

鋼筋混凝土柱最大可能彎矩強度

歐昱辰¹、蔡東均²

關鍵字：鋼筋混凝土、柱、最大可能彎矩強度、高強度、軸力

摘要

在耐震設計中，吾人須求取柱之最大可能彎矩強度 M_{prc} ，以進行剪力容量設計。所謂最大可能彎矩強度為斷面在考慮材料超強效應（真實強度大於標稱強度、混凝土圍束效應、鋼筋應變硬化等）與各種設計軸力作用下所可能產生的最大彎矩。現行混凝土結構設計規範與橋梁耐震設計規範各設有一套最大可能彎矩強度計算方法，過去研究顯示此二法之保守程度會隨軸壓力比之增加而降低，其中又以壓力控制斷面之柱構件尤其明顯。為確認前述現象，本研究計算 297 組柱試驗彎矩強度與標稱彎矩強度之比值，經比對後發現該比值與軸壓力比呈顯著正相關，相符於過去研究結果。為確認前述現象之主因，本研究進一步以數學式推導證明混凝土圍束效應會使此現象發生。考量此現象，本研究發展一套最大可能彎矩強度建議通用式，在材料實測強度已知的情況下，可通用於普通強度與高強度柱構件最大可能彎矩強度之計算。為驗證建議通用式之保守性，本研究計算柱之最大可能彎矩強度，結果顯示混凝土結構設計規範於多數柱呈現不保守，現行橋梁耐震設計規範則顯著改善此現象，然而對高軸壓力比之試體仍普遍得不保守計算結果，本研究建議通用式則可滿足規範一般對保守程度之要求，變異性亦屬三個算法中最低者。另外，為便於設計時使用，本研究另發展兩套最大可能彎矩強度建議式，在僅知材料規定強度的情況下，分別適用於普通強度與高強度柱構件。此二建議式經比對發現可得相近於建議通用式的計算結果。

¹ 國立台灣大學土木工程系教授

² 國立台灣大學土木工程系研究助理

Maximum probable moment strengths of reinforced concrete columns

Yu-Chen Ou

*Professor, Department of Civil Engineering,
National Taiwan University*

Tung-Chun Tsai

*Research Assistant, Department of Civil Engineering,
National Taiwan University*

Keywords: reinforced concrete, columns, maximum probable moment strength, high strength, axial force

ABSTRACT

In seismic design, the maximum probable moment strengths of columns need to be calculated for shear design. The maximum probable moment strength is the maximum possible moment strength considering material overstrengths (e.g. actual strengths higher than specified ones, concrete confinement, strain hardening of reinforcement, etc.) and the range of factored axial load acting on the column. Both the codes for design of reinforced concrete structures and seismic design of bridges have include their own provisions to calculate the maximum probable moment strength. Earlier studies have shown that both the code methods tend to show unconservative results with increasing axial compression, particularly for compression-controlled sections. In this research, the ratios of measured moment strength to nominal moment strength of 297 column specimens were examined. The examination confirmed that the ratios increased with increasing axial compression and found that it is mainly due to the effect of concrete confinement. To account for the phenomenon, a general equation for maximum probable moment strength of normal and high-strength columns was developed based on actual material strengths. Comparison with the test data of the 297 columns showed that the proposed equation produced conservative predictions for most of the columns. In contrast, current code equations for reinforced concrete structures and for seismic design of bridges produced unconservative predictions for most of the columns. Moreover, the predictions by the proposed equation showed smaller standard deviation than those by the current code methods. Based on the general equation, two equations were developed based on specified material strengths for normal and high-strength columns. Comparison with the test data of the 297 columns showed the two equations produced results similar to the proposed general equation.

一、前言

在鋼筋混凝土(reinforced concrete, RC)結構耐震設計中[1, 2], 吾人須求取柱之最大可能彎矩強度 M_{prc} , 以進行剪力容量設計。最大可能彎矩強度為斷面在考慮材料超強效應(真實強度大於標稱強度、混凝土圍束效應、鋼筋應變硬化等)與各種設計軸力作用下所可能產生的最大彎矩。

混凝土結構設計規範[1] M_{prc} 之計算方法係提高縱向鋼筋降伏應力至 1.25 倍標稱降伏應力, 以考量鋼筋真實強度大於標稱強度與鋼筋應變硬化之超強效應。事實上, 柱構件之混凝土會受圍束效應之影響而增加受壓極限應變, 導致前述 M_{prc} 算法未能有效考慮鋼筋應變硬化對彎矩強度之影響。對於新高強度鋼筋混凝土(以下簡稱 New RC)柱[3]而言, 由於其多採用高強度縱向鋼筋 SD690[4], 其鋼筋降伏應變大於混凝土受壓極限應變 0.003, 表示極限狀態下鋼筋受壓一律不降伏; 又因 New RC 柱常應用於高樓建築之低樓層, 由於承受較大的軸壓力而多為壓力控制斷面, 表示鋼筋受拉亦不降伏, 整體而言, 此情況下受壓與受拉鋼筋皆不降伏, 表示提升降伏應力不會增加標稱彎矩強度, 完全無法捕捉前述超強效應。歐昱辰與蔡東均[3] 比對 18 組臺灣 New RC 柱試驗資料發現, 混凝土結構設計規範之方法低估所有柱之試驗彎矩強度 M_{exp} , 其中屬壓力控制斷面之試體尤其不保守。

橋梁耐震設計規範[2]另有 M_{prc} 的算法, 此法採係數 1.3 與標稱彎矩強度 M_n 之乘積計算 $M_{prc}(=1.3M_n)$, 以係數 1.3 間接考量包含鋼筋與混凝土之超強強度效應。歐昱辰與蔡東均[3]亦以前述 18 組臺灣 New RC 柱試驗資料檢視此法, 發現其較混凝土結構設計規範[1]更能趨近試驗彎矩強度, 然而仍有隨軸壓力比增加而趨於不保守之趨勢。歐昱辰與蔡東均[3]另提出與柱軸壓力相關的 M_{prc} 計算式, 惟該計算式源

自於 18 座 New RC 柱之試驗資料, 其於一般混凝土柱之適用性未知。

為進一步研究超額強度效應隨軸壓力比增加而增加之現象, 以及提出適用於一般混凝土柱之 M_{prc} 計算式, 本研究建立普通與高強度鋼筋混凝土(RC 與 New RC)柱試驗資料庫, 定義試驗最大柱底彎矩 M_{exp} 與標稱彎矩強度 M_n 之比值為超額彎矩強度係數 Ω_M , 以 Ω_M 與軸壓力比之關係確認歐昱辰、蔡東均[3]提出的超額強度效應與軸壓力呈正比之現象, 除此之外, 本研究亦以數學式推導證明混凝土圍束效應會導致該現象發生, 最後基於該現象, 本研究建議分別適用於 RC 與 New RC 柱構件之 Ω_M 計算式, 以計算柱之 M_{prc} 。

二、RC 與 New RC 柱試驗資料庫

2.1 柱試驗資料庫概述

本研究建立柱試驗資料庫以利後續比對計算與試驗結果。除引用 18 組臺灣 New RC 柱試驗資料[3]以及既有的華盛頓大學 PEER 柱資料庫[5]外, 本研究亦蒐集日本之普通與高強度鋼筋混凝土(RC 與 New RC)柱試驗資料, 建立一個 RC 與 New RC 柱試驗資料庫, 該資料庫合計共 297 組柱試驗資料, 其中柱斷面形狀皆為矩形, 測試方式為定軸力下反覆側向載重, 破壞模式為撓曲破壞, 不包含具顯著剪力破壞之柱試體。表 1 顯示柱試驗資料庫之統計值, 其中柱試體之斷面寬度與深度介於 15 至 61 公分, 涵蓋縮尺與實尺寸之試體, 混凝土實測抗壓強度 f'_{ca} 介於 215 kgf/cm² 至 1506 kgf/cm², 試驗軸力比 $P_{exp}/A_g f'_{ca}$ 介於 0 至 0.8 之間, 平均值為 0.31, 其中 245 組試體軸壓力比小於 0.5, 介於一般建築與橋梁柱軸壓力比可能範圍。日本柱試驗資料可參考「附錄一、日本柱試驗資料」, 整體柱資料庫之詳細試驗資料可參考蔡東均[6]。

表 1 柱試驗資料統計值(共 297 座試體)

試體參數	b (cm) [斷面寬度]	h (cm) [斷面深度]	f'_{ca} (kgf/cm ²) [混凝土實測抗壓強度]	f_{ya} (kgf/cm ²) [縱向鋼筋實測降伏強度]	f_{yta} (kgf/cm ²) [橫向鋼筋實測降伏強度]	$\frac{P_{exp}}{A_g f'_{ca}}$ [軸力比]
最小值	15.2	15.2	215	3,457	2,600	0
最大值	60.0	61.0	1,506	9,850	17,980	0.8
平均值	31.1	32.3	658	5,041	7,404	0.31

2.2 臺灣與 PEER 資料庫之柱試驗資料

本研究引用歐昱辰、蔡東均[3]所蒐集之 18 組臺灣高強度鋼筋混凝土(New RC)方柱試驗資料，其中試體混凝土實測抗壓強度 f'_{ca} 介於 750 至 1500 kgf/cm²；試體皆採 SD690[7]高強度縱向鋼筋，實測降伏強度 f_{ya} 介於 7100 至 7600 kgf/cm² 之間；該 18 座柱試體中，共有 17 組柱試體採 SD790[7]高強度橫向鋼筋；在載重方面，試驗軸壓力比($P_{exp}/A_g f'_{ca}$)平均值為 0.34，範圍在 0.07 至 0.57 之間。

除臺灣 New RC 方柱試驗資料外，本研究亦引用 PEER 資料庫 (PEER Structural Performance Database)[5]之柱試驗資料。PEER 資料庫始於美國國家標準技術研究所 NIST (National Institute of Standards and Technology)蒐集之 107 組矩形柱試體以及 92 組圓柱試驗資料，而後在太平洋地震工程研究中心 PEER(Pacific Earthquake Engineering Research Center)支援下，華盛頓大學 (University of Washington)之研究者將資料庫

擴展至 274 組矩形柱試體(採方螺箍或直線型箍筋)以及 160 組圓柱試體(採螺箍筋)。PEER 資料庫除提供試體幾何尺寸、材料性質、加載軸力外，亦提供試驗彎矩強度 M_{exp} 以及標稱彎矩強度 M_n 資料，其中 M_{exp} 除水平作用力之外，亦考量垂直作用力造成之彎矩(P- Δ 效應)，與本研究之需求相符。在資料來源方面，PEER 資料庫亦提供使用者手冊[8]說明柱試體之參考文獻、破壞模式之判斷方式、等效側向力之計算方式、標稱彎矩強度 M_n 之計算方法等資料處理細節。整體而言，該資料庫除試驗資料量充足外，亦完整呈現數據之處理方法，已廣泛應用於鋼筋混凝土柱構件之研究。(資料庫網址：<https://nisee.berkeley.edu/spd/>)

在 PEER 資料庫中，本研究共篩選 180 座矩形柱試體納入資料庫，其中試體之選擇除剪力以及撓剪破壞試體未納入外，對於資料不完整之撓曲破壞試體亦不予納入。表 2 顯示本研究所引用的 180 座柱試體之尺寸、材料強度、軸壓力比($P_{exp}/A_g f'_{ca}$)統計值。

表 2 引用自 PEER 資料庫之柱試驗資料統計值(共 180 座試體)

試體參數	b (cm) [斷面寬度]	h (cm) [斷面深度]	f'_{ca} (kgf/cm ²) [混凝土實測抗壓強度]	f_{ya} (kgf/cm ²) [縱向鋼筋實測降伏強度]	f_{yta} (kgf/cm ²) [橫向鋼筋實測降伏強度]	$\frac{P_{exp}}{A_g f'_{ca}}$ [軸力比]
最小值	15.2	15.2	215	3,457	2,600	0
最大值	60	61	1,203	5,987	14,521	0.8
平均值	29.8	31.6	557	4,512	5,259	0.25

2.3 日本柱試驗資料

本研究柱資料庫中共引用 99 組日本柱試驗資料，其中包含普通與高強度鋼筋混凝土(RC 與 New RC)柱試體。日本柱試驗資料所引用之文獻參考自黑沢俊也、森本敏幸等人於 2006 年發表之「超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱および梁部材の実験結果データベースによる各種強度算定式の適合性の検討」(下載網址：<http://ci.nii.ac.jp/naid/130004399523>)[9]，該文章蒐集多組高強度材料之梁、柱試驗資料，以檢討既有的梁與柱強度計算式之適用性，其中試體引用之文獻大部份出版於「日本建築学会大会学術講演梗概集」、「コンクリート工学」(コンクリート：混凝土)，出版

版日期介於 1988 年至 2004 年之間。

本研究利用前述文章所引用之參考文獻，共蒐集 99 組日本矩形柱試驗資料。這些試驗資料中，側向力加載方向皆平行於斷面主軸，不包含斜向加載者；施工方式亦不包含經補強之柱試體。表 3 顯示柱試驗資料之統計值，其中試體之尺寸介於 20 cm 至 40 cm 之間，多為縮尺試體；平均混凝土實測抗壓強度 f'_{ca} 為 784 kgf/cm²，多半採用高強度混凝土，軸壓力比 $P_{exp}/A_g f'_{ca}$ 介於 0 至 0.74 之間，試體各別資料列於文末「附錄一、日本柱試驗資料」，以下介紹引用文獻中資料不完整時本研究之處理方法，其中分別以破壞模式、縱向鋼筋保護層、最大側向強度等三個項目進行說明。

表 3 日本柱試驗資料統計值(共 99 座試體)

試體參數	b (cm) [斷面寬度]	h (cm) [斷面深度]	f'_{ca} (kgf/cm ²) [混凝土實測抗壓強度]	f_{ya} (kgf/cm ²) [縱向鋼筋實測降伏強度]	f_{yta} (kgf/cm ²) [橫向鋼筋實測降伏強度]	$\frac{P_{exp}}{A_g f'_{ca}}$ [軸力比]
最小值	20	22.5	240	3,600	3,160	0
最大值	40	40	1,506	9,850	17,980	0.74
平均值	28.6	28.9	784	5,561	11,214	0.4

2.3.1 日本柱試體破壞模式

柱試驗之破壞模式多呈現於文章內容或表格中，以下表列引用之文獻([17]~[38])中記載的破壞模式原文，分為納入及未納入本研究資料庫兩大類破壞模式：

(1) 納入本研究資料庫之破壞模式：

曲げ破壊(撓曲破壊)、曲げ降伏破壊(撓曲降伏破壊)、曲げ引張降伏破壊(撓曲引張降伏破壊)、曲げ圧縮降伏破壊(撓曲圧縮降伏破壊)、曲げ降伏後の圧縮破壊(撓曲降伏後圧縮破壊)、曲げ圧縮破壊(撓曲圧縮破壊)、曲げ降伏後のコンクリートの圧壊(撓曲降伏後混凝土受壓破壊)、曲げ降伏後の

付着割裂破壊(撓曲降伏後握裏破壊)、降伏後の付着割裂破壊(降伏後握裏破壊)

(2) 未納入本研究資料庫之破壞模式：

せん断破壊(剪力破壊)、せん断圧縮破壊(剪力圧縮破壊)、せん断引張破壊(剪力引張破壊)、せん断斜張力破壊(剪力斜張力破壊)、曲げ降伏後のせん断破壊(撓曲降伏後剪力破壊)、曲げ引張降伏後のせん断破壊(撓曲引張降伏後剪力破壊)、曲げ圧縮降伏後のせん断破壊(撓曲圧縮降伏後剪力破壊)、曲げ降伏後のせん断圧縮破壊(撓曲降伏後剪力圧縮破壊)、付着割裂破壊(握裏破壊)

未納入本研究資料庫之破壞模式中，除

「付着割裂破壞(握裹破壞)」外，皆為具剪力傷害之破壞模式，因此不符合本研究之需求，不納入本研究資料庫內，而付着割裂破壞(握裹破壞)則因該破壞模式之試體未達降伏，而未納入本研究資料庫。

