

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材

極限強度與韌性行為

**Ultimate Strength and Ductility of Steel Reinforced  
Concrete Beam-Columns**

研究生：廖文賢

指導教授：陳誠直博士

中華民國九十五年九月

鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度與韌性行為  
**Ultimate Strength and Ductility of Steel Reinforced  
Concrete Beam-Columns**

研究生：廖文賢

Student : Wen-Hsien Liao

指導教授：陳誠直博士

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen

國立交通大學  
土木工程學系  
碩士論文



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

September 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年九月

# 鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度與韌性行為

研究生：廖文賢

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

## 摘 要

本研究藉由數值分析方法，探討鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, 簡稱 SRC) 梁柱構材承受純彎矩與軸力-彎矩載重之行為，由彎矩-曲率關係曲線圖探討混凝土受箍筋與鋼骨圍束於 SRC 構材極限彎矩強度與韌性行為之影響。分析模式中將 SRC 構材斷面受混凝土的圍束分為三種不同的區域：非圍束區混凝土、次圍束區混凝土與高圍束區混凝土，以考量箍筋與鋼骨對混凝土圍束效應的貢獻；依據所假設之各材料應力-應變關係，可計算構材之彎矩強度與曲率關係。研究結果顯示，分析模式能準確預測實驗結果，驗證箍筋間距較密者具有較佳之圍束能力；T 字型鋼骨 SRC 構材受撓曲作用時，鋼骨偏向拉力側則擁有較高之極限彎矩強度，但構材之韌性表現則較鋼骨偏向壓力側差；SRC 構材承受較高軸力作用下，其韌性表現皆不如承受較低軸力作用的試體。此外，分析模式較 ACI-318 與 AISC-LRFD 規範更能準確預測 SRC 構材之極限彎矩強度。

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土、彎矩-曲率關係曲線、極限彎矩強度、  
韌性行為

# Ultimate Strength and Ductility of Steel Reinforced Concrete Beam-Columns

Student: Wen-Hsian Liao

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

## ABSTRACT

This study aims to examine the behavior of steel reinforced concrete (SRC) beam-column members under loading status either pure bending moment or axial force-bending moment. Numerically parametric examinations were conducted to investigate the confined effects of the concrete on the ultimate strength and ductility of the SRC members. In the analytical model, three different confined zones of the concrete in the SRC section, including the unconfined concrete, the partially confined concrete, and the highly confined concrete, were defined for considering the confining effects contributed from the lateral reinforcement as well as the structural steel shape. By assuming the stress-strain relationship of each material, the relations of flexural strength and curvature of the SRC members can be determined. The numerical model can predict well the experimental results. The SRC members with closer lateral tie spacing lead to better post-failure behavior. Members with T-shaped structural steel in the tension side of the bending moment have higher ultimate strength but worse ductility than those with steel in the compression side. The SRC beam-column members subjected to high axial force have worse post-failure behavior than those under low axial force. Furthermore, the numerical model can accurately predict the ultimate flexural strength than ACI 318 building code and the AISC-LRFD specification.

Keywords: Steel reinforced concrete, moment-curvature relation, ultimate strength, ductile behavior

## 誌謝

本論文得以完成，由衷感謝恩師 陳誠直博士悉心指導與教悔，對於觀念之啟發、論文之匡正並充分提供研究所需資源與環境，恩師專業理論與實務學識豐富，使學生受益良多，謹致上最誠摯的感謝。

論文口試期間，承蒙本校 劉俊秀教授、黃炯憲教授與鄭復平教授對於論文撥冗審閱，於論文中疏漏之處提出相當多寶貴建議與指導，使得論文更臻完整，謹此特表謝忱。

研究所求學期間，特別感謝 群洲學長與 南交學長對於分析模式提供諸多寶貴經驗與提攜；同窗好友崇豪、潔祥的相互扶持；學弟智民、仁甫、文銘於研究期間給予極大的協助。在此感謝所有關心文賢的朋友們，有了你們的陪伴與鼓勵，使我的研究生涯更添增多采多姿。

最後，謹以本文獻給我最摯愛的家人，感謝多年的支持與關懷，讓我能心無旁騖的致力於課業，願與你們共享這份榮耀與喜悅。

文賢 九十五年九月

# 目 錄

中文摘要.....	i
英文摘要.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
<b>第一章 緒論</b> .....	<b>1</b>
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	2
1.4 研究內容.....	3
<b>第二章 文獻回顧</b> .....	<b>4</b>
2.1 國內外相關規範.....	4
2.1.1 美國ACI設計規範.....	4
2.1.2 美國AISC設計規範.....	5
2.1.3 日本AIJ-SRC設計規範.....	12
2.1.4 我國SRC構材設計規範.....	15
2.2 SRC 文獻回顧.....	22
<b>第三章 分析模式</b> .....	<b>27</b>
3.1 應變諧和纖維元素分析模式.....	27
3.1.1 混凝土材料模擬.....	27
3.1.2 鋼筋與鋼骨材料模擬.....	29
3.1.3 纖維梁柱元素.....	30
3.1.4 應變諧和纖維元素分析流程.....	30
3.2 應變諧和纖維元素分析結果.....	31
3.2.1 纖維元素法之收斂性驗證.....	31
3.2.2 高圍束區混凝土範圍與應力之影響.....	32
3.3 塑性應力分佈.....	32
3.4. 分析模式與實驗數據之準確性驗證.....	35
<b>第四章 參數分析結果與討論</b> .....	<b>37</b>

4.1 彎矩-曲率關係曲線圖.....	37
4.1.1 箍筋間距於彎矩-曲率圖之影響.....	37
4.1.2 鋼骨型式於彎矩-曲率圖之影響.....	38
4.1.3 軸力比於彎矩-曲率圖之影響.....	40
4.1.4 偏心距於彎矩-曲率圖之影響.....	41
4.1.5 正負彎矩於彎矩-曲率圖之影響.....	43
4.2 軸力-彎矩關係曲線圖與規範比較.....	44
4.2.1 十字型與H字型鋼骨系列SRC.....	45
4.2.2 十字型與T字型鋼骨系列SRC.....	46
<b>第五章 結論與討論.....</b>	<b>47</b>
5.1 結論.....	47
5-2 建議.....	48
<b>參考文獻.....</b>	<b>49</b>



## 表目錄

表 3.1 收斂性分析.....	52
表 3.2 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置.....	53
表 3.3 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置.....	54
表 3.4 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置.....	55
表 3.5 林義閔 (1999) 之 SRC 短柱斷面尺寸及斷面配置.....	56
表 3.6 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較.....	57
表 3.7 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較.....	57
表 3.8 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較.....	58
表 3.9 林義閔 (1999) 之 SRC 短柱實驗值與預測值的比較.....	58
表 4.1 分析模式之試體延展性係數比較表.....	59





## 圖目錄

圖 3.1 Modified Kent-Park stress-strain relations (Park et al. 1982).....	60
圖 3.2 Mirza 之圍束混凝土區分方式(Mirza and Skrabek 1992) .....	61
圖 3.3 Chen and Lin 之圍束混凝土區分方式(Chen and Lin 2006) .....	61
圖 3.4 SRC 構材中混凝土圍束區範圍界定.....	62
圖 3.5 SRC 構材中混凝土之圍束與非圍束之應力-應變圖.....	63
圖 3.6 SRC 構材中鋼筋與鋼骨之應力-應變圖.....	63
圖 3.7 El-Tawil 對於纖維元素之分割方式(El-Tawil et al. 1995) .....	64
圖 3.8 軸力與單軸彎矩分析層狀式纖維元素示意圖.....	64
圖 3.9 鋼骨鋼筋混凝土強度計算流程圖.....	65
圖 3.10 應變諧和法之鋼筋強度計算流程圖.....	66
圖 3.11 應變諧和法之鋼骨強度計算流程圖.....	67
圖 3.12 Modified Kent-Park 混凝土強度計算流程圖.....	68
圖 3.13 試體 S2 之高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較圖.....	69
圖 3.14 試體 S3 之高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較圖.....	69
圖 3.15 試體 BH-HO-P2 高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較 圖.....	70
圖 3.16 試體 S2 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖.....	70
圖 3.17 試體 S3 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖.....	71
圖 3.18 試體 BH-HO-P2 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖.....	71
圖 3.19 塑性應力分佈法.....	72
圖 3.20 塑性應力分佈法之鋼筋強度計算流程圖.....	73
圖 3.21 塑性應力分佈法之鋼骨強度計算流程圖.....	74
圖 3.22 混凝土受壓應力假設以矩形應力塊之強度計算流程圖.....	75
圖 3.23 塑性應力分佈法之纖維元素分割法驗證.....	76
圖 3.24 PSDM 之應力分佈圖.....	76
圖 3.25 應變諧和纖維元素分析模式之應力分佈圖.....	77
圖 3.26 應變諧和纖維元素分析模式中混凝土圍束之應力分佈圖....	77
圖 3.27 BH-TE 斷面之分析模式中各材料應力-應變圖.....	78
圖 3.28 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖.....	79

圖 3.29 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖.....	80
圖 3.30 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖.....	81
圖 3.31 試體 S1-NN 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	82
圖 3.32 試體 S1-NB 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	82
圖 3.33 試體 S1-NS 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	83
圖 3.34 試體 S1-SS 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	83
圖 3.35 試體 S1 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	84
圖 3.36 試體 S1-T1 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	84
圖 3.37 試體 S1-T2 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	85
圖 3.38 試體 S2 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	85
圖 3.39 試體 S3 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	86
圖 3.40 試體 S4 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	86
圖 3.41 試體 S5 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	87
圖 3.42 試體 S6 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	87
圖 3.43 試體 S7 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	88
圖 3.44 試體 D1 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	88
圖 3.45 試體 D1-T2 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	89
圖 3.46 試體 D2 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	89
圖 3.47 試體 BL-TE-P2P 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	90
圖 3.48 試體 BH-TE-P2P 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	90
圖 3.49 試體 BH-TO-P2P 實驗與分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	91
圖 4.1 曲率延展性係數之定義.....	92
圖 4.2(a) 試體 S1-T1 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	93
圖 4.2(b) 試體 S1-T2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	93
圖 4.2(c) 試體 S1-T1 與 S1-T2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	93
圖 4.3(a) 試體 D1 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	94
圖 4.3(b) 試體 D1-T2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	94
圖 4.3(c) 試體 D1 與 D1-T2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	94
圖 4.4(a) 試體 SRC1 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	95
圖 4.4(b) 試體 SRC2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	95
圖 4.4(c) 試體 SRC3 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	95

圖 4.4(d) 試體 SRC1 與 SRC2 與 SRC3 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	95
圖 4.5(a) 試體 SRC4 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	96
圖 4.5(b) 試體 SRC5 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	96
圖 4.5(c) 試體 SRC4 與 SRC5 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	96
圖 4.6(a) 試體 SRC1 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	97
圖 4.6(b) 試體 SRC4 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	97
圖 4.6(c) 試體 SRC1 與 SRC4 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	97
圖 4.7(a) 試體 SRC2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	98
圖 4.7(b) 試體 SRC5 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	98
圖 4.7(c) 試體 SRC2 與 SRC5 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	98
圖 4.8(a) 試體 BL-HO-P2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	99
圖 4.8(b) 試體 BL-TO-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	99
圖 4.8(c) 試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線.....	99
圖 4.9(a) 試體 BH-HO-P2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	100
圖 4.9(b) 試體 BH-TO-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	100
圖 4.9(c) 試體 BH-HO-P2 與 BH-TO-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線 圖.....	100
圖 4.10(a) 試體 BL-HO-P2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	101
圖 4.10(b) 試體 BL-TO-P2N 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	101
圖 4.10(c) 試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2N 分析模式之 $M-\phi$ 曲線 圖.....	101
圖 4.11(a) 試體 BH-HO-P2 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	102
圖 4.11(b) 試體 BH-TO-P2N 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	102
圖 4.11(c) 試體 BH-HO-P2 與 BH-TO-P2N 分析模式之 $M-\phi$ 曲線 圖.....	102
圖 4.12(a) 試體 BL-TE-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	103
圖 4.12(b) 試體 BL-TE-P4P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	103
圖 4.12(c) 試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P4P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線 圖.....	103
圖 4.13(a) 試體 BH-TE-P2P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	104
圖 4.13(b) 試體 BH-TE-P4P 分析模式之 $M-\phi$ 曲線圖.....	104

圖 4.13(c) 試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P4P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	104
圖 4.14(a) 試體 BL-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	105
圖 4.14(b) 試體 BL-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	105
圖 4.14(c) 試體 BL-TE-P2N 與 BL-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	105
圖 4.15(a) 試體 BH-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	106
圖 4.15(b) 試體 BH-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	106
圖 4.15(c) 試體 BH-TE-P2N 與 BH-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	106
圖 4.16(a) 試體 BL-TO-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	107
圖 4.16(b) 試體 BL-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	107
圖 4.16(c) 試體 BL-TO-P2P 與 BL-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	107
圖 4.17(a) 試體 BH-TO-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	108
圖 4.17(b) 試體 BH-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	108
圖 4.17(c) 試體 BH-TO-P2P 與 BH-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	108
圖 4.18(a) 試體 BL-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	109
圖 4.18(b) 試體 BL-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	109
圖 4.18(c) 試體 BL-TO-P2N 與 BL-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	109
圖 4.19(a) 試體 BH-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	110
圖 4.19(b) 試體 BH-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	110
圖 4.19(c) 試體 BH-TO-P2N 與 BH-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	110
圖 4.20(a) 試體 BL-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	111
圖 4.20(b) 試體 BL-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	111
圖 4.20(c) 試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	111
圖 4.21(a) 試體 BH-TE-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	112

圖 4.21(b) 試體 BH-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	112
圖 4.21(c) 試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線 圖.....	112
圖 4.22(a) 試體 BL-TE-P4P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	113
圖 4.22(b) 試體 BL-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	113
圖 4.22(c) 試體 BL-TE-P4P 與 BL-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線 圖.....	113
圖 4.23(a) 試體 BH-TE-P4P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	114
圖 4.23(b) 試體 BH-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	114
圖 4.23(c) 試體 BH-TE-P4P 與 BH-TE-P4N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線 圖.....	114
圖 4.24(a) 試體 BL-TO-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	115
圖 4.24(b) 試體 BL-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	115
圖 4.24(c) 試體 BL-TO-P2P 與 BL-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線 圖.....	115
圖 4.25(a) 試體 BH-TO-P2P 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	116
圖 4.25(b) 試體 BH-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線圖.....	116
圖 4.25(c) 試體 BH-TO-P2P 與 BH-TO-P2N 分析模式之 $M - \phi$ 曲線 圖.....	116
圖 4.26 試體 SRC1 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	117
圖 4.27 試體 SRC2 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	117
圖 4.28 試體 SRC3 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	118
圖 4.29 試體 SRC4 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	118
圖 4.30 試體 SRC5 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	119
圖 4.31 試體 BL-HO 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	120
圖 4.32 試體 BH-HO 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	120
圖 4.33 試體 BL-TO 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	121
圖 4.34 試體 BH-TO 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	121
圖 4.35 試體 BL-TE 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	122
圖 4.36 試體 BH-TE 分析模式與規範之 $P - M$ 曲線圖.....	122

# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景

由於臺灣地區地狹人稠且經濟活動頻繁，在都市中可供利用的土地面積有限而造成人口密度的增加，因此較高樓層的建築物逐漸地被廣泛採用。然而臺灣位於環太平洋地震帶上，高樓建築物之抵抗地震的能力將十分重要，因此在許多高層結構物中，能承受高軸力與高耐震性能的鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete, 簡稱SRC) 建築結構物乃為其中有效解決辦法之一。由於混凝土之抗拉能力遠低於其抗壓能力，導致其韌性不足、消能效果不佳，產生較嚴重且無預警的破壞；然而鋼骨構造本身雖具有較大的延展性，但對於較高樓層其相對的側向勁度較小，易使得結構物之相對位移過大，降低其舒適性及服務性。



因此，鋼骨鋼筋混凝土係將鋼骨與鋼筋混凝土兩者加以結合之結構，其兼具兩者許多優點。一般而言，鋼骨鋼筋混凝土結構具有以下之優點：

1. SRC 結構有較鋼筋混凝土結構為佳的強度，可以使用較長跨度的梁，加大柱的間距，以增加使用的空間。
2. SRC 結構有較鋼結構為佳的勁度，因此可以減少結構物在風力或地震力作用下所產生的側向位移，並且可以有效地避免因為過長的跨距所造成樓版的震動程度。
3. 藉由混凝土的包覆所提供的圍束作用，可以降低鋼骨發生局部挫屈

或整體挫屈的可能性，同時也提供了良好的防火被覆。

4. 藉由混凝土抗壓能力，可以減少鋼骨的使用量，降低材料的費用。

因此，鋼骨鋼筋混凝土結構結合傳統的建築結構之優點，多年來已經有許多國家對於鋼骨鋼筋混凝土結構進行深入研究，並制定相關的規範以作為設計者的參考依據。

過去國內外對於 SRC 結構行為已經廣泛地進行研究，在許多研究報告中，大部分探討著重於 H 型鋼骨斷面，但在一般的工程實務上，有時會使用到單對稱的 T 字型鋼骨斷面（如結構物中的邊柱），與雙對稱的十字型鋼骨斷面（如結構物中的內柱）。在 RC 構材之保護層的混凝土完全未受到圍束作用時，混凝土應力達極限強度後即迅速遞減；若混凝土受到箍筋或鋼骨良好的圍束作用時，則混凝土之極限應力可相對增加。所以，SRC 構材的箍筋與鋼骨對於混凝土之圍束的影響，實在有其深入研究的必要性。

## 1.2 研究目的

本研究目的在於探討 SRC 構材承受不同的載重方式（如純彎矩、軸力-彎矩作用）情況下，以不同的箍筋間距與鋼骨斷面型式，探討混凝土受箍筋與鋼骨圍束於 SRC 構材強度與韌性行為之影響。

## 1.3 研究方法

本研究係以數值分析的方法，探討混凝土受箍筋與鋼骨圍束於 SRC 構材強度與韌性行為之影響。首先建立分析的模式，藉由分析結果之彎矩-曲率關係，與已知的實驗資料相互比較，驗證分析模式的正確性；確立分析模式後進而進行參數分析（箍筋間距、鋼骨型式、

軸力比、偏心距與正負彎矩)，以探討參數變化對圍束效應在強度與行為的影響。

## 1.4 研究內容

本文共分為五章。首先在第一章將簡單的介紹 SRC 結構的特色，並闡述本研究目的與方法。第二章分為兩部份，首先針對美國的 ACI 規範、AISC-LRFD 規範、日本 AIJ 規範與國內規範做簡單的介紹與探討；進而介紹近年來國內外對於 SRC 結構的相關研究報告與文獻回顧，以了解 SRC 構材過去的研究發展歷程。第三章為說明分析模式的建立，其中包括定義鋼筋、鋼骨與圍束及非圍束混凝土應力-應變的關係，並驗證分析模式於 SRC 構材強度的準確性。第四章為討論參數變化對鋼骨與混凝土圍束效應的影響，並比較各規範及分析模式預測值。第五章為本研究成果的結論，並提出建議以作為參考。





## 第二章 文獻回顧

### 2.1 國內外相關規範

目前國外主要的合成構材設計規範中，其設計觀念可以概分為三大類：第一類為使用「RC 構造」的設計方法，將合成構材中的鋼骨視為增加構材強度與勁度的普通鋼筋來進行設計，如美國 ACI-318 鋼筋混凝土設計規範，對於材料強度之限制為混凝土強度不得低於 2500 psi，鋼骨降伏強度不得大於 50 ksi；第二類為引用「鋼結構」設計公式，將合成構材中 RC 所提供的強度與勁度轉換為相當的鋼骨來進行設計，例如美國 AISC-LRFD (1999) 鋼結構設計規範即採用之，優點是方法簡單容易但缺點是過於保守對於材料強度之限制為混凝土強度不得超過 8000 psi，鋼骨降伏強度不得超過 55 ksi，要求其鋼骨面積需佔全斷面積 4% 以上；第三類為採用「強度疊加法」，此法係將鋼骨及 RC 之強度個別分開計算，然後予以疊加以求得 SRC 構材之強度，如日本建築學會 AIJ-SRC 規範 (1991)，其優點是比較準確，不易造成設計的浪費，缺點是設計過程稍嫌煩雜，對於材料強度之限制為鋼骨降伏強度不得超過 3600 kgf/cm<sup>2</sup>，要求其鋼骨面積需佔全斷面積 0.8% 以上。以下將介紹對於美國 ACI、AISC-LRFD、日本 AIJ 與國內規範 (翁正強等人 2004) 所建議的設計方式。

#### 2.1.1 美國 ACI 設計規範

美國 ACI-318 設計規範 (2002) 以極限強度設計法設計合成構材，其設計理念是將鋼骨部分視作為連續排置之等量鋼筋後，以 RC 梁柱計算方式進行設計。

其計算過程中乃依據以下假設：

- (1) 假設混凝土極限應變為 0.003
- (2) 將鋼骨視為一般鋼筋
- (3) 假設平面於變形後保持平面
- (4) 混凝土受壓應力假設以 Whitney 所提出之矩形應力塊
- (5) 不考慮鋼筋之應變硬化現象

該設計法之主要優點在於進行合成構材設計時能滿足應變諧合性以及力平衡之力學基本觀念，不過相較於 AISC-LRFD 規範而言，此設計方法之計算較為複雜，並且該法對於鋼骨材料本身殘留應力與初始變位問題並未加以適當的考量。

## 2.1.2 美國 AISC 設計規範

以下簡述美國 AISC 於 1999 年與 2005 年之設計規範。

(一) 美國 AISC-LRFD (1999) 設計規範中，提出的設計方法為採用極限設計法，主要之設計理念是將構材中鋼筋混凝土部分所提供的強度與勁度，依 AISC-LRFD 建議之轉換係數轉換成等值之鋼骨量，再以純鋼骨梁柱設計公式計算合成構材之極限強度。

其設計公式如下：

- (1) 首先將混凝土與鋼骨之材料性質進行轉換：

$$F_{my} = F_{ys} + c_1 F_{yr} \left( \frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 f_c' \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$

$$E_m = E_s + c_3 E_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$

其中：

$A_c$  = 混凝土面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_r$  = 主筋面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  = 鋼骨面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$E_s$  = 鋼材之彈性模數，ksi (MPa)

$E_c$  = 混凝土之彈性模數，ksi (MPa)

$F_{ys}$  = 鋼材之降伏應力，ksi (MPa)

$F_{yr}$  = 主筋之降伏應力，ksi (MPa)

$f'_c$  = 混凝土之抗壓強度，ksi (MPa)

$c_1 = 0.7$ ， $c_2 = 0.6$ ， $c_3 = 0.2$  適用於包覆型 SRC 構材

$c_1 = 1.0$ ， $c_2 = 0.85$ ， $c_3 = 0.4$  適用於鋼管填充混凝土構材

(2) 求合成構材之設計壓力強度：

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_s \times F_{cr}$$

$$\text{當 } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.685^{\lambda_c^2}) F_y$$

當  $\lambda_c > 1.5$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

其中：

$K$  = 有效長度因子

$$\lambda_c = \frac{KL}{r_m \pi} \sqrt{\frac{F_{my}}{E_m}}$$

$L$  = 構材之側向長度，in. (mm)

$r_m$  = 迴轉半徑，in. (mm)

(3) 求合成構材之純彎矩設計強度：

方法一：只計算鋼骨部分之塑性彎矩強度

$$M_n = Z \times F_{ys}$$

其中：

$Z$  = 鋼骨斷面之塑性模數，in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

$F_{ys}$  = 鋼骨之降伏強度，ksi (MPa)

方法二：以彈性應力疊加的方式求得其標稱彎矩強度；即當鋼骨翼緣達張力降伏時，依斷面應變相合與力平衡的基本原理，以應力疊加的方式計算標稱彎矩強度。

(4) 合成構材之軸力與彎矩共同作用時，其標稱彎矩強度  $M_n$

應以下述方式決定之：

(i) 當合成構材受需求軸力大於或等於 0.3 倍設計軸向壓力

時，其標稱強度  $M_n$  可提高為：

$$M_n = ZF_y + \frac{1}{3}A_rF_{yr}(h_2 - 2C_r) + A_wF_y\left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_wF_y}{1.7f'_c h_1}\right)$$

其中：

$M_n$  = 合成構材之標稱彎矩強度，kip-in. (N-mm)

$Z$  = 鋼骨部分之斷面塑性模數，in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

$F_{ys}$  = 鋼骨之降伏應力，ksi (MPa)

$A_r$  = 鋼筋之總面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$h_2$  = 構材平行於彎曲平面之斷面寬度，in. (mm)

$C_r$  = 壓力鋼筋距混凝土壓力外緣與張力鋼筋距混凝土

張力外緣距離之平均值，in. (mm)

$F_{yr}$  = 鋼筋之降伏應力，ksi (MPa)

$A_w$  = 鋼骨腹板之面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)；當構材為鋼管混

凝土斷面時， $A_w = 0$

$f'_c$  = 混凝土 28 天之抗壓強度，ksi (MPa)

$h_t$  = 構材垂直於彎曲平面之斷面寬度，in. (mm)

(ii) 當合成構材承受需求軸力小於 0.3 倍之設計軸向壓力

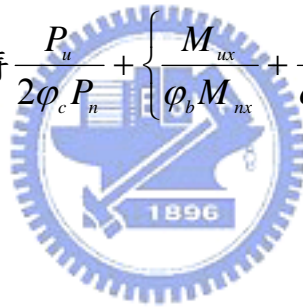
時，其標稱彎矩強度  $M_n$  應由上述公式計算之結果線性

遞減至受純彎矩時之彎矩強度。

再依上述方式計算出的  $M_n$  代入鋼骨之梁柱交互關係檢核，其公式如下：

$$(a) \text{ 當 } \frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0.2 \text{ 時 } \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left\{ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right\} \leq 1.0$$

$$(b) \text{ 當 } \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0.2 \text{ 時 } \frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \left\{ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right\} \leq 1.0$$



其中：

$P_u$  = 需求軸壓力強度，kips (N)

$P_n$  = 柱構材軸向標稱抗壓強度，kips (N)

$M_u$  = 需求撓曲強度，kip-in. (N-mm)

$M_n$  = 柱構材標稱彎矩強度，kip-in. (N-mm)

$\phi_c = 0.85, \phi_b = 0.9$

(二) 美國 AISC-LRFD 設計規範 (2005) 在設計合成構材時，係採用極限設計法，主要之設計理念是將構材中各部分所提供的強度與勁度，以轉換係數轉換成有效勁度之方式進行設計。此外 AISC-LRFD (2005) 規範其設計公式如下：

(1) 求合成構材之設計抗壓強度：

首先將混凝土與鋼骨之材料性質進行轉換：

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left( \frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.3$$

其中：

$EI_{eff}$  = 複合斷面有效勁度，kip-in.<sup>2</sup> (N-mm<sup>2</sup>)

$E_s$  = 鋼材之彈性模數，ksi (MPa)

$E_c$  = 混凝土之彈性模數，ksi (MPa)

$I_s$  = 鋼骨之慣性矩，in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$I_{sr}$  = 主筋之慣性矩，in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$I_c$  = 混凝土之慣性矩，in.<sup>4</sup> (mm<sup>4</sup>)

$A_c$  = 混凝土面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_s$  = 鋼骨面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$$\phi_c = 0.75$$

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + A_c f'_c$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

當  $P_e \geq 0.44P_o$

$$P_n = P_o \left[ 0.658 \left( \frac{P_o}{P_e} \right) \right]$$

當  $P_e < 0.44P_o$

$$P_n = 0.877P_e$$

其中：

$A_{sr}$  = 主筋面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$f'_c$  = 混凝土之抗壓強度，ksi (MPa)

$F_y$  = 鋼材之降伏應力，ksi (MPa)

$F_{yr}$  = 主筋之降伏應力，ksi (MPa)

$K$  = 有效長度因子

$L$  = 構材之側向長度，in. (mm)

## (2) 求合成構材受軸壓力與彎矩共同作用

規範建議使用塑性應力分佈法 (Plastic Stress Distribution Method, 簡稱PSDM) 或應變諧和法 (Strain-Compatibility Method, 簡稱SCM) 進行計算。



## 2.1.3 日本 AIJ-SRC 規範

AIJ-SRC 規範 (1991) 主要的設計理念以強度疊加作為基礎，其疊加方式有二種，第一種為「簡單疊加法」(Simple Superposed Method, 簡稱 SSM)，該法係將 SRC 構材中的鋼骨與鋼筋混凝土視為獨立的個體，分別計算其強度再進行簡單的疊加；第二種為「一般疊加法」(Generalized Superposed Method, 簡稱 GSM)，該法係將鋼骨與鋼筋混凝土分別計算其極限強度，再予以疊加。

AIJ-SRC 規範設計公式如下：

### (一) 簡單疊加法

(1) 同時承受軸力及彎矩作用的對稱柱斷面得依以下方式計算：

(i) (a)  ${}_r P_t \leq P \leq {}_r P_c$  或  $M \geq {}_s M_0$

$$P = {}_r P$$

$$M \leq {}_s M_0 + {}_r M$$

(b)  $P > {}_r P_c$  或  $M < {}_s M_0$  時

$$P \leq {}_r P_c + {}_s P$$

$$M = {}_s M$$

(c)  $P < {}_r P_t$  或軸力為拉力，且  $M < {}_s M_0$  時

$$P \geq {}_r P_t + {}_s P$$

$$M = {}_s M$$

(ii) (a)  ${}_s P_t \leq P \leq {}_s P_c$  或  $M \geq {}_r M_0$  時

$$P = {}_s P$$

$$M \leq {}_r M_0 + {}_s M$$

(b)  $P > {}_s P_c$  或  $M < {}_r M_0$  時

$$P \leq {}_s P_c + {}_r P$$

$$M = {}_r M$$

(c)  $P < {}_s P_t$  或軸力為拉力，且  $M < {}_r M_0$  時

$$P \geq {}_s P_t + {}_r P$$

$$M = {}_r M$$

(2)  ${}_s P_c$ ， ${}_s P_t$ ， ${}_s M_0$ ， ${}_s P$ ， ${}_s M$  得依以下方式計算：

$${}_s P_c = {}_s A \times {}_s F_c$$

$${}_s P_t = -{}_s A_c \times {}_s F_t$$

$${}_s M_0 = {}_s S {}_s F_t$$

${}_s P$  為壓力時：

$$\frac{{}_s P}{{}_s A} + \frac{{}_s M}{{}_s S} = {}_s F_c$$

${}_s P$  為拉力時：

$$\frac{{}_s P}{{}_s A_c} - \frac{{}_s M}{{}_s S} = -{}_s F_t$$

(3)  ${}_r P_c$  ,  ${}_r P_t$  依下列方式計算：

$${}_r P_c = \min({}_r P_{c1} , {}_r P_{c2})$$

$${}_r P_{c1} = A_e \times f_{cd}$$

$${}_r P_{c2} = (A_e \times {}_m f_{cd}) / n$$

$${}_r P_t = -{}_m A \times {}_m F_t$$

(4)  ${}_r P$  ,  ${}_r M$  依鋼筋混凝土規範之規定計算

(5)  $f_{cd} = f'_c(1 - 15{}_s \rho_c)$  適用於包覆型 SRC 斷面

$f_{cd} = f'_c$  適用於鋼管混凝土斷面

其中：

$P$  = 斷面軸力，kips (N)

$M$  = 斷面彎矩，kip-in. (N-mm)

${}_r M_0$  = 鋼筋混凝土部分之容許彎矩，kip-in. (N-mm)

${}_s M_0$  = 鋼骨部分之容許彎矩，kip-in. (N-mm)

$F$  = 容許應力，ksi (MPa)

$S$  = 斷面模數，in.<sup>3</sup> (mm<sup>3</sup>)

$n = E_s / E_c$  ,  $E_s$  與  $E_c$  分別為鋼骨與混凝土之彈性模數

$f_{cd}$  = 折減後的混凝土強度，ksi (MPa)

$f'_c$  = 混凝土強度，ksi (MPa)

$A$  = 斷面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$A_e$  = 有效斷面積，in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

$\rho$  = 鋼筋比

左下足標表示材料種類， $m$  代表鋼筋， $c$  代表純混凝土， $r$  代表鋼筋混凝土， $s$  代表鋼骨。右下足標表示受力特性， $c$  表壓力， $t$  表張力

## (二) 一般疊加法

依一般疊加法設計可以得到比簡單疊加法更為經濟的斷面，但計算較為繁瑣，同時承受軸力及彎矩的 SRC 柱可依下列公式計算：

$$P = P_s + P_r$$

$$M \leq M_s + M_r$$

## 2.1.4 我國 SRC 構材設計規範

在 SRC 構材強度計算方法建議以強度疊加的概念進行計算，該法係將 SRC 構材中之鋼骨與鋼筋混凝土部份，分別依照國內的鋼結構設計規範與混凝土設計規範求得鋼骨與鋼筋混凝土之個別強度，然後再予以疊加，以求得 SRC 構材之強度。

其強度設計與檢核公式如下：

## (一) SRC 構材設計抗壓強度

其設計抗壓強度  $\varphi_c P_{no}$  應不小於由因數化載重組合所計得之最大需求強度  $P_u$ 。此設計抗壓強度  $\varphi_c P_{no}$  為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分抗壓強度之和，即：

$$\varphi_c P_{no} = (\varphi_c)_s (P_{no})_s + (\varphi_c)_{rc} (P_{no})_{rc}$$

其中：

$(P_{no})_s$  = 鋼骨部分之標稱抗壓強度

$(P_{no})_{rc}$  = 鋼筋混凝土部分之標稱抗壓強度

$(\varphi_c)_s$  = 鋼骨部分之強度折減係數， $(\varphi_c)_s = 0.85$

$(\varphi_c)_{rc}$  = 鋼筋混凝土部分之強度折減係數

(a) 包覆型 SRC 柱：

(i) 配置矩形箍筋時， $(\varphi_c)_{rc} = 0.7$

(ii) 配置螺旋箍筋時， $(\varphi_c)_{rc} = 0.75$

(b) 鋼管混凝土柱

(i) 填充型鋼管混凝土， $(\varphi_c)_{rc} = 0.8$

(ii) 包覆填充型鋼管混凝土柱，

$$(\varphi_c)_{rc} = 0.75$$

## (二) 求鋼骨部分之標稱抗壓強度

SRC 柱中鋼骨部分之標稱抗壓強度 $(P_{no})_s$  依以下公式計算

(1) 當 $\lambda_c \leq 1.5$ 時：

$$(P_{no})_s = (0.658^{\lambda_c^2}) F_{ys} A_s$$

(2) 當 $\lambda_c > 1.5$ 時：

$$(P_{no})_s = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_{ys} A_s$$

其中：

$$\lambda_c = \frac{KL}{\gamma_{eff} \pi} \sqrt{\frac{F_{ys}}{E_s}}$$

$F_{ys}$  = 鋼骨之標稱降伏應力，kgf/cm<sup>2</sup>

$A_s$  = 鋼骨之斷面積，cm<sup>2</sup>

$E_s$  = 鋼骨之彈性模數，kgf/cm<sup>2</sup>

$K$  = SRC 構材之有效長度係數

$L$  = SRC 構材之無側撐長度，cm

$\gamma_{eff}$  = SRC 構材中鋼骨斷面之有效迴轉半徑

$$\gamma_{eff} = \gamma_s + \alpha \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

其中：

$\gamma_s$  = 鋼骨斷面之迴轉半徑，cm

$I_g$  = SRC 構材全斷面之慣性矩， $\text{cm}^4$

$A_g$  = 構材全斷面之面積， $\text{cm}^2$

$\alpha$  = 鋼骨有效迴轉半徑修正係數，其值如下：

(a) 包覆 I 型 SRC 柱：

(i) 對強軸彎曲： $\alpha = 0.2$

(ii) 對弱軸彎曲： $\alpha = 0.4$

(b) 包覆十字或 T 字型 SRC 柱： $\alpha = 0.3$

(c) 鋼管混凝土柱：

(i) 填充型： $\alpha = 0.1$

(ii) 包覆填充型： $\alpha = 0.2$

(三) 求鋼筋混凝土部分之標稱抗壓強度

SRC 柱中鋼筋混凝土部分之標稱抗壓強度( $P_{no}$ )為以下兩式所計算之較小值為之。

$$(1) \quad (P_{no})_{rc} = 0.85 f_{cd} A_c + F_{yr} A_r$$

$$(2) \quad (P_{no})_{rc} = \frac{\pi^2 (EI)_{rc}}{(KL)^2}$$

其中：

$f_{cd} = 0.7f'_c$ ；惟當採用填充型鋼管混凝土柱時  $f_{cd} = f'_c$ 。

其中  $f'_c$  為混凝土之標稱抗壓強度， $\text{kgf/cm}^2$

$A_c$  = SRC 構材之混凝土部分之斷面積， $\text{cm}^2$

$F_{yr}$  = 鋼筋之標稱降伏應力， $\text{kgf/cm}^2$

$A_r$  = 鋼筋之斷面積， $\text{cm}^2$

$K$  = SRC 構材之有效長度係數

$L$  = SRC 構材之無側撐長度， $\text{cm}$

$(EI)_{rc}$  = 鋼筋混凝土部分之撓曲剛度， $(EI)_{rc} = E_c I_g / 5$ ，

其中  $E_c$  為混凝土之彈性模數， $I_g$  為全斷面對形心  
軸之慣性矩

#### (四) SRC 之構材設計撓曲強度

其設計撓曲強度  $\varphi_b M_{no}$  應不小於由因數化載重組合所計得之最大需求彎矩  $M_u$ 。設計撓曲強度  $\varphi_b M_{no}$  為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分撓曲強度之和，即：

$$\varphi_b M_{no} = (\varphi_b)_s (M_{no})_s + (\varphi_b)_{rc} (M_{no})_{rc}$$

其中：

$$\varphi_b = (\varphi_b)_s = (\varphi_b)_{rc} = 0.9$$

$(M_{no})_s$  = 鋼骨部分標稱撓曲強度， $(M_{no})_{rc} = ZF_{ys}$ ， $Z$  為鋼骨之塑性



斷面模數， $F_{ys}$  為鋼骨之標稱降伏應力

$(M_{no})_{rc}$  為鋼筋混凝土部分之標稱撓曲強度， $(M_{no})_{rc}$  應依文獻內

政部頒布之「建築技術規則建築構造編：混凝土構造」

之相關規定決定之；惟計算時，混凝土之標稱抗壓強度

$f'_c$  應以  $f_{cd}$  取代之，其中  $f_{cd} = 0.7f'_c$ 。

#### (五) SRC 構材受軸壓力與彎矩共同作用

受軸壓力與彎矩共同作用之 SRC 構材，其設計強度應依以下之步驟檢核之：

- (1) SRC 構材中之鋼骨部分和鋼筋混凝土部分應共同分擔由組合載重所引致之需求軸力  $P_u$  與需求彎矩  $M_u$  (含 P- $\Delta$  效應)，即

$$P_u = (P_u)_s + (P_u)_{rc}$$

$$M_u = (M_u)_s + (M_u)_{rc}$$

其中：

$$(P_u)_s = P_u \times \frac{(EA)_s}{(EA)_s + (EA)_{rc}}, \text{ 為鋼骨分擔之需求軸力}$$

$$(P_u)_{rc} = P_u \times \frac{(EA)_{rc}}{(EA)_s + (EA)_{rc}}, \text{ 為鋼筋混凝土分擔之需求軸力}$$

$$(M_u)_s = M_u \times \frac{(EI)_s}{(EI)_s + (EI)_{rc}}, \text{ 為鋼骨分擔之需求彎矩}$$

$(M_u)_{rc} = M_u \times \frac{(EI)_{rc}}{(EI)_s + (EI)_{rc}}$ ，為鋼筋混凝土分擔之需求彎矩

$(EA)_s$  = 鋼骨部分之軸向剛度， $(EA)_s = E_s A_s$

$(EA)_{rc}$  = 鋼筋混凝土部分之軸向剛度， $(EA)_{rc} = 0.55E_c A_c$ ，

$A_c$  為混凝土之斷面積

$(EI)_s$  = 鋼骨部分之撓曲剛度， $(EI)_s = E_s I_s$

$(EI)_{rc}$  = 鋼筋混凝土部分之撓曲剛度， $(EI)_{rc} = 0.35E_c I_g$

#### (六) 鋼骨部分之強度檢核

SRC 構材中鋼骨部分在受到所分擔之軸力  $(P_u)_s$  與彎矩  $(M_u)_s$  之共同作用下，應符合以下強度檢核之規定：

(a) 當  $(P_u)_s < 0.2(\phi)_s(P_{no})_s$  時：

$$\frac{(P_u)_s}{2(\phi)_s(P_{no})_s} + \left[ \frac{(M_{ux})_s}{(\phi_b)_s(M_{nox})_s} + \frac{(M_{uy})_s}{(\phi_b)_s(M_{noy})_s} \right] \leq 1.0$$

(b) 當  $(P_u)_s \geq 0.2(\phi)_s(P_{no})_s$  時：

$$\frac{(P_u)_s}{(\phi)_s(P_{no})_s} + \frac{8}{9} \left[ \frac{(M_{ux})_s}{(\phi_b)_s(M_{nox})_s} + \frac{(M_{uy})_s}{(\phi_b)_s(M_{noy})_s} \right] \leq 1.0$$

#### (七) 鋼筋混凝土部分之強度檢核

SRC 構材中鋼筋混凝土部分受到所分擔之軸力  $(P_u)_{rc}$  與彎矩  $(M_u)_{rc}$  之共同作用下，其強度應符合內政部頒布之「建築技術規則建

築構造編：混凝土構造」之相關規定，惟計算時，混凝土之標稱抗壓強度  $f'_c$  應以  $f_{cd}$  取代之，其中  $f_{cd} = 0.7f'_c$ ；但當採用填充型鋼管混凝土柱時  $f_{cd} = f'_c$ 。

國內規範規定，SRC 構材在承受軸力與彎矩共同作用時，其斷面須依其承受雙軸或單軸彎矩而採用雙對稱或單對稱斷面。當採用非對稱斷面之 SRC 構材時，須考慮扭力對構材的影響。

## 2.2 SRC 文獻回顧

近年來有關耐震方面的問題相當受到國內外各學者的重視，除了實驗的研究之外，利用理論分析與數值模擬來佐證亦相當的重要，而有關鋼骨鋼筋混凝土結構行為之研究在國外如日本、美國已有多年的研究基礎，並有不少相關的研究陸續發表，略述如下：

### (a) 以實驗方式探討包覆型 SRC 構造之相關研究

西村 繁等學者 (1991) 以實驗的方式製作八支包覆型 SRC 柱試體，構材斷面為 30 x 30 cm，內置鋼骨為 I 型鋼， $e/h=0.1$ 。探討鋼骨偏心對 SRC 柱彎矩行為的影響，並與一般疊加法的計算值做比較，結果顯示其試驗值與一般疊加法計算的結果十分吻合。

