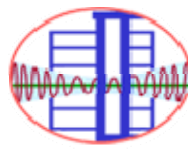


「混凝土結構設計規範」、「建築物耐震設計規範及解說」、「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」及「鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範」等
100 年度技術規範系列宣導說明會

【第一日】

《混凝土結構設計規範》



主辦單位：內政部營建署、

國家地震工程研究中心、

中國土木水利工程學會

協辦單位：中華民國地震工程學會、

中華民國結構工程學會

台北場次：臺灣科技大學綜合研究大樓一樓 105 室

RB-演講廳(100 年 5 月 24 日、5 月 25 日)

高雄場次：國立高雄海洋科技大學楠梓校區音樂廳

(100 年 5 月 30 日、5 月 31 日)

台北場議程表

(第一天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 24 日 (二)	08:10~08:30	報 到
	08:30~08:40	開幕致詞
	08:40~09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總 則 第二章 分析與設計 附篇 B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇 C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇 F 工作應力法 盧衍祺 教授
	09:30~10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力 - 梁、柱 趙文成 教授
	10:20~10:40	休 息
	10:40~11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力 胡銘煌 總監
	11:30~12:20	混凝土結構設計規範 (七) 附篇 D 混凝土結構用錨栓 柯鎮洋 總經理
	12:20~13:40	午 餐
	13:40~14:30	混凝土結構設計規範 (五) 第十五章 耐震設計之特別規定 王炤烈 資深協理
	14:30~15:20	混凝土結構設計規範 (六) 附篇 A 壓拉桿模式 胡銘煌 總監
	15:20~15:40	休 息
	15:40~16:30	混凝土結構設計規範 (四) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則 陳正平 技師
	16:30~17:00	綜合討論 當日講員

台北場議程表

(第二天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 25 日 (三)	08:10~08:30	報 到
	08:30~09:30	建築物耐震設計規範及解說 (一) A.建築物耐震設計規範與解說歷年沿革與本次修訂總說明 B.結構系統分類與韌性容量修訂說明 張國鎮 主任 翁元滔 博士
	09:30~10:30	建築物耐震設計規範及解說 (二) A.地盤分類標準、週期上限係數、建築物間隔、土壤液化判定準則等修定說明 B.臺北盆地設計地震微分區修訂說明 柴駿甫 博士 簡文郁 博士
	10:30~10:50	休 息
	10:50~12:00	建築物耐震設計規範及解說 (三) A.新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明 B.隔震建築物設計修訂說明及含被動消能系統建築物設計之修訂建議 姚昭智 教授 汪向榮 博士
	12:00~13:30	午 餐
	13:30~14:20	建築物耐震設計規範及解說 (四) A.近斷層地區之設計地震檢討及未來規範修訂建議 B.綜合討論 簡文郁 博士 相關講員
	14:20~14:40	休 息
	14:40~15:30	鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 陳誠直 教授
	15:30~16:20	鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範 陳正誠 教授
	16:20~17:00	鋼骨鋼筋混凝土構造規範綜合討論 相關講員

高雄場議程表

(第一天)

時間		講題	主講人
100 年 5 月 30 日 (一)	08:10～08:30	報 到	
	08:30～08:40	開幕致詞	
	08:40～09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總 則 第二章 分析與設計 附篇 B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇 C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇 F 工作應力法	黃世建 教授
	09:30～10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力－梁、柱	林炳昌 教授
	10:20～10:40	休 息	
	10:40～11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力	方一匡 教授
	11:30～12:20	混凝土結構設計規範 (四) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則	李姿瑩 教授
	12:20～13:40	午 餐	
	13:40～14:30	混凝土結構設計規範 (六) 附篇 A 壓拉桿模式	方一匡 教授
	14:30～15:20	混凝土結構設計規範 (七) 附篇 D 混凝土結構用錨栓	柯鎮洋 總經理
	15:20～15:40	休 息	
	15:40～16:30	混凝土結構設計規範 (五) 第十五章 耐震設計之特別規定	王炤烈 資深協理
	16:30～17:00	綜合討論	當日講員

高雄場議程表

(第二天)

時間	講題	主講人
100 年 5 月 31 日 (二)	08:10~08:30	報 到
	08:30~09:30	建築物耐震設計規範及解說 (一) A.建築物耐震設計規範與解說歷年沿革與本次修訂總說明 B.結構系統分類與韌性容量修訂說明 張國鎮 主任 翁元滔 博士
	09:30~10:30	建築物耐震設計規範及解說 (二) A.地盤分類標準、週期上限係數、建築物間隔、土壤液化判定準則等修定說明 B.臺北盆地設計地震微分區修訂說明 柴駿甫 博士 簡文郁 博士
	10:30~10:50	休 息
	10:50~12:00	建築物耐震設計規範及解說 (三) A.新增「懸吊式輕鋼架天花板耐震施工指南」說明 B.隔震建築物設計修訂說明及含被動消能系統建築物設計之修訂建議 姚昭智 教授 汪向榮 博士
	12:00~13:30	午 餐
	13:30~14:20	建築物耐震設計規範及解說 (四) A.近斷層地區之設計地震檢討及未來規範修訂建議 B.綜合討論 簡文郁 博士 相關講員
	14:20~14:40	休 息
	14:40~15:30	鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 陳誠直 教授
	15:30~16:20	鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範 陳正誠 教授
	16:20~17:00	鋼骨鋼筋混凝土構造規範綜合討論 相關講員

「混凝土結構設計規範」、「建築物耐震設計規範及解說」、「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」及「鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範」等100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(一)

第一章-總則、第二章-分析與設計、附篇B-鋼筋混凝土受構材替代設計模式、附篇C-強度折減因數與設計載重之替代值、附篇F-工作應力法

主講人：
盧衍祺 教授 (台北)
黃世建 教授 (高雄)



時間：8:40 - 9:30

1

混凝土結構設計規範之 變革與說明例

第一章 總則

第二章 分析與設計

2

內容大綱

- 混凝土結構設計規範概述
- 混凝土工程委員會簡介
- 土木401設計規範之變革
- 混凝土結構設計規範修正之概述
- 總則與設計分析之變革

3

致謝

- 中國土木水利工程學會

理事長：廖慶隆

混凝土工程委員會主任委員：黃世建

- 規範編審小組成員

方一匡	王承順	王炤烈 召集人	李姿瑩
沈進發	林炳昌	柯鎮洋	胡銘煌
高健章	陳清泉	黃世建 召集人	黃志民
楊明放	楊東華	詹穎雯	趙文成
蔡益超	盧衍祺	蕭輔沛 幹事	鍾立來

4

混凝土結構設計規範概述

混凝土工程委員會簡介

土木401設計規範之變革

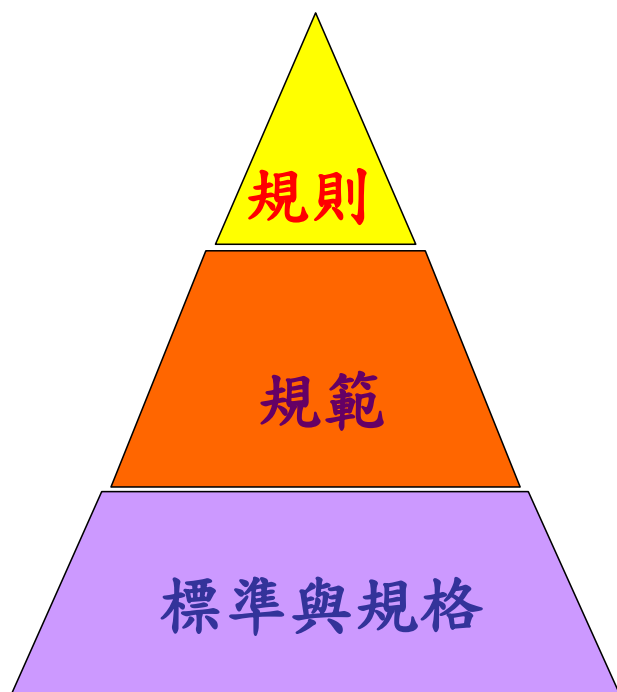
混凝土結構設計規範修正之概述

總則與設計分析之變革

規範之涵義

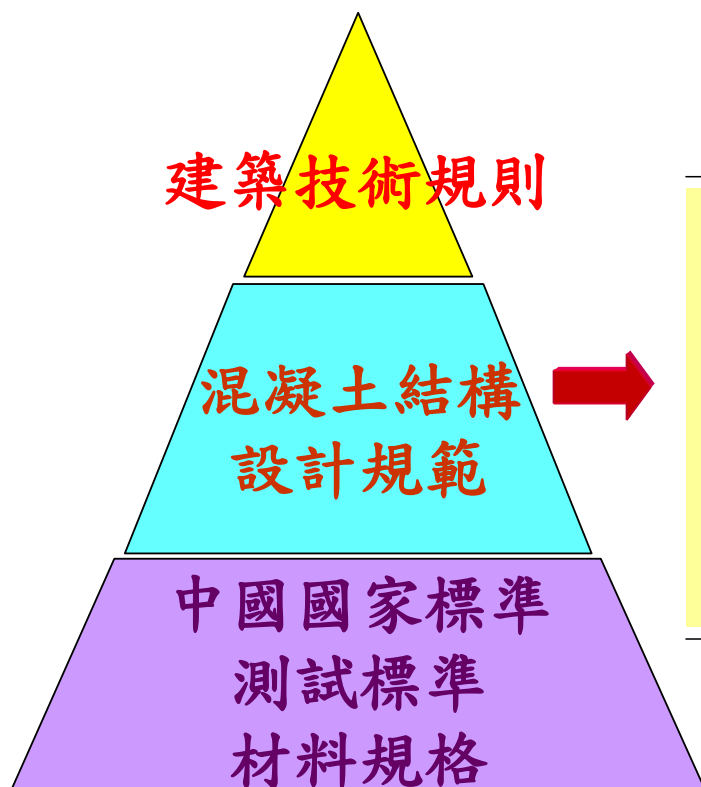
- 混凝土工程設計規範提供設計混凝土構體時必須遵守的最低基本要求。
- 規範之內容應可列為具有法律性質之「建築技術規則」的一部份。

台灣規範之架構



起草	核可
政府相關部門	立法院
工程團體	政府相關部門

台灣混凝土建築設計規範之架構



起草：
中國土木水利工程學會
混凝土工程委員會

編審：
內政部營建署

現行台灣混凝土建築設計規範

	設計規範	出版者	日期
	結構混凝土 設計規範	內政部 營建署	91
	規範草案	出版者	日期
	混凝土工程 設計規範解說 (土木 401-86a)	中國土 木水利 工程 學會	89

土木 401-86a 設計規範

土木水利學會

營建署

(91)



新版混凝土結構設計規範之修訂

設計規範	出版者	日期
混凝土結構 設計規範	內政部 營建署	100



規範草案	出版者	日期
混凝土工程 設計規範解說 (土木 401-96)	中國土 木水利 工程 學會	96

混凝土結構設計規範概述

混凝土工程委員會簡介

土木401設計規範之變革

混凝土結構設計規範修正之概述

總則與設計分析之變革

混凝土工程委員會簡介 - 1/3

沿革

- ★中國水利工程學會，創始於民國20年。
- ★中國土木工程學會，創始於民國25年。
- ★兩會於民國63年**合併**為中國土木水利工程學會。
- ★**混凝土工程研究委員會**於民國54年在中國土木工程學會內設立。

13

混凝土工程委員會簡介 - 2/3

任務小組

混凝土工程委員會視需要設置各種任務編組。如：

- ★**混凝土設計規範編審小組(401小組)**。
- ★混凝土施工規範編審小組(402小組)。
- ★鋼筋混凝土設計手冊----
工作應力法小組(403小組)。
- ★鋼筋混凝土設計手冊----
強度設計法小組(404小組)。
- ★預力混凝土研究小組
- ★既有鋼筋混凝土結構物維修補強小組(405小組)
- ★鋼筋混凝土學編審小組（406小組）

14

混凝土工程委員會簡介 - 3/3

■ 任務小組之編號

- ★ 第一碼「4」為混凝土工程委員會在中國土木水利工程學會中之代碼，成立之初僅有四個委員會，亦為目前僅存。
- ★ 第二、三兩碼則為代表其在委員會任務小組成之序次。
- ★ 嗣後再以該任務小組出版品之出版年份，定其出版編號。

☞ 如：(土木 401-96)即中國土木水利工程學會混凝土工程委員之「混凝土工程設計規範與解說」民國九十六年版。

混凝土工程委員會的成果

在42年間(民國54年至96年)完成

編號	成果出版品	版本數	出版年份
401	設計規範與解說	8 (+2)	56,59,68,80,84,(86),86a,(92),93,96
402	施工規範與解說	5 (+1)	57,72,83,(88),88a,94,94a
403	設計手冊—工作應力法	1	60
404	設計手冊—強度設計法	2 (+3)	66(上,下冊),72,(76,77,80)
404	應用範例	3	90(上,下冊), 94(上冊), 96(上冊)
405	技術手冊	1	94
406	教科書	1	98
407	委託計畫	3	89,92,93

混凝土結構設計規範概述

混凝土工程委員會簡介

土木401設計規範之變革

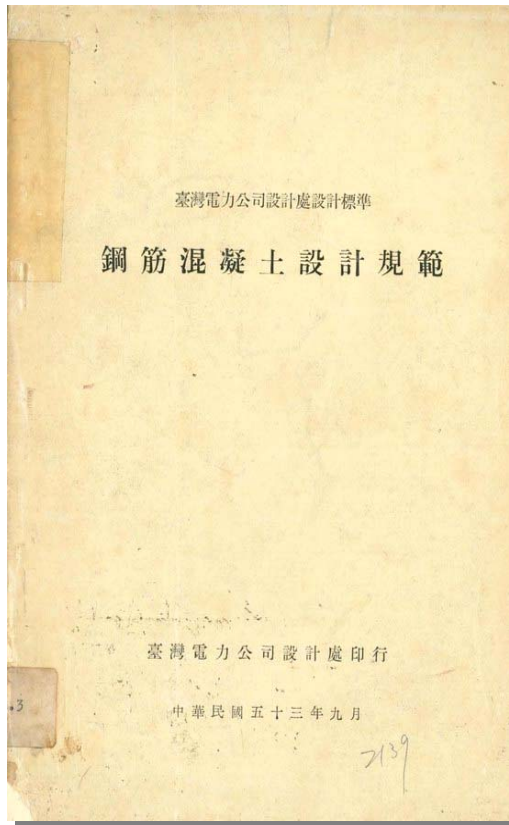
混凝土結構設計規範修正之概述

總則與設計分析之變革

設計規範之變革

設計規範		年份	附註
封面	版本		
1	土木 401-56	56	
2	土木 401-59	59	
3	土木 401-68	68	
4	土木 401-80	80	
5	土木 401-84	84	
6	土木 401-86	86	
7	土木 401-86a	89	營建署採用(91)
8	土木 401-93	93	
9	土木 401-96	96	
10	土木 401-96a	100	營建署採用(100)

土木 401-56 設計規範 (1967)



參考書目：

- 電力公司設計處「鋼筋混凝土設計規範」
- ACI 318-63

內容特色：

- 『工作應力法』為主體。
- 『極限強度設計法』未列入。

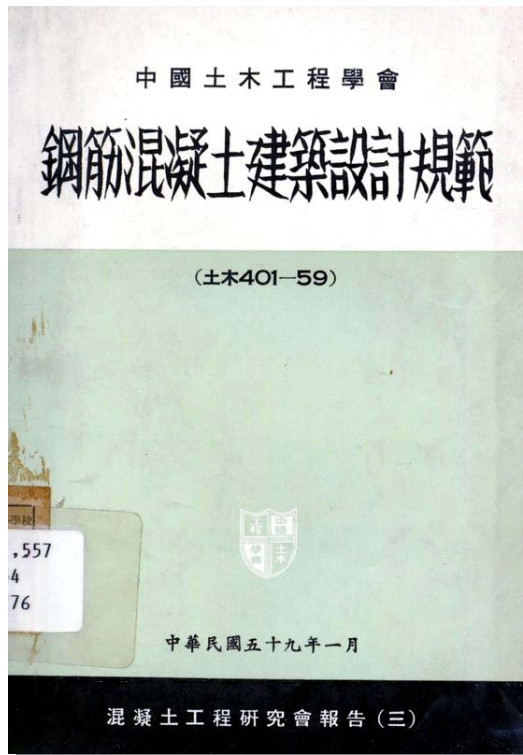
1st

工作小組成員

王玉琳	王恆鐸	梁培儒
章道遠	張學新	陳文奇
陳文虎	陳季涵	裘 軾
虞兆中	鄭海柱	盧衍祺 召集人
魏傳基	嚴自強 召集人	

土木 401-59 設計規範

(1970)



參考書目：

■ 土木 401-56

■ ACI 318-63

內容特色：

■ 將『極限強度設計法』
列為附篇。

2nd

工作小組成員

王玉琳	王恆鐸	梁培儒
章道遠	張學新	陳文奇
陳文虎	陳季涵	裘 軾
虞兆中	鄭海柱	盧衍祺 召集人
魏傳基	嚴自強 召集人	

土木 401-68 設計規範

(1979)

參考書目：

■ 土木 401-59

■ ACI 318-77

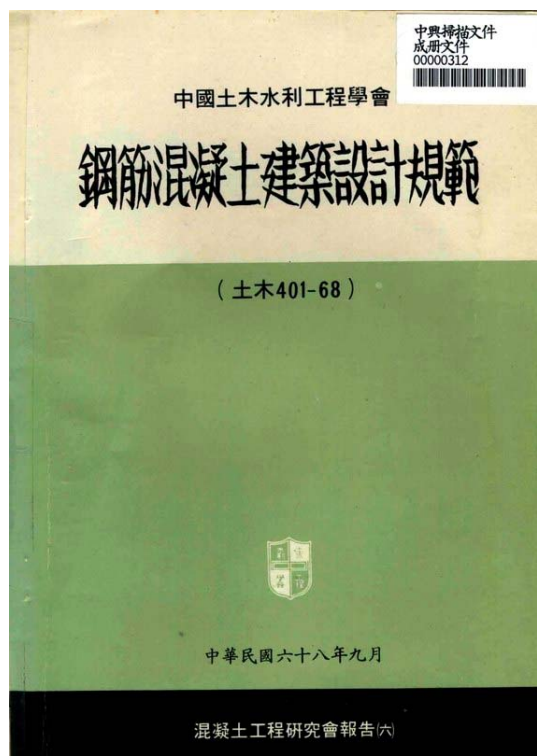
內容特色：

■ 以『強度設計法』為主體。

■ 將『工作應力法』列為附篇A

■ 將『耐震設計之特別規定』列為附篇B

3rd



工作小組成員

王玉琳	佘 鐵	沈道明
林聰悟	陳文奇	賈駿祥
楊明放	葉基棟 召集人	虞兆中
鄭海柱	廖慶隆	盧衍祺
嚴自強		

土木 401-80 設計規範 (1991)

參考書目：

■ 土木 401-68

■ ACI 318-89

內容特色：

■ 附篇B之『耐震設計特別規定』加以訂正列為第十五章。

4th

25

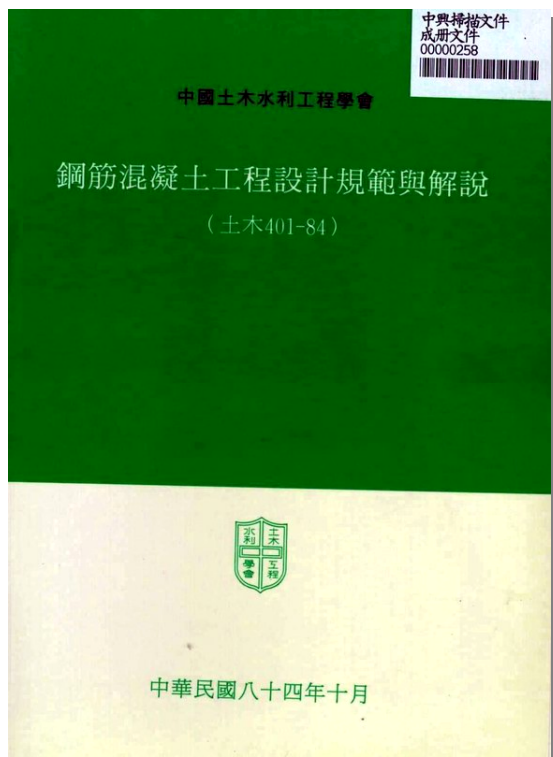
工作小組成員

王承順	佘 鐵	沈道明
沈進發 召集人	林聰悟	林草英
林英俊	林建宏	林榮三
胡銘煌	陳清泉	黃世建
賈駿祥	楊明放	趙文成
詹立仁	葉基棟 召集人	廖慶隆
盧衍祺	嚴自強	

26

土木 401-84 設計規範

(1995)



參考書目：

■ 土木 401-80

■ ACI 318-89

內容特色：

■ 針對規範條文作必要之解說列印於條文之後

5th

27

工作小組成員

王承順	沈進發	林榮三
林樹柱 召集人	胡銘煌	陳清泉
黃世建	楊明放	趙文成
蔡益超	盧衍祺	

28

土木 401-86 設計規範

(1997)

參考書目：

■ 土木 401-84

■ ACI 318-95

內容特色：

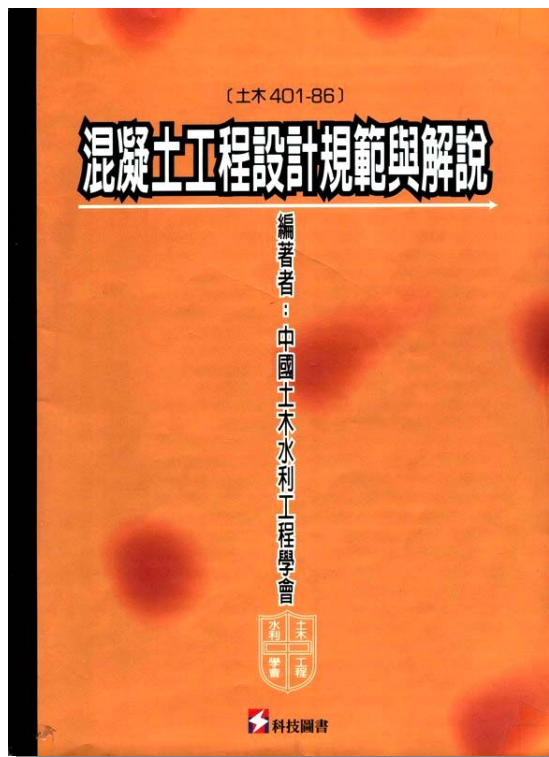
■ 設計圖說(第一章1.11)

■ 純混凝土(第十六章)

■ 鋼筋與預力混凝土受撓曲與軸力構材統一設計規定(附篇B)

■ 混合構體替代設計法(附篇C)

6th



編審小組成員

王承順 召集人	王炤烈	吳 冰 指導委員
沈進發	林英俊 指導委員	林榮三
胡銘煌	高健章 指導委員	陳清泉
黃世建	黃志民 幹事	楊明放
楊東華	趙文成	廖慶隆 指導委員
蔡益超	盧衍祺	

土木 401-86a 設計規範

土木水利學會

營建署

(91)



■ 參考：

土木 401-86

營建署，建築技術規則

7th

31

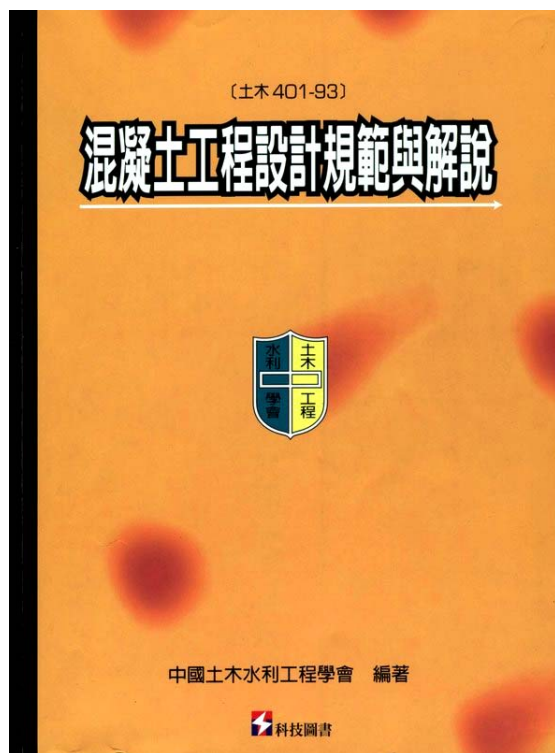
工作小組成員

王承順 召集人	王炤烈	吳 冰 指導委員
沈進發	林英俊 指導委員	林榮三
胡銘煌	高健章 指導委員	陳清泉
黃世建	黃志民 幹事	楊明放
楊東華	趙文成	廖慶隆 指導委員
蔡益超	盧衍祺	

32

土木 401-93 設計規範

(2004)



參考書目：

■ 土木 401-86a

■ ACI 318-02

內容特色：

■ 載重係數修訂

■ 強度折減因子修訂

■ 新增壓拉桿模式

■ 混凝土錨栓規定

8th

編審小組成員

王承順 召集人	王炤烈 召集人	王豐裕
沈進發	林炳昌	林榮三
胡銘煌	高健章	柯鎮洋
陳清泉	黃世建	黃志民 兼幹事
楊明放	楊東華 兼幹事	趙文成
蔡益超	盧衍祺	

土木 401-96 設計規範

(2007)



參考書目：

■ 土木 401-93

■ ACI 318-05

內容特色：

■ 符號之統一與簡化

■ 錨栓應用之變革

9th

工作小組成員

方一匡	王承順	王炤烈 召集人	李姿瑩
沈進發	林炳昌	柯鎮洋	胡銘煌
高健章	陳清泉	黃世建 召集人	黃志民
楊明放	楊東華	詹穎雯	趙文成
蔡益超	盧衍祺	蕭輔沛 幹事	鍾立來

混凝土結構設計規範概述

混凝土工程委員會簡介

土木401設計規範之變革

混凝土結構設計規範修正之概述

總則與設計分析之變革

新版鋼筋混凝土設計規範產生之緣由

- 民國97年3月13日中國土木水利工程學會捐贈土木401-96規範予內政部營建署作規範修訂之原本
- 營建署成立編審小組，歷經11次會議編修後定稿
編審小組（出席機關從略）：王承順、王炤烈、施邦築、柯鎮洋、胡銘煌、陳啟中、陳清泉、黃世建、葉宏安、詹穎雯、蔡益超、鄭元良、謝偉松（召集人）

會議時間：97/07/31, 08/28, 10/06; 98/01/15, 04/06, 07/09; 99/04/14, 07/13, 09/08, 10/19, 12/28.

規範修正總說明

序號	項目	前版規範	新版規範	說明
1	規範名稱	結構混凝土設計規範	混凝土結構設計規範	前版：材料規範 新版：結構規範
2	結構混凝土之最低抗壓強度	$f'_c \geq 175 \text{ kgf/cm}^2$	$f'_c \geq 210 \text{ kgf/cm}^2$	基於耐久性之考量

規範修正總說明

序號	項目	前版規範	新版規範	說明
3	符號與名詞定義	符號重複定義，易遭誤解	符號統一簡化，並新增名詞定義	使新版規範成為具一致性且有效之工程用書
4	設計載重組合	$U = 1.4D + 1.7L$ $U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E)$...	$U = 1.2D + 1.6L$ $U = 1.2D + 1.0L + 1.0E$...	統一RC與鋼構等不同設計規範之載重因數

規範修正總說明

序號	項目	前版規範	新版規範	說明
5	強度折減係數	剪力與扭力：0.85	剪力與扭力：0.75	針對鋼筋混凝土之特性，根據結構可靠度之理論，配合載重因數之修正而作調整
6	軸力與撓曲之強度折減係數	$0.7 \leq \phi \leq 0.9$ 隨軸力 P_u 值作定義	$0.65 \leq \phi \leq 0.9$ 隨拉力鋼筋應變作定義	受拉應變與韌性行為較直接相關

41

規範修正總說明

序號	項目	前版規範	新版規範	說明
7	深梁設計	使用經驗公式	使用拉壓桿模型	將設計公式合理化，朝解析之方向改善
8	鋼筋之抗拉伸展長度公式	$\ell_d = \alpha \beta \lambda \ell_{db} \left(\frac{d_b}{c + K_{tr}} \right)$	$\ell_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left[\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right]} d_b$	配合新版規範將符號全面統一，故而變更公式之安排

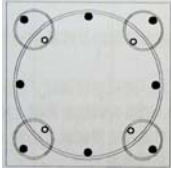
42

規範修正總說明

序號	項 目	前版規範	新版規範	說 明
9	拉壓桿模式	無	新增	提供規範方法設計不連續區域
10	錨栓設計	無	新增	預埋錨栓對混合型結構有廣泛之應用；而後置式錨栓對既有結構之補強極為重要

43

規範修正總說明

序號	項 目	前版規範	新版規範	說 明
11	多螺箍之RC柱	無	增列 	增列採納本土之研究成果
12	各章之其他修正	■高牆之替代設計 ■後拉鋼鍵錨定區設計 ■裂縫控制規定 ■耐震設計增列預鑄構造、橫隔版等設計規定	改善或增列	詳研討會

44

本次研討會節次大綱（台北場上午）

時間	講題	主講人
08:40~ 09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總則 第二章 分析與設計 附篇B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇F 工作應力法	盧衍祺 教授
09:30~ 10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力-梁、柱	趙文成 教授
10:40~ 11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力	胡銘煌 總監
11:30~ 12:20	混凝土結構設計規範 (四) 附篇D 混凝土結構用錨栓	柯鎮洋 總經理

45

本次研討會節次大綱（台北場下午）

時間	講題	主講人
13:40~ 14:30	混凝土結構設計規範 (五) 第十五章 耐震設計之特別規定	王炤烈 資深協理
14:30~ 15:20	混凝土結構設計規範 (六) 附篇A 壓拉桿模式	胡銘煌 總監
15:40~ 16:30	混凝土結構設計規範 (七) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則	陳正平 技師
16:30~ 17:00	綜合討論	當日講員

46

本次研討會節次大綱（高雄場上午）

時間	講題	主講人
08:40~ 09:30	混凝土結構設計規範 (一) 第一章 總則 第二章 分析與設計 附篇B 鋼筋混凝土受撓構材替代設計模式 附篇C 強度折減因數與設計載重之替代值 附篇F 工作應力法	黃世建 教授
09:30~ 10:20	混凝土結構設計規範 (二) 第三章 撓曲與軸力-梁、柱	林炳昌 教授
10:40~ 11:30	混凝土結構設計規範 (三) 第四章 剪力與扭力	方一匡 教授
11:30~ 12:20	混凝土結構設計規範 (四) 第五章 鋼筋之伸展與續接 第十三章 設計細則	李姿瑩 教授

47

本次研討會節次大綱（高雄場下午）

時間	講題	主講人
13:40~ 14:30	混凝土結構設計規範 (五) 附篇A 壓拉桿模式	方一匡 教授
14:30~ 15:20	混凝土結構設計規範 (六) 附篇D 混凝土結構用錨栓	柯鎮洋 總經理
15:40~ 16:30	混凝土結構設計規範 (七) 第十五章 耐震設計之特別規定	王炤烈 資深協理
16:30~ 17:00	綜合討論	當日講員

48

混凝土結構設計規範概述

混凝土工程委員會簡介

土木401設計規範之變革

混凝土結構設計規範修正之概述

總則與設計分析之變革

新版規範之參考依據

■ 內政部91年頒

「結構混凝土設計規範」

■ 土木水利學會96年出版「混凝土工程設計規範與解說（土木401-96）」

■ 美國混凝土學會94年出版
（ACI 318-05規範）

新版之混凝土結構設計規範

第一章 總則

1.2.2 範圍

本規範所稱**結構混凝土**係指具有結構功能之混凝土，包括**鋼筋混凝土**及**純混凝土**。

鋼筋混凝土為結構混凝土中之鋼筋量不少於本規範規定之預力鋼筋或非預力鋼筋之最低值者。

純混凝土為結構混凝土中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值者，或無鋼筋者。

51

第一章 總則

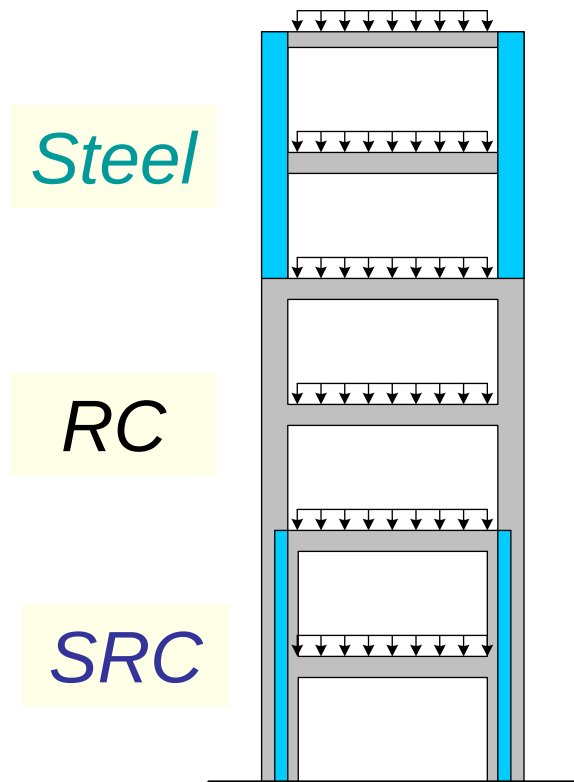
1.7.2 結構混凝土之 f'_c 不得小於 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$

新版規範對新構築結構要求最低之結構混凝土抗壓強度由 $175\text{kgf}/\text{cm}^2$ 提升至 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，此係考量增加混凝土之規定抗壓強度，可以提升混凝土之緻密性，降低混凝土碳化之速率，進而增加混凝土構材之耐久性，並增加混凝土之使用年限。亦能減少混凝土材料之使用料，避免天然資源過度使用並收節能減碳之功效。

52

第二章 分析與設計

設計載重組合



對混合型結構：

- 載重因數應該一致
- 強度折減因數則依材料特性作修正

第二章 分析與設計

設計載重組合

新版規範	前版規範
$U = 1.2D + 1.6L$	$U = 1.4D + 1.7L$
$U = 1.2D + 1.0L \pm 1.0E + 0.2S$	$U = 0.75(1.4D + 1.7L \pm 1.87E)$
$U = 0.9D \pm 1.0E + 1.6H$	$U = 0.9D \pm 1.43E$

第二章 分析與設計

強度折減係數(ϕ) 新版 規範

• 拉力控制斷面-----	0.90
• 壓力控制斷面-----	0.65
• 剪力與扭力-----	0.75
• 壓桿、拉桿、節點區及承壓面-----	0.75

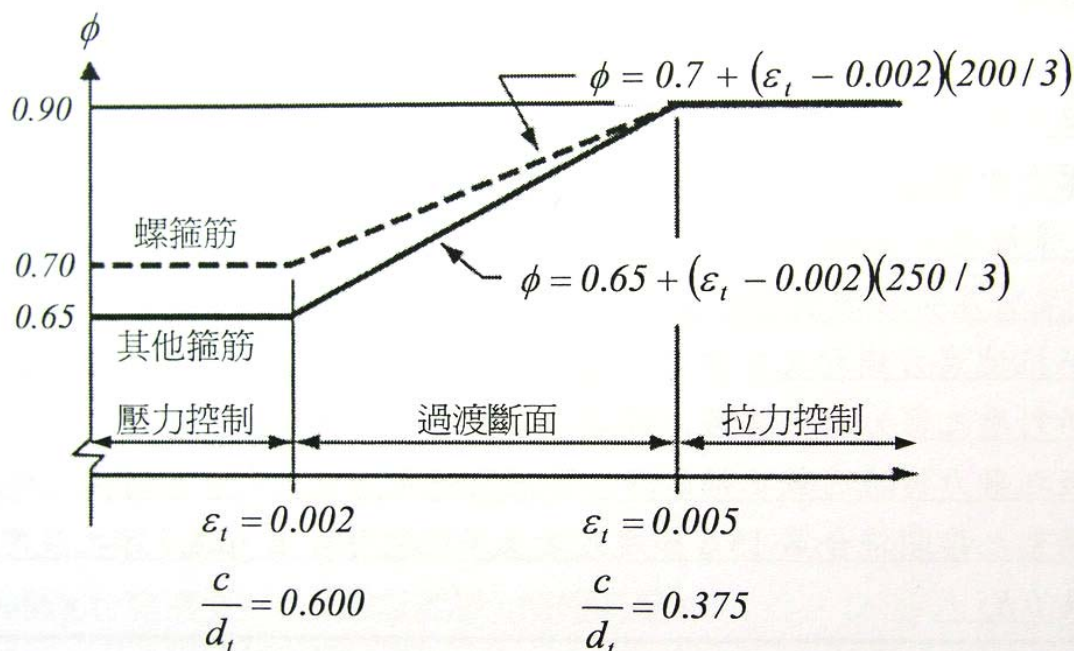
前版 規範

0.90
0.70
0.85
0.85

第二章 分析與設計

強度折減係數(ϕ)

- 過渡斷面（介於拉力斷面與壓力斷面間）-----





混凝土結構設計規範(一)

報告完畢 敬請指教

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

主講人：

中國土木水利工程學會 混凝土工程委員會



王承順

林炳昌

趙文成

委員



時間：9:30 - 10:20

1

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part I)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.2 範圍
- 3.1 符號修改
- 3.3 設計基本假設
- 3.4 設計通則
- 3.5 受撓構材之橫支撐間距
- 3.6 受撓構材之最少鋼筋量
- 3.7 裂紋控制 一 梁與單向版內受撓鋼筋分佈
- 3.8 深梁

2

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part II)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.9 受壓構材之設計尺寸
- 3.10 受壓構材之鋼筋限制
- 3.11 受壓構材之長細效應
- 3.12 彎矩放大法－通則
- 3.13 彎矩放大法－無側移構架
- 3.14 彎矩放大法－有側移構架
- 3.15 支承版系之受軸力構材
- 3.16 合成受壓構材
- 3.17 承壓強度

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part I

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第3.2節 範圍：(內政部公布100年7月實施)

混凝土工程設計規範，第三章：

適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

除另有說明者外，本課程所稱新增或修改為下列規範之比較：

1. 舊(現行)規範：《結構混凝土設計規範》
(內政部公布 92年1月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-86a)混凝土工程設計規範》)
2. 新規範：《混凝土工程設計規範》
(內政部公布100年7月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-96) 混凝土工程設計規範》)

5

第3.1節 符號修改

新規範新增、刪新或修改定義之符號(不含文字小修改)	說 明
c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節；cm。	新增符號
d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離；cm。	
f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節；kgf/cm ² 。	
ℓ_n = 淨跨度，兩支承面間之距離；cm。	
$P_{n,max}$ = 斷面軸力計算強度之最大允許值；kgf。	
s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距；cm。	
ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。	修改定義
a = $\beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度；cm。	
A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積；cm ² 。	
M_c = 用以設計受壓構材之設計彎矩，該設計彎矩業經考慮構材彎曲效應放大之，參閱第 3.13.3 及 3.14.5 節；kgf-cm。	
M_u = 斷面之設計彎矩；受壓構材應依第 3.11 節放大之，參閱第 3.4.7 節；kgf-cm。	
P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負；kgf。	
A_{ch} = 螺旋筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積；cm ² 。	原規範使用符號為 A_c
A_{sx} = 合成斷面內結構型鋼或鋼管之斷面積；cm ² 。	原規範使用符號為 A_s
I_{sx} = 斷面內結構型鋼或鋼管斷面對合成構材斷面形心軸之慣性矩；cm ⁴ 。	原規範使用符號為 I_s
V_{us} = 樓層之總設計剪力，參閱第 3.12.4 節；kgf。	原規範使用符號為 V_u
A = 圍繞受拉主鋼筋且與受拉主鋼筋同一形心之混凝土有效受拉面積再除以鋼筋根數，參閱第 3.7.2 節；cm²	刪除符號
A_{sk} = 梁中每單位高度內單側之表層鋼筋面積，參閱第 3.7.5 節；cm²	
d_c = 最外受拉纖維至最近鋼筋形心間之距離，參閱第 3.7.2 節；cm	
z = 數值，用以限制受撓鋼筋之分佈者，參閱第 3.7.2 節；kgf-cm	

6

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05，但 β_1 不小於 0.65。

7

計算強度下斷面內應力與外力平衡

$$0.85f'_c ab + \sum A_s f_s = P_n = 0$$

$$0.85f'_c a^2 b / 2 + \sum A_s f_s d = M_n$$

計算強度下鋼筋與混凝土之應變與應力之一致性，

$$f_s = \min(E_s \varepsilon_s, f_y);$$

$$f'_s = \max(E_s \varepsilon'_s, -f_y);$$

構材斷面變形前之平面，
變形後仍維持為繞中性軸
轉動之平面

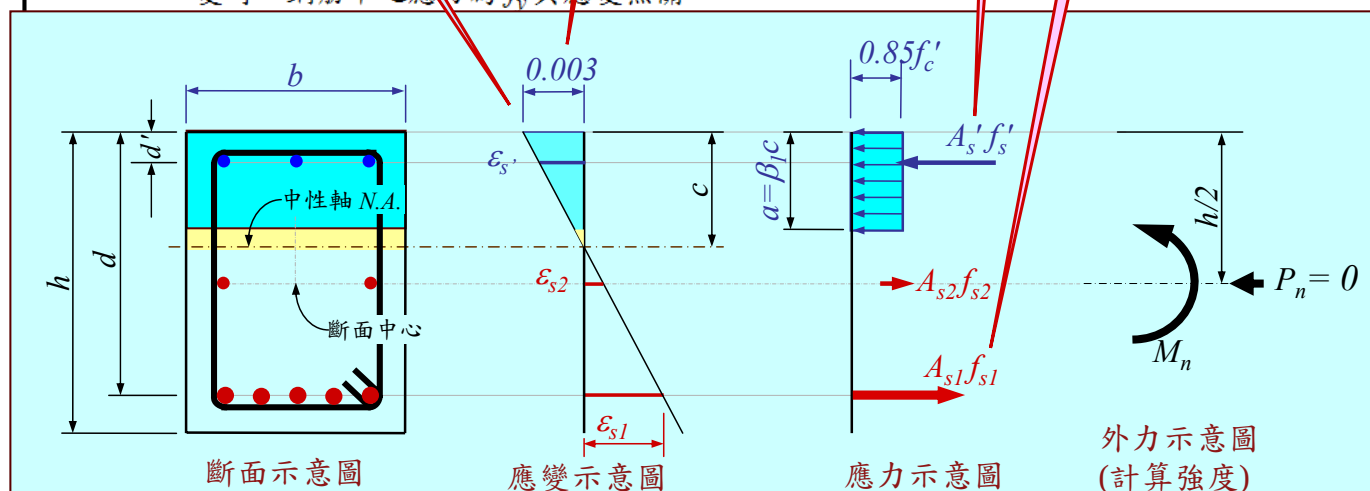
混凝土最大應變
為 0.003

一、規範條文與解說

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

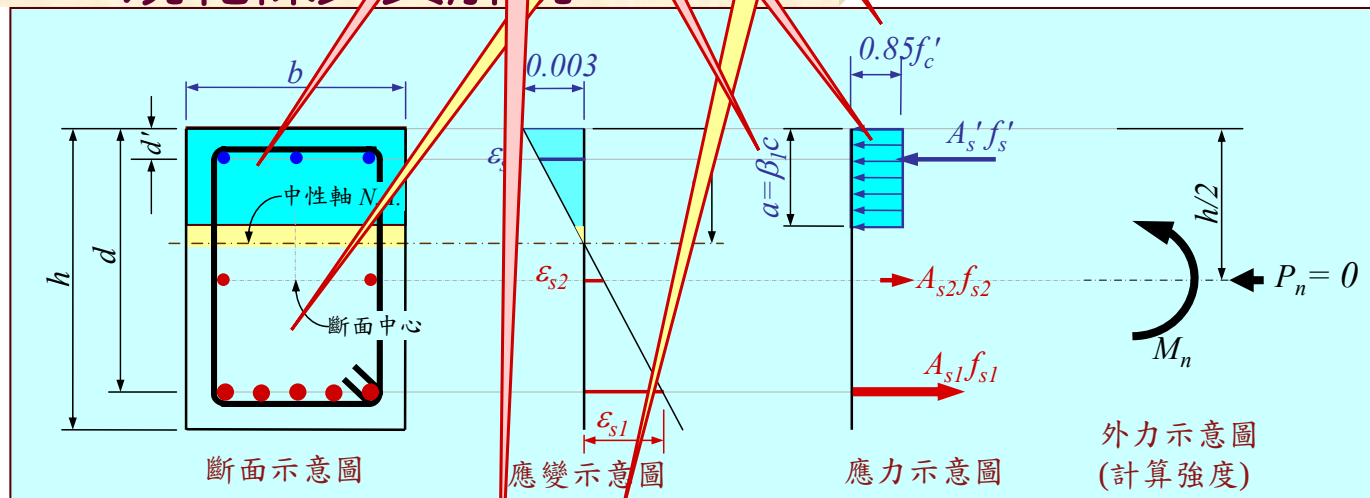
- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。



8

第3.3節 設計基本假設

一、規範條文與解說



- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。
- 3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05 ，但 β_1 不小於 0.65 。

9

第3.3節 設計基本假設

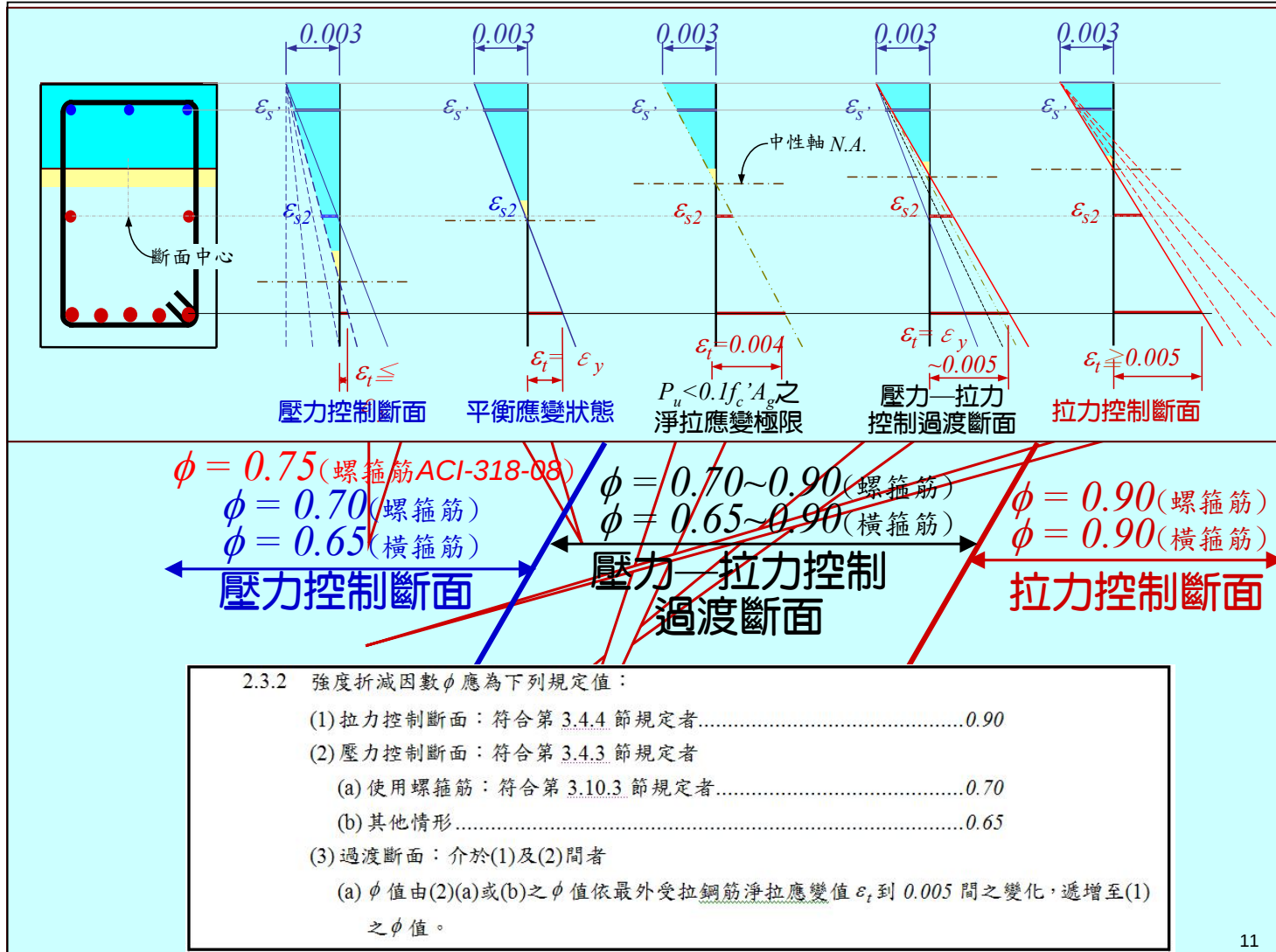
二、新舊規範之比較(100年7月實施) ↔ (92年1月實施)

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

- 3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。
- 3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003 。
- 3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y ，與應變無關。
- 3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。
- 3.3.5 混凝土壓力之分佈除按第 3.3.6 節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀。
- 3.3.6 新規範規定深梁設計方式有三：
 1. 考慮應變非線性分佈分析
 2. 使用第 3.8、4.9 節規定設計
 3. 使用附篇 A 壓拉桿模型設計

基本設計理念未變。



11

第3.4節 設計

二、新舊規範

3.4 設計通則

3.4.1 受撓曲或受剪

條件及應力

3.4.2 構材斷面之

受拉鋼筋

3.4.3 壓力控制斷面

或等於壓力控制

應變

3.4.4 受壓鋼筋與對

應配置

3.4.5 對非預力

之淨拉應變 ϵ_t 不

3.4.6 & 3.4.7 受壓構材

拉力控制斷面

定義

 ϕ 值

假設斷面配置

 $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$ ， $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$ ， $A_{s'} = 0.0$ ， ϵ_{cm}^2 ，

舊規範

土木401-86/86a

(ACI 318-95/99)

無明確定義：隱含軸力為 0.0

第2.3.2節：.....

(1) 撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用..... $\phi=0.90$ 第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之 0.75。

0.90

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b = 0.0289$
鋼筋量 $A_{s,b} = 61.80$ $A_s \leq 0.75A_{s,b} = 46.3 \text{ cm}^2$ 時 $\phi = 0.90$ (本例 $\epsilon_t = 0.00375$)

新規範

土木401-96

(ACI 318-05)

定義為淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005第2.3.2節：(1) 符合本規範第 3.4.4 節規定之拉力控制斷面..... $\phi=0.90$ 第 3.4.4 節：拉力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。

0.90

 $c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005) = 20.048 \text{ cm}$ ， $A_{s,0.005} = 0.85\beta_1 f_c' c b / f_y = 38.6$ ， $A_s \leq A_{s,0.005} = 38.6 \text{ cm}^2$ 時 $\phi = 0.90$

1. 本規定之目的係對韌性較高之受撓構材提供較高之 ϕ 值。

2. 新規範定義明確。

之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉

之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋

以增加受撓構材之強度。

12

第3.4節 設

二、新舊規範

受撓曲斷面之
最大鋼筋量
(最小淨拉應變)

舊規範
土木401-86/86a
(ACI 318-95/99)

新規範
土木401-96
(ACI 318-05)

定義

明確定義最大鋼筋量

第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之0.75。

以限制淨拉應變 ϵ_t 達到限制最大鋼筋量

第2.3.2節：(3)過渡斷面...

(a) ... ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 到0.005間之變化遞增...

