

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

擴柱補強校舍之耐震檢核與側推分析

Seismic Check and Pushover Analysis for School

Building Retrofitted by RC Jacketing System

研究生：黎育誠

指導教授：黃炯憲 教授

鍾立來 教授

中華民國一百零二年七月

擴柱補強校舍之耐震檢核與側推分析
**Seismic Check and Pushover Analysis for School
Building Retrofitted by RC Jacketing System**

研究生：黎育誠

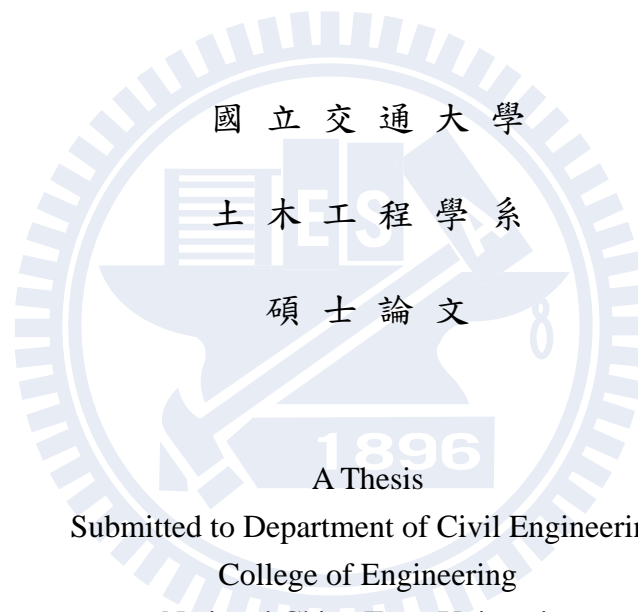
Student : Yu-Cheng Li

指導教授：黃炯憲

Advisor : Dr. Chiung-Shiann Huang

鍾立來

Dr. Lap-Loi Chung



A Thesis

Submitted to Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
in partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master
in
Civil Engineering

July 2013

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一百零二年七月

擴柱補強校舍之耐震檢核與側推分析

研究生：黎育誠

指導教授：黃炯憲 教授

鍾立來 教授

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

民國 88 年發生的 921 地震，反映出國中小校舍耐震能力普遍不足之問題，各方學者對此亦提出對應之補強方法，其中，擴柱修復補強經驗證，可同時提高結構之強度與韌性，為一良好補強方法；本研究針對擴柱修復補強後結構，以試驗結果驗證現行規範在軟層、弱層、強柱弱梁、柱破壞模式及接頭等檢核對擴柱補強後結構之適用性。按照現行規範檢核所得結果，在軟層、強柱弱梁及接頭這三項理論檢核皆與試驗結果互相符合，但於弱層的檢核卻與試驗結果不同，且柱破壞模式的檢核流程也不符既有校舍結構之行為。針對擴柱補強後結構支柱破壞模式檢核，本文提出修正方法，經修正後，理論檢核與試驗結果互相符合且合理，而弱層則有待深入研究。

結構經擴柱修復補強後，試體破壞機制由弱柱強梁轉換為強柱弱梁，鑒於現有簡易側推分析乃建立於弱柱強梁之假設，若經擴柱補強，簡易側推分析之結果則會造成勁度與強度的高估，故文中以傾角撓度法提出修正，讓分析結構不需受限於弱柱強梁或強柱弱梁；最後將手算側推分析結果，佐以 ETABS 分析與試驗結果進行比對，驗證 SD pushover 可適用於強柱弱梁試體。

關鍵詞：校舍、擴柱補強、耐震檢核、強柱弱梁、推垮分析



Seismic Check and Pushover Analysis for School Building Retrofitted by RC Jacketing System

Student : Yu-Cheng Li

Advisor : Dr. Chiung-Shiann Huang

Dr. Lap-Loi Chung

Department of Civil Engineering National Chiao-Tung University

Abstract

Lots of elementary and secondary school buildings were damaged by the devastating 921 Chi-Chi earthquake, so scholars proposed retrofit methods for increasing the seismic performance of school buildings, and the retrofit method by RC jacketing system at columns can increase ductility and strength of buildings. In this thesis, the criteria for the prediction of soft story, weak story, strong-column-weak-beam, column failure mode and joint failure for buildings retrofitted by jacketing column are studied based on experimental data. The criteria for the prediction of weak story and column failure mode need to modify so that they are more logical and consistent with the experimental results.

After retrofitting by jacketing column, the building failure mode has been strong-column-weak-beam. Considering the simplified pushover analysis is based on the strong-beam-weak-column building, it is not suitable for strong-column-weak-beam buildings because the stiffness and strength would be overestimated. Therefore, simplified pushover is improved by slope-deflection method so that pushover is limited to the strong-beam-weak-column building. After compared with ETABS analysis and experimental results, slope-deflection pushover is a suitable method for strong-beam-weak-column buildings.

Keywords : school building, RC jacketing, seismic checking, strong-column-weak-beam, pushover analysis



致謝

感謝黃炯憲教授，讓我有機會進入鍾立來教授的研究團隊，除了論文上的指導，亦充實我的研究生活，讓學生充滿感激。

感謝學長楊耀昇博士，除了給予指導、提供論文所需資料，平時亦十分關照學弟，在此表達學弟我最誠摯的致謝。

感謝博士班學長勇安、鈞鼎給予指導與建議。感謝同窗渤喻兩年來與我共同前往國家地震中心從事研究，互相勉勵扶持。感謝研究室好友人傑、孟翰、奇霖、銘澤、錦鴻給予我生活上的陪伴與學業上的砥礪，讓我的研究生活留下許多美好回憶。感謝研究室同窗玉峰，於程式方面多次予以相助，不勝感激。感謝學弟盈吉、緯彬、于軒在平日與口試期間之協助，以及華醇平時提供香醇咖啡予我。

最後由衷感謝父母的養育之恩，在我背後默默的支持，讓我可以沒有壓力的完成學業，謹以此論文獻給我摯愛的父母、家人及研究期間曾經幫助過我的人，並獻上最深的謝意。

目錄

摘要	i
Abstract.....	iii
致謝	v
表目錄	ix
圖目錄	xi
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 文獻回顧	1
1.3 論文內容	3
第二章 擴柱之耐震檢核	5
2.1 試驗介紹	5
2.1.1 試體設計	5
2.1.2 試體施作與材料試驗	6
2.1.3 試驗荷載與歷程	7
2.2 試驗結果	7
2.3 試驗結果檢核耐震行為	8
2.3.1 軟層	8
2.3.2 弱層	9
2.3.3 強柱弱梁	9
2.3.4 柱破壞模式	9
2.3.5 接頭	10
2.4 理論檢核與試驗結果對照	10
2.4.1 軟層	10
2.4.2 弱層	11
2.4.3 強柱弱梁	11
2.4.4 柱破壞模式	12
2.4.5 接頭	14
2.5 小結	15

第三章	側推分析	17
3.1	傳統簡易側推分析	17
3.1.1	基本假設	17
3.1.2	RC 柱之側力強度與側位移關係	18
3.1.3	結構之容量曲線	19
3.2	ETABS 分析	20
3.2.1	RC 柱非線性鉸	20
3.2.2	RC 梁非線性鉸	21
3.2.3	磚牆模擬	22
3.3	傾角撓度法之簡易側推分析	25
3.3.1	基本假設	26
3.3.2	單元柱之側力強度與側位移關係	26
3.3.3	結構之容量曲線	28
第四章	側推分析與試驗結果之比較	29
4.1	台南後甲國中模擬試驗	29
4.1.1	容量曲線	29
4.1.2	破壞機制	30
4.2	台南關廟國小現地試驗	30
4.2.1	試體與試驗介紹	30
4.2.2	試驗結果	31
4.2.3	容量曲線	32
4.2.4	破壞機制	34
4.3	結果與討論	34
第五章	結論與建議	37
5.1	耐震檢核	37
5.2	側推分析	37
參考文獻	39
附 錄	99

表目錄

表 2.1	後甲國中擴柱試體之混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2).....	45
表 2.2	後甲國中擴柱試體之鋼筋抗拉強度 (kgf/cm^2).....	45
表 2.3	後甲國中擴柱試體之試驗歷程	45
表 2.4	SBFU-C 試體之強柱弱梁檢核	46
表 2.5	SBFU-C 試體之柱破壞模式檢核(未考慮柱端不合理彎矩)	46
表 2.6	SBFU-C 試體之柱破壞模式檢核(修正柱 C12、C13 不合理彎矩).....	46
表 2.7	SBFU-C 試體之樑柱接頭檢核	47
表 3.1	RC 柱彎矩非線性鉸參數.....	48
表 3.2	RC 柱剪力非線性鉸參數.....	48
表 3.3	RC 梁彎矩非線性鉸參數.....	48
表 3.4	RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表.....	49
表 3.5	RC 梁剪力非線性鉸參數.....	49
表 3.6	RC 梁剪力非線性鉸參數計算表.....	49
表 3.7	磚牆軸力非線性鉸參數計算表	50
表 3.8	SBFU-C 之柱端軸壓力與彎矩	50
表 3.9	SBFU-C 之梁端彎矩	50
表 3.10	SBFU-C 於傳統簡易側推之柱的力與位移關係	50
表 3.11	SBFU-C 之梁端力與位移關係	51
表 3.12	SBFU-C 以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係	51
表 3.13	SBFU-C 以傾角撓度法修正之力與位移關係	52
表 4.1	SBFU-C 試體分析與試驗結果比較	53
表 4.2	關廟國小混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2).....	53
表 4.3	關廟國小鋼筋降伏強度 f_y (kgf/cm^2).....	53
表 4.5	關廟國小單向側推試驗結果	54
表 4.6	關廟國小之擬反覆載重容量曲線	54
表 4.7	關廟國小分析與試驗結果比較	54
表 4.8	關廟國小之柱端軸壓力與彎矩	55
表 4.9	關廟國小之梁端彎矩	55
表 4.10	關廟國小於傳統簡易側推之柱的力與位移關係	55
表 4.11	關廟國小之梁端力與位移關係	56

表 4.12	關廟國小以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係	56
表 4.13	關廟國小以傾角撓度法修正之力與位移關係	58



圖目錄

圖 2.1：SBFU 試體之詳細尺寸及配置圖	61
圖 2.2：SBFU 試體梁柱配筋圖	61
圖 2.3：SBFU-C 試體之詳細尺寸及配置圖	62
圖 2.4 SBFU-C 試體擴柱之立面配置圖	63
圖 2.5：SBFU-C 試體擴柱 A-A 斷面之配筋細部圖	64
圖 2.6：SBFU-C 試體擴柱 B-B 斷面之配筋細部圖	65
圖 2.7：SBFU-C 試體擴柱 C-C 斷面之配筋細部圖	65
圖 2.8：SBFU 試體之試驗架構圖	66
圖 2.9：SBFU 試體之側向支撐配置圖	66
圖 2.10：SBFU-C 試體試驗前照片	67
圖 2.11：SBFU-C 試體 C11 接頭試驗前照片	67
圖 2.12：SBFU-C 試體 C14 接頭試驗前照片	68
圖 2.13：頂層位移與基底剪力關係圖	68
圖 2.14：SBFU-C 一樓層間位移與樓層剪力關係圖	69
圖 2.15：SBFU-C 二樓層間位移與樓層剪力關係圖	69
圖 2.16：SBFU-C 試體破壞順序	70
圖 2.17：SBFU-C 試體之外柱接頭破壞發展(左為 J11，右為 J14).....	71
圖 2.18：SBFU-C 試體最終破壞模式	72
圖 2.19：SBFU-C 試體之樓層側位移與高程關係圖	72
圖 2.20：SBFU-C 試體之內柱柱體破壞發展(左為 C12，右為 C13).....	73
圖 2.21：SBFU-C 試體之內柱接頭破壞發展(左為 J12，右為 J13)	74
圖 2.22：接頭合力平衡分離體圖	75
圖 3.1：柱側力與側位移關係	76
圖 3.2：單元柱示意圖	76
圖 3.3：RC 柱非線性鉸載重位移曲線	77
圖 3.4：RC 梁非線性鉸載重位移曲線	77
圖 3.5：各式磚牆砌法與臨界破壞角	78
圖 3.6：磚牆之側向載重位移曲線	78
圖 3.7：磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質	79
圖 3.8：以 SBFU-C 之柱 C11 為例推導曲線上升段流程圖	80

圖 3.9：以 SBFU-C 之柱 C11 為例推導曲線下降段流程圖.....	81
圖 3.10：SBFU-C 以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係.....	82
圖 3.11：SBFU-C 以傾角撓度法修正之力與位移關係.....	83
圖 4.1：SBFU-C 試體之試驗曲線對照簡易側推分析結果.....	84
圖 4.2：SBFU-C 試體之試驗曲線對照 SD pushover、ETABS 分析結果.....	84
圖 4.3：關廟國小擴柱補強試體結構平面.....	86
圖 4.4：關廟國小擴柱補強試體結構立面.....	88
圖 4.5：關廟國小擴柱補強試體柱、梁、板配筋 (cm).....	89
圖 4.6：關廟國小擴柱補強設計.....	93
圖 4.7：關廟國小試驗容量曲線.....	94
圖 4.8：關廟國小以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係.....	94
圖 4.9：關廟國小以傾角撓度法修正之力與位移關係.....	95
圖 4.10：關廟國小試驗曲線對照簡易側推分析結果.....	95
圖 4.11：關廟國小 ETABS 分析曲線.....	96
圖 4.12：關廟國小 ETABS 分析曲線修正.....	96
圖 4.13：關廟國小試驗曲線對照 SD pushover、ETABS 分析結果.....	97

第一章 緒論

1.1 研究動機

台灣位於歐亞大陸板塊與太平洋板塊之交接處，地震發生次數頻繁，其中幾次大規模地震，對人民以及其生活造成嚴重損傷，最令人印象深刻的地震，莫過於民國八十八年發生的九二一集集地震，該地震造成台灣中部地區學校近二分之一的校舍倒塌或嚴重受損，不但死傷無數，災後重建所需的經費也不少，約為新台幣 400 億元[11]。

學校校舍建築屬於公眾使用之公有建築物，平時除了保障學生安全之外，亦期望作為地震發生後之緊急避難場所，反觀集集地震，校舍建築卻是破壞最嚴重的一群，對師生毫無安全保障，更遑論提供緊急避難之功能，故國家地震工程研究中心於 921 集集地震後，展開對校舍建築耐震能力評估與補強的一系列研究，擴柱修復補強且為其中一項補強方式。

本研究針對擴柱修復補強試體進行耐震檢核，補強後試體因結構系統轉換為強柱弱梁，現有規範之檢核方式對此應予以探討其適用性；此外，傳統簡易側推分析不需經由套裝軟體分析，即可初步得到結構之容量曲線，但此際有簡易推垮分析建立於弱柱強梁之前提假設，故對於其在強柱弱梁之適用性亦進行探討，使之能更有效的反映結構物受震之行為。

1.2 文獻回顧

過去曾有許多學者致力於 RC 擴柱補強試驗之研究，2000 年，Miyachi 等[1]驗證經由鋼板、RC 及 FRP(fiber reinforced polymer)補強 RC 柱後，在固定軸力及反覆載重下，試體所提升之強度與韌性，並提出最大剪力強度經驗公式；2003 年，Abdullah 與 Takiguchi[2]探討 RC 擴柱補強後之行為，考慮承受固定軸力與側向反覆載重進行驗證，證明 RC 擴柱包覆補強能夠大幅提升柱之強度、勁度、韌性和能量消散量，亦即容量曲線；2004 年，國家地震工程研究中心之研究團隊[12]於室內實驗場內，施作一座仿台南

市後甲國中教室平面構架試體，並於窗台柱進行 RC 擴柱補強，驗證 RC 擴柱補強能有效提升耐震能力；2005 年，Santhi 等[3]利用震動台模擬 RC 結構物，於自重下震動破壞後，再進行 RC 擴柱修復補強，試驗結果說明此法提升結構之強度與韌性。

對於鋼筋混凝土結構行為與分析相關文獻亦不少，1997 年，美國 FEMA(Federal Emergency Management Agency) [4]定義鋼筋混凝土結構容量曲線之模型，並依照不同情況，給定塑鉸性質參數；1999 年，CSI(Computer and Sciences, Inc.)[5]將 ATC-40 建議容量震譜非彈性分析方法納入 ETABS 軟體分析；2004 年，Sezen 與 Moehle[6]以不同配筋比之 RC 柱實驗，發現剪力強度會隨著側向位移增加而逐漸衰退，提出剪力強度衰退曲線模型；2005 年，Elwood 與 Moehle[7,8]進行雙曲率 RC 柱試驗，歸納出雙曲率 RC 柱剪力破壞與軸向破壞變位角之計算公式；2006 年，葉勇凱等[13]依據典型 RC 校舍之現地試驗結果，以 ATC-40 規範建議合理之 RC 塑鉸特性進行結構耐震性能評估，驗證推垮試驗結果之可靠與合理性；2006 年，鍾立來等[14]提出校舍隔間牆增設複合柱補強工法並驗證補強效益，並利用套裝軟體 ETABS 分析，顯示藉由非線性推垮分析，能有效掌握校舍結構於補強前後之耐震行為；2008 年，劉子暉[15]提出以開裂點、降伏點、極限點與破壞點等四點，模擬 RC 柱受側力作用時之非線性行為；2008 年，國家地震工程研究中心[16,17]，建立 RC 柱產生撓剪破壞模式及剪力破壞模式之側力強度與側位移關係曲線，以及與此兩種破壞模式相對應之彎矩非線性鉸參數及剪力非線性鉸參數。

於磚造結構行為諸方學者也提出相關研究，1985 年，高健章等[18]以單層單跨含內砌磚牆之鋼筋混凝土構架試驗，探討加強磚造與後砌磚牆之耐震能力及其有效對角斜撐寬度；1994 年，陳明生[19]研究紅磚之劈裂強度、抗壓強度及紅磚與砂漿介面之摩擦強度，由試驗結果建立其基本力學性質與公式；1994 年，曾凱瀚[20]研究在不同高寬比、施力角度時磚牆抵抗水平力之行為特徵，從試驗結果建立等值斜撐有效寬度與彈性模數；2003 年，陳奕信[21]針對國內磚牆實驗，建立以等值斜撐替代磚牆破壞行為之分析方法；2007 年，曾至堅[22]對於磚牆轉為等值斜撐的分析模式，參考美國規範 FEMA-273[4]，建立合理等值斜撐塑鉸應用於 ETABS 分析。

1.3 論文內容

本文為針對擴柱修復補強後結構之研究，研究內容主要分為兩部分，第一部分為現有規範對擴柱後結構進行耐震檢核，對於不適用之部分提出改善；第二部分為側推分析，提出以傾角撓度法改善傳統簡易側推分析，並以 ETABS 分析與試驗結果佐證提出方法之適用性與合理性。故本文構架安排為：

第一章 緒論

研究動機與目的，並說明本文之文獻回顧與構架。

第二章 擴柱之耐震檢核

以後甲國中做為案例，以現行規範對擴柱補強後試體進行耐震檢核，因補強後試體之破壞機制由強梁弱柱轉換為強柱弱梁，試驗結果與檢核有所出入，文中將對規範中不合理處提出改善，使之符合實際試驗結果。

第三章 側推分析

經檢核發現，擴柱補強結構之破壞機制為強柱弱梁，而傳統簡易側推分析乃建立於弱柱強梁之前提假設，於強柱弱梁結構會出現勁度與強度高估之現象，故文中提出以傾角撓度法予以改善。此外，本章亦提及 ETABS 進行側推分析時，其塑鉸參數之建立。

第四章 側推分析與試驗結果之比較

本章節將先介紹關廟國小擴柱補強後之推垮試驗，再以台南後甲國中及關廟國小兩個案例，將手算側推分析結果與 ETABS、試驗結果作比較，說明所提出以傾角撓度法進行簡易側推分析之適用性。

第五章 結論與建議

歸納前述章節所研究予以結論與建議。

第二章 擴柱之耐震檢核

對於既有校舍結構係按照當時之規範進行設計與施工，其耐震能力遠不及現行之規範，故國家地震中心於 2006 年[14]，提出以複合柱增加結構構件面積之補強方法，以下以擴柱修復補強稱之，此法可同時提升結構強度與韌性，補強後試體仍需進行耐震檢核，以了解補強效益，但依現行規範進行檢核是否適用仍未知，故本章節以二層三跨實尺寸校舍試體之反復載重試驗結果[12]，驗證擴柱補強之結構在軟層、弱層、強柱弱梁、柱破壞模式及接頭等評估補強效益，並針對規範檢核不適之處提出改善方法。

2.1 試驗介紹

本研究參考台南市後甲國中德育樓，模擬典型校舍受震行為。德育樓興建於民國 57 年，為一地上三層樓之鋼筋混凝土建築物，為配合實驗場之反力牆與空間，本研究僅針對沿走廊方向系統做模擬，且將原有三層層結構物簡化為兩層含窗台及門窗構架模型。以下說明包含兩種試體，其一為標準試體簡稱 SBFU，另一座則是以 SBFU 試體經反覆載重試驗後再進行擴柱補強，為震後補強試體，簡稱 SBFU-C。

2.1.1 試體設計

1. 標準試體 SBFU

標準試體乃是參照後甲國中德育樓其中一間教室單元，簡化為兩層三跨之含磚造窗台之剛機混凝土結構，其詳細尺寸及配置，如圖 2.1 所示。為模擬真實狀況，其梁柱配筋仿照早期設計慣用配筋量(圖 2.2)，混凝土之設計抗壓強度 180 kgf/cm^2 ，主筋及箍筋之設計降伏強度則皆為 2800 kgf/cm^2 ，再加上柱內埋設水管，已反映典型校舍之真實耐震能力。

2. 擴柱修復補強試體 SBFU-C

標準試體於反覆載重試驗後，得知兩根內柱呈現嚴重剪力破壞，兩側外柱則為撓曲破壞，因此對內柱進行修復補強。SBFU-C 試體詳細尺寸及配置如圖 2.3、圖 2.4 所示，將原柱斷面 $30 \times 50(\text{cm})$ 擴大為 $60 \times 80(\text{cm})$ ，並於磚窗台與柱身保持 3cm 間距，

以彈性填充物及防水填縫材料進行封邊處理，避免窗台造成之短柱效應。擴柱斷面之配筋如圖 2.5 所示，補強主筋採 12-#6，橫向鋼筋則採#3@10cm 之圍束箍筋，圍束箍筋由兩組 L 型箍筋交錯組成，角隅以繫筋補強，於接頭區不需圍束閉合鋼筋，只需要角隅繫筋即可。基礎介面如圖 2.6 所示，所有補強主筋均以植筋方式錨定於基礎，植筋深度採用 2 倍建議深度，以避免界面脫離，同時增設 135° 彎鉤錨定筋，確保植筋界面安全性。柱頂區域依規範規定之彎鉤伸展長度進行補強，如圖 2.7。此補強工法著重於主筋配置位置及界面處理。

2.1.2 試體施作與材料試驗

第一階段為標準試體製作，混凝土之設計抗壓強度為 180 kgf/cm^2 ，而主筋及箍筋之設計降伏強度則均為 2800 kgf/cm^2 。試體分為三次灌漿，依序為基礎澆置、一樓澆置、二樓澆置，每次澆置均採三個圓柱標準試體，並分別經過廿八天之齡期養護後，於台大慶齡工業研究中心進行混凝土抗壓試驗，所得之實際混凝土材料強度整理如表 2.1 所示。使用之鋼筋共分為三種，分別為#3、#6 及#7，而鋼筋之拉伸試驗利用本中心之材料試驗機進行，分別量測其降伏強度及極限強度，詳表 2.2。

由表 2.1 可知，標準試體 1 樓實際混凝土抗壓強度為 191 kgf/cm^2 ，2 樓則為 165 kgf/cm^2 ，接近設計強度 180 kgf/cm^2 ，足以反映早期校舍建築材料強度低劣的狀況。鋼筋強度部分(表 2.2)，最低抗拉降伏強度都有 3100 kgf/cm^2 以上，超過設計降伏強度 2800 kgf/cm^2 。

第二階段為擴柱修復補強試體製作，混凝土之設計抗壓強度為 210 kgf/cm^2 ，而主筋(#6)及箍筋(#3)之設計降伏強度則分別為 4200 kgf/cm^2 及 2800 kgf/cm^2 。此階段試體分二次澆置，第一次為一樓澆置，第二次為二樓澆置；混凝土與鋼筋相關之材料強度試驗結果整理如表 2.1 及表 2.2 所示。

由表 2.1 及表 2.2 中可知，補強用的混凝土強度為 233 kgf/cm^2 ，與設計值 210 kgf/cm^2 相當接近；鋼筋部分，#3 箍筋抗拉降伏強度為 3670 kgf/cm^2 ，明顯高於設計值 2800 kgf/cm^2 ；#6 主筋抗拉降伏強度為 4299 kgf/cm^2 ，略高於設計值 4200 kgf/cm^2 。由於本研究不探討

磚牆強度，所以此部分僅提供參考，不做分析使用。

2.1.3 試驗荷載與歷程

本試驗使用三支油壓致動器，其最大出力皆為 100 公噸，兩支配置於頂樓，採位移控制；一支配置於二樓，採力量控制，其側力為頂樓的一半，如圖 2.8 所示，另外，架設斜撐以避免試體產生面外傾斜，如圖 2.9。試驗歷時詳細資料如表 2.3，位移以等速率 1.625mm/sec 遞增，在頂層位移比 γ 大於 1% (Amp=65mm) 以後，減少迴圈數與取樣週期次數。裂縫描繪與損壞狀態只在每一位移幅度之第一次迴圈進行。

為反映真實狀況，故在各柱頂分別施加軸力，模擬實際結構之靜載重。由 ETABS 分析後甲國中德育樓所得知各柱承擔靜載重約為 50 公噸，但受施力橫梁限制，故每根柱施加之設計軸力為 40 公噸，實際加載力量如表 2.5 所示，但兩根內柱因擴柱修復補強，導致無法安裝施加軸力之夾具，因此僅考慮自重。

2.2 試驗結果

SBFU 試體經過反覆載重，達到破壞後才進行擴柱修復補強，實驗前之 SBFU-C 試體如圖 2.10 所示，其兩側外柱接頭有些許剪力裂縫(圖 2.11、2.12)，外柱之柱身也有少量的撓曲裂縫。

試體經反覆側推試驗後，由試驗數據繪出遲滯迴圈，得到結構試體之力量相對位移關係，基底剪力與頂樓位移之關係(圖 2.13)顯示，補強後試體 SBFU-C 之初始勁度明顯提升且基底最大剪力也上升，於頂層位移比 1.5% 時，強度已發展到 849.32 kN，之後強度上升漸緩，達到 2.63% 時有最大基底剪力 882.26 kN，接著強度緩慢下降，於 5.48% 時才明顯衰減至 740.48 kN，此時梁柱塑鉸區均已明顯開裂，最終實驗中止於 6%。由遲滯迴圈(圖 2.14、2.15)，基底剪力上升至最大的 0.8 倍時，即為 705.81 kN，對應一樓層間位移約為 38.9 mm，二樓層間位移約為 31.7 mm；基底剪力由最大下降至 0.8 倍的最大基底剪力時，對應一樓層間位移約為 173.9 mm，二樓層間位移約為 150.2 mm。

圖 2.3 為 SBFU-C 之試體位置符號說明圖，實驗記錄中，補強後試體在頂層位移比 0.25% 時，大多沿舊有裂縫發展，即外柱 J11、J14 接頭區之剪力裂縫繼續破壞。頂層位

移比 0.5% 時，兩支擴柱補強修復之內柱於底部開始產生些微撓曲裂縫，代表擴柱對整體的耐震能力已經有開始參與貢獻。在 0.75% 時，梁端開始產生細微撓曲裂縫，主要集中在梁 B12 兩側，以梁先破壞之趨勢，判定此結構由強梁弱柱轉變為強柱弱梁，有效提升試體韌性。達到 1.0% 時，梁 B13 南端撓曲裂縫增加。當達 1.5% 時，梁 B13 南端已經產生塑鉸(圖 2.16)，C12、C13 柱底撓曲裂縫持續發展。直到 2.0% 時，C12、C13 柱底才產生較多撓曲裂縫，此時柱底已經產生塑鉸，研判強度發展有限，緊接著 2.5% 時就達到最大強度 882.26 kN，此時 B11、B12 梁端也已產生塑鉸；到此時為止，梁端及 C12、C13 柱底均已產生塑鉸，顯示擴柱確實改善結構系統，藉由塑鉸依序產生，可提升試體韌性，由圖 2.13 之遲滯迴圈亦可觀察到，相較未補強之 SBFU 試體，SBFU-C 試體於 1.5% 到 4.0% 之階段，有明顯降伏之趨勢，屬於典型之韌性破壞模式。當頂層位移比到達 4.0%，因 C11 及 C14 接頭區剪力破壞才導致強度有明顯下降，如圖 2.17 所示。

圖 2.18 為最後破壞模式，其破壞依序為梁端產生撓曲塑鉸，接著擴柱柱底產生撓曲塑鉸，最後 C11 及 C14 接頭剪力破壞，顯示整體為典型之撓曲破壞模式，不但使其符合強柱弱梁之設計原則，也解決窗臺造成之短柱的問題，將短柱造成之剪力破壞合理轉化到梁端及柱底塑鉸的撓曲破壞模式，對於結構強度與韌性皆有所提升。

2.3 試驗結果檢核耐震行為

地震發生時時，工程師期待建築物各樓層受力平均，避免集中破壞，故文中針對軟層、弱層進行檢核，軟層即勁度不連續，弱層則為樓層剪力之容量需求比不連續；若建築物發生破壞時，由梁先破壞，則柱仍可持續提供強度，使結構不致倒塌，即強柱弱梁；倘若柱也開始破壞，工程師希望以撓曲控制破壞，讓人有更充足的時間逃離，而非瞬間的剪力破壞；如上述皆達要求，最後則需檢查接頭強度是否足夠，避免梁柱未發展至最大強度之前接頭先行破壞。

2.3.1 軟層

由圖 2.13、圖 2.14 及圖 2.15 顯示，當頂層位移比為 0.22% 時，結構之力與位移關係處於線彈性階段，故取此時之力與位移求取勁度，對軟層進行檢核；由實驗數據得知，

$\gamma=0.22\%$ 時，一樓之樓層剪力即為基底剪力為 331.1kN，層間位移為 7.47mm，勁度為 44.32kN/mm；二樓之樓層剪力為 207.65kN，層間位移為 7.21mm，勁度為 28.8kN/mm。一樓之勁度約為二樓勁度的 1.54%，顯示一樓勁度高於二樓勁度，故以實驗結果論校舍試體無軟層。

2.3.2 弱層

由最後破壞破壞照片中(圖 2.18)，試體最終破壞時，僅柱底有塑鉸，柱身皆無明顯破壞，並無集中於某特定樓層之現象；再由樓層位移與樓層高之關係(圖 2.19)觀之，兩層樓的位移與樓層高度關係趨近一直線，說明試體在受力時的消能平均分配於各樓層，無弱層現象。

2.3.3 強柱弱梁

標準試體 SBFU 主要破壞一樓內柱之剪力破壞，呈現弱柱強梁，為此進行擴柱補強；補強後試體 SBFU-C，在實驗中大多破壞沿舊有裂縫發展，觀最後破壞試體照片(圖 2.18)，破壞部分為梁端撓曲塑鉸破壞、內柱擴柱之柱底撓曲塑鉸及外柱接頭剪力破壞，柱體無嚴重破壞，可見擴柱補強之試體，其將原本內柱之剪力破壞轉移至梁端及柱底之撓曲塑鉸破壞，使得結構破壞機制成為強柱弱梁。

