1 節有關彎矩放大應滿足何節之規定，請說明。	此將於下年度之結構分析章中規定。
11	合成 I，Box 之 Mn 應說明。	已加入於第六章中。
12	Torsion 在 AASHTO LRFD 中未詳細說明，是否考慮加入 Torsion 規範。	有關扭矩部份主要在於曲橋，而曲橋之規定在 AASHTO 仍為獨立之單行本，屬特殊橋梁並未納入 AASHTO-LRFD 規範中，本研究目前亦未包含。
13	能否多加圖形說明規範，讓使用者易於瞭解。	本研究下年度將進行計算例協助使用者瞭解。
<b>中原大學土木系 林炳昌 教授</b>		
1	材料規定請採用 CNS 標準，落實本土化。	為配合國內現行部頒之橋梁設計規範，本研究暫時將 AASHTO 之標準列於條文規範中，而將 CNS 標準說明於解說。惟此將於下年度規範條文初審時，與專家學者討論後再檢討是否兩者對調。

2	每章請列明符號之解說，以方便查閱。	已於附錄中加註符號表。
3	報告中文筆不夠通順，需再檢討。	已檢討修正之。
<b>中央大學土木系 許協隆 教授</b>		
1	載重係數之設定與用路行為有甚大關聯，由於國內公路交通超載情形甚為常見，為反映此事實，以確保橋梁安全，是否可參酌本土車輛用路特性，以決定適當之載重係數。	由於車輛載重須進行大規模之調查，牽涉範圍甚廣，且不屬於本研究範圍，因此本研究乃參考引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範，並作原則性之說明，及建議將載重調查作為國內推動極限設計法規範之後續研究重點。
2	本研究除使用 AASHTO 規定外，請於適當章節增添適當之 CNS 規範，以落實本土設計規範之研定。	為配合國內現行部頒之橋梁設計規範，本研究暫時將 AASHTO 之標準列於條文規範中，而將 CNS 標準說明於解說。惟此將於下年度規範條文初審時，與專家學者討論後再檢討是否兩者對調。
3	2.9 節有關鋼線及鋼絞線之使用，是否容許使用同等品。	已將原 2.8 與 2.9 節對調，以對同等品作一般性之規定。
<b>高工局 高嘉宏 先生</b>		
1	P3 頁 2.1 節第 2 項第二行 3.32.5 t/cm <sup>2</sup> 有誤。	已修正。
2	P3-2 基於耐震考量的原則僅有第(8)項係適用於考量地震力作用之載重組合，其他九項的載重組合是否應考量地震力。	此部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，目前第三章有關載重部份已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。而美國 AASHTO 有關載重之相關規定則移至附錄供參考。
3	P3-3 表 3.2-1 載重組合與載重係數建議應說明符號之含意及係數之表示方式如(0.5/1.2)代表何義？	原第三章原條文乃源自 AASHTO，目前已改為直接引用國內部頒之鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄，並補充 TU、CR、SH(0.5/1.2)之說明。
4	P3-4 表 3.2-2 施工載重組合是否於設計時就應先考量，以提高施工安全，是否可併入 3.2.1 節及表 3.2-1。	此部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定。而美國 AASHTO 有關載重之相關規定則移至附錄供參考。
5	P3-6 頁 3.4 活載重其各節內容與部頒「公路橋梁設計規範」是否應統一。	已改為直接引用國內部頒之鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄
6	P3-11 頁無 3.8 及 3.9.1。	已修正。
7	P3-11~12 頁 3.7~3.9.5 節建議應有量化的數據來提供作為評估的標準及	原第三章原條文乃源自 AASHTO，目前已改為直接引用國內部頒之