第3.4.5節：.....最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004。

ϕ 值

0.90

0.815 ($f_y = 4,200$)

0.831 ($f_y = 2,800$)

假設斷面配置

40×60 cm，
(5.2.54/2)

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b=0.0289$

鋼筋量 $A_{s,b}=61.80$

$A_{s,max}=0.75A_{s,b}=46.3cm^2$

相當於 $f_y=4,200$ 時 $\epsilon_t=0.00375$

2,800時 $\epsilon_t=0.00283$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.004) = 22.911 \text{ cm}$ ，

$A_{s,0.004} = 0.85 \beta_1 f_c' c b / f_y = 44.1$ ，

$A_{s,max} \leq A_{s,0.004} = 44.1 \text{ cm}^2$

相當於 $f_y=4,200$ 時 ρ_b 之0.722

$f_y=2,800$ 時 ρ_b 之0.625

壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋

增加受撓構材之強度。

1. 本規定之目的係為達到受撓構材韌性之規定。
2. 新規範一律以『淨拉應變 ϵ_t 』定義『壓力控制斷面』、『拉力控制斷面』及『受撓曲斷面最大鋼筋量』。

第3.5節 受撓構材之橫支撐間距

一、規範條文與解說

3.5 受撓構材之橫支撐間距

3.5.1 梁之橫支撐間距不得超過受壓面最小寬度 b 之50倍。

3.5.2 決定橫支撐間距時，應考慮載重橫向偏心之影響。

1. 本節規定係防止無橫向支撐梁承受橫向偏心或微小傾斜載重，產生過早之橫向屈曲破壞。
2. 新規範之規定與舊規範相同。

第3.6節 受撓構材之最少鋼筋量

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

15

第3.6節 受撓構材之最少鋼筋量

一、規範條文與解說

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

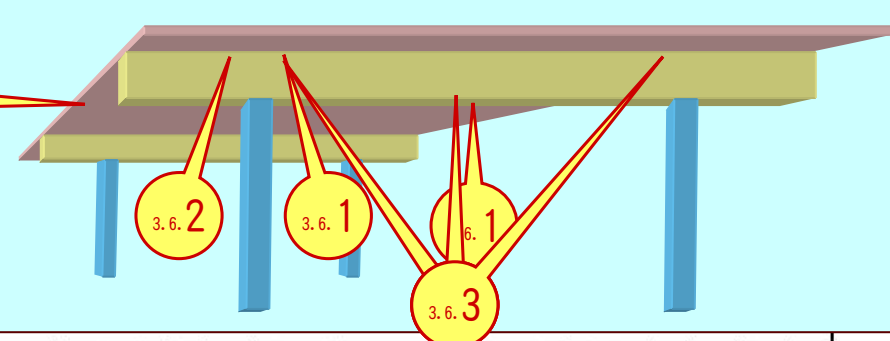
3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

16

第3.6節 受撓構材

一、規範條文與解說



3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d$$

適用於一般矩形
與 T 形斷面

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

適用於靜定翼版
受拉 T 形斷面

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

17

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第6章 受撓構材之設計

- 例題6-1 無受壓鋼筋矩形梁之設計
- 例題6-2 有受壓鋼筋矩形梁之設計
- 例題6-3 T形梁僅含受拉鋼筋，且 $a \leq h_f$
- 例題6-4 T形梁僅含受拉鋼筋，且 $a > h_f$
- 例題6-5 單向實心版之設計
- 例題6-6 單向隅隅柵版之設計
- 例題6-7 連續梁之設計

省略

18

第3.7節 裂紋控制－梁與單向版內受撓鋼筋分佈

一、規範條文與解說

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向版內受拉鋼筋應按第 3.7.2 節之規定妥予分佈於構材斷面最大受撓拉力區，但雙向版應按第 6.4 節之規定。

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中心距 s ，應按下列規定：

$$s \leq 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c ; \text{亦不得大於 } 30 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) \quad (3-6)$$

式中： f_s 為在使用載重下算得之鋼筋應力，但亦可用 $(2/3)f_y$ 替代之；

c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

3.7.3 暴露於嚴重侵蝕性環境或要求水密性之結構物，第 3.7.2 節之規定或有不足，須予特別考慮。

3.7.4 當 T 型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第 2.12 節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

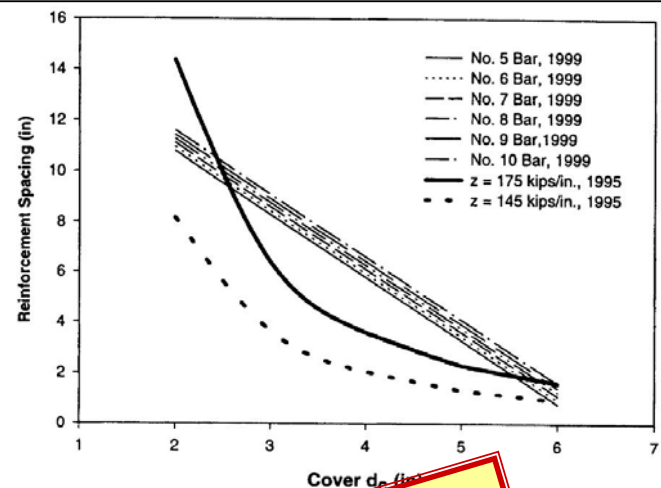
19

舊規範 3.7.2 受撓斷面之裂紋控制

原則：
非外露裂紋寬度 $W \leq 0.40 \text{ mm}$
外 露裂紋寬度 $W \leq 0.33 \text{ mm}$

裂紋公式： $w = (1.08 \times 10^{-6} \times \beta) \times f_s \times \sqrt[3]{d_c A}$

計算方式： $Z_n = f_s \times \sqrt[3]{d_c A} \leq \frac{W_{容許}}{1.08 \times 10^{-6} \times \beta} = \begin{cases} 31000 \text{ kgf/cm} \\ 26000 \text{ kgf/cm} \end{cases}$



最大受撓拉力區，但雙向版

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中

$$s \leq 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c$$

式中： f_s 為在使用載重下算

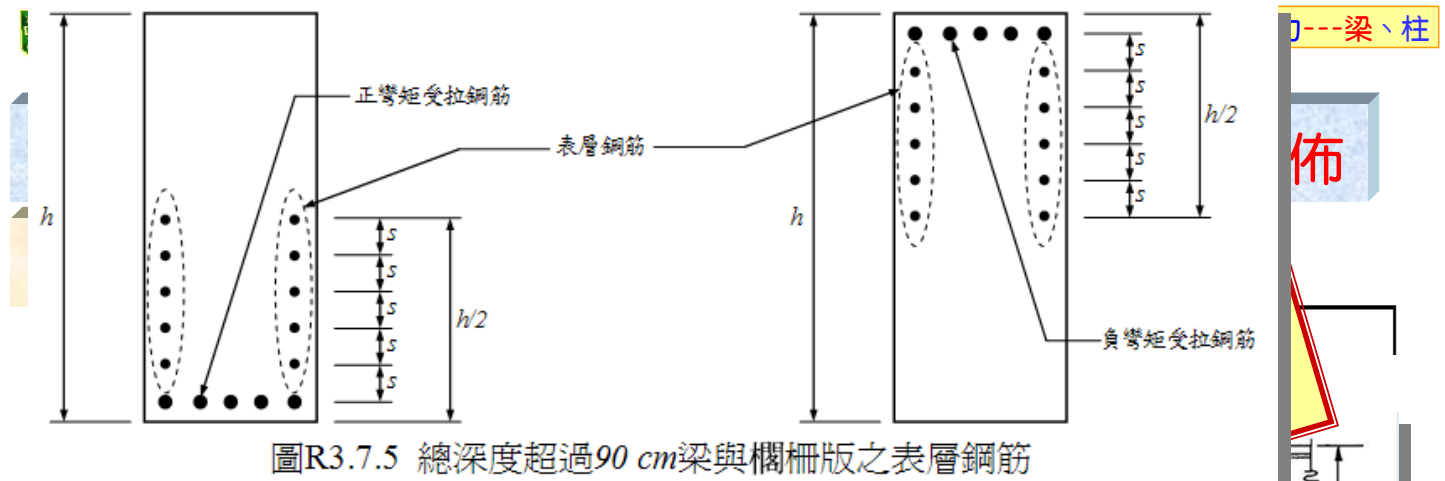
c_c 為撓曲受拉鋼筋

本節直接

對 f_s

1. 裂紋控制理念大幅改變
2. 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會建議：
『鋼筋之間距仍不宜過寬』
鋼筋分佈，依經驗，但對於一些特定結構可能過寬。
關係尚有爭論，鋼筋在使用載重下，其腐蝕與裂紋，因此，刪除早先內露與外露構材不同之規定。

20



第3.7.4節之規定
第3.7.5節新規範認為：對表層鋼筋之配置，應大於鋼筋之

3.7.4

3.7.5

如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_s 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

21

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第7章 受撓鋼筋之分佈

- 例題7-1 鋼筋之配置與裂紋控制
- 例題7-2 T型梁之受撓鋼筋分佈

省略

22

第3.8節 深梁

一、規範條文與解說

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

23

第3.8節 深梁

一、規範條文

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

24

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part II

第三章

撓曲與軸力---梁、柱



100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

Part II

第三章
撓曲與軸力---梁、柱

1

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

課程大綱 (Part II)

第三章 撓曲與軸力---梁、柱

- 3.9 受壓構材之設計尺寸
- 3.10 受壓構材之鋼筋限制
- 3.11 受壓構材之長細效應
- 3.12 彎矩放大法－通則
- 3.13 彎矩放大法－無側移構架
- 3.14 彎矩放大法－有側移構架
- 3.15 支承版系之受軸力構材
- 3.16 合成受壓構材
- 3.17 承壓強度

2

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第3.2節 範圍：(內政部公布100年7月實施)

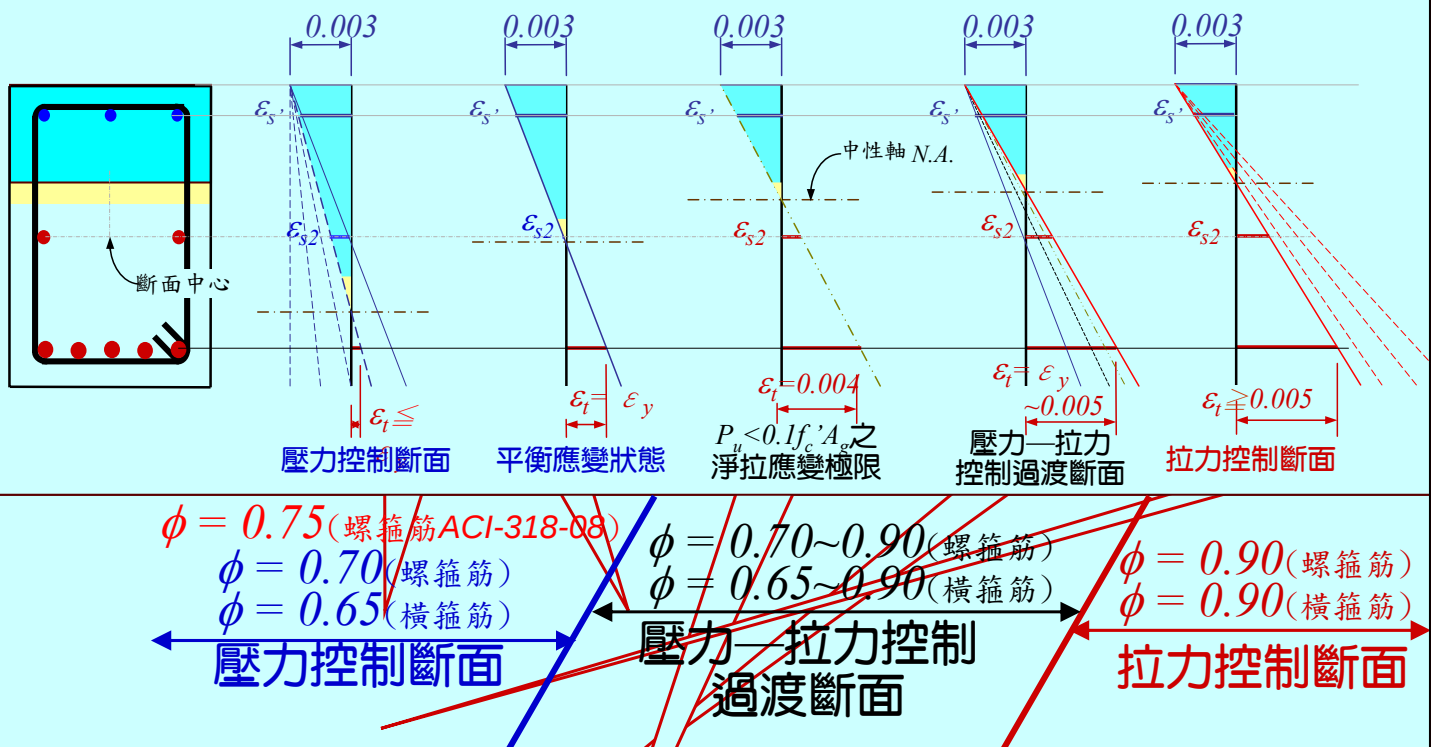
混凝土工程設計規範，第三章：

適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

除另有說明者外，本課程所稱新增或修改為下列規範之比較：

1. 舊(現行)規範：《結構混凝土設計規範》
(內政部公布 92年1月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-86a)混凝土工程設計規範》)
2. 新規範：《混凝土工程設計規範》
(內政部公布100年7月實施，編審自中國土木水利工程學會出版之《(土木401-96) 混凝土工程設計規範》)

3



2.3.2 強度折減因數 ϕ 應為下列規定值：

- (1) 拉力控制斷面：符合第 3.4.4 節規定者.....0.90
- (2) 壓力控制斷面：符合第 3.4.3 節規定者
 - (a) 使用螺箍筋：符合第 3.10.3 節規定者.....0.70
 - (b) 其他情形.....0.65
- (3) 過渡斷面：介於(1)及(2)間者
 - (a) ϕ 值由(2)(a)或(b)之 ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 到 0.005 間之變化，遞增至(1)之 ϕ 值。

4

第3.4節 設計通則

一、規範條文與解說

3.4 設計通則 (續)

3.4.6 受壓構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,max}$ 規定值：

3.4.6.1 非預力構材使用符合第 13.9.4 節規定之螺旋筋或符合第 3.16 節規定之合成受壓構材者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-1)$$

3.4.6.2 非預力構材使用符合第 13.9.5 節規定之橫筋者：

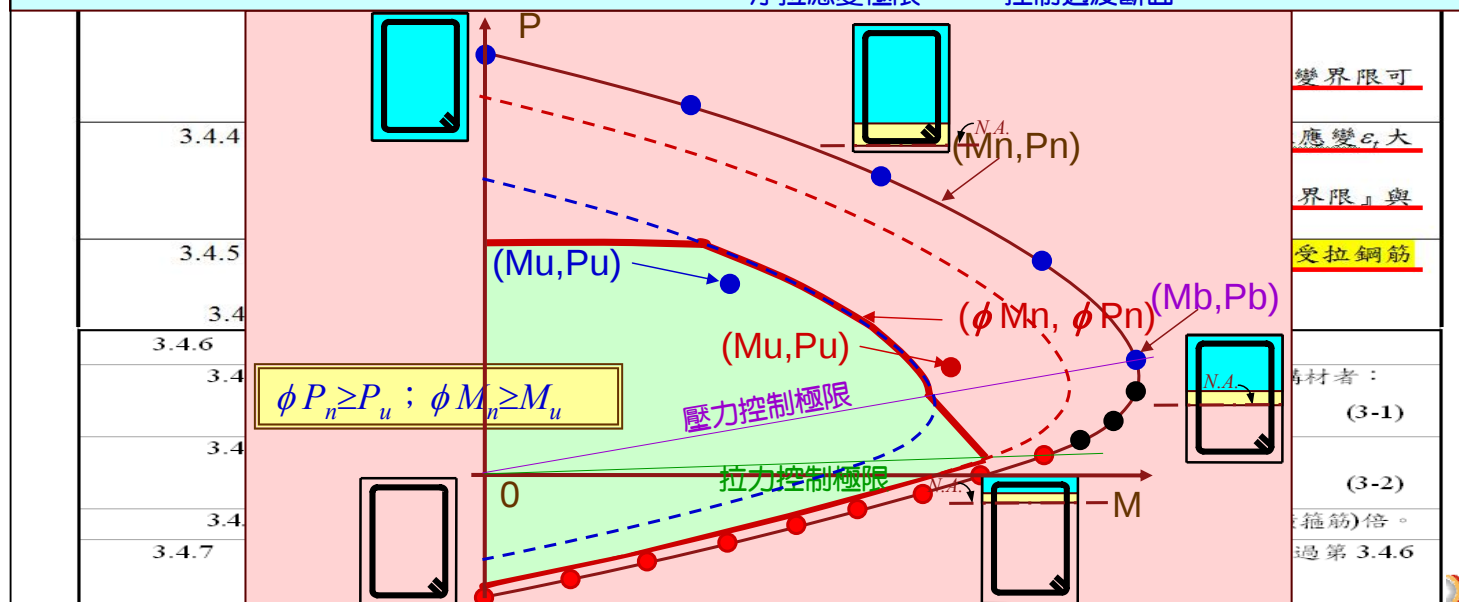
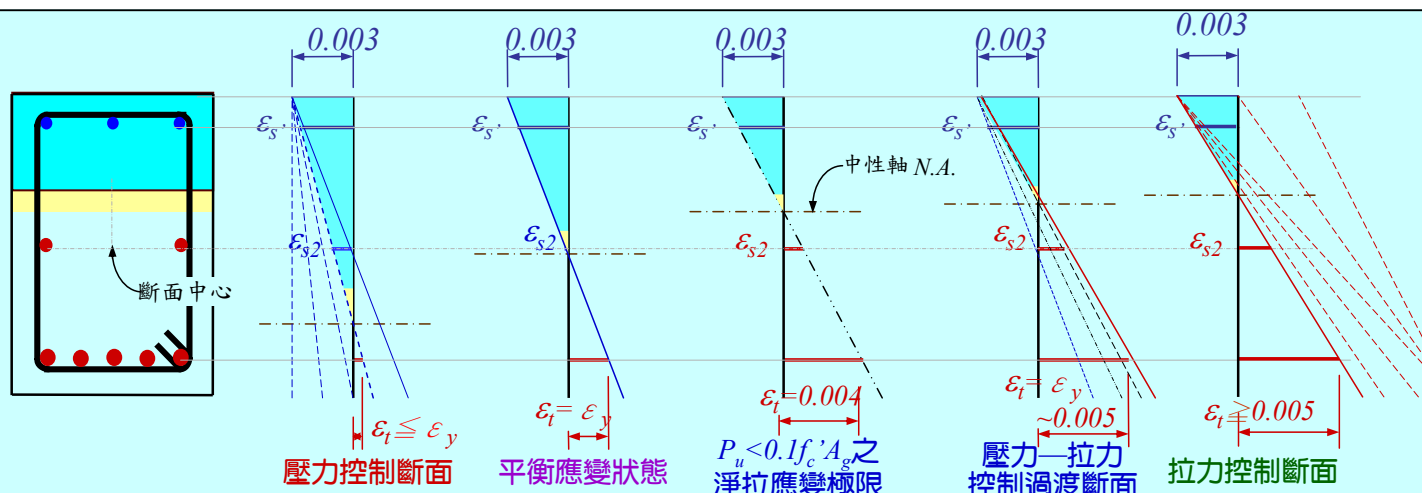
$$\phi P_{n,max} = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-2)$$

3.4.6.3 預力構材之軸力設計強度 P_n 不得超過 P_o 之 0.85(使用螺旋筋)或 0.80(使用橫筋)倍。

3.4.7 受壓構材應按其承受之軸壓與同時作用之最大彎矩設計之。設計軸力 P_u 不得超過第 3.4.6 節規定之 ϕP_n 值。最大設計彎矩 M_u 應按第 3.11 節考慮長細效應放大之。

為防止分析時未考慮、但難以避免之偶然偏心
及承受持續高載重下 f_c 按承受軸力時之最大彎矩設計，
作用下之設計載重 P_u 且該彎矩需經長細效應放大。

5



第3.4節 設

二、新舊規範

3.4 設計通則	
3.4.1	受撓曲或軸力條件及軸力與
3.4.2	構材斷面之平受拉鋼筋之應
3.4.3	壓力控制斷面或等於壓力
3.4.5	對非預力受撓之淨拉應變 ϵ_t
3.4.5.1	受壓鋼
3.4.6 & 3.4.7	受

壓力控制斷面

定義

舊規範

92年1月實施
結構混凝土設計規範
(土木401-86a)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

無明確定義： $0.10 f'_c A_g$
第2.3.2節：(3) 軸壓力或撓曲與軸壓力共同作用...
對稱配筋 $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$
 $\phi P_n \geq 0.10 f'_c A_g$, ϕ 依 ϕP_n 遞減，按比例增至 0.90。
其他構材 $(0.10 f'_c A_g)$ P_n 遞減，

定義為平衡應變狀態
第2.3.2節：(2) 符合本規範第3.4.3節規定之壓力控制斷面...
第3.4.3節：壓力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於或等於壓力控制極限值。淨拉應變之壓力控制極限值為平衡應變狀態時之拉應變。

(S)

0.65(T)~0.70(S)

(0.002)

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.002)$
 $= 32.076 \text{ cm}$,

$\phi P_b = \phi (0.85 \beta_1 f'_c b c - f_y A_s)$
 $= 0.65 \times (0.85 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 32.076 - 4,200 \times 44.91)$,

$\phi P_n \geq 46,100 \text{ kgf}$

對稱配筋柱

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$,
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$,
 $A_s = A_s' = 0.01 \times 40 \times 60$,
 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$,
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

$\phi P_n \geq 0.10 \times 280 \times 40 \times 60$
 $\phi P_n \geq 67,200 \text{ kgf}$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.002)$
 $= 32.076 \text{ cm}$,

$\phi P_b = 0.85 \phi \beta_1 f'_c b c$
 $= 0.85 \times 0.65 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 32.076$,
 $\phi P_n \geq 168,700 \text{ kgf}$

1. 本規定之目的係對之受軸力與撓曲共同作用構材限制使用較低之 ϕ 值。
2. 新規範定義明確。

第3.4節 設

二、新舊規範

3.4 設計通則	
3.4	設計通則
3.4.4	拉力控制斷面或等於 0.005
3.4.5	對非預力受撓之淨拉應變 ϵ_t
3.4.5.1	受壓鋼
3.4.6 & 3.4.7	受

拉力控制斷面

ϕ 值

假設單筋梁斷面配置
 $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$,
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$,
 $A_s' = 0.0$,
 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$,
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

舊規範
92年1月實施
結構混凝土設計規範
(土木401-86a)

無明確定義：隱含軸力為 0.0
第2.3.2節：.....
撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用..... $\phi=0.90$
第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之 0.75。

0.90

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b = 0.0289$
鋼筋量 $A_{s,b} = 61.80$
 $A_s \leq 0.75 A_{s,b} = 46.3 \text{ cm}^2$ 時
 $\phi P_n = 0$
 $\phi = 0.90$
(本例 $\epsilon_t = 0.00375$)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

定義為淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005
第2.3.2節：(1) 符合本規範第3.4.4節規定之拉力控制斷面..... $\phi=0.90$
第3.4.4節：拉力控制斷面為受壓混凝土達到極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005。

0.90

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005)$
 $= 20.048 \text{ cm}$,
 $A_{s,0.005} = 0.85 \beta_1 f'_c b c / f_y = 38.6$,
 $A_s \leq A_{s,0.005} = 38.6 \text{ cm}^2$ 時
 $\phi P_n = 0$
 $\phi = 0.90$

假設對稱雙筋柱斷面
 $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$,
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2) \text{ cm}$,
 $A_s = A_s' = 0.01 A_g$,
 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$,
 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時

僅受撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用時

$\phi P_n \leq 0$
 $\phi = 0.90$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.005)$
 $= 20.048 \text{ cm}$,
 $\phi P_n = \phi (0.85 \beta_1 f'_c b c + \sum A_s f_y)$
 $= 0.90 (0.85 \times 0.85 \times 280 \times 40 \times 20.048 + 0)$,
 $\phi P_n \leq 146,000 \text{ kgf}$
 $\phi = 0.90$

1. 本規定之目的係對韌性較高之受撓構材提供較高之 ϕ 值。
2. 新規範定義明確。

第3.4節 設

二、新舊規範

1. 本規定之目的係為達到受撓構材韌性之規定。
2. 新規範一律以『淨拉應變 ϵ_t 』定義『壓力控制斷面』、『拉力控制斷面』及『受撓曲斷面最大鋼筋量』。

受撓曲斷面之最大鋼筋量
(最小淨拉應變 ϵ_t)

舊規範

92年1月實施
構混凝土設計規範
(土木401-86a)

新規範

100年7月實施
混凝土工程設計規範
(土木401-96)

最大鋼筋量

.....鋼筋比 ρ 不得
平衡應變狀態鋼筋

以限制淨拉應變 ϵ_t 達到限制最大鋼筋量

第2.3.2節：(3)過渡斷面...

(a) ... ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 到0.005間之變化遞增...

第3.4.5節：.....最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004。

ϕ 值

0.90

假設單筋梁斷面配置

$b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$,
 $d = (60 - 4 - 1.27 - 2.54/2)$
 $= 53.46 \text{ cm}$,
 $A_s' = 0.0$,
 $f_c' = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 時

平衡應變狀態鋼筋比 $\rho_b = 0.0289$

鋼筋量 $A_{s,b} = 61.80$

$A_{s,max} = 0.75 A_{s,b} = 46.35 \text{ cm}^2$

相當於 $f_y = 4,200$ 時 $\epsilon_t = 0.00375$

$f_y = 2,800$ 時 $\epsilon_t = 0.00283$

$c = d \times 0.003 / (0.003 + 0.004)$
 $= 22.911 \text{ cm}$,

$A_{s,0.004} = 0.85 \beta_1 f_c' c b / f_y = 44.1$,

$A_{s,max} \leq A_{s,0.004} = 44.1 \text{ cm}^2$

相當於 $f_y = 4,200$ 時 ρ_b 之0.722

$f_y = 2,800$ 時 ρ_b 之0.625

3.4.4 拉力控制斷面
或等於0.005。

『壓力-拉力
力控制應變界

3.4.5 對非預力受撓
之淨拉應變 ϵ_t

3.4.5.1 受壓鋼筋

3.4.6 & 3.4.7 受壓

假設對稱雙筋柱斷面

1. 不受第3.4.3節：.....鋼筋比 ρ 不得超過.....平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之0.75限制

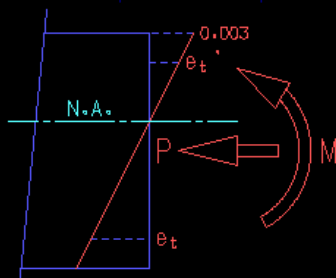
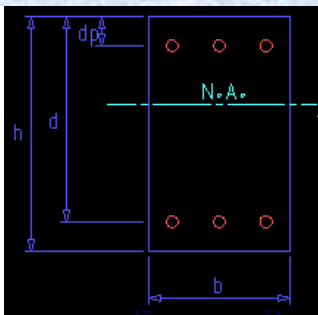
2. 受第3.10.1節 $A_{st} < 0.008 A_g$ 限制

1. 不受第3.4.5節：.....最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於0.004限制

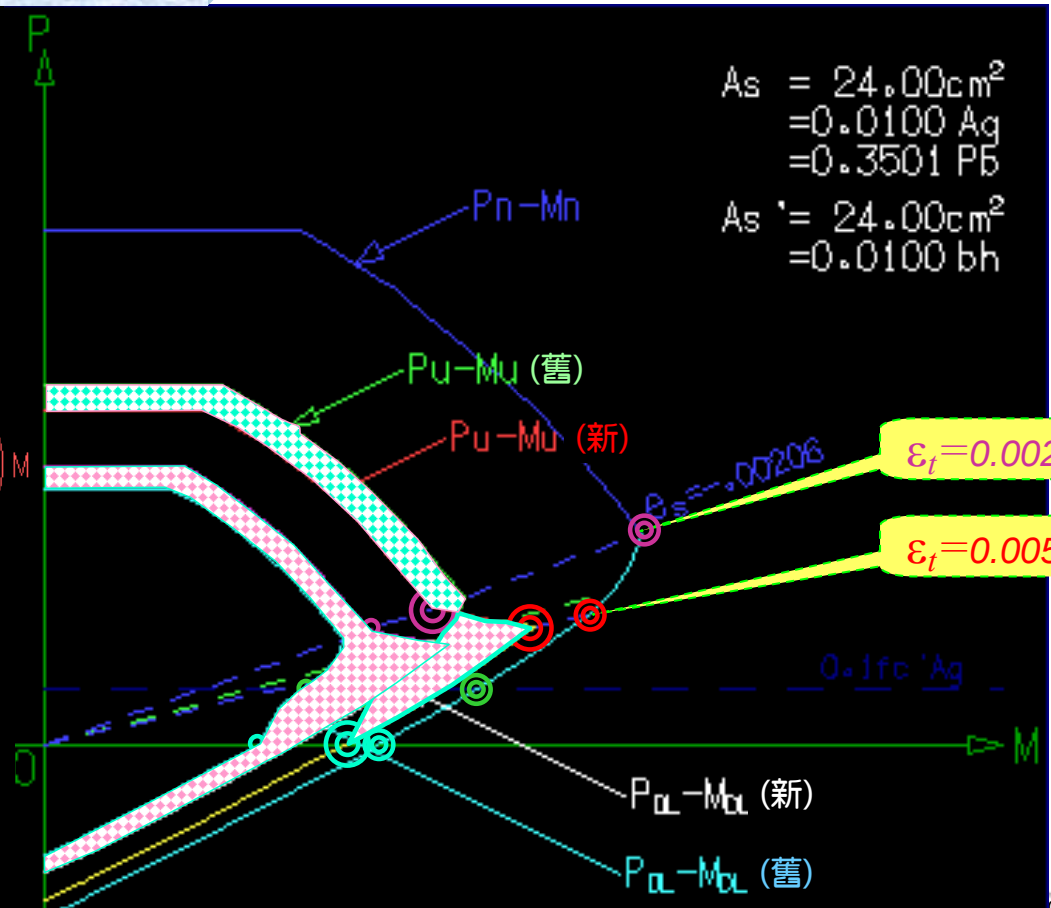
2. 受第3.10.1節 $A_{st} < 0.008 A_g$ 限制

第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100.7規範) $\leftrightarrow$ (92.1規範)



$b = 40.0 \text{ cm}$
 $h = 60.0 \text{ cm}$
 $d = 53.5 \text{ cm}$
 $dp = 6.5 \text{ cm}$
 $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
Loading = D.L.



$A_s = 24.00 \text{ cm}^2$

$= 0.0100 A_g$

$= 0.3501 P_b$

$A_s' = 24.00 \text{ cm}^2$

$= 0.0100 b h$

$P_n - M_n$

$P_u - M_u$ (舊)

$P_u - M_u$ (新)

$\epsilon_t = 0.002$

$\epsilon_t = 0.005$

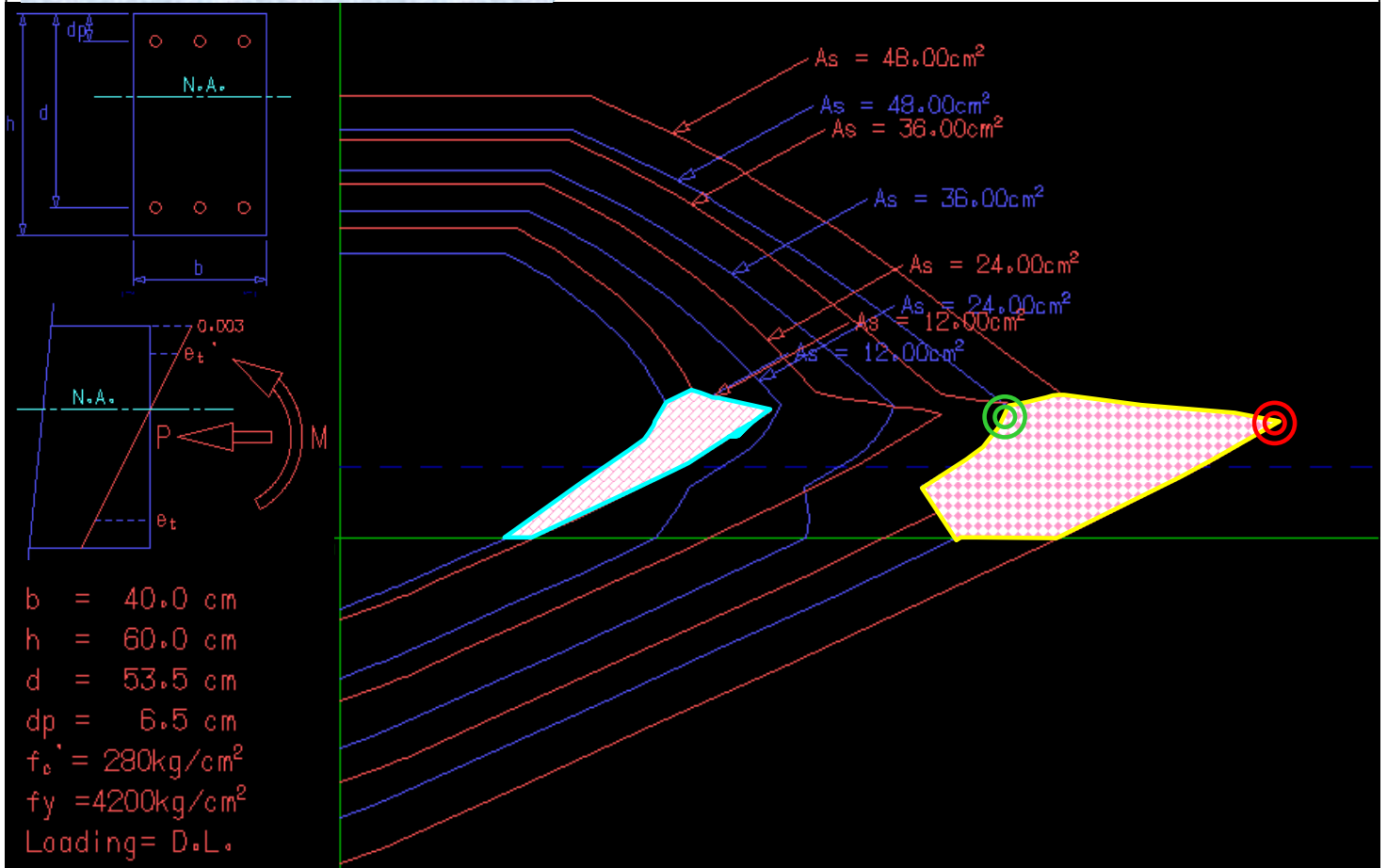
$0.1 f_c' A_g$

$P_u - M_u$ (新)

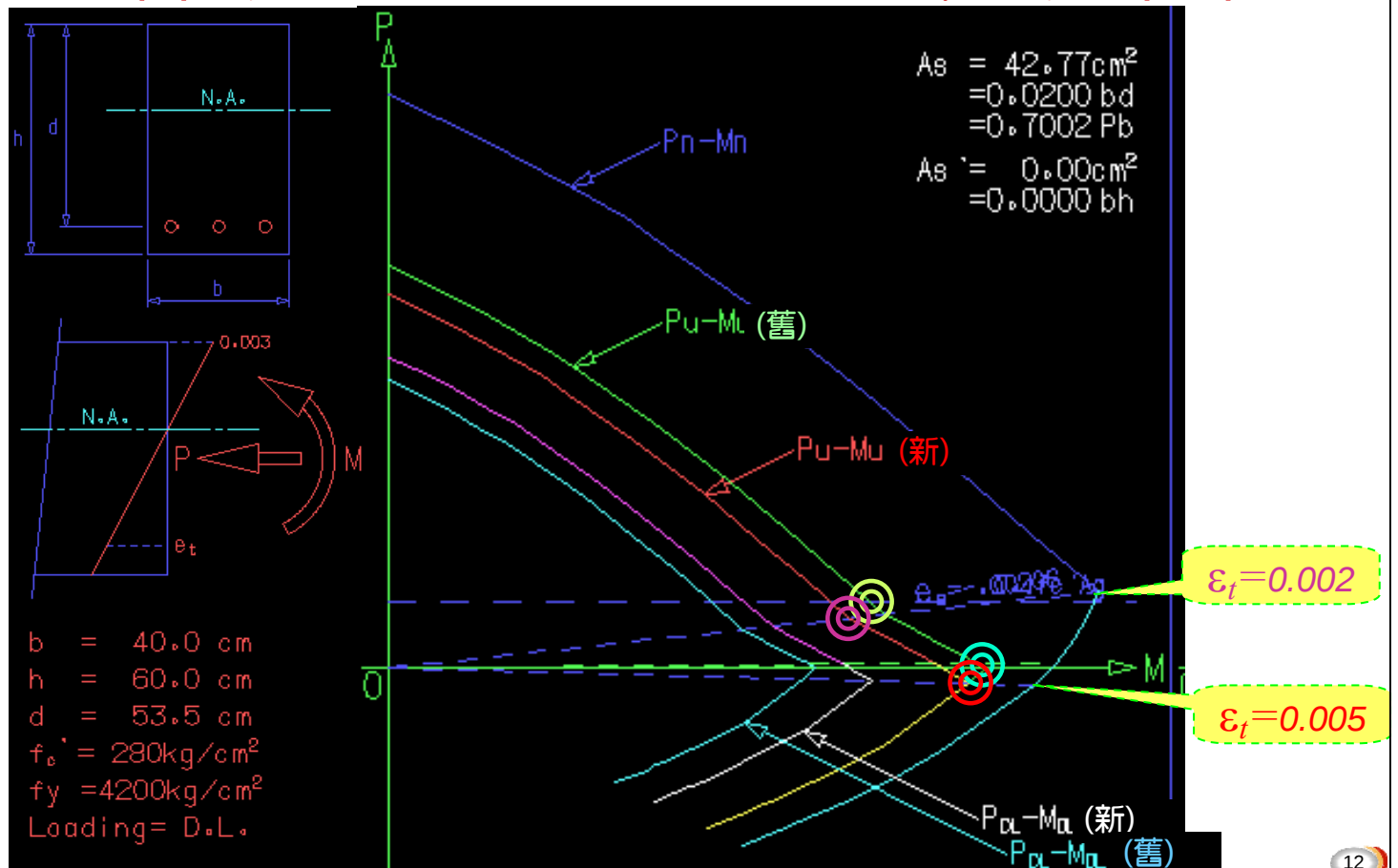
$P_u - M_u$ (舊)

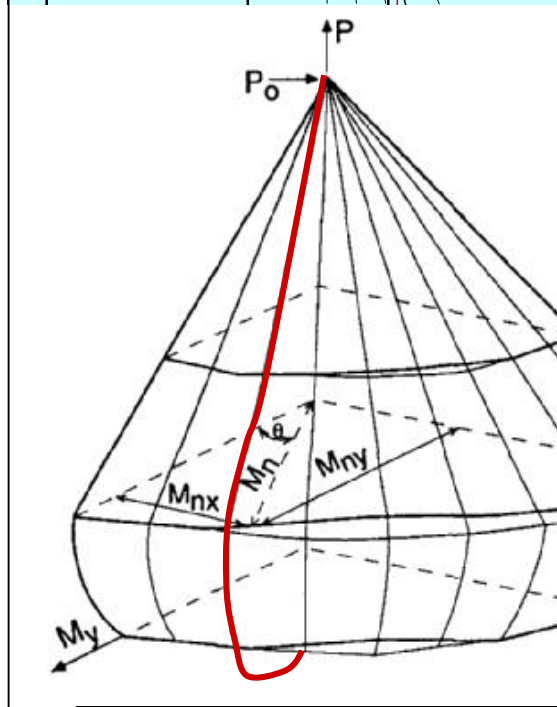
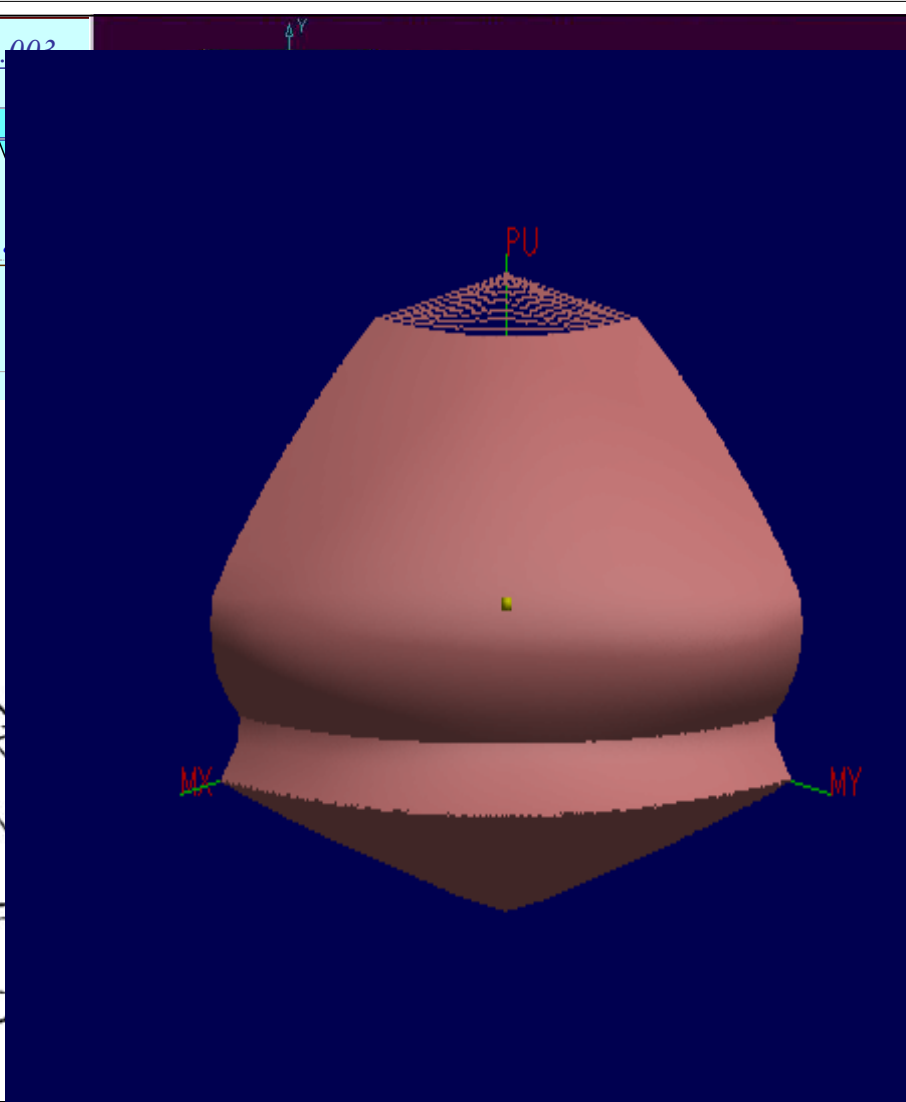
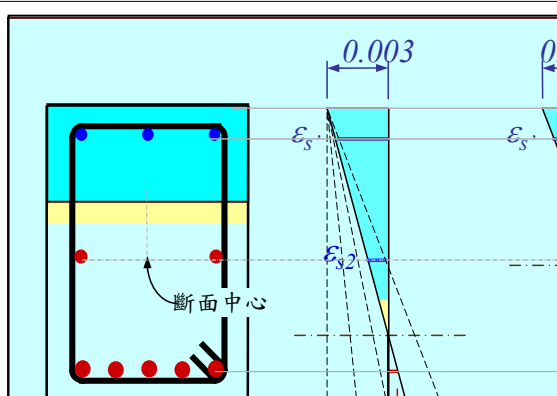
第3.4節 設計通則

二、新舊規範之比較(100.7規範)↔(92.1規範)



(A) 明確定義壓力與拉力控制斷面(8/9)





第3.9節 受壓構材之設計尺寸

一、規範條文與解說

除新規範規定更清晰外，
新、舊規範之規定相同。

3.9 受壓構材之設計尺寸

3.9.1 獨立之螺旋受壓構材

受壓構材使用二組或二組以上連鎖螺旋者，構材有效斷面為螺旋外緣加第 13.6 節規定之最小保護層厚度以內之範圍。

3.9.2 連牆之受壓構材

螺旋或橫箍受壓構材與牆構成一體者，箍筋外 4 cm 之圓形、正方形或矩形為構材有效斷面之界限。

3.9.3 等效圓形受壓構材

正方形、八邊形或其他形狀之受壓構材，亦應可按圓形受壓構材設計，其直徑採用實際形狀之最小尺寸。構材之設計強度、總斷面積及鋼筋比均須按該圓形斷面計算。

3.9.4 受壓構材斷面之限制

受壓構材之斷面較承受設計載重所需者為大時，其設計強度及最少縱向鋼筋量應可按折減後之有效總斷面積 A_g 計算，但此 A_g 不得小於原總斷面積之半。本節規定對須考慮耐震設計之受壓構材，除第 15.11 節規定者外，均不適用。

第3章

增加多螺箍筋鋼筋限制之解說，並規定螺箍筋體積比 ρ_s 之計算方式。

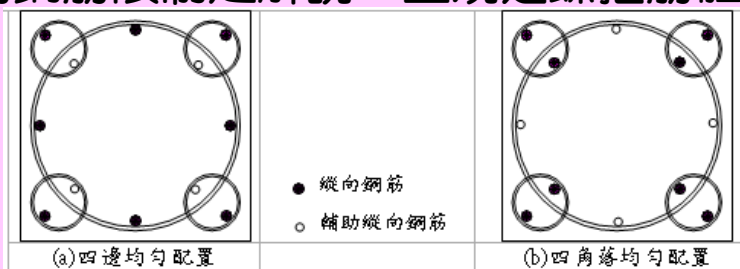


圖 R 3.10.2 多螺箍筋柱主筋配置示意圖

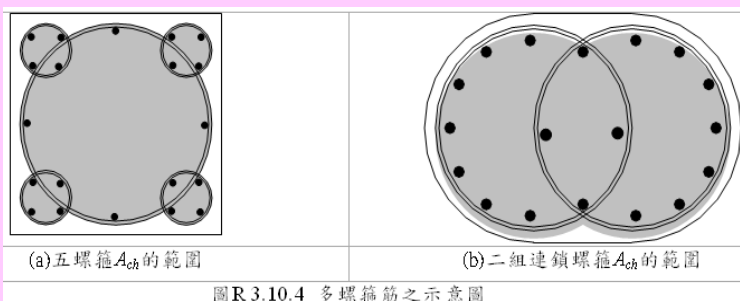


圖 R 3.10.4 多螺箍筋之示意圖

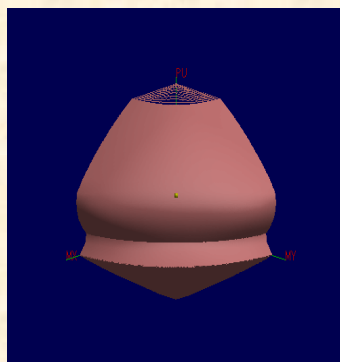
$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (3-8)$$

式中 f_{yt} 為設計採用之值不得大於 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，且螺箍筋採用之 f_{yt} 值若超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，不得使用第 13.9.4.5(1) 節之方式續接。

3.10.4 採用多螺箍筋計算式(3-8)螺箍筋之體積比 ρ_s 時，其中 A_{ch} 應取多螺箍所構成重疊閉合箍筋最外緣以內之構材斷面積。個別螺箍筋所配置之體積比皆不得小於上述算得之螺箍筋體積比 ρ_s 。

柱校核程式使用說明

➤ 雙軸彎曲矩形柱校核程式.Exe使用說明



省略

➤ 雙軸彎曲圓形柱校核程式.Exe使用說明

柱校核程式說明

➤ 按下列步驟下載程式：

1. 自「<http://www.ciche.org.tw/>」進入學會網站
2. 點選「好站連結」選單
3. 點選「混凝土研討會」按鈕
4. 點選「下載區」選單
5. 點選「Download」按鈕，下載程式
6. 解壓縮「Biaxial.zip」程式，成為「Biaxial.Exe」
7. 「Biaxial.Exe」程式無需安裝，即可執行
8. 若需要「Menu」或「其他程式」可比照辦理

省略

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》 第8章 受撓曲與軸力構材之設計

- 例題8-1 矩形柱設計—單軸彎矩橫箍柱
- 例題8-2 矩形柱設計—雙軸彎矩橫箍柱
- 例題8-3 圓形柱設計—單軸彎矩橫箍柱
- 例題8-4 圓形柱設計—雙軸彎矩螺箍柱

省略

第3.11節 受壓構材之長細效應

一、規範條文與解說

3.11 受壓構材之長細效應

3.11.1 除第 3.11.2 節允許者外，受壓構材、束制梁及其他支撐構材，應按二階分析計得之設計彎矩與設計力設計之，分析時並考慮材料之非線性與開裂、構材之彎曲與側傾效應、載重之持續時間、乾縮與潛變、及與基礎之互制作用。

設計圖上構材斷面尺寸與分析時之差異應在 10% 以內，否則應重新分析。分析之程序需經驗證，對超靜定鋼筋混凝土柱之強度預估應與試驗結果相吻合。

3.11.2 承受軸力與彎矩之受壓構材、束制梁及其他支撐構材，若不按第 3.11.1 節設計，應可用第 3.12 節替代之。

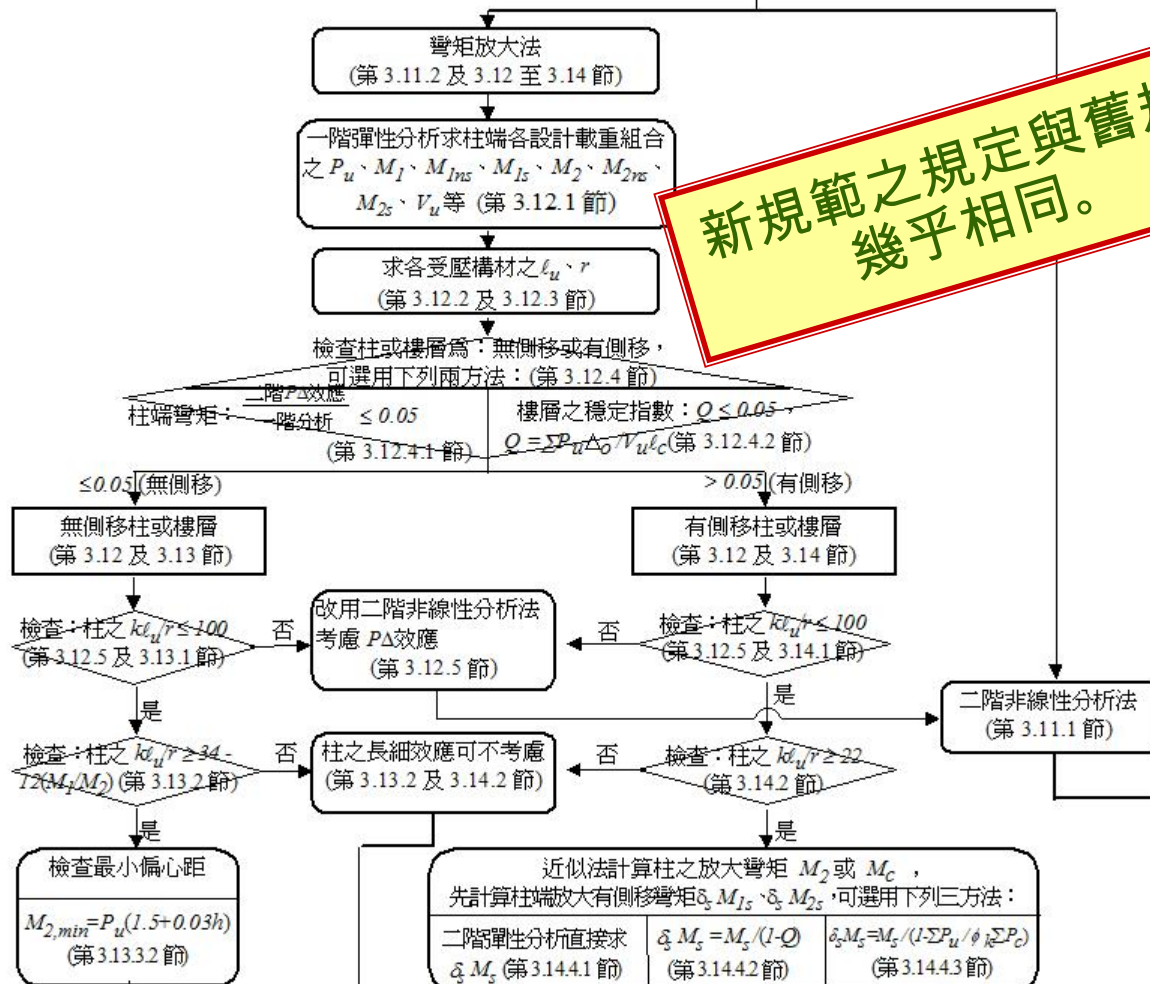
新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

21



第

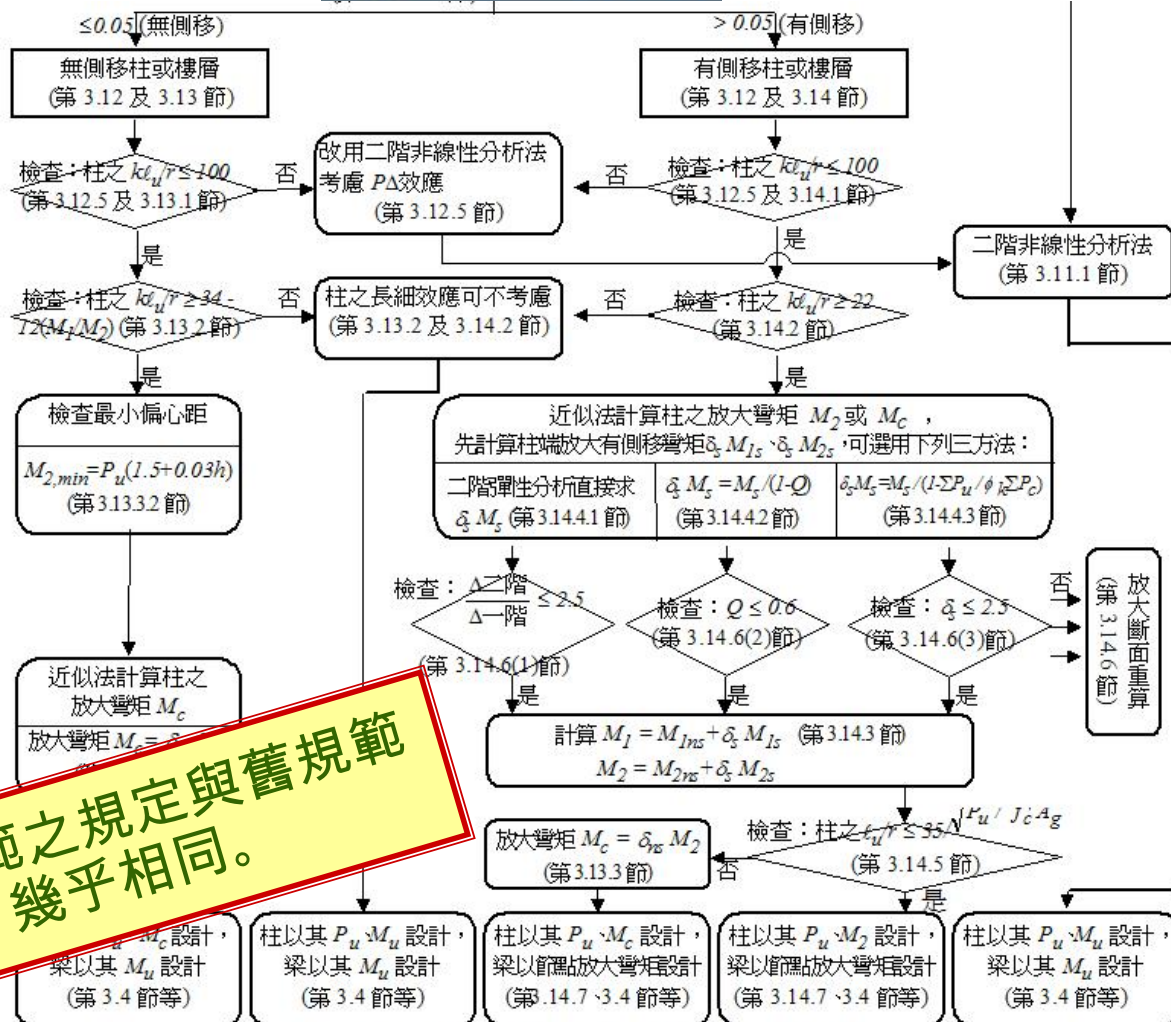
柱之長細效應設計
(第 3.11 至 3.14 節)



新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

主

2



新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

圖R3.11 柱長細效應之建議設計流程

第3.11節 受壓構材之長細效應

3.11~3.14
受壓構材之
長細效應

可不考慮
長細效應

$k l_u / r \leq 34 - 12 M_1 / M_2$
或 $k l_u / r \leq 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)

必須考慮
長細效應

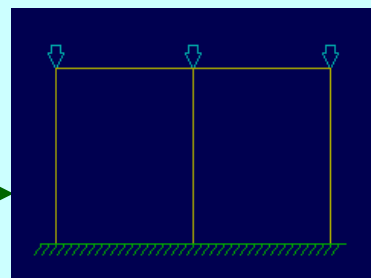
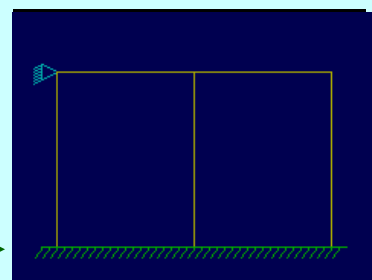
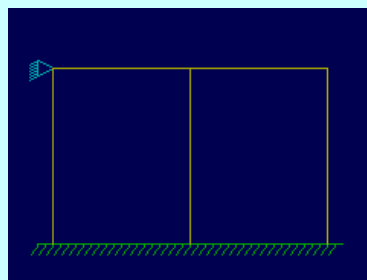
$k l_u / r > 34 - 12 M_1 / M_2$
或 $k l_u / r > 22$
(設計規範 第3.13.2
、 3.14.2節)

無側移長細效應

$Q \leq 0.05$ 或
二階 PΔ / 一階 ≤ 0.05
(設計規範 第3.12.4節)

有側移長細效應

$Q > 0.05$ 或
二階 PΔ / 一階 > 0.05



第3.12節 彎矩放大法－通則

一、規範條文與解說

3.12 彎矩放大法－通則

3.12.1 應可採用一階彈性構架分析法，計算設計軸力 P_u 、設計柱端彎矩 M_1 與 M_2 、及樓層相對變位 Δ_o 。分析時使用之構材斷面性質應考慮軸向載重、構材之開裂範圍、載重持續時間等之影響；構材斷面性質可使用下列各值：

- | | |
|--------------------|------------|
| (1) 彈性模數 E | E_c |
| (2) 斷面積 A | $1.0 A_g$ |
| (3) 慣性矩 I ： | |
| 梁 | $0.35 I_g$ |
| 柱 | $0.70 I_g$ |
| 牆，未開裂 | $0.70 I_g$ |
| 牆，已開裂 | $0.35 I$ |
| 平版 | |

慣性矩遇下列狀況時應除以 $(1 + \beta_d)$ ：

- 承受持續側向載重。
- 依第 3.14.6 節之規定進行穩定校核時。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

25

第3.12節 彎矩放大法－通則

3.12 彎矩放大法－通則（續）

3.12.2 迴轉半徑

受壓構材斷面迴轉半徑 r 應可用混凝土總斷面計算。矩形斷面應可用考慮穩定方向總厚度之 0.30 倍、圓形斷面應可用直徑之 0.25 倍為其 r 值。

3.12.3 受壓構材之無支長度

3.12.3.1 受壓構材之無支長度 ℓ_u 應為樓版、梁或其他在考慮方向有側支能力構材間之淨距。

3.12.3.2 受壓構材如在考慮方向有柱冠或托肩，應依其最低處計算無支長度。

3.12.4 結構物中之柱或樓層須先經判定為『無側移』或『有側移』後，再分別按第 3.13 或 3.14 節規定設計。判定方式如下：

3.12.4.1 柱若考慮二階效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之 5% 無側移。

3.12.4.2 樓層若依下式計得之穩定指數 Q 不超過 0.05

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u \ell_c}$$

式中： P_u = 樓層之設計總垂直力。

V_u = 樓層之設計總剪力。

Δ_o = 樓層承受 V_u 時之一階分析頂與底相對變位。

ℓ_c = 受壓構材之全長，為樓層兩節點之中心距。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

(3-9)

3.12.5 構架內如有任一受壓構材之 kl_u/r 大於 100 時，則該構架應按第 3.11.1 節分析之。

3.12.6 受壓構材兩主軸均受撓曲時，對兩軸之設計彎矩應分別按各該軸束制情形放大之。

第3.13節 彎矩放大法－無側移構架

一、規範條文與解說

3.13 彎矩放大法－無側移構架

3.13.1 無側移構架之受壓構材，其有效長度因數 k ，除經分析證實可用較低值外，應取為 1.0。若需計算 k ，其 E 、 I 值應按第 3.12.1 節之規定。

3.13.2 無側移構架之受壓構材，若合於下列條件，其長細效應可忽略不計：

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3-10)$$

式中 $[34 - 12 \frac{M_1}{M_2}]$ 值不得大於 40。若構材彎成單曲度 M_1/M_2 值為正；構材彎成雙曲度為負。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

第3.13節 彎矩放大法－無側移構架

3.13 彎矩放大法－無側移構架（續）

3.13.3 受壓構材應可按設計軸力 P_u 與經構材彎曲側向變位效應放大後之設計彎矩 M_c 設計之，如下式：

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (3-11)$$

式中

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (3-12)$$

此時 ϕ_k 應取為 0.75； P_c 應取為：

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2}$$

EI 值應取為：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (3-14)$$

或

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (3-15)$$

3.13.3.1 受壓構材若支點間無橫向載重時， C_m 值應按下式計算：

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3-16)$$

式中 M_1/M_2 值依第 3.13.2 節之規定；若支點間有橫向載重時 C_m 值取為 1.0。

3.13.3.2 於式(3-11)中，對每一主軸之 M_2 值，應分別不小於：

$$M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (3-17)$$

式中 1.5 及 h 之單位為 cm ；另於 $M_{2,min}$ 大於 M_2 時，應按下列方式之一決定式(3-16)中之 C_m 值：

(1) 以實際之 M_1/M_2 比值計算 C_m ；或

(2) C_m 取為 1.0。

新規範之規定與舊規範
幾乎相同。

第3.14節 彎矩放大法－有側移構架

3.14 彎矩放大法－有側移構架

3.14.1 受壓構材如有側移，其有效長度因數 k ，應按第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值計得，且不得小於 1.0。

3.14.2 受壓構材若有側移而 $k\ell_u/r$ 小於 22，其長細效應可不計。

3.14.3 受壓構材之兩端設計彎矩 M_1 與 M_2 應計算如下：

$$\begin{aligned} M_1 &= M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \\ M_2 &= M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \end{aligned}$$

式中 $\delta_s M_{1s}$ 與 $\delta_s M_{2s}$ 應依第 3.14.4 節規定計得。

3.14.4 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 之計算

有側移受壓構材之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以下述方式之一計算：

3.14.4.1 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以第 3.12.1 節之規定構材勁度，使用二階彈性分析計得之。

3.14.4.2 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - Q} \geq M_s \quad (3-20)$$

；但若計得之 $\delta_s > 1.5$ 時， $\delta_s M_s$ 應改用第 3.14.4.1 或 3.14.4.3 節計算。

3.14.4.3 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq M_s \quad (3-21)$$

式中 $\sum P_u$ 為一樓層內之總設計垂直力；勁度折減因數 ϕ_k 應取為 0.75； $\sum P_c$ 為該樓層內所有束制側移柱 P_c 之總和， P_c 係以第 3.14.1 節計得之 k 、式(3-14)或式(3-15)計得之 EI 使用式(3-13)求得之。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

第3.14節 彎矩放大法－有側移構架

一、規範條文與解說

3.14 彎矩放大法－有側移構架（續）

3.14.5 如任一有側移受壓構材其：

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

，則應以設計軸力 P_u 及按第 3.13.3

3.14.3 節之規定、 β_d 應依載重組合決

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

新規範對穩定校核之規定已配合第2.4.2節載重組合係數之修正。

3.14.6 應校核含側力之設計重力載重組合作用下之整體結構強度與穩定問題，如下：

- (1) 當依第 3.14.4.1 節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計靜載重、設計活載重及設計側力載重共同作用下，以二階分析計得側移量與一階分析計得側移量之比值不得超過 2.5。
- (2) 當依第 3.14.4.2 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 $\sum P_u$ 計得之 Q 值不得超過 0.6。
- (3) 當依第 3.14.4.3 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 $\sum P_u$ 與 $\sum P_c$ 計得之 δ_s 值必須為正且不得超過 2.5。

以上分析時所用之 β_d 值，應取為最大設計持續軸向載重與最大設計軸向載重之比。

3.14.7 有側移構架之受撓構材應按其端節點所有受壓構材之放大設計彎矩設計之。

說明例：(土木404-96)《混凝土工程設計規範之應用》

第9章 長細效應之設計

- 例題9-1 長細效應，彎矩放大法—無側移柱設計
- 例題9-2 長細效應，彎矩放大法—有側移柱設計

省略

31

第3.15節 支承版系之受軸力構材

一、規範條文與解說

3.15 支承版系之受軸力構材

3.15.1 所有支承第 6.2 節所述版系之受軸力構材，除應按第三章之規定外，並應按第六章之有關規定設計。

3.15.2 若柱之混凝土規定抗壓強度大於版系之混凝土規定抗壓強度之 1.4 倍時，載重之傳遞須用下列方法之一：

3.15.2.1 柱四周柱面外 60 cm 範圍內之版系須用與柱相同規定抗壓強度之混凝土澆置，後澆置之樓版混凝土須依第 13.14 節及「混凝土結構施工規範」之澆置規定，以確保混凝土間之整體性。

3.15.2.2 柱以支承版系較低強度混凝土計算其強度、垂直插接筋與螺箍筋。

3.15.2.3 柱之四邊由約略等深之梁或版側撐者，柱強度計算之混凝土規定抗壓強度應可按柱混凝土強度(以樓版混凝土強度 2.5 倍為上限)之 75% 加上樓版混凝土強度之 35% 計算。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。

32

第3.16節 合成受壓構材

一、規範條文與解說

新規範除符號外，其規定與舊規範幾乎相同。

3.16 合成受壓構材

3.16.1 合成受壓構材係指混凝土受壓構材其縱向以結構型鋼或鋼管(圓形或其他形狀)增加其強度者，並可能配置或不配置縱向鋼筋。

3.16.2 合成受壓構材之強度計算應可按一般鋼筋混凝土之限制條件。

3.16.3 合成構材中分配於混凝土之軸力設計強度須由構材或托架直接承壓傳至合成構材之混凝土。

3.16.4 其他未分配於混凝土之軸力設計強度須以直接連接方式傳至結構型鋼或鋼管。

3.16.5 用於計算合成斷面長細效應之迴轉半徑不得大於下式之值：

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sx}}{0.2E_c A_g + E_s A_{sx}}} \quad (3-23)$$

除有更精確之替代計算外，式(3-13)中之 EI 可採用式(3-15)值或：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (3-24)$$

3.16.6 鋼管內填充混凝土合成構材 • • •

3.16.7 螺箍混凝土鋼心合成構材 • • •

3.16.8 橫箍混凝土鋼心合成構材 • • •

33

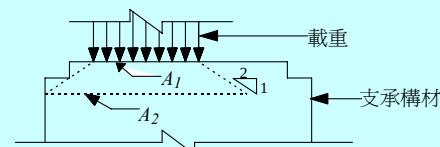
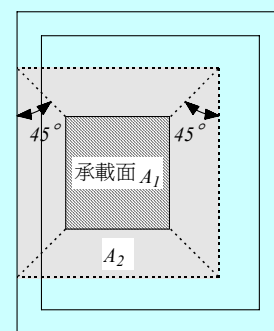
第3.15節 承壓強度

3.17 承壓強度

3.17.1 混凝土之設計承壓強度不得超過 $\phi(0.85f'_c A_1)$ 。若支承構材各邊均大於承載面時，承載面之設計承壓強度應可增至 $\sqrt{A_2/A_1}$ 倍，但不得超過 2 倍。 A_2 取為最大之正截頭角錐體或圓錐體之下底面積。惟該錐體須能完全包容於支承構材內，其上底為承載面 A_1 ，錐面之斜度為垂直 1 水平 2。