2.3.4 柱破壞模式

在實驗過程中，兩根外柱破壞模式皆為撓曲破壞，破壞程度僅止於表面裂縫，此結果與 SBFU 試驗結果相符。相較之下，內柱之破壞模式則不同於補強前試體，如圖 2.20 所示，當頂層位移比 0.5%時，兩支擴柱之內柱於柱身下半部緊鄰磚牆之範圍開始產生些微撓曲裂縫，代表擴柱對整體的耐震能力已經有開始參與貢獻；於 0.75%時，撓曲裂縫仍分布於下半部之柱身，但分布位置逐漸往上；直到 2.0%時，C12、C13 柱底產生較多撓曲裂縫，此時柱底開始產生塑鉸，此時撓曲裂縫仍集中於柱身的下半部；到達 4.0%，兩根擴柱之柱底皆有混凝土明顯剝落現象；最後破壞時，呈現柱底撓曲塑鉸破壞，柱身有表面撓曲裂縫；迥異於補強前，內柱因短柱效應造成嚴重剪力破壞。試驗結果說明，補強後之耐震行為成功將破壞模式轉化成撓曲破壞，而最後因柱底之塑鉸破壞而喪失強

度，代表擴柱修復補強不僅提升試體強度，也增加其韌性。

2.3.5 接頭

擴柱補強後試體，大多沿舊有裂縫繼續開裂，原 SBFU 試體之外柱接頭 J11、J14 已有些許剪力破壞(圖 2.11、2.12)，故破壞首先沿著外柱接頭舊有裂縫進行，由圖 2.13 可觀察到，頂層位移比 γ 從 1.5% 至 4.0% 之間，有明顯降伏，直至 4.0% 第二迴圈，因二外柱接頭 J11、J14 剪力破壞，導致強度顯著下降(圖 2.17)，相較此時內柱接頭 J12 及 J13，僅有些許表面之裂縫(圖 2.21)，在最後到達破壞時，擴柱接頭只在表面有些許之剪力裂縫，顯示補強後的內柱接頭安全無疑慮。

2.4 理論檢核與試驗結果對照

針對試驗觀察之耐震行為，對照現行建築耐震設計規範及解說[23]、混凝土工程設計規範與解說[24]及 ASCE/SEI 41-06[9]之相關理論檢核，先作一概略的說明。由樓層勁度及強度各別檢核結構是否有軟層或弱層；計算梁及柱之彎矩強度後，檢核每個梁柱接頭是否為強柱弱梁或者弱柱強梁；計算柱子撓曲之側向強度與剪力之側向強度，以檢核一樓每根柱之破壞模式；計算梁柱接頭剪力強度及剪力需求，以檢核接頭是否破壞。

理論檢核結果將與試驗結果進行比較，如有不吻合處，表示在規範中，對於擴柱修復補強結構物尚有不足，文中將提出方法改善之。

2.4.1 軟層

依建築物耐震設計規範及解說[23]，將勁度不規則分為軟層和極軟層。

軟層之定義：係指該層之側向勁度低於其上一層者之 70% 或其上三層平均勁度之 80%。

檢核公式為：

$$k_{Fi} < 0.7k_{F,i+1} \quad \text{或} \quad k_{Fi} < (0.8) \frac{k_{F,i+1} + k_{F,i+2} + k_{F,i+3}}{3} \quad (2.1)$$

極軟層之定義：係指該層之側向勁度低於其上一層者之 60% 或其上三層平均勁度之 70%。

檢核公式為：

$$k_{Fi} < 0.6k_{F,i+1} \quad \text{或} \quad k_{Fi} < (0.7) \frac{k_{F,i+1} + k_{F,i+2} + k_{F,i+3}}{3} \quad (2.2)$$

其中 k_{Fi} 為第 i 層之側向勁度。

校舍試體 SBFU-C 之一樓及二樓之柱斷面尺寸與配筋均相同，若梁與基礎對柱所提供邊界之束制一致，則一樓及二樓之側向勁度相同，基礎提供予柱子之束制條件，較頂樓梁更近似固定端，因此一樓之側向勁度會略高於二樓，故理論係上無軟層。理論與試驗結果吻合，SBFU-C 試體無軟層。

2.4.2 弱層

依建築物耐震設計規範及解說[23]，稱強度不規則為弱層。

弱層之定義：該層強度與該層設計層剪力的比值低於其上層比值 80% 者，其中樓層強度係指所考慮方向上所有抵抗地震層剪力構材強度之和。檢核公式為：

$$\frac{(V_{Fi})_c}{(V_{Fi})_d} < (0.8) \frac{(V_{F,i+1})_c}{(V_{F,i+1})_d} \quad (2.3)$$

其中 $(V_{Fi})_c$ 為第 i 層之強度，及側向強度之容量； $(V_{Fi})_d$ 為第 i 層之設計剪力，及側向強度之需求。

校舍試體 SBFU-C 之一樓及二樓之柱斷面尺寸與配筋均相同，故其側向強度之容量也一致；此校舍試體之地震力豎向分配，一樓側向強度之需求為二樓的 1.5 倍。如此，一樓側向強度之容量需求比為二樓的 66.7%，低於 80%，意即一樓之剪力容量不足，形成弱層，與實驗結果不符。

以檢核公式觀之，若下部樓層剪力容量需求比過小，形成弱層，於試驗上會出現集中破壞反映之，但本擴柱補強試體經試驗發現，結構已成為強柱弱梁，由梁控制破壞，故柱不會破壞，亦不會於特定樓層發生集中破壞；因此，本研究推論，若結構經補強後成為強柱弱梁破壞機制，則建物無軟層。

2.4.3 強柱弱梁

根據混凝土工程設計規範與解說[24]第十五章中，韌性抗彎矩構架之強柱弱梁檢核公式為：

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (2.4)$$

其中 $\sum M_{nc}$ 為連接於接頭各柱在接頭中心之計算彎矩強度的總和； $\sum M_{nb}$ 為連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度的總和。

在柱頂施加初始軸力之情況下，無補強之外柱依計畫預加軸力，二根內柱因擴柱補強，柱頂無施加軸力，故只考慮自重，計算之各柱彎矩強度如表 2.4 所示。梁之端部考慮正負彎矩，其正彎矩為 10.435 tf-m，負彎矩為 18.005 tf-m；外柱接頭 J11 及 J14 皆為邊柱，接頭上下均有柱及單側有梁，其柱端彎矩總合約為梁端之 1.5 倍，高於規範標準的 1.2 倍，故理論檢核外柱為強柱弱梁。內柱接頭 J12 及 J13，接頭上下均有柱及雙側有梁，其柱端彎矩總合皆為梁端之 4.69 倍，高於規範標準的 1.2 倍，故依理論檢核理論檢核各柱皆為強柱弱梁，與實驗結果相符。

2.4.4 柱破壞模式

補強後之試體雖已從弱柱強梁轉成強柱弱梁，但觀察柱體仍有些許破壞，故仍依規範予以檢核。根據 ASCE/SEI 41-06[9]，以柱子之撓曲側向強度 V_m 與剪力之側向強度 V_n 的比值來判別破壞模式，若 $V_m/V_n < 0.6$ ，則為撓曲破壞；若 $0.6 < V_m/V_n \leq 1.0$ ，則為撓剪破壞；若 $V_m/V_n > 1.0$ ，則為剪力破壞。

假設柱為雙曲率，計算彎矩強度 M_n 除以柱淨高之一半，可得撓曲之側向強度 V_m 。根據混凝土工程設計規範與解說[24]第四章，剪力之側向強度 V_n 之公式如下：

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.5)$$

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \quad (2.6)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \cot \alpha \quad (2.7)$$

其中 V_c 為混凝土之剪力計算強度(kgf)； V_s 為由剪力鋼筋提供之剪力計算強度(kgf)； N_u 為設計軸力(kgf)； f'_c 為混凝土之抗壓強度(kgf/cm²)； b_w 為梁腹寬度(cm)； d 為構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面中心距離(cm)； A_g 為總斷面積(cm²)； A_v 為剪力鋼筋於距離 s 內之斷面積(cm²)； f_{yt} 為箍筋之降伏強度(kgf/cm²)； s 為箍筋間距(cm)； α 為柱剪力裂縫

與柱軸線之夾角剪力裂縫角度，可依柱子之混凝土主應力方向計算為[25]：

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\tan^{-1} \left(\frac{\sigma}{2f_t \sqrt{1 + \sigma/f_t}} \right)}{2} \quad (2.8)$$

其中 $\sigma = N_u/A_g$ 為設計軸壓應力； $f_t = 1.06\sqrt{f'_c}$ 為混凝土抗拉強度(單位：kgf/cm²)。

計算後將結果列於表 2.5，一樓外柱 C11 與 C14 施加軸力相近，計算之撓曲側向強度 V_m 分別為 9.65 tf 及 9.89 tf，剪力之側向強度 V_n 則為 17.9 tf 及 18.58 tf，兩者比值約為 0.53，小於 0.6，為撓曲破壞，與實驗結果相符；一樓內柱 C12 與 C13 僅考慮自重，撓曲之側向強度 V_m 同為 47.62 tf，剪力之側向強度 V_n 則為 66.49 tf，兩者比值為 0.72，介於 0.6 至 1 之間，為撓剪破壞，與實驗之柱底撓曲塑鉸破壞不符。

因補強後之試體為強柱弱梁，擴柱接頭處之梁端接會先降伏，以致柱端不會達到降伏彎矩，如此柱頂與柱底承受彎矩不同，反曲點不在中央，若以 $V_m = 2M_{nc}/H_c$ 計算，則會造成高估 V_m 不合理之現象。本文針對梁柱接頭處之柱端彎矩進行修正，因結構為強柱弱梁，接頭處之柱端彎矩總和必不超過梁端彎矩總和，亦不超過柱斷面之計算彎矩(式 2.10)，以一樓柱為例， V_m 之修正如下：

$$V_m = \frac{M_{c,top} + M_{c,bot}}{H_c} \quad (2.9)$$

$$M_{c,top} \leq \min(M_{nc}, \sum M_{nb}) \quad (2.10)$$

$$M_{c,bot} \leq M_{nc} \quad (2.11)$$

其中 $M_{c,top}$ 為柱頂緊鄰接頭之彎矩； $M_{c,bot}$ 為柱底連接基底之彎矩； $\sum M_{nb}$ 為連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度的總和； M_{nc} 為柱子之計算彎矩強度； H_c 為柱淨高。

擴柱後之計算彎矩 M_{nc} 大於接頭處之梁彎矩總合 $\sum M_{nb}$ ，為要求保守， $M_{c,top}$ 取 $\sum M_{nb}$ ， $M_{c,bot}$ 取 M_{nc} ，內柱之彎矩造成的側向強度經重新計算後如表 2.6 所示，擴柱補強柱子之 $M_{c,top}$ 下降為 28.45 tf-m， V_m 從原本的 47.62 tf 下降至 33.97 tf，故最後 V_m/V_n 的比值為 0.51，重新檢核後，屬於撓曲破壞，與實驗結果相吻合。

2.4.5 接頭

根據混凝土工程設計規範與解說[24]第二章第三節，規定梁柱接頭剪力計算強度 V_{jn} 之折減係數 ϕ 為 0.85，與梁柱接頭剪力需求強度 V_{ju-sc} 比較，若 $V_{ju-sc} < \phi V_{jn}$ ，則接頭檢核為安全；反之，不安全。

規範中提到，梁柱接頭剪力計算強度 V_{jn} 僅考慮混凝土之貢獻，如下所示

$$V_{jn} = \gamma \sqrt{f'_c} \times A_j \quad (2.12)$$

$$A_j = b_j \times h \quad (2.13)$$

$$b_j = \min(b + h, b + 2x) \quad (2.14)$$

其中接頭四面受圍束 $\gamma=5.3$ ，三面或一雙對面受圍束 $\gamma=3.9$ ，其他 $\gamma=3.2$ ； A_j 為接頭之有效斷面積； b_j 為接頭之有效寬度； h 為剪力方向之柱全深； b 為梁寬； x 為梁邊至柱邊距離之最小值。

接著計算梁柱接頭剪力需求強度，由接頭處力平衡(圖 2.22)，可得樑柱接頭剪力需求強度 V_{ju-sc} ，公式如下：

$$V_{ju-sc} = (C_1 + T_2) - V_{col} = (T_1 + T_2) - V_{col} = T_{beam} - V_{col} \quad (2.15)$$

$$T_i = A_{si}(1.25f_y), i = 1, 2 \quad (2.16)$$

$$V_{col} = \frac{M_{bpr1} + M_{bpr2}}{\frac{H_1}{2} + \frac{H_2}{2} + h_b} \quad (2.17)$$

其中 C_1 及 T_1 分別為右側梁斷面壓合力及拉合力，且梁之軸力可忽略不計，故 $C_1 = T_1$ ； T_2 為左側梁斷面拉合力； A_{si} 為該斷面受拉鋼筋斷面積和；因試體為強柱弱梁， M_{bpr1} 及 M_{bpr2} 分別為柱左右兩側梁之可能彎矩強度，係以與接頭相接梁斷面予以計算，而強度折減係數為 1.0，其中縱向主筋拉力強度以 $1.25f_y$ 計， f_y 為主筋之降伏強度； H_1 及 H_2 分別為上下樓層柱子淨高，此處假設反曲點在柱中央； h_b 為兩側梁斷面深度之較大值。

理論檢核結果如表 2.7 所示，內柱接頭 J12 及 J13 之需求剪力強度 V_{ju-sc} 為 58.19tf，計算剪力強度 V_{jn} 為 258.72tf，兩者比值為 0.22，小於折減係數 0.85，故內柱接頭通過檢核，且與試驗結果相符。外柱接頭 J5 及 J8 之需求剪力強度 V_{ju-sc} 為 38.93tf，計算剪力強

度 V_{jn} 為 80.85tf，兩者比值為 0.48，小於折減係數 0.85，故理論檢核外柱接頭為安全無疑慮，與試驗結果不符。

檢視理論與試驗不符之外柱接頭，SBFU-C 試體為 SBFU 試體經反覆加載試驗後才進行擴柱補強，於外柱接頭處也進行表面修復，試驗前照片如圖 2.11、2.12 所示，裂縫上之數字代表破壞順序，主要裂縫為斜向剪力裂縫。擴柱試體實驗時，外柱接頭 J14(圖 2.18)於頂層位移比 0.5% 便沿著舊有裂縫發展，當達到 2.0% 時，有明顯開裂，於最後破壞時，裂縫皆分布於舊有裂縫與表面修復處，方向為斜向剪力裂縫，故可推測外柱試驗結果之所以與理論不符合，乃因舊有裂縫導致該接頭強度不足；相較於擴柱補強之內柱接頭 J12、J13(圖 2.21)，當 $\gamma=0.5\%$ 始有些微之剪力裂縫，到達 1% 時，已有明顯剪力裂縫，直到試驗停止時($\gamma=6.0\%$)，可看到兩邊梁端已破壞，但接頭 J12、J13 仍僅有表面裂縫，此接頭為安全無虞。比較內、外接頭後，可以瞭解外柱接頭 J11、J14 乃因沿著舊有裂縫發展，導致接頭之剪力破壞，規範仍適用。

2.5 小結

本文對於擴柱修復補強試體進行試驗，並對於其耐震能力於軟層、弱層、強柱弱梁、柱破壞模式及接頭等部分比較實驗與規範中之理論進行耐震檢核。在軟層之理論檢核和試驗結果一致，擴柱修復補強後與補強前皆無弱層，代表補強後的勁度仍符合需求，唯補強後勁度較高；於弱層檢核，理論與試驗之檢核結果不符，因補強後形成強柱弱梁，破壞機制轉移至梁，柱身保持完好，力量仍能傳遞，不會發生破壞集中於特定樓層，故於強柱弱梁下，不會有弱層。

試體於補強後，無論試驗結果或理論檢核皆為強柱弱梁，而原先未補強試體為弱柱強梁，經過擴柱補強，順利將破壞機制轉為強柱弱梁，證實擴柱補強對於改善強柱弱梁確實有其效益。對柱破壞模式之判斷，原規範理論以柱端降伏彎矩計算柱側力，造成側力容量之高估，應改以梁端控制破壞，以梁端彎矩分配至柱端，並取其保守值來計算柱側力，重新檢核後與實驗結果相符。針對梁柱接頭，理論檢核結果應為安全無虞，但是驗結果卻出現兩側外柱嚴重剪力破壞，因裂縫發展明顯延續試驗前之舊有裂縫，推斷若

非原 SBFU 標準試體已受破壞，且接頭處僅做表面修復，理應符合理論檢核，接頭不會出現破壞。

本文以台南後甲國中教室模擬試體進行擴柱修復補強試驗，對於柱破壞模式之理論檢核方法，文中則提出修正，並符合試驗結果；而規範與文獻中定義之弱層檢核方式，於強柱弱梁結構下不適用，並於文中提出強柱弱梁結構無軟層，以符合真實試驗狀況。



第三章 側推分析

現今普遍以套裝軟體進行結構側推分析，可快速得到結構受力之預期結果，既方便又可靠，但便利之餘仍有不足之處，若在執行側推分析[26]過程中，因無法得到收斂點，導致容量曲線無下降段，如此分析結果無法提供與工程師足夠之訊息，判斷結構物是否已充分發揮其性能。劉子暉[15]於 2008 年提出一耐震評估方法，以開裂點、降伏點、極限點與破壞點等四點，模擬 RC 柱受側力作用時之非線性行為，並將各樓層垂直構件之側力強度與側位移關係曲線，依各柱側位移一致原則，疊加得到各樓層之側力強度與側位移關係曲線，再依地震力豎向之分配比例疊加得整體建築物之容量曲線。

上述提出之方法，其柱側力計算強度採兩倍計算柱彎矩除以有效長度，此算法乃建立於柱兩端可發揮至最大彎矩之情況，即弱柱強梁；本文第二章所提及之擴柱修復補強，已將試體破壞機制由弱柱強梁轉化成強柱弱梁，故接頭破壞由梁端控制，以致梁柱接頭之柱端彎矩不會完全發揮，若依傳統簡易側推分析計算，會導致最大基底剪力高估，降低分析可靠度，故本研究提出改善之方法，並佐以試驗驗證分析之合理性與可靠度。

3.1 傳統簡易側推分析

國家地震工程研究中心 [16,17]則於 2008 年，採用 Elwood 及 Moehle 對雙曲率柱所建議柱剪力破壞時之變位角公式[7]及喪失軸向承載能力時之變位角公式[8]，分別建立 RC 柱產生撓剪破壞模式及剪力破壞模式之側力強度與側位移關係曲線，以及與此兩種破壞模式相對應之彎矩非線性鉸參數及剪力非線性鉸參數，來求得建築物之容量曲線，此法適用於弱柱強梁。

3.1.1 基本假設

1. 低矮樓層之 RC 建築。
2. 結構符合弱柱強梁。
3. 符合剪力屋架變形之假設，即該樓層中各柱之位移量一致。
4. 假設柱為雙曲率柱，使反曲點在中央。

5. 假設隔間牆與磚牆無貢獻，故不考慮其提供之側向抵抗力。

3.1.2 RC 柱之側力強度與側位移關係

在雙曲率柱之假設下，考慮柱承受軸力與剪力作用，可將其破壞模式分為兩種，一則為撓剪破壞，所建立之側向載重位移曲線如圖 3.1(a)所示， V_m 為柱的撓曲強度；二則為剪力破壞，其側向載重位移曲線如圖 3.1(a)所示， V_n 為柱的剪力強度。

1. RC 柱撓剪破壞之側力與側位移關係

撓剪破壞之側力與側位移關係曲線(圖 3.1(a))中，共有四個折點，分別為：

(1) 原點：(0,0)

(2) 彎矩極限點： (Δ_y, V_m)

此點為柱體主筋發生降伏時之側力 V_m 與側位移 Δ_y ，計算公式如下：

$$V_m = \frac{2M_n}{H} \quad (3.1)$$

其中 M_n 為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度(nominal moment strength)，計算不考慮主筋之應變硬化以簡化； H 為柱之淨高度。

$$\Delta_y = \frac{V_m}{k} \quad (3.2)$$

其中 $k = 12(EI)_c/H^3$ 為雙曲率柱勁度， $(EI)_c = 0.35E_cI_g$ 混凝土柱開裂斷面之撓曲勁度[10,27]，其中 E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為 RC 柱總斷面對其中心軸之慣性矩。

(3) 剪力破壞點： (Δ_s, V_m)

柱體受力達降伏時，會有一段降伏平台，當達到剪力破壞點，抵抗側力之能力開始下降，此臨界側力 V_m 與側位移 Δ_s ，計算公式如下：

$$\frac{\Delta_s}{H} = 0.03 + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (3.3)$$

式中 $\rho'' = A_{st}/bs$ 為剪力箍筋體積比； $v_m = V_m/bd$ 為剪應力(kgf/cm²)； f'_c 為混凝土抗壓強度(kgf/cm²)； P 為柱承受之軸力(kgf)； A_g 為柱斷面積(cm²)。其中 A_{st} 為剪力筋總斷面積，為箍筋間距(s)內之剪力鋼筋斷面積(cm²)； b 及 s 分別為柱寬

及箍筋間距 (cm)； d 為柱斷面之有效深度 (cm)。

(4)軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

此點為柱體不再提供強度時側位移 Δ_a ，計算公式如下：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan\theta)^2}{\tan\theta + P \frac{s}{\varphi_s A_{st} f_{yt} d_c \tan\theta}} \quad (3.4)$$

式中 f_{yt} 為箍筋降伏強度(kgf/cm²)； d_c 為柱核心混凝土之深度(cm)，以箍筋中心至中心計算； θ 為剪力裂縫與水平之夾角，依文獻[6]建議可定為 65°，但不可超過 $\tan^{-1}(H/h)$ ； φ_s 為 90 度彎鉤對於箍筋剪力強度之折減係數，公式如下：

$$\varphi_s = \begin{cases} 1, & 0 \leq \mu < 2 \\ 1.15 - 0.075\mu, & 2 \leq \mu < 6 \\ 0.7, & 6 \leq \mu \end{cases} \quad (3.5)$$

其中韌性比 $\mu = \Delta_s/\Delta_y$

2. RC 柱剪力破壞之側力與側位移關係

剪力破壞之側力與側位移關係曲線(圖 3.1(b))中，共有三個折點，分別為：

(1)原點： $(0,0)$

(2)剪力極限點： (Δ_u, V_n)

此點為柱體發生剪力破壞時之側力 V_n 與側位移 Δ_u ，計算公式如下：

$$\Delta_u = \frac{V_n}{k} \quad (3.6)$$

其中 V_n 為柱之剪力強度，由混凝土與箍筋提供，即式(2.5)。

(3)軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

軸向破壞位移 Δ_a 計算公式同式(3.4)，其中韌性比 $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ ；為符合剪力之脆性破壞之特性，故限制 Δ_a 不得大於 $0.04H$ 。

3.1.3 結構之容量曲線

各柱桿件由前段計算，可得其撓曲強度 V_m 與剪力強度 V_n ，破壞強度由較小值控制，進而決定各柱之破壞模式，並得到該柱之側力與側位移關係。

藉剪力屋架變形之假設，同一層樓之所有垂直構件之側位移量相同，而樓層剪力強度為所有垂直構件之側力總和，如此可進一步獲得樓層之側力與側位移關係。層間位移與層間剪力之公式如下：

$$\Delta_{iF} = \Delta_{iF,j} \quad (3.7)$$

$$V_{iF} = \sum_j V_{iF,j} \quad (3.8)$$

其中 Δ_{iF} 與 V_{iF} 分別為第*i*層之層間位移與層間剪力； $\Delta_{iF,j}$ 與 $V_{iF,j}$ 分別為第*j*根柱子之側位移與側向力。

求得樓層側位移與側力強度關係後，以利地震力豎向分配之比例分配[23]，進而得到整體結構之頂層位移 Δ_{RF} 與基底剪力 V_{base} 關係，並繪出容量曲線。根據本研究之兩層三跨試體，可將計算公式整理如下：

$$\Delta_{RF} = \Delta_{1F} + \Delta_{2F} \quad (3.9)$$

$$V_{1F} = V_{base} \quad (3.10)$$

$$V_{2F} = \frac{W_{RF}h_{RF}}{W_{RF}h_{RF} + W_{2F}h_{2F}} \times V_{1F} \quad (3.11)$$

其中 Δ_{1F} 與 Δ_{2F} 分別為一樓與二樓之層間位移；

V_{1F} 與 V_{2F} 分別為一樓與二樓之層間剪力；

W_{RF} 與 W_{2F} 分別為頂樓與二樓之樓層重量；

h_{RF} 與 h_{2F} 分別為頂樓與二樓距離基面之高度。

3.2 ETABS 分析

以 ETABS 進行分析時，擁有結構材料性質即可推知線彈性範圍之結構受力行為，若需進一步瞭解彈塑性至破壞階段，此部份得仰賴塑鉸參數給予反映其受力行為，本文考慮分析元件分別有梁、柱及磚牆，其塑鉸設定將於本小節說明。

3.2.1 RC 柱非線性鉸

1. 柱之撓曲非線性鉸參數

由圖 3.3(a)所示，其載重與位移關係分為 A~E 五個折點，B-C 段為一降伏平台，

C-D 為力量下降段，D-E 段是為了避免分析時，因為達到塑鉸破壞就不再移動；因是撓曲塑鉸，故座標以 $\frac{M}{SF} - \frac{\theta}{SF}$ 呈現，圖中對應之 Moment SF 為 M_n ，Rotation SF 為 1，塑鉸參數如表 3.1 所示，表中 a、b、c 定義如下：

$$a = \frac{\Delta_s}{H} - \frac{\Delta_y}{H} \quad (3.12)$$

$$b = \max\left(\frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H}\right) \quad (3.13)$$

式中 H 為柱淨高； Δ_y 為彎矩極限之側位移(式 3.2)； Δ_s 為剪力破壞之側位移(式 3.3)； Δ_a 為軸力破壞之側位移(式 3.4)。

2. 柱之剪力非線性鉸參數

由圖 3.3(b) 所示，其載重與位移關係分為 A~E 五個折點，A-B 段力量上升段，B-C 為力量下降段，C-D-E 段是為了避免分析時，因為達到塑鉸破壞就不再移動；因是剪力塑鉸，故座標以 $\frac{P}{SF} - \frac{\Delta}{SF}$ 呈現，圖中對應之 Force SF 為 V_n ，Disp. SF 為柱淨高 H ，塑鉸參數如表 3.2 所示，表中參數定義如下：

$$c = \min\left(\frac{\Delta_a}{H}, 0.04\right) \quad (3.14)$$

3.2.2 RC 梁非線性鉸

1. 梁之彎矩非線性鉸參數

依美國 ASCE 41-06[9] 建議，可將 RC 梁之彎矩非線性鉸載重與位移曲線由圖 3.4(a) 表示，圖中對應之 Moment SF 為 M_n ，Rotation SF 為 1，塑鉸參數如表 3.3 所示，其中 a、b、c 參數由查表 3.4 得。表 3.4 中 ρ 為受拉鋼筋比， ρ' 為受壓鋼筋比， ρ_{bal} 為平衡鋼筋比； $V = (M_n^+ + M_n^-)/L$ ，其中 M_n^+ 、 M_n^- 分別為梁斷面之正負彎矩， L 為梁淨跨距；箍筋欄中，C 和 NC 分別代表符合(conforming)與不符(nonconforming)，在彎矩塑鉸區，若箍筋間距 $s \leq d/3$ ，則為符合，反之不符；若桿件有中、高度韌性需求， V_s 必須大於或等於計算剪力才算符合，反之不符。

2. 梁之剪力非線性鉸參數

梁之剪力非線性鉸載重與位移曲線由圖 3.4(b) 表示，圖中對應之 Force SF 為 V_n ，

Disp. SF為梁淨跨距 L ，而 V_n 計算參考式2.5~2.8；塑鉸參數如表3.5所示，其對應 a 、 b 、 c 參數如表3.6所定義，其參數取決於箍筋間距是否大於斷面有效深度之一半。

3.2.3 磚牆模擬

一般磚牆使用殼元素進行分析，但因 ETABS 無法於殼元素進行塑鉸設定，故本文中採用陳奕信[21]與曾至堅[22]提出，將磚牆模擬成等值受壓斜撐進行分析，其兩端以鉸接方式連結於構架，將計算得到之塑鉸參數設定於斜撐上即可進行分析。

1. 磚牆圍束說明

磚牆於建築物上常用於隔間牆、翼牆、窗台等，在不同圍束的情況下，所提供之抗力相對也會不盡相同，台南後甲國中模擬試體，因擴柱補強將磚造磚牆與柱體隔開，因此無考慮磚牆；而本文第四章將會提及台南關廟國小之現地試驗，此建築之考慮分析磚牆為台度磚牆及三邊圍束磚牆，台度磚牆係指頂邊因開窗而未鄰接邊界梁之磚牆；三邊圍束磚牆係指左右有其中一側邊未鄰接邊界柱之磚牆，故以下探討與計算皆以此兩種磚牆作討論。

2. 磚牆之臨界破壞角

在模擬斜撐之前，必須先了解磚牆之臨界破壞角才能進行適當的斜撐模擬。臨界破壞角為磚牆達極限強度時，破壞裂縫沿對角線發展，裂縫憑藉磚與磚之間的黏結材料產生，且不造成紅磚劈裂，則定義此破壞角為臨界破壞角 θ_c ；臨界破壞角會因砌磚方式不同而有所差異，以下就常見之砌法(圖 3.5)列出破壞角之公式：

(1)英國式砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{h_b + g_h}{w_b + g_v} \quad (3.15)$$

(2)法國式砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{w_b + l_b + g_v} \quad (3.16)$$

(3)二順一丁砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{3(h_b + g_h)}{2(w_b + g_v)} \quad (3.17)$$

(4)順砌法：

$$\tan \theta_c = \frac{2(h_b + g_h)}{l_b + g_v} \quad (3.18)$$

其中 l_b 、 w_b 及 h_b 分別代表紅磚塊之長、寬、厚； g_v 和 g_h 分別為水平及垂直磚縫寬。

上述砌法中，順砌法主要用於 0.5B 磚厚之磚牆，其餘砌法常用於 1B 或 1B 以上之磚牆。當磚牆高寬比過大或過小，皆會導致破壞裂縫無法沿對角線發展，故規定若以斜撐模擬磚牆，其磚牆高寬比必須介於 0.5~2 之間。

3. 磚牆模擬為等值斜撐

磚牆受力時之側向載重與位移曲線，經簡化後如圖 3.6 所示，分別有線彈性上升段、破壞下降段以及殘餘強度水平段，當轉換至等值斜撐桿件後，雖具有相同曲線圖形，但座標上之強度與位移必須進行轉換，扣除線彈性段，可將等值斜撐之側向載重與位移曲線表示為圖 3.7。

磚牆受到水平力 V 作用，產生一水平位移 Δ ，若轉換成等值斜撐時，其力與位移必須針對斜撐之角度進行等值轉換，而斜撐等值軸力 P_d 與軸向變形 Δ_d 可表示為：

$$P_d = \frac{V}{\cos \phi} \quad (3.19)$$

$$\Delta_d = \frac{P_d L_d}{E_d A_d} \quad (3.20)$$

其中 ϕ 為磚牆對角線與水平線之夾角，以 $\phi = \tan^{-1}(H_b/W_b)$ 表示，而 H_b 與 W_b 分別為磚牆高度與寬度； A_d 為斜撐之等值斷面積； L_d 為等值斜撐長度； E_d 為等值彈性模數。