齋藤 文孝等學者 (1992) 透過實驗的方式探討非對稱斷面對包覆型 SRC 柱彎矩行為的影響，構材斷面為 30 x 30 cm，內置鋼骨為 T 型鋼， $e/h=0.1$ 。並與一般疊加法的計算值做比較，結果顯示，試驗值與計算值接近。

連陽 (1995) 以試驗的方式探討鋼骨尺寸、主筋數量、箍筋間距及型式對於包覆型 SRC 短柱在軸向載重下之極限強度及剩餘強度的

影響。試驗結果顯示，增加主筋的使用量對於極限強度的貢獻要大於增加鋼骨的使用量，但是對於極限強度後之行為，則有相反的趨勢。最後利用非線性有限元素程式 ANSYS 進行分析，並且考慮圍束效應的影響，分析結果與試驗值相符合。

徐中道 (1996) 以試驗方式探討不同鋼骨型式之鋼骨鋼筋混凝土梁柱，同時承受垂直軸力與反覆彎矩載重之試驗，其鋼骨採用十字型與 H 字型兩種斷面型式，以比較兩者之圍束效應對韌性能力的影響，並改變箍筋間距以了解鋼骨鋼筋混凝土柱行為上的差異。試驗結果顯示，當箍筋間距相同時，十字型的鋼骨斷面型式其韌性能力較 H 型的鋼骨斷面型式佳。當韌性需求相同時，鋼骨斷面為十字型的鋼骨鋼筋混凝土柱之箍筋間距，可比 H 型的鋼骨斷面為大。

陳建中 (1999) 探討 SRC 梁在純彎矩作用下之行為特性，並對各種 SRC 梁撓曲強度分析方法之準確性進行評估。研究結果顯示 D 型斷面之延展性比 S 型斷面佳，其原因為 D 型斷面之箍筋內之混凝土有良好的圍束效果，此外 D 型斷面之鋼骨深度與斷面深度的比值較大，也是延展性較佳的原因。

林義閔 (1999) 以試驗方式探討含 T 字型鋼骨斷面 SRC 梁柱之軸力-單向彎矩行為，構材斷面為 30 x 30 cm，內置鋼骨為 T 字型，並有鋼骨比 3.2% 及 5.54% 兩種鋼骨比，。於研究報告中指出，斷面的不對稱性會造成梁柱斷面軸線之正負兩方向之極限彎矩強度，及超過極限強度後之彎矩強度明顯的差異，但對於短柱而言，斷面的不對稱性並未對軸向強度造成影響。將試驗結果與各規範預測值作一比較，發現美國 ACI 與日本 AIJ-SRC 規範最能準確預測出非對稱斷面之軸力與極限彎矩強度交互作用關係曲線，故建議採用 ACI318 規範

AIJ-SRC 規範之設計方法，以因應非對稱斷面所造成正負彎矩的差異。

李健銘 (2000) 以實驗的方式，探討非對稱 T 字型鋼骨斷面 SRC 梁柱受固定軸力-反覆彎矩載重下之耐震行為。研究結果顯示 T 字型鋼骨斷面 SRC 梁柱試體於受正 x 向彎矩作用時，其遲滯迴圈較為飽滿，整體行為接近於純鋼骨結構梁柱的行為；而當 T 字型鋼骨斷面 SRC 梁柱試體於受負 x 向彎矩作用時，其遲滯迴圈均有束縮現象，整體行為與鋼筋混凝土梁柱的行為相近。將試驗結果與各規範預測值作一比較，發現美國 ACI 規範能合理且保守地預測出含偏心 T 字型鋼骨之鋼骨鋼筋混凝土梁柱的斷面極限彎矩強度值。

#### (b) 以解析方式探討包覆型 SRC 構造之相關研究

Furlong (1976) 根據過去所進行的 SRC 柱試體之結果進行研究分析，利用適當的轉換係數將混凝土的貢獻轉換為相當的鋼骨量，則純鋼柱及梁柱的容許應力設計公式 (AISC1978) 依然適用於合成構材，此種設計邏輯隨後亦應用於 1986 年的 AISC-LRFD 規範。1983 年，Furlong 更繼續研究 ACI、SSLC 及 LRFD 規範對合成受壓構材之極限強度做比較，研究發現 ACI 對於長柱顯得較為保守，且計算上亦較為繁瑣。

Mirza (1989) 對於包覆型 SRC 受壓構材之應力行為的研究中，使用 Kent 及 Park 所提出的混凝土應力-應變關係模式，將包覆型 SRC 斷面中之混凝土分為非圍束，部份圍束及高度圍束等三個區域，此研究顯示包覆型 SRC 柱受軸向載重下，鋼骨翼板與腹板對混凝土圍束的貢獻。此外，Mirza 及 Skrabek (1991、1992) 則以統計學的方法，研究包覆型 SRC 受壓構材中混凝土強度、鋼骨強度、細長比及軸力

偏心距等變數對極限強度之影響。研究發現對於 SRC 短柱，混凝土強度及軸力偏心距會影響構材的抗壓強度；對 SRC 長柱而言，細長比、鋼骨量及軸力偏心距會影響構材之抗壓強度，而混凝土強度只對細長比小於 33 之柱有影響。此外，鋼材的等級以及應變應化的影響可以被忽略。

翁正強、陳村林 (1990) 利用強度疊加的觀念，將 SRC 構材中的鋼骨與鋼筋混凝土部分，分別依照 AISC-LRFD 及 ACI 規範之極限強度設計規定，然後再予以疊加，以探求 SRC 梁柱極限強度之可行性。

翁正強等人 (1994) 嘗試納入混凝土材料的非線性行為及應力重新分配的概念與理論，以修正「剛度分配法」所計算 SRC 構材之極限強度。此設計法分別以參數  $\beta = 0.85$  及對鋼筋混凝土部分之強度以折減 70% 的方式作為混凝土材料進入非線性階段時對混凝土彈性模數  $E_c$  之修正及強度疊加法所產生的誤差。該研究發現，相對於其他設計法，本法較能適切地反映 SRC 斷面中鋼骨與鋼筋混凝土對 SRC 梁柱彎矩強度之貢獻。

El-Tawil (1995) 利用建立模型的解析方式比較 ACI-318 與 AISC-LRFD 兩規範對於鋼骨鋼筋混凝土梁柱強度之規定，由其研究結果顯示短柱或細長柱，由 ACI-318 規範之設計，有較輕微的不保守趨勢。在 AISC-LRFD 規範方面，對於短柱之設計有 41% 的保守程度，對於鋼骨含量較大的細長柱而言，則其設計與解析之結果一致。

林俊昌 (1996) 以一般鋼筋混凝土斷面推導圍束箍筋量的方式，計算時扣除鋼骨對混凝土的圍束面積，藉降低箍筋所需圍束的混凝土面積來考量鋼骨對圍束效應的幫助，但是這樣的方法，缺點在於不能將受到高圍束的混凝土面積影響計入，如此一來，不同的圍束模型就

會導出不同的公式，其結果並不具有代表性，尤其是在計算 SRC 柱的軸向強度時，並無法有效的提供一個預測的計算方法。且在推導的過程中，將高度圍束區的強度視為一般圍束區相同，其結果將過於保守。

陳誠直、葉士青 (1996) 主要將整個圍束區分為高圍束區與低圍束區，利用實驗產生的軸力值，扣除鋼骨、主筋與圍束箍筋對軸力的貢獻，將之與  $0.85f'_c$  相除，得到一個比值  $K_{src}$ ，接著再利用靜力平衡的觀念，定義出  $K_{src}$ 、 $K_{rc}$ 、 $K_s$  之間的關係，藉由一些模擬圍束效應的模擬模型，計算出  $K_{src}$  的值，由實驗證明，此種分析模式可以準確的預測 SRC 柱的軸向強度。研究結果顯示試體達到極限載重後初期的剩餘強度值，以內含十字型鋼骨斷面的試體表現為佳。相較於四角形箍筋，以八角形箍筋可以有效地改善箍筋間距不足或鋼骨型式不良所造成剩餘強度的損失，隨著箍筋間距的減少，八角形箍筋的效率將更為提高。

Chen and Lin (2006) 以解析的方式，探討包覆型 SRC 受壓構材之應力行為的研究，使用 Mander 所提出的混凝土應力-應變關係模式，將包覆型 SRC 斷面中之混凝土分為非圍束，次圍束及高圍束等三個區域，此研究探討包覆型 SRC 柱受軸向載重下，不同鋼骨斷面型式對於混凝土圍束的影響。研究結果顯示在相同的箍筋間距下十字型鋼骨斷面的圍束效應比 I 字型鋼骨斷面佳，且分析模式均能準確地預測出與試驗值相符合的結果。

## 第三章 分析模式

### 3.1 應變諧和纖維元素分析模式

包覆型 SRC 構材之斷面由混凝土、鋼筋與鋼骨三種材料所組成，依據應變諧和之假設，並假設各材料之應力-應變關係，以計算 SRC 構材之軸力與彎矩強度關係，或彎矩-曲率關係。

分析過程依據以下假設：

- (1) 平面受彎矩作用後仍保持平面
- (2) 將鋼骨視為一般鋼筋
- (3) 混凝土應力-應變關係依據 Modified Kent-Park 模式
- (4) 不考慮鋼材之應變硬化現象
- (5) 斷面以纖維元素法分析

#### 3.1.1 混凝土材料模擬

本研究混凝土模式採用 Modified Kent-Park (Park et al. 1982) 之圍束混凝土應力-應變關係曲線，如圖3.1所示。混凝土藉由箍筋圍繞可提供核心部份之圍束效應，依圍束作用的程度，可增加混凝土之軸向強度與韌性。除了箍筋之外，影響圍束效應之因素，有縱向鋼筋分佈位置與鋼骨斷面型式等。

以下針對此分析模式說明之：

Modified Kent-Park之圍束混凝土應力-應變關係曲線，定義混凝



土受箍筋圍束時，混凝土強度將提高 $k$ 倍，無圍束區之混凝土 $k=1$ ；  
混凝土之韌性行為依 $Z_m$ 值而定。

其公式如下：

$$f_c = kf'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0 k} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0 k} \right)^2 \right] \quad \varepsilon_c \leq k\varepsilon_0 \quad (3-1)$$

$$f_c = kf'_c [1 - Z_m (\varepsilon_c - \varepsilon_0 k)] \geq 0.2kf'_c \quad \varepsilon_c > k\varepsilon_0 \quad (3-2)$$

$$k = 1 + \frac{\rho f_{yh}}{f'_c} \quad (3-3)$$

$$Z_m = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_0 k} \quad (3-4)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_0 f'_c}{f'_c - 1000} \quad (3-5)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75\rho \sqrt{\frac{h}{s}} \quad (3-6)$$

其中：

$f'_c$ =混凝土之應力，psi； $\varepsilon_c$ =混凝土之應變； $f_{yh}$ =箍筋  
之降伏應力，psi； $h$ =試體之寬度，in； $s$ =箍筋之間距，  
in； $\rho$ =箍筋比； $\varepsilon_0=0.002$

由於 SRC 構材包含了鋼骨，因此當 SRC 構材承受軸力與彎矩共同作用時，斷面中混凝土受圍束之情況將有別於一般純 RC 柱。為了考量鋼骨對混凝土圍束效應的貢獻，參考 Mirza 於 1992 年之研究報告及 Chen and Lin 於 2006 年所提出對圍束區混凝土之區分方式，如

圖 3.2 及圖 3.3 所示，本研究之分析模式亦將 SRC 構材斷面中混凝土分為三種不同的區域：一為「高圍束區域」 (Highly confined concrete) (如圖 3.4 中深灰色標示部份)，即受鋼骨所圍束之混凝土；二為「次圍束區域」 (Partially confined concrete) (如圖 3.4 中灰色標示部份)，即箍筋內側混凝土所包圍之區域；三為「非圍束區域」 (unconfined concrete) (如圖 3.4 中空白部份)，即箍筋外圍之混凝土部份。非圍束區域與次圍束區域依據 Modified Kent-Park 公式所建議之方式，以箍筋最外緣之圍束範圍區分；本研究另定義混凝土之高圍束區域以鋼骨最外緣之圍束範圍界定。

圖 3.5 為考慮包覆型 SRC 構材中之混凝土受到圍束作用與非圍束作用時的應力-應變曲線圖，該應力-應變曲線圖主要係參考 Modified Kent-Park 之混凝土在不同圍束情形下的應力-應變關係。當 SRC 構材中之混凝土完全未受到圍束作用時，混凝土應力達極限強度後即迅速遞減；若混凝土受到良好的圍束作用，則其極限應力可相對增加。根據式 (3-4) 之  $Z_m$  值，其為控制應力於達到極限狀態後下降之斜率。本研究定義次圍束區混凝土之圍束作用來自於箍筋，假設箍筋間距為  $s$ ，可定義次圍束區之  $Z_{m,p}$  值。高圍束區域混凝土之圍束作用除箍筋外尚有鋼骨提供之圍束，因此假設  $\varepsilon_{50h} = \infty$ ， $Z_{m,h} = 0$ ；所以混凝土之應力於達到極限狀態後不隨應變的增加而遞減。

### 3.1.2 鋼筋與鋼骨材料模擬

關於鋼筋與鋼骨之應力-應變關係，一般皆以彈-塑性材料來模擬，而分析模式對於鋼筋與鋼骨之應力-應變模式則以兩段直線模擬，如圖 3.6 所示，第一段直線斜率為鋼材之彈性階段，第二段直線為鋼材之降服平台且應變硬化之狀況並不予考慮。

### 3.1.3 纖維梁柱元素

梁柱構材之纖維元素模式依據以下假設：

- (1) 平面受彎矩作用後仍保持平面
- (2) 斷面中各材料不發生相對滑動位移
- (3) 忽略剪力變形及潛變與收縮的影響
- (4) 每個纖維對應各自材料之應力-應變關係

為了探討鋼骨鋼筋混凝土各材料之分割元素，參考 El-Tawil 於 1995 年之研究報告所提出對纖維元素之分割方式，如圖 3.7 所示，本研究之纖維元素採單軸向分割方式，如圖 3.8 所示。梁柱構材之纖維元素是由斷面分割成數個薄片，每個纖維元素擁有獨立的面積與距離中性軸的位置，藉由每個纖維元素之應力-應變反應，以疊加各材料之纖維元素強度即可獲得斷面整體強度。斷面分割的原則是對某一參考軸做彎矩分析，則斷面須平行該軸之分割元素，元素分割之收斂與否將影響結果，而每個元素之質量皆假設集中於該元素之中心。

### 3.1.4 應變諧和纖維元素分析流程

應變諧和法以纖維元素計算時，假設斷面深度為  $H$ ，各材料之纖維元素厚度均為  $h$ ，則纖維元素共有  $n = \frac{H}{h}$  塊。分析流程如圖 3.9 所示，將斷面區分為鋼筋、鋼骨與混凝土三種材料，分別計算各材料纖維元素之軸力值  $P_i$  與彎矩值  $M_i$ ，然後將每個纖維元素求得之值疊加，得各材料之總軸力值為  $(P_n)_r = \sum_{i=1}^n P_i$ 、 $(P_n)_s = \sum_{i=1}^n P_i$  與  $(P_n)_c = \sum_{i=1}^n P_i$ ；

各材料之總彎矩值為  $(M_n)_r = \sum_{i=1}^n M_i$ 、 $(M_n)_s = \sum_{i=1}^n M_i$  與  $(M_n)_c = \sum_{i=1}^n M_i$ ，

則 SRC 構材整體斷面之總軸力值為  $(P_n) = (P_n)_r + (P_n)_s + (P_n)_c$  與總彎矩值為  $(M_n) = (M_n)_r + (M_n)_s + (M_n)_c$ 。各材料纖維元素軸力值之計算方法，以鋼筋為例，如圖 3.10 所示，假設在某一狀況下，斷面最外緣應變為  $\varepsilon$ ，距離受壓區最外緣之中性軸為  $C_j$ ，鋼筋某一纖維元素  $i$  距

離受壓區最外緣為  $X_i$ ，則其應變為  $\varepsilon_i = \varepsilon \frac{C_j - X_i}{C_j}$ ，依應變的受壓與受

拉狀況的不同，其應力可區分為  $\sigma_i = E \times \varepsilon_i$ 、壓應力  $\sigma_i = F_{yr}$  與拉應力  $\sigma_i = -F_{yr}$ ，再與所對應之面積相乘可得其軸力值  $P_i$ ，亦可再對其形心

軸求得彎矩值  $M_i$ 。鋼骨亦可以此方式求得軸力值與彎矩值，其計算

流程如圖 3.11 所示。混凝土計算方法，如圖 3.12 所示，若  $X_i \geq C_i$  時，混凝土纖維元素位於拉力區，其  $\varepsilon_i = 0$ ；若  $X_i < C_i$  時，得應變  $\varepsilon_i$  值再代入 Modified Kent-Park 公式，以求得其應力，進而求得軸力與彎矩值。

## 3.2 應變諧和纖維元素分析結果

### 3.2.1 纖維元素法之收斂性驗證

纖維元素收斂性之驗證，由依據每纖維元素之分割厚度而定，如表 3.1 所示，以 BH-TE 試體 (林義閔 1999) 偏心鋼骨 SRC 構材為例，假設中性軸皆距斷面上緣 150 mm 處時，將纖維元素之厚度各別分割成 1 mm、5 mm、10 mm、30 mm 與 60 mm，求其斷面之軸力-彎矩強度以作為收斂性之分析判斷，由結果顯示可得知在厚度達 5 mm 即可達收斂效果。本研究之斷面皆以纖維元素厚度 1 mm 分析。

### 3.2.2 高圍束區混凝土範圍與應力之影響

為了驗證本研究所定義之高圍束區域範圍之合理性，與 Mirza 所建議之曲線圍束範圍做比較，以陳建中 (1999) 所試驗之試體 S2、試體 S3 與林義閔 (1999) 之試體 BH-HO-P2 來驗證其差異性。依據圖 3.5 之混凝土應力-應變關係，分析結果如圖 3.13~3.15 所示。結果顯示，因高圍束區域靠近中性軸與形心軸，對於整體的強度影響較小，因此兩者差異甚小；在計算強度時，應可採用本研究所提之簡化圍束方式。

探討高圍束區域於應力達到極限狀態後之應力-應變關係，以  $Z_{m,h} = 0$  與  $Z_{m,h} = Z_{m,p}$  兩種情況做比較，試體以 S2、S3 與 BH-HO-P2 來驗證其差異性，分析結果如圖 3.16~3.18 所示。由圖 3.16~3.18 可發現因高圍束區域位於中性軸與形心軸附近，故對於整體強度影響較小，兩者之間差異甚小。

### 3.3 塑性應力分佈

(一) 傳統計算方式：在沒有以纖維元素法為計算方式下，一般計算塑性應力分佈法於 SRC 構材時，假設某一狀況下之中性軸位於腹板之間時，此斷面應力分佈如圖 (3.19) 所示：

混凝土所提供的軸壓力  $P_{\text{concrete}}$

$$P_{\text{concrete}} = 0.85f'_c(ba - A') = 0.85f'_c(b\beta_1c - A') \quad (3-7)$$

其中， $f'_c$  為混凝土抗壓強度； $b$  為斷面寬度； $a$  為混凝土壓力塊深度； $A'$  為混凝土有效深度內，鋼筋及鋼骨所佔面積總合； $c$  為中性軸距上緣斷面之距離。

鋼筋所提供的軸壓力  $P_{\text{rebar}}$

$$P_{\text{rebar}} = F_{yr} \times (A_r - A'_r) \quad (3-8)$$

其中， $F_{yr}$  為鋼筋降伏強度； $A_r$  為受壓鋼筋斷面積； $A'_r$  為受拉鋼筋斷面積。

鋼骨所提供的軸壓力  $P_{\text{steel}}$

$$P_{\text{steel}} = F_{ys} \times (A_f + A_{wc} - A_{wt} - A'_f) \quad (3-9)$$

其中， $F_{ys}$  為鋼骨降伏強度； $A_f$  為鋼骨上翼板斷面積； $A_{wc}$  為鋼骨腹板受壓處斷面積； $A_{wt}$  為鋼骨腹板受拉處斷面積； $A'_f$  為鋼骨下翼板斷面積。

總軸壓力  $P_n$

$$P_n = P_{\text{concrete}} + P_{\text{rebar}} + P_{\text{steel}} \quad (3-10)$$



分別由(3-7)式及(3-8)式與(3-9)式中，各作用力對其形心軸取彎矩，可得撓曲強度  $M_n$  如下式：

混凝土所提供的撓曲強度  $M_{\text{concrete}}$

$$M_{\text{concrete}} = [0.85 f'_c (b \beta_1 c - A'_r)] \times \left( \frac{H - \beta_1 c}{2} \right) \quad (3-11)$$

其中， $H$  為斷面總深度。

鋼筋所提供的撓曲強度  $M_{\text{rebar}}$

$$M_{\text{rebar}} = F_{yr} \times (A_r + A'_r) \times y_r \quad (3-12)$$

其中， $y_r$  為鋼筋中心處與形心軸之距離。

鋼骨所提供的撓曲強度  $M_{\text{steel}}$

$$M_{\text{steel}} = F_{ys} \times (A_f \times y_f + A_{wc} \times y_{wc} + A_{wt} \times y_{wt} + A'_f \times y'_f) \quad (3-13)$$

其中， $y_f$  為鋼骨上翼板中心處與形心軸之距離； $y_{wc}$  為鋼骨腹板受壓中心處與形心軸之距離； $y_{wt}$  為鋼骨腹板受拉中心處與形心軸之距離； $y'_f$  為鋼骨下翼板中心處與形心軸之距離。

總撓曲強度  $M_n$

$$M_n = M_{\text{concrete}} + M_{\text{rebar}} + M_{\text{steel}} \quad (3-14)$$

(二) 纖維元素法計算方式：塑性應力分佈法若以纖維元素法計算時，假設斷面深度為  $H$ ，各材料之纖維元素厚度均為  $h$ ，則纖維元素共有  $n = \frac{H}{h}$  塊。假設在某一狀況下，斷面最外緣應變為  $\varepsilon$ ，距離受壓區最外緣之中性軸為  $C_j$ ，鋼筋某一纖維元素  $i$  距離受壓區最外緣為

$X_i$ ，則其應變為  $\varepsilon_i = \varepsilon \frac{C_j - X_i}{C_j}$ ，依應變的受壓與受拉狀況的不同，其

應力可區分為壓應力  $\sigma_i = F_{yr}$  與拉應力  $\sigma_i = -F_{yr}$ ，再與所對應之面積相乘可得其軸力值  $P_i$ ，亦可再對其形心軸求得彎矩值  $M_i$ ，然後將鋼筋

中每個纖維元素求得的值疊加，得鋼筋整體之總軸力值為  $(P_n)_r = \sum_{i=1}^n P_i$

與總彎矩值為  $(M_n)_r = \sum_{i=1}^n M_i$ ，鋼骨與混凝土亦以此方式求得總軸力值

與總彎矩值，則 SRC 構材整體斷面之總軸力值為

$(P_n) = (P_n)_r + (P_n)_s + (P_n)_c$  與總彎矩值為  $(M_n) = (M_n)_r + (M_n)_s + (M_n)_c$ ，

其計算流程如圖 3.9、3.20、3.21 與 3.22 所示。

如圖 3.23 所示，比較方法 (一) 與方法 (二) 可以發現，纖維元素法亦適用於計算鋼骨鋼筋混凝土之強度。

### 3.4 分析模式與實驗數據之準確性驗證

以 BH-TE 試體 (林義閔 1999) 為例，表示纖維元素法於 PSDM 與應變諧和分析模式之各材料應力分佈，分別如圖 3.24 與 3.25 所示，圖 3.26 與圖 3.27 分別為應變諧和分析模式中混凝土不同圍束情形之應力分佈圖與構材整體中各材料之應力分佈圖。

為驗證本章所述之應變諧和分析模式，需佐以實驗數據檢驗其準確性，由於偏心鋼骨 SRC 梁柱之實驗數據不多，首先參考文獻陳建中 (1999) 所著之『鋼骨鋼筋混凝土梁撓曲試驗行為』，其共有 16 支大尺寸鋼骨鋼筋混凝土簡支梁單向載重試驗，探討 SRC 梁在純彎矩作用下之行為特性，並對各種 SRC 梁撓曲強度分析方法之準確性進行評估。其中 13 支為鋼筋與鋼骨翼板不在同一高程之 S 型斷面，3 支為鋼筋與鋼骨翼板在同一高程之 D 型。斷面尺寸及試體斷面示意圖如表 3.2 與圖 3.28 所示。其實驗與分析所得之數據如表 3.6 所示 (平均值=1.00；變異係數=0.0435)，分析研究兩者結果之彎矩-曲率關係曲線相當接近，如圖 3.31~3.46 所示。

參考文獻徐中道 (1996) 所著之『鋼骨鋼筋混凝土柱耐震行為研究』，其共有 5 支鋼骨鋼筋混凝土梁柱，同時承受垂直軸力與反覆的側向水平力之試驗，其鋼骨採用十字型與 H 字型兩種斷面型式，以比較兩者之圍束效應對韌性能力的影響，並改變箍筋間距以了解鋼骨鋼筋混凝土柱行為上的差異。斷面尺寸及試體斷面示意圖如表 3.3 與



圖 3.29 所示。其實驗與分析所得之數據如表 3.7 所示 (平均值=0.98；變異係數=0.0384)。

參考文獻林義閔 (1999) 所著之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，其實驗的規劃可以區分為兩大部分，第一部分目的在於探討非對稱斷面 SRC 柱受到單向載重下之行為，其中包括了柱整體的受壓行為、三種材料(混凝土、鋼骨與鋼筋)之受力分布情形。第二部分目的在於探討非對稱斷面 SRC 梁柱受到軸力作用下，正負向極限彎矩強度及其行為之差異。斷面尺寸及試體斷面示意圖如表 3.4~3.5 與圖 3.30 所示。其梁柱彎矩極限強度實驗數據與分析所得之數據如表 3.8 所示 (平均值=1.03；變異係數=0.0711)，分析研究兩者結果之彎矩-曲率關係曲線相當接近，如圖 3.47~3.49 所示。短柱軸向極限強度實驗數據與分析所得之數據如表 3.9 所示(平均值=0.99；變異係數=0.0146)。根據表 3.6、3.7、3.8、3.9 的結果可以得知所使用之分析模式能準確預測實驗結果。

## 第四章 參數分析結果與討論

本章將以本研究之分析模式，分別分析出鋼骨與混凝土之彎矩-曲率關係曲線圖及軸力-彎矩關係曲線圖，探討其參數變化（箍筋間距、鋼骨型式、軸力比、偏心距與正負彎矩）之圍束關係，以探討鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材之極限彎矩強度與剩餘強度的行為。

### 4.1 彎矩-曲率關係曲線圖

典型的鋼骨鋼筋混凝土之彎矩-曲率關係曲線，由於鋼筋與鋼骨之降伏強度不同且所處位置亦不同，因此鋼筋與鋼骨之降伏一般不會同時發生，故極限彎矩強度一般不會在鋼筋或鋼骨之降伏處發生。受壓區保護層混凝土開始壓碎時，一般會使彎矩強度驟降，當受壓區保護層混凝土達完全壓碎後，箍筋內所圍束之混凝土開始受到破壞效應。一般以曲率延展性係數來表示其韌性行為，而曲率延展性係數 $\mu_u$ 為極限曲率與降伏曲率之比值。如圖 4.1 所示，定義極限曲率 $\phi_u$ 為構件達極限彎矩強度 $M_u$ 後降為極限彎矩強度 90%時的曲率，降伏曲率 $\phi_y$ 之定義為原點與 $M_y$ （鋼筋或鋼骨達降伏時之彎矩強度）對應點之連線外差至 $M_u$ 所對應之曲率。以下所比較試體之韌性比如表 4.1 所示。

#### 4.1.1 箍筋間距於彎矩-曲率圖之影響

依據文獻陳建中 (1999) 所著之『鋼骨鋼筋混凝土梁撓曲試驗行為』，試體編號 S1-T1 與 S1-T2 為鋼骨含量 2.08% 之 S 斷面 SRC 構材，箍筋間距分別為 200 mm 與 100 mm。試體編號 D1 與 D1-T2 為鋼骨含量 1.34% 之 D 斷面 SRC 構材，箍筋間距分別為 152 mm 與 76 mm。

兩系列試體均承受純彎矩作用。如圖 4.2 所示，比較試體 S1-T1 與 S1-T2 可以發現，當箍筋間距逐漸加大時，對於次圍束區混凝土的影響變化較大，分析結果顯示，在極限彎矩強度相差不大，韌性表現上亦相差不大。如圖 4.3 所示，類似的情形也出現在試體編號 D1 與 D1-T2。

依據文獻徐中道 (1996) 所規劃之『鋼骨鋼筋混凝土柱耐震行為研究』，試體編號 SRC1、SRC2 與 SRC3 為十字型鋼骨含量 4.96% 之 SRC 構材，箍筋間距分別為 70 mm、100 mm 與 150 mm。試體編號 SRC4 與 SRC5 為 H 字型鋼骨含量 4.34% 之 SRC 構材，箍筋間距分別為 70 mm 與 100 mm。兩系列試體均承受  $0.3 P_n$  固定軸力與反覆載重。如圖 4.4 所示，比較試體 SRC1、SRC2 與 SRC3 可以發現，十字型鋼骨包覆之 SRC 梁，由於箍筋間距逐漸加大，對於次圍束區混凝土的影響較大，分析結果顯示，在極限彎矩強度與韌性上均有明顯的降低。但當試體達極限彎矩強度之後，由於受壓側之鋼筋分佈面積較大，雖然保護層混凝土開始剝落，但對於整體的強度並無明顯的降低。如圖 4.5 所示，比較試體 SRC4 與 SRC5 可以得知，H 字型鋼骨包覆之 SRC 梁，改變箍筋間距，亦在次圍束區混凝土的影響較大，在極限彎矩強度與韌性表現上也均有明顯的降低。

#### 4.1.2 鋼骨型式於彎矩-曲率圖之影響

依據文獻徐中道 (1996) 所著之『鋼骨鋼筋混凝土柱耐震行為研究』，試體編號 SRC1 與 SRC4 箍筋間距均為 70 mm 之十字型鋼骨斷面與 H 字型鋼骨斷面。如圖 4.6 所示，當保護層混凝土開始剝落時，雖然受壓側之鋼筋面積較大，提供良好的圍束效果，但在高圍束區混凝土圍束範圍，H 字型鋼骨斷面較十字型鋼骨所包覆的面積小，所

以，在達極限彎矩強度之後的韌性不如十字型斷面。如圖 4.7 所示，試體編號 SRC2 與 SRC5 箍筋間距均為 100 mm 之十字型鋼骨斷面與 H 字型鋼骨斷面亦有類似的情形。分析結果顯示，當箍筋間距相同時，十字型鋼骨斷面比 H 字型鋼骨斷面具有較佳的韌性能力。

依據文獻林義閔 (1999) 所著之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，對於鋼骨型式在 SRC 梁柱構材極限彎矩強度與行為的影響，以試體 BL-TO-P2P、BL-TO-P2N 與 BL-HO-P2，鋼骨含量為 3.2% 不具偏心之 T 字型與十字型鋼骨，承受  $0.2 P_n$  軸力與正負彎矩作用之 SRC 試體。試體 BH-TO-P2P、BH-TO-P2N 與 BH-HO-P2，鋼骨含量為 5.54% 不具偏心之 T 字型與十字型鋼骨，承受  $0.2 P_n$  軸力與正負彎矩作用之 SRC 試體進行比較探討。

如圖 4.8 所示，比較試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2P 可以發現，當 T 字型鋼骨受到正彎矩的作用時，除了在極限強度上比十字型鋼骨較高之外，兩者在曲線的趨勢及達極限彎矩之後的剩餘強度上都十分類似，但 BL-TO-P2P 因高圍束區受到較多鋼骨面積的圍束，所以有較高的剩餘強度。如圖 4.9 所示，比較試體 BH-HO-P2 與 BH-TO-P2P 可以得知，類似的情形也出現在鋼骨含量較高的試體，亦因為鋼骨圍束效果較好，BH-TO-P2P 之殘餘強度較 BH-HO-P2 為高。

如圖 4.10 所示，比較試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2N 可以觀察出，當 T 型鋼骨承受負彎矩的作用時，由於鋼骨面積多集中於拉力側，使得構材極限彎矩強度較高。從圖上可以發現，在極限值之後的韌性表現，由於 BL-TO-P2N 在壓力側的混凝土較少鋼骨的圍束效應，所以剩餘強度下降的很快。如圖 4.11 所示，比較試體 BH-TO-P2N 與 BH-HO-P2 可以發現，類似的情形也出現在鋼骨含量較高的試體，亦

因為鋼骨圍束效應的影響, BH-TO-P2N 之韌性行為較 BH-HO-P2 為佳。

從分析結果顯示，鋼骨型式的不同將影響 SRC 構材斷面的配置與其剩餘強度行為，一般歸納而言，T 字型不具偏心之鋼骨斷面，擁有較十字型鋼骨斷面為佳之極限彎矩強度與剩餘強度表現；十字型鋼骨斷面比 H 字型鋼骨斷面具有較佳的韌性能力。

### 4.1.3 軸力比於彎矩-曲率圖之影響

為瞭解不同軸力作用下對鋼骨鋼筋混凝土構材極限彎矩強度的影響，依據文獻林義閔 (1999) 所著之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，試體對相同斷面分別施以不同的軸力比 ( $0.2P_n$ 、 $0.4P_n$ )。在試體編號 BL-TE 系列與 BH-TE 系列，分別為鋼骨含量 3.2% 與 5.54% 具偏心 T 字型鋼骨，承受  $0.2P_n$  與  $0.4P_n$  固定軸力與正負彎矩作用之 SRC 試體。

如圖 4.12 所示，比較試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P4P 可以發現，兩者同為鋼骨含量 3.2%，幾何偏心距 6.8 cm 的 T 字型鋼骨承受正彎矩作用，試體 BL-TE-P4P 因鋼骨偏壓力側且在較高軸力作用之下，將使 SRC 試體在加載前先行承受  $P \times e$  的負向彎矩 (其中 P 表示試體所受的軸力，e 表示鋼骨的幾何偏心距)，因此，從圖可以觀察出，高軸力作用下的試體能承受較高的極限彎矩值。但是在極限破壞後，亦因為高軸力作用，以致高軸力作用的試體在極限破壞後剩餘強度的表現較差。如圖 4.13 所示，比較試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P4P 可以得知，兩者均為偏心高鋼骨含量受正彎矩作用，從圖中可以看出承受  $0.4P_n$  軸力作用的 BH-TE-P4P 有較高的極限強度，但是在極限強度之

後的韌性表現上亦不如 BH-TE-P2P。

如圖 4.14 所示，比較試體 BL-TE-P2N 與 BL-TE-P4N 可以觀察出，兩者同為鋼骨含量 3.2% 之 T 字型偏心鋼骨，分別承受  $0.2 P_n$  與  $0.4 P_n$  軸力與負彎矩作用。從圖中可以發現，在高軸力作用下，因偏心的影響，將使 SRC 試體在加載前先行承受了  $P \times e$  的負向彎矩，因此較低軸力作用下的試體能承受較高的極限彎矩值。但是在極限破壞後，亦因高軸力作用，以致高軸力作用的試體在極限破壞後剩餘強度的表現較差，且因鋼骨偏心的影響，使斷面鋼骨多集中於受拉側，更使得高軸力作用下的試體在極限破壞後強度驟降。如圖 4.15 所示，比較試體 BH-TE-P2N 與 BH-TE-P4N 可以發現，較高軸力作用下的試體 BH-TE-P4N 在極限彎矩強度與韌性的表現皆不如試體 BH-TE-P2N，其原因與 BL-TE-P2N、BL-TE-P4N 相同。

從分析結果顯示，SRC 梁柱構材在承受較高軸力作用下，不論構材承受正彎矩或負彎矩作用，其韌性表現皆不如承受較低軸力作用的試體。

#### 4.1.4 偏心距於彎矩-曲率圖之影響

偏心距的有無除了影響全斷面鋼骨的配置情形之外，對於在軸力-彎矩作用下的鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材的極限彎矩強度與剩餘強度的表現也有所影響。依據文獻林義閔 (1999) 所著之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，試體編號 BL-TE-P2P、BL-TO-P2P 與 BL-TE-P2N、BL-TO-P2N 分別為鋼骨含量 3.2% 之具有偏心與不具偏心 T 字型鋼骨 SRC 構材，承受  $0.2 P_n$  固定軸力與正負彎矩作用之試體。試體編號 BH-TE-P2P、BH-TO-P2P 與 BH-TE-P2N、

BH-TO-P2N 分別為鋼骨含量 5.54%之具有偏心與不具偏心 T 字型鋼骨，承受  $0.2 P_n$  軸力與正負彎矩作用之試體。

如圖 4.16 所示，比較試體 BL-TO-P2P 與 BL-TE-P2P 可以發現，在兩試體鋼骨分佈的位置，BL-TE-P2P 的鋼骨幾乎都集中於受壓側，而試體 BL-TO-P2P 的鋼骨則有部分分佈在受拉側，因此當兩試體在受到正彎矩作用時，BL-TO-P2P 能提供較高的承載能力，但是在剩餘強度上的表現，則因不若 BL-TE-P2P 能提供鋼骨較多的圍束面積，所以其剩餘強度較差。如圖 4.17 所示，比較試體 BH-TO-P2P 與 BH-TE-P2P 可以發現，在高鋼骨含量的部分，由於鋼骨含量高，偏心率較低鋼骨含量試體小，因此鋼骨在斷面的配置上差異不是很明顯，所以鋼骨與混凝土之圍束行為呈現互補效應，故整體所提供的圍束效果差異並不大。兩者在正彎矩作用下之極限彎矩強度與剩餘強度的表現上並無太大的差異。

如圖 4.18 所示，比較試體 BL-TO-P2N 與 BL-TE-P2N 可以發現，由於 BL-TE-P2N 擁有較多的鋼骨面積可抵抗拉力側的承載，因此在極限彎矩強度的表現較為良好，也因為兩試體皆為低鋼骨含量承受負彎矩作用，因此面積多集中在受拉側的鋼骨對於壓力區混凝土所提供的圍束效應不高，兩者在極限強度後的韌性表現都很差。如圖 4.19 所示，比較試體 BH-TO-P2N 與 BH-TE-P2N 可以發現，偏心率的有無在承受負彎矩作用之高鋼骨含量 SRC 構材，對於試體之韌性亦有明顯的影響。

從分析結果顯示，T 字型鋼骨斷面 SRC 構材受鋼骨偏心的影響，鋼骨偏向拉力側則擁有較高之極限彎矩強度，但構材之韌性表現則較鋼骨偏向壓力側差。

#### 4.1.5 正負彎矩於不對稱斷面彎矩-曲率圖之影響

依據文獻林義閔 (1999) 所規劃之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，試體編號 BL-TO-P2P、BL-TO-P2N 與 BL-TE-P2P、BL-TE-P2N 及 BL-TE-P4P、BL-TE-P4N，分別為鋼骨含量 3.2% 之不具偏心與具偏心 T 字型鋼骨，承受  $0.2 P_n$  與  $0.4 P_n$  軸力與正負彎矩作用之試體。

如圖 4.20 所示，比較試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P2N 可以發現，由於 BL-TE-P2N 擁有較多的鋼骨面積可抵抗拉力側的承載，因此在極限彎矩強度的表現較為良好，也因此面積多集中在受拉側的鋼骨對於壓力區混凝土所提供的圍束效應不高，在極限強度後的韌性表現很差。從試體鋼骨分佈的位置上可以發現，BL-TE-P2P 的鋼骨幾乎都集中於受壓側，因此當試體在受到正彎矩作用時，BL-TE-P2P 的承載能力較差，但是在剩餘強度上的表現，由於 BL-TE-P2P 能提供壓力區較多的鋼骨圍束面積，所以其剩餘強度比 BL-TE-P2N 較好。如圖 4.21 所示，比較試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P2N 可以發現，受負彎矩作用之 BH-TE-P2N，由於在混凝土受壓區域面積比 BH-TE-P2P 大，因此在次圍束區圍束效應上提供較多的強度，但韌性表現上，由於混凝土壓碎後，使得極限強度驟降，因此則不如 BH-TE-P2P。

如圖 4.22 所示，比較試體 BL-TE-P4P 與 BL-TE-P4N 可以發現，從圖中可以發現，在高軸力作用下，因偏心的影響，將使 SRC 試體在加載前先行承受了  $P \times e$  的負向彎矩，因此鋼骨偏壓力側之試體 BL-TE-P4P 能承受較高的極限彎矩值。但是在極限破壞後，也因為高軸力作用，以致試體 BL-TE-P4N 在極限破壞後剩餘強度的表現極差，且因鋼骨偏心的影響，使斷面鋼骨多集中於受拉側，更使得高軸



力作用下的試體在極限破壞後強度驟降。如圖 4.23 所示，比較試體 BH-TE-P4P 與 BH-TE-P4N 可以發現，類似的情形也出現在試體 BH-TE-P4P 與 BH-TE-P4N 上，較高軸力作用下，承受負彎矩作用之 BH-TE-P4N，在鋼骨的強度貢獻較小，因此極限強度不如 BH-TE-P4P，但韌性表現上，也因鋼骨偏心的影響，在混凝土壓碎後，彎矩強度驟降，因此剩餘強度的表現則不如 BH-TE-P4P。

如圖 4.24 所示，比較試體 BL-TO-P2P 與 BL-TO-P2N 可以發現，在正負彎矩作用下，內含 T 字型鋼骨之構材在承受正彎矩作用下擁有較為良好的韌性表現，此乃因受到正彎矩作用時，構材受壓力側所能提供圍束的混凝土面積較多所致。因為鋼骨含量低且在不偏心的情況下，兩者在極限彎矩強度的表現上差異不大。如圖 4.25 所示，比較試體 BH-TO-P2P 與 BH-TO-P2N 可以發現，試體 BH-TO-P2P 與 BH-TO-P2N 在正負彎矩作用下，內含 T 字型鋼骨之構材在承受正彎矩作用下擁有較為良好的韌性表現，其原因同上述。由於鋼骨含量較高，造成 T 字型鋼骨在正彎矩作用下，在壓力側能提供較多的次圍束區面積，擁有較佳的韌性。由於試體 BH-TO-P2N 在拉力側鋼骨面積較多，因此在極限彎矩強度的表現上優於 BH-TO-P2P。

從分析結果顯示，承受負彎矩作用之試體，由於鋼骨偏向於拉力側，因此，其極限彎矩強度較承受正彎矩作用為高，但在韌性表現則較差。

## 4.2 軸力-彎矩關係曲線圖與規範比較

美國 ACI-318 設計規範 (2002) 以極限強度設計法設計 SRC 構材，其設計理念是將鋼骨部分視作為連續排置之等量鋼筋後，以 RC

梁柱計算方式進行設計。當斷面對稱時，軸力-彎矩關係曲線亦呈對稱；鋼骨在斷面不對稱且無偏心情況下，曲線呈不對稱且相交於軸力座標軸上；鋼骨在斷面不對稱且偏心下，曲線會偏向於受拉側較多鋼骨量之彎矩作用下。

#### 4.2.1 十字型與 H 字型鋼骨系列 SRC

依據文獻徐中道 (1996) 所規劃之『鋼骨鋼筋混凝土柱耐震行為研究』，如圖 4.26~30 所示，比較試體 SRC1、SRC2、SRC3、SRC4 與 SRC5 可以發現，由於試體所擺設的鋼筋面積多，其實驗數據與 AISC-LRFD 規範計算所得之數據如表 3.7 所示 (平均值=0.87；變異係數=0.0379)，因此 AISC-LRFD (2005) 規範所建議之全塑性法 (PSDM) 在鋼材面積較多之下，會高估極限彎矩強度。ACI 規範建議以應變諧和方式計算鋼材強度，由實驗數據與 ACI 規範計算所得之數據如表 3.7 所示 (平均值=1.05；變異係數=0.0446)，可以得知 ACI 規範設計上比 AISC-LRFD 規範較為合理。而兩者規範在軸力-彎矩關係曲線圖之最高處，會在同一點上，其原因為此時 ACI 規範建議之應變諧和法之斷面亦達塑性現象。在計算斷面強度時，由於 ACI 與 AISC-LRFD 規範建議以矩形應力塊求得混凝土部分所提供之壓力，故沒有考慮箍筋間距因素，因此在試體 SRC1、SRC2 與 SRC3 相同斷面下，會有相同之極限彎矩強度。類似的情形亦出現在試體 SRC4 與 SRC5 上。本研究之分析模式依據 Modified Kent-Park 之圍束混凝土應力-應變關係曲線，因此計算此系列之試體，隨著箍筋間距的加大，在強度上逐漸地減小，由實驗數據與分析所得之數據如表 3.7 所示 (平均值=0.98；變異係數=0.0384)。研究結果顯示，分析模式能準確預測實驗結果，較 ACI-318 與 AISC-LRFD 規範所提議之塑

性應力分佈法為佳。

## 4.2.2 十字型與 T 字型鋼骨系列 SRC

依據文獻林義閔 (1999) 所規劃之『非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材極限強度之研究』，如圖 4.31~32 所示，對稱之十字型鋼骨斷面 SRC，在軸力-彎矩關係曲線圖亦成對稱。如圖 4.33~34 所示，不對稱且無偏心之 T 字型鋼骨斷面 SRC，在軸力-彎矩關係曲線圖呈現不對稱且交於座標軸上。如圖 4.35~36 所示，不對稱且偏心之 T 字型鋼骨斷面 SRC，由於鋼骨斷面偏心而在加載前先行承受了  $P \times e$  的負向彎矩，因此在曲線呈現不對稱且偏向正彎矩。由 SRC 梁柱實驗數據與預測值所得之數據如表 3.8 所示，分析模式與 AISC-LRFD 規範較為準確。由 SRC 短柱實驗數據與預測值所得之數據如表 3.9 所示，由於上述原因，ACI 與 AISC-LRFD 規範擁有相同之平均值=1.14 與變異係數=0.0110，本研究之分析模式較為準確 (平均值=0.99；變異係數=0.0146)。

## 第五章 結論與建議

綜合以上各章節所述，對於鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材之分析模式與試驗結果，提出具體之研究結論，並提供分析模式應用之建議與進一步研究之方向。

### 5.1 結論

1. 依據應變諧和之假設與 Modified Kent-Park 模式曲線，可以合理地模擬鋼骨鋼筋混凝土構材其參數變化 (箍筋間距、鋼骨型式、軸力比、偏心距與正負彎矩)，並準確地預測其極限彎矩強度與剩餘強度的行為。
2. 本研究所定義高圍束區域混凝土之圍束範圍與應力-應變關係，由於高圍束區域位於中性軸與形心軸附近，對於整體的強度影響較小，故在計算斷面的強度時，應可採用本研究所提之簡化圍束方式較佳。
3. 對於鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材而言，分析結果顯示箍筋間距較密者具有較佳之圍束能力，與前人實驗結果相吻合。
4. 在相同鋼骨含量條件下，不同鋼骨型式之 SRC 斷面構材承受軸力與彎矩作用時，對其極限彎矩強度與剩餘強度的影響，以內含 T 字型鋼骨構材之高圍束區域效果較十字型鋼骨佳；內含十字型鋼骨斷面之構材其高圍束區域貢獻較 H 型鋼骨斷面佳。
5. 對於承受不同軸力比之非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材，其極限彎矩強度依彎矩作用方向而有所不同，在高軸力作用下，鋼

骨多集中於受壓側之構材，其極限彎矩強度較低軸力作用之構材高；鋼骨多集中於受拉側之構材，其極限彎矩強度較低軸力作用之構材低。SRC 梁柱構材在承受較高軸力作用下，不論構材承受正彎矩或負彎矩作用，其韌性表現皆不如承受較低軸力作用的試體。

6. T 字型鋼骨斷面 SRC 構材受鋼骨偏心的影響，鋼骨偏向拉力側則擁有較高之極限彎矩強度，但構材之韌性表現則較鋼骨偏向壓力側差。

## 5.2 建議

就一般工程界較為熟悉之規範，建議採用 ACI-318 規範與 AISC-LRFD (2005) 所提議之塑性應力分佈法，其皆能準確的預測出構材的軸力與極限彎矩強度。

## 參考文獻

- ACI, (2002), “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary-ACI 318R-02,” *American Concrete Institute*.
- AIJ, (1991), “AIJ Standards for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures,” *Architectural Institute of Japan*.
- AISC, (1999), “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel,” *American Institute of Steel Construction*.
- AISC, (2005), “Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel,” *American Institute of Steel Construction*.
- Chen, C. C. and Lin, N. J., (2006) “Analytical Model for Predicting Axial Capacity and Behavior of Concrete Encased Steel Composite Stub Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, No. 5, pp. 424-433.
- El-Tawil, S., Sanz-Picon, C. F., and Deierlein, G. G., (1995), “Evaluation of ACI 318 and AISC (LRFD) Strength Provision for Composite Beam-Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 34, pp. 103-123.
- Furlong, R. W., (1976) “AISC Columns Design Logic Makes Sense for Composite Columns, Too,” *Engineering Journal*, AISC, pp. 1-7.
- Mirza, S. A., (1989) “Parametric study of composite column strength variability,” *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 14, No. 2, pp. 121-137.
- Mirza, S. A. and Skrabek, B. W., (1991) “Reliability of short composite

beam-column strength interaction,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 8, pp. 2320-2339.