3.17.2 第 3.17.1 節不適用於後拉預力之錨定部份。

新規範之規定與舊規範幾乎相同。



圖R3.17 斜坡型或階梯型之 A_2

34



內政部營建署

CONSTRUCTION AND PLANNING
AGENCY MINISTRY OF THE INTERIOR

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(二)

第三章

撓曲與軸力---梁、柱

報告完畢 敬請指教

中國土木水利工程學會 王承順 林炳昌 趙文成



100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(三)

第四章 剪力與扭力

主講人：

胡銘煌 總監(台北)
方一匡 教授(高雄)



時間：10:40 - 11:30

1

剪力與扭力

課程大綱

第四章 剪力與扭力

一、新規範之相關變更章節

二、『剪力與扭力』應用例

【例題10-1】剪力設計

【例題11-2】預鑄邊梁之設計－剪力與扭力
合併作用

【例題14-1】托架之設計

2

一、新規範之相關變更章節

第二章 (分析與設計)

2.3 設計強度之〔第2.3.2節〕

強度折減因數如下：

拉力控制斷面--- 0.90

壓力控制斷面 --- 0.70 (螺箍) ; 0.65 (其他)

剪力及扭力 --- 0.75

壓拉桿模式--- 0.75

2.4 設計載重之〔第2.4.2節〕

設計載重組合如下：

- | | |
|---|---|
| (1) $1.4(D+F)$ | (2) $1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5$
(Lr或S或R) |
| (3) $1.2D+1.6(Lr或S或R)$
+ $(1.0L或0.8W)$ | (4) $1.2D+1.6W+1.0L+0.5$
(Lr或S或R) |
| (5) $1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$ | (6) $0.9D+1.6W+1.6H$ |
| (7) $0.9D+1.0E+1.6H$ | |

3

一、新規範之相關變更章節

第三章(撓曲與軸力)

3.3 設計基本假設之(第3.3.1節)

鋼筋及混凝土之應變與其至中性之距離成正比；但第3.8.1節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析；或使用第3.8、4.9節或附篇A之壓拉桿模式設計。

3.8 深梁之(第3.8.1節)

深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

- (1) 淨跨 l_n 不大於4倍梁總深；或
 - (2) 集中載重作用區與支承面之距離小於2倍梁總深。
- 深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇A設計
(見第4.9.1、5.11.6節)；橫向屈曲必須考慮。

4

一、新規範之相關變更章節

第四章(剪力與扭力)

4.2 剪力強度之(第4.2.1節)

除構材依附篇A設計外，斷面承受剪力之設計應依據：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4-1)$$

式中 V_u 為在所考慮斷面上之設計剪力。而 V_n 則為依下式計算之剪力計算強度

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-2)$$

式中 V_c 應依第4.4、4.5或4.13節之規定計算。

V_s 應依第4.6.7、4.11.9或4.13節之規定計算。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.2 剪力強度之(第4.2.2節)

本章中所用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過 26.5 kgf/cm^2 ，但鋼筋混凝土或預力混凝土梁及柵版構造之剪力鋼筋量，若符合第4.6.6.3、4.6.6.4或4.7.6.2節規定之最少剪力鋼筋量，計算 V_c 、 V_{ci} 及 V_{cw} 值之 $\sqrt{f'_c}$ 可大於 26.5 kgf/cm^2 。

4.4 非預力構材之混凝土剪力計算強度之(第4.4.1節)

除依第4.4.2節規定作較詳細計算外，剪力計算強度 V_c 應按4.4.1.1至4.4.1.3節之規定。其中4.1.1.1規定僅受剪力及撓曲之構材為

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-3)$$

4.4 非預力構材之混凝土剪力計算強度之(第4.4.3節)

圓形斷面構材計算 V_c 所用之面積應取混凝土斷面之直徑與有效深度之乘積。其有效深度可取0.8乘混凝土斷面之直徑。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.6 剪力鋼筋之設計之(第4.6.6節 最少剪力鋼筋量)

4.6.6.1 鋼筋混凝土與預力混凝土受撓構材，除版及基腳等外，於 $V_u > \phi V_c/2$ 處均須配置規定之最少剪力鋼筋量。

4.6.6.3 若依第4.7.1節規定可不計扭力影響，則按第4.6.6.1節之規定，或因強度需要配置剪力鋼筋時，其非預力及預力(除第4.6.6.4節規定者外)構材最少剪力鋼筋量須為

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-13)$$

但 $A_{v,min}$ 不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

4.6.6.4 預力構材之有效預力不小於撓曲鋼筋總拉力強度之40%時，其規定最少剪力鋼筋量可由式(4-13)及式(4-14)計算，取其小者。

$$A_{v,min} = \frac{A_{ps} f_{pu} s}{80 f_{yt} d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (4-14)$$

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.6 剪力鋼筋之設計之(第4.6.7節 剪力鋼筋之剪力計算強度)

4.6.7.2 剪力鋼筋為垂直肋筋時

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4-15)$$

4.6.7.3 當剪力鋼筋採用圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋時， V_s 應採用式(4-15)計算，但式中 d 值應採用第4.4.3節規定之有效深度， A_v 取圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋斷面積之二倍， s 為平行縱向鋼筋鋼筋方向之間距， f_{yt} 為圓箍筋，圓閉合箍筋或螺箍筋之規定降伏強度。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.7 扭力設計之(4.7.1 扭力設計之界限)

若設計扭矩 T_u 小於下式，則可不計扭力之影響：

(1) 非預力構材

$$\phi \left(0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right)$$

(2) 預力構材

$$\phi \left(0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{106 \sqrt{f'_c}}} \right)$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力

$$\phi \left(0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

對於有翼緣之單獨構材及與版整體澆築之T形梁而言，其計算 A_{cp} 及 p_{cp} 時所用之翼緣寬度須符合第6.3.4節之規定，但若T梁之 $\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}}$ 值小於同一梁不計翼緣時之值，則其翼緣應不計入。構材為中空斷面時，第4.7.1節之 A_{cp} 應以 A_g 取代。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.7.2 計算設計扭矩：4.7.2.2 超靜定結構，因開裂後其內力再分配使構材之扭矩減少時，最大設計扭矩 T_u 可減為：

(1) 非預力構材，於第 4.7.2.4 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right]$$

(2) 預力構材，於第 4.7.2.5 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f'_c}}} \right]$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力者：

$$\phi \left(1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right)$$

在上述情況下，各相連構材應以再分配後之彎矩及剪力設計之。

空心斷面時， A_g 不得取代第4.7.2節之 A_{cp} 。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.7.3 扭矩強度

4.7.3.5 扭力所需鋼筋應由下式決定：

$$\phi T_n \geq T_u \quad (4-20)$$

4.7.3.6 扭力橫向鋼筋之設計，應依據：

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (4-21)$$

式中 A_o 須由分析決定或等於 $0.85A_{oh}$ 。

θ 不可小於 30° 亦不得大於 60° 。RC， $\theta = 45^\circ$

4.7.3.7 扭力縱向鋼筋不得小於：

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (4-22)$$

式中 θ 應與式(4-21)所取用者相同，而 A_t/s 須取式(4-21)且未經第4.7.5.2或4.7.5.3節修正之計算值。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.7.5 最少扭力鋼筋量

4.7.5.1 設計扭矩 T_u 大於第4.7.1節規定值處，均須配置最少扭力鋼筋量。

4.7.5.2 依第4.7.5.1節之規定須配置扭力鋼筋時，最少橫向閉合肋筋量應按下式計算：

$$(A_v + 2A_t) = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-23)$$

但不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$ 。

4.7.5.3 依第4.7.5.1節之規定須配置扭力鋼筋時，縱向扭力鋼筋總和之最少量應按下式計算：

$$A_{\ell, min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s} \right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (4-24)$$

式中， A_t/s 不可小於 $1.75b_w / f_{yt}$ 。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.9 深梁之(第4.9.1節)

符合第3.8節規定之深梁，其剪力設計應依本節規定，受拉鋼筋之錨定應依第5.11.6節之規定。

4.9 深梁之(第4.9.2 - 4.9.5節)分別如下：

深梁之計算剪力強度 V_n 不得超過 $2.65\sqrt{f'_c}b_wd$ 。
垂直剪力鋼筋面積 A_v 不得小於 $0.0025b_ws$ ， s 不得大於 $d/5$ 或 $30cm$

水平剪力鋼筋面積 A_{vh} 不得小於 $0.0015b_ws_2$ ， s_2 不得大於 $d/5$ 或 $30cm$ 。

附篇A4.3節之配筋規定可取代第4.9.3節及第4.9.4節之最少水平及垂直剪力鋼筋規定。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

4.10 托架之特殊規定(第4.10.1節)

剪力跨度與深度比 a_v/d 小於2之托架應可依附篇A 設計。

剪力跨度與深度比 a_v/d 不大於1，且承受之水平設計拉力 N_{uc} 不大於 V_u ，應可依第4.10.3節及第4.10.4節設計。

4.11 牆之特殊規定(第4.11.1節)

垂直於牆面之剪力，應依第4.13節版之規定設計；平行於牆面之水平剪力，應依第4.11.2至4.11.9節之規定設計。若牆之高度與長度之比值不大於2 時，牆之水平剪力亦可依附篇A及第4.11.9. 2節至第4.11.9.5節之規定設計。

一、新規範之相關變更章節

第四章 剪力與扭力

5.11 受撓鋼筋之伸展通則(第5.11.6節)

受撓構材若其鋼筋應力不與彎矩成正比，如斜坡基腳、階式基腳、托架、深梁或受拉鋼筋與混凝土受壓面不平行之構材，其受拉鋼筋之端部應有適當之錨定。深梁鋼筋端部之錨定應符合第5.12.4節及5.13.4節之規定。

5.12 正彎矩鋼筋之伸展(第5.12.4節)

深梁之正彎矩鋼筋在簡支承處須延伸過支承面予以錨定，使其能再支承面承受降伏應力 f_y 。正彎矩鋼筋於深梁內支承處須與鄰跨鋼筋連續或續接。

5.13 負彎矩鋼筋之伸展(第5.13.4節)

深梁內支承處之負彎矩鋼筋須與鄰跨之鋼筋連續。

二、『剪力與扭力』應用例

【例題10-1】剪力設計

【例題10-1】剪力設計—構材僅承受剪力及撓曲

【已知】簡支梁，跨徑 $\ell = 9\text{ m}$

斷面尺寸： $b_w = 35\text{ cm}$ ， $d = 50\text{ cm}$

材料強度： $f'_c = 210\text{ kgf/cm}^2$ ， $f_{yt} = 2,800\text{ kgf/cm}^2$

設計載重： $w_u = 6.7\text{ tf/m}$ ，垂直載重均勻分佈

【求】垂直U形肋筋之尺寸及間距

計算及討論：

本題為求簡化，活載重假設為固定，故跨徑中央之剪力為零
(若考慮活載重僅加載於跨徑之一部份，則設計剪力大於零)

1. 計算設計剪力 V_u

支承點： $V_u = 6.7 \times 9 / 2 = 30.15\text{ tf}$

距支承點： $V_u = 30.15 - 6.7 \times (\frac{50}{100}) = 26.80\text{ tf}$

2. 計算混凝土承擔之剪力強度 ϕV_c

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$= 0.75 \times (0.53) \sqrt{210} \times (35) \times (50) / 1000 = 10.08 \text{ tf}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{26.8 - 10.08}{0.75} = 22.29 \leq 2.12 \sqrt{f'_c} b_w d = 53.76 \text{ tf}$$

，斷面不用加大

3. 計算混凝土可承擔全部剪力之斷面，距支承距離 x_c 。從下圖中，得 $(4.5 - x_c) / 4.5 = \phi V_c / V_u$ @ 支承點

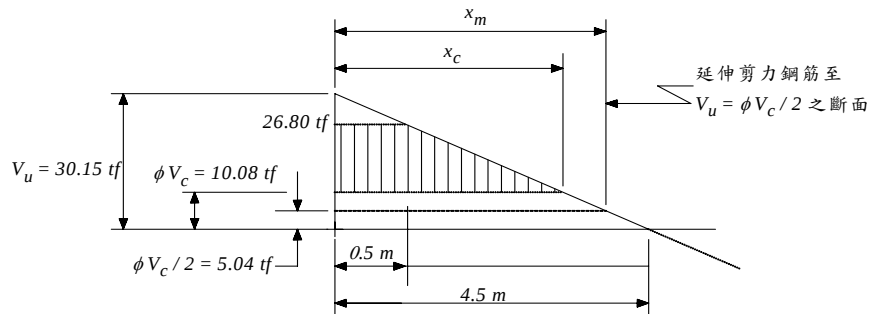
$$\therefore x_c = 4.5 \times \left[1 - (\phi V_c / V_u) \right] = 4.5 \times \left[1 - \left(\frac{10.08}{30.15} \right) \right] = 3.00 \text{ m}$$

4. 計算須配置最少量剪力鋼筋之斷面，距支承距離 x_m

(即 $V_u = \phi V_c / 2$ 之點)

$$\phi V_c / 2 = 10.08 / 2 = 5.04 \text{ tf}$$

$$x_m = 4.5 \times \left[1 - \left(\frac{5.04}{30.15} \right) \right] = 3.75 \text{ m}$$



5. 計算 U 形肋筋之間距

$$s = \phi A_v f_{yt} d / (V_u - \phi V_c)$$

設採用 D13 之 U 形肋筋 ($A_v = 1.27 \times 2 = 2.54 \text{ cm}^2$)

距支承 d 點：

$$s = 0.75 \times (2.54) \times 2,800 \times (50) / [(26.8 - 10.08) \times 1,000] = 15.95 \text{ cm}$$

實際肋筋配置採用 15 cm

因 $(V_u - \phi V_c)$ 由 $x = d$ 至 $x = x_c$ 間呈線形，且肋筋間距與 $(V_u - \phi V_c)$ 成反比，故任何斷面之肋筋間距皆可由 $x = d$ 處之肋筋間距求得

舉例而言，在距支承 d 點及 x_c 點之中間斷面，亦即距支承 x 點，

$$x = 50 + [(300 - 50) / 2] = 175 \text{ cm}$$

$$\text{其 } s = 16.75 / (1 / 2) = 33.5 \text{ cm}$$

6. 校核肋筋最大間距 $s_{(max)}$

因 $V_s = 22.29 \text{ tf} < 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d = 26.88 \text{ tf}$ ，間距不須減半

$$(1) \text{垂直肋筋之最大間距 } s_{(max)} \leq \frac{d}{2} = 25 \text{ cm}$$

或

$$s_{(max)} \leq 60 \text{ cm}$$

(2)最少量剪力鋼筋規定之 $s_{(max)}$

$$s_{(max)} \leq \frac{A_v f_{yt}}{0.2 \sqrt{f'_c} \times b_w} = 2.54 \times (2800) / [(0.2) \times (\sqrt{210}) \times (35)] = 70.1 \text{ cm}$$

$$\text{或 } s_{(max)} \leq A_v f_{yt} (3.5 b_w)$$

$$s_{(max)} = 2.54 \times (2800) / [(3.5) \times (35)] = 58.06 \text{ cm}$$

$$\therefore s_{(max)} = \min(25, 60, 70.1, 58.06) = 25 \text{ cm}$$

7. 肋筋配置

決定 D13 肋筋間距採 25cm 時，距支承之最少距離 X

設距支承 X 之設計剪力 V_u ，則

$$V_u - \phi V_c = \phi (A_v f_{yt} d / s)$$

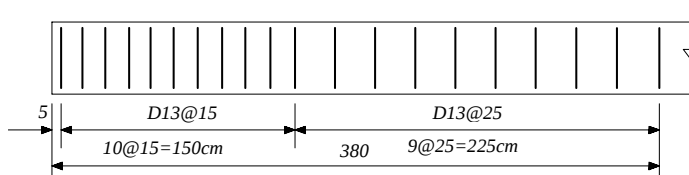
$$V_u - 10.08 = 0.75 \times 1.27 \times 2 \times 2,800 \times 50 / 25 / 1,000$$

$$V_u = 10.08 + 10.67 = 20.75 \text{ tf}$$

$$X = \frac{30.15 - 20.75}{6.7} = 1.40 \text{ m}$$

實際肋筋配置至 1.55m，大於 1.40 m

肋筋配置如下：

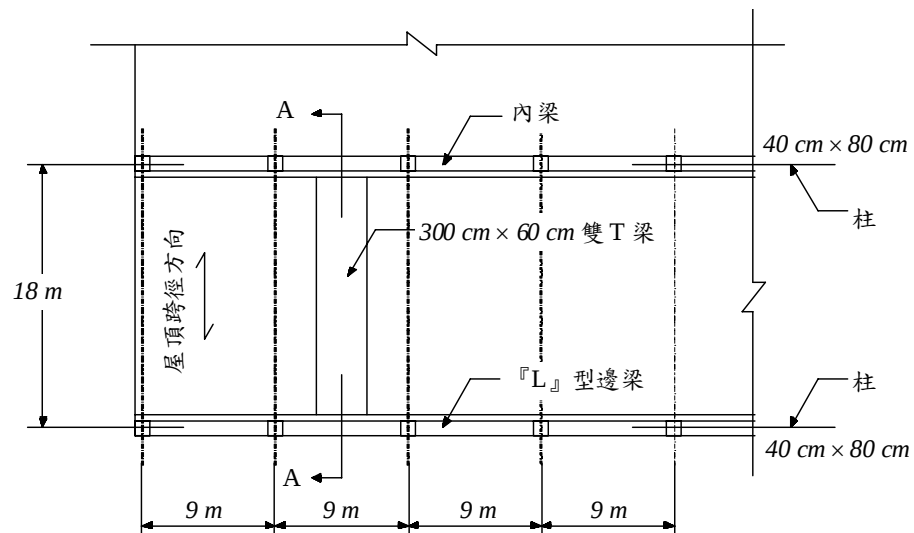


二、『剪力與扭力』應用例

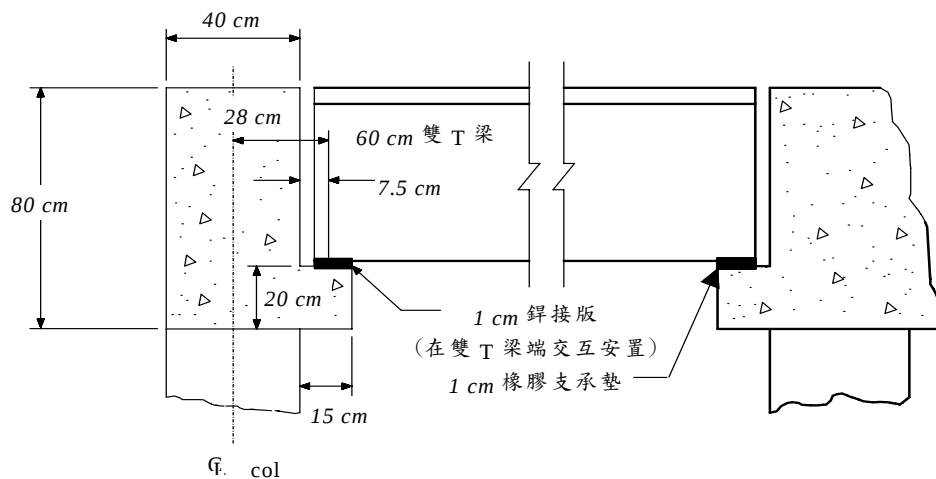
【例題11-2】預鑄邊梁之設計－剪力與扭力合併作用

【例題 11-2】預鑄邊梁之設計－剪力與扭力合併作用

【已知】有一屋面結構見下圖，由雙 T 梁簡支於邊梁之突出部份構成。邊梁與柱相接以傳遞扭力；惟邊梁之間未設計為連續接頭。



預鑄屋頂系統之部份平面



構材斷面尺寸：邊梁 $40\text{ cm} \times 80\text{ cm}$

突出部 $15\text{ cm} \times 20\text{ cm}$

雙 T 梁 $300\text{ cm} \times 60\text{ cm}$

柱 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$

材料強度： $f'_c = 350\text{ kgf/cm}^2$ $f_{yt} = 4,200\text{ kgf/cm}^2$

載重：活載重 $= 150\text{ kgf/m}^2$ 靜載重 $= 310\text{ kgf/m}^2$

(雙 T 梁+隔音+屋面處理)

【求】 預鑄邊梁之設計

21

1. 計算設計載重 M_u ， V_u 及 T_u

$$\text{靜載重 } w_d = 0.31 \times 18 / 2 + (0.4 \times 0.8 + 0.15 \times 0.2) \times 2.4 \\ = 2.79 + 0.84 = 3.63\text{ tf/m}$$

$$\text{活載重 } w_l = 0.15 \times 18 / 2 = 1.35\text{ tf/m}$$

$$\text{設計載重 } U = 1.2 \times 3.63 + 1.6 \times 1.35 = 6.516\text{ tf/m}$$

式(2-1)

$$\text{計算跨徑中央之 } M_u = \frac{6.516 \times 9^2}{8} = 65.97\text{ tf-m}$$

$$\text{計算端點剪力 } V_u = 6.516 \times 9 / 2 = 29.32\text{ tf}$$

$$\text{計算扭矩之設計載重 } = 1.2 \times 2.79 + 1.6 \times 1.35 = 5.508\text{ tf/m}$$

$$\text{設計扭矩 } T_u = 5.508 \times 9 / 2 \times 0.275 = 6.816\text{ tf-m}$$

$$\text{臨界斷面距支承面 } d。 \text{ 假設 } d = 80 - 6.5 = 73.5\text{ cm}$$

第4.7.2.4節

$$\text{則臨界斷面距柱心 } 73.5 + 20 = 93.5\text{ cm}$$

$$\text{在臨界斷面：(距柱跨徑中央 } 4.5 - 0.935 = 3.565\text{ m)}$$

第4.2.3.1節

$$V_u = 29.32 \times \frac{3.565}{4.5} = 23.23\text{ tf}$$

$$T_u = 6.816 \times \frac{3.565}{4.5} = 5.40\text{ tf-m}$$

邊梁承受之扭力為維持平衡所需，設計扭矩不能減少。

22

2. 校核是否可不計扭力之影響

$$\text{若 } T_u > \phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right]$$

則可不計扭力之影響

$$\phi = 0.75$$

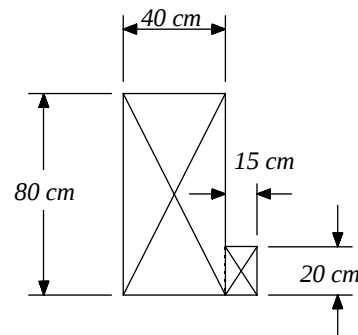
$$A_{cp} = (40)(80) + (15 \times 20) = 3,500 \text{ cm}^2$$

$$p_{cp} = 2(40+80) + 2(15) = 270 \text{ cm}$$

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{p_{cp}} \right) \right] = 0.75 \left[0.265 \sqrt{350} \left(\frac{3,500^2}{270} \right) \right]$$

$$= 1.687 \times 10^5 \text{ kgf-cm} = 1.687 \text{ tf-m} < 5.40 \text{ tf-m}$$

須考慮扭力之影響



3. 計算扭力所需閉合肋筋面積

扭力所需鋼筋由下式決定：

$$\phi T_n \geq T_u$$

式(4-20)

其中

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta$$

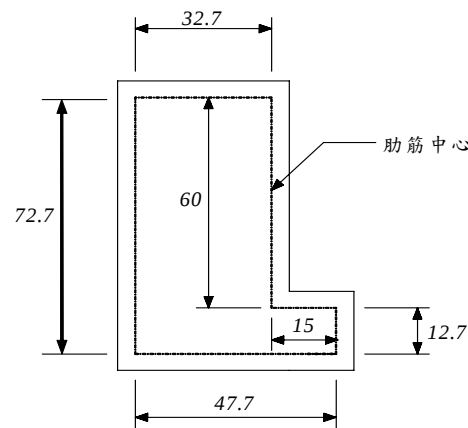
式(4-21)

$$A_o = 0.85A_{oh}$$

假設該預鑄外露邊梁之保護層 3 cm，採 D13 肋筋

$$A_{oh} = (32.7)(72.7) + (15)(12.7) = 2,567.8 \text{ cm}^2$$

$$A_o = 0.85(2,567.8) = 2,182.6 \text{ cm}^2$$



用於非預力構材時， $\theta = 45^\circ$

代入式(4-20)及式(4-21)得

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T_u}{2\phi A_o f_{yt} \cot \theta}$$

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(5.40)(10^5)}{2(0.75)(2,182.6)(4,200)(1.0)} = 0.0393 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{肢}$$

第 4.7.3.6 節

4. 計算剪力所需肋筋面積

式(4-3)

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd = 0.53\sqrt{350}(40)(73.5)/1,000 = 29.2 \text{ tf}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{23.23}{0.75} - 29.2 = 1.8 \text{ tf}$$

式(4-1)

式(4-2)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} = \frac{1.8 \times 10^3}{4,200(73.5)} = 0.006 \text{ cm}^2/\text{cm}/2\text{肢}$$

5. 計算剪力與扭力合併作用下所需之肋筋

第 4.7.3.8 節

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} = 0.0393 + \frac{0.006}{2} = 0.0453 \text{ cm}^2/\text{cm}/\text{肢}$$

$$\text{選用 } D10 \text{ 肋筋, } s = \frac{0.713}{0.0453} = 15.7 \text{ cm}$$

採用最小間距 $s = 15 \text{ cm}$

6. 採用最大肋筋間距

扭力：

第 4.7.6 節

肋筋間距不得大於 $p_h/8$ 或 30 cm

$$p_h = 2(32.7 + 72.7) + 2(15) = 240.8 \text{ cm}$$

$$\frac{p_h}{8} = \frac{240.8}{8} = 30.1 \text{ cm}$$

剪力：

第 4.6.4.1 節

肋筋間距不得大於 $\frac{d}{2}$ 或 60 cm

$$\frac{d}{2} = \frac{74}{2} = 37.0 \text{ cm}$$

故採用最小間距 15 cm 及最大間距 30 cm

7. 校核最少肋筋

式(4-23)

$$(A_v + 2A_t) = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_ws}{f_{yt}} = 0.2\sqrt{350} \frac{(40)(30)}{4,200} = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{所配置之肋筋面積} = 2 \times (0.713) = 1.426 \text{ cm}^2 > 1.07 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

8. 決定肋筋之縱向配置

因剪力與扭力在跨徑中央為零，且其值呈線性增加，至臨界斷面為最大，故肋筋最大間距之位置可按比例決定如下：

$$\frac{s(\text{臨界斷面})}{s(\text{最大間距})} \times (3.565) = \frac{15}{30} (3.565) = 1.7825 \text{ m} = 178.25 \text{ cm}$$

採用距中央 168.5 cm ，因 $7.5 + 12(15) = 187.5 \text{ cm}$

$356 - 187.5 = 168.5 \text{ cm}$ ，恰好。

9. 校核斷面尺寸

第 4.7.3.1 節
式(4-18)

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right)$$

$$\sqrt{\left(\frac{23.23 \times 10^3}{(40)(73.5)}\right)^2 + \left(\frac{5.40 \times 10^5 (240.8)}{1.7 (2,567.8)^2}\right)^2} = 14.04 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right) = 2.65 \sqrt{f'_c} = 0.75 (2.65 \sqrt{350})$$

$$= 37.18 \text{ kgf/cm}^2 > 14.04 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{OK}$$

10. 計算扭力縱向鋼筋

式(4-22)

$$A_\ell = \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y}\right) \cot \theta$$

$$A_\ell = (0.0393)(240.8) \left(\frac{4,200}{4,200}\right) (1.0) = 9.46 \text{ cm}^2$$

校核扭力縱向鋼筋之最少量：

式(4-24)

$$A_{\ell, \min} = \frac{1.33 \sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y}$$

式中 A_t/s 不可小於 $1.75 b_w / f_{yt}$

$$1.75 \frac{b_w}{f_{yt}} = \frac{1.75 \times 40}{4,200} = 0.0167 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{\ell, \min} = \frac{1.33 \sqrt{350} (3,500)}{4,200} - 0.0393 (240.8)$$

$$= 11.27 \text{ cm}^2 \quad \text{控制}$$

扭力縱向鋼筋須分佈於閉合肋筋四周，間距不得大於 30 cm。縱向鋼筋須置於肋筋內，肋筋之各角，必置有至少一根縱向鋼筋。

選用 10-D13 鋼筋， $A_s = 1.27 \times 10 = 12.7 \text{ cm}^2 > 11.27 \text{ cm}^2$ OK

11. 縱向鋼筋之合併

10-D13 扭力縱向鋼筋中，有二根須與邊梁的受撓鋼筋合併。本例未列下緣托架配筋設計，托架設計參見第 4.10 節。又假設為受拉控制斷面， $\phi=0.9$ ，

邊梁跨徑中央所需之受撓鋼筋計算如下：

$$\omega = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{\frac{1}{2} 0.85 f'_c b d^2}}\right)$$

$$= 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{65.97 \times 10^5 / 0.9}{\frac{1}{2} 0.85 (350)(40)(7)^2}}\right) = 0.1032$$

$$A_s = \frac{\omega f'_c b d}{f_y} = \frac{0.1032 (350)(40)(73.5)}{4,200} = 25.3 \text{ cm}^2$$

在跨徑中央，扭力縱向鋼筋中之(2/10)與受撓鋼筋合併。

$$\left(\frac{2}{10}\right)(11.27) + 25.3 = 27.55 \text{ cm}^2$$

在跨徑兩端(受撓鋼筋有三分之一延伸)

$$\left(\frac{2}{10}\right)(11.27) + \frac{25.3}{3} = 10.69 \text{ cm}^2$$

跨徑中央配置 4-D32 鋼筋 $A_s = 32.68 \text{ cm}^2 > 27.55 \text{ cm}^2$

延伸 2-D32 鋼筋至兩端 $A_s = 16.34 \text{ cm}^2 > 10.69 \text{ cm}^2$

計算 $\varepsilon_t = 0.0153 > 0.005$ ，因此確為受拉控制斷面， $\phi = 0.9$

注意縱向鋼筋須有足夠之錨定。

12. 校核梁肋筋用作下緣『懸吊』時所需之面積

雙 T 梁二肢腹版中，一枝之反力(雙 T 梁 3 m 寬，每肢分擔 1.5 m)

$$R_u = [1.2(2.79) + 1.6(1.35)]1.5 = 8.262 \text{ t/肢}$$

$$A_v(\text{托架有效寬內}) = \frac{R_u}{\phi f_{yt}} = \frac{8.262 \times 1000}{0.75(4200)} = 2.623 \text{ cm}^2 / \text{肢}$$

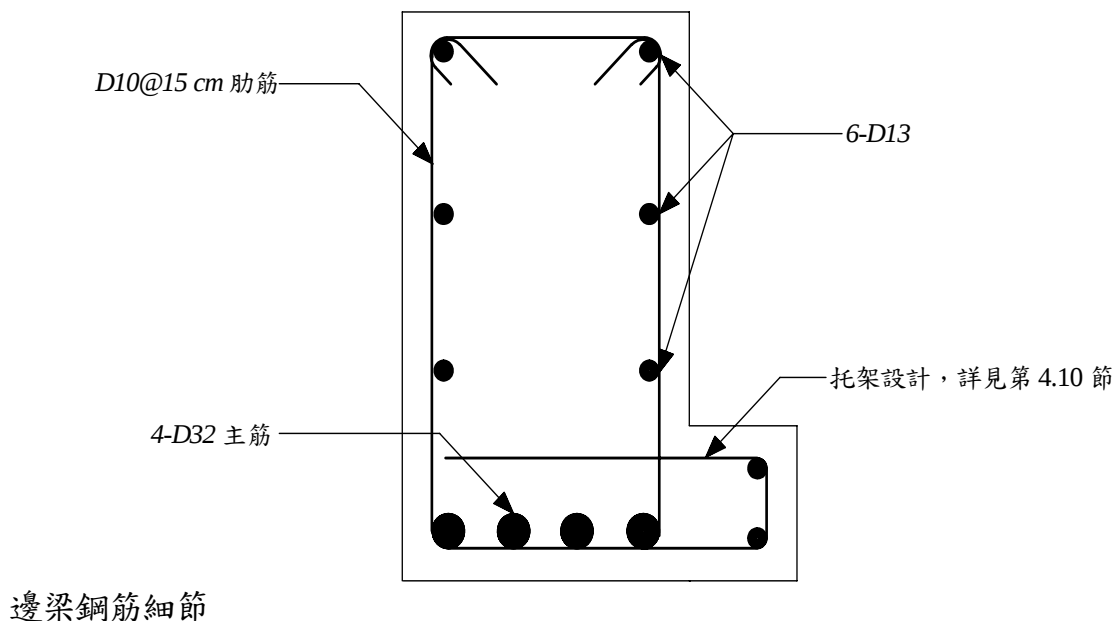
托架有效寬度用作懸吊力之分佈，可參考其他文獻。本例假設托架承載尺寸 $b_e = 66 \text{ cm}$ ，則

$$\frac{A_v}{s} = \frac{2.623}{66} = 0.0397 \text{ cm}^2 / \text{cm}$$

$$\text{選用 } D10 \text{ 肋筋， } s_{\max} = \frac{0.713}{0.0397} = 18.0 \text{ cm}$$

在步驟 6 採用之 D10 肋筋間距 15 cm 應全跨採用用作懸吊。

同本例步驟 6 計得之 D10@15 cm 肋筋須配置於托架全跨徑，俾用作『懸吊』鋼筋，參閱邊梁鋼筋細節圖如下：

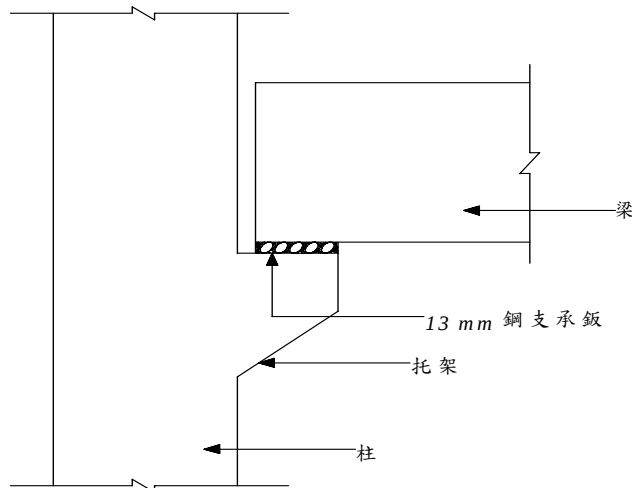


二、『剪力與扭力』應用例

【例題14-1】托架之設計

【例題14-1】托架之設計

【已知】有一托架，從35 cm方柱一側突出以支撐一梁，見下圖。因潛變及乾縮產生之水平力為9 tf。



材料強度： $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ (常重)
 $f_{yt} = f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$
 梁之反力： $DL = 12 \text{ tf}$
 $LL = 17 \text{ tf}$
 $T = 9 \text{ tf}$

【求】托架之斷面及配筋設計

31

1. 決定鋼支承板之尺寸：

$$V_u = 1.2(12) + 1.6(17) = 41.6 \text{ tf}$$

$$V_u \leq \phi P_{nb} = \phi(0.85f'_c A_1); A_1 \text{ 為鋼支承板之面積}$$

第3.17.1節

$$41.6 = 0.65(0.85 \times 350 \times A_1 / 1,000) = 0.1934 A_1$$

$$A_1 = 215.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{假設鋼支承板之寬度} = 35 \text{ cm}, \text{則支承板長度} = \frac{215.1}{35} = 6.15 \text{ cm}$$

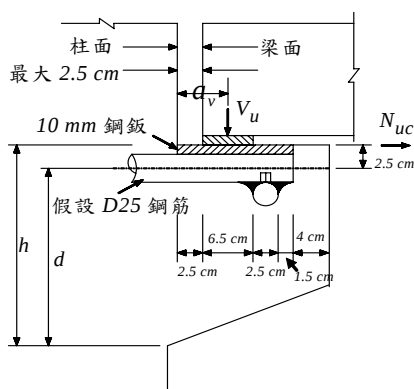
採用 $6.5 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}$ 支承板

2. 計算剪力跨度 a_v

梁端距柱面最大值為 2.5 cm ，設該值為 2.5 cm 。

假設梁之反力在支承板三分之一點(因支承板下之應力分佈成三角形，梁端

為零)，則 $a_v = \frac{2}{3}(6.5) + 2.5 = 6.83 \text{ cm}$ 採用 $a_v = 7.5 \text{ cm}$ (最大)



32

3. 計算托架之深度

第4.10.3.2.1節

$$V_n \leq 0.2f'_c b_w d \text{ 及 } 56b_w d$$

$$0.2f'_c = 0.2 \times 350 = 70, V_n = 56b_w d \text{ (控制)}$$

$$V_u \leq \phi V_n = \phi (56b_w d)$$

$$d = \frac{41.6 \times 1,000}{0.75(56 \times 35)} = 28.3 \text{ cm}$$

假設 D25 鋼筋，10 mm 鋼鈑加上容許差，

$$h = 28.3 + 2.5 = 30.8 \text{ cm 採用 } h = 31 \text{ cm}$$

$$\text{重算 } d = 31 \text{ cm} - 2.5 = 28.5 \text{ cm}$$

$$\frac{a_v}{d} = \frac{7.5}{28.5} = 0.263 < 1 \quad \text{OK}$$

第4.10.1節

$$\text{且 } N_{uc} = 1.6 \times 9 = 14.4 \text{ tf (視為活載重)}$$

$$N_{uc} < V_u = 41.6 \text{ tf} \quad \text{OK}$$

4. 計算剪力摩擦鋼筋 A_{vf}

第4.10.3.2節

第4.8.4.1節

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_{yt} \mu} = \frac{41.6 \times 1,000}{0.75(4200)(1.4 \times 1)} = 9.43 \text{ cm}^2$$

5. 計算直接拉力鋼筋 A_n

第4.10.3.4節

第4.10.3.1節

$$N_{uc} = 14.4 \text{ tf} \geq 0.2V_u = 0.2 \times 41.6 = 8.32 \text{ tf}$$

$$A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y} = \frac{14.4 \times 1,000}{0.75(4,200)} = 4.57 \text{ cm}^2$$

6. 計算受撓鋼筋 A_f

第4.10.3.3節

$$M_u = V_n a_v + N_{uc}(h - d)$$

$$= 41.6 \left(\frac{7.5}{100} \right) + 14.4 \left(\frac{31 - 28.5}{100} \right)$$

$$= 3.48 \text{ tf-m}$$

$$\omega = 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_u / \phi}{\frac{1}{2} 0.85 f'_c b d^2}} \right)$$

$$= 0.85 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{3.48 \times 10^5 / 0.75}{\frac{1}{2} \times 0.85 \times 350 \times 35 \times 28.5 \times 28.5}} \right)$$

$$= 0.047$$

$$A_f = 0.047 \times \frac{350}{4,200} \times 35 \times 28.5$$

$$= 3.9 \text{ cm}^2$$

注意上述全部計算，採 $\phi = 0.75$

7. 計算主拉力鋼筋 A_{sc}

第4.10.3.5節

$$\frac{2}{3}A_f = \frac{2}{3}(9.43) = 6.29 \text{ cm}^2 > A_f = 3.9 \text{ cm}^2$$

故 $\frac{2}{3}A_f$ 控制

$$A_{sc} = \frac{2}{3}A_f + A_n = 6.29 + 4.57 = 10.86 \text{ cm}^2$$

選用 3-D25, $A_{sc} = 5.07 \times 3 = 15.21 \text{ cm}^2$

校核最少鋼筋量：

第4.10.5節

$$\rho_{min} = 0.04\left(\frac{f'_c}{f_y}\right) = 0.04\left(\frac{350}{4,200}\right) = 0.0033$$

$$A_{sc(min)} = 0.0033(35)(28.5) = 3.29 \text{ cm}^2 < 15.21 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

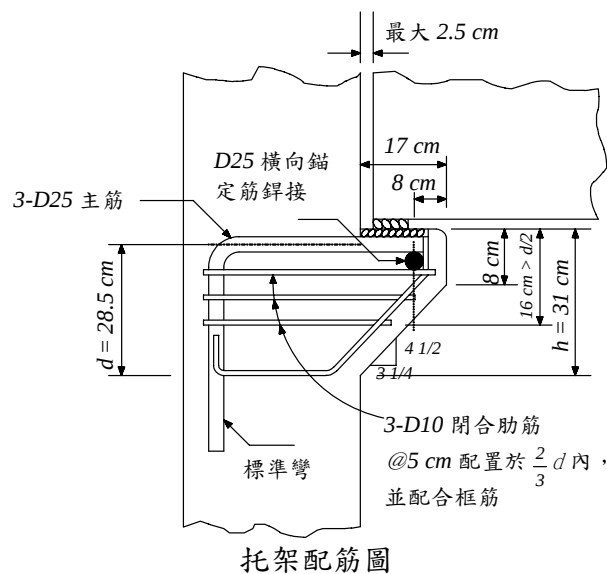
8. 計算剪力鋼筋 A_h

第4.10.4節

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) = 0.5(10.86 - 4.57) = 3.145 \text{ cm}^2$$

採用 3-D10 閉合肋筋, $A_h = (0.713 \times 2) 3 = 4.3 \text{ cm}^2 > 3.145 \text{ cm}^2$

將肋筋配筋於靠近的 $\frac{2}{3}d$ 內, 托架配筋, 見下圖





100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(三)

第四章 剪力與扭力

報告完畢 敬請指教

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範 (四)
第五章 鋼筋之伸展與續接
第十三章 設計細則

主講人：

陳正平 技師(台北)
李姿瑩 教授(高雄)



時間：15:40 - 16:30

1

混凝土工程設計規範(土木401-96)與應用(土木404-96)研討會

課程大綱

- 鋼筋配置與錨定
- 本版規範主要變革與重點
- 設計說明例
- 常見之鋼筋施工瑕疵

2

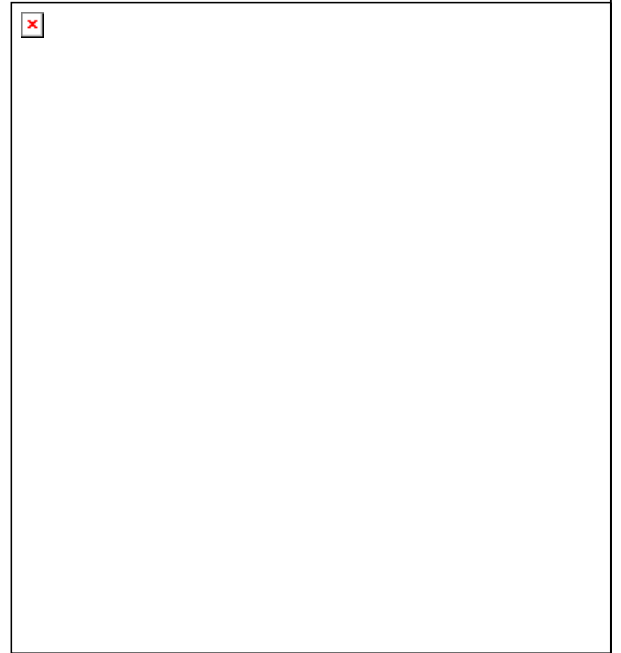
- **鋼筋配置與錨定**
- **本版規範主要變革與重點**
- **設計說明例**
- **常見之鋼筋施工瑕疵**

配筋原理

- **抵抗拉力**
- **錨定方式**

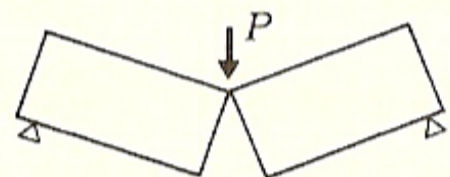
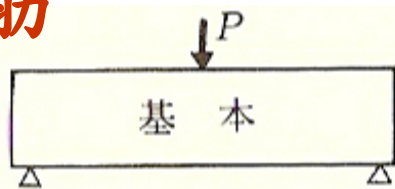
鋼筋抗拉

- 鋼筋平行拉力方向
- 鋼筋垂直裂縫方向

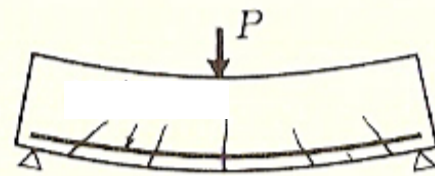
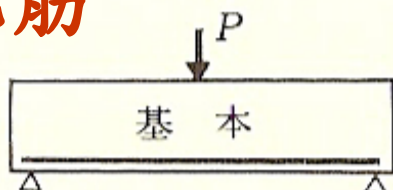


開裂方向與拉力方向垂直

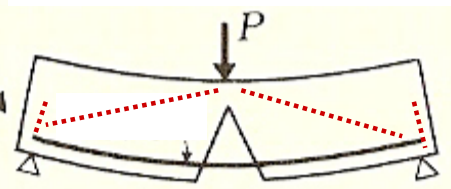
無配筋



有配筋

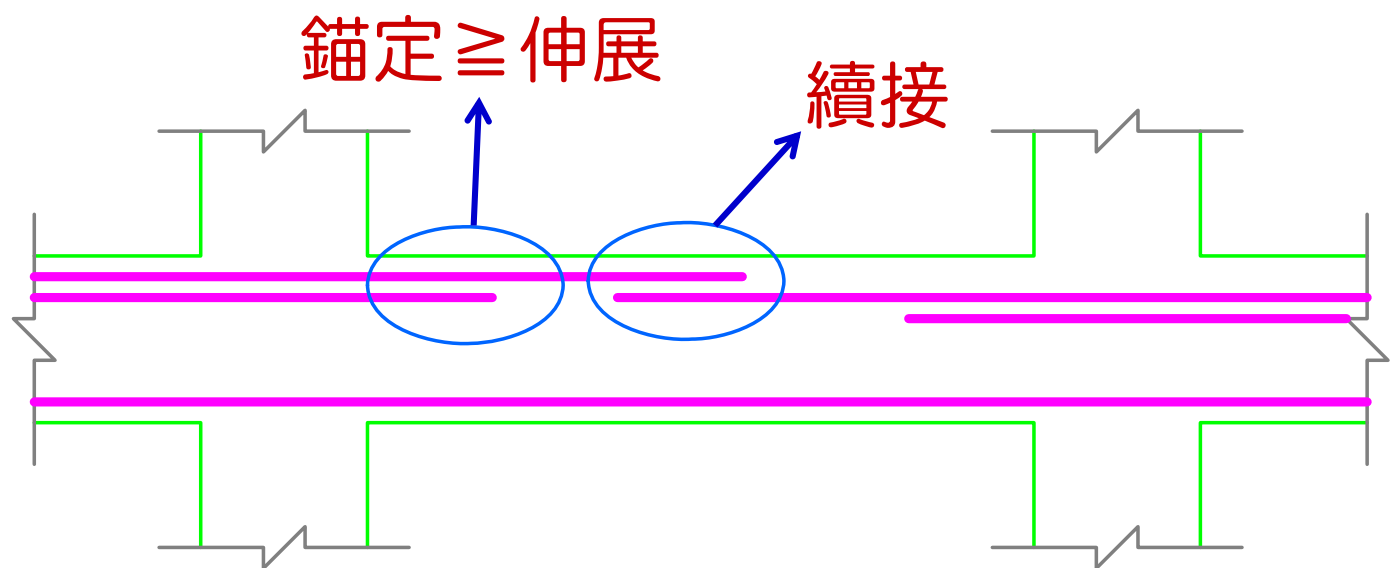


握裹良好

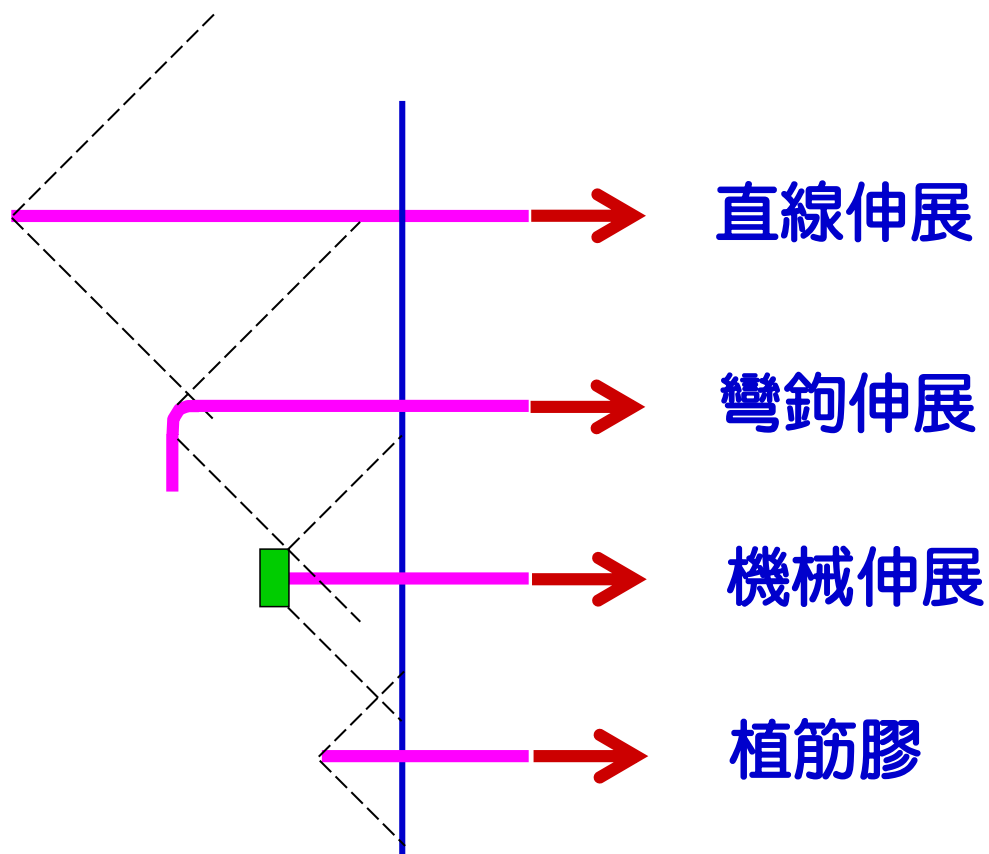


無握裹

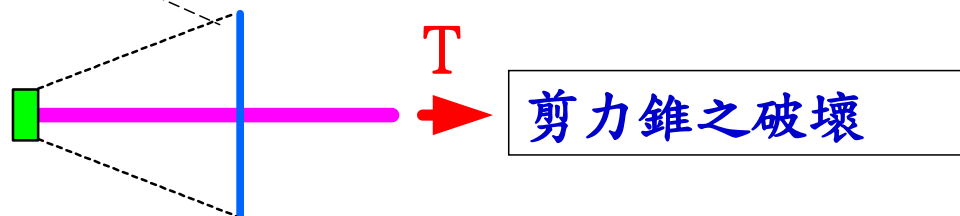
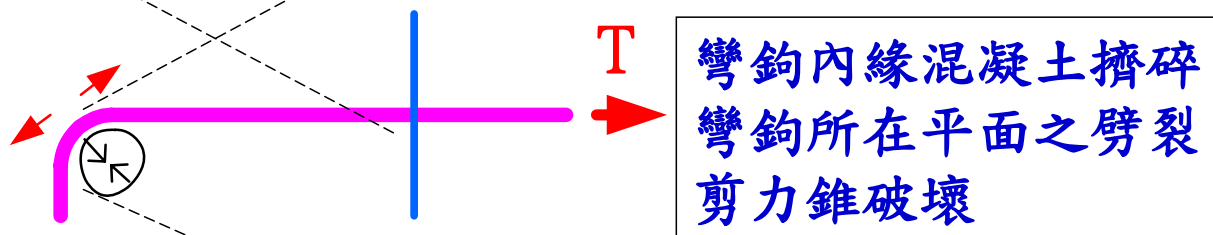
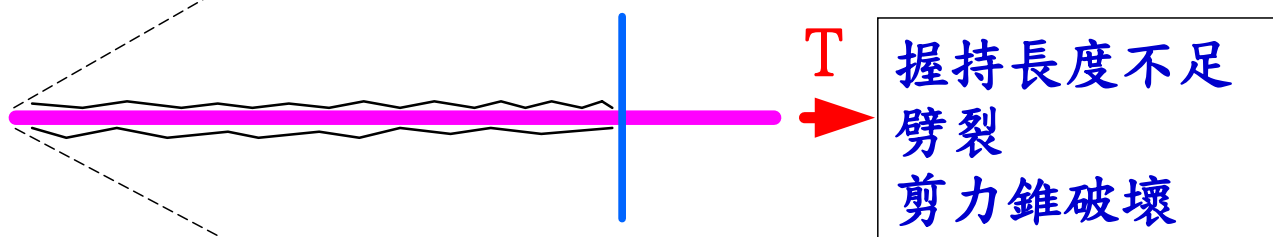
鋼筋伸展與續接



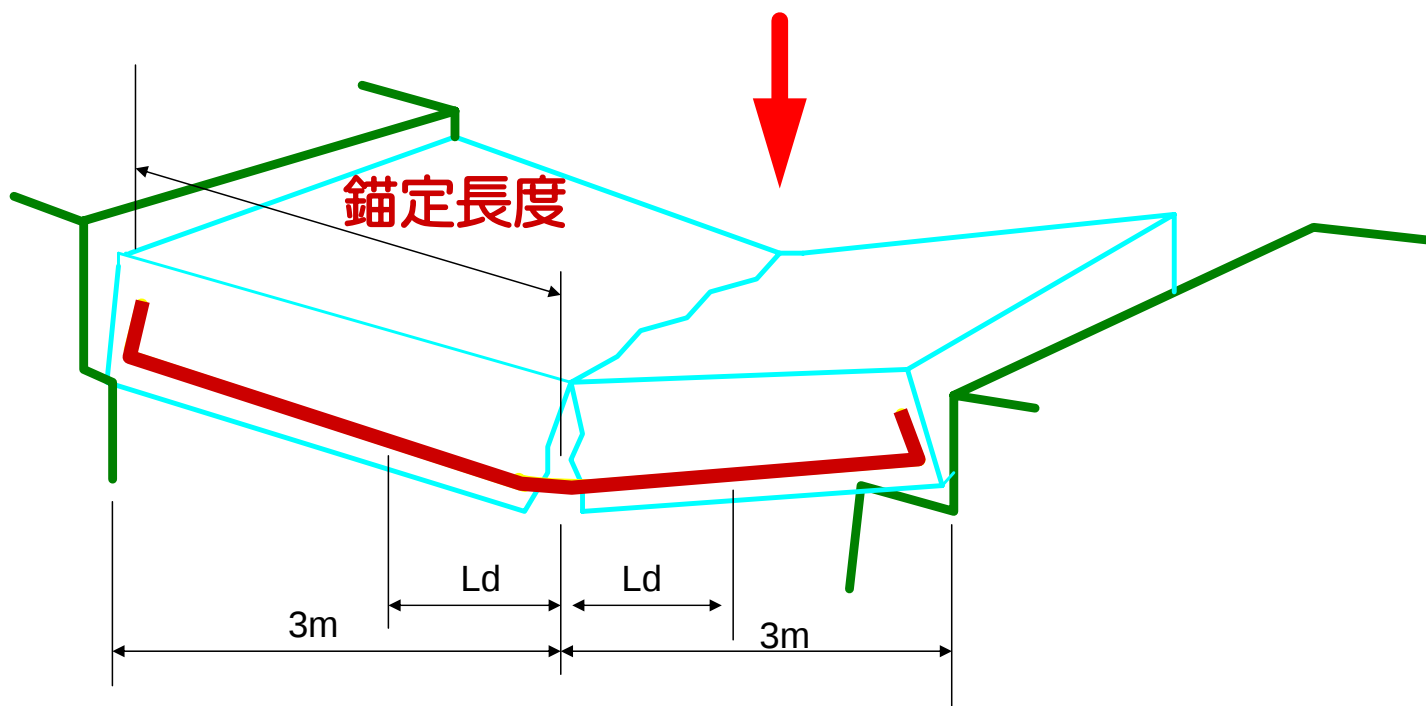
伸展之類別



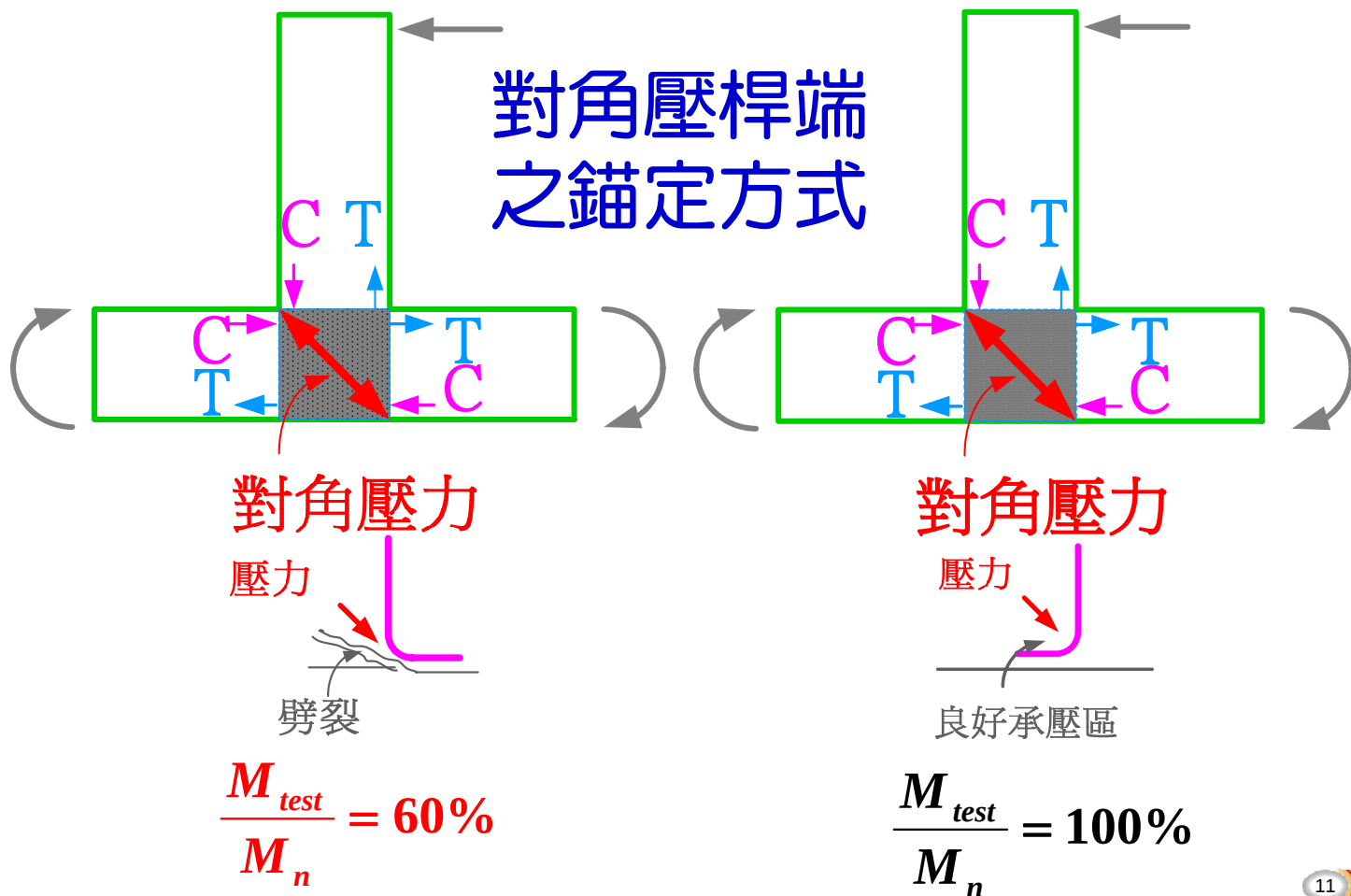
不足之伸展長度 → 破壞



下層拉力鋼筋之錨定

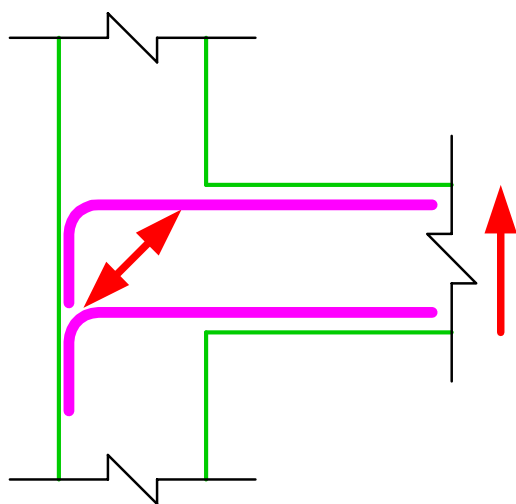


對角壓桿端之錨定方式

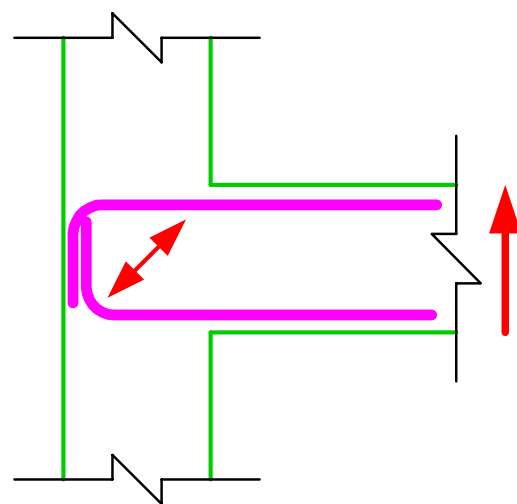


11

耐震梁柱接頭鋼筋錨定



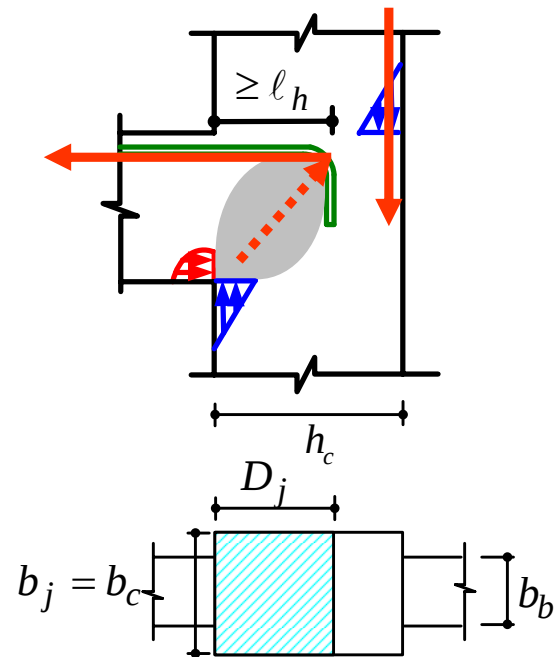
不良



正確

12

日本 AIJ 1999 規範之有效抗剪深度



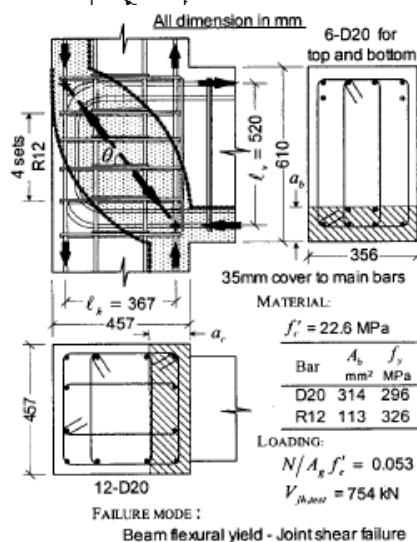
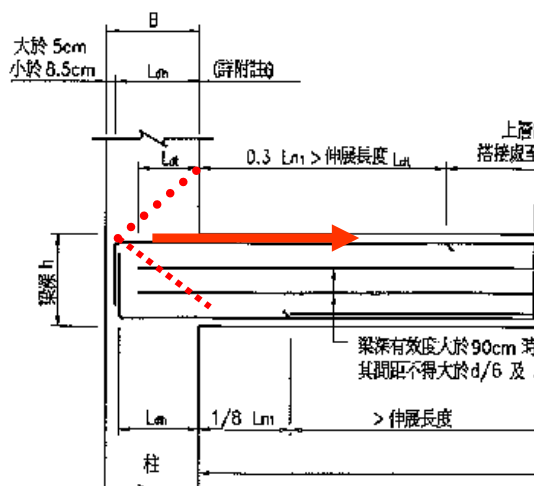
NCREE-UBC-PEER
project (2009)

$$V_{j,AIJ} = k \phi (0.8 f'_c)^{0.7} b_j D_j$$

AIJ Guideline 1999

黃世建教授提供

13



政

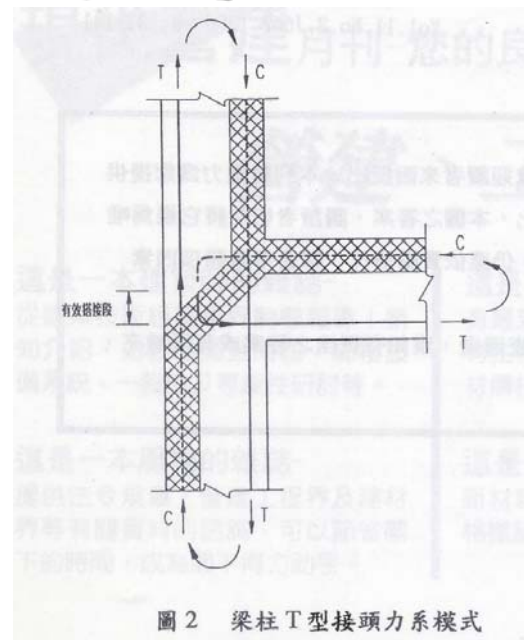
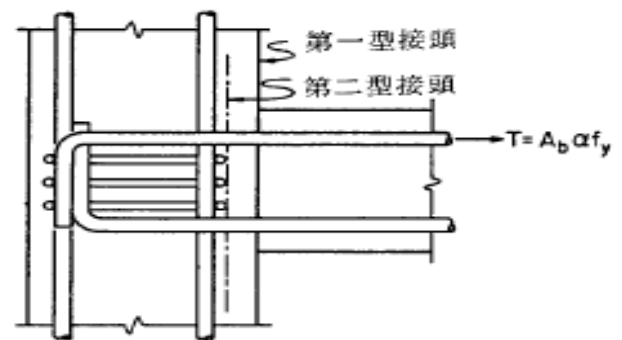