以斜撐模擬磚牆時，斜撐僅承受壓力，根據材料力學之軸力與位移關係，可知勁度與材料斷面積、桿件長度與材料彈性模數等參數有關，而磚牆對應於斜撐之等值斷面積 A_d 、等值長度 L_d 與等值彈性模數 E_d ，可由下列公式計算：

$$A_d = T_b^2 \quad (3.21)$$

$$L_d = \sqrt{H_b^2 + W_b^2} \quad (3.22)$$

其中 T_b 為磚牆厚度。

等值斜撐性模數 E_d 以磚牆達極限時之割線彈性模數 E_u 表示，整理後如下：

$$E_d = \frac{E_u L_d}{\lambda T_b \cos^2 \phi} \quad (3.23)$$

$$\lambda = \left[\left(\frac{5}{4} + \frac{3}{2} \nu \right) \left(\frac{W_b}{H_b} \right)_m + \left(2 + \frac{7}{4} \nu \right) \left(\frac{H_b}{W_b} \right)_m + \left(2 + \frac{3}{2} \nu \right) \left(\frac{H_b}{W_b} \right)_m^3 \right] \quad (3.24)$$

$$E_u = 61.29 \eta_1 \eta_2 f_{bc}^{0.7} f_{mc}^{0.3} \quad (3.25)$$

式中 ν 為波松比，值取 0.15； $(H_b/W_b)_m$ 為磚牆高寬比，範圍介於 0.5~2 之間，若 H_b/W_b 大於 2 者以 2 計，若 H_b/W_b 小於 0.5 者以 0.5 計； $\eta_1 = 1.67 - 0.64(H_b/W_b)_m$ ； η_2 於台度磚牆與三面圍束磚牆時取 0.367； f_{mc} 及 f_{bc} 分別為砂漿及紅磚依 CNS 國家標準規定測試之單軸抗壓強度。

4. 等值斜撐塑鉸設定

等值斜撐之軸力非線性鉸載重與位移關係由圖 3.7 表示，圖中對應各塑鉸如表 3.7 所示，表中磚牆之水平極限強度 V_n 、磚牆之水平極限位移 Δ_u 及磚牆水平殘餘強度 V_r 計算如下。

(1) 水平極限強度 V_n ，依不同圍束之情況可依下式計算：

台度磚牆，頂邊開窗而未鄰接邊界梁

$$V_n = T_b (W_b \times 0.7 \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (3.26)$$

三邊圍束，左右有單一側邊未臨接邊界柱

$$V_n = T_b (W_b \tau_f + H_2 \times 0.45 f_{mbt}) \quad (3.27)$$

上式中 $H'_b = \min(H_b, W_b)$ ； $H_1 = W_b \tan \theta_c$ ， $H_2 = 0.5 W_b \tan \theta_c \leq H_b$ ； τ_f 與 f_{mbt} 分別為紅磚與砂漿介面之摩擦強度及劈裂強度； f_{bt} 為紅磚自體劈裂強度，依以下試驗公式計算：

$$\tau_f = 0.0337 (f_{mc})^{0.885} + (0.654 + 0.0005047 f_{mc}) \sigma_N \quad (3.28)$$

$$f_{mbt} = 1.079 (f_{mc})^{0.338} \quad (3.29)$$

$$f_{bt} = 0.22 f_{bc} \quad (3.30)$$

其中 σ_N 為磚牆之垂直軸向應力。

(2) 磚牆之水平極限位移 Δ_u

根據材料力學觀念推導整理後，磚牆之水平極限位移 Δ_u 可表示為：

$$\Delta_u = \frac{\lambda V_n}{E_u T_b} \quad (3.31)$$

(3) 磚牆之水平殘餘強度 V_r

當磚牆達水平極限強度且牆體開始產生破壞時，其強度會慢慢下降至僅有紅磚與砂漿介面摩擦強度，因此將此介面摩擦強度視為水平殘餘強度，當強度降到此強度後則不再衰減。磚牆之水平殘餘強可依下式計算：

台度磚牆之水平殘餘強度 V_r ：

$$V_r = 0.7 \tau_f T_b W_b \leq 0.6 V_n \quad (3.32)$$

非台度磚牆之水平殘餘強度 V_r ：

$$V_r = \tau_f T_b W_b \leq 0.6 V_n \quad (3.33)$$

計算完各參數後，即可從表 3.7 求得等值斜撐之各塑鉸參數，而相對應 Force SF 為 $V_n / \cos\phi$ ，Disp. SF 為 $\Delta_u \cos\phi$ 。

3.3 傾角撓度法之簡易側推分析

由於傳統簡易側推分析較適合用於強梁弱柱之結構，因其柱之最大撓曲計算側向強度 $V_m = 2M_{nc}/H_c$ ，使用假設為雙曲率柱，故彎矩造成之最大側向強度乃於兩柱端接達到計算彎矩強度時產生。而補強後試體之結構系統轉換為強柱弱梁，梁柱接頭會因梁先破壞，導致柱端彎矩受限於梁端，絕不會完全發揮，若將原有理論使用於強柱弱梁之情況則會造成高估結構容量之結果。

本研究承傳統簡易側推分析之方法，以傾角撓度法進行修正。傳統簡易側推分析過程乃由橫向疊加各柱，得單一樓層之側力與側位移關係，再以樓層為單元再進行縱向之疊加得整體結構之容量曲線；本研究提出之方法則先以縱向的柱單元(圖 3.2(a))作計算，此單元柱乃從一樓至頂樓計，並將各梁端納入分析，在得到單元柱之側力與側位移關係後，再進行橫向疊加得到整體結構之容量曲線。此法進行計算時，雖建立於傳統簡易側推分析，但因各單元柱之計算加入了梁之受力，故可有效修正側向強度高估之情形。

3.3.1 基本假設

本研究所提出之方法，乃針對傳統簡易側推分析進行改善，故基本假設大都同於原先假設，除了可適用於強柱弱梁之結構，另外假設各梁之左右梁端轉角相同，此假設目的為簡化計算，使結構可以拆成獨立單元柱進行分析，於最後再進行疊加得其容量曲線。

3.3.2 單元柱之側力強度與側位移關係

藉由梁左右轉角相同之假設，則可將結構拆成各獨立單元柱，以下以台南後甲國中製成之兩層三跨試體(圖 2.3)中，南邊柱 C11 作說明範例。

將柱 C11 拆成一單元柱如圖 3.2(a)所呈現，而可根據材料性質與構架尺寸計算各桿端彎矩(表 3.8、表 3.9)，以 3.1 節傳統簡易側推分析之方法可算得柱 C11 的力與位移關係(表 3.10)，再以 3.2.2 節得到梁之載重與轉角關係(表 3.11)，雖然有效梁跨距不同，但因查表後參數相同，故表 3.11 中無特別區分；若為強梁弱柱情況下，可由兩種曲線疊加得到單元柱 C11(圖 3.2(a))之容量曲線，進而得到結構容量曲線。但補強後試體形成強柱弱梁，柱端之彎矩極限點會因此改變，因此在曲線上升段之強度與勁度皆會偏高，因此本研究提出以傾角撓度法修正此問題；於破壞點則是採用文中 3.2 節所提及之破壞轉角與位移呈現許線下降段。

以圖 3.2(a)之單元柱 C11 為例，其中梁端於受力情況下會提供彎矩抵抗變形，進一步可將梁端視為一抗彎彈簧(圖 3.2(b))，故可將各梁、柱端彎矩之線彈性階段公式列出如下：

$$M_{c,bot,1F} = \frac{2(EI)_{c,1F}}{H_{c,1F}} \left(\theta_{b,1F} - 3 \frac{\Delta_{1F}}{H_{c,1F}} \right) \quad (3.34)$$

$$M_{c,top,1F} = \frac{2(EI)_{c,1F}}{H_{c,1F}} \left(2\theta_{b,1F} - 3 \frac{\Delta_{1F}}{H_{c,1F}} \right) \quad (3.35)$$

$$M_{b,1F} = \frac{6(EI)_{b,1F}}{L_{b,1F}} \theta_{b,1F} = k_{b,1F} \theta_{1F} \quad (3.36)$$

$$M_{c,bot,2F} = \frac{2(EI)_{c,2F}}{H_{c,2F}} \left(2\theta_{b,1F} + \theta_{b,2F} - 3 \frac{\Delta_{2F}}{H_{c,2F}} \right) \quad (3.37)$$

$$M_{c,top,2F} = \frac{2(EI)_{c,2F}}{H_{c,2F}} \left(\theta_{b,1F} + 2\theta_{b,2F} - 3 \frac{\Delta_{2F}}{H_{c,2F}} \right) \quad (3.38)$$

$$M_{b,2F} = \frac{6(EI)_{b,2F}}{L_{b,2F}} \theta_{b,2F} = k_{b,1F} \theta_{2F} \quad (3.39)$$

式中 $M_{c,bot,1F}$ 與 $M_{c,top,1F}$ 分別為一樓柱之底端與頂端彎矩；

$M_{c,bot,2F}$ 與 $M_{c,top,2F}$ 分別為二樓柱之底端與頂端彎矩；

$M_{b,1F}$ 與 $M_{b,2F}$ 分別為二樓梁端彎矩與頂樓梁端彎矩；

$H_{c,1F}$ 與 $H_{c,2F}$ 分別為一樓與二樓柱之有效柱高；

$\theta_{b,1F}$ 與 $\theta_{b,2F}$ 分別為一樓與二樓接頭之轉角；

Δ_{1F} 與 Δ_{2F} 分別為一樓與二樓之層間位移；

$k_{b,1F}$ 與 $k_{b,2F}$ 分別為一樓梁與二樓梁模擬成抗彎彈簧之等值勁度；

$(EI)_c$ 為柱之混凝土開裂斷面的撓曲勁度，採文獻[4]與[10]建議，未補強柱使用

$0.35E_cI_g$ ，擴柱補強之柱子採 $0.7E_cI_g$ ；其中 E_c 為混凝土彈性模數， I_g 為柱斷面之慣性矩； $(EI)_b$ 為梁之混凝土開裂斷面的撓曲勁度，採 $0.35E_cI_g$ 。

1. 線彈性階段(曲線上升段)

文中附錄以單元柱 C11 為例作計算，首先由式 3.34~式 3.39 中，得到四個自由度 Δ_{1F} 、 Δ_{2F} 、 $\theta_{b,1F}$ 及 $\theta_{b,2F}$ ，加上外力 P 共五個未知數，利用一樓接頭之彎矩平衡、二樓接頭之彎矩平衡、一樓與二樓之樓層剪力比為 3:2 以及單元柱水平力之平衡，由此四項條件，可得其參數與外力之關係，呈現一直線。

曲線不會無限上升，若發生桿件降伏則會出現折點，導致斜率下降，而桿件降伏則是第五項條件讓參數有唯一解，此解對應容量曲線圖上一折點，不過桿端降伏須先行假設，求得容量曲線上之一折點後，檢核此時各參數、彎矩與外力之關係是否合理，若不合理，重新假設；若合理，得到該折點之側力與側位移；於下一階段計算時，該彎矩必須先修改為其計算彎矩，再進行第二次的假設，找其合理之折點，依序算出各折點之側力與側位移；最後若計算達到發散，則代表達到最大剪力，曲線不再爬升，此時已得到容量曲線上升段之力與位移關係，整個流程如圖 3.8 所示。

2. 破壞(曲線下降段)

當桿件進入塑性時，無法再以給定彎矩的條件求得破壞時之各折點，而破壞轉角與位移可由文中 3.2.1 與 3.2.2 小節所提及方式求得，故利用此條件可得到各下降段折點。

正常構件達到破壞時，並不會瞬間失去所有抗力，但在計算時為簡化計算量，假設構件達到破壞轉角/位移時，立即失去抵抗力，即該端彎矩歸零，以求得該折點之側力；對於柱端之破壞位移，由式 3.3 求得；於梁端之破壞轉角，採美國 ASCE 41-06[9]建議，由表 3.4 可查得梁塑鉸參數，但此參數是建立於降伏後之情況，故破壞時轉角公式應表示如下：

$$\theta_{b,s} = a + \theta_{b,y} \quad (3.40)$$

其中 $\theta_{b,s}$ 為梁端達破壞時轉角； $\theta_{b,y}$ 為梁端達降伏時轉角； a 為 Rotation SF=1 時，梁端降伏轉角至破壞轉角之增量，參數計算詳表 3.4。

容量曲線下降段求法類似上升段，僅決定折點之條件式作了更換，由計算彎矩換為破壞位移與轉角，故亦先假設某桿端達到破壞，求得下降段之一折點，並檢核此時各參數、彎矩與外力之關係是否合理，若合理，求得該折點之側力與側位移；於下一階段計算時，該彎矩必須先修改為零，再進行第二次的假設，找其合理之折點，依序算出下降段各折點之側力與側位移，直至基底剪力歸零，此時可完成一單元柱之容量曲線，流程如圖 3.9 所示。

3.3.3 結構之容量曲線

以後甲國中 SBFU-C 試體為例，可分成四根單元柱，其中擴柱部分軸力相同，梁柱端之計算彎矩亦相同，故可歸類為三種單元柱，附錄中已以柱 C11 作計算範例，其餘單元柱所計算結果如圖 3.10 及表 3.12 所示，接著再根據剪力屋架變形之同層樓側位移相同的假設，以式 3.7~8 可求得各樓層之間的層間剪力與層間位移之互相關係。同理，以式 3.9~10 可得到整體結構之頂層側位移與基底剪力關係，如圖 3.11 及表 3.13。

第四章 側推分析與試驗結果之比較

本研究以台南後甲國中模擬試體及台南關廟國小之現地試驗作為分析案例，兩者皆為擴柱修復補強後試體，文中將同時呈獻試驗容量曲線、手算側推分析容量曲線和 ETABS 分析容量曲線個別予以探討，進而比對試體之破壞機制，亦即分析結果之塑鉸產生點與嚴重程度，以及撓曲、撓剪和剪力破壞模式是否符合真實試驗之結果。

文中台南後甲國中模擬試驗以反覆載重進行側推實驗，而關廟國小現地試驗為靜態單向側推試驗，雖然於分析程序亦是屬於靜態單向推垮，但由於本文之柱塑鉸設定是出自於 Elwood 與 Moehle(2005, 2005)[7,8]之研究，其塑鉸是在反覆載重試驗下所產生，而分析之非線性變形則又完全仰賴塑鉸破壞機制，所以文中分析容量曲線之非線性行為可視為在反覆載重下產生破壞之結構體變形；為反映真實地震時受力行為，對於關廟國小試驗結果，由原本單向側推容量曲線，修正為擬反覆載重試驗之容量曲線[28]，如圖 4.7。

4.1 台南後甲國中模擬試驗

4.1.1 容量曲線

由圖 4.1 所示，比較傳統簡易側推分析與傾角撓度法之簡易側推(slope-deflection pushover 以下簡稱 SD pushover)分析結果；圖 4.1 之曲線以表 4.1 呈現，試驗結果於頂層位移 170.93 mm 時，有最大剪力強度為 882.26kN；傳統簡易側推於 36.93 mm 即達到最大強度 1125.89kN，強度約高估 28%，強度高估不保守；SD pushover 則於頂層位移 96.73 mm 達到最大強度 686.36kN，約低估 22%，強度保守。

當力量下降至最大強度之 0.8 倍時，試驗結果為 705.81kN，對應屋頂位移為 380.41mm；傳統簡易側推分析則為 900.71kN，位移 155.23mm；SD pushover 則為 549.09 kN，對應位移 130.01mm；以試驗結果顯示之韌性最好，傳統簡易側推分析其次，SD pushover 所得之韌性最差。

初始勁度觀之，分析皆大於試驗結果，其中 SD pushover 所得到之勁度明顯較傳統簡易側推分析保守。傳統簡易側推分析於頂層位移 122mm 時，有顯著強度下降，而 SD

pushover 則是發生於 125mm 時，相較於試驗曲線，試驗之容量曲線緩慢下降，有良好之降伏段，顯示 SD pushover 於破壞位移較實際保守。考慮強度與勁度，SD pushover 皆比傳統簡易側推分析保守，故以下將不針對傳統簡易側推分析進行探討。

加入 ETABS 分析結果後，如圖 4.2 所示，可以初步觀察 ETABS 分析於屋頂位移 107.83 mm 時，有最大基底 617.77kN，明顯低於試驗和 SD pushover 分析結果；初始勁度亦較 SD pushover 保守，且與試驗曲線相近；當力量下降至最大強度之 0.8 倍時，ETABS 分析所得強度為 494.22kN，對應屋頂位移 132.90mm，韌性與 SD pushover 相近。

從曲線行為觀之，分析所得之強度與韌性皆較實際上保守，而勁度則明顯高於實際值，文中將於 4.3 節討論其原因。

4.1.2 破壞機制

以破壞順序論之，不論 ETABS 或傾角撓度之簡易側推分析，皆先是於內柱接頭之梁端產生撓曲塑鉸，接著擴柱補強之內柱柱底出現撓曲塑鉸，而後外柱柱底出現塑鉸，顯示試體經擴柱修復補強後成為強柱弱梁結構，與試驗結果相吻合；此外，無論分析或試驗結果皆顯示，梁塑鉸主要分布於一樓，柱子於內柱柱底破壞較外柱嚴重，最後破壞時，柱皆呈現撓剪破壞，印證文中 2.4.4 小節所提出改善方法之合理性與可用性。

由圖 4.2 所示，試驗最大基底剪力(882.26kN)發生時，除梁端有塑鉸之外，擴柱補強之內柱柱底亦產生塑鉸，且外柱柱底有些許撓曲裂縫，代表柱底皆發揮其彎矩強度，而在分析結果，最大強度發生時，柱底皆已產生塑鉸，與試驗相吻合。

4.2 台南關廟國小現地試驗

4.2.1 試體與試驗介紹

國家地震工程研究中心[29]將台南縣關廟國小大智樓規劃配置成六座試體，分別為構架式鋼板補強、RC 擴柱補強、預力鋼鍵補強與原樣試體各一座，其中 RC 擴柱補強為本文所要探討之案例。

試體為一地上兩層樓之含磚牆的鋼筋混凝土建築物，其平面圖及立面圖如圖 4.3、

圖 4.4 所示，單一層樓有兩間教室，每間教室平行走廊方向有兩跨，每跨長 450 cm(柱中心間距)；垂直走廊方向有一跨，每跨長 720 cm(柱中心間距)，加上懸臂走廊共 960 cm，二樓板與頂樓板厚 13.5 cm。梁柱配筋如圖 4.5 所示，鋼筋抗拉試驗與混凝土抗壓試驗結果於表 4.2 及表 4.3 所示。

擴柱修復補強部分，於每間教室前後之中間柱予以補強如圖 4.4 所示，將既有柱斷面 33 cm×43 cm，擴大至 60 cm×70 cm，擴柱補強設計如圖 4.6 所示；有許多擴柱補強之主筋與混凝土澆置只至頂樓板，此種狀況會令柱頂與既有構材因缺乏錨錠力而產生剝裂或爆裂破壞。擴柱主筋頂端如圖 4.6(a)、(f)所示，全部向上延伸至屋頂上 110cm，並錨錠於新澆置混凝土斷面。

加載側向力時，同後甲國中補強試驗，油壓致動器以 2：1 之力量加載於屋頂層樓板與二樓層樓板的施力，但因現地試驗不像試驗場有反力牆，故加載形式為單向側推以利試驗進行；當側推試驗進行時，由電腦監測員觀察遠端屋頂之拉線式位移計動態，亦即以遠端屋頂層位移量控制試驗之進行，屋頂層位移每達 0.05% 增量即於紙上紀錄側力，並於 2.00% 樓高之屋頂層位移前，每累計 0.25% 時，油壓機便停止施力，同時進行裂縫描繪與損毀觀察工作，隨後於推垮階段之前，每累計 1.00%，亦停止施力進行目視觀察和拍照，各階段之目標位移量如表 4.4 所示。

4.2.2 試驗結果

試驗所得知容量曲線如圖 4.7，整理以表 4.5 呈現，試體之最大基底剪力為 2829kN，此時一樓層間位移為 45.7mm，二樓層間剪力為 1884kN，二樓層間位移為 27.5mm，此時頂層位移比約 1.05%；基底剪力上升至最大基底剪力之 0.8 倍時，即 2264kN，對應之一樓層間位移為 15mm，二樓層間剪力為 1523kN，二樓層間位移為 11.8mm；基底剪力下降至最大基底剪力之 0.8 倍時，即 2264kN，對應之一樓層間位移為 175.1mm，二樓層間剪力為 1516kN，二樓層間位移為 99.2mm。

試驗於頂層位移比 0.25% 時(以下頂層位移比皆只用 % 表示)，C 構架之台度磚牆沿著因擴柱而重砌之磚牆產生 45° 斜向裂縫；於 0.50%，A 構架及 C 構架之受壓磚牆皆有斜

向裂縫產生，且隔間牆之牆頂出現水平裂縫，柱子於擴柱之 A2、A4 出現明顯撓曲裂縫；1.00%，擴柱之 A2、A4 的柱身佈滿撓曲裂縫，C5 柱底因磚牆關係，出現撓剪裂縫，C3 因左右翼牆，產生撓剪裂縫；1.25%，擴柱接頭之梁端產生些許裂縫；1.50%，受壓之台度磚牆破壞，A3 之一樓接頭出現剪力裂縫；2.00%，A1 柱之二樓懸臂梁沿著梁底明顯開裂，A1 接頭之二樓梁端開裂；3.00%，C2、C4 有明顯撓曲裂縫；4.00%，A1 柱底因彎矩作用遭折斷，擴柱之 A2、A4 梁端有碎裂之現象，A5 柱底及梁端開裂；5.00%，A1、A3 及 A5 柱底嚴重水平開裂，A2、A4 柱身無恙，梁端破壞，基礎沉陷，A3 柱頂產生 45° 剪力錯斷，C3 因左右磚牆呈現 45° 破壞，於柱體中央處被剪斷。

破壞機制依序為，台度磚牆開裂，A 構架之擴柱柱底塑鉸，翼牆開裂，外柱柱底塑鉸，擴柱接頭之梁端塑鉸，C 構架中間 C3 柱撓剪開裂，外柱接頭之梁端塑鉸，C 構架擴柱柱底塑鉸，最後 A 構架未補強之柱子近乎折斷，而 C 構架柱僅中央 C3 柱有嚴重破壞，並且發生錯斷。

4.2.3 容量曲線

關廟國小推跨試驗乃是單向載重側推，為反映真實地震時受力行為，且柱分析所使用塑鉸設定[7,8]是以反覆載重為前提，故文中採文獻[30]之建議，將單向載重推跨之容量曲線轉換為擬反覆載重試驗之曲線，使擬反覆載重之最大強度不得超過單向側推最大強度之 97%，反覆載重曲線達最大剪力後，頂層位移之增幅，為單向側推的 50%，修正後之擬反覆載重側推曲線如圖 4.7 與表 4.6 所示。

關廟國小擴柱試體分為 A、B、C 三個立面構架，其中 B 構架有三根隔間柱，在作傾角撓度法之簡易側推分析時，無將隔間柱納入考慮。後甲國中 SBFU-C 於文中第二章已檢核為彎矩控制破壞，根據材料性質與構架尺寸亦須計算桿件之撓曲側向強度與剪力側向強度(表 4.8、表 4.9)，計算結果顯示桿件皆為撓曲破壞控制，故分析時皆使用計算彎矩 M_n 無疑慮。經計算得各桿件力與位移關係(表 4.10、表 4.11)，以得到各單元柱之力與位移關係(表 4.12 及圖 4.8)，經由疊加後得到整體結構之頂層側位移與基底剪力關係，如表 4.13 及圖 4.9 所示。

圖 4.10 之曲線以表 4.7 呈現，試驗結果顯示最大剪力強度為 2744.51 kN，對應頂樓位移為 48.62 mm；傳統簡易側推之最大強度為 3023.31 kN，約高估 10%，此時屋頂位移 21.36mm，強度高估不保守；SD pushover 分析結果顯示最大剪力為 1527.41 kN，低估 44%，屋頂位移為 79.85mm，強度明顯保守。

當力量下降至最大強度之 0.8 倍時，試驗結果為 2195.61kN，對應之屋頂位移為 131.41mm；傳統簡易側推分析則為 2418.65kN，位移 104.12mm；SD pushover 則為 1221.93 kN，對應位移 104.94mm；以試驗結果顯示之韌性最好，傳統簡易側推分析其次，SD pushover 所得之韌性最差。

初始勁度觀之，傳統簡易側推分析大於試驗結果，SD pushover 之初使勁度則較保守；試驗結果在頂層位移約 94mm 時，強度始有顯著下降，傳統簡易側推分析於頂層則於位移 76mm 時，強度下滑，而 SD pushover 則是 79mm，相較於試驗曲線，分析之結果相對較保守。考慮強度與勁度，SD pushover 皆比傳統簡易側推分析保守，以下將不針對傳統簡易側推分析進行探討。

ETABS 於關廟國小分析，採用建議非線性側推分析之收斂方式「Unload Entire Structure」，此方法所得之結果較為精確且省時。若分析所得之容量曲線無下降段時，改採「Restart Using Secant Stiffness」收斂方式求解，此收斂方式可較容易獲得負勁度之結果，但會低估其最大強度。最後同時採用「Unload Entire Structure」與「Restart Using Secant Stiffness」兩種不同收斂方式所得之側推曲線，如圖 4.11 所示，以外包絡線方式進行接合，得到其容量曲線圖如圖 4.12。

ETABS 分析結果如圖 4.13 所示，明顯可以看出 ETABS 分析曲線無明顯下降段但依曲線走勢，強度經降伏階段已發展至最大值，仍可觀察得其初始勁度與最大強度。ETABS 分析於屋頂位移 88.37mm 時，達到最大強度約為 1963.25kN，介於試驗和 SD pushover 分析結果；初始勁度以試驗結果最大，再者是 SD pushover 分析結果，ETABS 分析所得勁度最小，但相較於後甲國中 SBFU-C 試體，有所不同，文中於 4.3 節進行探討。

從容量曲線觀之，分析所得之強度、勁度與韌性皆較實際上保守，但勁度相差甚多，文中將於 4.3 節進行討論。

4.2.4 破壞機制

以破壞順序論之，試驗結果依序為，磚牆開裂、柱底塑鉸、梁端塑鉸，接頭處之柱端完好，仍屬強柱弱梁。

SD pushover 分析無考慮磚牆，破壞先發生於內柱接頭之梁端、外柱接頭之梁端，擴柱柱底撓曲塑鉸，最後為外柱柱底塑鉸，且 A 構架柱底塑鉸產生較 C 構架優先；破壞呈現梁先壞，接著柱底產生塑鉸，屬強柱弱梁。ETABS 分析，以等值斜撐模擬磚牆，亦於梁端先產生塑鉸，接著 A 構架之等值斜撐產生塑鉸，最後 A 構架之擴柱補強內柱(A2、A4)柱底出現撓曲塑鉸，接著因梁大量破壞導致分析不收斂，屬強柱弱梁。

破壞模式論之，分析結果皆為強柱弱梁，與試驗相符。以塑鉸產生模式，SD pushover 因僅考慮梁、柱，故無法呈現磚牆之影響，塑鉸位置出現於梁端及柱底，與試驗趨勢相符。ETABS 分析加入斜撐模擬磚牆，其磚牆出現塑鉸之順序與試驗不同，與斜撐之模擬有關，於 4.3 節進一步說明；而塑鉸位置出現於梁端、柱底及斜撐，與試驗趨勢相符。試驗最大基底剪力發生於擴柱補強之內柱柱底產生塑鉸時，而在分析結果，最大強度亦發生於擴柱柱底產生塑鉸時。

4.3 結果與討論

分析結果以傳統簡易側推之初始勁度最高，且不保守，SD pushover 結果則高於 ETABS 分析，原因可能有二，第一為 SD pushover 僅考慮彎矩效應，而 ETABS 軟體則會將剪力影響納入分析；第二，SD pushover 假設梁端左右轉角相同，束制較多，勁度自然較大；由圖 4.2 及圖 4.13 所示，因關廟國小於 ETABS 分析時加入斜撐，故勁度更接近 SD pushover 分析結果(SD pushover 分析無考慮磚牆等值斜撐)。

試驗與 SD pushover 分析之勁度比較，後甲國中模擬試體因先於標準試體進行推跨後才實行擴柱補強，相較於完整擴柱試體之勁度會較低，故分析結果有所高估仍屬合理；關廟國小則無上述疑慮，且該補強試體有翼牆及磚造窗台，故試驗之初始勁度大於分析結果。

試驗得到最大基底剪力皆大於分析結果，顯示 SD pushover 分析結果保守，且無論

試驗或分析結果之最大基底剪力皆發生於擴柱柱底發生塑鉸時，換言之，若擴柱柱底無塑鉸產生，則未達最大強度。後甲國中試驗中，SD pushover 之最大基底剪力低估 22%，但於關廟國小試驗中卻低估了 44%，綜合試驗結果推測，後甲國中之擴柱磚牆因有切縫隔開柱身，因此不影響強柱弱梁之破壞模式，反觀關廟國小之磚牆於擴柱後重砌時無留縫，以致加強梁的束制效果，試驗達最後破壞時，梁端並無全部損毀，顯示梁的勁度與強度皆增加，使得試驗與分析結果誤差增大。

後甲國中 SBFU-C 試體雖有窗台，但與柱身留有空隙，不影響梁端塑鉸發生，誤差較小，塑鉸模式與順序十分一致，屬強柱弱梁。關廟國小因磚造窗台與柱身無留縫，使得梁之勁度與強度皆上升；ETABS 分析雖以等值斜撐模擬磚牆，塑鉸模式相同，順序與位置卻有所出入；SD pushover 則無考慮磚牆，塑鉸發生模式雷同，但其位置、順序實無法良好呈現，但試驗與分析結果皆顯示為強柱弱梁。

現在磚牆皆以曾志堅[22]提出之等值斜撐進行模擬，於實際上仍有誤差，尤以梁上磚牆影響甚大，若能解決此問題，對工程師於分析結構時，勢必有非常大之幫助，目前仍有待進一步研究。



第五章 結論與建議

5.1 耐震檢核

1. 對於現有規範於軟層之檢核，因擴柱補強試體之破壞機制為強柱弱梁，由梁控制破壞，故柱不會破壞，亦不會於特定樓層發生集中破壞；因此，本研究推論，若結構經補強後成為強柱弱梁破壞機制，則建築物無軟層。
2. 以原規範對於柱破壞模式之檢核，在強柱弱梁之情況下，撓曲之側向強度 V_m 採用兩倍計算彎矩除以淨高，即兩柱端皆達計算彎矩之側力；文中以為，因於強柱弱梁之情況下，破壞機制由梁控制，故梁柱接頭處之柱端彎矩必不大於梁端計算彎矩之總和，對此，本文提出合理修正，接頭之柱端彎矩選擇柱端計算彎矩或梁灣計算彎矩總和之小值，以符合強柱弱梁之結構。

5.2 側推分析

後甲國中 SBFU-C 試體，磚牆臨柱身處有預留縫隙，使磚牆不影響梁柱受力，較符合 SD pushover 與 ETABS 分析狀況，其分析結果可有效反映試驗結果。關廟國小因磚牆緊鄰柱身，提高梁之勁度與強度，對於結構強度與破壞模式有所影響。

1. 於勁度，在後甲國中模擬試驗中，試體為試驗後補強，SD pushover 分析所得勁度高於試驗，實屬合理；於關廟國小試驗中，因磚牆束制效應，導致勁度高於分析結果，亦為正常，說明 SD pushover 分析可合理反映結構勁度，並且改善傳統簡易側推分析之勁度高估的現象。
2. 無論試體有無磚牆之影響，SD pushover 分析所得之最大基底剪力皆小於試驗，趨於保守，明顯改善傳統簡易側推分析於強度不保守之問題。
3. 以強度下降至最大強度之 0.8 倍時，對應之位移與強度，顯示試驗之韌性最好，其次為傳統簡易側推分析，SD pushover 與 ETABS 分析相近，韌性最差，但仍算保守。
4. 在塑鉸發展分析，因傳統簡易側推分析只有考慮柱，故無法進行塑鉸分析。後甲國中 SBFU-C 試體因無磚牆影響，SD pushover 有效推測塑鉸位置與發生順序，並與 ETABS

分析結果相符。關廟國小試驗則因磚牆影響，SD pushover 於塑鉸之分析結果不理想，而 ETABS 分析時加入等值斜撐模擬磚牆，分析結果亦不佳，若能將梁上磚牆受力行為加入分析，必可大幅提升分析可靠度。

5. 試驗結果顯示，兩座試體皆為強柱弱梁破壞模式。分析上，雖關廟國小受磚牆影響，但根據塑鉸位置，SD pushover 與 ETABS 分析同樣顯示為強柱弱梁破壞。
6. 對於梁上受窗台牆束制時，梁之勁度因此增加，同時亦可能發生短梁效應，故除了以等值斜撐模擬磚牆之外，應進一步對梁之受力行為與破壞機制進行一系列之研究。
7. 傾角撓度法之簡易側推分析為簡化計算，假設為梁之反曲點位於中央，但實際上並非如此，在無考慮磚牆之情況下，在彈性階段時，反曲點偏向接頭勁度較小者；當兩端皆達降伏時，則反曲點根據梁端正負計算彎矩分配。若能有系統的推算梁之反曲點，則分析結果可以更接近試驗。



参考文献

- [1] Miyauchi, Y., Fukuyama, K., Higashibata, Y., “Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns,” *Cement & Concrete Composites*, Vol. 22, pp. 81-88 (2000).
- [2] Abdullah, Takiguchi, K., “An investigation into the behavior and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets,” *Cement & Concrete Composites* Vol. 25, pp. 233-242 (2003).
- [3] Santhi, H. M., Samuel Knight, G. M., Muthumani, K., “Evaluation of seismic performance of gravity load designed reinforced concrete frames,” *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 19, No. 4, pp. 277-282 (2005).
- [4] FEMA 273, “NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings,” Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 1997.
- [5] CSI, “ETABS : Extended 3D analysis of building systems, Nonlinear Version 8.5.4,” User’s Manual , Computer and Structures, Inc., Berkeley, California, 1999.
- [6] Sezen, H. and Moehle, J.P., “Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 11, pp. 1692-1703 , 2004.
- [7] Elwood, K.J. and Moehle, J.P., “Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement,” *Earthquake Spectra*, Vol. 21, No. 1, pp. 71-89, 2005.
- [8] Elwood, K.J. and Moehle, J.P., “Axial Capacity Model for Shear-Damaged Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 4, pp. 578-587, 2005.
- [9] American Society of Civil Engineers (ASCE), *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, Report No. ASEC/SEI 41-06, Virginia, USA, 2007.
- [10] ATC-40, *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Report No. SSC 96-01, Applied Technology Council, 1996.