Mirza, S. A. and Skrabek, B. W., (1992) “Statistical analysis of slender composite beam-column strength,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 5, pp. 1312-1332.

Park, R., Priestley, M.J.N., and Gill, W.D., (1982) “Ductility of square-confined concrete columns,” *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 108, No. 4, pp. 929-950.

西村 繁、齋藤 文孝、上原 廣、西村 泰志、南 宏一 (1991), 「Flexural Behavior of Composite Columns with Eccentricity of H-Shaped Steel (Part 1)」, 日本建築學會大會學術演講梗概集, 東北, 編號 21642, pp. 1697-1698。

齋藤 文孝、加藤 博之、上原 廣、西村 泰志、南 宏一 (1992), 「Flexural Behavior of SRC Columns with Unsymmetrical Steel Section」, 日本建築學會大會學術演講梗概集, 北陸, 編號 21783, pp. 1739-1740。

李健銘 (2000), 「含 T 字型鋼骨斷面之包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁柱構材之耐震行為」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直指導。

林義閔 (1999), 「非對稱斷面鋼骨鋼筋混凝土 (SRC) 梁柱構材極限強度之研究」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直指導。

林俊昌 (1996), 「鋼骨鋼筋混凝土 (SRC) 構造耐震設計之研究」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 翁正強指導。

徐中道 (1996),「鋼骨鋼筋混凝土柱耐震行為研究」, 國立交通大學土木工程學系碩士論文, 陳誠直指導。

陳誠直、葉士青 (1996),「鋼骨鋼筋混凝土柱極限強度和耐震行為研究 (I)」, 國科會專題計劃 (NSC84-2211-E009-013)。

陳建中 (1999),「鋼骨鋼筋混凝土梁撓曲試驗行為」, 國立台灣科技大學營建工程學系碩士論文, 陳正誠指導。

連陽 (1995),「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重研究」, 國立台灣大學土木工程學系碩士論文, 蔡克銓指導。

翁正強、陳村林 (1990),「SRC 梁柱極限設計之探討-簡單強度疊加法」, 結構工程, 第五卷, 第四期。

翁正強、顏聖益、管啟旭 (1994),「結合 AISC 與 ACI 規範的 SRC 梁柱設計新方法」, 第二屆結構工程研討會論文集 (一)。

翁正強、廖慧明、張荻薇、陳誠直 (2004),「鋼骨鋼筋混凝土構造 (SRC) 設計規範與解說」, 內政部建築研究所。



表 3.1 收斂性分析

BH-TE 試體中性軸距斷面上緣 150 mm				
纖維元素厚度 (mm)	-P <sub>n</sub> (kN)	-M <sub>n</sub> (kN-m)	+P <sub>n</sub> (kN)	+M <sub>n</sub> (kN-m)
60	600	-237	1645	232
30	481	-231	1609	225
10	495	-231	1584	225
5	493	-231	1584	225
1	493	-231	1584	225



表 3.2 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置

Specimen	Cross section (mm)	Length (mm)	Structural steel		Longitudinal bar		Lateral tie spacing (mm)	Concrete strength $f'_c$ (MPa)	Yield strength of steel $F_{ys}$ (MPa)	Yield strength of rebar $F_{yr}$ (MPa)
			Shape	Size	Top	Bottom				
S1-NN	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	40.1	332	435
S1-NB	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	40.1	332	435
S1-NS	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	38.8	332	435
S1-SS	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	40.1	332	435
S1	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	40.8	332	435
S1-T1	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	200	36.0	267	435
S1-T2	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9	2-#8	2-#10+2-#8	100	36.0	267	435
S2	350×550	5000	I	H300×110×6.5×9	2-#7	4-#8	176	38.4	332	426
S3	350×550	5000	I	H300×60×6.5×9	2-#5	3-#7	128	38.4	332	424
S4	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9 + 2×(P105×16)	2-#8	2-#8+2-#7	200	38.4	332	426
S5	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9 + 2×(P120×20)	2-#5	2-#8	128	36.0	332	426
S6	350×550	5000	I	H300×150×6.5×9 + 2×(P120×20)	2-#5	4-#10	128	36.8	332	435
S7	350×550	5000	I	H194×150×6.5×9	2-#7	2-#10	200	37.3	272	435
D1	320×400	5000	I	H300×110×6.5×9	2-#6	2-#10	152	37.3	332	435
D1-T2	320×400	5000	I	H300×110×6.5×9	2-#6	2-#10	76	37.3	332	435
D2	320×440	5000	I	H300×110×6.5×9 + 2×(P90×20)	2-#3	2-#11	80	37.3	332	468

表 3.3 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置

Specimen	Cross section (mm)	Length (mm)	Structural steel		Longitudinal bar		Lateral tie spacing (mm)	Concrete strength $f'_c$ (MPa)	Yield strength of steel $F_{ys}$ (MPa)	Yield strength of rebar $F_{yr}$ (MPa)
			Shape	Size	Top	Bottom				
SRC1	300×300	2390	+	H175×90×5×8 + H175×90×5×8	4-#6+2-#6	4-#6+2-#6	70	37.4	326	490
SRC2	300×300	2390	+	H175×90×5×8 + H175×90×5×8	4-#6+2-#6	4-#6+2-#6	100	37.4	326	490
SRC3	300×300	2390	+	H175×90×5×8 + H175×90×5×8	4-#6+2-#6	4-#6+2-#6	150	37.4	326	490
SRC4	300×300	2390	H	H150×150×7×10	4-#6+2-#6	4-#6+2-#6	70	37.4	320	490
SRC5	300×300	2390	H	H150×150×7×10	4-#6+2-#6	4-#6+2-#6	100	37.4	320	490

表 3.4 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱斷面尺寸及斷面配置

Specimen	Cross section (mm)	Length (mm)	Structural steel		Longitudinal bar		Lateral tie spacing (mm)	Concrete strength $f'_c$ (MPa)	Yield strength of steel $F_{ys}$ (MPa)	Yield strength of rebar $F_{yr}$ (MPa)
			Shape	Size	Top	Bottom				
BL-TE-P2P	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-TE-P2N	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-TE-P4P	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-TE-P4N	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-TO-P2P	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-TO-P2N	300×300	2352	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
BL-HO-P2	300×300	2352	+	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	330	388
BH-TE-P2P	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-TE-P2N	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-TE-P4P	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-TE-P4N	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-TO-P2P	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-TO-P2N	300×300	2352	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
BH-HO-P2	300×300	2352	+	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	295	388

表 3.5 林義閔 (1999) 之 SRC 短柱斷面尺寸及斷面配置

Specimen	Cross section (mm)	Length (mm)	Structural steel		Longitudinal bar		Lateral tie spacing (mm)	Concrete strength $f'_c$ (MPa)	Yield strength of steel $F_{ys}$ (MPa)	Yield strength of rebar $F_{yr}$ (MPa)
			Shape	Size	Top	Bottom				
CL-TE	300×300	1000	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
CL-TO	300×300	1000	T	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	334	388
CL-HO	300×300	1000	+	H100×50×5×7 + H125×60×6×8	2-#6	2-#6	100	22.9	330	388
CH-TE	300×300	1000	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
CH-TO	300×300	1000	T	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	297	388
CH-HO	300×300	1000	+	H150×100×6×9 + H175×90×5×8	2-#6	2-#6	100	31.4	295	388

表 3.6 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較

試體編號	$M_{test}$ (kN-m)	$M_{ACI}$ (kN-m)	$M_{PSDM}$ (kN-m)	$M_{Analysis}$ (kN-m)	$M_{test}/M_{ACI}$	$M_{test}/M_{PSDM}$	$M_{test}/M_{Analysis}$
S1-NN	597	697	677	663	0.86	0.88	0.90
S1-NB	681	697	677	663	0.98	1.01	1.03
S1-NS	697	694	674	659	1.00	1.03	1.06
S1-SS	655	697	677	663	0.94	0.97	0.99
S1	691	698	677	665	0.99	1.02	1.04
S1-T1	608	686	624	614	0.89	0.98	0.99
S1-T2	653	686	624	615	0.95	1.05	1.06
S2	526	555	558	550	0.95	0.94	0.96
S3	384	395	400	394	0.97	0.96	0.98
S4	720	761	755	737	0.95	0.95	0.98
S5	748	750	751	735	1.00	1.00	1.02
S6	986	1012	1013	982	0.97	0.97	1.00
S7	518	506	514	497	1.02	1.01	1.04
D1	351	380	379	372	0.92	0.93	0.94
D1-T2	370	380	379	372	0.97	0.98	1.00
D2	682	684	653	665	1.00	1.04	1.03
平均值	—	—	—	—	0.96	0.98	1.00
標準偏差	—	—	—	—	0.044	0.045	0.044
變異係數	—	—	—	—	0.0456	0.0457	0.0435

表 3.7 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較

試體編號	$M_{test}$ (kN-m)	$M_{ACI}$ (kN-m)	$M_{PSDM}$ (kN-m)	$M_{Analysis}$ (kN-m)	$M_{test}/M_{ACI}$	$M_{test}/M_{PSDM}$	$M_{test}/M_{Analysis}$
SRC1	285	264	319	291	1.08	0.89	0.98
SRC2	287	264	319	282	1.09	0.90	1.02
SRC3	281	264	319	274	1.07	0.88	1.03
SRC4	275	275	329	294	1.00	0.83	0.94
SRC5	273	275	329	284	0.99	0.83	0.96
平均值	—	—	—	—	1.05	0.87	0.98
標準偏差	—	—	—	—	0.047	0.033	0.038
變異係數	—	—	—	—	0.0446	0.0379	0.0384

表 3.8 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱實驗值與預測值的比較

試體編號	$M_{test}$ (kN-m)	$M_{ACI}$ (kN-m)	$M_{PSDM}$ (kN-m)	$M_{Analysis}$ (kN-m)	$M_{test}/M_{ACI}$	$M_{test}/M_{PSDM}$	$M_{test}/M_{Analysis}$
BL-TE-P2P	126	126	134	134	1.00	0.94	0.94
BL-TE-P2N	-179	-149	-168	-169	1.20	1.07	1.06
BL-TE-P4P	167	160	170	170	1.04	0.98	0.98
BL-TE-P4N	-140	-115	-123	-131	1.22	1.14	1.07
BL-TO-P2P	150	135	133	135	1.11	1.13	1.12
BL-TO-P2N	-162	-130	-139	-138	1.25	1.16	1.17
BL-HO-P2	136	121	130	129	1.12	1.05	1.05
BH-TE-P2P	185	198	194	191	0.93	0.96	0.97
BH-TE-P2N	-200	-210	-225	-223	0.95	0.89	0.90
BH-TE-P4P	233	226	224	227	1.03	1.04	1.03
BH-TE-P4N	-182	-162	-182	-184	1.12	1.00	0.99
BH-TO-P2P	190	194	194	193	0.98	0.98	0.99
BH-TO-P2N	-219	-199	-208	-202	1.10	1.05	1.08
BH-HO-P2	196	176	187	184	1.11	1.05	1.06
平均值	—	—	—	—	1.08	1.03	1.03
標準偏差	—	—	—	—	0.099	0.079	0.073
變異係數	—	—	—	—	0.0913	0.0767	0.0711

表 3.9 林義閔 (1999) 之 SRC 短柱實驗值與預測值的比較

試體編號	$P_{test}$ (kN)	$P_{ACI}$ (kN)	$P_{PSDM}$ (kN)	$P_{Analysis}$ (kN)	$P_{test}/P_{ACI}$	$P_{test}/P_{PSDM}$	$P_{test}/P_{Analysis}$
CL-TE	3452	3034	3034	3537	1.14	1.14	0.98
CL-TO	3448	3034	3034	3539	1.14	1.14	0.97
CL-HO	3514	3013	3013	3497	1.17	1.17	1.00
CH-TE	4652	4115	4115	4751	1.13	1.13	0.98
CH-TO	4718	4115	4115	4749	1.15	1.15	0.99
CH-HO	4676	4100	4099	4648	1.14	1.14	1.01
平均值	—	—	—	—	1.14	1.14	0.99
標準偏差	—	—	—	—	0.013	0.013	0.014
變異係數	—	—	—	—	0.0110	0.0110	0.0146

表 4.1 分析模式之試體延展性係數比較表

文獻	試體編號	$\phi_y$	$\phi_u$	$\mu_u$
陳建中	S1-T1	0.008	0.034	4.19
	S1-T2	0.008	0.041	4.98
	D1	0.011	0.119	10.90
	D1-T2	0.011	0.381	34.77
徐中道	SRC1	0.018	0.431	24.57
	SRC2	0.017	0.268	15.74
	SRC3	0.017	0.164	9.91
	SRC4	0.020	0.242	11.80
	SRC5	0.018	0.150	8.55
林義閔	BL-TE-P2P	0.015	$\infty$	$\infty$
	BL-TE-P2N	0.016	0.044	2.81
	BL-TE-P4P	0.016	0.181	11.63
	BL-TE-P4N	0.012	0.029	2.39
	BL-TO-P2P	0.017	0.051	3.10
	BL-TO-P2N	0.017	0.049	2.84
	BL-HO-P2	0.017	0.051	3.08
	BH-TE-P2P	0.015	$\infty$	$\infty$
	BH-TE-P2N	0.016	0.078	4.97
	BH-TE-P4P	0.013	0.126	9.36
	BH-TE-P4N	0.012	0.027	2.18
	BH-TO-P2P	0.015	0.208	14.25
	BH-TO-P2N	0.016	0.142	8.93
	BH-HO-P2	0.017	0.059	3.51



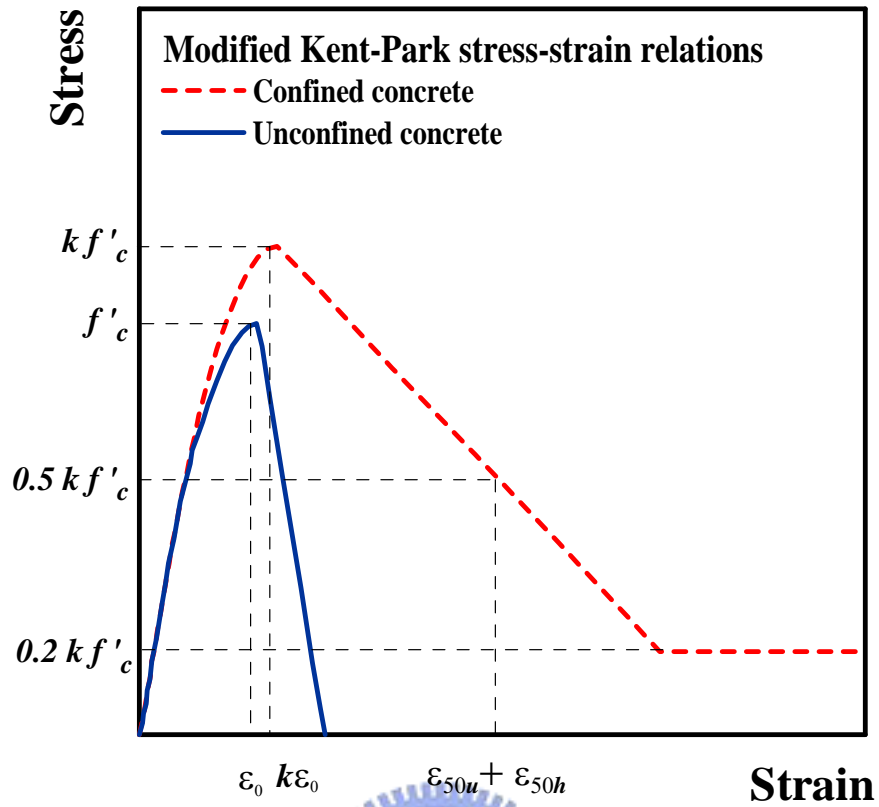


圖 3.1 Modified Kent-Park stress-strain relations (Park et al. 1982)



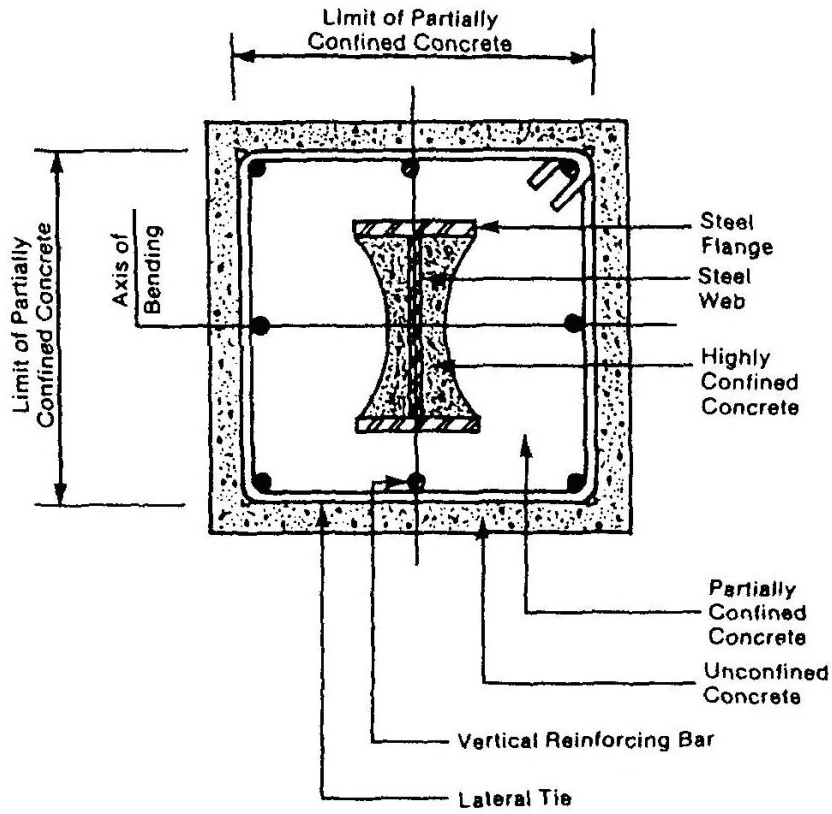


圖 3.2 Mirza 之圍束混凝土區分方式 (Mirza and Skrabek 1992)

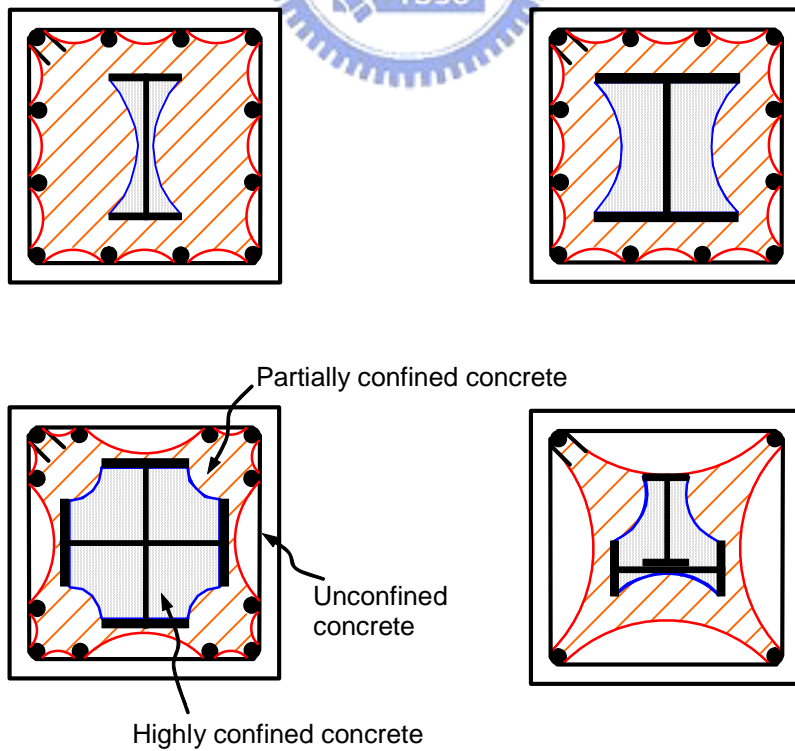


圖 3.3 Chen and Lin 之圍束混凝土區分方式 (Chen and Lin 2006)

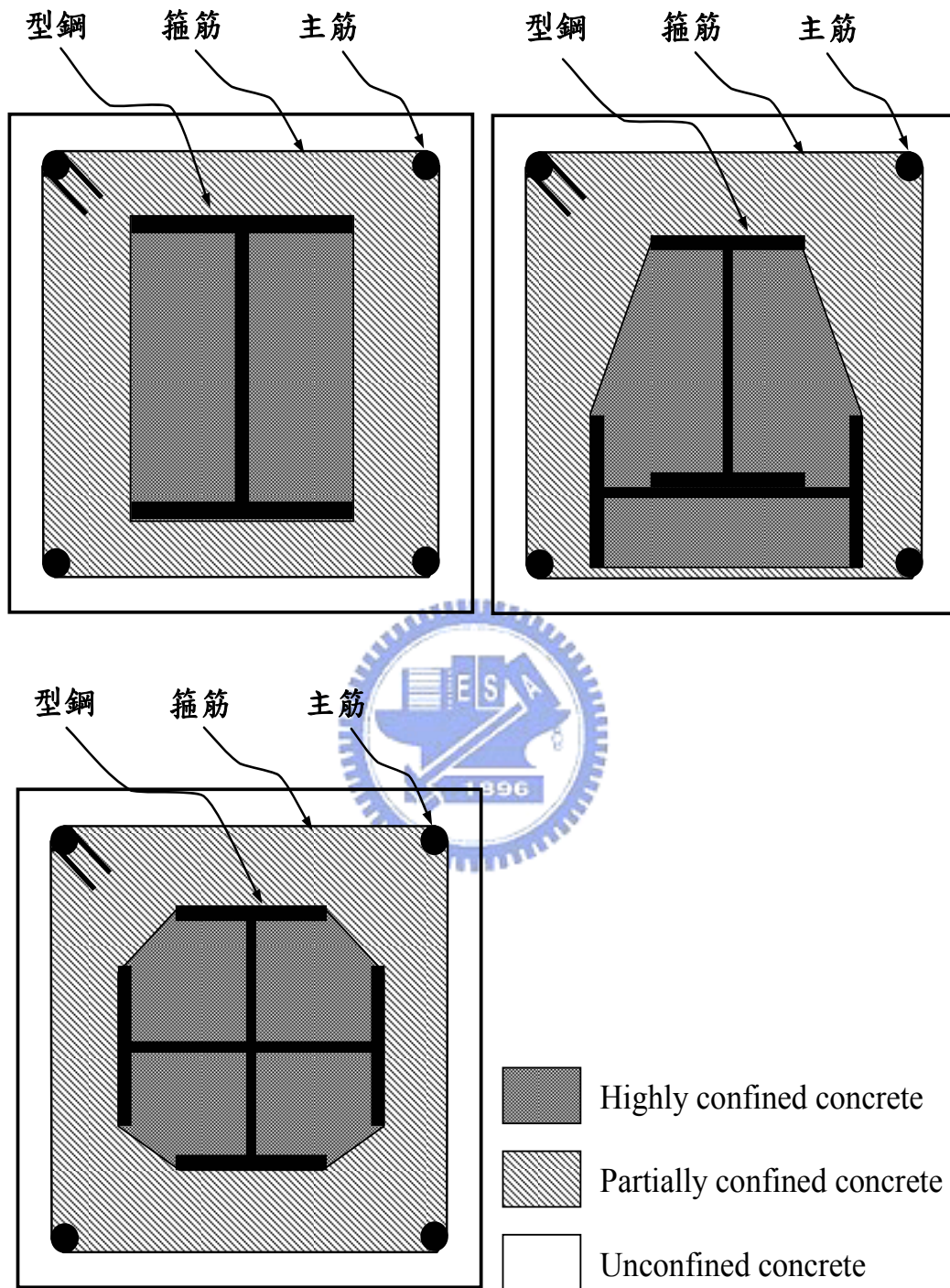


圖 3.4 SRC 構材中混凝土圍束區範圍界定

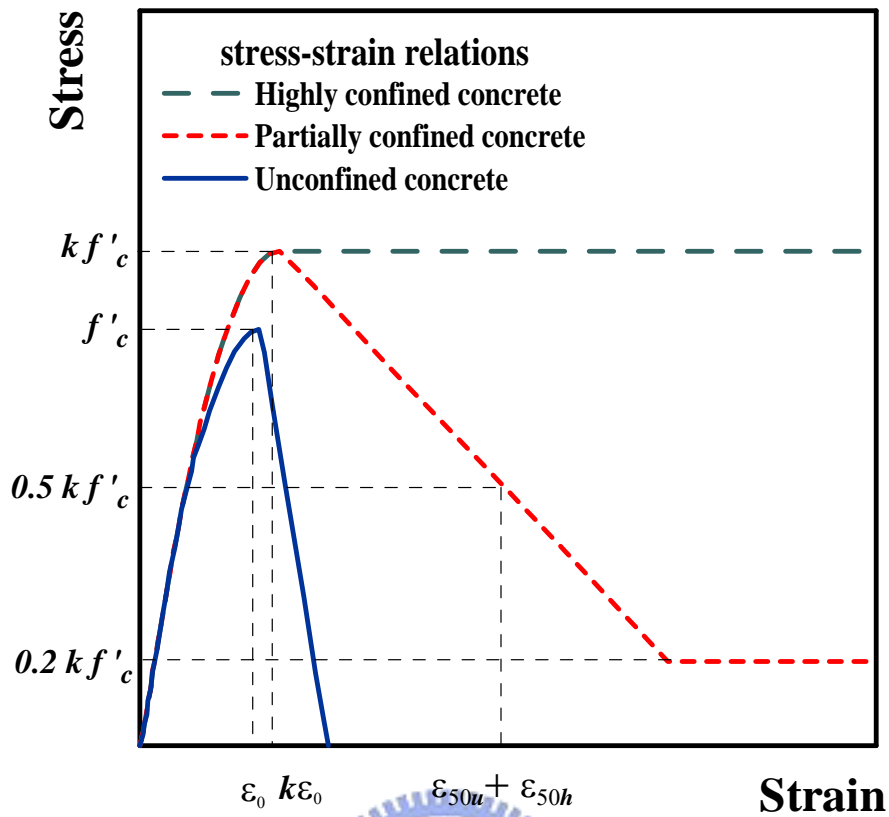


圖 3.5 SRC 構材中混凝土之圍束與非圍束之應力-應變圖

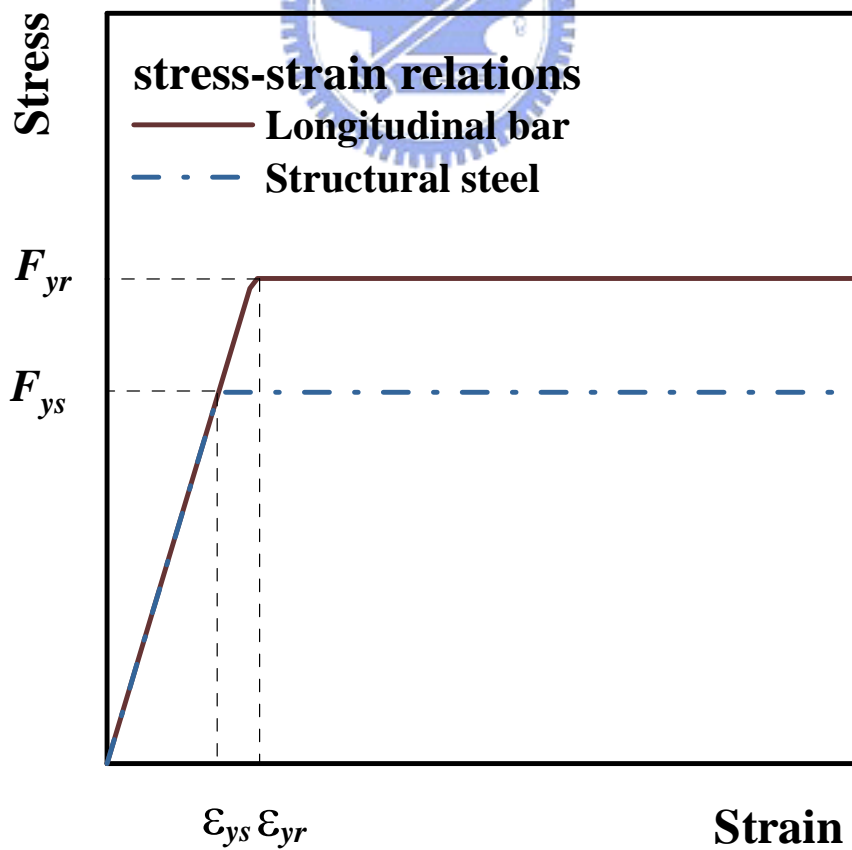


圖 3.6 SRC 構材中鋼筋與鋼骨之應力-應變圖

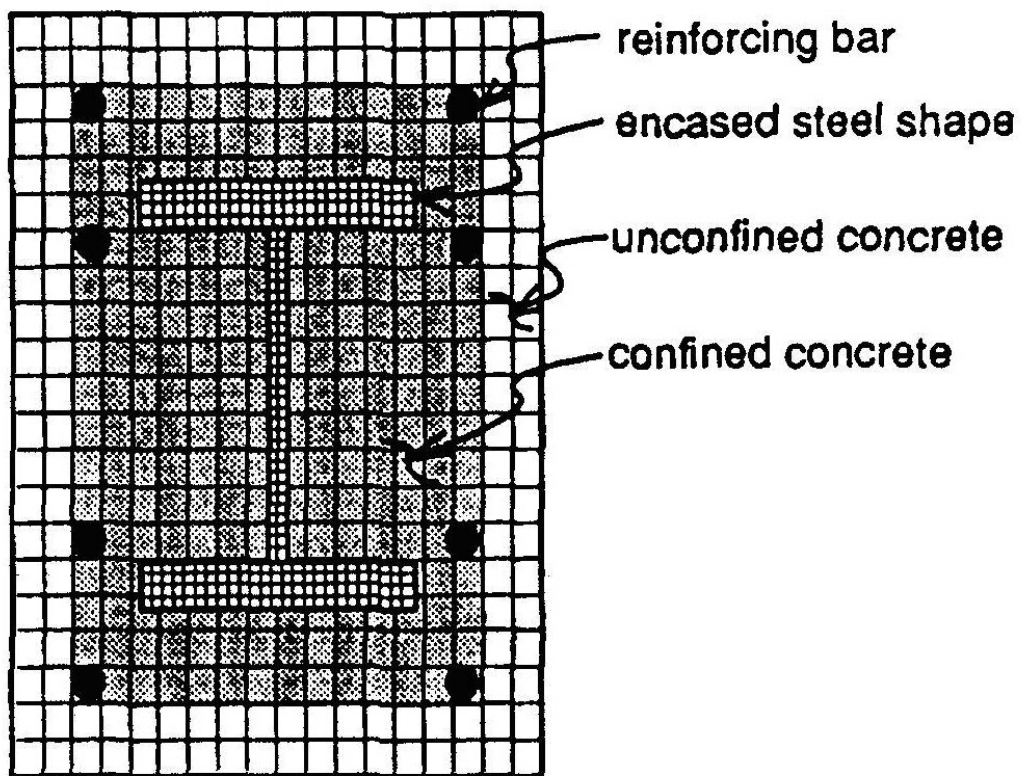
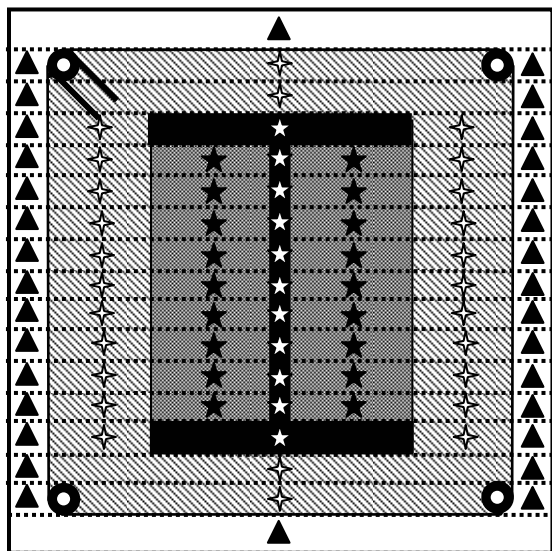


圖 3.7 El-Tawil 對於纖維元素之分割方式(El-Tawil et al. 1995)