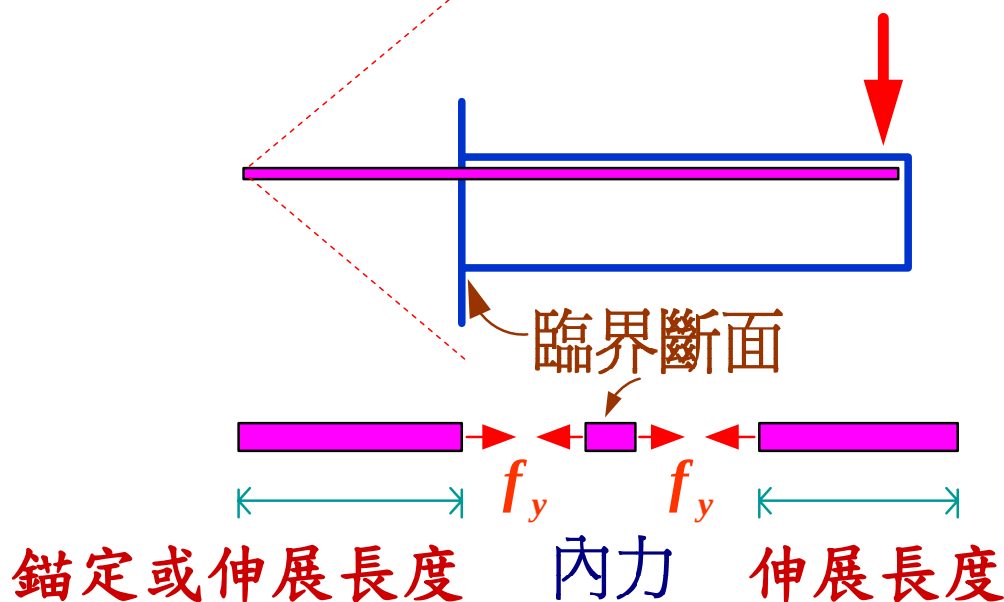
圖 2 梁柱 T 型接頭力系模式

6. 梁縱向鋼筋終止於柱內時，應延伸至柱圓東核心區之另一面。(規範 15.6.1.3)

14

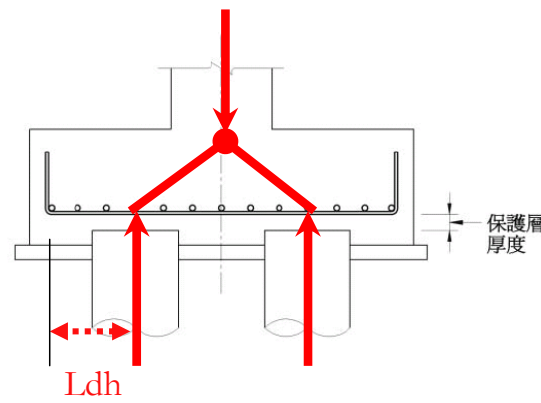
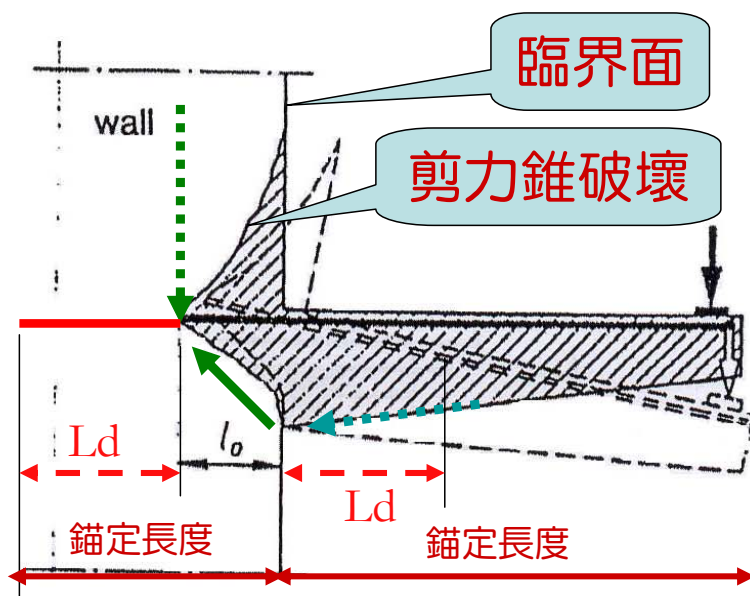
臨界面二側伸展及錨定長度檢核

鋼筋在構件任一斷面之兩側均須有足夠之伸展長度及錨定長度



15

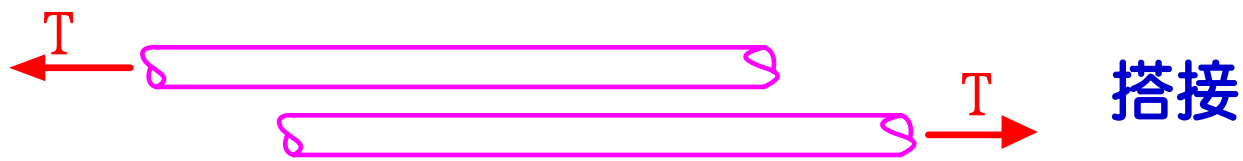
懸臂梁鋼筋錨定示意



ly providing the anchorage length l_o does not guarantee the ultimate capacity of a canti-

16

鋼筋受拉之續接



17

- 鋼筋配置與錨定
- 本版規範主要變革與重點
- 設計說明例
- 常見之鋼筋施工瑕疵

18

伸展長度設計

19

受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展長度

● 詳細計算法

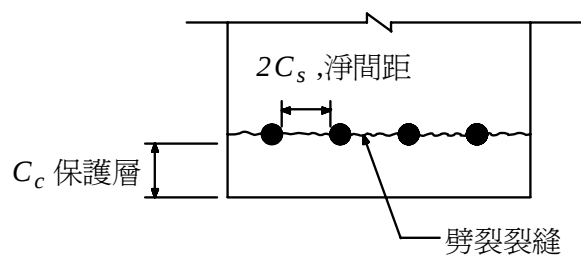
$$\ell_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b$$

式中 $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$

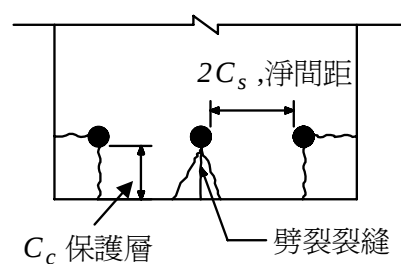
橫向鋼筋指標 $K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n}$

超量鋼筋可修正 $\times \frac{\text{需要之 } A_s}{\text{使用之 } A_s}$

20

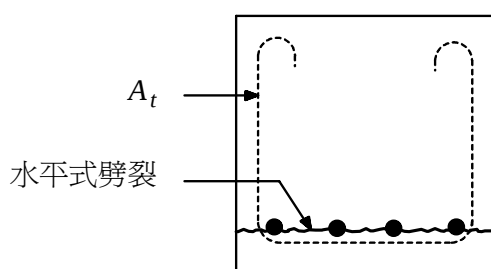


(a) 水平式劈裂 ($C_c > C_s$)

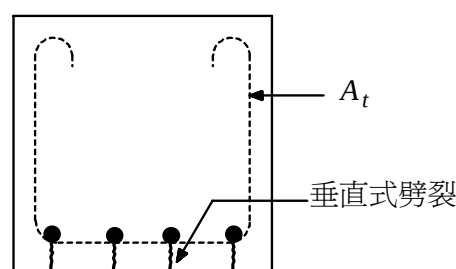


(b) 垂直式劈裂 ($C_c < C_s$)

握裹劈裂破壞之模式



$$(a) \frac{A_{tr}}{n} = \frac{2A_t}{4}$$



$$(b) \frac{A_{tr}}{n} = \frac{A_t}{1}$$

橫向箍筋之計算

21

受拉伸展長度所使用之修正因數

鋼筋情況

修正因數

(1) 鋼筋位置修正因數 (ψ_t)

- (a) 水平鋼筋其下混凝土一次澆置厚度大於 30cm 者
- (b) 其它

1.3
1.0

(2) 鋼筋塗布修正因數 (ψ_e)*

- (a) 環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者
- (b) 其它之環氧樹脂塗布鋼筋
- (c) 未塗布鋼筋

1.5
1.2
1.0

(3) 鋼筋尺寸修正因數 (ψ_s)

- (a) D19 或較小之鋼筋及麻面鋼線
- (b) D22 或較大之鋼筋

0.8
1.0

(4) 混凝土單位重之修正因數 (λ)

- (a) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，未知 f_{ct}
- (b) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，已知 f_{ct}

1.3
 $\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$
1.0

(c) 於常重混凝土內之鋼筋

*環氧樹脂塗布鋼筋為頂層鋼筋時，該兩項修正因數之乘積 ($\psi_t \psi_e$) 不須超過 1.7。

23

● 簡易估算法 ℓ_d

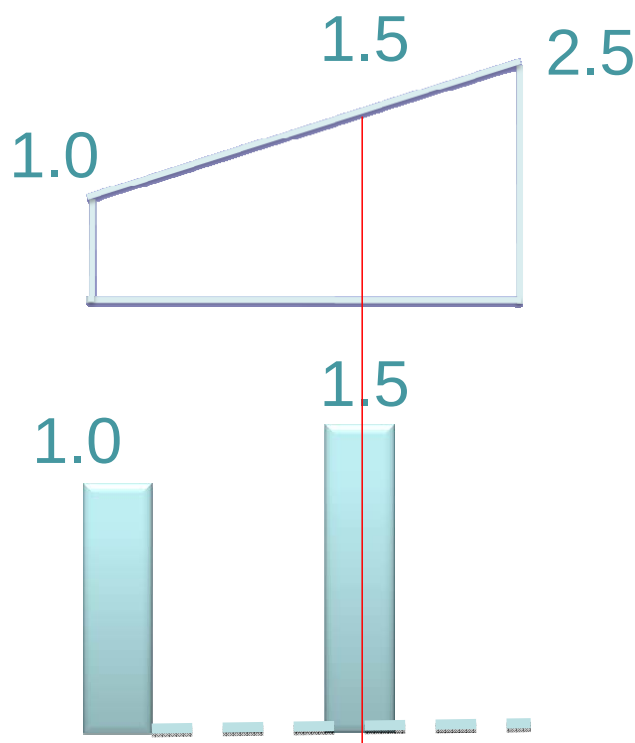
	D19或較小之鋼筋 及麻面鋼線	D22或較大之鋼筋
(1) 鋼筋之最小淨保護層厚不小於 d_b ，且 (a) 鋼筋最小淨間距不小於 $2d_b$ 者，或 (b) 鋼筋最小淨間距不小於 d_b 且配置於伸展長度 ℓ_d 範圍內之橫向鋼筋符合第13.9.5節有關橫箍筋之規定，或符合第4.6.4節剪力鋼筋間距及第4.6.5節最少剪力鋼筋量之規定。	$\left[\frac{0.15 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$
(2) 其它	$\left[\frac{0.23 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.28 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$

鋼筋圍束度因數

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$$

● 詳細計算法

● 簡易估算法



新舊規範之比較

原規範

新規範(簡易估算法)

5.3.2 受拉伸展長度 ℓ_d 之簡易估算如下表之規定。

	D19 或較小之鋼筋 及麻面鋼線	D22 或較大之鋼筋
(1)鋼筋之最小淨保護層厚不小於 d_b ，且 (a)鋼筋最小淨間距不小於 $2d_b$ 者，或 (b)鋼筋最小淨間距不小於 d_b 且配置於 伸展長度 ℓ_d 範圍內之橫向鋼筋符合 第 13.9.5 節有關橫箍筋之規定，或 符合第 4.6.4 節剪力鋼筋間距及第 4.6.5 節最少剪力鋼筋量之規定。	$\left[\frac{0.15 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$ 0.67	$\left[\frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$ 0.67
(2)其它	$\left[\frac{0.23 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.28 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$

5.3.2 基本伸展長度 ℓ_{db} 如下表之規定。

鋼筋或鋼線之尺寸	$\ell_{db}(cm)$
D19鋼筋或較小之鋼筋及麻面鋼線	$\frac{0.23 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
D22或較大之鋼筋	$\frac{0.28 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

0.67
0.75

25

鋼筋之 受拉伸展

較原規範減少

$0.67/0.75=0.89$ 倍

竹節鋼筋受拉伸展長度 (ℓ_d)

單位: cm, kgf/cm²

fy kgf/cm ²	fc' kgf/cm ²	鋼筋號數								
		D10 (#3)	D13 (#4)	D16 (#5)	D19 (#6)	D22 (#7)	D25 (#8)	D29 (#9)	D32 (#10)	D36 (#11)
頂層拉力鋼筋 (a)										
2800	210	36	48	60	72	106	121	137	154	171
	245	33	44	55	67	98	112	127	142	158
	280	31	41	52	62	92	105	119	133	148
	350	30	37	46	56	82	94	106	119	132
4200	210	54	72	90	108	159	182	205	231	256
	245	50	66	83	100	147	168	190	213	237
	280	47	62	78	93	138	157	178	200	222
	350	42	56	70	84	123	141	159	179	199
一般拉力鋼筋 (b)										
2800	210	30	37	46	55	81	93	105	118	131
	245	30	34	43	51	75	86	98	109	122
	280	30	32	40	48	71	81	91	102	114
	350	30	30	36	43	63	72	82	92	102
4200	210	41	55	69	83	122	140	158	177	197
	245	38	51	64	77	113	129	146	164	183
	280	36	48	60	72	106	121	137	154	171
	350	32	43	54	64	95	108	122	137	153

附

註

1. 使用本表時鋼筋須有箍筋圍束，鋼筋淨間距及保護層厚度須 1.0db 以上，並達最低箍筋量之要求。
2. 下列情況，上表值須再乘下列係數。
 - a. 不符合下列規定者：
 - (1) 鋼筋間距最小間距不小於 2db，或
 - (2) 鋼筋最小間距不小於 db 且配置於伸展長度 ℓ_d 範圍內之橫向鋼筋符合第 13.9.5 節有關橫箍筋之規定，或符合第 6.4 節剪力鋼筋間距及第 4.6.5 節最少剪力鋼筋量之規定。
 - b. 輕質混凝土
 - c. 鋼筋塗佈環氧樹脂者
3. 所謂頂層鋼筋即水平鋼筋下混凝土一次澆置厚度大於 30cm 者。
4. 鋼筋伸展長度除本表列述者外，可依實際狀況參照設計規範 5.3.3 節詳細計算個別之伸展長度。
5. 本表所列搭接長度為乙級搭接長度，若符合規範 5.16.1 之甲級搭接標準，上表值可除以 1.3，(即 1.0 ℓ_d)，但不得小於 30cm (甲級搭接：在規定搭接長度內鋼筋之使用量至少為分析值之兩倍，且搭接鋼筋面積百分比小於 50% 時。)
6. 經依現場狀況檢核搭接長度後，其施工性能不佳者，應採用其它之鑄定或鑲接 (如鑲接器或鑲接等) 方式。
7. 伸展或搭接長度用於版牆等未受束之鋼筋，若鋼筋淨間距可連 2db 以上時，其伸展或搭接長度依本表乘以 0.89 使用之，但不得小於 30cm。

26



鋼筋之 受拉搭接

較原規範減少
0.67/0.75=0.89倍

竹節鋼筋受拉搭接長度 (乙級搭接)											單位: cm,kgf/cm ²
fy	fc'	鋼筋號數									
kgf/cm ²	kgf/cm ²	D10 (#3)	D13 (#4)	D16 (#5)	D19 (#6)	D22 (#7)	D25 (#8)	D29 (#9)	D32 (#10)	D36 (#11)	
頂層拉力鋼筋 (C)											
2800	210	47	62	78	94	138	158	178	200	222	
	245	43	58	72	87	128	146	165	185	206	
	280	40	54	67	81	119	136	154	173	192	
	350	36	48	60	72	107	122	138	155	172	
4200	210	70	93	117	140	207	236	267	300	333	
	245	65	86	108	130	191	219	247	277	308	
	280	61	81	101	122	179	205	231	260	289	
	350	54	72	90	109	160	183	207	232	258	
一般拉力鋼筋 (d)											
2800	210	36	48	60	72	106	121	137	154	171	
	245	33	44	55	67	98	112	127	142	158	
	280	31	41	52	62	92	105	119	133	148	
	350	30	37	46	56	82	94	106	119	132	
4200	210	54	72	90	108	159	182	205	231	256	
	245	50	66	83	100	147	168	190	213	237	
	280	47	62	78	93	138	157	178	200	222	
	350	42	56	70	84	123	141	159	179	199	
附 註	1. 使用本表時鋼筋須有箍筋圍束，鋼筋淨間距及保護層厚度須 1.0db 以上，並達最低箍筋量之要求。 2. 下列情況，上表值須再乘下列係數。 a. 不符合下列規定者： (1) 鋼筋間距最小間距不小於 2db，或 (2) 鋼筋最小間距不小於 db 且配置於伸長長度 Ld 範圍內之橫向鋼筋 符合第 13.9.5 節有關橫筋之規定，或符合第 6.4 節剪力鋼筋間距及第 4.6.5 節最少剪力鋼筋量之規定。D19 以下鋼筋 1.533D22 以上鋼筋 1.473 b. 輕質混凝土 1.30 c. 鋼筋塗佈環氧樹脂者 1.20 3. 所謂頂層鋼筋即水平鋼筋下混凝土一次澆置厚度大於30cm者。 4. 鋼筋伸長長度除本表所述者外，可依實際狀況參照設計規範 5.3.3 節詳細計算個別之伸長長度。 5. 本表所列搭接長度為乙級搭接長度，若符合規範 5.16.1 之甲級搭接標準，上表值可除以1.3，(即1.0Ld)，但不得小於30cm(甲級搭接：在規定搭接長度內鋼筋之使用量至少為分析值之兩倍，且搭接鋼筋面積百分比小於50%時)。 6. 經依現場狀況檢核搭接長度後，其施工性能不佳者，應採用其它之錨定或續接(如續接器或銲接等)方式。 7. 伸長或搭接長度用於版牆等未受圍束之鋼筋，若鋼筋淨間距可達2db以上時，其伸長或搭接長度依本表乘以0.89使用之，但不得小於30cm。										



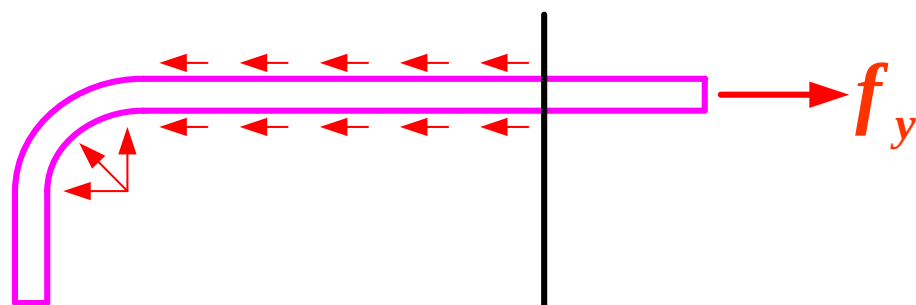
受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展長度

$$\ell_{dc} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b \times (\text{修正因數}) \geq \max(0.0043 f_y d_b, 20\text{cm})$$

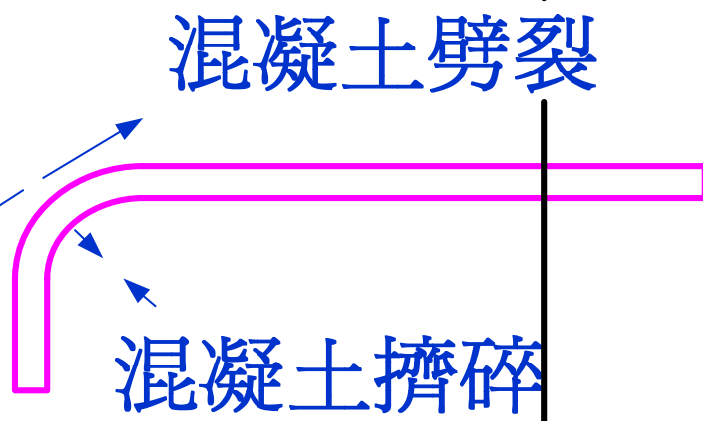
考慮因素	鋼筋情況	修正因素
超量鋼筋	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量	$\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{使用之 } A_s}$
螺箍筋	鋼筋被直徑不小於 6mm 之螺箍筋所圍束，且其螺距小於 10cm 者。	0.75
橫箍筋	鋼筋被符合第 13.9.5 節規定之 D13 橫箍筋所圍束，且其中心間距小於 10cm 者。	0.75

彎鉤之抗拉行為

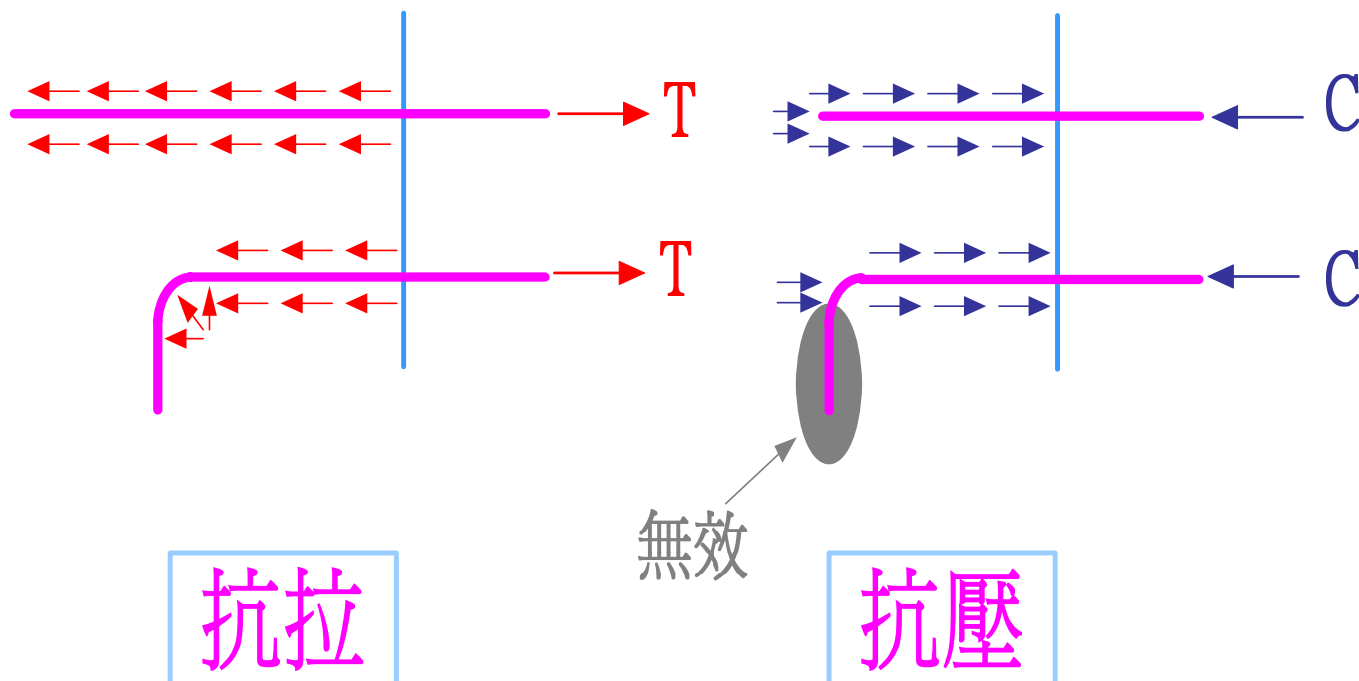
● 傳力方式



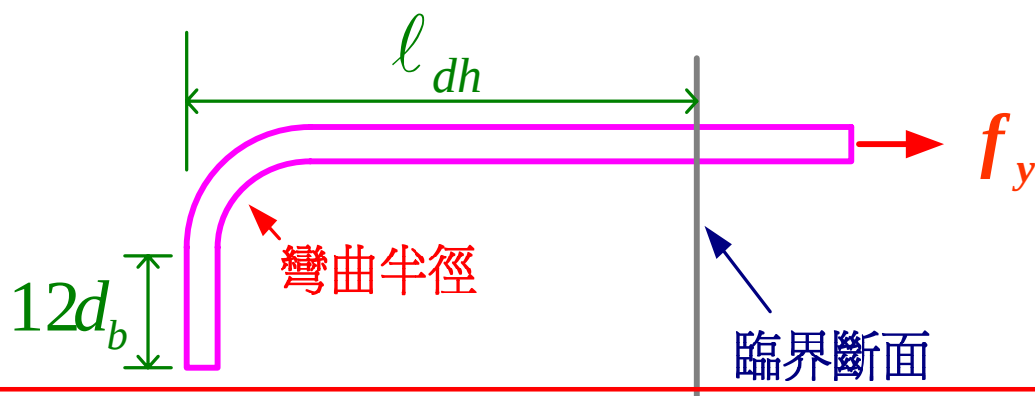
● 破壞模式



彎鉤之有效性



受拉標準彎鉤之伸展長度



$$\ell_{dh} = \left[\frac{0.075 f_y \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b \times (\text{修正因數}) \geq \max(8d_b, 15\text{cm})$$

式中 (1) 鋼筋塗布環氧樹脂時：修正因數 $\psi_e = 1.2$ ；其他 $\psi_e = 1.0$ 。

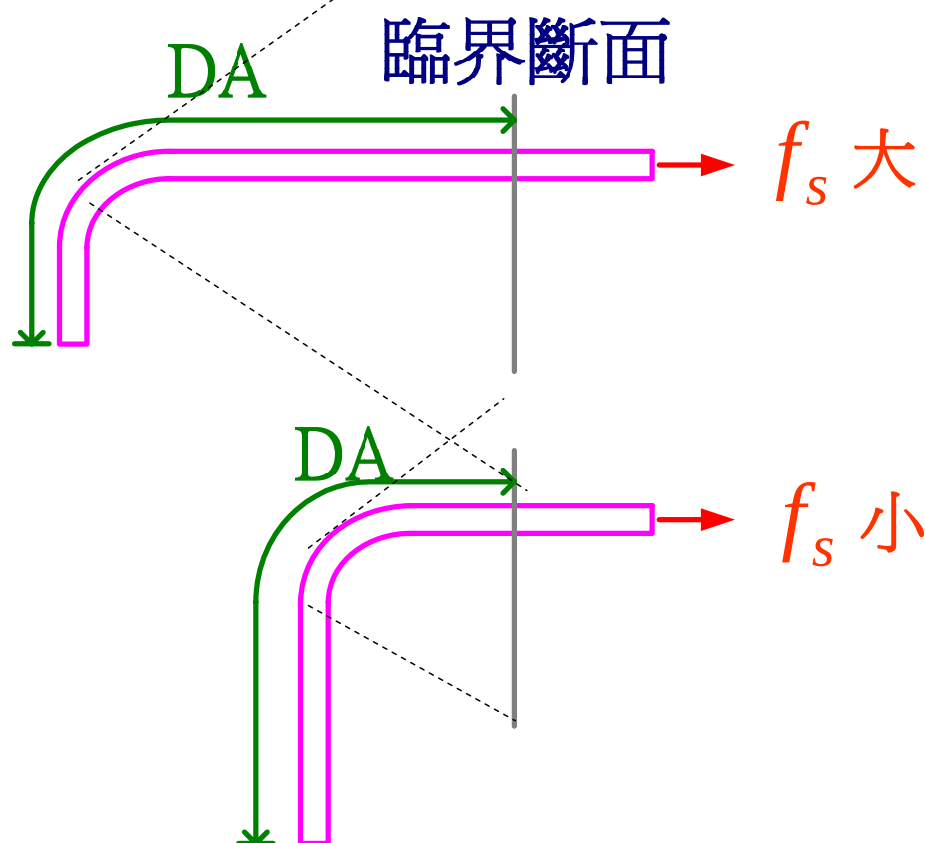
(2) 鋼筋於輕質混凝土內時：修正因數 $\lambda = 1.3$ ；其他 $\lambda = 1.0$ 。

31

考慮因素	修正條件	修正因素	備註
保護層厚度	D36或較小鋼筋，其側面保護層(垂直彎鉤平面) $\geq 6.5\text{cm}$ ，且若 90° 彎鉤直線延長段之保護層 $\geq 5\text{cm}$ 。	0.7	
箍筋或肋筋	(1)具 90° 彎鉤之D36或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束；或者其彎鉤直線延長段為間距 $\leq 3d_b$ 之平行箍筋或肋筋所圍束。 (2)具 180° 彎鉤之D36或較小鋼筋，其全部伸展長度為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束。 以上(1)、(2)情況中， d_b 為彎鉤鋼筋之直徑，且第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ 。	0.8	第5.6.4節之情形不適用
鋼筋超量	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量： (1)鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 f_y 或依第15.3.1.4節設計者。 (2)其它。	1.0 $\frac{\text{需要之} A_s}{\text{使用之} A_s}$	

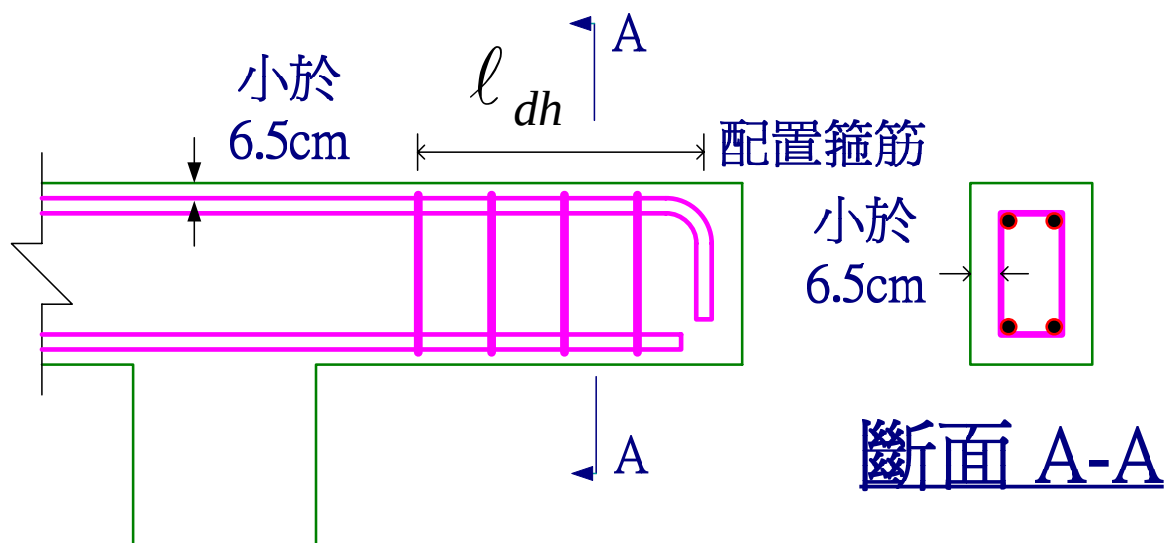
32

不良之彎鉤表達法



33

彎鉤於混凝土束制不足情況



土木401-96 § 5.6.4

在構材不連續端內之鋼筋標準彎鉤，其兩側面及頂面或底面保護層小於6.5cm時，其彎鉤之全部伸展長度 ℓ_{dh} 須被間距 $\leq 3d_b$ 之箍筋或肋筋所圍束； d_b 為彎鉤之直徑。

34

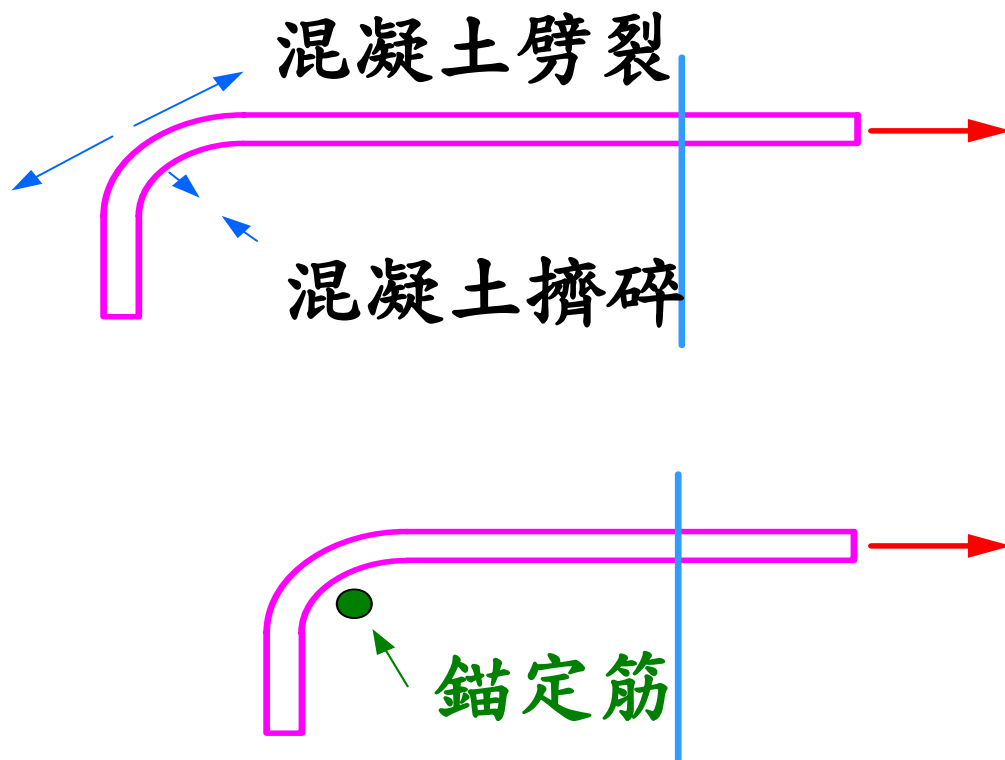
解說

若彎鉤之兩側面保護層及其頂面與底面保護層均較薄時，則受拉彎鉤常有劈裂其周邊混凝土之虞。故在混凝土提供之圍束較小時，就必須使用箍筋來改善彎鉤之圍束條件，特別是鋼筋之混凝土保護層較薄且必須使用彎鉤發展出全強(f_y)之情況。本節係對簡支梁兩端，或懸臂梁自由端，或構材不在接頭另一面延伸之端部內之彎鉤作約束；但是，若鋼筋之計算應力較低，如鋼筋超量，以致不需彎鉤提供錨定強度，此時則不需再使用圍束箍筋或肋筋。但對版不連續端內之彎鉤亦不適用本節條文，係因在垂直於彎鉤平面之兩側版混凝土已對彎鉤提供良好圍束之故。

箍筋之功能

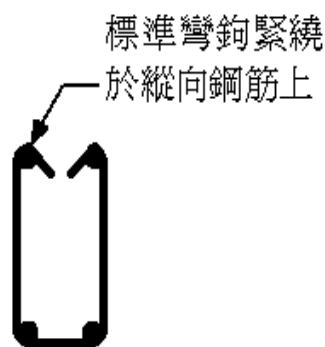
- 抵抗剪力
- 抵抗扭力
- 增加握裹強度
- 束制核心混凝土
- 防止壓力主筋挫屈

錨定筋之意義

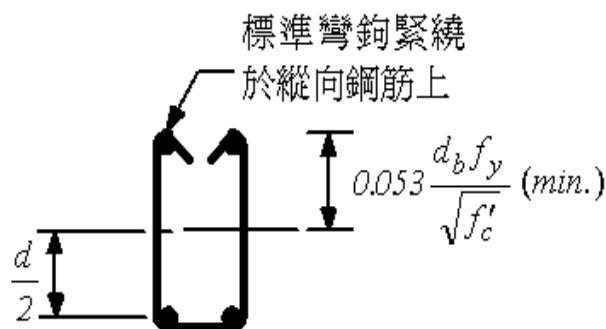


37

箍筋端部之錨定



(第 5.14.2.1 節)



(第 5.14.2.2 節)

適用於 $\left[\begin{array}{l} D10、D13、D16 \text{ 腹筋，} \\ D19、D22、D25 \text{ 且其降伏應力不大於 } 2,800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ 者} \end{array} \right.$

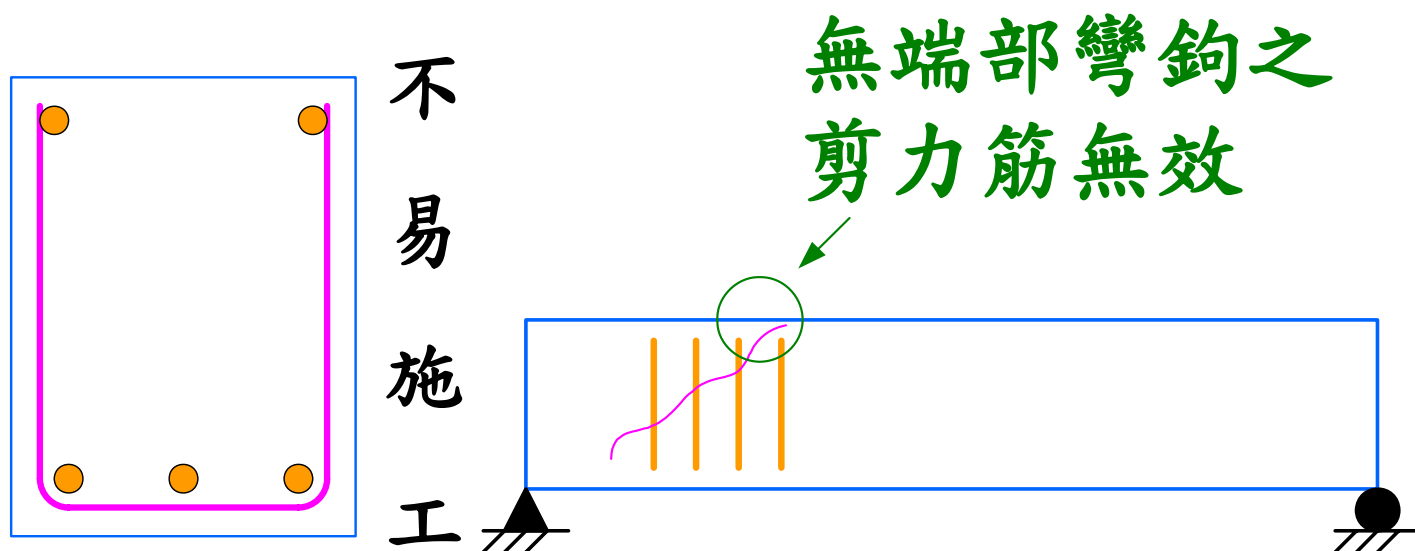
適用於 $D19、D22、D25$ 腹筋，且其降伏應力大於 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 者

T

彎鉤+錨定筋

38

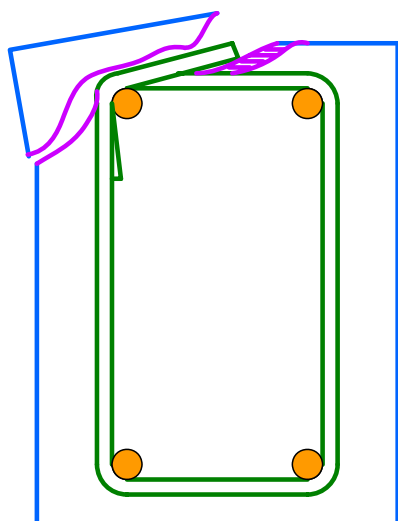
箍筋端部錨定的意義



39

箍筋之錨定

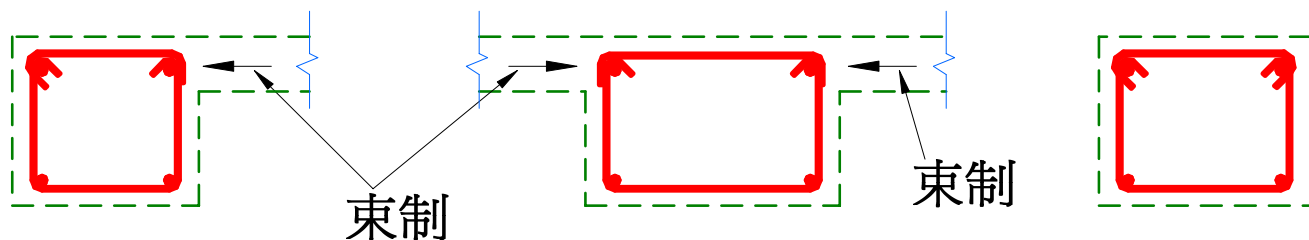
- 90° 彎鉤—適用於混凝土不剝落區
- 135° 彎鉤—適用於混凝土可能受損區



保護層剝落後
90° 彎鉤無效

40

90° 端部彎鉤置於版束制區



單邊束制

雙邊束制

無束制

(側梁僅單邊連版)

(T型梁)

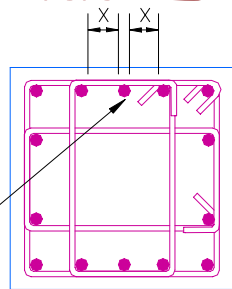
(單獨梁)

41

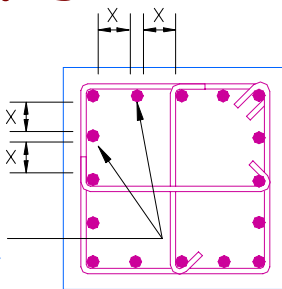
箍筋彎鉤防止壓力主筋挫屈

柱

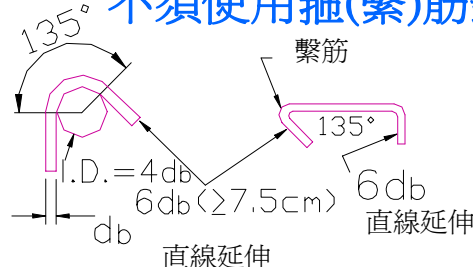
註



註

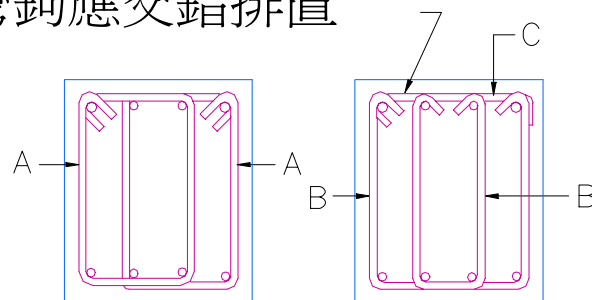


註：當X之尺寸為15cm以下時，此鋼筋
不須使用箍(繫)筋鉤住

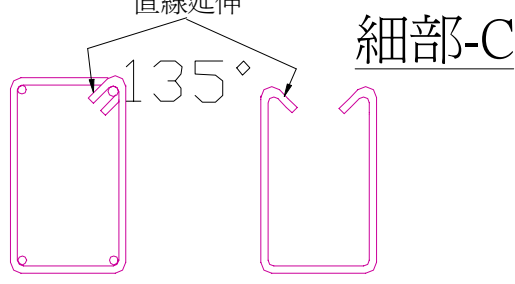


側梁除外，相鄰各繫筋之90度與135度彎鉤應交錯排置

梁



複疊式箍筋實例



細部-A

細部-B

42

鋼筋搭接長度

甲級..... $1.0\ell_d$
乙級..... $1.3\ell_d$



甲乙分級之判別：

- 超量鋼筋
- 搭接百分比

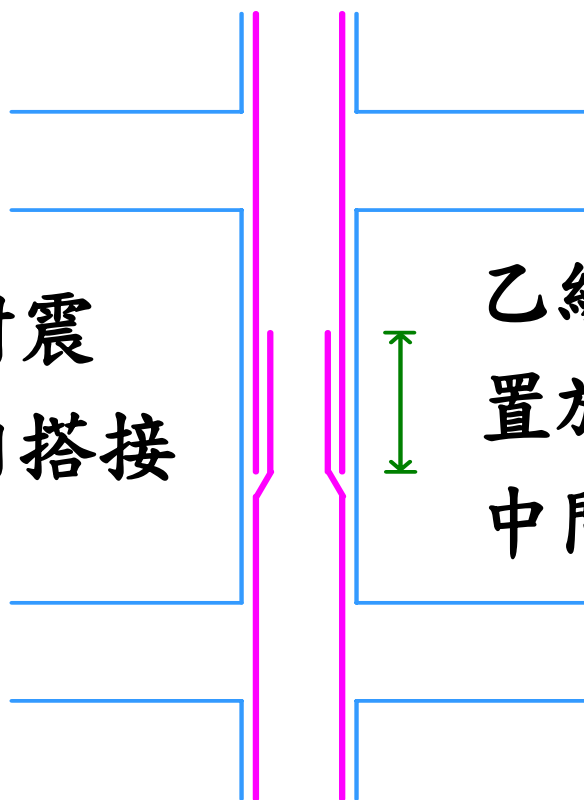
● 搭接強度和伸展長度相似

● 保留乙級搭接

- ✓ 鼓勵搭接能交錯排置
- ✓ 鼓勵搭接在低應力區內佈置

耐震柱主筋之搭接

不可於耐震
塑鉸區內搭接



乙級抗拉搭接
置於構材淨高
中間1/2長度內

- 鋼筋配置與錨定
- 符號變更說明
- 本版規範主要變革與重點
- 設計說明例
- 常見之鋼筋施工瑕疵

【例題16-1】梁受拉鋼筋之伸展及搭接長度

一梁於支承處頂層採用7-D29 鋼筋，並將於中央段依規範所規定之乙級搭接方式續接，試依規範規定計算中央範圍之鋼筋數減少情形及計算搭接長度。

【已知】

常重混凝土抗壓強度 $f'_c = 280 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

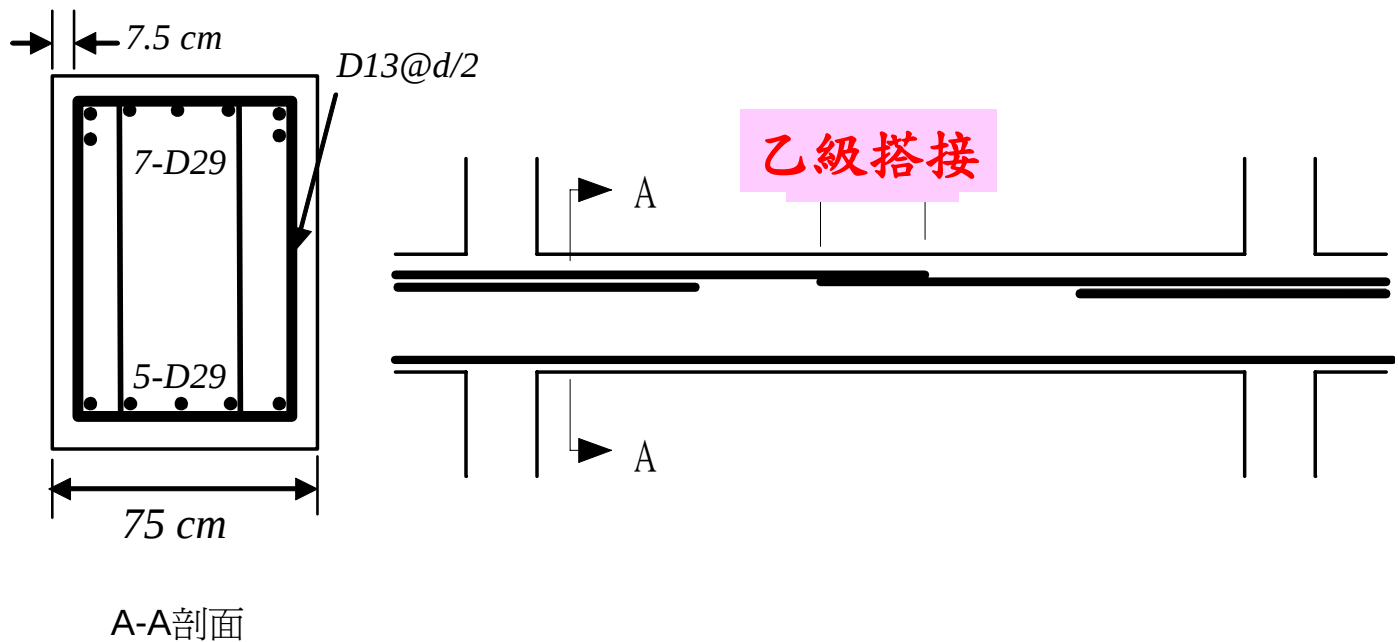
鋼筋降伏強度 $f_y = 4,200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

梁保護層厚 7.5 cm

D29 鋼筋 $d_b = 2.87 \text{ cm}$

鋼筋以環氧樹脂塗佈

梁斷面鋼筋配置



47

計算與討論

假設梁中央負彎矩鋼筋已符合規範之規定，依規範上層筋至少應有支承處負彎矩鋼筋的1/6連續，因此7-D29鋼筋須有2-D29鋼筋連續，該2支鋼筋並將依題意在中央處搭接。

參考規範

第13.12.2.2節

受拉伸展長度所使用之修正因數

$\psi_t = 1.3$ 頂層筋修正因數

$\psi_e = 1.5$ 環氧樹脂塗布鋼筋

$\psi_s = 1.0$ D22或較大之鋼筋

$\lambda = 1.0$ 常重混凝土修正因數

但環氧樹脂塗布鋼筋 $\psi_t \psi_e \leq 1.7$ 取 $\psi_t \psi_e = 1.7$

第5.3.4節

48

計算與討論

參考規範

鋼筋淨間距

主筋最小淨間距 C_n ：

$$\begin{aligned} c_n &= [75 - 2(\text{保護層}) - 2(D13\text{肋筋}) - (\text{主筋數})(D29\text{主筋})] / (\text{主筋數} - 1) \\ &= [75 - 2(7.5) - 2(1.27) - 5(2.87)] / (5 - 1) \\ &= 10.78 \text{ cm} = 3.8 d_b \end{aligned}$$

$$\text{主筋側向保護層} = 7.5 + 1.27 = 8.77 \text{ cm} = 3.06 d_b$$

計算與討論

參考規範

依第5.3.2 節簡易估算規定

主筋最小淨保護層 $3.06 d_b > d_b$

主筋最小淨間距 $c_n > 2 d_b$

受拉伸展長度

$$\begin{aligned} \ell_d &= \frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} d_b = \frac{0.19(4,200)(1.7)}{\sqrt{280}} \times 2.87 \\ &= 232.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

第5.3.2 節

第5.16.2 節

依第5.16.2 節：乙級搭接長度

$$= 1.3 \ell_d = 302.5 \text{ cm}$$

計算與討論

參考規範

依第5.3.3節詳細計算規定

c_b 為下列兩項之較小者：

(1) 鋼筋中心至最近混凝土表面之距離

$$c_{b1} = 7.5 + 1.27 + 2.87 / 2 = 10.21 \text{ cm} = 3.56 d_b$$

(2) 待伸展鋼筋之中心間距之半

$$c_{b2} = (c_n + d_b) / 2 = (3.8 d_b + d_b) / 2 = 2.4 d_b$$

$$c_b = \min(c_{b1}, c_{b2}) = 2.4 d_b$$

$$\text{令 } K_{tr} = 0$$

$$\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} = \frac{2.4 d_b}{d_b} = 2.4$$

第5.3.3節

計算與討論

參考規範

$$\begin{aligned} \text{伸展長度 } \ell_d &= \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \\ &= \frac{0.28 \times 4200}{\sqrt{280}} \times \frac{1.7 \times 1.0}{2.4} \times 2.87 \\ &= 142.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\text{乙級搭接長度} = 1.3 \ell_d = 185.7 \text{ cm}$$

