

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

內縮型式框筒結構側向勁度加強分析

Parametric study for lateral stiffnesses of strengthened Tubular

Structures with Pyramid-like Shape

研究生：楊孟翰

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 一〇二年八月

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

內縮型式框筒結構側向勁度加強分析

Parametric study for lateral stiffnesses of strengthened Tubular

Structures with Pyramid-like Shape

研究生：楊孟翰

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 一〇二年八月

# 內縮型式框筒結構側向勁度加強分析

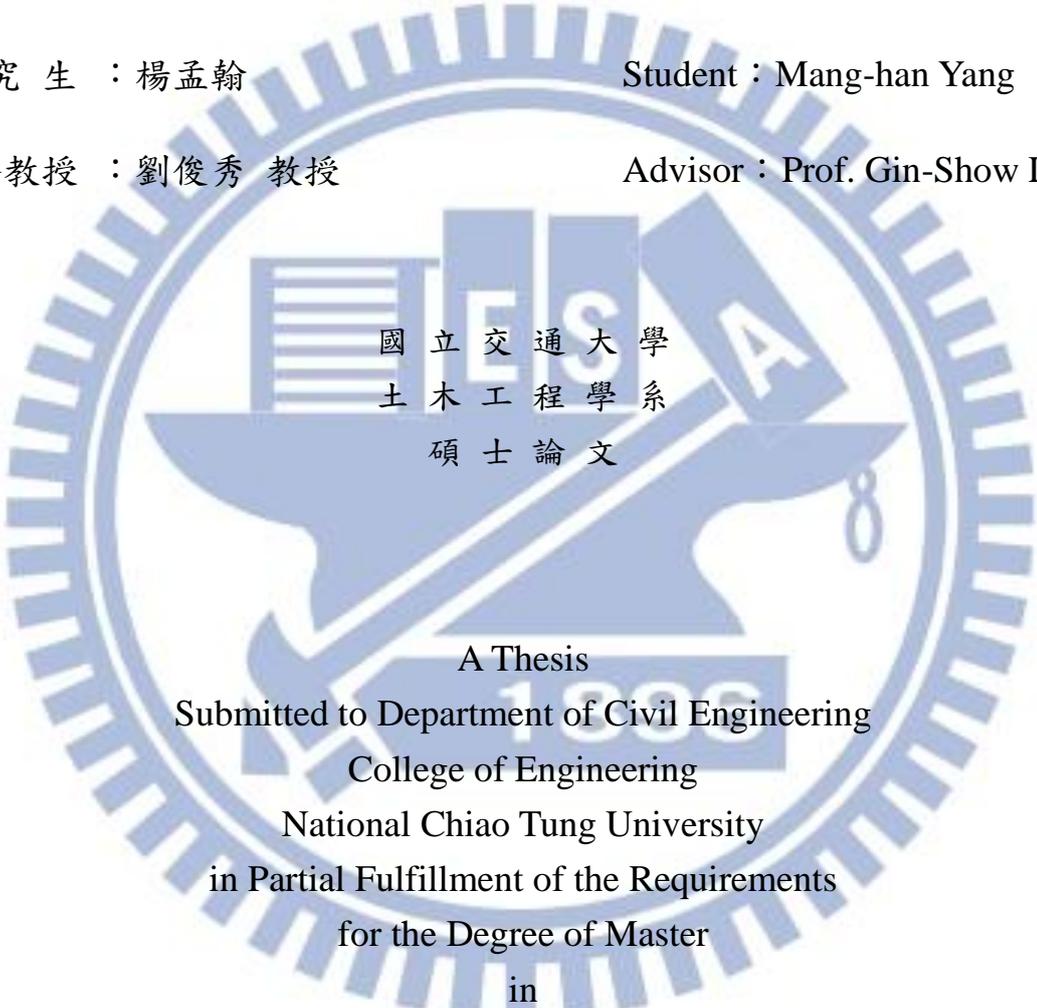
Parametric study for lateral stiffnesses of strengthened Tubular  
Structures with Pyramid-like Shape

研究生：楊孟翰

Student：Mang-han Yang

指導教授：劉俊秀 教授

Advisor：Prof. Gin-Show Liou



國立交通大學  
土木工程學系  
碩士論文

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  
August 2013

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇二年八月

# 內縮型式框筒結構側向勁度加強分析

研究生：楊孟翰

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系

## 摘要

現今高樓建築常見之結構形式為框筒結構，框筒結構之外部是由許多密柱深梁所組成之型式。在已發展使用之框筒結構為主體之架構有：筒中筒框筒結構、束型框筒結構、斜撐型框筒結構等。本論文使用 SAP2000 軟體建立一內縮型式之框筒結構並做模擬分析，同時將其賦予剛臂支架或斜撐和改變不同之結構梁斷面加以比較內力與位移變化之情形，希望了解內縮型式框筒結構加上剛臂支架及斜撐之行為特性。以此探討了解其結構行為做為研究之分析成果。

關建字：框筒結構、剪力延遲效應、剛臂支架、SAP2000

# Parametric study for lateral stiffnesses of strengthened Tubular Structures with Pyramid-like Shape

Student : Meng-han Yang

Advisor : Prof. Gin-Show Liou

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

## Abstract

Framed-tube structure is a generally-used structural type for tall buildings. It's composed by closely-spaced columns connected with deep spandrel beams at periphery of structures. In the past, the framed-tube structure has developed into tube-in-tube structure, bundled-tube structure and braced-tube structure, etc. We used SAP2000 to model and analysing a tubular structure with pyramid-like shape in this study. In the same time, we changed its parameter and enduing outrigger or bracing to compare with original model in order to understand the shear Lag Effect and characteristics of the structural behavior of the tubular structure with pyramid-like shape. Therefore, the structural behaviors are explored and well understood as the results of this study.

Keywords : Framed-Tube Structure, Shear Lag Effect, Outrigger, SAP2000

## 誌謝

研究生生涯轉眼就要進入尾聲，從懵懂的新生至今日由衷感謝的是指導教授劉俊秀博士的教導及解惑，學習過程中學生遇到了許多問題，感謝老師耐心地解惑並給予正確的觀念及教導處理問題之方法，學生才能順利完成此論文。感謝口試委員黃炯憲教授、鄭復平教授，給予學生論文的批評指教，使論文內容能更加完善。感謝同研究室的人傑，雖然來自不同大學，但能在這兩年人生交會中給予我幫忙與照顧，以及在論文上的關心及軟體經驗的相互討論，讓我覺得做此研究並不孤獨。感謝研究室學弟暉竣、峻寬分擔研究室之事務，讓我有更多時間投入研究，雖然大家沒有住在一起，但是在這段時間的相處中總是充滿溫馨，讓我變得很喜歡研究室的生活。感謝其他同儕在課業上的幫忙，指點修課需要的程式語言，還有每次面臨考試將進的晚上複習等。剛入學時對於課業的壓力其實很大，有幸你們的陪伴使得我對研究生生涯不再害怕。最後感謝我的父母、兄姊，有你們的支持與鼓勵，讓我可以無後顧之憂地致力於研究工作，順利的完成學業。

# 目錄

摘要.....	i
Abstract.....	ii
誌謝.....	iii
目錄.....	iv
表目錄.....	vi
圖目錄.....	vii
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 文獻回顧.....	2
1.4 論文架構.....	4
第二章 框筒結構與剛臂支架介紹.....	6
2.1 框筒結構型式介紹.....	6
2.2 剛臂支架(outrigger)介紹.....	7
第三章 剪力延遲效應及風力規範介紹.....	9
3.1 剪力延遲效應介紹.....	9
3.1.1 剪力延遲效應(Shear Lag Effect).....	9
3.1.2 正向剪力延遲效應(Positive Shear Lag Effect).....	9
3.1.3 負向剪力延遲效應(Negative Shear Lag Effect).....	10
3.2 影響剪力延遲效應之因素.....	11
3.3 台灣耐風設計規範介紹.....	12
第四章 以 SAP2000 軟體建模與分析.....	16
4.1 SAP2000 軟體介紹.....	16
4.1.1 SAP2000 概述.....	16
4.1.2 SAP2000 對梁柱剛性區域之設定.....	17
4.1.3 SAP2000 對剛性樓板之設定處理.....	18
4.2. 以 SAP2000 建立結構案例模型.....	19
4.2.1 施加設計風壓的參數使用依據.....	19
4.2.2 結構案例內縮式框筒原型之建立.....	20
4.2.3 結構案例欲比較之其他內縮式框筒模型建立.....	22

第五章 結構案例分析 .....	27
5.1 內縮式框筒結構與強化角柱之比較 .....	27
5.1.1 內縮式框筒強化角柱之位移情形 .....	27
5.1.2 內縮式框筒強化角柱之軸應力情形 .....	27
5.2 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之比較 .....	28
5.2.1 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之位移情形 .....	28
5.2.2 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之軸應力情形 .....	28
5.3 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之比較 .....	29
5.3.1 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之位移情形 .....	29
5.3.2 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之軸應力情形 .....	29
5.4 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之比較 .....	30
5.4.1 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之位移情形 .....	30
5.4.2 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之軸應力情形 .....	30
5.5 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之比較 .....	31
5.5.1 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之位移情形 .....	31
5.5.2 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之軸應力情形 .....	32
5.6 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之比較 .....	32
5.6.1 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之位移情形 .....	32
5.6.2 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之軸應力情形 .....	33
5.7 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之比較 .....	33
5.7.1 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之位移情形 .....	33
5.7.2 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之軸應力情形 .....	34
5.8 內縮式框筒結構與減少柱間距之比較 .....	34
5.8.1 內縮式框筒結構與減少柱間距之位移情形 .....	34
5.8.2 內縮式框筒結構與減少柱間距之軸應力情形 .....	34
5.9 內縮式框筒結構與高程 1000 公尺以上做斜撐之位移比較 .....	35
5.10 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之比較 .....	35
5.10.1 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之位移情形 .....	35
5.10.2 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之軸應力情形 .....	36
5.11 內縮式框筒結構與結合大型斜撐並改變剛臂斜撐之軸應力情形 .....	36
5.12 內縮式框筒與使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之比較 .....	37
5.12.1 使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之位移情形 .....	37
5.12.2 使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之軸應力情形 .....	37
第六章 結論與建議 .....	38
6.1 結論 .....	38
6.2 建議 .....	39
參考文獻 .....	40

## 表目錄

表 3-1 計算 $K_z$ 所用之 $K_1K_2K_3$ 值[12] .....	42
表 3-2 地況相關參數[12] .....	43
表 3-3 外風壓係數 $C_p$ [12] .....	44
表 5-1 內縮式框筒 1000 公尺高程做大型斜撐位移比較 .....	44



## 圖目錄

圖 2-1.框筒結構的立體與平面構造圖[1].....	45
圖 2-2.斜撐型框筒結構[16].....	45
圖 2-3.大型斜撐型框筒結構[16].....	46
圖 2-4.美國紐約市 780 Third Avenue 大樓[17].....	46
圖 2-5.剛臂支架示意圖[11].....	47
圖 2-6.外柱透過剛臂支架抵抗傾覆彎矩示意圖[2].....	47
圖 3-1.框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[4].....	48
圖 3-2.剪力延遲效應影響下翼板端框架中柱的軸向變形[4].....	48
圖 3-3.Y.Singh 的框筒結構考慮負剪力延遲的分析模型[10].....	49
圖 3-4. 施加於結構之設計風壓.....	50
圖 3-5. 設計風力作用於結構投影面積計算流程圖[14].....	51
圖 4-1. 梁柱交接區域示意圖[13].....	52
圖 4-2. 結構桿件斷面圖.....	52
圖 4-3. 內縮式框筒角柱桿件示意圖.....	53
圖 4-4. 框筒結構內柱排列方式示意圖.....	53
圖 4-5. 內縮式框筒內柱桿件示意圖.....	54
圖 4-6. 內縮式框筒結構受風面積示意圖.....	54
圖 4-7.內縮式框筒結構示意圖.....	55
圖 4-8. 田字型斷面示意圖.....	56
圖 4-9.內縮式框筒結構核心框架示意圖.....	56
圖 4-10.模型四所用內縮式框筒結構剛臂支架斜撐示意圖.....	57
圖 4-11.內縮式大型斜撐型框筒單面框架示意圖.....	57
圖 4-12. 模型十所用內縮式框筒結構剛臂支架斜撐示意圖.....	58
圖 5-1.內縮式框筒結構角柱放大之水平側位移圖.....	58

圖 5-2. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 0m.....	59
圖 5-3. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 200m.....	59
圖 5-4. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 400m.....	60
圖 5-5. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 600m.....	60
圖 5-6. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 800m.....	61
圖 5-7. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 1000m.....	61
圖 5-8. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 0m.....	62
圖 5-9. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 200m.....	62
圖 5-10. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 400m.....	63
圖 5-11. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 600m.....	63
圖 5-12. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 800m.....	64
圖 5-13. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 1000m.....	64
圖 5-14. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面之水平側位移圖.....	65
圖 5-15. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 0m.....	66
圖 5-16. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 200m.....	66
圖 5-17. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 400m.....	67
圖 5-18. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 600m.....	67
圖 5-19. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 800m.....	68
圖 5-20. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 1000m.....	68
圖 5-21. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 0m.....	69
圖 5-22. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 200m.....	69
圖 5-23. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 400m.....	70
圖 5-24. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 600m.....	70
圖 5-25. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 800m.....	71
圖 5-26. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 1000m.....	71
圖 5-27. 內縮式框筒結構使用剛臂支架之水平側位移圖.....	72

圖 5-28. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 0m .....	73
圖 5-29. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 200m .....	73
圖 5-30. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 400m .....	74
圖 5-31. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 600m .....	74
圖 5-32. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 800m .....	75
圖 5-33. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 1000m .....	75
圖 5-34. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 0m .....	76
圖 5-35. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 200m .....	76
圖 5-36. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 400m .....	77
圖 5-37. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 600m .....	77
圖 5-38. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 800m .....	78
圖 5-39. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 1000m .....	78
圖 5-40. 原模、使用剛臂支架、使用剛臂支架並強化角柱之結構側位移圖 .....	79
圖 5-41. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 0m.....	80
圖 5-42. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 200m.....	80
圖 5-43. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 400m.....	81
圖 5-44. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 600m.....	81
圖 5-45. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 800m.....	82
圖 5-46. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 1000m.....	82
圖 5-47. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 0m.....	83
圖 5-48. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 200m.....	83
圖 5-49. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 400m.....	84
圖 5-50. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 600m.....	84
圖 5-51. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 800m.....	85
圖 5-52. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 1000m.....	85
圖 5-53. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 0m.....	86

圖 5-54. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 200m.....	86
圖 5-55. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 400m.....	87
圖 5-56. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 600m.....	87
圖 5-57. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 800m.....	88
圖 5-58. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 1000m.....	88
圖 5-59. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 0m.....	89
圖 5-60. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 200m.....	89
圖 5-61. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 400m.....	90
圖 5-62. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 600m.....	90
圖 5-63. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 800m.....	91
圖 5-64. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 1000m.....	91
圖 5-65. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 0m .....	92
圖 5-66. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 200m .....	92
圖 5-67. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 400m .....	93
圖 5-68. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 600m .....	93
圖 5-69. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 800m .....	94
圖 5-70. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 1000m .....	94
圖 5-71. 原模使用不同梁斷面之水平側位移圖 .....	95
圖 5-72. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 0m.....	96
圖 5-73. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 200m.....	96
圖 5-74. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 400m.....	97
圖 5-75. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 600m.....	97
圖 5-76. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 800m.....	98
圖 5-77. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 1000m.....	98
圖 5-78. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 0m.....	99
圖 5-79. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 200m.....	99

圖 5-80. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 400m.....	100
圖 5-81. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 600m.....	100
圖 5-82. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 800m.....	101
圖 5-83. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 1000m.....	101
圖 5-84. 原模使用大型斜撐之水平側位移圖 .....	102
圖 5-85. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 0m.....	103
圖 5-86. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 200m.....	103
圖 5-87. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 400m.....	104
圖 5-88. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 600m.....	104
圖 5-89. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 800m.....	105
圖 5-90. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 1000m.....	105
圖 5-91. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 0m.....	106
圖 5-92. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 200m.....	106
圖 5-93. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 400m.....	107
圖 5-94. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 600m.....	107
圖 5-95. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 800m.....	108
圖 5-96. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 1000m.....	108
圖 5-97. 改變剛臂支架斜撐形式之水平側位移圖.....	109
圖 5-98. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 0m.....	110
圖 5-99. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 200m.....	110
圖 5-100. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 400m.....	111
圖 5-101. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 600m.....	111
圖 5-102. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 800m.....	112
圖 5-103. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 1000m.....	112
圖 5-104. 原模改變柱間距之水平側位移圖 .....	113
圖 5-105. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 0m.....	114

圖 5-106. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 200m.....	114
圖 5-107. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 400m.....	115
圖 5-108. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 600m.....	115
圖 5-109. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 800m.....	116
圖 5-110. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 1000m.....	116
圖 5-111. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 0m.....	117
圖 5-112. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 200m.....	117
圖 5-113. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 400m.....	118
圖 5-114. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 600m.....	118
圖 5-115. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 800m.....	119
圖 5-116. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 1000m.....	119
圖 5-117. 同時使用剛臂支架與大型斜撐之水平側位移圖.....	120
圖 5-118. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 0m.....	121
圖 5-119. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 200m.....	121
圖 5-120. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 400m .....	122
圖 5-121. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 600m .....	122
圖 5-122. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 800m .....	123
圖 5-123. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 1000m .....	123
圖 5-124. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 0m .....	124
圖 5-125. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 200m .....	124
圖 5-126. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 400m .....	125
圖 5-127. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 600m .....	125
圖 5-128. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 800m .....	126
圖 5-129. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 1000m .....	126
圖 5-130. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 0m .	127
圖 5-131. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 200m	127

圖 5-132. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 400m	128
圖 5-133. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 600m	128
圖 5-134. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 800m	129
圖 5-135. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 1000m	129
.....	129
圖 5-136. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 0m	130
圖 5-137. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 200m	130
圖 5-138. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 400m	131
圖 5-139. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 600m	131
圖 5-140. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 800m	132
圖 5-141. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 1000m	132
.....	132
圖 5-142. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距之水平側位移圖	133
圖 5-143. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 0m	134
圖 5-144. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 200m	134
圖 5-145. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 400m	135
圖 5-146. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 600m	135
圖 5-147. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 800m	136
圖 5-148. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 1000m	136
圖 5-149. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 0m	137
圖 5-150. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 200m	137
圖 5-151. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 400m	138
圖 5-152. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 600m	138
圖 5-153. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 800m	139
圖 5-154. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 1000m	139

# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景

世界各地的建築高度不斷創新高，這意味著材料的創新、施工的進步、以及其擁有者的經濟能力。到了十九世紀，由於都市的蓬勃發展導致人口快速成長，土地漸漸供不應求，此時鋼鐵技術趨於成熟，加上有了升降梯的發明及較高強度的材料發現，人們開始將建築向上發展得以增加都市土地可使用之面積。由於垂直向上發展建築變得不再困難加上在世界經濟高速成長下，樓層高度的進展非常快速，因此世界各個國家不斷刷新建築高度，想成為世界地標同時也展示著自己國家進步。但建築在超過一定高度後，承載及地震力已不在是結構強度需求的主要考量，隨著建築高度增加，結構所需承受的風力不斷上升，而主體結構也從過去的剛性建築轉變為柔性建築，地震力所帶來的結構側向位移影響程度將小於風力所引起的側向位移。過去一般框架結構已經不足以承受超高樓建築所帶來的側向風力之外力與位移，為此Khan[1]發表了將建築結構外側布置密集柱與深梁，使得整體建築猶如一框筒所形成，將其稱做框筒結構(tubular structure)。自1963年首次應用在美國芝加哥市的DeWitt Chestnut建築以後，框筒結構逐漸受到重視並開始廣泛使用於高樓建築中。另外在Nair[2]的文章中說明了使用剛臂支架(outrigger)能將高樓建築核心抵抗之彎矩藉由剛臂支架傳遞至外圍強柱以達到減少側向位移之目的，因為高樓結構日漸增加因此對於其側向位移之降低變得更加值得研究。

## 1.2 研究動機與目的

高樓結構依據結構型式一般分為外部結構型式(Exterior Structures)和內部結構型式(Interior Structures)來抵抗外力。框筒結構就是最具代表性的一種外部結構型式，當其受到側向風力作用時可當作箱型懸臂梁處理，但由於框筒結構具有柱間距，非完全封閉之框筒，因此當受到水平側力作用時，力量的傳遞會因結構之深梁勁度影響而形成剪力延遲(shear lag)，此現象將會使框筒結構之柱受力不均進而無法完整發揮整體結構的勁度，因此對於使用框筒結構之高樓建築，剪力延遲效應將具有相當的影響，同時也成為一個重要的課題。為此已發展出簡化分析方法來討論剪力延遲效應的行為，同時為了方便分析也開發出了電腦結構分析軟體來幫助人們做更精確快速的剪力延遲效應分析。欲達到更好的使用效果，人們對於框筒結構也發展出了數種不同的框筒型式，從基本的方形框筒，到筒中筒，圓筒以及斜撐式框筒等等，將各種不同框筒形式加以分析比較，希望能了解每種框筒結構的特性並加以改良。

本論文主要使用電腦結構分析軟體(SAP2000)來進行隨高層逐漸內縮之框筒結構型式在受水平載重之下的模擬分析，利用結構在特定高層使用剛臂支架與使用更改各種不同斷面參數等方式，並藉著提取其翼板與腹板側之框柱的軸應力來觀察其剪力延遲效應與整體結構隨高層變化之水平位移曲線的改變並加以探討。希望能夠了解當內縮式框筒結構在使用剛臂支架和使用斜撐及改變不同斷面參數時，其框筒結構之側向位移曲線變化，與一般內縮式框筒結構位移曲線之差異；當改變各種不同變數時，探討如何將內縮式框筒結構之位移得到有效的降低。

## 1.3 文獻回顧

首先於Ali[3]的文章中了解高樓建築的發展與背景，明白各種不同的高樓建

築結構形式，建築由結構組成分為外部結構及內部結構，由材料界定一般分為混凝土建築及鋼結構建築。決定研究對象為外部結構組成並使用型鋼材料做為高樓建築之研究為主體型式後，首先必需先明白框筒結構的行為特性所以選擇Khan[1]所提出之框筒結構做為了解對象。

在方形框筒結構主要分為等效平面構架分析以及等效連續筒模型分析兩種簡化分析方法，Khan[1]及Smith[4]提出的方法為等效平面構架分析方法，其方法是將三維結構轉化為二維平面構架再做簡化分析，而Coull[5]與Kwan[6]所提出的則是將框筒結構轉化為等效連續筒模型做分析，為等效連續筒模型分析。在本研究中參考了Coull[5]與Kwan[6]提出之運算式中的各項參數，對模型加以改變並且使用Nair[2]所提出之剛臂支架做強化。分析中透過以有限元素法分析的SAP2000軟體做工具來比較隨高層逐漸內縮之框筒結構與其改變柱間距、樑斷面、使用剛臂支架、大型斜撐等不同形式之框筒結構的位移、受力及剪力延遲效應情形。

剪力延遲效應的研究最早是出現在航太的領域中，但隨著框筒結構的出現與發展成熟，已經廣泛使用在高樓結構中，因此剪力延遲效應也成為框筒結構研究的重點所在。對剪力延遲做研究的人非常多，舉凡像是Coull與Kwan的簡化分析方法，此方法分析中從翼板及腹板的框架中可以清楚計算出剪力延遲的情形。而在負剪力延遲效應的研究中，最早是由Foutch[7]在箱型懸臂梁受均佈荷載之中發現的，其後Chang[8]藉由有限元素法驗證了在受均佈荷載下箱型懸臂梁的負剪力延遲效應。

框筒結構中的正負剪力延遲效應則是由Connor[9]分析出，另外還根據結構隨高度的變化得到其剪力延遲的分佈與變化規律。而真正說明框筒結構之負向剪力延遲效應的形成原因的是Singh[10]，將結構受力得到之軸力與位移得到之軸力分開作用繪圖，圖2-3中當兩者軸力大小一致時產生所謂的剪力延遲翻轉(shear-lag reversal)，在此高度以下受力大於位移作用得到正向剪力延遲，在此高度以上因受力位移交互作用下得到負向剪力延遲，Singh再透過改變結構中各種參數加以分

析而得出影響剪力延遲之因素、改變參數時對正負剪力延遲交互作用變化規律之影響、在距離結構底部多少高度時會發生剪力延遲翻轉以及正向剪力延遲與負向剪力延遲彼此之相關性。

透過Ali[3]之文章中可以了解到Belt Truss如何應用於高樓鋼結構之發展與演進情形，而在實際大型結構之應用中Belt Truss、Outrigger及核心(Core)結構三者常一起使用，Nair[2]和Fawzia[11]都對此加強結構方式做過深入研究，分析上述各加強元件之建構方式與最佳位置及對高層結構之位移與結構行為之影響。

最後參閱王俊超[12]文章中的束型框筒及郭恆志[13]內縮型式框筒結構在更改結構深梁之勁度與在特定高程使用Belt truss等方式，比較其翼版與腹版端框柱的軸應力分佈變化、結構水平側位移曲線變化與傳統框筒結構之差異。

#### 1.4 論文架構

本論文主要架構分為五個章節。第一章為緒論，本章節開始簡單介紹高樓建築、框筒結構及剛臂支架的發展及相關研究背景，接著敘述研究動機與期望探討的現象及目的，並對所需要的知識參考並收集文獻做一系列的回顧分析。第二章則先就框筒結構型式介紹，說明其發展背景與優點，另外還法展出其他哪些框筒結構系統型式，接著介紹剛臂支架之理論以及應用在框筒結構時對整體結構受力之位移及內力的影響。第三章對於框筒結構中具有高度研究價值的剪力延遲效應做介紹，說明何謂剪力延遲效應、及其發生之原因還有剪力延遲效應的特性與對結構體的影響情形，並對能夠改進剪力延遲效應的方法做介紹。由於高樓建築主要受力為風力，而影響風力之參數繁多，因此接著介紹對施加於結構體的風力規範做介紹。第四章對使用 SAP2000 軟體如何建構各種不同欲比較之結構模型及其加載的側向載重做詳細的介紹。第五章對前述結構案例做分析，使用 SAP2000 軟體對內縮式框筒結構與改變不同型式之框筒結構做靜力

分析，探討各種內縮型式框筒結構模型在受風力後之水平位移與內力情形做比較，並且對在不同情況下受力產生的剪力延遲情形做分析討論。第六章為結論與未來展望，對於第五章所得到的結果做統整後加以討論，並敘述可能改進的地方及未來可能發展的研究方向。



## 第二章 框筒結構與剛臂支架介紹

### 2.1 框筒結構型式介紹

框筒結構最早是由 Khan 所提出，因為優於一般框架結構所以廣泛使用於高樓建築，1963 年在美國芝加哥市 43 層樓 116 公尺高的 DeWitt Chestnut 就是第一個使用框筒結構的建築。框筒結構主要是把樑柱密集擺放在建築周圍如圖 2-1 所示，以增加其抗彎勁度。由於樑柱集中在建築周圍，所以可以有更多室內空間可以使用，可達到高度的經濟效益。

框筒結構四周是由四片密集柱與深樑框架組合而成，框架中與水平外力垂直的兩片框架稱做翼板端(flange)框架，其餘與外力平行的兩片框架稱做腹板端(web)框架。由於傳統四片框架結構的柱距甚大導致樑進度較小，整體結構在受水平側力時主要是靠腹板端框架來抵抗側力，其翼板端的貢獻則相對較少。密柱深樑框筒結構近似於箱形懸壁梁的型式，此種框架在抵抗側力時，由於樑勁度大幅提高，腹板端及翼板端將同時參與抵抗側向力，傳統框架與框筒結構之受力結果可想而知，框筒結構之位移將比傳統框架小得多。

框筒結構在受側向荷載時相當於一懸臂箱型樑，以中性軸來區分拉、壓力區，結構以此拉壓力來抵抗外力造成的傾倒彎矩。其中柱與柱的軸力之間靠得是樑以剪力的方式傳遞，當樑的抗彎抗剪能力有限時樑就會產生變形，這將導致柱的軸力產生變化，此現象就稱做框筒結構中的剪力延遲效應(Shear Lag Effect)；剪力延遲效應會使結構物不能發揮其最大的側向進度，是框筒結構中相當大的問題，對於剪力延遲效應將在第三章做詳細介紹。

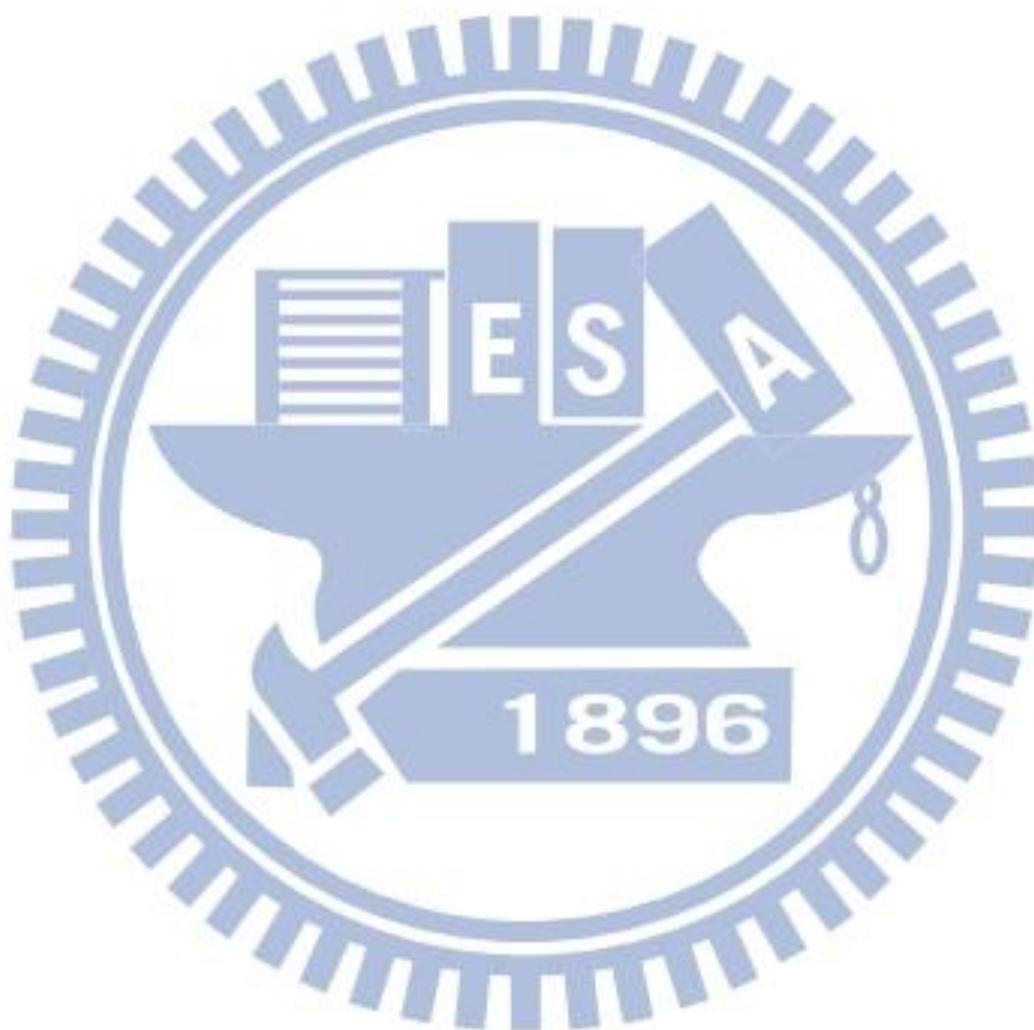
框筒結構包含了許多型式，有傳統框筒結構(Framed-Tube Structures)、筒中筒結構(Tube-In-Tube Structure)、束型框筒結構(Bundled-Tube Structure)以及斜撐型框筒結構(Braced-Tube Structure)。筒中筒結構使外框筒結構結合核心筒結構

(如剪力牆)以大幅提升側向勁度。束型框筒結構則是靠著連結多個框筒結構來達提升側向勁度，因為是連結多個框筒，所以可以使用在各種不同的平面形狀。最後就是後續分析會用到的斜撐型框筒結構，其中有以對角斜撐來代替框筒結構外柱的斜撐型框筒結構，如圖 2-2 所示，其結構具有近似懸臂箱型梁的性能，但由於材料使用上相當不經濟，且斜桿承受相同垂直載重時內力將會比垂直桿大得多，為了提高斜撐型框筒結構的實用性，於是改成在框筒結構表面架設大型對角斜撐，如圖 2-3 所示，發展出了合併大型對角斜撐與密集柱之組合的大型斜撐型框筒結構設計型式。對角斜桿在與框筒結構柱子交接柱為剛接可分擔水平側力並降低剪力延遲效應的影響。另外由於梁柱的內力降低，所以可以增加柱距、降低梁深，以致空間更可以有效的利用。最特別的是，大型斜撐型框筒不但可以用於鋼結構建築，也可以運用在混凝土結構中，只要將對角交叉線上位置的窗洞處佈置鋼筋並和框架一起澆置混凝土便可形成大型斜撐型混凝土結構，1984 年於美國紐約市的 780 Third Avenue 大樓(圖 2-4)便是案例。

## 2.2 剛臂支架(outrigger)介紹

剛臂支架(outrigger)的概念現今已被廣泛的使用在高樓建築之中，在這個理念中，剛臂支架是直接從框筒結構抵抗側向力的核心延伸到框筒結構外部的柱子，其中核心結構的部分可以是由剪力牆或是斜撐框架所構成，如圖 2-5 就是一個具有兩層剛臂支架的結構。在具有剛臂支架系統的框筒結構承受側向外力時，剛臂支架可以有效的發揮框筒結構中最外柱的軸向強度以抵抗側向力所引起的傾倒彎矩，當然在使用剛臂支架的時候必須考慮到結構使用空間的規劃和限制問題。當剛臂支架系統受到風力或其他側向力時將會形成傾倒彎矩，其框筒結構外柱抵抗傾倒彎矩的情形如圖 2-6 所示，由圖中可以了解當核心結構受側向力欲造成撓曲變形時，藉由剛臂支架的傳遞及轉換以達利用結構周圍的強

柱去抵抗核心結構的旋轉以達到降低結構之側位移。



## 第三章 剪力延遲效應及風力規範介紹

### 3.1 剪力延遲效應介紹

#### 3.1.1 剪力延遲效應(Shear Lag Effect)

大約在 1920 年時，人們在設計飛機機翼以金屬薄板代替纖維薄膜時首度發現剪力延遲效應(Shear Lag Effect)，機翼結構本身相當於一連接於飛機機體的懸臂箱型梁，以致最早對剪力延遲效應的研究是在航太工程的領域中。

1963 年時，Khan 以框筒結構設計了第一座高層建築結構後，發現因為剪力延遲效應的影響以致框筒結構再受側向力時無法完全發揮其結構設計時的勁度，工程界才開始重視有關框筒結構的剪力延遲效應，對於探討剪力延遲效應對框筒結構外部的柱軸力的研究也越來越多。

#### 3.1.2 正向剪力延遲效應(Positive Shear Lag Effect)

框架中與水平外力垂直的兩片框架稱做翼板端(flange)框架，其餘與外力平行的兩片框架稱做腹板端(web)框架。一般在計算彎曲應力時常以古典梁彎曲理論計算，其計算式由公式(3.1)得知

$$\sigma = \frac{My}{I} \quad (3.1)$$

但實際上當懸臂箱型梁受垂直於梁方向水平側力作用時將會發生剪力延遲效應，翼板端角柱之軸應力將會大於古典梁彎曲理論之計算值，從角柱往翼板中心靠近時軸應力會慢慢減少至小於古典梁彎曲理論之計算值，其整體軸應力分佈曲線呈凹曲線分佈，與古典梁彎曲理論之應力曲線有所不同使得力量分佈不均。

受水平側力時翼板與腹板端框架所受彎曲軸向應力分佈如圖 3-1 所示，其中古典梁彎曲理論計算出的結果沒有剪力延遲效應影響，如虛線部份所示；當剪力延遲效應影響時，軸應力分佈如圖 3-1 之實線部份所示。此現象在框筒結構中頻繁出現，稱為正剪力延遲效應(Positive Shear Lag Effect)。

框筒結構在受水平側力作用時，剪力延遲效應的產生主要是因為結構在受水平側力作用時，是以與平行於載重方向的勁度來抵抗側力，而在框筒結構中就是由腹板端框架來抵抗側向力，由圖 3-1 中可以發現 A、B 角柱承受拉力，C、D 角柱承受壓力。當角柱產生軸向變形時會使得翼板端框架的梁產生剪力，此剪力就是用以傳遞相鄰兩柱之軸力。圖 3-2 就是當受到剪力延遲效應影響時，周圍框架柱的變形情形。相鄰兩柱的軸向變形差值取決於連接梁的勁度大小，圖中 C 柱因軸向變形產生的軸力藉由 C 柱與 C1 柱連接的梁以剪力方式傳遞，當梁的勁度趨近無窮大時梁並不會產生變形，但實際上梁會產生撓曲、剪力變形，所以 C 柱的軸向變形會比 C1 大；相同地 C1 的軸向變形也會比 C2 大，軸向變形依同理向內遞減。由此可推斷當結構梁之勁度很小的時候，梁會產生很大的變形導致框筒結構的剪力延遲效應非常明顯。

### 3.1.3 負向剪力延遲效應(Negative Shear Lag Effect)

Foutch 和 Chang[7] 於 1982 年從懸臂箱型梁中觀察到非一般剪力延遲效應的現象。在距離懸臂梁固定端四分之一梁長度高層的翼板端中，發現到靠近腹板側的彎曲應力小於翼板中心的彎曲應力，整體軸應力分佈曲線呈現凸曲線分佈，由外向內漸漸增加，由於此種剪力延遲的現象與早期發現的正向剪力延遲效應正好相反，因此取名為負向剪力延遲效應(Negative Shear Lag Effect)。

負向剪力延遲效應的發生原因，可以從 Singh[10]的分析方法中來了解。由於框筒結構在受水平側力時其結構平面會有兩條對稱軸，Singh 將框筒結構，如

圖 3-3(a)所示，考慮其結構受力時之對稱性取出翼板端框架與腹板端框架各半所組成之四分之一框筒結構模型並加上水平側力，如圖 3-3(a)所示，並根據圖 3-3 來討論高層在  $j$  樓層以上時的受力行為。首先從整體結構中將  $j$  層樓板以上結構體分離出來，再將  $j$  樓層柱端假設為固定端鎖住去承受其樓層上方之側向力，此稱方法一，如圖 3-3(c)。另外再將框筒結構位於第  $j$  層樓板的柱端，對第  $j$  層樓板以上的結構施加節點位移載重，其載重值為第  $j$  樓層以下的框筒結構在第  $j$  層所發生的位移，此稱方法二，如圖 3-3(d)所示。以上兩種方法分析方式原理基於彎矩分配法，作法是將節點鎖上考慮其上方受力情形再將節點釋放並反向施加鎖上節點時所需的節點反力。由兩種方法分析後，可以知道框筒結構中每層的柱軸力曲線都是由正剪力延遲效應和負剪力延遲效應交互作用所得的。當樓層由方法一得到的正剪力延遲效應影響大於方法二所得到的負剪力延遲效應時，該樓層軸應力分布曲線即呈現正剪力延遲效應；當樓層由方法一得到的正剪力延遲效應影響小於方法二所得到的負剪力延遲效應時，該樓層軸應力分布曲線就會呈現負剪力延遲效應。

### 3.2 影響剪力延遲效應之因素

#### 1. 柱與柱的間距以及柱間連接梁的深度：

當框架中柱間的跨距增加時，剪力傳遞時的距離較長，導致剪力延遲的現象更嚴重，同樣地，當柱間的連接梁之斷面深度降低時，梁的勁度也會隨之降低使得變形增加，剪力就無法完全傳遞，因此剪力延遲效應也會隨之增加。

#### 2. 框筒結構角柱斷面積：

當角柱斷面增大時其軸力也增大，角柱將軸力透過剪力方式將力量往內柱傳遞，因此鄰柱軸力也會對應增大，由此可知角柱斷面積過大時結構剪力延遲影響將會有顯著影響。為了不讓角柱承受太大的軸力，可使用大型斜撐型框筒

的方式，在框筒外圍加設對角斜撐來分擔角柱軸力，進而減少剪力延遲效應的影響。

### 3. 框筒結構的高度：

當結構高層越高時，其所受的側向外力將會隨之增加，由於框筒結構近似一懸臂梁，因此隨著結構高度的上升，結構底層將會受到更大的傾倒彎矩。框筒結構中為抵抗傾倒彎矩，主要是藉由柱產生軸力來做平衡抵抗，所以在底層承受較大傾倒彎矩時，剪力延遲效應將會相對明顯，到了結構高層中間時趨於緩和，而在高層中間以上時便會出現負剪力延遲效應。

### 4. 框筒斷面尺寸長度：

主要考慮框筒結構之框架長度，當框架長度越長時，軸力從角柱往內柱傳遞至中心柱的距離就越長，剪力延遲的效應就越明顯，因此框筒結構之框架尺寸不宜過大。另外因框筒結構中任意框架皆有可能為受力方向，為了讓結構在受力時不會有某一端出現較大的剪力延遲效應，因此框筒結構斷面常以雙軸對稱的形狀為主，常見的有正方形或圓形此類平面形狀，甚至會使用正多邊形的平面形狀；而長方形或不規則之平面形狀則不常使用。

## 3.3 台灣耐風設計規範介紹

本文根據 2007 年 1 月 1 日開始實施的建築物耐風設計規範及解說[14]中第二章建築物設計風力之計算，封閉式或部份封閉式普通建築物或地上獨立結構之承受設計風壓  $P$  採下式計算：

$$P = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (3.2)$$

其中只取式中的外風速壓  $(qGC_p)$  當作結構設計風壓， $q$  採  $q(z)$  代表為距離地面不同高度之風速壓，單位為  $\text{kgf/m}^2$ ，風速壓  $q(z)$  計算公式如下

$$q(z) = 0.06K(z)K_{zt} [IV_{10}(C)]^2 \quad (3.3)$$

3.3 式中各項基本參數為：

1. 風速壓地況係數  $K(z)$ ，為離地  $z$  公尺之風速壓與標準風速壓之比值，由下式計算：

$$K(z) = 2.774 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z > 5m \quad (3.4a)$$

$$K(z) = 2.774 \left( \frac{5}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z \leq 5m \quad (3.4b)$$

2. 地形係數  $K_{zt}$ ，代表獨立山丘或山脊之上半部或懸崖近頂端處之風速局部加速效應，計算公式如下：

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (3.5)$$

$K_1$ 、 $K_2$ 、 $K_3$  分別依表 3-1 決定。

3. 用途係數  $I$ ，依據建築結構不同用途將建築分為五類，分別依據不同使用情形對應於 25 年、50 年、100 年基本設計風速回歸期而訂定  $I = 0.9 \sim 1.1$  之用途係數。

4. 基本設計風速  $V_{10}(C)$ ，風速將隨距地表高度增加而增加，但提昇至梯度高度 (gradient height)  $Z_g$  後，風速開始保持均勻分佈，稱做梯度風速 (gradient velocity)。

某地點其基本設計風速由距地面十公尺高度，相對於五十年回歸期之十分鐘平均風速而得，單位為 m/s。

式 3.2 中  $G$  為陣風反應因子，代表意涵為將不固定的風力轉化為一定值， $C_p$  為外風壓係數，目的為結構並非完全阻止風力通過，風可向四面流通，因此作用

於結構上之風壓需乘以風壓係數  $C_p$  得設計風壓，如圖 3-4 所示。由於建築結構

為柔性建築物，得陣風反應因子  $G$  其計算公式如下：

$$G_f = 1.927 \left( \frac{1 + 1.7 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_V I_z} \right) \quad (3.6)$$

其中  $g_Q$  和  $g_V$  可用常數 3.4 表示， $g_R$  以下式計算，其中  $f_n$  為頻率：

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 f_n)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln 3600 f_n}} \quad (3.7)$$

$R$  則為共振反應因子，計算公式如下：

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (3.8)$$

又各參數計算方式依下列各式求得：

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{\frac{5}{3}}} \quad (3.9)$$

$$N_1 = \frac{f_n L_z}{V_z} \quad (3.10)$$

又在  $R_h$ 、 $R_B$  與  $R_L$  這三個參數可用一通式  $R_j$  計算，之後再依據不同的下標改變

其中參數  $\eta$ ， $R_j$  求取方式如下：

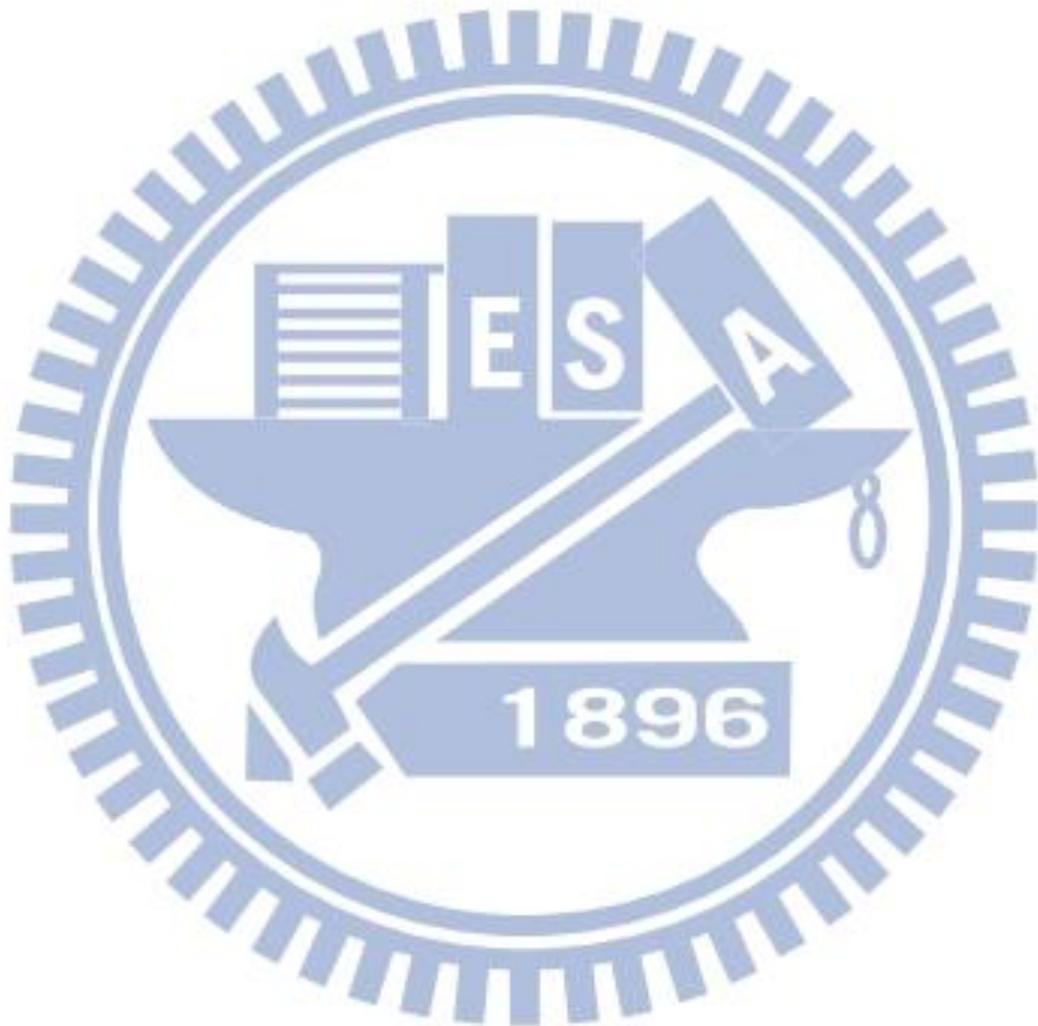
$$R_j = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{for } \eta > 0 \quad (3.11)$$

$$R_j = 1 \quad \text{for } \eta = 0$$

當  $R_j = R_h$  時， $\eta = 4.6 f_n h / \bar{V}_z$ ，當  $R_j = R_B$  時， $\eta = 4.6 f_n / \bar{V}_z$ ，而當  $R_j = R_L$

時， $\eta = 15.4 f_n L / \bar{V}_z$ 。

最後將設計風壓以每二十公尺高度乘上作用於結構之垂直於風向之投影面積為一合力作用區塊，再依投影面積為形心將外力以等效外力分佈於上下端點作用，如圖 3-5 流程所示，得做為設計風力載重。



## 第四章 以 SAP2000 軟體建模與分析

### 4.1 SAP2000 軟體介紹

#### 4.1.1 SAP2000 概述

Structural Analysis Program(SAP)為一原始的結構分析軟體，是由美國加州大學柏克萊分校 Edward Wilson 教授為了方便結構與土木工程的研究及教學所設計出來的結構分析軟體。伴隨著有限元素方法的發展與改進，版本從 SAP-I、SAP-II、SAPV、SAPVI 到成為商用分析軟體的 SAP90，之後更改良為現在最新的 SAP2000 版本。現今 SAP2000 軟體不只單純做為結構分析的工具，也因導入了各國規範之後，方便了工程師對建築結構的設計工作。

SAP2000 可以藉由 2D 平面或 3D 空間的視角來進行結構的模型建立，其模型可以是桁架或構架模型，並且可以定義各種桿件元素的幾何性質；其中對材料的定義也包含了鋼筋混凝土材料、鋼構材料、非線性材料亦或是其他可以定義的建築材料，以靜力、動力、側推分析等方式讓使用者可以更清楚的對結構體做設計，是個功能強大的分析軟體。一般分析軟體對於結構模型的分析結果常以文字的格式輸出，SAP2000 也具有相同性質，並且對於分析結果可以以其他檔案格式匯出，方便對於分析完的結果數據做後續的參考及處理；非但如此，SAP2000 還可以用圖形的方式展示結構體受力後的變化情形，透過圖形的展示，可以更快速的了解結構體受力情形，並可觀察是否有不如預期的變形模式，免去了人們以閱讀大量數據來了解變化情形的不方便。

因為 SAP2000 有以下特點，所以本論文採 SAP2000 作為分析結構的工具：

1. 本論文欲分析之內縮型式框筒結構桿件數量龐大，利用 SAP2000 的 3D 顯示可以更快速地以複製且偏移的方式快速建立桿件元素，再選取所需桿件做斷面性質及各項參數的更改，達到方便建模的目的。

2.SAP2000 除了能以本身圖形介面的方式建立明型外，尚可經由匯入其他檔案格式來做建模；如需要定義大量的桿件幾何參數時，以文字的方式將會是最快速的方法，SAP2000 即可以用純文字檔(\$2K 檔)來建立模型。

3.SAP2000 可以直接加載外力或位移、溫度載重並透過有限元素方法分析，做出更精確的結構受力變形情形結果，並且具有數據匯出功能，方便對分析結果做出軸應力圖，以觀察剪力延遲效應的情形。

4.如果想要以剛性樓板的方式做模擬，SAP2000 也提供各種節點束制的功能，利用束制節點位移及方向來模擬剛性樓板的行為。另外也因此功能，所以可以達到減少自由度達到加快分析速度的目的。

5.在真實結構梁、柱桿件中，因為接頭區的特性將會使接合處為一個區域而非一個點，也因此接合處之抗彎勁度及剪力剛度相較於桿件為無限大，使得桿件之有效長度縮短。對於這項問題 SAP2000 可依接頭形式之不同，定義不同桿件之端點偏移量(End Offsets)，並結合剛性區域係數來定義剛性區域的範圍。

#### 4.1.2 SAP2000 對梁柱剛性區域之設定

過去在課本上所學的結構分析，常以將桿件視為一直線條來計算，當然接合處必然為一節點所表示。但實際上結構桿件本身有其尺寸大小，兩桿件在接合處就為一區域而不再是一節點所能表示的，當桿件在接合處時，其慣性矩和面積將會變得相對大；其抗彎勁度 EI 及剪力剛度 GA 將會因此提高，因此將其視為無限大的剛性區域。在剛性區域中桿件是不會發生彎曲及剪力變形的，因此桿件的有效長度(柔性區域)將會縮短，這將會影響到結構受力的情形。為了達到結構實際的受力情形，剛性區的考量將會變得極為重要。

前一小節中提到可以透過桿件之端點偏移量(End Offsets)與剛性區域係數(Rigid Zone Factor)來定義剛性區域之大小進而改變桿件有效長度，圖 4-1 中各

項長度計算方式如下公式[15]

$$L_c = L - (i_{off} + j_{off}) \quad (4.1)$$

$$L_f = L - rigid(i_{off} + j_{off}) \quad (4.2)$$

式中  $L$  為桿件長度， $L_f$  為柔性長度， $L_c$  為有效長度。

$i_{off}$ 、 $j_{off}$  為桿件兩端點偏移量，其中梁桿件端點偏移量為柱寬尺寸之一半，在柱桿件中端點偏移量為梁深尺寸之一半。 $rigid$  為剛性區域參數，其值介於 0 和 1 之間，當  $rigid=1$  時表示接頭區完全剛性， $rigid=0$  表示接頭區完全柔性。剛性區域會增加整體結構的勁度，透過結果分析的變形曲線結果可以知道在做結構分析時設定剛性區域將會對於結構受力變形有顯著的影響，因此考慮剛性區的存在可以使變形曲線更貼切真實結構的行為。

#### 4.1.3 SAP2000 對剛性樓板之設定處理

真實情況中不僅存在著梁柱接點的剛性區，另外也存在樓板的問題，樓板的特性為一板元素，在廣域  $z$  座標方向(高程方向)的厚度遠小於其他兩個座標方向的尺寸，因此在水平方向的慣性矩相對垂直方向可視為無限大；亦即樓板在平面內的剛度無限大，稱為剛性樓板。剛性樓板的設置會使結構在受力時其同一樓層與樓板相連的柱在水平方向進行剛體運動，另外因為此設定能夠束制同一高程的節點自由度，有效降低自由度數目，在分析時就能加快軟體分析的速率，因此同為結構分析中重要的一環。

SAP2000 對節點的設定上提供了多種束制方式，本論文中使用的方式為 Diaphragm(剛性樓板)束制。Diaphragm 束制可以提供同一高程之節點束制，將其做到平面內剛度無限大的假設並做一平面剛體移動。SAP2000 更特化了自動

對相同樓高的節點設置剛性樓板的功能，因為建築結構在分析時都會使用剛性樓板，此設計更方便了建築結構的使用。

## 4.2. 以 SAP2000 建立結構案例模型

### 4.2.1 施加設計風壓的參數使用依據

根據建築物耐風設計規範與解說，為了達到使用一有效的設計風壓來模擬結構承載側向風力之受力情形，必須對外加的設計風壓設定各種環境條件情形，以期望模擬結構能得到與欲模擬之現況相符之風力作用結果。根據建築物耐風設計規範與解說[14]之規定，本文中分析的框筒結構為封閉式建築物，其變動參數設定如下：