- : 鋼筋纖維元素
- ☆ : 鋼骨纖維元素
- ★ : 高圍束混凝土纖維元素
- ✦ : 次圍束混凝土纖維元素
- ▲ : 非圍束混凝土纖維元素

圖 3.8 軸力與單軸彎矩分析層狀式纖維元素示意圖

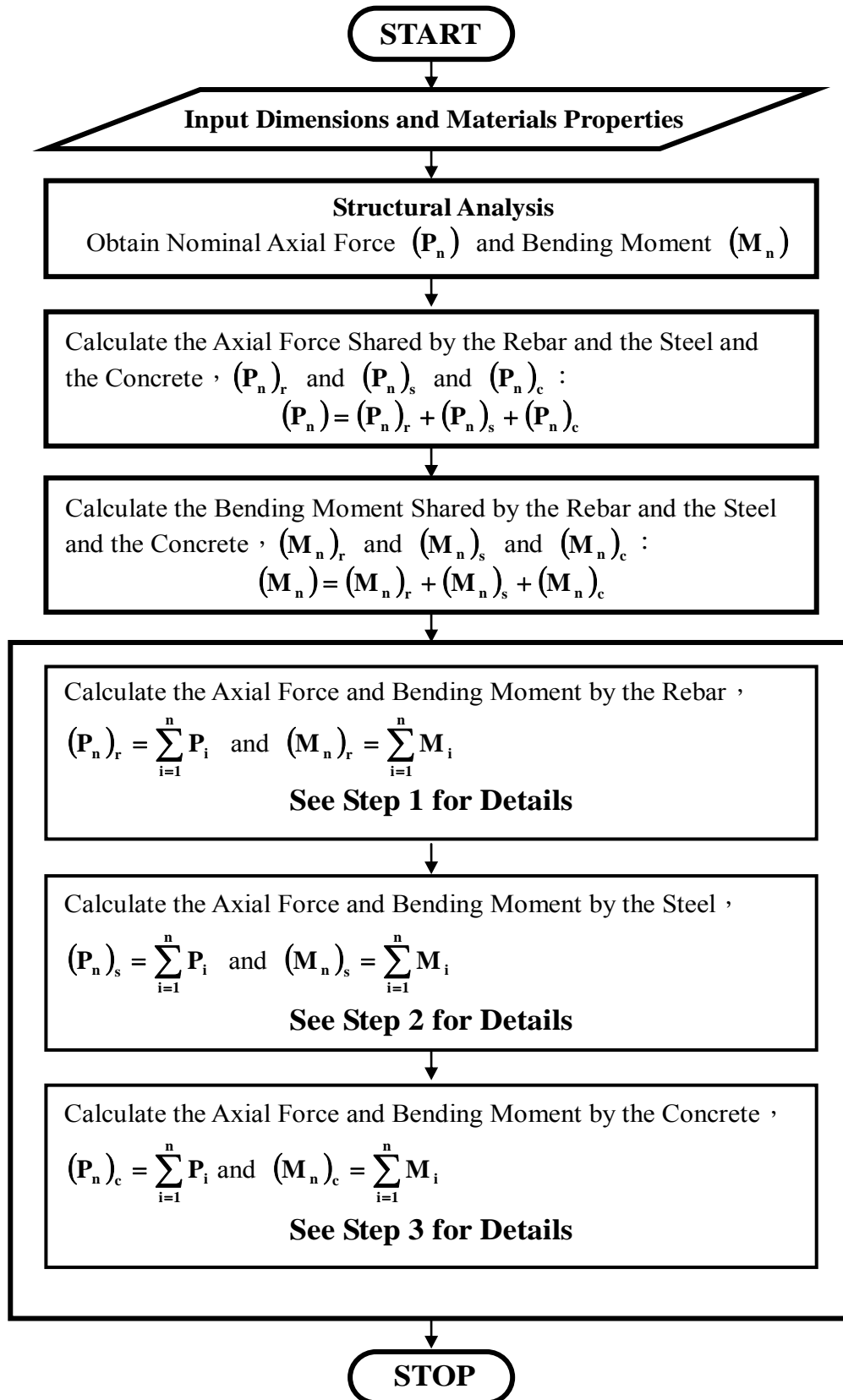


圖 3.9 鋼骨鋼筋混凝土強度計算流程圖

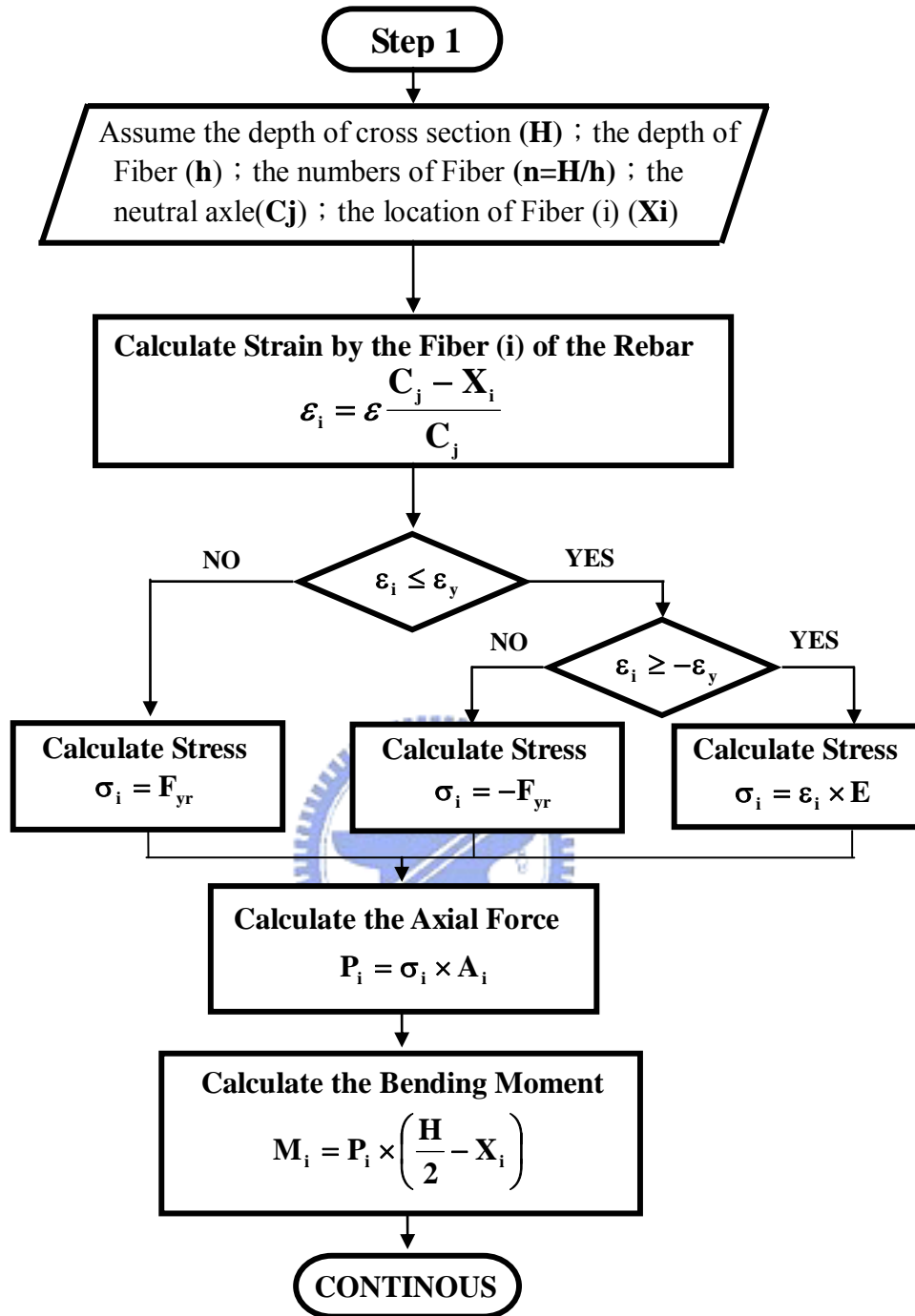


圖 3.10 應變諧和法之鋼筋強度計算流程圖

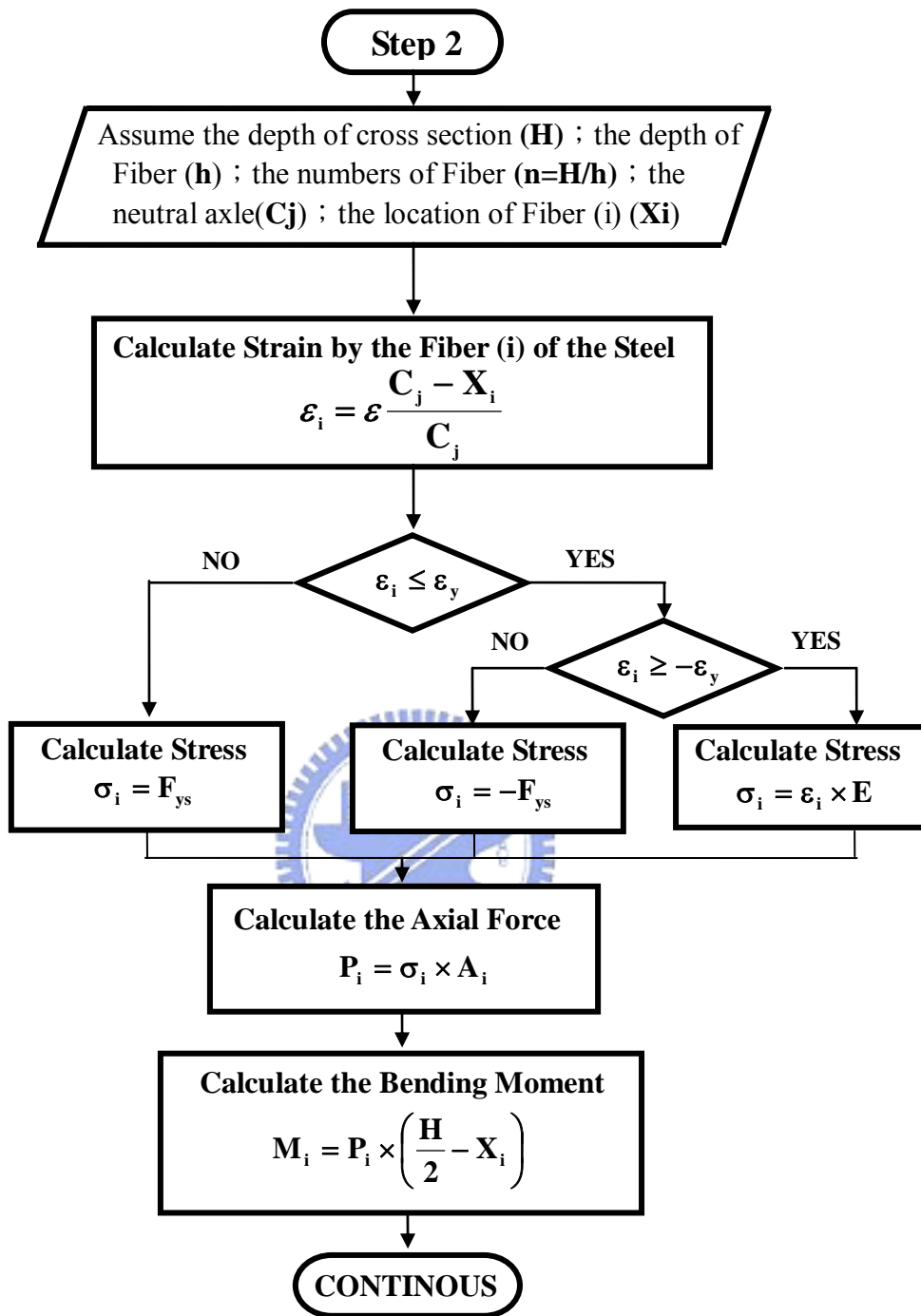


圖 3.11 應變諧和法之鋼骨強度計算流程圖



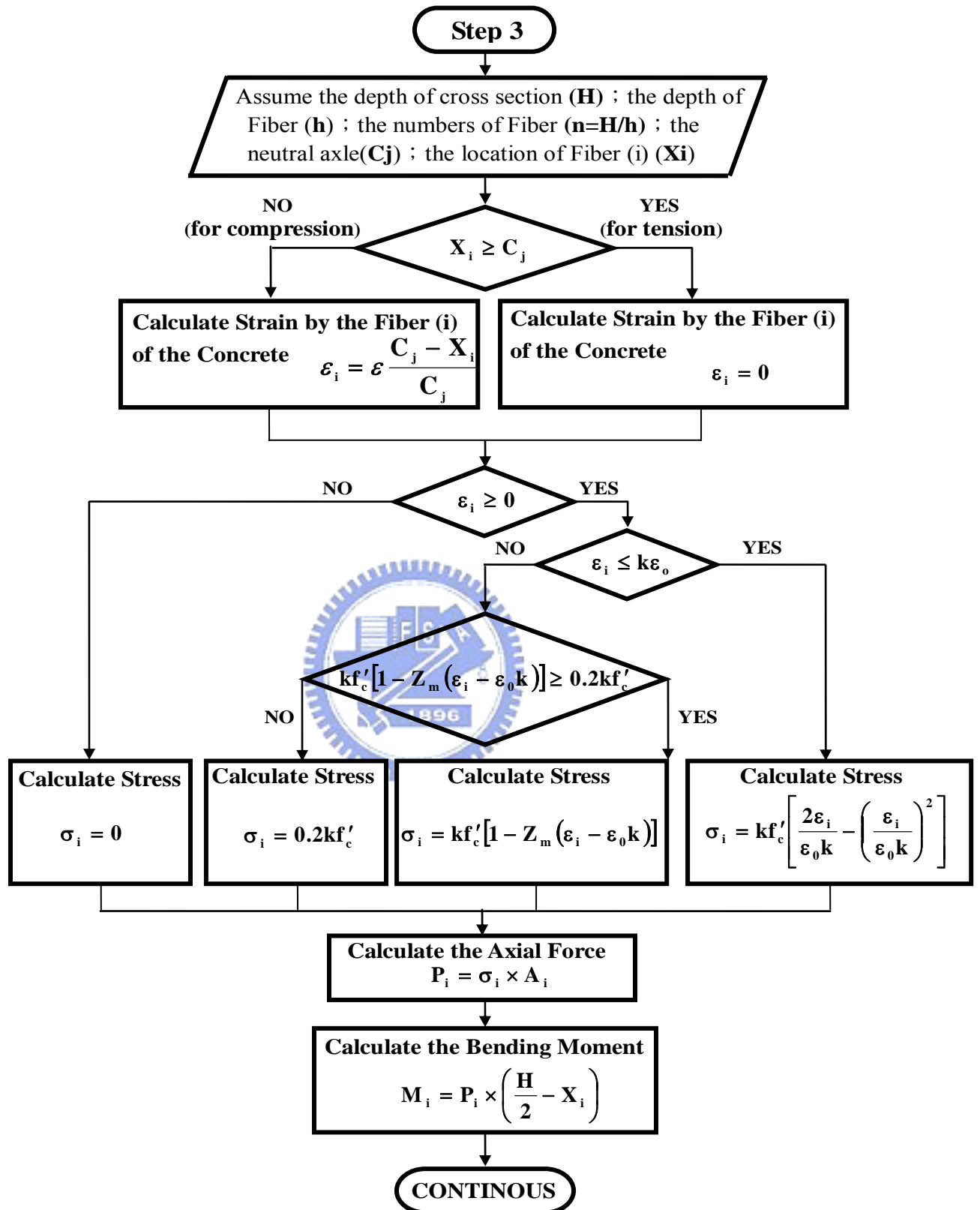


圖 3.12 Modified Kent-Park 混凝土強度計算流程圖

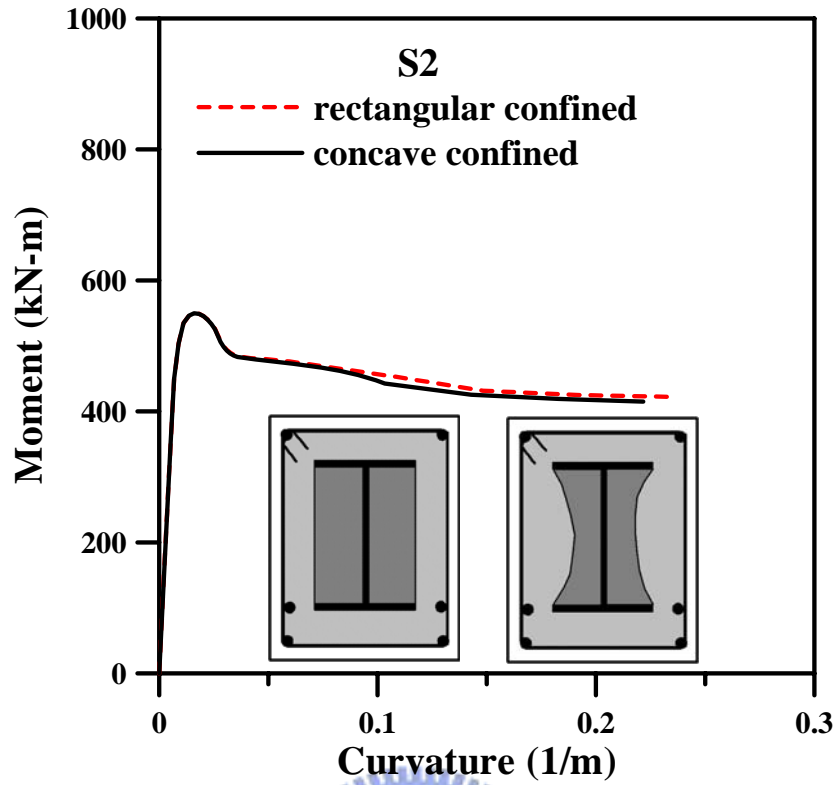


圖 3.13 試體 S2 之高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較圖

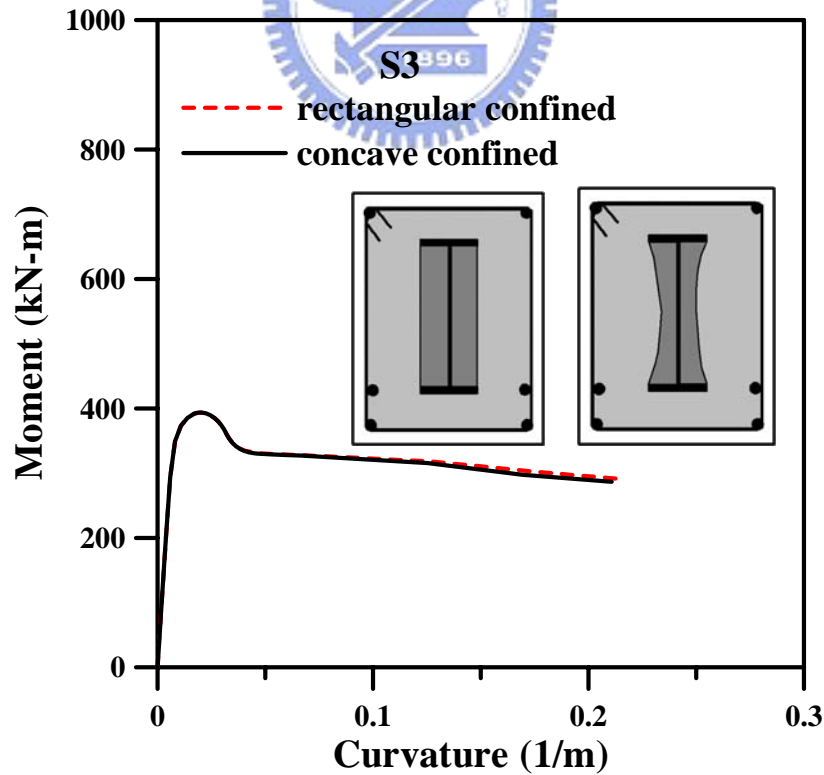


圖 3.14 試體 S3 之高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較圖

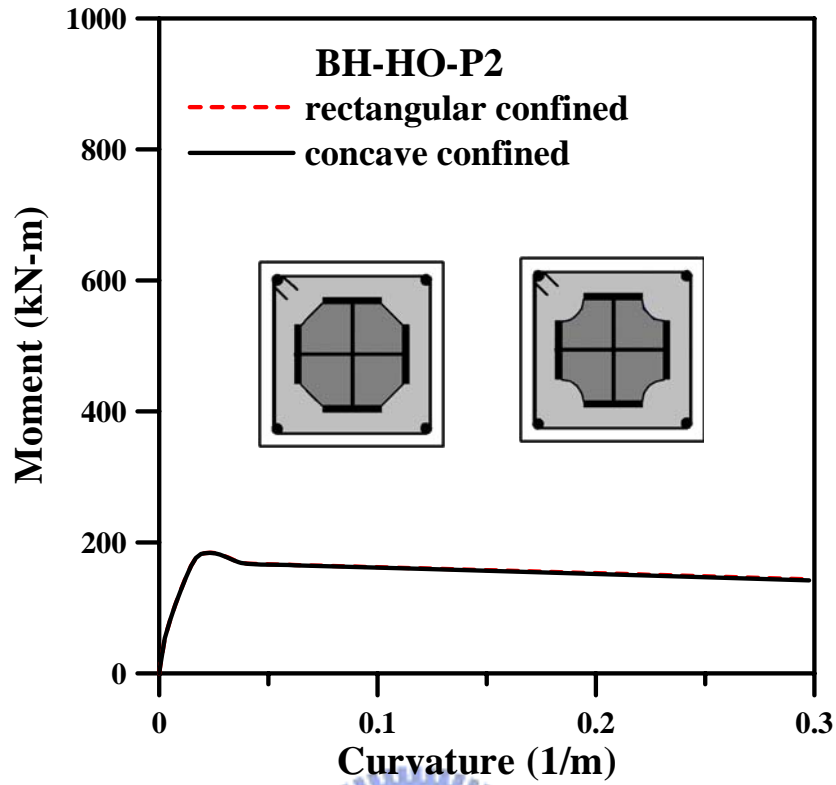


圖 3.15 試體 BH-HO-P2 高圍束區混凝土矩形圍束與曲線圍束比較圖

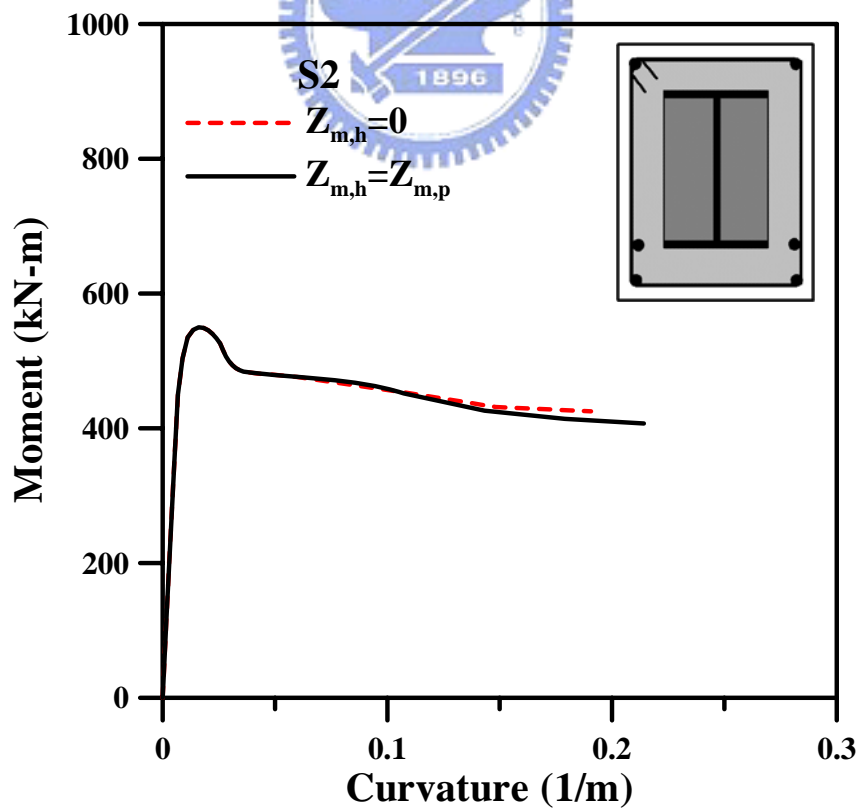


圖 3.16 試體 S2 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖

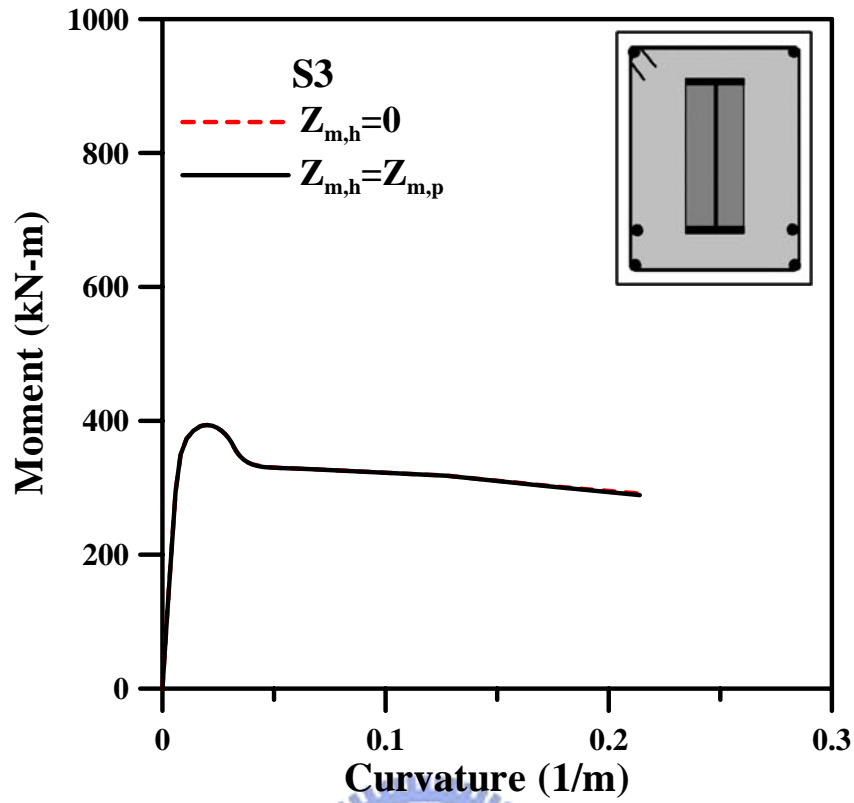


圖 3.17 試體 S3 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖

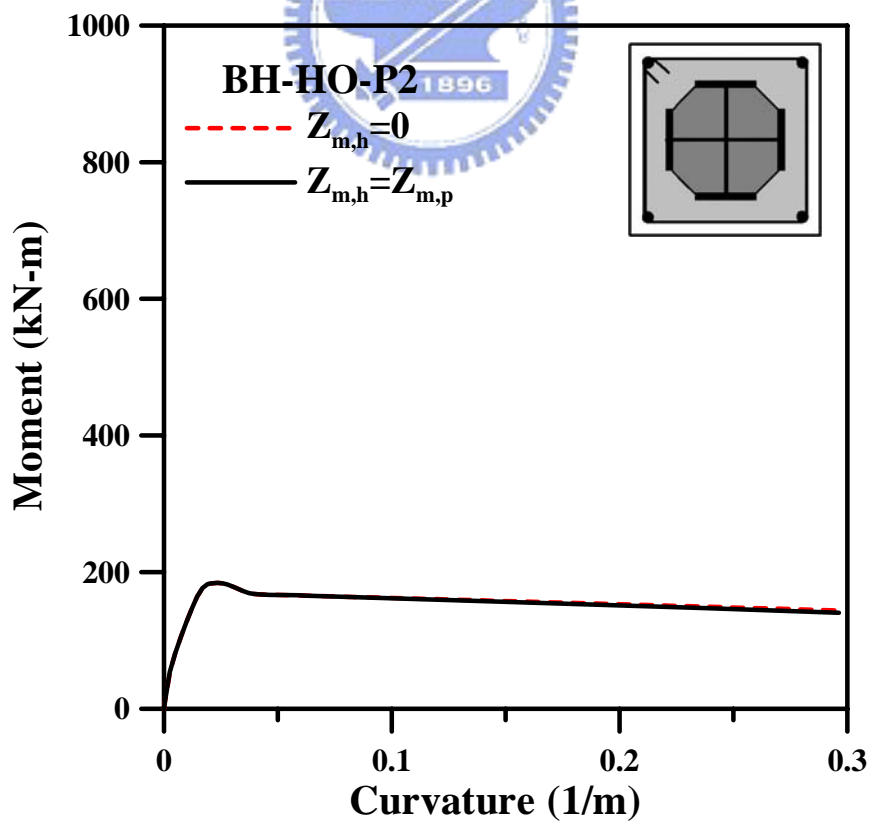
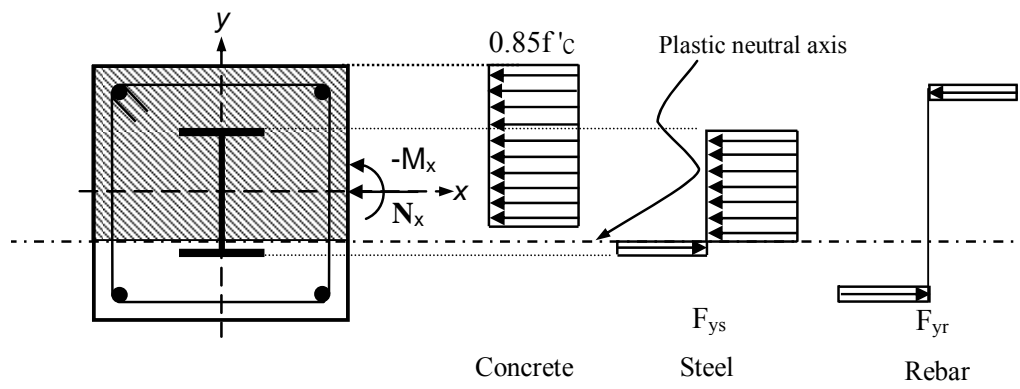


圖 3.18 試體 BH-HO-P2 之高圍束區混凝土剩餘強度比較圖



Negative bending moment

圖 3.19 塑性應力分佈法



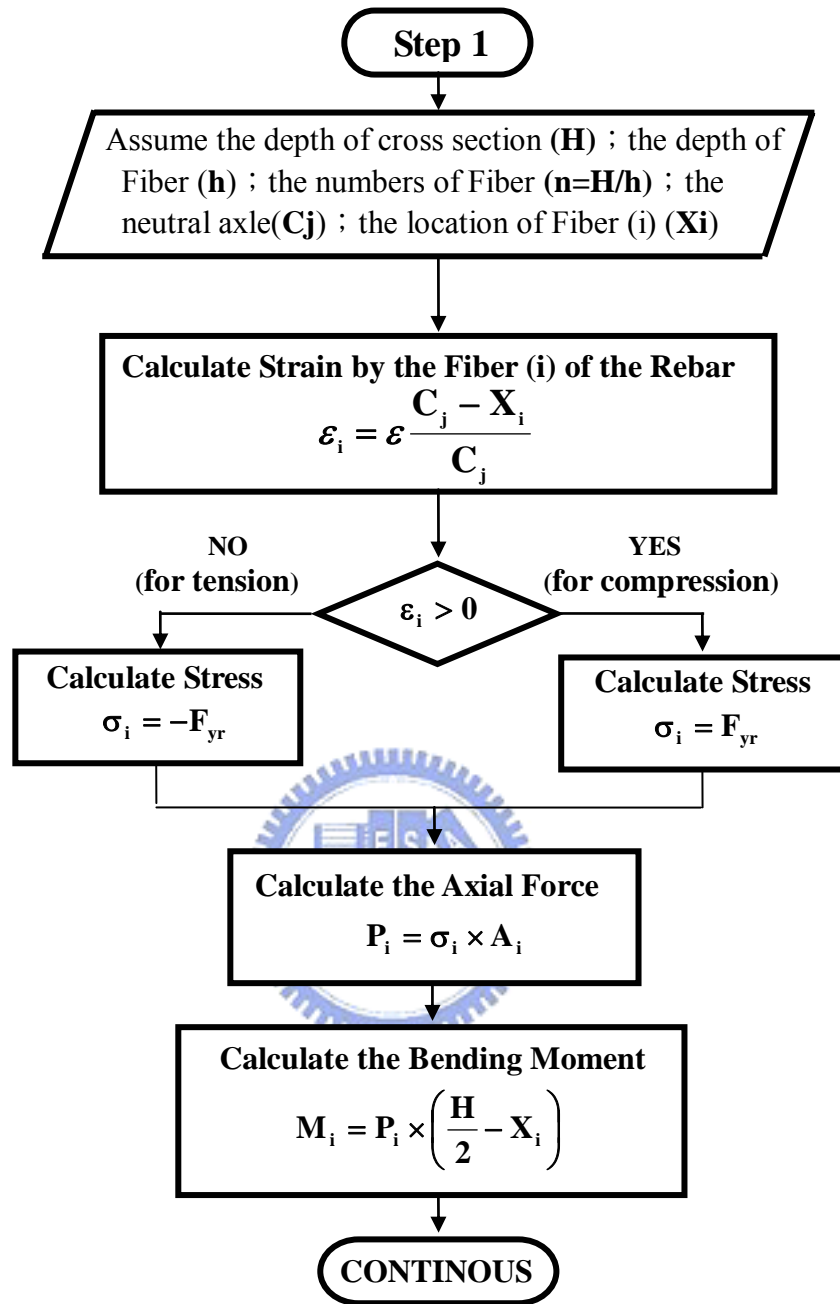


圖 3.20 塑性應力分佈法之鋼筋強度計算流程圖

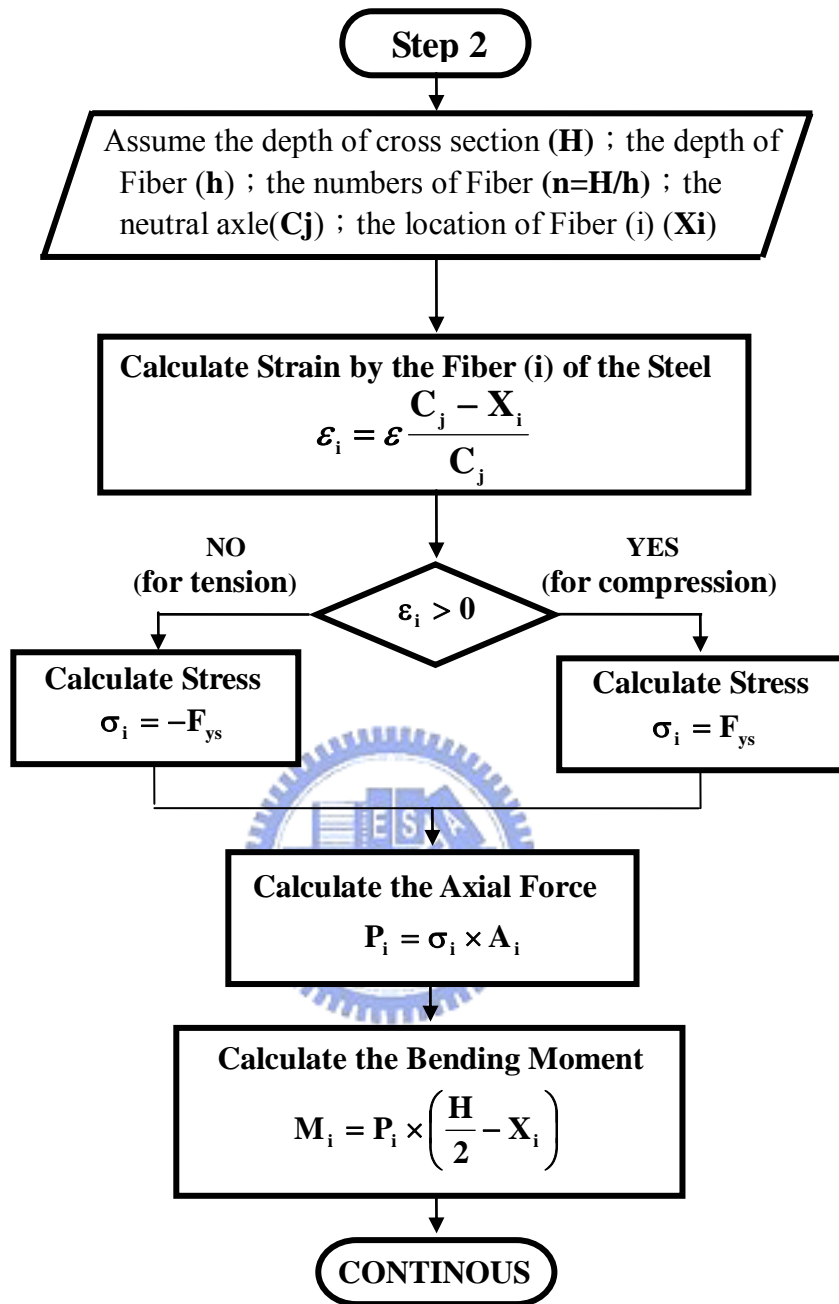


圖 3.21 塑性應力分佈法之鋼骨強度計算流程圖

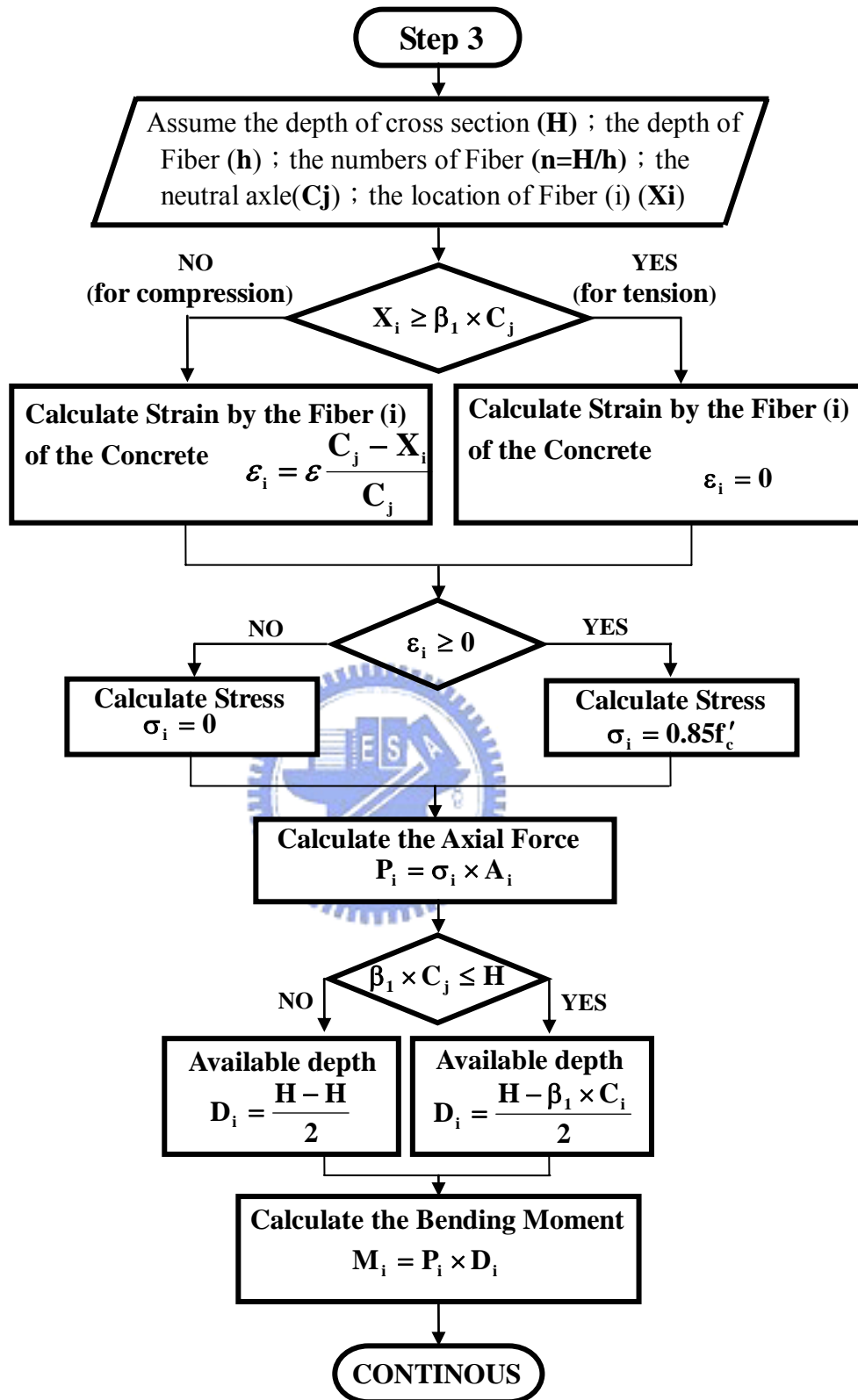


圖 3.22 混凝土受壓應力假設以矩形應力塊之強度計算流程圖



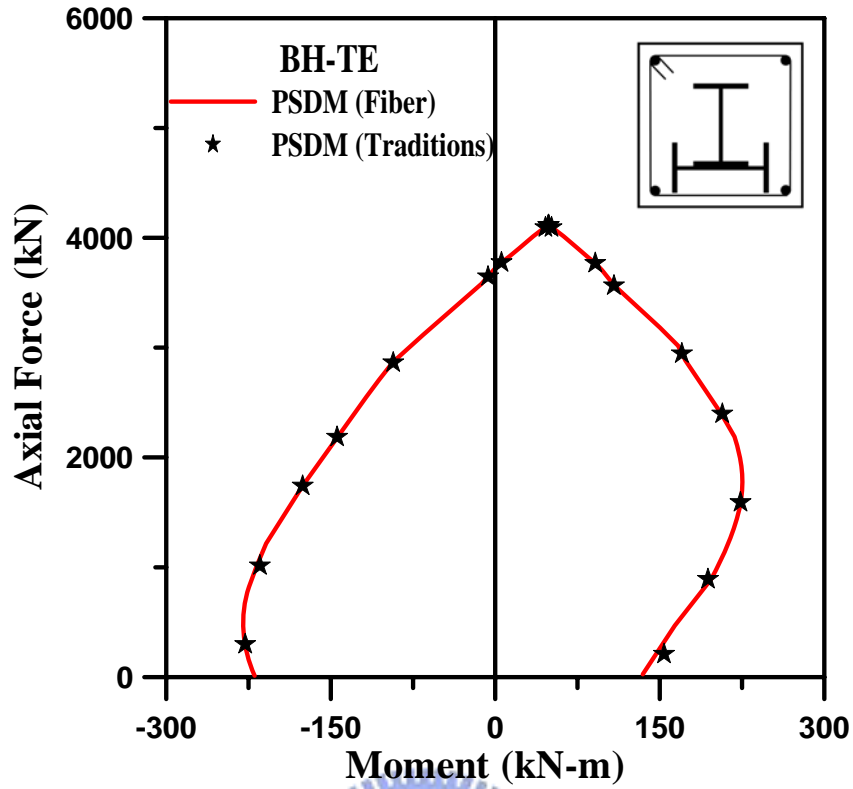


圖 3.23 塑性應力分佈法之纖維元素分割法驗證

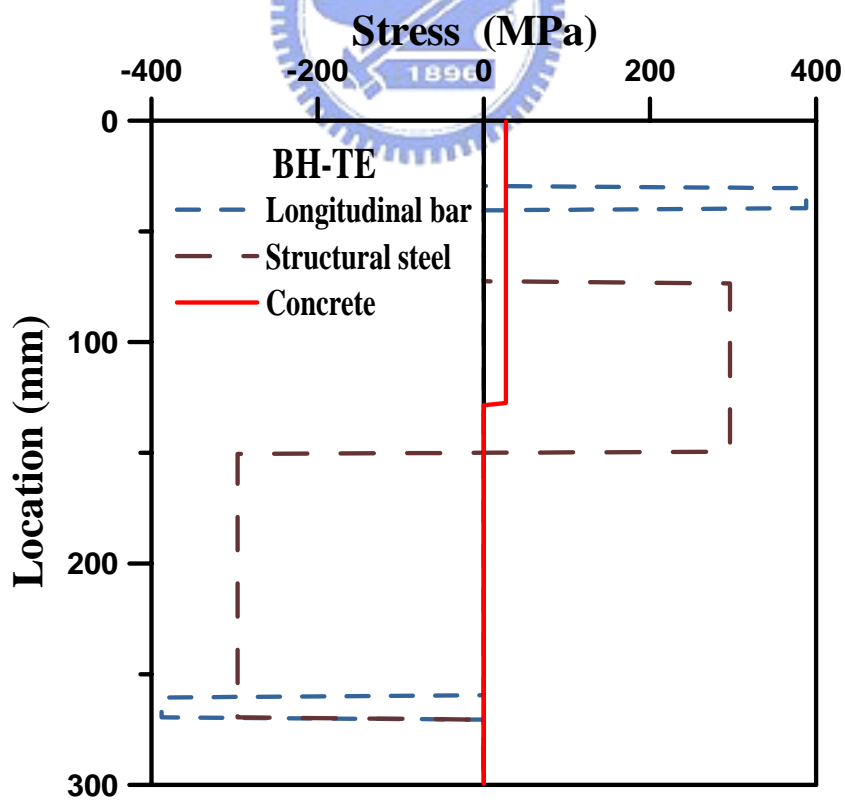


圖 3.24 PSDM 之應力分佈圖

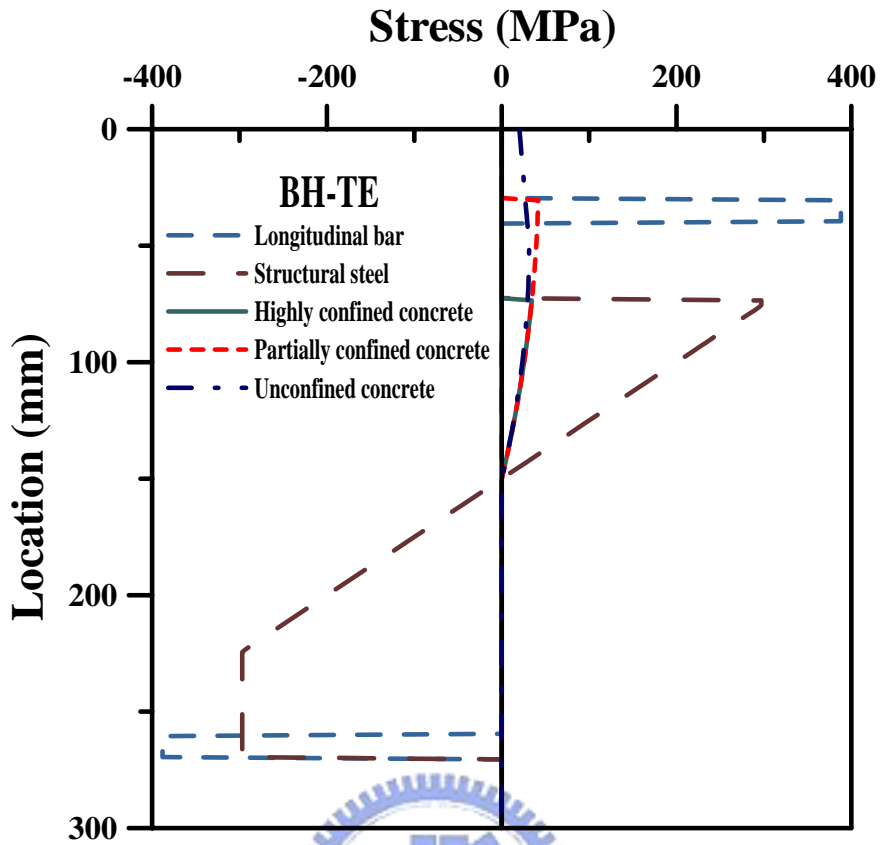


圖 3.25 應變諧和纖維元素分析模式之應力分佈圖

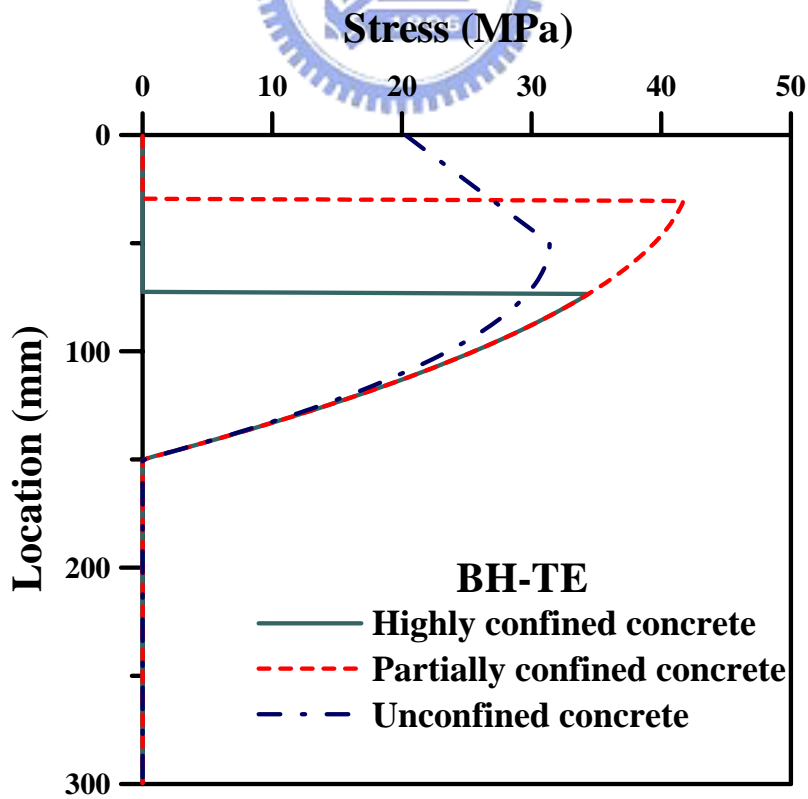


圖 3.26 應變諧和纖維元素分析模式中混凝土圍束之應力分佈圖

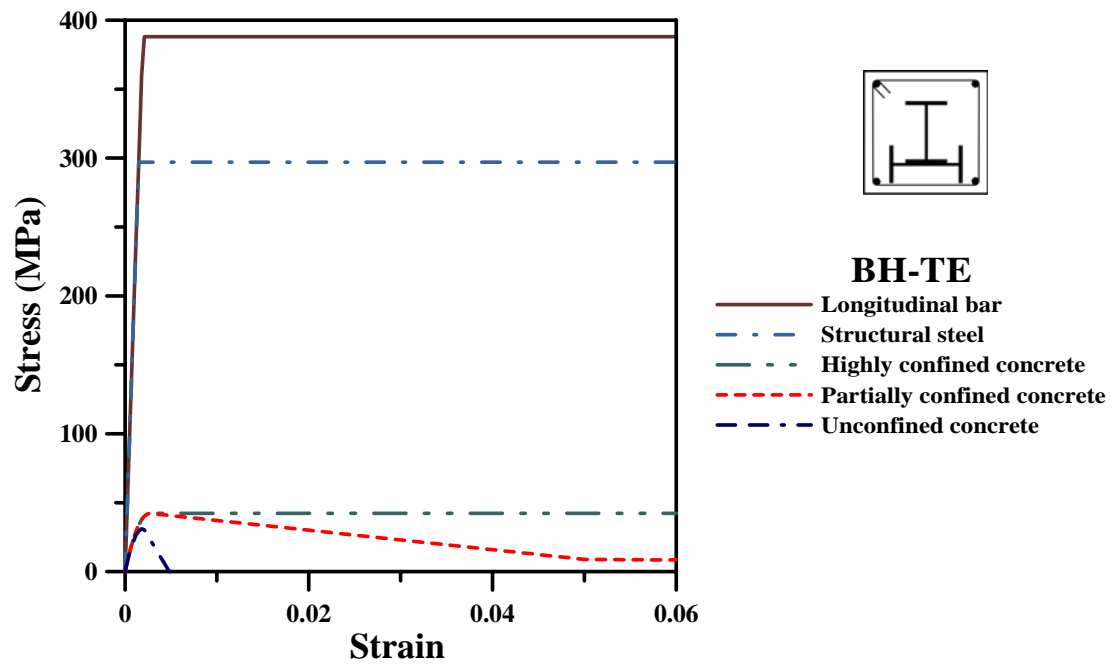
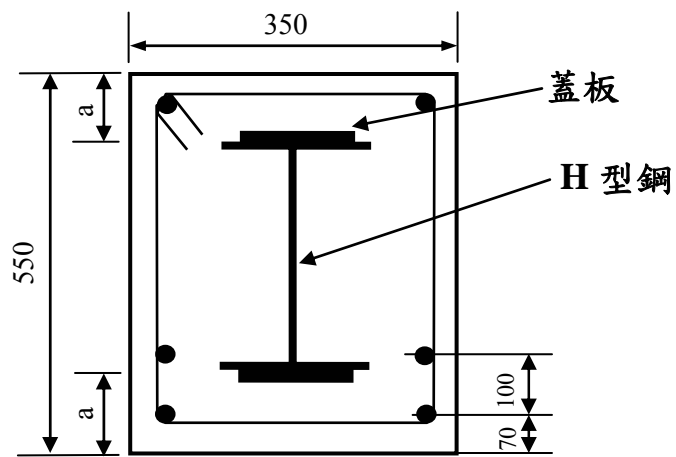