	設計的依據。	鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄，並補充表 3.2-1 之符號說明。
<b>公路總局</b>		
1	P18 頁 3.4 節”重大事件之極限狀態以 2500 年為回歸期”與現行部頒耐震規範 475 年回歸期有異，除請檢討訂定不同回歸期之合理性且地震力之計算公式中之工址水平加速度係數須另行訂定，並請考量 2500 年之回歸期是否造成實務設計困難。	此部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計相關規範之規定。
2	P3-2 頁「特殊事件極限狀態 I」所考量之地震力係指”考慮韌性折減之彈性地震力”或為”未考慮韌性折減之彈性地震力”。若為前者，“未考慮韌性折減之彈性地震力”是否需納入極限狀態，請考量。	此部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計相關規範之規定。
3	P3-3 頁表 3.2-1 載重符號代表之載重意義需說明。	原第三章原條文乃源自 AASHTO，目前已改為直接引用國內部頒之鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄，並補充表 3.2-1 之符號說明。
4	P3-6 頁計算車道數量考量之車道寬度 3.6M 與部頒「公路橋梁設計規範」3.65M 不符，另多車道折減係數、衝擊係數及煞車力亦有異。載重之考量不宜因不同設計方法有所差異。	此部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定。
5	P3-7 頁設計車輛活載重之訂定建議將「道路安全管理規則」之車輛總重限制及軸距納入訂定考量。依現行規定只要符合「道路安全管理規則」之車輛總重及軸距規定之車輛皆可行駛於無載重限制之道路橋梁，若訂定之設計車輛活載重無法與「道路安全管理規則」規定接軌，將產生實際超載之情事。	有關原第三章之載重部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，目前第三章有關載重部份已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。
6	風力之規定宜將風壓與風速之關係明訂於規範以符實際設計需要，另風力大小因地區而異，建議比照「建築技術規則」訂定臺灣地區風力分級將地區差異性納入考量。	由於有關橋梁載重部份，非本研究之工作範圍，本研究乃針對鋼結構橋梁部份進行探討，因此第三章載重部份已修正為引用現行部頒鐵、公路橋梁之規定。
7	建議提供依據鋼橋極限設計法規範辦理之設計範例。	本研究下年度將進行計算例試算及與現行規範比對。

林同棧顧問 彭康瑜		
1	依 AASHTO-LRFD 之條文已說明，此規範通用於舊（既有）橋梁之評估與補強，建議本極限設計法能納入此 AASHTO-LRFD 之作法。	已補充說明於第一章中。
2	活載重改用 HL-93，建議應說明其來源與後續車輛載重研究計畫之重點，如本土化之 Weight-in Motion Study。	由於車輛載重則須進行大規模之調查，牽涉範圍甚廣，且不屬於本研究範圍，因此本研究乃參考引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範，並作原則性之說明，及建議將載重調查作為國內推動極限設計法規範之後續研究重點。
3	公路與鐵路橋梁之設計要求有一定程度之不同，目前本計畫研究內容主要是參考 AASHTO-LRFD 之鋼橋條文，若需納入鐵路橋梁，則建議研究團隊可參考 AREA, BS5400 or EURO code 之橋梁規範。	鋼結構橋梁中鐵公路橋梁之最大不同在於載重，及有關工作性之不同，本研究除參考 AASHTO-LRFD 有關鋼結構之規範外，亦參考國內新近完成之鐵路橋梁設計規範(91 年草案) 鋼結構章，而其他國家之相關規範之探討則規劃於下年度之工作重點中。
4	鋼材若改用 CNS 規格，應注意 ASTM A709 之一些針對橋梁行為之特殊規定，如 Fatigue Requirement。	為配合國內現行部頒之橋梁設計規範，本研究暫時將 AASHTO 之標準列於條文規範中，而將 CNS 標準說明於解說。惟此將於下年度規範條文初審時，與專家學者討論後再檢討是否兩者對調。並說明 CNS 規格對韌性之規定。
5	目前 AASHTO-LRFD 不包含曲線鋼橋之設計，請研究團隊可參考 AASHTO Guide Specification for Horizontally Curved Highway Bridges 之相關規定。	有關曲橋之規定在 AASHTO 仍為獨立之單行本，屬特殊橋梁並未納入 AASHTO-LRFD 規範中，本研究亦未包含。