- (1) 根據不同的地形現況、建築物所在位置以及地表特性，耐風設計規範將其分為地況 A、地況 B、地況 C 三類，又依據不同的地況參照表 3-2 會得到不同的風壓使用參數值。因此首先需要選擇建築結構所欲建立處之地況做選擇，本文使用地況 A，希望將此高樓結構設置在城市的市中心區域。參數特性為梯度高度 (gradient height)  $Z_g$  採用 500 公尺，其意義在於當風速超過此高度後將保持均勻分佈不再增加，在此高度得到之風速稱為梯度風速 (gradient velocity)。
- (2)  $V_{10}(C)$  為不同地點的基本設計風速，其中括號內之字母表示選擇的地況種類，一般地況假設為 C 類型，意義代表距離地表高度 10 公尺又相對於 50 年回歸期之 10 分鐘內的平均風速，本文選用為台灣本島地區之最大風速區其值為每秒 47.5 公尺(m/s)。
- (3) 因為不同的建築物在使用上的考量不同，為了提升特定建築物受風速之回歸期為 100 年大於基本設計風速對應之回歸期 50 年，因此訂定用途係數 I，

在此使用  $I=1.1$ 。

- (4) 風速壓  $q(z)$  是利用本文第三章中 3.3 節之公式(3.3)求得，其中由於假設之建地地形無高低起伏變化，因此地形係數  $K_z$  採用 1。
- (5) 同時陣風反應因子  $G_f$  也可以從本文第三章 3.3 節之公式(3.6)求得。
- (6)  $C_p$  為封閉式建築物抵抗風力系統所使用之設計風力之風壓係數，參照表 3-3，本文以 0.8 做為所使用之  $C_p$  大小。

#### 4.2.2 結構案例內縮式框筒原型之建立

以下流程為使用 SAP2000 軟體建立內縮型式框筒結構模型之原型(模型一)流程及其各項參數設定：

- (1) 因結構桿件使用的材料為鋼材，故先定義一材料性質以方便後續建模使用，其彈性模數  $E$  為  $2.04 \times 10^7 \text{ ton/m}^2$ ，剪力模數  $G$  為  $7.84 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$ 。
- (2) 對角柱、內柱、梁定義各種斷面，其中角柱為外直徑 2 公尺厚度 0.1 公尺之圓筒斷面，如圖 4-2(a)所示，內柱為斷面為 1 公尺×0.5 公尺，厚度為 0.1 公尺之箱型斷面，如圖 4-2(b)所示，梁斷面為 1 公尺×1.5 公尺之 I 形斷面，如圖 4-2(c)所示。
- (3) 結構底部為 240 公尺×240 公尺之正方形斷面，為建立結構一樓角柱，在 X、Y 座標方向建立 119.5、120 公尺位置的網格，Z 方向座標建立 0、5 公尺位置的網格(後續網格依其所需建立不再敘述)，選用角柱斷面連接(120, 120, 0)和(119.5, 119.5, 5)兩座標點，如圖 4-3，其他三根角柱同此操作，即完成一樓角柱的建立。
- (4) 選取一樓(120, 120, 0)處的角柱，以複製功能  $dx=dy=0.5$ 、 $dz=5$  的方式往高程  $Z=1200$  公尺複製上去，如圖 4-3，其他三根角柱同此操作，即完成整

體結構四邊角柱的建立。

- (5) 內柱由於是長方形斷面，因此存在著強、弱軸斷面，為了有效提升框筒結構的勁度，內柱將斷面強軸與內柱排列方向平行，如圖 4-4 所示，使其更加強勁。為建立結構一樓之內柱，選擇內柱斷面後連接(-115, -120, 0)、(-115, -119.5, 5)兩座標點，以複製功能  $dx=5$  往(115, -120, 0)複製，即完成一樓  $Y=-120$  的內柱，其他一樓  $X=\pm 120$  和  $Y=120$  的內柱同此操作。
- (6) 選取一樓  $Y=-120$  的內柱，以複製功能  $dy=0.5$ 、 $dz=5$  的方式往  $Z=1200$  複製上去，如圖 4-5，其他三面同此操作，最後選取所有  $Z=0$  的節點，將其做束制(fixed)即完成所有角柱、內柱的建立。
- (7) 選擇梁斷面，在已建立之柱位置， $Y$  為負值側、 $Z=5$  擺上一樓的梁，並以複製功能  $dy=0.5$ 、 $dz=5$  往  $Z=1200$  的方向複製上去，其他三面的梁同此操作。
- (8) 選取所有已建立之角柱、內柱設定剛性區，此時端點偏移量為 0.75(一半的梁高)，將剛性區域係數訂為 1，接著對梁設定剛性區，其偏移量為 0.5(角柱接頭為 1)，將剛性區域係數訂為 1，即完成剛性區的定義。
- (9) 選取結構所有節點並依不同高程將各節點束制成為剛性樓板，達到各樓層水平位移一致之目的。
- (10) 本文只考慮結構受風力作用時的情形，因此將不考慮桿件元素自重，選取所有桿件將所有桿件自重設定為 0。
- (11) 主要考慮風力造成的影響，而風力載重大小參考耐風設計規範而得，因為結構有內縮的情形，所以結構表面與風力載重方向不垂直，規範中以結構受風面投影至與水平面垂直之面積做為受風面積，如圖 4-6 所示，考慮不同的高程時受風面積不同，將風力載重依據其距離面積形心距離按比例等效分佈在梯形面積四個端點上(頂層為三角形)，得到每層之風壓大小。風速隨高程增加，因此風壓也同時上升，當高程達到 500 公尺時，風速將維持

定值不再增加，此時因為受風面積仍不斷隨高度減少，風壓因此開始下降。  
模型完成後如圖 4-7 所示。

### 4.2.3 結構案例欲比較之其他內縮式框筒模型建立

為了改善剪力延遲效應與結構受側向風力時的位移情況，本文對內縮式框筒結構原型(模型一)的結構及桿件元素斷面性質做出以下的改變，希望可以得到降低剪力延遲效應的影響以及受到側向風力時結構側位移能有效的降低。以下將以模型的不同做分類說明建構流程及其各項參數設定：

模型二：

一般框筒結構當角柱斷面加大的時候剪力延遲效應影響也會隨之增大，本文欲探討內縮式框筒在改變角柱斷面時的剪力延遲效應及側位移之影響，故將使角柱從原來的直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺之圓筒斷面改變成為直徑 3 公尺，厚度 0.1 公尺之圓筒斷面。因為只改變角柱斷面，故在 SAP 中只需定義一個新的斷面參數並將模型一的角柱全部選取做斷面的改變即可。

模型三：

考慮模型二的情況下，為了不使角柱佔據過多的使用空間也能做角柱的改變探討內縮式框筒在改變角柱斷面時的剪力延遲效應及側位移之影響，故將角柱改變成複合斷面。考慮到承載的軸力甚大，將角柱從原來模型一的外直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺之圓筒斷面改變成為直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺並在其中澆置 10000psi 高強度混凝土使之成為一實心圓斷面。同樣在 SAP 中依照模型二的做法改變結構模型，特別的是，常用斷面並沒有複合斷面的選項，必須自行定義新斷面，過程中得將鋼材定成基本材料，分析時 SAP 才會透過轉換斷面將混凝土面積轉換成鋼材面積。

模型四：

為探討內縮式框筒使用剛臂支架在受側向風力時對剪力延遲效應及側位移之影響，故以模型一之原型做修改。

- (1) 因為剛臂支架需與核心共同作用，故將模型一中平行 X 軸的兩面框架中座標  $Y=\pm 20$  位置的所有內柱和高程每 40 公尺高且 Y 座標介於  $\pm 20$  內之橫梁以 2 公尺 $\times$  2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面取代，如圖 4-8 所示。隨後在框架  $Y=\pm 20$  的位置以每 40 公尺高程做 K 型斜撐，以高程 0 到 40 為例，連接  $(-120, -20, 0)$  至  $(-120, 0, 40)$  和  $(-120, 0, 40)$  至  $(-120, 20, 0)$  作為核心，其他兩面框架同此作法，結果如圖 4-9 所示。
- (2) 為了每 200 公尺高程做一剛臂支架(其剛臂支架設置於指定高程以下)，故將模型一中高程 180、200、380、400、580、600、780、800、980、1000 的全部梁選取改變成圖 4-6 之田字型斷面。
- (3) 以平面座標 0 開始，水平座標每  $\pm 20$  公尺將前一步驟之高程內之內柱替換成 2 公尺 $\times$  2 公尺，厚度 0.1 公尺的方形箱型斷面。
- (4) 最後在改變後的內柱之間以斷面換成 1 公尺 $\times$  1 公尺，厚度 0.1 公尺的方形箱型斷面做 K 型斜撐，如圖 4-10 所示。

過程中同樣地必須自行定義新斷面，選取欲替換的桿件再做改變斷面，另外因為多加了新的桿件元素，故須將新加入的桿件元素做新的參數設定免去其自重對結構造成的影響。

模型五：

欲比較角柱斷面在改變成模型三之複合斷面時對內縮式框筒結構使用剛臂支架的影響，此處將模型四之角柱替換成模型三之直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺鋼材其內澆置混凝土的複合斷面以觀察其剪力延遲效應及側位移之情形。

模型六：

欲達到減少更多結構受力後之側位移，於模型五當中，將直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺鋼材其內澆置混凝土之複合斷面的角柱改變成直徑 3 公尺，厚度 0.1

公尺鋼材其內澆置混凝土的複合斷面，並觀察其對側位移減少之貢獻和對剪力延遲效應的影響。

模型七：

為了瞭解梁斷面對內縮式框筒結構受側力的影響，此模型將原型的模型一全部的梁由原來的斷面 1 公尺× 1.5 公尺，厚度 0.1 公尺的 I 型梁替換成 2 公尺× 2 公尺，厚度 0.1 公尺的 I 型梁斷面，並觀察其側位移和對剪力延遲效應的影響。

模型八：

為了瞭解梁斷面對內縮式框筒結構受側力的影響，此模型將原型的模型一全部的梁由原來的斷面 1 公尺× 1.5 公尺，厚度 0.1 公尺的 I 型梁替換成 1 公尺× 2 公尺，厚度 0.1 公尺的箱型梁斷面，並觀察其側位移和對剪力延遲效應的影響。

模型九：

一般框筒結構中可加設大型對角斜撐來降低剪力延遲效應的影響和側位移，在內縮式框筒結構中的影響為何也是需要探討的，此模型中將原型的模型一做修改，以圖 4-6 中 2 公尺× 2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，高程每 200 公尺對角柱做對角斜撐，並將所有角柱替換成與斜撐相同之斷面，新增的桿件元素也必須設定成不考慮自重，結果如圖 4-11 所示。觀察其對側位移減少之貢獻和對剪力延遲效應的影響。

模型十：

由於前述剛臂支架中的斜撐將會連接到內柱(如模型四)，此作法將會使得應力圖有波動，為了不要有此現象發生，此模型將模型四剛臂支架中替換的內柱換回原斷面 1 公尺×0.5 公尺，厚度為 0.1 公尺之箱型斷面，並將斜撐改由從核心直接連接到角柱，並將角柱使用外直徑 2 公尺，厚度 0.1 公尺其內澆置 10000psi 高強度混凝土之實心圓斷面，如圖 4-12 所示，並比較其受力後之應力圖和側位移曲線之行為。

模型十一：

另外由一般方形框筒結構中得知柱間距也是影響剪力延遲的重要因素，因此依照原型的模型一做法，將柱間距的設置改為每 4 公尺設置一根，柱斷面尺寸不改變，但是將同高程中四面框架之總斷面積藉由柱斷面之厚度調整至與 5 公尺間距同大小，以比較在內縮式框筒中，柱間距對剪力延遲的影響。

模型十二：

因為前述模型中在高程 1000 公尺以上之結構皆無做特別的加強，為考慮此段造成之位移影響，將模型五在高程 1000 公尺至 1160 公尺以圖 4-6 中 2 公尺×2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，以每 40 公尺高程對角柱做對角斜撐，觀察其位移之改變。

模型十三：

因為前述模型中在高程 1000 公尺以上之結構皆無做特別的加強，為考慮此段造成之位移影響，將模型六在高程 1000 公尺至 1160 公尺以圖 4-6 中 2 公尺×2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，以每 40 公尺高程對角柱做對角斜撐，觀察其位移之改變。

模型十四：

因為前述模型中在高程 1000 公尺以上之結構皆無做特別的加強，為考慮此段造成之位移影響，將模型九在高程 1000 公尺至 1160 公尺以圖 4-6 中 2 公尺×2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，以每 40 公尺高程對角柱做對角斜撐，觀察其位移之改變。

模型十五：

將模型六結合模型七的做法，將模型六以圖 4-6 中 2 公尺×2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，以每 200 公尺高程對角柱做對角斜撐，觀察其位移與剪力延遲效應之改變。

模型十六：

為觀察應力不會因斜桿造成跳動之模型十在設置大型斜撐的情形，將模型十以圖 4-6 中 2 公尺× 2 公尺，厚度 0.1 公尺之田字型鋼材斷面做桿件，以每 200 公尺高程對角柱做對角斜撐，觀察其位移與剪力延遲效應之改變。

模型十七：

仿效模型十五的角柱外直徑 3 公尺之複合斷面並使用剛臂支架及大型斜撐，將柱間距改為四公尺放置一根，以比較當作了這些加強後改變柱間距對其位移及應力圖的影響。

下一章中將對此章做的數個模型做分析比較，希望可以藉此觀察到內縮型框筒結構與一般方形框筒結構在剪力延遲效應中的異同，並找出能有效降低高樓建築的側位移之方法。



## 第五章 結構案例分析

### 5.1 內縮式框筒結構與強化角柱之比較

#### 5.1.1 內縮式框筒強化角柱之位移情形

比較模型一(以 5m(D=2)表示)的一般內縮式框筒與模型二(以 5m(D=3)表示)將原型之角柱強化後之位移，圖 5-1 所示，首先由一般內縮式框筒的結構和水平位移曲線可以得知一般內縮式框筒結構由於受風力面積隨高程增加而減少，使得在越上部的結構之中撓曲與剪力所造成的變形越無顯著影響，主要造成的變形應當是低層結構因撓曲變形產生之轉角隨高程增加而累積的變形。為了探討再增加內縮式框筒結構的角柱面積對剪力延遲造的影響，於是改變的原型的角柱面積，由於這個改變使得結構側位移降低了約 6% 的位移。在位移曲線的改變中我們可以發現，因為內縮式框筒結構的翼板側內柱與角柱具有傾角，使得其將會以軸力的方式參與整體結構抵抗側向風力，提升了角柱的斷面積相當於提升整體結構的剪力剛度，而此位移結果說明了內縮式框筒結構在上部結構中主要是依靠剪力剛度來抵抗側向風力，同時也說明了比起一般框筒結構，內縮式框筒角柱內縮的形式，更可以有效的抵抗剪力。

#### 5.1.2 內縮式框筒強化角柱之軸應力情形

圖 5-2 到圖 5-13 為原模型與加大角柱後的模型二兩者之翼版端、腹版端軸應力圖，由柱軸應力圖的結果中可以得知，當內縮式框筒結構增加角柱面積後其結果並不會如一般框筒結構一樣增加剪力延遲效應的影響，每個高程中，其應力皆為減少的現象；其中在高程 0、200、400 公尺處皆為明顯的正剪力延遲效應，當到了 600 公尺高程時，角柱與其相鄰的內柱應力幾乎相等，再上去 800

公尺處，角柱應力已小於同高程之所有內柱，但扣除角柱，整體仍呈現正剪力延遲的趨勢，最後在 1000 公尺處的結果也如 800 公尺處，不同的是，其內柱之軸應力已經趨於均部無剪力延遲之現象。就整體來說，內縮式框筒結構在強化角柱後，隨高程的增加，剪力延遲的現象符合 Singh 的理論將會趨於平緩，但是只有看到減緩的趨勢，卻沒有明顯的負剪力延遲效應發生，並且相較於同高程的原模，會有較小的剪力延遲影響。

## 5.2 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之比較

### 5.2.1 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之位移情形

為了考慮不佔用結構有效使用空間，將角柱的放大改以使用複合斷面的形式，把原模的角柱改成模型三之設計，以其斷面圓筒內加入 10000psi 之高強度混凝土以強化角柱(以 5m(D=2,concrete)表示),其水平側位移曲線如圖 5-14 所示，比較圖 5-1 之側位移曲線，將角柱圓筒斷面由外直徑 2 公尺放大到 3 公尺的模型二與將外直徑 2 公尺其內澆置高強度混凝土的複合實心斷面，兩者有近乎相同的側位移曲線，將混凝土經過轉換斷面的計算成為鋼材的面積後，可以發現複合斷面擁有較大的斷面積，但因為其值逼近 3 公尺的圓筒，所以側位移的值也與 3 公尺的圓筒斷面相當；因為混凝土是不能承受側向剪力的，由此側位移的結果可以得知，當角柱為內縮時，主要以軸向力承受側向外力，因此，如欲達到更小的側位移表現，可以藉由增加角柱之軸向強度，方可達到減少的目度。

### 5.2.2 內縮式框筒結構與角柱採複合斷面之軸應力情形

觀察圖 5-15 至圖 5-26 的軸向應力圖，如同水平側位移曲線的情形，模型

二與模型三有著相同的行為，但由於模型三的角柱在轉換斷面後其值略大，因此軸應力比起模型二皆會顯得略小。就結果所表現的行為來看，內縮式框筒結構中所做的變數只有角柱斷面，其側位移和柱軸應力皆為同樣之行為，故更可證明當角柱為內縮型式時，其主要以軸向力承受側向外力。

### 5.3 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之比較

#### 5.3.1 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之位移情形

減少高樓建築水平側位移常用的方式就是在結構中使用剛臂支架，欲在內縮式框筒結構中使用剛臂支架來達到降低結構受側向力時的水平側位移，將原模結構改變成模型四之型式並分別繪製水平側位移圖(以  $5m(D=2\text{outrigger})$  表示)，如圖 5-27 所示，由圖中可以觀察到使用剛臂支架後之水平側位移減少了大約 20%，雖然效果不如一般框筒結構使用剛臂支架那麼明顯，但是也對水平側位移的減少貢獻了不錯的效益。在一般框筒結構的剛臂支架中，是將核心框架為抵抗外力所造成之傾倒彎矩的軸力傳遞至角柱以軸力抵抗，但在內縮式框筒結構中，相較於內柱，角柱已經有傾角，可直接以軸力的方式參與抵抗傾倒彎矩；因此合理假設內縮式框筒結構本身已具有剛臂支架的作用機制，如果再加上剛臂支架，只是將核心框架的力量再做轉移，因此對側位移的貢獻不如一般框筒結構那麼大。

#### 5.3.2 內縮式框筒結構與使用剛臂支架之軸應力情形

由圖 5-28 至圖 5-39 中可以發現，在和剛臂支架中的斜撐有接觸的內柱，其柱軸應力皆有明顯的跳躍，因此柱軸應力圖不再如先前所見那麼的平滑，雖

然如此感覺仍保持正剪力延遲的趨勢。在 0 公尺高程的地方，如圖 5-28，因為沒有接到剛臂支架且核心框架會使核心內的內柱變形較小，故在翼版側 0 公尺高程中，最中間的內柱應力不會像其他高程的柱一樣升高。另外可以發現，腹版端及翼版端框架中的核心框架，使用剛臂支架中的斜撐可以將核心框架處的軸力減少並將其力量以斜撐結構設計的每 20 公尺之柱距向外傳遞，以達到使用力臂較長的柱軸力來抵抗水平外力，當在高程 1000 公尺時，如圖 5-33 及圖 5-39 所示，因為剛臂支架的斜撐直接連接到角柱，因此就只有角柱分擔核心框架的軸力，不像其他高程中還經過許多內柱共同分擔，導致角柱的軸應力相對同高程內柱還要大，甚至大過原模型同位置的柱軸力。

## 5.4 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之比較

### 5.4.1 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之位移情形

在前節中，以原模使用剛臂支架做比較其位移已降低了許多，此節中考慮如果再結合強化角柱，是否會有更好的表現，於是再分析模型五及模型六，兩種模型分別是以原模使用剛臂支架，將角柱改為外直徑 2 公尺(以  $5m(D=2\text{outrigger}+\text{concrete})$  表示)、外直徑 3 公尺(以  $5m(D=3\text{outrigger}+\text{concrete})$  表示)的複合斷面。如圖 5-40 所示，相較於單純使用剛臂支架模型的結構水平側位移，模型五使用外直徑 2 公尺的複合斷面其結構水平側位移減少了 4 至 5%，當改以模型六的外直徑 3 公尺的複合斷面，其結構水平側位移減少了 13%。當使用剛臂支架時主要目的減少結構體之撓曲變形，相較於原模，模型六的結構側位移減少了 30% 已有不錯的表現，觀察圖 5-40 中，感覺上還存在著剪力變形，對於這點將於後續章節做加強。

### 5.4.2 內縮式框筒結構與使用剛臂支架並強化角柱之軸應力情形

圖 5-41 至圖 5-70 將模型五、模型六與原模翼板端、腹版端之應力圖做比

較，再將模型五與模型六做翼版端應力度比較。比較使用剛臂支架並用外徑 2 公尺之複合斷面角柱的圖 5-44 和單純使用剛臂支架的圖 5-31，發現剛臂支架使用模型五的角柱強化會在 600 公尺高程時，角柱開始發生小於相鄰內柱的狀況；當將原模角柱改為外徑 2 公尺複合斷面時，在 600 高程的角柱只降低至與相鄰內柱相當，此現象應當是使用剛臂支架時，會將特定高程的橫梁加強，使得深梁勁度得到提升導致剪力延遲效應在結構體中翻轉的高程降低，呼應了 Y.Singh 所提出的框筒結構改變造成之行為情形。接著將原模與模型六的應力度圖做比較，模型六中將模型五的角柱複合斷面再做放大，在圖 5-55 中可以發現，模型六在 400 公尺高程時，其角柱軸應力已降低至與相鄰內柱相當；為了方便比較，將模型五與模型六之軸應力度圖做比較，如圖 5-65 至圖 5-70 所示，由圖中可以發現，在加強內縮式框筒結構角柱時，除了前述角柱應力的降低外，還會將因為斜撐所引起跳動的應力度圖做平移，使得整體應力下降，並且減少跳動的幅度，因此猜測將內縮式框筒結構的角柱加強對降低剪力延遲效應是有幫助的。

## 5.5 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之比較

### 5.5.1 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之位移情形

為了瞭解內縮式框筒中影響較大的是剪力變形亦或是撓曲變形，此節將原模的梁斷面做兩種改變，將原樑斷面分別改成模型七的 2 公尺× 2 公尺(以 5m(D=2,Ibeam2\*2)表示)，厚度 0.1 公尺的 I 型梁斷面和模型八的 1 公尺× 2 公尺，厚度 0.1 公尺的箱型梁斷面(以 5m(D=2,box 1\*2)表示)，分別做分析並與原模做結構水平側位移的比較，如圖 5-71 所示。由結果可以發現，當改變斷面為較大 I 型梁的時候對於結整體結構水平側位移並沒有太大的影響，但當使用較大的箱型梁斷面的時候，對於低層結構的側位移卻有明顯的減少，因此判定內縮式框

筒結構在受側向水平力時，剪力變形導致結構的側向位移在結構整體側向位移佔有相當的分量。

### 5.5.2 內縮式框筒結構與改變橫梁斷面之軸應力情形

圖 5-72 至圖 5-83 為兩種不同梁斷面與原模之軸應力比較，使用箱型梁使得深梁勁度得到提升，可以讓剪力延遲效應的影響得到降低，其中可以發現由於原模在高程越高的地方剪力延遲效應已不明顯，因此剪力延遲影響減緩的現象在結構越下層的部分越是明顯。相較於一般框筒結構，內縮式框筒的角柱必須以軸力參與抵抗側向外力，可能是因為此結構形式的關係，導致結構中角柱的軸力比起同高程的內柱其值會較大，因此在內縮式框筒結構剪力延遲效應原本就不明顯的上部結構，才會有角柱應力較大的情形。

## 5.6 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之比較

### 5.6.1 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之位移情形

由於在上節中發現剪力變形在結構水平位移中佔有相當的分量，因此在本節中以原模加上大型對角斜撐的模型九(以 5m(D=2,XBRACED)表示)和原模及原模使用剛臂支架並將角柱改複合斷面的模型五做比較，由圖 5-84 中可以發現，因為使用大型斜撐可有效增加結構抵抗水平側向力之強度，所以對於減少結構水平側向位移有相當大的貢獻，其頂層位移之值降低至與模型五相當，對於降低結構側位移是相當有效的做法。另外比較模型九與模型五，模型九的水平側位移曲線感覺上主要以撓曲變形為主，而模型五上存在著剪力變形，因此考慮盡量降低結構側向位移，後續章節中將會對原結構同時使用兩種系統，探討其

側位移與軸應力的表現。

## 5.6.2 內縮式框筒結構與使用大型斜撐之軸應力情形

由圖 5-85 至圖 5-96 中可以發現，和一般框筒結構一樣，內縮式框筒結構在使用大型對角斜撐後可以有效的減少翼版、腹版端框架的剪力延遲效應影響，由於大型斜撐沒有經過內柱，因此在應力圖中不會像剛臂支架有跳躍的情況發生，但因為對角斜撐與結構角柱相接，因此可以分擔角柱許多軸力，導致角柱的軸應力皆小於同高程之內柱；由於結構隨高程內縮，可能因為大型斜撐的角度，使得在 0 公尺高程時，其角柱只和相鄰內柱值相當，不同於其他高程角柱應力小於內柱的狀況。整體來說如果以剛臂支架減少結構之撓曲變形，再加上大型斜撐的話，應該可以改善使用剛臂支架時角柱軸應力太大的缺點並使剪力延遲的影響降低。

## 5.7 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之比較

### 5.7.1 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之位移情形

由於模型五使用剛臂支架並將角柱改成外徑 2 公尺的複合斷面，在觀察應力分析結果時會有跳動，此節目的是為了觀察應力分布的趨勢，因此將模型五剛臂支架中的斜撐改以角柱直接連接到核心做對角斜撐得到模型十(以 5m(D=2outrigger+concrete-2)表示)。其中模型五與模型十兩者變因只有剛臂支架斜撐的方式，因此如預期的可以得到近乎相同的兩條結構水平側位移曲線，如圖 5-97 所示。

## 5.7.2 內縮式框筒結構與改變剛臂支架斜撐形式之軸應力情形

圖 5-98 至圖 5-103 的翼版端軸應力圖中可以發現，改變斜撐形式後，原先應力圖會跳動的狀況不再出現，新的應力曲線描繪著原來跳動曲線的趨勢，以圖 5-93 來說因為剛臂支架的關係，如預期地使得角柱軸應力變大，並且可以發現在使用新的斜撐方式之剛臂支架時，在上部高程的剪力延遲效應也是有減緩的趨勢。

## 5.8 內縮式框筒結構與減少柱間距之比較

### 5.8.1 內縮式框筒結構與減少柱間距之位移情形

在一般框筒結構中，柱間距的降低可以有效的減少剪力延遲效應所帶來的影響，本節中採用模型十一之更小的柱距(以  $4m(D=2)$  表示)和原模及使用剛臂支架並在角柱使用複合斷面兩種模型做比較，其結構水平側位移如圖 5-104 所示。由圖中可以發現，減少柱距能降低結構側位移的效果比起使用剛臂支架的結構雖然差了一點，但是也有不錯的表現；如果想將使用剛臂支架結構的水平側位移再降低，可考慮將柱距做改變，使梁柱的撓曲變形及結構的剪力變形變小。

### 5.8.2 內縮式框筒結構與減少柱間距之軸應力情形

由圖 5-105 至圖 5-116 中可以發現因為柱距的變小、連接梁變短，使得結構更符合密柱短深梁的形式，進而使剪力延遲效應的影響變小。但不同於其他形式的結構，減少柱間距的模型，其應力圖相較原模只是向下做平移，在各高程中角柱之應力一直是大於內柱的，且和原模型一樣，大約到了 600 公尺高程時剪力延遲效應影響已經不那麼明顯。由此可知在對內縮式框筒結構中使用減少

柱距的改變時，結構行為將會同一般框筒結構。

## 5.9 內縮式框筒結構與高程 1000 公尺以上做斜撐之位移比較

前述對內縮式框筒結構原模做的剛臂支架與大型斜撐皆在 1000 公尺以下做改變，本節中考慮到結構頂部相對於 1000 公尺高程之位移，因此在 1000 公尺以上做加強。考慮到一般框筒在結構上部主要是剪力變形的影響，於是將使用剛臂支架角柱使用外徑 2 公尺複合斷面(模型五)、使用剛臂支架角柱使用外徑 3 公尺複合斷面(模型六)、原模使用大型斜撐(模型九)，三種模型之 1000 公尺高程以上每 40 公尺做角柱的對角斜撐，得到模型十二、十三、十四，所得頂層位移比較如表 5-1 所示，由左至右分別是模型九、五、六，三種模型改變前與改變後之 1000、1200 公尺高程位移及相對位移。在這項比較中可以發現做此加強的效益不大，理由應當是因為結構在頂層受力面積變小，使得外風力造成的變形已經不大，而會有如此多的相對位移，則是由低層結構中撓曲變形的累積所引起，因此在後續章節中將不再對結構做此項加強。

## 5.10 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之比較

### 5.10.1 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之位移情形

將原模使用剛臂支架之結構對結構之水平側位移已有相當的減少，為了再降低剪力變形的影響，將角柱為外徑 3 公尺並使用剛臂支架的模型六加上大型斜撐成為模型十五做分析(以 5m(D=3,outrigger+con+XX)表示)，用以增加結構直接抵抗側向外力的能力。由圖 5-117 中可以發現，當加上了大型斜撐後，其結構側位移相較原模使用角柱 3 公尺的圓筒斷面，下降了大約 34%的側位移，在

減少結構側位移的目的中，有不錯的成效。

### 5.10.2 內縮式框筒結構與剛臂支架結合大型斜撐之軸應力情形

圖 5-118 至圖 5-129 為模型十五在不同高程中的軸應力圖，相較於單純使用剛臂支架，模型十五可以有效降低角柱的軸應力。前面使用剛臂支架的分析中，結構低層仍有相當的剪力延遲效應影響，由 0 公尺高程的圖 5-118 可以發現，當加上了大型斜撐後，由於分擔了角柱需承受的力量，使得應力圖中的剪力延遲效應大大的降低，而在其他高程的應力圖中，相較於單純使用剛臂支架的模型，主要則是使應力圖向下平移變小，且在角柱的應力會小於相鄰內柱，此為對使用剛臂支架時角柱會承受較大力量的缺點做的修正。因為其結果對於結構水平側向位移有不錯的降低，加上可以減少剪力延遲效應的影響，因此後續章節將在模型中加上大型斜撐做其他的分析討論。

### 5.11 內縮式框筒結構與結合大型斜撐並改變剛臂斜撐之軸應力情形

為比較使用剛臂支架結合大型斜撐之軸應力圖趨勢，本節將角柱為外徑 2 公尺複合斷面，使用剛臂支架並將剛臂中斜撐改由核心與角柱做對角斜撐的模型十加上大型斜撐成為模型十六(以  $5m(D=2, \text{outrigger}+\text{con}+X-2)$  表示)後做分析，圖 5-130 至圖 5-141 為其各高程與使用剛臂支架且角柱為外徑 2 公尺複合斷面之模型比較的應力圖。由圖中可以發現在每個高程中的軸應力比之前的結果更小，且在底層的圖 5-130 中得知，在核心框架以外的柱其剪力延遲效應已經變得極小，其他高程中除了角柱軸應力被大型斜撐分擔掉外，其內柱也是相同的趨勢，因此可以判定，當內縮式框筒結構使用大型斜撐時，可以有效減緩剪力

延遲效應並且補強使用剛臂支架時造成角柱應力較大的缺點，並降低結構水平側向位移。

## 5.12 內縮式框筒與使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之比較

### 5.12.1 使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之位移情形

相較於原模，模型十七將角柱改用外徑 3 公尺之複合斷面並使用剛臂支架和大型斜撐，為方便比較軸應力圖，模型十七剛臂支架斜撐是由核心與角柱做對角斜撐(以  $4m(D=3, \text{outrigger}+\text{con}+X)$  表示)，其結構水平側位移結果如圖 5-142 所示，結構頂層側位移相較原模減少了 43%；在框筒結構中，低層結構會有較多的撓曲變形，上部結構則以剪力變形為主，這些在模型十七中都有相當的改善，因此在內縮式框筒結構中同時使用剛臂支架和大型斜撐是可以有效減少結構整體側位移的。

### 5.12.2 使用剛臂支架結合大型斜撐並縮短柱距之軸應力情形

由圖 5-143 至圖 5-154 的軸應力圖可以發現，減少柱間距可以使已用大型斜撐之結構的剪力延遲效應影響更小，最具代表性的就是翼版端最底層的圖 5-143，相較於原模，在核心框架以外的柱，其軸應力已經接近等值的趨勢；另外在腹版端的圖 5-149，其軸應力圖也趨近於一條斜直線，其結果充分顯示此結構形式可以有效地降低剪力延遲效應在內縮式框筒結構中的影響，以達到本文的研究目的。

## 第六章 結論與建議

### 6.1 結論

- (1) 比起一般框筒結構，內縮式框筒角柱內縮的形式，角柱可以以軸向強度有效的抵抗側向外力，在內縮式框筒的上部結構中主要是依靠剪力剛度來抵抗側向風力，因此提升內縮式框筒結構角柱的斷面積能有效提升整體結構的剪力剛度。與一般框筒結構不同的是，當內縮式框筒結構增加角柱面積後其結果並不會如一般框筒結構一樣增加剪力延遲效應的影響，反而使剪力延遲效應影響降低，並且隨高程的上升，剪力延遲效應會更快的減緩。
- (2) 在內縮式框筒結構中，相較於內柱，角柱已經有傾角，可直接以軸力的方式參與抵抗傾倒彎矩，加上剛臂支架，乃增加角柱抵抗結構撓曲變形的能力，因此對側位移的貢獻不如一般框筒結構那麼大。
- (3) 和一般方形框筒結構一樣，於內縮式框筒結構外側增加大型對角斜撐所形成的大型斜撐型框筒結構能有效減少結構的水平側向位移以及剪力延遲效應。
- (4) 同一般框筒結構，內縮式框筒結構柱間距的降低可以有效的減少剪力延遲效應所帶來的影響，並且能夠有效降低結構的水平側向位移。
- (5) 內縮式框筒結構越靠近頂層處因為其受風力面積已經不大，導致外力很小，並不會因為剪力變形而增加結構的水平側向位移。
- (6) 當內縮式框筒結構同時使用剛臂支架與大型斜撐時，可以有效減緩剪力延遲效應並且補強使用剛臂支架時造成角柱應力較大的缺點，並有效降低結構水平側向位移。

## 6.2 建議

- (1) 在本論文的研究中皆忽略了各桿件的自重，在分析的過程中發現了如果不忽略具有傾角的斜桿自重，結果將會使柱應力不對稱，由於框筒結構常用於高樓建築，真實結構中具有相當大的自重問題，因此未來可以朝此方向做研究。
- (2) 研究中只對內縮式框筒結構外加風力做靜力分析，建議往後可以朝動力分析方面做研究。
- (3) 本論文分析中按照風力規範將外力對稱加載於結構上，但真實情況可能不是如此，未來可以朝向框筒結構受扭矩的行為做探討。



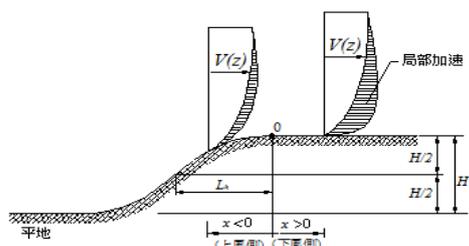
## 參考文獻

- [1] F.R.Khan, and N.R.Admin(1973), “Analysis and design of framed tube structures for tall concrete buildings”, *The Structural Engineer*, Vol.51, p85-92.
- [2] R.S.Nair(1998), “Belt Trusses and Basements as“Virtual”Outriggers for Tall Buildings”, *Engineering Journal/Fourth Quarter*.
- [3] Mir M. Ali and Kyoung Sun Moon(2007), “Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects”, *Architectural Science Review* Vol 50.3, pp205-223.
- [4] B.S.Smith, and A.Coull(1991), “Tall Building Structures: Analysis and design”, Chap.12.
- [5] A.Coull, and B.Bose(1975), “Simplified Analysis of Frame-Tube Structures” , *Journal of Structural Division*, ASCE, 101(11), p2223-2240.
- [6] A.K.H.Kwan(1994), “Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120(4), p1221-1238.
- [7] D.A.Foutch, and P.C.Chang(1982), “A Shear Lag Anomaly”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(7), p1653-1658.
- [8] S.T.Chang, and F.Z.Zheng(1987), “Negative Shear Lag in Cantilever Box Girder with Constant Depth”,*Journal of Structural Engineering*, ASCE, 113(1), p20-35.
- [9] J.J.Connor, and C.C.Pouangare(1991), “Simple Model for Design of Framed-Tube Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(12),

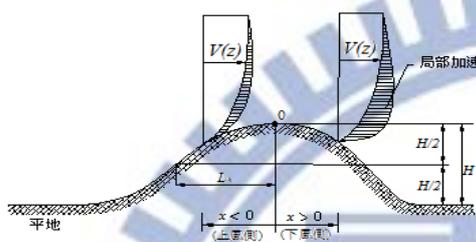
p3623-3644.

- [10] Y.Singh, and A.K.Nagpal(1994), "Negative Shear Lag in Framed-Tube buildings", *Journal of structural Engineering*, ASCE, 120(11), p3105-3121.
- [11] S.Fawzia and T.Fatima(2010), "Deflection Control in Composite Building by Using Belt Truss and Outriggers Systems", *World Academy of Science, Engineering and Technology* 72.
- [12] 王俊超，束型框筒結構力學參數分析研究，台灣，國立交通大學，民國一百零一年。
- [13] 郭恆志，內縮型式框筒結構力學參數分析研究，台灣，國立交通大學，民國一百零一年。
- [14] 內政部營建署 (2006)，「建築物耐風設計規範及解說」。
- [15] Computer and Structures, Inc.(2004),"CSI Analysis Reference Manual For SAP2000,Etabs,and Safe " , Berkeley, California, USA.
- [16] 段曉農(1996)，「新型筒體結構體系」，海南大學學報自然科學版，第 14 卷第 2 期，p189-193.
- [17] 劉大海，楊翠如(1997)，「高層建築抗震設計」，淑馨出版社。

表 3-1 計算  $K_{zt}$  所用之  $K_1K_2K_3$  值[14]



懸崖



山脊及山丘

$\frac{H}{L_h}$	地況 A 或 B 下之 $K_1$			地況 C 下之 $K_1$		
	山脊	懸崖	山丘	山脊	懸崖	山丘
0.20	0.26	0.15	0.19	0.29	0.17	0.21
0.25	0.33	0.19	0.24	0.36	0.21	0.26
0.30	0.39	0.23	0.29	0.43	0.26	0.32
0.35	0.46	0.26	0.33	0.51	0.30	0.37
0.40	0.52	0.33	0.38	0.58	0.34	0.42
0.45	0.59	0.34	0.43	0.65	0.38	0.47
0.50	0.65	0.38	0.48	0.72	0.43	0.53

$\frac{x}{L_h}$	$K_2$	
	懸崖	山脊或山丘
-4.00	0.00	0.00
-3.50	0.00	0.00
-3.00	0.00	0.00
-2.50	0.00	0.00
-2.00	0.00	0.00
-1.50	0.00	0.00
-1.00	0.33	0.33
-0.50	0.67	0.67
0.00	1.00	1.00
0.50	0.88	0.67
1.00	0.75	0.33
1.50	0.63	0.00
2.00	0.50	0.00
2.50	0.38	0.00
3.00	0.25	0.00
3.50	0.13	0.00
4.00	0.00	0.00

$\frac{z}{L_h}$	$K_3$		
	山脊	懸崖	山丘
0.00	1.00	1.00	1.00
0.10	0.74	0.78	0.67
0.20	0.55	0.61	0.45
0.30	0.41	0.47	0.30
0.40	0.30	0.37	0.20
0.50	0.22	0.29	0.14
0.60	0.17	0.22	0.09
0.70	0.12	0.17	0.06
0.80	0.09	0.14	0.04
0.90	0.07	0.11	0.03
1.00	0.05	0.08	0.02
1.50	0.01	0.02	0.00
2.00	0.00	0.00	0.00

註：若  $\frac{H}{L_h} > 0.5$ ，則計算  $K_1$  時採用  $\frac{H}{L_h} = 0.5$ ，計算  $K_2$  時採用  $L_h = 2H$ ，計算  $K_3$  時採用  $L_h = 2H$ 。

表 3-2 地況相關參數[14]

地況	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{b}$	$c$	$\ell(m)$	$\bar{\varepsilon}$	$z_{\min}$ (m)
A	0.32	500	0.45	0.45	55	0.5	18
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9
C	0.15	300	0.94	0.20	152	0.20	4.5

表 3-3 外風壓係數  $C_p$  [14]

所屬牆面 <sup>⓪</sup>	$L/B$ <sup>⓪</sup>	$C_p$ <sup>⓪</sup>	使用的風速壓 <sup>⓪</sup>
迎風面 <sup>⓪</sup>	所有值 <sup>⓪</sup>	0.8 <sup>⓪</sup>	$q(z)$ <sup>⓪</sup>
背風面 <sup>⓪</sup>	0-1 <sup>⓪</sup>	-0.5 <sup>⓪</sup>	$q(h)$ <sup>⓪</sup>
	2 <sup>⓪</sup>	-0.3 <sup>⓪</sup>	
	$\geq 4$ <sup>⓪</sup>	-0.2 <sup>⓪</sup>	
側風面 <sup>⓪</sup>	所有值 <sup>⓪</sup>	-0.7 <sup>⓪</sup>	$q(h)$ <sup>⓪</sup>

註：L：平行於風向之結構物水平尺寸，m<sup>⓪</sup>  
 B：垂直於風向之結構物水平尺寸，m<sup>⓪</sup>  
 G：陣風反應因子<sup>⓪</sup>

表 5-1 內縮式框筒 1000 公尺高程做大型斜撐位移比較

柱間距5m	D=2+X	D=2+X (1k~1.2K)	D=2+con +outrigger	D=2+con +outrigger (1k~1.2K)	D=3+con +outrigger	D=3+con +outrigger (1k~1.2K)
1000m位移(m)	1.87	1.87	1.88	1.88	1.73	1.73
1200m位移(m)	2.36	2.35	2.31	2.29	2.09	2.08
1200m-1000m	0.49	0.48	0.43	0.41	0.36	0.35

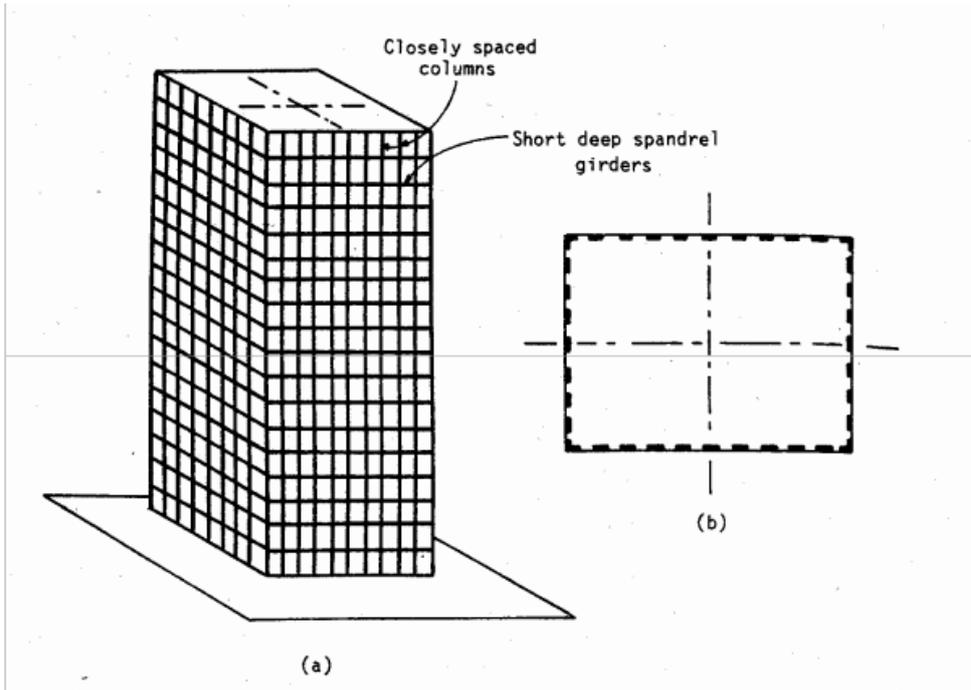


圖 2-1.框筒結構的立體與平面構造圖[1]

(a) 框筒結構立體構造圖 (b).框筒結構平面構造圖

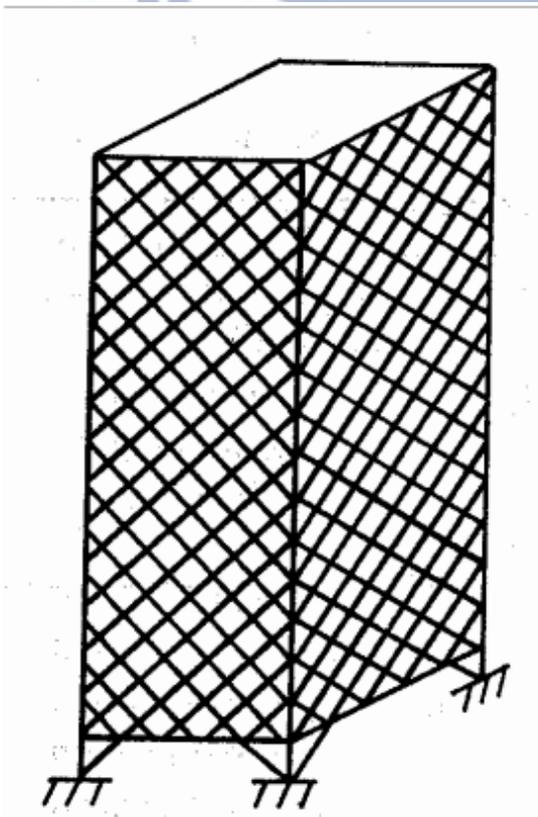


圖 2-2.斜撐型框筒結構[16]

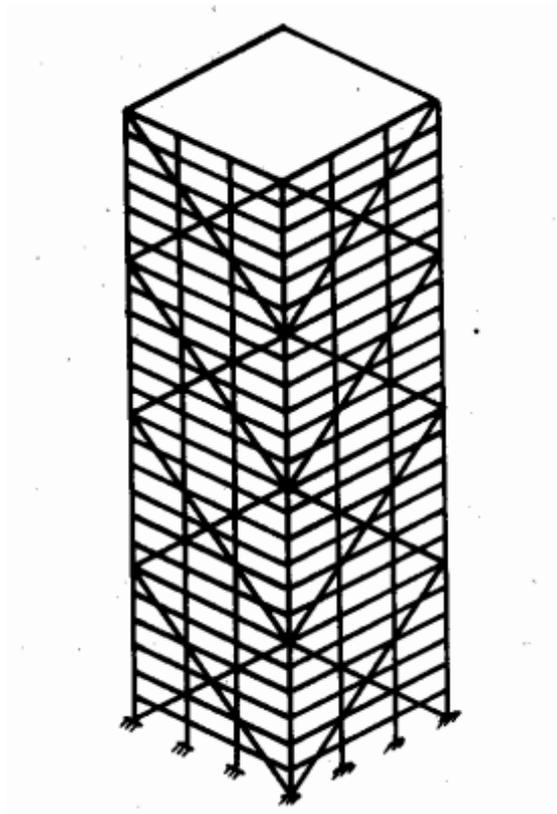


圖 2-3.大型斜撐型框筒結構[16]

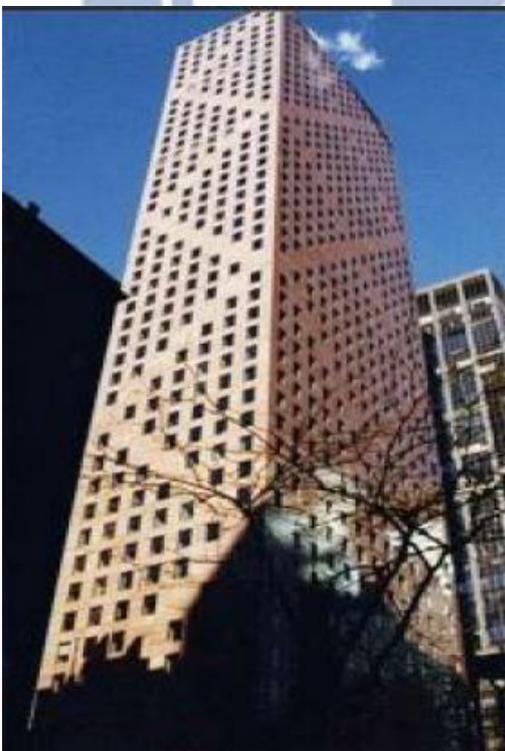


圖 2-4.美國紐約市 780 Third Avenue 大樓[17]

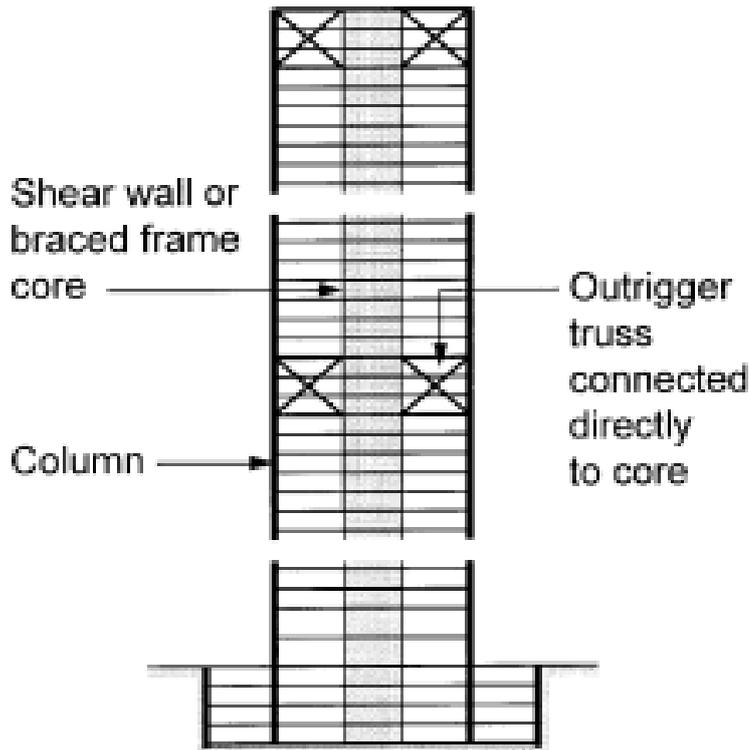
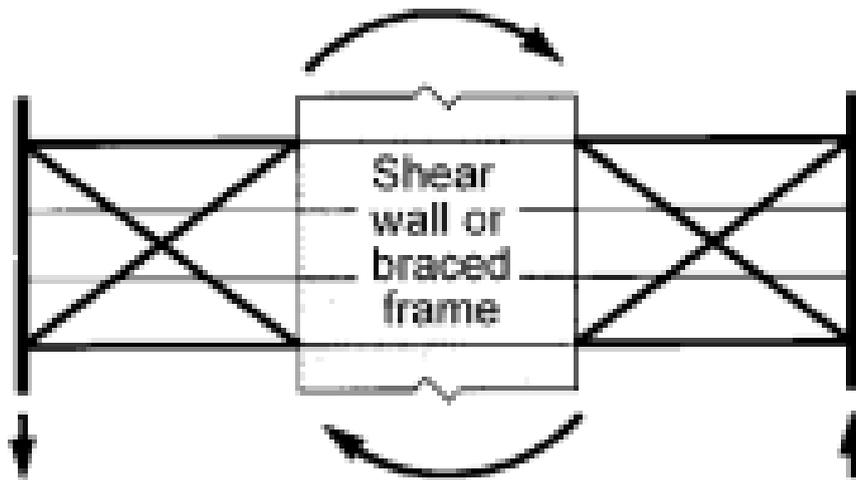


圖 2-5.剛臂支架示意圖[11]



*Transfer of forces  
from core to outrigger columns*

圖 2-6.外柱透過剛臂支架抵抗傾覆彎矩示意圖[2]

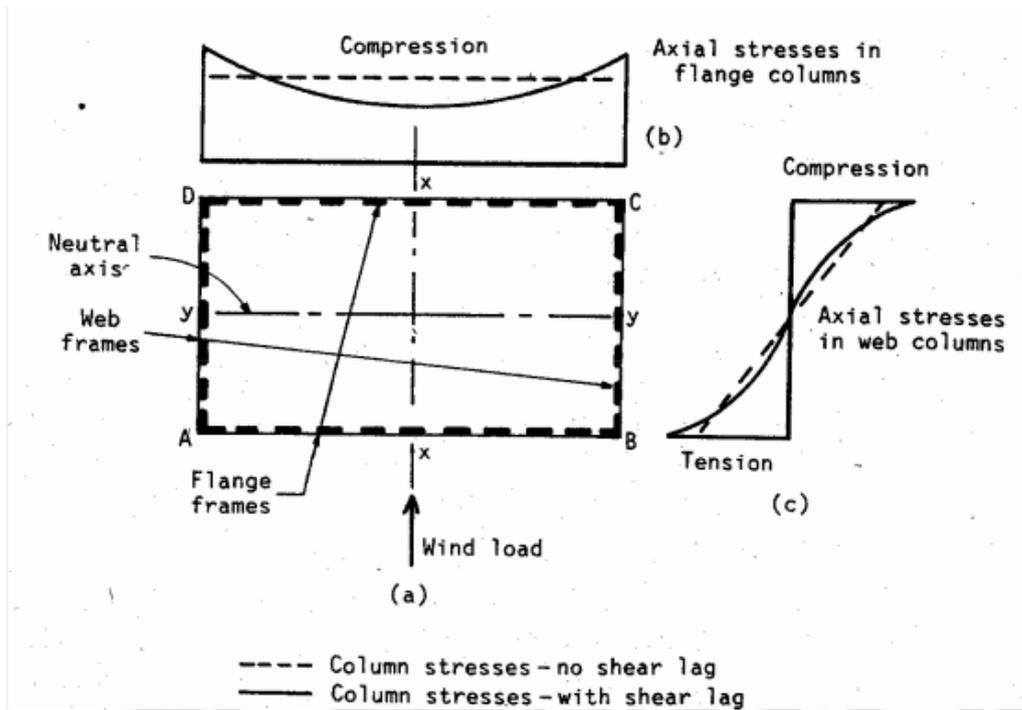


圖 3-1.框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[4]