雖試體之破壞模式大多明確定義於文章中，仍有部分試體之破壞模式未於文中標明，對於這些試體，本研究以文中對試驗過程之描述判斷是否納入本研究柱資料庫，判斷之準則沿用 PEER 資料庫之使用手冊[8]對撓曲破壞模式之定義，即試驗過程未記有剪力破壞(Shear Damage)之試體即為撓曲破壞模式。

經本研究整理後，試體之破壞模式已標明於「附錄一、日本柱試驗資料」的第(4)欄，該欄亦標示破壞模式之來源，其中分為(文)、(表)、(判)等三種，(文)代表破壞模式取自文章內容，(表)代表破壞模式取自文章之表格，(判)代表本研究判定試體符合 PEER 資料庫之撓曲破壞模式定義，因此納入柱試驗資料庫，在附錄一的 99 組柱試驗資料中共 19 組之破壞模式來源屬(判)類型。

2.3.2 日本柱試體縱向鋼筋保護層

文章中通常會提供試體之斷面配置圖，然而圖中未必會標示縱向鋼筋形心至斷面外緣之距離，使得無法計算柱斷面之縱向鋼筋保護層。對於這些保護層無法計算之試體，本研究以平均保護層代替。

本研究參考表 4 第(2)欄之文獻，以這些文獻之斷面配置圖計算縱向鋼筋保護層，並依縱向鋼筋號數進行分類，計算各種鋼筋號數對應之平均保護層，如表 4 第(8)欄所示。計算方法以 D19 縱向鋼筋為例，本研究首先蒐集 D19 縱向鋼筋之柱斷面配置圖，記錄其縱向鋼筋形心至斷面外緣距離(表中第(6)欄)，扣除縱向鋼筋之半徑(表 4 第(4)欄除 2)得其保護層(表中第(7)欄)，再計算這些試體的保護層平均值即可求取 D19 縱向鋼筋之平均保護層(表 4 第(8)欄)。表 4 第(2)欄標示之文獻中除鹿野仁史・奧田将人等人[10]以及中江晃彦・倉本洋等人[11]兩篇文獻外，其餘皆為資料庫試體之參考文獻，該兩篇文獻因多為剪力破壞試體，而未納入本研究資料庫內。

表 4 日本柱試驗資料統計值

文獻作者	參考文獻	縱向鋼筋號數	縱向鋼筋直徑 (cm)	橫向鋼筋直徑 (cm)	縱向鋼筋中心至斷面外緣距離 (cm)	縱向鋼筋之保護層 (cm)	平均縱向鋼筋保護層 (cm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)= (6)-(4)/2	(8)【依(3)分類】
木村秀樹・菅野俊介等人	[37]	D10	0.953	0.51	1.99	1.51	1.5
村上秀夫・宮脇保則等人	[22]	D13	1.27	0.51	3.30	2.67	2.2
村田耕司・東端泰夫等人	[23]	D13	1.27	0.6	2.24	1.60	
但木幸男・田中礼治等人	[24]	D13	1.27	0.8/0.6	3.00	2.37	
高見信嗣・吉岡研三	[25]	D13	1.27	0.5	3.00	2.37	
黃楷・李康寧等人	[36]	D13	1.27	0.51	3.00	2.37	

文獻作者	參考文獻	縱向鋼筋號數	縱向鋼筋直徑 (cm)	橫向鋼筋直徑 (cm)	縱向鋼筋中心至斷面外緣距離 (cm)	縱向鋼筋之保護層 (cm)	平均縱向鋼筋保護層 (cm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)= (6)-(4)/2	(8)【依(3)分類】
石川裕次・木村秀樹等人	[38]	D13	1.27	0.6	2.40	1.77	
堀伸輔・岩岡信一等人	[32]	D16	1.59	0.51	3.20	2.41	2.9
鹿野仁史・前田博之等人	[33]	D16	1.59	0.6	4.00	3.21	
鹿野仁史・奥田将人等人	[10]	D16	1.59	0.64	4.00	3.21	
森本敏幸・藤本利昭等人	[34]	D16	1.59	0.64	4.00	3.21	
森本敏幸・藤本利昭等人	[34]	D16	1.59	0.64	3.50	2.71	
堀伸輔・岩岡信一等人	[32]	D19	1.91	0.6	4.50	3.55	3.4
香田伸次・黒瀬行信等人	[21]	D19	1.91	0.64	5.00	4.05	
中江晃彦・倉本洋等人	[11]	D19	1.91	0.64	4.00	3.05	
森本敏幸・藤本利昭等人	[34]	D19	1.91	0.64	4.00	3.05	

2.3.3 日本柱試體最大側向強度

文章中提供的試體最大側向強度通常屬於等效側向力，等效側向力為扣除 P- Δ 效應後之柱底彎矩除以柱高所得之力，然而未必標明於文中。對於這些未標明的文獻，本研究以試體達最大側向強度後強度衰減之趨勢確認是否屬於等效側向力。試驗進行時，柱頂的側向位移(Δ)逐漸增加，垂直作用力(P)造成之彎矩亦隨之上升，使得等效側向力與水平作用力之差異逐漸增大，因此當試體達最大側向強度後，水平作用力下降趨勢會明顯於等效側向力，對於位移量較大的撓曲破壞試體尤其如此。

基於前述之現象，若文獻中之試體達最大側向強度後，側向強度隨著位移增加無明顯下降，本研究視該文獻提供的側向強度為等效側向力；對於無法判斷是否為等效側向力之試

體，本研究則郵件詢問文獻之作者進行確認。在「附錄一、日本柱試驗資料」中大部分屬於已標明或判斷為等效側向力，惟日本試體【3】~日本試體【17】(山本俊彦・本田義博等人[18])以及日本試體【29】~日本試體【33】(但木幸男・田中礼治ほか[24])須透過郵件之方式進行確認，其中日本試體【3】~日本試體【17】經作者回覆已確認其文章提供之最大側向強度屬於等效側向力。

三、柱標稱彎矩強度之計算與驗證

高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊[7](簡稱 New RC 設計手冊)提供一套同時適用於普通與高強度柱構件 PM 關係之計算方法以及採該方法之 PM 分析程式(New RC-PM[3])。本研究採該程式計算柱試體之 PM

關係，並以試驗加載軸力 P_{exp} 對應至 PM 關係求取標稱彎矩強度 $M_{n_本研究}$ ，其中 PM 關係計算時，採用材料實測強度，計算之對象共 297 組柱試體，分別引用自台灣、PEER、日本之柱試驗資料(參照二、RC 與 New RC 柱試驗資料庫)。

PEER 使用手冊[8]亦提供試體之標稱彎矩強度 M_{n_PEER} ，其中 PM 關係之計算引用自 ACI 318-02[12]之規定。由於 New RC 設計手冊與 ACI-318-02 對普通強度混凝土($f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$)之柱試體會有相同的 PM 計算結果，因此若試體採普通強度混凝土則 $M_{n_本研究}$ 應相同於 M_{n_PEER} ，本研究依此驗證本研究計算之標

稱彎矩強度 $M_{n_本研究}$ 之正確性。

圖 1 顯示本研究與 PEER 使用手冊[8]之標稱彎矩強度比對結果，圖中共比對 107 座採普通強度混凝土($f'_c < 560 \text{ kgf/cm}^2$)試體，由於縱軸($M_{n_本研究}$)與橫軸(M_{n_PEER})顯示範圍相同，因此試體標記若位於兩圖軸之對角線上表示該試體 $M_{n_本研究}$ 相同於 M_{n_PEER} 。由圖可知試體之標記皆相當接近於對角線，本研究再進一步計算 $M_{n_本研究}/M_{n_PEER}$ 的變異係數(標準差/平均值)發現僅 0.99%，表示試體 $M_{n_本研究}/M_{n_PEER}$ 普遍集中於平均值，證明 $M_{n_本研究}$ 與 M_{n_PEER} 的整體接近程度，也驗證本研究標稱彎矩強度之正確性。

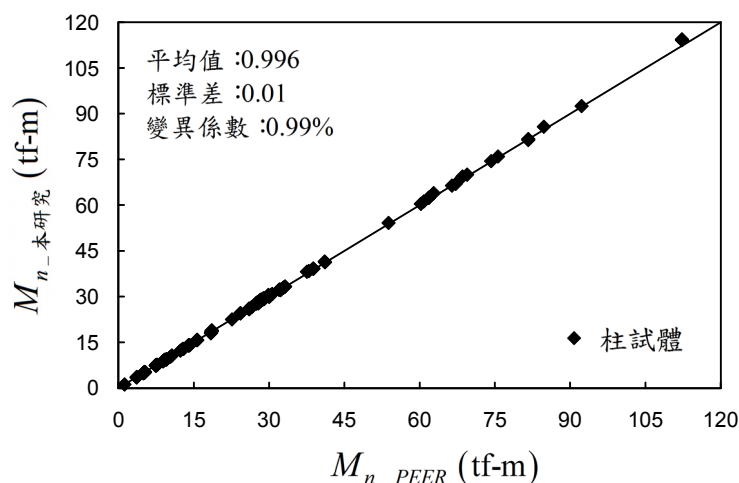


圖 1 本研究與 PEER 之標稱彎矩強度計算結果比較

(※平均值、標準差、變異係數計算至 $M_{n_本研究}/M_{n_PEER}$)

四、試體超額彎矩強度係數

4.1 試體超額彎矩強度係數與軸壓力比之關係

本研究計算柱試體之超額彎矩強度係數 $\Omega_M (= M_{exp}/M_n)$ 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 ，結果顯示 Ω_M 正比於 P_{exp}/P_0 ，進一步比對發現相較於非壓力控制斷面試體($P_{exp} \leq P_b$)，屬壓力控制斷面之試體($P_{exp} > P_b$)有更顯著的成正比現象。

超額彎矩強度係數 Ω_M 定義為試驗彎矩強度 M_{exp} 與標稱彎矩強度 M_n 之比值【式(1)】，本研究以該係數代表試體超強效應之顯著程度，由於 M_n 之計算採材料實測強度，已排除材料實際強度大於規定強度的超強效應，因此 Ω_M 主要反映鋼筋應變硬化以及混凝土受圍束作用之超強效應。本研究亦定義試驗軸力比為試驗加載軸力 P_{exp} 與無偏心載重下之軸力計算強度 P_0 之比值，由於柱資料庫包含普通與高強

度柱試體，本研究計算時引用高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊[7]之 P_0 算法，該算法如式(2)所示，式中 α_1 係數依式(3)計算。式(2)之 P_0 計算同時適用於RC與New RC柱構件。圖2(a)顯示297組柱試體之 Ω_M 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 關係，由圖可知隨著 P_{exp}/P_0 之增加， Ω_M 有顯著之提升，此與混凝土圍束作用之超強效應有關。當試體的軸壓力比增加，壓力區深度隨之增加，使混凝土受圍束作用所發生的超強效應逐漸顯著。

為探討外層縱向受拉鋼筋降伏與否對前述現象之影響，本研究進一步依平衡狀態軸壓力強度 P_b 對圖2(a)之試體進行分組，分別顯示該二組 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係於圖2(b)、(c)，比較圖2(b)與(c)可知，對於 $P_{exp} > P_b$ 的壓力控制斷面

試體而言，其 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 之正相關趨勢較非壓力控制斷面試體($P_{exp} \leq P_b$)顯著許多，進一步以最小平方迴歸該二組 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 趨勢線，可分別得式(4)與式(5)，其中式(5)之斜率大於式(4)許多，證明 $P_{exp} > P_b$ 之試體確實有較顯著的正相關趨勢，而此趨勢之差異與極限狀態之假設有關係，基於極限狀態之假設，混凝土受壓極限應變為0.003，然而實際上柱構件之混凝土會受圍束作用影響而大幅增加受壓極限應變，使得試驗加載軸壓力 P_{exp} 雖已大於 P_b ，外層受拉鋼筋實際上仍可能進入降伏或甚至應變硬化，此低估鋼筋應力之現象隨著軸壓力的增加而更為顯著，反映於壓力控制斷面試體 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 的正相關趨勢。

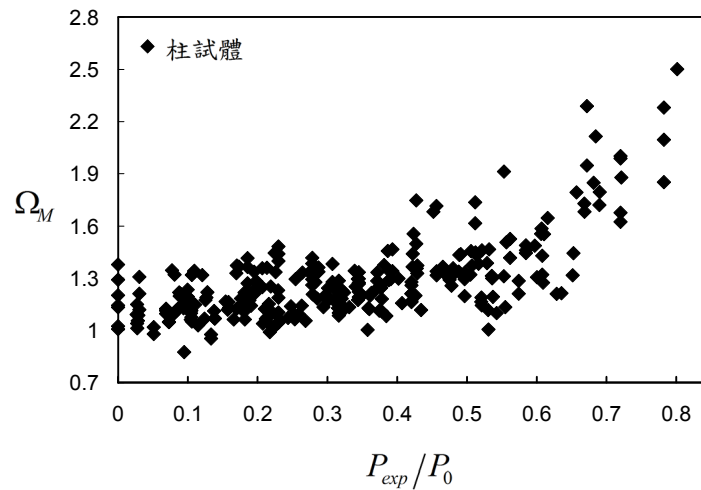
$$\Omega_M = \frac{M_{exp}}{M_n} \quad (1)$$

$$P_0 = \alpha_1 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}, f_y \leq 6,120 \text{ kgf/cm}^2 \quad (2)$$

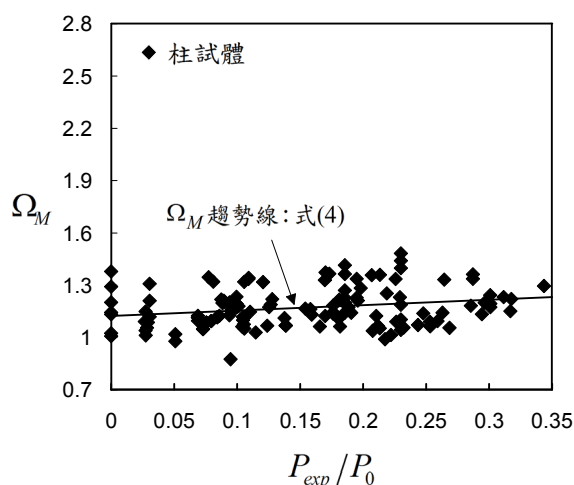
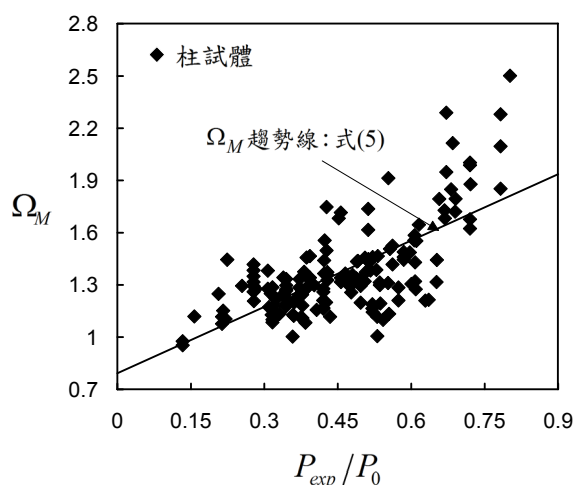
$$\alpha_1 = 0.85 - 0.00022(f'_c - 560)(f'_c \text{ in kgf/cm}^2), 0.85 \geq \alpha_1 \geq 0.70 \quad (3)$$

$$\Omega_M = 0.31 P_{exp}/P_0 + 1.12, P_{exp} \leq P_b \quad (4)$$

$$\Omega_M = 1.27 P_{exp}/P_0 + 0.79, P_{exp} > P_b \quad (5)$$



(a)柱資料庫所有試體(297座)

(b) $P_{exp} \leq P_b$ 之試體 (136 座)(c) $P_{exp} > P_b$ 之試體 (161 座)圖 2 試體超額彎矩強度係數 Ω_M 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 之關係

4.2 各種參數對超額彎矩強度係數之影響

本研究以 4.1 節提及之正相關現象為基礎，進一步探討各種參數對超額彎矩強度係數 Ω_M 之影響。對非壓力控制斷面之試體，本研究探討抗拉降伏比 f_{ua}/f_{ya} 以及採高強度鋼筋對超額彎矩強度係數 Ω_M 之影響；對壓力控制斷面，本研究探討橫向鋼筋量 A_{sh} 、混凝土抗壓強度 f'_{ca} 以及鋼筋強度貢獻比例對 Ω_M 之影響。