## 期末審查意見及回覆

時間：民國九十二年十二月十日上午九時三十分

地點：交通部會議室

會議主題：針對期末成果報告進行審查

	委員意見	主持人答覆
<b>國道新建工程局方文志總工程師</b>		
1	本研究之材料名詞，請參考交通部九十年頒訂之相關規範予以統一。	遵照辦理。
2	建議本研究參考並引用交通部九十年頒訂之設計及載重概要。	由於有關橋梁載重部份，其主要為車輛載重等，其適用於所有橋梁，並非針對鋼結構橋梁，且因其牽涉大規模之車輛調查，非本研究之工作範圍，本研究乃針對鋼結構橋梁部份進行探討，因此第三章載重部份已修正為引用現行部頒鐵、公路橋梁之規定，而美國 AASHTO-LRFD 有關載重之相關規定則移至附錄供參考。
3	建議研究單位與主辦單位協商下年度之工作內容，因鐵路橋梁設計規範正在審議中，建議本計畫專注於公路鋼橋規範，而不包含鐵路鋼橋，但增加其他章節內容等。	將於下年度議約時與主辦單位討論。
<b>鐵路管理局黃民仁總工程師</b>		
1	本報告準則中有關載重及載重組合部分請依第一章適用範圍納入鐵路鋼橋，建議可參考日本現行已頒佈實施之鐵路鋼橋極限設計規範。	本研究乃在於鋼橋設計規範及解說之研擬，而公路鋼橋與鐵路鋼橋之不同處主要在於活載重之型式，而活載重之調查牽涉範圍甚廣，且不屬於本研究範圍，因此有關載重部份已修正為引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。 有關鋼結構橋梁部份除參考 AASHTO-LRFD 之規範外，亦參考國內新近完成之鐵路橋梁設計規範(91年草案)，而日本之鐵路鋼橋極限設計規範及其他國家之相關規範之比較則規劃於下年度之工作重點中。
2	為使本研究草擬之準則能夠本土	本研究所引用之國內新近完成之鐵

	化，建議應將國內目前可能考慮使用鋼橋極限設計之鐵路及捷運系統納入考量。	路橋梁設計規範(91年草案)已包含鐵路及捷運系統之載重，而其鋼結構之設計細則亦已包含於本研究中。
<b>中央大學許協龍教授</b>		
1	請於報告適當位置標示所引用之參考文獻。	遵照辦理。
2	請將參考文獻之格式統一。	遵照辦理。
3	本報告規範中所使用之單位建議請統一，另外規範中所使用之公式編號，部分有重複現象，請予以修正。	已修正。
4	本報告規範中提及鋼之彈性模數值，於 P1-9 及 P2-1 似乎不同，請予以修正。	遵照辦理。
5	本報告規範中提及鋼之彈性模數值，於 P1-9 及 P2-1 似乎不同，請予以修正。	已修正。
6	本報告規範 P6-8 第 6.3.2.1 節內容語意似乎不明確，請執行單位參考修正。	已修正。
<b>高速鐵路工程局</b>		
1	P3-3 之表 3.2-1，有關「載重組合」之符號說明請補充完整。	原第三章原條文乃源自 AASHTO，目前已改為直接引用國內部頒之鐵、公路橋梁設計規範之相關載重章節，並將原第三章移至附錄，並已補充表 3.2-1 之符號說明。
2	P3-6 第 3.4.1.2 設計車輛活載重，建議可參考引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範，並作原則性之說明。因車輛活載重之種類繁多（尤其鐵路）不可能一一完全敘述。	本研究乃在於鋼橋設計規範及解說之研擬，而公路橋梁及鐵路鋼橋之不同處主要在於車輛活載重，而活載重之調查牽涉範圍甚廣，且不屬於本研究範圍，因此有關載重部份已修正為引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。
<b>鐵路局管理局</b>		
1	補充鐵路活載重	第三章載重部份已修正為引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。
<b>鐵路改建工程局</b>		
1	本報告規範 P3-8 第 3.5.1 節”.....	原第三章之載重部分乃引用自

	不同極限狀態下水壓力作用位置依橋梁主管機關之需求決定”，其水壓力應不會因橋梁結構材料不同而有異，請研究單位再予考量。	AASHTO-LRFD 1998 年版本，目前第三章有關載重部份已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。而美國 AASHTO 有關載重之相關規定則移至附錄供參考。
2	本報告 P3-10 第 3.7.1 節土壓力應不需考慮含水量，其次一般橋梁設計並不考慮土壤潛變特性，請研究單位再予考量。	
3	本報告 P3-11 第 3.7.3 節所描述之孔隙水壓力與橋梁設計考慮之土壓力關係不大，請研究單位再予考量。	
4	本報告 P3-11 第 3.7.5 節有關計算橋梁設計之土壓力公式與現行橋梁設計有所不同，請研究單位再予考量。	
<b>中華顧問工程司</b>		
1	本規範將適用公路橋與鐵路橋，但兩者之載重特性、功能、安全度等之考量不同，而本規範基本上是參考 AASHTO，鐵路橋部份尚無說明，對鐵路是否可一體適用，建議可再參考日本極限設計法之規定。	鋼結構橋梁中鐵公路橋梁之最大不同在於載重，及有關工作性之不同，本研究除參考 AASHTO-LRFD 有關鋼結構之規範外，亦參考國內新近完成之鐵路橋梁設計規範(91 年草案)鋼結構章，而日本之鐵路鋼橋極限設計規範及其他國家相關規範之探討則規劃於下年度之工作重點中。
2	如上、中、下部結構非同時採用鋼結構時，本規範尚無說明與配套。	因本研究僅進行鋼結構橋梁之極限設計法，對於推動橋梁結構極限設計法之工作則建議應儘速規劃，作為下一階段之推動項目，也惟有載重、RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目皆能完成後，國內之橋梁設計方能進入極限設計法之時代，也方能對各種組合之材料皆能以極限設計法進行設計。
3	本規範在 2.1 節中規定「鋼材應符合表 2.1.1.....」，而該表僅規定 AASHTO 之材料。	為配合國內現行部頒之橋梁設計規範，本研究暫時將 AASHTO 之標準列於條文規範中，而將 CNS 標準說明於解說。惟此將於下年度規範條文初審時，與專家學者討論後再檢討是否兩者對調。
4	在 3-3 頁中規定有「服務極限狀態 III」，但未說明該狀態之適用範圍。	此部分 AASHTO-LRFD 1998 年版本在於規範預力橋之服務極限狀態，故未列出。現已將其列出，並移至