第5.16.2節

- 鋼筋配置與錨定
- 符號變更說明
- 本版規範主要變革與重點
- 設計說明例
- 常見之鋼筋施工瑕疵

鋼筋之不當加工

- 彎鉤彎角未達標準
- 不當之銲接加工
- 焰切加工傷及鄰近鋼筋
- 不當之現場彎曲鋼筋

當 L_d 或 L_{dh} 滿足土木401-80規範抗拉(15.7.4節)或抗壓(5.4節)之伸展長度規定，則上下面之縱向鋼筋方可於柱心之遠端處截斷。

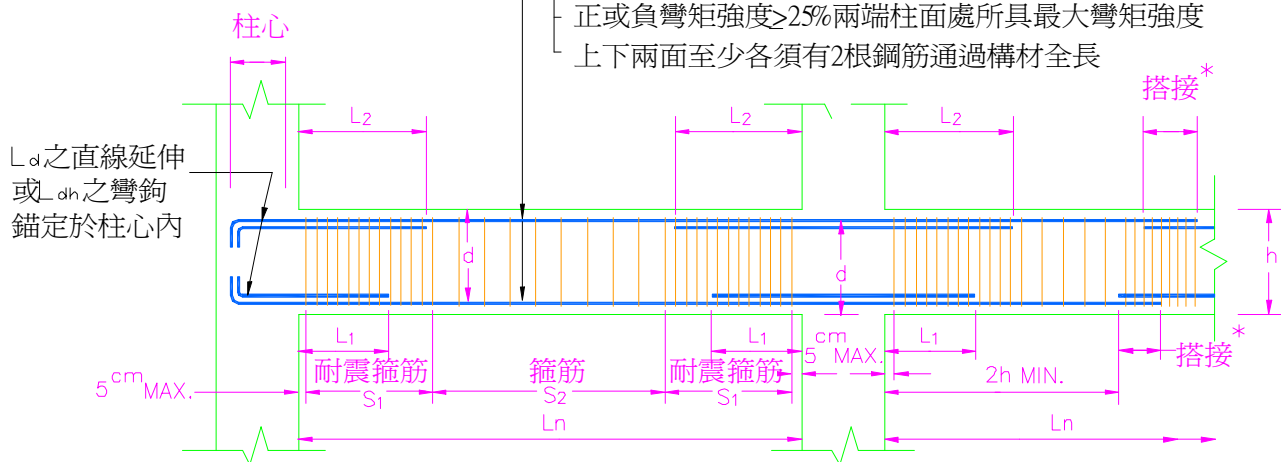
上下面之縱向鋼筋

最小 $A_s \geq 14 b_w d / f_y$

最大 $p \leq 0.025$

正或負彎矩強度 $\geq 25\%$ 兩端柱面處所具最大彎矩強度

上下兩面至少各須有2根鋼筋通過構材全長



設計者必須提供 L_1, L_2, S_1, S_2 之尺寸，箍筋和肋筋之間距，鋼筋截斷點，錨定長度 L_d 或 L_{dh} (當其小於柱心深度)。

$L_n \geq 4d$

L_1 = 抗彎矩所需之距離加上錨定長度

L_2 = 反曲點距離加上錨定長度

d = 設計正負彎矩強度之有效深度

箍筋最大間距

- 在長度 S_1 中，箍筋間距 $\leq d/4$ ；
最小主鋼筋直徑之8倍；箍筋直徑之24倍；或30cm。

- 在長度 S_2 中，箍筋間距 $\leq d/2$ 。

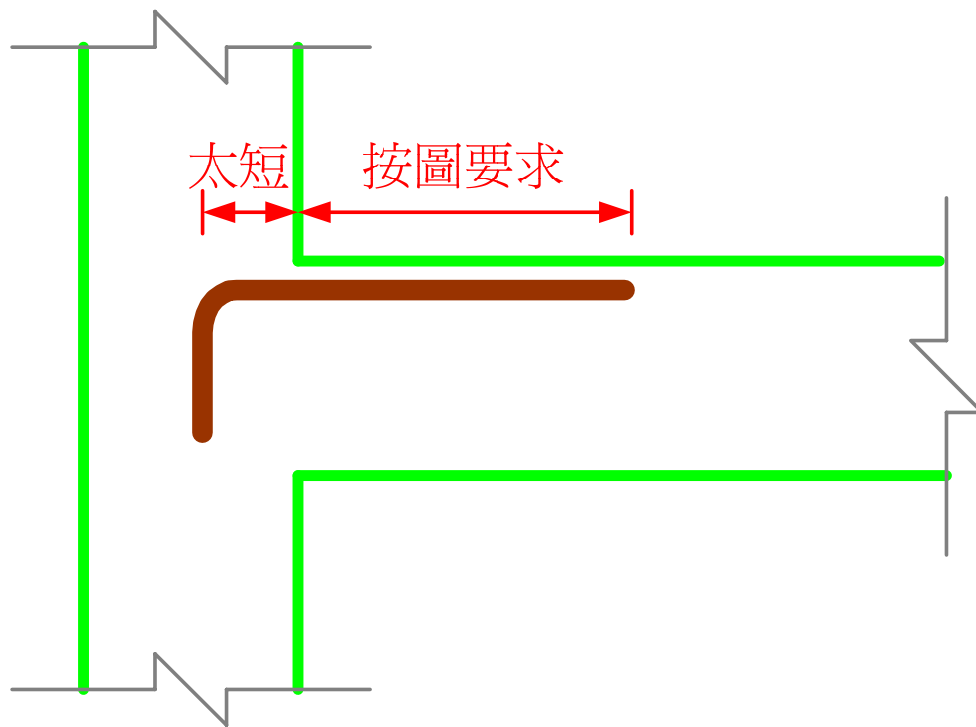
* 在搭接長度內，箍筋間距 $\leq d/4$ 且不得大於10cm。

梁主筋排置過密

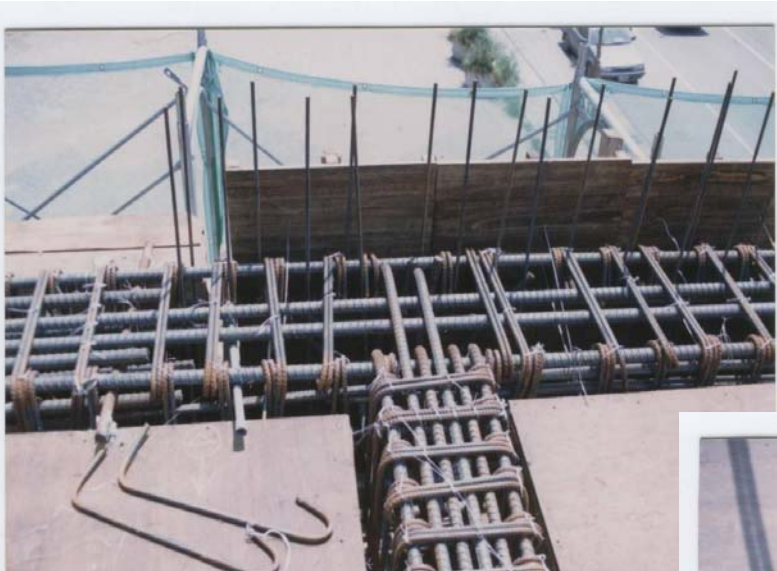
未做施工性之查核
帽梁鋼筋綁紮完成照片



梁主筋端部彎鉤之錨定長度不足



57



58

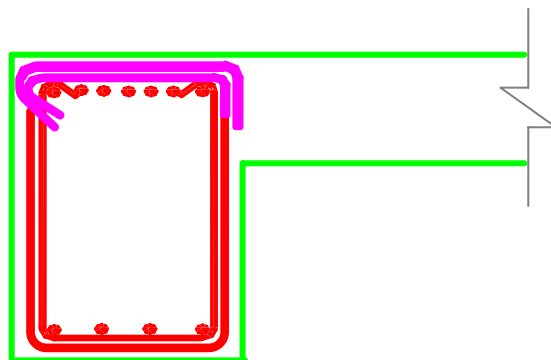
梁主筋未於梁柱接頭遠端錨定



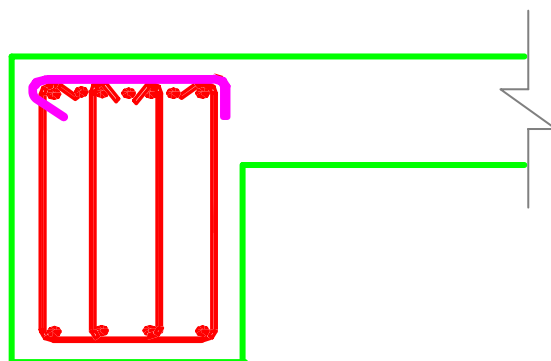
59

梁中央未置穿插繫筋之不當

錯誤



正確



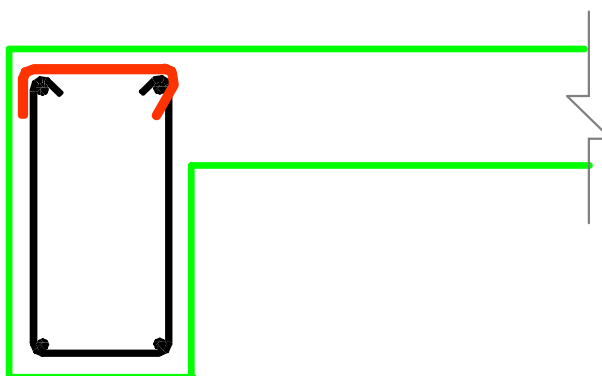
60



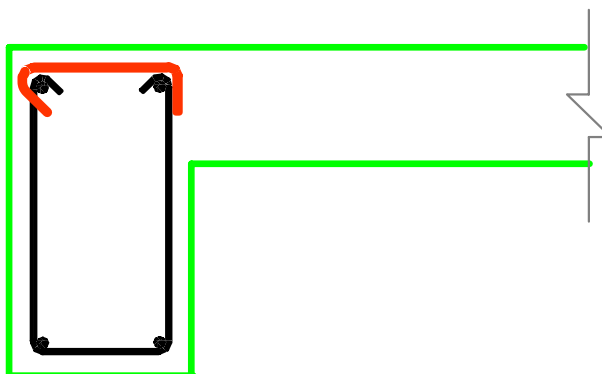
61

梁頂蓋繫筋製作及排置之不當

錯誤



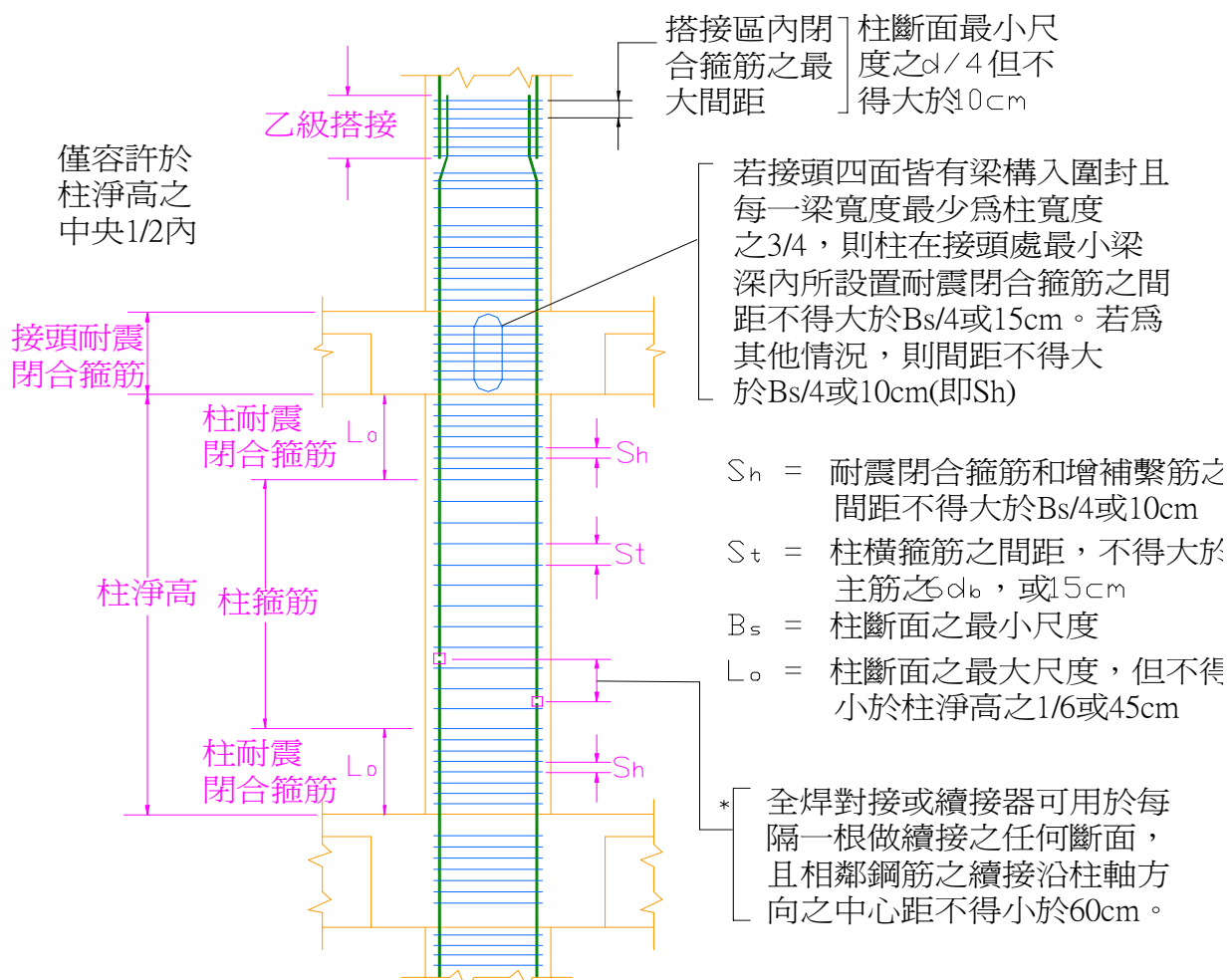
正確



62



63

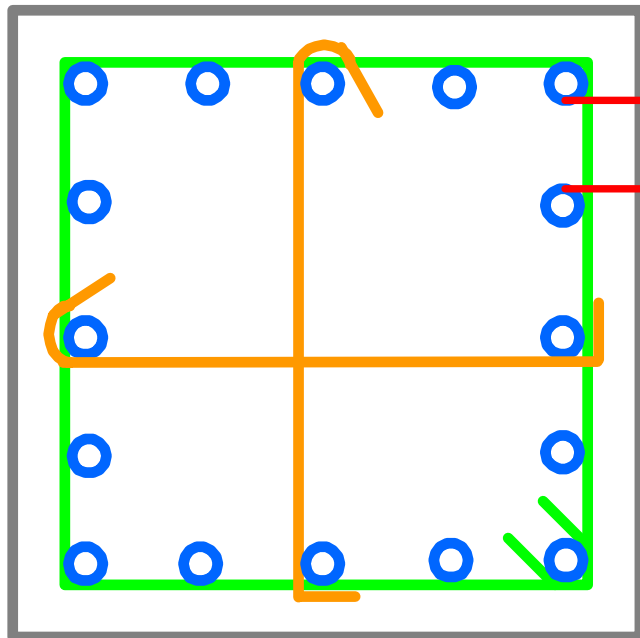


柱之耐震韌性配筋

64

柱主筋排置過密

結構系統不當或桿件尺寸太小



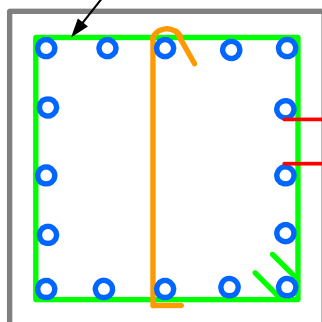
規範要求 4cm 或 $1.5d_b$

現場組立

施工性不良

現場組立柱鋼筋籠之最小主筋淨間距

緊密箍筋@10cm



最小淨間距

後置插入

台科大測試值 (1994)

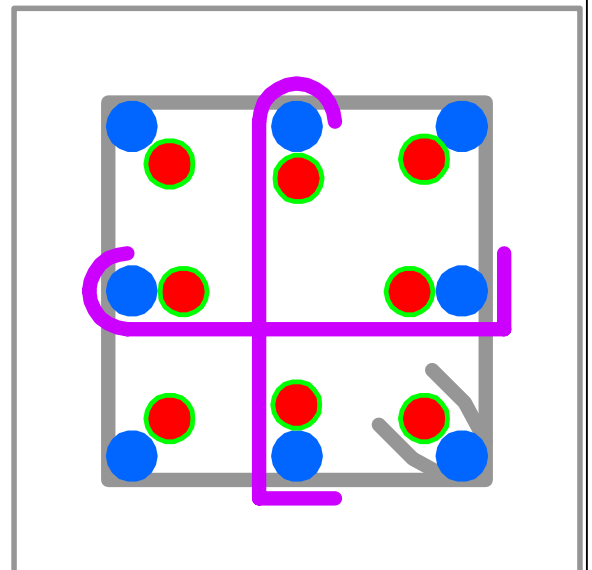
柱箍筋配置	所需最小柱主筋淨間距
# 3 @ 10 cm	5 cm
# 4 @ 10 cm	6 cm



67

柱主筋偏位或扭曲

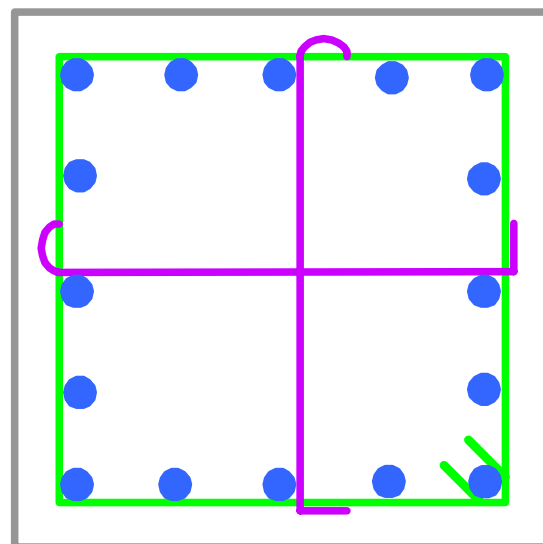
- 定位輔助措施
- 鋼鉸線調整



68

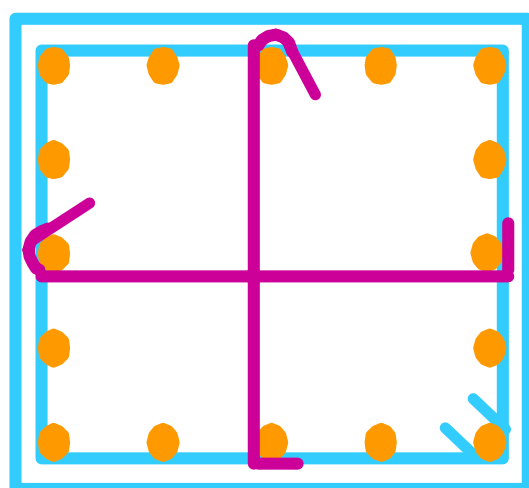
柱繫筋直接鉤外圍箍筋之不當

- 箍筋制止主筋挫屈之功能不足
- 保護層不足易生銹
- 柱主筋應固定位置



69

柱主筋量對搭接之限制



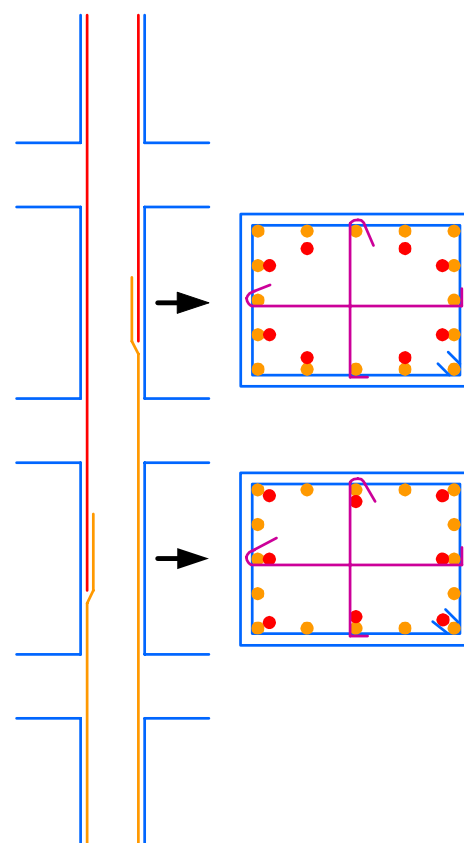
65×65cm

16 - #11

$\rho_g = 3.8\%$

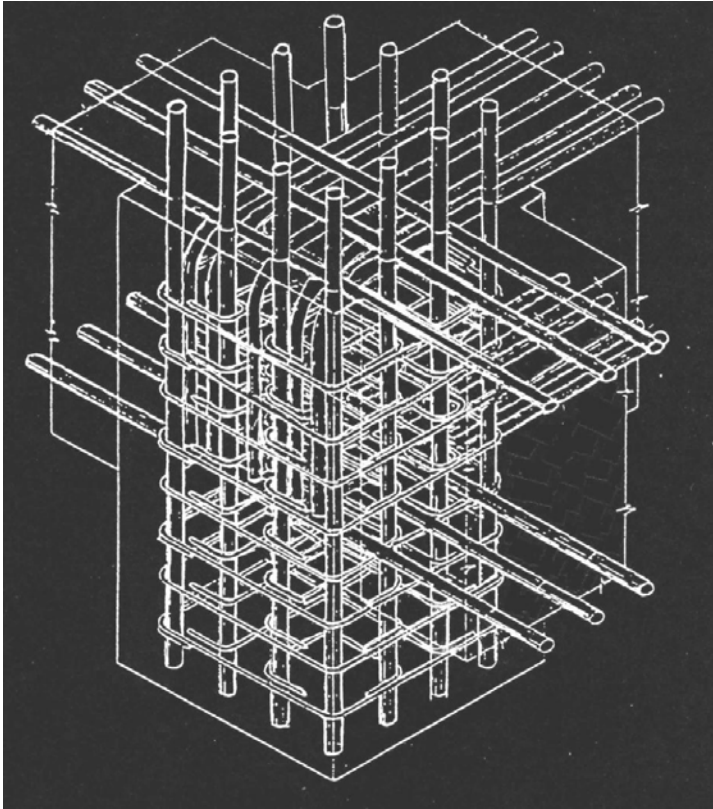
- $1\% \leq \rho_g \leq 6\%$

- 隔層搭接



70

梁柱接頭之耐震韌性配筋



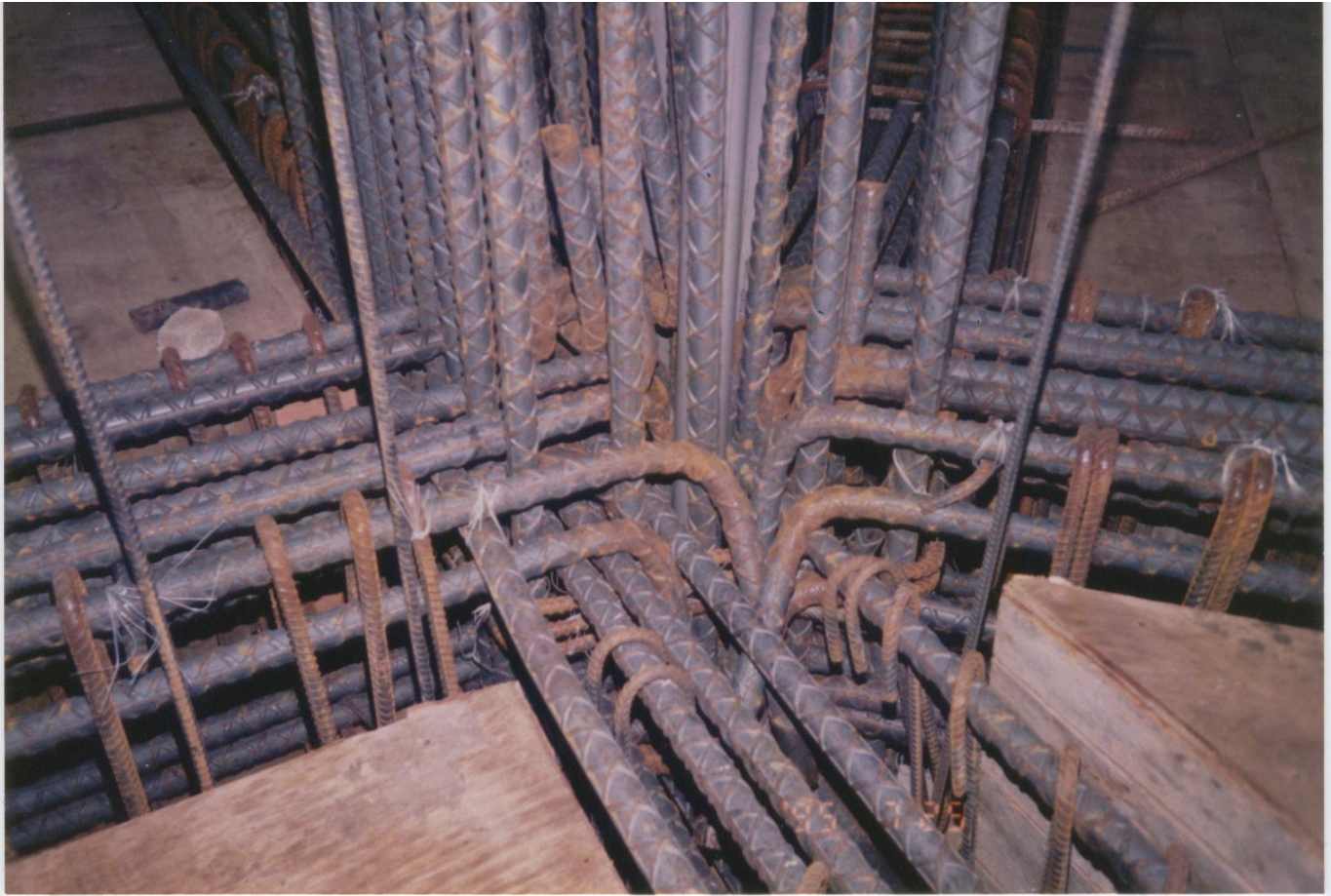
- 圍束箍筋
- 施工困難

71

梁柱接頭鋼筋太密

- 結構系統不良或桿件尺寸太小
- 設計者應先按比例繪製以了解施工性
- 箍筋採用高拉力小號鋼筋

72



內政部營建署

CONSTRUCTION AND PLANNING
AGENCY MINISTRY OF THE INTERIOR

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(四)

第五章 鋼筋之伸展與續接

第十三章 設計細則

報告完畢 敬請指教

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(五)

第十五章 耐震設計之特別規定

主講人：**王炤烈 資深協理(北高)**



時間：13:40 - 14:30

1

內容大綱

■ 第十五章 耐震設計之特別規定

- 15. 1 符號
- 15. 2 定義
- 15. 3 通則
- 15. 4 構架內之撓曲構材
- 15. 5 構架內承受撓曲與軸向載重之構材
- 15. 6 構架之接頭
- 15. 7 預鑄抗彎矩構架
- 15. 8 結構牆與連接梁
- 15. 9 橫隔板及桁架
- 15.10 基礎
- 15.11 構架內非抵抗地震力之構材

2

土木404-94『混凝土工程設計規範之應用』第26章『耐震設計之特別規定』內容

例題26-1 12層現地澆置含結構牆抗彎構架建築物及其構材之設計

例題26-2 建築物撓曲構材之設計與細部檢核

例題26-3 建築物柱構材之設計與細部檢核

例題26-4 建築物外梁柱接頭之設計與細部檢核

例題26-5 建築物結構牆之設計與細部檢核

PCA NOTE

3

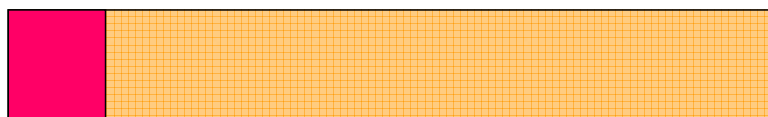
耐震構材之鋼筋

用SD420W及SD280W

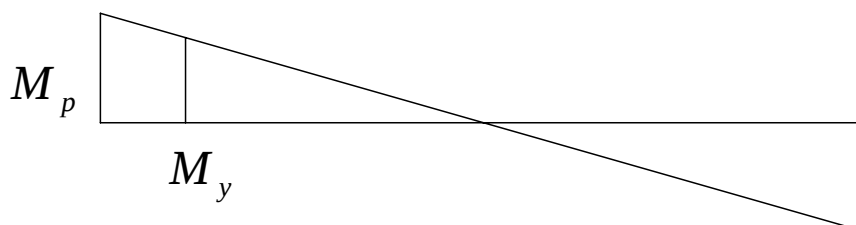
CNS 560中SD 420與SD 280 亦可使用，但須符合：

1. 實測降伏強度不得超過規定降伏強度達 1200kgf/cm^2 以上
2. 實測極限抗拉強度與實測降伏強度之比值不得小於1.25

塑鉸區



梁



彎
矩
圖

4

機械式續接(Mechanical Splices)

- 在構材界面兩倍構材深度內，用第二類機械式續接，其強度要超過鋼筋之規定拉力強度。
- 其他位置可用第一類機械式續接，其強度要超過鋼筋之規定降伏強度之1.25倍。
- 同斷面可全部續接

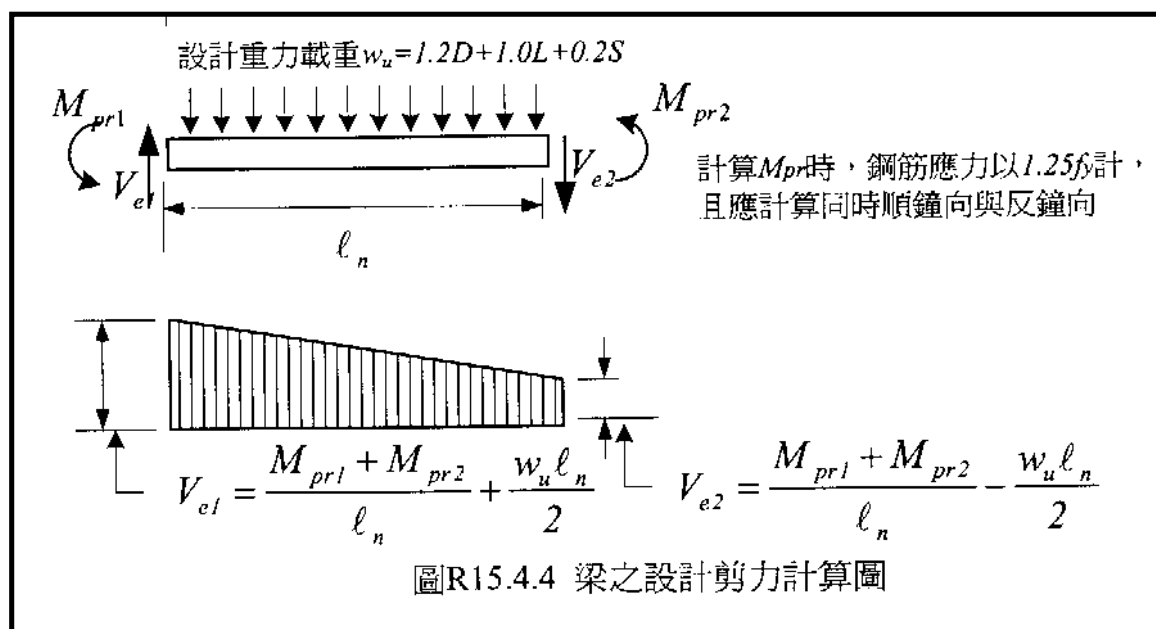
鋼筋銲接 (Welded Splices)

- 銲接強度要超過鋼筋降伏強度之1.25倍，因此不能用於兩倍構材深度內。

梁之韌性設計

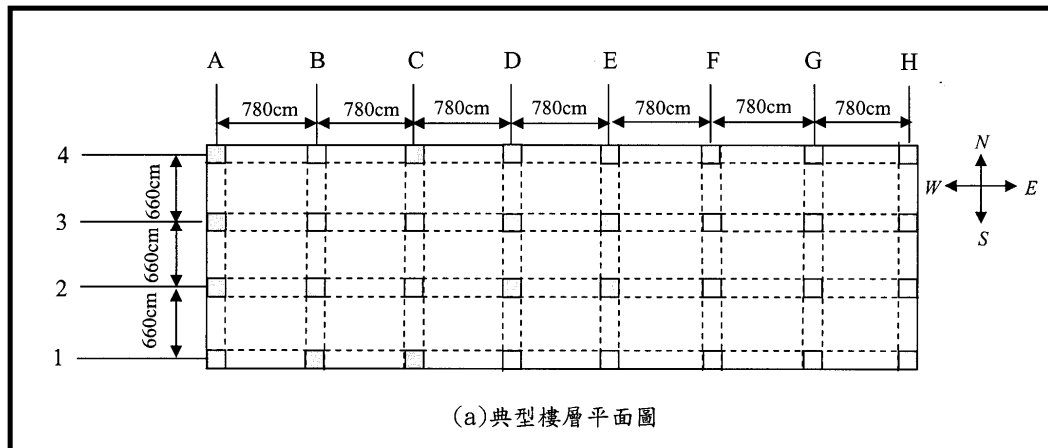
彎矩設計由載重組合

剪力設計由梁端產生塑鉸推算



例題26-1

12層含剪力牆抗彎構架建築物構材之耐震設計



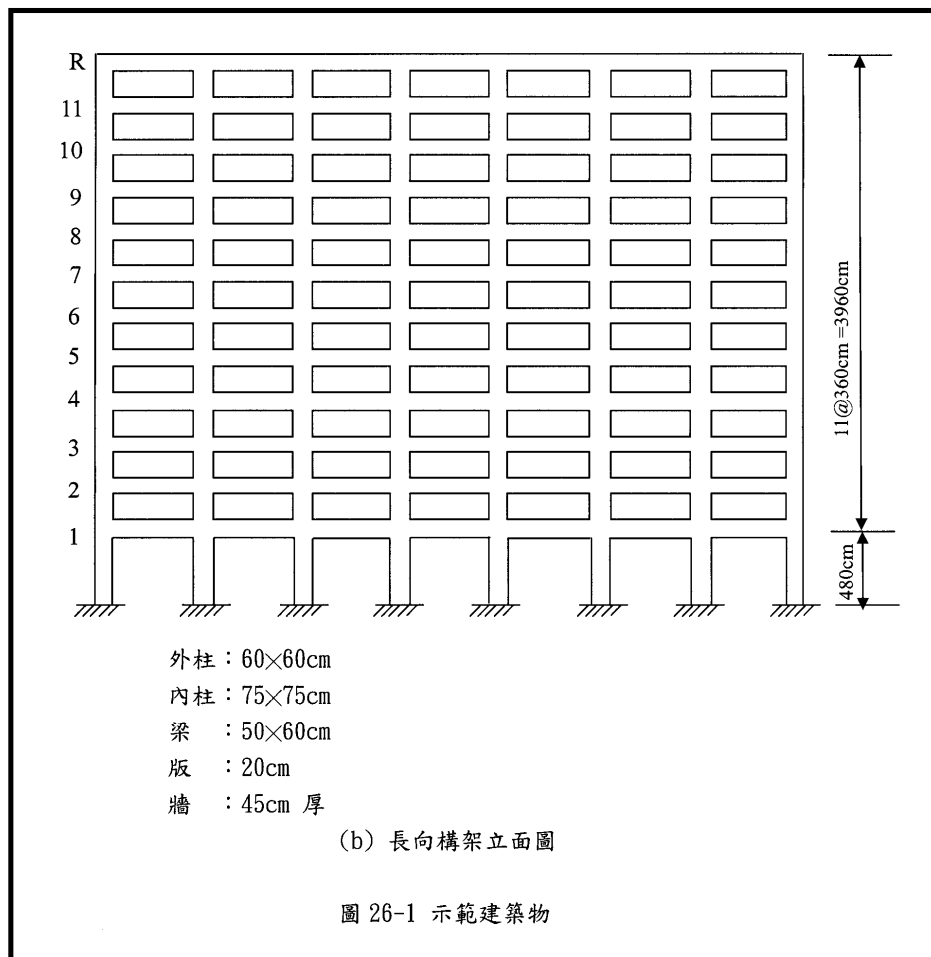
$$f'_c = 280 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$E-W$ 向：韌性抗彎構架

$N-S$ 向：韌性剪力牆抗彎構架

7



8

例題26-2 撓曲構材之設計與細部檢核

E-W向內構架2F梁

$$b=50\text{cm}, h=60\text{cm}, d=54\text{cm}$$

檢核斷面尺寸

$$\frac{l_n}{d} = \frac{780-75}{54} = 13.1 > 4$$

$$\frac{\text{寬}}{\text{深}} = \frac{50}{60} = 0.83 > 0.3, \text{且梁寬} > 25\text{cm}$$

$$\text{梁寬} < \text{柱寬} + 0.5\text{柱深}$$

$$\text{梁寬} < \text{柱寬} \times 2$$

決定所需主筋量

斷面		$M_u(t_f-m)$	$A_s^*(\text{cm}^2)$	鋼筋配置	$\phi M_n(t_f-m)$
端跨	外斷面(負彎矩)	-40.28	20.84	5-No.8	48.47
	外斷面(正彎矩)	19.14	9.55	4-No.7	30.47
	中央斷面(正彎矩)	20.05	10.00	4-No.7	30.47
	內斷面(負彎矩)	-50.54	26.71	6-No.8	57.13
	內斷面(正彎矩)	16.57	9.23	4-No.7	30.47
內跨	中央斷面(正彎矩)	17.26	9.23	4-No.7	30.47
	內外斷面(負彎矩)	48.89	25.74	5-No.8	48.47
	內外斷面(正彎矩)	18.73	9.35	4-No.7	30.47

梁柱接頭面正彎矩強度至少等於負彎矩強度之半

中央斷面至少要配置2根8號或3根7號直通筋

計算梁主筋在外柱接頭之伸展長度

梁主筋中止於柱內者，應延伸至柱核之遠端，且應照 15.6.4 節之規定計算受拉鋼筋之伸展長度。

常重混凝土中具 90 度標準彎鉤鋼筋，其伸展長度規定如下：

$$l_{dh} = 0.06 f_y d_b / \sqrt{f'_c}$$

$$\geq 8d_b$$

$$\geq 15cm$$

標準彎鉤之定義為 90 度彎轉，其自由端應作至少 $12d_b$ 之直線延伸。對 8 號頂層筋而言：

$$l_{dh} = \begin{cases} (0.06 \times 4200 \times 2.54) / \sqrt{280} = 38.25cm, & \text{(控制)} \\ 20cm \\ 15cm \end{cases}$$

對 7 號底層筋而言：

$$l_{dh} = \begin{cases} (0.06 \times 4200 \times 2.22) / \sqrt{280} = 33.4cm, & \text{(控制)} \\ 17.76cm \\ 15cm \end{cases}$$

實際配置情形見圖 26.2。

當梁主筋貫穿梁柱接頭時，若使用常重混凝土，則平行於梁主筋方向之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之 20 倍。本例柱所需最小尺寸為 $20 \times 2.54 = 50.8$ ，而本案內柱之尺寸為 $75 \times 75cm$ ，因此符合規定。

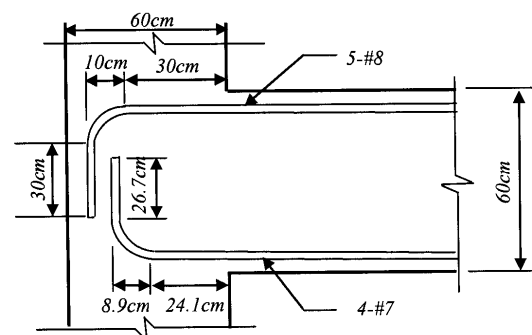
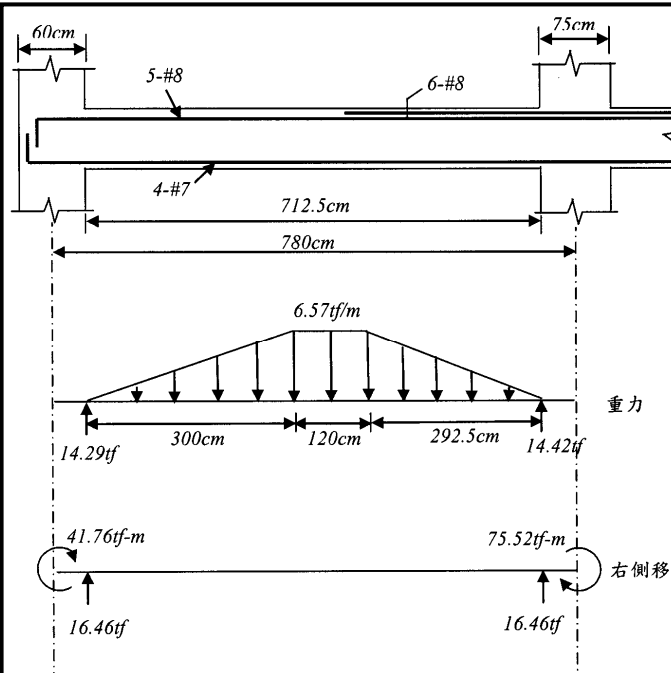


圖 26.2 主筋在外柱之錨定細部

剪力筋之設計



$$V_c = 0$$

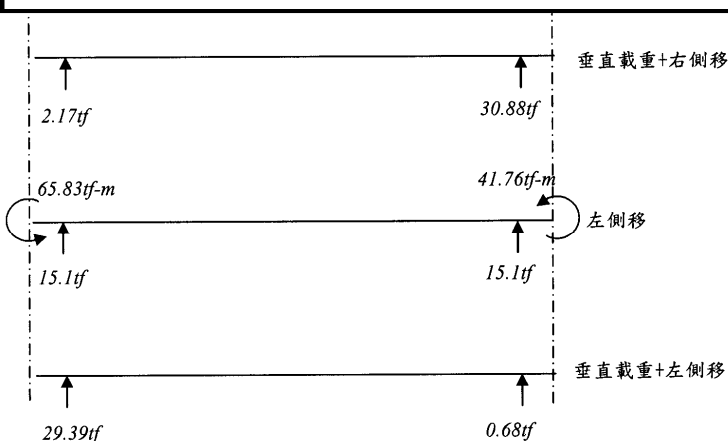
$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) (d - \frac{a}{2})$$

$$\text{此處, } a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f'_c b}$$

譬如構架向右側移時，外跨梁內節點處承受負彎矩，其 M_{pr} 可決定如下
頂層筋為 6 根 8 號筋， $A_s = 6 \times 5.07 = 30.42cm^2$

$$a = \frac{A_s (1.25 f_y)}{0.85 f'_c b} = \frac{30.42 \times 1.25 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 50} = 13.42cm$$

$$M_{pr} = A_s (1.25 f_y) (d - \frac{a}{2}) = 30.42 \times 1.25 \times 4200 \times (54 - \frac{13.42}{2}) = 7552402kgf-cm = 75.52tf-m$$



V_s 可計算如下：

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{30.88}{0.75} - 0 = 41.17t_f\end{aligned}$$

剪力筋剪力強度不得超過如下之 $(V_s)_{\max}$ ：

$$\begin{aligned}(V_s)_{\max} &= 2.12\sqrt{f'_c}bd = 2.12 \times \sqrt{280} \times 50 \times 54 / 1000 = 95.78t_f \\ &> 41.17t_f\end{aligned}$$

此外， V_s 並小於 $1.06\sqrt{f'_c}bd = 47.89t_f$ 。

如配置四肢之 3 號閉合箍筋，則所需間距如下：

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s} = \frac{(4 \times 0.713) \times 4.2 \times 54}{41.17} = 15.71\text{cm}$$

在梁柱接頭面起算 $2h = 2 \times 60 = 120\text{cm}$ 範圍內，閉合箍筋最大間距不得超過如下之值：

$$\begin{aligned}s_{\max} &= \frac{d}{4} = \frac{54}{4} = 13.5\text{cm}(\text{控制}) \\ &= 8 \times (\text{最小主筋直徑}) = 8 \times 2.22 = 17.76\text{cm} \\ &= 24 \times (\text{閉合箍筋直徑}) = 24 \times 0.713 = 17.11\text{cm} \\ &= 30\text{cm}\end{aligned}$$

因此由梁柱接頭面 5cm 處配第一個箍筋，間距 12.5cm，共配置 11 個箍筋。在不須配置閉合箍筋處，仍須配置兩端具耐震彎鉤之肋筋，距接頭面 130cm 處， $V_u = 28.89t_f$ ，而 $V_c = 0.53\sqrt{280} \times 50 \times 54 / 1000 = 23.95t_f$ ，如採用兩肢之 3 號肋筋，其所需間距為 23.6cm，小於 $d/2 = 27\text{cm}$ 。

由距接頭面 130cm 開始，以間距 22.5cm 配置此肋筋於剩餘之區域。

柱之韌性設計

設計軸力超過 $0.1 f'_c A_g$

強柱弱梁

鋼筋比介於0.01至0.06

機械式續接器、銲接之規定

搭接僅容許在構材淨長中央1/2內

圍束箍筋

剪力筋之配置

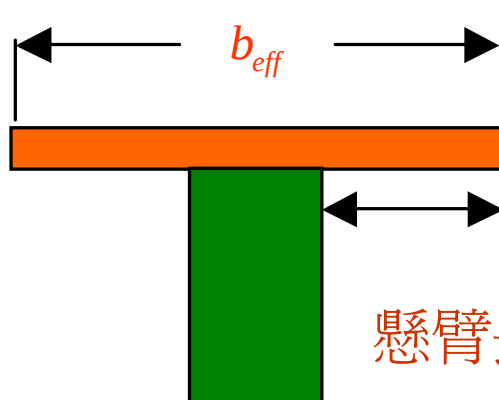
強柱弱梁

檢核強柱弱梁要考慮T梁效應

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad \text{正負彎矩均要考慮T梁效應。}$$

M_{nc} 與 M_{nb}

為計算強度



$$b_{eff} \leq \frac{1}{4} \times span$$

懸臂長 $\leq 8 \times$ 板厚

梁之剪力與梁塑鉸發生後推估柱剪力之檢核無規定

→最好考慮T梁效應

柱主筋之設計：強柱弱梁

$$i+1 M_{cn,上} = i+1 \delta (i+1 M_{ce,上})$$

$$i+1 \delta = \frac{6}{5} \frac{\sum M_{bn}}{\sum M_{be}}$$

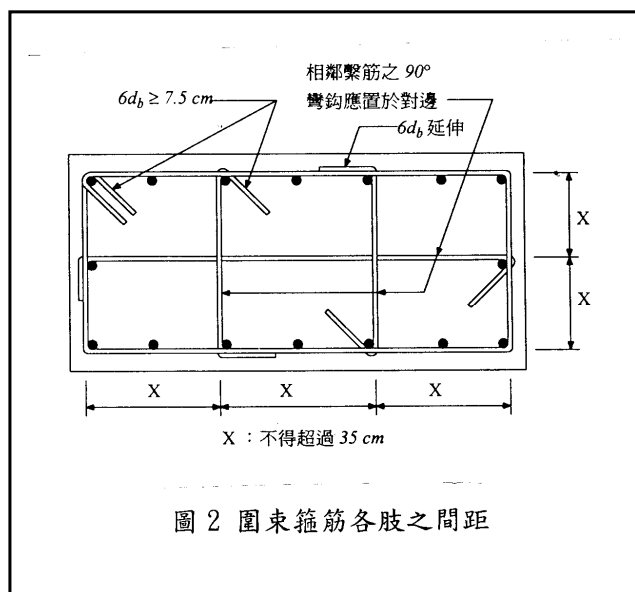
M_{cn} / ϕ 與 M_u 取大值
配合 P_u 設計主筋

$$i M_{cn,上} = i \delta (i M_{ce,上})$$

$$i \delta = \frac{6}{5} \frac{\sum M_{bn}}{\sum M_{be}}$$

17

柱圍束箍筋之鋼筋比或面積 圓柱



$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

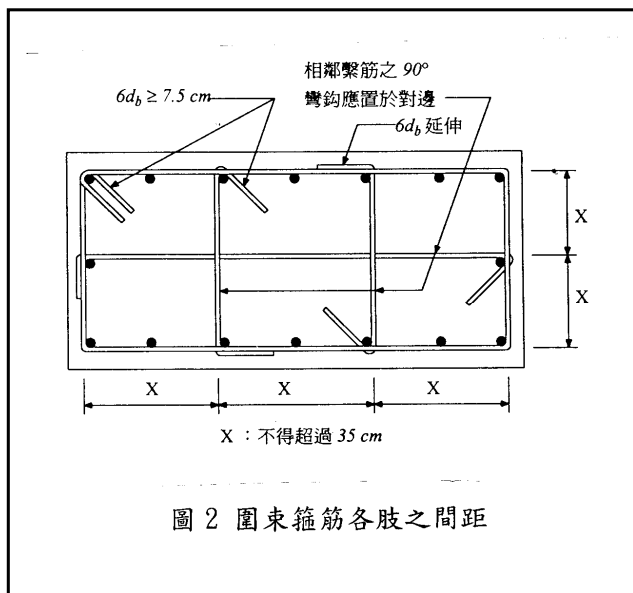
矩形柱

$$A_{sh} = 0.3 \left(s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.09 \left(s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \right)$$

18

柱圍束箍筋之間距



$$\text{Min}(\text{柱短邊之 } \frac{1}{4}, 6d_b, s_x)$$

→ $6d_b$ 為防止主筋屈曲

$$\rightarrow s_x(\text{cm}) = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3}\right) \leq 15\text{cm}$$

$$\rightarrow h_x = 35\text{cm}, s_x = 10\text{cm}。$$

$$\rightarrow h_x \leq 20\text{cm}, s_x = 15\text{cm}。$$

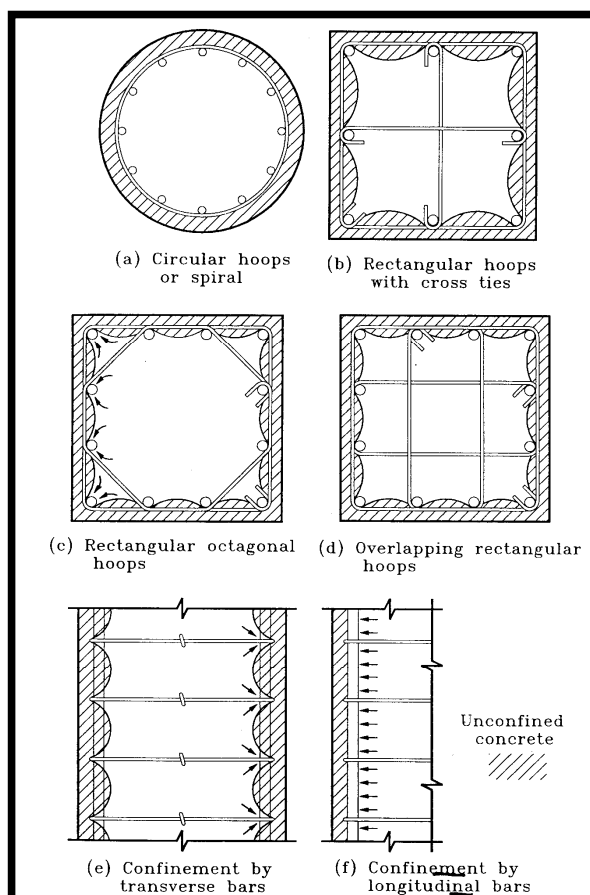
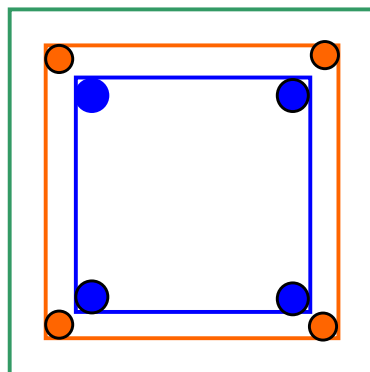


圖 3 圍束箍筋對核心混凝土三向度之圍束

柱圍束箍筋外之保護層不能太厚



→保護層太厚時，壓碎後強度下降太多，且剝落之混凝土會造成其下居民或行人之危險

→外圈之保護層不得超過10cm，箍筋間距不超過30cm。

柱圍束箍筋配置範圍

1. 構材沿剪力方向之深度
2. 構材淨長之1/6
3. 45cm

圍束箍筋全長配置

上面延伸拉力伸展長度

下面入基礎至少30cm

基礎

結構牆

開孔

柱剪力筋之設計

柱之設計剪力為
上、下彎矩和除
以柱淨高。

圍束區外，間距
不超過6d及15cm

$$i+1 M_{pc,上} = i+1 \delta (i+1 M_{ce,上})$$

$$i+1 \delta = \frac{\sum M_{pb}}{\sum M_{be}}$$

$$i M_{pc,上} = i \delta (i M_{ce,上})$$

$$i \delta = \frac{6}{5} \frac{\sum M_{pb}}{\sum M_{be}}$$

23

例題26-3 柱之設計與細部檢核

E-W向內構架1F邊柱

邊長60cm方柱，地震力沿E-W方向

表 26.2 一樓邊柱各載重組合之軸力與彎矩		
載重組合	軸力 $P_u(t_f)$	彎矩 $M_u(t_f - m)$
$1.2D + 1.6L$	454.9	-10.8
$1.2D + 0.5L + E$	327.9	23.0
	459.0	-38.0
$0.9D + E$	208.6	26.0
	339.7	-35.0

$$\begin{aligned} \text{最大軸力 } P_u &= 459.0 t_f > 0.1 A_g f'_c \\ &= 0.1 \times 60 \times 60 \times 0.28 = 100.8 t_f \end{aligned}$$

24

1. 檢核符合尺寸要求

柱短邊=60cm>30cm

短邊與長邊比值=1.0>0.4

2. 決定所需主筋

依表 26.2 所有載重組合設計，本一樓邊柱須配置 8 根 8 號筋($\rho_g = 1.10\%$)，

介於 1% 與 6% 之間。

3. E-W 向柱計算彎矩強度和與梁計算彎矩強度和之比較

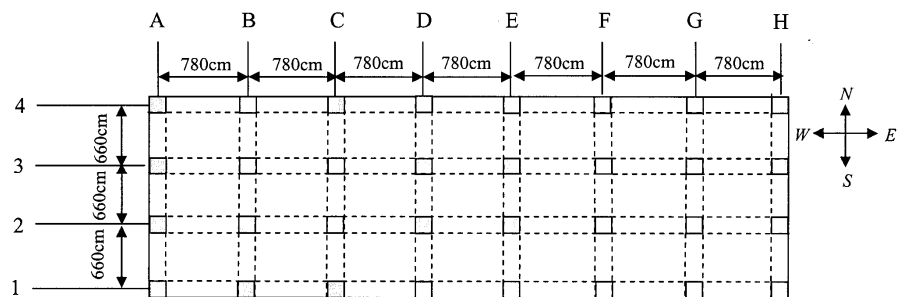
$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

計算梁之計算彎矩強度時，要計入下列算得之有效翼緣寬度內之版鋼筋：

$$(16 \times 20) + 50 = 370\text{cm}$$

$$660\text{cm}$$

$$780 / 4 = 195\text{cm}(\text{控制})$$



(a) 典型樓層平面圖

有效翼緣寬度內之樓版，至少須配置鋼筋量為 $0.0018 \times 195 \times 20 = 7.02\text{cm}^2$ ，可配 6 根 4 號筋間距 $195 / 6 = 32.5\text{cm}$ ，此間距小於 $2h = 40\text{cm}$ 。

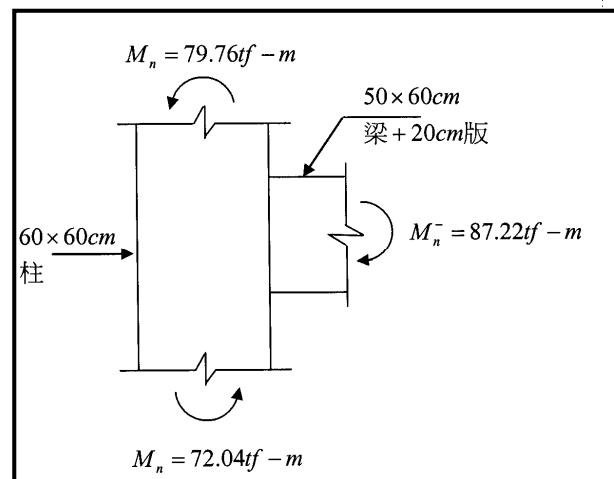
樓版之上、下層均配置如上鋼筋，則可計算出梁之負計算彎矩強度 $M_n^- = 87.22t_f - m$ 。

梁柱接頭上端，即 2F 柱底，設計軸力為 $P_u = 418.2t_f$ ，計算彎矩強度 $M_n^- = 79.76t_f - m$ 。同理，1F 柱頂之設計軸力為 $P_u = 459.0t_f$ ，計算彎矩強度 $M_n^- = 72.04t_f - m$ 。因此，如圖 26.4 所示：

$$\sum M_{nc} = 79.76 + 72.04 = 151.8t_f - m$$

$$\sum M_{nb} = 87.22t_f - m$$

$$151.8t_f - m > \frac{6}{5} \times 87.22 = 104.66t_f - m$$



N-S 向邊構架接入一樓頂柱之梁斷面，上、下層經設計均須配置 4 根 7 號鋼筋。
梁之有效翼緣寬度計算如下：

$$660/12 + 50 = 105\text{cm}(\text{控制})$$

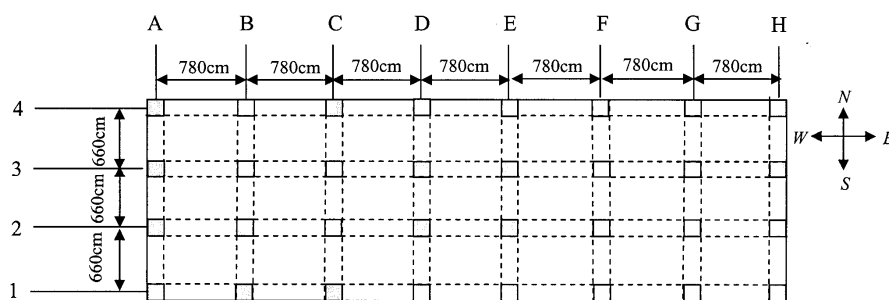
$$(6 \times 20) + 50 = 170\text{cm}$$

$$730/2 + 50 = 415\text{cm}$$

N-S向強柱弱梁之檢核

有效翼緣寬度內樓版內之鋼筋量為 $0.0018 \times 105 \times 20 = 3.78\text{cm}^2$ ，須配置 3 根 4 號筋，間距 35cm，小於 $2h=40\text{cm}$ 之規定。樓版若上、下層均配置此等鋼筋，

則可算得 $M_n^- = 48.85t_f - m$ ， $M_n^+ = 38.27t_f - m$ 。



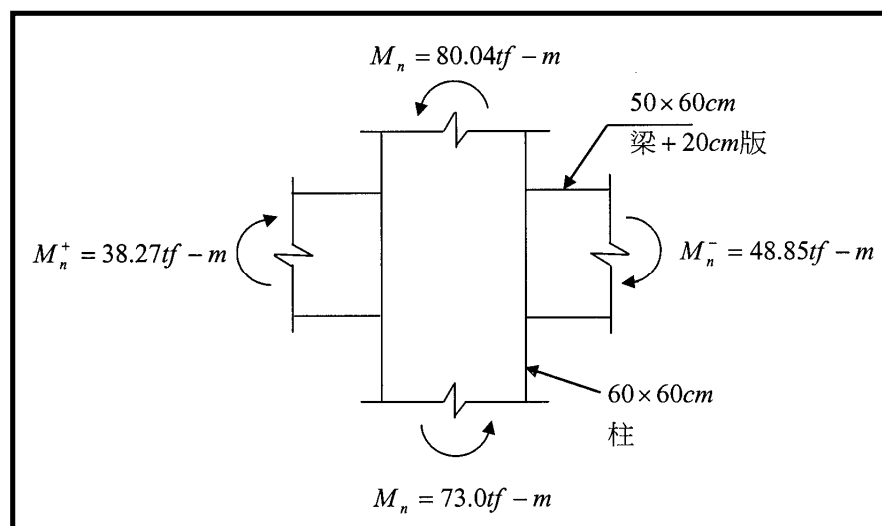
(a) 典型樓層平面圖

地震力在N-S向

二樓柱底斷面之 $P_u = 416.4t_f$ ，算得 $M_n = 80.04t_f - m$ ，一樓柱頂斷面之 $P_u = 454.96t_f$ ，算得 $M_n = 73.0t_f - m$ 。

$$\Sigma M_{nb} = 48.85 + 38.27 = 87.12t_f - m$$

$$\Sigma M_{nc} = 80.04 + 73.0 = 153.04t_f - m > \frac{6}{5} \times 87.12 = 104.54t_f - m$$



圍束箍筋之設計

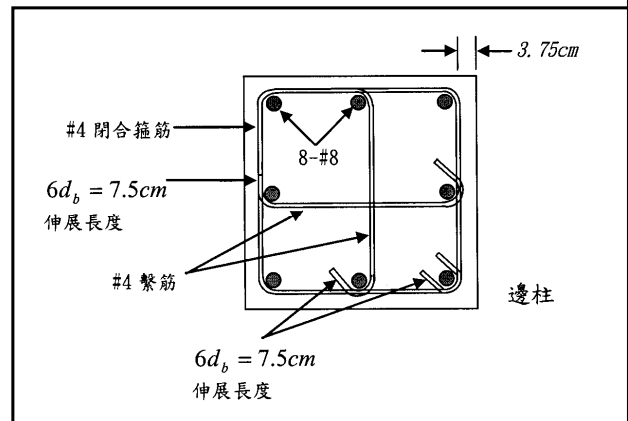
a. 圍束箍筋

橫向圍束箍筋須配置之範圍計算如下

$$l_o \geq \begin{cases} \text{構材深度} = 60\text{cm} \\ \text{構材淨長之} 1/6 = 420/6 = 70\text{cm}(\text{控制}) \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

使用 4 號箍筋另在兩方向各加繫筋一根，則最大箍筋間距如下：

$$\begin{aligned} s_{\max} &= \text{構材短邊之} 1/4 = 0.25 \times 60 = 15\text{cm} \\ &= 6\text{倍主筋直徑} = 6 \times 2.54 = 15.24\text{cm} \\ &= s_x = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) = 10 + \left(\frac{35 - 27.5}{3} \right) = 12.5\text{cm}(\text{控制}) < 15\text{cm} \end{aligned}$$