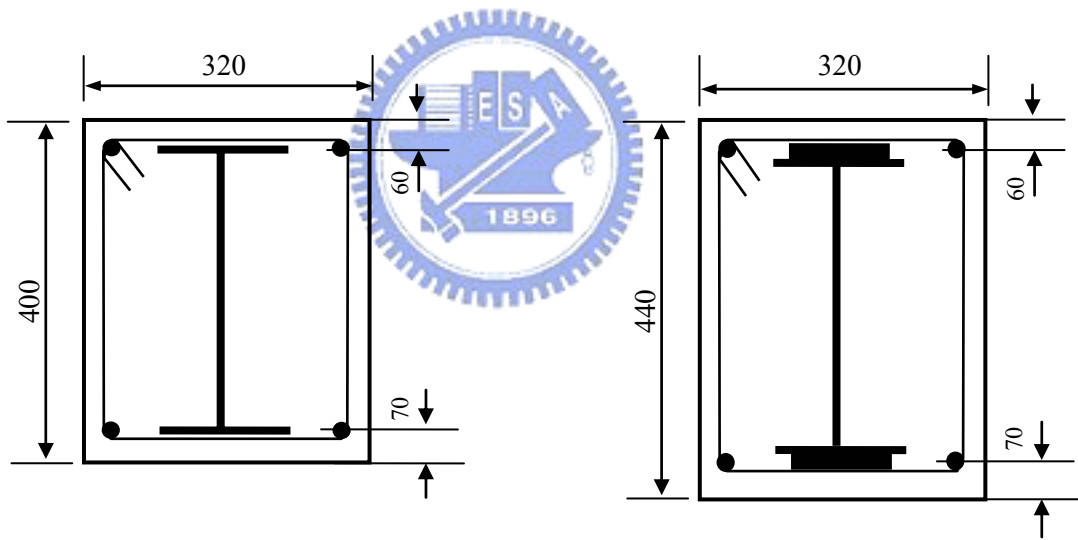
圖 3.27 BH-TE 斷面之分析模式中各材料應力-應變圖





S 型

S7:  $a=178$   
其他  $a=125$

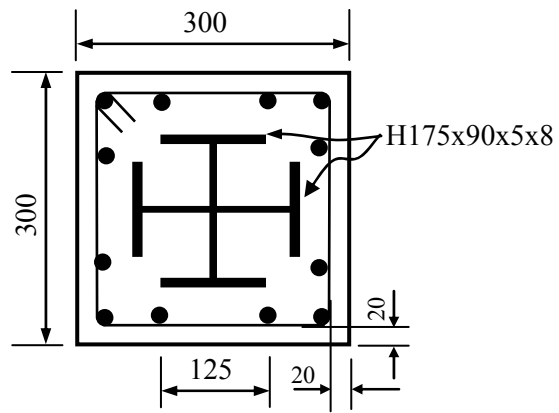


D1 及 D1-T2

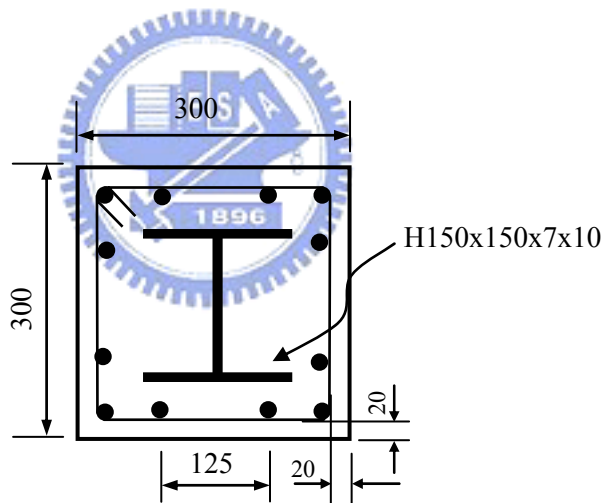
D2

Unit: mm

圖 3.28 陳建中 (1999) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖



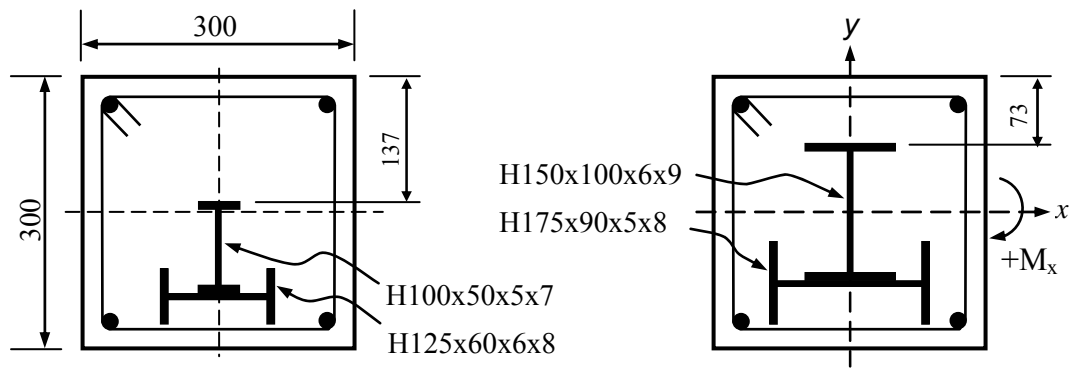
SRC1 SRC2 SRC3



SRC4 SRC5

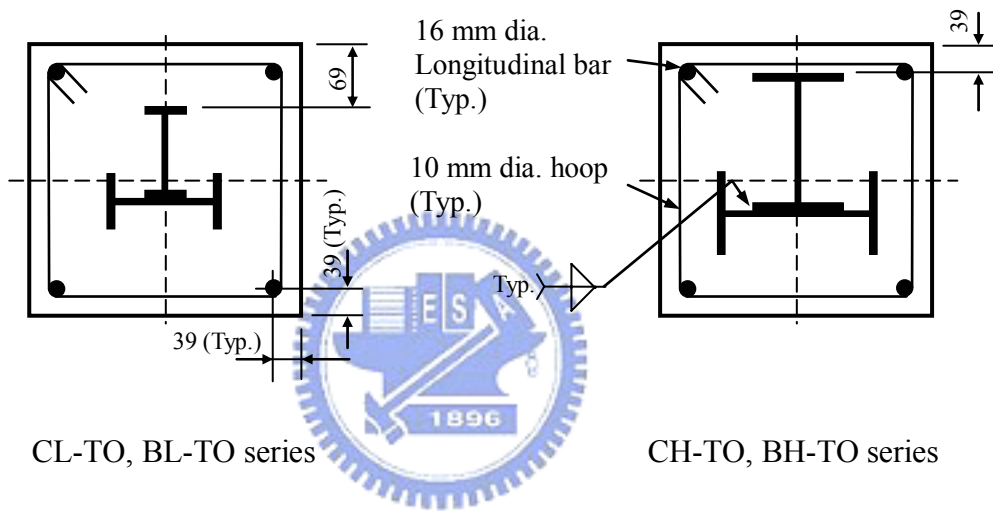
Unit: mm

圖 3.29 徐中道 (1996) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖



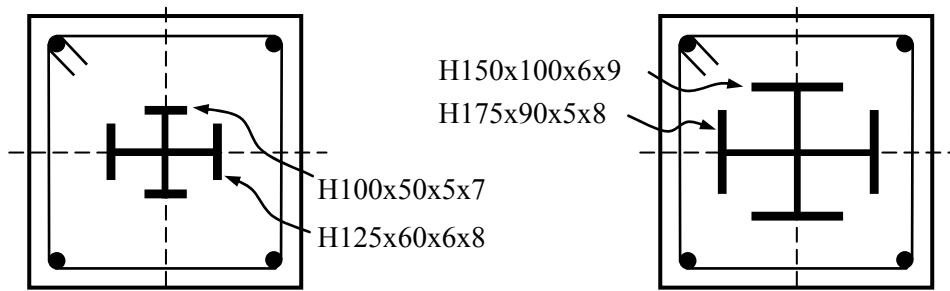
CL-TE, BL-TE series

CH-TE, BH-TE series



CL-TO, BL-TO series

CH-TO, BH-TO series



CL-HO, BL-HO series

CH-HO, BH-HO series

Unit: mm

圖 3.30 林義閔 (1999) 之 SRC 梁柱試體斷面示意圖

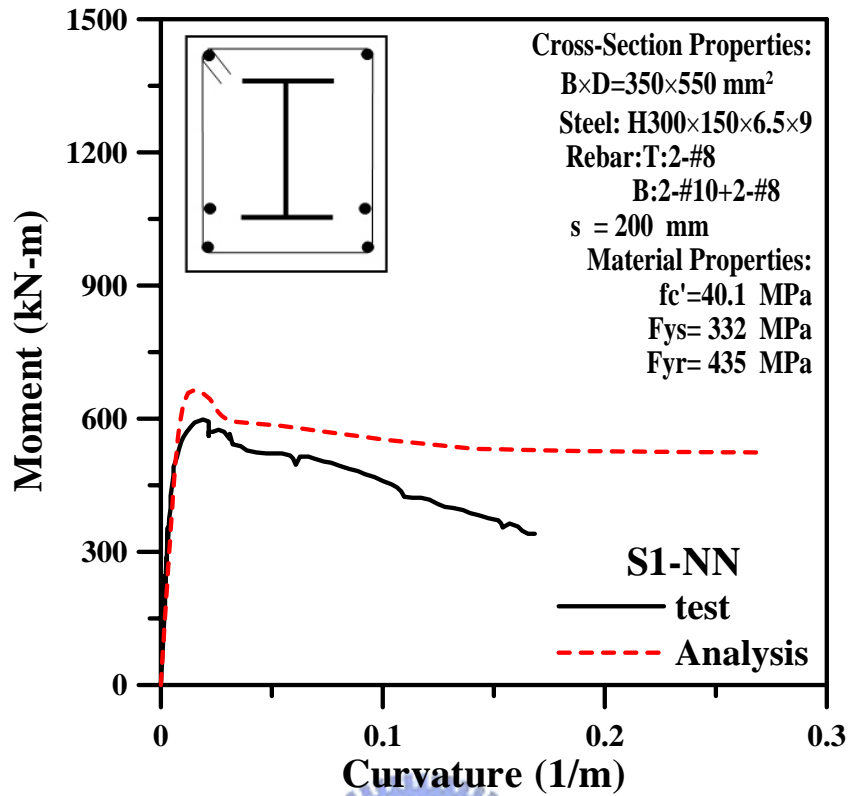


圖 3.31 試體 S1-NN 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

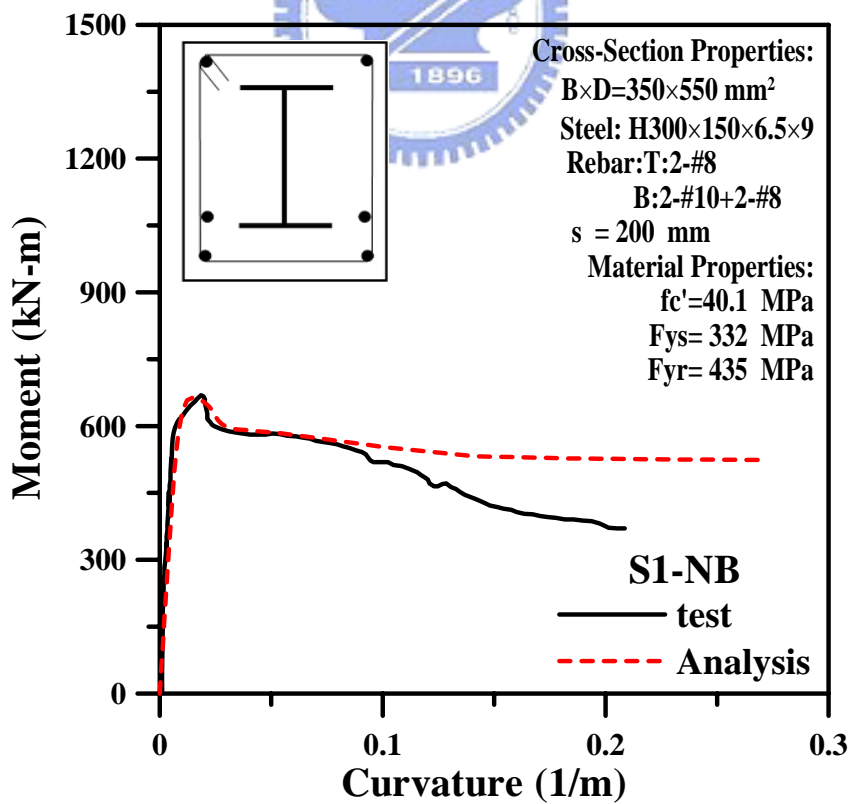


圖 3.32 試體 S1-NB 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

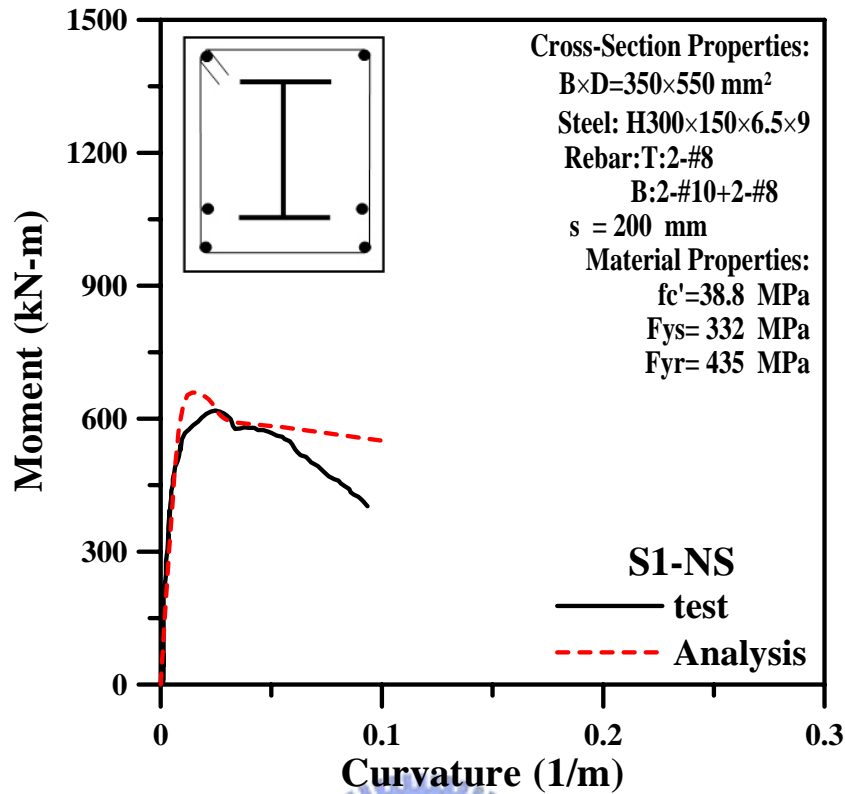


圖 3.33 試體 S1-NS 實驗與分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

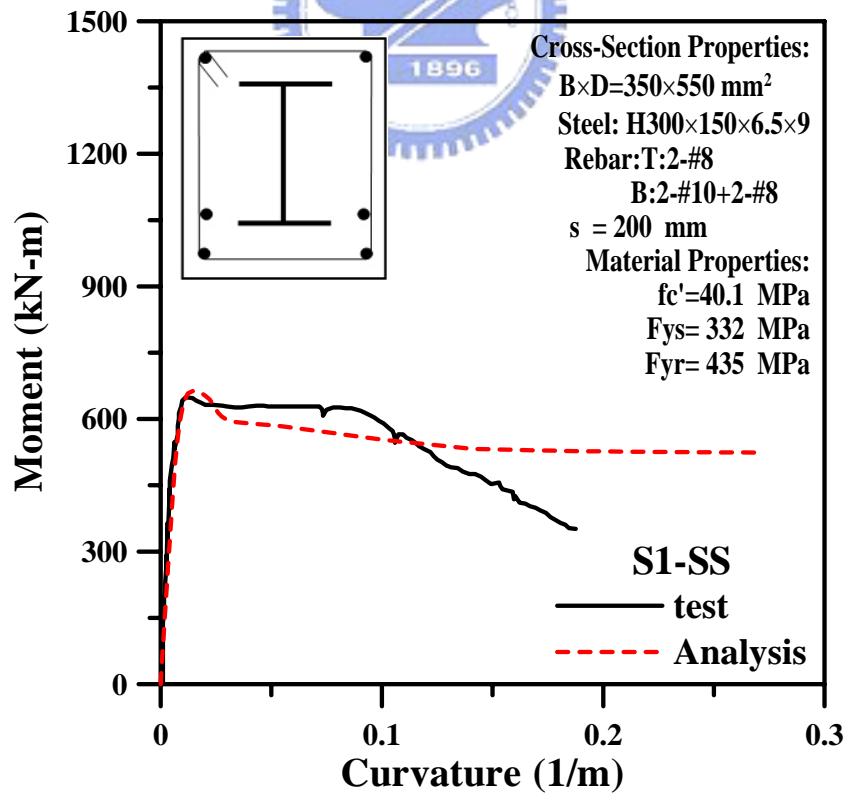


圖 3.34 試體 S1-SS 實驗與分析模式之  $M-\phi$  曲線圖



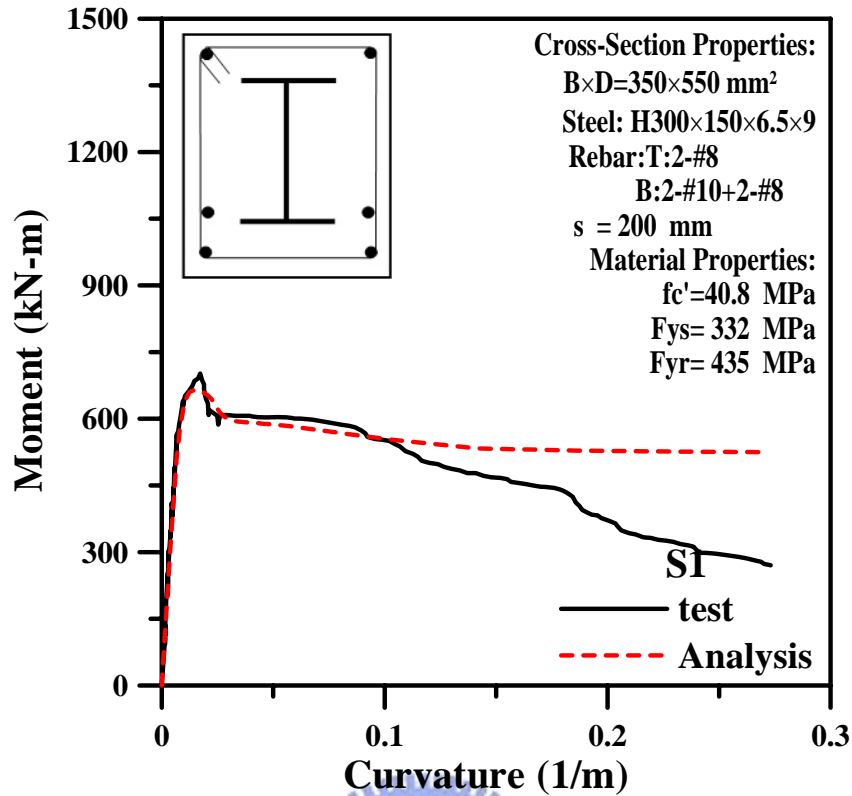


圖 3.35 試體 S1 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

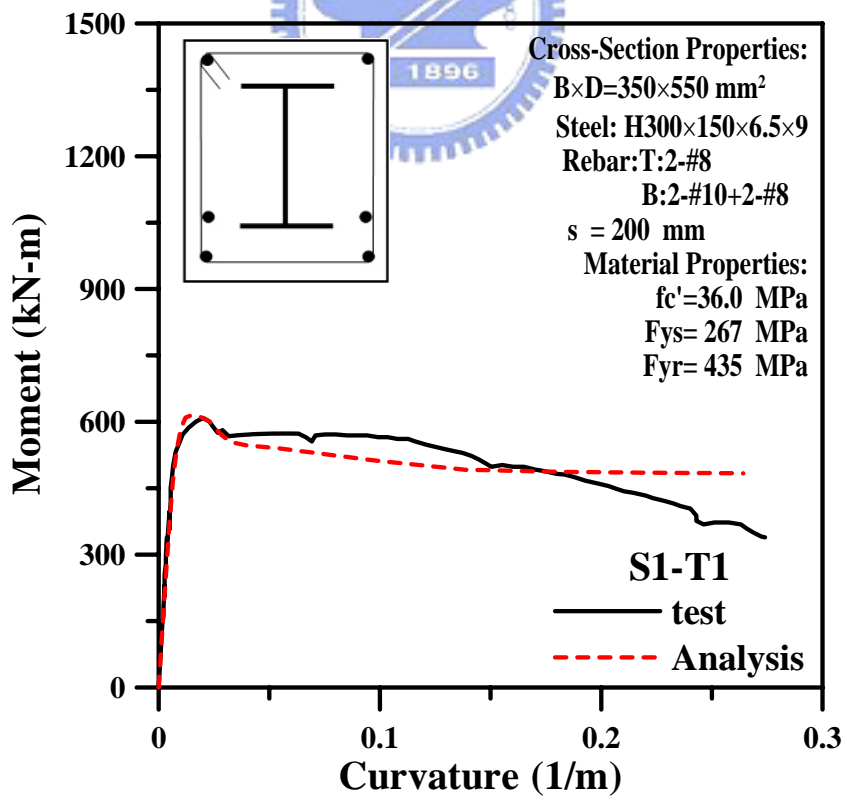


圖 3.36 試體 S1-T1 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

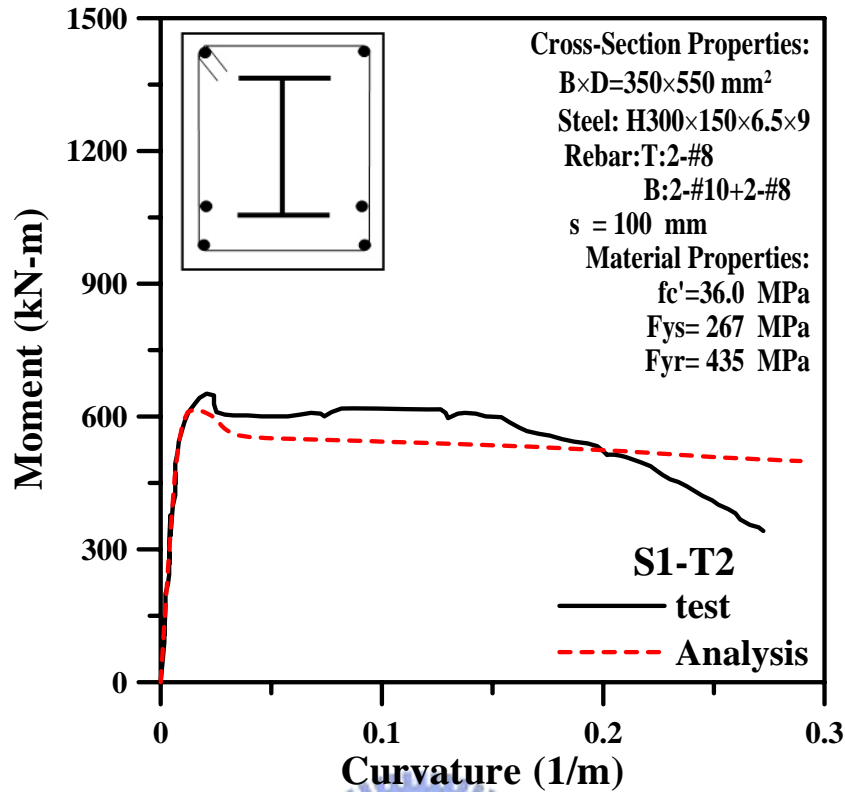


圖 3.37 試體 S1-T2 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

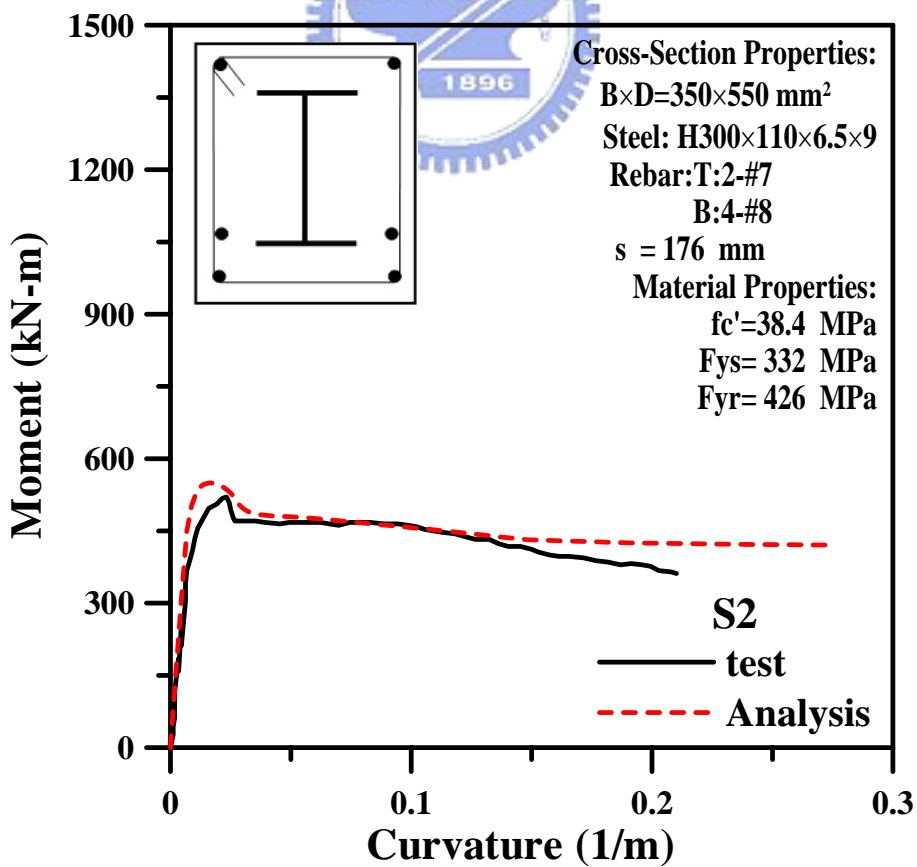


圖 3.38 試體 S2 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

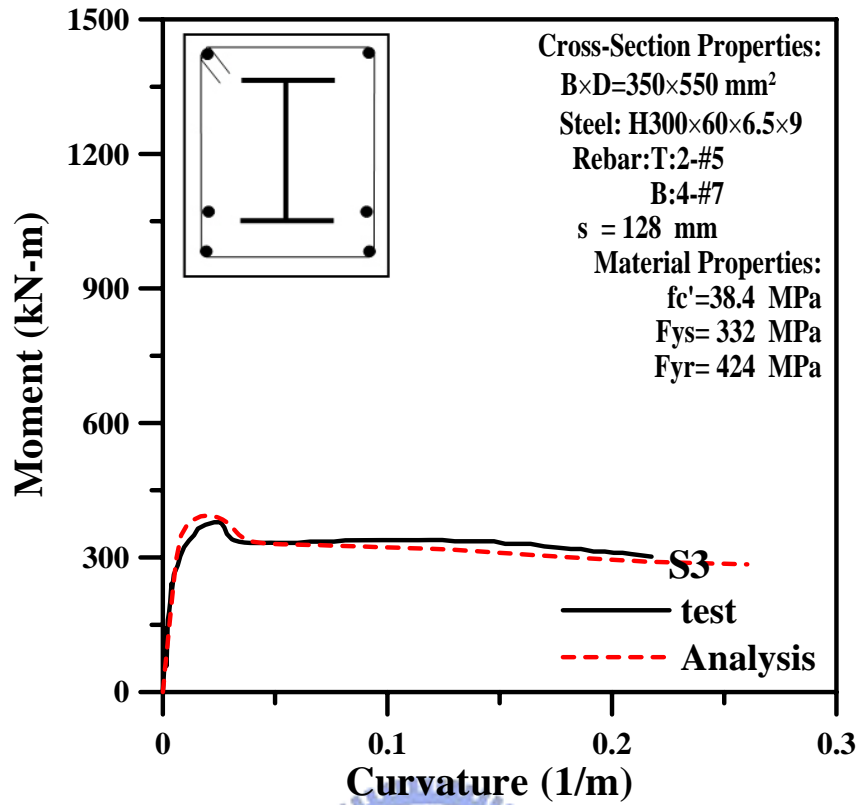


圖 3.39 試體 S3 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

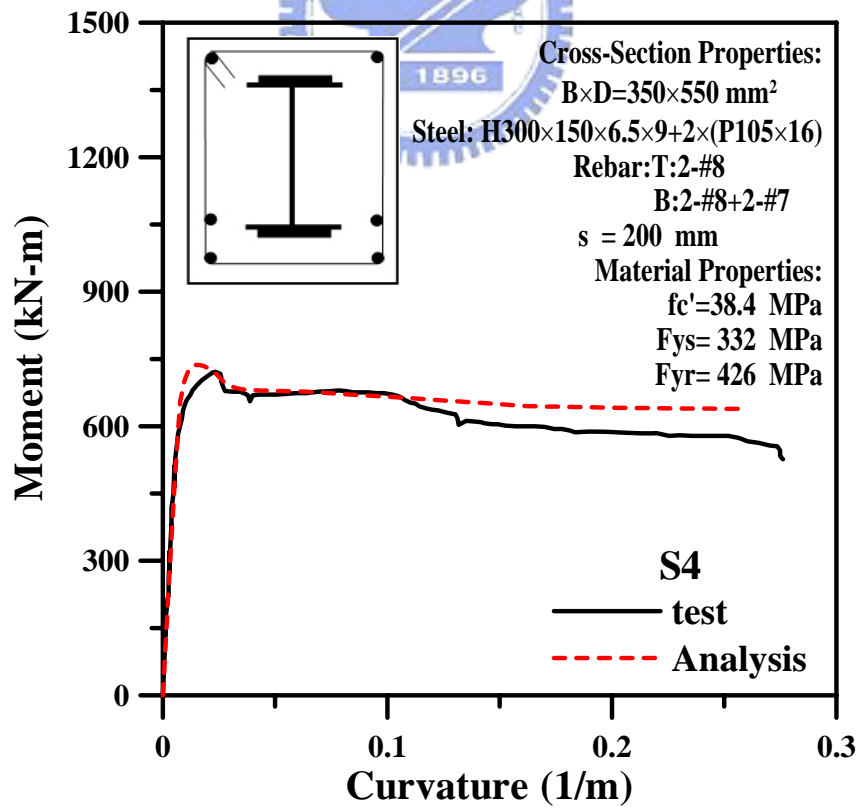


圖 3.40 試體 S4 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

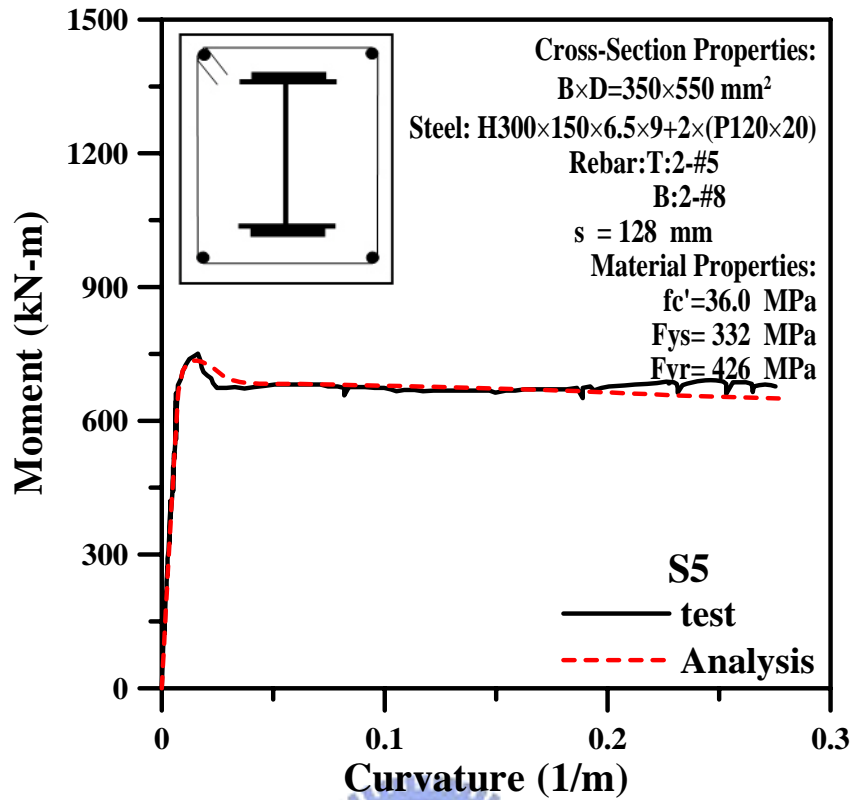


圖 3.41 試體 S5 實驗與分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

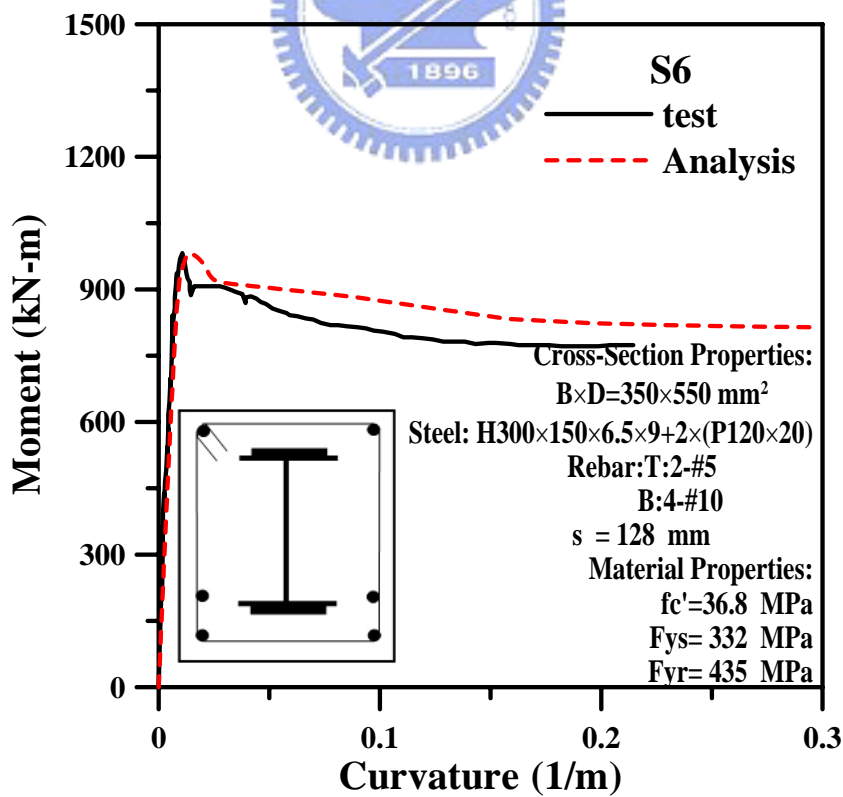


圖 3.42 試體 S6 實驗與分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

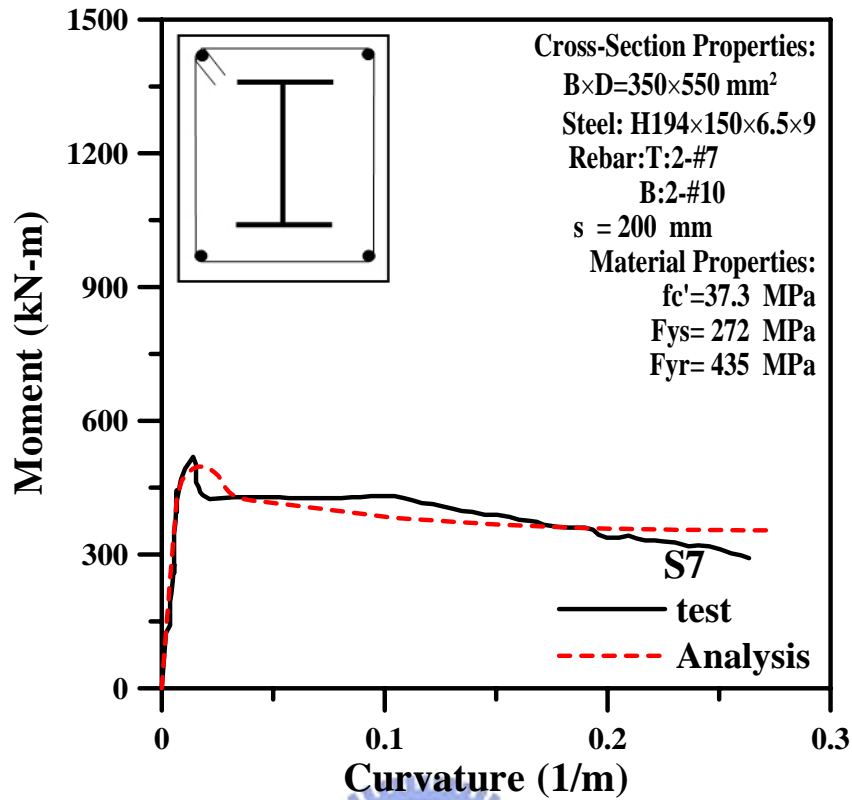


圖 3.43 試體 S7 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

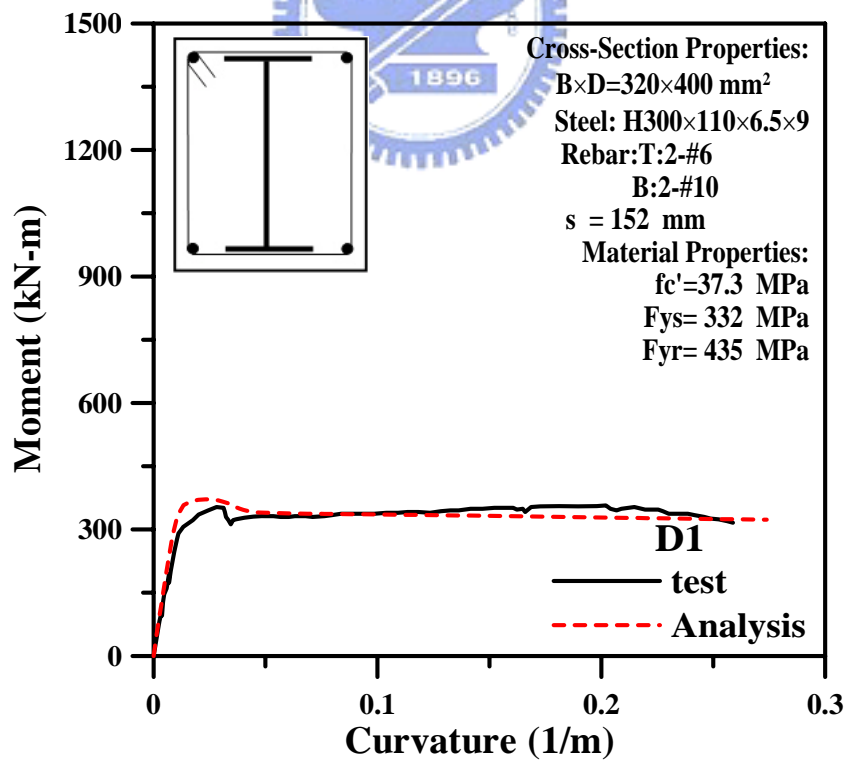


圖 3.44 試體 D1 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

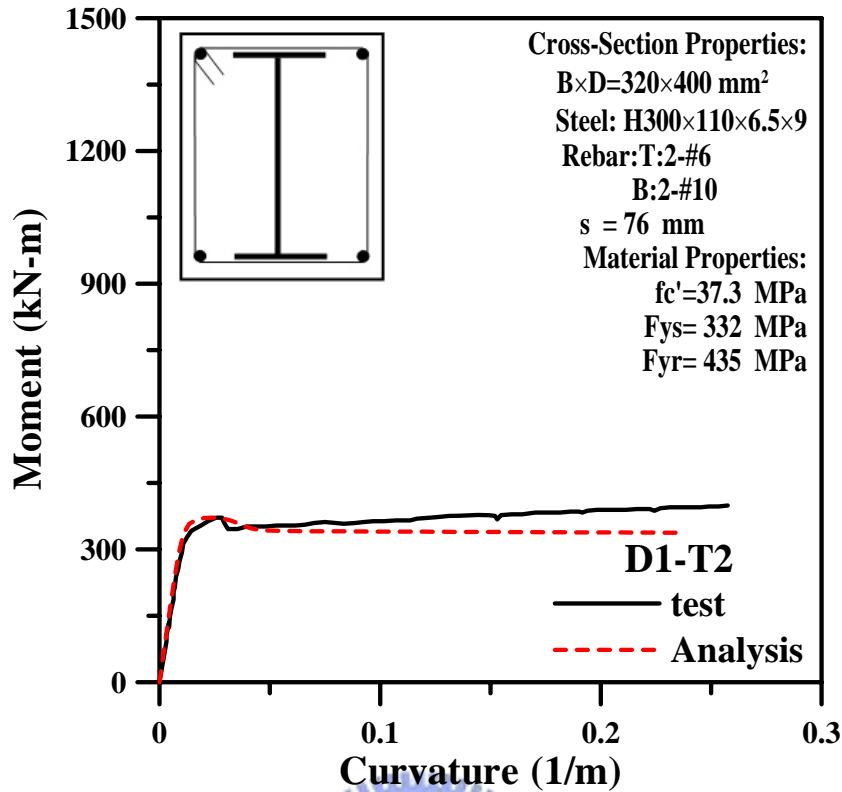


圖 3.45 試體 D1-T2 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

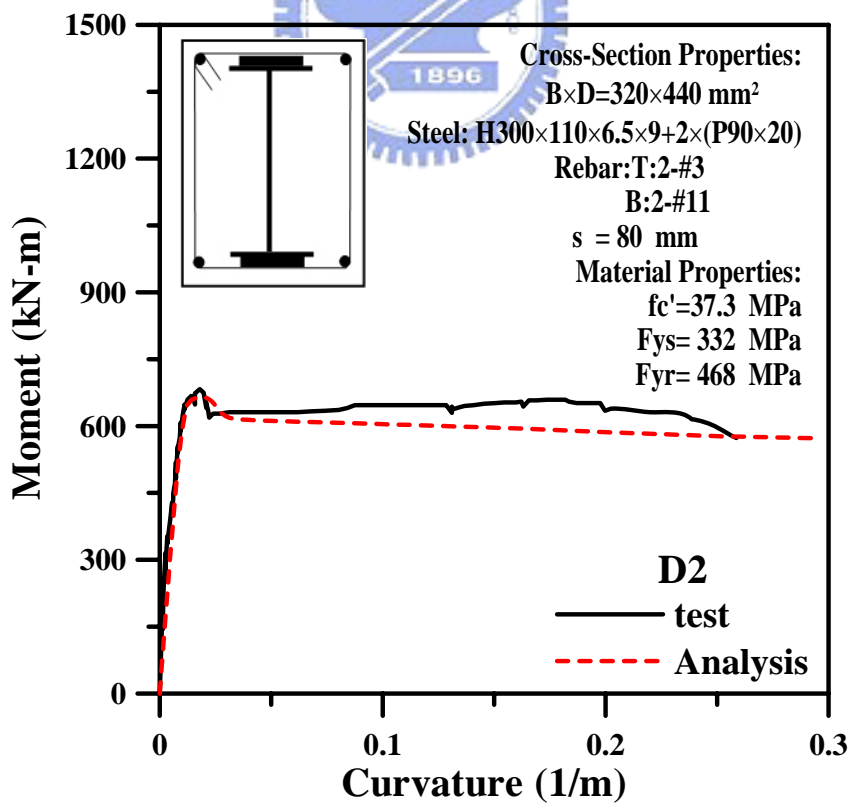


圖 3.46 試體 D2 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