		附錄中。
5	本設計法是基于強度折減係數及載重放大係數，建議該等係數應多考量台灣特性。	因材料強度之變異性較小，直接引用國外資料較無問題，而載重則須進行大規模之調查，牽涉範圍甚廣，且不屬於本研究範圍，因此將參考引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範，並作原則性之說明，及建議將載重調查作為國內推動極限設計法規範之後續研究重點。
6	為避免將來規範公佈後之執行，建議主辦單位能多辦理推廣說明會，以集思廣義，並再依據各方意見檢討修改。	本研究下年度將定期邀請學者專家針對規範條文逐一深入審查討論，並進行計算例試算及與現行規範比對。惟推廣會則有待其他相關章節，如載重、RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目亦完成後較為合適。
<b>中興工程顧問公司</b>		
1	請確認 1.1 適用範圍所述“本規範適用於以鋼材為主之固定式公路橋與鐵路橋梁結構”中之鐵路橋部份是否適用本規範？	本研究乃在於鋼橋設計規範及解說之研擬，鋼結構橋梁中鐵公路橋梁之最大不同在於活載重，及有關工作性之不同。本研究有關鋼結構橋梁部份除參考 AASHTO-LRFD 之規範外，亦參考國內新近完成之鐵路橋梁設計規範(91 年草案)，而有關載重部份已修正為引用部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。
2	3.2.1 中“ $\eta_i$ ”之參照章節“1.2.1 節”似有誤。	已修正。
3	3.2.1 中載重組合遺漏“服務極限狀態 III”之定義。	此部分 AASTHO-LRFD 1998 年版本在於規範預力橋之服務極限狀態，故未列出。現已將其列出，並移至附錄中。
4	表 3.2-1 內之各載重定義不清 (如 JJ、CR、TU、PL……)。	4~17 綜合答覆：有關原第三章之載重部分乃引用自 AASTHO-LRFD 1998 年版本，目前第三章有關載重部份已修正為引用我國部頒之鐵、公路橋梁設計規範之規定，並作原則性之說明。而美國 AASHTO-LRFD 有關載重之相關規定則移至附錄供參考，而有關文字部份有誤處亦已修正並增加符號說明。
5	表 3.2-1 之名稱建議修正為“載重組合與載重係數 $\gamma_i$ ”。	
6	表 3.2-1 強度極限狀態-IV 之第二列多處空白未定義。	
7	3.2.1 中 $\gamma_{TG}$ 、 $\gamma_{SE}=1.0$ 與表 3.2-1 服務極限狀態-II 中之定義不符。	
8	3.2.1 中表 3.2-2 之名稱建議修正為“載重組合與載重係數 $\gamma_P$ ”。	
9	3.3.1 中“亦需考慮拓寬可能增加之	