(a)框筒結構平面圖 (b)翼板端柱軸應力分佈 (c)腹板端柱軸應力分佈

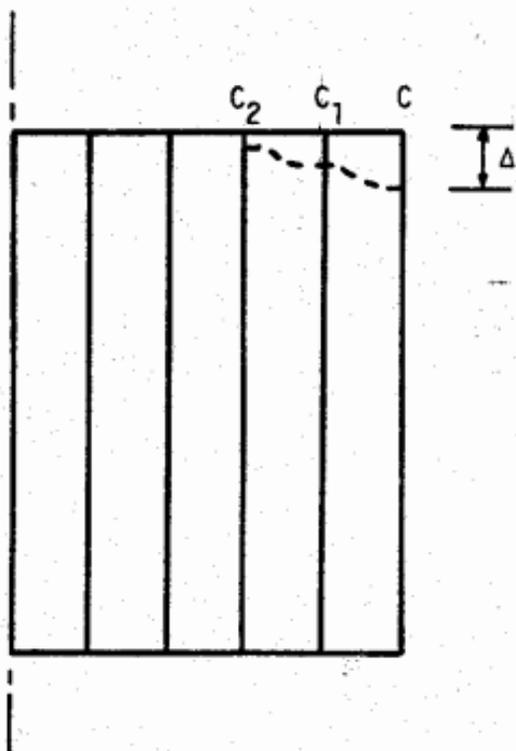


圖 3-2.剪力延遲效應影響下翼板端框架中柱的軸向變形[4]

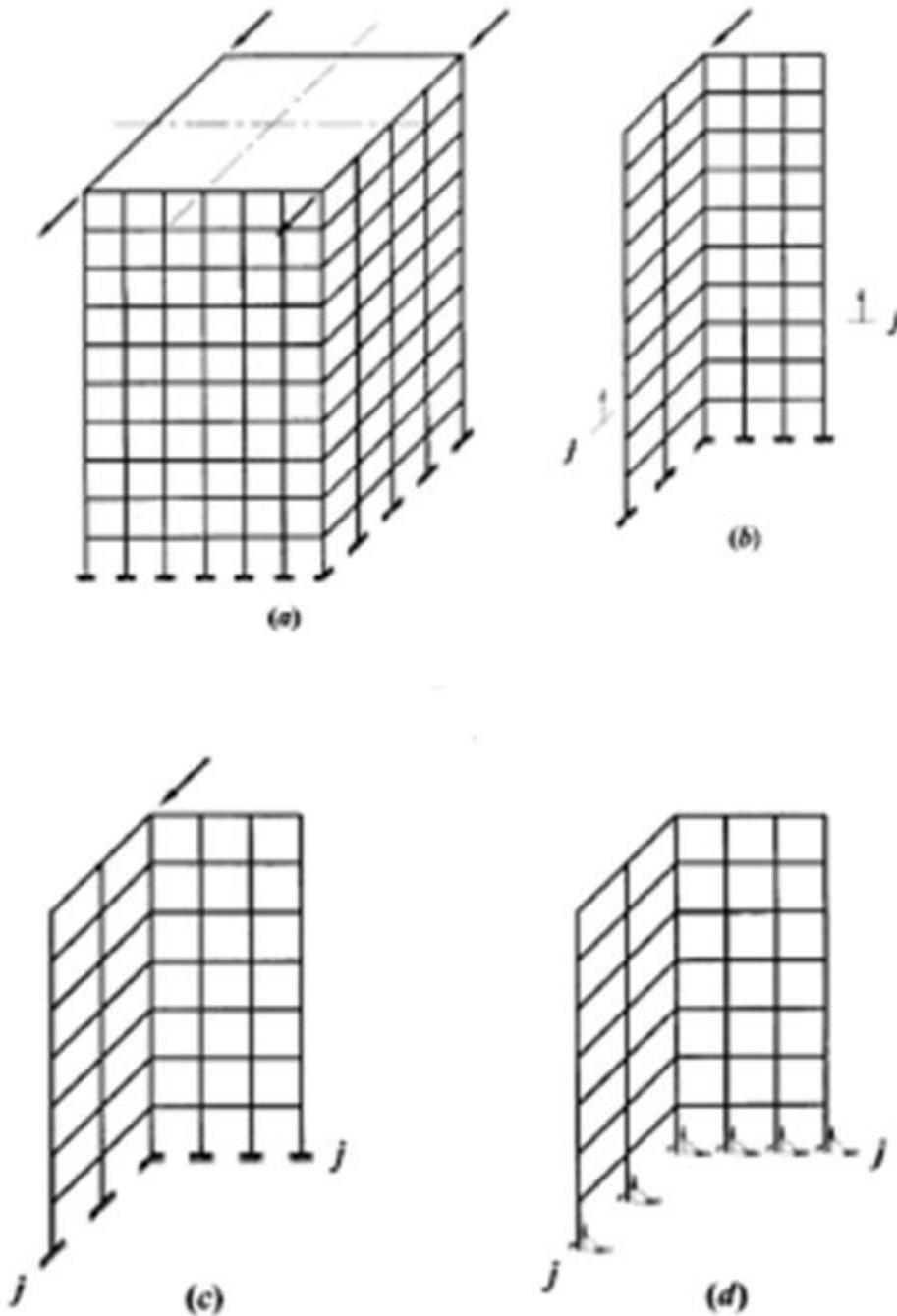


圖 3-3.Y.Singh 的框筒結構考慮負剪力延遲的分析模型[10]

- (a)受水平載重下的框筒結構
- (b)考慮對稱取出框筒結構的四分之一模型
- (c)結構位於  $j$  層樓板以上部份的第一種分析模型
- (d)結構位於  $j$  層樓板以上部份的第二種模型

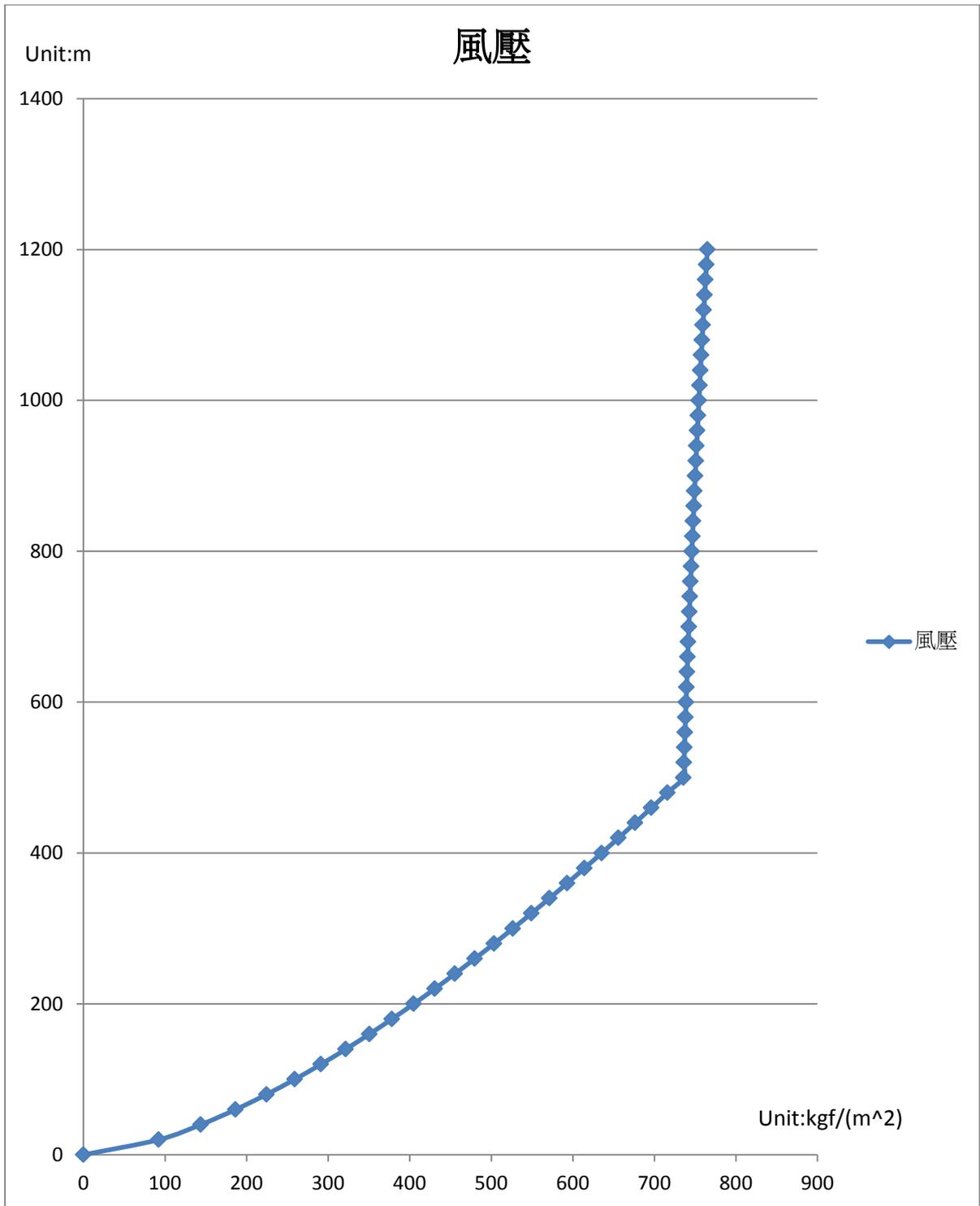


圖 3-4. 施加於結構之設計風壓

步驟一：↵

梯形面積積分公式：↵

$$Y_1 = 10x \rightarrow x = \frac{Y_1}{10} \quad \leftarrow$$

$$Y_2 = 2400 - 10x \rightarrow x = 240 - \frac{Y_2}{10} \quad \leftarrow$$

$$Y_3 = a \rightarrow a = \text{梯形底部高度} \quad Y_4 = a + 20 \quad \leftarrow$$

面積分：↵

$$Area = \int_a^{a+20} \int_{\frac{y}{10}}^{240-\frac{y}{10}} dx dy = \int_a^{a+20} \left( 240 - \frac{y}{5} \right) dy \quad \leftarrow$$

步驟二：↵

利用風力-梯形面積分找出合力中心離梯形底部間距：↵

$$F_y = \frac{\int \int_a^{a+20} q_z \times y dx dy}{\int \int_a^{a+20} q_z dx dy} \quad \leftarrow$$

展開得↵

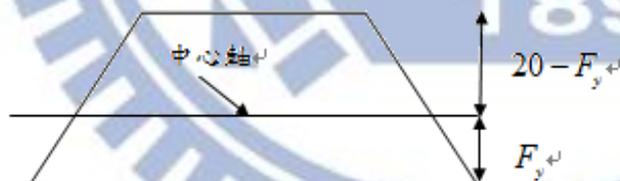
$$F_y = \frac{qG_f C_p \int_a^{a+20} \left( 240 - \frac{y}{5} \right) \times y dy}{qG_f C_p \int_a^{a+20} \left( 240 - \frac{y}{5} \right) dy} \quad \leftarrow$$

得出每層合力中心位置。↵

步驟三：↵

利用上下端點距合力中心 Y 方向距離按比例分配外力大小↵

↵  
↵  
↵  
↵  
↵  
↵



$$\text{合力大小為 } FF = qG_f C_p \int_a^{a+20} \left( 240 - \frac{y}{5} \right) dy \quad \leftarrow$$

$$\text{下部端點力為 } F_a = F_b = F_s = \frac{1}{2} \times \frac{FF}{20} \times F_y \quad \leftarrow$$

$$\text{上部端點力為 } F_c = F_d = F_t = \frac{1}{2} \times \frac{FF}{20} \times (20 - F_y) \quad \leftarrow$$

得每層端點側力=下部梯形  $F_r$  加上部梯形  $F_s$  疊加而得↵

外力與作用面積

風力↵



對應之作標軸

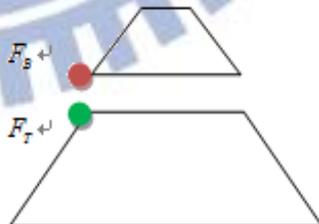
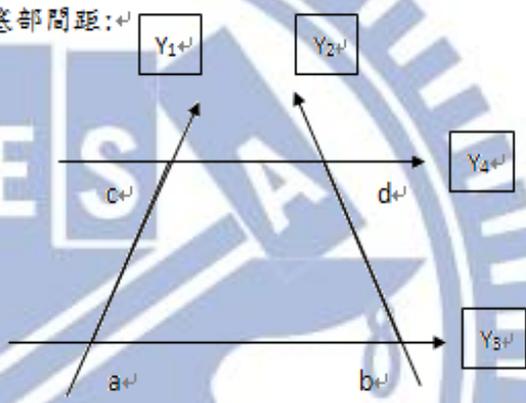
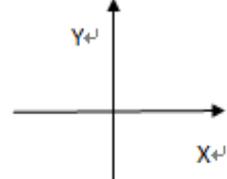
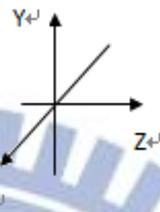


圖 3-5. 設計風力作用於結構投影面積計算流程圖[14]

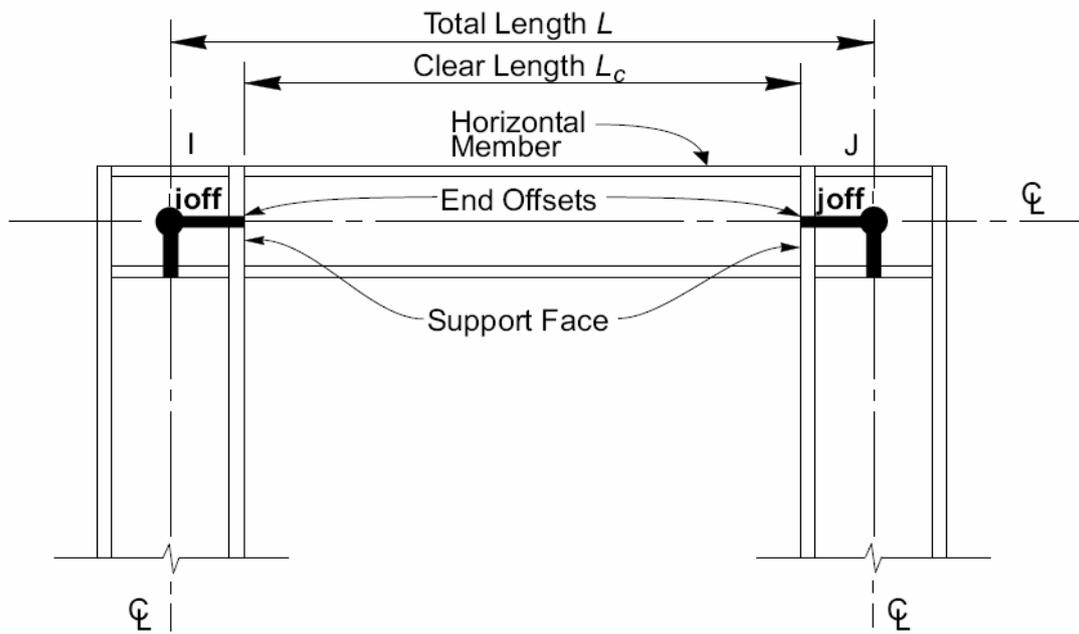


圖 4-1. 梁柱交接區域示意圖[13]

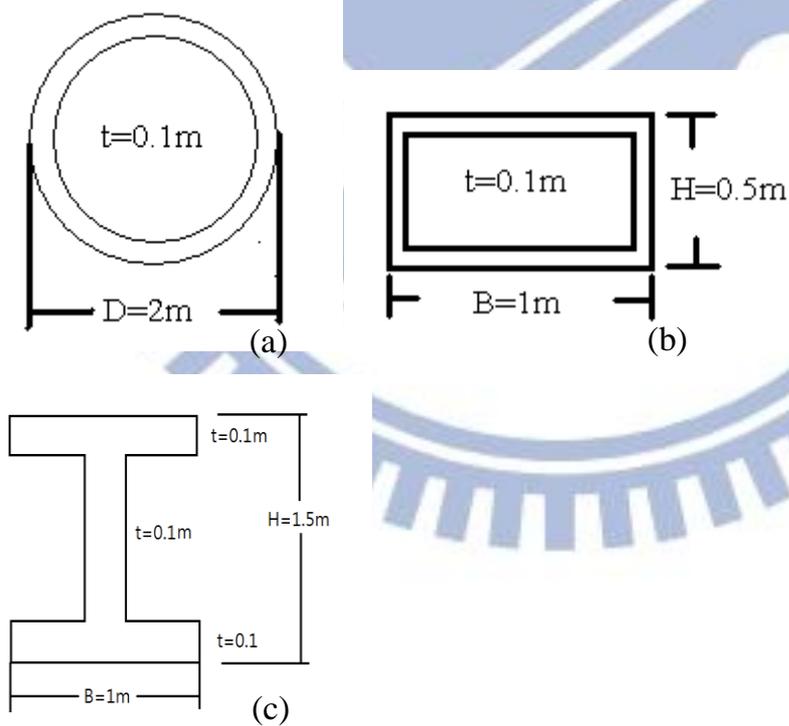


圖 4-2. 結構桿件斷面圖

(a)角柱斷面圖 (b)內柱斷面圖 (c)梁斷面圖

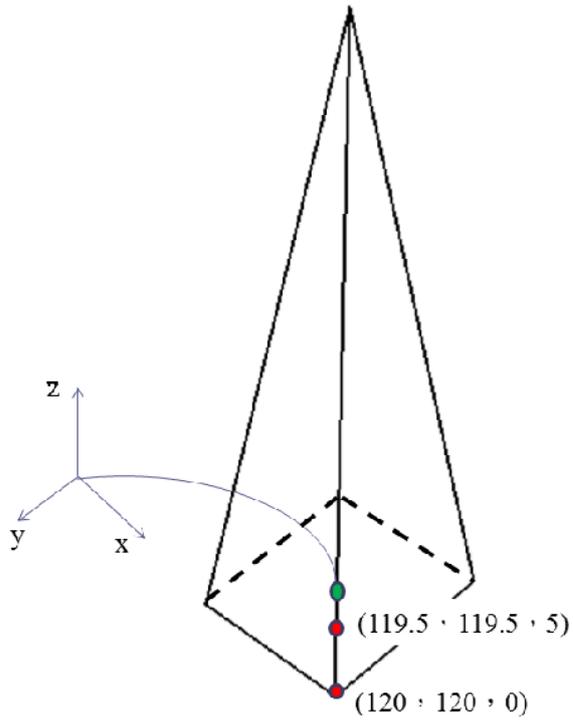


圖 4-3. 內縮式框筒角柱桿件示意圖

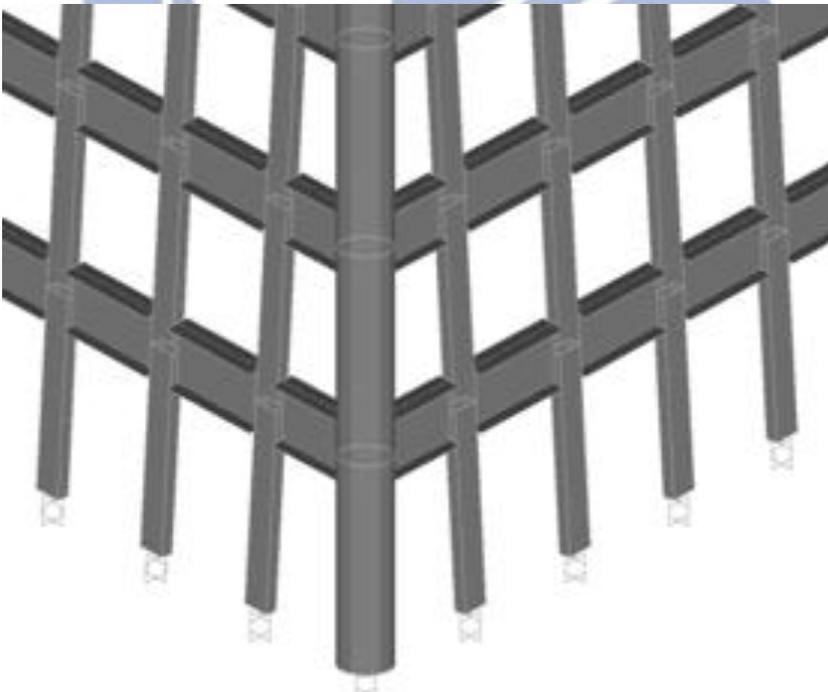


圖 4-4. 框筒結構內柱排列方式示意圖

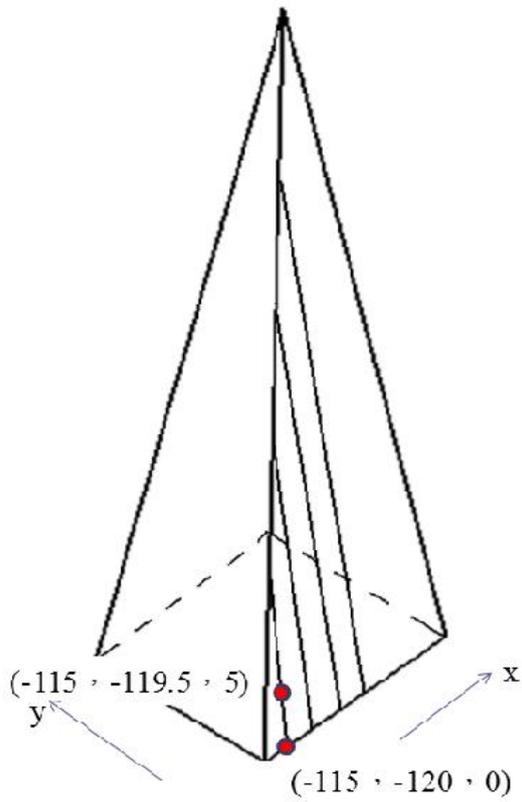


圖 4-5. 內縮式框筒內柱桿件示意圖

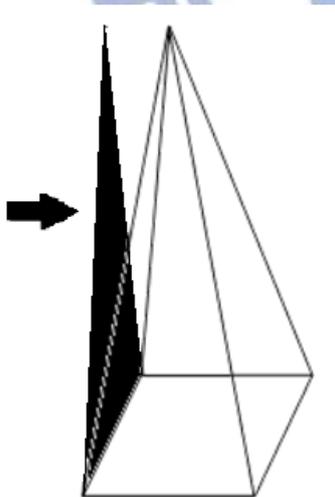


圖 4-6. 內縮式框筒結構受風面積示意圖

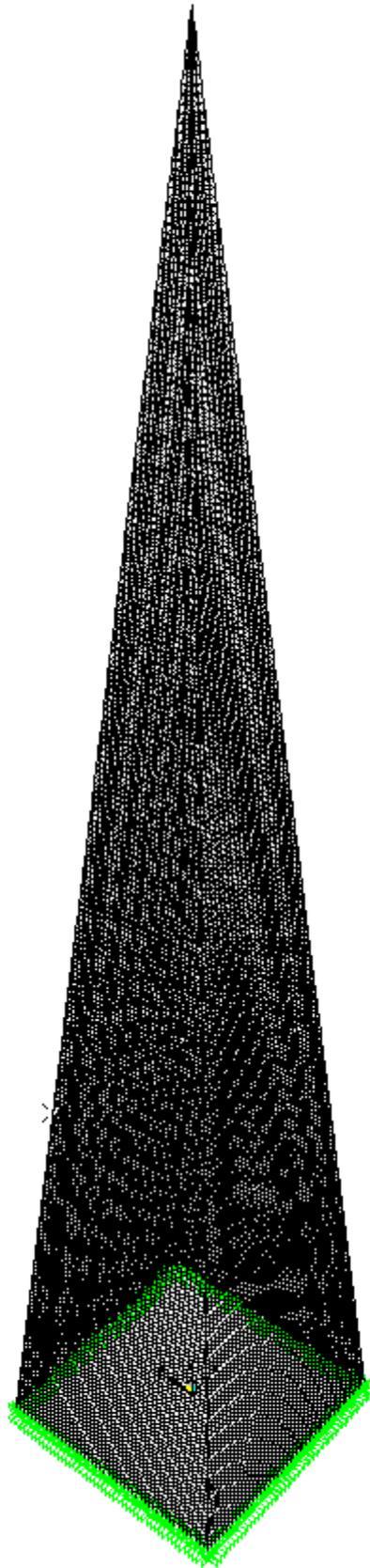
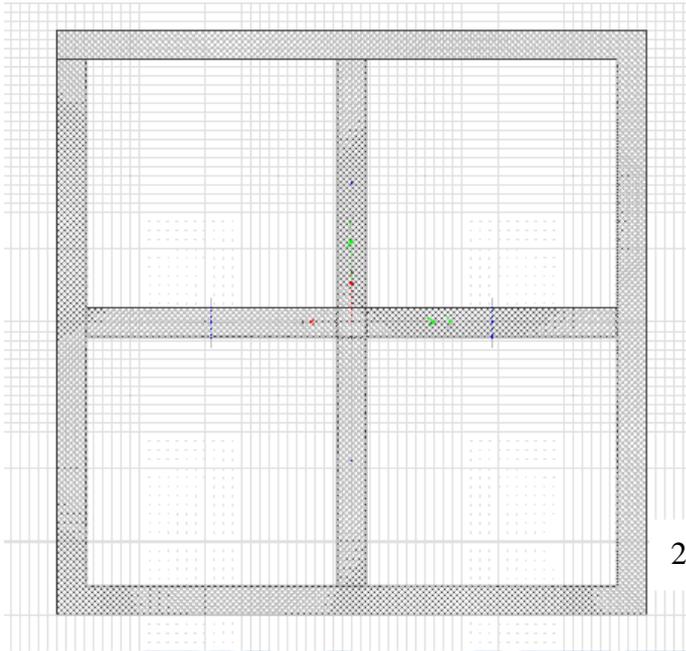