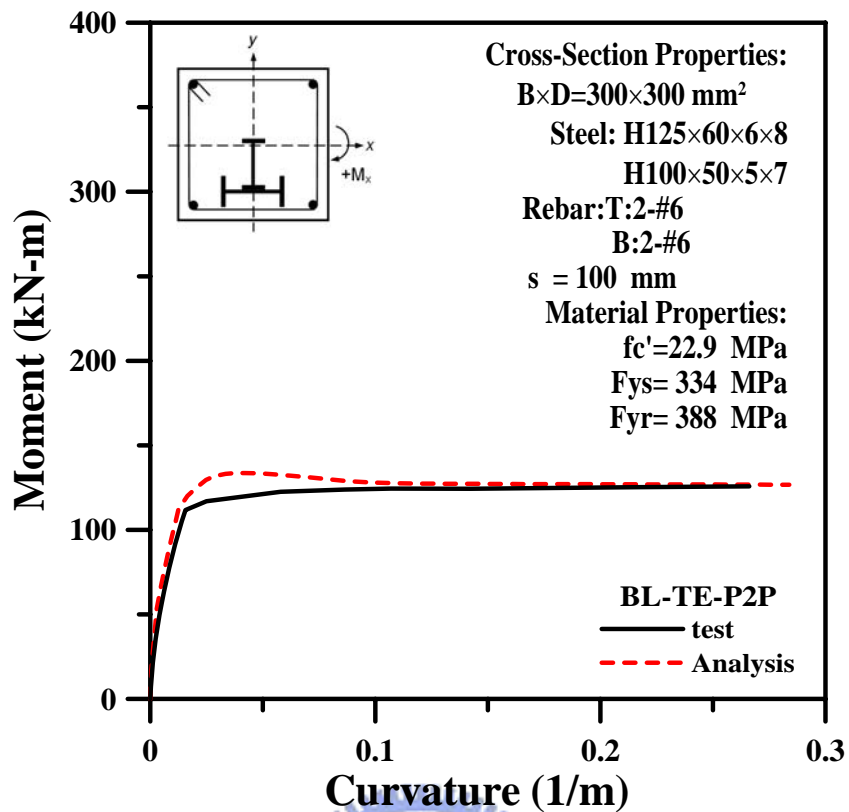


圖 3.47 試體 BL-TE-P2P 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

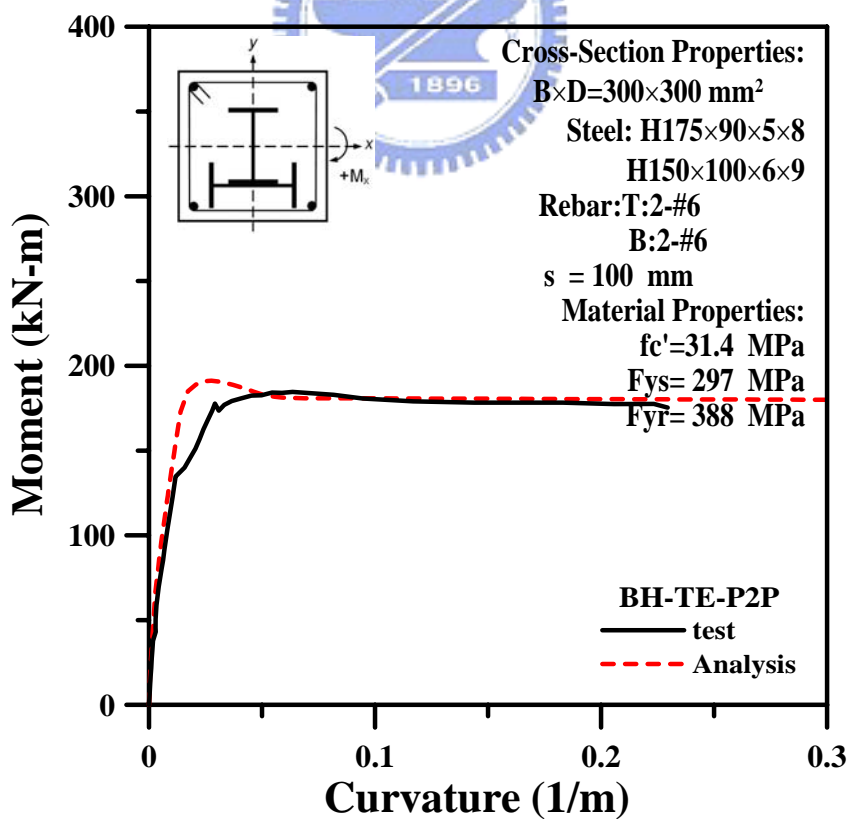


圖 3.48 試體 BH-TE-P2P 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖

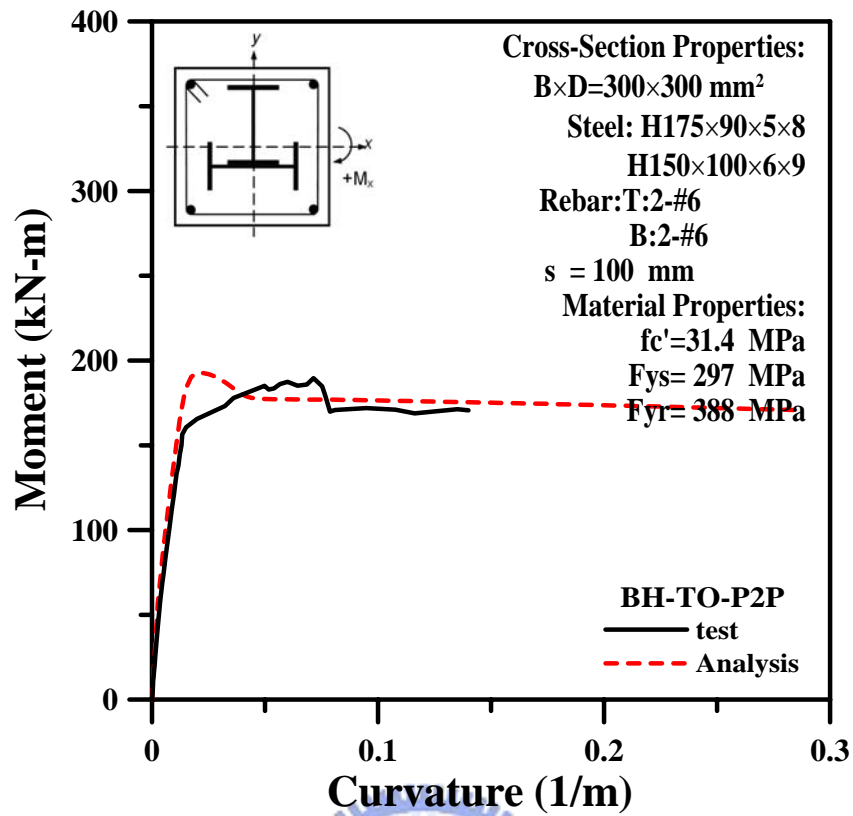


圖 3.49 試體 BH-TO-P2P 實驗與分析模式之  $M - \phi$  曲線圖





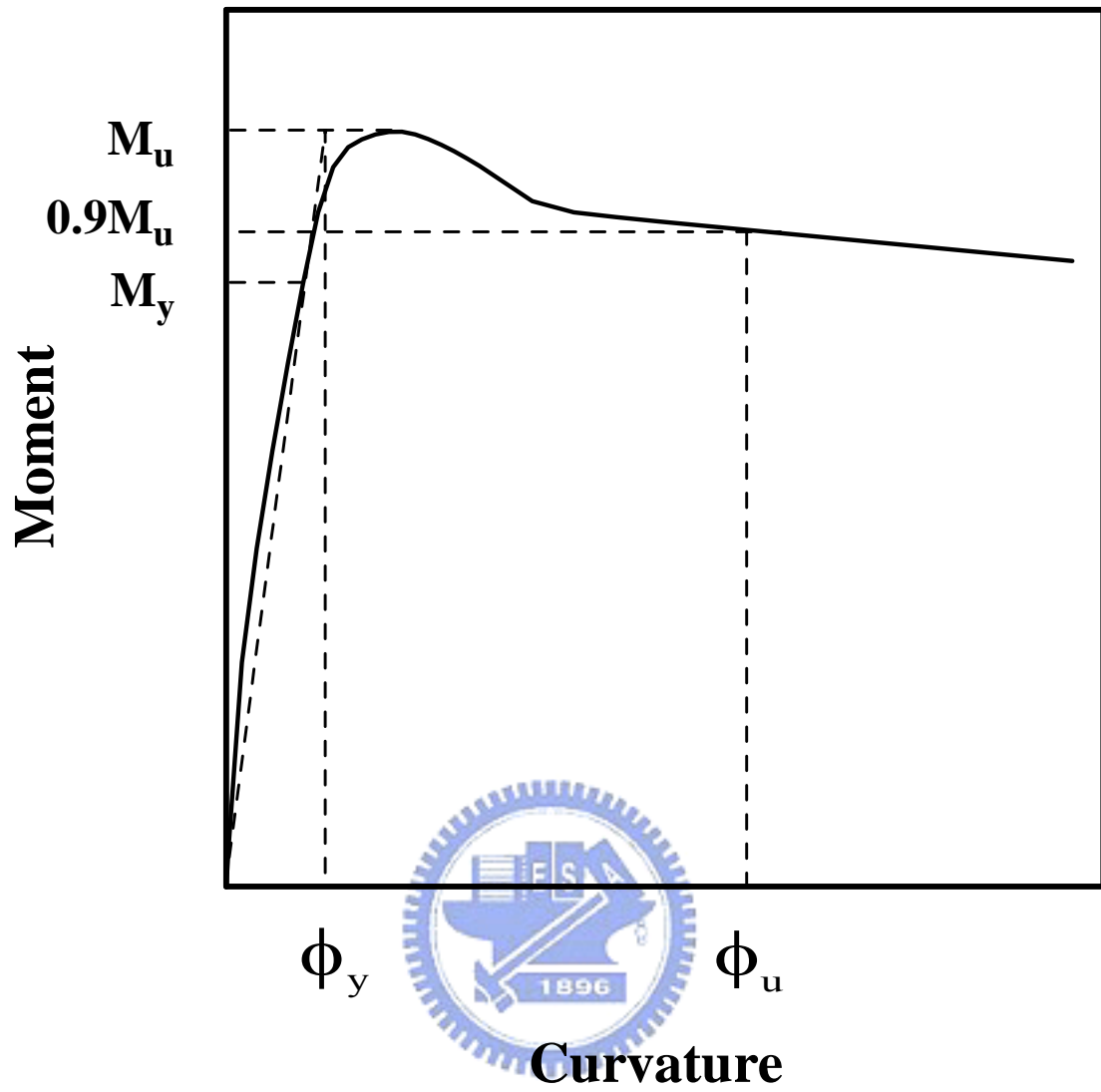


圖 4.1 曲率延展性係數之定義

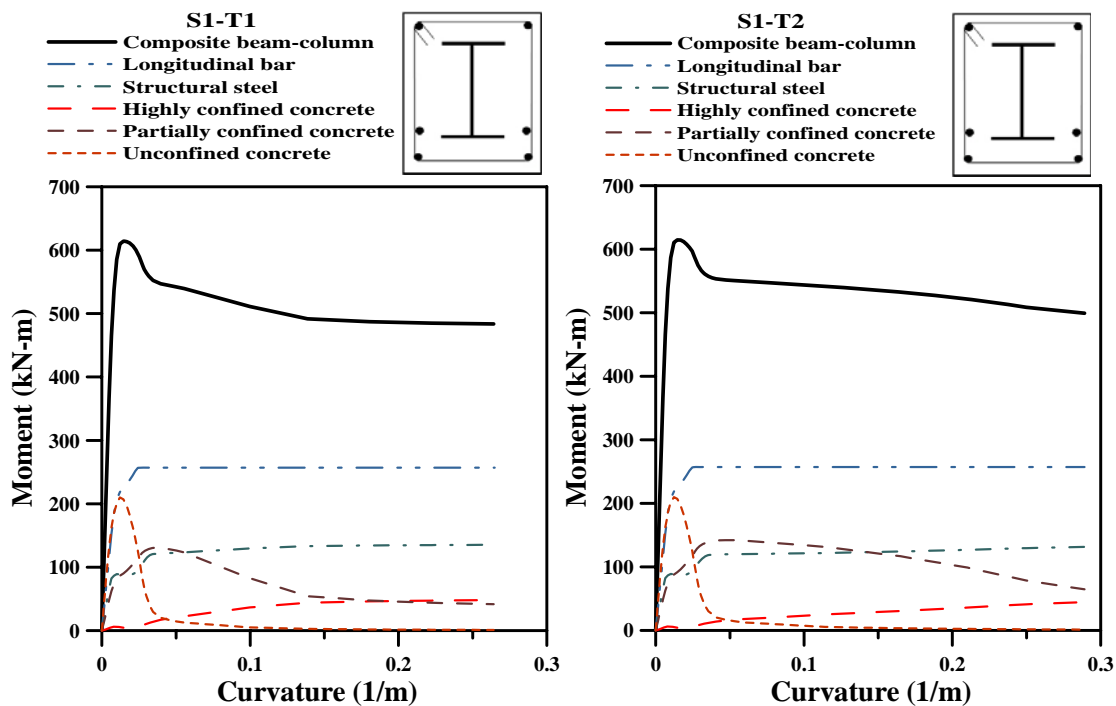


圖 4.2(a) 試體 S1-T1  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.2(b) 試體 S1-T2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

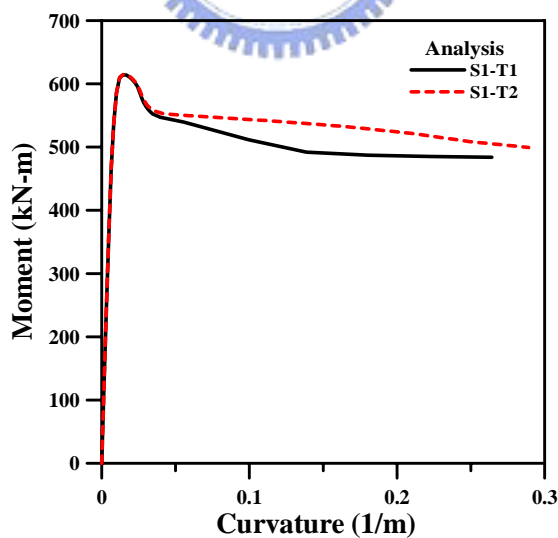


圖 4.2(c) 試體 S1-T1 與 S1-T2 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

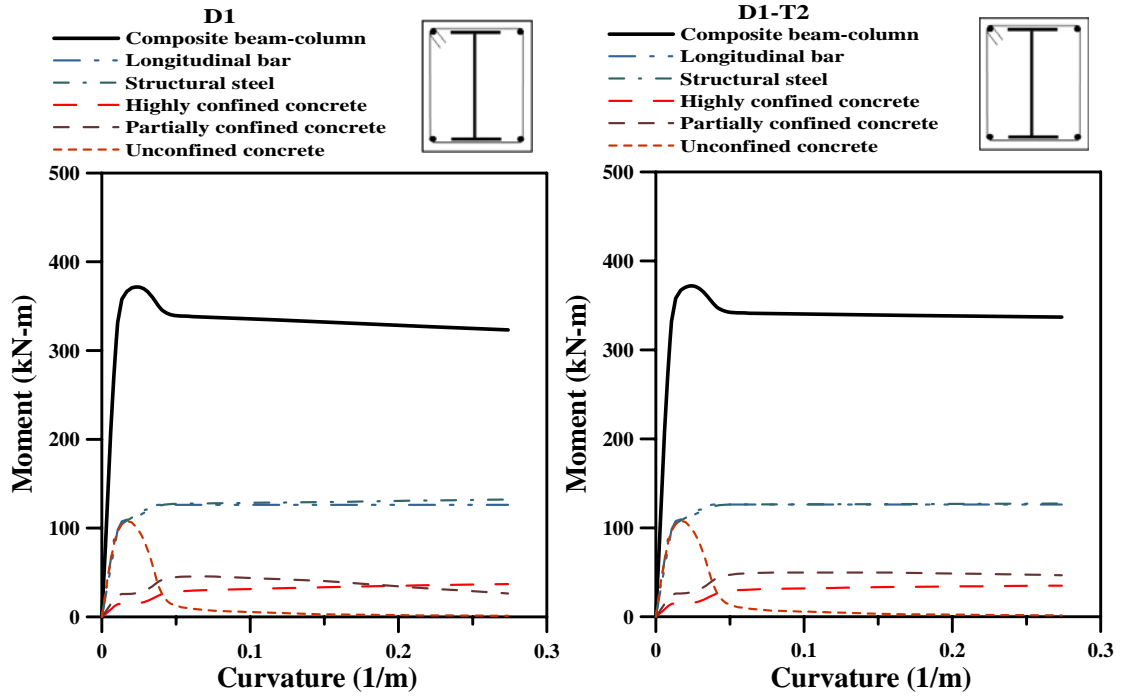


圖 4.3(a) 試體 D1  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.3(b) 試體 D1-T2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

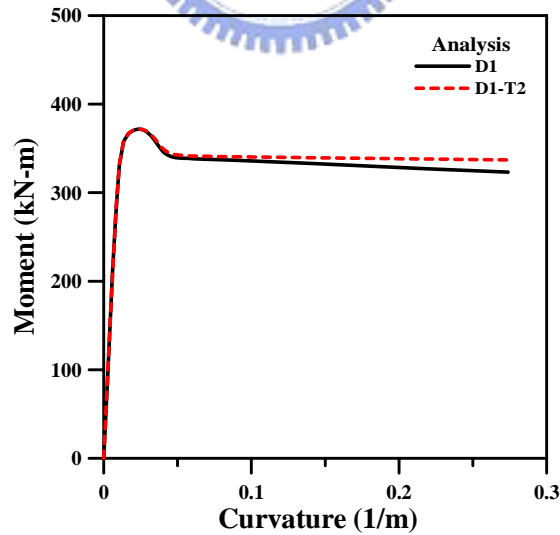


圖 4.3(c) 試體 D1 與 D1-T2 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

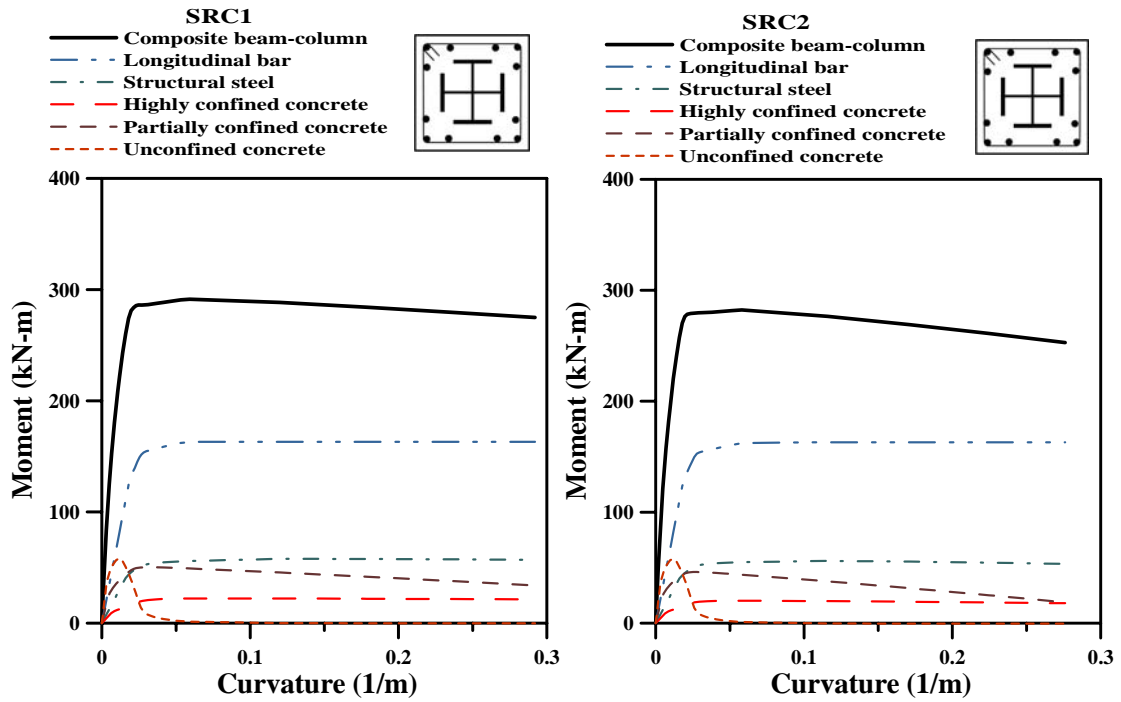


圖 4.4(a) 試體 SRC1  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.4(b) 試體 SRC2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

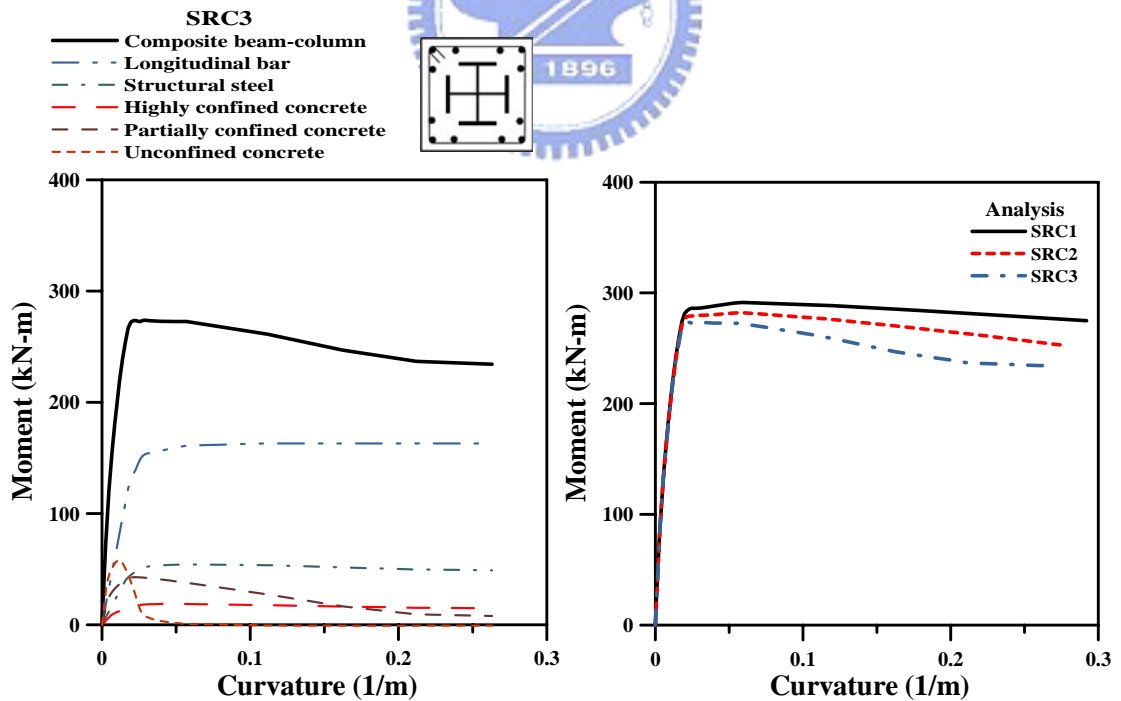


圖 4.4(c) 試體 SRC3  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.4(d) 試體 SRC1 與 SRC2 與 SRC3  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

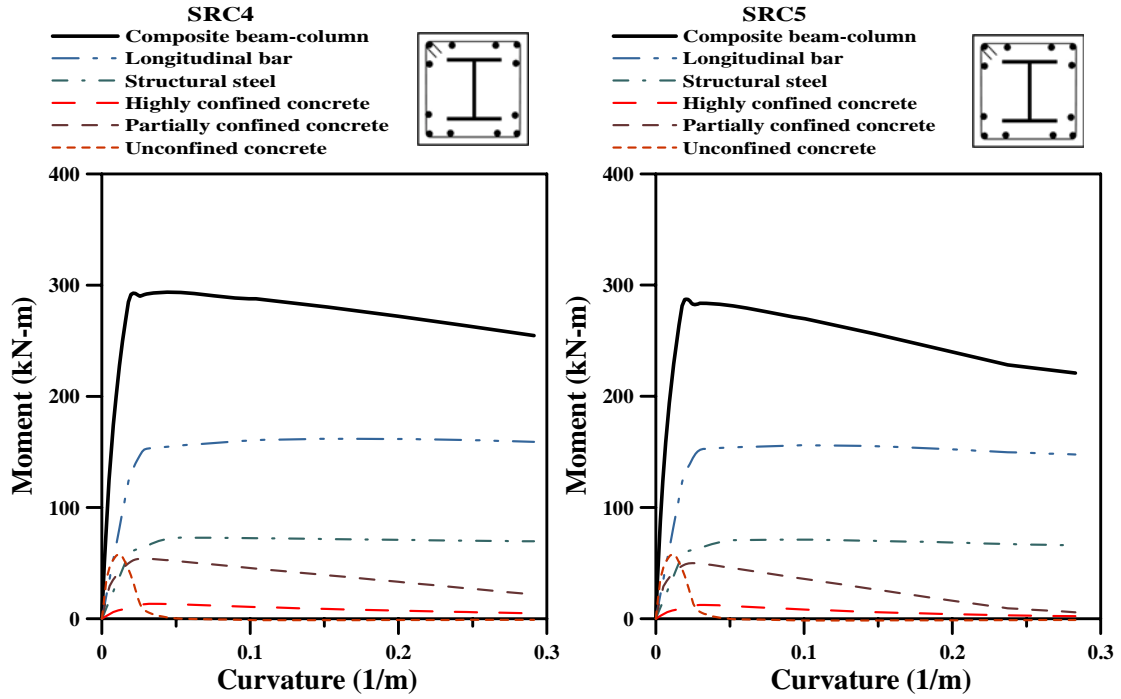


圖 4.5(a) 試體 SRC4  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.5(b) 試體 SRC5  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

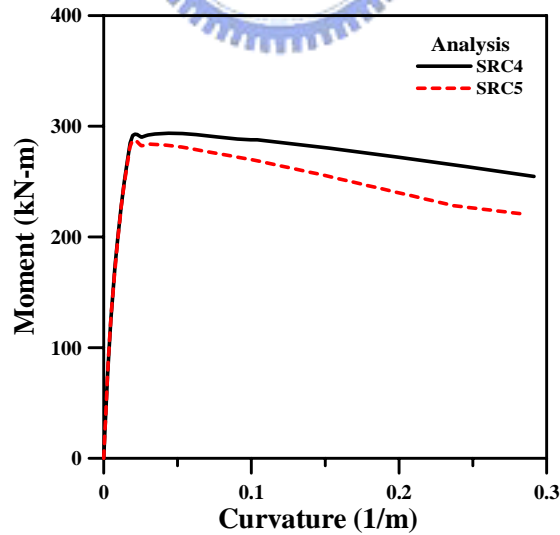


圖 4.5(c) 試體 SRC4 與 SRC5 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

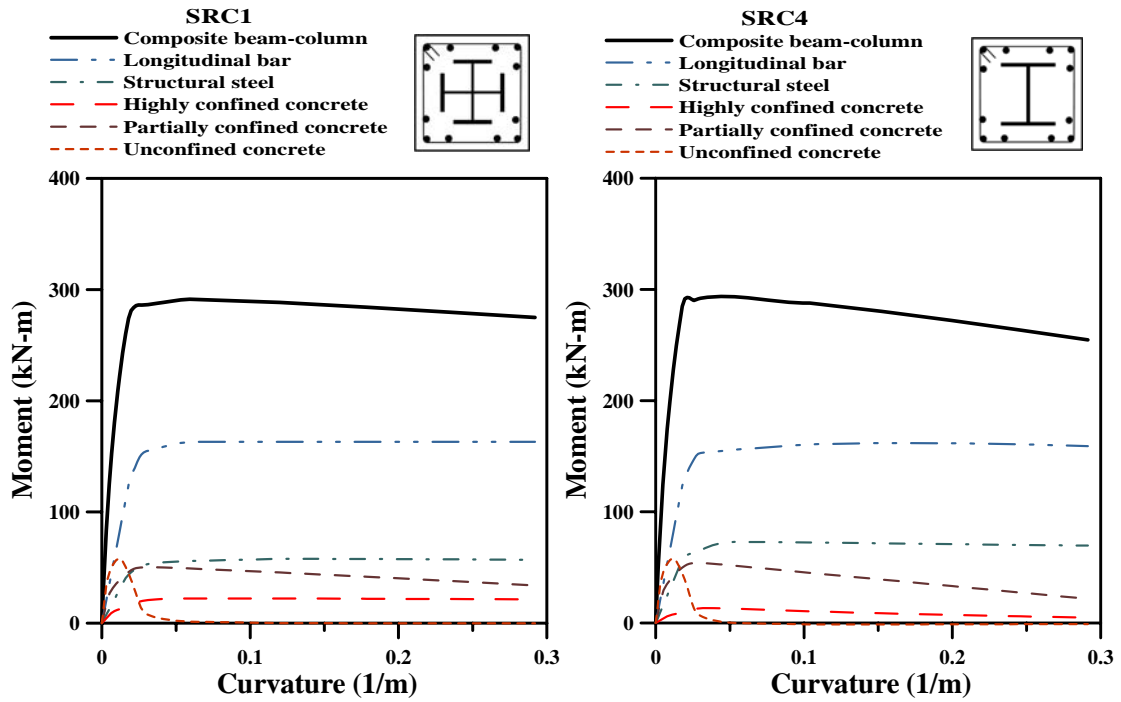


圖 4.6(a) 試體 SRC1  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.6(b) 試體 SRC4  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

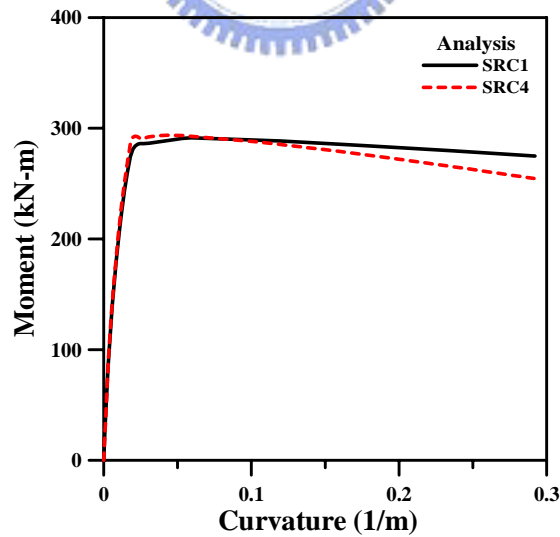


圖 4.6(c) 試體 SRC1 與 SRC4 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

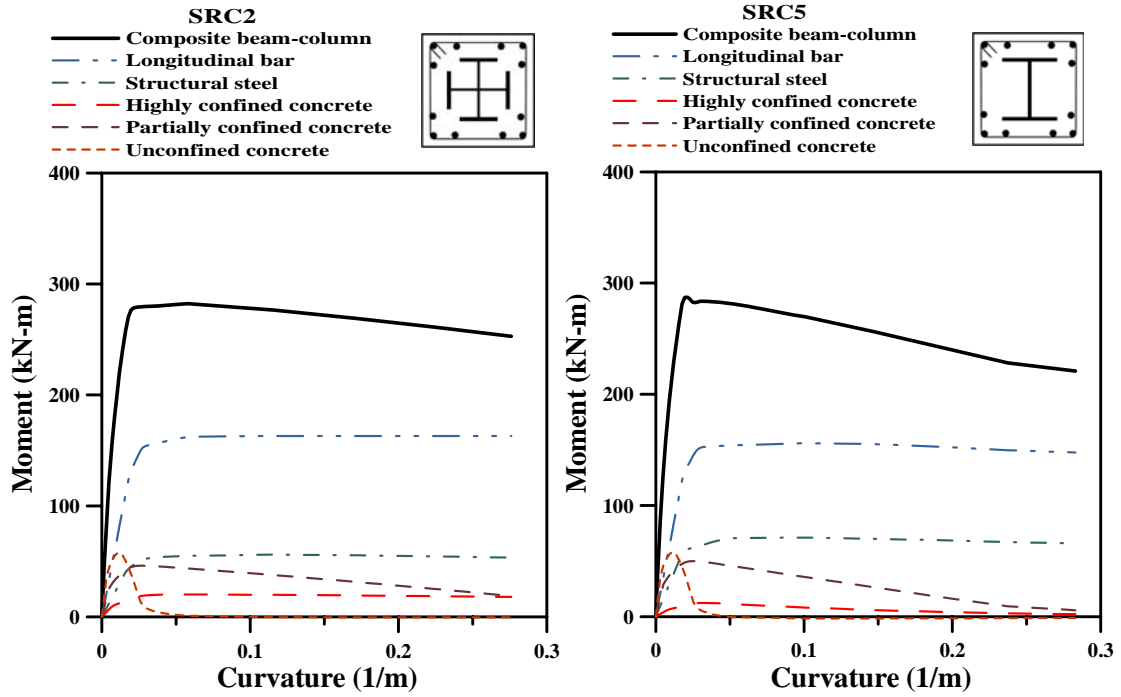


圖 4.7(a) 試體 SRC2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.7(b) 試體 SRC5  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

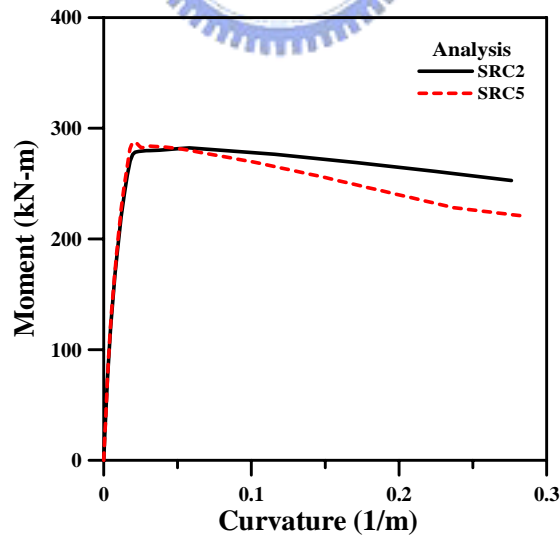


圖 4.7(c) 試體 SRC2 與 SRC5 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

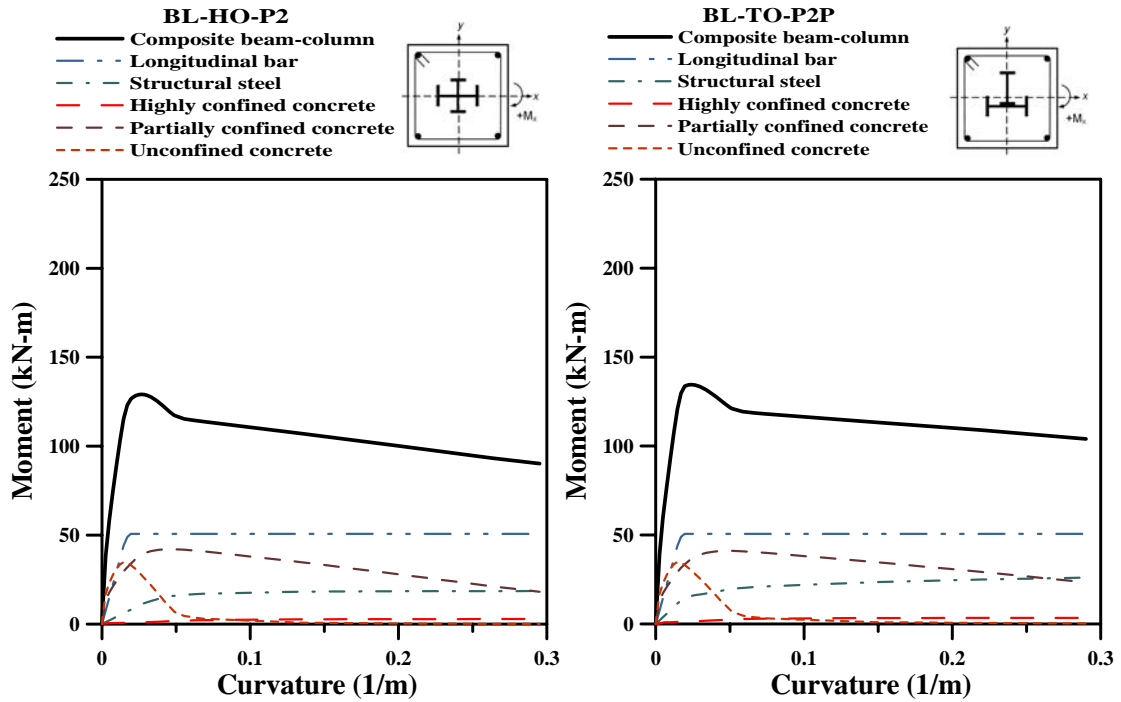


圖 4.8(a) 試體 BL-HO-P2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.8(b) 試體 BL-TO-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