所需閉合箍筋與繫筋總面積為：

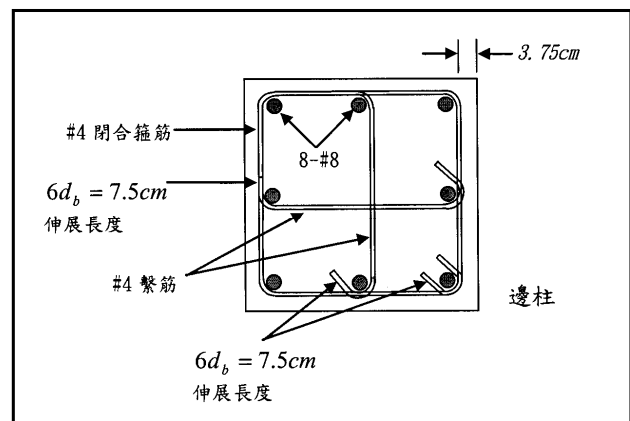
$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3sb_c \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_{yt}} \\ 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \end{cases}$$

$$b_c = 60 - 2(3.75 + 0.635) = 51.23\text{cm}$$

$$A_{ch} = [60 - (2 \times 3.75)]^2 = 2756.25\text{cm}^2$$

取箍筋間距為 12.5cm， $f_{yt} = 4200\text{kgf/cm}^2$ ，則：

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.3 \times 12.5 \times 51.23 \times \left(\frac{3600}{2756.25} - 1 \right) \frac{280}{4200} = 3.92\text{cm}^2(\text{控制}) \\ (0.09 \times 12.5 \times 51.23) \times \frac{280}{4200} = 3.84\text{cm}^2 \end{cases}$$



4 號閉合箍筋加一根繫筋如圖 26.5 所示，提供 $A_{sh} = 3 \times 1.267 = 3.801\text{cm}^2$ ，其量不足，將間距減少為 11.5cm，則需求量降為 3.61cm^2 ，合乎要求。

b. 剪力筋之設計

柱之最大可能彎矩強度可假設為平衡破壞彎矩強度，此時

$f_y = 1.25 \times 4200 = 5250 \text{ kgf/cm}^2$ ，平衡破壞彎矩強度可算得為 $102.4t_f - m$ ，因此

$$V_u = (2 \times 102.4) / 4.2 = 48.46t_f。$$

一樓柱頂之彎矩不必超過梁產生可能彎矩強度時對應之彎矩，如圖 25.3 所示，

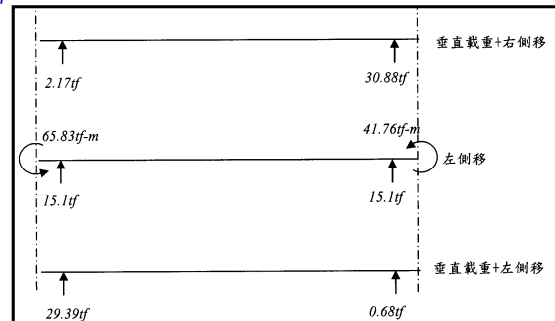
當地震力為 E-W 向且往左側移時，其值為 $65.83t_f - m$ ，此彎矩分配給二樓柱底

與一樓柱頂兩斷面，假設與層高成反比，則一樓柱頂之彎矩為：

$$65.83 \left(\frac{360}{360 + 480} \right) = 28.21t_f - m$$

一樓柱底則自行產生最大可能彎矩強度，其值為 $102.4t_f - m$ ，因此柱剪力為：

$$V_u = \frac{28.21 + 102.4}{4.2} = 31.1t_f$$



31

當地震力為 N-S 向時，邊柱兩側梁之上、下層鋼筋均配置 4 根 7 號筋，最大可

能彎矩強度為 $41.76t_f - m$ ，因此一樓柱頂之彎矩為：

$$(2 \times 41.76) \left(\frac{360}{360 + 480} \right) = 35.8t_f - m$$

因此柱剪力為：

$$V_u = \frac{(35.8 + 102.4)}{4.2} = 32.9t_f$$

因設計軸力大於 $A_g f'_c / 20 = 50.4t_f$ ，設計剪力強度為：

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right)$$

如軸力取表 25.2 中之最小值，則：

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{280} (60 \times 54)}{10^3} \left[1 + \frac{208600}{140 \times 3600} \right] = 40.63t_f$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{(3 \times 1.267) \times 4.2 \times 54}{11.5} = 74.96t_f$$

$$\phi(V_c + V_s) = 0.75(40.63 + 74.96) = 86.69t_f > V_u = 32.9t_f$$

表 26.2 一樓邊柱各載重組合之軸力與彎矩

載重組合	軸力 $P_u(t_f)$	彎矩 $M_u(t_f - m)$
1.2D+1.6L	454.9	-10.8
1.2D+0.5L+E	327.9	23.0
	459.0	-38.0
0.9D+E	208.6	26.0
	339.7	-35.0

32

因此在柱端 $l_0 = 70\text{cm}$ 的範圍內，所配置之圍束箍筋足以抵抗剪力。柱的其他範圍，所配置之箍筋間距不得超過 6 倍主筋直徑或 15cm ，即 $\min(6 \times 2.5 = 15\text{cm}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$ ，如間距照此配置，亦足以承擔柱剪力。一樓邊柱之配筋細部如圖 25.6 所示，為施工簡化起見，柱全長均配置間距 11.5cm 之箍筋。

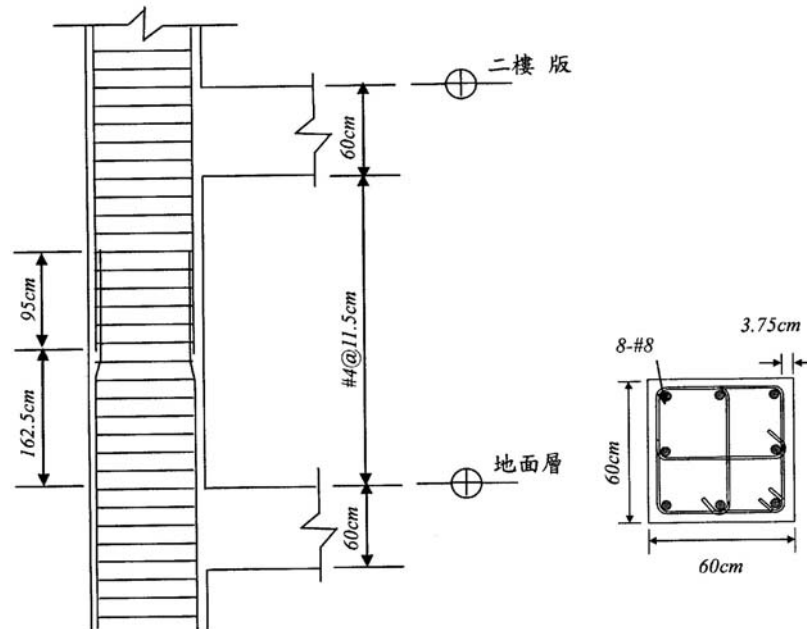
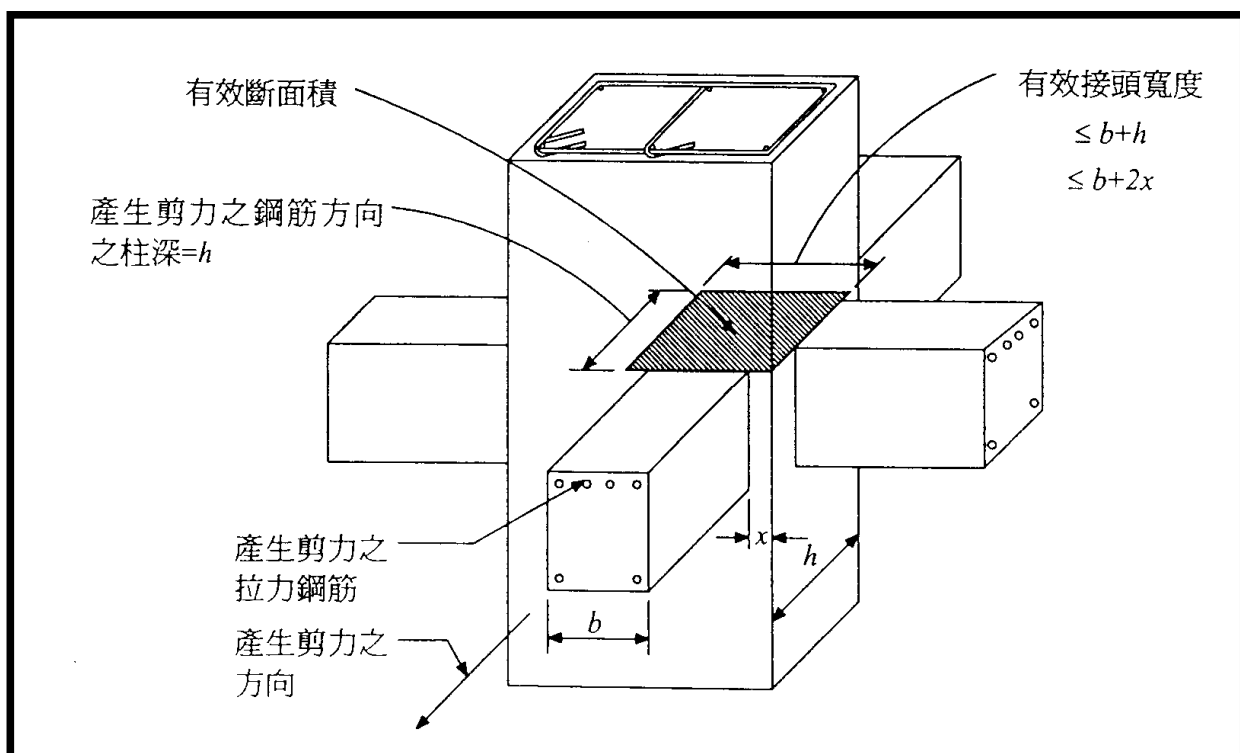


圖 25.6 一樓邊柱之配筋細部

梁柱接頭之設計



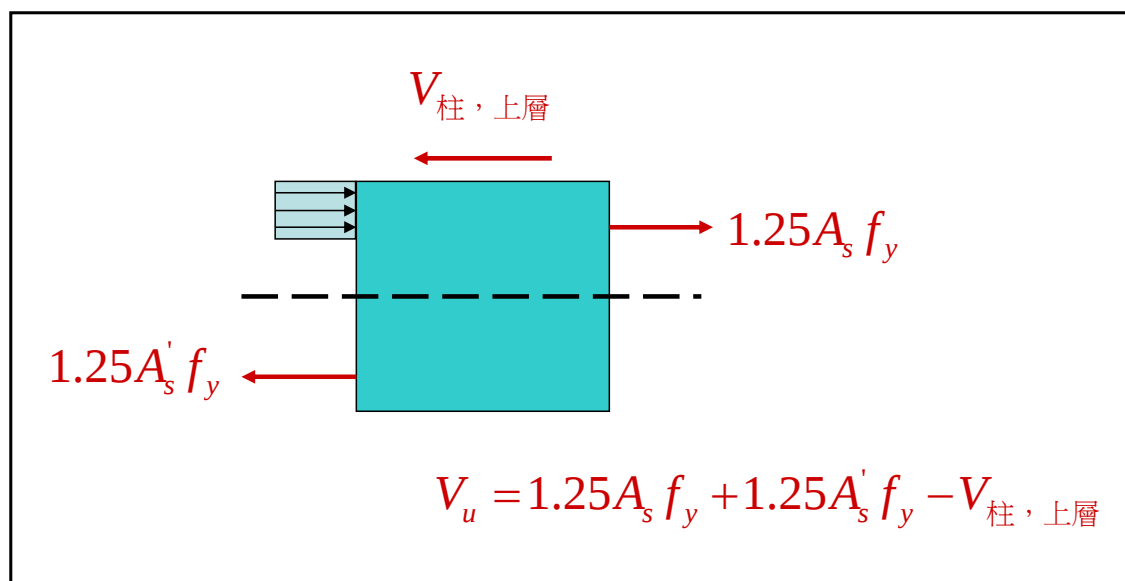
梁柱接頭之有效斷面積 A_j

剪力計算強度 V_c

接頭四面皆受圍束	$5.3\sqrt{f'_c}A_j$
三面或一雙對面受圍束	$3.9\sqrt{f'_c}A_j$
其他	$3.2\sqrt{f'_c}A_j$

梁寬達柱寬3/4以上為圍束

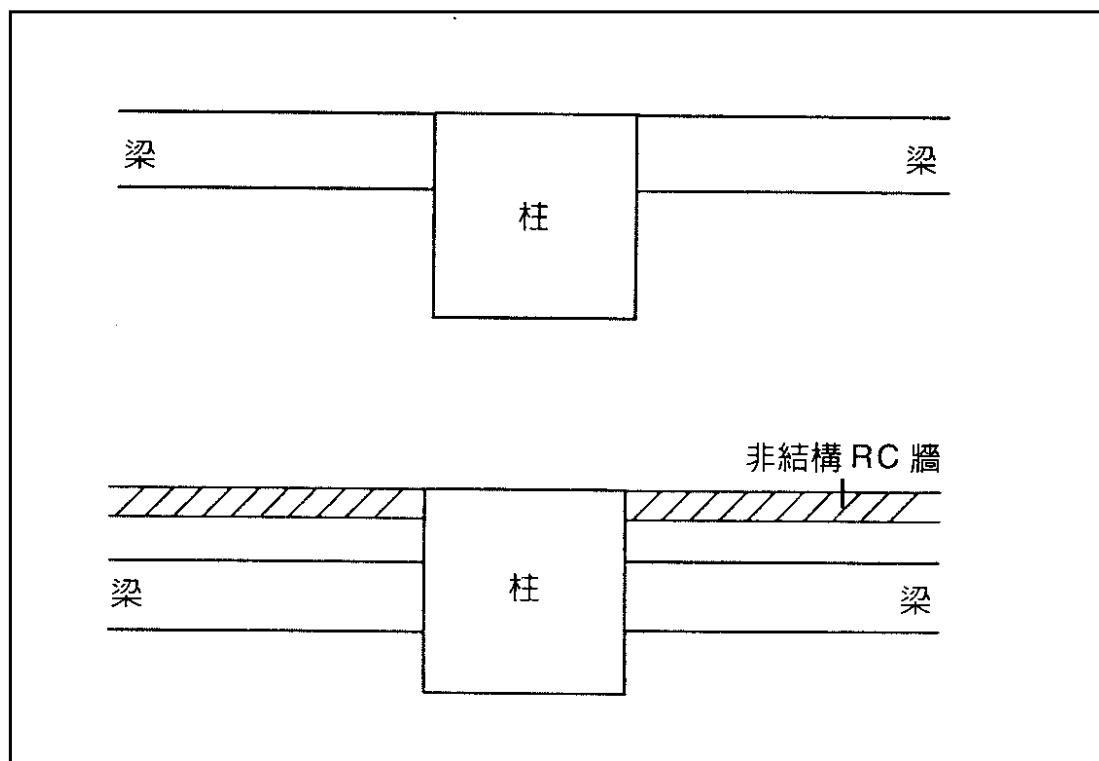
梁產生塑鉸時接頭引致之剪力



地震力向左作用時

$$V_u \leq \phi V_c$$

梁偏心造成接頭有效面積變小



37

例題26-4 外梁接頭之設計與細部檢核

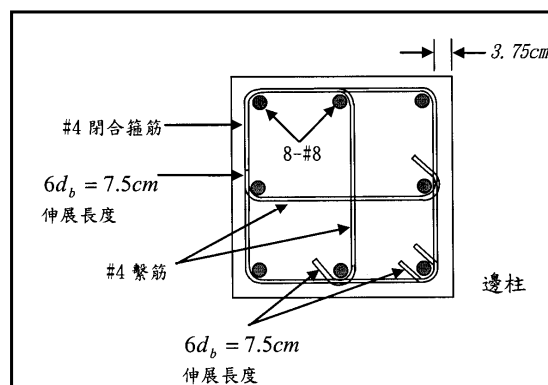
1F邊柱頂之接頭

邊長60cm方柱

1. 橫向圍束箍筋

15.6.2.1 要求梁柱接頭內應配置與柱端圍束區相同之橫向閉合箍筋，除非接頭四邊皆受梁圍束。此處所謂受梁圍束係指梁寬至少要涵蓋柱寬之 $3/4$ 。

本例之接頭僅受三邊圍束，因此須配置如例題 25.3 柱之圍束箍筋，即具一根繫筋之 4 號箍筋，間距 11.5cm。



檢核 E-W 方向之接頭剪力強度

如圖 26.7 所示，接頭內斷面 x-x 之剪力等於梁上層主筋之拉力(應力用 $1.25f_y$)扣除接頭上端二樓柱底之剪力。

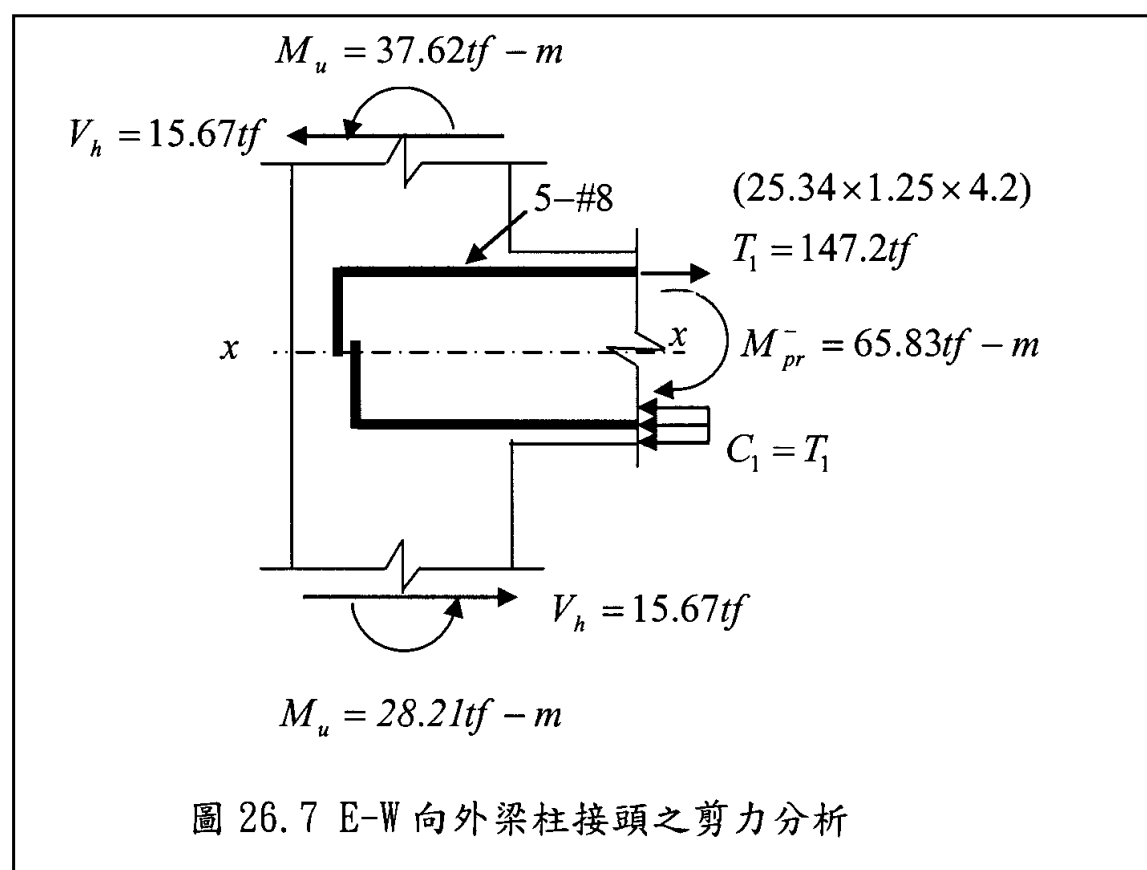
$$T = A_s(1.25f_y) = (5 \times 5.067)(1.25 \times 4.2) = 147.2tf$$

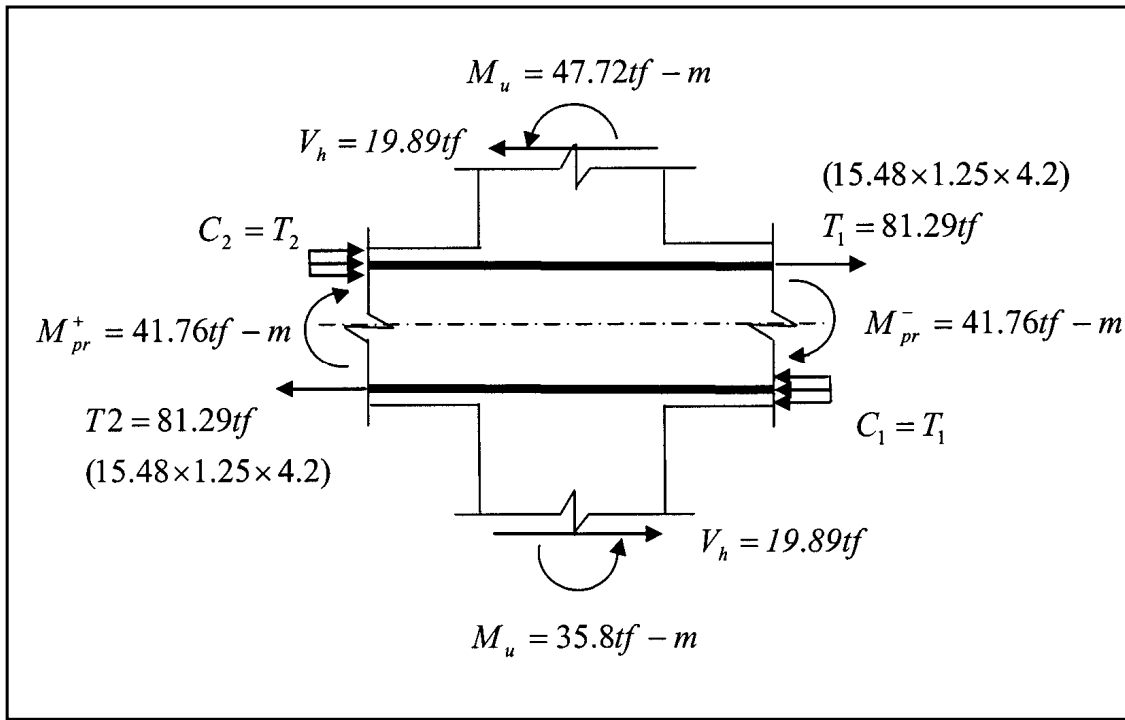
二樓柱底之剪力 V_h 之估計，可假設梁端產生負向可能彎矩強度 $M_{pr}(beam) = 65.83tf - m$ 時(見圖 26.3)，一、二層柱之反曲點位於中點，並假設此二柱之剪力相同，則：

$$V_h = \frac{65.83}{1.8 + 2.4} = 15.67tf$$

因此接頭內斷面 x-x 的剪力 $V_u = 147.2 - 15.67 = 131.5tf$ 。因本例梁寬 $= 50cm > 0.75(\text{柱寬}) = 0.75 \times 60 = 45cm$ ，屬三邊圍束之接頭。由 15.6.3.1 節，接頭之剪力計算強度如下：

$$\phi V_c = \phi \times 3.9 \sqrt{f'_c} A_j = 0.85 \times 3.9 \sqrt{280} \times 60^2 / 1000 = 199.69tf$$





$$\frac{41.76 + 41.76}{1.8 + 2.4} = 19.89(t_f)$$

$$81.29 + 81.29 - 19.89 \leq 0.85(V_c) = 199.69$$

41

預鑄抗彎矩構架

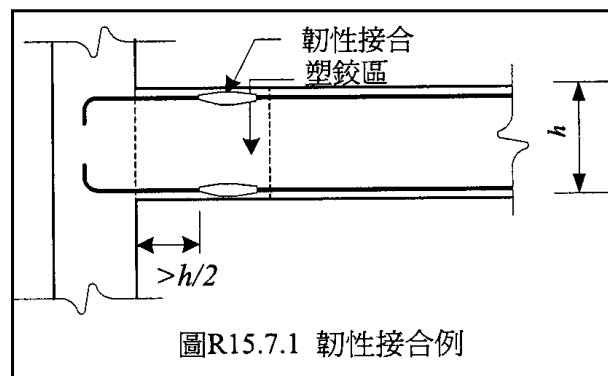
→ with ductile connections

計算剪力強度 $V_n \geq 2V_e$

V_n 由剪力摩擦計算

V_e : 塑鉸產生後引致之剪力

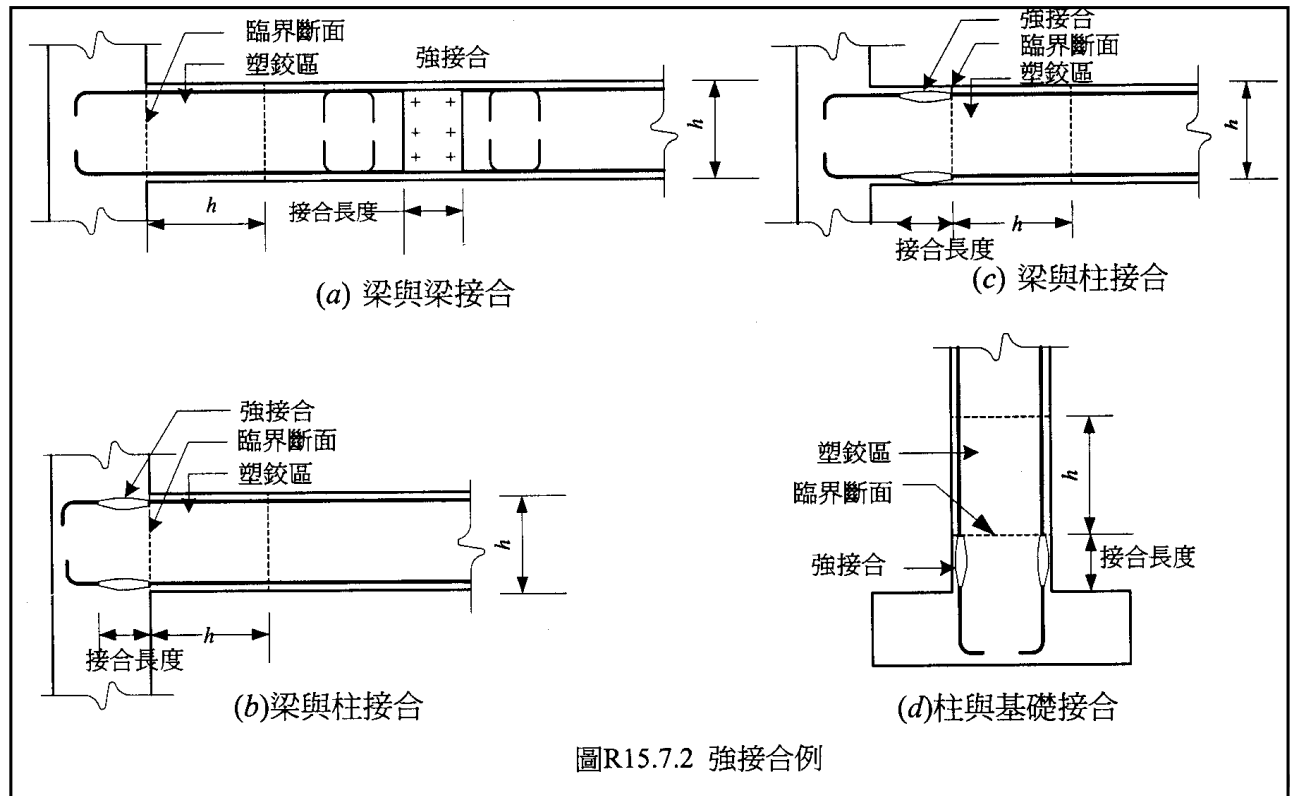
續接器距梁柱接頭面 $\geq h/2$



42

強接合 $\phi V_n > V_e$

Connection處，用type2續接器。



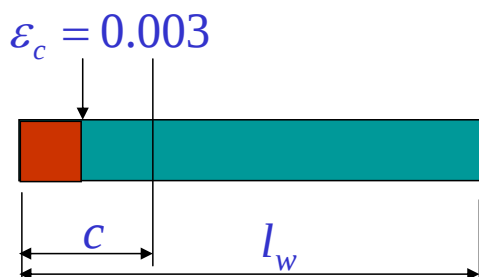
43

ACI05規範有關獨立剪力牆配邊構材之規定

→ single critical section，通常在底部。

→ $c \geq \frac{l_w}{600(\frac{\delta_u}{h_w})}$ 時要配邊構材， $(\frac{\delta_u}{h_w})$ 不得小於0.007。

獨立剪力牆配特殊邊構材之深度



→ 深度取下列兩者之大值：

1: $c - 0.1l_w$

2: $\frac{c}{2}$

44

配置圍束箍筋之範圍 $Max(\ell_w, \frac{M_u}{4V_u})$

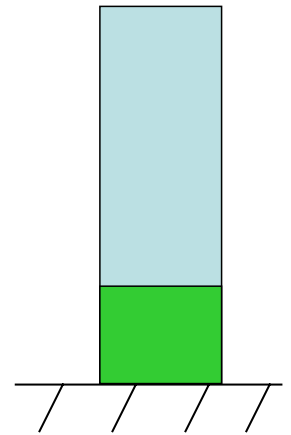
配置圍束箍筋之量

$$A_{sh} = 0.3(s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}})(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1) \text{ 不用滿足}$$

$$\text{只要滿足 } A_{sh} = 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

非獨立剪力牆配置邊構材照舊規定

即邊緣壓應力 $\geq 0.2 f'_c$ 時配置



45

Structural Wall Building 屋頂之位移

→長周期彈性與非彈性之位移相等

→ 屋頂位移 $\delta_u = \Gamma_1 S_d(T_1)$

$$S_d(T_1) = \frac{T_1^2 S_a(T_1)}{4\pi^2}$$

→ 屋頂位移 $\delta_u = \Gamma_1 S_d(T_1)$

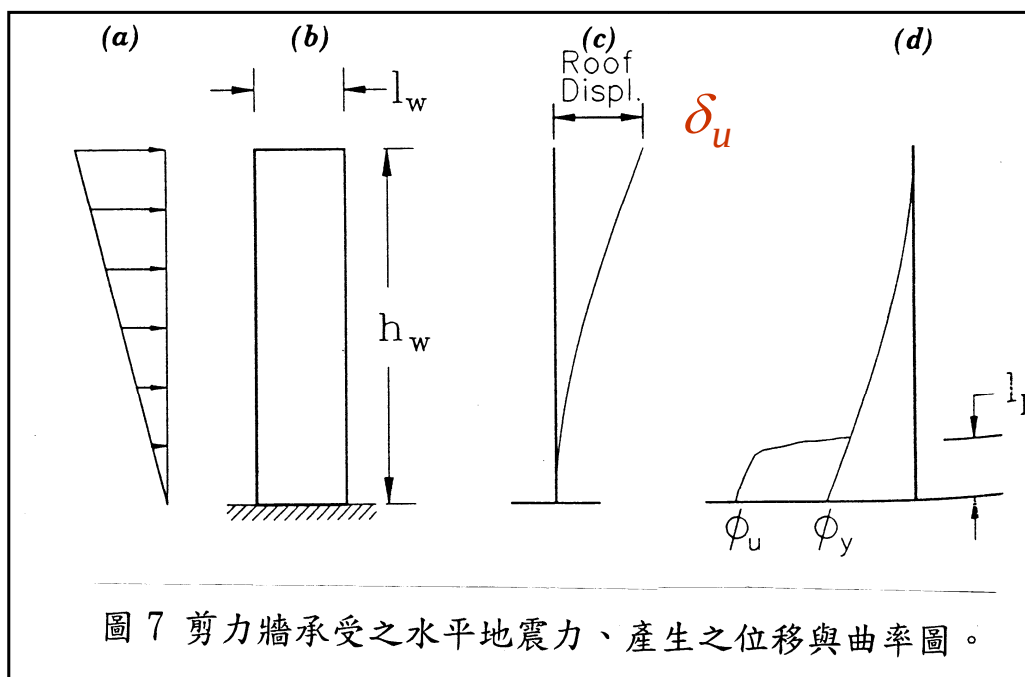
→ 變位為直線時， $\Gamma_1 = 1.5$

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi\}_1^T [m] \{1\}}{\{\phi\}_1^T [m] \{\phi\}_1}, \quad \phi_{roof,1} = 1.0$$

$$= \frac{m \int_0^{h_w} \frac{x}{h_w} dx}{m \int_0^{h_w} \frac{x^2}{h_w^2} dx} = \frac{\frac{h_w}{2}}{\frac{h_w}{3}} = 1.5$$

46

剪力牆頂 變位與 牆底 曲率之關係



$$\delta_u = \delta_y + \theta_p h_w = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + \frac{1}{2} (\phi_u - \phi_y) h_w l_w$$

47

『ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls』, by J.W.Wallace and K.Orakcal, ACI Structural Journal/July-August 2002.

→ 規範之規定用較簡化的理論推導

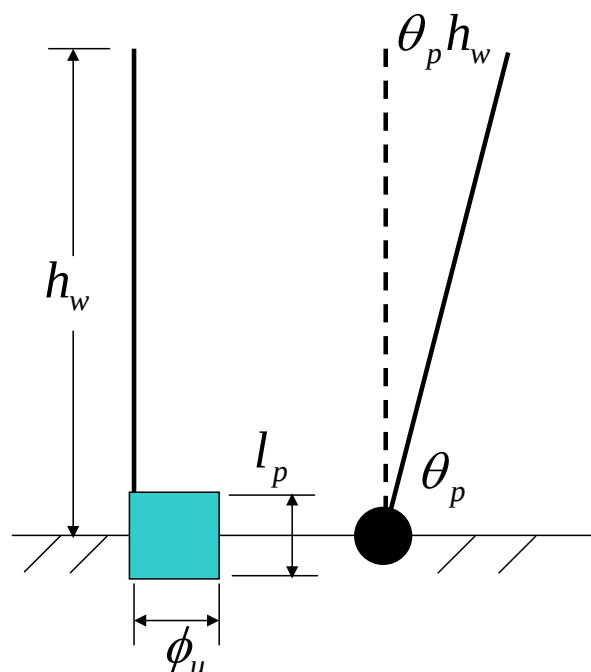
$$\delta_u = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + (\phi_u - \phi_y) l_p \left(h_w - \frac{l_p}{2} \right)$$

$$\delta_u = \theta_p h_w = (\phi_u l_p) h_w = \left(\frac{\epsilon_{cu}}{c} \frac{l_w}{2} \right) h_w$$

$$\epsilon_{cu} = 2 \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \left[\frac{c}{l_w} \right]$$

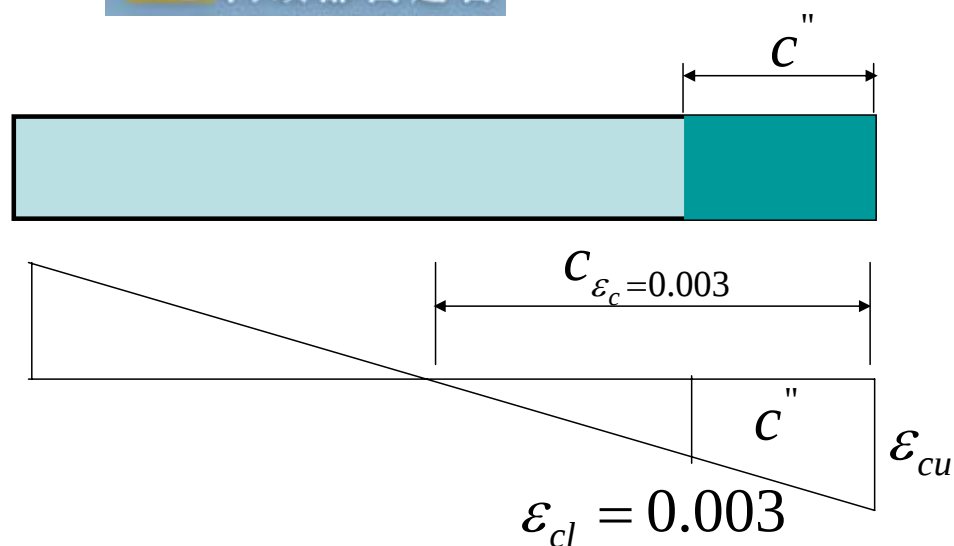
$$c \geq \frac{\epsilon_{cu}}{2} \frac{l_w}{(\delta_u / h_w)} = \frac{0.003}{2} \frac{l_w}{(\delta_u / h_w)}$$

$$= \frac{l_w}{667(\delta_u / h_w)} \approx \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}$$



48

圍束範圍



c以混凝土最大壓應變0.003計算，
因降伏後c值不再縮小多少

$$c'' = c \left[1 - \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cu}} \right]$$

49

$$\frac{c''}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{c \varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cu} l_w}$$

$$c'' = c \left[1 - \frac{\varepsilon_{cl}}{\varepsilon_{cu}} \right]$$

$$\text{但 } \varepsilon_{cu} = 2 \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \left[\frac{c}{l_w} \right]$$

$$\frac{c''}{l_w} = \frac{c}{l_w} - \frac{\varepsilon_{cl} / 2}{(\delta_u / h_w)}$$

$$= \frac{c}{l_w} - \frac{1}{667(\delta_u / h_w = 0.015)}$$

← 甚保守

$$= \frac{c}{l_w} - 0.1 \geq \frac{c}{2}$$

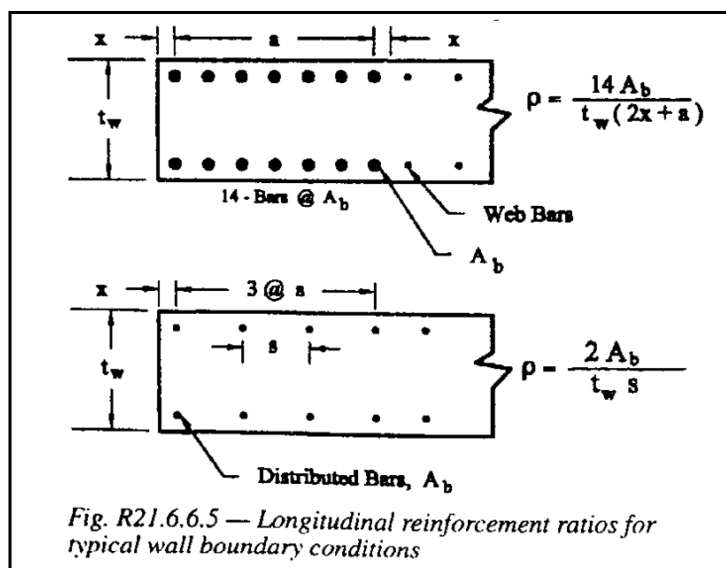
50

獨立剪力牆邊構材配20cm間距之情況

→ 不須配置特殊邊構材的情況，但鋼筋比 $> \frac{28}{f_y}$

仍要配箍筋，其量同 A_{sh} ，但間距可放寬至20cm。

→ 邊構材深度： $Max(c - 0.1l_w, c/2)$



Paulay, Priestley建議剪力牆邊構材圍束箍筋量與 c/l_w 有關

$$A_{sh} = 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + 0.9 \frac{c}{l_w} \right)$$

$$A_{sh} = 0.12sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(0.5 + 0.9 \frac{c}{l_w} \right)$$

$$\varepsilon_{cu} = 2 \left[\frac{\delta_u}{h_w} \right] \left[\frac{c}{l_w} \right]$$

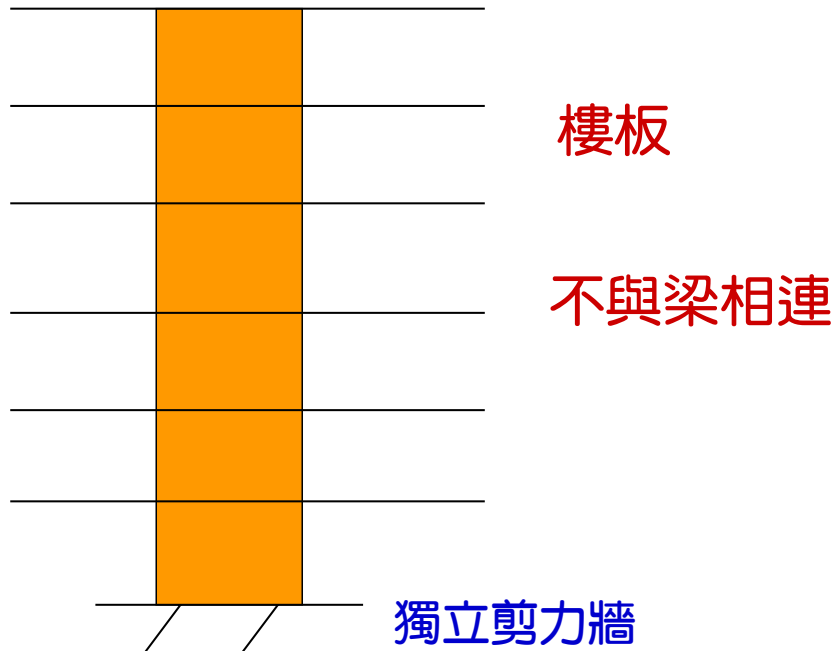
$\frac{c}{l_w}$ 越大， ε_{cu} 越大，圍束箍筋要更多。

或 c 越大， ϕ_u 已知(由已知之 δ_u)， $\varepsilon_{c,max}$ 越大。

例題26-5 結構牆之設計與細部檢核

N-S向具縱貫全高獨立剪力牆，設計一樓底結構牆斷面

$$M_u = 6781.6t_f - m \quad V_u = 368.3t_f$$



53

1. 決定結構牆縱向與橫向最小鋼筋需求

a. 檢核是否須配置兩層鋼筋網

$$0.53A_{cv}\sqrt{f'_c} = 0.53 \times 45 \times 735 \times \sqrt{280} / 1000$$

$$= 293.3t_f < V_u = 368.3t_f$$

因此須配置兩層鋼筋網。請注意 $V_u = 368.3t_f < 2.12\phi A_{cv}\sqrt{f'_c} = 879.99t_f$

故結構牆斷面尺寸足夠。

54

結構牆所需之縱向與橫向鋼筋

b. 結構牆所需之縱向與橫向鋼筋

結構牆沿縱軸與橫軸方向之鋼筋比 ρ_l 與 ρ_t 均不得小於 0.0025，最大間距 45cm。1m 長牆體之面積 $A_{cv} = 45 \times 100 = 4500 \text{ cm}^2$ ，因此各向 1m 長須配置之鋼筋面積為 $0.0025 \times 4500 = 11.25 \text{ cm}^2$ 。

假設配置 5 號雙層筋，其面積為 $A_s = 2 \times 1.986 = 3.972 \text{ cm}^2$ ，則所需間距為：

$$s = \frac{3.972}{11.25} \times 100 = 34.5 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

2. 決定剪力鋼筋量

假設配置雙層 5 號剪力筋，間距 30cm，則剪力設計強度如下：

$$\phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y)$$

此處， $\phi = 0.75$ ， $\alpha = 0.53$ ，因 $\frac{h_w}{l_w} = \frac{4440}{735} = 6 > 2$

$$A_{cv} = 45 \times 735 = 33075 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{3.972}{45 \times 30} = 0.0029$$

$$\begin{aligned} \phi V_n &= (0.75 \times 33075) [0.53 \sqrt{280} + (0.0029 \times 4200)] / 1000 \\ &= 522.1 \text{ tf} > 368.3 \text{ tf} \end{aligned}$$

當 h_w / l_w 不超過 2 時，則鋼筋比 ρ_l 不得小於 ρ_t 。本例 h_w / l_w 為 6.0，因此 ρ_l 只要符合最小鋼筋比即可。

縱向筋仍配雙層 5 號筋，間距 30cm。

3. 配置結構牆承擔軸力與彎矩鋼筋

假設結構牆兩端各配置 $75 \times 75\text{cm}$ 邊構材，每一邊構材配置 24 根 11 號主筋，再配合腹版配置之雙層 5 號筋，間距 30cm，足夠承擔載重組合之軸力與彎矩。

4. 決定是否須配置特殊邊界構材

結構牆邊緣是否須配置特殊邊界構材，應依第 15.8.6.2 節或 15.8.6.3 節評估。本例採用第 15.8.6.3 節評估。

受壓區在如下條件下，須配置特殊邊界構材：

$$c \geq \frac{l_w}{600(\delta_u / h_w)}, \quad \delta_u / h_w \geq 0.007$$

此處， $l_w = 735\text{cm}$ ， $h_w = 4440\text{cm}$ ， $\delta_u = 33.75\text{cm}$ ，而

$\delta_u / h_w = 0.0076 > 0.007$ ，因此如 c 大於等於 $735 / (600 \times 0.0076) = 161.18\text{cm}$ ，就需要配置特殊邊界構材。

c 為設計位移達 33.75cm 時，對應的軸力與彎矩作用下達彎矩強度時中立軸之深度。由彎矩曲率分析，在軸力 $1655.2t_f$ ，彎矩計算強度 $13428t_f - m$ 下， c 值為 170.25cm ，大於 161.18cm ，因此需要配置特殊邊界構材。

特殊邊界構材應從牆邊水平延伸一段距離，其值不小於 $c - 0.1l_w = 170.25 - (0.1 \times 735) = 96.75\text{cm}$ ，或 $c / 2 = 85.1\text{cm}$ 。考慮除邊構材外，腹版再圍束 37.5cm 。

5. 配置邊界構材之特殊橫向鋼筋

75×75cm 邊界構材之圍束

假設 4 號箍筋或繫筋均鉤住兩方向之主筋，則箍筋最大間距為：

$$s_{\max} = \begin{cases} 0.25 \times 75 = 18.75 \text{ cm} \\ 6 \times 3.58 = 21.48 \text{ cm} \\ 10 + \left(\frac{35 - 15}{3} \right) = 16.7 \text{ cm} > 15 \text{ cm}, \text{ 用 } 15 \text{ cm (控制)} \end{cases}$$

間距如採用 15cm，所需橫向箍筋總斷面積如下：

$$A_{sh} = \frac{0.09 s_b f'_c}{f_y} = \frac{0.09 \times 15 \times [75 - (2 \times 3.75) - 1.27] \times 0.28}{4.2} = 5.96 \text{ cm}^2$$

4 號箍筋或繫筋均鉤住所有主筋提供 $A_{sh} = 7 \times 1.267 = 8.869 \text{ cm}^2 > 5.96 \text{ cm}^2$

腹版之圍束

使用 5 號橫向鋼筋，其最大容許間距如下：

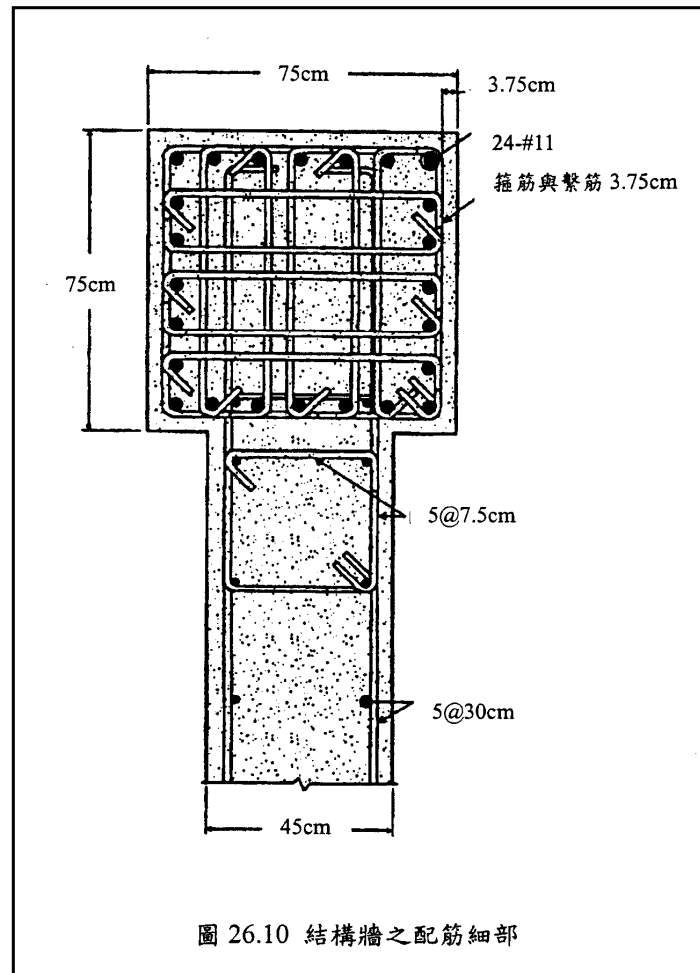
$$\begin{aligned} s_{\max} &= 0.25 \times 37.5 = 9.375 \text{ cm (控制)} \\ &= 6 \times 1.59 = 9.54 \text{ cm} \\ &= 10 + \left(\frac{35 - 33.125}{3} \right) = 10.625 \text{ cm} \end{aligned}$$

假設圍束箍筋之間距採用 7.5cm，首先計算平行結構牆方向之箍筋用量：

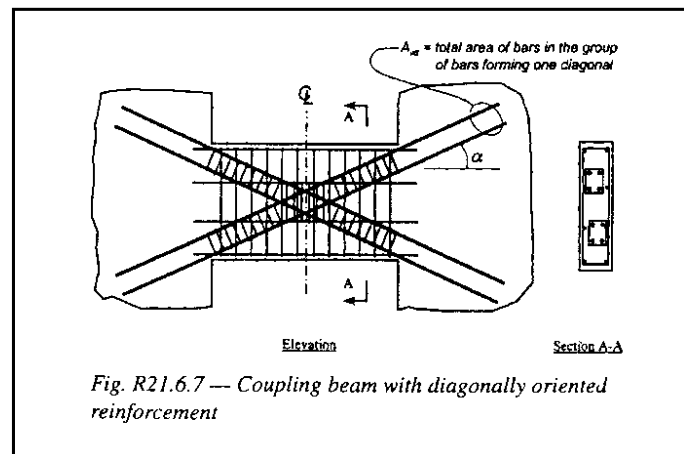
$$b_c = 45 - (2 \times 3.75) - 1.59 = 35.91 \text{ cm}$$

$$A_{sh} = \frac{0.09 \times 7.5 \times 35.91 \times 280}{4200} = 1.62 \text{ cm}^2$$

使用 2 根 5 號箍筋， $A_{sh} = 2 \times 1.986 = 3.97 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2$



Coupling beams 之設計



→ $\frac{l_n}{d} < 4.0$ 時，要使用 $diagonal$ 鋼筋。

→ 韌性較佳，彎矩強度亦有增加。

→ 至少四根鋼筋，加圍束箍筋。

→ $\frac{b_w}{2}$ 與 $\frac{b_w}{5}$ ，拉力筋延伸長度。

→ $V_n = 2A_{vd} f_y \sin \alpha \leq 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$

結論

- 以載重組合配梁主筋
- 以梁端產生塑鉸配置梁剪力筋
- 以梁產生計算彎矩強度推算柱所需計算彎矩強度，配置柱主筋
- 以梁產生塑鉸推算柱彎矩，進一步計算柱剪力，配置柱剪力筋，並計算極限層剪力強度
- 計算並配置柱圍束區之圍束箍筋
- 檢核梁柱接頭之剪力強度

100 年度技術規範系列宣導說明會

混凝土工程設計規範(五)

第十五章 耐震設計之特別規定

報告完畢 敬請指教

100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(六)

壓拉桿模式(附篇A)

主講人：

胡銘煌 總監(台北)
方一匡 教授(高雄)



時間：14:30 - 15:20

1

課程大綱

附篇A 壓拉桿模式

簡報摘要：

- 一、『壓拉桿模式』規範簡介
- 二、『壓拉桿模式』應用例
 - 【例題1】深梁設計採壓拉桿法
 - 【例題2】托架之設計採壓拉桿法

2

一、「壓拉桿模式」規範簡介

『壓拉桿模式』一般說明：

1. 「壓拉桿模式」係依美國結構混凝土建築規範〔ACI318-05〕之附錄A『壓拉桿 模式〔Strut-and-Tie Models〕』增訂。
2. 壓拉桿模式為同時考慮所有載重影響〔M、N、T、V〕之統合方法。
3. 對於載重或幾何急遽變化之不連續區〔D區〕構造提供了極有用的設計方法。
4. 對於剪力臨界構材如〔深梁〕、〔托架〕及〔牆〕等有規定。

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.2 定義

- 1、「不連續現象」：幾何尺寸或載重急劇變化之情況。如圖RA. 2. 1。
- 2、「D-區域」：桿件中距幾何或載重不連續處一倍構材深度 h 以內之區域，如圖RA. 2. 2(a)與(b)之陰影部分標示。
- 3、「B-區域」：桿件中適用本規範第3.3.1節撓曲理論斷面維持平面假設之區域。一般為D-區域以外之區域。如圖RA. 2. 2(c)所示。
- 4、「壓拉桿模式」：結構構材或是構材內「D區域」之桁架模式，其由「壓桿」、「拉桿」與「節點」所連結組成，而足以將設計載重傳遞至支承或相鄰「B-區域」者。
- 5、「壓桿」：壓拉桿模式中之受壓構材其代表一平行或扇形壓力場之合力。如圖RA. 2. 3。
- 6、「瓶狀壓桿」：壓桿中間段較兩端為寬者。如圖RA. 2. 4。
- 7、「拉桿」：壓拉桿模式中之受拉桿件。

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.2 定義(續)

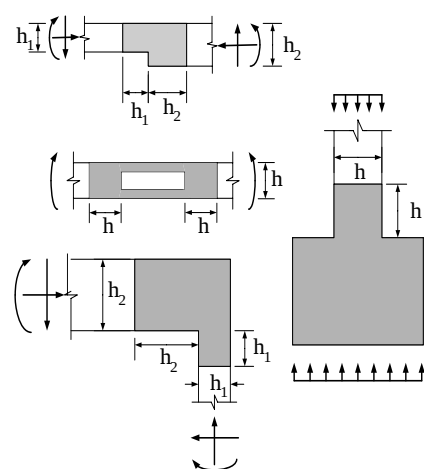
8、「節點」：壓拉桿模式中，壓桿、拉桿與集中載重之軸線的交點。其分類如圖RA.2.5。

9、「節點區」：節點周遭之混凝土塊體區，用以傳遞交會於節點處之壓拉桿力。其靜壓節點如圖RA.2.6，其擴展節點區如圖RA.2.7。

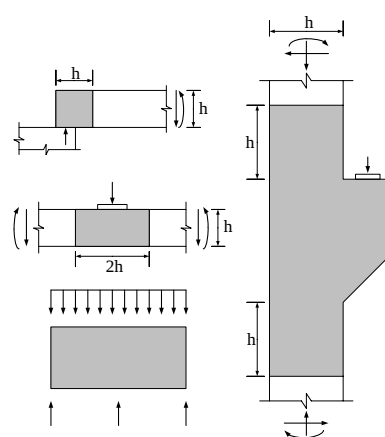
10、「深梁」：第3.8.1節與第4.9.1節，如圖RA.2.2(a)及(b)。

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.2 定義(續)



(a)幾何不連續

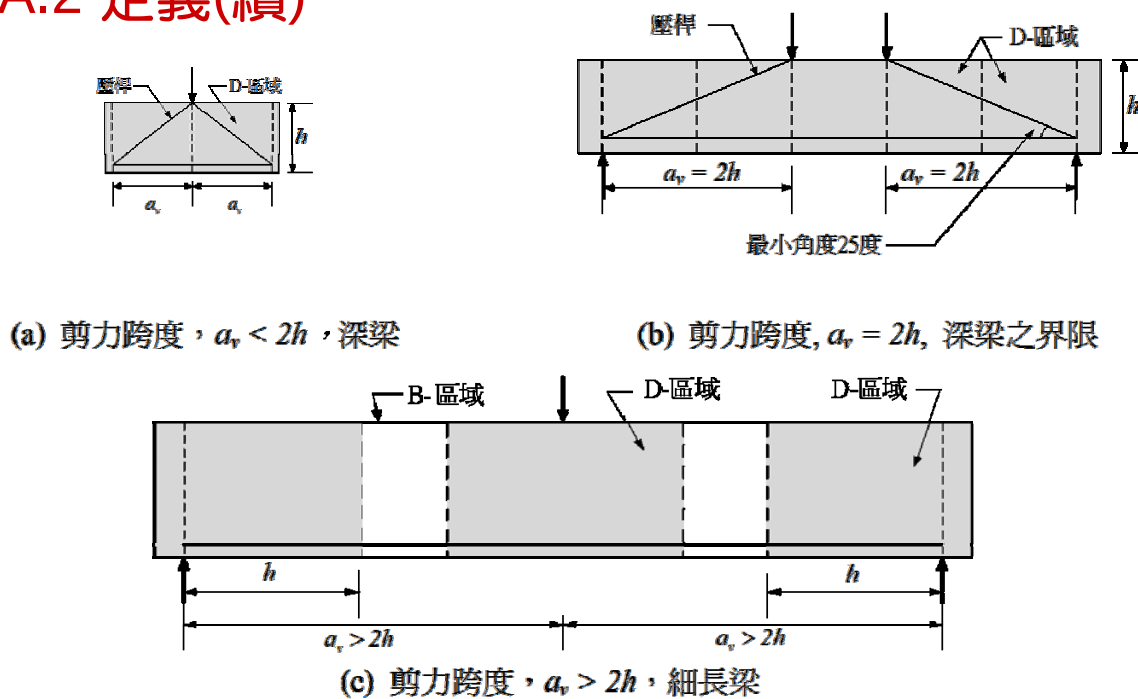


(b)載重與幾何不連續

圖RA. 2. 1 D區域及載重與幾何不連續情形

一、「壓拉桿模式」規範簡介

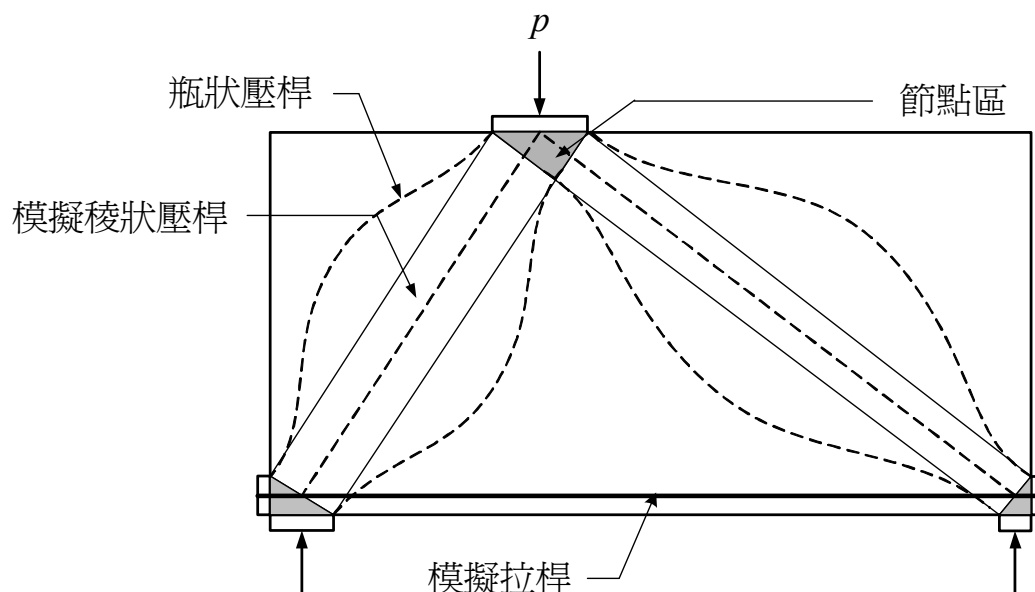
A.2 定義(續)