- [11] 張嘉祥、陳嘉基、呂國維、謝永宏，「九二一集集大地震學校建築震害」，一九九九集集大地震災害調查研討會論文集，A01~A29，國科會工程處工程科技推展中心，台南，1999。
- [12] 邱聰智、邱建國、葉勇凱、簡文郁、鍾立來、周德光等，「典型校舍耐震補強設計與驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-08-038，台北，2008。
- [13] 葉勇凱、蕭輔沛、邱聰智，「校舍結構耐震能力提升之技術與試驗驗證」，1906梅山地震百週年紀念研討會，嘉義，2006。
- [14] 鍾立來、吳賴雲、連冠華、曾建創、楊卓諺、黃裕哲等，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強效益之推垮分析及試驗驗證」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-06-010，台北，2006。
- [15] 劉子暉，「簡化推垮分析法驗證之研究」，碩士論文，國立成功大學建築研究所，台南，2008。
- [16] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、柴駿甫、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、黃世建等，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-023，台北，2008。
- [17] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、黃世建、孫啟祥等，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第二版)」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-09-023，台北，2009。
- [18] 高健章、陳清泉、蔡益超，「磚牆加強之鋼筋混凝土構架耐震能力試驗研究(二)」，行政院國家科學委員會，防災科技研究報告 74-31 號，1985 年。
- [19] 陳明生，「紅磚、砂漿與其介面之基本力學性質研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，台南，1994 年。
- [20] 曾凱瀚，「磚墩與磚牆基本力學性質試驗研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄、蔡萬傳教授指導，台南，1994 年。
- [21] 陳奕信，「含磚牆 RC 建築結構之耐震診斷」，國立成功大學建築研究所博士論文，許茂雄教授指導，台南，2003。

- [22] 曾至堅，「低矮型校舍耐震能力詳細評估方法之研究」，國立成功大學土木研究所碩士論文，邱耀正教授指導，台南，2007。
- [23] 內政部營建署編輯委員會，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，台北，2012。
- [24] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-100)」，科技圖書公司，2012。
- [25] 鍾立來、吳賴雲、張宴維、連冠華、楊耀昇、張明禮等，「校舍隔間磚牆增設複合柱補強振動台耐震試驗之研究」，國家地震工程研究中心，報告編號 NCREE-08-017，台北，2008。
- [26] 葉勇凱、蕭輔沛、林金祿等，「耐震詳評之 ETABS 推垮分析」，校舍之耐震評估與補強講習會，台北，2005。
- [27] 蔡益超，「鋼筋混凝土建築物耐震能力評估及推廣」，內政部建築研究所，台北，1999。
- [28] 鍾立來、吳賴雲、林琨偉、楊耀昇、連冠華，「以現地試驗檢核校舍結構耐震能力之初步評估」，土木水利，中國土木水利工程學會，第二十四卷，第三期，第 299-311 頁，2012。
- [29] 邱耀正、施健泰、蕭輔沛、邱聰智、阮鈞平、黃世建等，「校舍建築 RC 擴柱補強現地試驗與分析」，國家地震工程研究中心，研究報告 NCREE-08-033，台北，2008。
- [30] 翁元滔、林克強、黃世建、邱聰智，「桃園瑞埔國小校舍耐震性能現地試驗-標準構架試體擬動態與反覆側推試驗」，國家地震工程研究中心報告，編號 NCREE-08-004，臺北，2008。





附 表



表 2.1 後甲國中擴柱試體之混凝土抗壓強度 (kgf/cm²)

第一階段標準試體(SBFU)製作			第二階段擴柱試體(SBFU-C)製作		
基礎	1F 柱、梁、版	2F 柱、梁、版	1F 擴柱	2F 擴柱	砌磚水泥砂漿
235	191	165	238	233	203

表 2.2 後甲國中擴柱試體之鋼筋抗拉強度 (kgf/cm²)

第一階段標準試體(SBFU)製作						第二階段擴柱試體(SBFU-C)製作			
#3		#6		#7		#3		#6	
f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u	f_y	f_u
3900	5477	3167	5308	3701	5500	3670	5069	4299	6223

表 2.3 後甲國中擴柱試體之試驗歷程

Crack line	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
Increment (mm/sec)	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625	1.625
γ (rad)	0.25%	0.50%	0.75%	1.00%	1.50%	2.00%	2.50%	3.00%	4.00%	5.00%	6.00%
Amp(mm)	16.25	32.5	48.75	65	97.5	130	162.5	195	260	325	390
取樣週期 (sec/次)	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2
擷取資料 總點數	40	80	120	160	120	160	200	240	320	400	480
Cycles	3	3	3	3	2	2	2	2	2	2	2
Time/step	120	240	360	480	480	640	800	960	1280	1600	1920

表 2.4 SBFU-C 試體之強柱弱梁檢核

接頭	J11	J12	J13	J14
ΣM_{nc} (tf-m)	27.02	133.32	133.32	27.68
ΣM_{nb} (tf-m)	18.01	28.45	28.45	18.01
$\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{nb}$	1.50	4.69	4.69	1.54
是否為強柱弱樑	是	是	是	是

表 2.5 SBFU-C 試體之柱破壞模式檢核(未考慮柱端不合理彎矩)

	C11	C12	C13	C14
軸力 N_u (tf)	36.9	11.33	11.33	43.5
彎矩計算強度 M_n (tf-m)	13.51	66.66	66.66	13.84
撓曲之側向強度 V_m (tf)	9.65	47.62	47.62	9.89
剪力之側向強度 V_n (tf)	17.90	66.49	66.49	18.58
V_m/V_n	0.54	0.72	0.72	0.53
破壞模式	撓曲	撓剪	撓剪	撓曲

表 2.6 SBFU-C 試體之柱破壞模式檢核(修正柱 C12、C13 不合理彎矩)

	C11	C12	C13	C14
軸力 N_u (tf)	36.9	11.33	11.33	43.5
ΣM_{nb} (tf-m)	18.01	28.45	28.45	18.01
彎矩計算強度 M_{nc} (tf-m)	13.51	66.66	66.66	13.84
撓曲之側向強度 V_m (tf)	9.65	33.97	33.97	9.89
剪力之側向強度 V_n (tf)	17.90	66.49	66.49	18.58
V_m/V_n	0.54	0.51	0.51	0.53
破壞模式	撓曲	撓曲	撓曲	撓曲

表 2.7 SBFU-C 試體之樑柱接頭檢核

	J11	J12	J13	J14
V_{jn} (tf)	80.85	258.72	258.72	80.85
T_{beam} (tf)	45.37	68.05	68.05	45.37
$M_{bpr1} + M_{bpr2}$ (tf-m)	21.90	33.51	33.51	21.90
V_{column} (tf)	6.44	9.86	9.86	6.44
V_{ju-sc} (tf)	38.93	58.19	58.19	38.93
V_{ju-sc}/V_{jn}	0.48	0.22	0.22	0.48
接頭是否安全	是	是	是	是



表 3.1 RC 柱彎矩非線性鉸參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	0	b
E	0	10b

表 3.2 RC 柱剪力非線性鉸參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	0	c
D	0	10c
E	0	10c

表 3.3 RC 梁彎矩非線性鉸參數

Points	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表 3.4 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2

表 3.5 RC 梁剪力非線性鉸參數

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	1	a
D	c	a
E	c	b

表 3.6 RC 梁剪力非線性鉸參數計算表

箍筋間距 s	a	b	c
$s \leq (d/2)$	0.003	0.03	0.2
$s > (d/2)$	0.003	0.01	0.2

表 3.7 磚牆軸力非線性鉸參數計算表

Points	Force/SF	Disp./SF
A	0	0
B	1	0
C	$\frac{V_r}{V_n}$	$\min\left(2 - \frac{V_r}{V_n}, \left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)\right)$
D	$\frac{V_r}{V_n}$	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$
E	0	$\left(\frac{0.02H_b}{\Delta_u} - \frac{V_r}{V_n}\right)$

表 3.8 SBFU-C 之柱端軸壓力與彎矩

	C11	C12	C13	C14
斷面(cm×cm)	30×50	60×80	60×80	30×50
H _c (cm)	280	280	280	280
軸壓力(tf)	36.9	11.33	11.33	43.5
M _{nc} (tf-m)	13.51	66.66	66.66	13.84

表 3.9 SBFU-C 之梁端彎矩

	正彎矩(上斷面受壓)	負彎矩(下斷面受壓)
斷面(cm×cm)	24×60	24×60
M _{nb} (tf-m)	10.435	18.005

表 3.10 SBFU-C 於傳統簡易側推之柱的力與位移關係

	C11		C12、C13(擴柱)		C14	
	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)
(0,0)	0	0	0	0	0	0
(Δ _y , V _m)	2.163	9650	2.163	9650	2.163	9650
(Δ _s , V _m)	7.550	9650	7.550	9650	7.550	9650
(Δ _a , 0)	9.978	0	9.978	0	9.978	0

表 3.11 SBFU-C 之梁端力與位移關係

	正彎矩(上斷面受壓)		負彎矩(下斷面受壓)	
	轉角(rad)	彎矩(tf-m)	轉角(rad)	彎矩(tf-m)
(0,0)	0	0	0	0
(θ_y, M_{nb})	0.001667	10.44	0.002876	18.01
(θ_s, M_{nb})	0.026667	10.44	0.027876	18.01
$(\theta_s, 0)$	0.026667	0	0.027876	0

表 3.12 SBFU-C 以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係

C11		C12、C13 (擴柱)		C14	
$\Delta_{roof} (mm)$	$V_{base,C11} (kN)$	$\Delta_{roof} (mm)$	$V_{base,C12} (kN)$	$\Delta_{roof} (mm)$	$V_{base,C14} (kN)$
0	0	0	0	0	0
23.65	46.99	8.69	155.88	40.81	81.13
62.02	70.73	9.20	184.33	47.51	85.25
70.12	72.30	14.64	234.16	96.73	94.67
129.83	72.30	16.71	254.77	135.00	94.67
129.83	50.33	16.98	259.67	135.00	56.80
167.23	50.33	125.62	259.67	141.13	56.80
167.23	21.97	125.62	237.79	141.13	28.45
231.54	21.97	128.55	237.79	171.76	28.45
231.54	0	128.55	215.82	171.76	0
-	-	131.25	215.82	-	-
-	-	131.25	177.95	-	-
-	-	136.29	177.95	-	-
-	-	136.29	140.09	-	-
-	-	202.99	140.09	-	-
-	-	202.99	0	-	-

表 3.13 SBFU-C 以傾角撓度法修正之力與位移關係

Δ_{roof} (mm)	單元柱之基底剪力 $V_{base,i}$ (kN)				V_{base} (kN)
	C11	C12	C13	C14	
0	0	0	0	0	0
8.69	17.27	155.88	155.88	17.27	346.33
10.61	21.09	184.33	184.33	21.09	410.76
14.63	29.14	234.16	234.16	29.14	526.49
16.93	33.65	254.77	254.77	33.65	576.80
17.91	35.61	259.67	259.67	35.61	590.62
23.65	46.99	259.67	259.67	46.99	613.46
40.81	57.58	259.67	259.67	81.13	658.18
47.51	61.80	259.67	259.67	85.25	666.43
62.02	70.73	259.67	259.67	88.00	678.18
70.12	72.30	259.67	259.67	89.57	681.27
96.73	72.30	259.67	259.67	94.67	686.36
125.68	72.30	259.67	259.67	94.67	686.36
125.68	72.30	237.79	237.79	94.67	642.49
128.14	72.30	237.79	237.79	94.67	642.49
128.14	72.30	215.82	215.82	94.67	598.62
129.83	72.30	215.82	215.82	94.67	598.62
129.83	50.33	215.82	215.82	94.67	576.68
130.01	50.33	215.82	215.82	94.67	576.68
130.01	50.33	177.95	177.95	94.67	500.99
133.06	50.33	177.95	177.95	94.67	500.99
133.06	50.33	140.09	140.09	94.67	425.27
135.00	50.33	140.09	140.09	94.67	425.27
135.00	50.33	140.09	140.09	56.80	387.42
141.13	50.33	140.09	140.09	56.80	387.42
141.13	50.33	140.09	140.09	28.45	359.01
167.23	50.33	140.09	140.09	28.45	359.01
167.23	21.97	140.09	140.09	28.45	330.60
171.76	21.97	140.09	140.09	28.45	330.60
171.76	21.97	140.09	140.09	0	302.19
208.21	21.97	140.09	140.09	0	302.19
208.21	21.97	0	0	0	21.94
231.54	21.97	0	0	0	21.94
231.54	0	0	0	0	0

表 4.1 SBFU-C 試體分析與試驗結果比較

(單位：kN, mm)	V_{max}	$\Delta_{Roof, V_{max}}$	$0.8V_{max}^1$	$\Delta_{Roof, 0.8V_{max}}^2$
試驗	882.26	170.93	705.81	380.41
simplified pushover	1125.89(28%) ³	36.93 (-78%)	900.71 (28%)	155.23 (-59%)
SD pushover	686.36 (-22%)	96.73 (-43%)	549.09 (-22%)	130.01 (-66%)
ETABS	617.77 (-29%)	107.83 (-37%)	494.22 (-29%)	132.90 (-65%)

表 4.2 關廟國小混凝土抗壓強度 (kgf/cm²)

未補強試體		擴柱補強試體	
1F 柱、梁、版	2F 柱、梁、版	1F 擴柱	2F 擴柱
292	244	163	168

表 4.3 關廟國小鋼筋降伏強度 f_y (kgf/cm²)

	未補強試體				擴柱補強試體		
鋼筋編號	#3	#4	#6	#7	#3	#4	#7
降伏強度	4061	3810	2914	3234	4248	4450	4333

表 4.4 關廟擴柱補強試體各階段屋頂位移

	各階段屋頂位移											
%	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00
mm	17.5	35.0	37.5	70	87.5	105.0	122.5	140.0	175.0	210.0	280.0	350.0

¹ 下降至 0.8 倍最大基底剪力之強度

² 強度下降至 0.8 倍最大基底剪力時，對應之位移

³ 對照試驗之差異百分比

表 4.5 關廟國小單向側推試驗結果

	基底剪力 (kN)	1F 層間位移 (mm)	2F 層間剪力 (kN)	2F 層間位移 (mm)	頂層位移 (mm)
最大基底剪力 V_{max}	2829	45.7	1884	27.5	73.2(1.05%)
上升段之 $0.8 V_{max}$	2264	15.0	1523	11.8	26.8(0.38%)
下降段之 $0.8 V_{max}$	2264	175.1	1516	99.2	274.28(3.92%)

表 4.6 關廟國小之擬反覆載重容量曲線

	剪力強度 (kN)	頂層位移 (mm)	頂層位移比 γ (%)
最大基底剪力 V_{max}	2745	48.6	0.69
上升段之 $0.8 V_{max}$	2196	25.9	0.37
下降段之 $0.8 V_{max}$	2196	167.8	2.4

表 4.7 關廟國小分析與試驗結果比較

(單位：kN, mm)	V_{max}	$\Delta_{Roof, V_{max}}$	$0.8V_{max}^1$	$\Delta_{Roof, 0.8V_{max}}^2$
試驗	2744.51	48.62	2195.61	131.41
simplified pushover	3023.31(10%) ³	21.36 (-57%)	2418.65 (10%)	104.12 (-21%)
SD pushover	1527.41(-44%)	79.85 (63%)	1221.93 (-22%)	104.93 (-20%)
ETABS	1963.25(-28%)	88.37 (80%)	-	-

¹ 下降至 0.8 倍最大基底剪力之強度

² 強度下降至 0.8 倍最大基底剪力時，對應之位移

³ 對照試驗之差異百分比

表 4.8 關廟國小之柱端軸壓力與彎矩

(單位：tf,m)	Nu	Mn	Hc	Vm	Vn
A1,A5	14.595	13.953	3.1	9.002	21.072
A3	29.189	15.401	3.1	9.936	23.481
C1,C5	6.060	13.072	3.1	8.434	19.522
C3	12.120	13.700	3.1	8.839	20.636
A2,A4(擴柱)	40.968	72.556	2.3	63.092	102.345
C2,C4(擴柱)	23.898	69.993	2.2	63.630	97.204

表 4.9 關廟國小之梁端彎矩

	正彎矩(上斷面受壓)	負彎矩(下斷面受壓)
斷面(cm×cm)	24×40	24×40
M _{nb} (tf-m)	7.275	10.636

表 4.10 關廟國小於傳統簡易側推之柱的力與位移關係

	A1,A5		A2,A4(擴柱)		A3	
	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)
(0,0)	0	0	0	0	0	0
(Δ_y, V_m)	19.35	9.00	3.78	63.09	21.36	9.94
(Δ_s, V_m)	100.25	9.00	76.27	63.09	96.42	9.94
($\Delta_a, 0$)	202.93	0	197.02	0	152.90	0
	C1,C5		C2,C4(擴柱)		C3	
	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)	位移(cm)	載重(kgf)
(0,0)	0	0	0	0	0	0
(Δ_y, V_m)	18.13	8.43	3.34	63.63	19.00	9.94
(Δ_s, V_m)	102.51	8.43	74.14	63.63	100.90	9.94
($\Delta_a, 0$)	257.08	0	203.71	0	215.71	0

表 4.11 關廟國小之梁端力與位移關係

	正彎矩(上斷面受壓)		負彎矩(下斷面受壓)	
	轉角(rad)	彎矩(tf-m)	轉角(rad)	彎矩(tf-m)
(0,0)	0	0	0	0
(θ_y, M_{nb})	0.003799	7.275	0.003490	10.636
(θ_s, M_{nb})	0.023799	7.275	0.028490	10.636
$(\theta_s, 0)$	0.023799	0	0.028490	0

表 4.12 關廟國小以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係

A1		A2,A4 (擴柱)		A3		A5	
Δ_{roof} (mm)	$V_{base,A1}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,A2,A4}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,A3}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,A5}$ (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
21.26	32.59	10.03	171.56	31.83	61.64	33.84	51.88
48.23	48.57	10.29	175.40	43.63	80.74	57.99	66.19
79.70	54.40	14.42	226.38	48.04	83.52	71.83	68.67
121.03	54.40	15.62	237.02	91.48	92.94	129.55	68.67
121.03	40.58	22.13	280.14	100.47	94.56	129.55	46.69
176.61	40.58	87.43	280.14	121.81	94.56	210.60	46.69
176.61	26.50	87.43	261.15	121.81	58.48	210.60	26.50
290.93	26.50	92.12	261.15	198.73	58.48	290.93	26.50
290.93	0	92.12	231.52	198.73	0	290.93	0
-	-	104.94	231.52	-	-	-	-
-	-	104.94	212.90	-	-	-	-
-	-	106.74	212.90	-	-	-	-
-	-	106.74	185.68	-	-	-	-
-	-	195.98	185.68	-	-	-	-
-	-	195.98	0	-	-	-	-

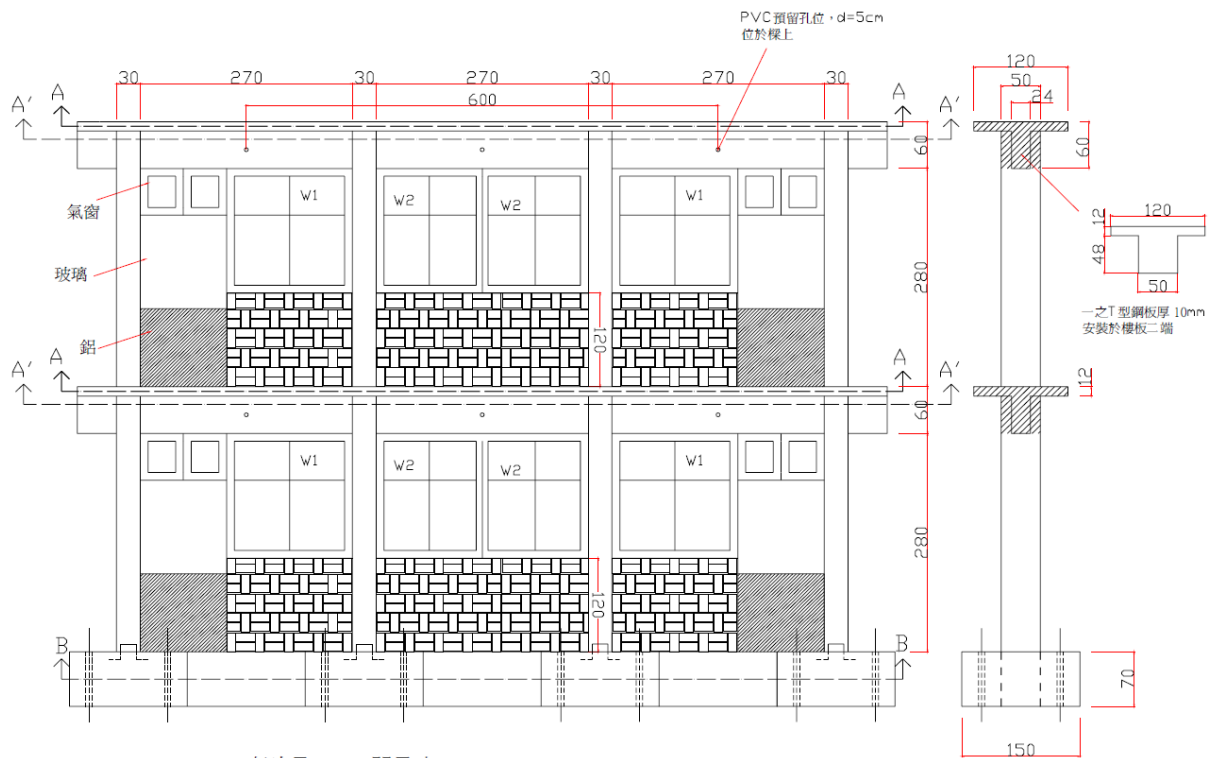
C1		C2,C4 (擴柱)		C3		C5	
Δ_{roof} (mm)	$V_{base,C1}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,C2,C4}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,C3}$ (kN)	Δ_{roof} (mm)	$V_{base,C5}$ (kN)
0	0	0	0	0	0	0	0
21.26	32.59	10.03	171.56	31.83	61.64	33.84	51.88
48.23	48.57	10.29	175.40	42.06	78.18	57.99	63.28
79.70	52.72	14.42	226.38	43.62	79.63	71.83	67.00
120.79	52.72	15.62	237.02	79.85	86.71	129.55	67.00
120.79	38.91	21.14	273.60	79.85	0	129.55	45.02
178.57	38.91	87.38	273.60	-	-	210.60	45.02
178.57	24.82	87.38	254.61	-	-	210.60	24.82
294.05	24.82	92.07	254.61	-	-	290.93	24.82
294.05	0	92.07	224.97	-	-	290.93	0
-	-	105.15	224.97	-	-		
-	-	105.15	206.35	-	-		
-	-	106.95	206.35	-	-		
-	-	106.95	182.67	-	-		
-	-	198.90	182.67	-	-		
-	-	198.90	0	-	-		

表 4.13 關廟國小以傾角撓度法修正之力與位移關係

Δ_{roof} (mm)	V_{base} (kN)	Δ_{roof} (mm)	V_{base} (kN)
0	0	105.15	1213.08
10.03	786.64	105.15	1175.85
10.29	791.28	106.74	1175.85
14.42	1049.82	106.74	1121.42
15.62	1104.44	106.95	1121.42
21.14	1109.78	106.95	1074.06
21.26	1308.69	120.79	1074.06
22.13	1327.28	120.79	1060.25
31.83	1406.05	121.03	1060.25
33.84	1420.84	121.03	1046.43
42.06	1467.16	121.81	1046.43
43.62	1474.84	121.81	1010.35
43.63	1474.91	129.06	1010.35
48.04	1489.00	129.06	988.37
48.23	1489.53	129.55	988.37
53.09	1498.83	129.55	966.38
57.99	1506.20	176.61	966.38
71.83	1521.26	176.61	952.30
73.78	1523.03	178.57	952.30
79.70	1527.35	178.57	938.21
79.85	1527.41	195.98	938.21
79.85	1440.70	195.98	566.84
87.38	1442.33	198.73	566.84
87.38	1404.34	198.73	508.36
87.43	1404.36	198.90	508.36
87.43	1366.38	198.90	143.02
91.48	1367.25	210.60	143.02
92.07	1367.36	210.60	122.83
92.07	1308.09	212.55	122.83
92.12	1308.09	212.55	102.63
92.12	1248.82	290.93	102.63
100.47	1250.32	290.93	49.64
104.94	1250.32	294.05	49.64
104.94	1213.08	294.05	0







氣窗及w1,w2,門尺寸

門：220x110cm 氣窗：110x60cm
 w1：160x160cm w2：270x160cm

圖 2.1：SBFU 試體之詳細尺寸及配置圖[12]

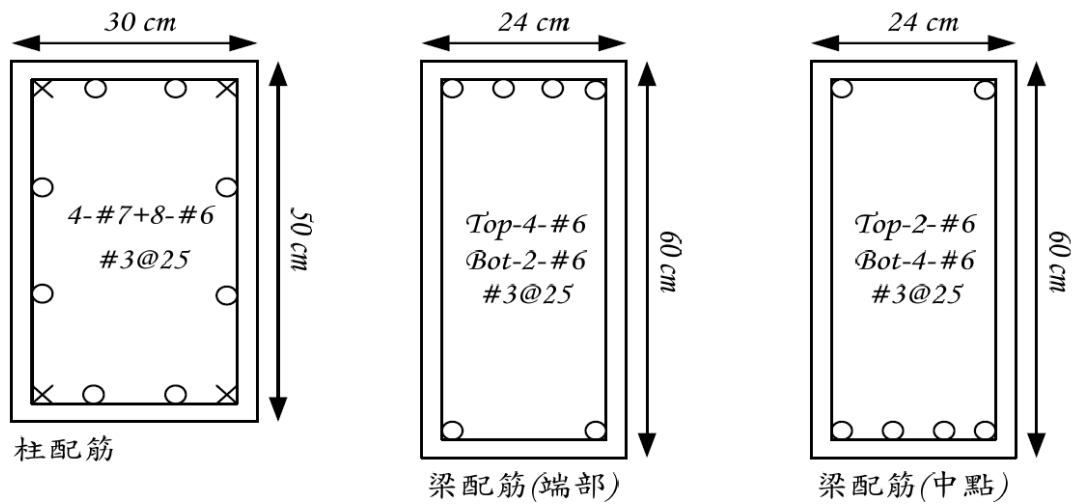


圖 2.2：SBFU 試體梁柱配筋圖[12]

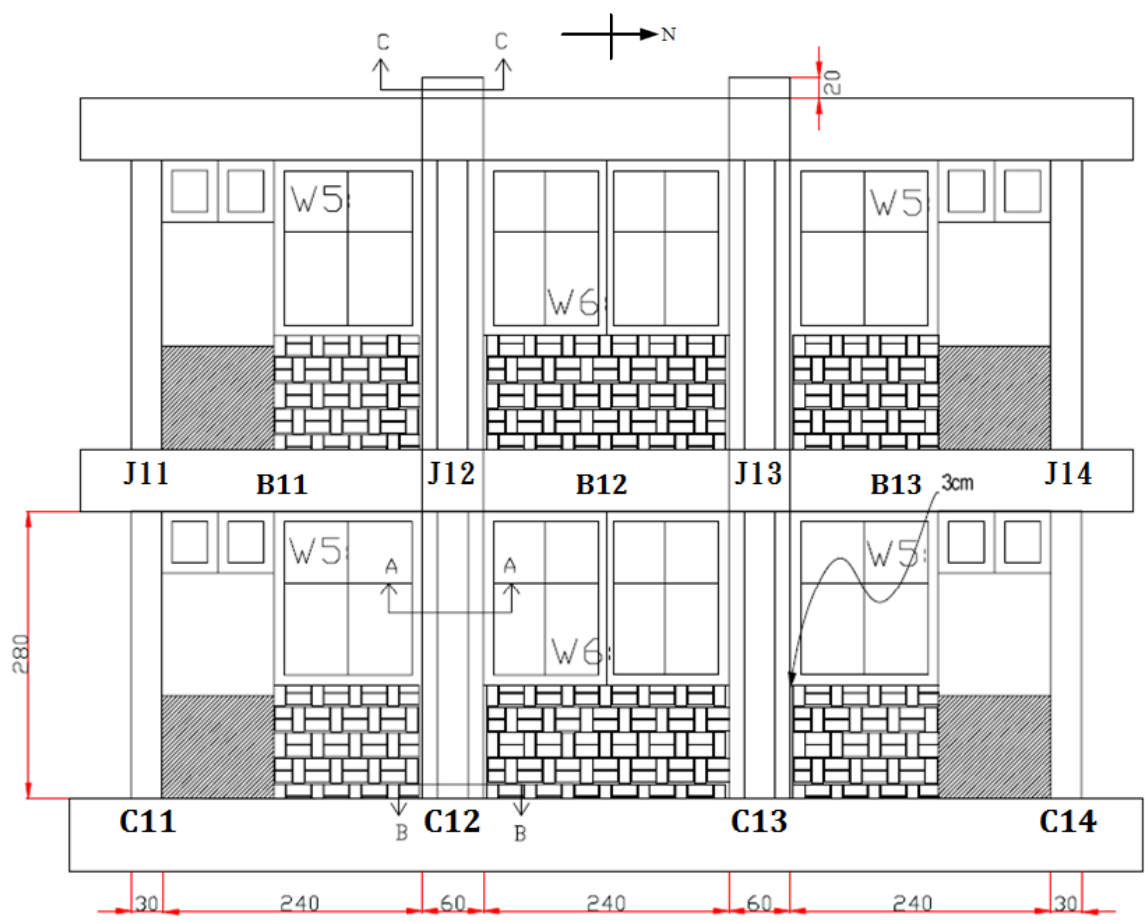


圖 2.3 : SBFU-C 試體之詳細尺寸及配置圖[12]