圖 4-7.內縮式框筒結構示意圖



2 公尺x2 公尺，厚度=0.1 公尺

圖 4-8. 田字型斷面示意圖

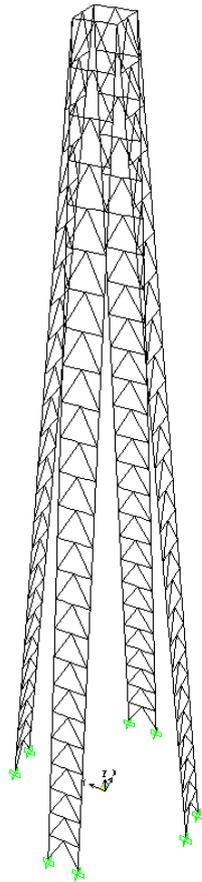


圖 4-9. 內縮式框筒結構核心框架示意圖

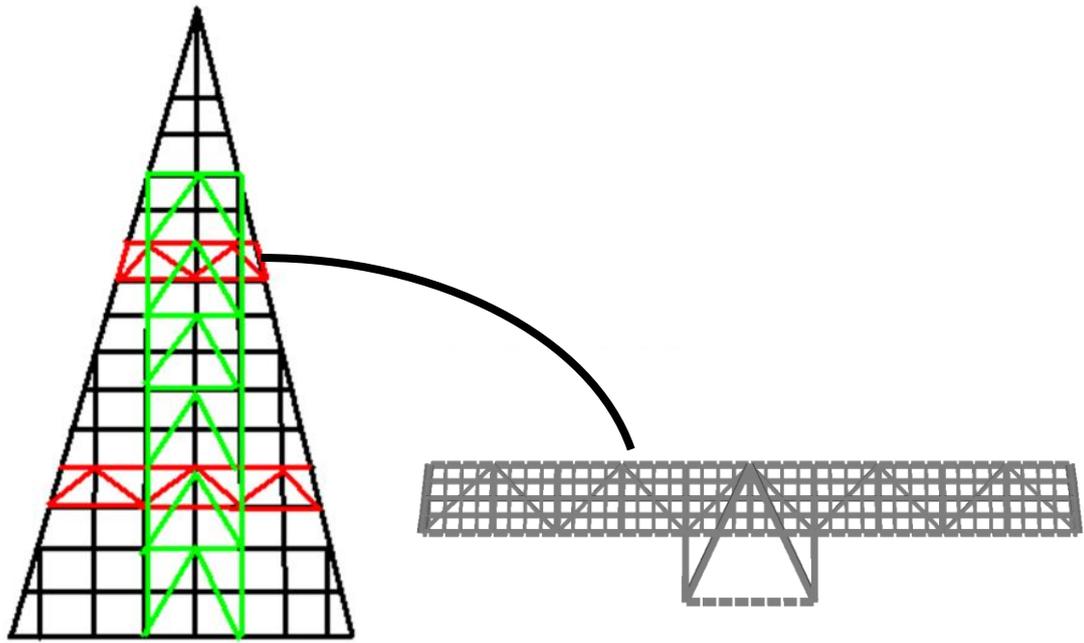


圖 4-10.模型四所用內縮式框筒結構剛臂支架斜撐示意圖

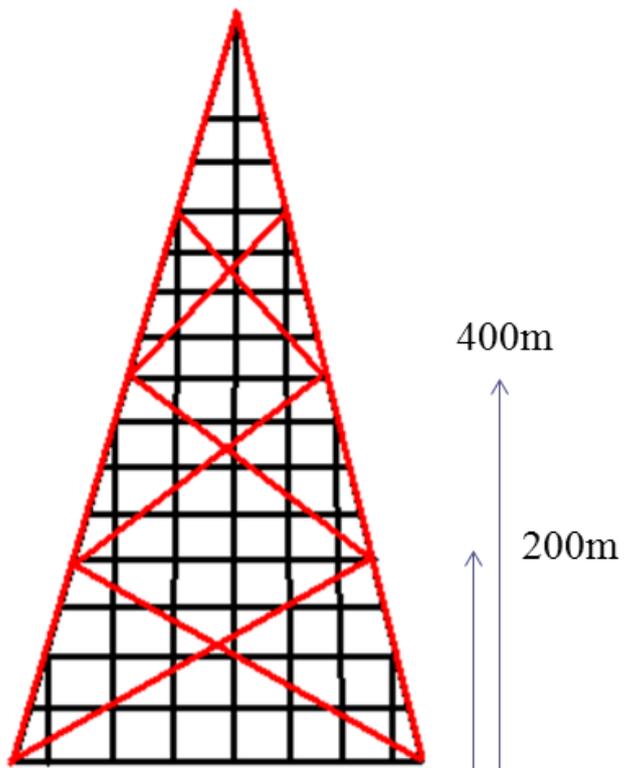


圖 4-11.內縮式大型斜撐型框筒單面框架示意圖

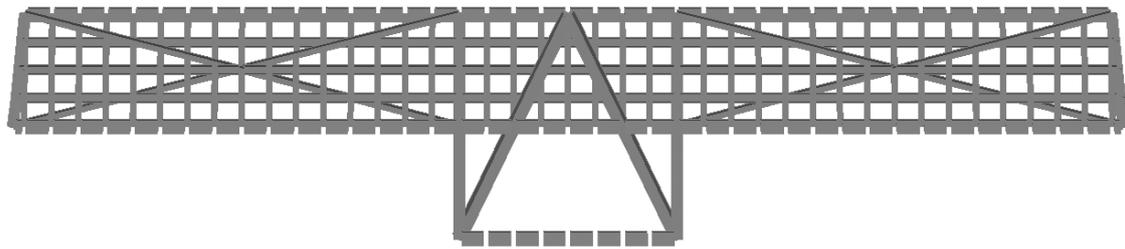


圖 4-12. 模型十所用內縮式框筒結構剛臂支架斜撐示意圖

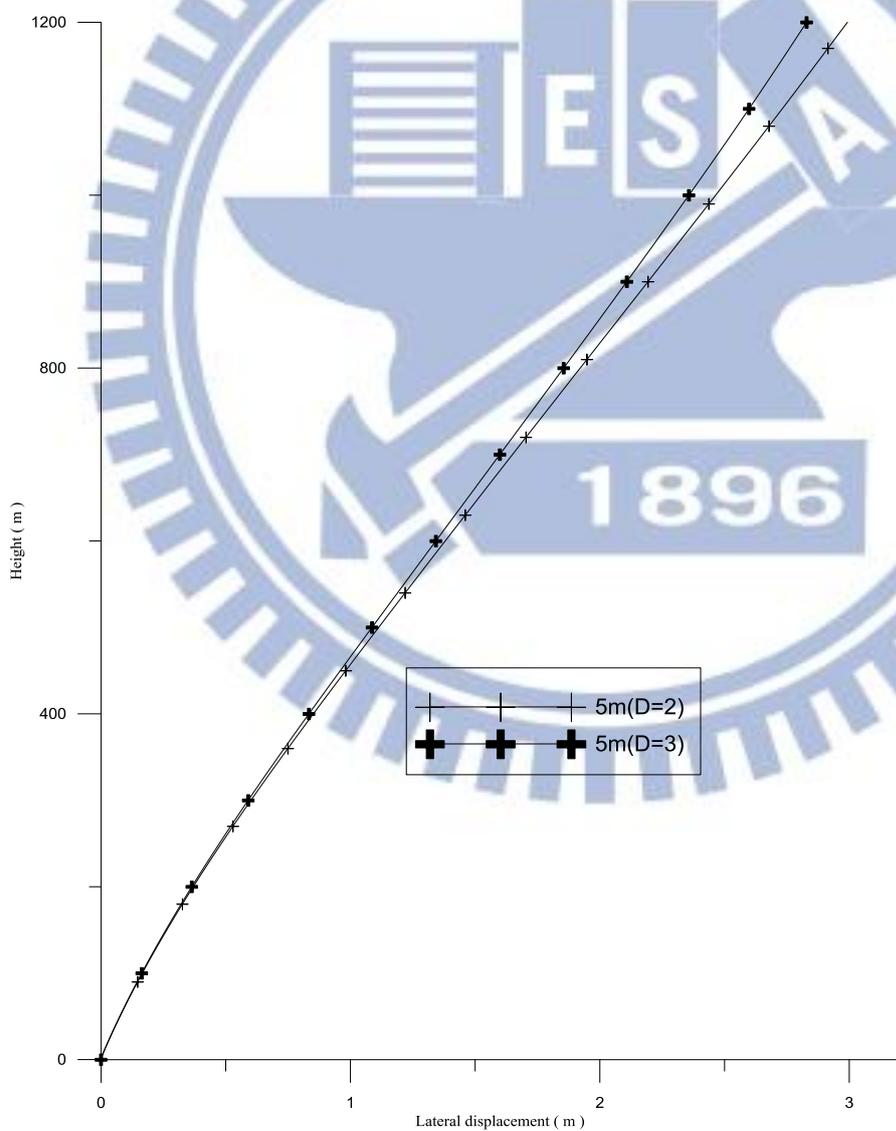


圖 5-1.內縮式框筒結構角柱放大之水平側位移圖

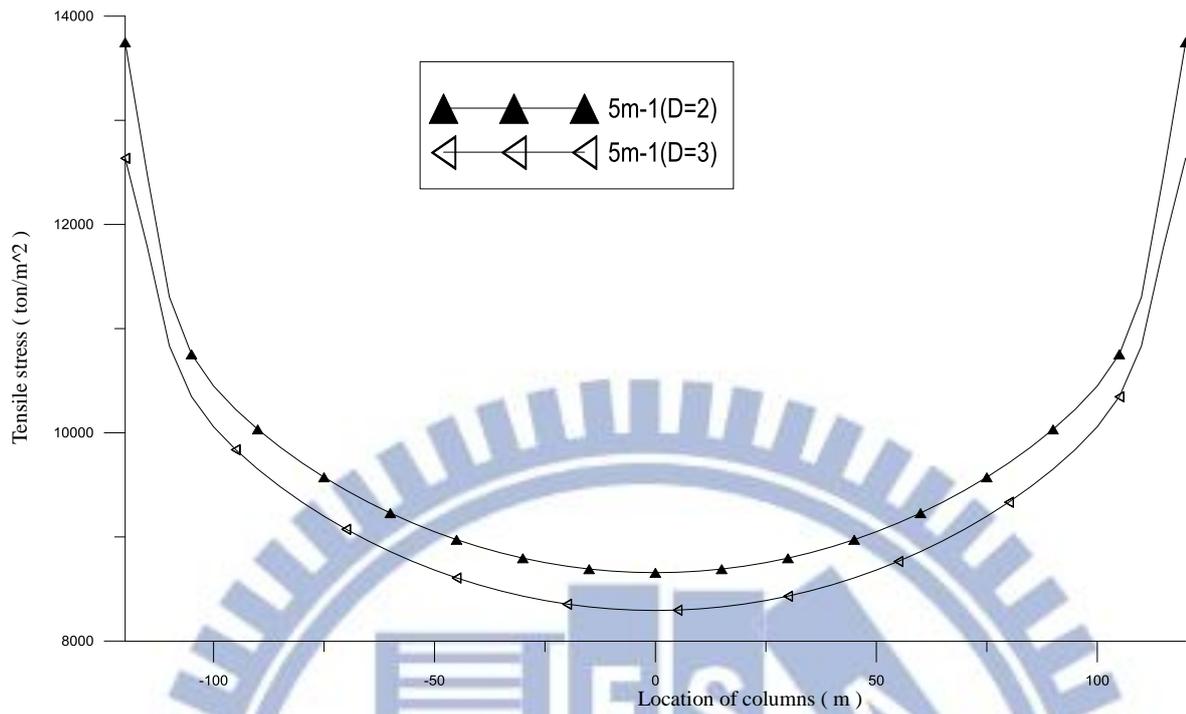


圖 5-2. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 0m

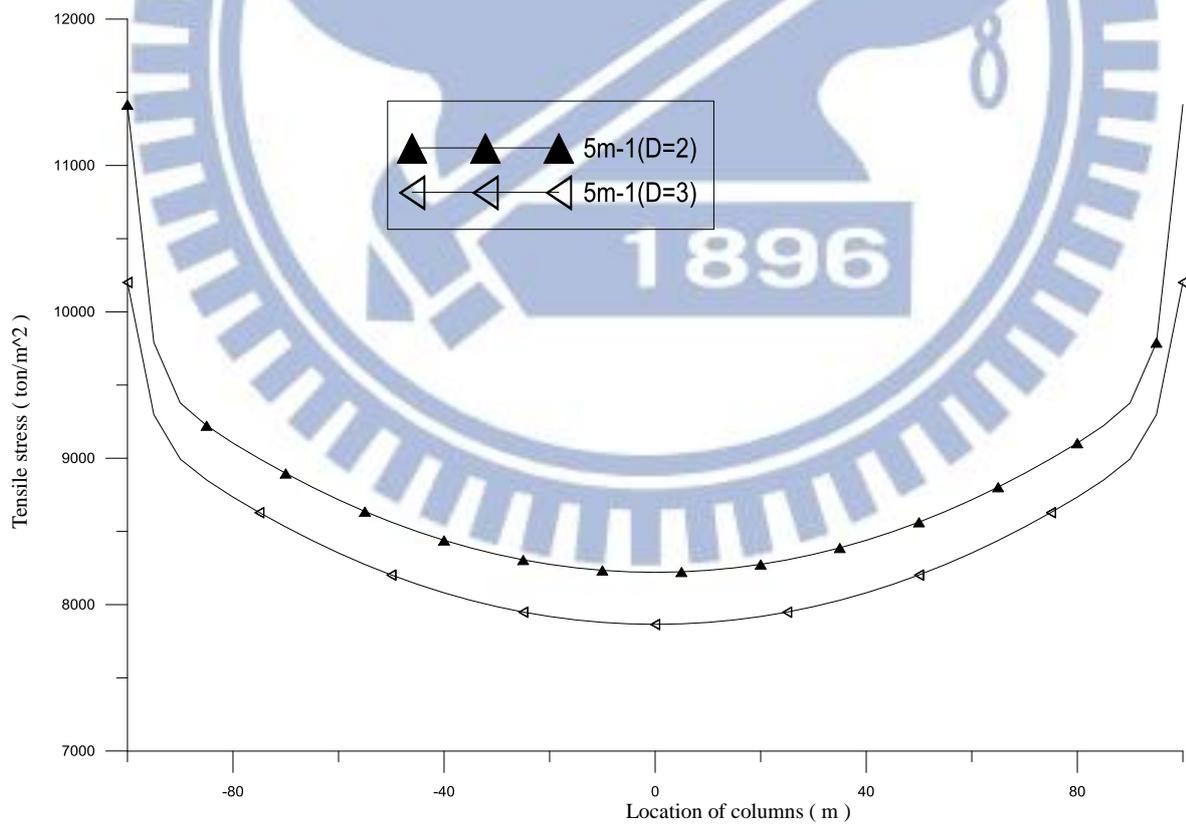


圖 5-3. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 200m

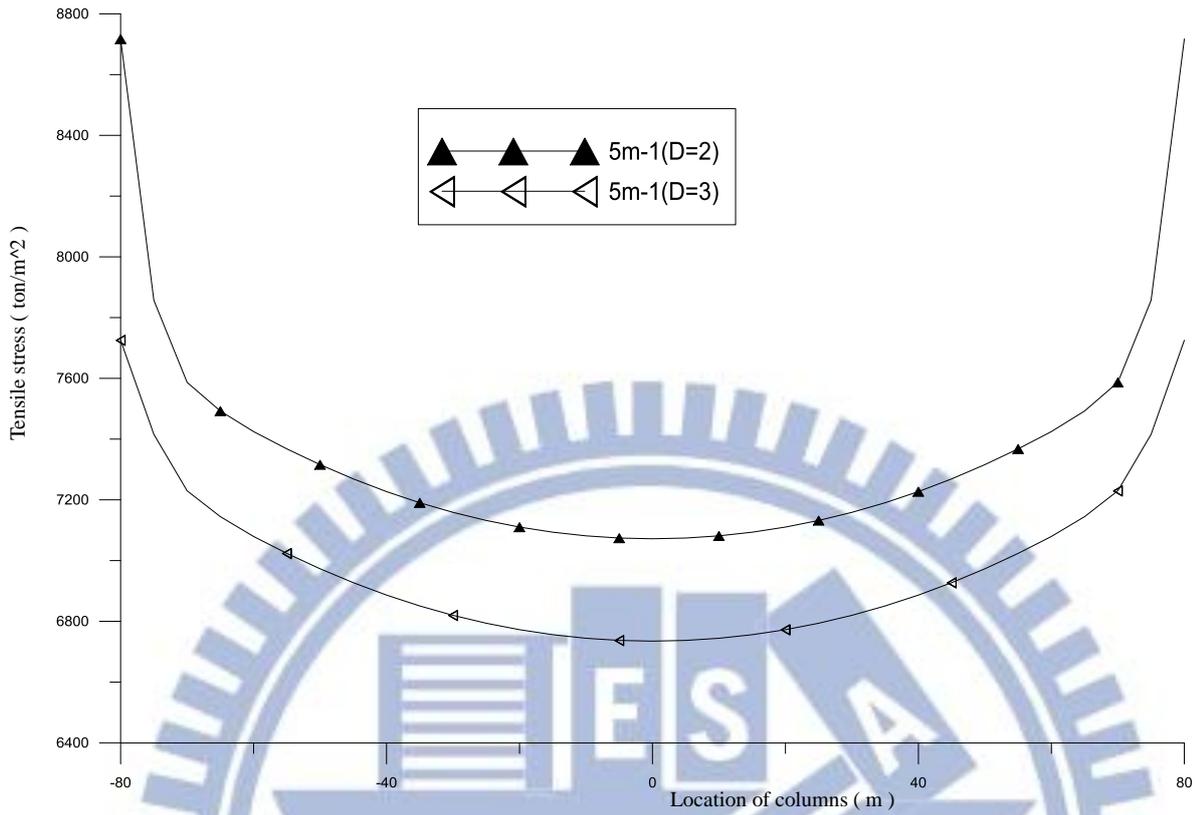


圖 5-4. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 400m

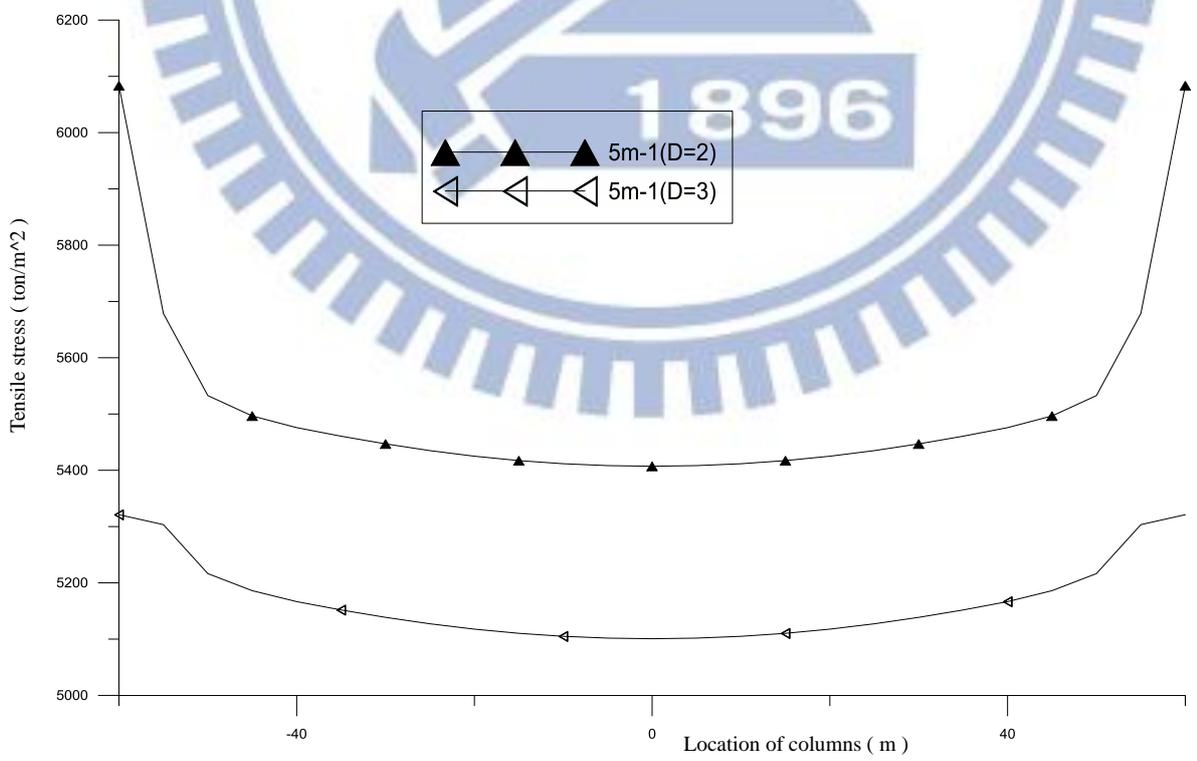


圖 5-5. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 600m

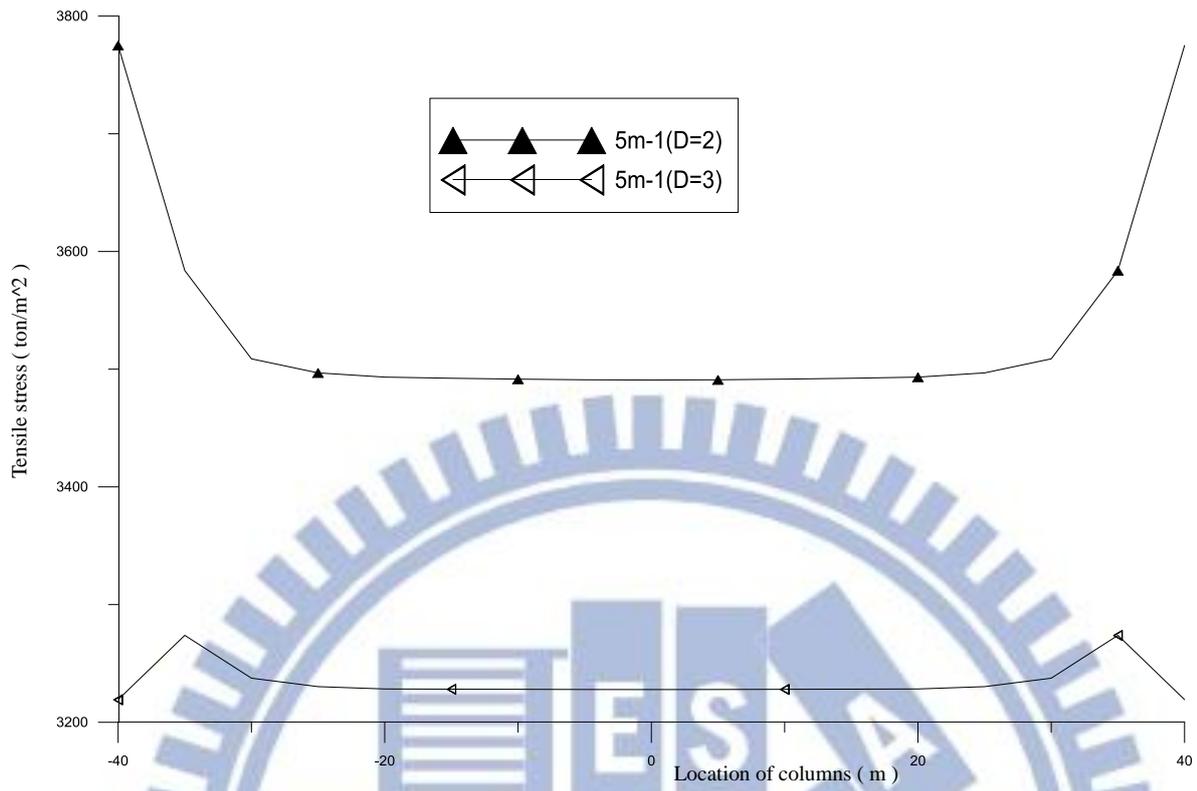


圖 5-6. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 800m

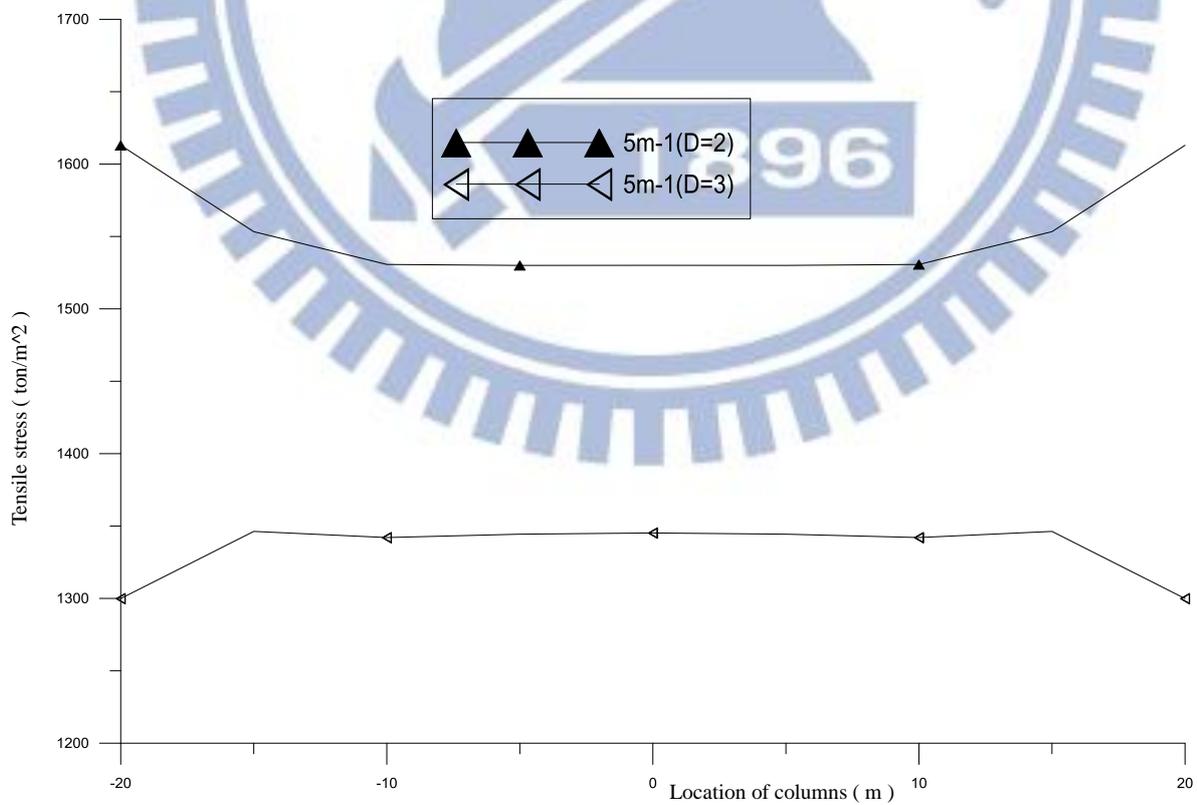


圖 5-7. 內縮式框筒結構角柱放大翼版端軸應力圖 1000m

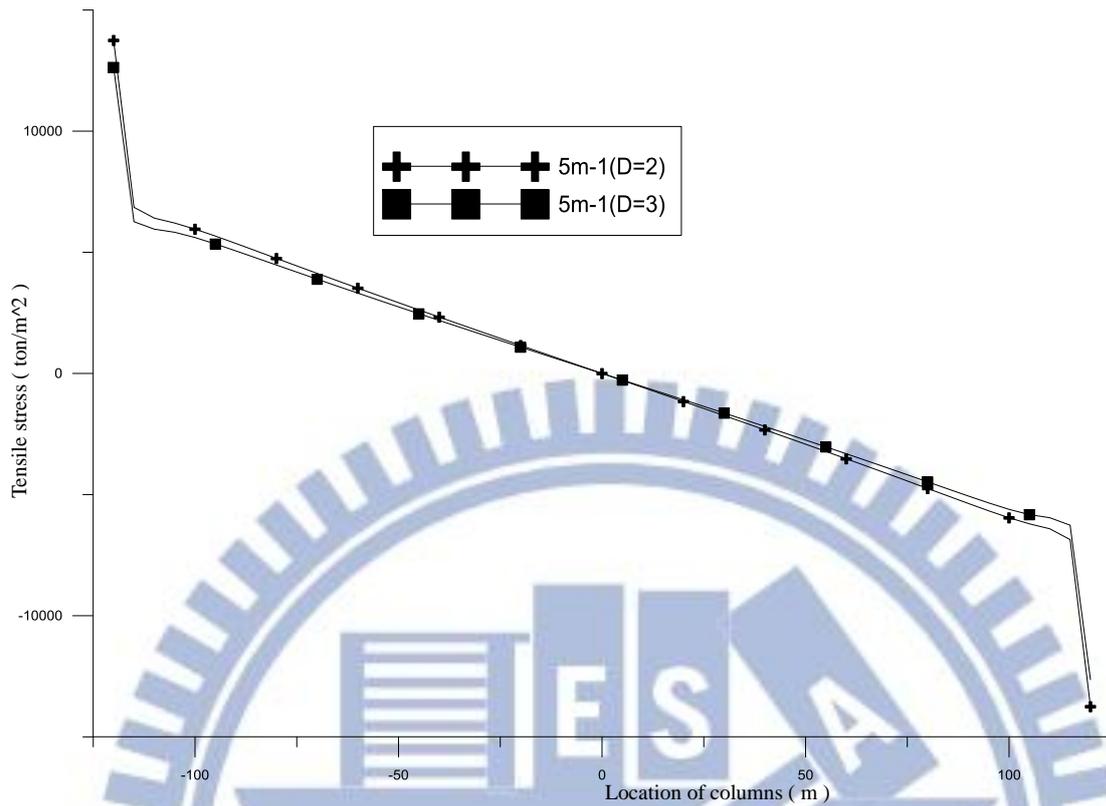


圖 5-8. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 0m

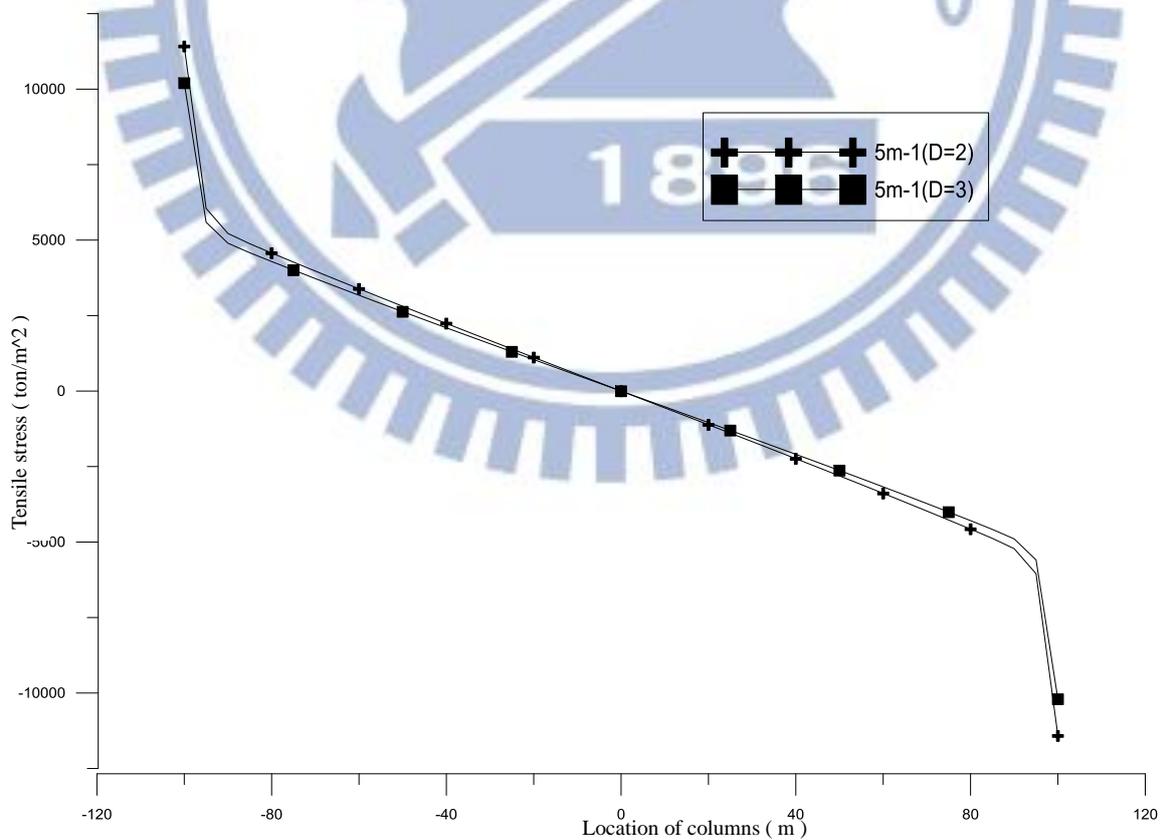


圖 5-9. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 200m

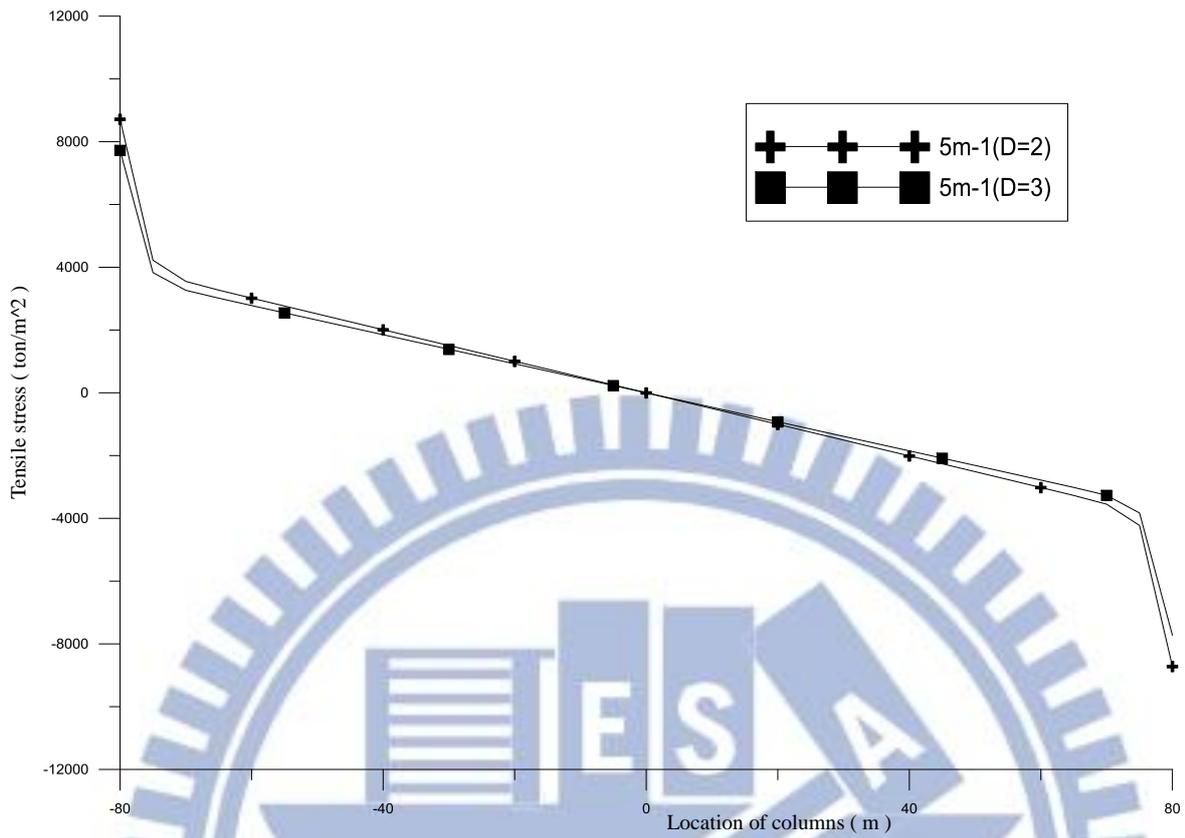


圖 5-10. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 400m

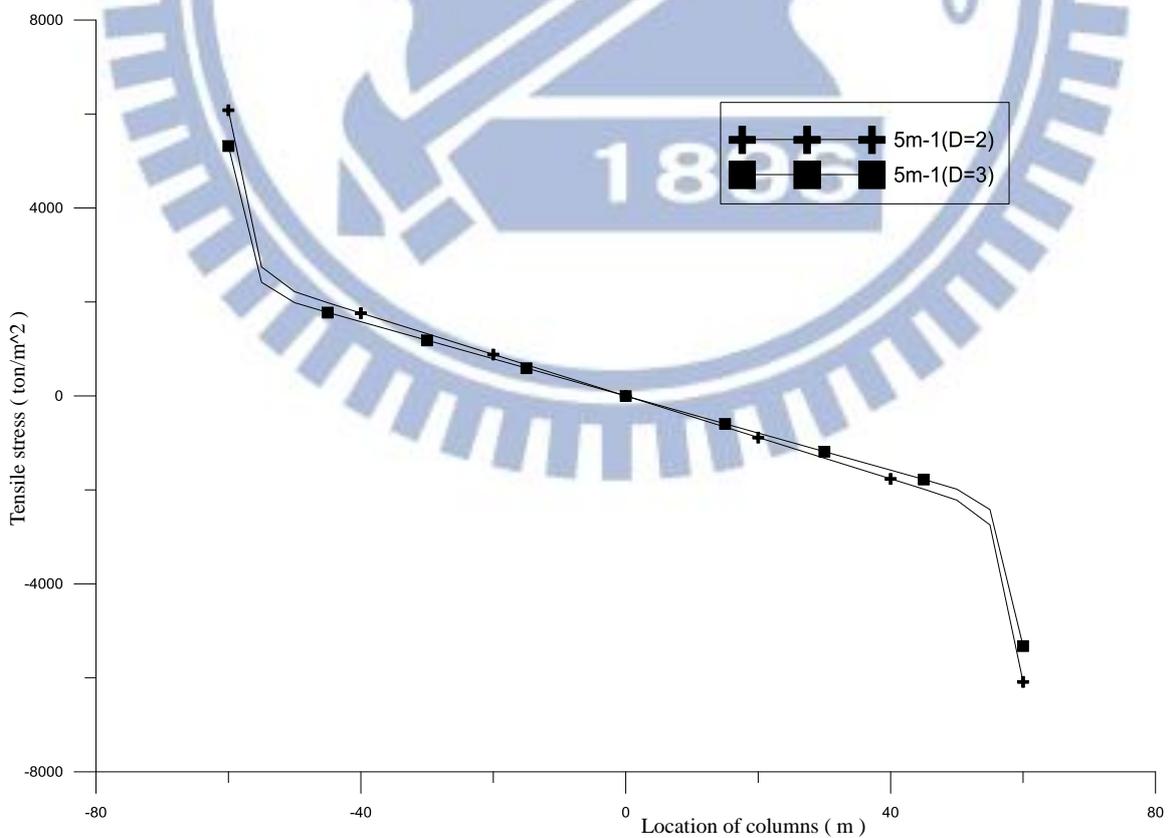


圖 5-11. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 600m

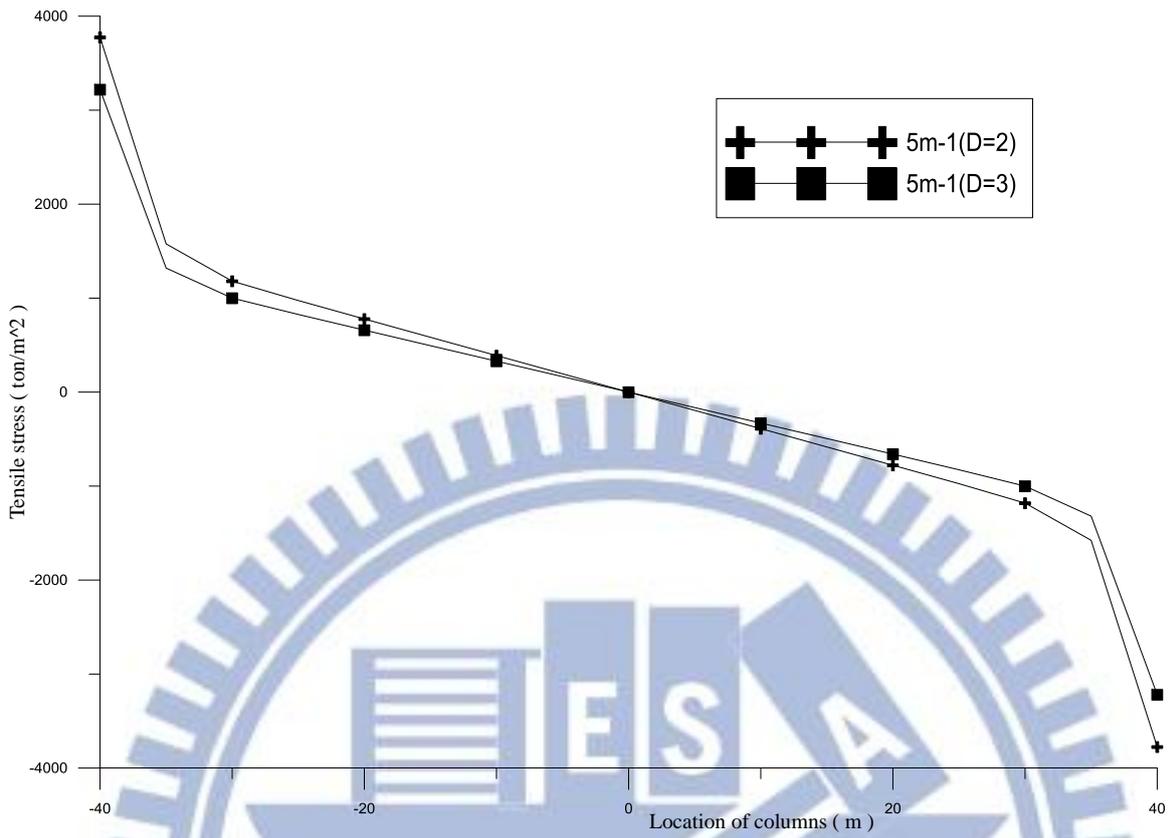


圖 5-12. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 800m

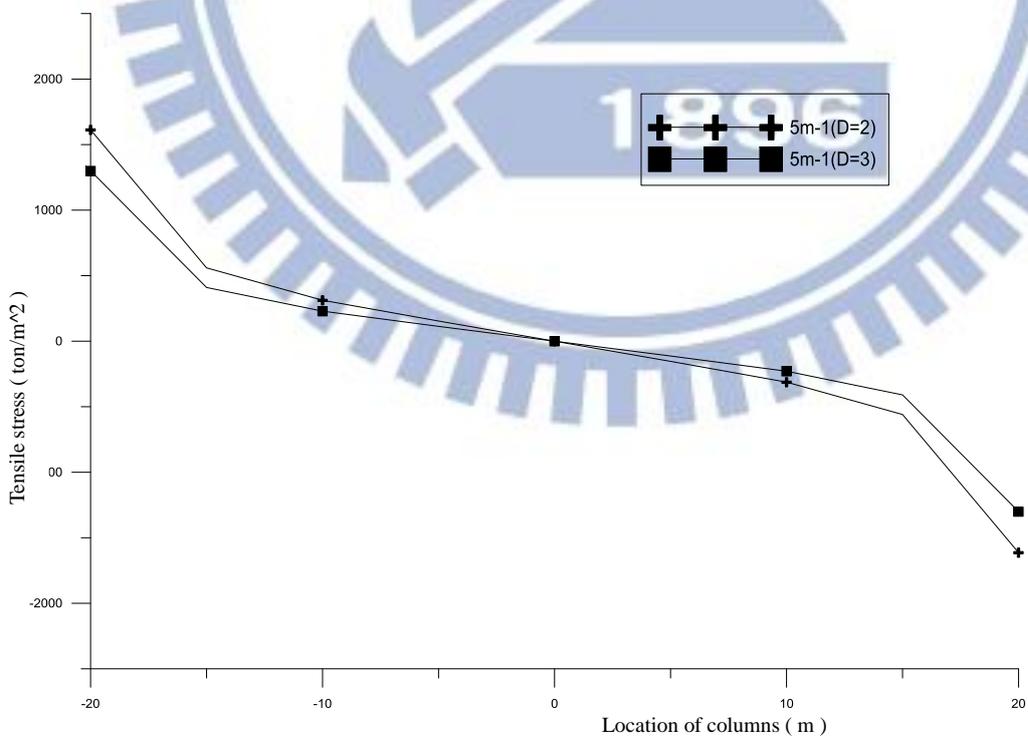


圖 5-13. 內縮式框筒結構角柱放大腹版端軸應力圖 1000m

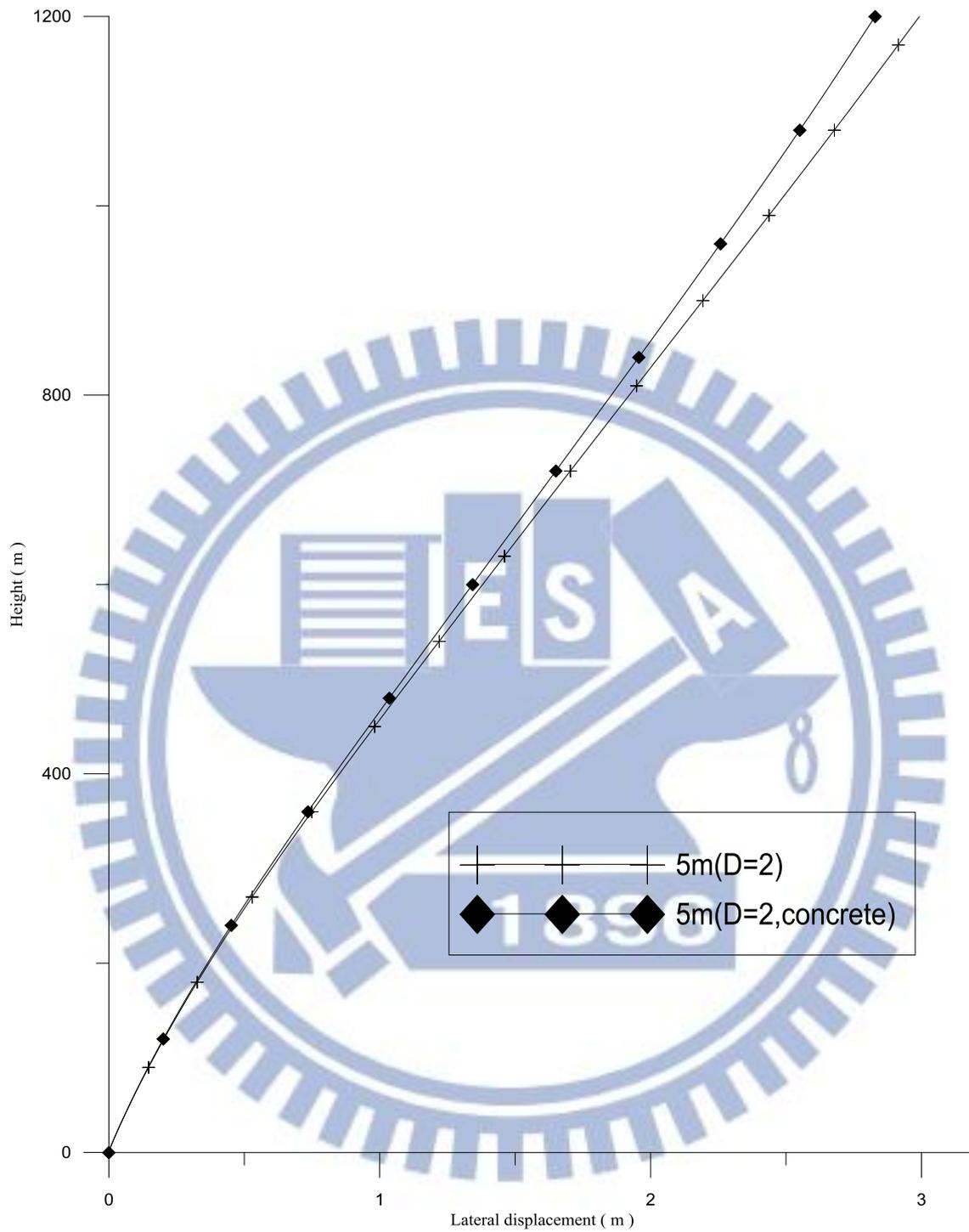


圖 5-14. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面之水平側位移圖

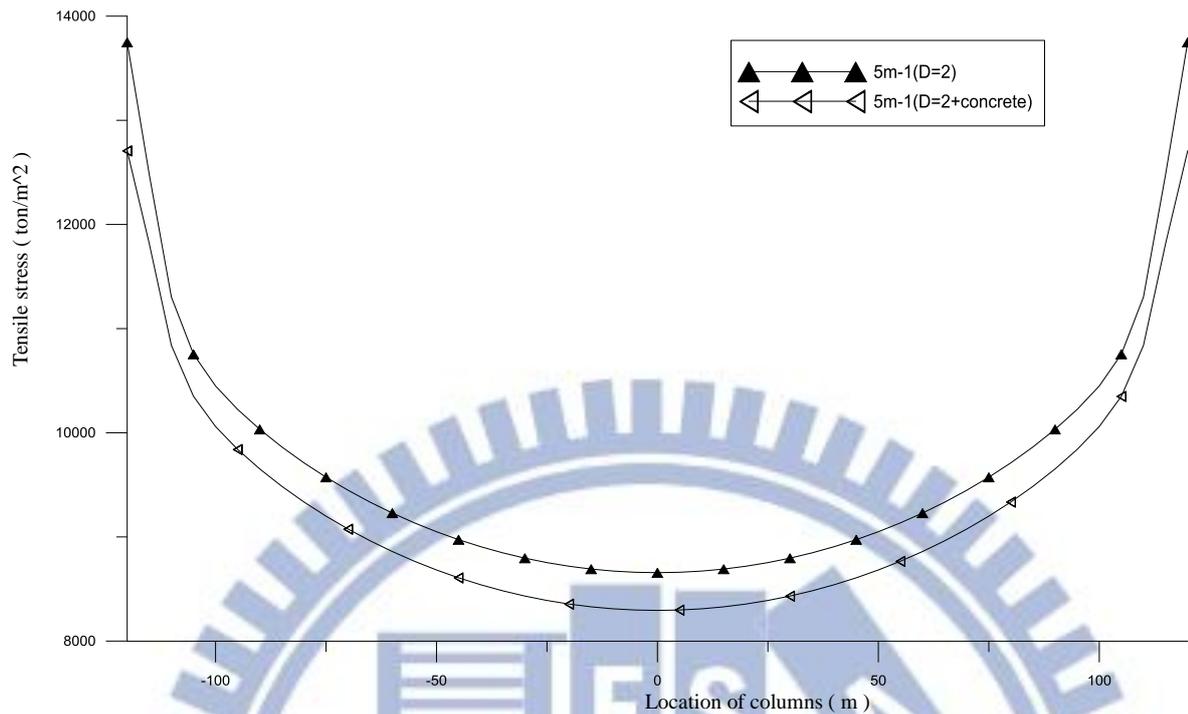


圖 5-15. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 0m

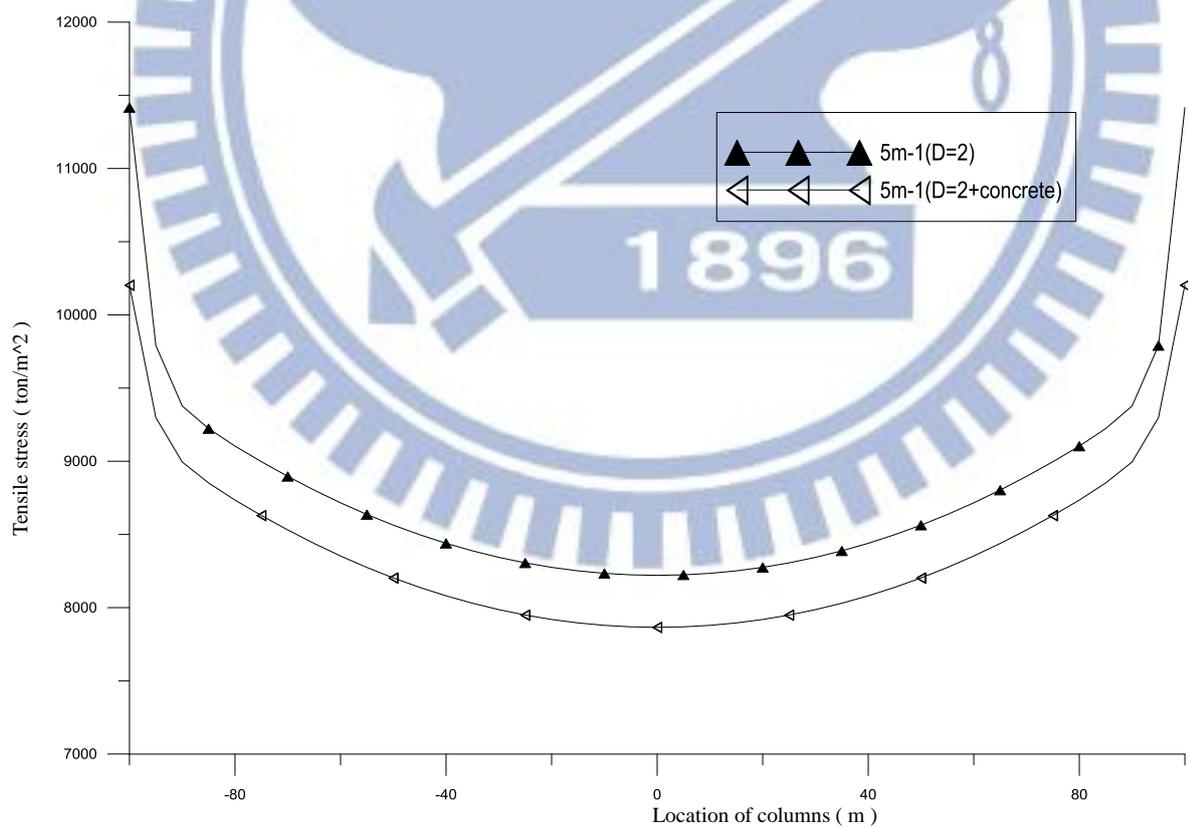


圖 5-16. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 200m

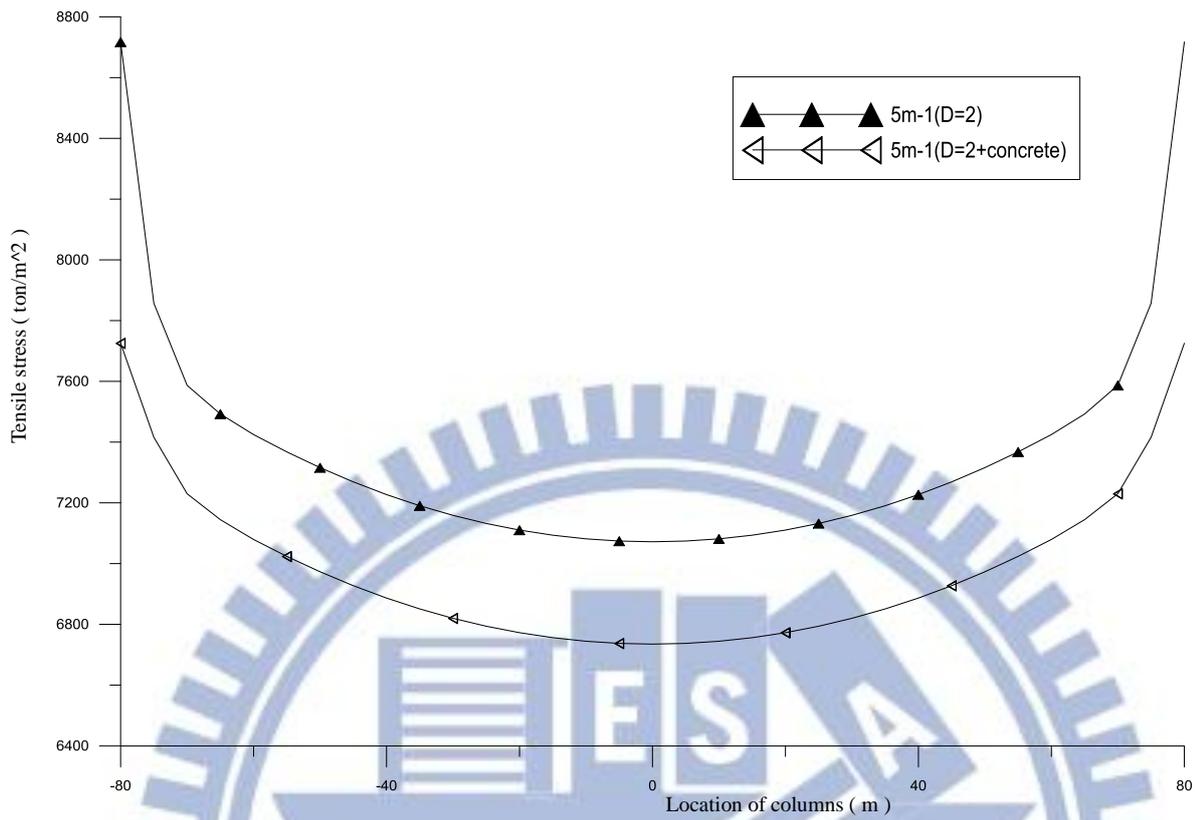


圖 5-17. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 400m

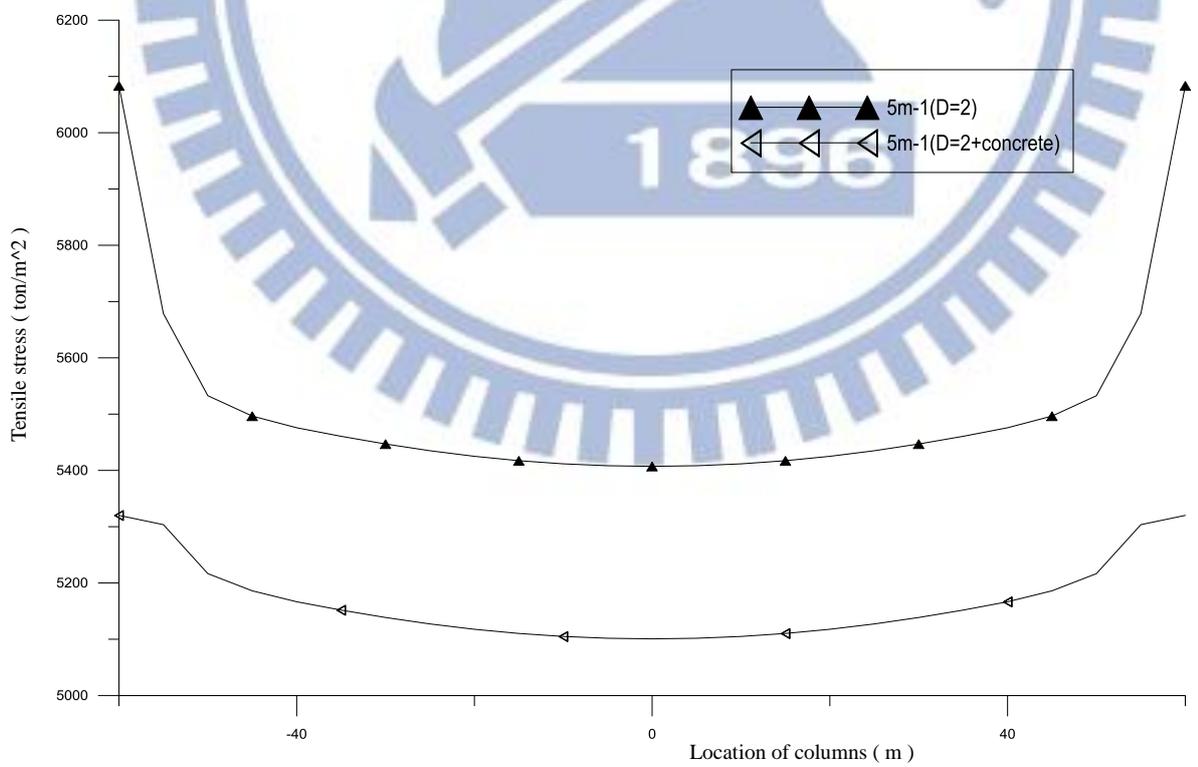