在柱資料庫中超過半數的試驗資料記有鋼筋抗拉極限強度 f_{ua} ，本研究挑選這些試體中屬非壓力控制斷面 ($P_{exp} \leq P_b$) 者，計算抗拉降伏比 f_{ua}/f_{ya} 以觀察 Ω_M 與 f_{ua}/f_{ya} 之關係，如圖 3(a) 所示。圖 3(a) 中試體標記分為低軸壓力比 (P_{exp}/P_0 低於半數試體) 以及高軸壓力比試體 (P_{exp}/P_0 高於半數試體) 兩組，圖中實線為低軸壓力比試體之趨勢線，由該線可知對低軸壓力比之試體而言， Ω_M 正比於 f_{ua}/f_{ya} ，然而圖中高軸壓力比試體之趨勢(虛線)則不然，表示低軸壓力比之試體由於受拉鋼筋較容易進入應變硬化階段，因此 f_{ua}/f_{ya} 較容易影響 Ω_M 。

本研究亦探討採高強度鋼筋對非壓力控制斷面試體 Ω_M 之影響。國內常用之普通強度鋼筋為 SD420[15] ($f_y = 420$ MPa)，因此規定降

伏強度在其之上的鋼筋可視為高強度鋼筋，惟柱資料庫中並非所有試體皆有鋼筋規定降伏強度資料，然而皆記有鋼筋實測降伏強度資料，因此本研究沿用美國加州運輸部(Caltrans)之耐震設計準則[13]對鋼筋預期降伏強度之規定以決定普通強度與高強度鋼筋之分界點。在美國加州運輸部耐震設計準則中，將普通強度鋼筋 Grade 60[14] ($f_y = 420$ MPa) 之預期降伏強度設為 475 MPa，即 4830 kgf/cm²，又 Grade 60 之鋼筋規格相似於 SD420，因此本研究以 $f_{ya} = 4830$ kgf/cm² 為分界點，將非壓力控制斷面試體分為普通強度鋼筋組 ($f_{ya} < 4830$ kgf/cm²) 與高強度鋼筋組 ($f_{ya} \geq 4830$ kgf/cm²) 比較 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 之關係。圖 3(b) 顯示分組比較結果，由圖可知該兩組試體之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係並無明顯的趨勢差異，此現象有利於本研究發展通用於採用普通強度與高強度鋼筋柱構件之 M_{prc} 建議式。

除非壓力控制斷面外，本研究亦探討屬壓力控制斷面之試體 Ω_M 與各種參數之關係，首先在橫向鋼筋量 A_{sh} 的部份，混凝土結構設計規範[1]規定柱構件 A_{sh} 須不小於式(6)與式(7)之計算結果，本研究採該二式計算柱資料庫中屬壓力控制斷面之試體 A_{sh} 需求量，依該需求量將試體分為 A_{sh} 符合規範以及 A_{sh} 不符合規範等兩組，以探討該兩組試體的 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 正比趨勢差異。

圖 4(a)顯示比較結果，其中趨勢線以最小平方方法迴歸求得，且為便於比較兩組之趨勢線設定在相同截距的情況下求取，由圖可知 A_{sh} 符合規範組有較顯著之正相關現象，原因為 A_{sh} 之增加提高混凝土所受之圍束作用進而增加 Ω_M 。

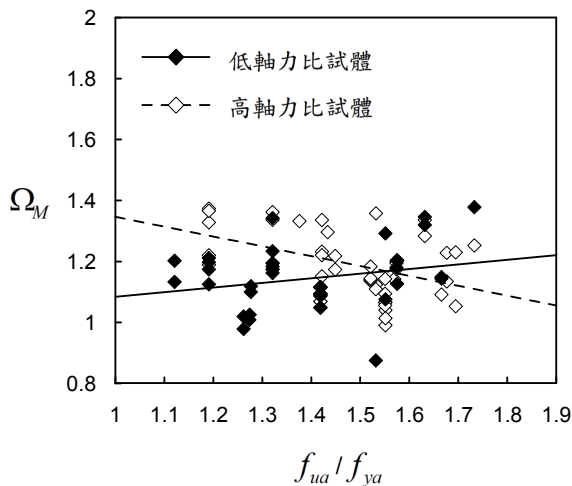
除橫向鋼筋量 A_{sh} 之外，本研究亦探討 New RC 設計手冊[7]對混凝土等值矩形應力塊之應力值調整是否顯著影響超額彎矩強度係數 Ω_M 。高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊[7](簡稱 New RC 設計手冊)對彎矩強度之計算異於混凝土結構設計規範[1]，該手冊建議將極限狀態下混凝土等值矩形應力塊之應力值由 $0.85f'_c$ 更改為 $\alpha_1 f'_c$ ，其中 α_1 隨 f'_c 之增加而調降【式(3)】，以考量高強度混凝土之影響，然而 $f'_c \leq 560 \text{ kgf/cm}^2$ 的情況下， α_1 相當於 0.85，即計算結果與混凝土結構設計規範[1]相同，僅在 $f'_c > 560 \text{ kgf/cm}^2$ 的情況下，New RC 設計手冊計算強度會小於採混凝土結構設計規範所求取者。由於本研究 M_n 之計算沿用 New RC 設計手冊之建議，因此應力塊之應力值已調整為 $\alpha_1 f'_c$ ，為瞭解該調整對 Ω_M 之影響，本研究依混凝土實測抗壓強度 f'_{ca} 對試體進行分組，將試體分為普通強度混凝土($f'_{ca} \leq 560 \text{ kgf/cm}^2$)組與高強度混凝土($f'_{ca} > 560$

kgf/cm^2)組，比較兩者之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 正比趨勢之差異，其中高強度混凝土組剔除採超高強度混凝土(f'_{ca} 大於 1000 kgf/cm^2)者。圖 4(b)顯示比較結果，圖中兩組趨勢線同樣採用相同截距進行最小平方方法迴歸，由圖可知兩組 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 趨勢線並無明顯差異，表示 New RC 設計手冊對應力塊應力值之調整未大幅影響 $\Omega_M (= M_{exp}/M_n)$ ，此現象之確認有助於本研究發展可同時適用於普通強度與高強度混凝土柱之 M_{prc} 建議通用式。

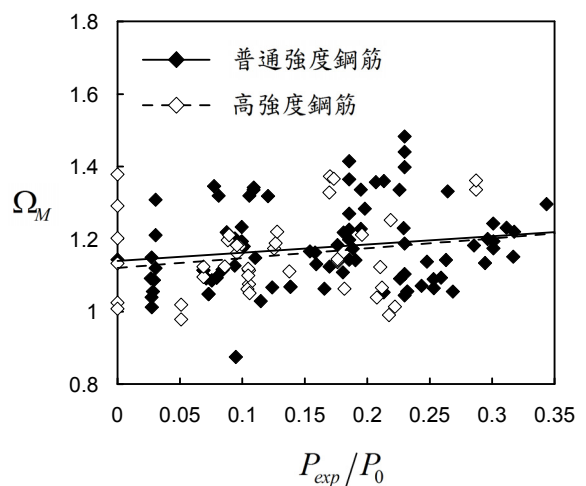
本研究最後以試體 $\rho_l f_{ya}/f'_{ca}$ (ρ_l :縱向鋼筋比)反映鋼筋之強度貢獻比例，探討其對 Ω_M 之影響。圖 4(c)顯示分組比較結果，圖中趨勢線亦採相同截距之最小平方方法求得，由兩組趨勢線可知 $\rho_l f_{ya}/f'_{ca}$ 高於半數組有較高之斜率，表示鋼筋之強度貢獻較高時，試體會有較大的超強效應。此現象可呼應至 4.1 節之觀察，即混凝土受圍束作用大幅增加其受壓極限應變，使得極限狀態下外層受拉鋼筋實際應變高於計算假設應變甚多，從而導致超強現象隨鋼筋強度貢獻之提高而更為顯著。

$$A_{sh} = 0.3sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_{sh}}{A_g} - 1 \right) \quad (6)$$

$$A_{sh} = 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (7)$$

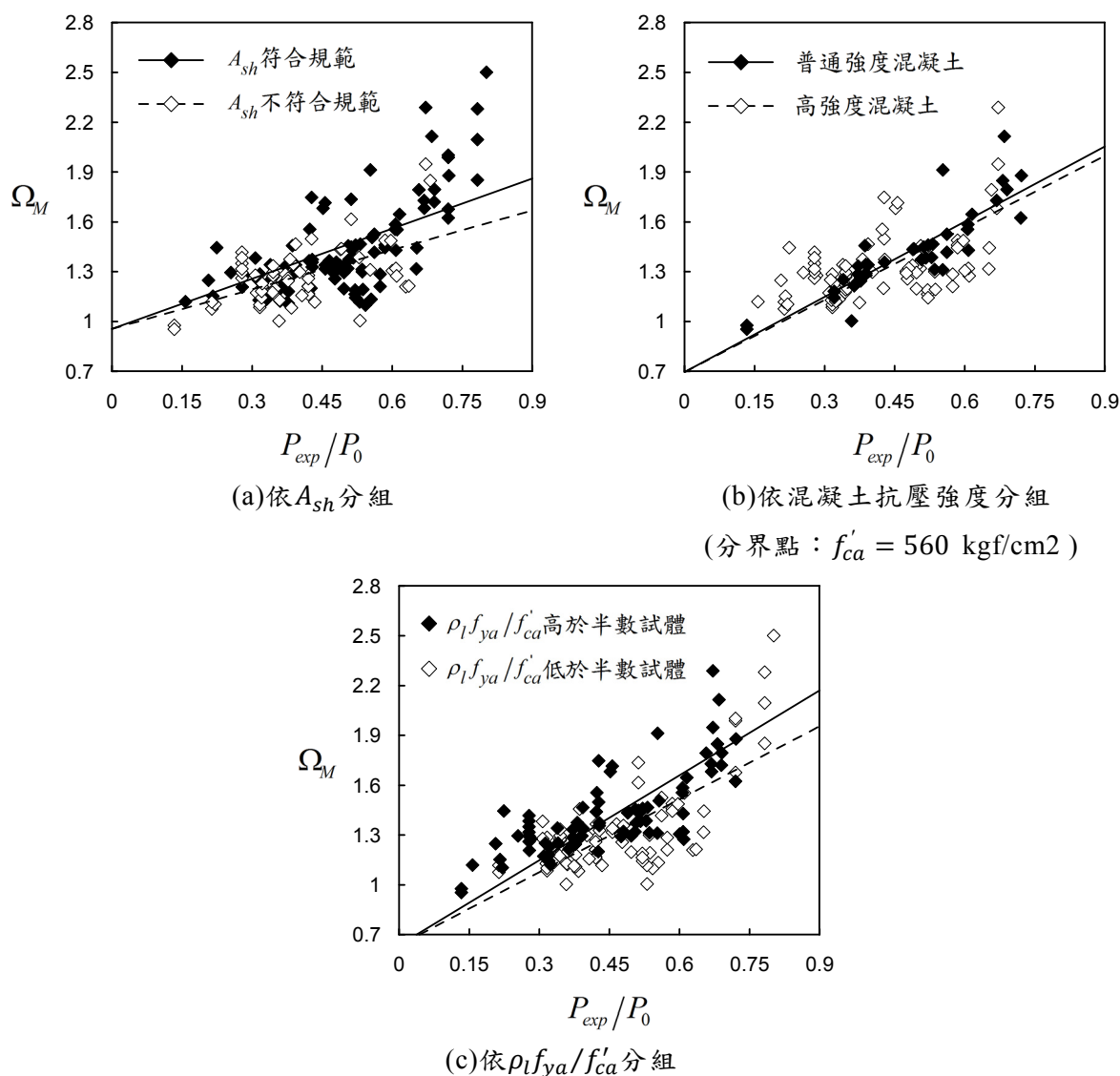


(a)極限降伏比 f_{ua}/f_{ya} 之影響



(b)縱向鋼筋降伏強度之影響

圖 3 鋼筋機械性質對非壓力控制斷面($P_{exp} \leq P_b$)試體 Ω_M 之影響

圖 4 壓力控制斷面試體之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係-分組比較

五、彎矩強度比例數學式推導

5.1 無縱向鋼筋斷面

柱試驗資料之比對結果顯示試體超額彎矩強度係數 $\Omega_M (=M_{exp}/M_n)$ 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 有顯著正相關，為深入瞭解該現象之原因，本研究以無縱向鋼筋斷面為例分別採圍束與非圍束應力應變模型推導兩組彎矩強度數學式以及該兩組彎矩強度之比例數學式，若該比例數學式之計算結果隨中性軸深度增加而上升，即表示混凝土圍束效應確實會導致 Ω_M 與

P_{exp}/P_0 呈正比。

圖 5(a)顯示非圍束混凝土應力應變模型(簡稱模型 1)與其等值矩形應力塊，該模型之抗壓強度設定為 f'_c ，受壓極限應變設定為 ϵ_{cu1} ，等值矩形應力塊之應力值設定為 $\alpha f'_c$ 。圖 5(b)則顯示圍束混凝土應力應變模型(簡稱模型 2)與其等值矩形應力塊，由於混凝土圍束效應會提升其抗壓強度以及受壓極限應變，本研究設定模型 2 之應力塊應力值為 $k_1 \alpha f'_c$ ，受壓極限應變設定為 ϵ_{cu2} 。根據模型 1 與模型 2 之設定，本研究假設一無縱向鋼筋斷面【圖 5(c)】，分別採模型 1 與模型 2 推導彎矩計算強

度數學式，其中斷面混凝土應力分布採模型 1 者以下直接以模型 1 代稱，模型 2 依此類推。推導時為呼應 M_{exp} 與 M_n 皆為試驗軸力 P_{exp} 對應之彎矩強度，本研究假設模型 1 與模型 2 合軸壓力相等，推導模型 1 之中性軸深度為 x_1 時對應之模型 1 彎矩強度數學式 M_1 【圖 5(d)】以及等軸壓力下模型 2 之彎矩強度數學式 M_2 【圖 5(e)】，以探討 M_2/M_1 與中性軸深度比例 x_1/h 之關係。

推導之過程如式(8)~(15)所示，首先利用模型 1 之中性軸深度 x_1 ，推導斷面軸壓力 P_1 以及彎矩 M_1 數學式，如式(8)、(9)所示，再假設模型 2 中性軸深度為 x_2 ，推導斷面軸壓力 P_2 與彎矩 M_2 數學式如式(10)、(11)所示，由於模型 1 與模型 2 假設等軸壓力，本研究進一步利用式(8)、(10)推導式(12)的 x_2 與 x_1 關係式，最後再利用等軸壓力假設以及此關係式代入 M_2/M_1 數學式，經化簡得式(15)，該式中 x_r 為 x_1 與柱斷面深度 h 之比值。圖 6 顯示式(15)之彎矩強度比例 M_2/M_1 與中性軸深度比例 x_r 之關係式，圖中關係式以 $\beta=0.65$ 代入， k_1 由 1.1 至 1.5 分別代入計算。由圖 6 可知隨著 x_r 增加 M_2/M_1 有增加之趨勢，此現象與試體超額彎矩強度係數 Ω_M 正比於 P_{exp}/P_0 之現象相符，以式(13)可進一步瞭解此現象之物理意義，由該式

可知 M_2 與 M_1 的比值相當於模型 2 與模型 1 力臂的比值，而力臂又相當於柱深之半扣除等值矩形應力塊深度之半，因此當 x_r 的增加使得模型 1 的應力塊深度增加時，會導致兩個效果，其一為模型 1 與模型 2 的應力塊深度差異增加，其二為模型 1 應力塊深度之半占柱深之半的比例增加，這兩個效果使得應力塊深度的差額對力臂的影響上升，進而導致 M_2/M_1 正比於 x_r 。

$$P_1 = b(\beta x_1)(\alpha f'_c) \quad (8)$$

$$M_1 = P_1 \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2} \right) \quad (9)$$

$$P_2 = b(k_2 \beta x_2)(k_1 \alpha f'_c) \quad (10)$$

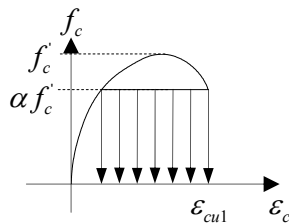
$$M_2 = P_2 \left(\frac{h}{2} - \frac{k_2 \beta x_2}{2} \right) \quad (11)$$

$$\because P_1 = P_2 \rightarrow x_2 = \frac{x_1}{k_1 k_2} \quad (12)$$

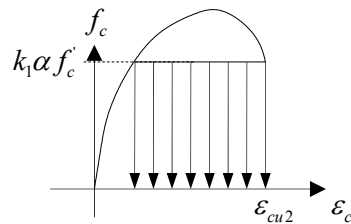
$$\because P_1 = P_2 \rightarrow \frac{M_2}{M_1} = \frac{\frac{h}{2} - \frac{k_2 \beta x_2}{2}}{\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2}} \quad (13)$$

$$\because x_2 = \frac{x_1}{k_1 k_2} \rightarrow \frac{M_2}{M_1} = \frac{\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2k_1}}{\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2}} = \frac{1 - \frac{\beta x_1}{k_1 h}}{1 - \frac{\beta x_1}{h}} \quad (14)$$