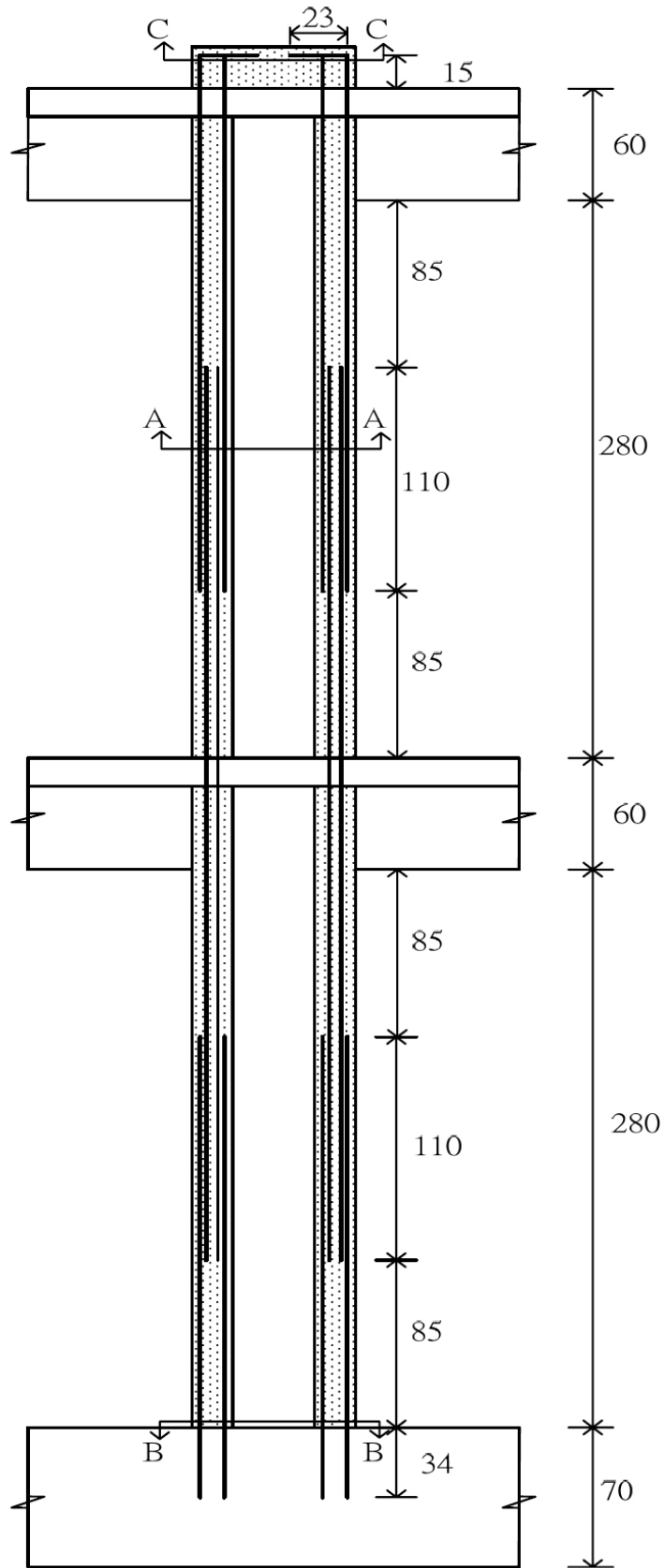


圖 2.4 SBFU-C 試體擴柱之立面配置圖[12]

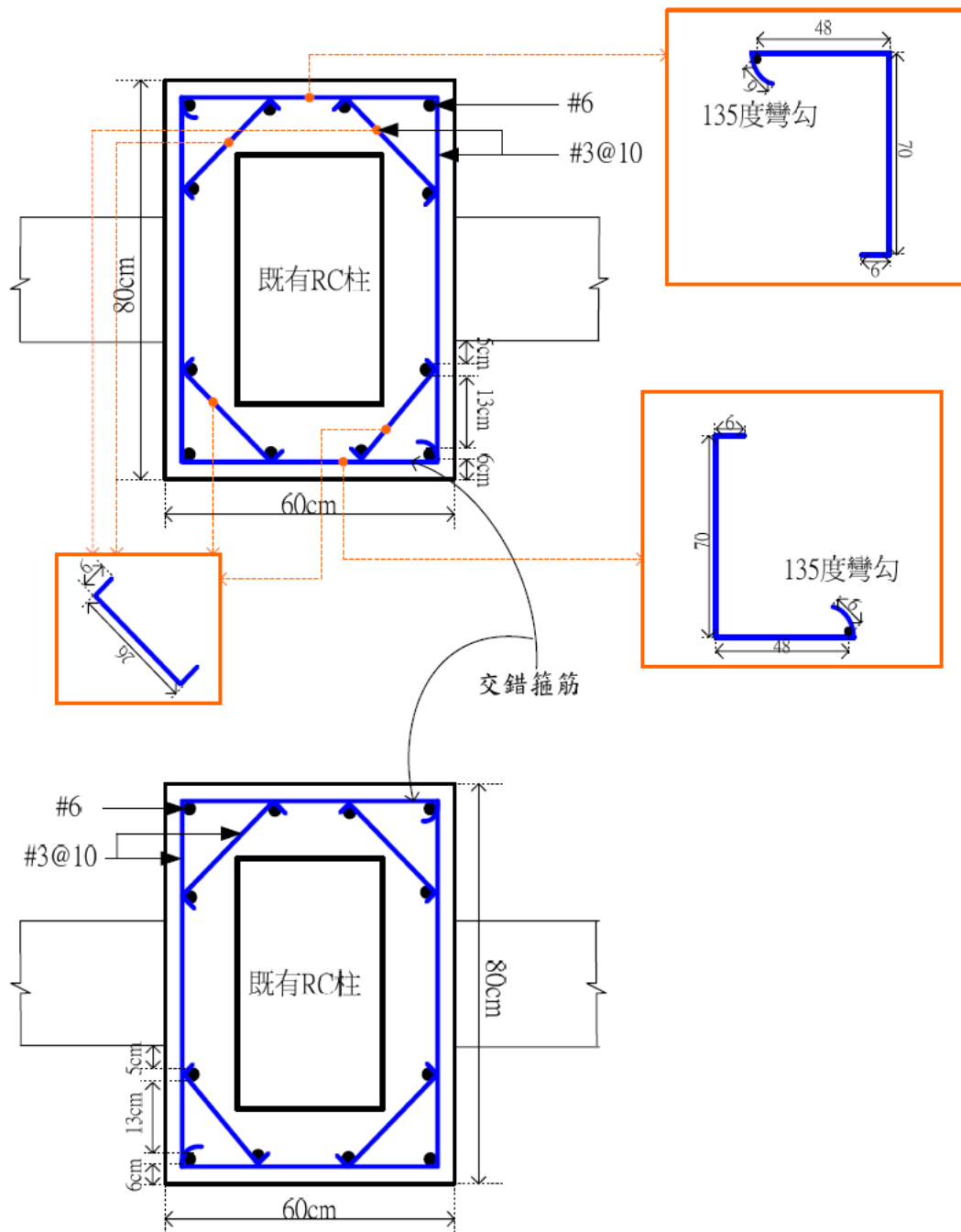


圖 2.5 : SBFU-C 試體擴柱 A-A 斷面之配筋細部圖[12]

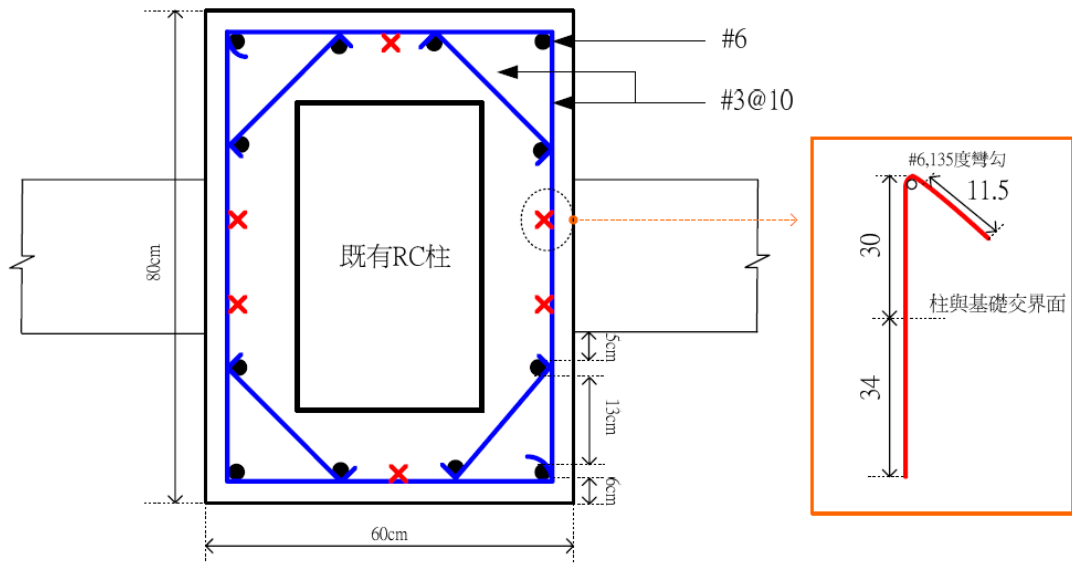


圖 2.6：SBFU-C 試體擴柱 B-B 斷面之配筋細部圖[12]

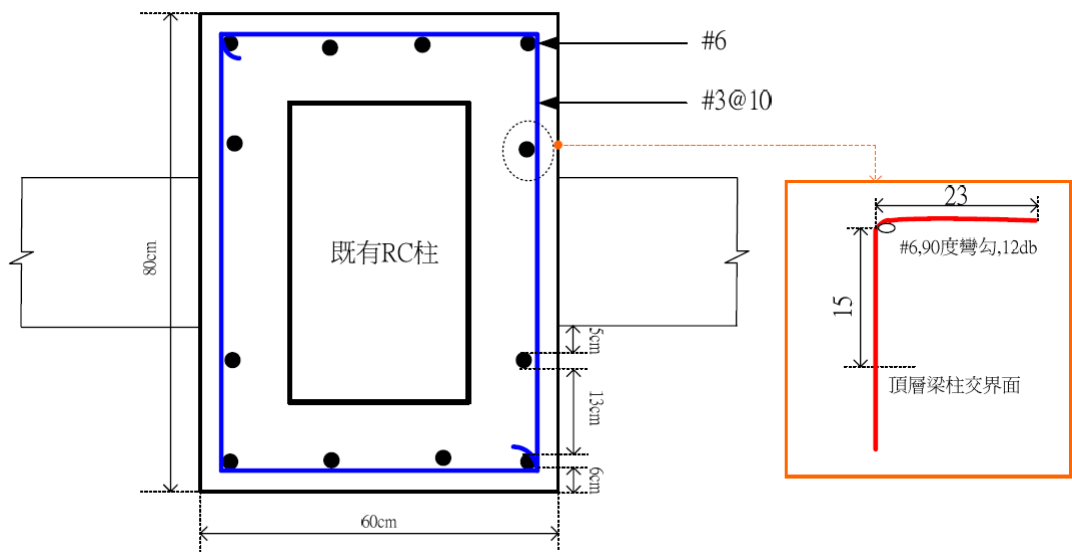


圖 2.7：SBFU-C 試體擴柱 C-C 斷面之配筋細部圖[12]

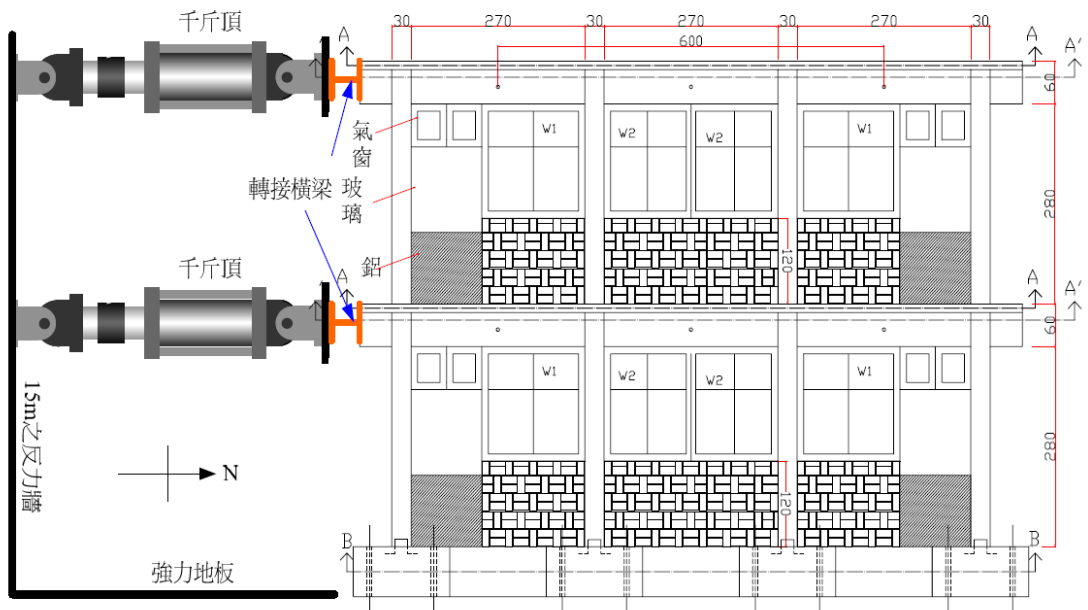


圖 2.8：SBFU 試體之試驗架構圖[12]



圖 2.9：SBFU 試體之側向支撐配置圖



圖 2.10：SBFU-C 試體試驗前照片



圖 2.11：SBFU-C 試體 C11 接頭試驗前照片



圖 2.12：SBFU-C 試體 C14 接頭試驗前照片

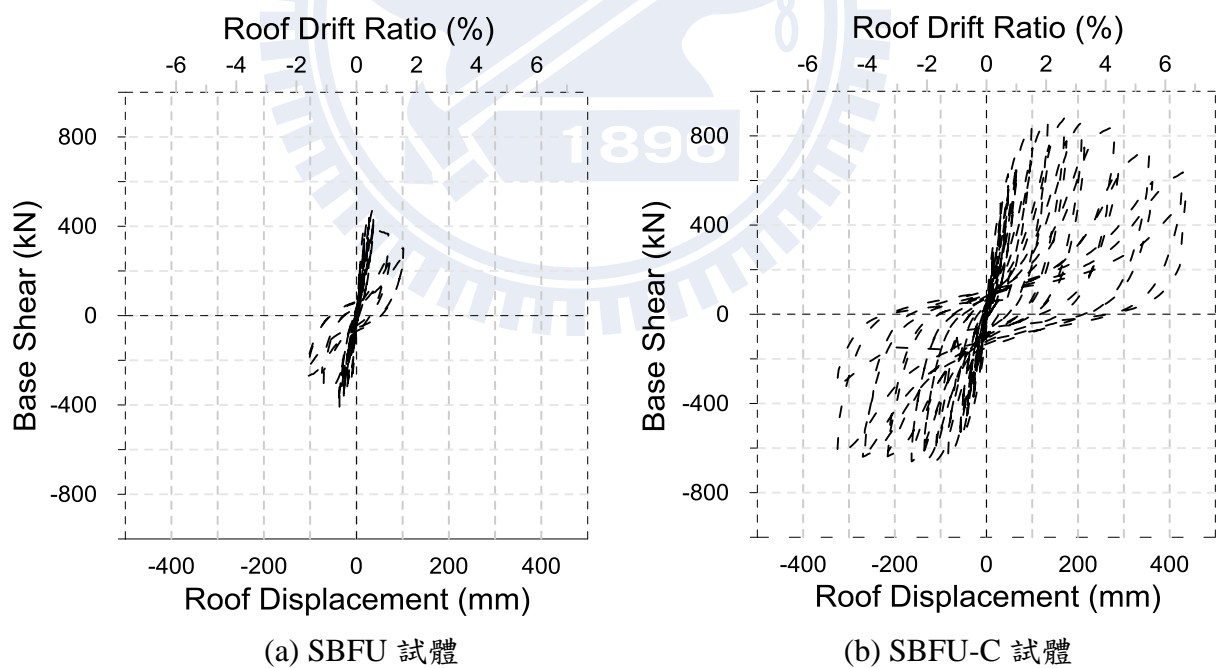


圖 2.13：頂層位移與基底剪力關係圖

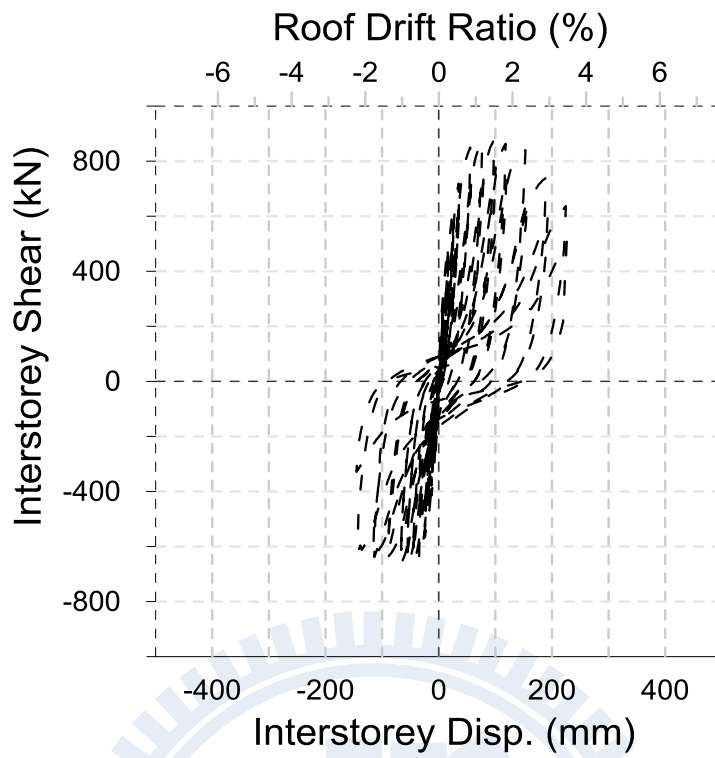


圖 2.14：SBFU-C 一樓層間位移與樓層剪力關係圖

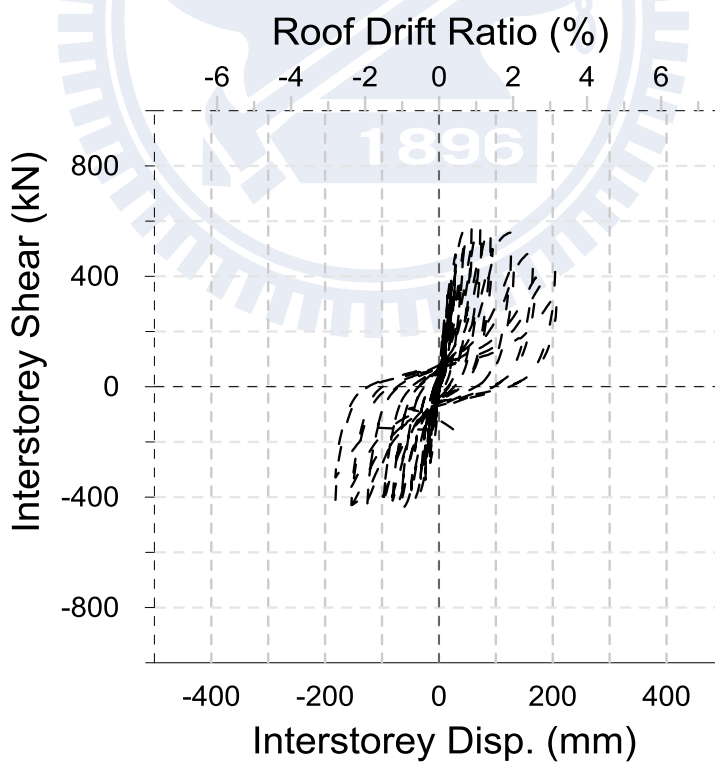
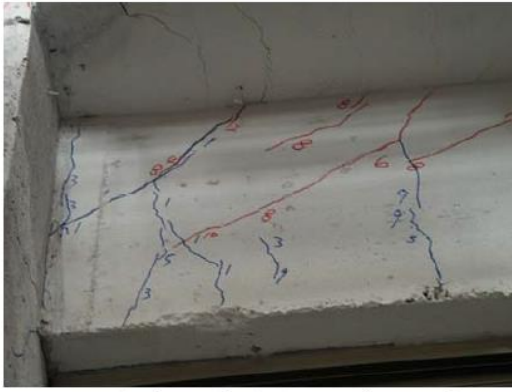
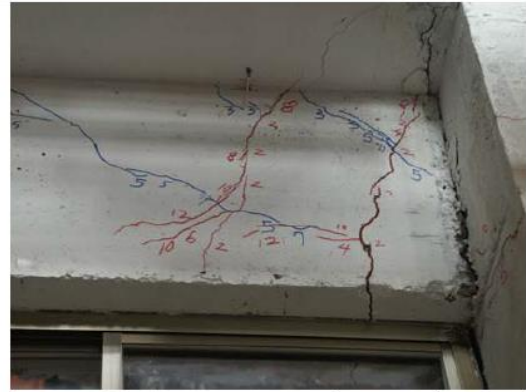


圖 2.15：SBFU-C 二樓層間位移與樓層剪力關係圖



B13 梁南端產生塑鉸 (1.5%)



B12 梁北端塑鉸 (-2.0%)



C12 柱底部產生塑鉸 (-2.0%)



C13 柱底部產生塑鉸 (2.0%)

圖 2.16：SBFU-C 試體破壞順序



圖 2.17：SBFU-C 試體之外柱接頭破壞發展(左為 J11，右為 J14)



圖 2.18：SBFU-C 試體最終破壞模式

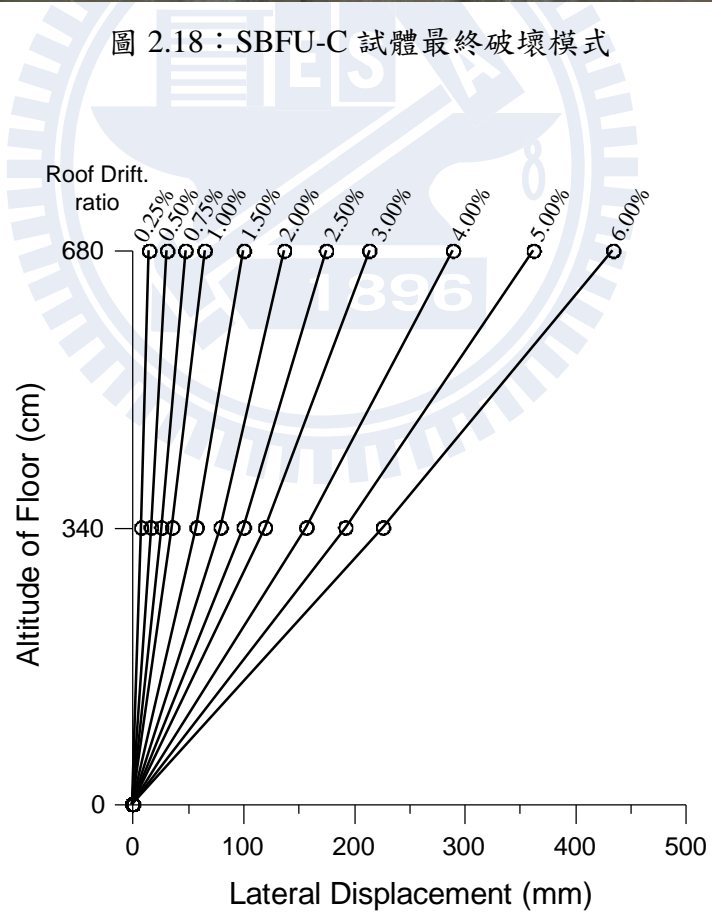


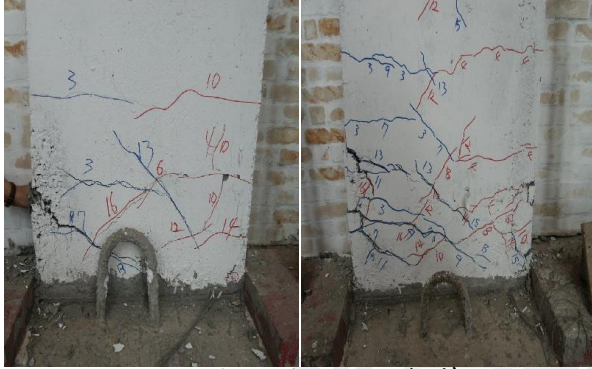
圖 2.19：SBFU-C 試體之樓層側位移與高程關係圖



0.5% 開始產生些微撓曲裂縫



2.0% 塑鉸區裂縫發展



4.0% 塑鉸區混凝土剝落



6.0% 塑鉸破壞

圖 2.20：SBFU-C 試體之內柱柱體破壞發展(左為 C12，右為 C13)



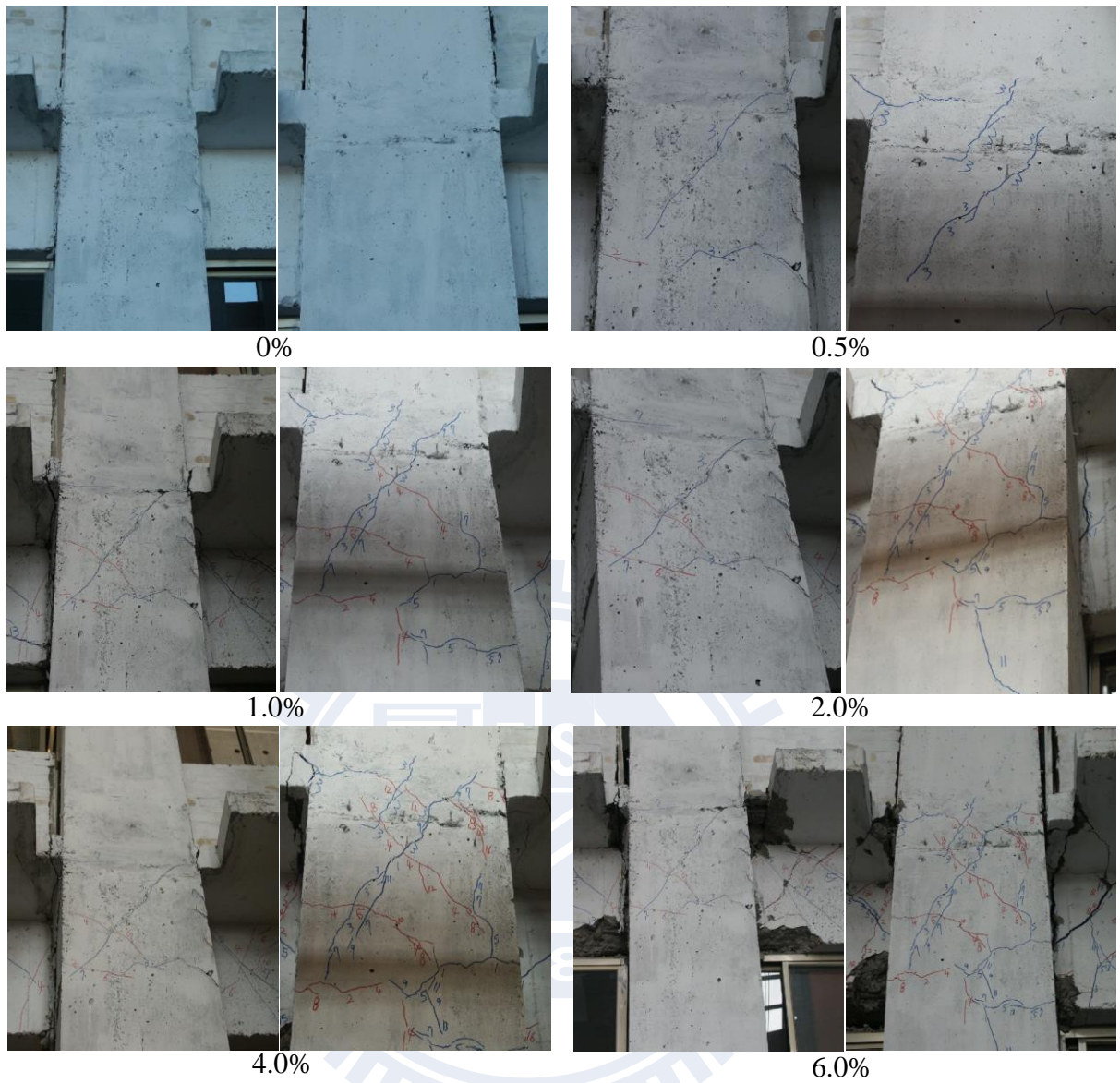


圖 2.21：SBFU-C 試體之內柱接頭破壞發展(左為 J12，右為 J13)