圖 5-18. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 600m

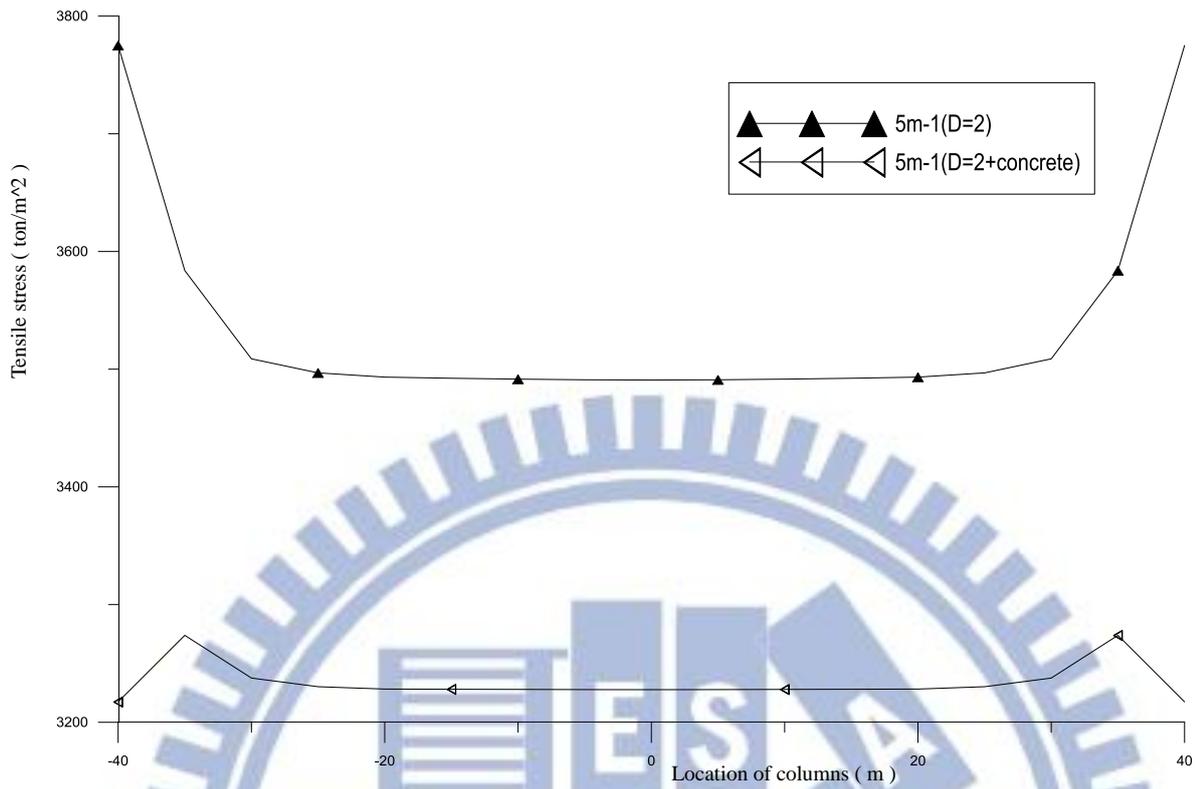


圖 5-19. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 800m

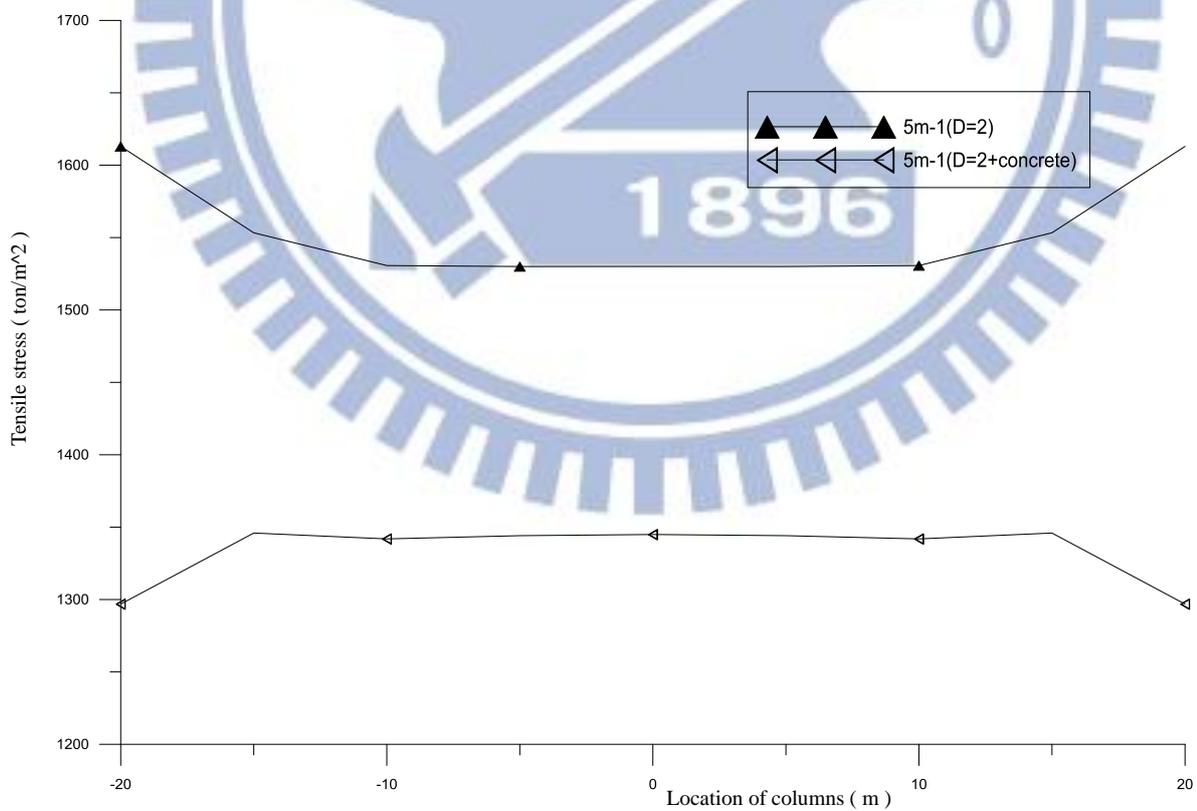


圖 5-20. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面翼版端軸應力圖 1000m

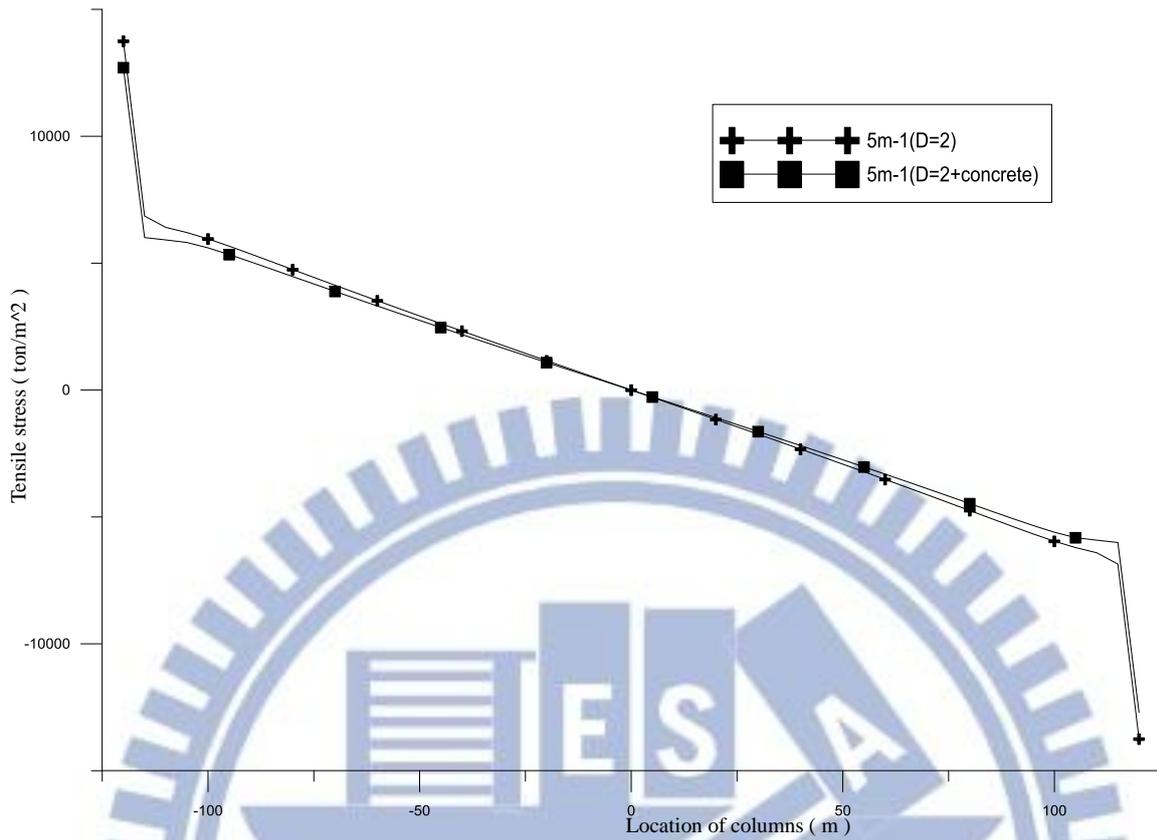


圖 5-21. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 0m

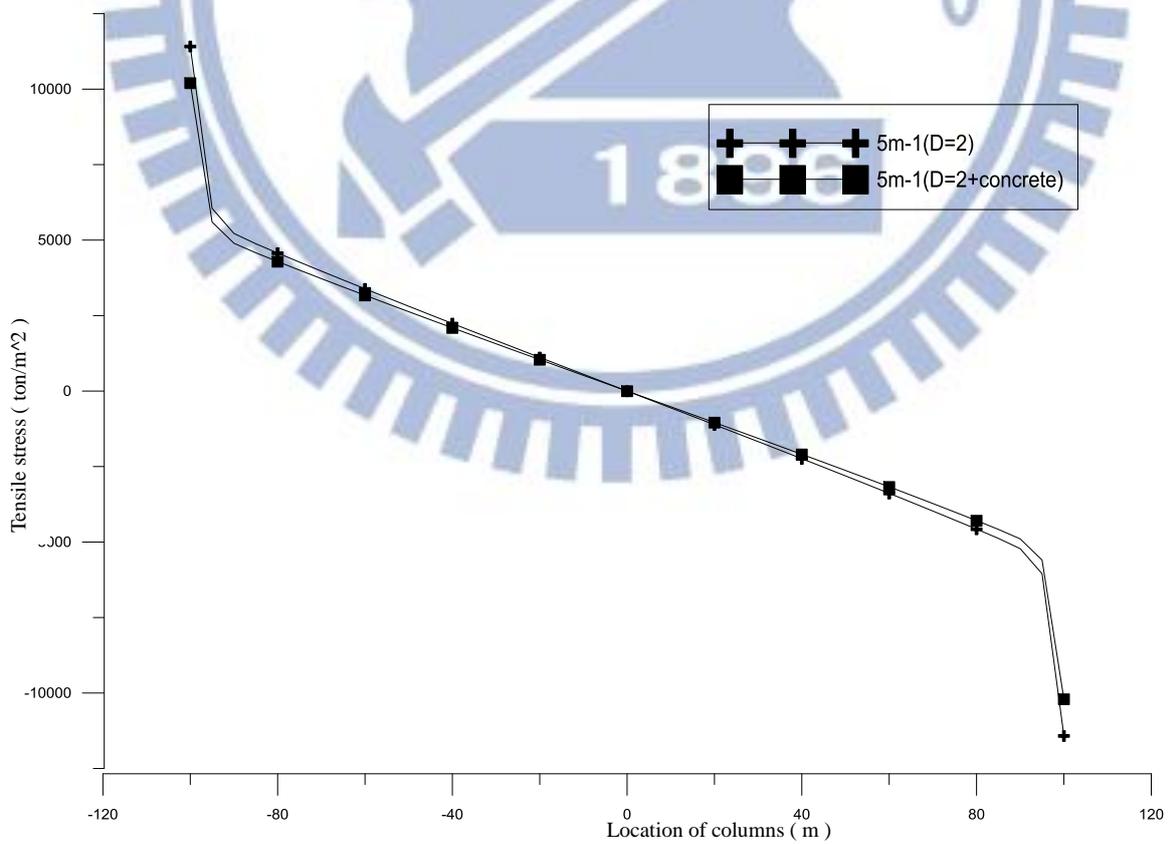


圖 5-22. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 200m

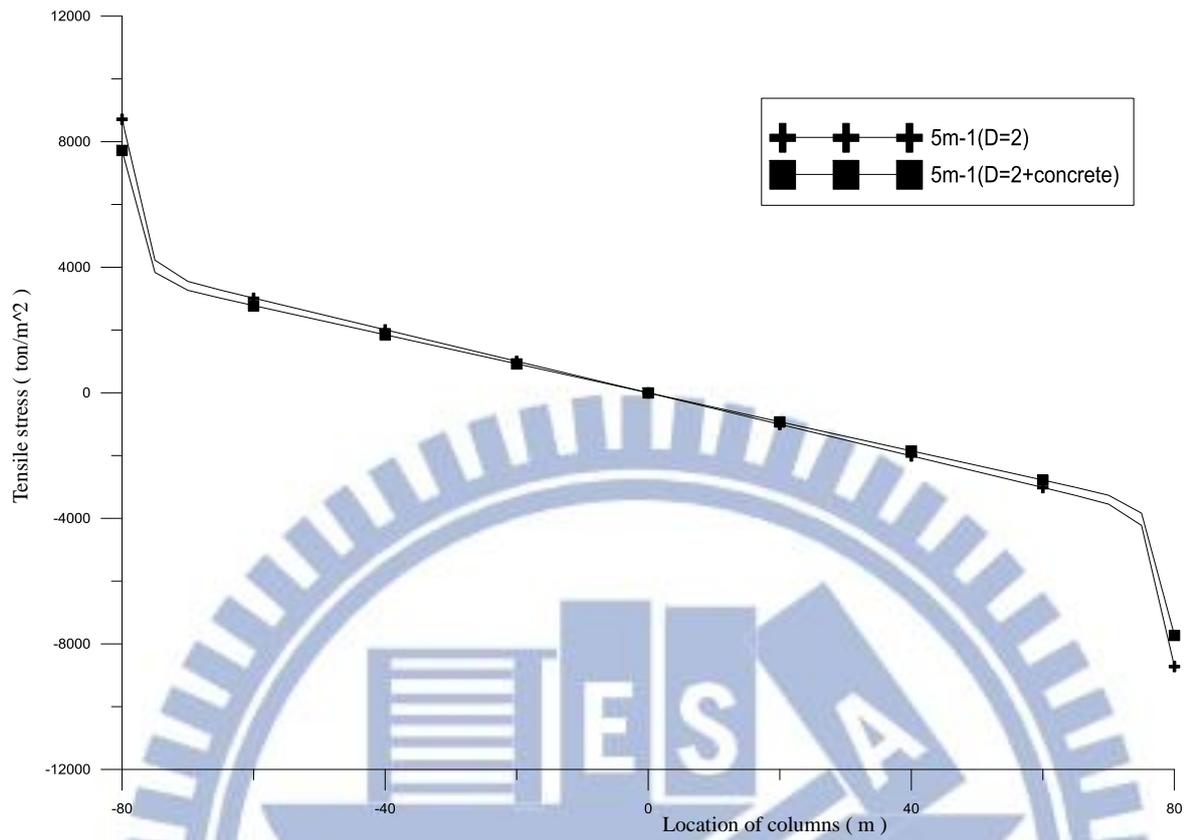


圖 5-23. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 400m

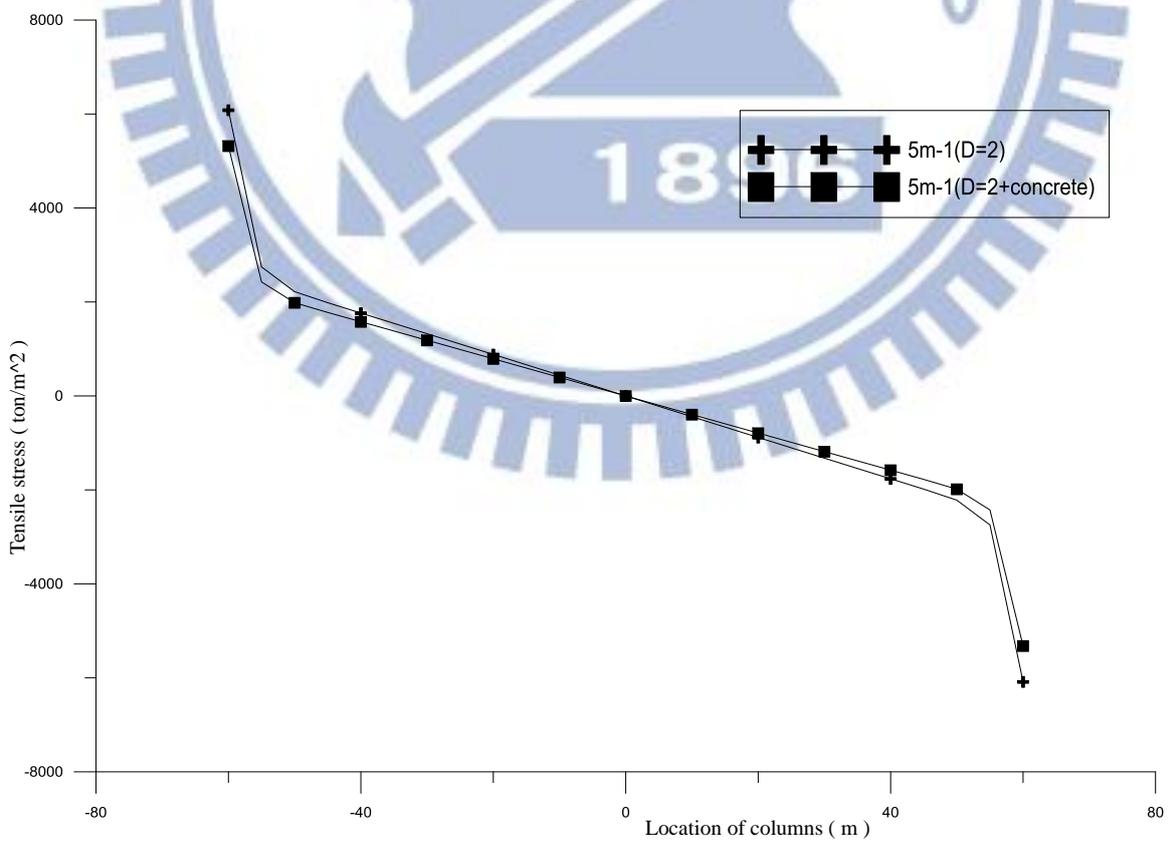


圖 5-24. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 600m

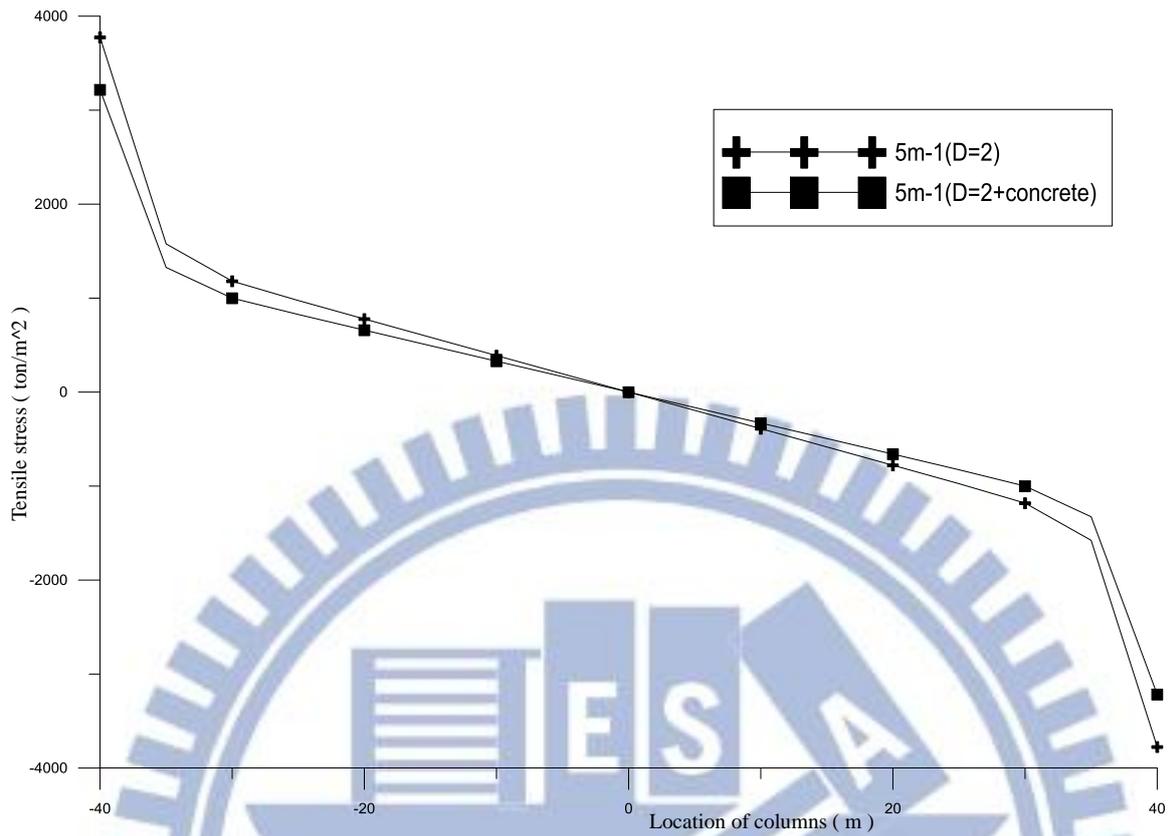


圖 5-25. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 800m

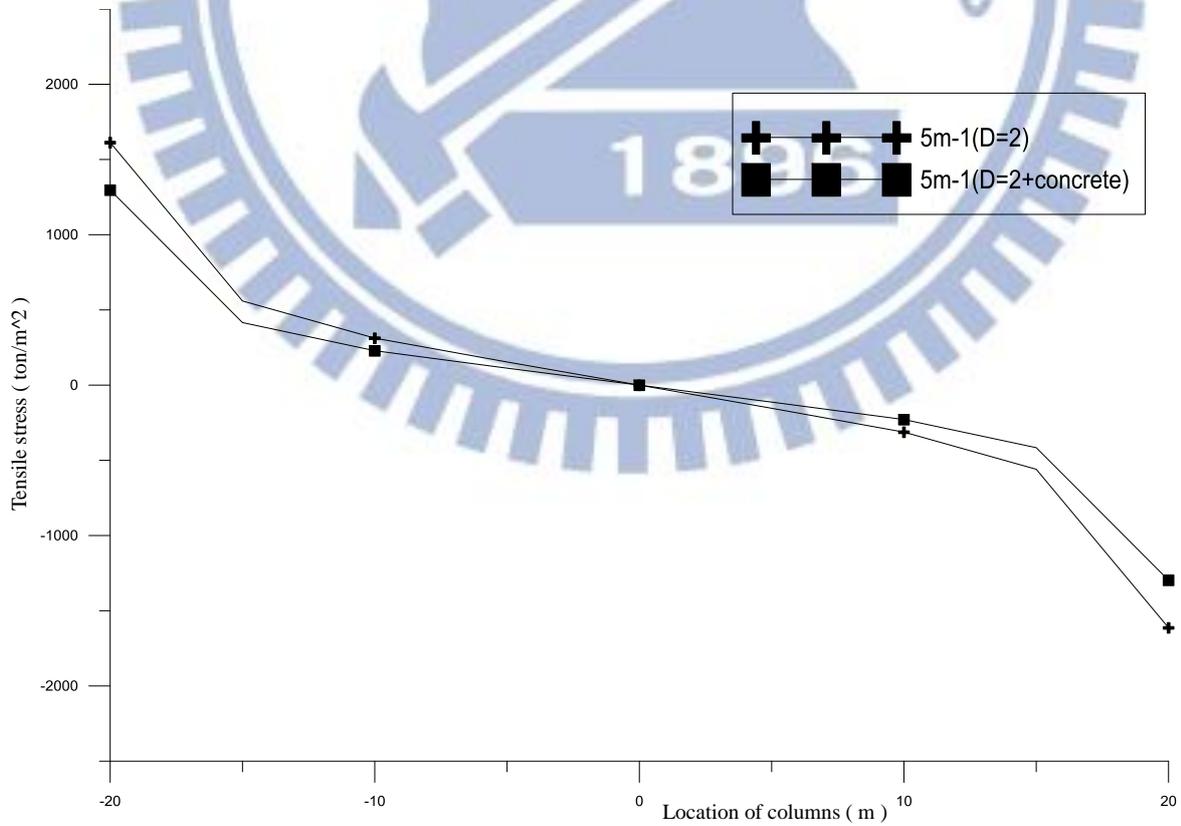


圖 5-26. 內縮式框筒結構角柱使用複合斷面腹版端軸應力圖 1000m

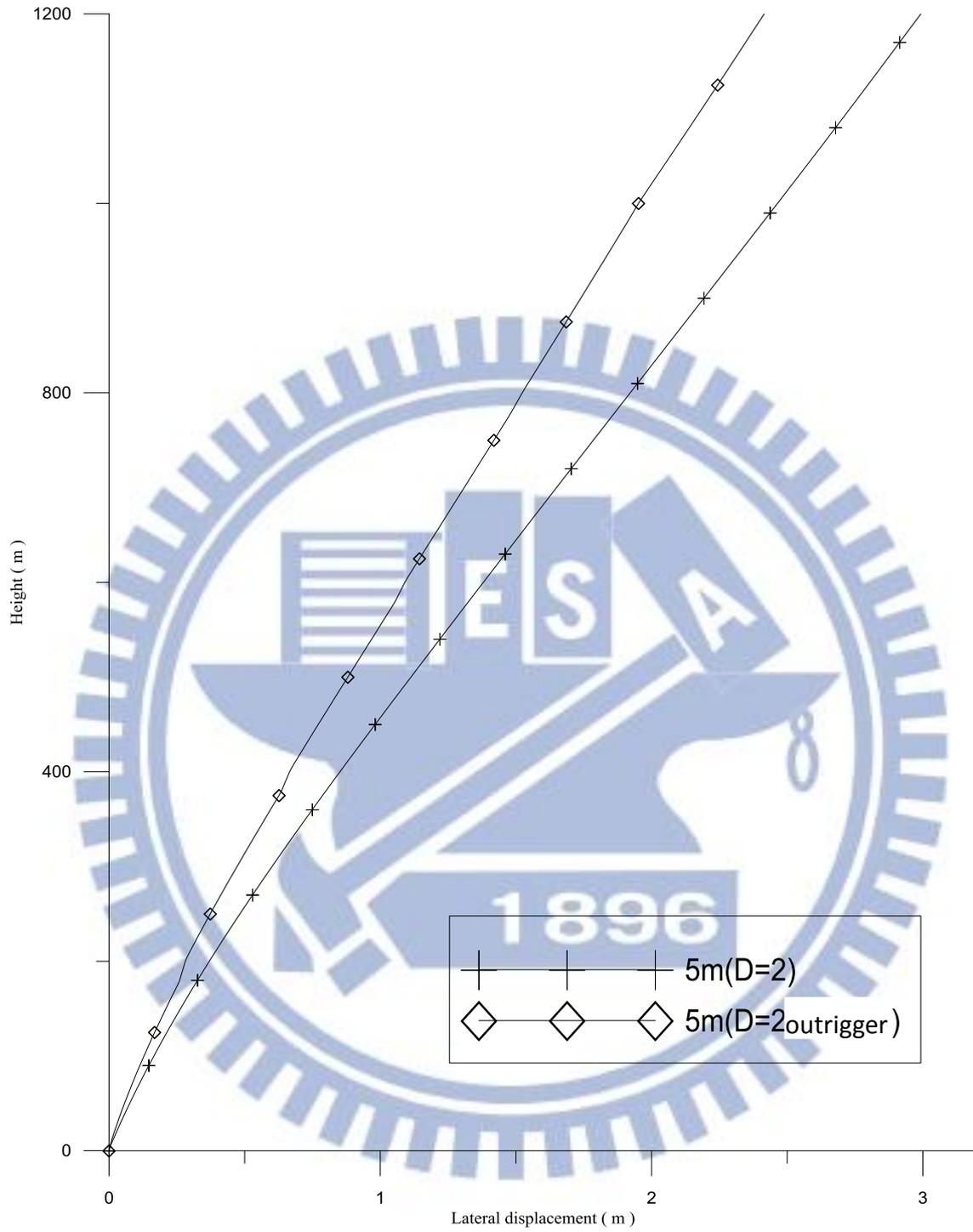


圖 5-27. 內縮式框筒結構使用剛臂支架之水平側位移圖

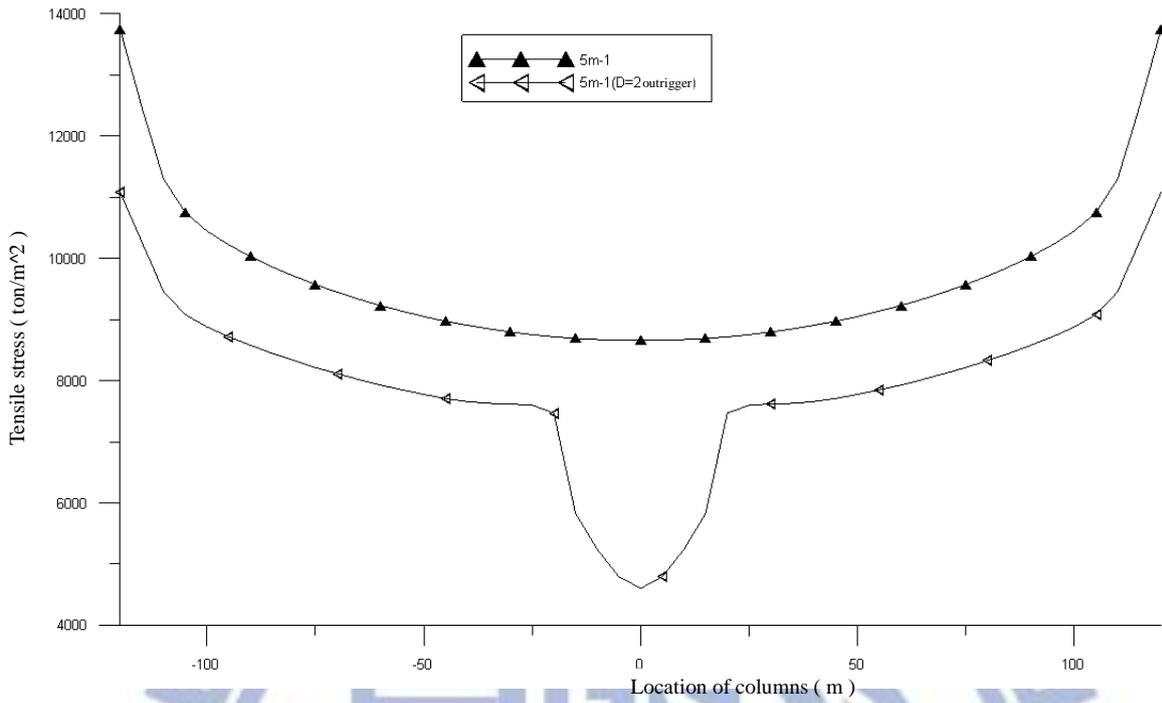


圖 5-28. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 0m

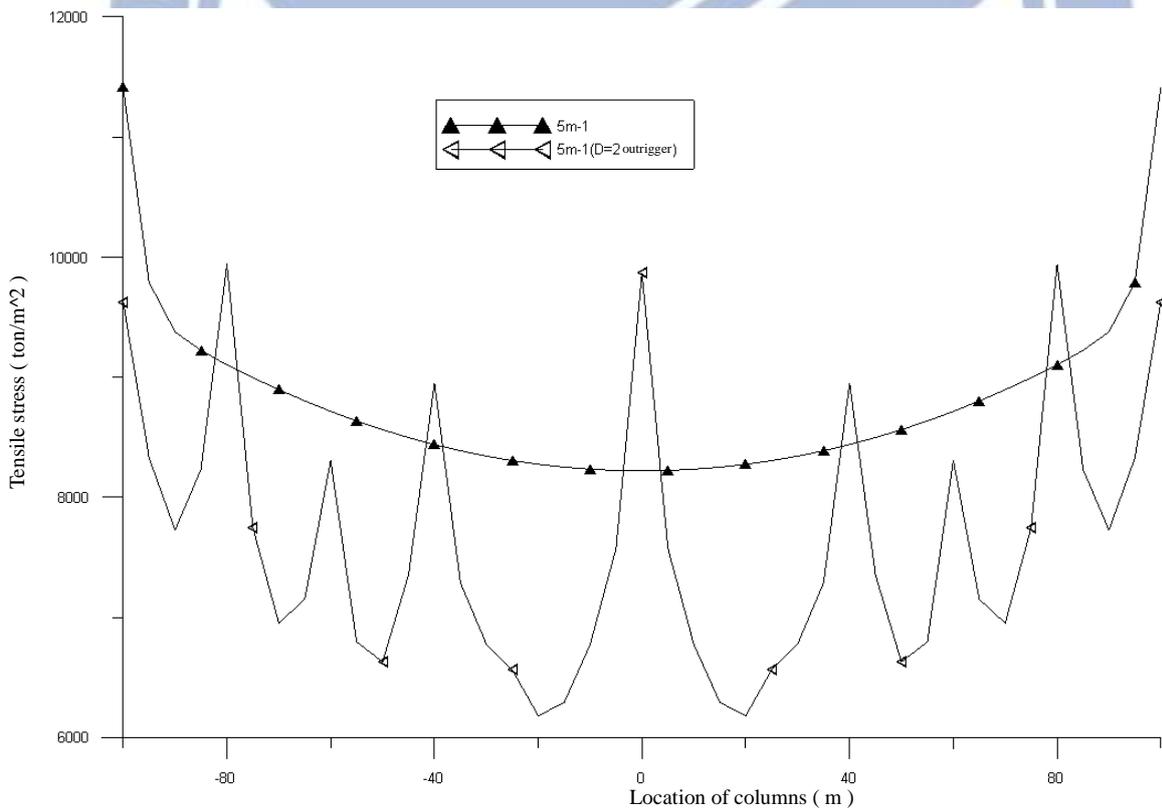


圖 5-29. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 200m

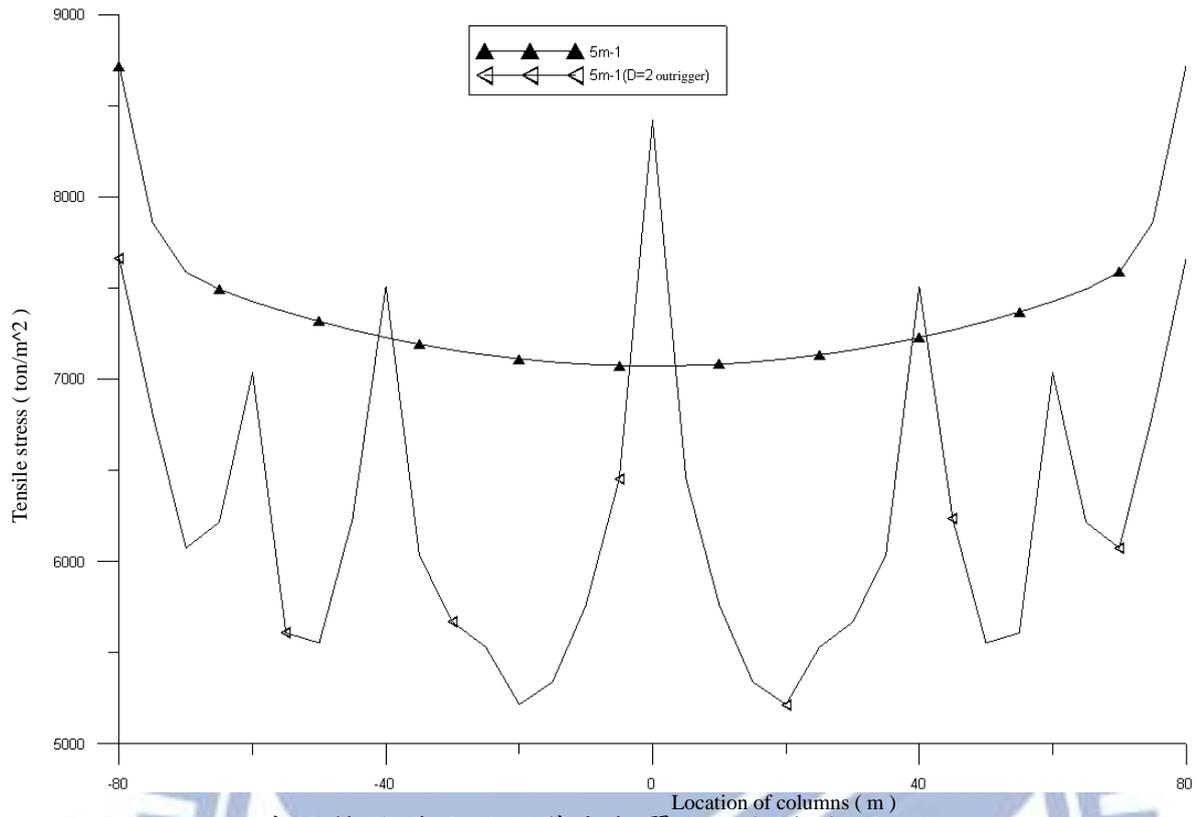


圖 5-30. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 400m

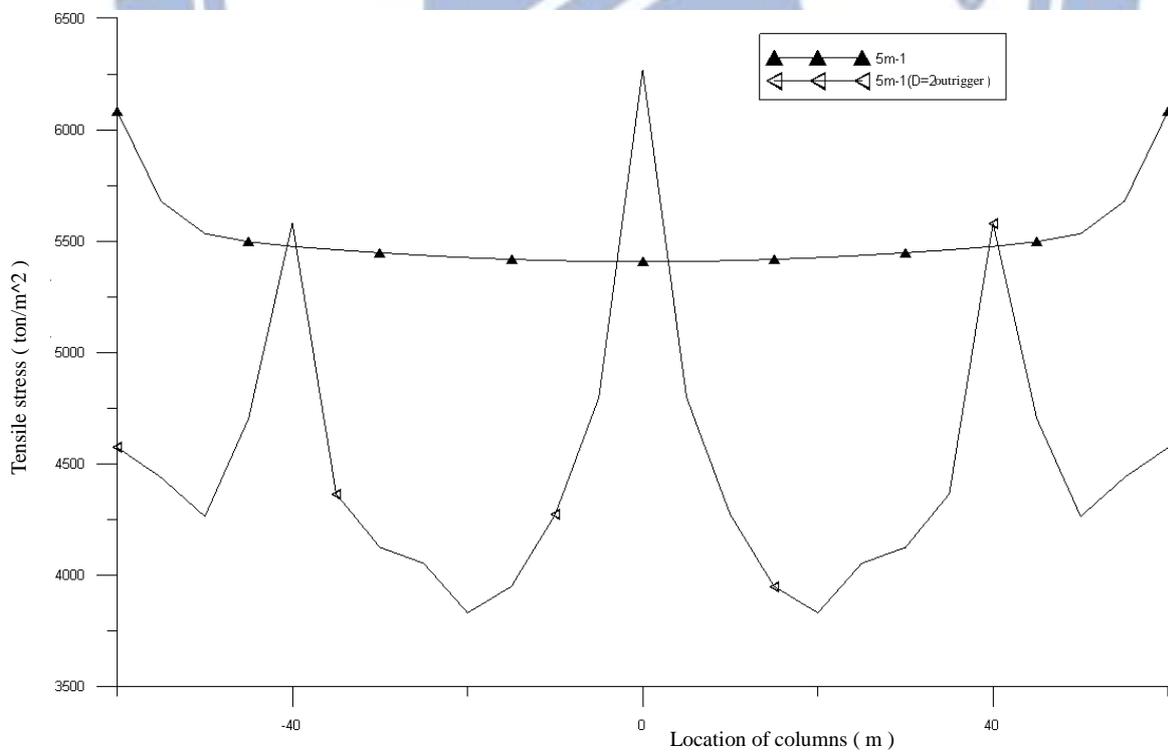


圖 5-31. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 600m

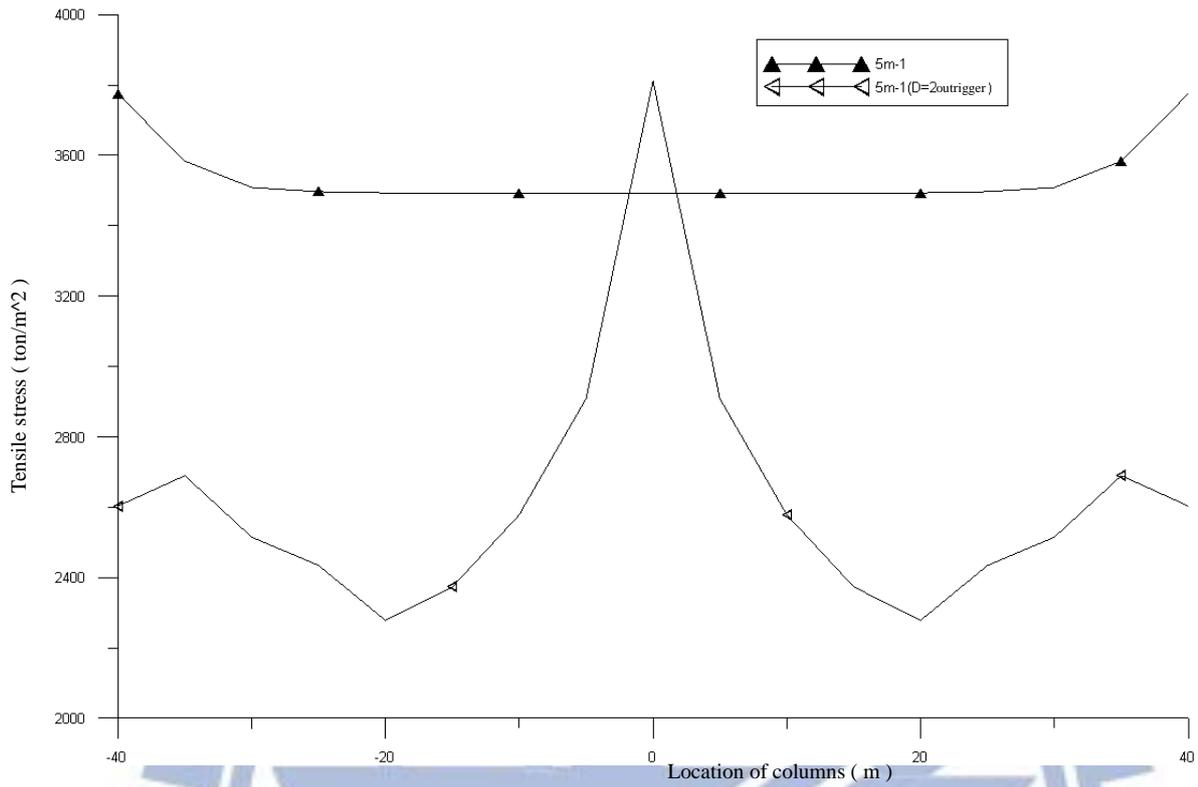


圖 5-32. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 800m

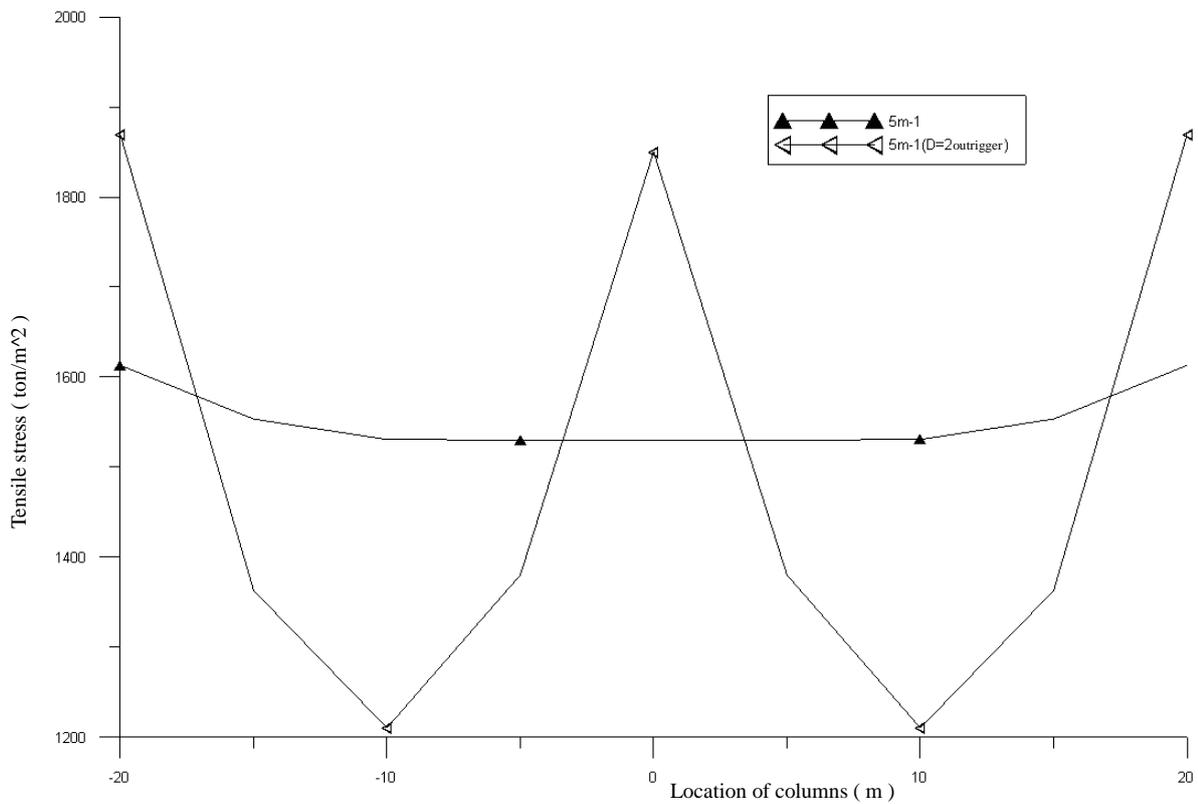


圖 5-33. 內縮式框筒結構使用剛臂支架翼版端軸應力圖 1000m

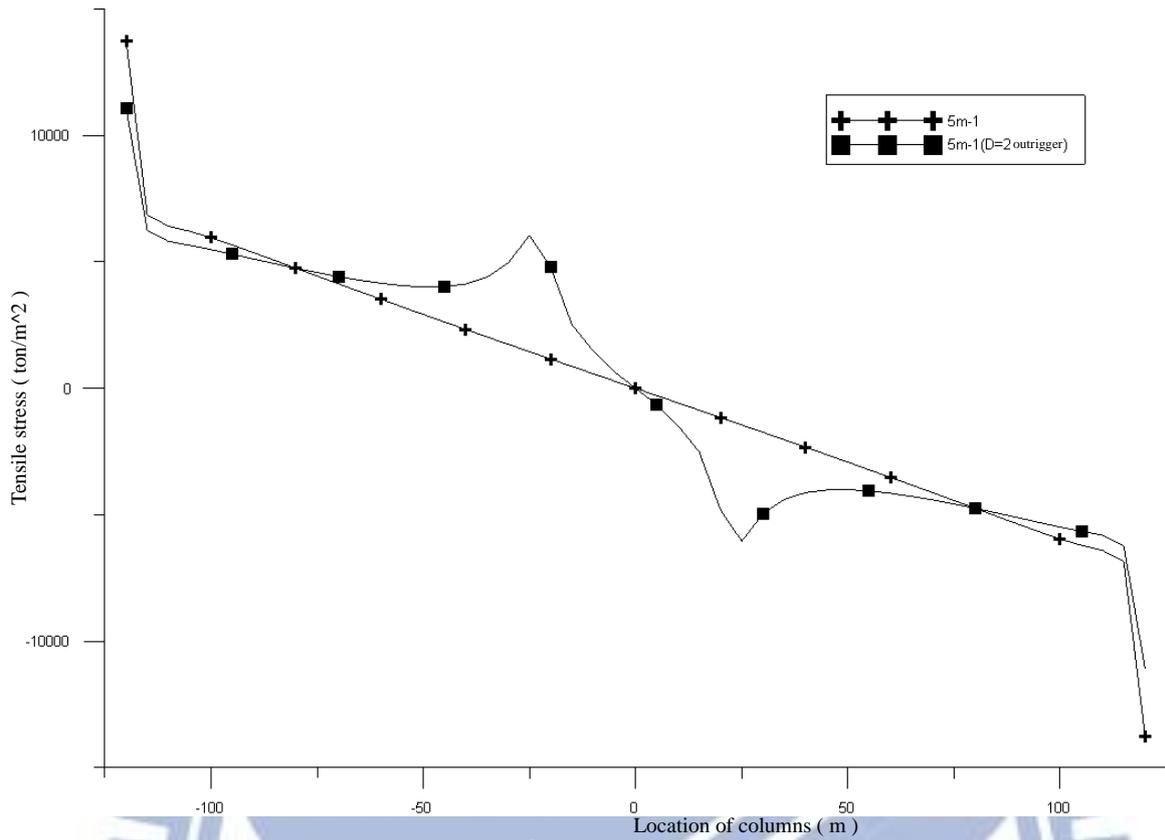


圖 5-34. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 0m

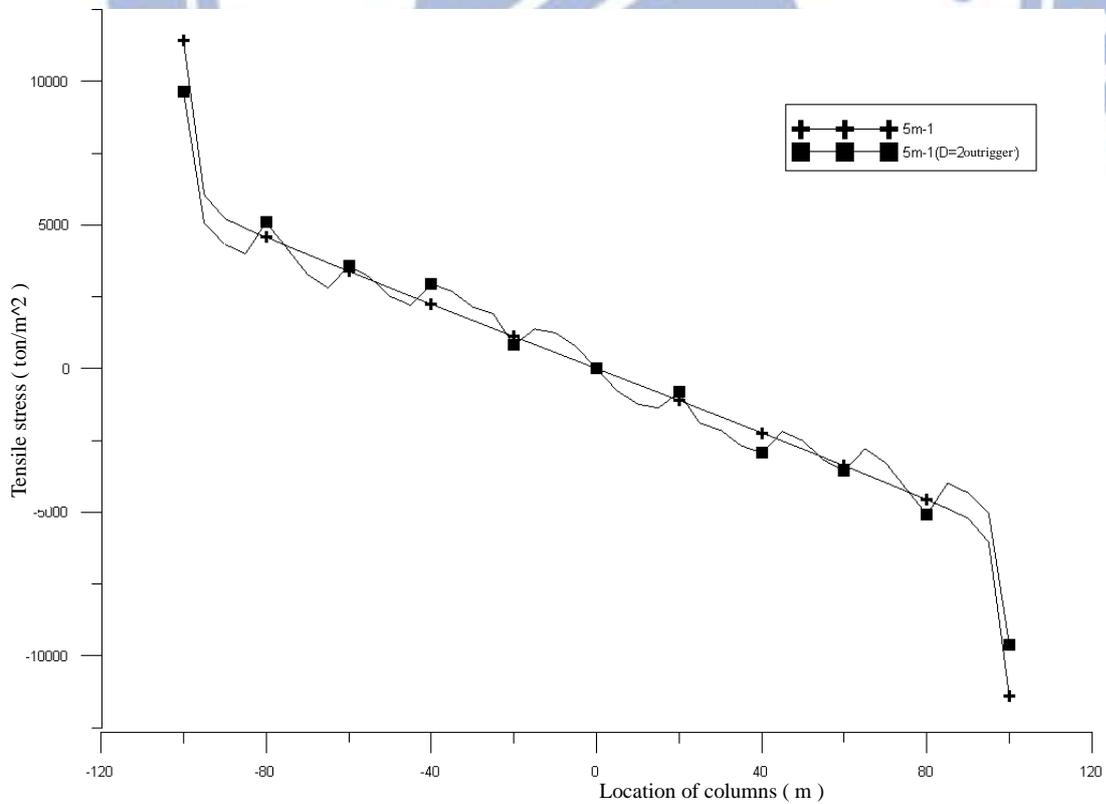


圖 5-35. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 200m

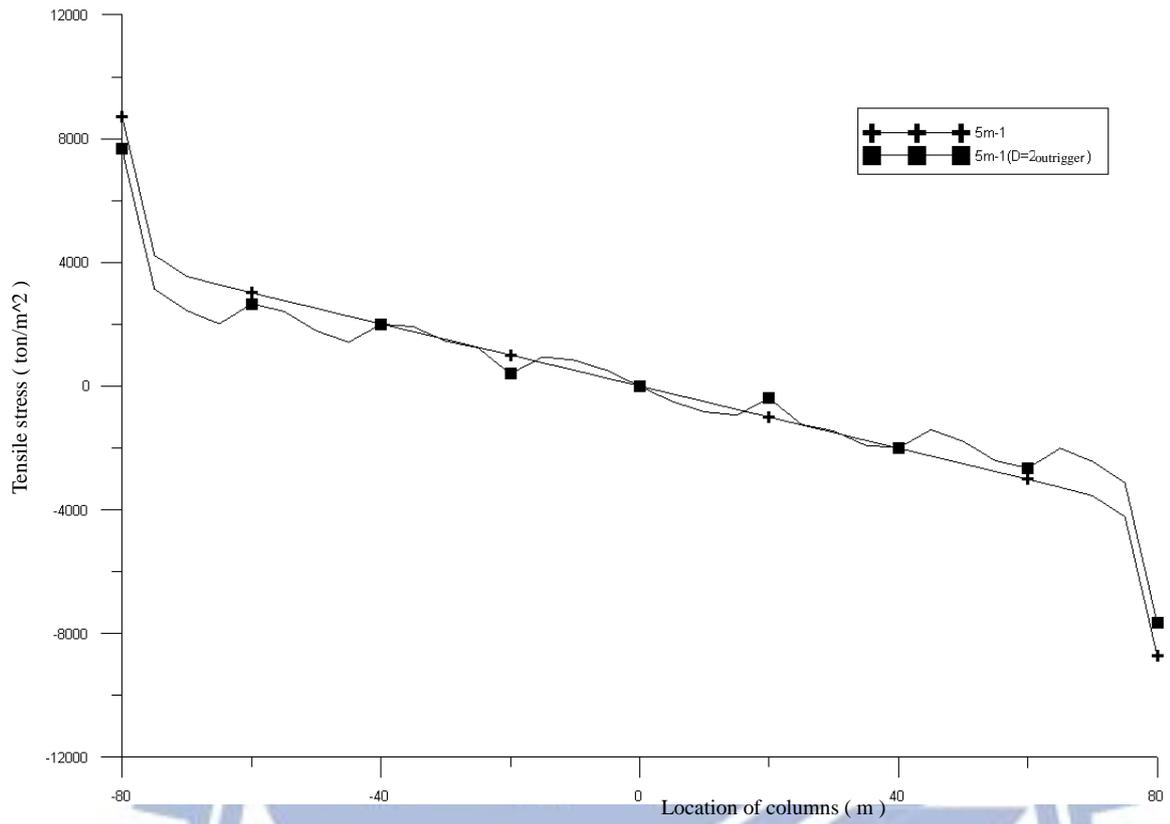


圖 5-36. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 400m

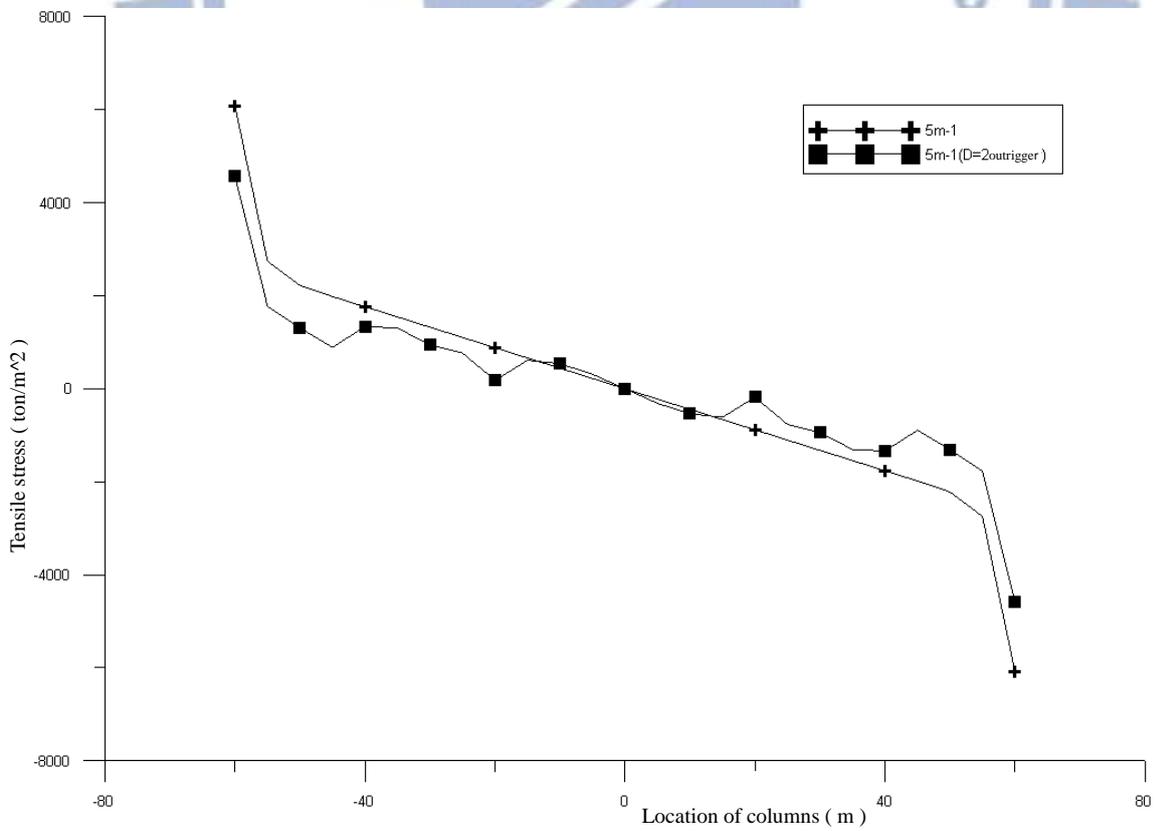


圖 5-37. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 600m

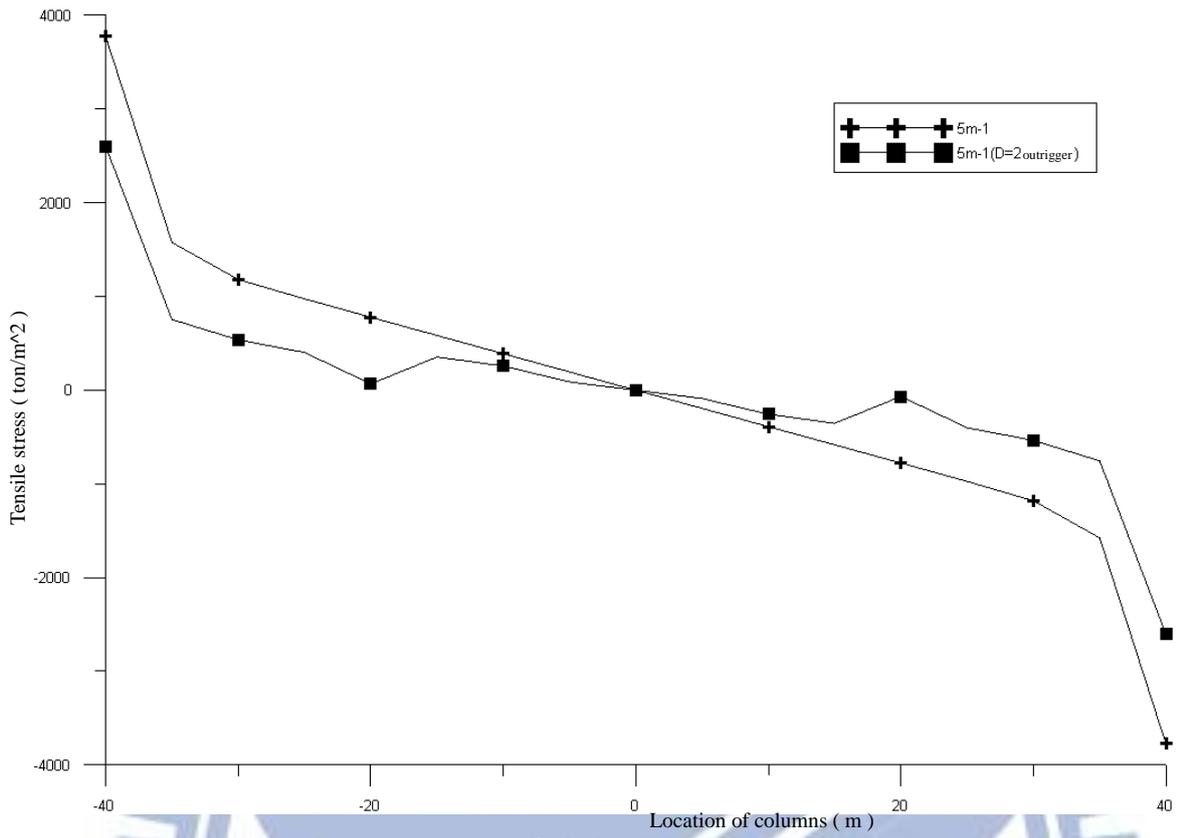


圖 5-38. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 800m