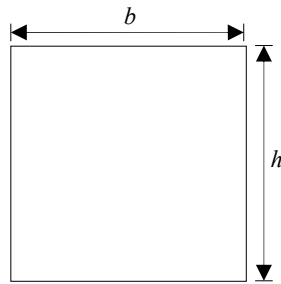
$$\text{Set: } x_r = \frac{x_1}{h} \rightarrow \frac{M_2}{M_1} = \frac{1 - \frac{\beta x_r}{k_1}}{1 - \beta x_r} \quad (15)$$



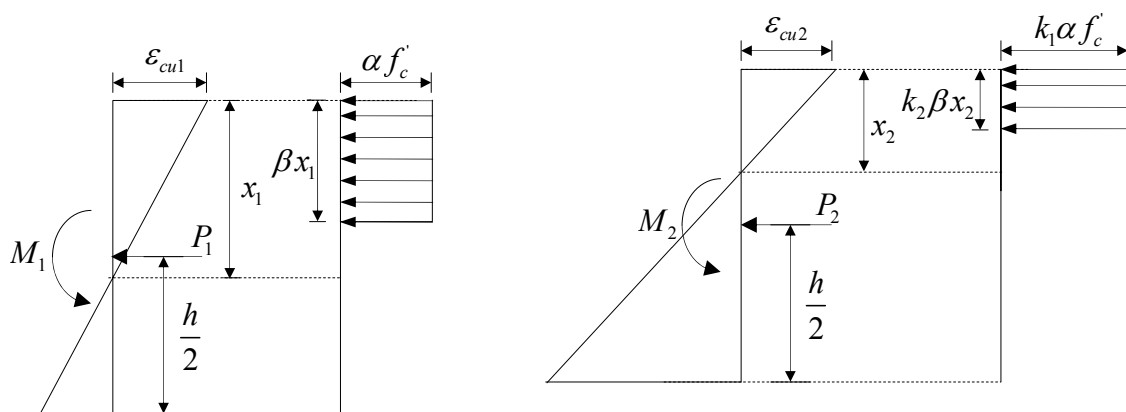
(a) 模型 1



(b) 模型 2



(c) 斷面示意圖



(d)模型 1 之應變分布以及等值矩形應力塊 (e)模型 2 之應變分布以及等值矩形應力塊

圖 5 無縱向鋼筋斷面之軸力與彎矩計算示意圖

※模型 1：斷面混凝土採非圍束混凝土應力應變模型

※模型 2：斷面混凝土採圍束混凝土應力應變模型

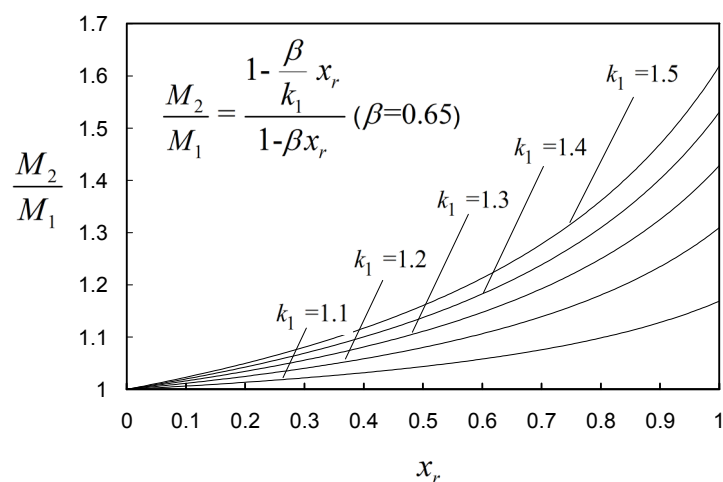


圖 6 彎矩強度比例與中性軸深度比例之關係(無縱向鋼筋斷面)

5.2 單排拉力筋斷面之彎矩強度比例數學式

5.1 節無縱向鋼筋斷面之推導結果顯示圍束與非圍束應力應變模型(模型 2 與模型 1)之彎矩強度比例 M_2/M_1 與中性軸深度比例 $x_r (= x_1/h)$ 呈正相關，與本研究之試驗資料所呈現的趨勢行為相符【參照圖 2(a)】，資料比對結果亦顯示相較於非壓力控制斷面 ($P_{exp} \leq P_b$) 試體，壓力控制斷面試體 ($P_{exp} > P_b$) 之超額彎矩強度係數 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 有更明顯的

正相關趨勢【參照圖 2(b)、(c)】，表示拉力鋼筋降伏與否對 Ω_M 有顯著影響。本研究以 5.1 節之推導為基礎，增加單排拉力筋【斷面參照圖 7】以探討鋼筋受拉降伏與否對彎矩強度比例 M_2/M_1 之影響，其中彎矩強度之計算沿用模型 1 與模型 2 之設定，惟 M_2/M_1 之推導分為模型 1 拉力筋降伏組以及模型 1 拉力筋未降伏組。推導之假設條件沿用 5.1 節之設定，在鋼筋假設條件的部份，模型 1 鋼筋假設恆受拉力，即中性軸深度 x_1 小於有效深度 d ，以符合本研究

目的，再者模型 2 之拉力筋假設恆為受拉降伏狀態，此假設與混凝土圍束效應大幅增加受壓極限應變有關。美國加州運輸部(Caltrans)之橋梁設計準則(Bridge Design Specification) [16] 曾提及圍束混凝土受壓極限應變平均可達 0.01，遠大於混凝土結構設計規範[1]混凝土極限壓應變 0.003，因此等軸壓力作用下除極限狀態實際中性軸深度小於計算值外，實際混凝土受壓極限應變亦高出 0.003 許多，因此一般情況下， M_n 之計算大幅低估外層拉力鋼筋應變。

詳細之推導過程可參考附錄二，圖 8 顯示 M_2/M_1 數學式推導結果與 x_r 之關係，圖中共顯示三組 M_2/M_1 數學式，包含 5.1 節無縱向鋼筋斷面 M_2/M_1 數學式以及本節推導之兩組 M_2/M_1 數學式，圖中設計參數之代入值可參考蔡東均

[3]，圖中黑點為本節兩組 M_2/M_1 數學式之交界點，由圖可知在模型 1 與模型 2 皆降伏的情況(黑點左側)正相關趨勢明顯低於僅模型 2 降伏的情況(黑點右側)，此現象可由圖 9 探討其物理意義。圖 9 顯示僅模型 2 降伏組所對應之模型 2 應力分布示意圖，由於此情況之模型 1 未降伏，模型 2 與模型 1 之鋼筋拉力差額須由混凝土等效應力塊增加額外深度以滿足等軸壓力作用條件(圖中 α_s/k_1 部份)，因此除鋼筋拉力差額本身會使得 M_2/M_1 增加外，該額外的應力塊亦使得 M_2/M_1 增加，此二效果皆使得僅模型 2 降伏組所對應之 M_2/M_1 與 x_r 關係有更顯著的正相關趨勢。整體而言，僅模型 2 降伏組正相關趨勢明顯於模型 1 與 2 皆降伏組，與本研究 4.1 節試驗資料比對結果相符。

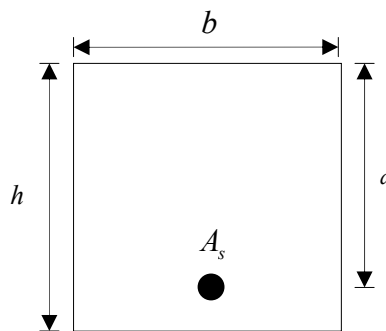


圖 7 斷面示意圖

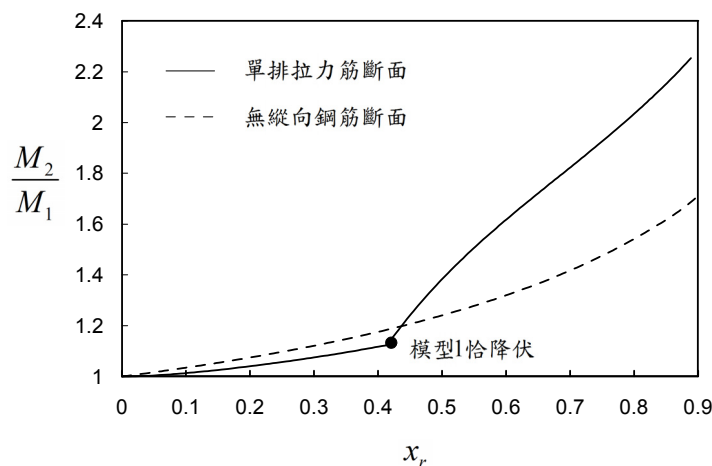


圖 8 彎矩強度比例與中性軸深度比例之關係(單排拉力筋斷面)

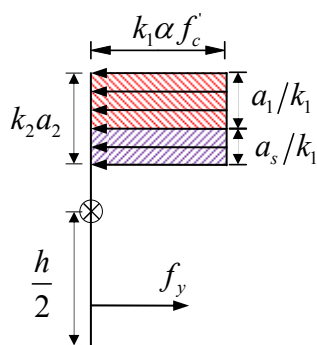


圖 9 僅模型 2 降伏所對應之模型 2 應力分布示意圖

六、最大可能彎矩強度建議式

6.1 建議通用式

本研究依試體 $\Omega_M (=M_{exp}/M_n)$ 與 P_{exp}/P_0 之關係回歸 Ω_M 之建議計算式，並利用該式提出最大可能彎矩強度 M_{prc} 建議通用式，在材料試驗結果已知的情況下，可通用於普通強度與高強度鋼筋混凝土(RC 與 New RC)柱構件 M_{prc} 之計算。

試驗資料比對結果顯示試體超額彎矩強度係數 Ω_M 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 呈顯著正相關，其中又以壓力控制斷面試體($P_{exp} > P_b$)之正相關較為顯著，本研究已透過推導數學式，證明混凝土圍束效應會導致此現象發生。本研究進一步探討各種試體參數對 Ω_M 之影響，發現採用高強度材料對 Ω_M 未有明顯之影響，然而橫向鋼筋量 A_{sh} 對壓力控制斷面試體之 Ω_M 有明顯之影響。探討結果顯示相較於 A_{sh} 未符合規範者， A_{sh} 符合規範之壓力控制斷面試體會有較顯著的 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 正相關。考量前述探討結果，本研究以 P_b 為分界將試體分為非壓力控制斷面組與壓力控制斷面組，其中不特別區分試體是否採用高強度材料，然而特別剔除壓力控制斷面組中 A_{sh} 未符合規範者，再分別依該兩組試體之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係提出 Ω_M 之建議式。圖 10(a)、(b)分別顯示非壓力控制斷面與壓力控制斷面組之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係，其中由圖

10(a)可知該組 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 之正比關係較不顯著，採單一係數直接計算 Ω_M 尚可接受，因此本研究以圖中試體 Ω_M 之平均值 1.17 加上 1.65 倍標準差得係數 1.35，建議非壓力控制斷面可直接以此係數計算 Ω_M 【式(16)】，其中 1.65 倍標準差為常態分布下涵蓋機率(以下簡稱涵蓋率)達 95%之對應值，亦為規範常用之保守性參考值，舉例而言，混凝土結構設計規範[1]附篇 D 對錨栓設計強度之規定允許採用試驗之 5%失敗率強度計算，亦同涵蓋率達 95%。圖 10(b)顯示壓力控制斷面組之 Ω_M 與 P_{exp}/P_0 關係，由圖可知兩者呈顯著正相關，本研究以最小平方回歸一線性方程式【式(17)】並計算該方程式之標準差 s，以該式加上 1.65 倍標準差得另一線性方程式(圖中實線)，本研究建議對壓力控制斷面之柱構件可採此線性方程式【式(18)】計算 Ω_M ，惟須注意式中計算結果應不小於非壓力控制斷面之 $\Omega_M (=1.35)$ 。

透過前述的非壓力與壓力控制斷面 Ω_M 之建議式，本研究提出一套最大可能彎矩強度 M_{prc} 建議式，通用於 RC 與 NewRC 柱構件，該式為採 Ω_M 與 M_n 之乘積計算最大可能彎矩強度【式(19)】，其中 Ω_M 計算時 P_{exp} 可以設計軸力 P_u 代替，此外， Ω_M 與 M_n 皆須採材料實測強度(f'_{ca} 、 f_{ya})計算。為驗證 M_{prc} 建議通用式之保守性，本研究分別採混凝土結構設計規範[1]、橋梁耐震設計規範[2]以及本研究建議式計算柱試體之 M_{prc} ，並利用試驗彎矩強度 M_{exp} 比較三者 M_{prc} 之常態分布涵蓋率。

圖 11 顯示比較結果，圖中包含之柱試體與圖 10 相同，當中分為(a)、(b)、(c)三子圖，三者縱軸皆為試驗彎矩強度 M_{exp} 與最大可能彎矩強度 M_{prc} 之比值，其中子圖(a)縱軸之 M_{prc1} 為混凝土結構設計規範之最大可能彎矩強度算法之計算結果，即鋼筋降伏應力採 1.25 倍規定降伏強度 f_y 所求取之彎矩強度，惟此處 f_y 因資料缺乏以實測降伏強度 f_{ya} 代替。由圖 11(a)可知試體之 M_{exp}/M_{prc1} 大部份大於 1，表示 M_{prc1} 計算結果多屬不保守，且可看出不保守程度隨軸壓力比 P_{exp}/P_0 增加而顯著提升，此現象使得 M_{exp}/M_{prc1} 平均值高達 1.21，變異係數(=標準差/平均值)亦高達 21%，進一步計算發現 $M_{exp}/M_{prc1} = 1$ 所對應之常態分布涵蓋率僅 21%，表示若以這些試體為母體，則混凝土結構設計規範之算法僅 21%可得保守計算結果。

圖 11(b)則顯示 M_{exp}/M_{prc2} 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 之關係，其中 M_{prc2} 採橋梁耐震設計規範之方法計算，該算法為基於材料規定強度求取標稱彎矩強度並乘以 1.3 倍，然而在材料規定強度

資料缺乏的情況下，本研究 M_{prc2} 之計算以材料實測強度代替。圖 11(b)中，不保守之試體數量已低於混凝土結構設計規範許多，然而不保守程度仍隨著軸壓力比 P_{exp}/P_0 之增加而上升，整體 M_{exp}/M_{prc2} 平均值為 0.99，雖已小於 1 然而保守程度仍不足，進一步計算可發現其變異係數為 19%僅略低於混凝土結構設計規範，此外 $M_{exp}/M_{prc2} = 1$ 所對應之常態分布涵蓋率僅 53%，更表示保守程度顯著不足。整體而言，混凝土結構設計規範與橋梁耐震設計規範之 M_{prc} 算法皆得顯著不保守之結果，表示若採用規定強度計算則不保守性將更為明顯。