	結構物自重”原意是否指對每一座新建鋼橋均須考量拓寬之可能性(似有困難不易執行)?請說明。	
10	3.3.1 中表 3.3-1 材料密度表內,若本規範不用於鐵路橋時,建議刪除鐵路橋相關部份,如道碴、軌道輪胎及扣件等。	
11	3.3.1 中表 3.3-1 材料種類名稱建議修正如下: ① 鋼結構→修正為 “鋼料”。 ① 磚石結構→修正為 “磚石材”。 ① 木結構→修正為 “木材”。	
12	3.4.1.2 中“採用設計車道均佈載重時,不需考慮衝擊載重效應”,似與 AASHTO 之公路橋梁設計規定不符,請再進一步斟酌。	
13	3.4.1.2 中“應採用設計車道均佈載重加上設計貨車載重輪重適當配置所產最大彎矩及最大剪力作為活載重設計之依據”。其中貨車輪重 $P=72.5\text{KN}$ ,無論是彎矩計算或剪力計算時,均較 AASHTO HS20-44 為小,是否恰當?請再斟酌。	
14	3.4.1.2 中請研究是否須增加公路橋梁設計車輛活載重之種類?因所有新建鋼橋無論規模或重要性,其設計標準一律相同,是否造成局部地區載重條件失真或資源浪費。另依 1.1 節說明鐵路橋亦適用於本規範,惟未見相關活載重之規定?是否遺漏?	
15	3.4.3 中離心力,請說明 C 與 DE 之關聯性。一般而言離心力應與路線半徑 R,車速 V 相關。	
16	3.4.4 中煞車力“25%車輛軸重”較 AASHTO 或部頒公路橋梁設計規範大 5 倍,是否有此必要?請說明其考量為何?	
17	3.7.5.1 中 ① kh 定義似有誤;②公式及單位似太繁複,建議是否簡化。	
18	鑒於假設工程常以鋼材施做臨時棧橋(便橋),其設計上是否須考量極限設計法,擬建議予以適當評估。	臨時便橋可採極限設計法,亦可採容許應力設計法,惟在極限設計法尚不普遍時仍建議以容許應力設計法為之即可。

林同棧工程顧問有限公司		
1	請研究單位提供應用設計例，使規範整體架構設計輪廓具體介展現，可減少初試者對規範之誤解或錯用。	本研究已規劃於下年度進行設計例。
2	進一步將各種橋梁型式（如板梁、箱型梁、鋼床板橋梁等就 ASD 與 LRFD 設計結果及差異做比較討論，將更易理解 LRFD 設計之效果及合理性。	本研究規劃於下年度進行設計例之比對。
3	請考量加入曲橋規範。	有關曲橋之規定在 AASHTO 仍為獨立之單行本，屬特殊橋梁並未納入 AASHTO-LRFD 規範中，本研究亦未包含。
4	橋梁結構分析及上下結構整體納入電腦程式分析，惟若採用 RC 橋墩而 RC 結構尚無 LRFD 規範則設計精神無法連貫（例如 USD 與 LRFD 載重組合係及安全係數並不一致）。	因本研究僅進行鋼結構橋梁之極限設計法，對於推動橋梁結構極限設計法之工作則建議應儘速規劃，作為下一階段之推動項目，也惟有載重、RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目皆能完成後，國內之橋梁設計方能進入極限設計法之時代，也方能對各種組合之材料皆能以極限設計法進行設計。
交通部技監室		
1	建議參考文獻補充國內相關規範。	遵照辦理。
2	建議將規範各章節參考國外規範之源由予以列表說明，供日後使用者及規範初審委員參考。	目前規範之所有章節尚未全部完成，下年度將對章節編號重新調整，並將各章節之來源列表說明。
3	若本規範為交通部公路橋梁設計規範一部份，建議本規範結構應參考交通部公路橋梁設計規範。	本規範為將來公路橋梁極限設計法規範之一部份，目前亦已參考部頒之鐵、公路橋梁設計規範。
4	建議本規範草案完成初審定稿時，應舉辦推廣說明會，以利新的設計理念逐步落實推廣於設計使用單位。	本研究下年度將定期邀請學者專家針對規範條文逐一深入審查討論，並進行計算例試算及與現行規範比對。惟推廣會則有待其他相關章節，如載重、RC 結構，基礎、橋台、擋土牆、基樁、沉箱等相關項目亦完成後較為合適。
5	本研究報告參考文獻所引用之交通部公路橋梁設計規範為七十六年，目前已有九十年版，請研究單位參考引用。	遵照辦理。

MOTC-STAO-92-11

# 鋼橋極限設計法規範及 解說草案之研訂(一)

著者：陳生金、曾清銓、楊國珍、周芳萍

執行單位：財團法人臺灣營建研究院

委託機關：交 通 部

中華民國 九十二年 十二月 十五日