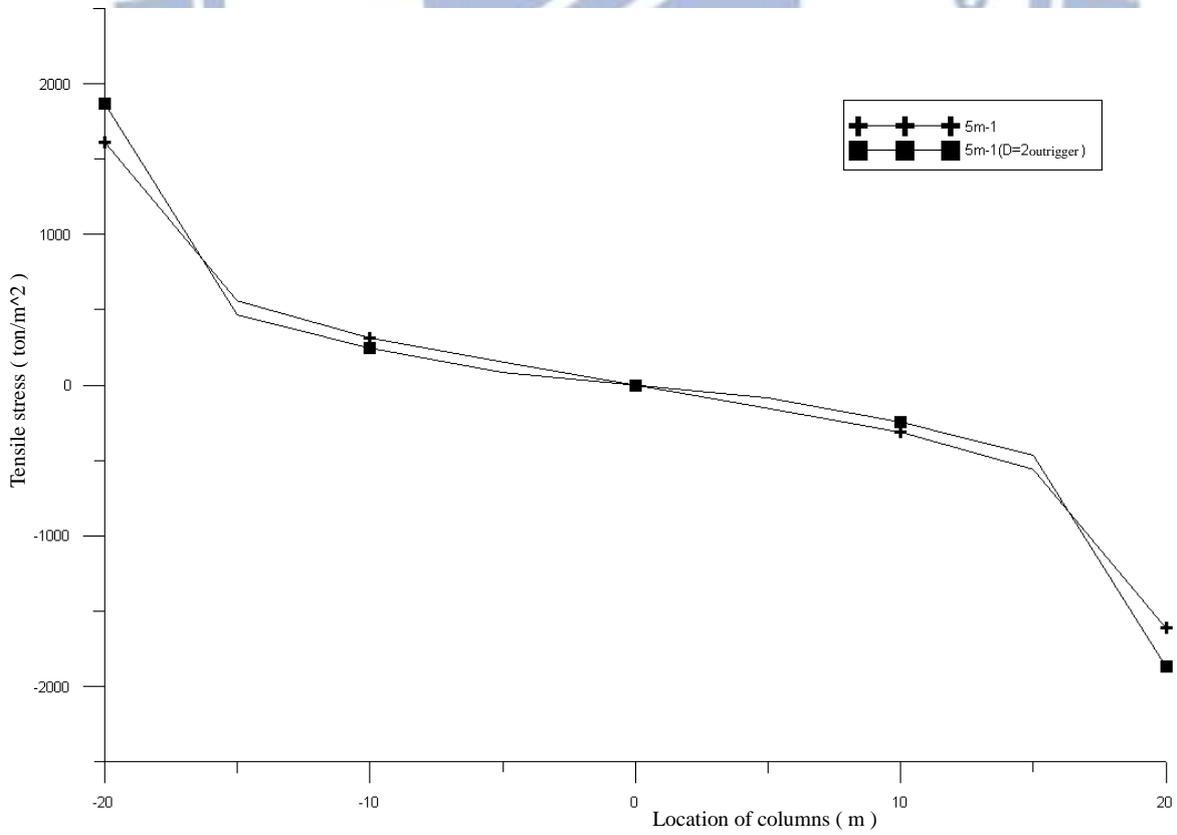


圖 5-39. 內縮式框筒結構使用剛臂支架腹版端軸應力圖 1000m

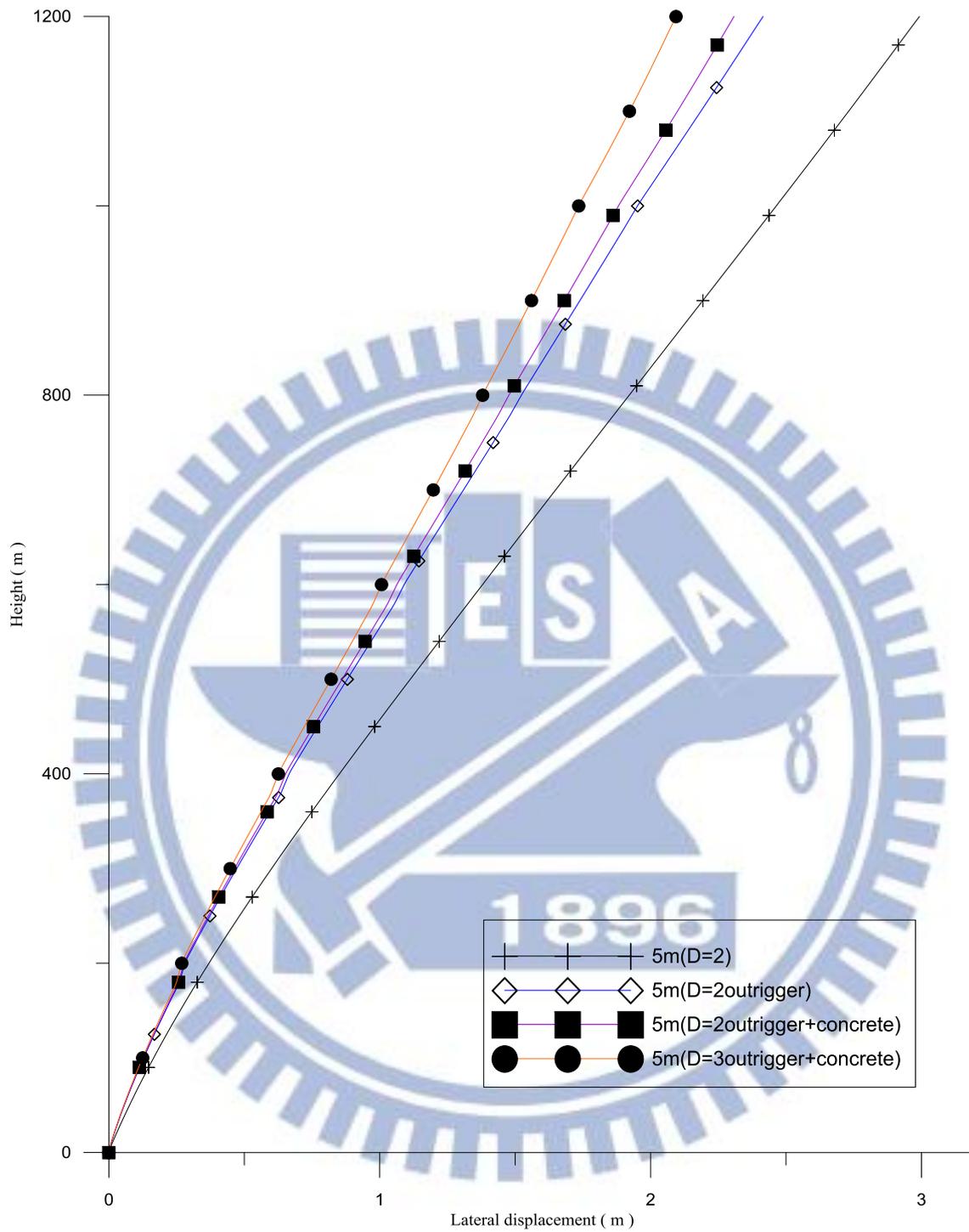


圖 5-40. 原模、使用剛臂支架、使用剛臂支架並強化角柱之結構側位移圖

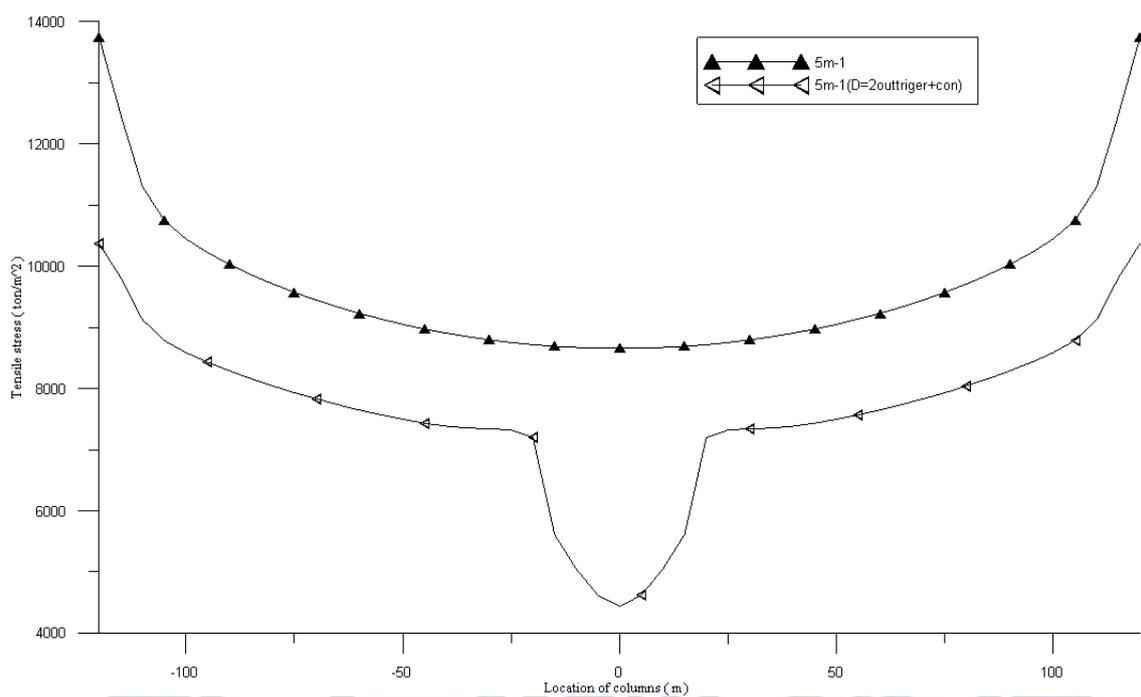


圖 5-41. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 0m

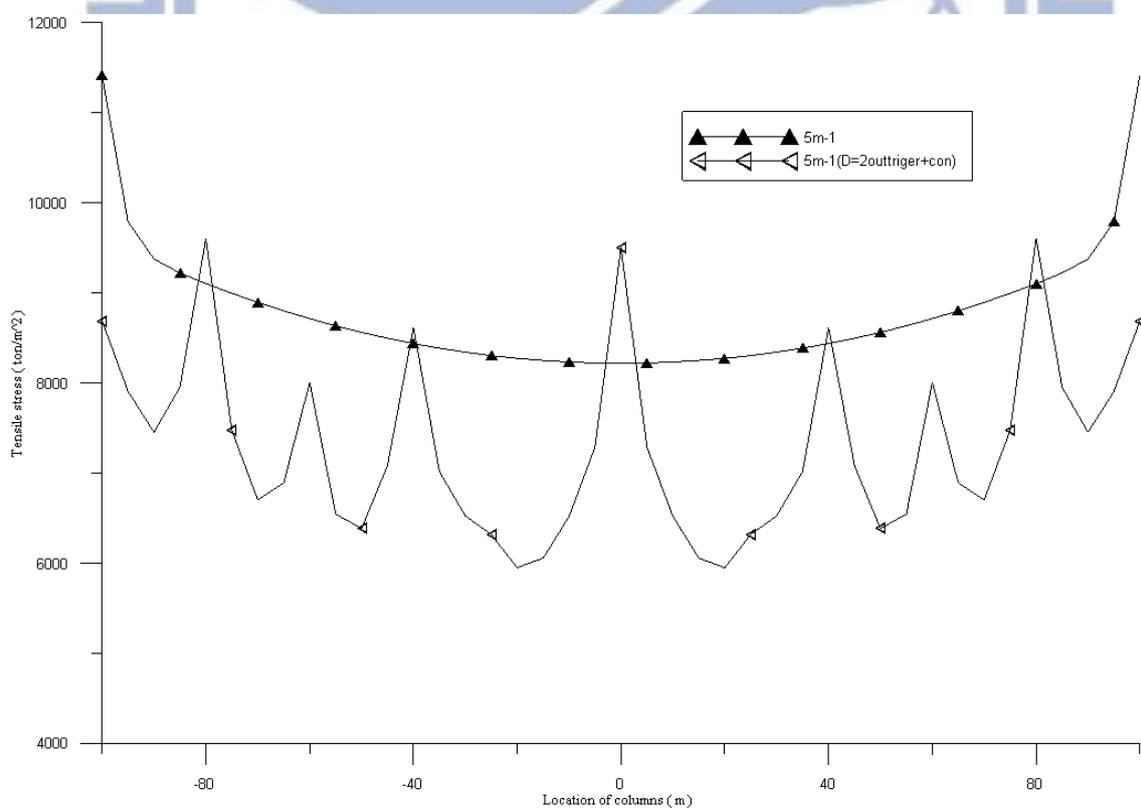


圖 5-42. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 200m

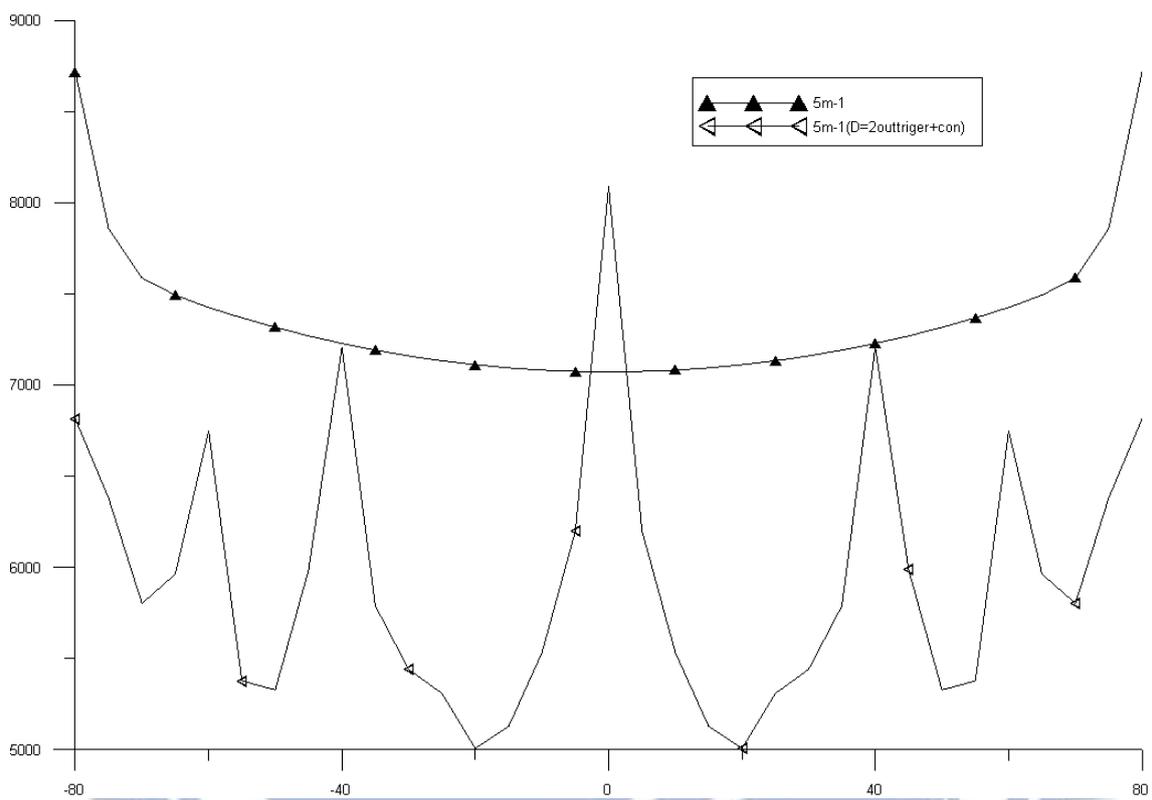


圖 5-43. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 400m

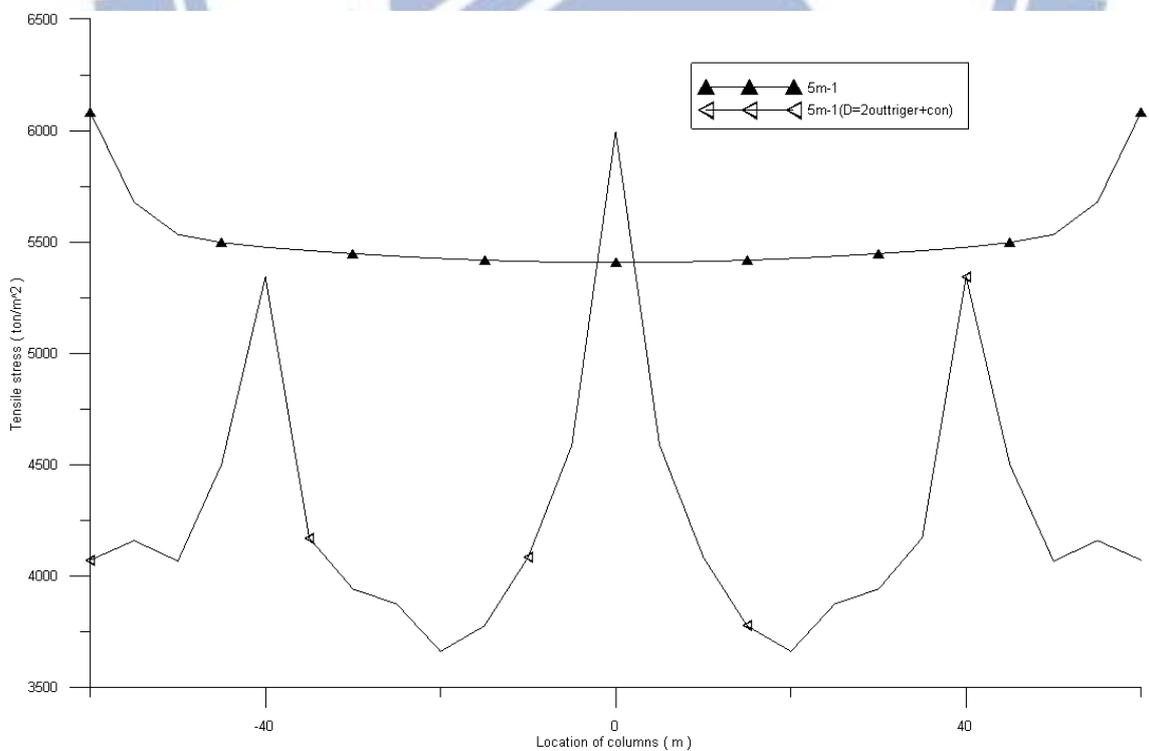


圖 5-44. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 600m

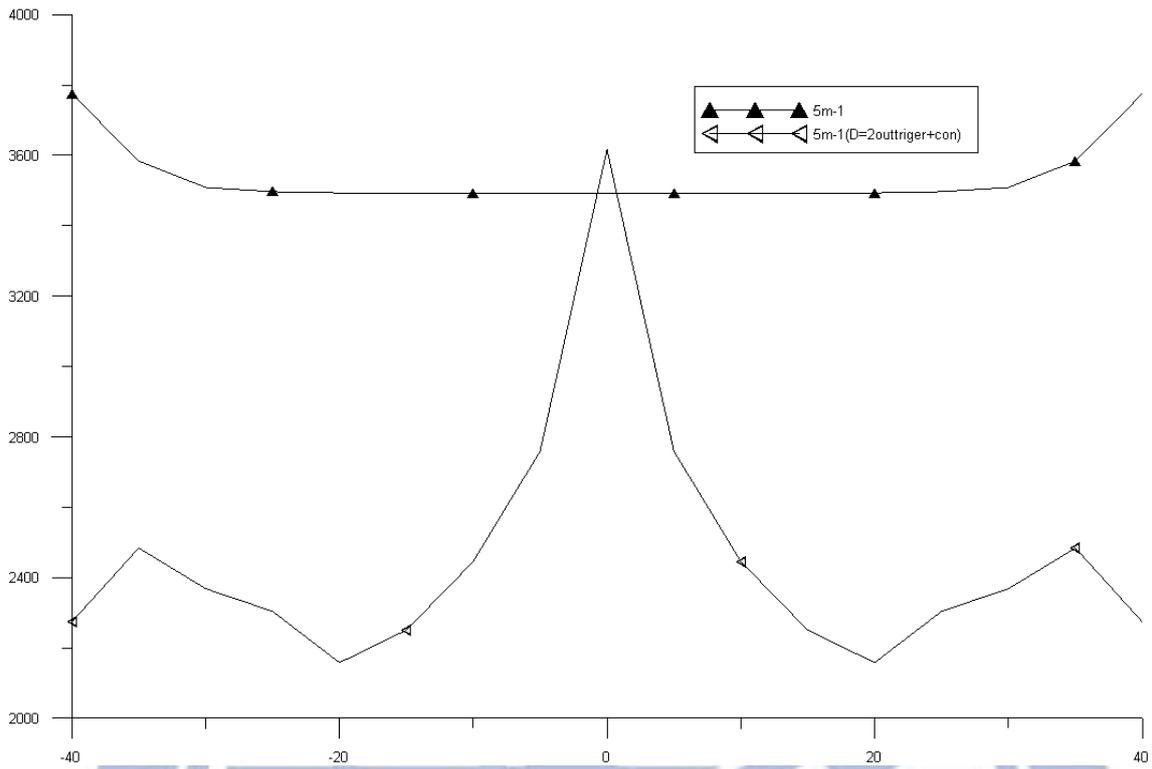


圖 5-45. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 800m

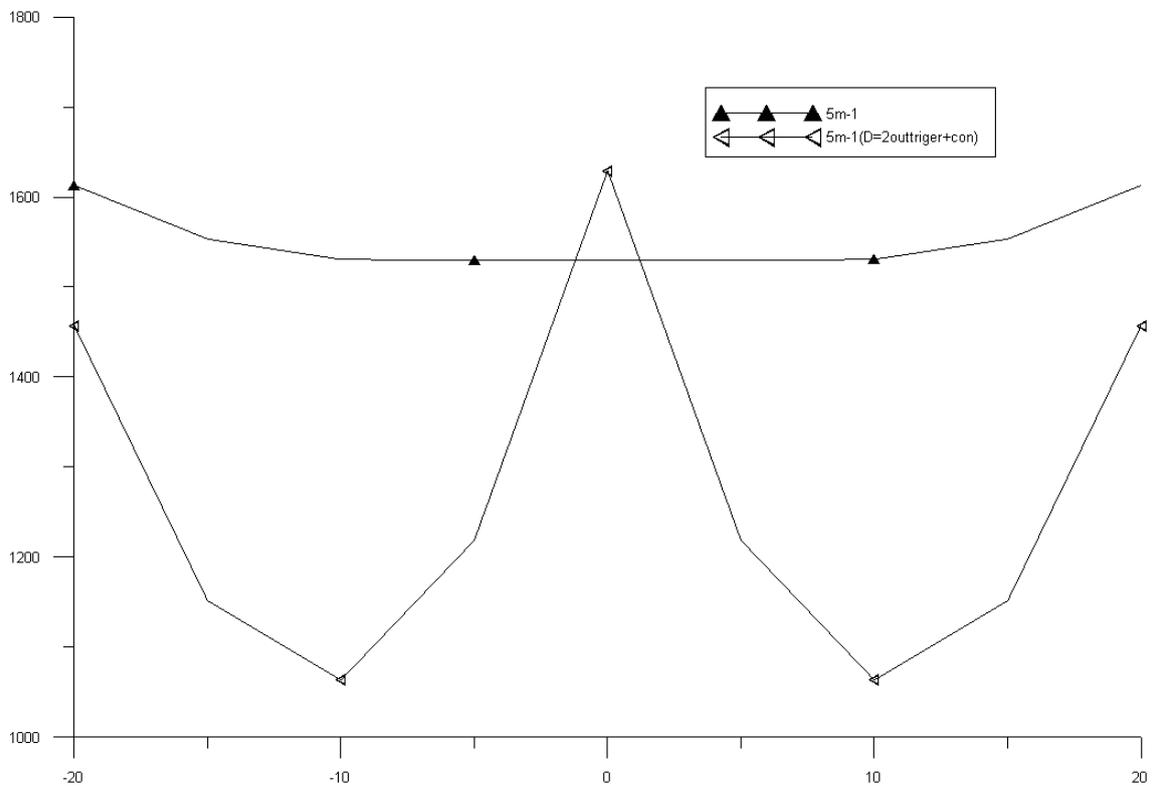


圖 5-46. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)翼版端軸應力圖 1000m

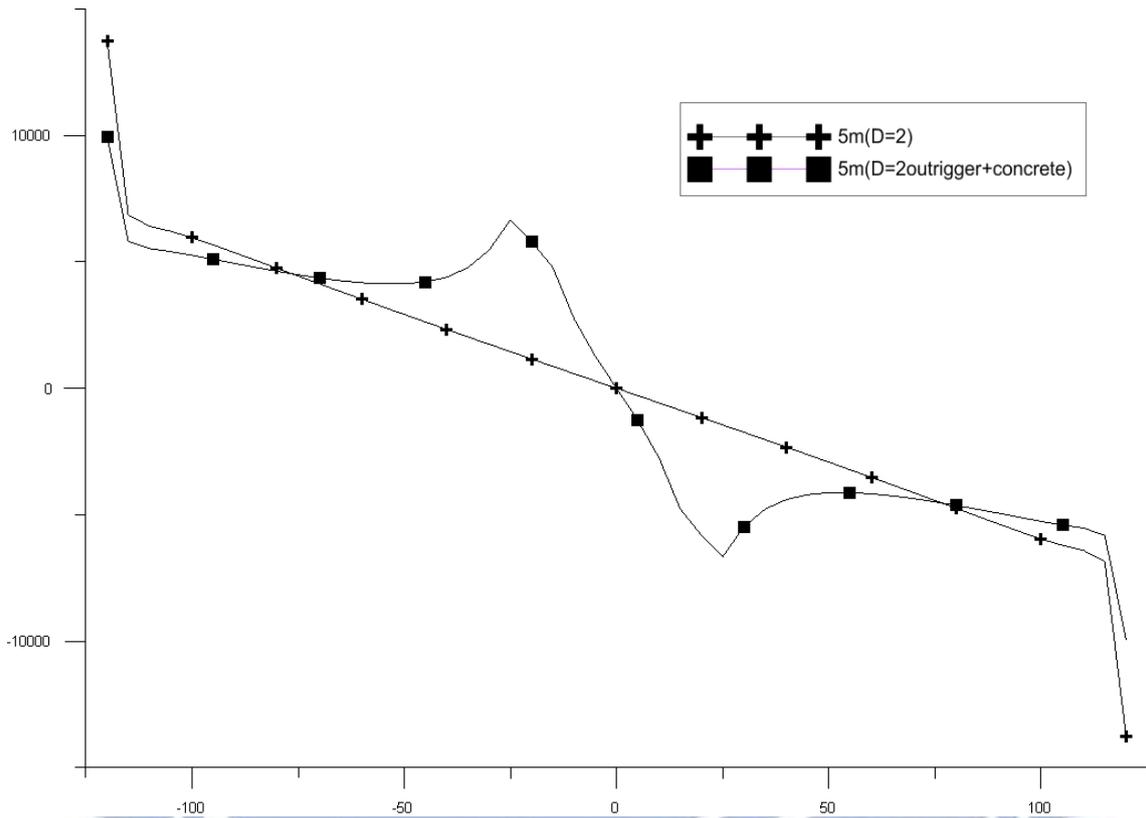


圖 5-47. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 0m

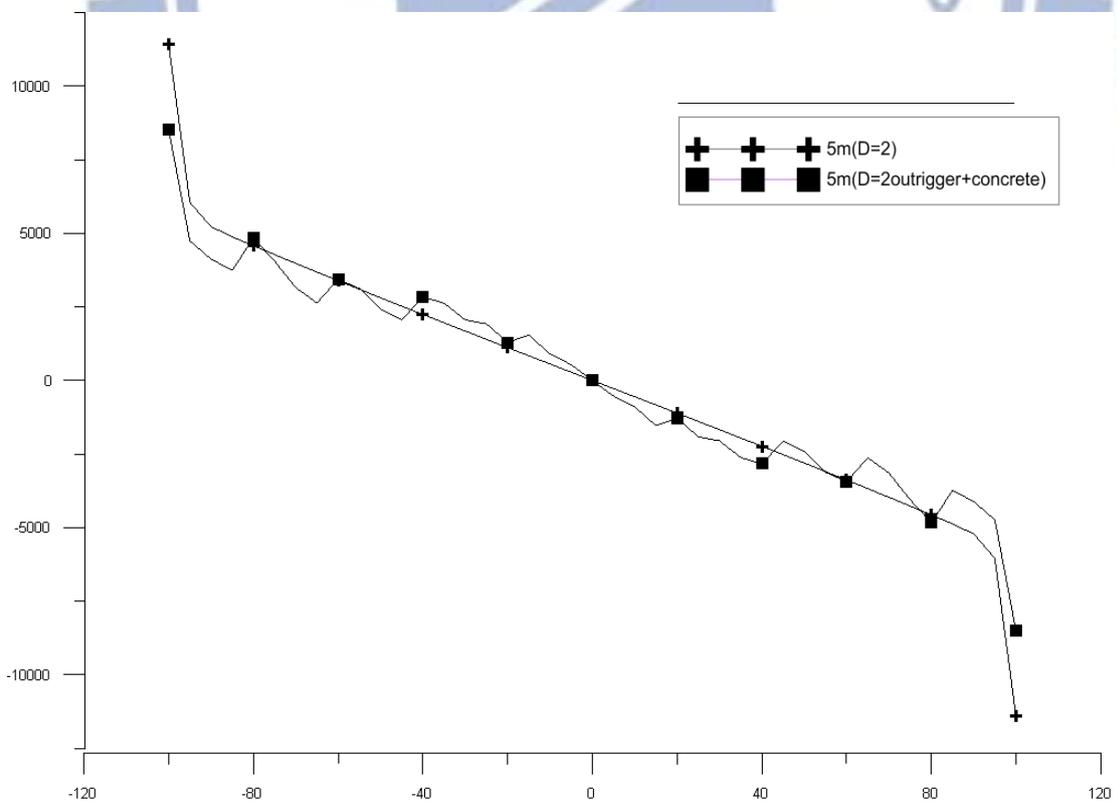


圖 5-48. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 200m

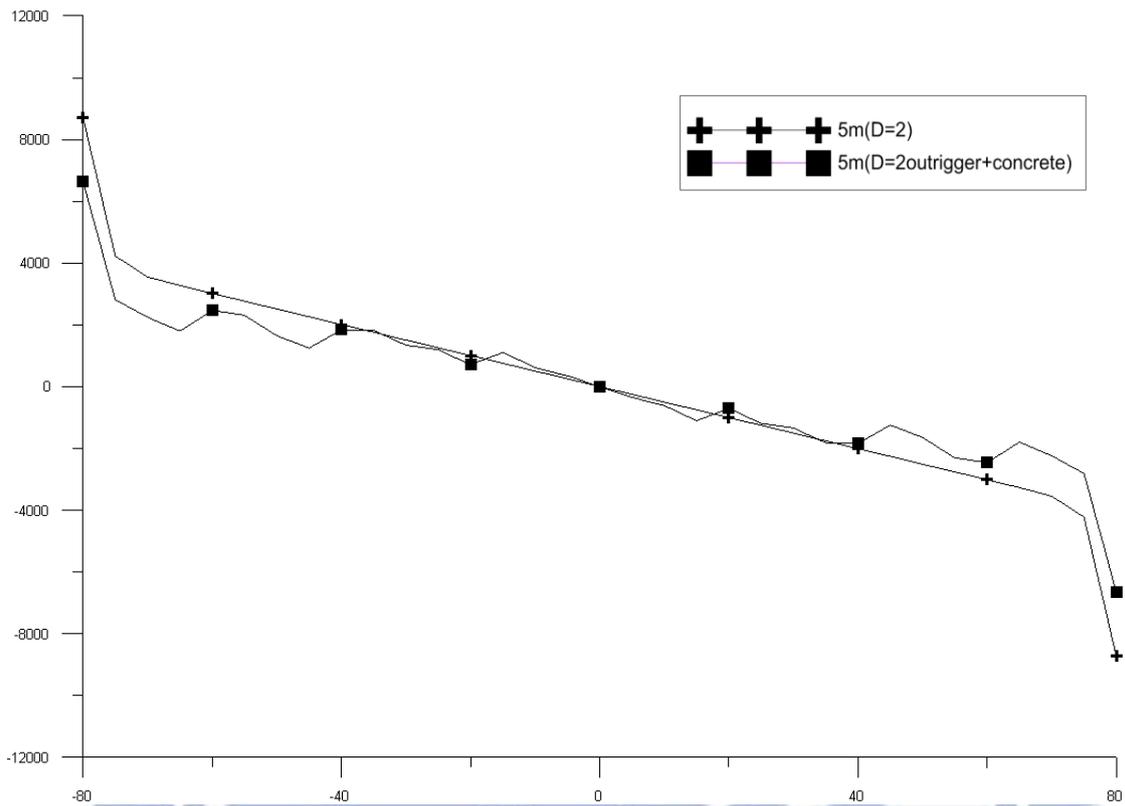


圖 5-49. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 400m

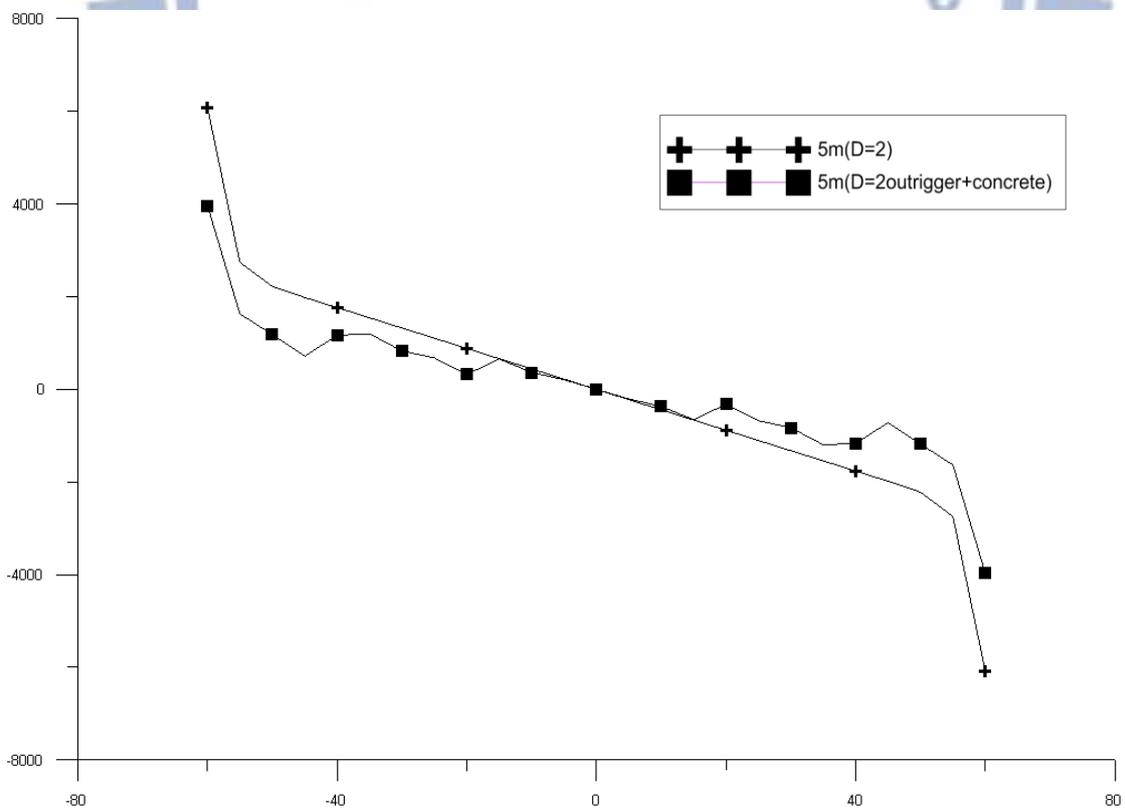


圖 5-50. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 600m

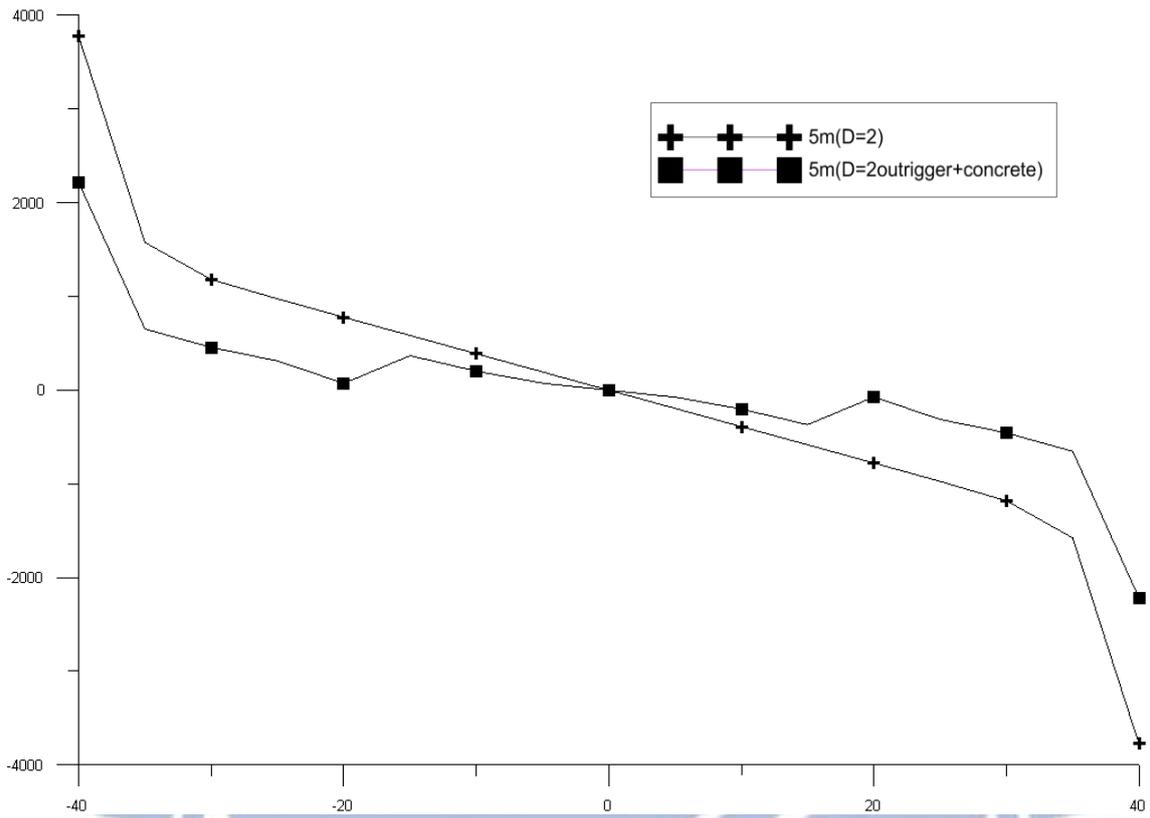


圖 5-51. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 800m

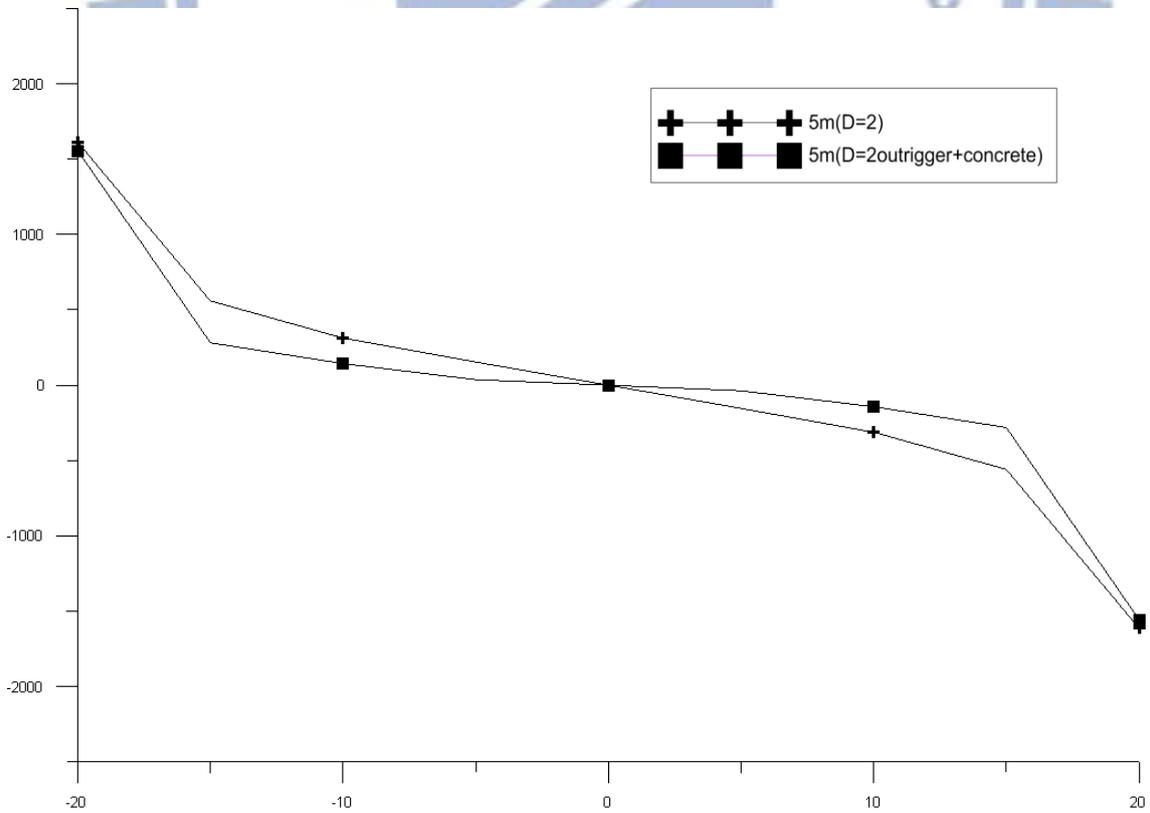


圖 5-52. 原模與使用剛臂支架(角柱為複合斷面)腹版端軸應力圖 1000m

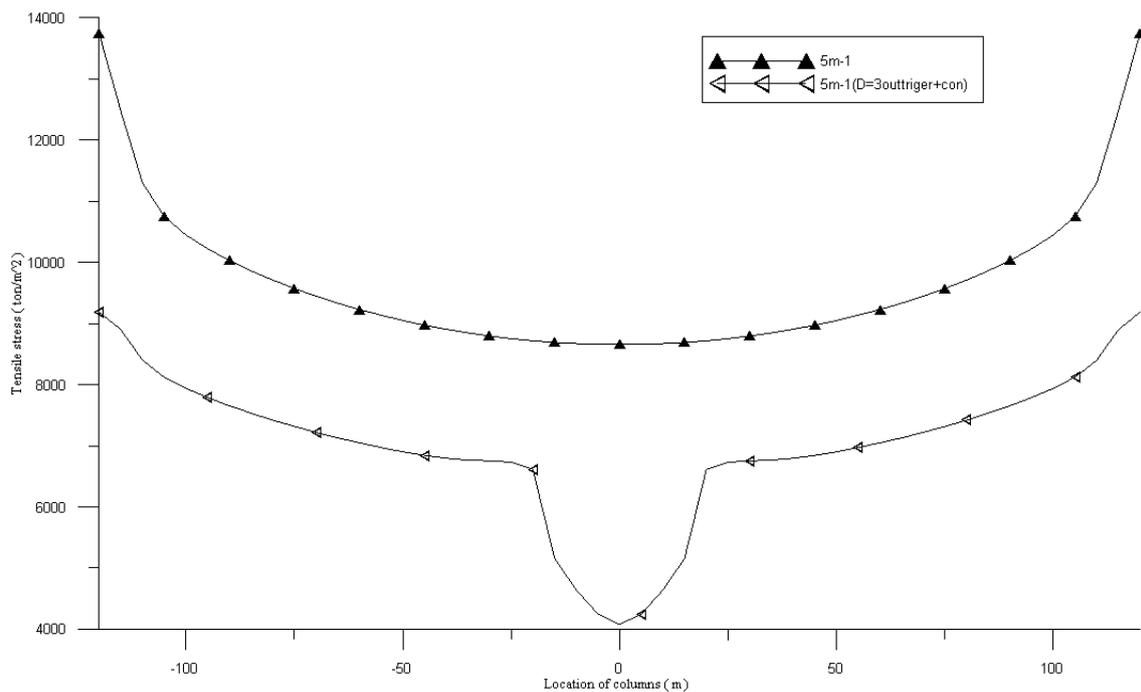


圖 5-53. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 0m

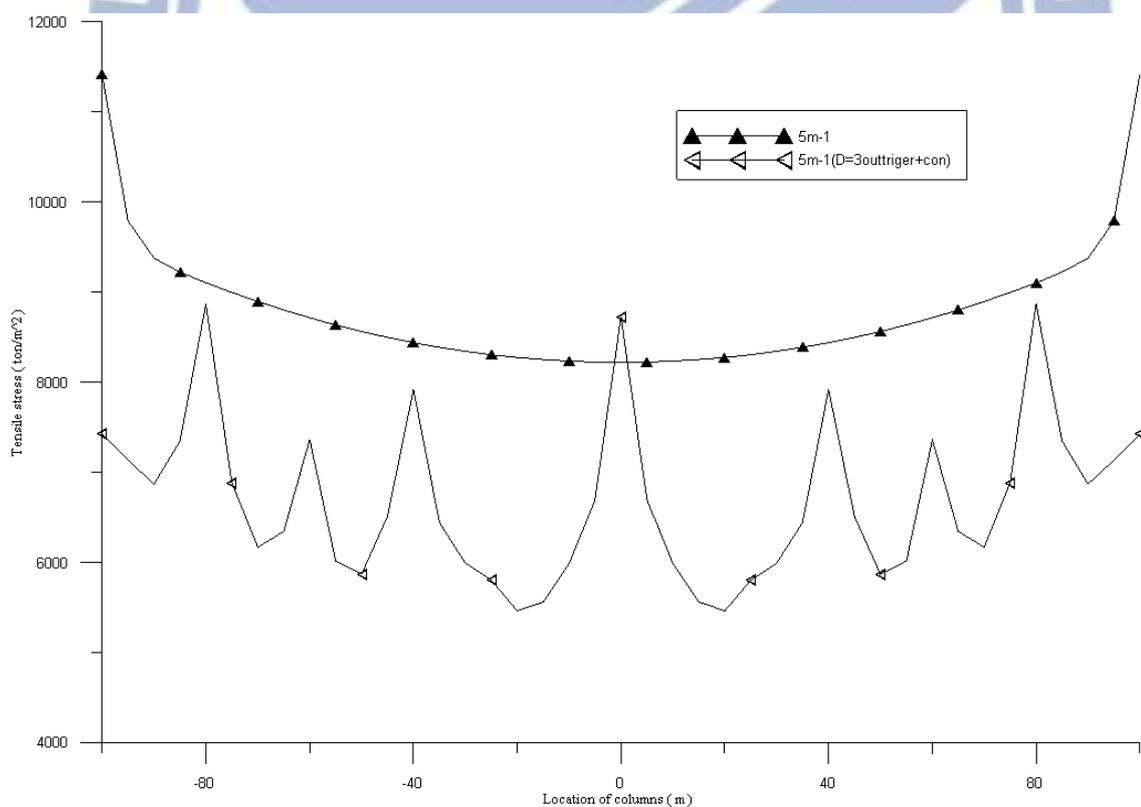


圖 5-54. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 200m

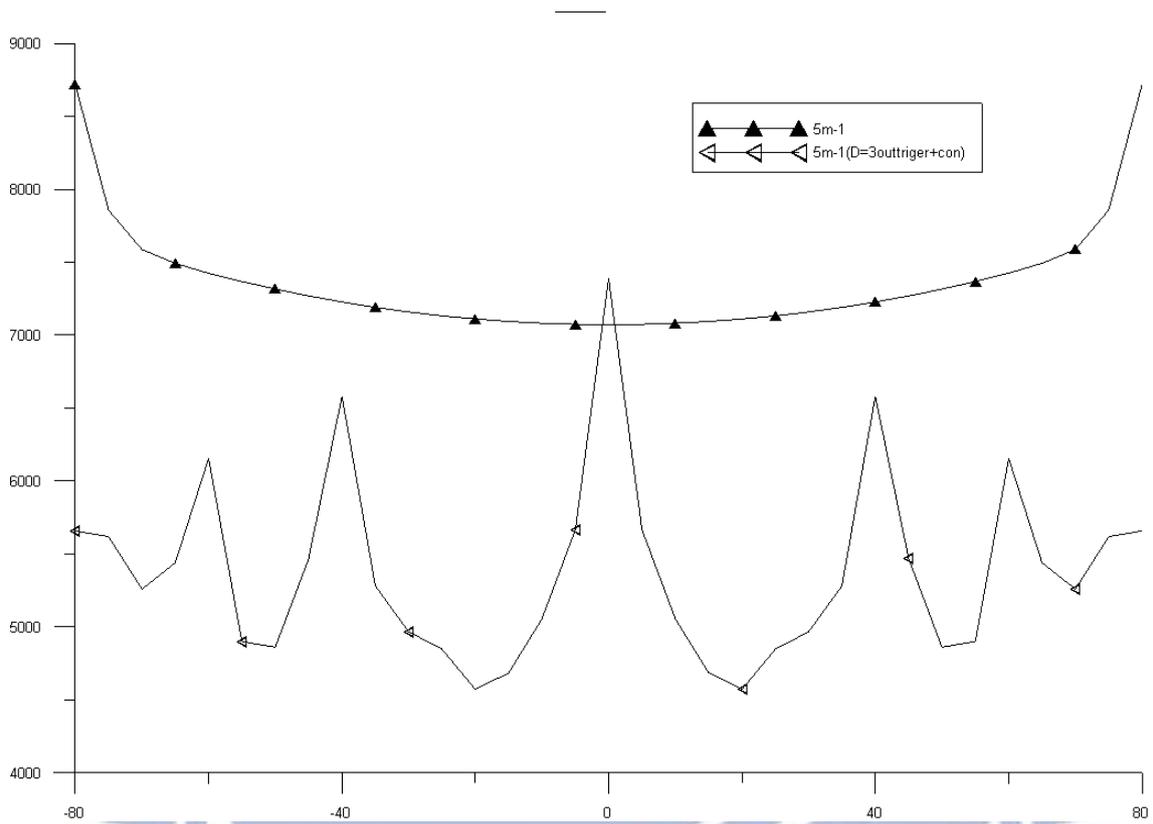


圖 5-55. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 400m

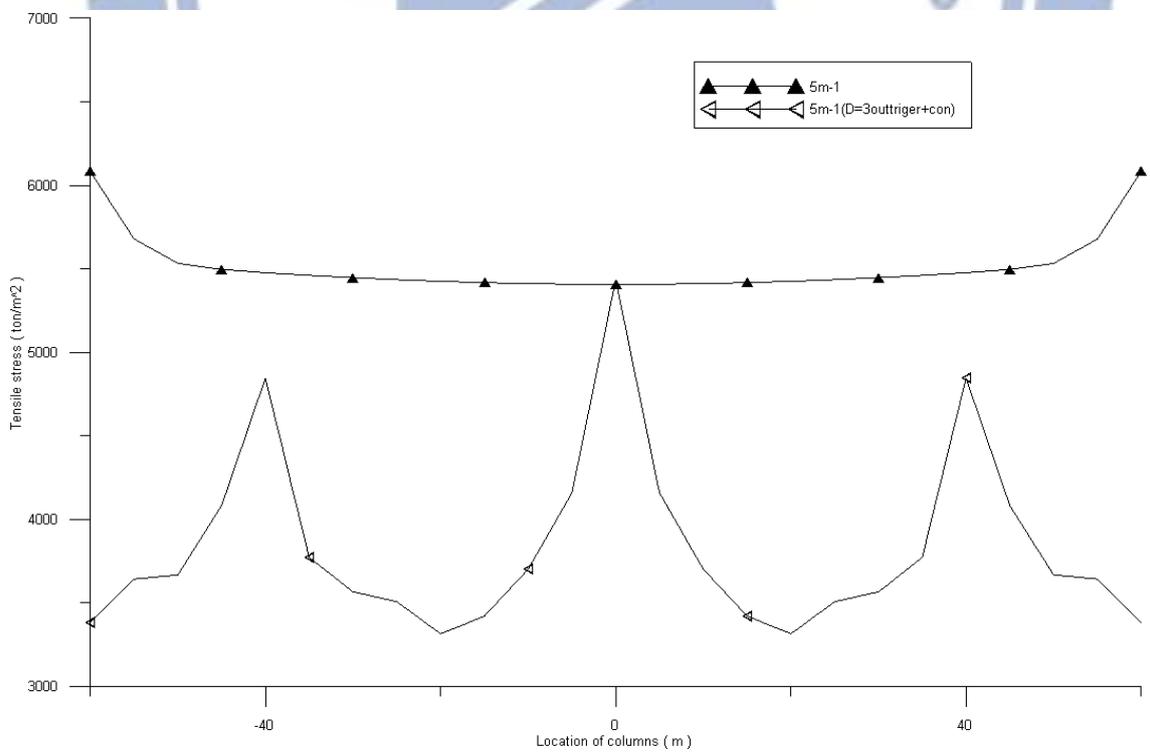


圖 5-56. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 600m

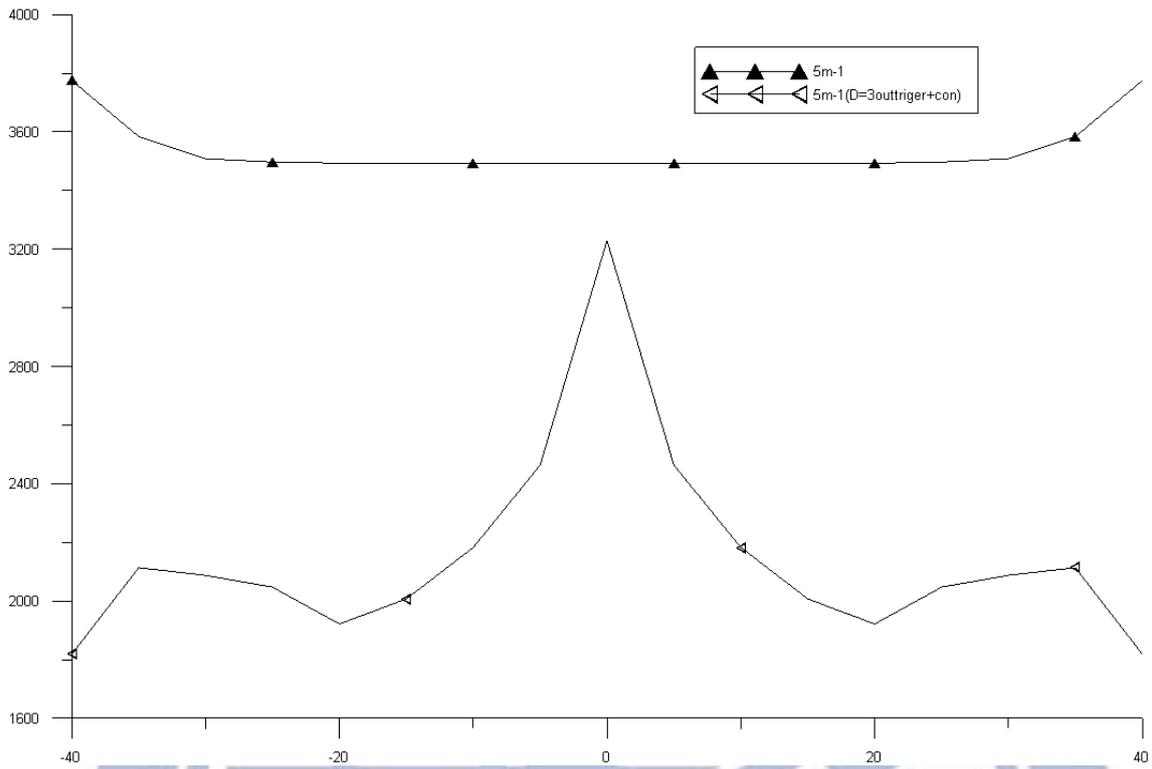


圖 5-57. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 800m

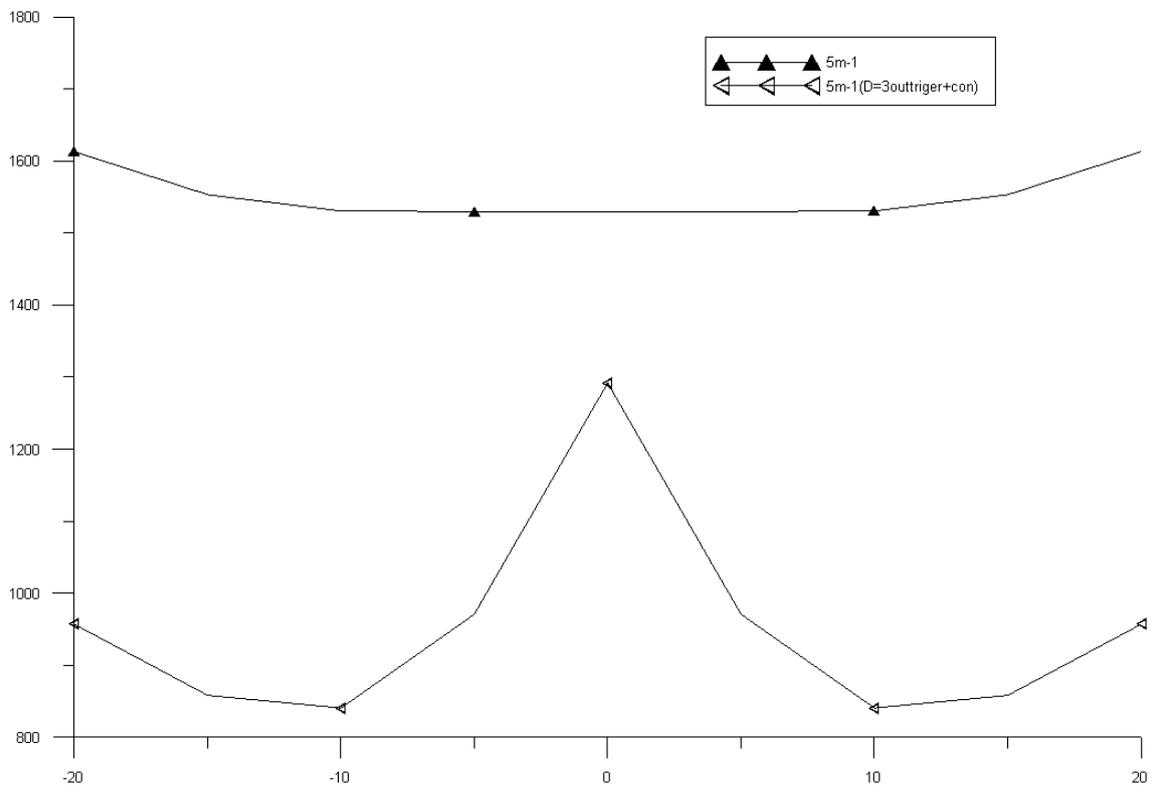


圖 5-58. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)翼版端軸應力圖 1000m