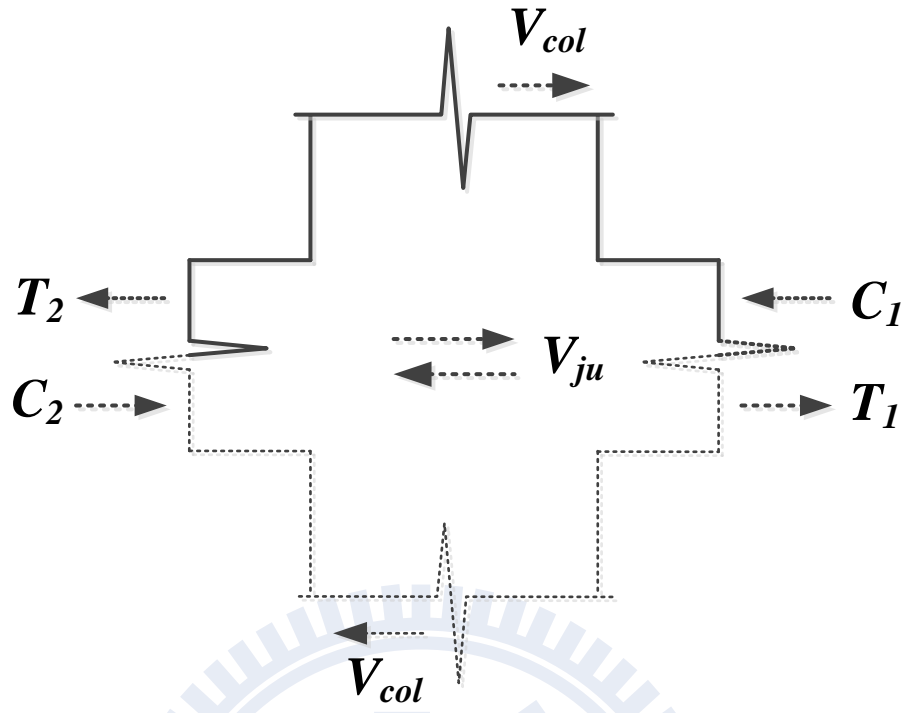


圖 2.22：接頭合力平衡分離體圖

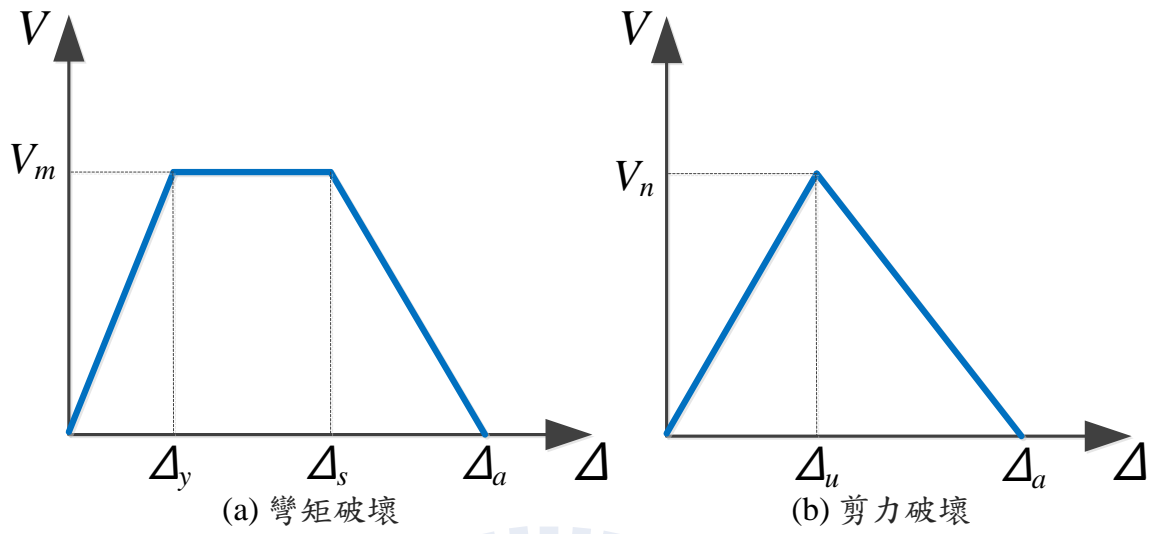


圖 3.1：柱側力與側位移關係

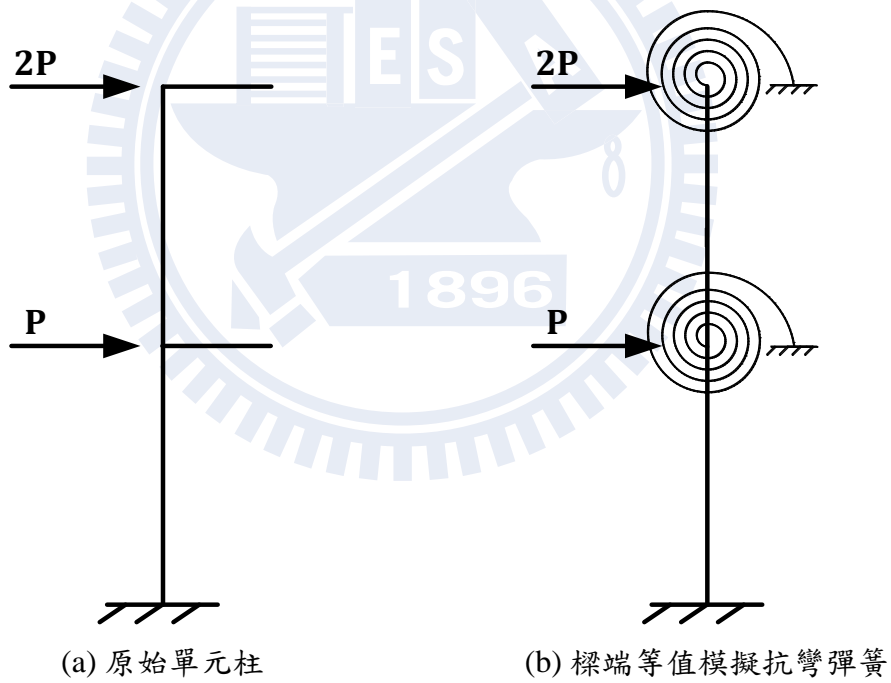


圖 3.2：單元柱示意圖

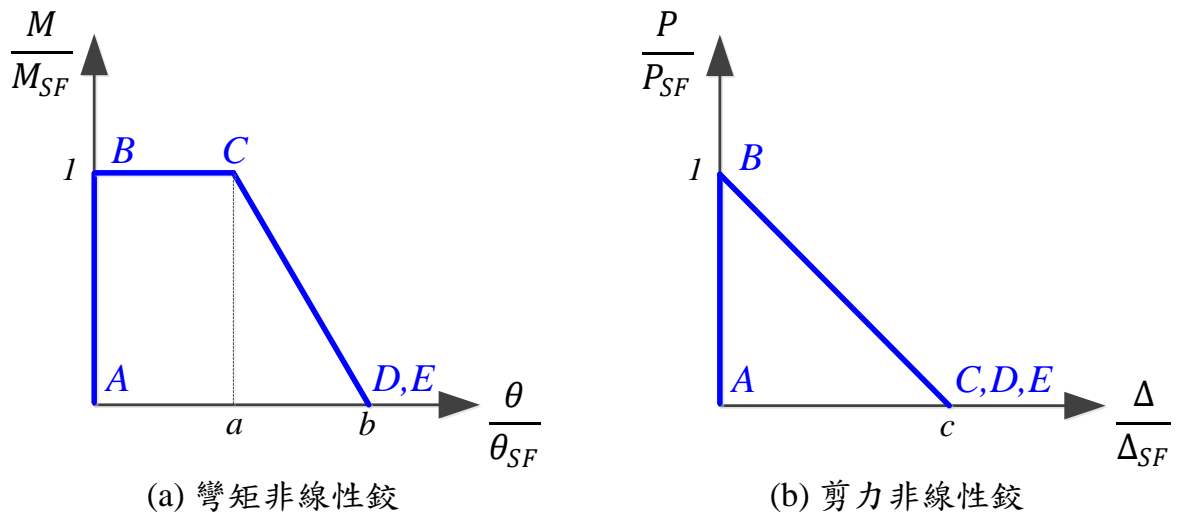


圖 3.3 : RC 柱非線性鉸載重位移曲線

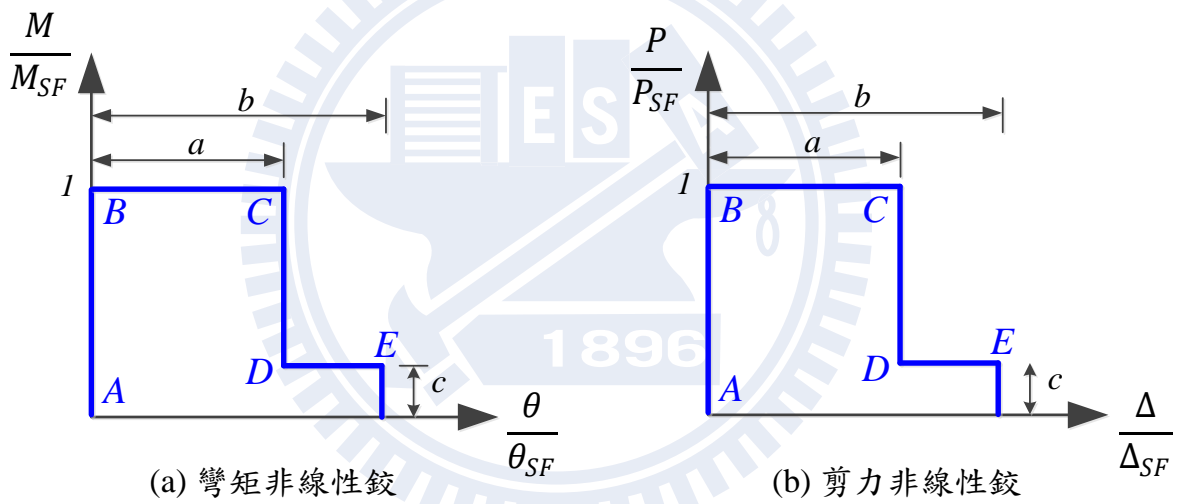


圖 3.4 : RC 梁非線性鉸載重位移曲線

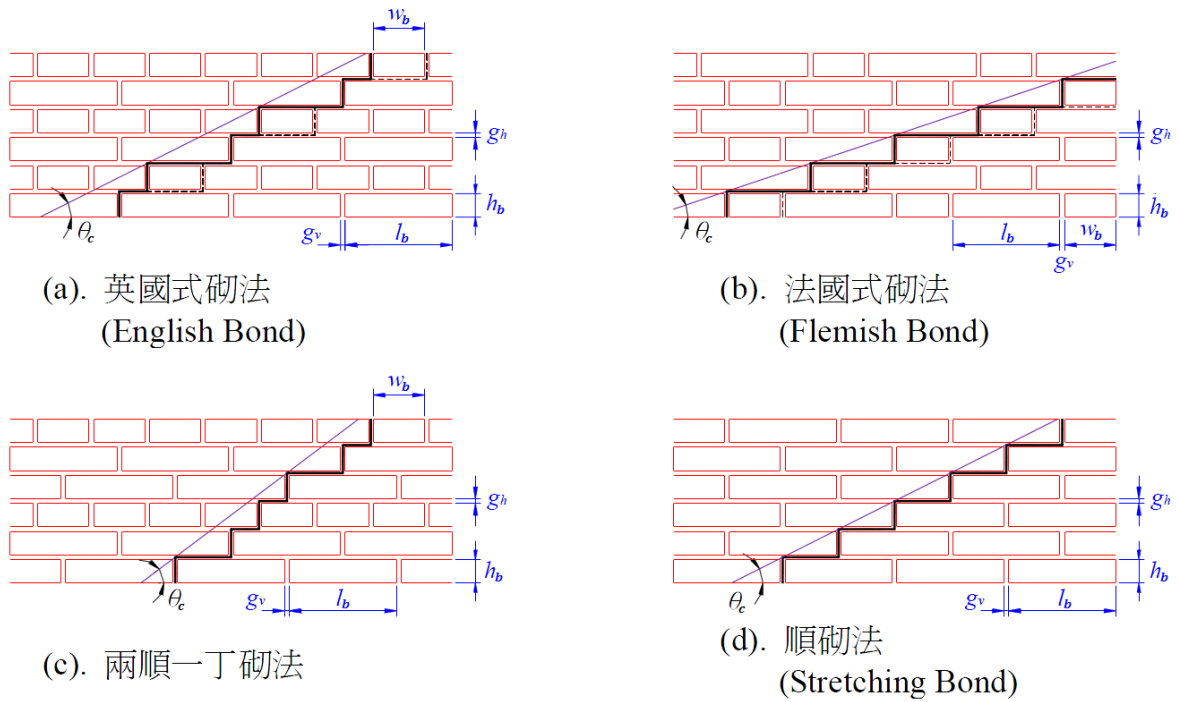


圖 3.5：各式磚牆砌法與臨界破壞角
(轉載自 建築物磚構造設計及施工規範)

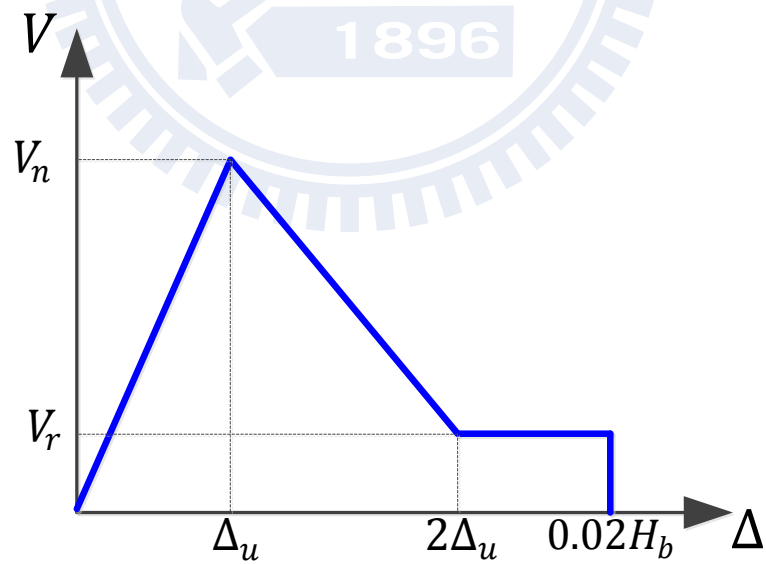


圖 3.6：磚牆之側向載重位移曲線

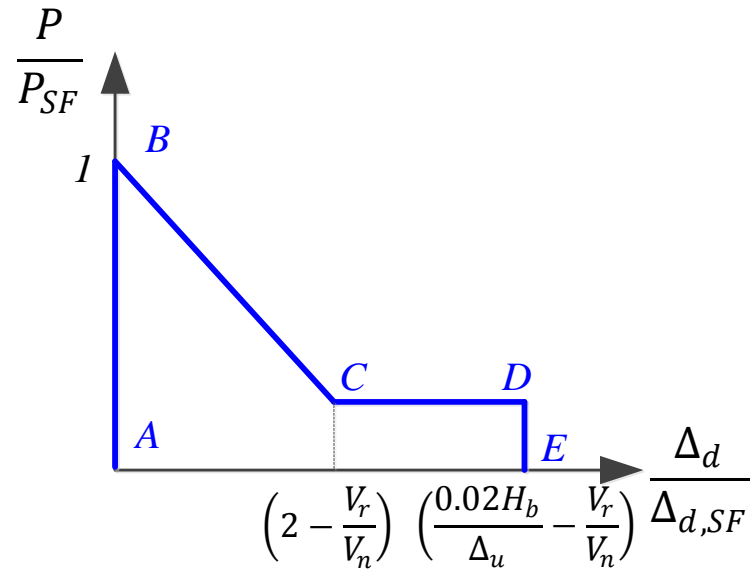


圖 3.7：磚牆等值斜撐之軸力非線性鉸性質



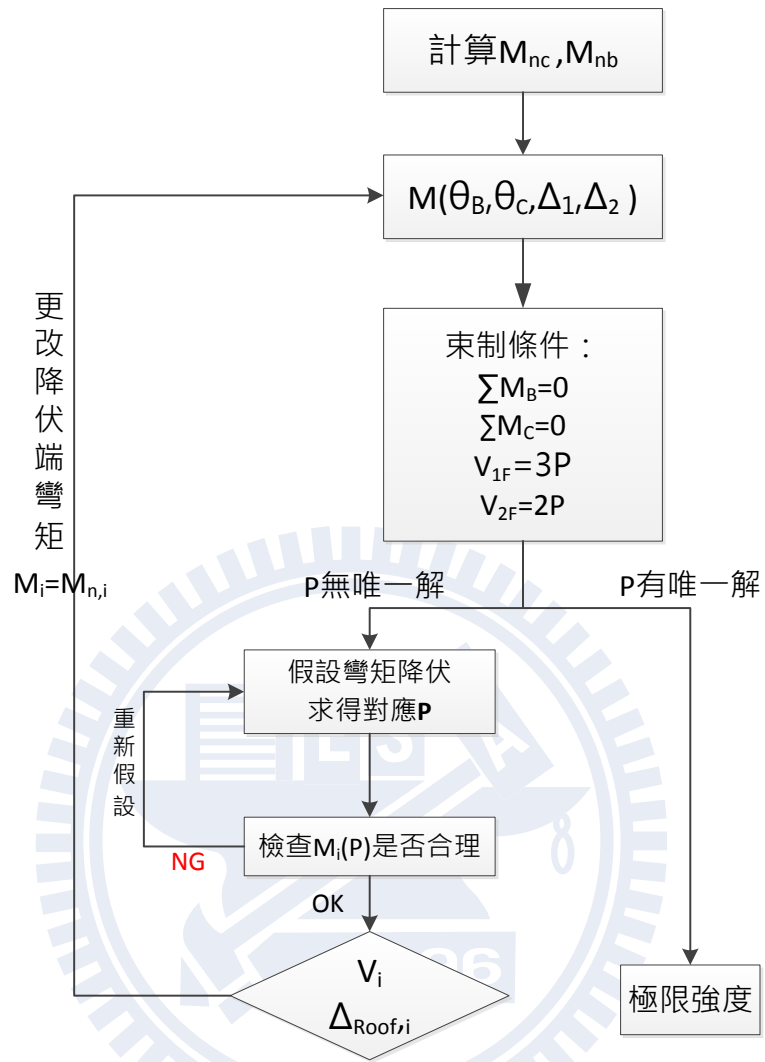


圖 3.8：以 SBFU-C 之柱 C11 為例推導曲線上升段流程圖

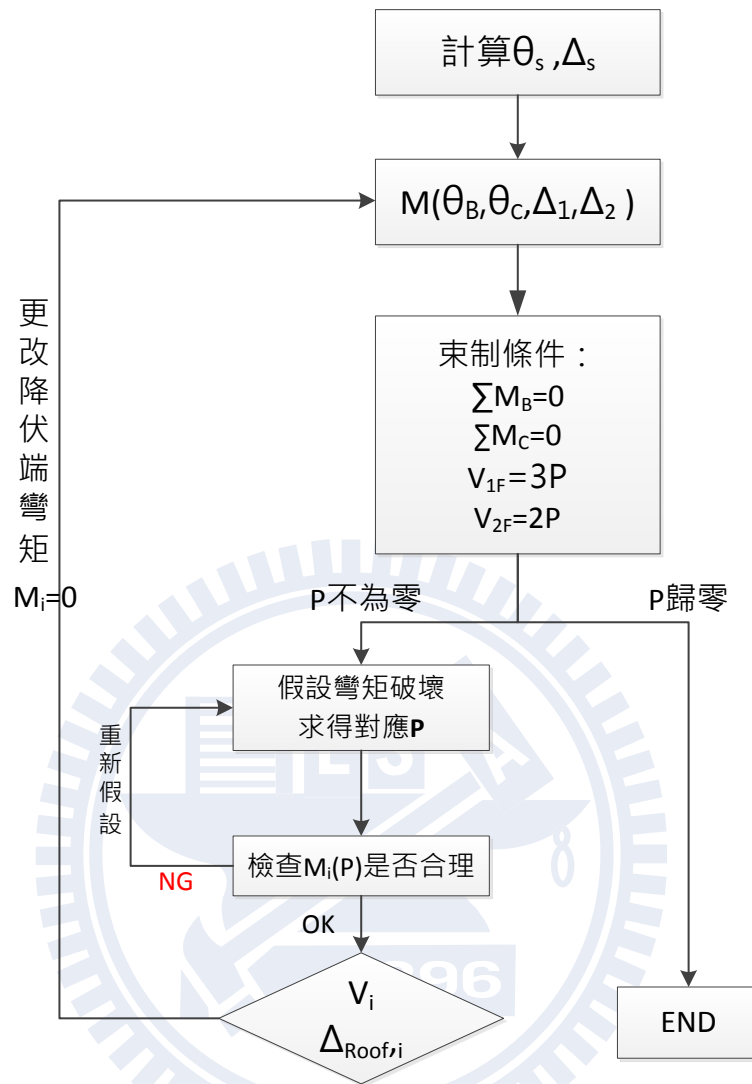


圖 3.9：以 SBFU-C 之柱 C11 為例推導曲線下降段流程圖

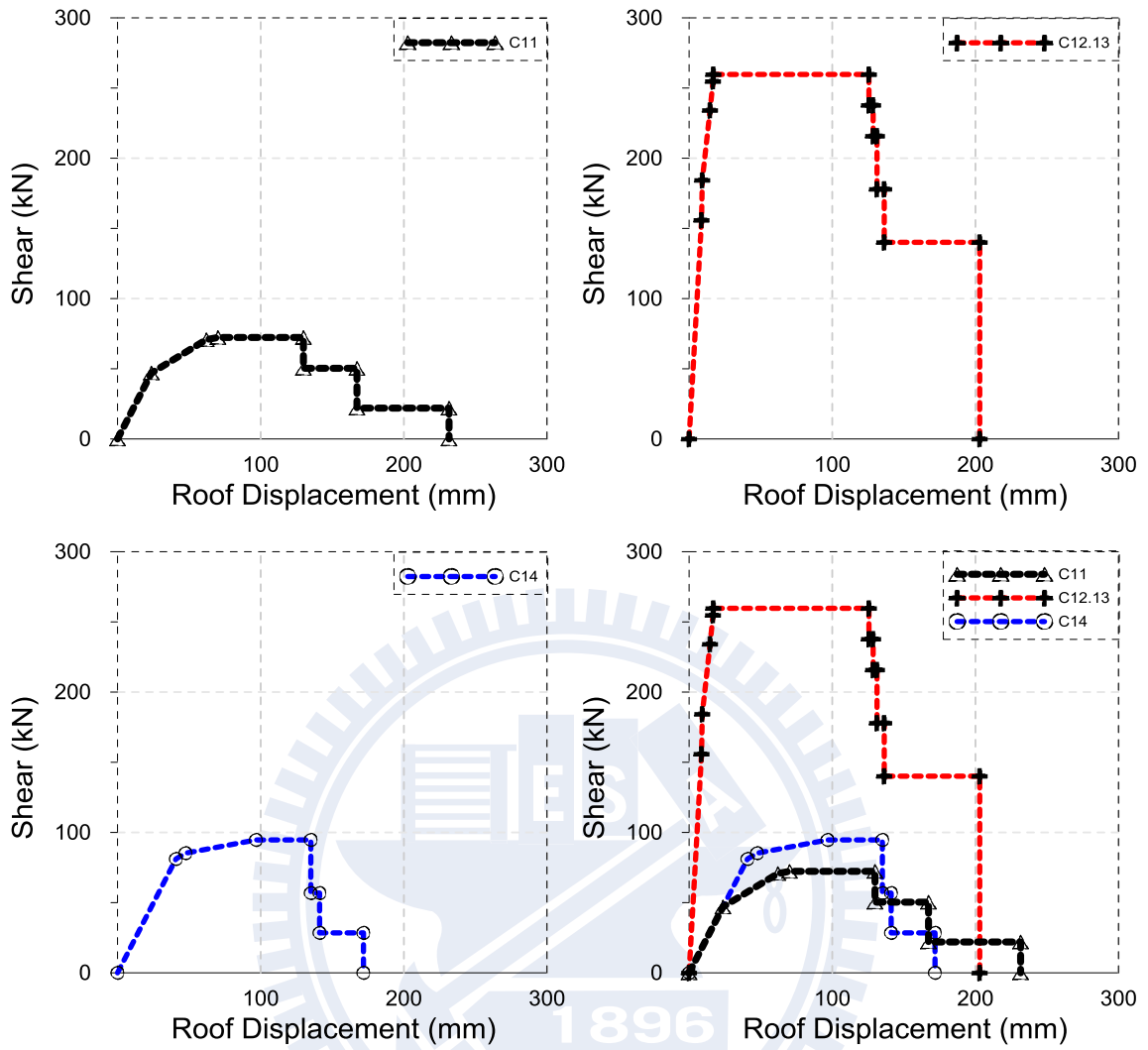


圖 3.10：SBFU-C 以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係

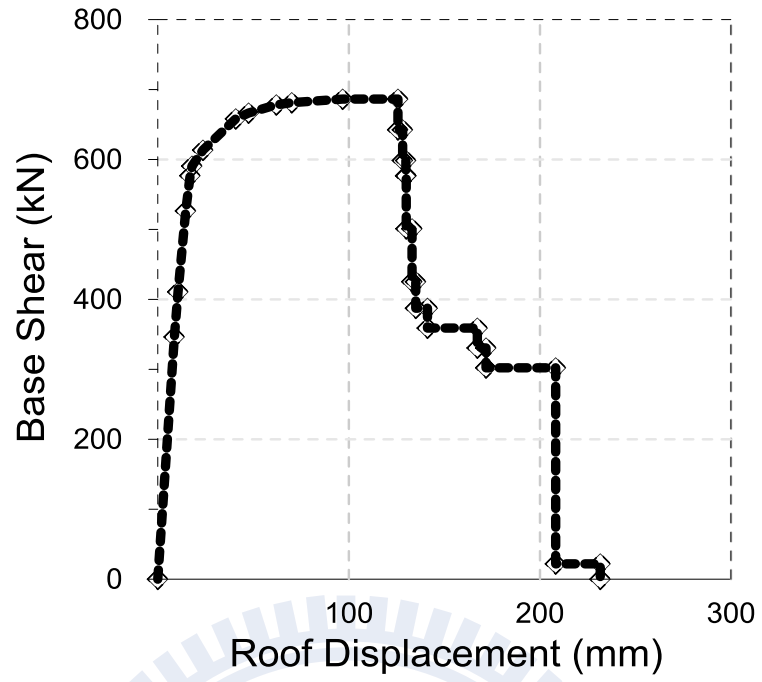


圖 3.11：SBFU-C 以傾角撓度法修正之力與位移關係



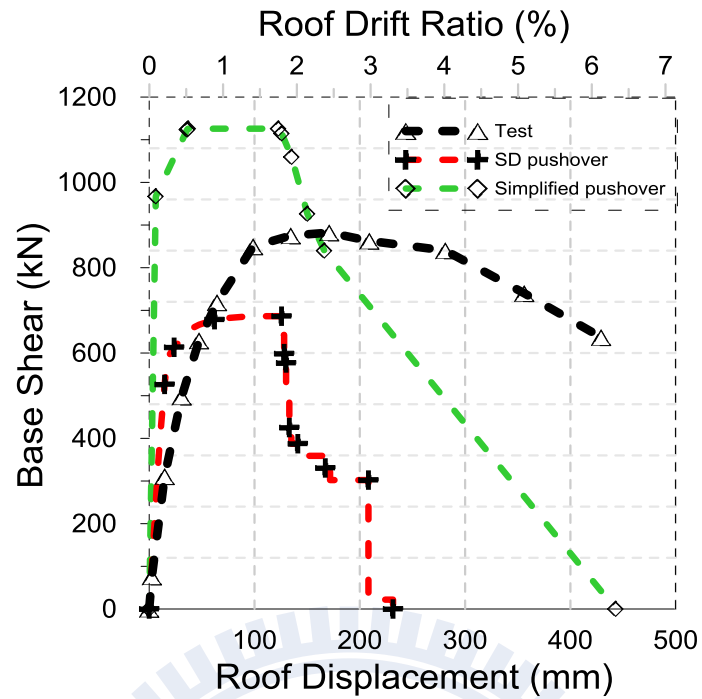


圖 4.1：SBFU-C 試體之試驗曲線對照簡易側推分析結果

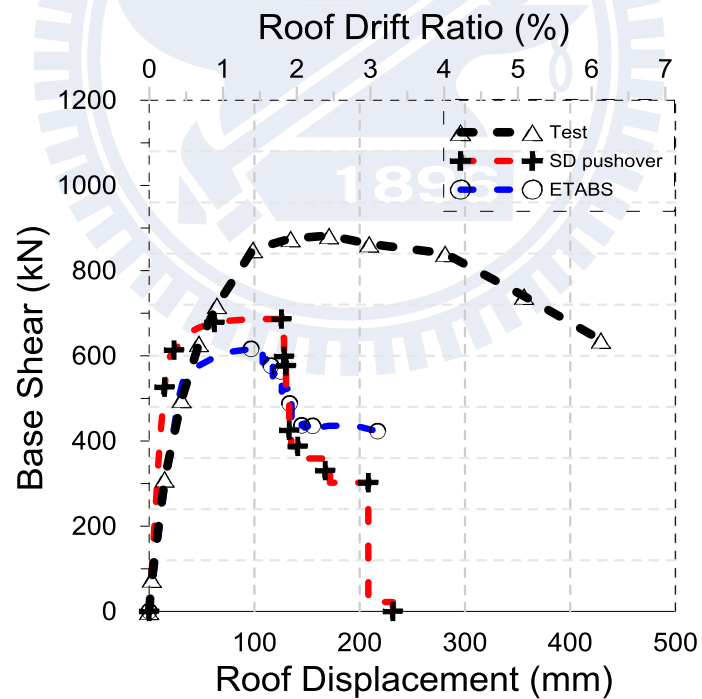
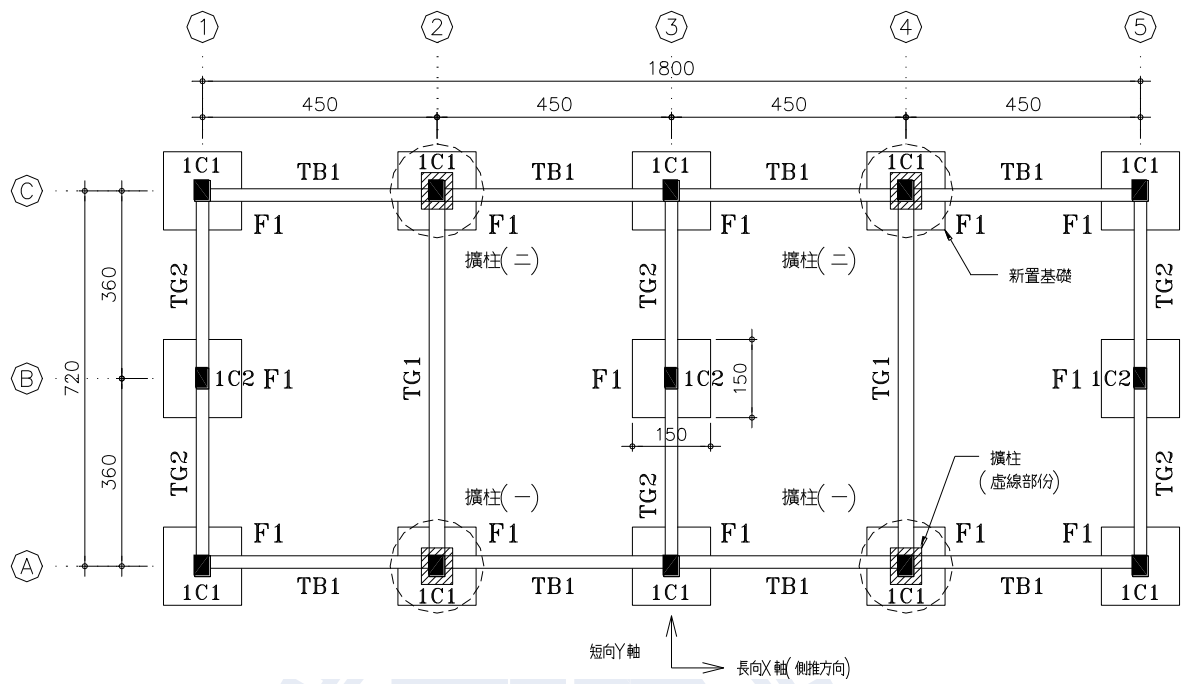
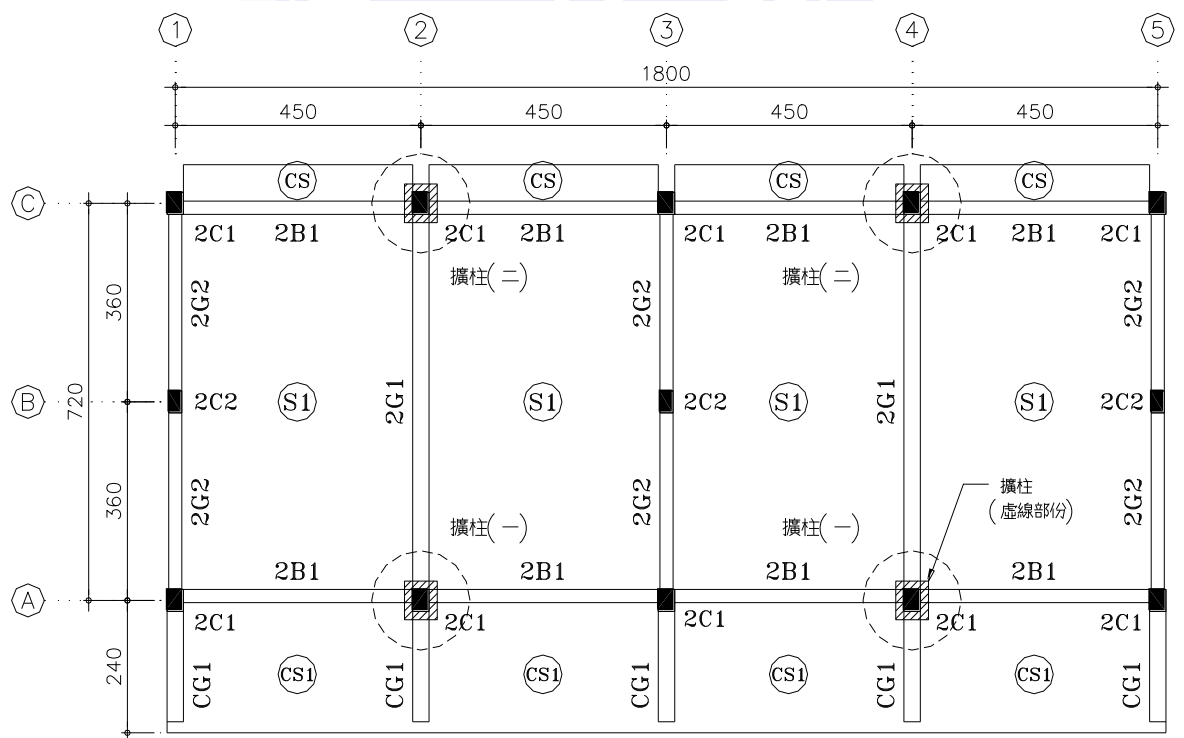