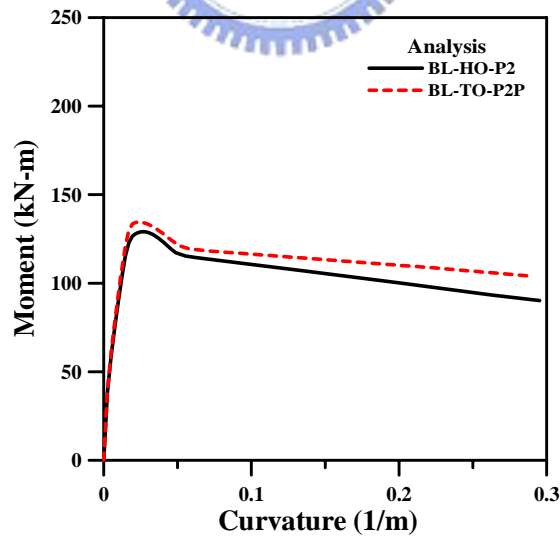


圖 4.8(c) 試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖



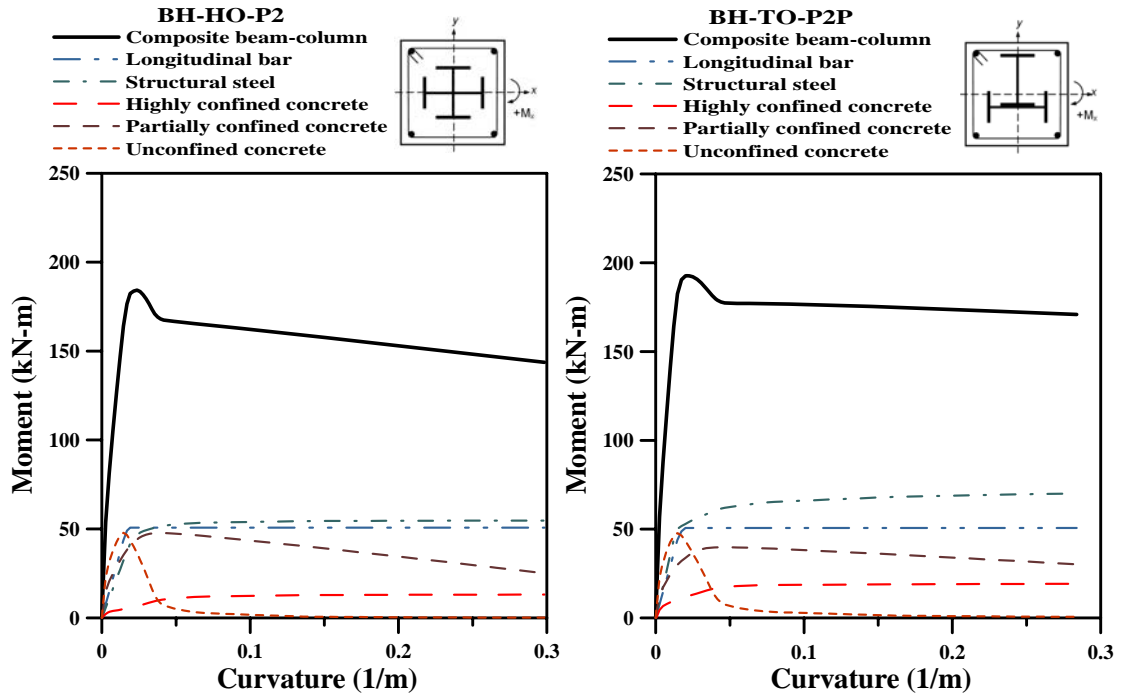


圖 4.9(a) 試體 BH-HO-P2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.9(b) 試體 BH-TO-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

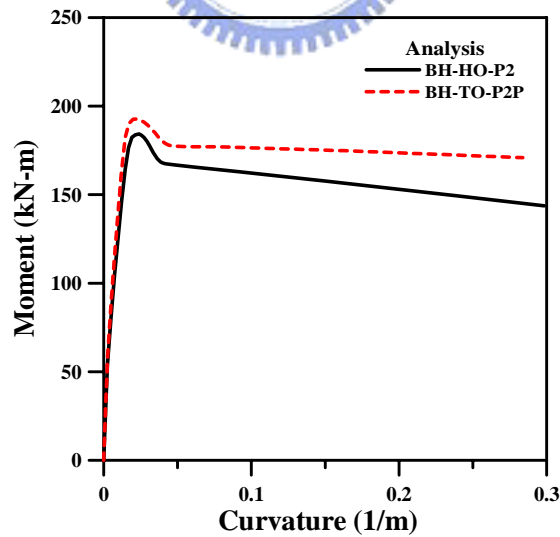


圖 4.9(c) 試體 BH-HO-P2 與 BH-TO-P2P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

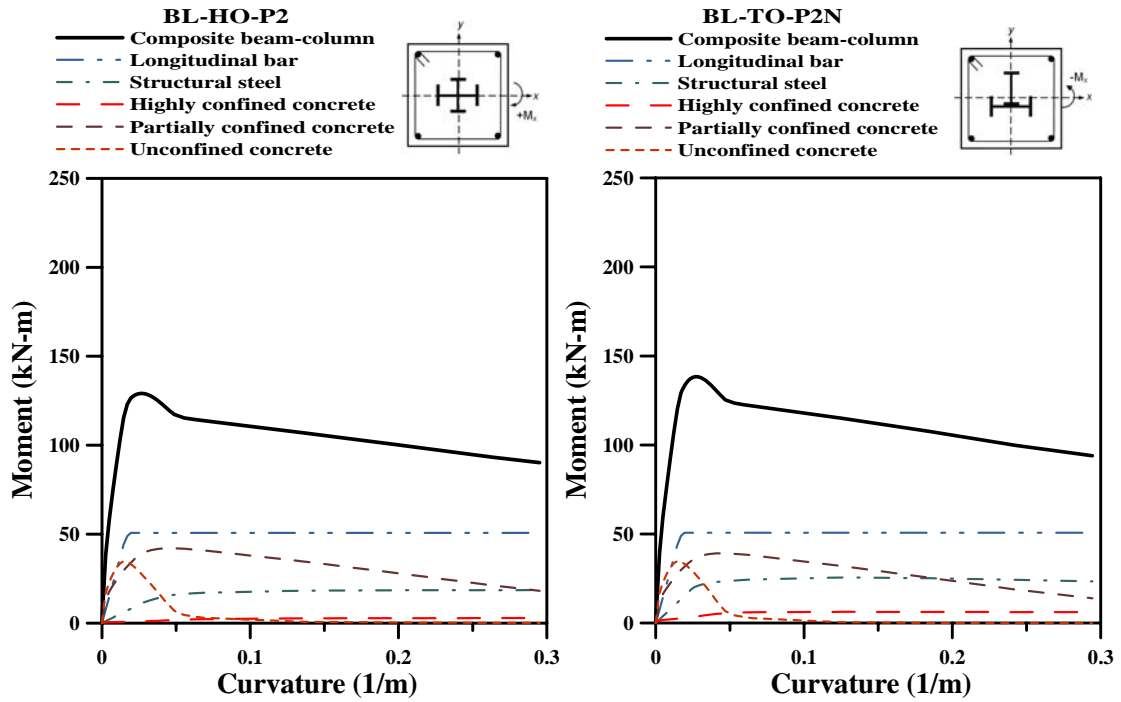


圖 4.10(a) 試體 BL-HO-P2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.10(b) 試體 BL-TO-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

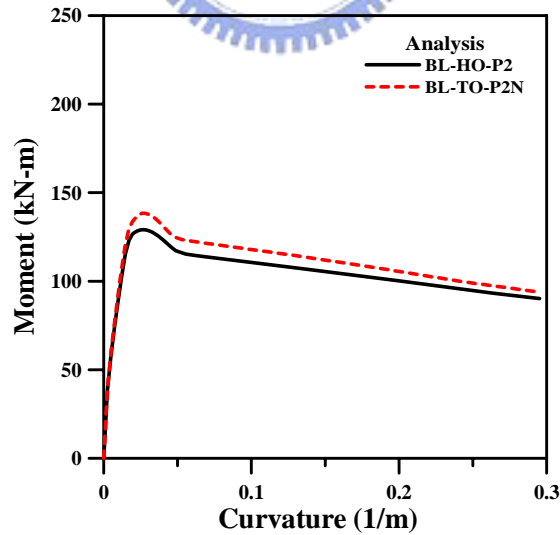


圖 4.10(c) 試體 BL-HO-P2 與 BL-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

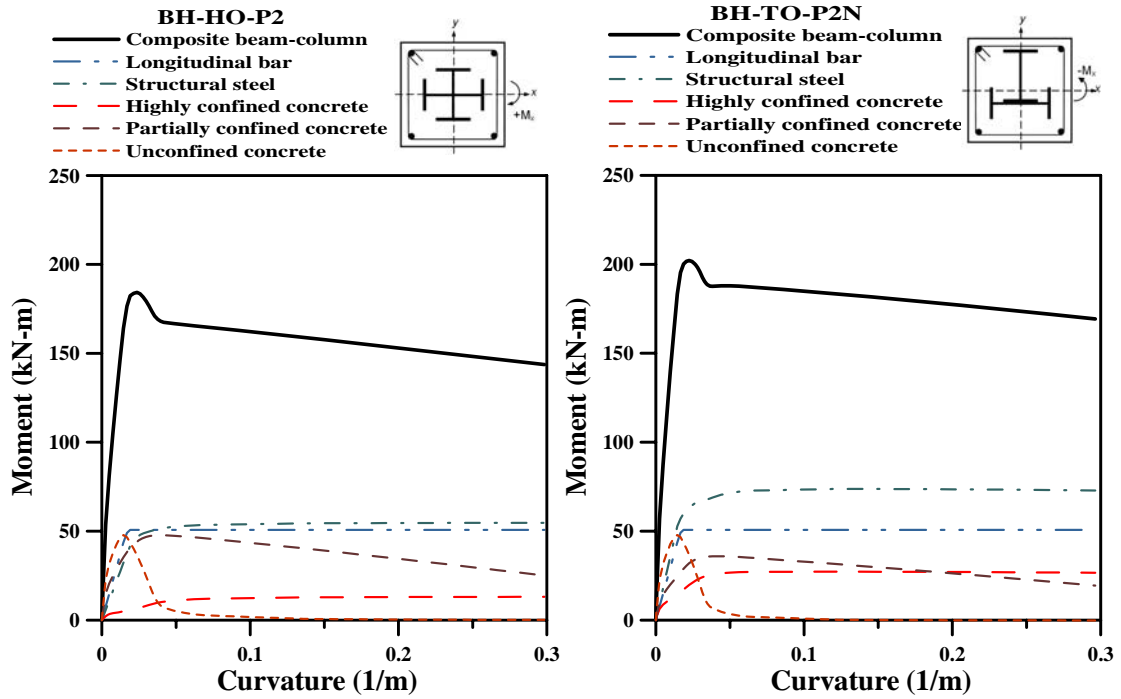


圖 4.11(a) 試體 BH-HO-P2  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.11(b) 試體 BH-TO-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

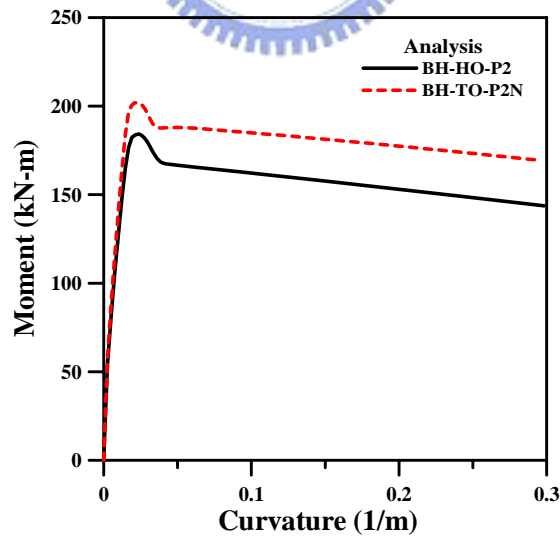


圖 4.11(c) 試體 BH-HO-P2 與 BH-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

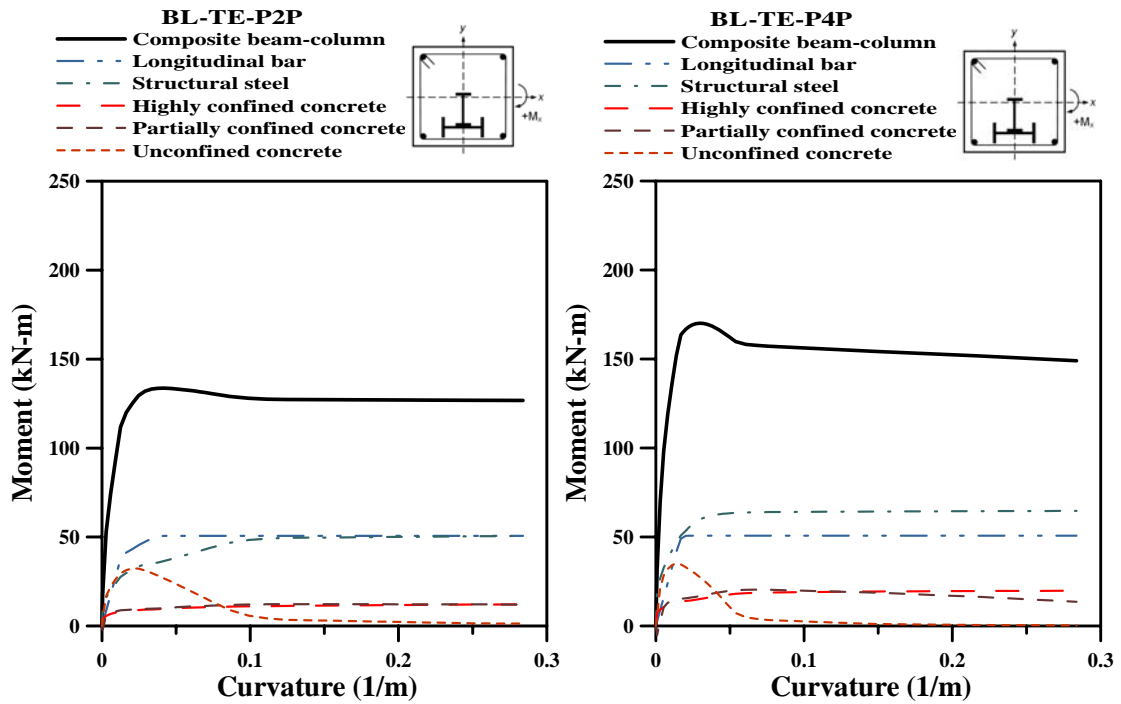


圖 4.12(a) 試體 BL-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.12(b) 試體 BL-TE-P4P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

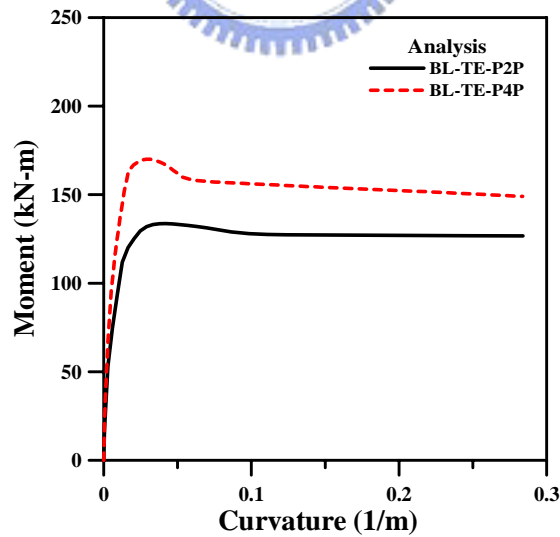


圖 4.12(c) 試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P4P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

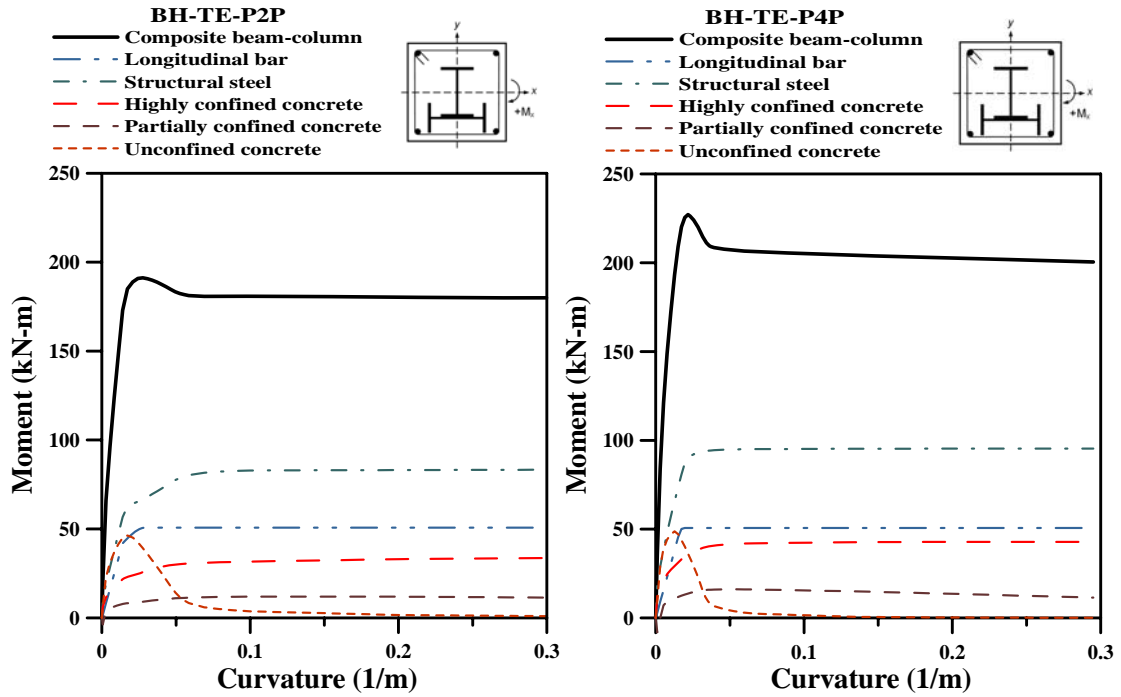


圖 4.13(a) 試體 BH-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.13(b) 試體 BH-TE-P4P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

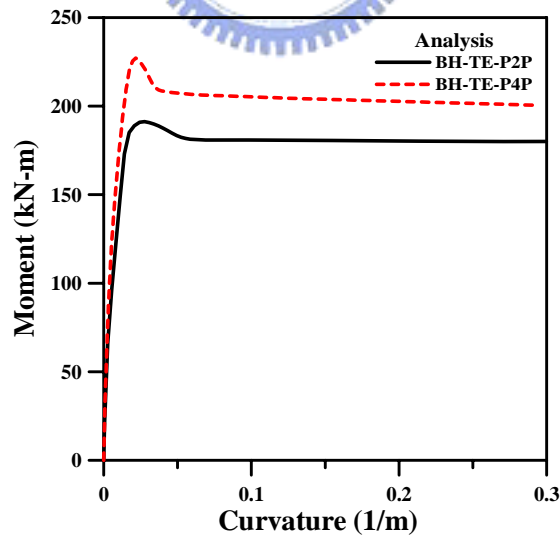


圖 4.13(c) 試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P4P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

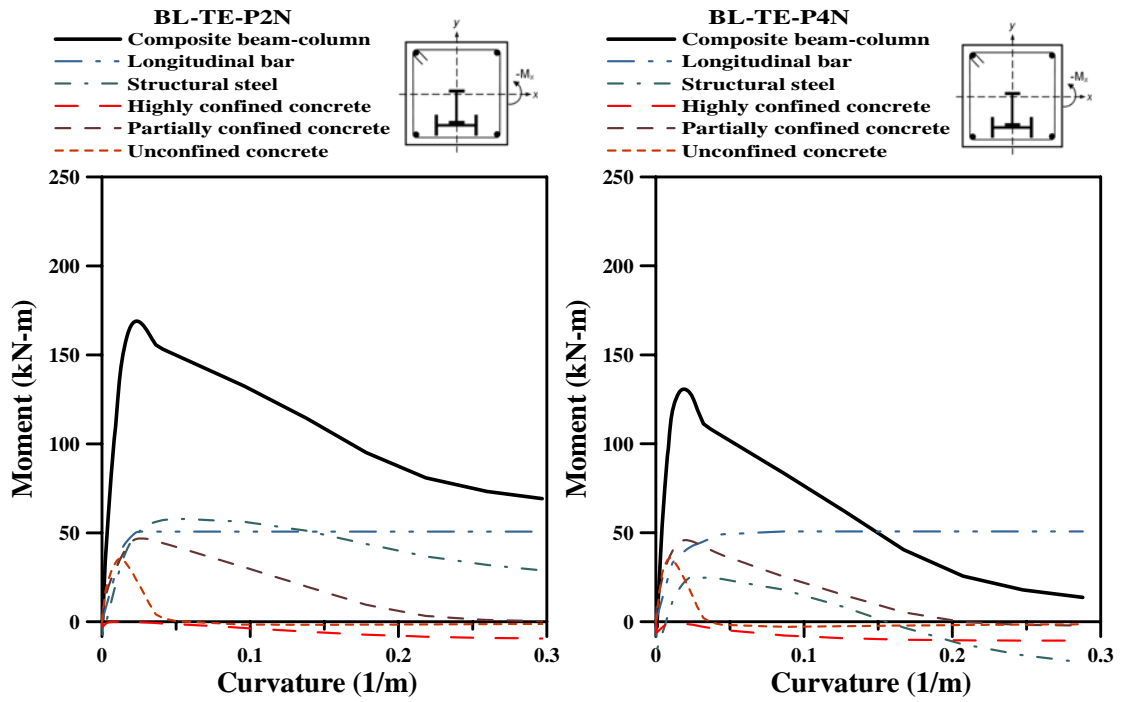


圖 4.14(a) 試體 BL-TE-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.14(b) 試體 BL-TE-P4N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

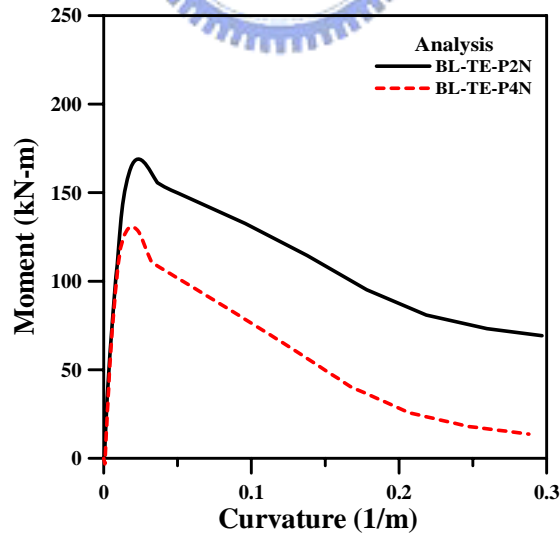


圖 4.14(c) 試體 BL-TE-P2N 與 BL-TE-P4N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

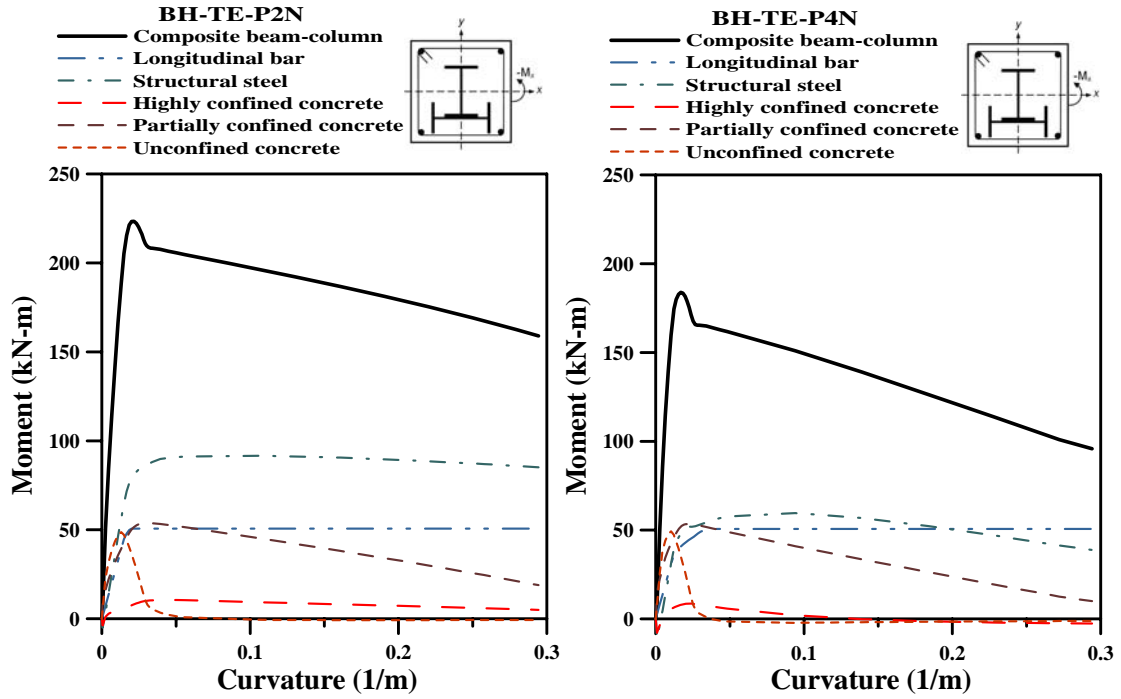


圖 4.15(a) 試體 BH-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖      圖 4.15(b) 試體 BH-TE-P4N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

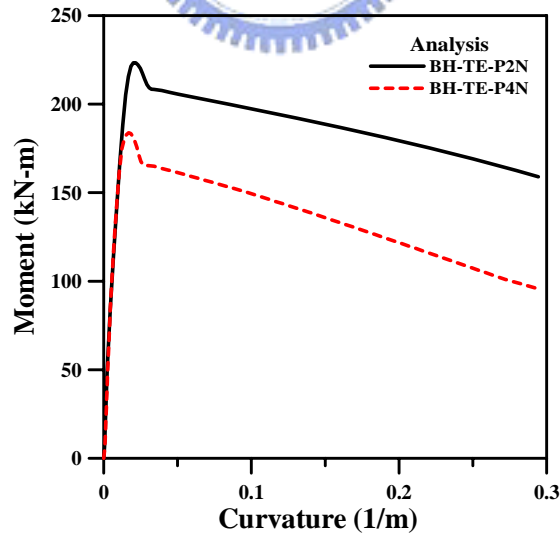


圖 4.15(c) 試體 BH-TE-P2N 與 BH-TE-P4N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

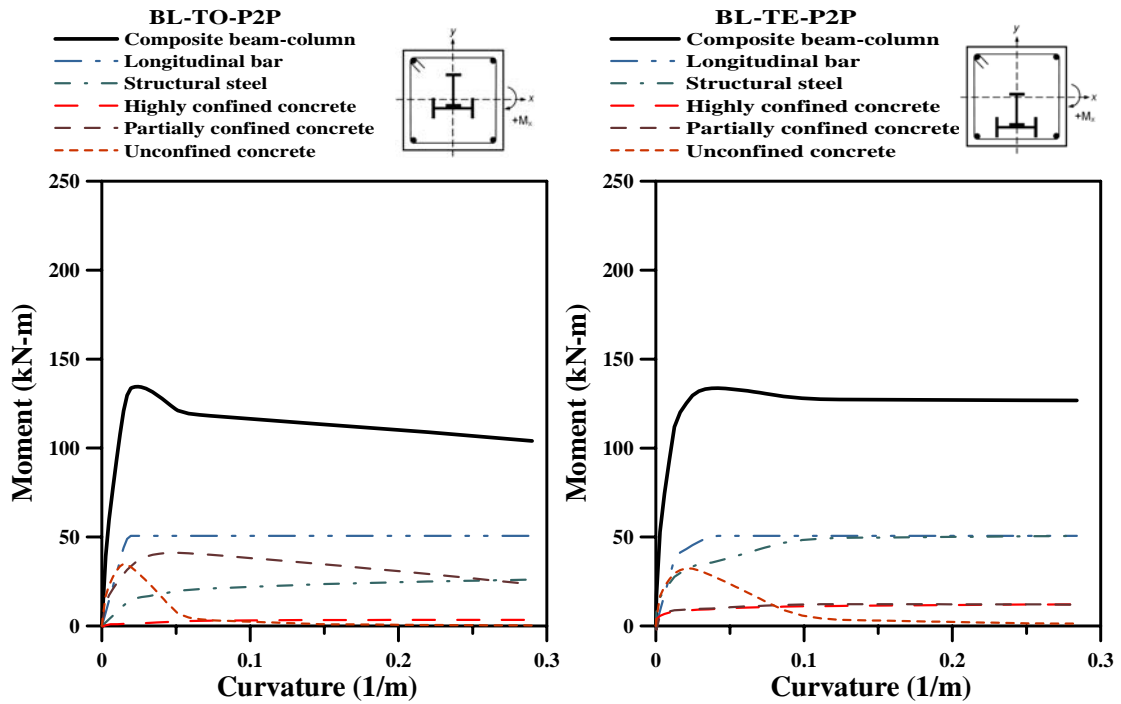


圖 4.16(a) 試體 BL-TO-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.16(b) 試體 BL-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

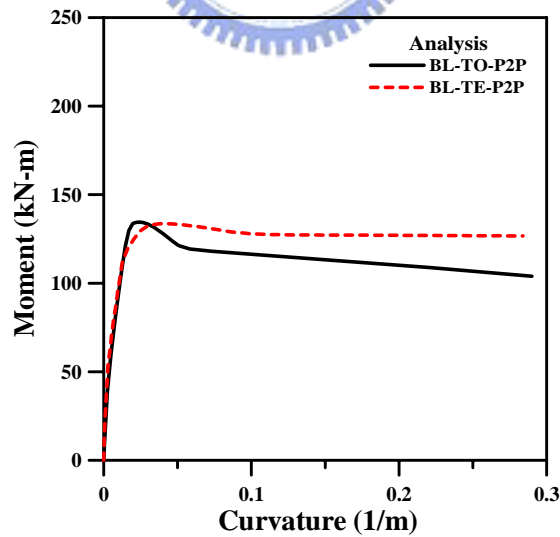


圖 4.16(c) 試體 BL-TO-P2P 與 BL-TE-P2P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖



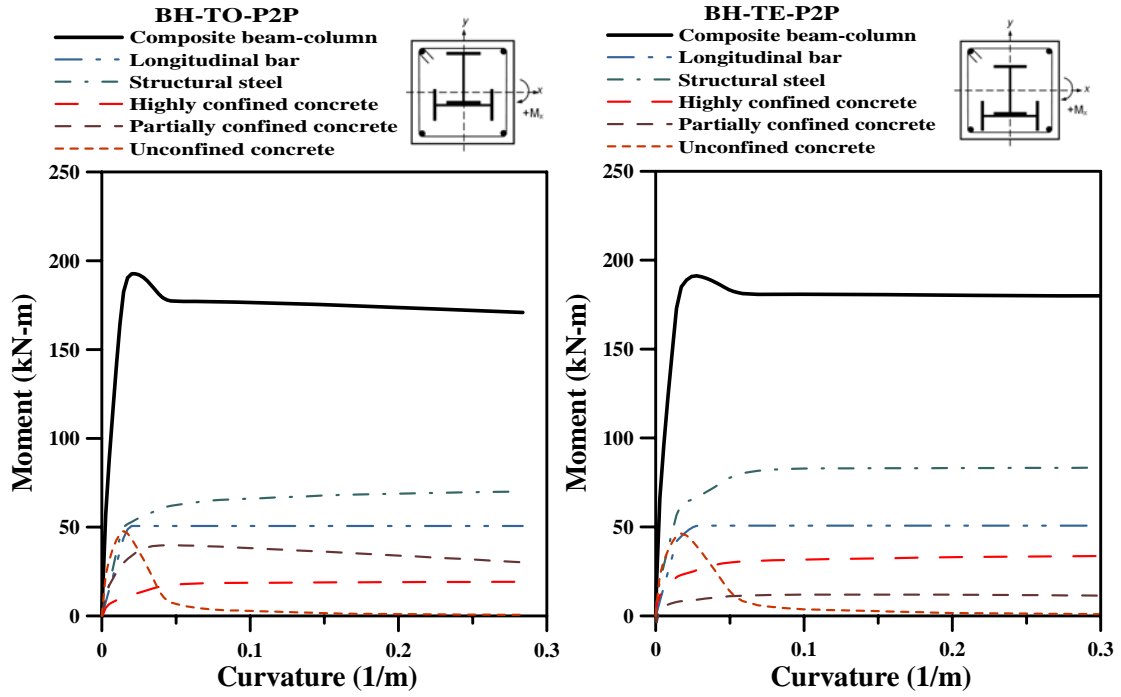


圖 4.17(a) 試體 BH-TO-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.17(b) 試體 BH-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

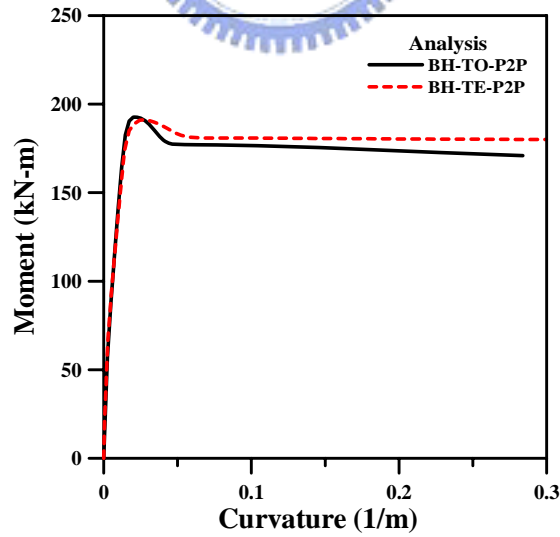


圖 4.17(c) 試體 BH-TO-P2P 與 BH-TE-P2P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

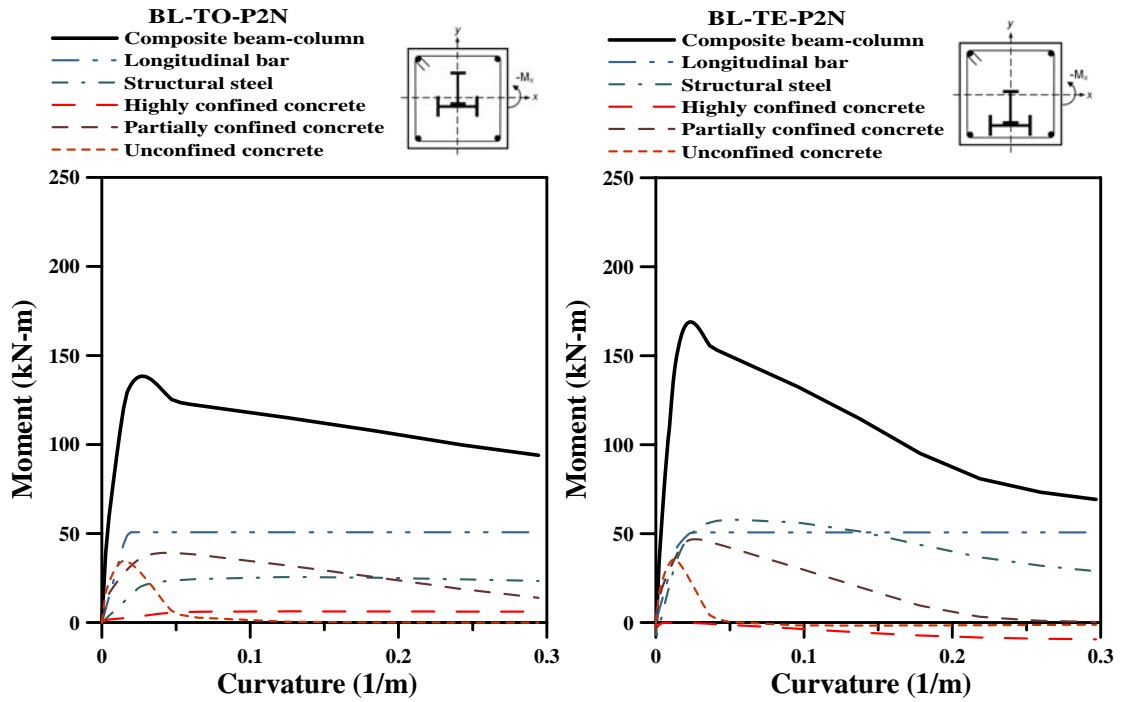


圖 4.18(a) 試體 BL-TO-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.18(b) 試體 BL-TE-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

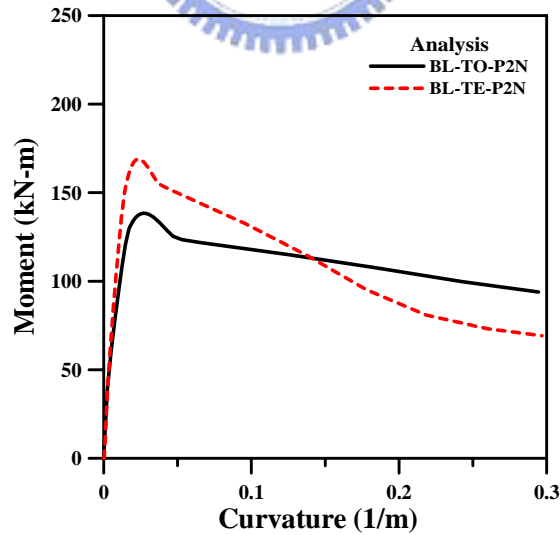


圖 4.18(c) 試體 BL-TO-P2N 與 BL-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

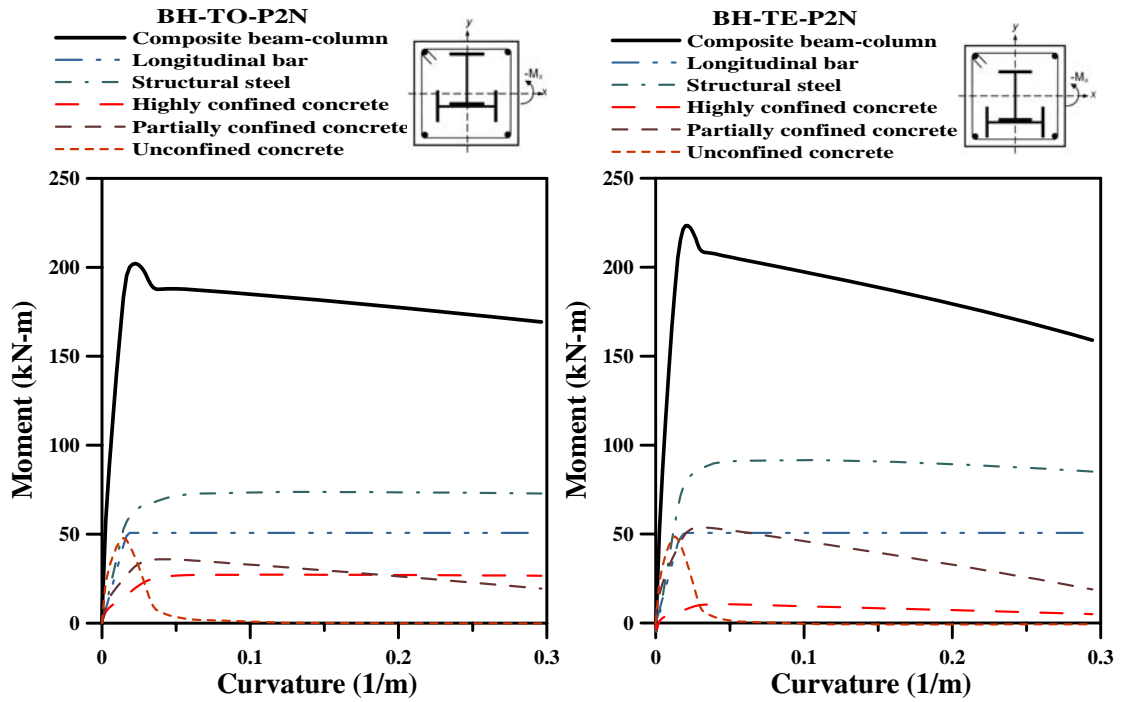


圖 4.19(a) 試體 BH-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖      圖 4.19(b) 試體 BH-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

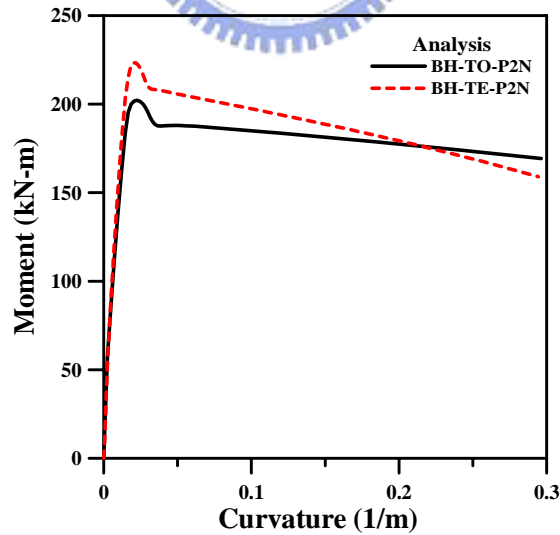


圖 4.19(c) 試體 BH-TO-P2N 與 BH-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