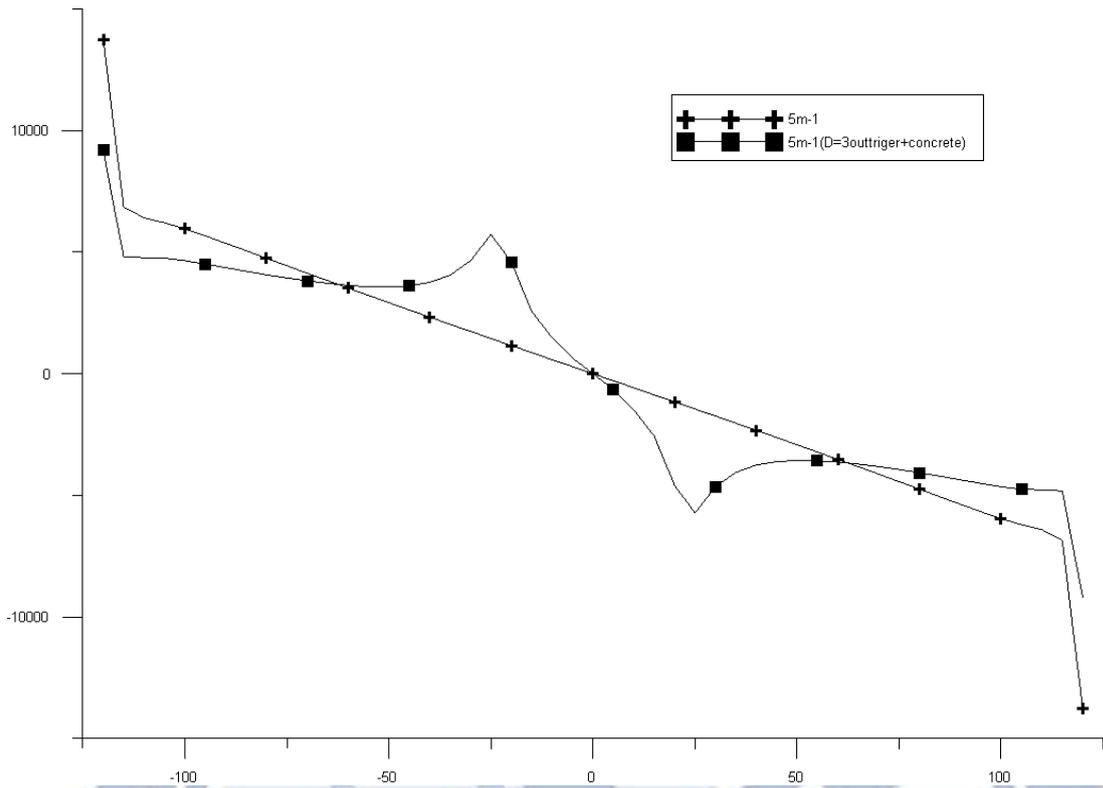


圖 5-59. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 0m

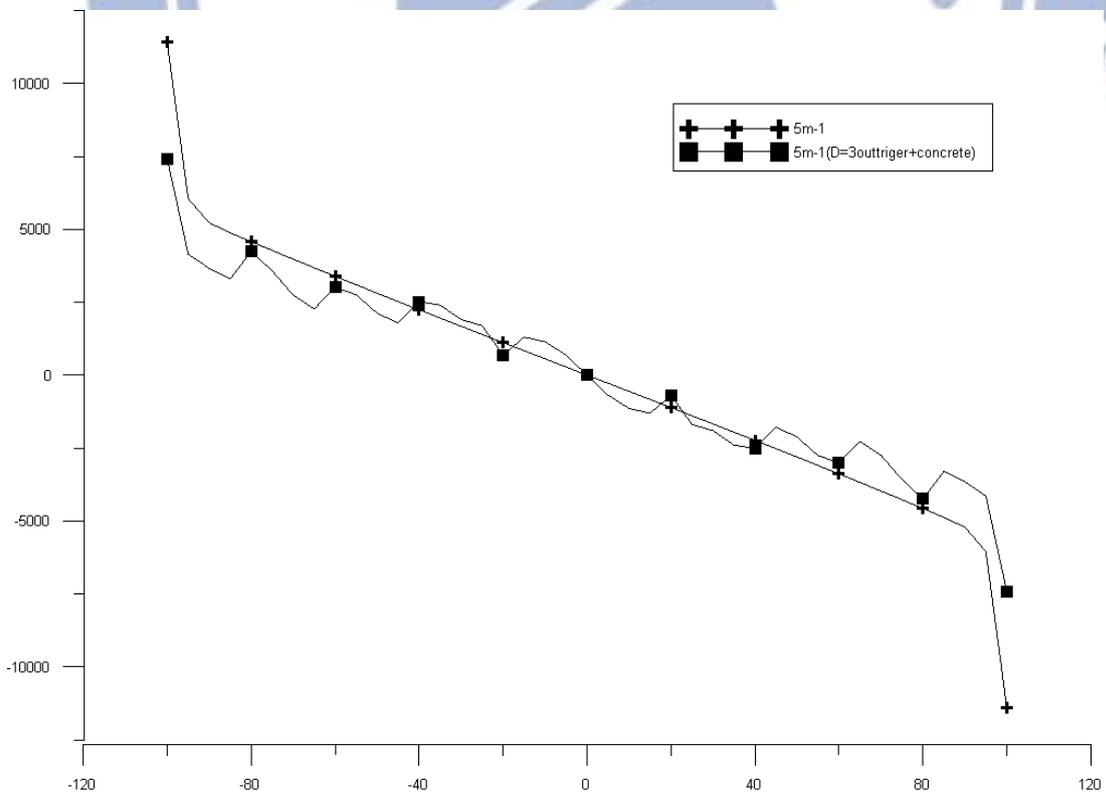


圖 5-60. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 200m

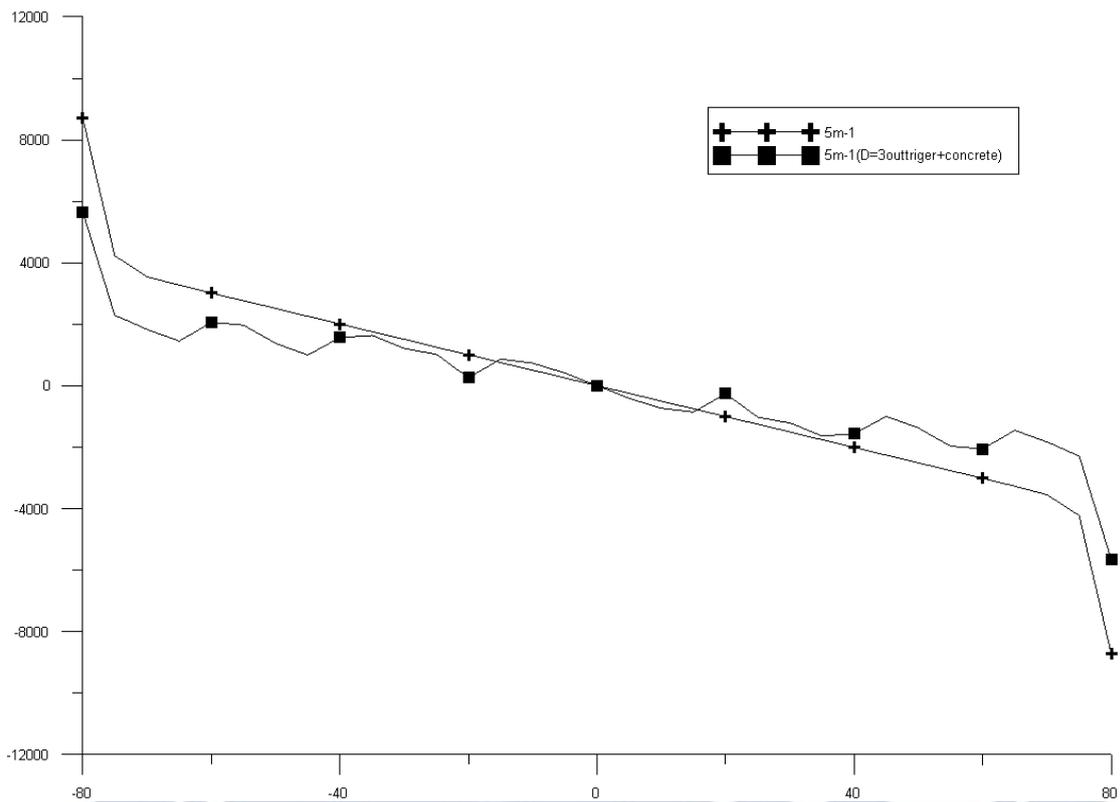


圖 5-61. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 400m

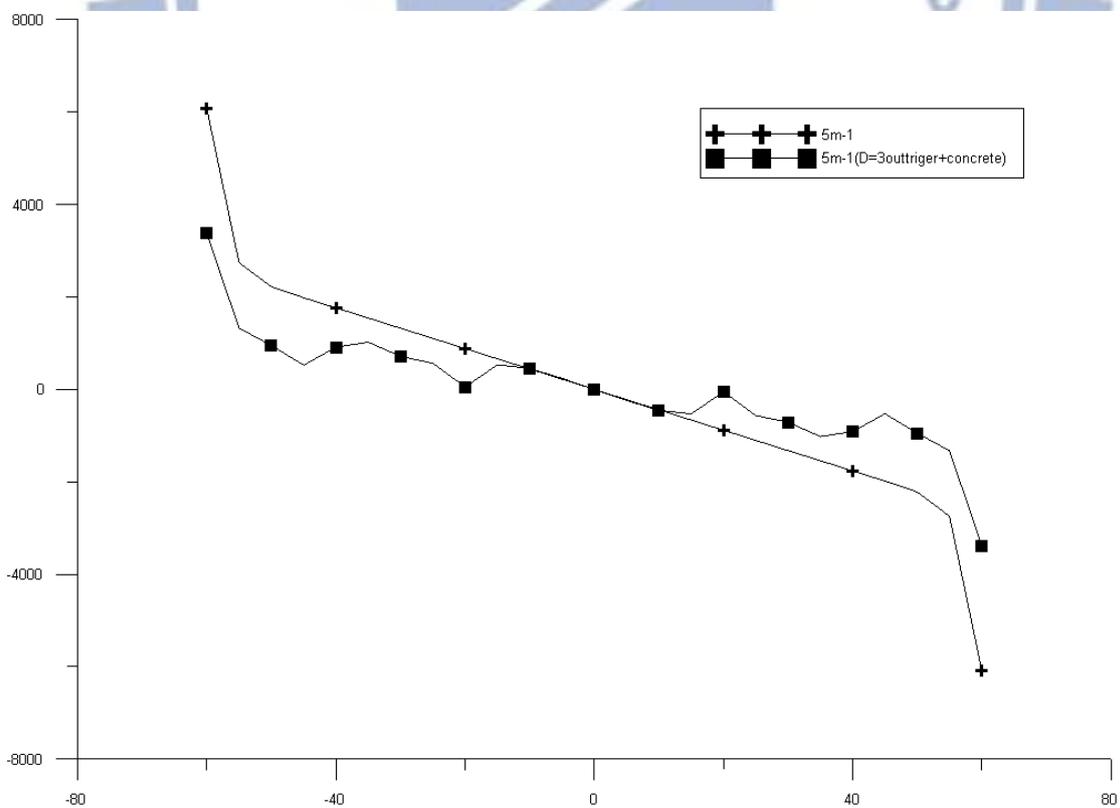


圖 5-62. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 600m

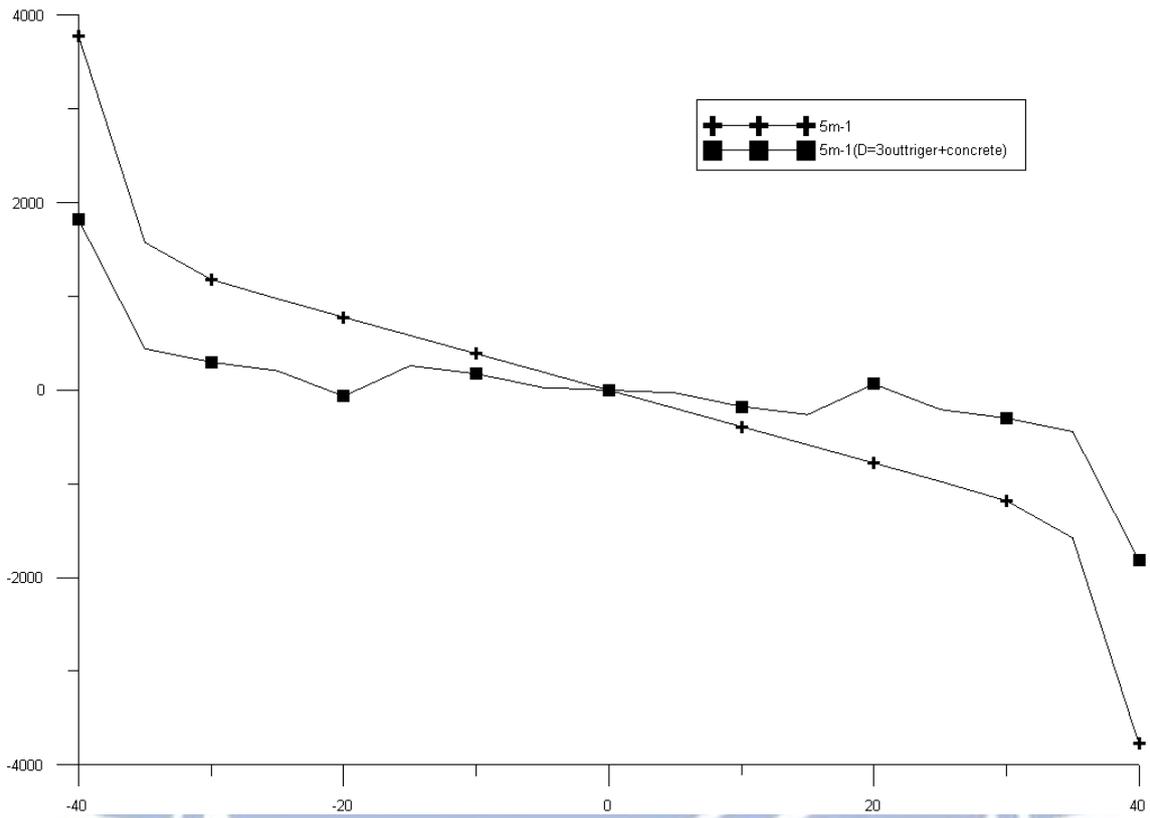


圖 5-63. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 800m

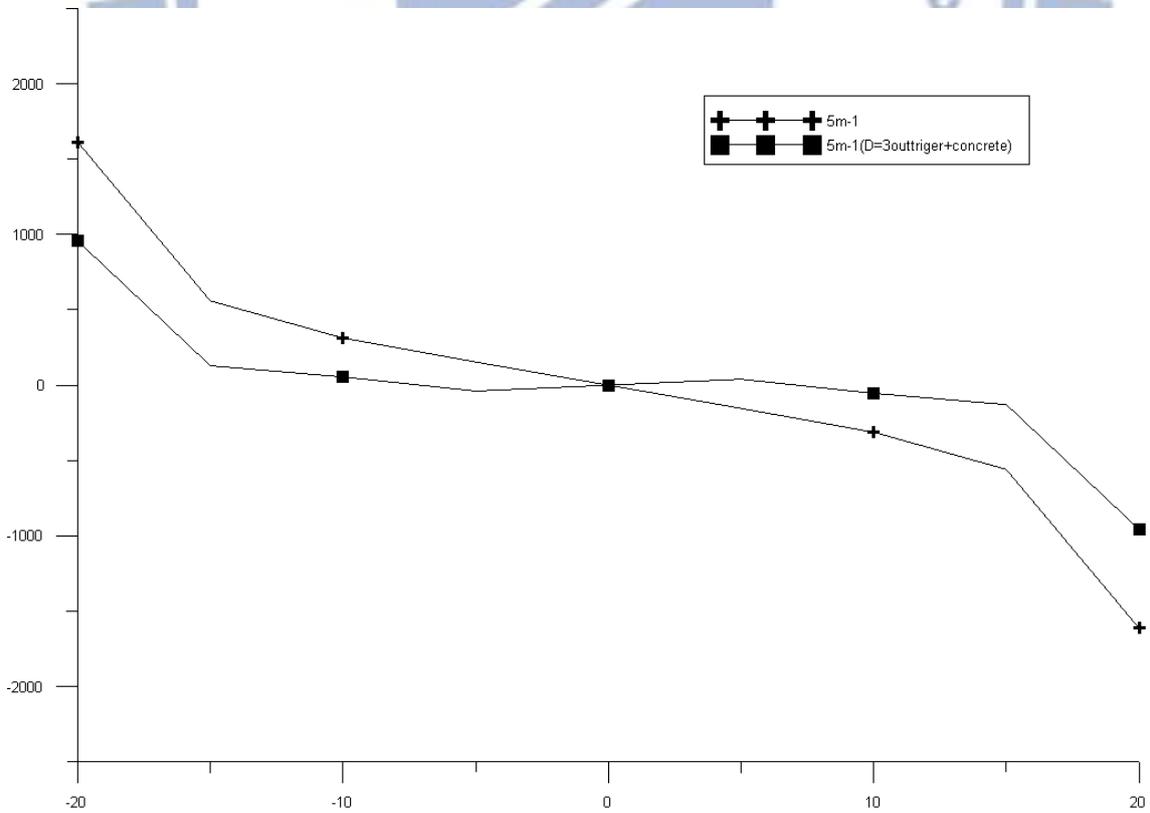


圖 5-64. 原模與使用剛臂支架(角柱放大)腹版端軸應力圖 1000m

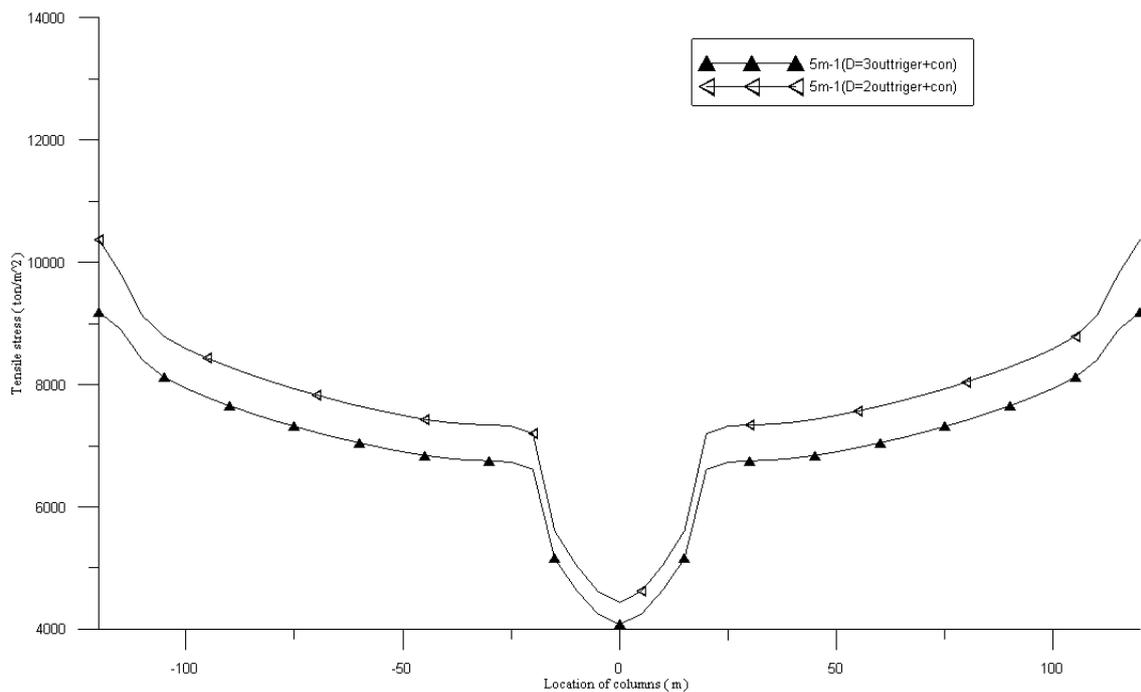


圖 5-65. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 0m

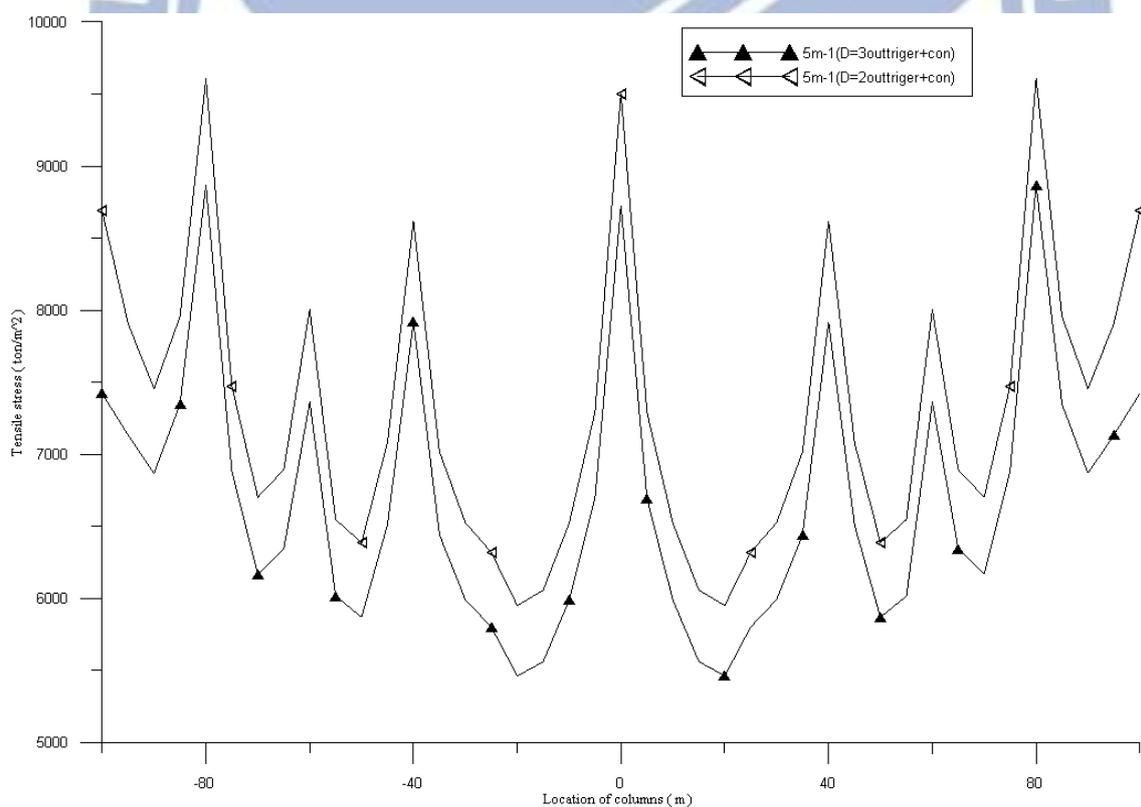


圖 5-66. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 200m

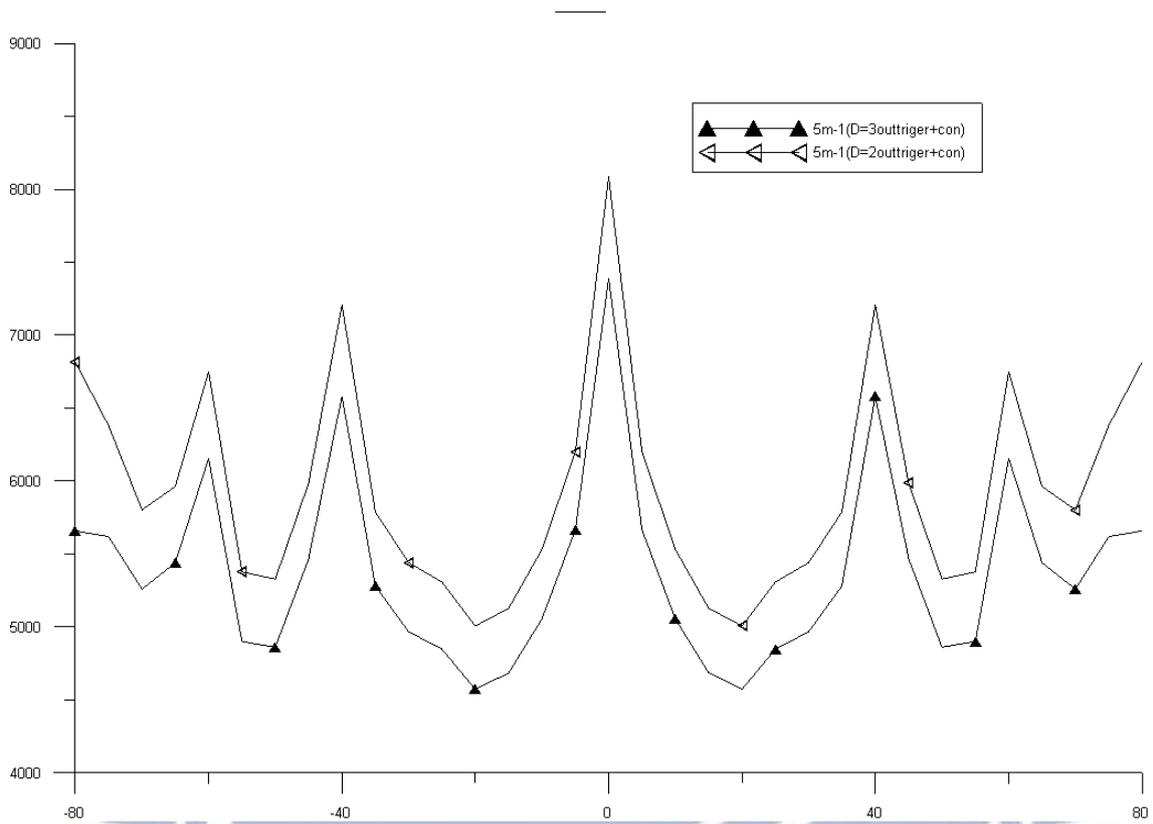


圖 5-67. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 400m

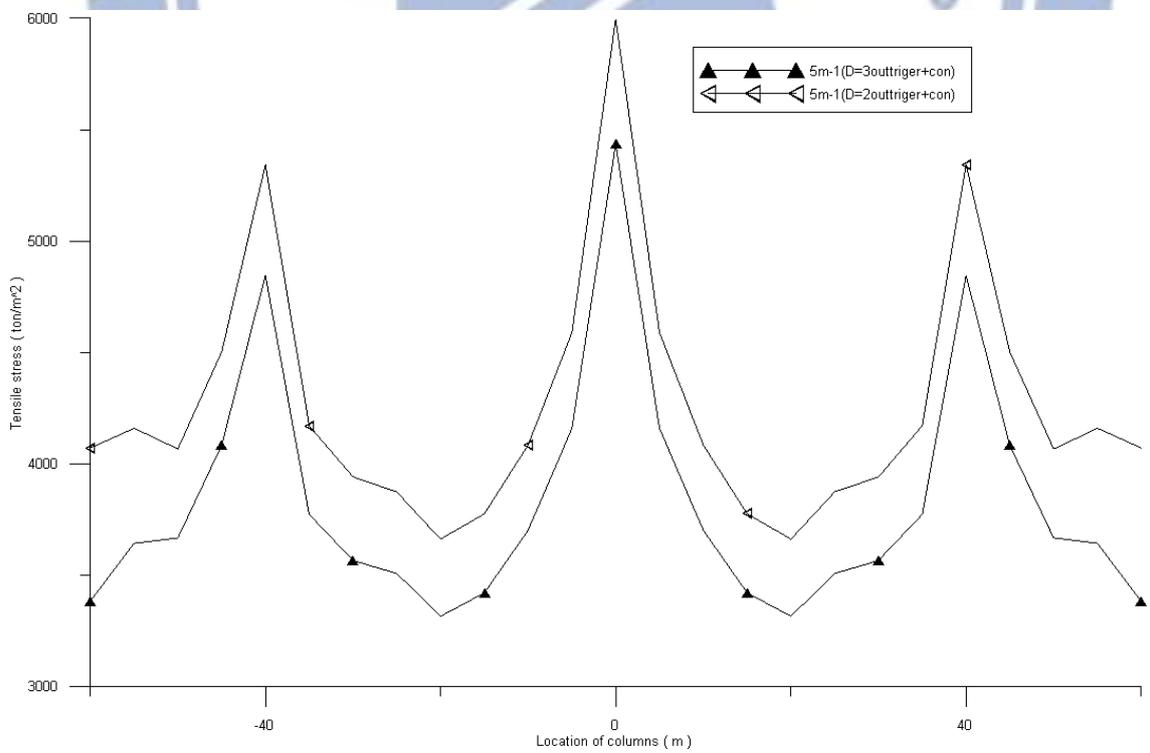


圖 5-68. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 600m

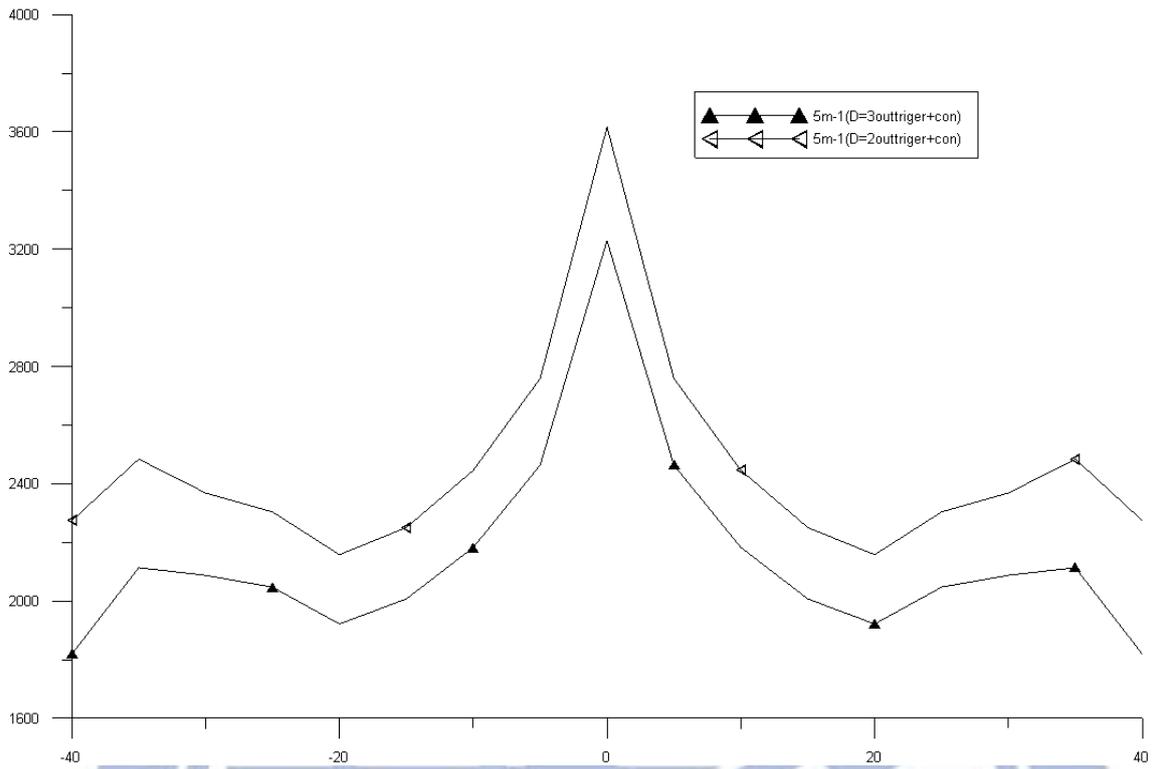


圖 5-69. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 800m

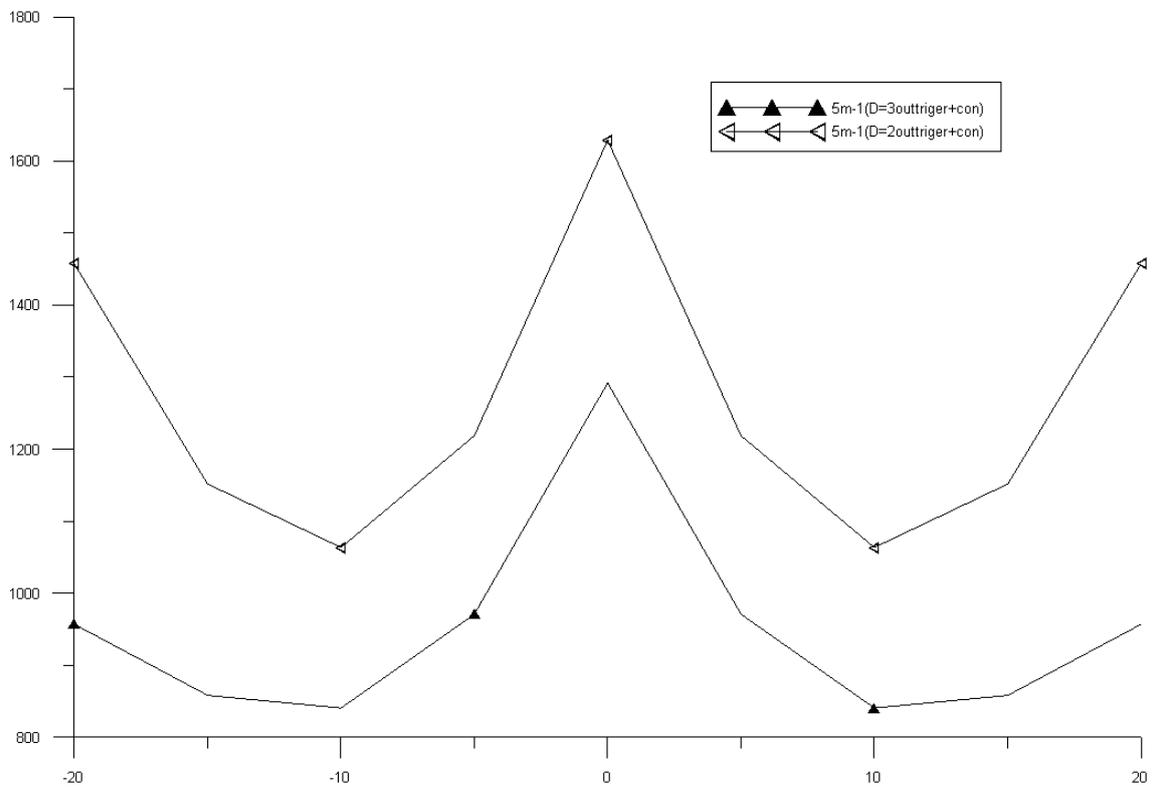


圖 5-70. 剛臂支架使用不同大小複合斷面翼版端軸應力圖 1000m

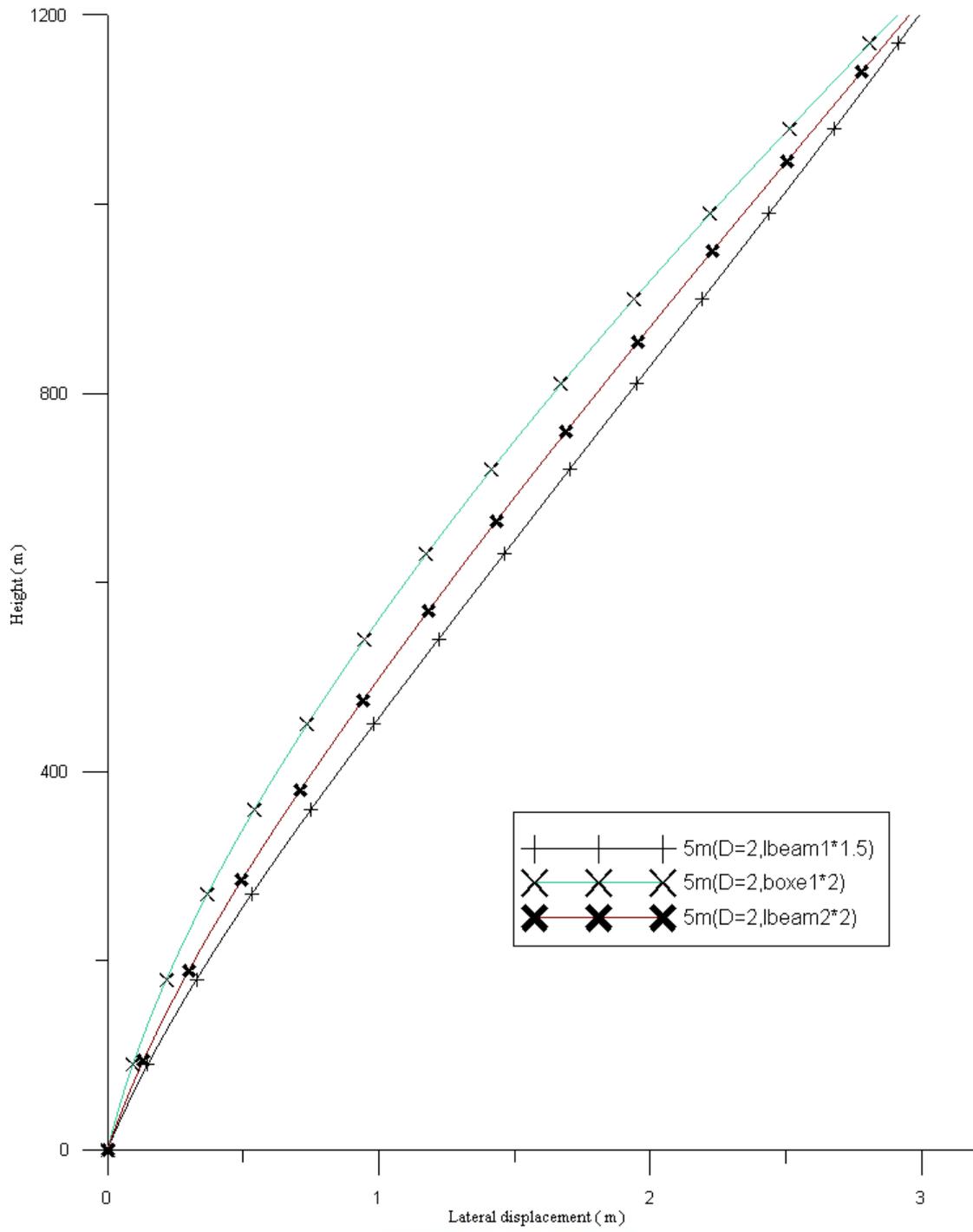


圖 5-71. 原模使用不同梁斷面之水平側位移圖

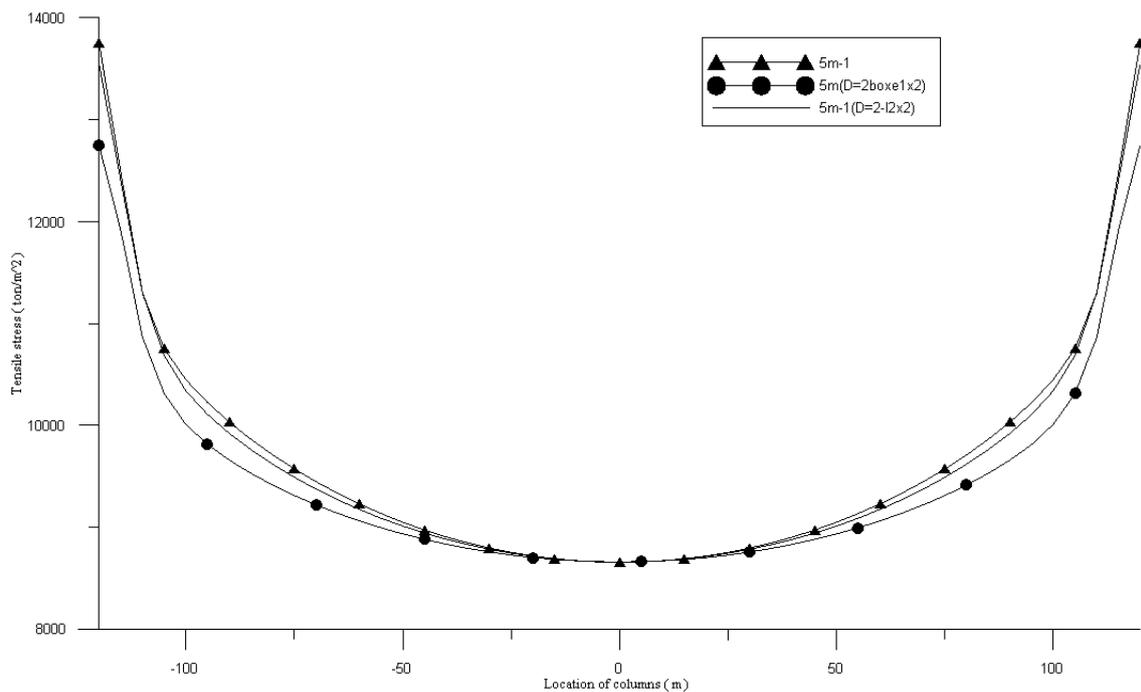


圖 5-72. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 0m

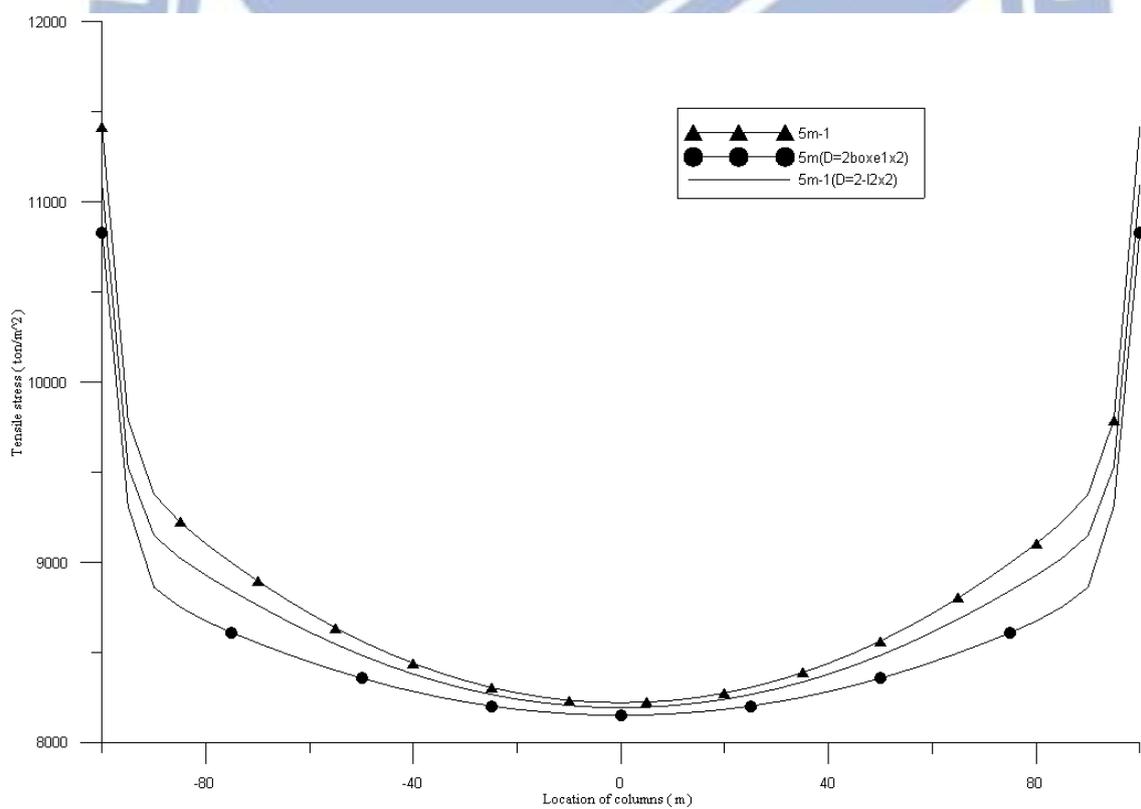


圖 5-73. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 200m

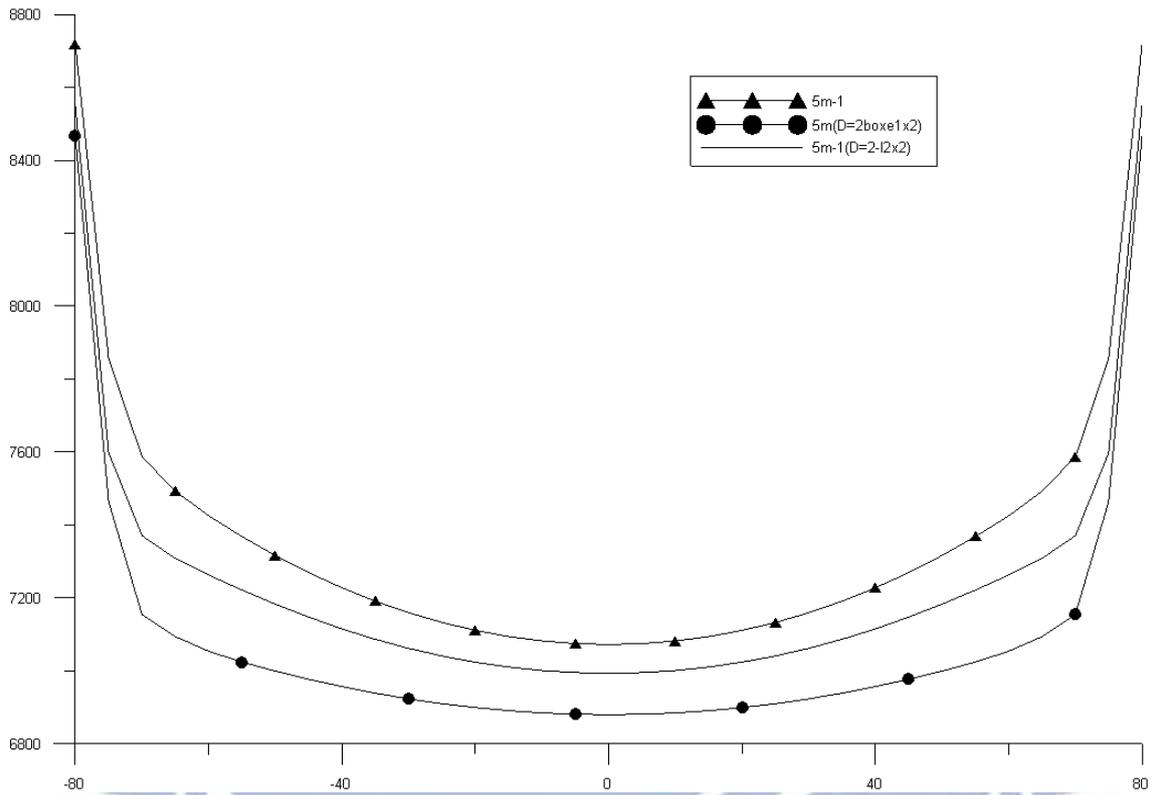


圖 5-74. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 400m

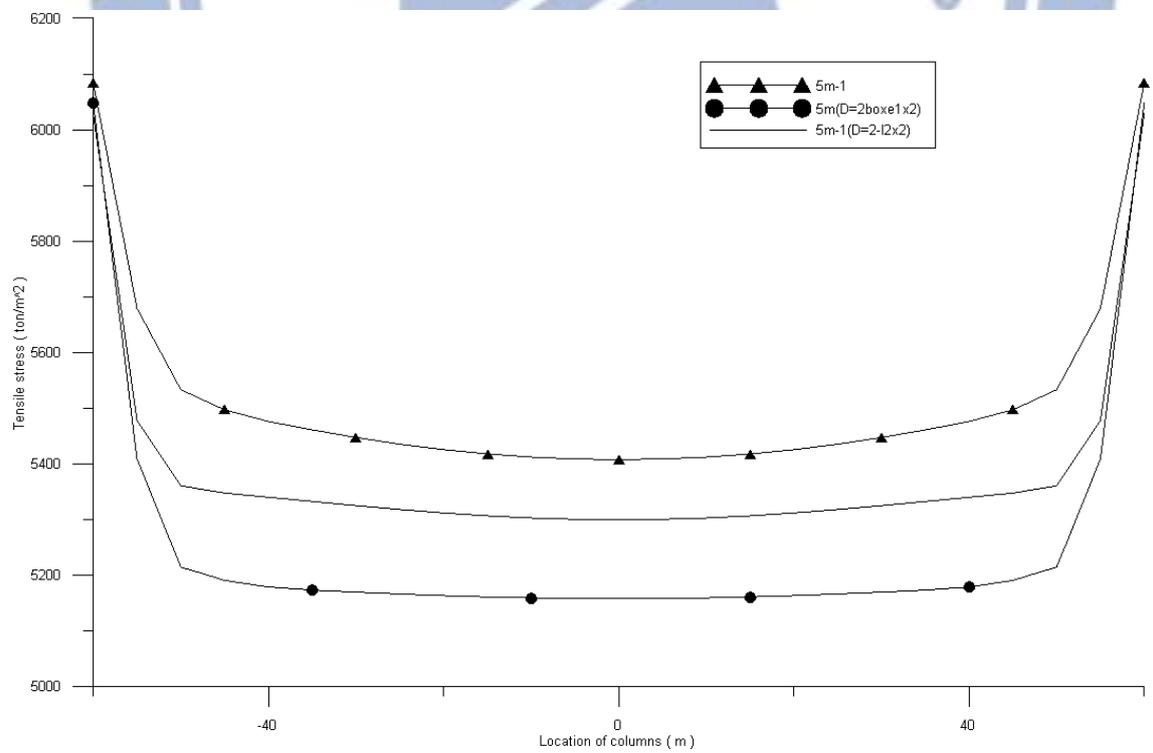


圖 5-75. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 600m

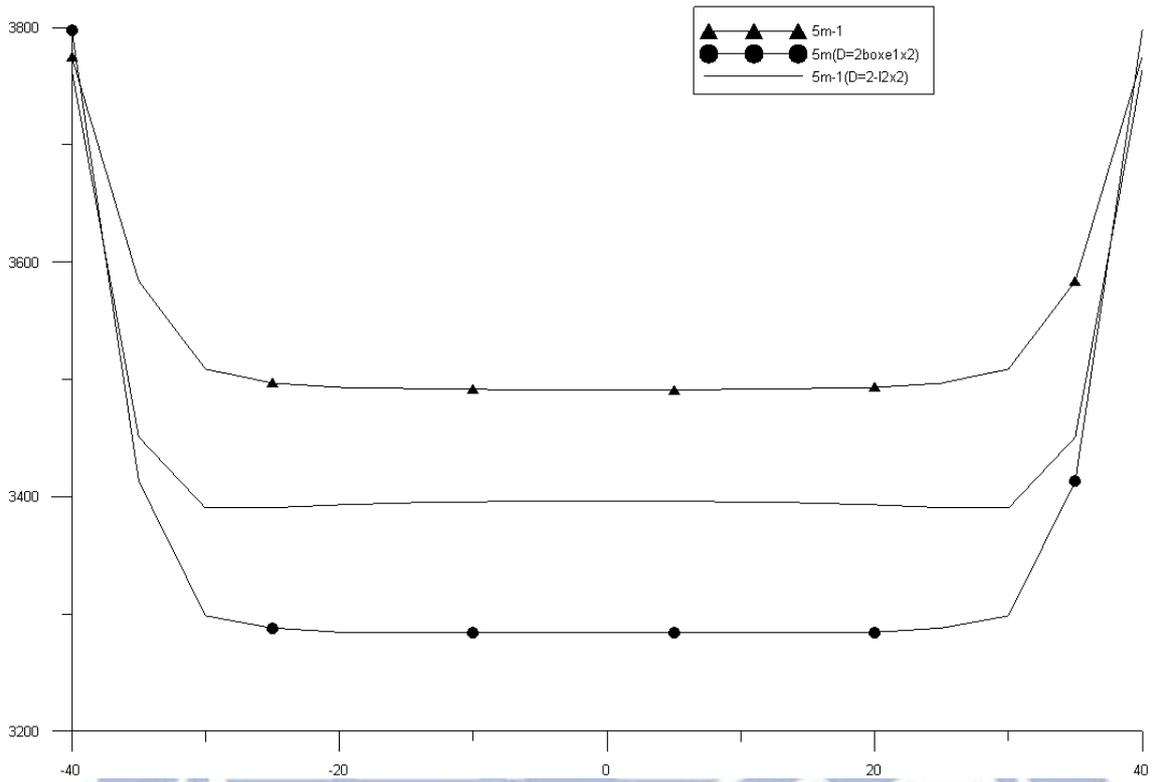


圖 5-76. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 800m

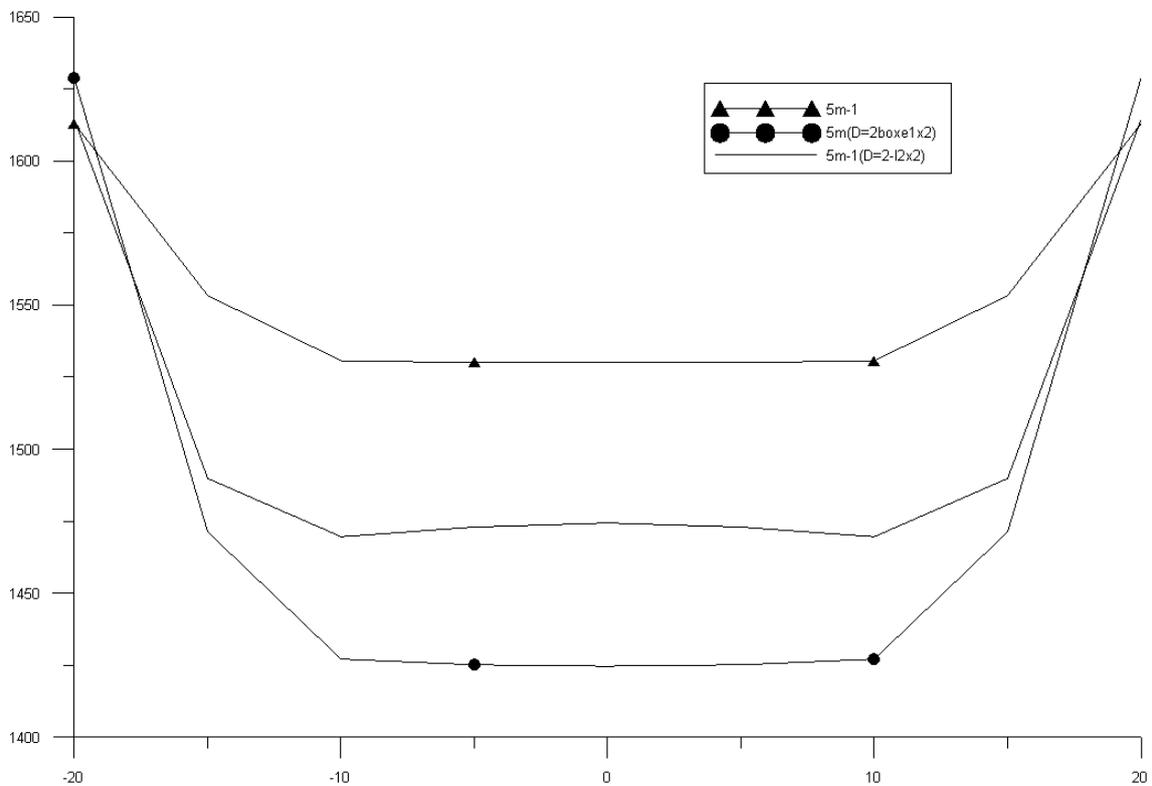


圖 5-77. 原模使用不同梁斷面翼版端軸應力圖 1000m

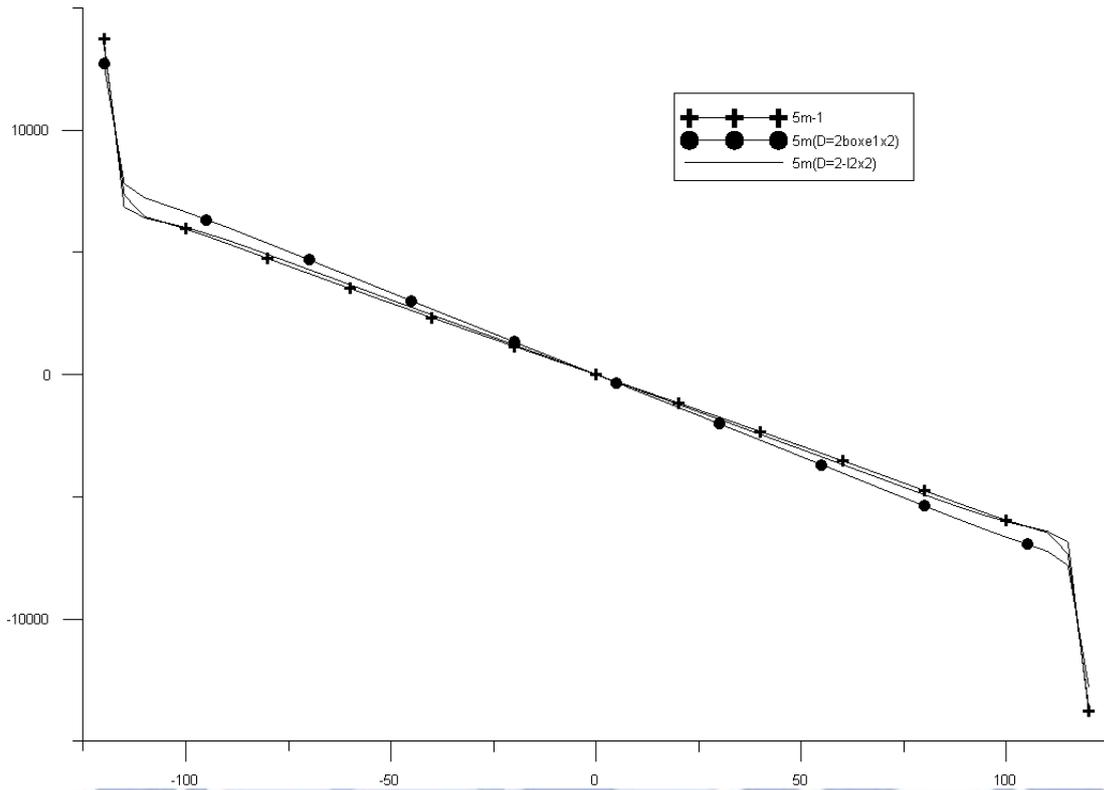


圖 5-78. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 0m

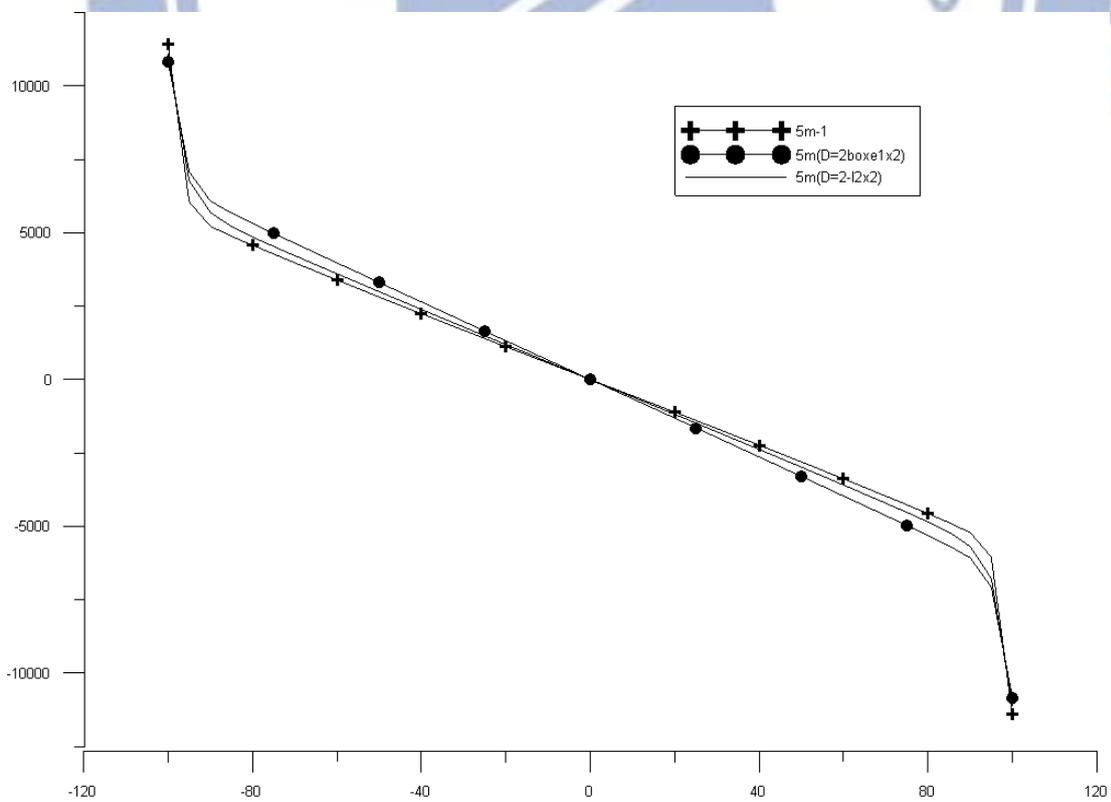


圖 5-79. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 200m