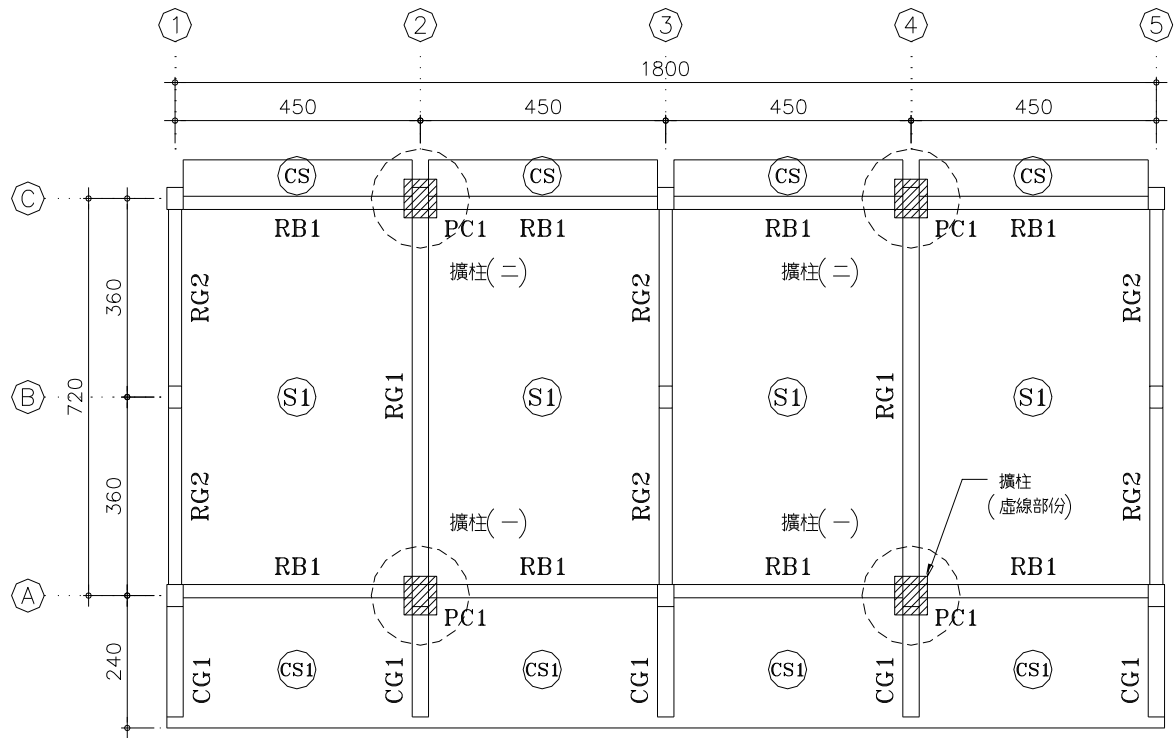
圖 4.2：SBFU-C 試體之試驗曲線對照 SD pushover、ETABS 分析結果



(a)基礎 (cm)

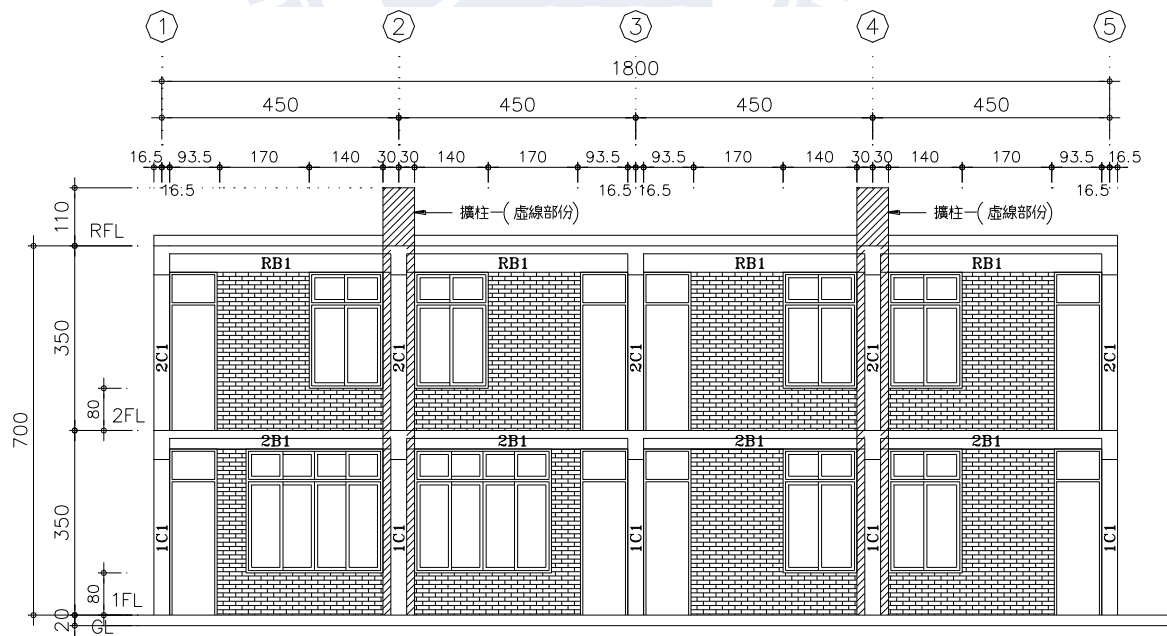


(b)二樓 (cm)

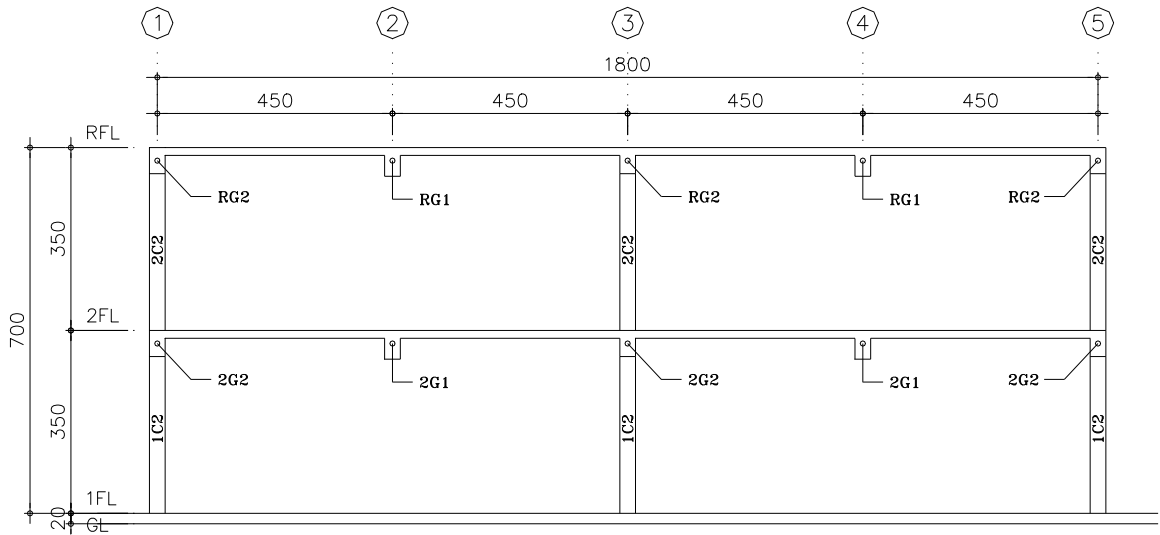


(c)頂樓 (cm)

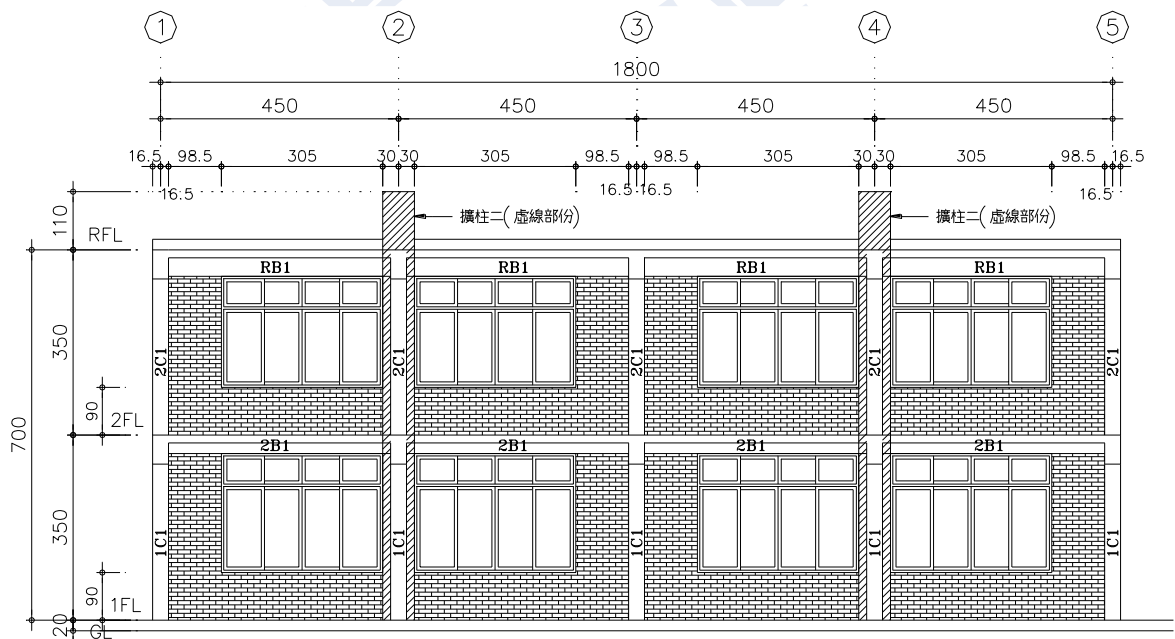
圖 4.3：關廟國小擴柱補強試體結構平面[29]



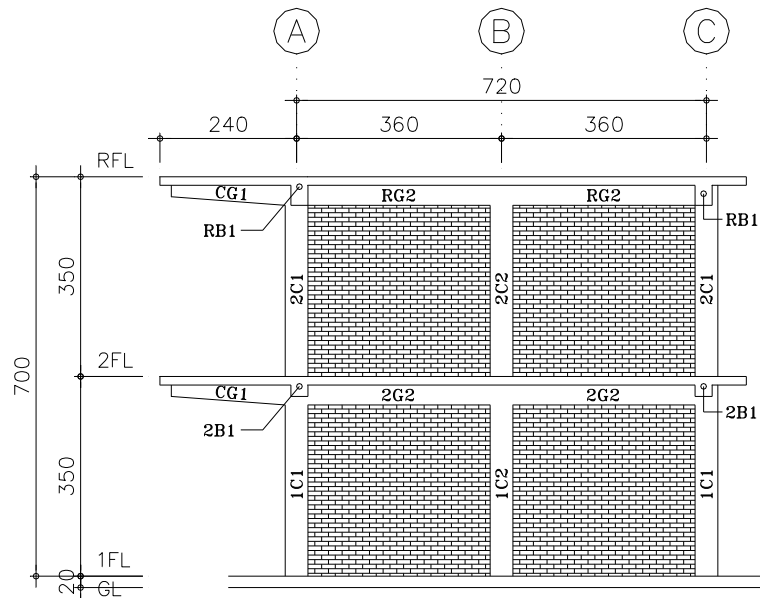
(a)A 構架 (cm)



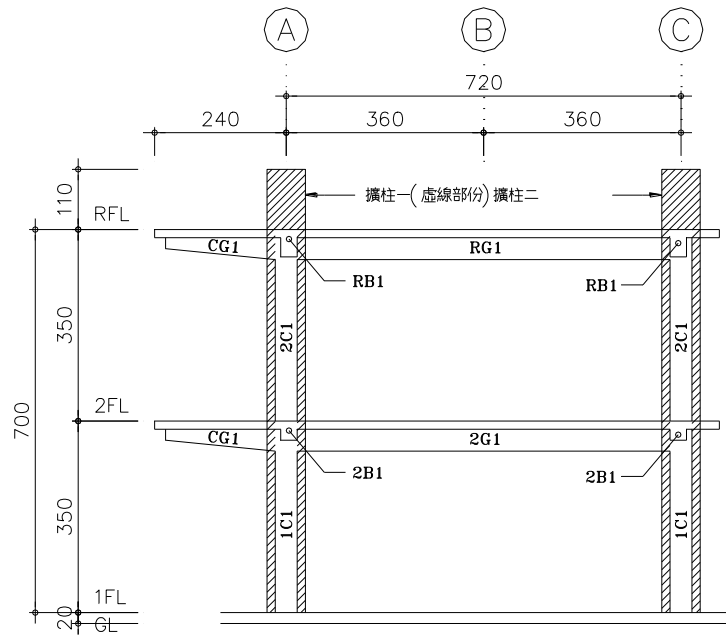
(b)B 構架 (cm)



(c)C 構架 (cm)

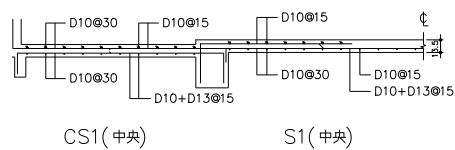


(d) 1、3、5 構架(有隔間牆, cm)



(e) 2、4 構架(無隔間牆, cm)

圖 4.4：關廟國小擴柱補強試體結構立面[29]



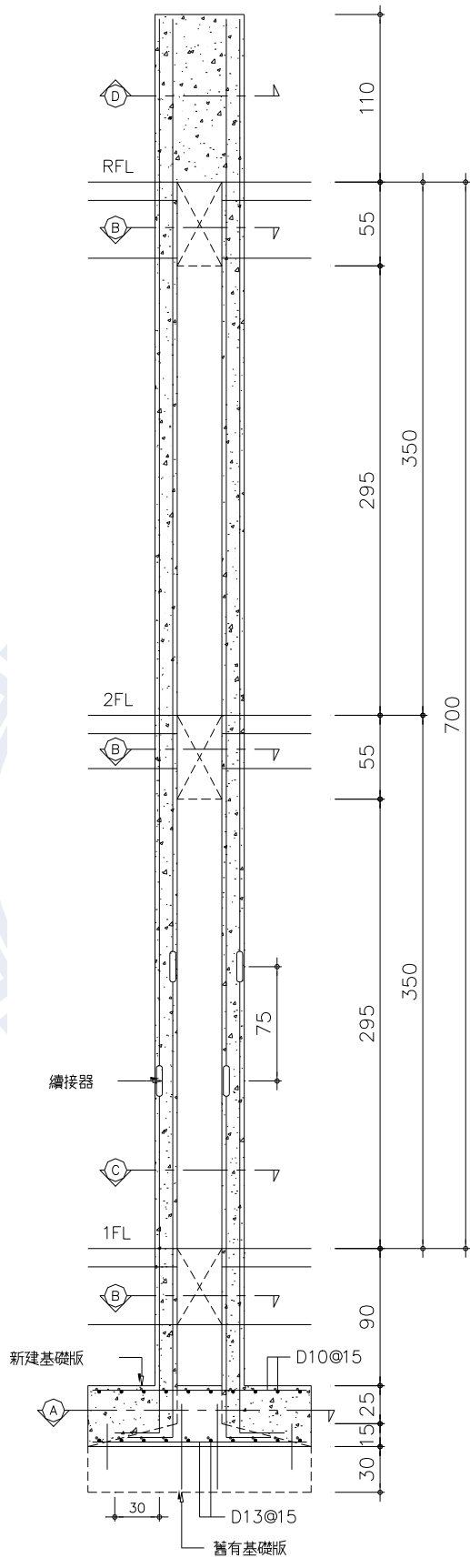
CS1(中央)

S1(中央)

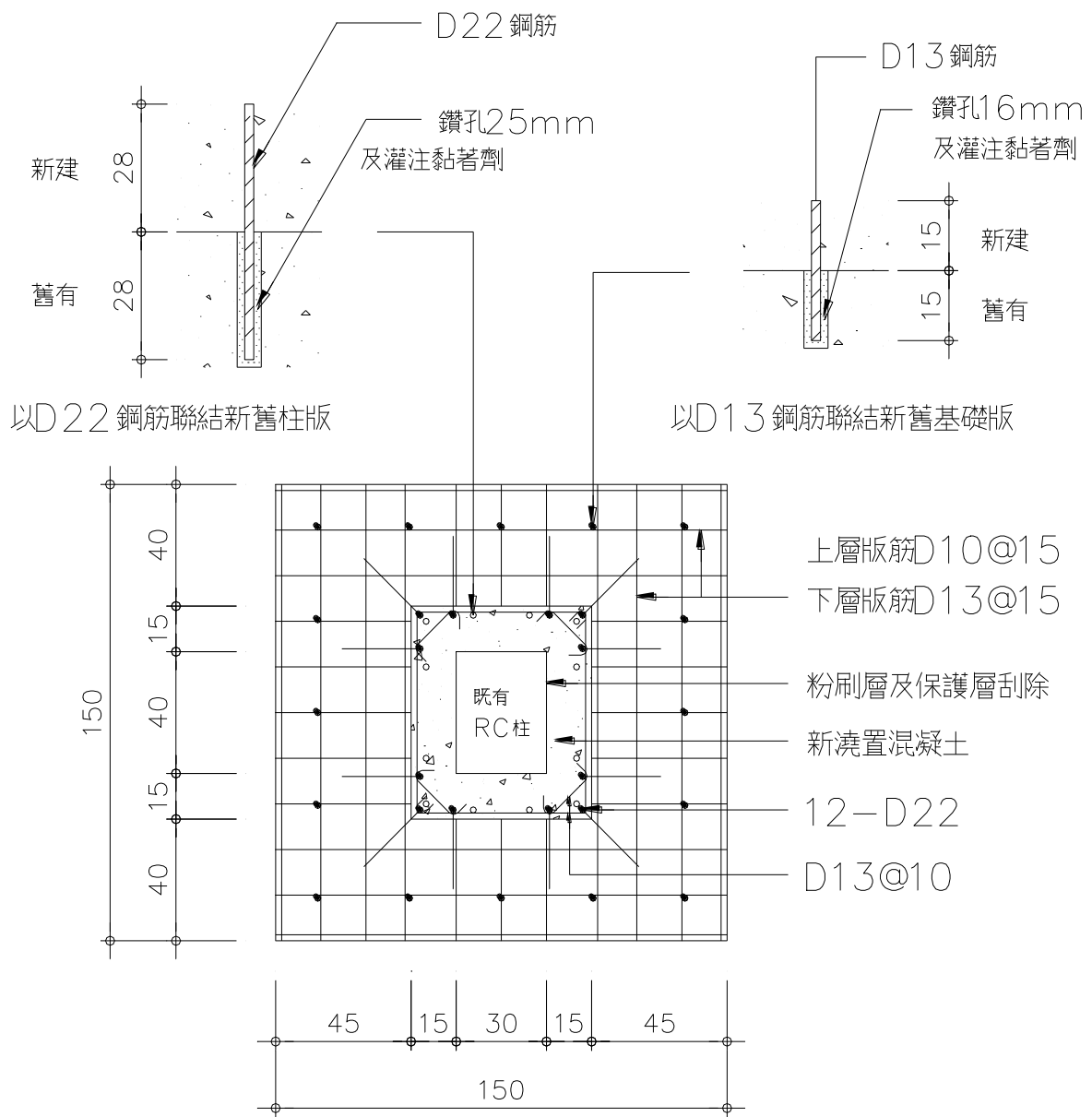
編號	C1	C2
2 F		
配筋	+4-D22 × 4-D19	○ 6-D16
箍筋	D10@20	D10@20
尺寸	33*43	24*36
1 F		
配筋	+4-D22 × 6-D19	× 6-D19
箍筋	D10@20	D10@20
尺寸	33*43	24*36

編號	RG1 (30*55)				RB1 (24*50)				RCC1(30*55~35)			
	兩	端	中	央	兩	端	中	央	兩	端	中	央
R FL												
上層配筋	+4-D22×2-D19				×3-D19				×4-D22			
下層配筋	+2-D22				×2-D19				+4-D22			
箍筋	D10@10				D10@25				D10@15			
編號	2G1 (30*55)				2B1 (24*40)				2CC1 (30*55~35)			
	兩	端	中	央	兩	端	中	央	兩	端	中	央
2 FL												
上層配筋	●2-D25+4-D22				×5-D19				●2-D25+4-D22			
下層配筋	●2-D25				×2-D19				●2-D25+2-D22			
箍筋	D10@10-20				D10@25				D10@15-25			
編號	TG1 (30*50)				TG2 (24*45)				TB1 (24*45)			
	兩	端	中	央	兩	端	中	央	兩	端	中	央
F F'												
上層配筋	×3-D19				○3-D16				○3-D16			
下層配筋	×3-D19				○3-D16				○3-D16			
箍筋	D10@25				D10@25				D10@25			

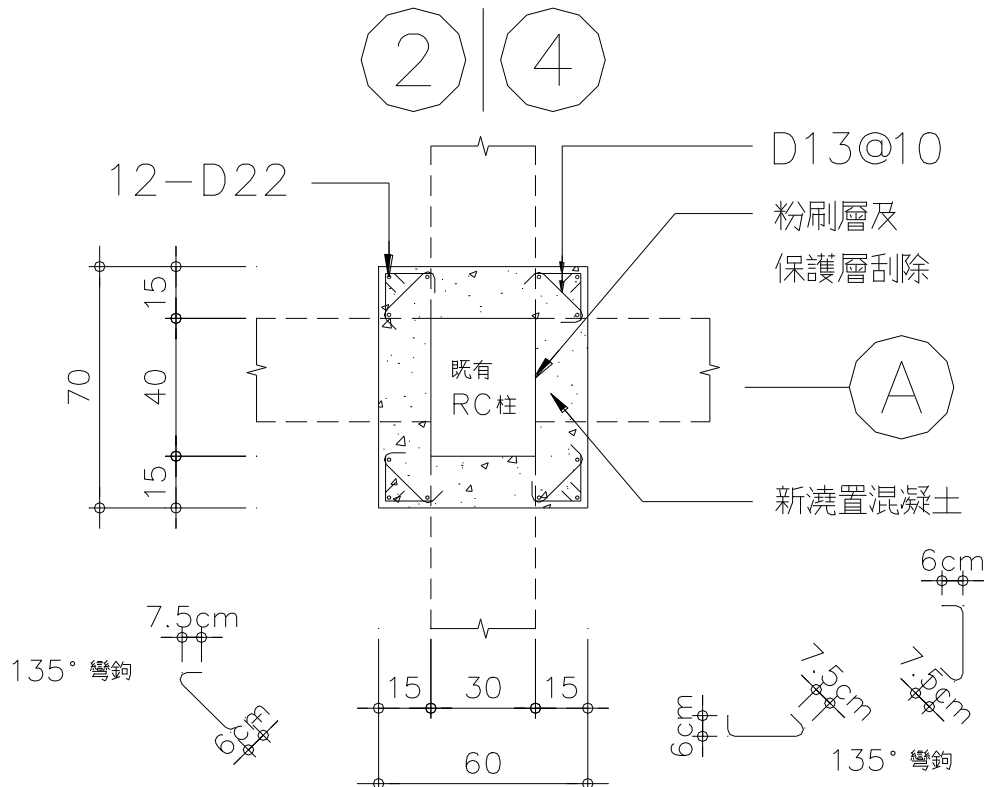
圖 4.5：關廟國小擴柱補強試體柱、梁、板配筋 (cm) [29]



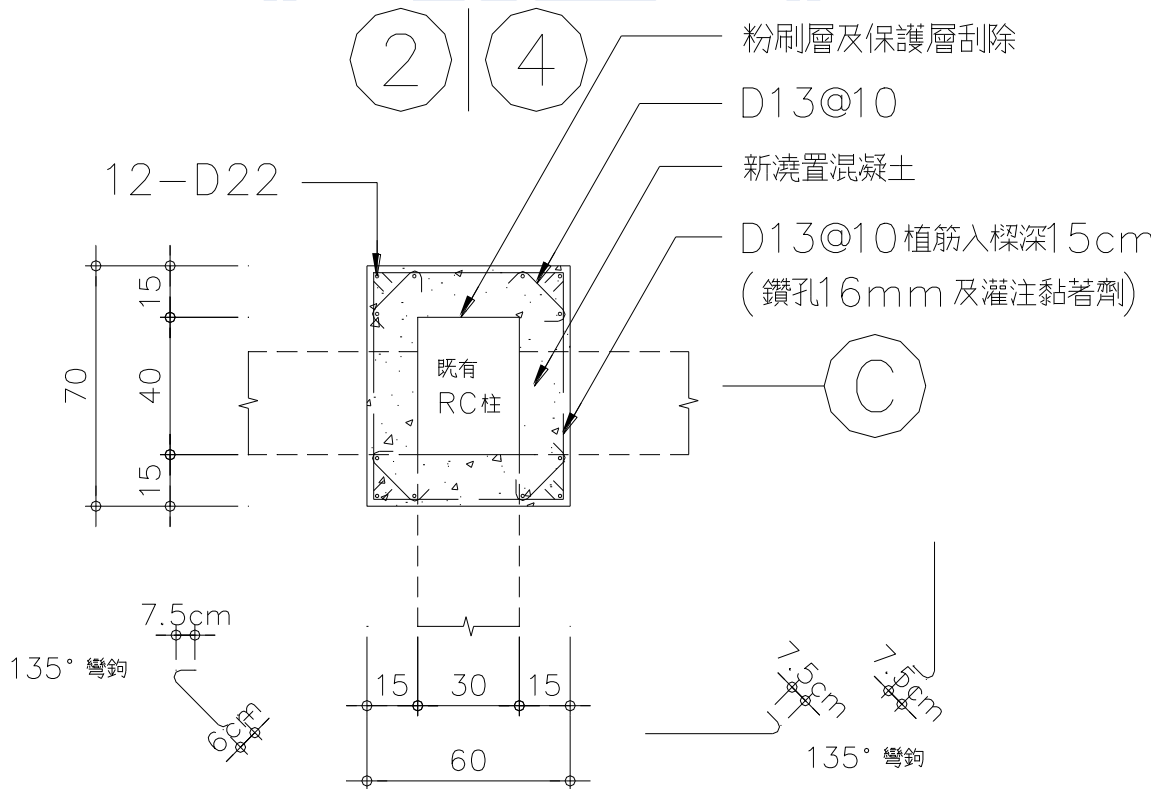
(a) 立面 (cm)



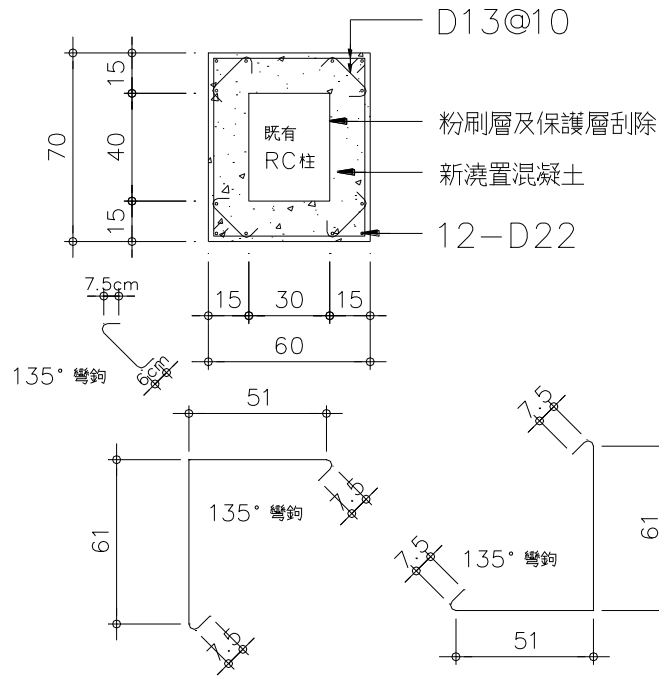
(b)基礎平面(A-A 斷面 , cm)



(c) 梁柱接頭不設置箍筋平面(B-B 斷面 , cm)

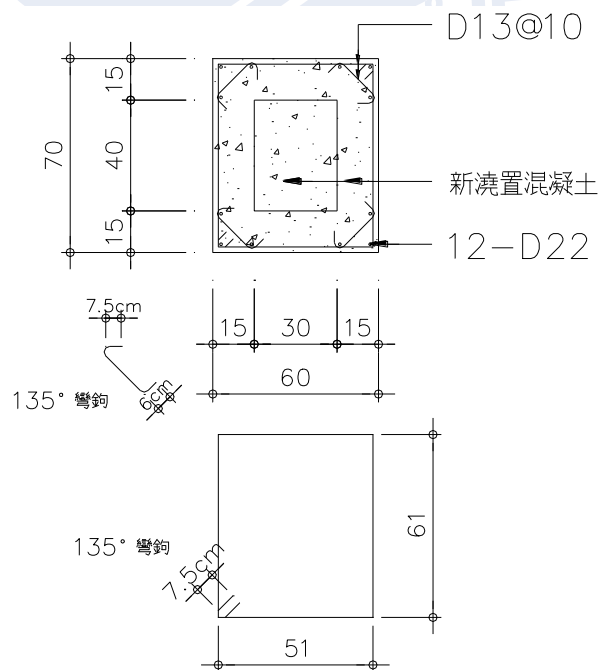


(d) 梁柱接頭設置箍筋平面(B-B 斷面 , cm)



附註: 相鄰補助繫筋之135°與90°彎鉤
須上下錯開, 外箍筋之彎鉤須四角錯開

(e)柱身平面(C-C 斷面, cm)



附註: 相鄰補助繫筋之135°與90°彎鉤
須上下錯開, 外箍筋之彎鉤須四角錯開

(f)柱頂平面(D-D 斷面, cm)

圖 4.6：關廟國小擴柱補強設計[29]