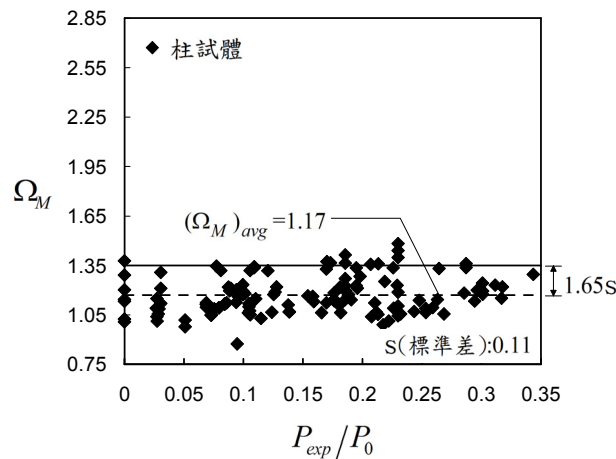
圖 11(c)顯示 M_{exp}/M_{prc3} 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 之關係，其中 M_{prc3} 採本研究 M_{prc} 建議通用式計算，由圖可知僅少數試體 M_{exp}/M_{prc3} 大於 1，且隨著軸壓力比 P_{exp}/P_0 增加不保守程度未明顯上升，整體而言，常態分布涵蓋率達 95%，進一步計算發現平均 M_{exp}/M_{prc3} 為 0.84，變異係數為 12%，表示不僅保守程度優於前述兩個算法，變異性亦屬三個算法中最低者。

$$\Omega_M = 1.35, P_{exp} \leq P_b \quad (16)$$

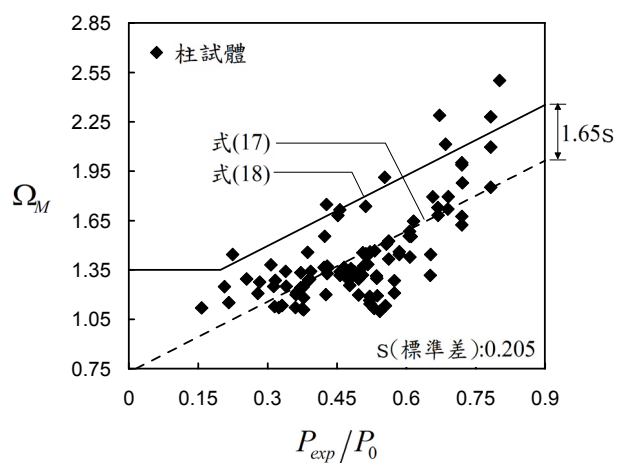
$$\Omega_{M_最小平方方法} = 1.43 P_{exp}/P_0 + 0.73, P_{exp} > P_b \quad (17)$$

$$\Omega_M = 1.43 (P_{exp}/P_0 - 0.2) + 1.35 \geq 1.35, P_{exp} > P_b \quad (18)$$

$$M_{prc} = \Omega_M M_n \quad (19)$$

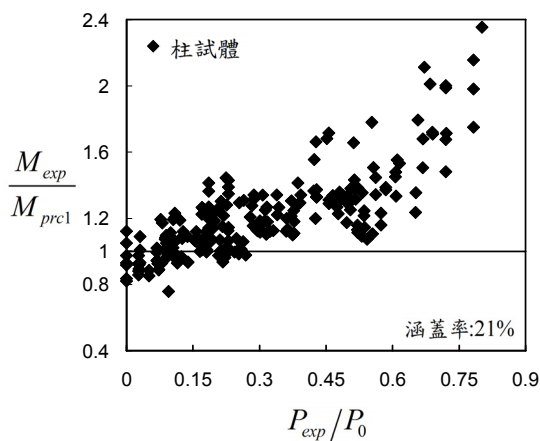


(a) $P_{exp} \leq P_b$ 之試體(136 座)

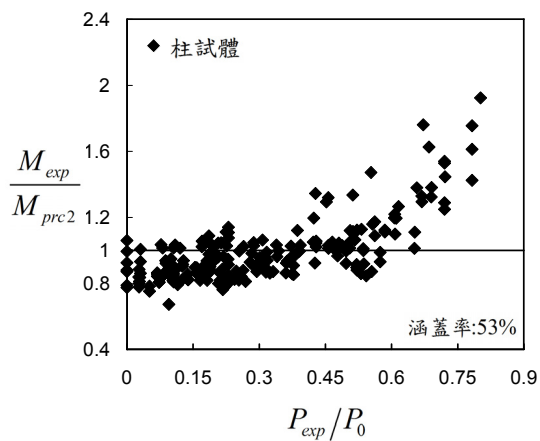


(b) $P_{exp} > P_b$ 且 A_{sh} 符合規範之試體(99 座)

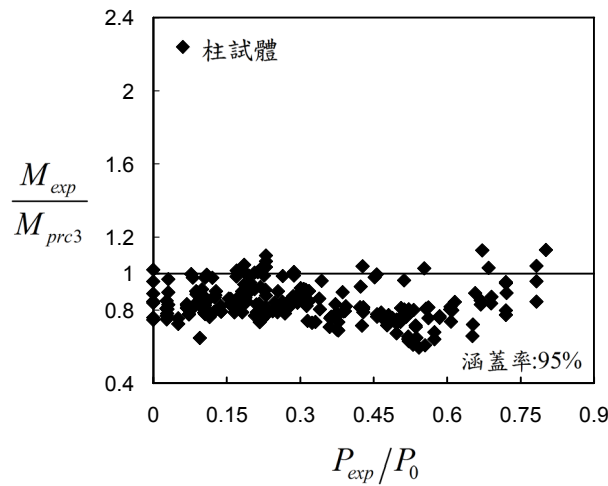
圖 10 試體超額彎矩強度係數 Ω_M 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 之關係



(a) 混凝土結構設計規範



(b) 橋梁耐震設計規範



(c)通用建議式

圖 11 M_{exp}/M_{prc} 與軸壓力比 P_{exp}/P_0 之關係

※補充： M_{exp}/M_{prc} 假設呈常態分布，圖中涵蓋率為 $M_{exp}/M_{prc} = 1$ 對應之累積機率

6.2 普通強度柱構件 M_{prc} 建議式

6.1 節之最大可能彎矩強度 M_{prc} 建議通用式需採材料實測強度以完成計算，然而在設計時未必有材料試驗資料。為便於設計時使用，本研究利用部份普通強度柱試體的材料規定強度估計值計算試體標稱彎矩強度 \overline{M}_n (上標表示採材料規定強度計算)、平衡狀態對應軸壓力強度 \overline{P}_b 、無偏心載重下軸壓力計算強度 \overline{P}_0 ，再計算各試體 M_n/\overline{M}_n 、 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 等三個比例值與其平均，以這三個平均值代入建議通用式後調整為普通強度鋼筋混凝土柱 M_{prc} 建議式【式(20)、(21)、(22)】，該式在設計時可直接以材料規定強度代入計算 M_{prc} 。

本研究柱資料庫中，普通強度柱試體缺乏材料規定強度資料。為利用材料實測強度估計規定強度，本研究利用美國加州運輸部 (Caltrans) 之耐震設計準則 [13] 的材料預期強度與規定強度之比例配合材料實測強度求取材料規定強度估計值，其中該設計準則將混凝土預期抗壓強度設為 1.3 倍規定抗壓強度 f'_c 與 34.5 MPa (=350 kgf/cm²) 之大值，因此本研究將實測抗壓強度與規定強度之比例估計為 1.3

倍，而常用的 Grade60 ($f_y = 420\text{MPa} = 4200\text{ kgf/cm}^2$) 鋼筋之預期材料強度則設為 475 MPa (=4830 kgf/cm²)。

由於前述的預期強度未必適用於所有試體，本研究首先挑選試體引用文獻來自美國地區者，再進一步挑選鋼筋實測降伏強度介於 4200 kgf/cm² 至 4830 kgf/cm² 之試體，假設這些試體皆採用 Grade60 鋼筋，再由這些試體中剔除混凝土實測抗壓強度 f'_{ca} 在 730 kgf/cm² (=1.3·560 kgf/cm²) 以上之採高強度混凝土者，最後這些符合條件的試體以 f'_{ca} 除 1.3 估計其混凝土規定抗壓強度 f'_c ，再設定 4200 kgf/cm² 為其鋼筋規定降伏強度。(符合條件之試體列於附錄三、普通強度柱構件 M_{prc} 建議式統計值)

基於前述的材料規定強度估計值，本研究進一步計算試體標稱彎矩強度 \overline{M}_n 、平衡狀態對應軸壓力強度 \overline{P}_b 以及無偏心載重下軸壓力計算強度 \overline{P}_0 ，並求取試體 M_n/\overline{M}_n 、 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 ，表列於附錄三的(3)至(5)欄，由附錄三可知此三個參數之平均值分別為 1.13、1.15、1.23，本研究將此三個平均值代入建議通用式與 Ω_M 建議式【式(16)、(18)、(19)】以調整為

普通強度鋼筋混凝土柱之 M_{prc} 建議式【式(20)】。首先本研究將 M_n/\overline{M}_n 之平均值 1.13 代入式(19)得式(23)，再將式中 1.13 代入式(16)、(18)得式(24)與式(25)，再進一步以 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 之平均值 1.15、1.23 代入可得式(26)、式(27)，此二式中柱構件是否屬於壓力控制斷面以 $1.15\overline{P}_b$ 為判斷準則，較不便於使用，因此本研究將式中 $1.15\overline{P}_b$ 保守調整為 \overline{P}_b 得式(28)、式(29)，最後再將 $1.13\Omega_M$ 設為 $\Omega_{\overline{M}}$ 即得其建議式【式(21)、(22)】。在設計時，柱構件 M_{prc} 可以式(20)配合式(21)計算，其中式(20)之意義為當柱構件之 M_n/\overline{M}_n 、 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 相當於 1.13、1.15、1.23，則該式求取之 M_{prc} 大部分情況可得相同於建議通用式【式(16)、(18)、(19)】所求取之 M_{prc} ，少部份情況為設計軸壓力恰好界於 \overline{P}_b 至 $1.15\overline{P}_b$ 時，所求取之 M_{prc} 將大於或相當於建議通用式所求取之 M_{prc} 。(式中 P_{exp} 設計時以設計軸力 P_u 取代)

為確認式(20)之普通強度柱構件 M_{prc} 建議式(以下簡稱建議式)的保守程度，本研究分別採混凝土結構設計規範[1]、橋梁耐震設計規範[2]、 M_{prc} 建議通用式、普通強度柱 M_{prc} 建議式

(簡稱 M_{prc} 建議式)計算附錄三試體之 M_{prc} ，並進一步比較四者試驗彎矩強度與最大可能彎矩強度之比值 M_{exp}/M_{prc} 。四者之 M_{exp}/M_{prc} 計算結果表列於附錄三之第(9)至(12)欄，首先比較第(11)欄 M_{prc} 建議通用式與第(12)欄 M_{prc} 建議式，可以發現兩者 M_{exp}/M_{prc} 平均值相近且常態分布下累積涵蓋率皆為 98%，證明整體而言建議通用式與建議式可得相似的結果。附錄三之第(9)欄、第(10)欄則分別顯示混凝土結構設計規範與橋梁耐震設計規範之 M_{exp}/M_{prc} 計算結果，其中 M_{prc} 皆計算自材料規定強度估計值，經比較可發現整體而言建議式之涵蓋率遠高於此二者，進一步挑選壓力控制斷面之試體可發現混凝土結構設計規範之涵蓋率趨近於 0，橋梁耐震設計規範之涵蓋率僅 1%，而本研究建議式可達 99%涵蓋率，證明本研究建議式可得保守性較為合理之計算結果，此外，由於本研究建議式所採用之材料規定強度估計值來自美國加州運輸部(Caltrans)之規定，該國之混凝土與鋼筋材料相關規範與國內相似，因此本研究建議式除適用於美國之柱構件外，亦適用於國內 RC 柱構件。

$$M_{prc} = \Omega_{\overline{M}} \overline{M}_n \quad (20)$$

$$\Omega_{\overline{M}} = 1.53, P_{exp} \leq \overline{P}_b \quad (21)$$

$$\Omega_{\overline{M}} = 1.32 (P_{exp}/\overline{P}_0 - 0.25) + 1.53 \geq 1.53, P_{exp} > \overline{P}_b \quad (22)$$

$$M_{prc} = 1.13\Omega_M \overline{M}_n \quad (23)$$

$$1.13\Omega_M = 1.53, P_{exp} \leq \overline{P}_b \quad (24)$$

$$1.13\Omega_M = 1.62 (P_{exp}/\overline{P}_0 - 0.2) + 1.53 \geq 1.53, P_{exp} > \overline{P}_b \quad (25)$$

$$1.13\Omega_M = 1.53, P_{exp} \leq 1.15\overline{P}_b \quad (26)$$

$$1.13\Omega_M = 1.62 (P_{exp}/1.23\overline{P}_0 - 0.2) + 1.53 \geq 1.53, P_{exp} > 1.15\overline{P}_b \quad (27)$$

$$1.13\Omega_M = 1.53, P_{exp} \leq \overline{P}_b \quad (28)$$

$$1.13\Omega_M = 1.32 (P_{exp}/\overline{P}_0 - 0.25) + 1.53 \geq 1.53, P_{exp} > \overline{P}_b \quad (29)$$

6.3 高強度柱構件 M_{prc} 建議式

圖 10 之試體中，屬台灣高強度鋼筋混凝土(New RC)之試體有材料規定強度資料，其中試體混凝土規定強度 f'_c 介於 700 至 1000 kgf/cm²，鋼筋皆採用 SD690 高強度鋼筋[7]($f_y=7000$ kgf/cm²)。本研究延續 6.2 節之方法，利用試體的 M_n/\overline{M}_n 、 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 比例平均值代入最大可能彎矩強度 M_{prc} 建議通用式，以調整為高強度鋼筋混凝土柱之 M_{prc} 建議式【式(30)、(31)、(32)】，提供設計時直接採材料規定強度計算高強度鋼筋混凝土柱構件之 M_{prc} 。

「附錄四、臺灣高強度柱構件 M_{prc} 建議式統計值」表列圖 10 中屬台灣高強度鋼筋混凝土(New RC)之柱試體名稱，這些試體的 M_n/\overline{M}_n 、 P_b/\overline{P}_b 、 P_0/\overline{P}_0 亦列於附錄四的第(6)至(8)欄，三個參數的平均值分別為 1.11、1.1、

$$M_{prc} = \Omega_M \overline{M}_n \quad (30)$$

$$\Omega_M = 1.5, P_{exp} \leq \overline{P}_b \quad (31)$$

$$\Omega_M = 1.42 (P_{exp}/\overline{P}_0 - 0.22) + 1.5 \geq 1.5, P_{exp} > \overline{P}_b \quad (32)$$

七、結論

本研蒐集 297 組柱試驗資料，並進一步計算該 297 組柱試驗彎矩強度與標稱彎矩強度之比值，並定義該比值為超額彎矩強度係數。經試驗資料之比對，本研究發現該係數與軸壓力比呈正相關，其中又以壓力控制斷面之試體尤其明顯。為確認前述現象之主因，本研究以數學式推導證明混凝土圍束效應會導致該現象發生。考量此現象，本研究以試體超額彎矩強度係數與軸壓力比關係提出一套最大可能彎矩強度建議通用式，在材料實測強度已知的情況下，可通用於普通強度與高強度柱構件。為確認此建議通用式之保守程度，本研究進一步採混凝土結構設計規範、橋梁耐震設計規

1.12，本研究採用此三個平均值分別代入 M_{prc} 建議通用式【式(19)】與 Ω_M 建議式【式(16)、(18)】並以相同於 6.2 節之調整方式得式(31)、式(32)之 Ω_M 建議式與式(30)的 M_{prc} 建議式。(式中 P_{exp} 設計時以設計軸力 P_u 取代)

附錄四的第(9)至(12)欄則顯示混凝土結構設計規範[1]、橋梁耐震設計規範[2]、 M_{prc} 建議通用式、高強度柱 M_{prc} 建議式(簡稱建議式)之 M_{exp}/M_{prc} 計算結果，整體而言與 6.2 節觀察之現象相似， M_{prc} 建議通用式與建議式之 M_{exp}/M_{prc} 平均值相當接近且常態分布下涵蓋率皆為 100%，此外混凝土結構設計規範與橋梁耐震規範之 M_{exp}/M_{prc} 亦多得不保守結果，兩者 M_{exp}/M_{prc} 平均值皆大於 1，其中又以壓力控制斷面之試體尤其不保守，其 $M_{exp}/M_{prc} = 1$ 所對應之常態分布涵蓋率分別為 0%與 9%，大幅低於本研究建議式之涵蓋率。