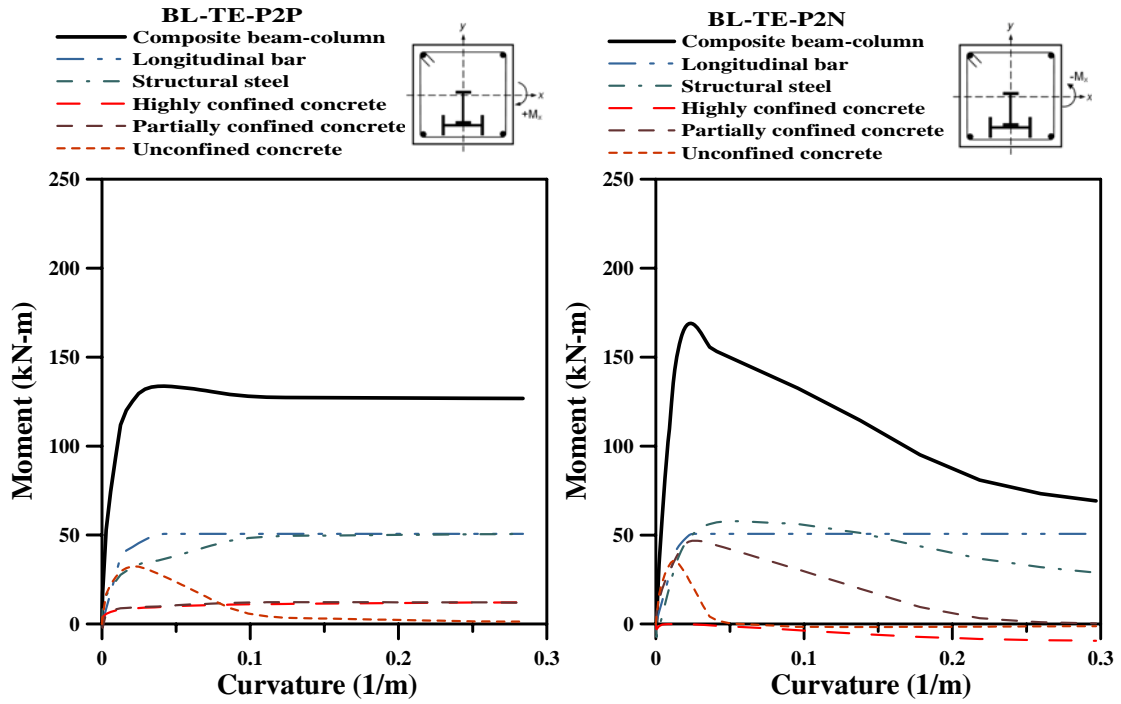


圖 4.20(a) 試體 BL-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.20(b) 試體 BL-TE-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

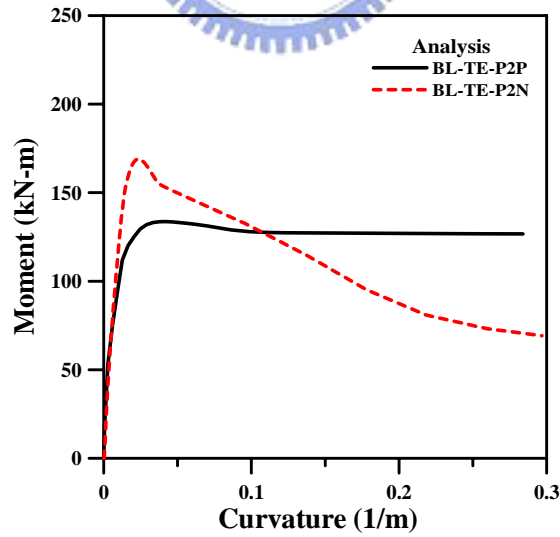


圖 4.20(c) 試體 BL-TE-P2P 與 BL-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

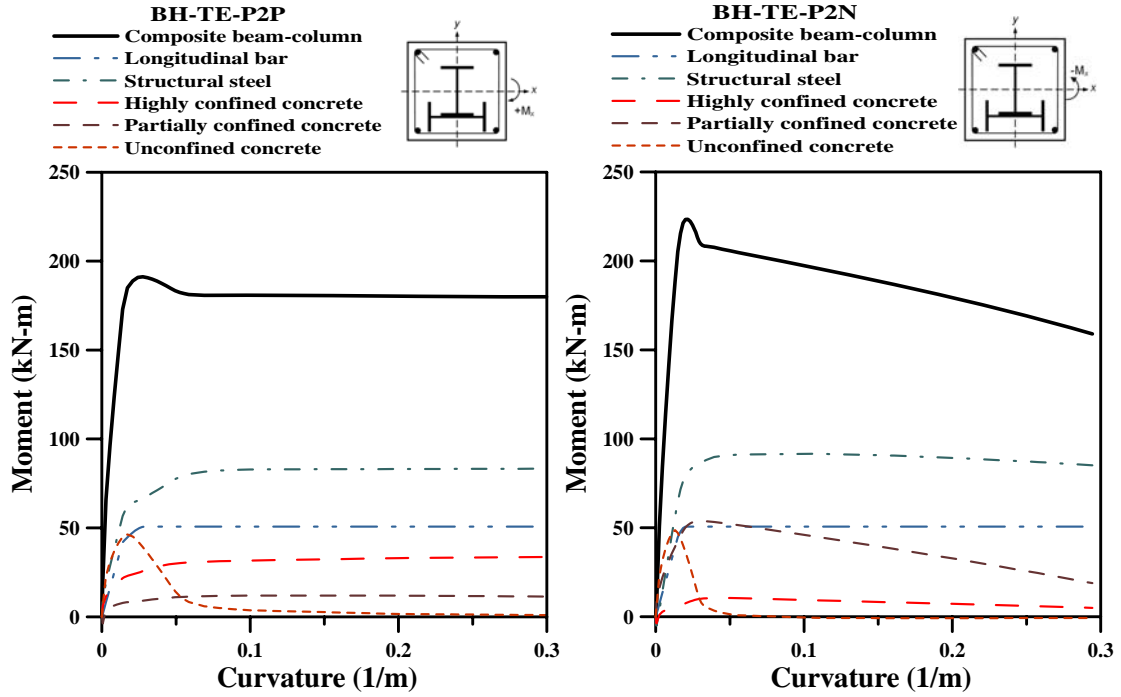


圖 4.21(a) 試體 BH-TE-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.21(b) 試體 BH-TE-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

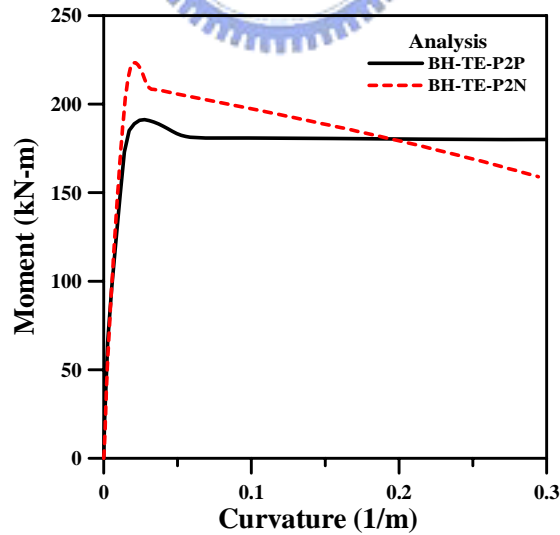


圖 4.21(c) 試體 BH-TE-P2P 與 BH-TE-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

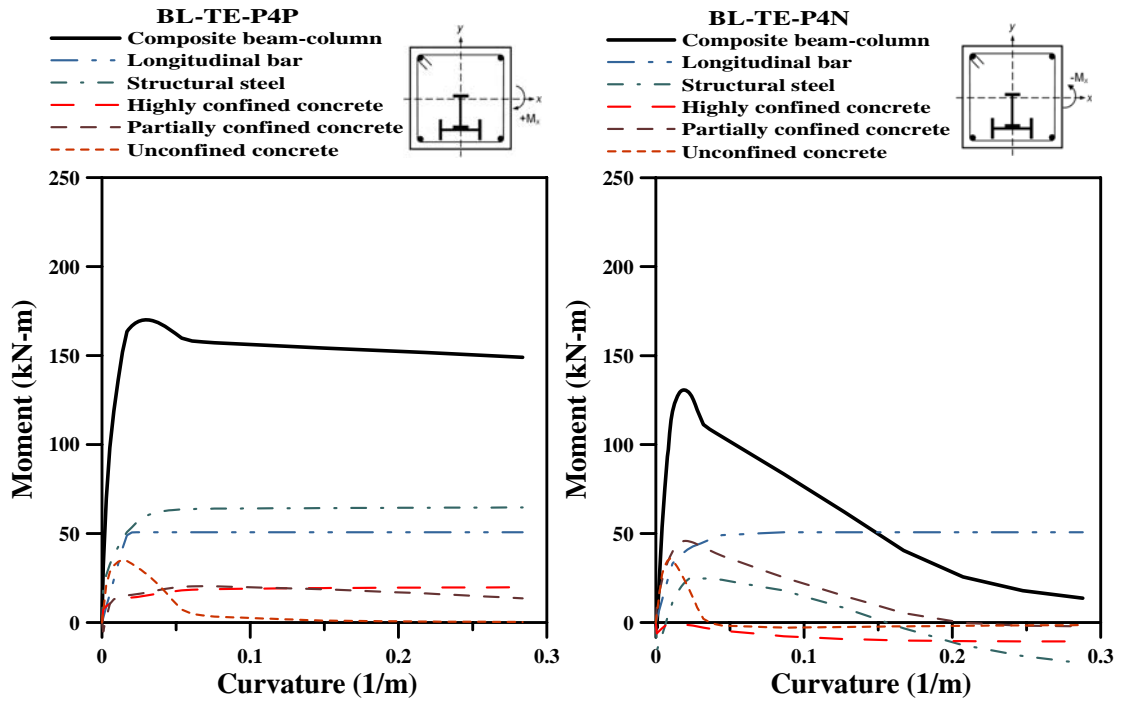


圖 4.22(a) 試體 BL-TE-P4P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.22(b) 試體 BL-TE-P4N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

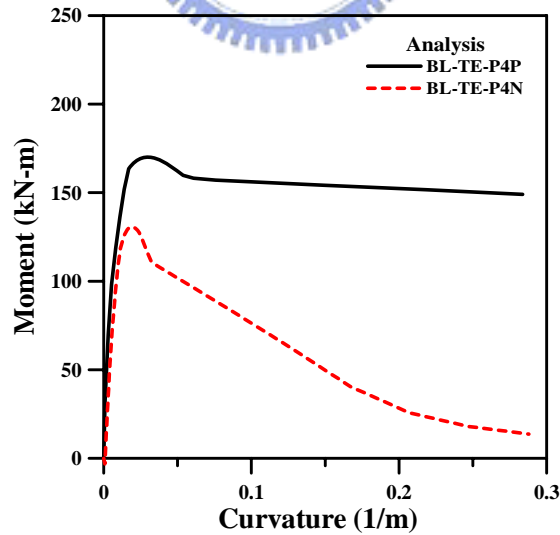


圖 4.22(c) 試體 BL-TE-P4P 與 BL-TE-P4N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

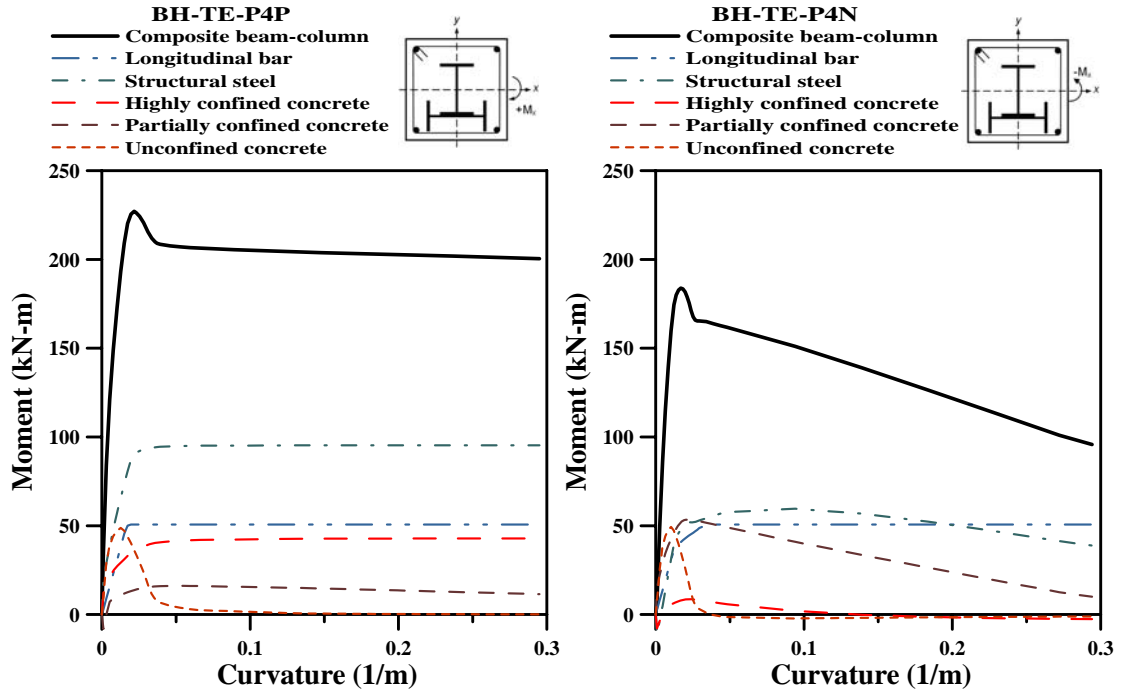


圖 4.23(a) 試體 BH-TE-P4P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.23(b) 試體 BH-TE-P4N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

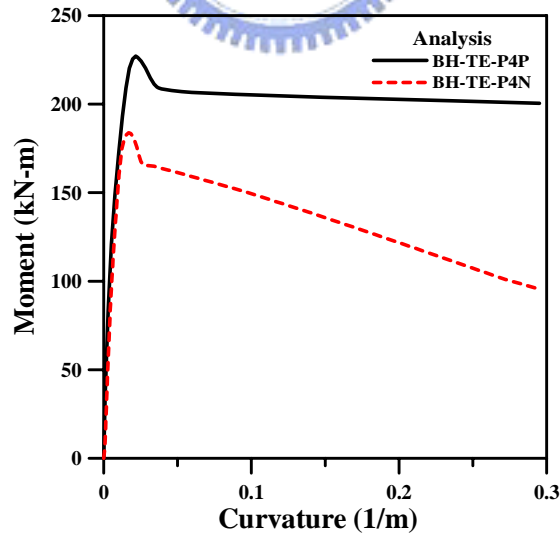


圖 4.23(c) 試體 BH-TE-P4P 與 BH-TE-P4N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

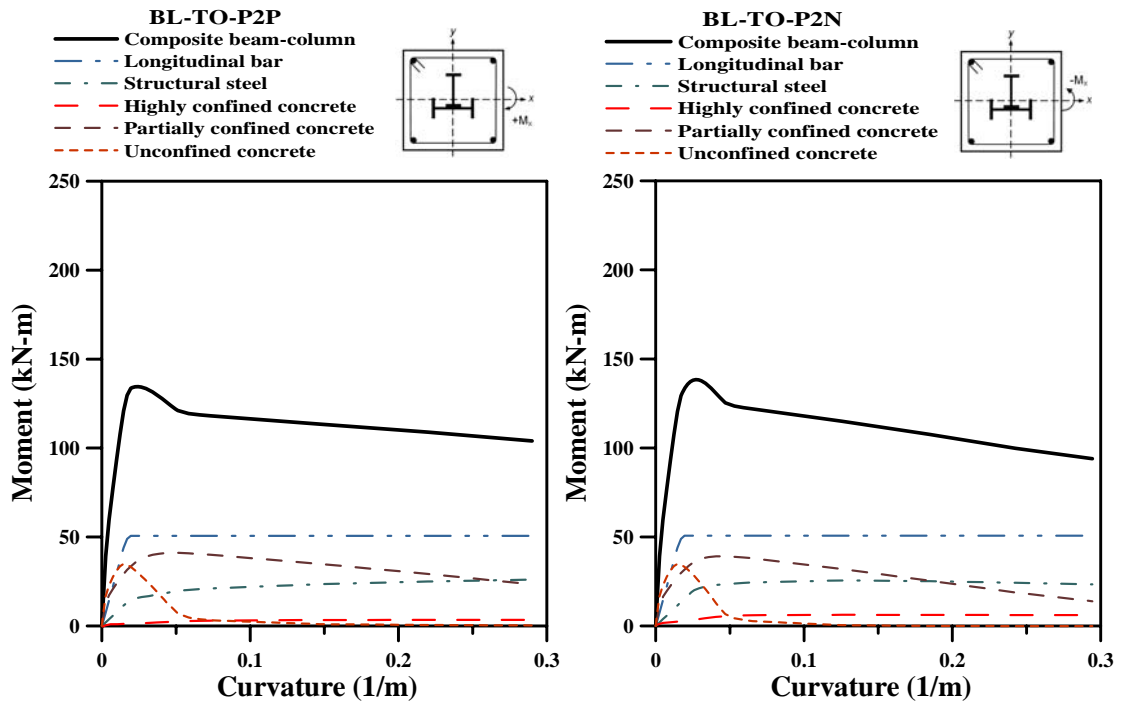


圖 4.24(a) 試體 BL-TO-P2P  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.24(b) 試體 BL-TO-P2N  
分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

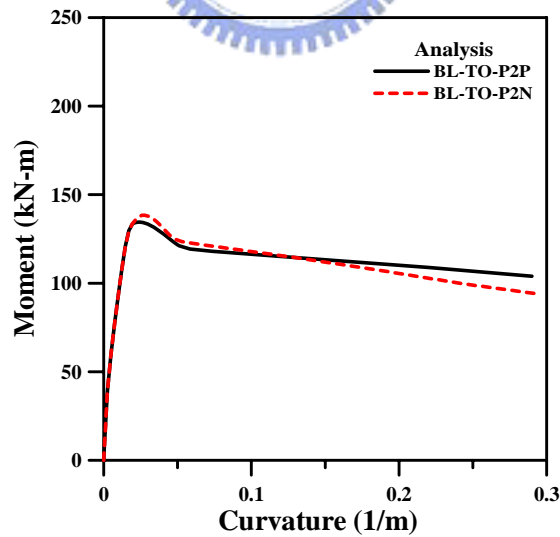


圖 4.24(c) 試體 BL-TO-P2P 與 BL-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖



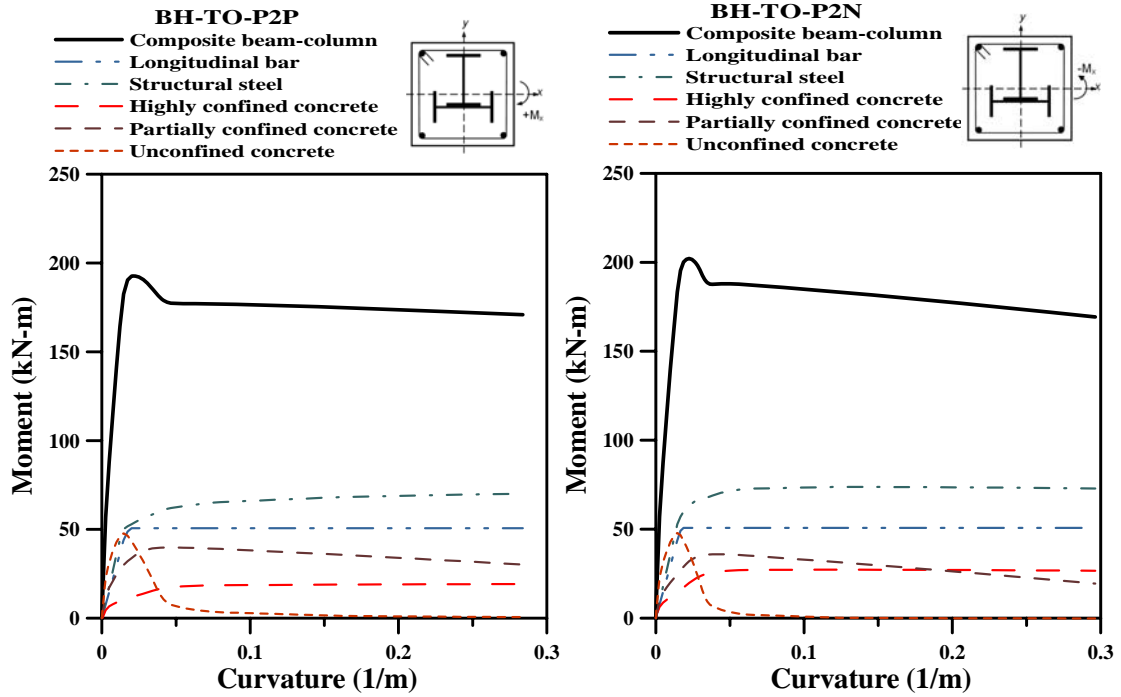


圖 4.25(a) 試體 BH-TO-P2P 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

圖 4.25(b) 試體 BH-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

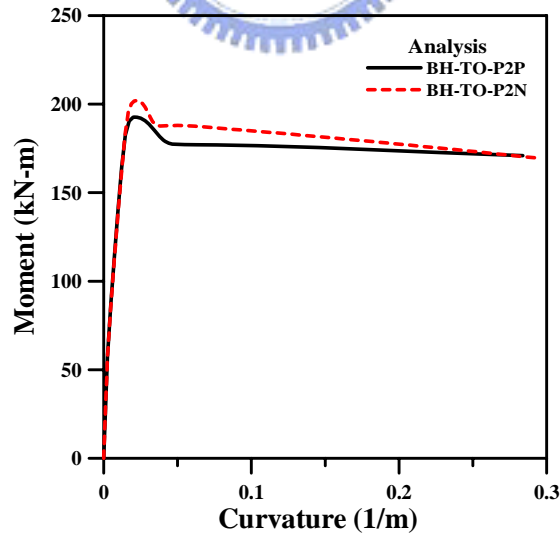


圖 4.25(c) 試體 BH-TO-P2P 與 BH-TO-P2N 分析模式之  $M-\phi$  曲線圖

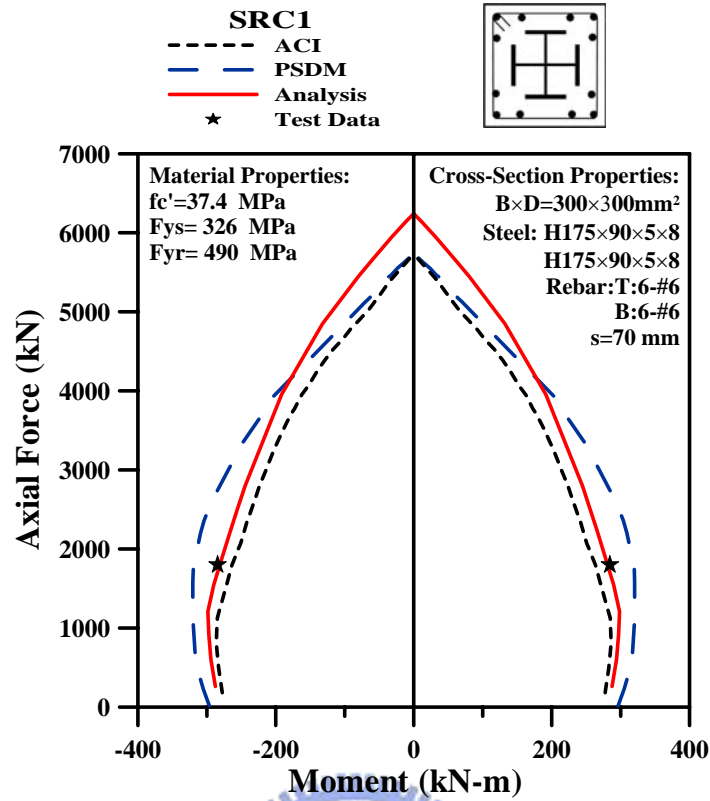


圖 4.26 試體 SRC1 分析模式與規範之 P - M 曲線圖

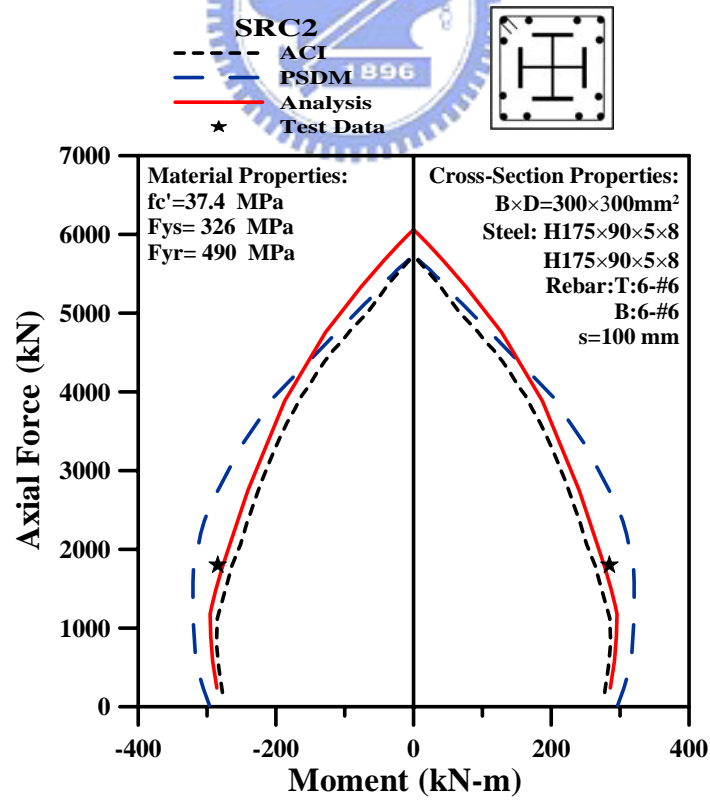


圖 4.27 試體 SRC2 分析模式與規範之之 P - M 曲線圖

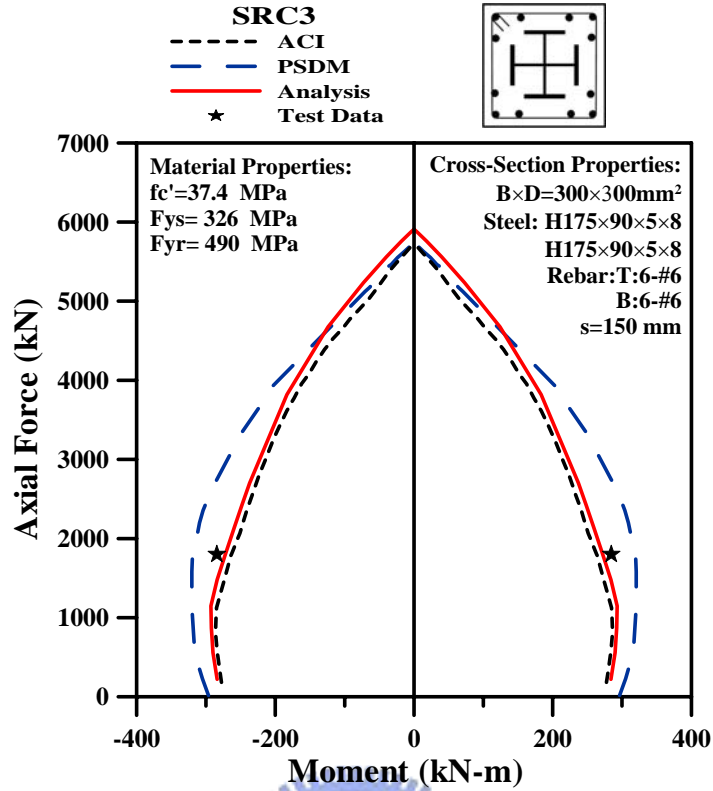


圖 4.28 試體 SRC3 分析模式與規範之 P - M 曲線圖

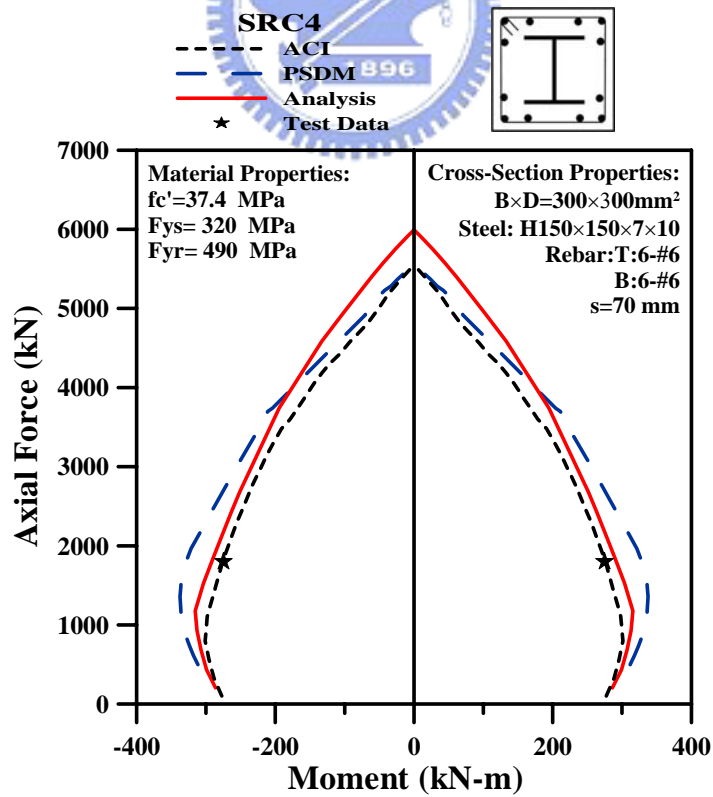


圖 4.29 試體 SRC4 分析模式與規範之 P - M 曲線圖

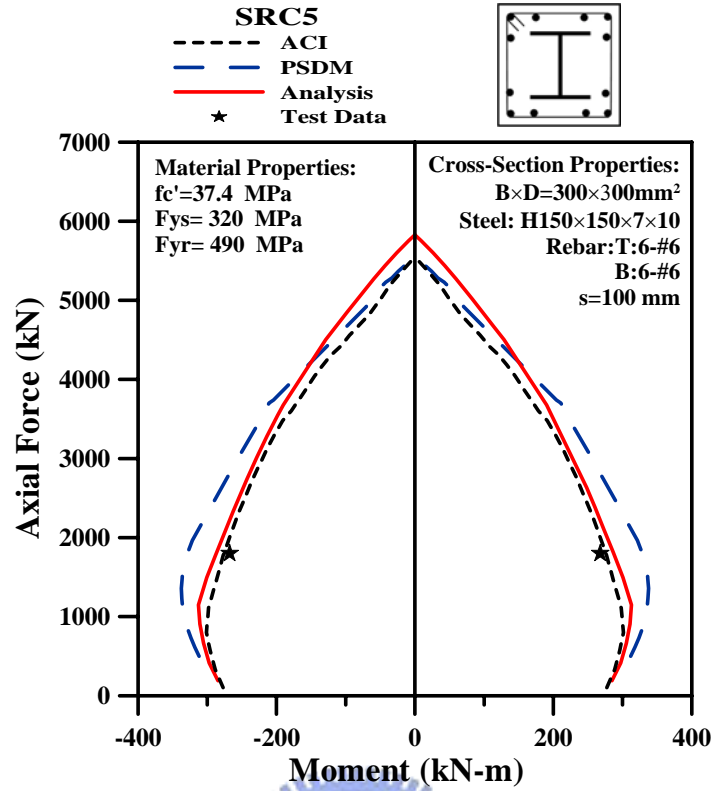


圖 4.30 試體 SRC5 分析模式與規範之 P - M 曲線圖

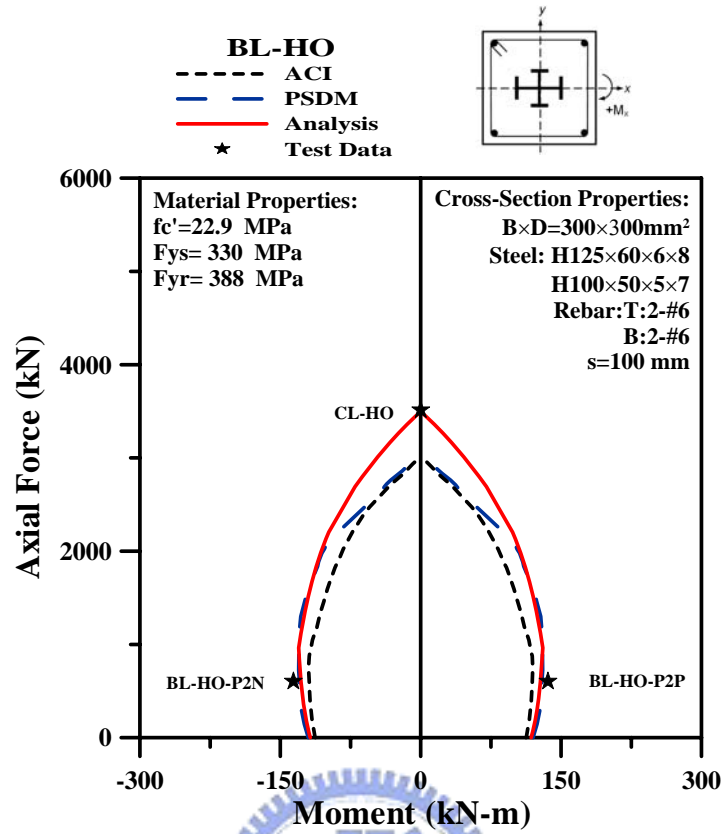


圖 4.31 試體 BL-HO 分析模式與規範之 P-M 曲線圖

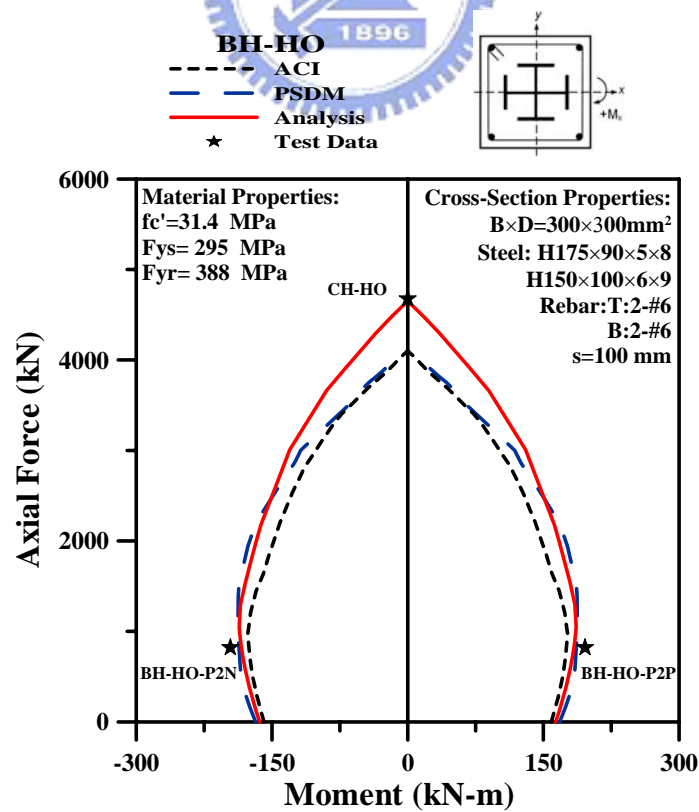


圖 4.32 試體 BH-HO 分析模式與規範之 P-M 曲線圖

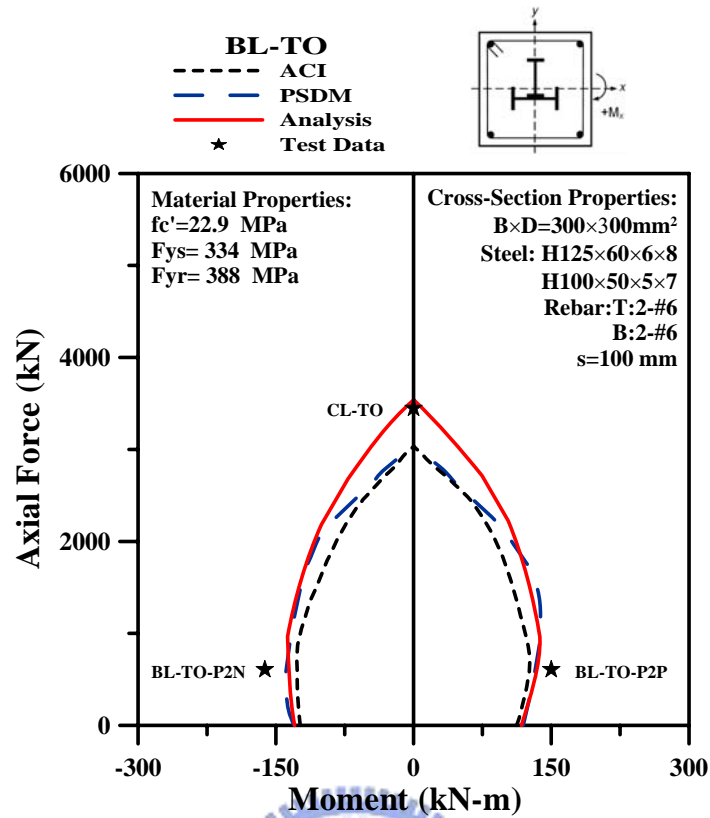


圖 4.33 試體 BL-TO 分析模式與規範之 P – M 曲線圖

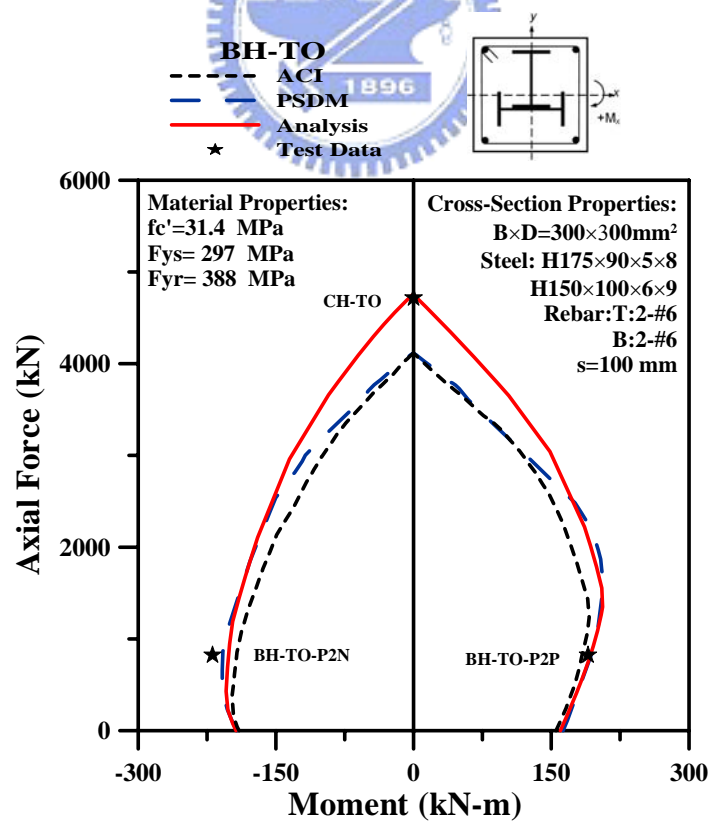


圖 4.34 試體 BH-TO 分析模式與規範之 P – M 曲線圖

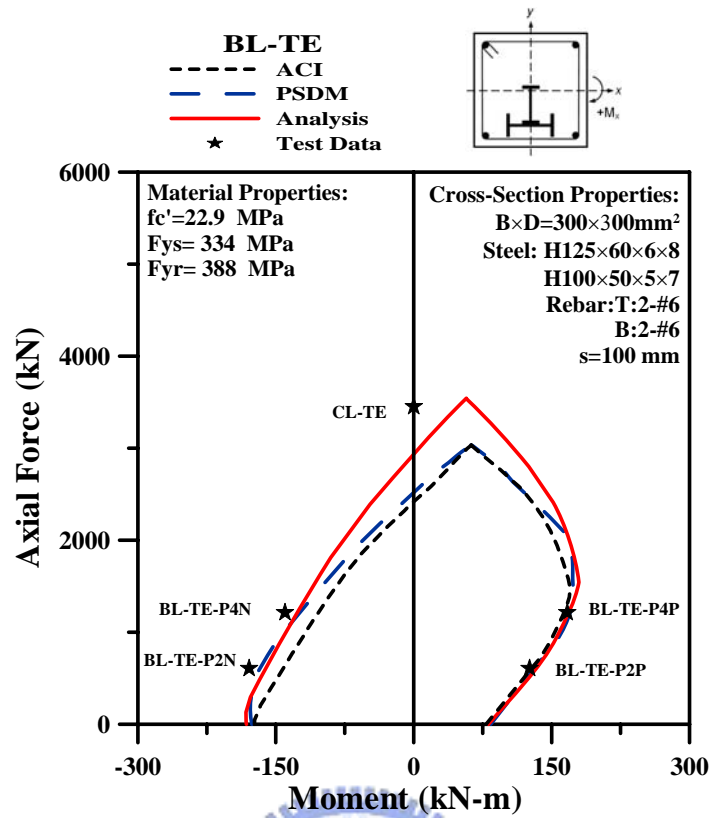


圖 4.35 試體 BL-TE 分析模式與規範之 P - M 曲線圖

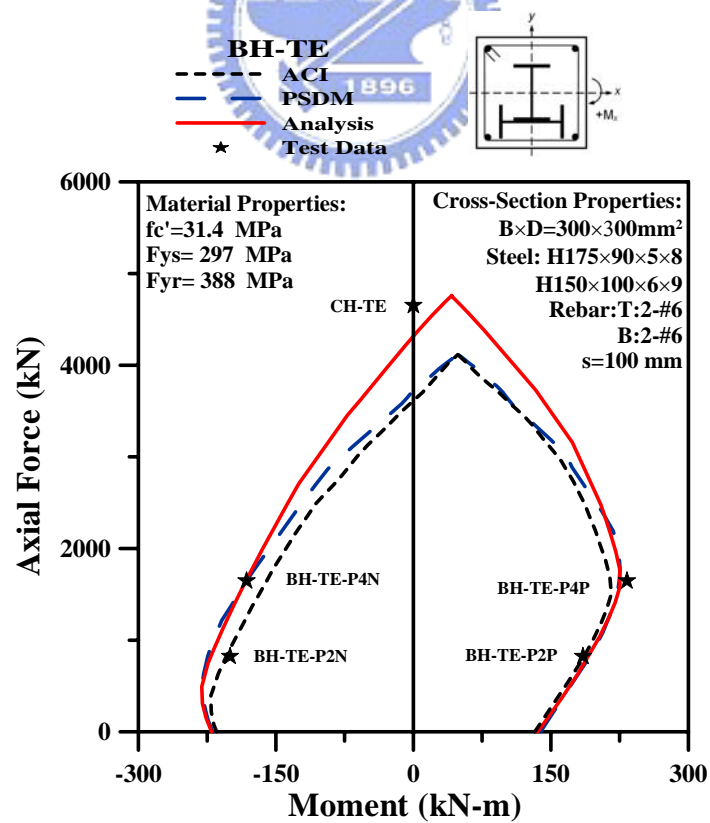


圖 4.36 試體 BH-TE 分析模式與規範之 P - M 曲線圖