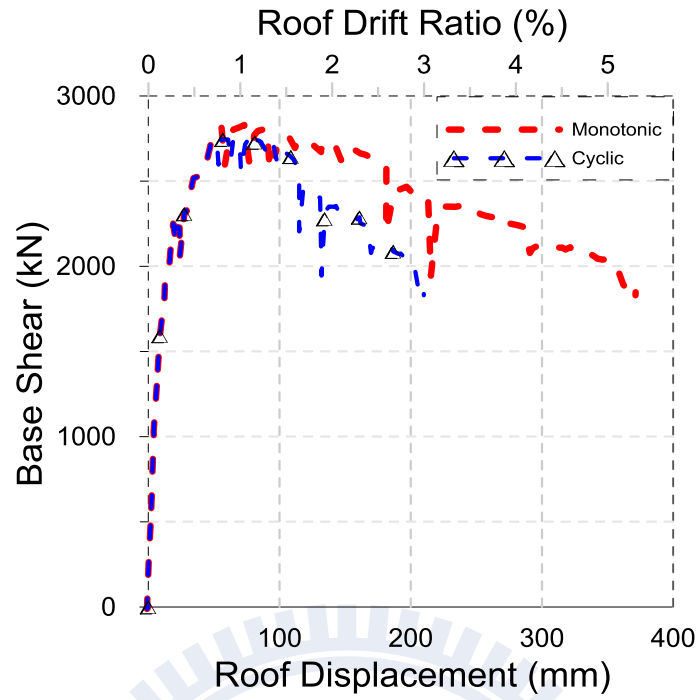


圖 4.7：關廟國小試驗容量曲線

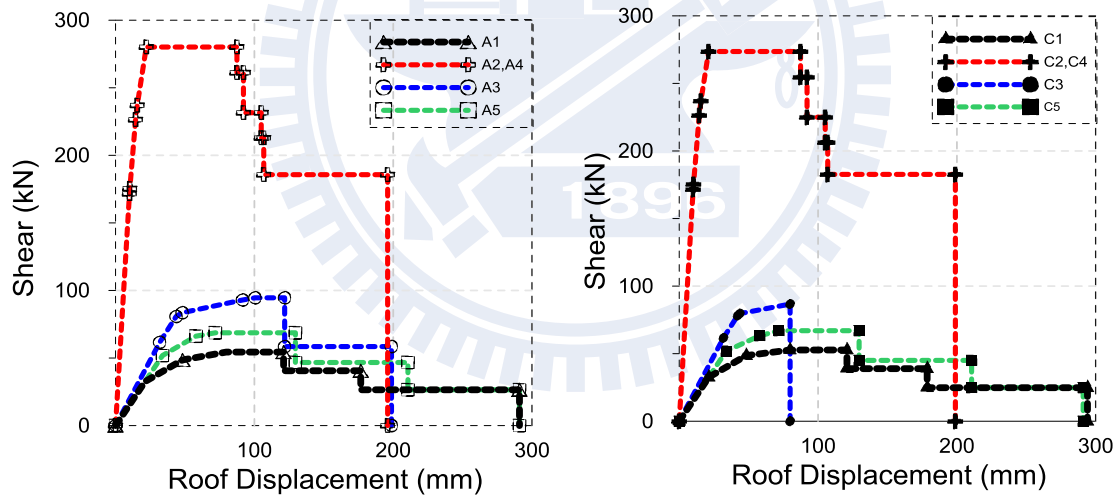


圖 4.8：關廟國小以傾角撓度法修正之各單元柱力與位移關係

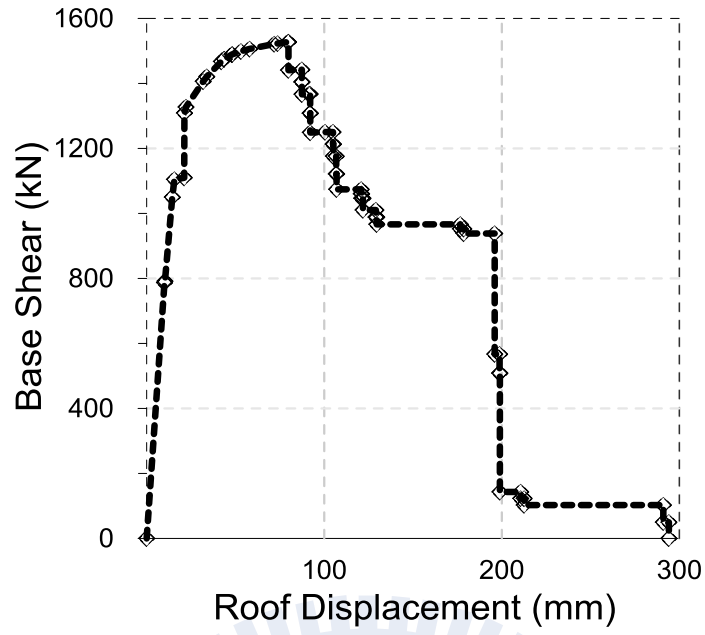


圖 4.9：關廟國小以傾角撓度法修正之力與位移關係

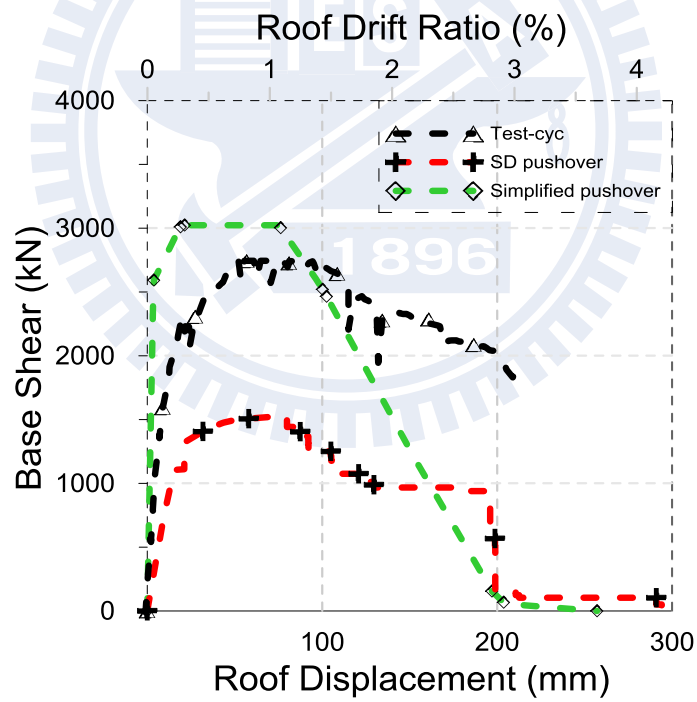


圖 4.10：關廟國小試驗曲線對照簡易側推分析結果

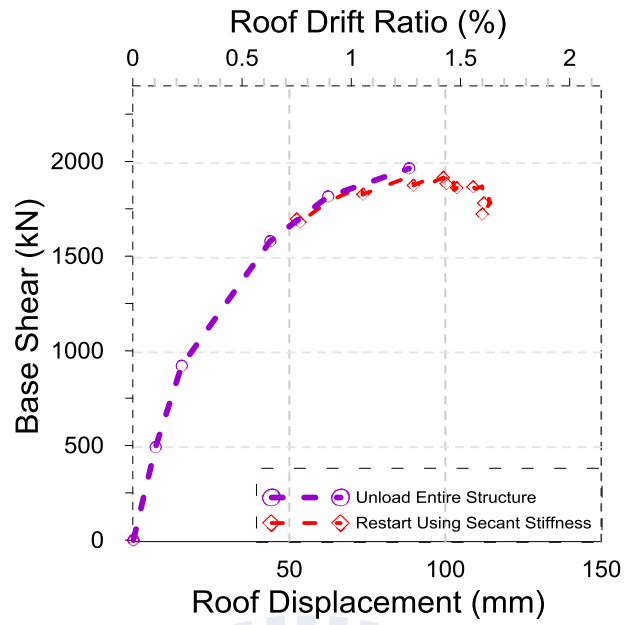


圖 4.11：關廟國小 ETABS 分析曲線

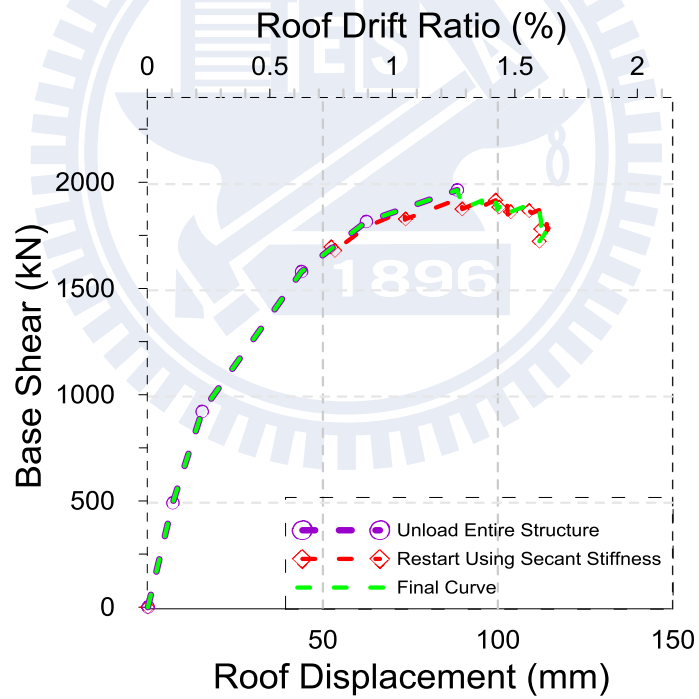


圖 4.12：關廟國小 ETABS 分析曲線修正

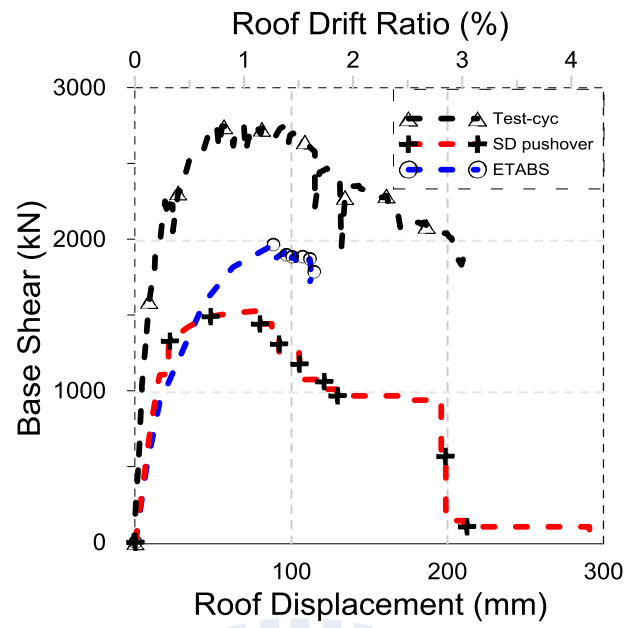


圖 4.13：關廟國小試驗曲線對照 SD pushover、ETABS 分析結果



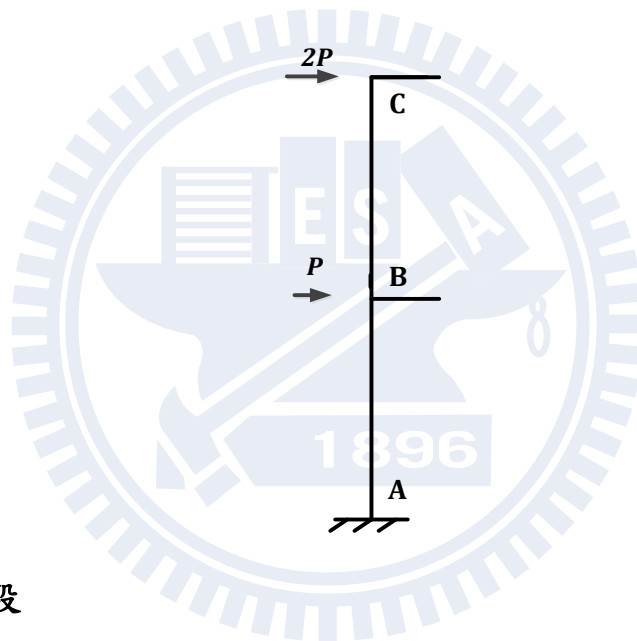






柱淨高 $H_c = 280 \text{ cm}$ 梁淨跨 $L_b = 270 \text{ cm}$	$V_{base}^i = 3P^i$ $\Delta^i = \Delta_1^i + \Delta_2^i$
梁柱計算彎矩： $M_{nb} = 10.435 \text{ tf} - \text{m}$ $M_{nc} = 13.515 \text{ tf} - \text{m}$	V_{base}^i 為第 i 點之基底剪力 P^i 為第 i 點之單位側力 Δ^i 為第 i 點之頂層位移
梁柱 EI $I_b E_b = 8948.502 \text{ tf} - \text{m}^2$ $I_c E_c = 2330.339 \text{ tf} - \text{m}^2$	Δ_1^i 為第 i 點之一樓層間位移 Δ_2^i 為第 i 點之二樓層間位移

單元柱 A-B-C



一、線彈性階段

$$M_{AB} = 0.35 \times \frac{2I_c E_c}{H_c} \left(\theta_B - 3 \frac{\Delta_1}{H} \right) = 582.585 \times (\theta_B - 1.071 \Delta_1)$$

$$M_{BA} = 0.35 \times \frac{2I_c E_c}{H_c} \left(2\theta_B - 3 \frac{\Delta_1}{H} \right) = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071 \Delta_1)$$

$$M_{BB} = k_\theta \theta_B = 0.35 \times \frac{6E_b I_b}{L_b} \theta_B = 6263.951 \theta_B$$

$$M_{BC} = 0.35 \times \frac{2I_c E_c}{H_c} \left(2\theta_B + \theta_C - 3 \frac{\Delta_2}{H} \right) = 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071 \Delta_2)$$

$$M_{CB} = 0.35 \times \frac{2I_c E_c}{H_c} \left(\theta_B + 2\theta_C - 3 \frac{\Delta_2}{H} \right) = 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071 \Delta_2)$$

$$M_{CC} = k_\theta \theta_C = 0.35 \times \frac{6E_b I_b}{L_b} \theta_C = 6263.951 \theta_C$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 8594.291\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = 0$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 7429.121\theta_C - 623.948\Delta_2 = 0$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H} + 3P = 0 \quad \Rightarrow 208.066\theta_B - 148.559\Delta_1 = -P$$

$$\frac{M_{BC} + M_{CB}}{H} + 2P = 0 \quad \Rightarrow 312.099\theta_B + 312.099\theta_C - 222.839\Delta_2 = -P$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 8594.291 & 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 7429.121 & 0 & -623.948 \\ 208.066 & 0 & -148.559 & 0 \\ 312.099 & 312.099 & 0 & -222.839 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ -P \\ -P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.043P \\ 0.473P \\ 8.191P \\ 6.611P \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

$M_{AB} = -4.504P$	$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$
$M_{BA} = -3.896P$	$= 0.004934(3P)$
$M_{BB} = 6.530P$	$= 0.004934V$
$M_{BC} = -2.634P$	
$M_{CB} = -2.966P$	
$M_{CC} = 2.966P$	

令梁端 M_{BB} 達降伏， $M_{BB} = M_{nb} = 10.435 tf - m$
 $P^1 = 1.598 tf$

Check	$\begin{bmatrix} \theta_B^1 \\ \theta_C^1 \\ \Delta_1^1 \\ \Delta_2^1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.667 \\ 0.756 \\ 13.089 \\ 10.564 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$
$M_{AB} = -7.197 < M_{nc}$	$\Delta^1 = \Delta_1^1 + \Delta_2^1 = 23.653 \times 10^{-3} m$
$M_{BA} = -6.226 < M_{nc}$	$V_{base}^1 = 4.794 tf$
$M_{BB} = 10.435$	
$M_{BC} = -4.209 < M_{nc}$	
$M_{CB} = -4.740 < M_{nc}$	
$M_{CC} = 4.740 < M_{nb}$	

二、 M_{BB} 已降伏，其餘保持線彈性

$$M_{AB} = 582.585 \times (\theta_B - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 10.435 tf - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 6263.951\theta_C$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 7429.121\theta_C - 623.948\Delta_2 = 0$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H} + 3P = 0 \quad \Rightarrow 208.066\theta_B - 148.559\Delta_1 = -P$$

$$\frac{M_{BC} + M_{CB}}{H} + 2P = 0 \quad \Rightarrow 312.099\theta_B + 312.099\theta_C - 222.839\Delta_2 = -P$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 7429.121 & 0 & -623.948 \\ 208.066 & 0 & -148.559 & 0 \\ 312.099 & 312.099 & 0 & -222.839 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -10.435 \\ 0 \\ -P \\ -P \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} -18.319 + 12.507P \\ -0.814 + 0.983P \\ -25.656 + 24.248P \\ -26.796 + 23.381P \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

$M_{AB} = 5.336 - 7.843P$	$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$
$M_{BA} = -5.336 - 0.557P$	$= -0.05245 + 0.015876(3P)$
$M_{BB} = 10.435$	$= -0.05245 + 0.015876V$
$M_{BC} = -5.099 + 0.557P$	
$M_{CB} = 5.099 - 6.157P$	
$M_{CC} = -5.099 + 6.157P$	

令柱端 M_{AB} 達降伏， $M_{AB} = -M_{nc} = -13.515 tf - m$

$$P^2 = 2.404 tf$$

Check	$\begin{bmatrix} \theta_B^2 \\ \theta_C^2 \\ \Delta_1^2 \\ \Delta_2^2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 11.742 \\ 1.548 \\ 32.624 \\ 29.399 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$
$M_{AB} = -13.515$	
$M_{BA} = -6.744 < M_{nc}$	
$M_{BB} = 10.435$	
$M_{BC} = -3.761 < M_{nc}$	$\Delta^2 = \Delta_1^2 + \Delta_2^2 = 62.023 \times 10^{-3} m$
$M_{CB} = -9.699 < M_{nc}$	$V_{base}^2 = 7.211 tf$
$M_{CC} = 9.699 < M_{nb}$	

三、 M_{BB} 及 M_{AB} 已降伏，其餘保持線彈性

$$M_{AB} = -13.515 tf - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 10.435 tf - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 6263.951\theta_C$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 7429.121\theta_C - 623.948\Delta_2 = 0$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H} + 3P = 0 \quad \Rightarrow 138.711\theta_B - 74.2796\Delta_1 = 1.609 - P$$

$$\frac{M_{BC} + M_{CB}}{H} + 2P = 0 \quad \Rightarrow 312.099\theta_B + 312.099\theta_C - 222.839\Delta_2 = -P$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 7429.121 & 0 & -623.948 \\ 138.711 & 0 & -74.2796 & 0 \\ 312.099 & 312.099 & 0 & -222.839 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -10.435 \\ 0 \\ 1.609 - P \\ -P \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} -8.604 + 4.068P \\ -0.382 + 0.235P \\ -18.234 + 8.944P \\ -12.586 + 6.460P \end{bmatrix} \times 10^{-2}$$

$M_{AB} = -13.515$	$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2$
$M_{BA} = 13.515 - 8.4P$	$= -0.30820 + 0.051345(3P)$
$M_{BB} = 10.435$	$= -0.30820 + 0.051345V$
$M_{BC} = -23.950 + 8.4P$	
$M_{CB} = 23.950 - 14P$	
$M_{CC} = -23.950 + 14P$	

當梁端 M_{CC} 達降伏， $M_{CC} = -M_{nb} = 10.435 tf - m$

$$P^3 = 2.456 tf$$

Check	$\begin{bmatrix} \theta_B^3 \\ \theta_C^3 \\ \Delta_1^3 \\ \Delta_2^3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13.881 \\ 1.666 \\ 37.326 \\ 32.795 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$
$M_{AB} = -13.515$	
$M_{BA} = -7.116 < M_{nc}$	
$M_{BB} = 10.435$	

$M_{BC} = -3.319 < M_{nc}$ $M_{CB} = -10.435 < M_{nc}$ $M_{CC} = 10.435$	$\Delta^3 = \Delta_1^3 + \Delta_2^3 = 70.121 \times 10^{-3} m$ $V_{base}^3 = 7.368 tf$
--	---

四、梁端 M_{BB} 、 M_{CC} 及柱端 M_{AB} 已降伏，其餘保持線彈性

$$\begin{aligned}
 M_{AB} &= -13.515 tf - m \\
 M_{BA} &= 582.585 \times (2\theta_B - 1.071\Delta_1) \\
 M_{BB} &= 10.435 tf - m \\
 M_{BC} &= 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071\Delta_2) \\
 M_{CB} &= 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071\Delta_2) \\
 M_{CC} &= 10.435 tf - m
 \end{aligned}$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 1165.170\theta_C - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H} + 3P = 0 \quad \Rightarrow 138.711\theta_B - 74.280\Delta_1 = 1.609 - P$$

$$\frac{M_{BC} + M_{CB}}{H} + 2P = 0 \quad \Rightarrow 312.099\theta_B + 312.099\theta_C - 222.839\Delta_2 = -P$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 1165.170 & 0 & -623.948 \\ 138.711 & 0 & -74.2796 & 0 \\ 312.099 & 312.099 & 0 & -222.839 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -10.435 \\ -10.435 \\ 1.609 - P \\ -P \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} -6.014 + 2.448P \\ -6.014 + 2.448P \\ -11.230 + 4.572P \\ -16.845 + 6.858P \end{bmatrix} \times 10^3$$

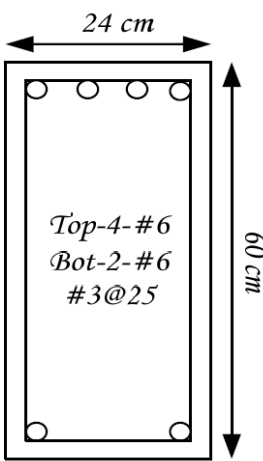
$M_{AB} = -13.515$ $M_{BA} = 26.769 - 13.796P$ $M_{BB} = 10.435$ $M_{BC} = -28.197 + 10.129P$ $M_{CB} = -1.423 - 3.669P$ $M_{CC} = 10.435$	$\sum M_B = 0 \Rightarrow P = 2.456 tf$ $V_{base} = 7.368 tf$ 此時為最大強度
---	--

因考慮梁柱之破壞，必須扣除強度無限延伸之階段

梁非線性鉸之參數

表 3.4 RC 梁彎矩非線性鉸參數計算表

$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	箍筋	$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$	a	b	c
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2



梁配筋(端部)

斷面尺寸
 $b = 24 \text{ cm} \cdot h = 60 \text{ cm}$
 $d = 60 - 4 - 0.953 - \frac{1.91}{2} = 54.092 \text{ cm}$

材料強度
 $f'_c = 190.7 \text{ kgf/cm}^2$
 $f_y = 3167 \text{ kgf/cm}^2$

梁斷面彎矩
 $M_{nb}^+ = 10.435 \text{ tf} - \text{m}$
 $M_{nb}^- = 18.005 \text{ tf} - \text{m}$

梁跨 $L_b = 300 \text{ cm}$

$$\rho_{bal} = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6120}{6120 + f_y} \right) = 0.0287$$

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} = \frac{\frac{2 \times 2.865}{24 \times 54.092} - \frac{4 \times 2.865}{24 \times 54.092}}{0.0287} = -0.1538 < 0$$

$$\frac{0.27V}{b_w d \sqrt{f'_c}} = \frac{0.27 \times (10435 + 18005)}{24 \times 54.092 \times \sqrt{190.7}} = 0.14278 < 3$$

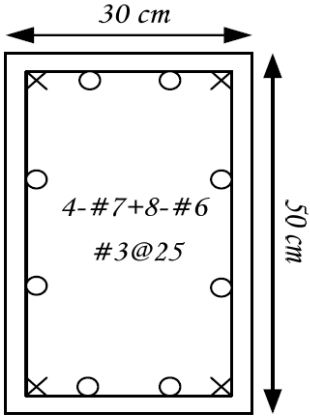
$$s = 25 > \frac{d}{3} (= 18.031) \Rightarrow \text{NC}$$

由表 3.4 得到 $a = 0.02$ 、 $b = 0.03$ 、 $c = 0.2$

$$\theta_{B,s} = a + \theta_B^1 = 0.021667$$

$$\theta_{C,s} = a + \theta_C^1 = 0.021667$$

柱之彎矩非線性鉸計算

 <p>柱配筋</p>	<p>斷面尺寸 $b = 50 \text{ cm}$、$h = 30 \text{ cm}$</p> $d = 30 - 4 - 0.953 - \frac{2.22}{2} = 23.937 \text{ cm}$ <p>材料強度 $f'_c = 190.7 \text{ kgf/cm}^2$</p> <p>軸力 $P = 36900 \text{ kgf}$</p> <p>柱高 $H_c = 280 \text{ cm}$</p>
--	---

$$V_m = \frac{2M_{nc}}{H_c} = \frac{2 \times 1351500}{280} = 9653.571 \text{ kgf}$$

$$\rho'' = \frac{A_{st}}{bs} = \frac{2 \times 0.713}{80 \times 10} = 0.00178$$

$$v_m = \frac{V_m}{bd} = \frac{47615.357}{80 \times 53} = 11.230$$

$$\frac{\Delta_s}{H_c} = 0.03 + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100}$$

$$= 0.03 + 4 \times 1.14 \times 10^{-3} - \frac{8.045}{133\sqrt{191}} - \frac{36900}{40 \times 1500 \times 191} = 0.027 \geq \frac{1}{100}$$

$$\Delta_s^1 = \Delta_s^2 = \Delta_s = 0.027 \times 280 = 7.550 \text{ cm} = 7.55 \times 10^{-3} \text{ m}$$

五、假設梁端 BB 第一破壞

(1) M_{BB} 破壞瞬間仍維持極限強度 10.435

$$\theta_{B,s} = 0.021667$$

$$M_{AB} = -13.515 tf - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2 \times 0.021667 - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 10.435 tf - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2 \times 0.021667 + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (0.02667 + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 10.435 tf - m$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -72.585$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 1165.170\theta_C - 623.948\Delta_2 = -25.9725$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

$$\Rightarrow 5243.263\theta_C + 1247.8966\Delta_1 - 3743.670\Delta_2 = -104.7177$$

$$\begin{bmatrix} \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 1165.170 & 0 & -623.948 \\ 5243.263 & 1247.897 & -3743.67 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -72.585 \\ -25.9725 \\ -104.718 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 14.456 \\ 61.208 \\ 68.621 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

Check $\theta_C = 14.456 \times 10^{-3} < \theta_{C,s}$ **OK!!!**

$\Delta_1 = 61.208 \times 10^{-3} < \Delta_s$ **OK!!!**

$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 129.829 \times 10^{-3} \text{ m}$

此時外力 $V_{BB,s}^- = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = 7.368 (tf)$

(2) M_{AB} 破壞不提供強度

$$\theta_{B,s} = 0.021667$$

$$M_{AB} = -13.515 tf - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2 \times 0.021667 - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 0 tf - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2 \times 0.021667 + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (0.02667 + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 10.435 tf - m$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_C - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -62.150$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 1165.170\theta_C - 623.948\Delta_2 = -25.9725$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

$$\Rightarrow 5243.263\theta_C + 1247.8966\Delta_1 - 3743.670\Delta_2 = -104.7177$$

$$\begin{bmatrix} \theta_C \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 582.585 & -623.948 & -623.948 \\ 1165.170 & 0 & -623.948 \\ 5243.263 & 1247.897 & -3743.67 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -62.150 \\ -25.9725 \\ -104.718 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7.291 \\ 51.174 \\ 55.243 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

Check $\theta_C = 7.291 \times 10^{-3} < \theta_{C,s}$ **OK!!!**

$\Delta_1 = 51.174 \times 10^{-3} < \Delta_s$ **OK!!!**

$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 106.416 \times 10^{-3} \text{ m}$

此時外力 $V_{BB,s}^+ = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = 5.132 \text{ (tf)}$

六、假設柱端 AB 第二破壞

(1) M_{AB} 破壞瞬間仍維持極限強度 - 13.515

$$\Delta_1 = \Delta_s = 75.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_{AB} = -13.515 \text{ tf} - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071 \times 0.0755)$$

$$M_{BB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 10.435 \text{ tf} - m$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_2 = 47.108$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 1165.170\theta_C - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

$$\Rightarrow 2912.924\theta_B + 5243.263\theta_C - 3743.670\Delta_2 = -121.246$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & 582.585 & -623.948 \\ 582.585 & 1165.1696 & -623.948 \\ 2912.924 & 5243.263 & -3743.67 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 47.108 \\ -10.435 \\ -121.246 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 39.697 \\ 20.318 \\ 91.731 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

Check $\theta_C = 20.318 \times 10^{-3} < \theta_{C,s}$ **OK!!!**

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 167.231 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{此時外力 } V_{AB,s}^- = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = 5.132 \text{ (tf)}$$

(2) M_{AB} 破壞不提供強度

$$\Delta_1 = \Delta_s = 75.5 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_{AB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071 \times 0.0755)$$

$$M_{BB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + \theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2\theta_C - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CC} = 10.435 \text{ tf} - m$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B + 582.585\theta_C - 623.948\Delta_2 = 47.108$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B + 1165.170\theta_C - 623.948\Delta_2 = -10.435$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

$$\Rightarrow 2912.924\theta_B + 5243.263\theta_C - 3743.670\Delta_2 = -94.216$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \theta_C \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & 582.585 & -623.948 \\ 582.585 & 1165.1696 & -623.948 \\ 2912.924 & 5243.263 & -3743.67 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} 47.108 \\ -10.435 \\ -94.216 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 35.057 \\ 6.3988 \\ 61.406 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

Check $\theta_C = 6.399 \times 10^{-3} < \theta_{C,s}$ **OK!!!**

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 136.906 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\text{此時外力 } V_{AB,s}^+ = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = 2.236 \text{ (tf)}$$

七、假設梁端 CC 第三破壞

(1) M_{CC} 維持極限強度 10.435

$$\theta_{C,s} = 0.021667$$

$$M_{AB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + 0.021667 - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2 \times 0.021667 - 1.071\Delta_2)$$

$$\mathbf{M}_{CC} = \mathbf{10.435 \text{ tf} - m}$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -15.5375$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B - 623.948\Delta_2 = -41.51$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

$$\Rightarrow 2912.924\theta_B + 1247.8966\Delta_1 - 3743.690\Delta_2 = -139.838$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 0 & -623.948 \\ 2912.924 & 1247.8966 & -3743.69 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -15.5375 \\ -41.51 \\ -139.838 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 55.328 \\ 113.353 \\ 118.188 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = \mathbf{231.541 \times 10^{-3} \text{ m}}$$

$$\text{此時外力 } V_{CC,s}^- = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = \mathbf{2.236 \text{ (tf)}}$$

(2) M_{CC} 破壞不提供強度

$$\theta_{C,s} = 0.021667$$

$$M_{AB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BA} = 582.585 \times (2\theta_B - 1.071\Delta_1)$$

$$M_{BB} = 0 \text{ tf} - m$$

$$M_{BC} = 582.585 \times (2\theta_B + 0.021667 - 1.071\Delta_2)$$

$$M_{CB} = 582.585 \times (\theta_B + 2 \times 0.021667 - 1.071\Delta_2)$$

$$\mathbf{M}_{CC} = \mathbf{0 \text{ tf} - m}$$

束制條件：

$$\sum M_B = 0 \quad \Rightarrow 2330.339\theta_B - 623.948\Delta_1 - 623.948\Delta_2 = -15.5375$$

$$\sum M_C = 0 \quad \Rightarrow 582.585\theta_B - 623.948\Delta_2 = -31.075$$

$$\frac{M_{AB} + M_{BA}}{3H_c} = \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2H_c}$$

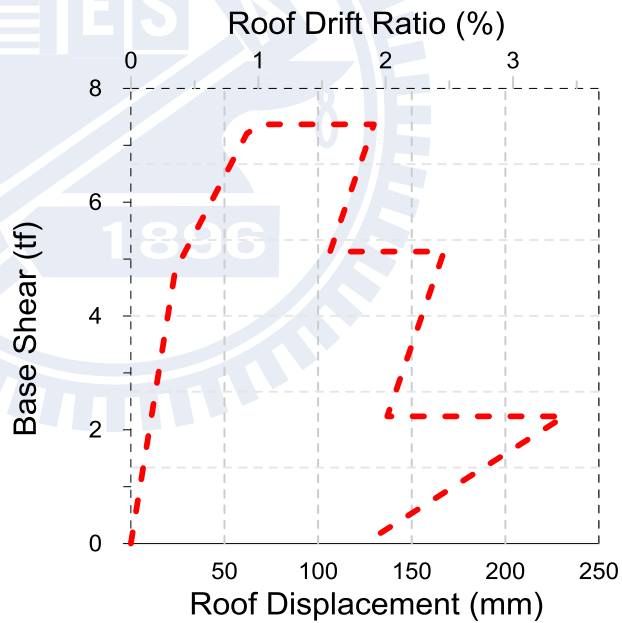
$$\Rightarrow 2912.924\theta_B + 1247.8966\Delta_1 - 3743.670\Delta_2 = -139.838$$

$$\begin{bmatrix} \theta_B \\ \Delta_1 \\ \Delta_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2330.339 & -623.948 & -623.948 \\ 582.585 & 0 & -623.948 \\ 2912.924 & 1247.8966 & -3743.67 \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -15.5375 \\ -31.075 \\ -139.838 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 26.669 \\ 49.802 \\ 74.705 \end{bmatrix} \times 10^{-3}$$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = 124.507 \times 10^{-3}$$

$$\text{此時外力 } V_{CC,s}^+ = -\frac{M_{AB} + M_{BA}}{H_c} = 0 \text{ (tf)}$$

Δ_{roof} (mm)	V_{base} (tf)
0	0
23.653	4.794
62.023	7.211
70.121	7.368
129.829	7.368
106.416	5.132
167.231	5.132
136.906	2.236
231.541	2.236
124.507	0



由於實驗制動器外力由位移控制，故當極限破壞後之位移不會縮回，因此計算之破壞位移修正為破壞前之極限強度時的位移，修正後如下圖表。

Δ_{roof} (mm)	V_{base} (tf)
0	0
23.653	4.794
62.023	7.211
70.121	7.368
129.829	7.368
129.829	5.132
167.231	5.132
167.231	2.236
231.541	2.236
231.541	0