範、建議通用式計算柱試體最大可能彎矩強度，並以常態分布計算各算法之涵蓋率，結果顯示混凝土結構設計規範之涵蓋率未達百分之三十，表示多數柱呈現不保守，現行橋梁耐震設計規範則顯著改善此現象，然而對高軸壓力比之試體仍普遍呈現不保守，整體而言涵蓋率未達百分之六十，本研究建議通用式之涵蓋率則達百分之九十五，可滿足規範一般對保守程度之要求。此外，為進一步便於設計時使用，本研究另發展兩套最大可能彎矩強度建議式，在僅知材料規定強度的情況下，分別適用於普通強度與高強度柱構件。此二建議式經試驗結果比對，可得相近於建議通用式的計算結果與涵蓋率。

八、致謝

本研究之柱資料庫除引用自美國華盛頓大學 PEER 柱資料庫外，亦包含台灣、日本柱試驗資料，其中台灣柱試驗資料皆於國家地震

工程研究中心完成，特予以致謝。此外，特別感謝台灣科技大學阮玉柔¹的幫忙，使得日本柱試驗資料的引用文獻順利蒐集完成。

¹ 台灣科技大學營建工程系碩士生—邱建國教授指導。

九、符號說明

9.1 一般符號

A_g	=	鋼筋混凝土總斷面積。
A_{sh}	=	在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向鋼筋總斷面積
A_{st}	=	縱向鋼筋之總斷面積
b	=	柱斷面寬度，即斷面上垂直於側向加載方向之尺寸
b_c	=	計算 A_{sh} 時之柱心尺寸，即橫向鋼筋外緣至外緣之間距
f'_c	=	混凝土規定抗壓強度
f'_{ca}	=	混凝土實測抗壓強度
f_{ua}	=	縱向鋼筋實測抗拉強度
f_y	=	縱向鋼筋規定降伏強度
f_{ya}	=	縱向鋼筋實測降伏強度
f_{yt}	=	橫向鋼筋規定降伏強度
f_{yta}	=	橫向鋼筋實測降伏強度
h	=	柱斷面深度，即斷面上平行於側向加載方向之尺寸
M_{exp}	=	試驗彎矩強度，即柱試驗之最大柱底彎矩，柱底彎矩之計算除量測水平作用力外，亦考量量測垂直作用力之彎矩貢獻(P- Δ 效應)。
M_n	=	採材料實測強度求取之標稱彎矩強度
M_{n_PEER}	=	華盛頓大學 PEER 柱資料庫[5]提供之試體標稱彎矩強度
$M_{n_本研究}$	=	本研究針對 PEER 柱資料庫[5]之試體所計算之標稱彎矩強度
\overline{M}_n	=	採材料規定強度求取之標稱彎矩強度
M_{prc}	=	柱之最大可能彎矩強度
M_{prc1}	=	採現行混凝土結構設計規範[1]之規定求取之柱最大可能彎矩強度
M_{prc2}	=	採現行橋梁耐震設計規範之[2]規定求取之柱最大可能彎矩強度

M_{prc3}	=	採本研究建議通用式求取之柱最大可能彎矩強度(參考 6.1 節)
M_{prc4}	=	採本研究建議式求取之柱最大可能彎矩強度(參考 6.2、6.3 節)
P_0	=	採材料實測強度求取之無偏心載重下軸力計算強度
\overline{P}_0	=	採材料規定強度求取之無偏心載重下軸力計算強度
P_b	=	採材料實測強度求取之平衡應變狀態軸力計算強度
\overline{P}_b	=	採材料規定強度求取之平衡應變狀態軸力計算強度
P_{exp}	=	試驗加載軸力
P_u	=	設計軸力
s	=	橫向鋼筋中心距
α_1	=	極限狀態下混凝土等值矩行應力塊之應力值調整係數[7]
ρ_l	=	縱向鋼筋比，即 A_{st} 與 A_g 之比值
Ω_M	=	採材料實測強度求取之超額彎矩強度係數，即 M_{exp} 與 M_n 之比值
$\Omega_{\overline{M}}$	=	採材料規定強度求取之超額彎矩強度係數，即 M_{exp} 與 \overline{M}_n 之比值

9.2 數學式推導符號(參照第五章)

α_1	=	模型 1(採非圍束混凝土模型計算軸力與彎矩貢獻者)之等值矩形應力塊深度
α_2	=	模型 2(採圍束混凝土模型計算軸力與彎矩貢獻者)之等值矩形應力塊深度
α_r	=	模型 1 等值矩形應力塊深度 α_1 與柱斷面深度 h 之比例
α_s	=	模型 2 等值矩型應力塊深度增額。模型 2 之鋼筋拉力大於模型 1 的情況下，模型 2 須以等值矩形應力塊貢獻更多壓力強度以滿足等軸力之假設
α_{sr}	=	α_s 與柱斷面深度 h 之比例
A_s	=	縱向拉力鋼筋總面積
d	=	柱斷面有效深度，斷面受壓最外緣至縱向受拉鋼筋形心之距離
f_{s1}	=	模型 1 之拉力鋼筋應力
k_1	=	模型 2 與模型 1 之等值矩形應力塊的應力值比例
k_2	=	模型 2 與模型 1 之等值矩形應力塊的應力深度比例
M_1	=	模型 1 之彎矩強度
M_2	=	模型 2 之彎矩強度
M_{c1}	=	僅模型 2 拉力筋降伏的情況下，模型 2 等值矩形應力塊上半部造成之彎矩，該上

半部之深度為 α_1/k_1 。

M_{c2} = 僅模型 2 拉力筋降伏的情況下，模型 2 等值矩形應力塊下半部造成之彎矩，該下半部之深度為 α_s/k_1 。

M_t = 僅模型 2 拉力筋降伏的情況下，模型 2 拉力筋造成之彎矩。

P_1 = 模型 1 之斷面合壓力

P_2 = 模型 2 之斷面合壓力

$r_{T1/C1}$ = 模型 1 之鋼筋拉力與模型 1 之混凝土壓力比值

$r_{T2/C1}$ = 模型 2 之鋼筋拉力與模型 1 之混凝土壓力比值

x_1 = 模型 1 之中性軸深度

x_2 = 模型 2 之中性軸深度

x_r = 模型 1 之中性軸深度與斷面深度之比值，即 x_1/h

α = 模型 1 之等效矩形應力塊之應力值調整係數。

β = 模型 2 之等效矩形應力塊之深度調整係數。

ε_{cu1} = 模型 1 之混凝土受壓極限應變。

ε_{cu2} = 模型 2 之混凝土受壓極限應變。

十、參考文獻

- 1.內政部營建署，2011，「混凝土結構設計規範」，台北市。
- 2.交通部，2009，「公路橋梁耐震設計規範」，台北市。
- 3.歐昱辰、蔡東均，2016，「高強度鋼筋混凝土柱軸力與彎矩強度互制關係電腦程式-New RC-PM」，結構工程，第三十一卷，第四期，第 5-18 頁。
- 4.台灣混凝土學會新高強度鋼筋混凝土技術委員會，2014，「鋼筋混凝土用鋼筋」，台灣混凝土學會，台北市。
- 5.University of Washington,2003,"PEER Structural Performance Database,"(<https://nise.e.berkeley.edu/spd/>).
- 6.蔡東均，2017，「高強度鋼筋混凝土柱軸力與彎矩強度互制關係電腦程式-NewRC-PM 之開發與研究應用」，碩士論文，歐昱辰指導，國立台灣科技大學營建工程系。
- 7.內政部營建署，2017，「高強度鋼筋混凝土結構設計手冊」，台北市。
- 8.Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M, 2004, "PEER Structural Performance Database User's Manual",Pacific Earthquake Engineering Research Center Report,Version 1.0,University of California, Berkeley.
- 9.黒沢俊也・森本敏幸・市川昌和・中岡章郎，2006，「超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱および梁部材の実験結果データベースによる各種強度算定式の適合性の検討」，コンクリート工学，Vol.44,No.2,pp.14-22。
- 10.鹿野仁史・奥田将人ほか，2003，「超高

- 強度コンクリート (150N/mm²) を用いた RC 柱部材の構造性能に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.145-146。
11. 中江晃彦・倉本洋ほか, 1990, 「高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.837-838。
 12. American Concrete Institute (ACI) Committee 318 (2002). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
 13. California Department of Transportation (Caltrans), 2010, Seismic Design Criteria Version 1.6, Sacramento, California.
 14. ASTM A706/A706M-09b, 2009, Standard Specification for Low-Alloy Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement, ASTM International, West Conshohocken, Pa.
 15. 經濟部標準檢驗局, 2014, 「中華民國國家標準, 鋼筋混凝土用鋼筋 CNS560」。
 16. California Department of Transportation (Caltrans), 2003, Bridge Design Specification, Sacramento, California.
 17. 来田義弘・坂口昇ほか, 1988, 「超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.697-702。
 18. 山本俊彦・本田義博ほか, 1989, 「高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.739-745。
 19. 加藤大介・村上幸靖, 1991, 「高強度材料を用いた RC 柱の曲げ性能の評価に関する研究(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.211-214。
 20. 細川洋治・前田匡樹ほか, 1993, 「鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.215-218。
 21. 香田伸次・黒瀬行信ほか, 1994, 「超高強度鉄筋コンクリート造架構の構造特性(その 2)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.467-468。
 22. 村上秀夫・宮脇保則ほか, 1995, 「超高強度コンクリートを用いた RC 柱部材の構造特性に関する実験研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.379-380。
 23. 村田耕司・東端泰夫ほか, 1996, 「瓦 800 高強度コンクリートと高強度主筋 (SD490,685)を用いた RC 柱の曲げせん断実験(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.167-170。
 24. 但木幸男・田中礼治ほか, 1996, 「HHRC 構造に関する研究(その 15)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.175-176。
 25. 高見信嗣・吉岡研三, 1996, 「超高強度コンクリートを用いた柱の 2 方向曲げせん断実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.177-178。
 26. 藤田将輝・石橋久義ほか, 1997, 「鉄筋コンクリート柱の靱性及び残存軸耐力に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.65-66。
 27. 藤田政輝・中野克彦ほか, 1999, 「鉄筋コンクリート柱部材の強度と靱性能に関する実験的研究」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.797-798。
 28. 熊澤敬輔・伊藤一隆ほか, 1999, 「785N/mm² 級高強度せん断補強筋と高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱の構造性能に関する実験研究(その 1)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.839-842。

29. 藤本純一・都祭弘幸ほか，1999，「高強度コンクリート(瓦 60-100MPa)を用いた RC 柱の曲げせん断実験」，日本建築学会大会学術講演梗概集 2 宙ホ更左既集.て)て)，845-846。
30. 松本至・中野克彦ほか，2000，「高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた柱部材の構造性能に関する実験的研究(その 1)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.195-198。
31. 熊谷仁志・中澤春生ほか，2000，「超高強度鉄筋コンクリート構造($F_c=120\text{N/mm}^2$)の開発(その 2)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.609-610。
32. 堀伸輔・岩岡信一ほか，2002，「超高強度鉄筋コンクリート構造の柱部材実験(その 1)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.415-418。
33. 鹿野仁史・前田博之ほか，2002，「高強度せん断補強筋を用いた RC 柱部材構造性能に関する実験的研究(その 1)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.419-424。
34. 森本敏幸・藤本利昭ほか，2004，「超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱部材の構造性能に関する実験研究(その 1)」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.493-498。
35. 菅野俊介・長嶋俊雄ほか，1988，「高強度横補強筋を用いた高強度コンクリート柱および梁の実験的研究」，コンクリート工学年次論文集，Vol.10, No.2, pp.227-232。
36. 黄楷・李康寧ほか，1990，「高軸力を受ける高強度鉄筋コンクリート柱の強度と変形能力に関する実験的研究」，コンクリート工学年次論文集，Vol.12, No.2, pp.427-432。
37. 木村秀樹・菅野俊介ほか，1994，「高軸力下における超高強度コンクリートを用いた RC 柱の力学性状」，コンクリート工学年次論文集，Vol.16, No.2, pp.871-876。
38. 石川裕次・木村秀樹ほか，2000，「高強度コンクリート・高強度鉄筋を用いた柱の高軸力下における力学性状」，コンクリート工学年次論文集，Vol.22, No.3, pp.943-948。
39. 歐昱辰，2015，尚未發表之柱試驗資料。
40. Ou, Y.C*. Alrasyid, H., Haber, Z.B., and Lee, H.J., 2015, Cyclic behavior of precast high-strength reinforced concrete columns, ACI Structural Journal, 112(6), 839-850.
41. 陳盈璋，2011，「高強度鋼筋混凝土柱耐震圍束效應之研究」，碩士論文，黃世建老師指導，國立台灣大學土木工程學系，台北市。
42. 黃冠傑，2013，「鋼筋混凝土柱耐震圍束之研究」，碩士論文，黃世建老師指導，國立台灣大學土木工程學系，台北市。
43. 劉光晏，張國鎮，宋裕祺，林冠禎，陳紀維，2013，「高強度鋼筋混凝土單柱式橋墩耐震行為之研究」，中國土木水利工程學刊，第二十五卷，第三期，頁 183-192。

附錄一、日本柱試驗資料

※參數說明：

- (1) 表中第(4)欄記錄各試體之破壞模式，後方之標記分為(表)、(文)、(判)等三種，(表)代表其破壞模式標明於文章之表格，(文)代表其破壞模式說明於文章內容，(判)表示文章中雖未標明試體之破壞模式，然而其試驗過程未描述明顯之剪力傷害，因此判斷可納入資料庫內。
- (2) 表中第(5)與(6)欄分別為斷面寬度 b 與深度 h ，其中深度 h 為平行 y 方向之試體尺寸。其中 y 方向平行試驗水平作用力方向，該方向與 x 方向垂直。
- (3) 表中第(7)、(8)、(9)欄分別為混凝土量測抗壓強度 f'_{ca} 、縱向鋼筋量測降伏強度 f_{ya} 、橫向鋼筋量測降伏強度 f_{yta} ，單位皆為 kgf/cm^2 。
- (4) 表中第(11)欄為橫向鋼筋配置，分別標示橫向鋼筋數、號數、中心距，以日本試體【1】為例，其橫向鋼筋配置為2-U7.4 @ 65，表示橫向鋼筋數為2(x方向與 y 方向相同)，採用U7.4橫向鋼筋，其中心距為65 mm。
- (5) 表中第(12)欄保護層為縱向鋼筋外緣至斷面外緣之距離，欄中「*」標記之試體表示缺乏保護層資訊，因此以表4之平均縱向鋼筋保護層代替。
- (6) 表中第(14)欄 P_{exp} 為試驗軸力，由第(13)欄之軸力比推得。
- (7) 表中第(15)欄 M_{exp} 為試驗最大柱底彎矩，即試體最大側向強度與柱高之乘積。

※備註(對應至表中第16欄之備註編號)：

- (1) 日本試體【29~33】之文章中未標明其是否為考量 $P-\Delta$ 效應之等效側向力，且本研究未取得作者之回覆。
- (2) 日本試體【37~40、48~64】在文章中未提供橫向鋼筋中心距，表內之中心距採用文章提供之橫向鋼筋比推得。
- (3) 日本試體【80】與日本試體【79】之試體設計參數相同，惟日本試體【80】採預鑄工法完成。
- (4) 日本試體【81~88】在文中僅提供養護試體之量測抗壓強度。
- (5) 日本試體【89~91】橫向鋼筋採用方螺箍筋。
- (6) 日本試體【95】在層間變位角(柱頂位移與柱高之比值)達1%時有描述到壓力側之斜向裂縫，然而其餘試驗過程之描述皆無剪力傷害，又該試體側向強度降低之主因為壓力筋挫屈以及壓力側混凝土損傷，因此收入資料庫內。