圖RA.2.2 深梁與細長梁之描述

一、「壓拉桿模式」規範簡介

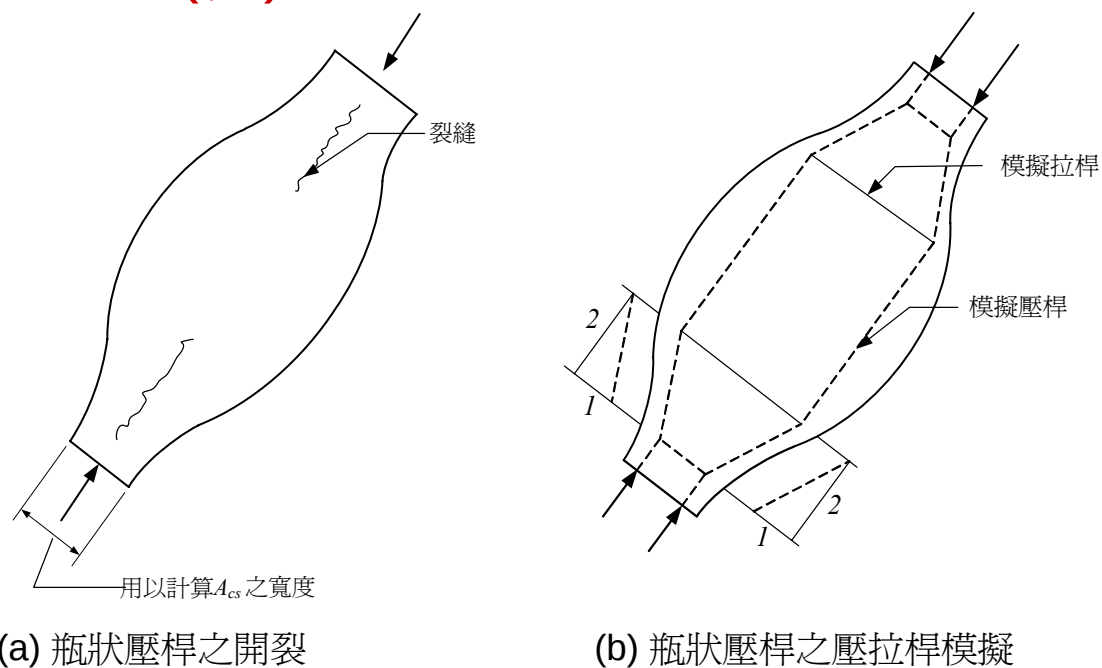
A.2 定義(續)



圖RA.2.3 壓拉桿模式之描述

一、「壓拉桿模式」規範簡介

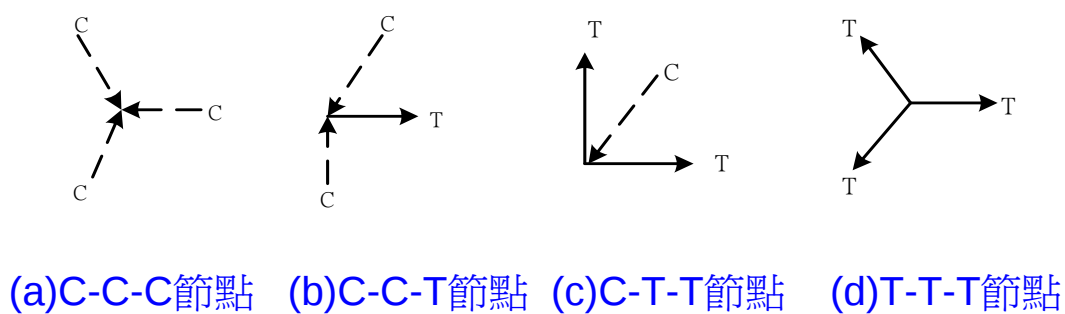
A.2 定義(續)



圖RA.2.4 瓶狀壓桿

一、「壓拉桿模式」規範簡介

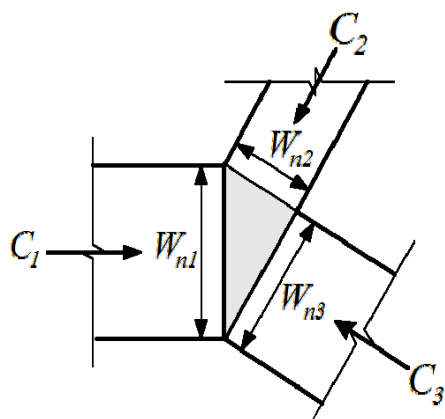
A.2 定義(續)



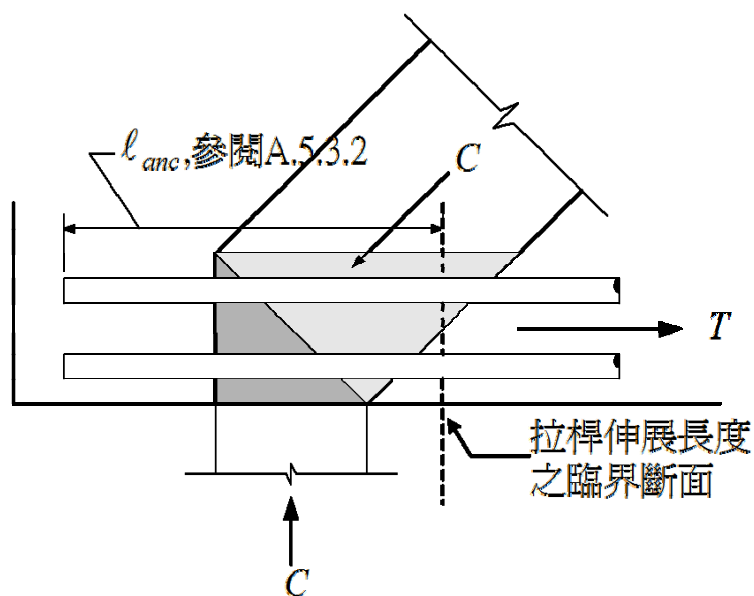
圖RA.2.5 節點之分類

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.2 定義(續)



(a)C-C-C靜壓節點區

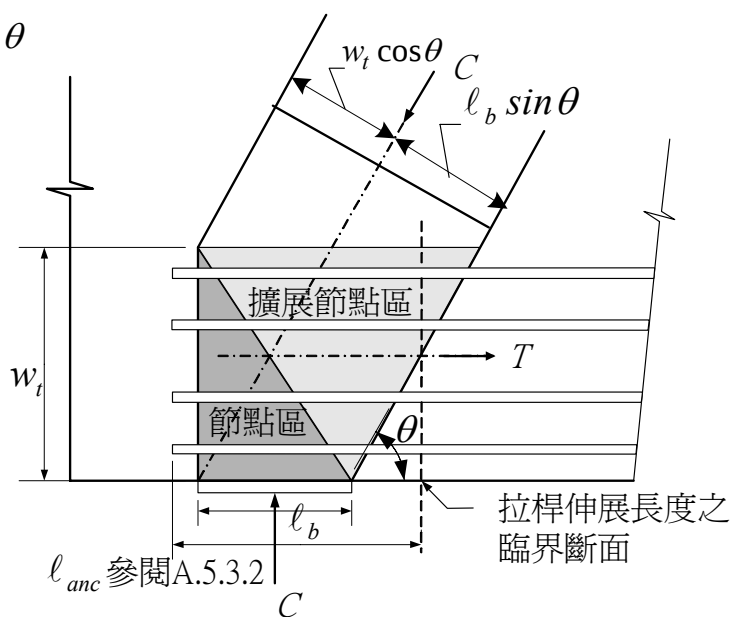
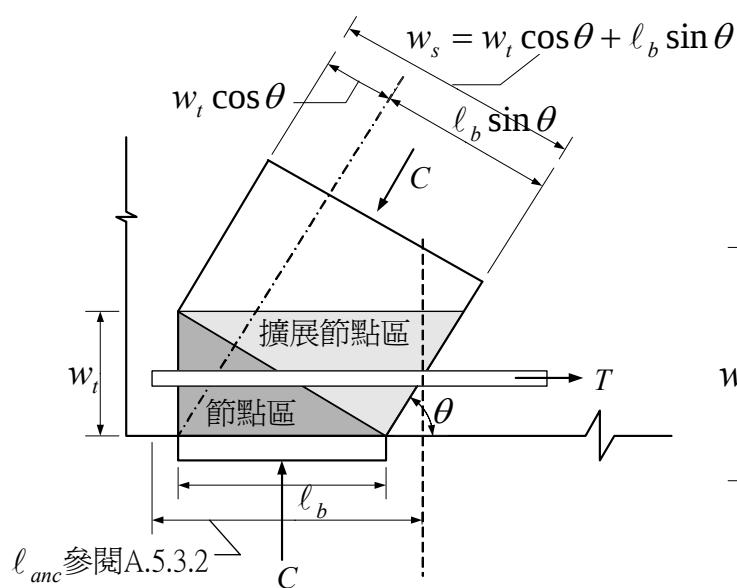


(b)C-C-T靜壓節點區及拉桿錨定

圖RA.2.6 靜壓節點區

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.2 定義(續)



圖RA.2.7 因應力量分佈效應之擴展節點區

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.3 壓拉桿模式設計程序

A3.1 將結構構材或是構材內D區域模擬為理想化之桁架以作設計。桁架模式應包含壓桿、拉桿與節點，且其可將所有設計載重傳遞至支承或相鄰B-區域。

A3.2 使壓拉桿模式中之作用載重與反力符合力平衡條件。

A3.3 決定桁架之幾何形式應將壓桿、拉桿與節點區之尺度納入考慮。

A3.4 拉桿可以穿越壓桿，但壓桿間僅可在節點相交或重疊。

A3.5 任何於節點相交之壓桿與拉桿，其軸線間之夾角不可小於25度。

A3.6 壓桿、拉桿與節點區之設計須符合下式：

$$\phi F_n \geq F_u \quad (A-1)$$

式中 F_u 為作用在壓桿、拉桿或節點區某面之設計力； F_n 係壓桿、拉桿或節點區之計算強度；而 $\phi = 0.75$ 。

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.4 壓桿強度

A4.1 無縱向鋼筋之壓桿計算抗壓強度依下式對兩端評估後取其小值：

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (A-2)$$

式中 A_{cs} 為壓桿某端之斷面積，而 f_{ce} 則取壓桿及節點區之混凝土有效抗壓強度之小值。

A4.2 壓桿中混凝土之有效抗壓強度 f_{ce} 可採：

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (A-3)$$

式中 β_s 之值：

- | | | |
|-----|--------------------------|---------------------|
| (1) | $\beta_s = 1.0$ | 壓桿全長具均勻斷面積者 |
| (2) | $\beta_s = 0.75$ | 瓶狀壓桿，其鋼筋配置符合A.4.3節 |
| (3) | $\beta_s = 0.60 \lambda$ | 瓶狀壓桿，其鋼筋配置不符合A.4.3節 |
| (4) | $\beta_s = 0.4$ | 在拉力構材或在抗拉翼版內之壓桿 |
| (5) | $\beta_s = 0.6$ | 其他 |

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.4 壓桿強度(續)

A4.3 鋼筋配置應足以抵抗壓桿中因壓力傳遞所衍生之橫向拉力，詳A4.3節。若 f'_c 未超過 420kgf/cm^2 時；則鋼筋配置須達到

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{A-4})$$

式中 A_{si} 為鋼筋總斷面積， s_i 為 i 層鋼筋間距， α_i 為壓桿與 i 層鋼筋之交角；詳圖RA.4.3

A4.4 若有測試與分析之資料支持，壓桿之有效抗壓強度可因使用圍束鋼筋而提高。

A4.5 壓桿之有效抗壓可用圍束鋼筋提高，其強度為：

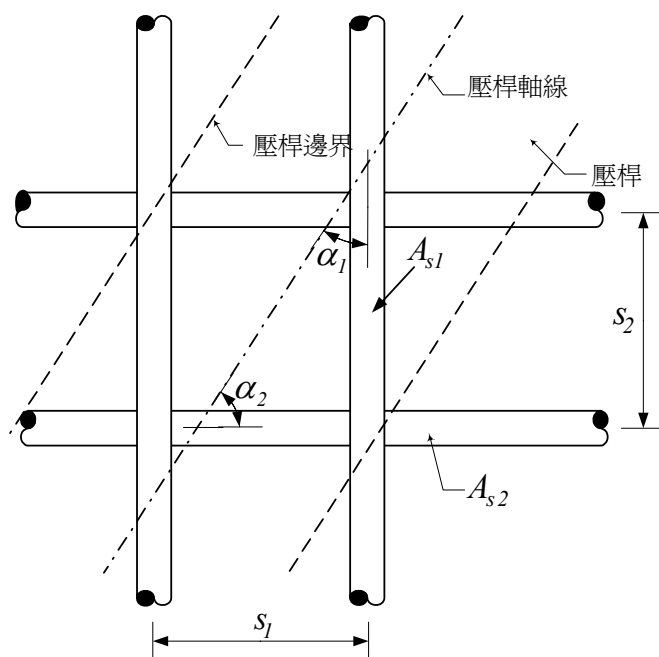
$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (\text{A-5})$$

壓桿中鋼筋應力 f'_s 值，可按壓桿擠碎之應變而求得。

f'_s 可取 f_y 之值。

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.4 壓桿強度(續)



圖RA.4.3 通過壓桿之鋼筋

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.5 拉桿強度

A5.1 拉桿之計算強度 F_{nt} 可取

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad (\text{A-6})$$

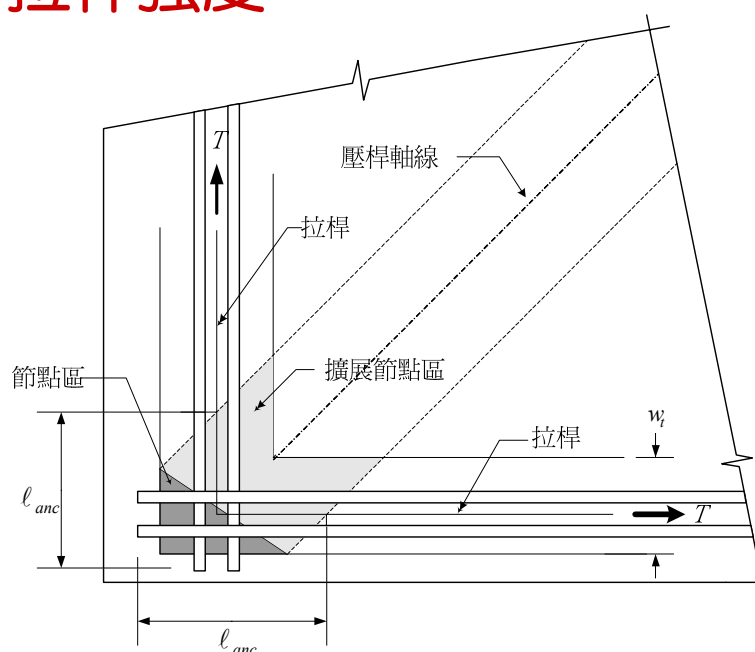
式中 $(f_{se} + \Delta f_p)$ 不可超過 f_{py} ，且對非預力構材其 A_{tp} 之值為零。
在式 (A-6) 中，黏裹預力鋼筋之 Δf_p 可取 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，未黏裹預力鋼筋則可取 700 kgf/cm^2 。

A5.2 拉桿內鋼筋之中心線應與拉桿之軸線相一致。

A5.3 兩根或多根拉桿錨定於節點區者，任一方向拉桿在其鋼筋重心離開擴展節點區前應發展出拉桿之拉力，詳圖RA.5.3如下：

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.5 拉桿強度



圖RA.5.3 錨定兩拉桿之擴展節點區

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.6 節點區強度

A6.1 節點區之計算抗壓強度應為

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (A-7)$$

式中 f_{ce} 為節點區混凝土之有效抗壓強度，而 A_{nz} 為(1)或(2)之小值：

- (1) 位於節點區面上且垂直於 F_u 作用線之面積。
- (2) 貫穿節點區且垂直於合力作用線之斷面積。

A6.2 壓拉桿作用力於節點區面上之混凝土之有效抗壓強度不可超過下式規定值：

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (A-8)$$

式中 β_n 之值：

- (1) $\beta_n = 1.0$ 節點區係由壓桿或支承面或兩者共同圍封者
- (2) $\beta_n = 0.80$ 節點區錨定單根拉桿者
- (3) $\beta_n = 0.60$ 節點區錨定兩根或多根拉桿者

一、「壓拉桿模式」規範簡介

A.6 節點區強度

A6.3 在三度空間壓拉桿模式中，其節點區任一面之面積不可低於

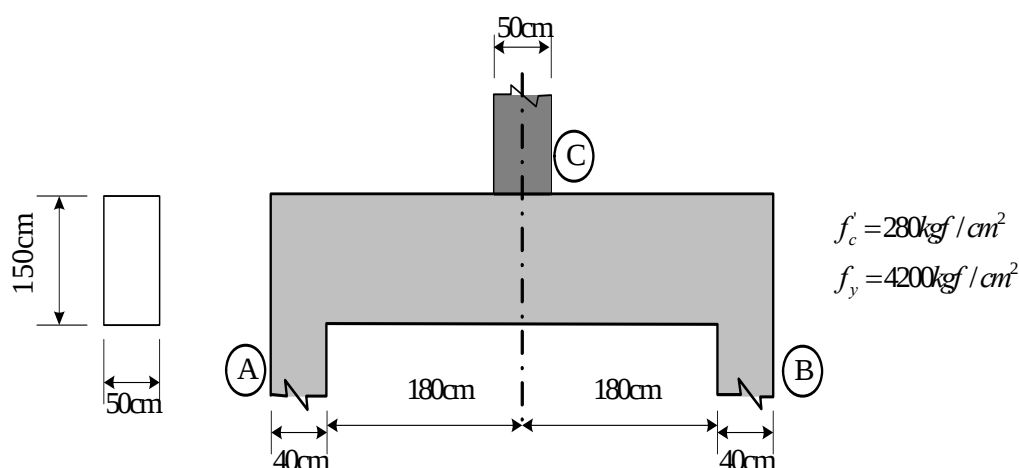
第A.6.1節規定之 A_{nz} 值，且節點區任一面之形狀應與壓桿

端部在節點區對應面上所投影之形狀相似。

二、「壓拉桿模式」應用例

【例題1】深梁設計採壓拉桿法

【已知】一簡支轉換梁如圖例題 1-1 所示。跨徑中央之單柱加重至梁上，有靜重 $80t$ 及活重 $110t$ 。



圖例題 1-1 轉換梁

【例題1】深梁設計採壓拉桿法

1. 計算設計載重及反力

轉換梁自身之靜重假設集中於跨徑中央之柱位上。

則轉換梁承受之自身靜重為：

$$1.5 \times 0.5 \times 2.4 \times (1.8 + 1.8 + 0.4 \times 2) = 7.92t$$

$$P_u = 1.2D + 1.6L = 1.2 \times (7.92 + 80) + 1.6 \times 110 = 281.5t$$

$$R_A = R_B = \frac{281.5}{2} t = 140.75t$$

2. 判定是否滿足“深梁”之定義

規3.8.1

梁之總深 $h = 150\text{cm}$

規4.9.1

淨跨徑 $\ell_n = 360\text{cm}$

$$\frac{\ell_n}{h} = \frac{360}{150} = 2.4 < 4$$

故轉換梁為“深梁”，按附篇 A 壓拉桿模式設計

3. 校核斷面積最大剪力強度

$$V_u = 140.75t$$

$$\phi V_n = \phi (2.65 \sqrt{f'_c} b_w d)$$

規4.9.2

$$= 0.75 [2.65 \sqrt{280} \times 50 \times (150 - 15)]$$

$$= 2.245 \times 10^5 \text{ kg}$$

$$= 224.5t > V_u \quad \text{OK}$$

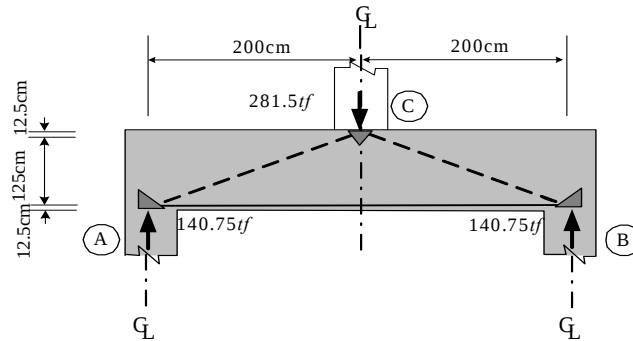
4. 建立桁架模式

假設節點與柱中心線相交，且距梁上下緣 12.5cm，參考例題 1-2。

壓拉桿模式包括：2 支壓桿(AC 及 BC)、1 支拉桿(AB)及三個節點(A、B 及 C)。

此外，位於 A 及 B 之柱，其作用一如壓桿，代表反力。

而節點 C 上之垂直壓桿，代表作用力。



圖例題 1-2

斜壓桿(AC 及 BC)之長度= $\sqrt{125^2 + 200^2} = 235.85cm$

斜壓桿(AC 及 BC)之受力= $281.5t \div 2 \times \frac{235.85}{125} = 265.57t$

平拉桿(AB)之受力= $281.5t \div 2 \times \frac{200}{125} = 225.20t$

確定節點 A 之壓拉桿交角 θ 能符合規定，如下：

$$\theta = \tan^{-1}(125 / 200) = 32^\circ > 25^\circ \quad \text{OK}$$

5. 計算壓桿之有效混凝土強度(f_{ce})

假設已依 A4.3 節之規定配置承受劈裂力之鋼筋。

因壓桿 AC 及 BC 為”瓶型”，其 $\beta_s = 0.75$

附篇 A.4.2.2

$$\text{故 } f_{ce} = 0.85\beta_s f_c' = 0.85 \times 0.75 \times 280 = 178.5 \text{ kg/cm}^2$$

應注意此有效混凝土強度不得超過壓桿兩端節點之強度。

附篇 A.4.2.2(1)

在 A、B 及 C 之垂直壓桿，其全長為均勻壓桿， $\beta_s = 1.0$

附篇 A 式(A-3)

$$\text{故 } f_{ce} = 0.85\beta_s f_c' = 0.85 \times 1.0 \times 280 = 238.5 \text{ kg/cm}^2 > 178.5 \text{ kg/cm}^2$$

6. 計算節點區 A、B 及 C 之有效混凝土強度(f_{ce})

附篇 A.4.1

節點區 C 由三支壓桿圍成，故為 C-C-C 節點區，其 $\beta_n = 1.0$

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c' = 0.85 \times 1.0 \times 280 = 238.0 \text{ kg/cm}^2$$

附篇 A.6.2.1 式(A-8)

節點區 A 及 C 由二支壓桿及一支拉桿圍成，故為 C-C-T

附篇 A6.2.2

節點區，其 $\beta_n = 0.80$

$$f_{ce} = 0.85\beta_n f_c' = 0.85 \times 0.80 \times 280 = 190.4 \text{ kg/cm}^2$$

7. 校核節點 C 之強度

假設節點 C 由具靜水壓之節點區所形成。其含義為與各桿軸向垂直之節點區各面之應力相等。

為能滿足壓桿及拉桿之強度規定，節點面之最小尺度採取由最小有效混凝土強度來計算， $f_{ce} = 178.5 \text{ kg/cm}^2$ 。

節點 A 及 B 之計算亦採用同一 f_{ce} 值。

壓拉桿模式各元件之強度校核根據下式：

$\phi F_n \geq F_u$ ，其中 $\phi = 0.75$ ，用於壓桿、拉桿及節點。

節點區 C 之水平長度計算如下：

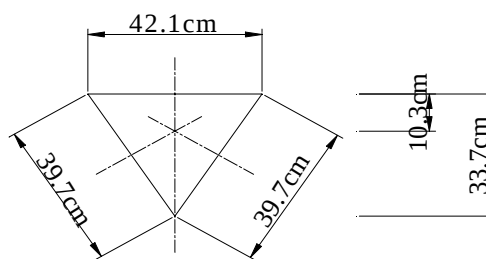
$$\frac{281.5 \times 10^3}{0.75 \times 178.5 \times 50} = 42.1 \text{ cm (小於柱寬 } 50 \text{ cm)}$$

其他垂直於斜壓桿各面之長度可依受力比例計算如下：

$$42.1 \times \frac{265.57}{281.5} = 39.7 \text{ cm}$$

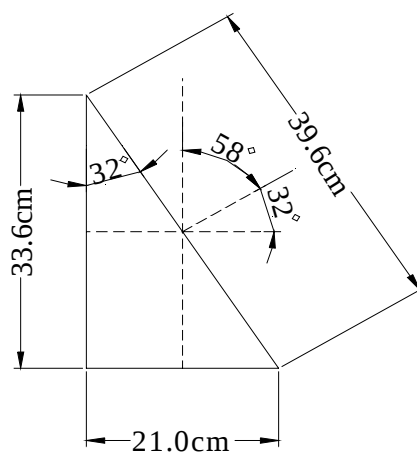
8. 校核桁架幾何

(1) 在節點 C 之幾何：



圖例題 1-3 節點 C 之幾何

節點區之中心距梁上緣 10.3 cm ，與原先假設 12.5 cm 相近。



圖例題 1-4 節點 A 之幾何

平拉桿作用於此節點力產生之應力為 178.5 kg/cm^2

故此節點區之垂直面尺寸為：

$$\frac{225.2 \times 10^3}{0.75 \times 178.5 \times 50} = 33.6 \text{ cm}$$

拉桿中心距梁底為 $33.6/2 = 16.8 \text{ cm}$ ，與原先假設 12.5 cm 之差異，尚可忍受。

$$\text{節點 A 之寬度：} \frac{140.75 \times 10^3}{0.75 \times 178.5 \times 50} = 21.0 \text{ cm}$$

9. 配置垂直及水平鋼筋以承受斜壓桿之劈裂

垂直箍筋與斜壓桿之夾角為 $90^\circ - 32^\circ = 58^\circ$ ($\sin 58^\circ = 0.85$) 試採 $D13@15cm$ 箍筋(配合步驟 10 之縱向鋼筋)，如下：

$$\frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i = \frac{2 \times 1.27}{50 \times 15} \times 0.85 = 0.00288$$

及採 $D16@30cm$ 之水平筋 ($\sin 32^\circ = 0.53$)

$$\frac{2 \times 1.98}{50 \times 30} \times 0.53 = 0.00140$$

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i = 0.00288 + 0.00140 = 0.00428 > 0.003 \text{ OK}$$

10. 配置拉桿所需之水平鋼筋 A_{ts}

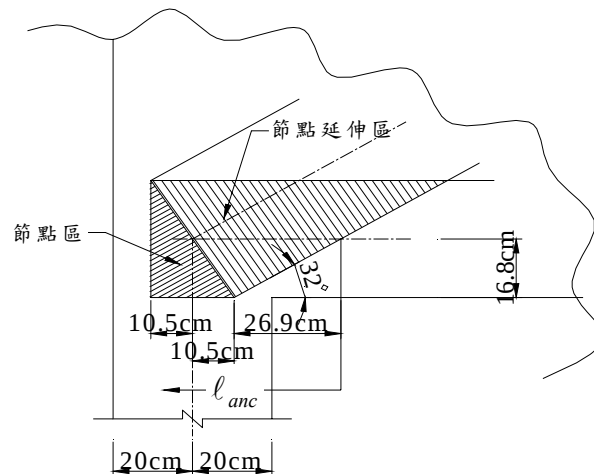
$$A_{ts} = \frac{F_u}{\phi_f} = \frac{225.2}{0.75 \times 4.2} = 71.5 \text{ cm}^2 > A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d = 22.5 \text{ cm}^2$$

規範 3.6.1

採用 9-D32, $A_{ts} = 8.14 \times 9 = 73.3 \text{ cm}^2$

11. 拉桿鋼筋之錨定

鋼筋之錨定長度須由節點延伸區之拉桿出口量起，如圖例題 1-5 所示：



圖例題 1-5 節點延伸區內之拉桿鋼筋伸展

距離 $X = 16.8 / \tan 32^\circ = 26.9 \text{ cm}$

直線鋼筋之錨定可用空間為

$= 26.9 + 10.5 + 20 - 5(\text{保護層}) = 52.4 \text{ cm}$ 此長度無法滿足 D32 鋼筋之直線錨定長。有標準彎鉤之 D32 鋼筋伸長長度為：

$$\ell_{dh} = \frac{0.075 d_b f_y}{\sqrt{f_c}} = \frac{0.075 \times 3.22 \times 4200}{\sqrt{280}} = 60.6 \text{ cm} > 52.4 \text{ cm} \text{ NG}$$

式(5-3)

12. 深梁鋼筋配置圖，詳見圖 17-15

備註：(1) 拉桿鋼筋之 90° 彎鉤若被伸入轉換梁之柱肋筋所圍封，其伸展長度可依第 5.6.3 節修正，其修正因數 = 0.8。

$$\ell_{dh} = 0.8 \times 60.6 = 48.48 \text{ cm} < 52.4 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

(2) 假設之節點垂直位置與實際位置略有偏差，可予忽略（對桁架內之差異約 1.5%），再次計算並非必要。

(3) 本題可採用若干替代壓拉桿模式，圖 17-16 即為另一替代桁架配置。

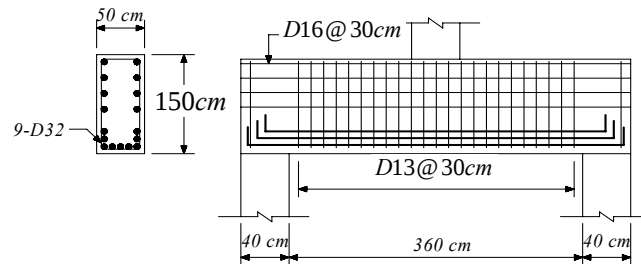


圖 17-15 深梁鋼筋配置圖

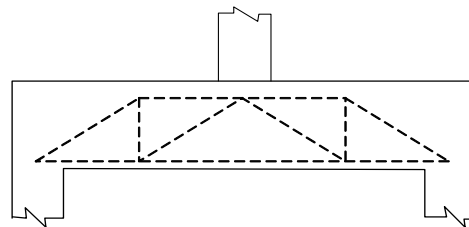


圖 17-16 壓拉桿模式之替代方案

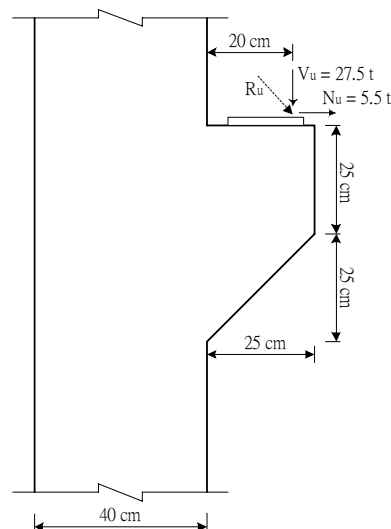
二、「壓拉桿模式」應用例

【例題2】托架之設計採壓拉桿法

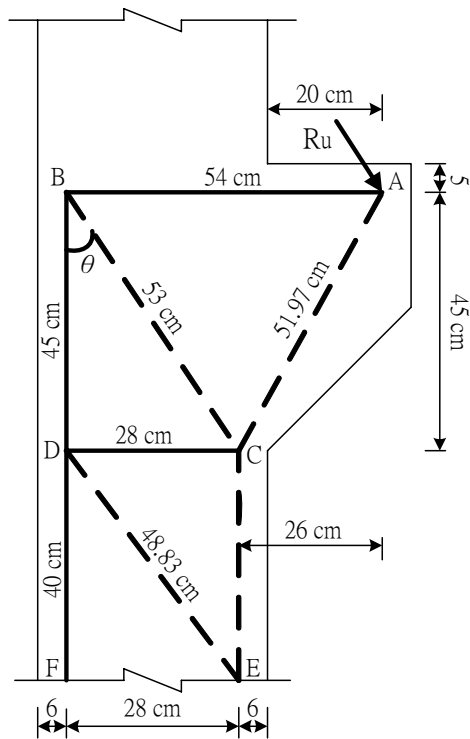
【已知】有一托架從 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm}$ 鋼筋混凝土柱懸出，承受垂直力 $V_u = 27\text{ t}$ 及水平力 $N_u = 5.5\text{ t}$ ，見下圖。

材料強度： $f'_c = 350\text{ kg/cm}^2$

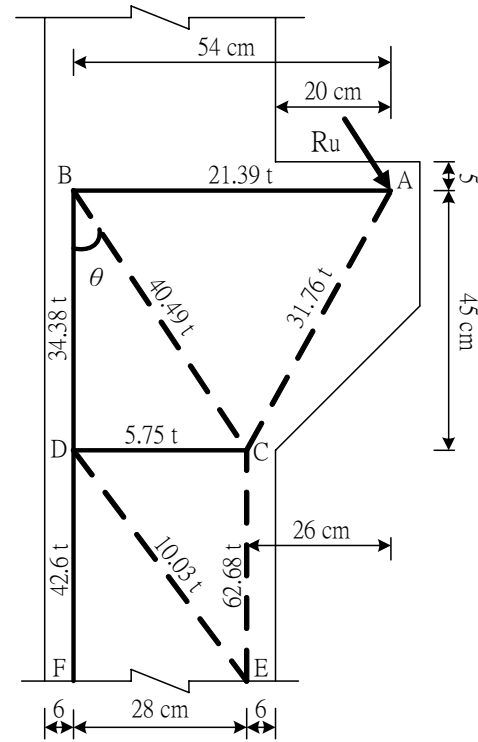
$f_y = 4200\text{ kg/cm}^2$



圖例題2-1 托架之受力圖



圖例題2-2 桁架模式及壓拉桿長度



圖例題 2-3 桁架壓拉桿之受力

1. 建立桁架模式並計算壓拉桿長度

從外力作用點 A 開始，依桿件平衡及估計桿件位置、容納寬度，逐桿建立桁架模式，詳圖例題 2-2。

2. 計算壓拉桿之受力

從外力作用點 A 開始，依節點平衡條件，逐點計算各桿之力，詳圖例題 2-3。

3. 配置拉桿鋼筋

拉桿之計算強度如下：

$$F_{nt} = A_{ts}f_y + A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p) \quad \text{式(A-6)}$$

本題無預力，故後一項可省略。

設計公式 $\phi F_{nt} \geq F_u$ ，其中 $\phi = 0.75$

式(A-1)

$$\text{即 } A_{ts} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y}$$

拉桿 AB

$$F_u = 21.39t \quad A_{ts} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{21.39}{0.75 \times 4.2} = 6.79 \text{ cm}^2$$

配置 4-D16, $A_{ts} = 7.96 \text{ cm}^2$

拉桿 CD

$$F_u = 5.75t \quad A_{ts} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{5.75}{0.75 \times 4.2} = 1.83 \text{ cm}^2$$

拉桿 BD 及 DF, 採 DF 之 $F_u = 42.6t$

$$A_{ts} = \frac{F_u}{\phi \cdot f_y} = \frac{42.6}{0.75 \times 4.2} = 13.52 \text{ cm}^2, \text{ 此鋼筋量為原來柱配筋以外之垂直鋼筋, 可}$$

另加鋼筋或與在節點 A 彎紮且用於拉桿 AB 之鋼筋配合來配置。

4. 計算壓桿之寬度

假設依第 A4.3 節規定配置與壓桿交叉之水平箍筋

則 $f_{ce} = 0.85\beta_s f_c$ 中之 $\beta_s = 0.75$

式(A-3)

$$f_{ce} = 0.85 \times 0.75 \times 350 = 223.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi f_{ce} = 0.75 \times 223.13 = 167.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi F_{ns} \geq F_u$$

$$\phi F_{ns} = \phi \times f_{ce} \times A_c = \phi \times f_{ce} \times (w_s \times 40), w_s \text{ 為需要之壓桿寬度}$$

$$\therefore w_s = \frac{F_u}{\phi \times f_{cu} \times 40}$$

A4.3, 式(A-3)

壓桿 AC $F_u = 31.76t$

$$w_s = \frac{3176 \times 10^3}{1673 \times 40} = 4.75 \text{ cm}$$

式(A-1)

壓桿 BC $F_u = 40.49t$

式(A-2)

$$w_s = \frac{4049 \times 10^3}{1673 \times 40} = 6.05 \text{ cm}$$

式(A-1)

壓桿 CE $F_u = 62.68t$

$$w_s = \frac{6268 \times 10^3}{1673 \times 40} = 9.37 \text{ cm}$$

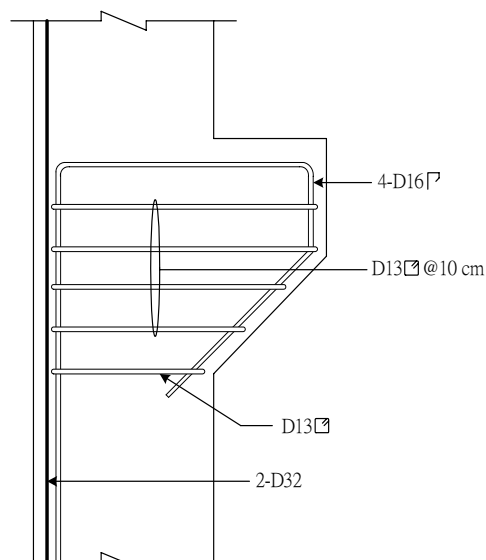
壓桿 CE $F_u = 10.03t$

$$w_s = \frac{1003 \times 10^3}{1673 \times 40} = 1.50 \text{ cm}$$

上列所算之壓桿寬度，皆可容納於包含托架之柱內。配置壓桿之圍束鋼筋，採用水平箍筋並依 A4.3 節計算。斜壓桿與水平箍筋之交角採壓桿 BC 及壓桿 AC 之小者，即 58° 。配置 $D13@10cm$ 箍筋，則 $A_s = 2 \times 1.27$

$$\frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i = \frac{2 \times 1.27}{40 \times 10} \sin 58^\circ = 0.0054 > 0.003 \quad \text{OK}$$

5. 托架配筋



詳圖例題 2-4：

圖例題 2-4 托架配筋圖



100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(六) 壓拉桿模式(附篇A)

報告完畢 敬請指教

100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(七)

混凝土結構用錨栓(附篇D)

主講人：**柯鎮洋 總經理(北高)**



時間：11:30 - 12:20

1

混凝土工程設計規範(土木401-96)與應用(土木404-96)研討會

本課程大綱

■ 混凝土結構用錨栓(附篇D)

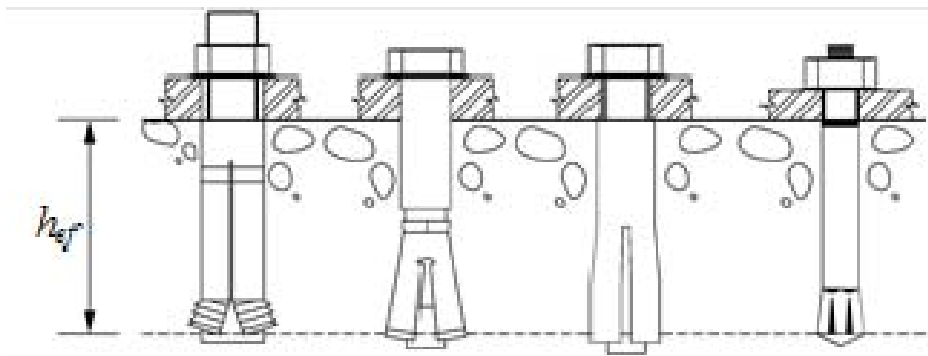


2

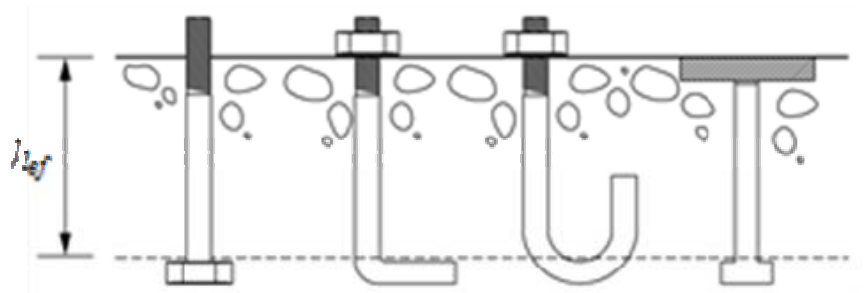


3

圖RD.2.1 有效埋置深度 h_{ef}



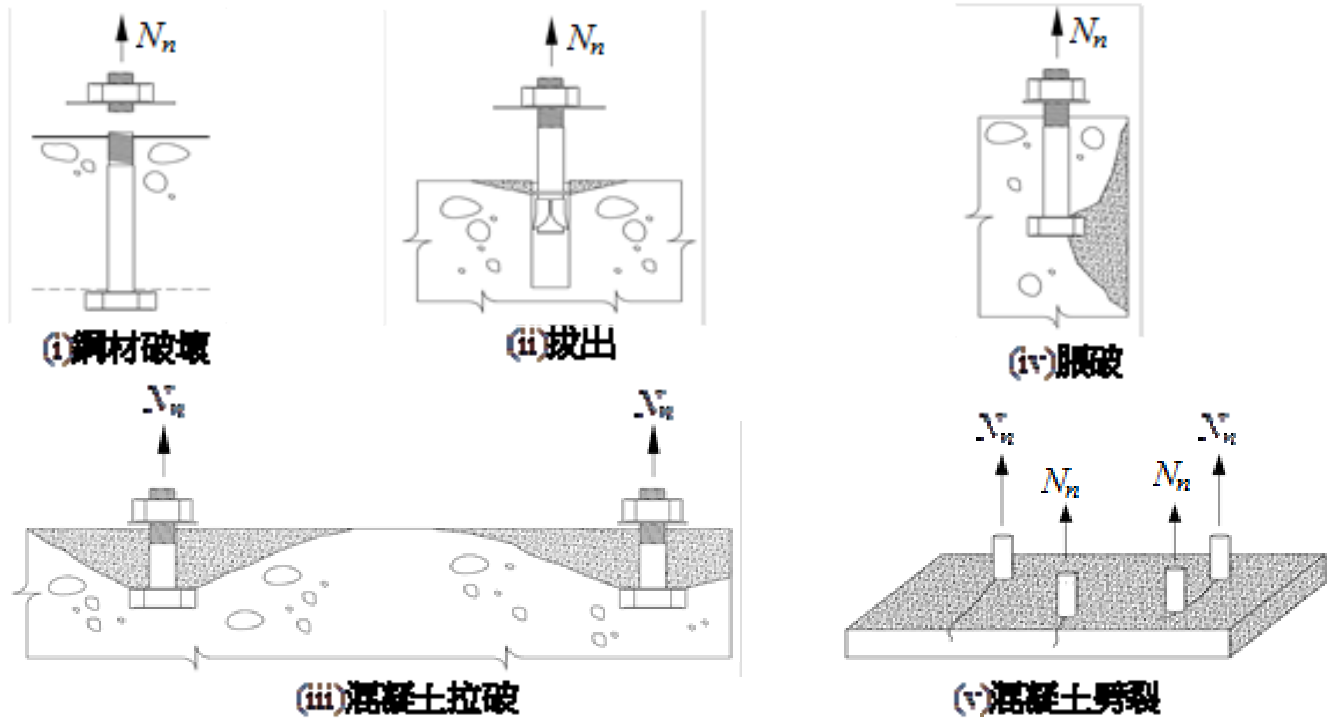
(a) 後置式錨栓



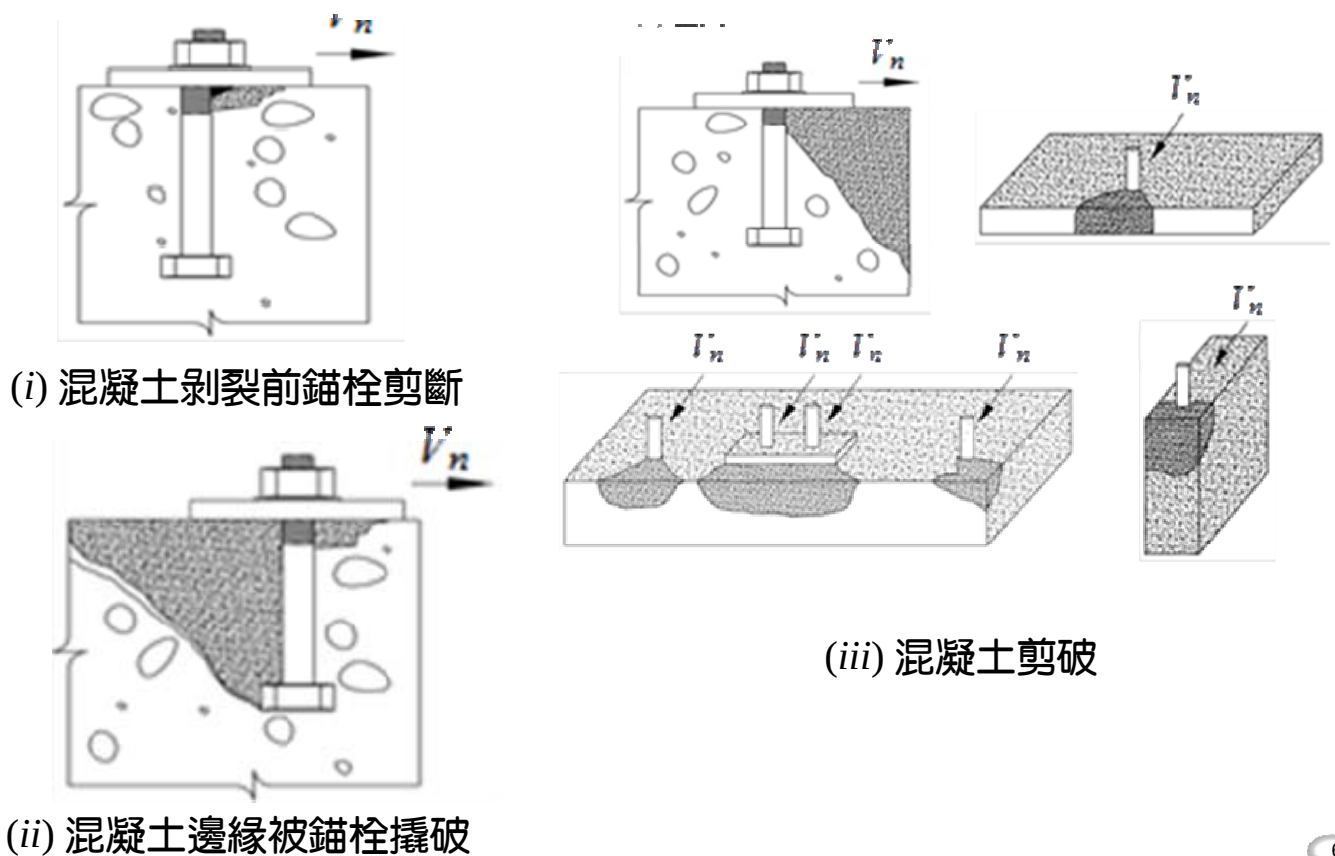
(b) 預埋式錨栓

4

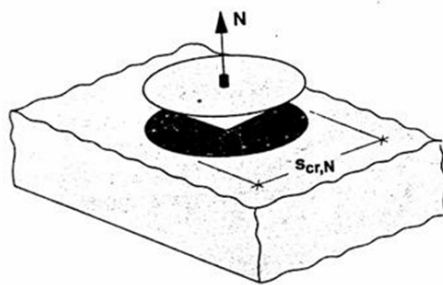
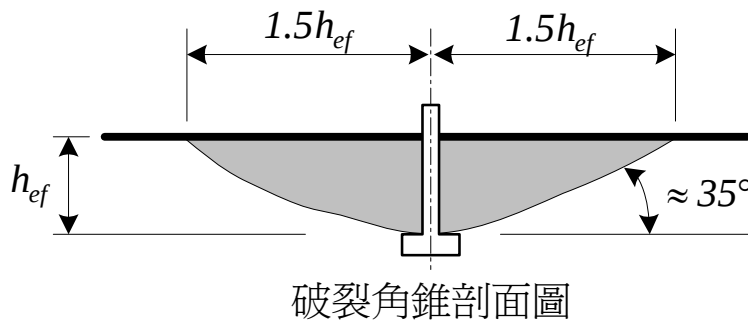
(a) 拉力 D.5.1



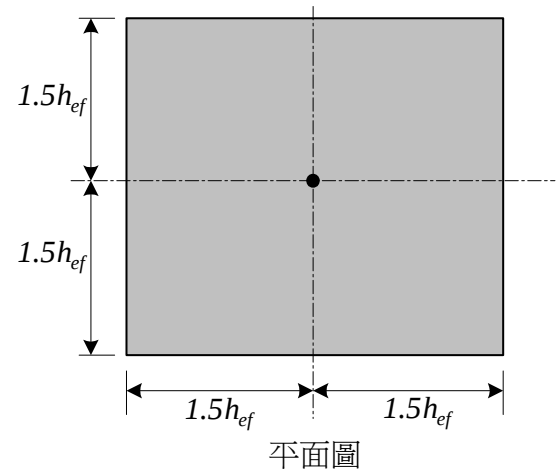
(b) 剪力 D.5.1



圖RD.6.2.1(a)單根錨栓之最大投影面積 A_{N_0} 之計算



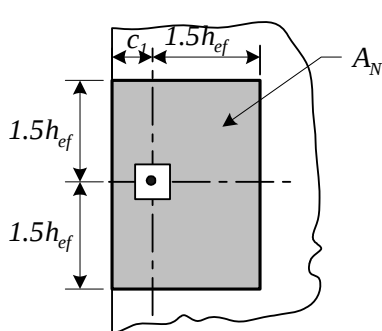
(b) 拔出應力錐



$$A_{N_0} = (2 \times 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

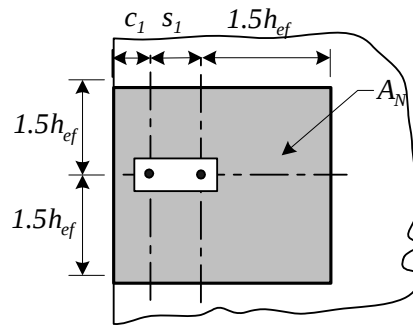
7

圖RD.6.2.1(b) 單根錨栓及錨栓群之最大投影面積 A_N 之計算



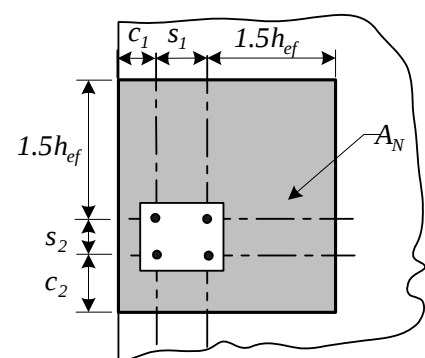
$$A_N = (c_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

if $c_1 < 1.5h_{ef}$



$$A_N = (c_1 + s_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

if $c_1 < 1.5h_{ef}$ and $s_1 < 3h_{ef}$

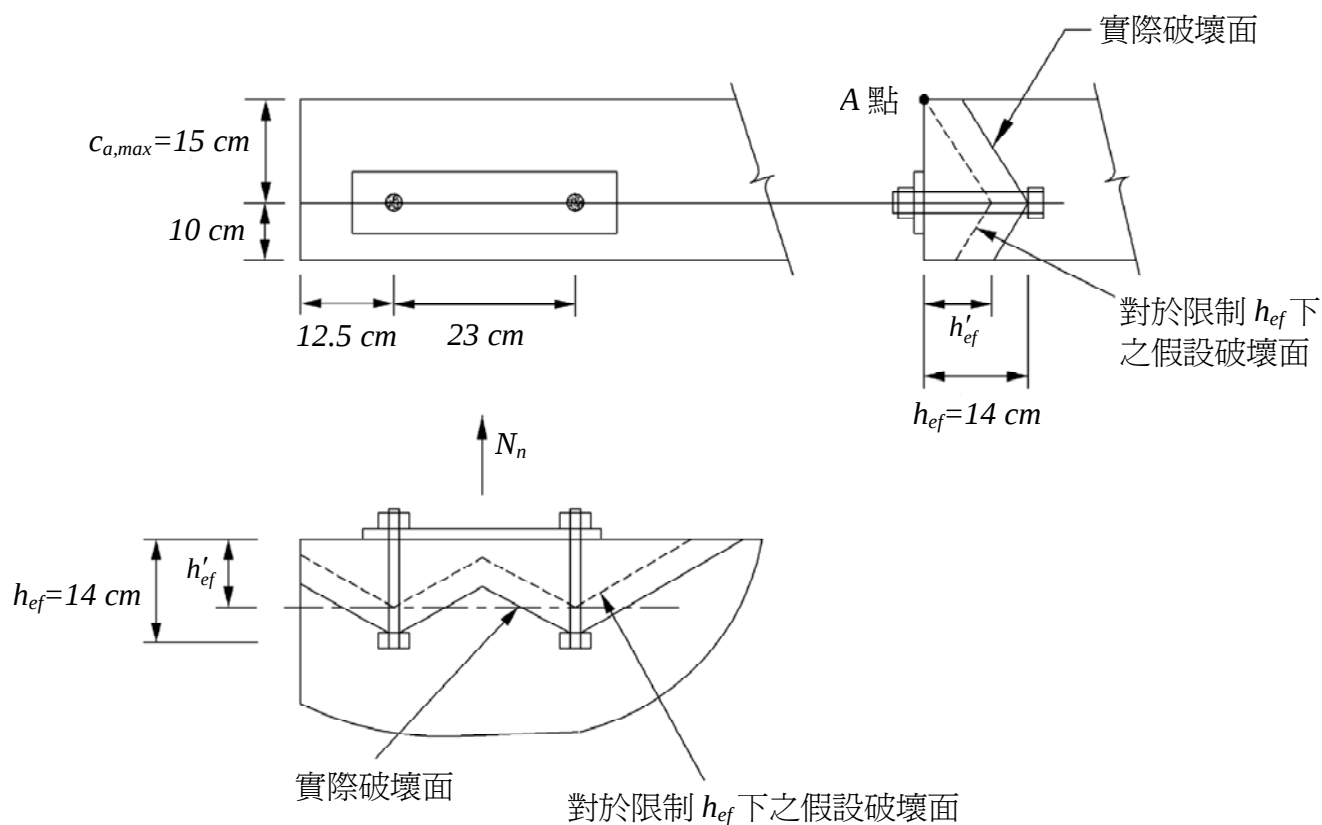


$$A_N = (c_1 + s_1 + 1.5h_{ef})(c_2 + s_2 + 1.5h_{ef})$$

if c_1 and $c_2 < 1.5h_{ef}$
and s_1 and $s_2 < 3h_{ef}$

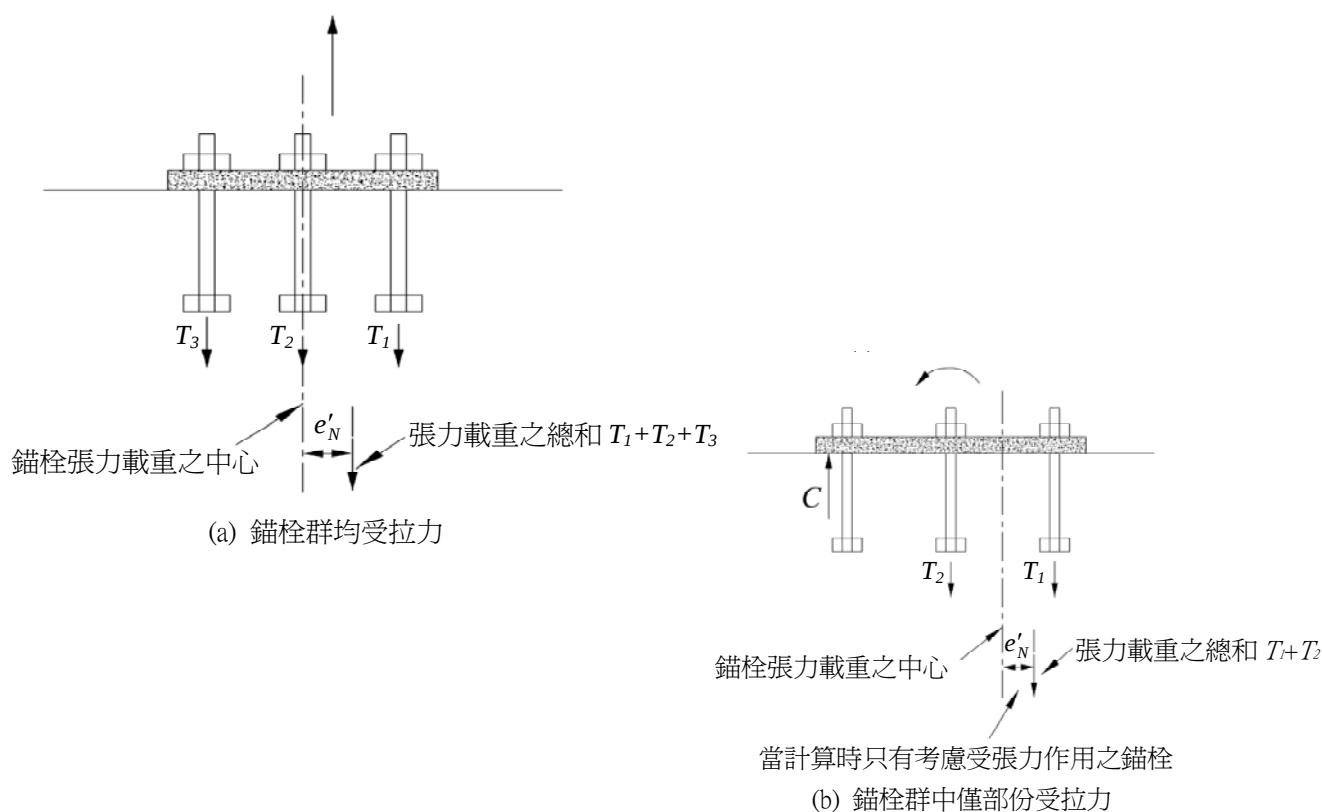
8

圖RD.6.2.3 薄構材中不同埋置深度與破壞面之關係



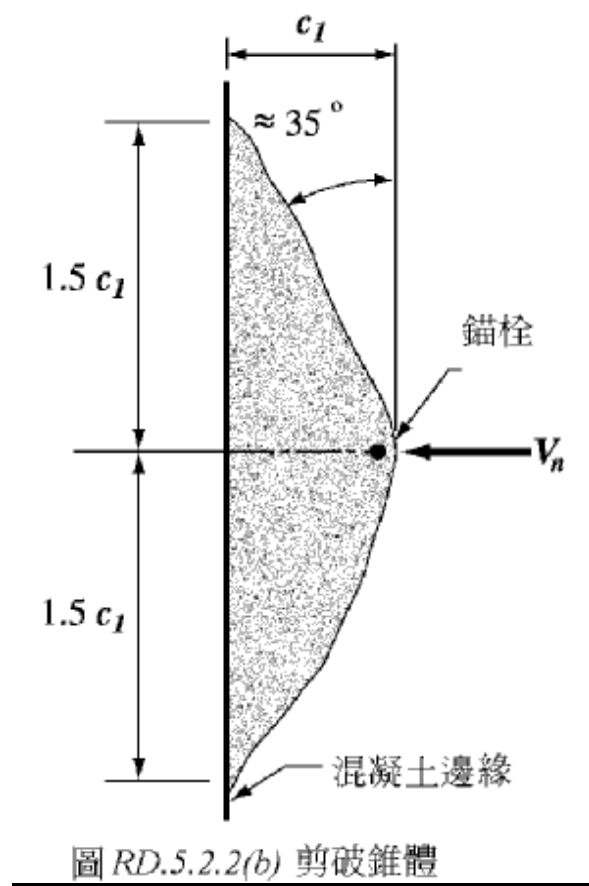
9

圖RD.6.2.4 錨栓群 e'_N 值定義



10

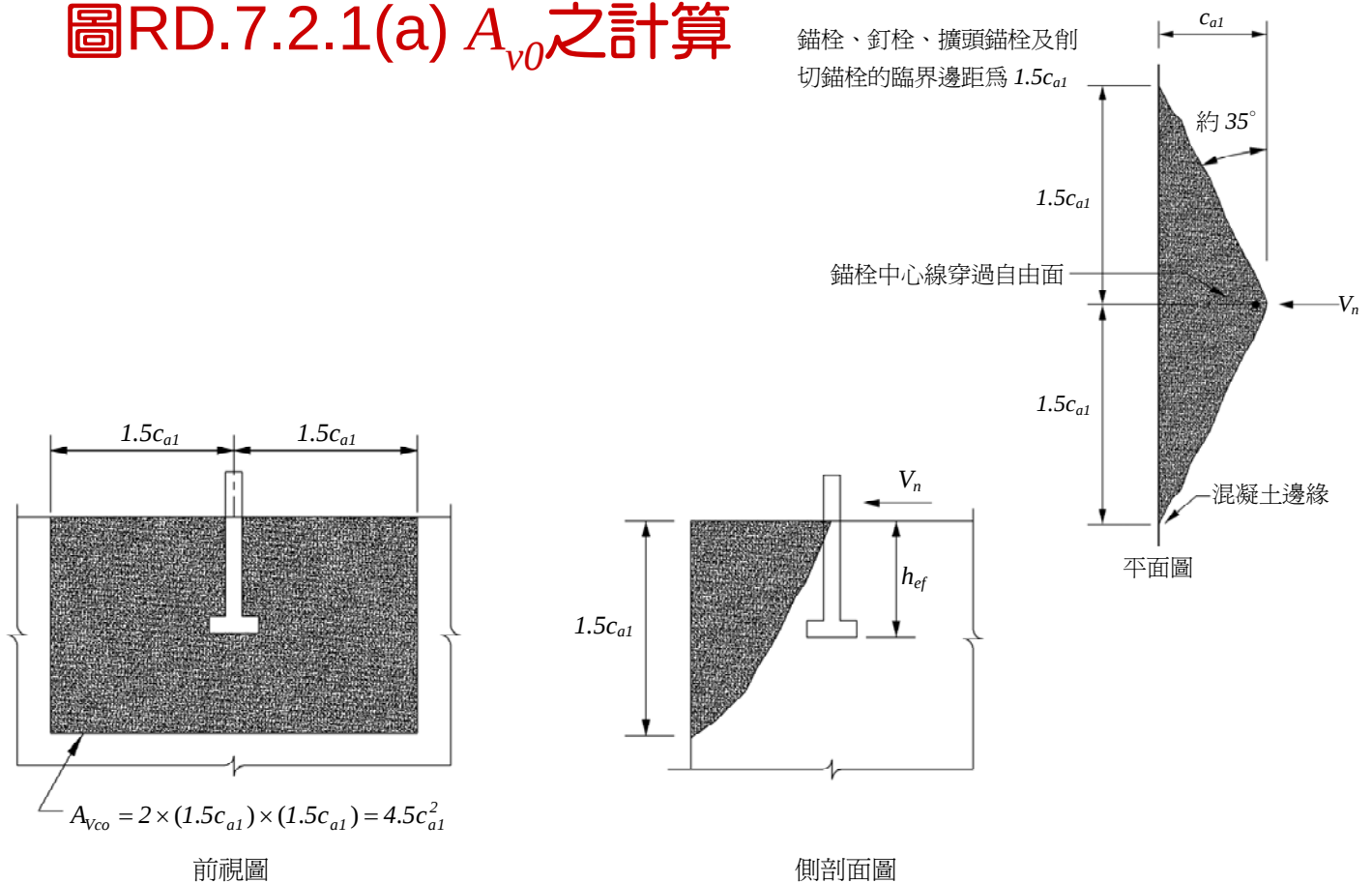
D.5.2.2 剪破錐體



11

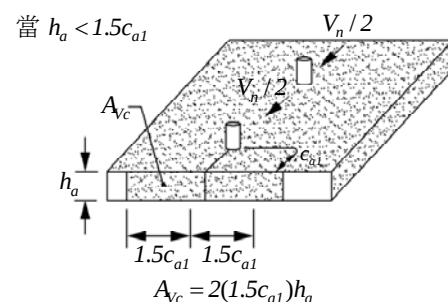
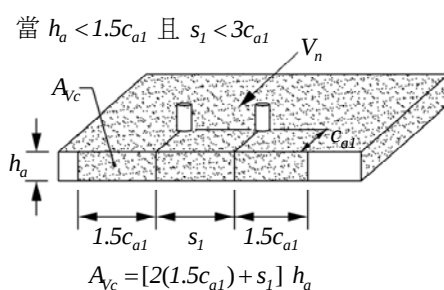
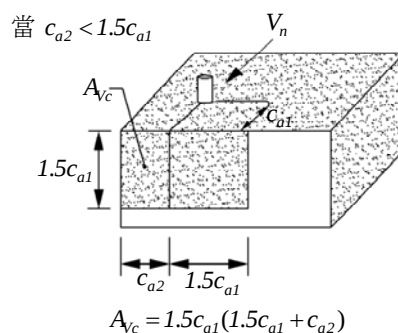
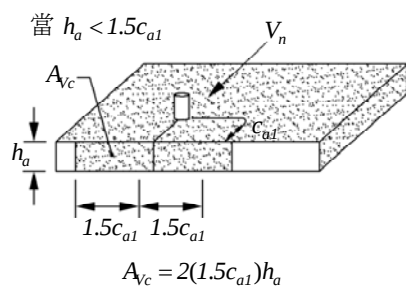
圖RD.7.2.1(a) A_{v0} 之計算