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm ²)	f_{ya} (kgf/cm ²)	f_{yta} (kgf/cm ²)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力 比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【1】	[17]	90-10-7-2	【撓曲破壞】(表)	40	40	917	7350	14300	12-D19	2-U7.4 @ 65	3.4*	0.20	293	73	
日本試體【2】	[17]	90-10-3-2 ₉	【撓曲破壞】(表)	40	40	933	4460	14300	12-D19	2-U7.4 @ 65	3.4*	0.20	299	66	
日本試體【3】	[18]	A3	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	460	3790	17980	12-D13	4-U4@40	2.2*	0.63	181	13	
日本試體【4】	[18]	A4	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	454	3790	13990	12-D13	4-U5@40	2.2*	0.63	179	14	
日本試體【5】	[18]	A7	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	453	3790	13840	12-D13	4-U6@40	2.2*	0.64	181	15	
日本試體【6】	[18]	A8	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	456	3790	13840	12-D13	4-U6@30	2.2*	0.63	180	14	
日本試體【7】	[18]	C2	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	505	4050	3160	12-D13	4-D6@40	2.2*	0.57	180	14	
日本試體【8】	[18]	C6	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	514	4050	13860	12-D13	4-U6@40	2.2*	0.74	238	13	
日本試體【9】	[18]	C7	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	518	4050	14370	12-D13	4-U7@35	2.2*	0.74	240	16	
日本試體【10】	[18]	B1	【撓曲破壞】(文)	25	25	590	3790	17980	12-D13	4-U4@80	2.2*	0.24	89	13	
日本試體【11】	[18]	B2	【撓曲破壞】(文)	25	25	586	3790	13990	12-D13	4-U5@40	2.2*	0.25	92	13	
日本試體【12】	[18]	B3	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	597	3790	13990	12-D13	4-U5@40	2.2*	0.64	239	14	
日本試體【13】	[18]	B5	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	600	3790	13840	12-D13	4-U6@30	2.2*	0.64	240	15	
日本試體【14】	[18]	D3	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	789	4050	13860	12-D13	4-U6@40	2.2*	0.49	242	17	
日本試體【15】	[18]	D4	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	784	4050	14370	12-D13	4-U7@35	2.2*	0.49	240	19	
日本試體【16】	[18]	D6	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	782	3940	13860	12-D16	4-U6@40	2.9*	0.49	239	20	
日本試體【17】	[18]	D7	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	785	3940	14370	12-D16	4-U7@35	2.9*	0.49	240	22	
日本試體【18】	[19]	No.1	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	804	6969	8292	8-D13	2-D6@40	2.2*	0.31	158	17	

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm ²)	f_{ya} (kgf/cm ²)	f_{yta} (kgf/cm ²)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【19】	[19]	No.2	【降伏後握裹破壞】 (文)	25	25	815	6969	8292	12-D13	2-D6@40	2.2*	0.31	158	19	
日本試體【20】	[19]	No.3	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	804	6969	9220	8-D13	2-D6@25	2.2*	0.45	228	19	
日本試體【21】	[19]	No.4	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	820	6969	9220	8-D13	3-D6@40	2.2*	0.44	227	20	
日本試體【22】	[20]	C1	【降伏後握裹破壞】 (表)	20	30	733	9850	14620	8-D13	2-R7.4@50	2.9& 2.4	0.00	0	14	
日本試體【23】	[20]	C4	【降伏後握裹破壞】 (表)	20	30	707	9850	14620	8-D13	2-R7.4@50	2.9& 2.4	0.00	0	15	
日本試體【24】	[20]	C5	【降伏後握裹破壞】 (表)	20	30	713	9850	14620	8-D13	2-R7.4@50	2.9& 2.4	0.15	64	19	
日本試體【25】	[21]	No.1	【撓曲破壞】(文)	38	38	679	5311	13949	12-D19	4-U6.4@55	4	0.39	382	63	
日本試體【26】	[22]	C4A	【撓曲破壞】(文)	27	27	1188	5590	13550	16-D13	6-U5.1@66	2.7	0.30	250	26	
日本試體【27】	[23]	No.2	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	759	5555	9383	12-D13	4-6φ@50	1.6	0.65	308	21	
日本試體【28】	[23]	No.3	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	759	6960	9383	12-D13	4-6φ@50	1.6	0.65	308	23	
日本試體【29】	[24]	No.5	【撓曲降伏後混凝土受壓破壞】(文)	30	30	607	8110	7530	24-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.4	0.25	137	34	(1)
日本試體【30】	[24]	No.6	【撓曲降伏後混凝土受壓破壞】(文)	30	30	645	8110	7530	24-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.4	0.33	194	35	(1)
日本試體【31】	[24]	No.7	【撓曲降伏後混凝土受壓破壞】(文)	30	30	652	8110	7530	24-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.4	0.50	293	31	(1)
日本試體【32】	[24]	No.8	【撓曲降伏後混凝土受壓破壞】(文)	30	30	884	8110	7530	24-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@35	2.4	0.22	177	37	(1)
日本試體【33】	[24]	No.9	【撓曲降伏後混凝土受壓破壞】(文)	30	30	883	8110	7530	24-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@35	2.4	0.33	265	35	(1)
日本試體【34】	[25]	NO.1	【撓曲降伏後握裹破壞】(文)	25	25	1506	8286	7915	12-D13	4-8φ@100	2.4	0.32	301	27	
日本試體【35】	[25]	NO.4	【撓曲壓縮破壞】 (文)	25	25	1506	8286	7915	12-D13	4-8φ@50	2.4	0.48	452	33	

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm^2)	f_{ya} (kgf/cm^2)	f_{yta} (kgf/cm^2)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【36】	[25]	NO.9	【撓曲降伏後壓縮破壞】(文)	25	25	870	8286	7799	12-D13	4-6 ϕ @80	2.4	0.37	201	24	
日本試體【37】	[26]	NO.3	【撓曲壓縮破壞】(表)	30	30	353	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@80	2.2*	0.55	175	20	(2)
日本試體【38】	[26]	NO.5	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	367	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.55	182	19	(2)
日本試體【39】	[26]	NO.6	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	689	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.28	174	28	(2)
日本試體【40】	[26]	NO.7	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	1105	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.17	169	35	(2)
日本試體【41】	[27]	No.3	【撓曲壓縮破壞】(表)	30	30	353	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@80	2.2*	0.56	178	20	
日本試體【42】	[27]	No.4	【撓曲壓縮破壞】(表)	30	30	649	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@80	2.2*	0.30	175	25	
日本試體【43】	[27]	No.6	【撓曲壓縮破壞】(表)	30	30	655	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@55	2.2*	0.30	177	27	
日本試體【44】	[27]	No.7	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	367	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.54	178	19	
日本試體【45】	[27]	No.8	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	689	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.29	180	28	
日本試體【46】	[27]	No.9	【撓曲降伏破壞】(表)	30	30	1105	3700	9990	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@40	2.2*	0.18	179	35	
日本試體【47】	[27]	No.10	【撓曲壓縮破壞】(表)	30	30	631	3600	9990	12-D10【外圍筋】 4-D10【芯筋】	4-D6@80	1.5*	0.31	176	25	
日本試體【48】	[28]	No.3	【撓曲破壞】(表)	35	35	561	3855	9075	12-D16	4-T6@60	2.9*	0.15	103	30	(2)
日本試體【49】	[28]	No.5	【撓曲破壞】(表)	35	35	663	4436	9075	12-D16	4-T6@60	2.9*	0.15	122	35	(2)
日本試體【50】	[28]	No.6	【撓曲降伏後壓縮破壞】(表)	35	35	663	4436	9075	12-D16	4-T6@40	2.9*	0.45	365	46	(2)
日本試體【51】	[28]	No.9	【撓曲破壞】(表)	35	35	1071	5180	9075	12-D16	4-T6@40	2.9*	0.15	197	44	(2)
日本試體【52】	[28]	No.10	【撓曲降伏後壓縮破壞】(表)	35	35	663	4436	9075	12-D16	4-T6@90	2.9*	0.30	244	39	(2)
日本試體【53】	[28]	No.11	【撓曲降伏後壓縮破壞】(表)	35	35	663	4436	9075	12-D16	4-T6@60	2.9*	0.30	244	40	(2)

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm^2)	f_{ya} (kgf/c m^2)	f_{yta} (kgf/c m^2)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力 比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【54】	[28]	No.12	【撓曲破壞】(表)	35	35	663	4436	9075	12-D16	4-T6@40	2.9*	0.30	244	47	(2)
日本試體【55】	[28]	No.13	【撓曲降伏後壓縮破壞】(表)	35	35	959	5180	9075	12-D16	4-T6@40	2.9*	0.30	352	55	(2)
日本試體【56】	[29]	C61	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	620	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@50	2.2*	0.25	105	22	(2)
日本試體【57】	[29]	C62	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	630	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@50	2.2*	0.50	213	25	(2)
日本試體【58】	[29]	C63	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	647	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@35	2.2*	0.50	219	26	(2)
日本試體【59】	[29]	C81	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	857	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@50	2.2*	0.25	145	24	(2)
日本試體【60】	[29]	C82	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	878	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@50	2.2*	0.50	297	26	(2)
日本試體【61】	[29]	C101	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	1066	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@50	2.2*	0.25	180	25	(2)
日本試體【62】	[29]	C103	【未描述剪力傷害】 (判)	26	26	1061	6520	11312	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-D6@35	2.2*	0.50	358	29	(2)
日本試體【63】	[30]	No.1	【撓曲引張降伏破壞】(表)	35	35	683	4517	8127	12-D16	4-6mm@40	2.9*	0.15	126	35	(2)
日本試體【64】	[30]	No.8	【撓曲壓縮降伏破壞】(表)	35	35	683	4517	13695	12-D16	4-6mm@40	2.9*	0.45	377	46	(2)
日本試體【65】	[31]	C4	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1224	7454	未提供	12-D16	4-U6.2@60	2.9*	0.37	283	30	
日本試體【66】	[32]	No.1	【撓曲破壞】(表)	35	35	945	7546	14776	12-D19	4-U6.4@45	3.5	0.40	463	66	
日本試體【67】	[32]	No.4	【撓曲破壞】(表)	35	35	916	7546	9504	12-D19	4-S6@30	3.5	0.40	449	73	
日本試體【68】	[33]9	No.1	【撓曲引張降伏破壞】(表)	35	35	240	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.15	44	20	
日本試體【69】	[33]	No.2	【撓曲引張降伏破壞】(表)	35	35	240	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.30	88	23	
日本試體【70】	[33]	No.3	【撓曲壓縮降伏破壞】(表)	35	35	240	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.45	132	26	
日本試體【71】	[33]	No.6	【撓曲引張降伏破壞】(表)	35	35	420	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.30	154	33	

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm ²)	f_{ya} (kgf/cm ²)	f_{yta} (kgf/cm ²)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【72】	[33]	No.7	【撓曲壓縮降伏破壞】(表)	35	35	420	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.45	232	36	
日本試體【73】	[33]	No.8	【撓曲引張降伏破壞】(表)	35	35	782	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.15	144	35	
日本試體【74】	[33]	No.9	【撓曲壓縮降伏破壞】(表)	35	35	782	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.30	287	45	
日本試體【75】	[33]	No.10	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	782	4548	9432	12-D16	4-UD6@40	3.2	0.45	431	47	
日本試體【76】	[34]	No.1	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	1231	7301	14837	12-D19	4-U6.4@42	3.2	0.30	452	67	
日本試體【77】	[34]	No.2	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	1231	7658	14837	12-D16	4-U6.4@46	3.2	0.30	452	62	
日本試體【78】	[34]	No.3	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	806	5415	10126	12-D19	4-D6@48	3.2	0.30	296	53	
日本試體【79】	[34]	No.4	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	1231	7658	14837	12-D16	4-U6.4@38	3.7	0.30	452	58	
日本試體【80】	[34]	No.5	【撓曲壓縮破壞】(表)	35	35	1326	7658	14837	12-D16	4-U6.4@38	3.7	0.30	487	60	(3)
日本試體【81】	[35]	No.1	【撓曲破壞】(表)	25	25	680	4120	8490	12-D13	4-5 ϕ @45	2.2*	0.31	132	17	(4)
日本試體【82】	[35]	No.2	【撓曲破壞】(表)	25	25	861	4120	8490	12-D13	4-5 ϕ @35	2.2*	0.28	151	18	(4)
日本試體【83】	[35]	No.3	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	353	4120	8490	12-D13	4-5 ϕ @55	2.2*	0.60	132	11	(4)
日本試體【84】	[35]	No.4	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	680	4120	3210	12-D13	4-D6@50	2.2*	0.56	238	19	(4)
日本試體【85】	[35]	No.5	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	680	4120	8490	12-D13	4-5 ϕ @40	2.2*	0.56	238	18	(4)
日本試體【86】	[35]	No.6	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	680	4120	13880	12-D13	4-U5.1 ϕ @45	2.2*	0.56	238	18	(4)
日本試體【87】	[35]	No.7	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	861	4120	8490	12-D13	4-5 ϕ @35	2.2*	0.51	274	18	(4)
日本試體【88】	[35]	No.8	【撓曲壓縮破壞】(表)	25	25	861	4120	13880	12-D13	4-U5.1 ϕ @35	2.2*	0.51	274	19	(4)

試體編號	參考文獻	試體名稱	破壞模式	b (cm)	h (cm)	f'_{ca} (kgf/cm ²)	f_{ya} (kgf/cm ²)	f_{yta} (kgf/cm ²)	縱向鋼筋配置	橫向鋼筋配置 (mm)	保護層 (cm)	軸力比	P_{exp} (tf)	M_{exp} (tf-m)	備註 編號
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
日本試體【89】	[36]	N-1	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	928	8880	13600	8-D13	2-5 ϕ @40 【Spiral】 1-5 ϕ @40 【繫筋】	2.4	0.35	203	21	(5)
日本試體【90】	[36]	N-2	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	928	8880	13600	12-D13	2-5 ϕ @40 【Spiral】 2-5 ϕ @80 【繫筋】	2.4	0.35	203	23	(5)
日本試體【91】	[36]	N-3	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	928	8880	13600	8-D13	2-5 ϕ @40 【Spiral】 1-5 ϕ @40 【繫筋】	2.4	0.52	302	22	(5)
日本試體【92】	[37]	UC20H	【撓曲破壞】(表)	23	23	1156	4010	14520	12-D10	4-U6.4@35	1.5	0.62	363	20	
日本試體【93】	[37]	UC15L	【撓曲破壞】(表)	23	23	1156	4010	14520	12-D10	4-U6.4@45	1.5	0.36	211	18	
日本試體【94】	[37]	UC20L	【撓曲破壞】(表)	23	23	1156	4010	14520	12-D10	4-U6.4@35	1.5	0.36	211	18	
日本試體【95】	[38]	Unit101	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1172	7230	13032	12-D13	4-U5.1@35	1.8	0.60	439	29	(6)
日本試體【96】	[38]	Unit104	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1172	7230	13980	12-D13	4-U6.4@40	1.8	0.60	439	29	
日本試體【97】	[38]	Unit105	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1172	7230	13032	12-D13	4-U5.1@45	1.8	0.60	439	24	
日本試體【98】	[38]	Unit106	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1172	7230	13032	12-D13	4-U5.1@45	1.8	0.40	293	27	
日本試體【99】	[38]	Unit107	【未描述剪力傷害】 (判)	25	25	1172	7230	13032	12-D13【外圍筋】 4-D13【芯筋】	4-U5.1@45	1.8	0.60	439	26	

附錄二、單排拉力筋斷面一彎矩強度比例數學式推導

- 模型 1 與模型 2 皆降伏組【同時參照下圖(a)至(d)】：

$$P_1 = b(\beta x_1)(\alpha f'_c) - A_s f_y$$

$$P_2 = b(k_2 \beta x_2)(k_1 \alpha f'_c) - A_s f_y$$

$$\because P_1 = P_2 \rightarrow x_2 = \frac{x_1}{k_1 k_2}$$

$$M_1 = b(\beta x_1)(\alpha f'_c) \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$\because x_2 = \frac{x_1}{k_1 k_2}$$

$$\therefore M_2 = b \left(\frac{\beta x_1}{k_1} \right) (k_1 \alpha f'_c) \left(\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2 k_1} \right) + A_s f_y \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$Set: r_{T1/C1} = r_{T2/C1} = \frac{A_s f_y}{[b(\beta x_1)(\alpha f'_c)]}$$

$$\rightarrow \frac{M_2}{M_1} = \frac{\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2 k_1} \right) + r_{T2/C1} \left(d - \frac{h}{2} \right)}{\left(\frac{h}{2} - \frac{\beta x_1}{2} \right) + r_{T1/C1} \left(d - \frac{h}{2} \right)}$$

$$Set: \frac{\beta x_1}{h} = a_r \rightarrow \frac{M_2}{M_1} = \frac{\left(1 - \frac{a_r}{k_1} \right) + r_{T2/C1} \left(\frac{2d}{h} - 1 \right)}{(1 - a_r) + r_{T1/C1} \left(\frac{2d}{h} - 1 \right)}$$

- 僅模型 2 降伏組【同時參照下圖(a)至(c)以及圖(e)】：

$$P_1 = b(a_1)(\alpha f'_c) - A_s f_{s1}, a_1 = \beta x_1$$

$$P_2 = b(k_2 a_2)(k_1 \alpha f'_c) - A_s f_y, a_2 = \beta x_2$$

$$\because P_1 = P_2 \rightarrow x_2 = \left(\frac{x_1}{k_1 k_2} \right) + \left[\frac{A_s (f_y - f_{s1})}{k_1 k_2 \alpha f'_c \beta b} \right]$$

$$Set: a_s = \frac{A_s (f_y - f_{s1})}{\alpha f'_c b}$$

$$\therefore x_2 = \left(\frac{x_1}{k_1 k_2}\right) + \left(\frac{a_s}{k_1 k_2 \beta}\right)$$

$$k_2 \beta x_2 = \left(\frac{a_1}{k_1}\right) + \left(\frac{a_s}{k_1}\right)$$

$$M_1 = b(a_1)(\alpha f'_c)\left(\frac{h}{2} - \frac{a_1}{2}\right) + A_s f_{s1} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_2 = M_{c1} + M_t + M_{c2}$$

$$M_{c1} = b(a_1/k_1)(k_1 \alpha f'_c)\left(\frac{h}{2} - \frac{a_1}{2k_1}\right)$$

$$M_t = A_s f_y \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{c2} = b\left(\frac{a_s}{k_1}\right)(k_1 \alpha f'_c)\left(\frac{h}{2} - \frac{a_1}{k_1} - \frac{a_s}{2k_1}\right)$$

$$Set: r_{T1/C1} = \frac{A_s f_{s1}}{[b(\beta x_1)(\alpha f'_c)]}$$

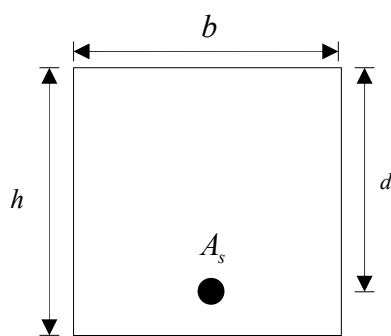
$$Set: r_{T2/C1} = \frac{A_s f_y}{[b(a_1)(\alpha f'_c)]}$$

$$Set: \frac{a_1}{h} = a_r$$

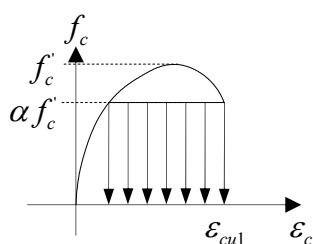
$$Set: \frac{a_s}{h} = a_{sr}$$

$$\therefore \frac{M_2}{M_1} = \frac{M_{c1} + M_t + M_{c2}}{M_1}$$

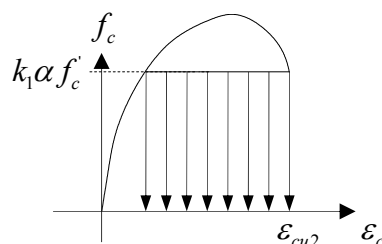
$$\therefore \frac{M_2}{M_1} = \frac{\left(1 - \frac{a_r}{k_1}\right) + r_{T2/C1} \left(\frac{2d}{h} - 1\right) + (r_{T2/C1} - r_{T1/C1}) \left(1 - \frac{2a_r}{k_1} - \frac{a_{sr}}{k_1}\right)}{(1 - a_r) + r_{T1/C1} \left(\frac{2d}{h} - 1\right)}$$



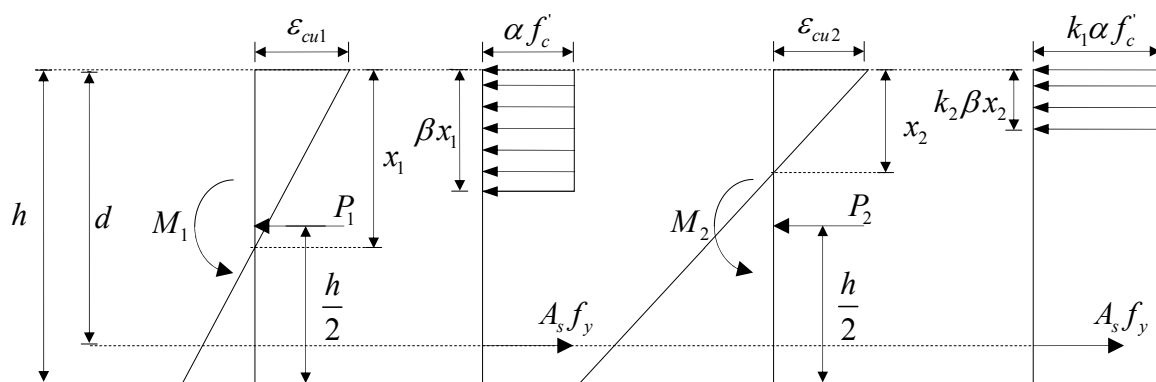
(a) 斷面示意圖



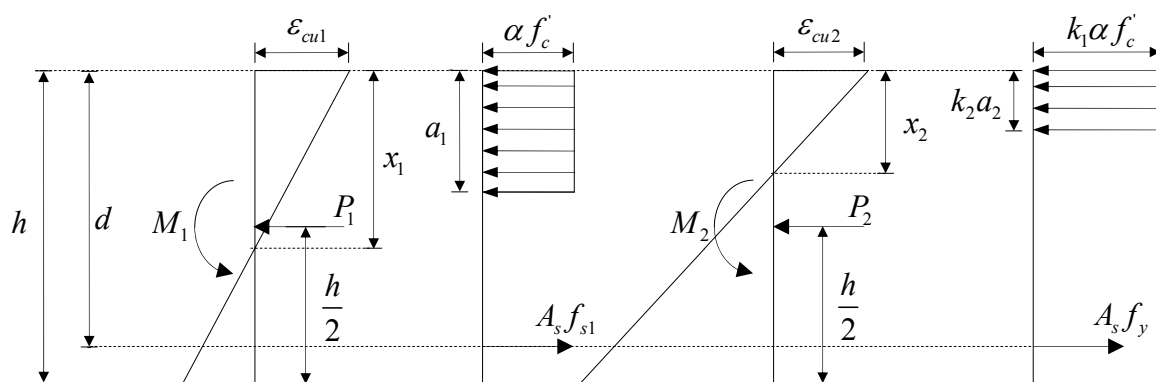
(b) 模型 1



(c) 模型 2



(d) 模型 1 與 2 皆降伏對應之應力與應變分布



(e) 僅模型 2 降伏對應之應力與應變分布

附錄三、普通強度柱構件 M_{prc} 建議式統計值

※試體編號與 PEER 使用手冊[8] 附錄 A 提供之編號一致。

※ M_{prc1} 、 M_{prc2} 、 M_{prc4} 計算自材料規定強度估計值， M_{prc3} 計算自材料實測強度。

※常態分布下累積涵蓋率計算自 $M_{exp}/M_{prc} = 1$ 對應之常態分布累積機率。

試體編號	文獻與試體名稱	$\frac{M_{exp}}{M_n}$	$\frac{P_{exp}}{P_b}$	$\frac{P_{exp}}{P_0}$	$\frac{M_n}{M_n}$	$\frac{P_b}{P_b}$	$\frac{P_0}{P_0}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc1}}$ 【混凝土 結構設計 規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc2}}$ 【公路橋 梁耐震設 計規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc3}}$ 【建議通 用式】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc4}}$ 【建議式】
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
PEER 【102】	Azizinamini et al. 1988 , NC-2	1.36	0.75	0.24	1.10	1.14	1.24	1.26	1.04	0.91	0.89
PEER 【103】	Azizinamini et al. 1988 , NC-4	1.36	1.13	0.37	1.20	1.14	1.24	1.33	1.04	0.84	0.81
PEER 【133】	Wehbe et al. 1998 , A1	1.48	0.30	0.10	1.12	1.20	1.23	1.30	1.14	0.98	0.97
PEER 【134】	Wehbe et al. 1998 , A2	1.47	0.73	0.24	1.15	1.20	1.23	1.35	1.13	0.95	0.96
PEER 【135】	Wehbe et al. 1998 , B1	1.51	0.28	0.09	1.12	1.20	1.23	1.32	1.16	1.00	0.98
PEER 【136】	Wehbe et al. 1998 , B2	1.53	0.71	0.24	1.14	1.20	1.23	1.39	1.17	0.99	1.00
PEER 【166】	Saatcioglu and Grira 1999 , BG-2	1.67	1.52	0.48	1.29	1.15	1.25	1.59	1.28	0.79	0.91
PEER 【167】	Saatcioglu and Grira 1999 , BG-3	1.36	0.71	0.23	1.12	1.15	1.25	1.26	1.05	0.90	0.89
PEER 【169】	Saatcioglu and Grira 1999 , BG-5	1.59	1.66	0.46	1.27	1.13	1.23	1.50	1.22	0.78	0.88
PEER 【172】	Saatcioglu and Grira 1999 , BG-8	1.33	0.81	0.23	1.13	1.12	1.23	1.24	1.02	0.87	0.87
PEER 【174】	Saatcioglu and Grira 1999 , BG-10	1.53	1.64	0.45	1.23	1.20	1.20	1.45	1.18	0.78	0.86
PEER 【227】	Pujol 2002 , No. 10-2-3N	1.15	0.30	0.09	1.09	1.15	1.24	0.98	0.88	0.78	0.75
PEER 【228】	Pujol 2002 , No. 10-2-3S	1.15	0.30	0.09	1.09	1.15	1.24	0.98	0.88	0.78	0.75
PEER 【229】	Pujol 2002 , No. 10-3-1.5N	1.19	0.32	0.09	1.09	1.14	1.23	1.01	0.91	0.80	0.78
PEER 【230】	Pujol 2002 , No. 10-3-1.5S	1.19	0.32	0.09	1.09	1.14	1.23	1.01	0.91	0.80	0.78
PEER 【231】	Pujol 2002 , No. 10-3-3N	1.20	0.35	0.10	1.09	1.16	1.23	1.02	0.92	0.81	0.78
PEER 【232】	Pujol 2002 , No. 10-3-3S	1.20	0.35	0.10	1.09	1.16	1.23	1.02	0.92	0.81	0.78
PEER 【233】	Pujol 2002 , No. 10-3-2.25N	1.22	0.38	0.10	1.09	1.18	1.23	1.04	0.94	0.83	0.80
PEER 【234】	Pujol 2002 , No. 10-3-2.25S	1.22	0.38	0.10	1.09	1.18	1.23	1.04	0.94	0.83	0.80
PEER 【237】	Pujol 2002 , No. 20-3-3N	1.17	0.58	0.17	1.09	1.10	1.24	1.03	0.90	0.79	0.76
PEER 【238】	Pujol 2002 , No. 20-3-3S	1.17	0.58	0.17	1.09	1.10	1.24	1.03	0.90	0.79	0.76
PEER 【239】	Pujol 2002 , No. 10-2-2.25N	1.20	0.30	0.09	1.10	1.11	1.24	1.02	0.92	0.81	0.78
PEER 【240】	Pujol 2002 , No. 10-2-2.25S	1.20	0.30	0.09	1.10	1.11	1.24	1.02	0.92	0.81	0.78
PEER 【241】	Pujol 2002 , No. 10-1-2.25N	1.22	0.29	0.09	1.10	1.10	1.24	1.04	0.94	0.83	0.80
PEER 【242】	Pujol 2002 , No. 10-1-2.25S	1.22	0.29	0.09	1.10	1.10	1.24	1.04	0.94	0.83	0.80
PEER 【243】	Bechtoula, Kono, Arai and Watanabe, 2002 ,D1N30	1.58	1.04	0.33	1.18	1.12	1.25	1.52	1.21	0.99	0.96

項目	$\frac{M_n}{\overline{M_n}}$	$\frac{P_b}{\overline{P_b}}$	$\frac{P_0}{\overline{P_0}}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc1}}$ 【混凝土結構 設計規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc2}}$ 【公路橋梁耐震 設計規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc3}}$ 【建議通用 式】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc4}}$ 【建議式】
平均值	1.13	1.15	1.23	1.18	1.02	0.85	0.84
標準差	0.057	0.033	0.010	0.193	0.124	0.073	0.079
變異係數	5%	3%	1%	16%	12%	9%	9%
常態分布下涵蓋率				17%	44%	98%	98%
壓力控制斷面平均值				1.48	1.19	0.83	0.88
壓力控制斷面標準差				0.087	0.079	0.08	0.05
壓力控制斷面變異係數				6%	7%	10%	6%
壓力控制斷面-常態分布下涵蓋率				0%	1%	98%	99%

附錄四、臺灣高強度柱構件 M_{prc} 建議式統計值

※試體編號與歐昱辰、蔡東均[3]提供之編號一致。

※ M_{prc1} 、 M_{prc2} 、 M_{prc4} 計算自材料規定強度估計值， M_{prc3} 計算自材料實測強度。

試體編號	試體名稱	$\frac{M_{exp}}{\overline{M}_n}$	$\frac{P_{exp}}{\overline{P}_b}$	$\frac{P_{exp}}{\overline{P}_0}$	$\frac{M_n}{\overline{M}_n}$	$\frac{P_b}{\overline{P}_b}$	$\frac{P_0}{\overline{P}_0}$	$\frac{M_{exp}}{M_{prc1}}$ 【混凝土結構設計規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc2}}$ 【公路橋梁耐震設計規範】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc3}}$ 【建議通用式】	$\frac{M_{exp}}{M_{prc4}}$ 【建議式】
(2)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
台灣試體【1】	E5[39]	1.17	0.91	0.13	1.11	1.20	1.21	1.15	0.90	0.78	0.78
台灣試體【2】	TC1[40]	1.10	0.63	0.11	1.04	1.07	1.07	1.02	0.85	0.79	0.73
台灣試體【3】	TC2[40]	1.40	2.05	0.36	1.04	1.04	1.05	1.40	1.08	0.86	0.83
台灣試體【9】	T70-N29-D4[41]	1.42	2.06	0.36	1.14	1.14	1.16	1.42	1.09	0.82	0.84
台灣試體【10】	T70-N42-D4[41]	1.69	3.33	0.58	1.31	1.22	1.22	1.69	1.30	0.74	0.84
台灣試體【11】	T70-N46-D3[41]	1.60	3.33	0.58	1.24	1.15	1.16	1.60	1.23	0.73	0.80
台灣試體【12】	T100-N43-D4[41]	1.26	2.40	0.46	0.95	0.87	0.96	1.26	0.97	0.75	0.68
台灣試體【13】	T100-1[42]	1.44	2.41	0.46	1.09	1.05	1.08	1.44	1.11	0.79	0.78
台灣試體【14】	T100-2[42]	1.43	2.41	0.46	1.27	1.33	1.29	1.43	1.10	0.71	0.77
台灣試體【15】	T100-3[42]	1.50	2.41	0.46	1.10	1.07	1.09	1.50	1.15	0.82	0.81
台灣試體【16】	NEWRC1[43]	1.17	0.49	0.08	1.07	1.06	1.11	1.07	0.90	0.81	0.78
台灣試體【17】	NEWRC4[43]	1.19	0.97	0.15	1.07	1.06	1.11	1.18	0.91	0.82	0.79
台灣試體【18】	NEWRC5[43]	1.20	0.49	0.08	1.07	1.06	1.11	1.09	0.92	0.83	0.80
平均值					1.11	1.1	1.12	1.33	1.04	0.79	0.79
標準差					0.097	0.107	0.081	0.206	0.136	0.044	0.041
變異係數					9%	10%	7%	15%	13%	6%	5%
常態分布下涵蓋率								6%	39%	100%	100%
壓力控制斷面平均值								1.47	1.13	0.78	0.79
壓力控制斷面標準差								0.122	0.094	0.051	0.047
壓力控制斷面變異係數								8%	8%	7%	6%
壓力控制斷面-常態分布下涵蓋率								0%	9%	100%	100%