錨栓、釘栓、擴頭錨栓及削切錨栓的臨界邊距為 $1.5c_{a1}$

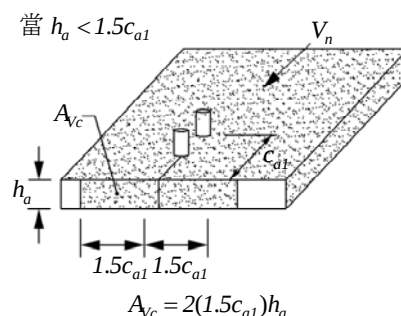


12

圖RD.7.2.1(b)
單一錨栓
及錨栓群
投影面積
 A_v 之計算



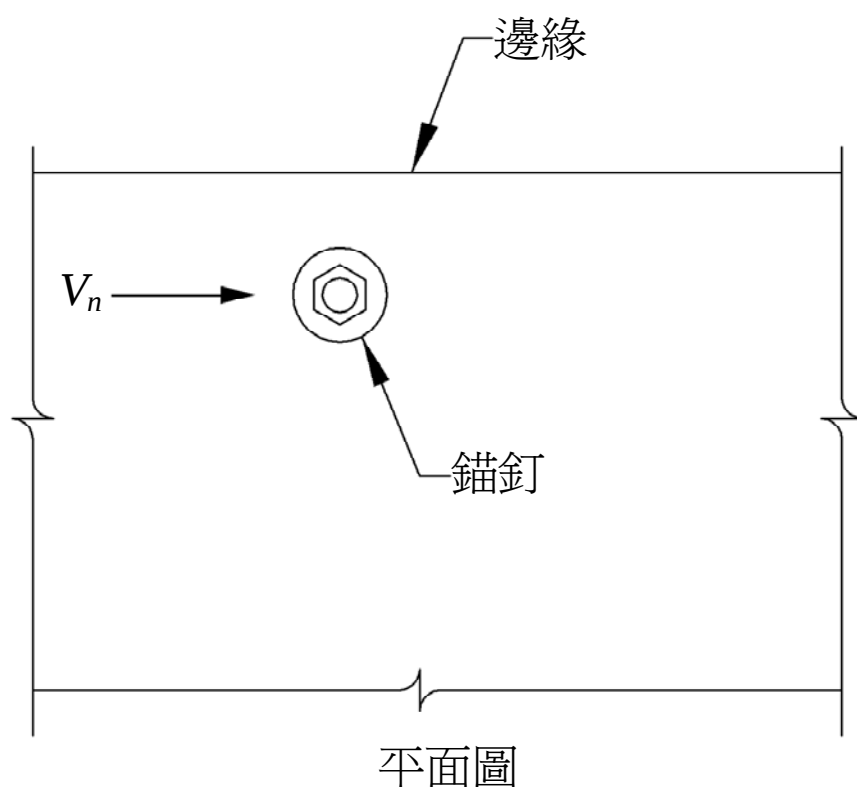
註：
力之分佈假設為一半之剪力係作用於前面錨栓及其投影面積上



註：
力之分佈另一假設(僅適用錨栓剛性接合於連結鐵件)為全部之剪力作用於後面錨栓及其投影面積上

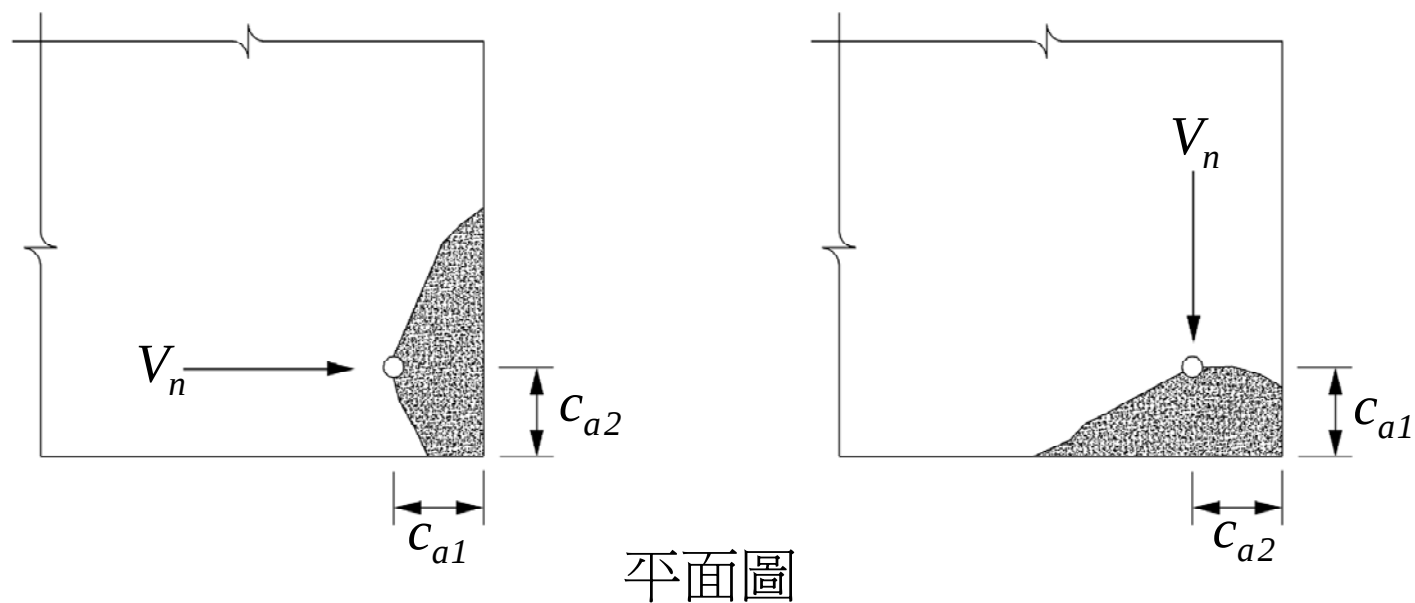
13

圖RD.7.2.1(c) 平行邊緣之剪力



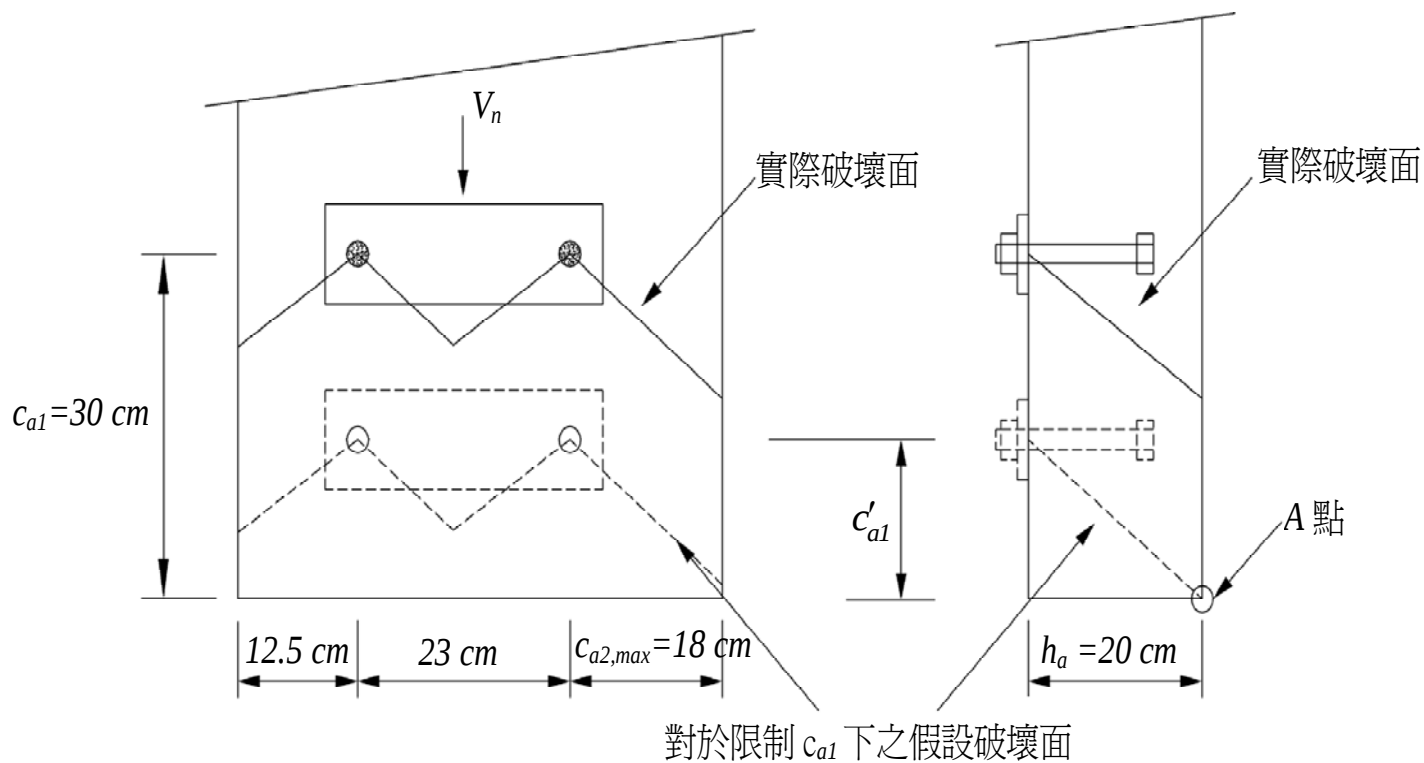
14

圖RD.7.2.1(d) 靠近角隅處之剪力



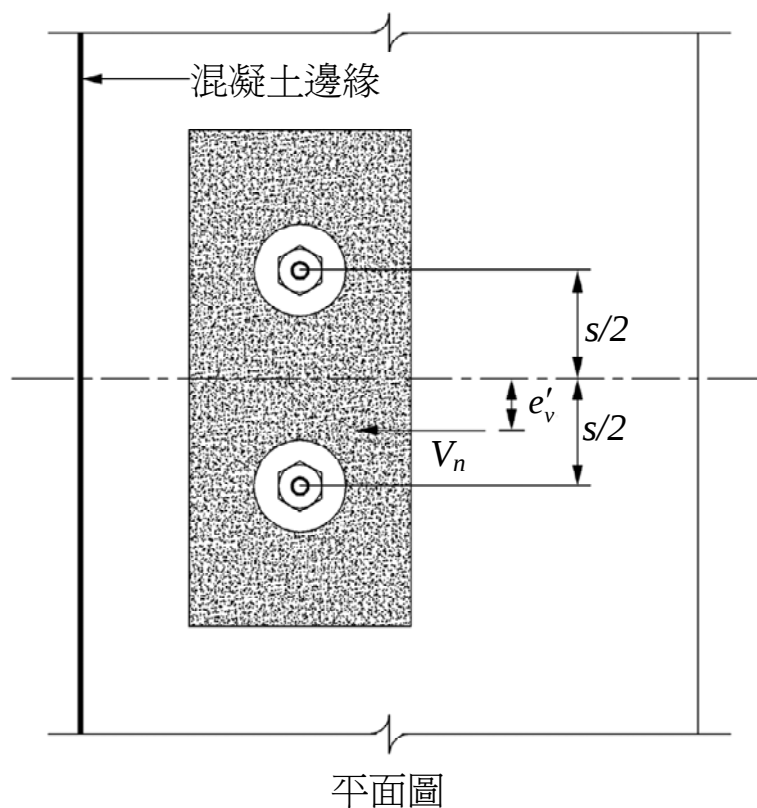
15

圖RD.7.2.4 錨栓強度受到三邊以上影響之剪力強度



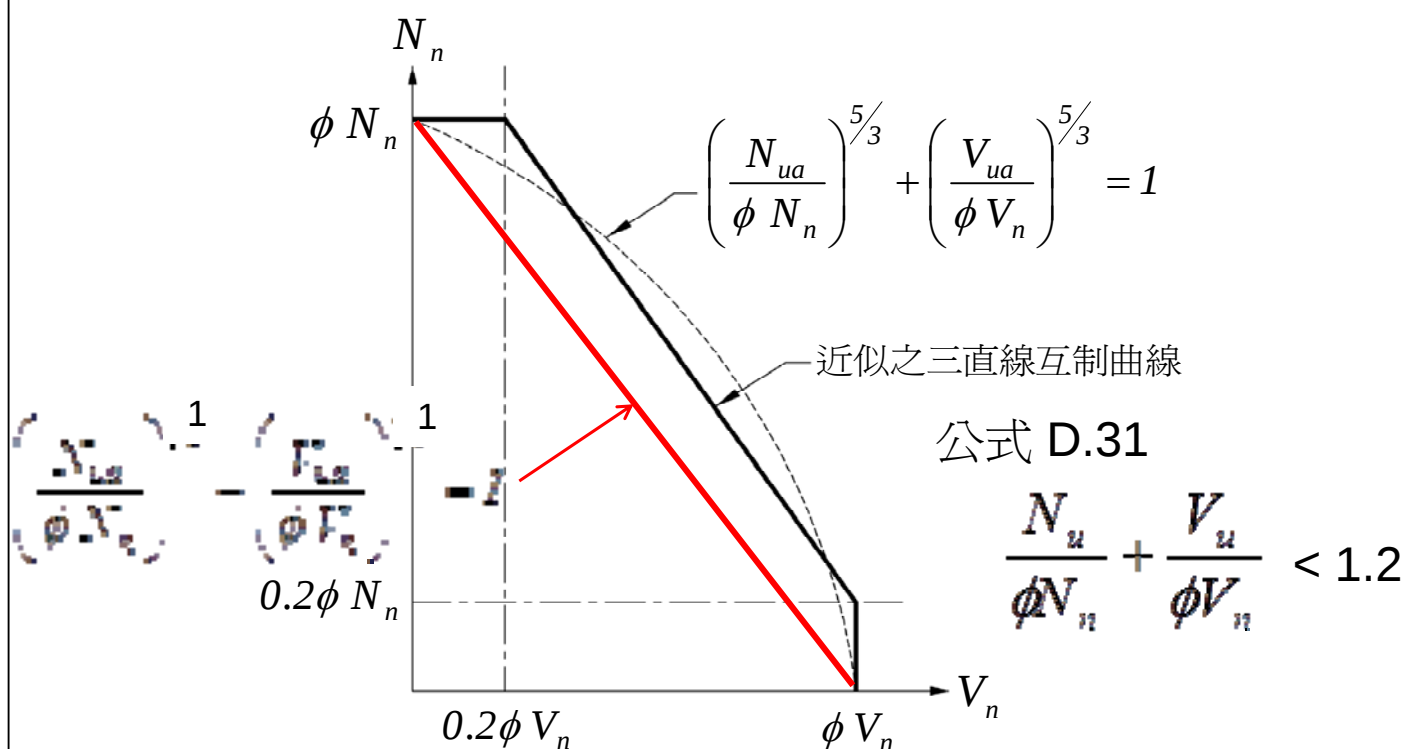
16

圖RD.7.2.5 e'_v 值之定義



17

圖RD.8 剪力與拉力互制曲線圖



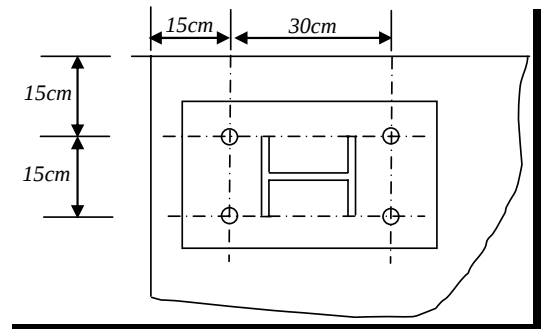
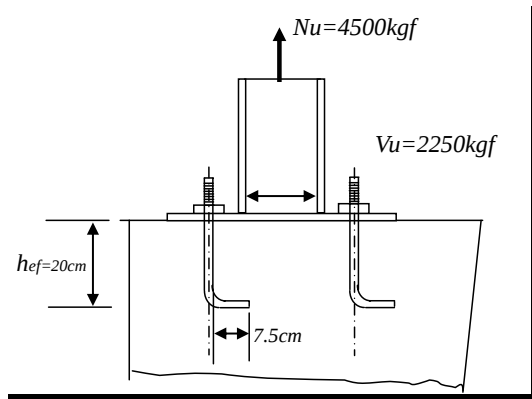
18

【例題27-6】鄰近混凝土兩側邊L-錨栓群拉力和剪力聯合作用之強度

【已知】如圖示之L-錨栓群在4500kgf設計拉力和2250kgf反覆風力引致設計剪力作用下，是否合宜。

材料強度：

混凝土： $f'_c = 280 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ ；ASTM F1554 Grade 36



1.採用4支16mm ϕ ASTM F1554 Gr.36 L型錨栓，埋置深度 $h_{ef} = 20 \text{ cm}$ ，錨栓彎鉤7.5cm

19

2. 本例題是拉力和剪力互制作用，必須同時

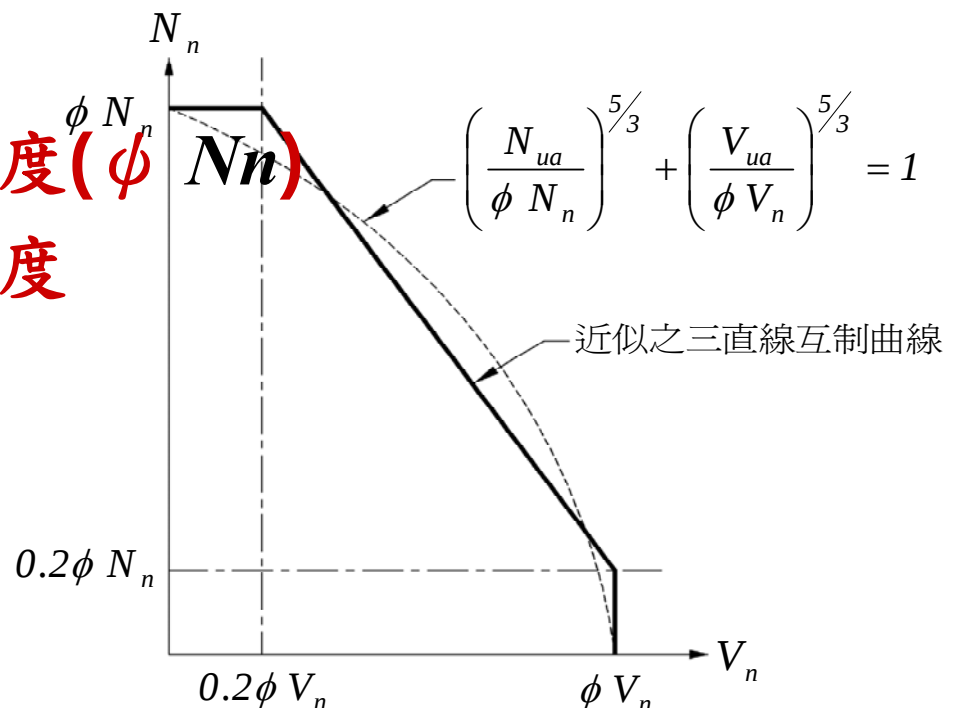
決定：

設計拉力強度(ϕN_n)

設計剪力強度

(ϕV_n)。

D.8



20

2. 本例題是拉力和剪力互制作用，必須同時決定：

(a) 設計拉力強度(ϕN_n)

(b) 設計剪力強度(ϕV_n)。

□ 設計拉力強度(ϕN_n)：

- 鋼材強度(ϕN_s)
 - 混凝土拉破(ϕN_{cb})
 - 混凝土拔出(ϕN_{pn})
 - 混凝土脹破(ϕN_{sb})
- 之最小值。

□ 設計剪力強度(ϕV_n)：

- 採用鋼材強度(ϕV_s)
 - 混凝土剪破(ϕV_{cb})
 - 混凝土撬破(ϕV_{cp})
- 之最小值。

3. 決定設計拉力強度(ϕN_n)

a. 鋼材強度(ϕN_s)

$$\phi N_s = \phi n A_{se} f_{ut}$$

公式(D-3)

其中 $\phi = 0.75$

D.5.4

$$A_{se} = 1.458 \text{ cm}^2$$

$$f_{ut} = 4078 \text{ kgf / cm}^2$$

代入公式(D-3)

$$\phi N_s = 0.75 \times 4 \times 1.458 \times 4078 = 17,837 \text{ kgf}$$

b. 混凝土拉破(ϕN_{cbg})

D 6.2

由於錨栓間距小於3倍有效埋置深度($3 \times 20 = 60\text{cm}$)，群樁效應必須考量。

D.2

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_N}{A_{NO}} \psi_1 \psi_2 \psi_3 N_b$$

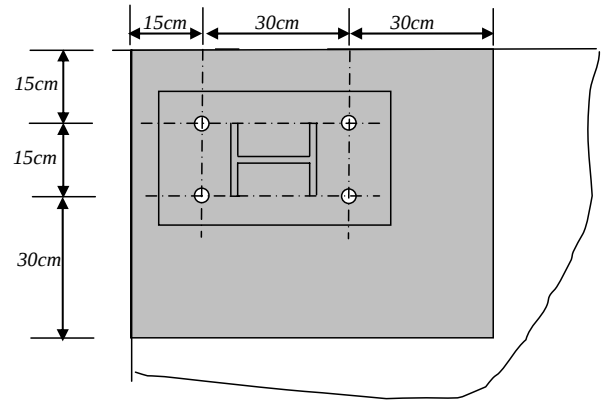
公式(D-5)

其中

$\phi = 0.70$ ，因為沒有輔助鋼筋

決定 A_N 和 A_{NO} ：

A_N = 錨栓群之混凝土破壞面之投影面積，近似 $1.5h_{ef}$ ($1.5 \times 20 = 30\text{cm}$)及錨栓中心至混凝土側面邊圍成之四邊形。



$$A_N = (15 + 30 + 30)(15 + 15 + 30) = 4500\text{cm}^2$$

$$A_{NO} = 9h_{ef}^2 = 9(20)^2 = 3600\text{cm}^2$$

公式(D-6)

$$\text{檢核 } A_N \leq nA_{NO} \quad 4500 < 4(3600) \quad \text{OK}$$

23

決定 ψ_1 ：

$\psi_1 = 1.0$ (無偏心)

D.6.2.4

決定 ψ_2 ： $(C_{min} \leq 1.5h_{ef} \quad 15 \leq (1.5(20))$

D.6.2.5

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{C_{min}}{1.5h_{ef}}$$

公式 (D-11)

$$\psi_2 = 0.7 + 0.3 \frac{15}{1.5 \times 20} = 0.85$$

決定 ψ_3 ：

D.6.2.6

$\psi_3 = 1.0$ 埋設位置極可能發生混凝土開裂。(亦即基腳邊緣)

決定 N_b ：

D.6.2.2

$$N_b = 10.14 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5}$$

公式 (D-7)

$$= 10.14 \sqrt{280} (20)^{1.5} = 15,176\text{kgf}$$

上列係數代入公式(D-5)

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \left[\frac{4500}{3600} \right] \times 1.0 \times 0.85 \times 1.0 \times 15,176 = 11,287\text{kgf}$$

24

c. 混凝土拔出(ϕN_{pn})

$$\phi N_{pn} = \phi \psi_4 N_p$$

D.6.3

公式 (D-12)

其中 $\phi = 0.70$ 取用情況B

D.5.4

$\psi_4 = 1.0$ 基腳邊緣易有開裂

D.6.3.6

N_p —L錨栓

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_o$$

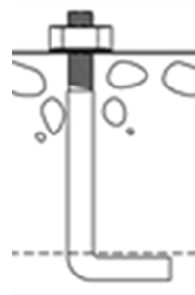
其中

$$e_h = \text{最大有效值} 4.5 d_o = 4.5 \times 1.6 = 7.2 \text{ cm}$$

$$e_h \text{ 提供} = 7.5 \text{ cm} > 7.2 \text{ cm} \quad \therefore e_h = 4.5 d_o = 7.2 \text{ cm}$$

D.6.3.5

$$\text{因此 } \phi N_{pn} = 4 \times 0.7 \times 1.0 \times 0.9 \times 280 \times 7.2 \times 1.6 = 8129 \text{ kgf}$$



公式 (D-14)

25

備註：如果使用 $16\text{mm}\phi$ 六邊形錨頭錨栓 ϕN_{pn} 可明顯提高。

說明如下：

N_p —六邊形錨頭錨栓

$$N_p = A_{brg} 8 f'_c$$

其中 $A_{brg} = 2.93 \text{ cm}^2$ ($16\text{mm}\phi$ 六邊形錨頭錨栓)

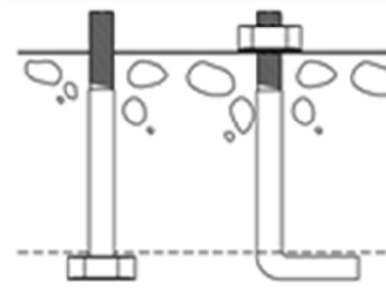
公式 (D-13)

將公式(D-13)代入公式(D-12)

$$\phi N_{pn} = 4 \times 0.70 \times 1.0 \times 2.93 \times 8 \times 280 = 18,377 \text{ kgf}$$

使用六邊形錨頭錨栓其拉出強度是L形錨頭錨栓的

2.3倍



26

D.6.4

D.6.4.1

d. 混凝土脹破(ϕN_{sb})

當混凝土邊距小於 $0.4h_{ef}$ 時，需要檢核混凝土脹破模式

本例題L—錨栓不會發生脹破模式。

縱使是擴頭錨栓則亦不會發生

因為 $0.4h_{ef}=0.4 \times 20=8cm < 15cm$

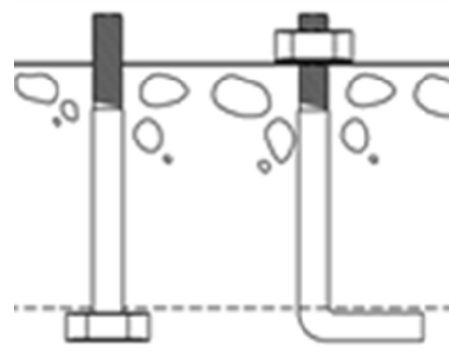
設計成果

錨栓承受拉力時，鋼材強度，混凝土拉破強度，拔出強度，脹破強度整理如下：

鋼材強度，(ϕN_s)	17,837kgf	D.6.1
埋置強度-混凝土拉破強度，(ϕN_{cbg})	11,287kgf	D.6.2
埋置強度-拔出強度(ϕN_{pn})	8,129kgf 控制	D.6.3
埋置強度-混凝土脹破強度(ϕN_{sb})	N/A	D.6.4

因此 $\phi N_n=8,129kgf$

假設使用六邊形錨頭錨栓，拔出強度為18,377kgf，
因此本例題拉力強度由混凝土拉破強度控制，
11,287kgf，拉力強度提高39%



4. 決定設計剪力強度(ϕV_n)

D.7

a. 鋼材強度(ϕV_s)

D.7.1

公式 (D-18)

$$\phi V_s = \phi n 0.6 A_{se} f_{ut}$$

D.5.4

其中 $\phi = 0.65$

$$A_{se} = 1.458 \text{ cm}^2$$

$$f_{ut} = 4078 \text{ kgf / cm}^2$$

上列係數代入公式(D-18)

$$\phi V_s = 0.65 \times 4 \times 0.6 \times 1.458 \times 4078 = 9725 \text{ kgf}$$

b. 混凝土剪破強度(ϕV_{cbq})

D.7.2

D.2

本例題中沿剪力作用方向，有兩根錨栓在混凝土側邊處，將會控制混凝土剪破行為。

假設這兩根承載一半剪力。混凝土剪破強度採用該兩根錨栓剪破強度之兩倍，雖然遠離混凝土側邊之錨栓可以有較大剪破強度，但是鄰近側邊之錨栓將會先行剪破，因此遠離側邊之錨栓沒有機會發展較大之剪破強度。

當採用鉚頭錨栓時，整體剪力強度可假設由遠離側邊之錨栓計算而得，但是本假設不適用於場鑄錨栓，因為錨栓是穿過基鈑由預留孔埋置。

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_v}{A_{vo}} \psi_5 \psi_6 \psi_7 V_b$$

公式 (D-21)

D.5.4

D.7.2.1

$\phi = 0.70$ ，因為沒有輔助鋼筋

決定 A_v 和 A_{vo} ：

A_v = 剪力作用方向，混凝土側邊剪力破壞之投影面積。

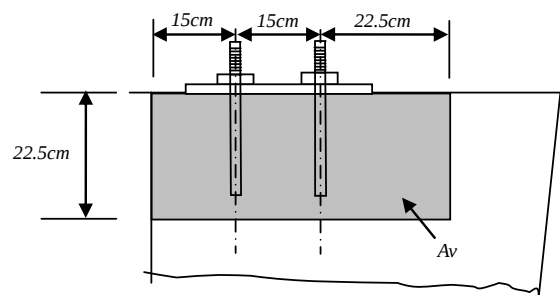
投影面積取 $1.5C_1$ ($1.5 \times 15 = 22.5\text{cm}$) 和混凝土側邊所圍之面積。

$$A_v = (15 + 15 + 22.5)(22.5) = 1181\text{cm}^2$$

$$A_{vo} = 4.5C_1^2 = 4.5(15)^2 = 1013\text{cm}^2$$

檢核： $A_v \leq nA_{vo}$ $1181 < 2(1013)$ OK

公式 (D-22)



31

決定 ψ_5 ：

D.7.2.5

$\psi_5 = 1.0$ (沒有偏心)

決定 ψ_6 ($C_2 < 1.5C_1$ $15 < [1.5(15)]$)：

D.7.2.6

$$\psi_6 = 0.7 + 0.3 \frac{C_2}{1.5C_1}$$

$$\psi_6 = 0.7 + 0.3 \frac{15}{1.5(15)} = 0.90$$

決定 ψ_7 ：

$\psi_7 = 1.0$ 埋置位置極可能發生混凝土開裂
(亦即基腳邊緣易有開裂)

32

決定單根錨栓 V_b

$$V_b = 1.86 \left(\frac{\ell}{d_o} \right)^{0.2} \sqrt{d_o} \sqrt{f'_c} C_1^{1.5} \quad \text{公式 (D-23)}$$

其中 ℓ = 錨栓承受剪力之支承長度，不超過 $8d_o$ D.1

本例題 $8d_o$ 控制

$$\ell = 8d_o = 8 \times 1.6 = 12.8 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$$

$$\text{因此 } \ell = 8d_o = 12.8 \text{ cm}$$

上列係數代入公式(D-23)

$$V_b = 1.86 \left(\frac{12.8}{1.6} \right)^{0.2} \sqrt{1.6} \sqrt{280} (15)^{1.5} = 3467 \text{ kgf}$$

上式代入公式(D-21)，求算剪力作用方向，靠近混凝土側邊兩支錨栓之設計剪破強度。

$$\phi V_{cbg} = 0.7 \left(\frac{1181}{1013} \right) (1.0)(0.9)(1.0)(3467) = 2546 \text{ kgf}$$

因此，四支錨栓群之總剪破強度

$$\phi V_{cbq} = 2 (2546) = 5092 \text{ kgf}$$

c. 撬破強度(ϕV_{cp})

D.7.3

撬破破壞模式一般僅發生在埋置較淺且勁度較大的錨栓。
本例題探討剪力作用方向朝向混凝土側邊和背向混凝土側
邊之撬破強度

$$\phi V_{cp} = \phi k_{cp} N_{cb}$$

公式 (D-28)

其中

$$\phi = 0.7 \text{ 情況 B}$$

D.5.4

$$k_{cp} = 2.0 \quad \text{因為 } h_{ef} \geq 6.5 \text{ cm}$$

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}} \psi_2 \psi_3 N_b$$

公式 (D-4)

由步驟3(b)及假設拉力載重沒有偏心時， $N_{cb} = N_{cbg}$
(亦即 $\psi_1 = 1.0$)

$$N_{cb} = \left[\frac{4500}{3600} \right] \times 0.85 \times 1.0 \times 15176 = 16125 \text{ kgf}$$

上式結果代入公式(D-28)

$$\phi V_{cp} = (0.7)(2.0)(16125) = 22575 \text{ kgf}$$

35

整理剪力設計強度：依鋼材強度，混凝土剪破強度和
撬破強度。

$$\text{鋼材強度, } \phi V_s \quad 9275 \text{ kgf}$$

D.7.1

$$\text{埋置強度-混凝土剪破(} \phi V_{cbg} \text{)} \quad 5092 \text{ kgf} \quad (\text{控制})$$

D.7.2

$$\text{埋置強度-撬破強度(} \phi V_{cp} \text{)} \quad 22575 \text{ kgf}$$

D.7.3

$$\text{因此 } \phi V_n = 5092 \text{ kgf}$$

36

5. 檢核拉力和剪力互制作用

D.8

D.8.1

假如 $V_u \leq 0.2\phi V_n$ 時，可使用全部拉力強度

$$V_u = 2250 \text{ kgf}$$

$$0.2\phi V_n = 0.2(5092) = 1018 \text{ kgf} < 2250 \text{ kgf}$$

V_u 大於 $0.2\phi V_n$ ，不可使用全部拉力強度

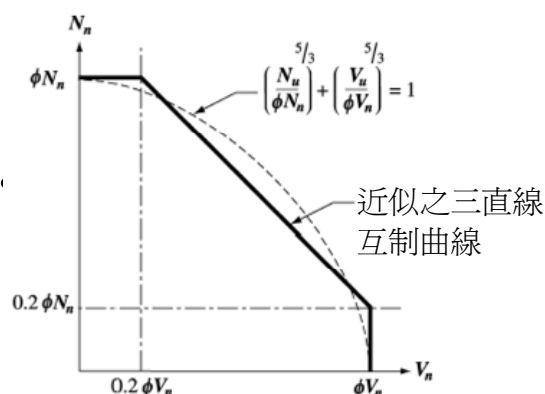
D.8.2

假如 $N_u \leq 0.2\phi N_n$ 時，可使用全部剪力強度。

$$N_u = 4500 \text{ kgf}$$

$$0.2\phi N_n = 0.2(8129) = 1626 \text{ kgf} < 4500 \text{ kgf}$$

N_u 大於 $0.2\phi N_n$ ，不可使用全部剪力強度。



37

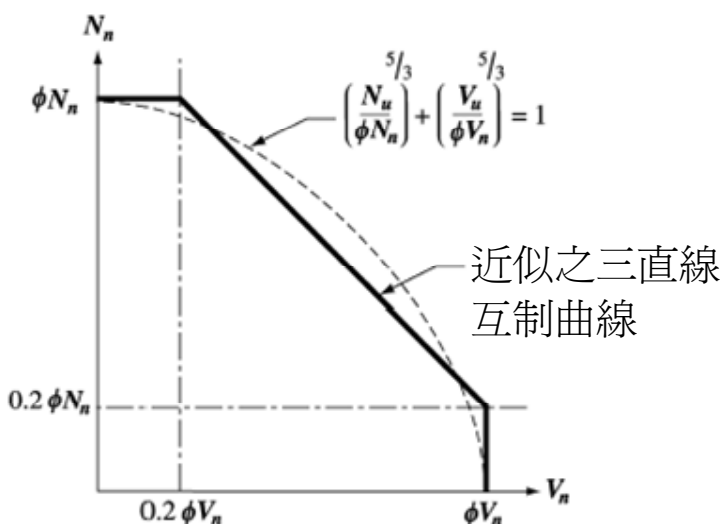
依據互制公式檢核

D.8.3

$$\frac{N_u}{\phi N_n} + \frac{V_u}{\phi V_n} < 1.2$$

公式 (D-29)

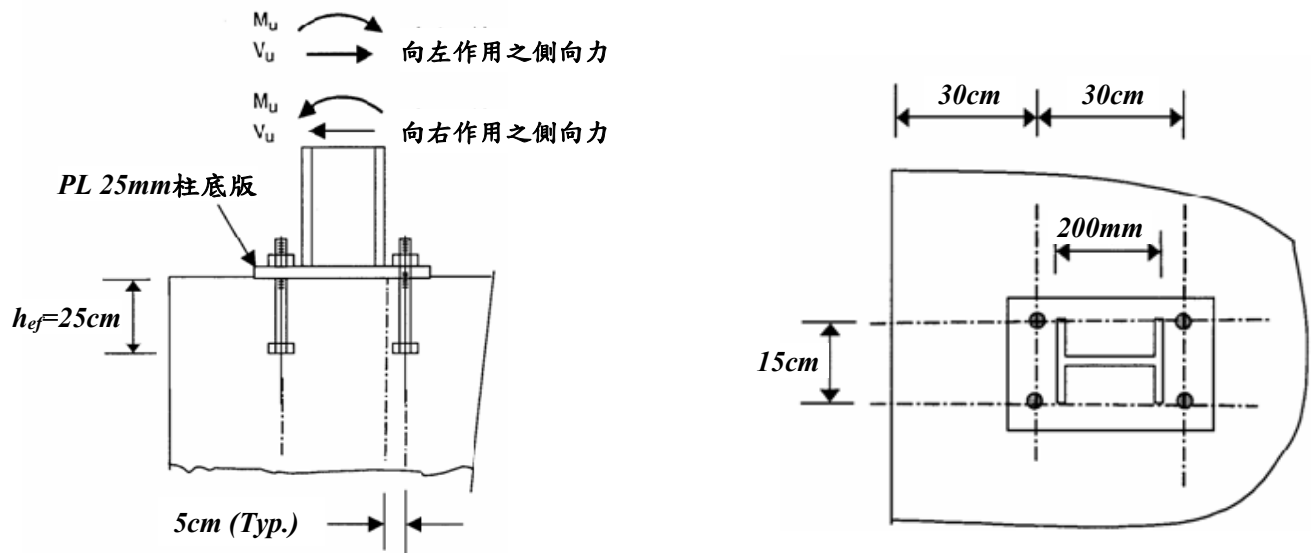
$$\frac{4500}{8129} + \frac{2250}{5092} = 1.00 < 1.2 \quad \text{OK}$$



38

【例題27-7】中震或強震區，擴頭錨栓群在靠近混凝土側邊之彎矩和剪力強度

【已知】如圖示之四支擴頭錨栓群，在中震或強震區，承受 $2.7tf\cdot m$ 設計彎矩和 $2.27tf$ 設計剪力。錨栓與H200鋼柱底版聯結。混凝土強度 $280kgf/cm^2$



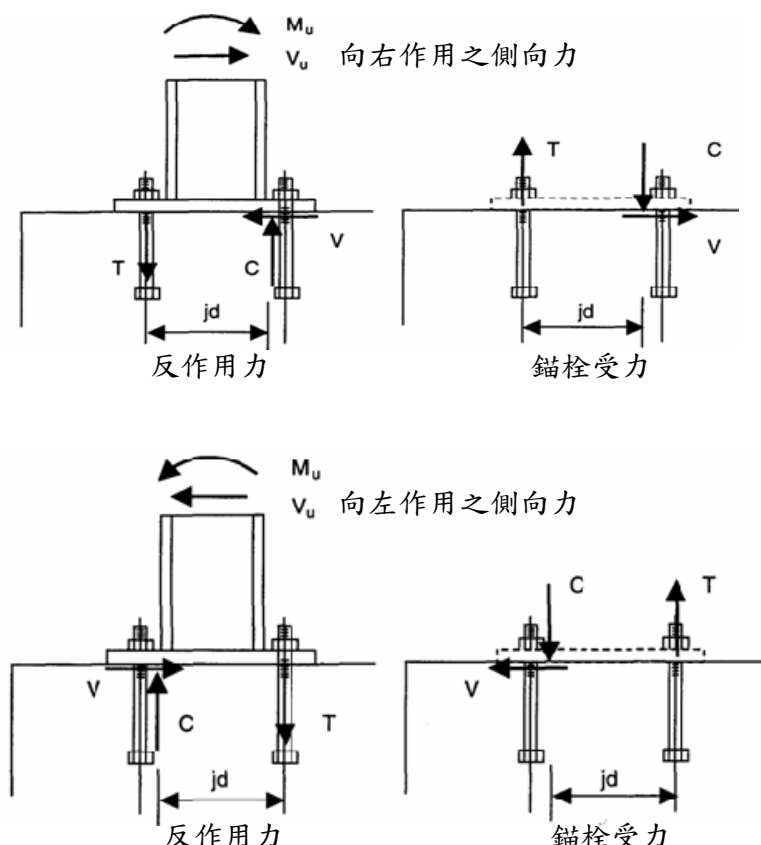
39

1. 本例題係假設錨栓尺寸，檢核是否可符合在中震或強震區之設計規定。例題中，錨栓為4支 $\frac{3}{4}$ " ASTM F1554 Gr.36六角頭，埋置深度 $h_{ef}=25cm$
2. (1)本接頭承受中震或強震區域之地震力，拉力計算強度為 $0.75 \phi N_n$ ，剪力計算強度為 $0.75 \phi V_n$ 。
 (2)除非柱底板之降伏載重低於錨栓之設計強度(含 0.75 因數化係數)，本例題之錨栓強度應由韌性鋼材之拉力和剪力強度控制。
 (3)拉力計算強度($0.75 \phi N_n$)應按D.5.1.2決定。其中 ϕN_n 取鋼材強度(ϕN_{sa})、混凝土拉破(ϕN_{cb})、拔出(ϕN_{pn})和混凝土側邊脹破(ϕN_{sb})之拉力計算強度之最小值。
 (4)剪力計算強度($0.75 \phi V_n$)應按D.5.1.2決定。其中(ϕV_n)取鋼材強度(ϕV_{sa})、混凝土剪破(ϕV_{cb})和撬破(ϕV_{cp})之剪力計算強度之最小值。

40

3. 本例題之鋼柱基礎承受向右或向左之側向力示如右圖。

由右圖所示，由於混凝土自由邊在左側，錨栓之拉力控制載重條件為向右作用之側向力，錨栓之剪力控制載重條件為向左作用之側向力。



41

4. 彎矩和剪力載重作用在錨栓之分配力。

(1) 彎矩作用時，錨栓之拉力—彎矩作用下之壓力作用正確位置無法用傳統之混凝土梁分析方法求得。不論應力—應變彈線性法(亦即轉換斷面法)或ACI 318應力塊(強度設計)方法皆無法求得正確位置。因為受力平面無法保持平面，而且柱底板之上下斷面和材料亦不一樣。

(2) 前述方法之使用必須進一步分析，而且在某些情況下，當底板較為軟時，混凝土壓力塊會呈不保守結果。但是依設計目的而言，彎矩作用時之壓力塊重心可保守假設柱壓力翼板向外懸伸柱底板厚度處。

本例題中，假設內部彎矩臂距 jd 可以混凝土梁彈性分析轉換斷面法及柱壓力翼板向外懸伸柱底板厚度求得。並採較小值於設計中。

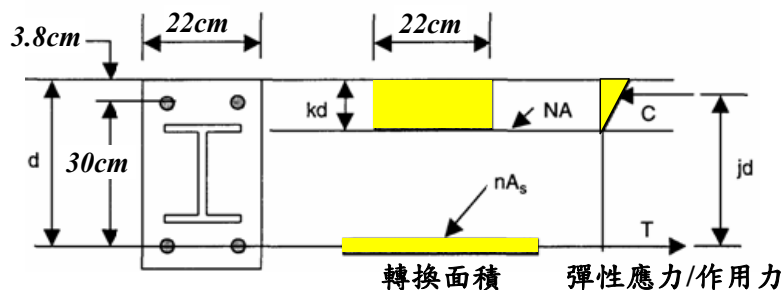
(3) 經由簡化，混凝土壓力塊假設自H200鋼梁翼板向外懸伸底板厚度(25mm)。

$$jd = 5.0 + 20.0 + 2.5 = 27.5 \text{ cm}$$

(4) 上列內部彎矩臂距 jd 為受拉錨栓距翼板面5.0cm，柱寬22.0cm，柱底板厚度2.5cm。另一種較複雜方法，假設錨栓中心距離鋼柱底板邊緣3.8cm，以保守轉換面積彈性分析求算內部彎矩臂距 jd 說明如下：

取中性軸彎矩求算 kd 值

$$22(kd) \frac{kd}{2} = nA_s(d-kd)$$



轉換面積 彈性應力/作用力

42

其中

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{15000 \sqrt{280}} = 8.0$$

$$A_s = 2(2.15) = 4.3 \text{ cm}^2$$

$$d = 3.8 + 30 = 33.8 \text{ cm}$$

上列數值代入上式求 kd

$$11(kd)^2 = (8)(4.3)(33.8 - kd)$$

$$kd = 8.84 \text{ cm}$$

因此，採用彈性梁理論求算內部彎矩臂距 jd

$$jd = d - \frac{kd}{3} = 33.8 - \frac{8.84}{3} = 30.85 \text{ cm}$$

保守地採用取混凝土壓力塊假設自 H200 鋼梁翼板向外懸伸底板厚度， $jd = 27.5 \text{ cm}$ 。雖然轉換面積彈性分析方法亦示於本例題中，但是計算較繁，而且當柱底板剛度小時會超估內部彎矩臂距 jd 。

取壓力中心彎矩：

$$M_u = T(jd)$$

其中：

$T = N_{ua}$ (亦即錨栓在設計拉力載重作用下之拉力)

$$jd = 27.5 \text{ cm}$$

$$\text{因此，} N_{ua} = \frac{M_u}{jd} = \frac{2.7 \times 10^5}{27.5} = 9818 \text{ kgf}$$

剪力——雖然彎矩作用產生壓力可在柱底板和混凝土間產生摩擦剪力抵抗力，在本例題中將忽略該摩擦剪力抵抗力，而且在壓力側之錨栓將設計承擔所有作用剪力。

$V_{ua} = 2.27 \text{ ton}$ 作用在受壓側之兩支錨栓。

5. 計算地震力之設計拉力強度 ($0.75\phi N_n$)

a. 鋼材強度 (ϕN_{sa})

$$\phi N_{sa} = \phi n A_{se} f_{uta}$$

其中

$$\phi = 0.75$$

$$A_{se} = 2.15 \text{ cm}^2$$

$$f_{uta} = 4100 \text{ kgf/cm}^2$$

代入公式 (D-3)

$$\phi N_{sa} = 0.75 \times 2 \times 2.15 \times 4100 = 13.222 \text{ kgf}$$

b. 混凝土拉破(ϕN_{cbg})

因為錨栓間距小於3倍有效埋置深度 h_{ef} ($3 \times 25 = 75\text{cm}$)，錨栓群效應需要考量。

$$\phi N_{cbg} = \phi \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$\phi = 0.70$ ，因為沒有配置補強筋

決定 A_{Nc} 和 A_{Nco} ：

A_{Nc} = 由 $1.5h_{ef}$ ($1.5 \times 25 = 37.5\text{cm}$)和錨栓中心至混凝土自由側邊所圍成之近似四邊形的混凝土破壞面之投影面積。

$$A_{nc} = (30 + 37.5)(37.5 + 15 + 37.5) = 6075\text{cm}^2$$

$$A_{nco} = 9 h_{ef}^2 = 9(25)^2 = 5625\text{cm}^2$$

$$\text{檢核 } A_{Nc} \leq n A_{Nco}, \quad 6075 < 2(5625) \quad OK$$

決定 $\psi_{ec,N}$ ： $\psi_{ec,N} = 1.0$ (無偏心)

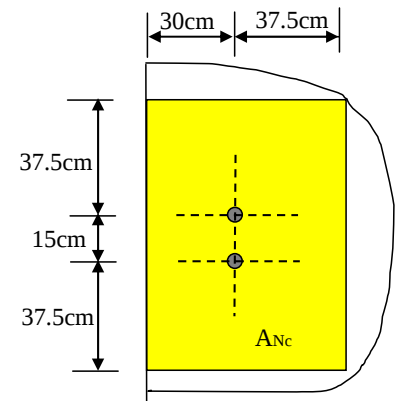
$$\begin{aligned} \text{決定 } \psi_{ed,N} : \quad \psi_{ed,N} &= 0.7 + 0.3 \frac{Ca, \min}{1.5h_{ef}} \\ \psi_{ed,N} &= 0.7 + 0.3 \frac{30}{1.5 \times 25} = 0.94 \end{aligned}$$

決定 $\psi_{c,N}$ ： $\psi_{c,N} = 1.0$ 埋設位置極可能發生混凝土開裂。(亦即基腳邊緣易有開裂)

$$\begin{aligned} \text{決定 } N_b : \quad N_b &= 10.14 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \\ &= 10.14 \sqrt{280} (25)^{1.5} = 21,210\text{kgf} \end{aligned}$$

代入公式(D-5)

$$\phi N_{cbg} = 0.70 \left[\frac{6075}{5625} \right] \times 1.0 \times 0.94 \times 1.0 \times 21,210 = 15,073\text{kgf}$$



c. 混凝土拔出(ϕN_{pn})

$$\phi N_{pn} = \phi \psi_{c,p} N_p$$

其中 $\phi = 0.70$ 取用情況B

$\psi_{c,p} = 1.0$ 基腳邊緣易有開裂

六角頭錨栓 N_p

$$N_p = 8 A_{brg} f'_c$$

$$A_{brg} = 4.22\text{cm}^2 \text{ (3/4" 六邊形錨頭錨栓)}$$

以二根錨栓代入公式(D-14)和(D-15)

$$\phi N_{pn} = 2 \times 0.70 \times 1.0 \times 4.22 \times 8 \times 280 = 13,234\text{kgf}$$

d. 混凝土脹破(ϕN_{sb})

當混凝土邊距小於 $0.4h_{ef}$ 時，需要檢核混凝土脹破模式

$$0.4h_{ef}=0.4 \times 25=10\text{cm} < 30\text{cm}$$

因此，混凝土脹破不會發生。整理拉力作用下之鋼材強度，混凝土拉破強度，混凝土拔出強度和混凝土脹破強度：

鋼材強度，(ϕN_{sa}) 13,222kgf (控制)

埋置強度-混凝土拉破強度，(ϕN_{cbg}) 15,073kgf

埋置強度-混凝土拔出強度(ϕN_{pn}) 13,234kgf

埋置強度-混凝土脹破強度(ϕN_{sb}) N/A

因此 $\phi N_n=13,222\text{kgf}$

中震或強震區，拉力計算強度 $0.75 \phi N_n$

$$0.75 \phi N_n=0.75(13,222)=9,916\text{kg}$$

$$N_{ua} \leq 0.75 \phi N_n, 9,818\text{kgf} < 9,916\text{kg} \quad \text{OK}$$

6. 計算剪力計算強度(ϕV_n)

a. 鋼材強度(ϕV_{sa})

$$\phi V_{sa} = \phi n 0.6 A_{se} f_{uta}$$

其中

$$\phi=0.65$$

$$A_{se}=2.15\text{cm}^2$$

$$f_{uta}=4100\text{kgf/cm}^2$$

代入公式(D-18)

$$\phi V_{sa}=0.65 \times 2 \times 0.6 \times 2.15 \times 4100=6876\text{kgf}$$

b. 混凝土剪破強度(ϕV_{cbg})

$$\phi V_{cbg} = \phi \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b$$

$\phi=0.70$ ，因為沒有配置補強筋

決定 A_{vc} 和 A_{vco} ：

A_{vc} = 由 $1.5C_1$ ($1.5 \times 30 = 45\text{cm}$) 和錨栓中心至混凝土自由側邊所圍成之近似四邊形的混凝土破壞面之投影面積。

$$A_{vc} = (45 + 15 + 45) \times 45 = 4725\text{cm}^2$$

$$A_{vco} = 4.5 C_1^2 = 4.5 (30)^2 = 4050\text{cm}^2$$

$$\text{檢核 } A_{vc} \leq n A_{vco}, 4725 < 2(4050) \quad \text{OK}$$

$$\text{決定 } \psi_{ec,V} : \quad \psi_{ec,V} = 1.0 \text{ (無偏心)}$$

$$\text{決定 } \psi_{ed,V} : \quad \psi_{ed,V} = 1.0 \text{ (無直角自由側邊)}$$

$$\text{決定 } \psi_{c,V} : \quad \psi_{c,V} = 1.0 \text{ 埋設位置極可能發生混凝土開裂。 (亦即基腳邊緣易有開裂)}$$

$$\text{決定單一錨栓之 } V_b \quad V_b = 1.86 \left(\frac{\ell_e}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f'_c} (C_{a1})^{1.5}$$

其中

ℓ_e = 錨栓承受剪力之承載長度，不超過 $8d_0$

本例題由 $8d_0$ 控制

$$\ell_e = 8d_0 = 8 \times 1.9 = 15.2\text{cm} < 25\text{cm}$$

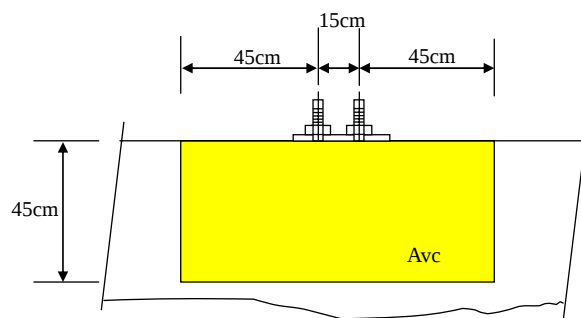
因此 $\ell_e = 15.2\text{cm}$

代入公式(D-24)

$$V_b = 1.86 \left(\frac{15.2}{1.9} \right)^{0.2} \sqrt{1.9} \sqrt{280} (30)^{1.5} = 10,685\text{kgf}$$

代入公式(D-22)

$$\phi V_{cbg} = 0.7 \left(\frac{4725}{4050} \right) (1.0)(1.0)(1.0)(10,685) = 8726\text{kgf}$$



c. 撬破強度(ϕV_{cp})

註：撬破破壞模式發生於淺而剛度大之錨栓。本例題包括剪力向自由側邊和背向自由側邊撬破強度必須檢核。

$$\phi V_{cp} = \phi k_{cp} N_{cb}$$

其中

$$\phi = 0.7 \text{ 取用情況B}$$

$$k_{cp} = 2.0 \quad \text{因為 } h_{ef} \geq 6.5\text{cm}$$

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b$$

$$N_{cb} = \left[\frac{6075}{5625} \right] \times 0.94 \times 1.0 \times 21,210 = 21,532\text{kgf}$$

代入公式(D-29)

$$\phi V_{cp} = (0.7)(2.0)(21,532) = 30,145\text{kgf}$$

整理剪力作用下之鋼材強度，混凝土剪破強度和撬破強度。

$$\text{鋼材強度, } \phi V_{sa} \quad 6,876\text{kgf} \quad \text{控制}$$

$$\text{埋置強度-混凝土剪破 } (\phi V_{cbg}) \quad 8,726\text{kgf}$$

$$\text{埋置強度-撬破強度 } (\phi V_{cp}) \quad 30,145\text{kgf}$$

$$\text{因此 } \phi V_n = 6,876\text{kgf}$$

中震或強震區，設計剪力強度 $0.75 \phi V_n$

$$0.75 \phi V_n = 0.75(6,876) = 5,157\text{kgf}$$

$$V_{ua} \leq 0.75 \phi V_n, 2,270\text{kgf} < 5,157\text{kgf} \quad \text{OK}$$

7. 檢核劈裂破壞之邊距、間距和厚度之需求。

因為場鑄錨栓不會有較大扭轉。

13.6節最小保護層規定應符合。

根據13.6節規定D19受風雨侵襲或土壤接觸是4.0cm本例題有30cm OK

8. 結果

使用19mm直徑ASTM F1554 Gr.36六角頭錨栓埋置長度
 $h_{ef}=25cm$



100年度技術規範系列宣導說明會

混凝土結構設計規範(七)

混凝土結構用錨栓(附篇D)

報告完畢 敬請指教