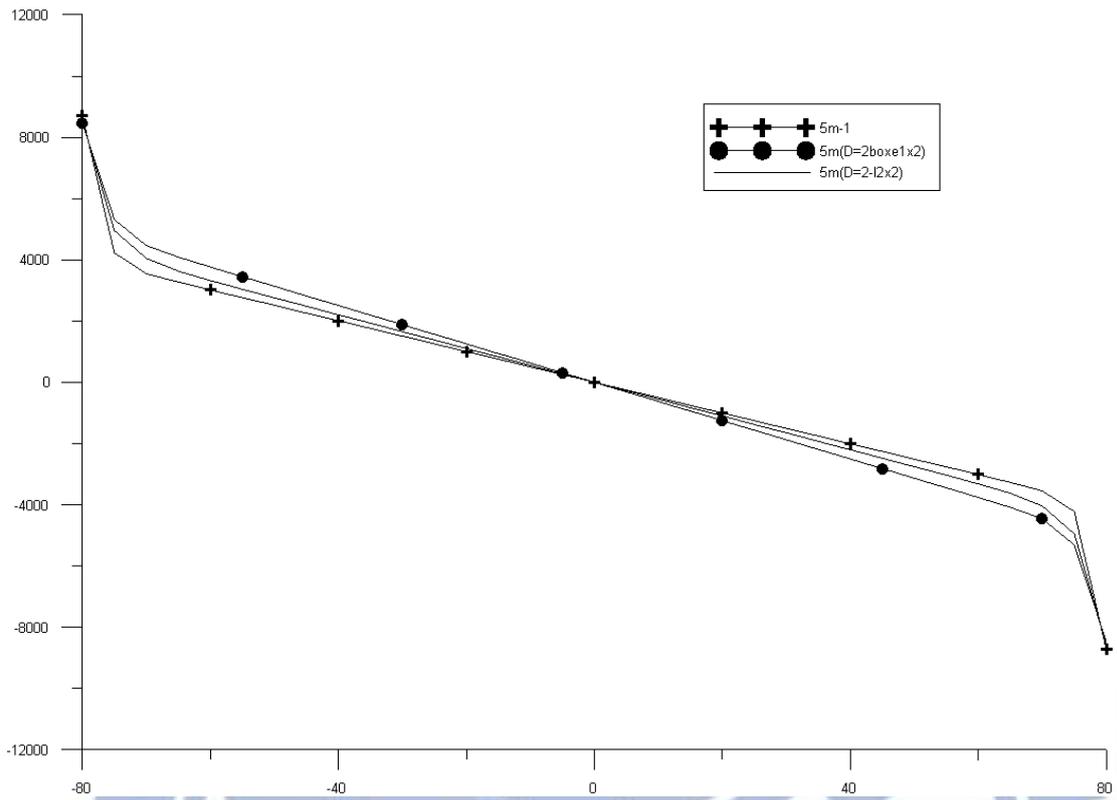


圖 5-80. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 400m

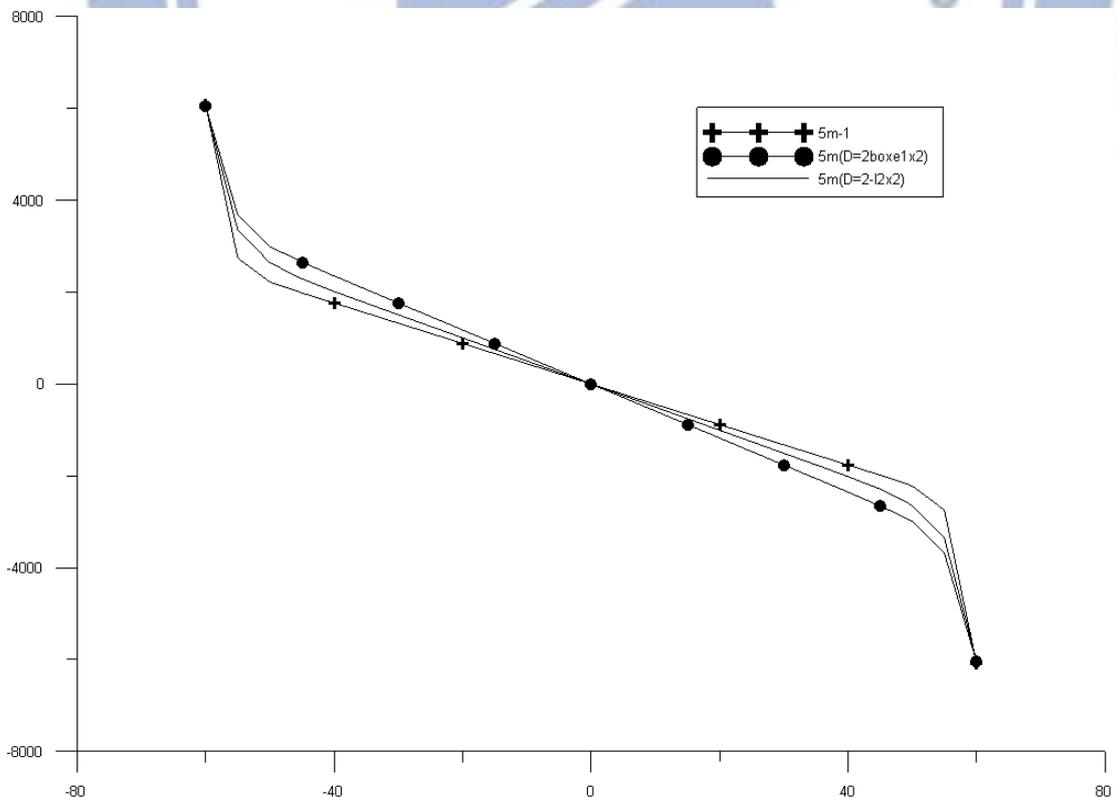


圖 5-81. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 600m

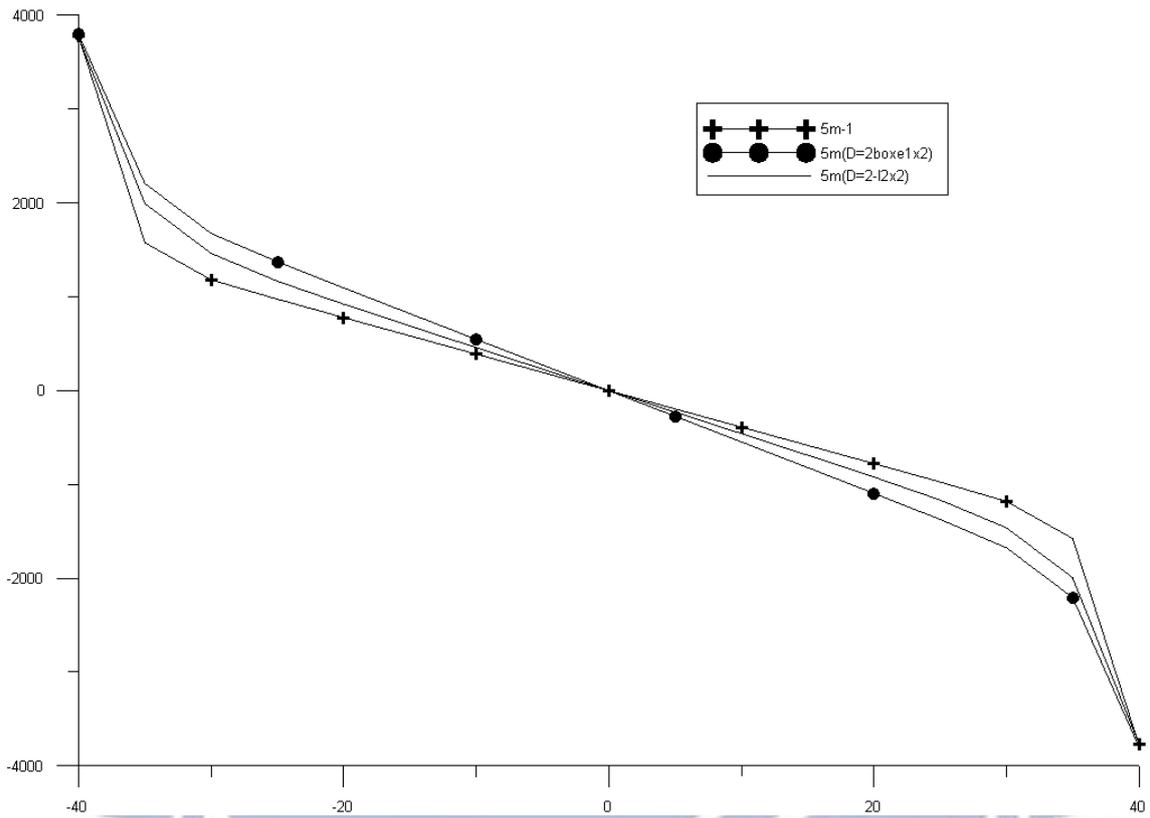


圖 5-82. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 800m

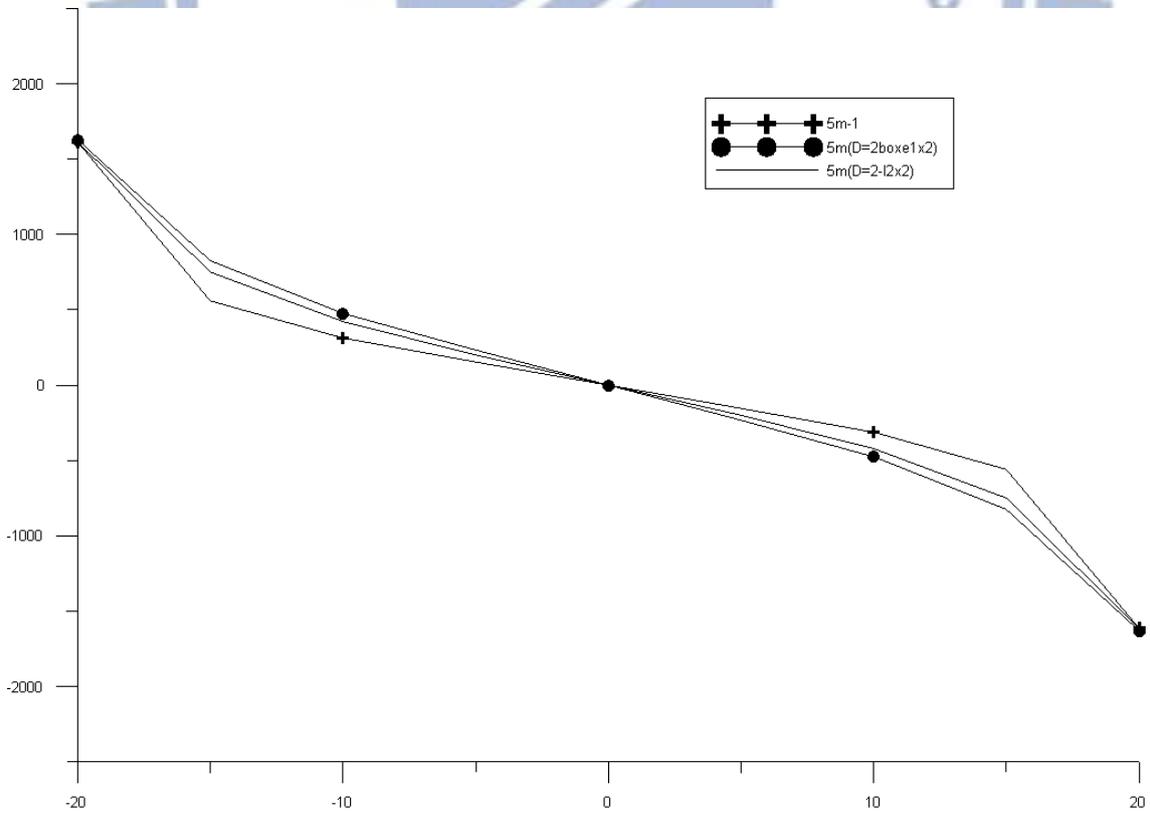


圖 5-83. 原模使用不同梁斷面腹版端軸應力圖 1000m

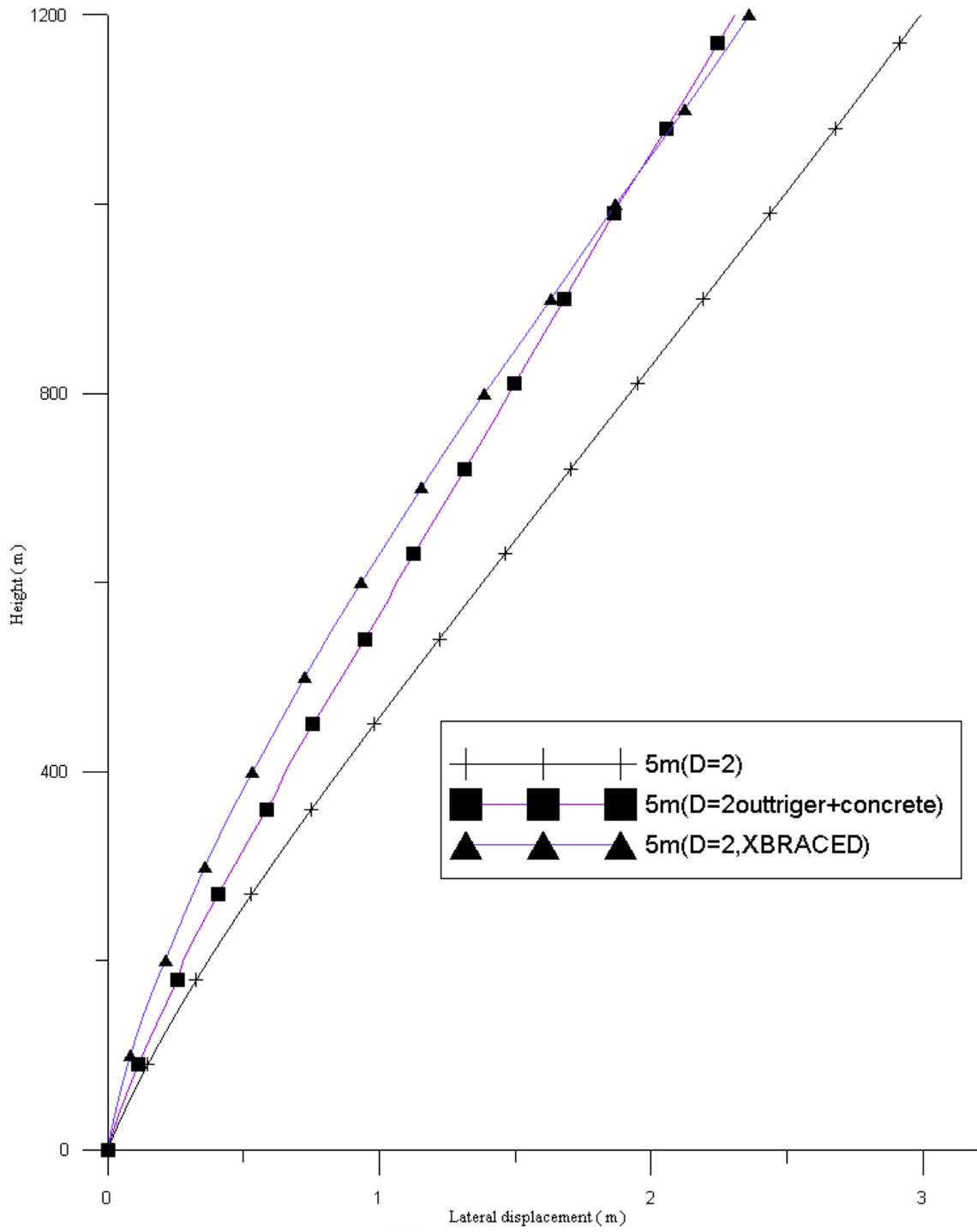


圖 5-84. 原模使用大型斜撐之水平側位移圖

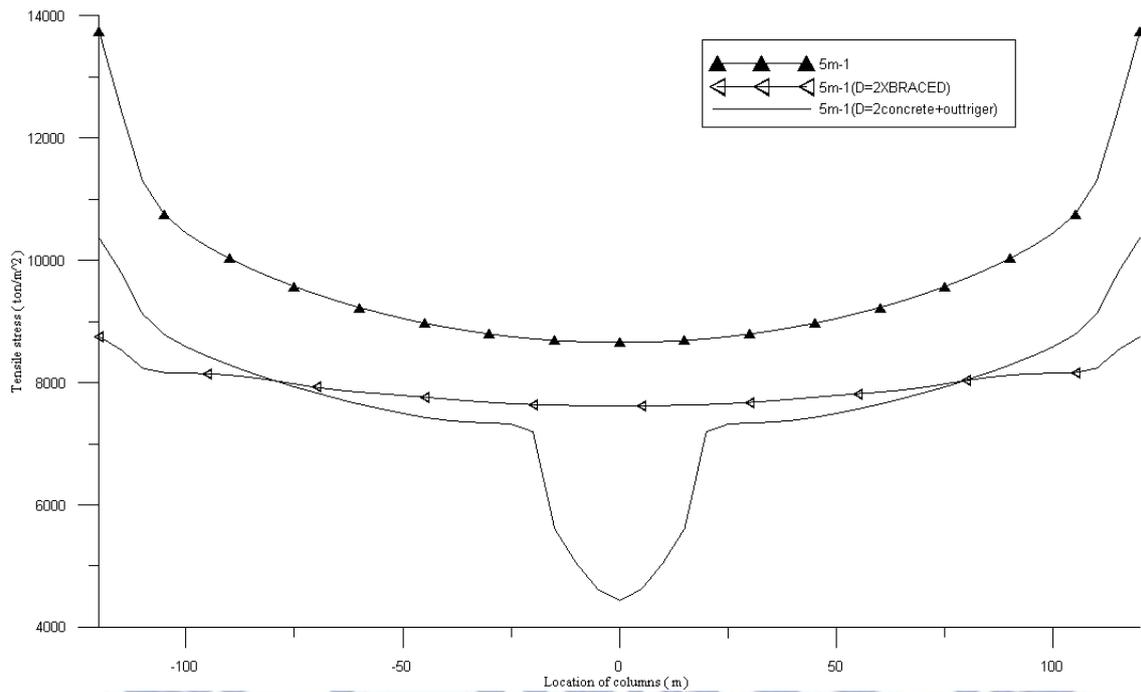


圖 5-85. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 0m

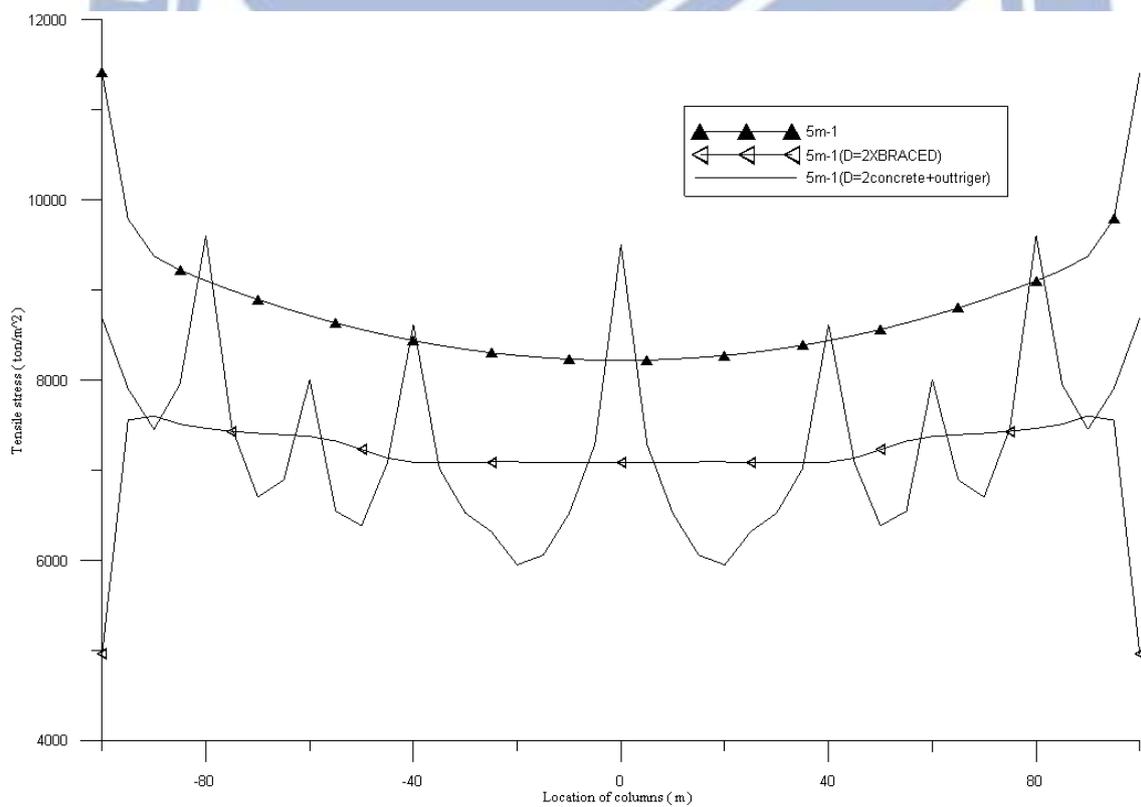


圖 5-86. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 200m

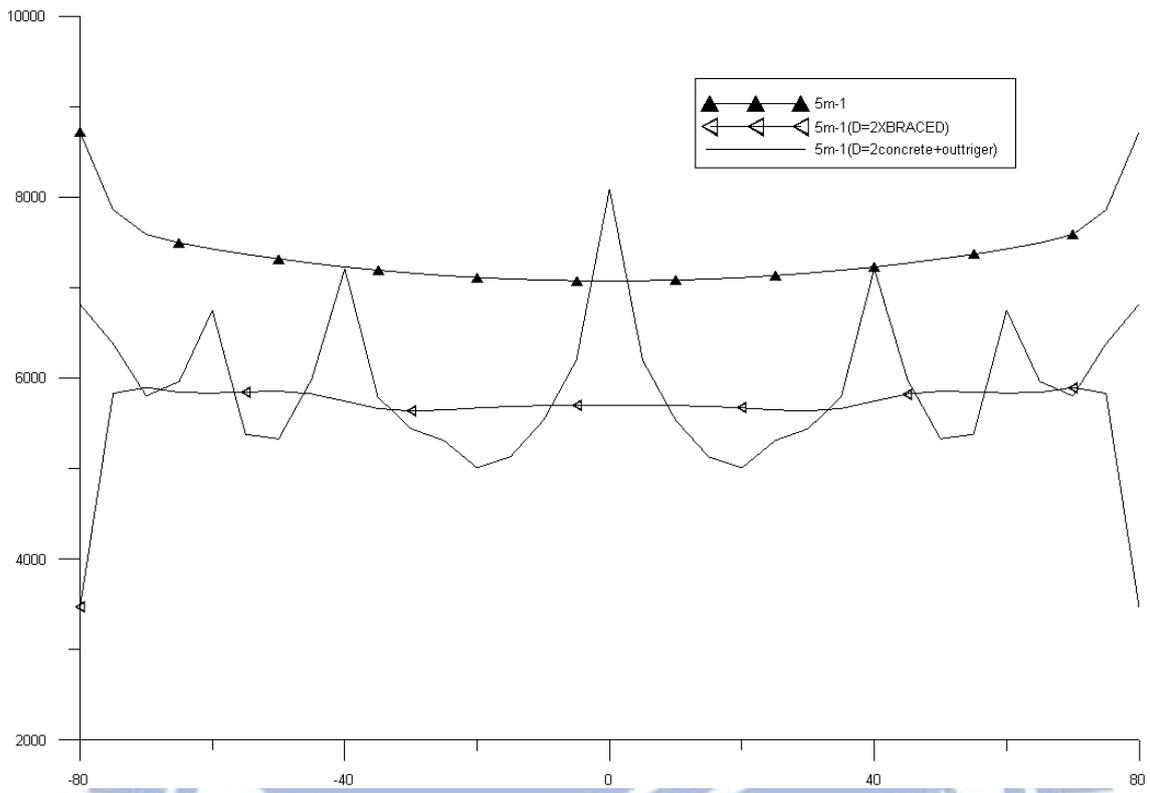


圖 5-87. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 400m

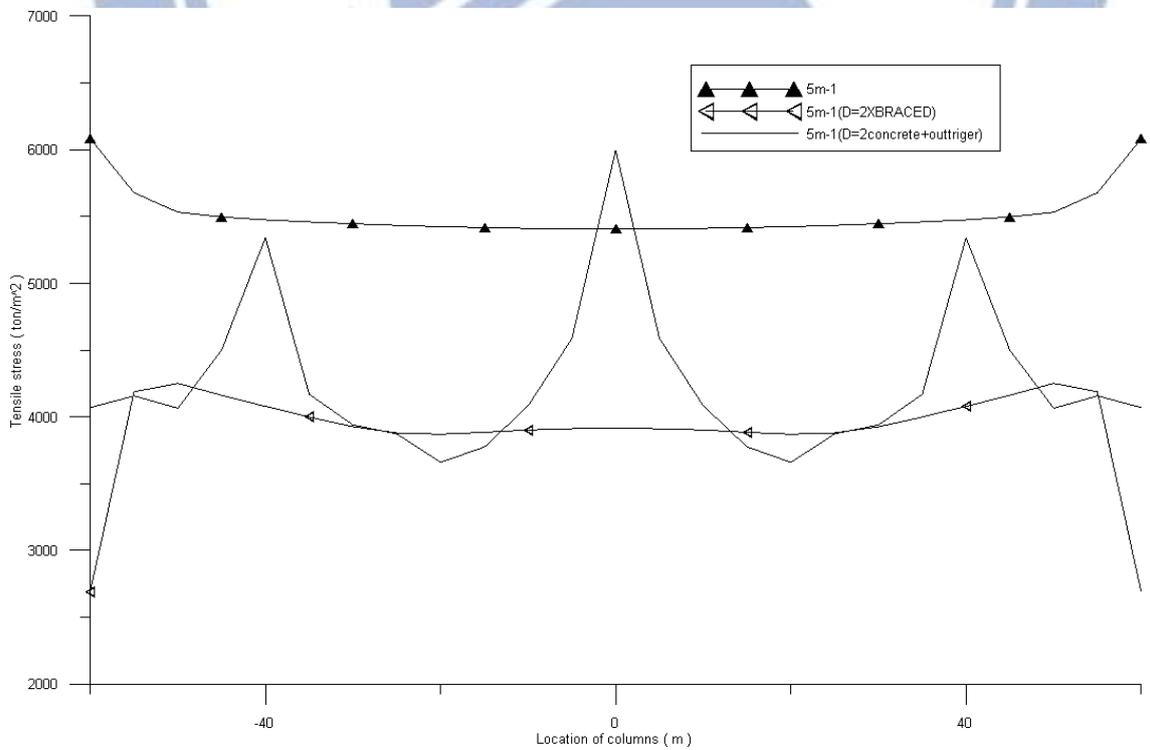


圖 5-88. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 600m

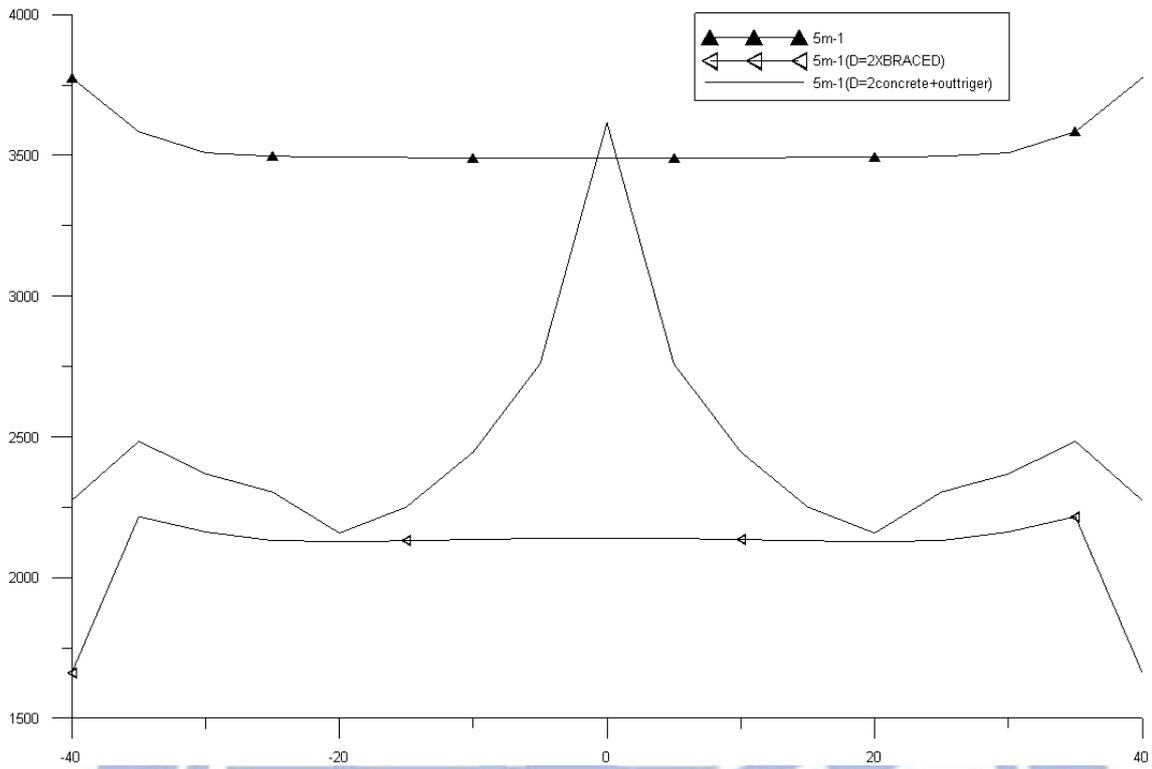


圖 5-89 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 800m

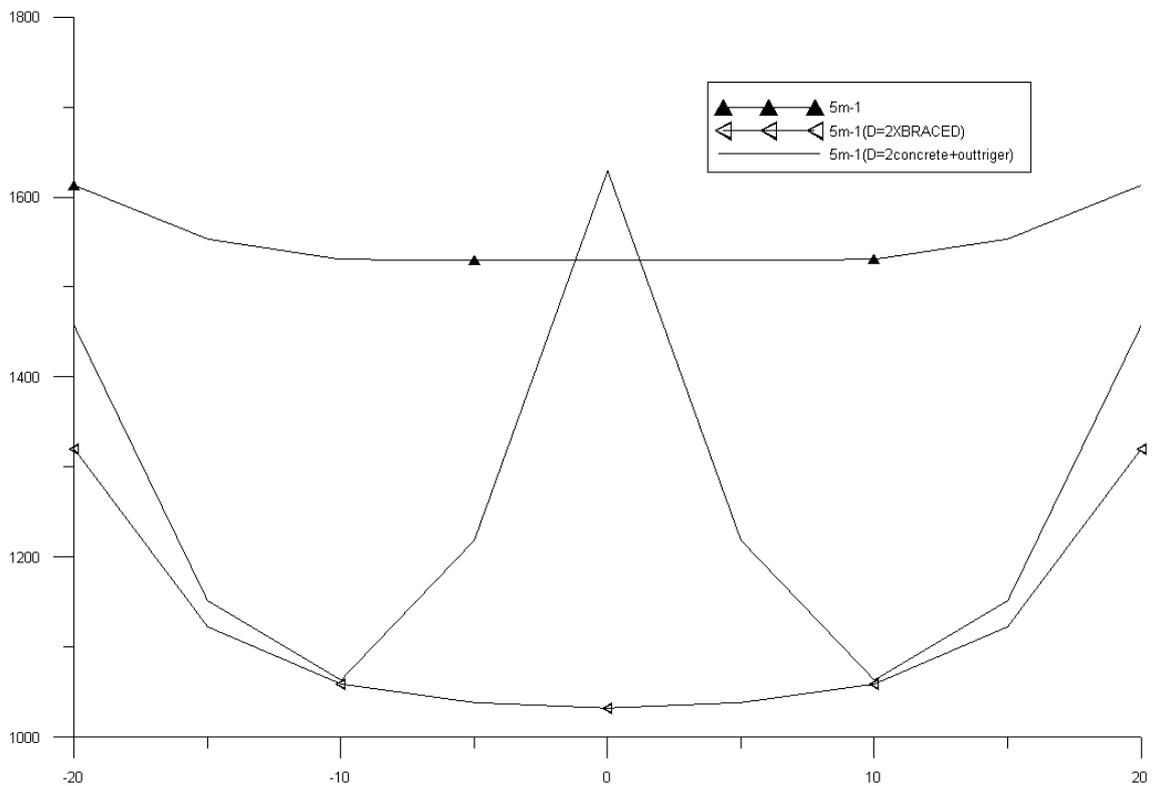


圖 5-90. 原模使用大型斜撐翼版端軸應力圖 1000m

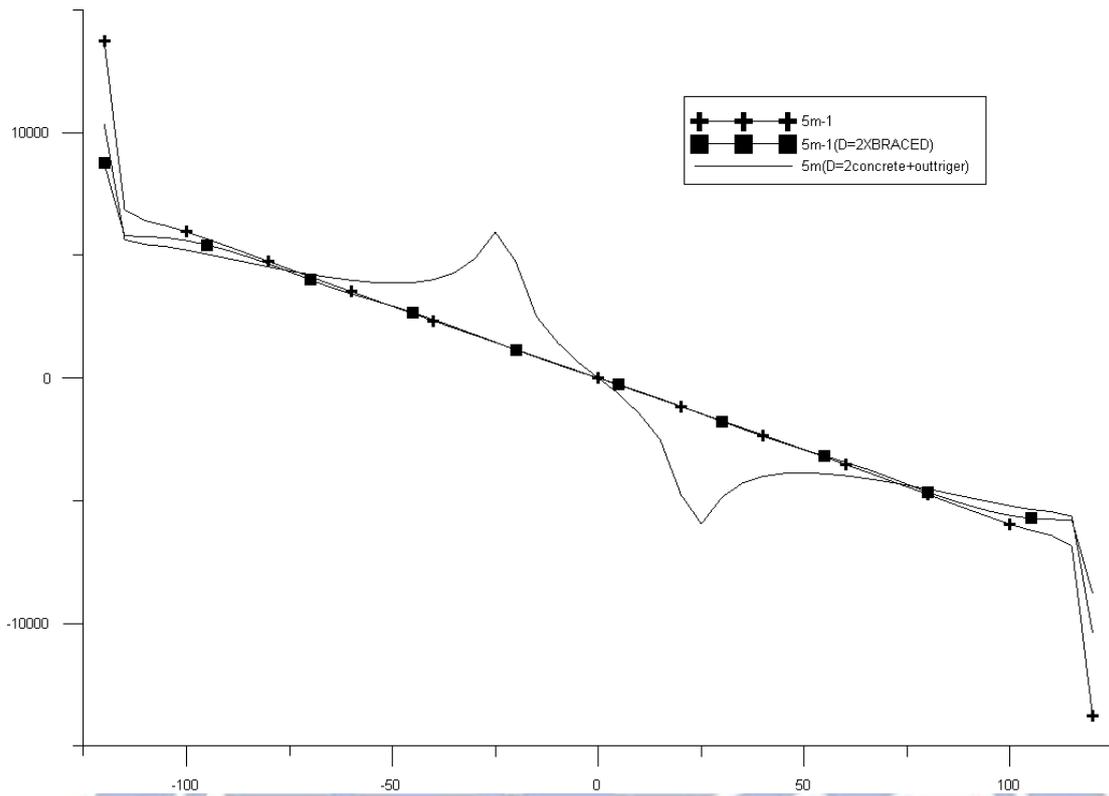


圖 5-91. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 0m

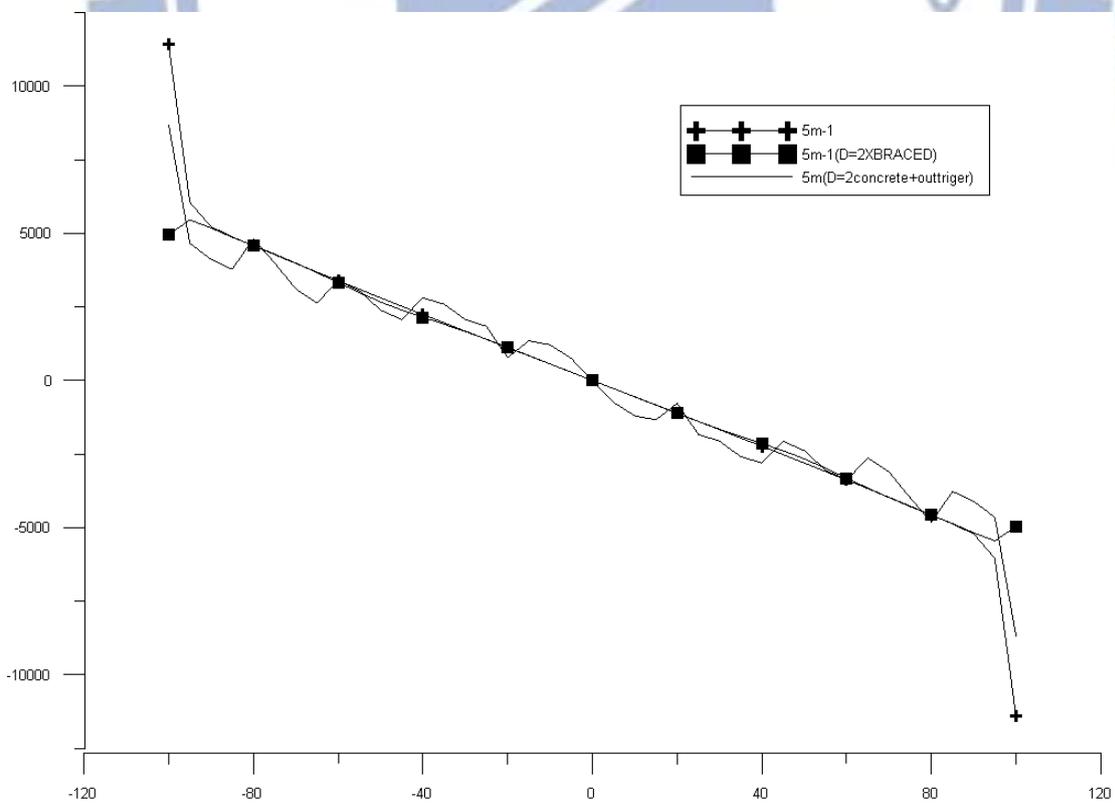


圖 5-92. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 200m

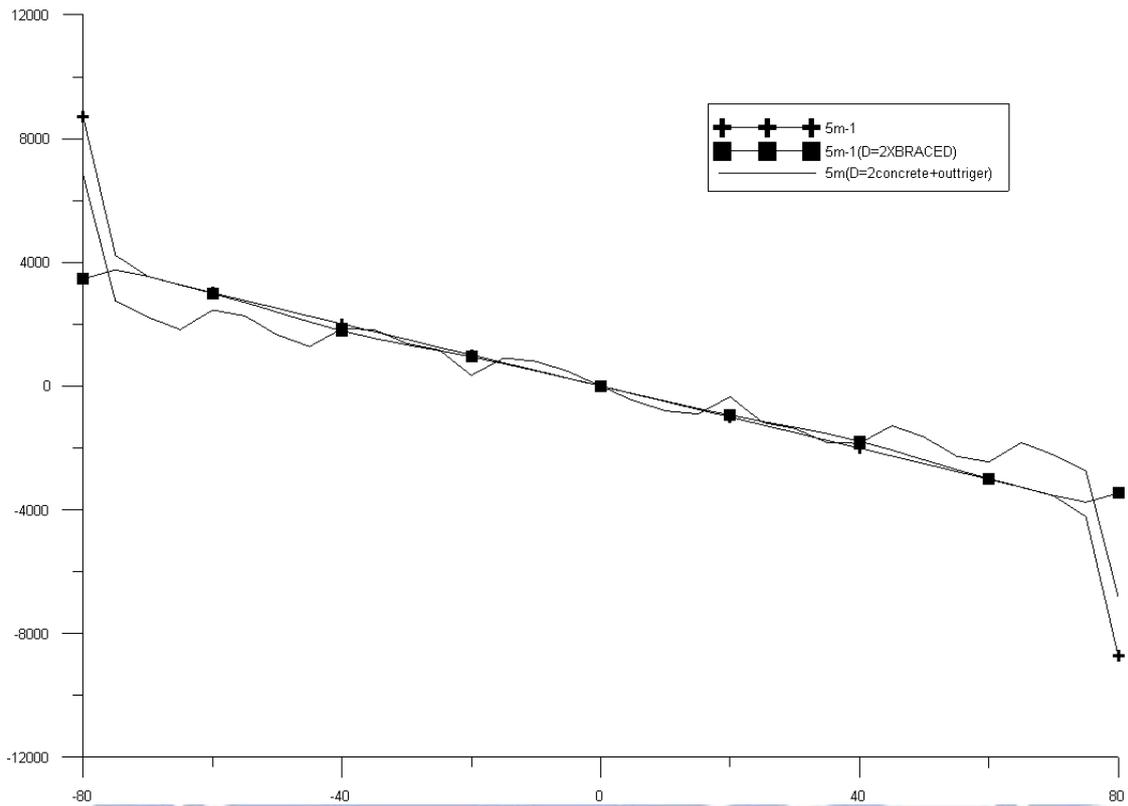


圖 5-93. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 400m

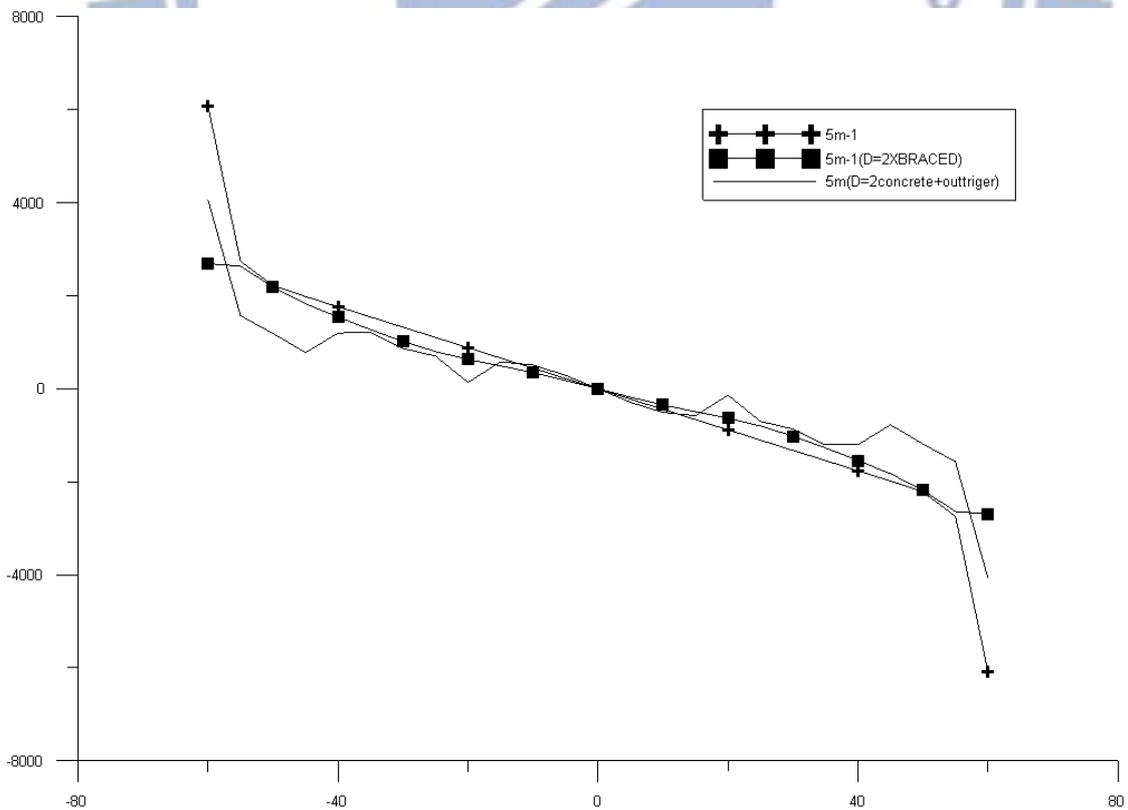


圖 5-94. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 600m

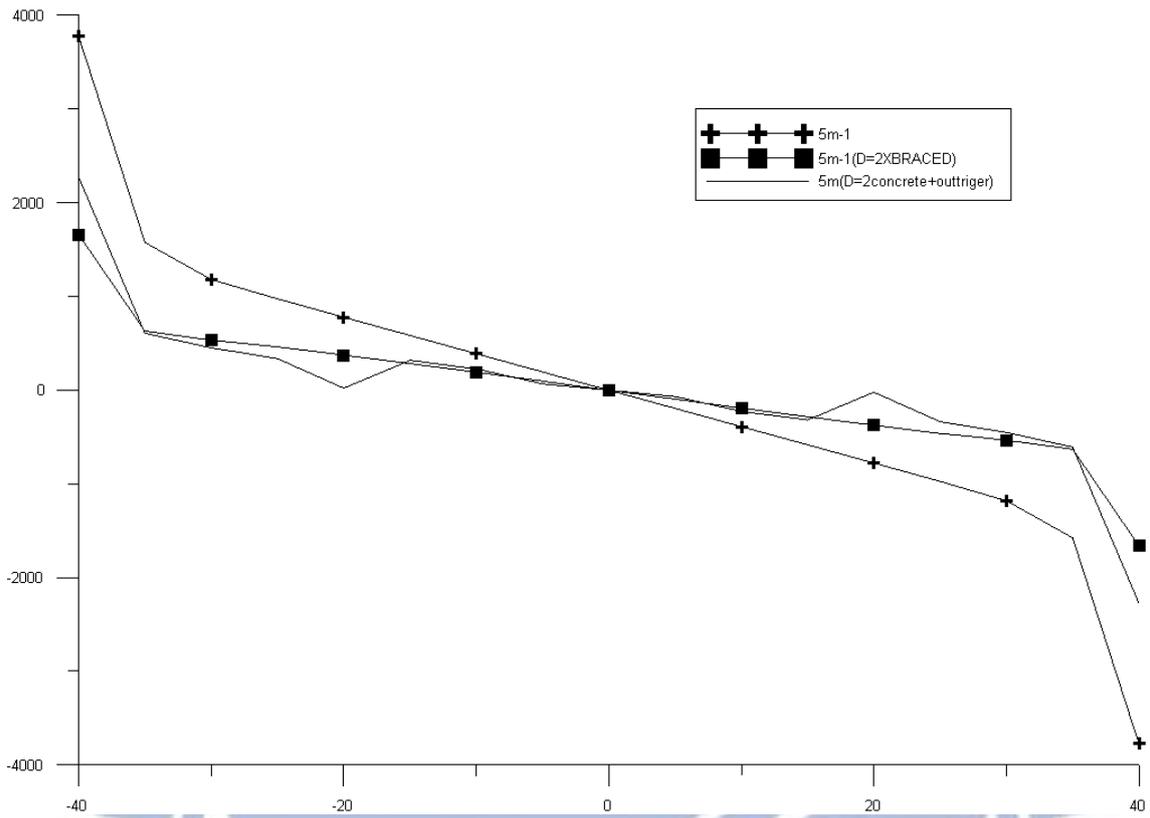


圖 5-95. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 800m

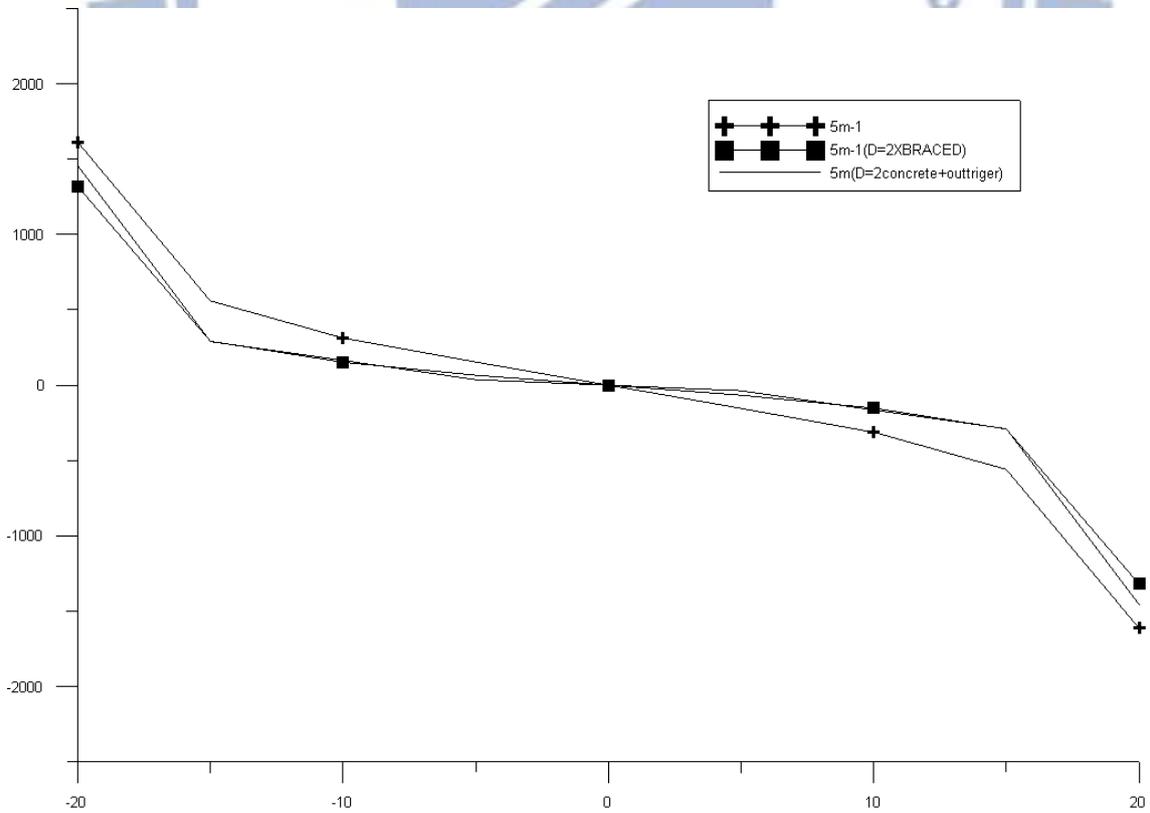


圖 5-96. 原模使用大型斜撐腹版端軸應力圖 1000m

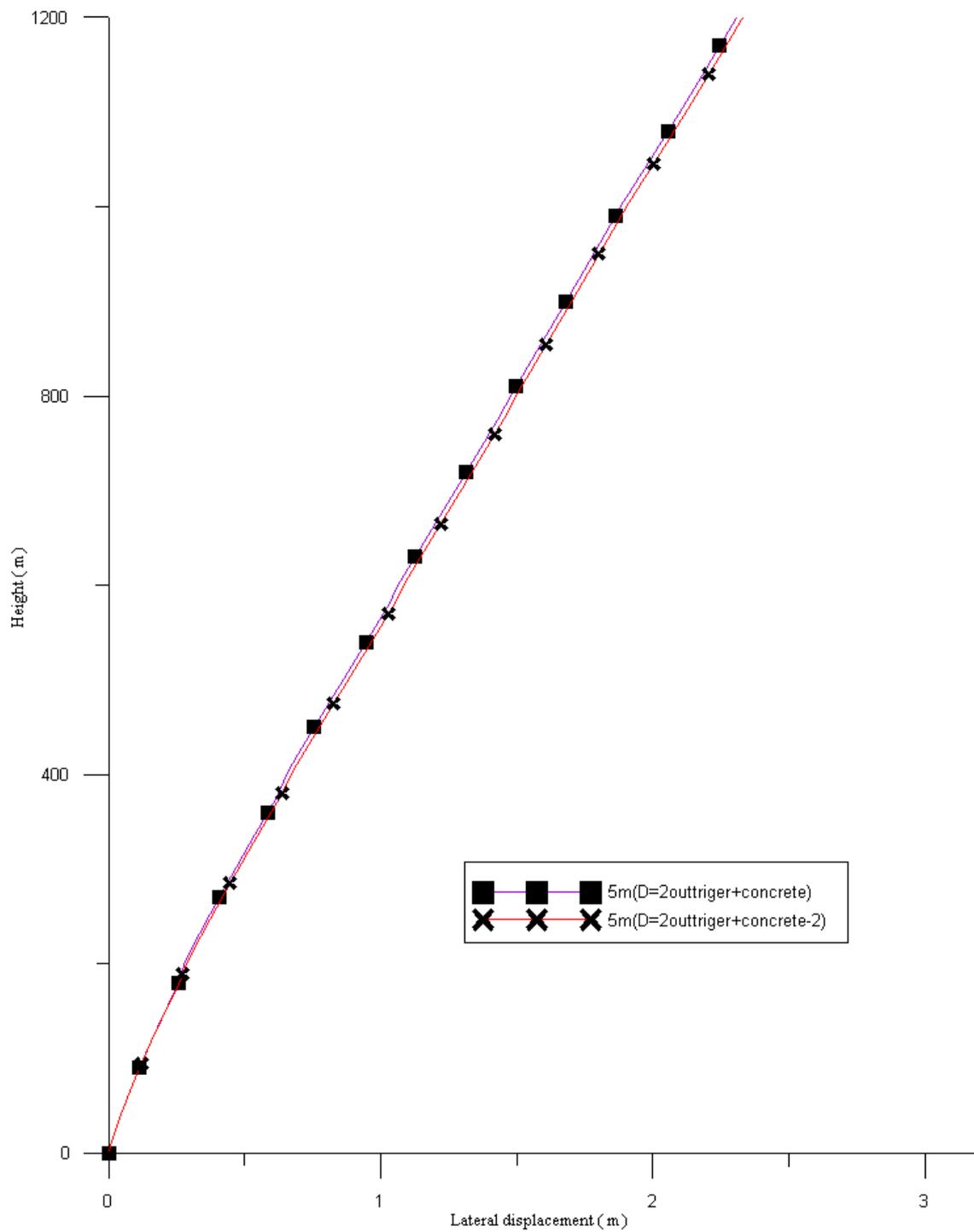


圖 5-97. 改變剛臂支架斜撐形式之水平側位移圖

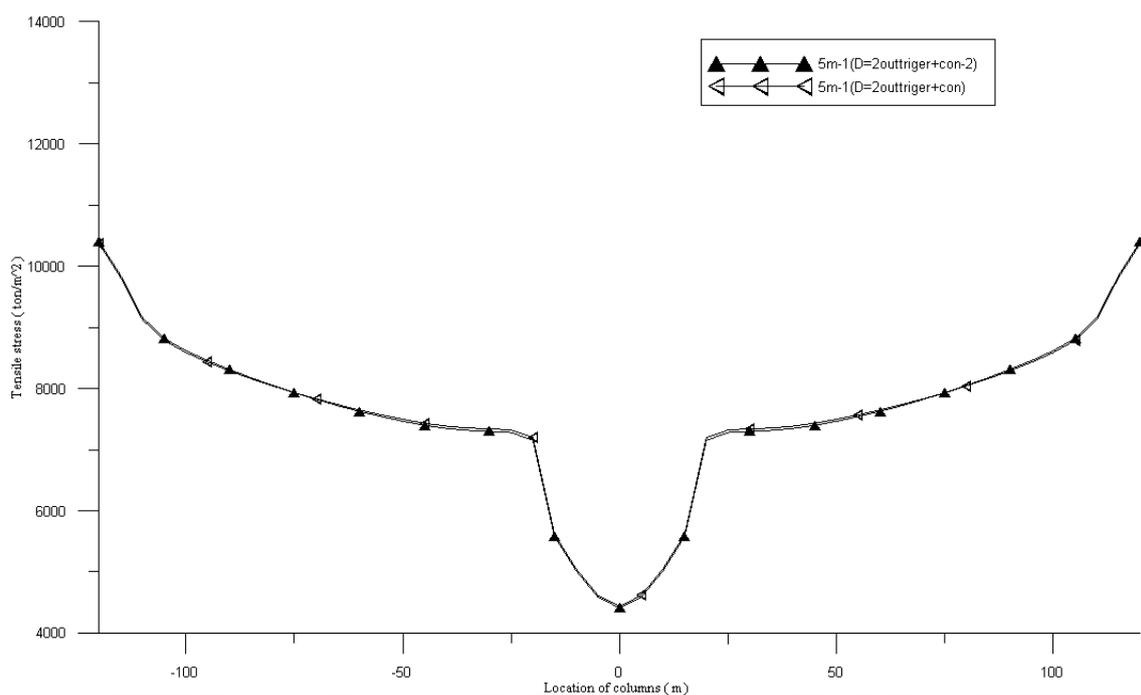


圖 5-98. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 0m

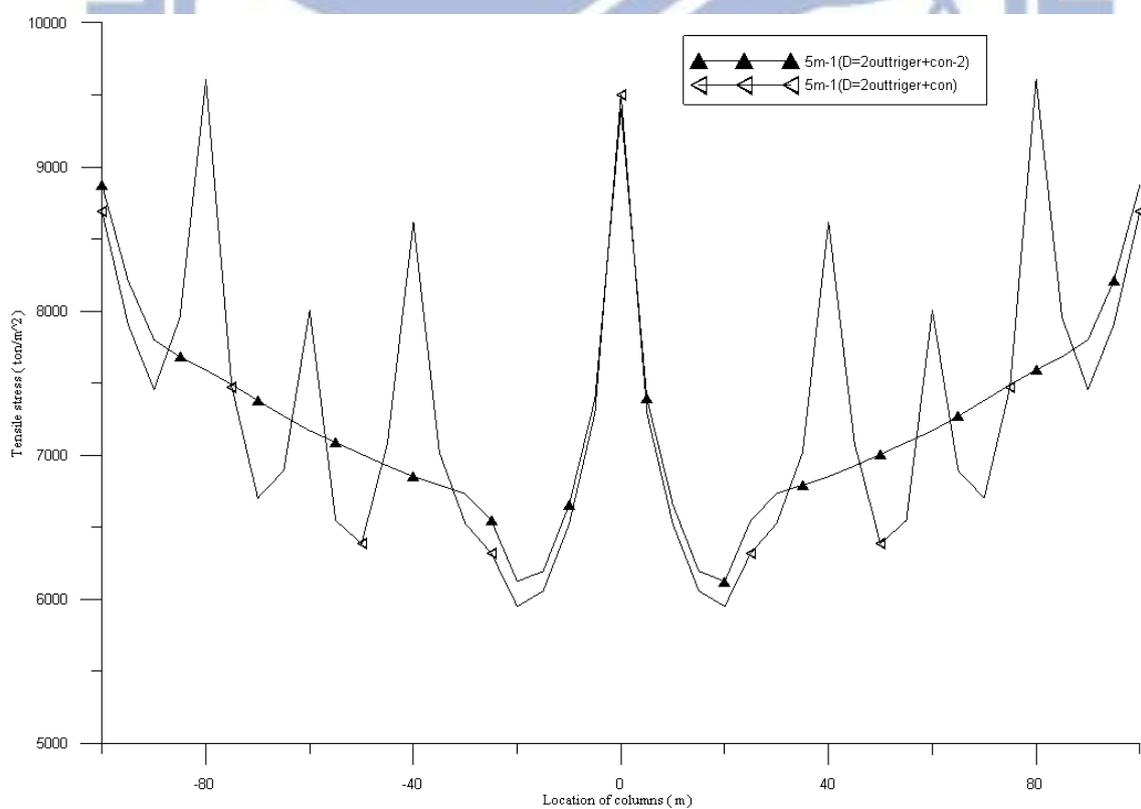


圖 5-99. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 200m

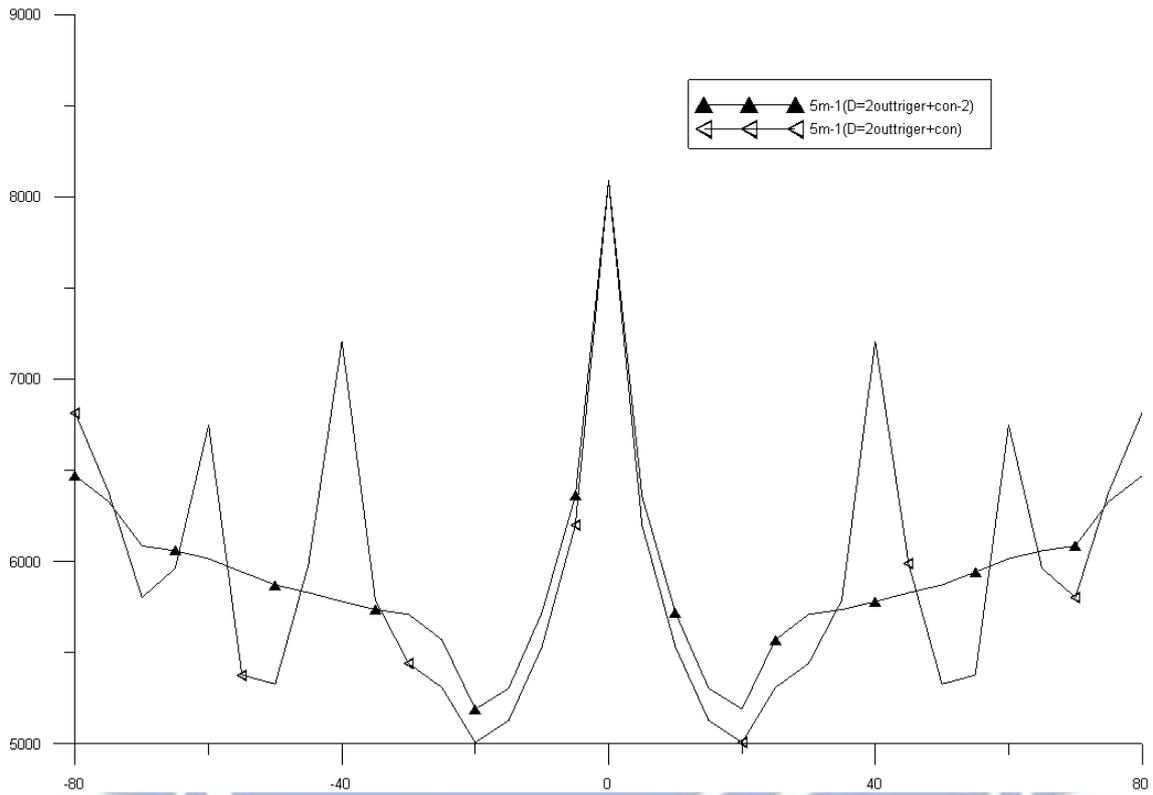


圖 5-100. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 400m

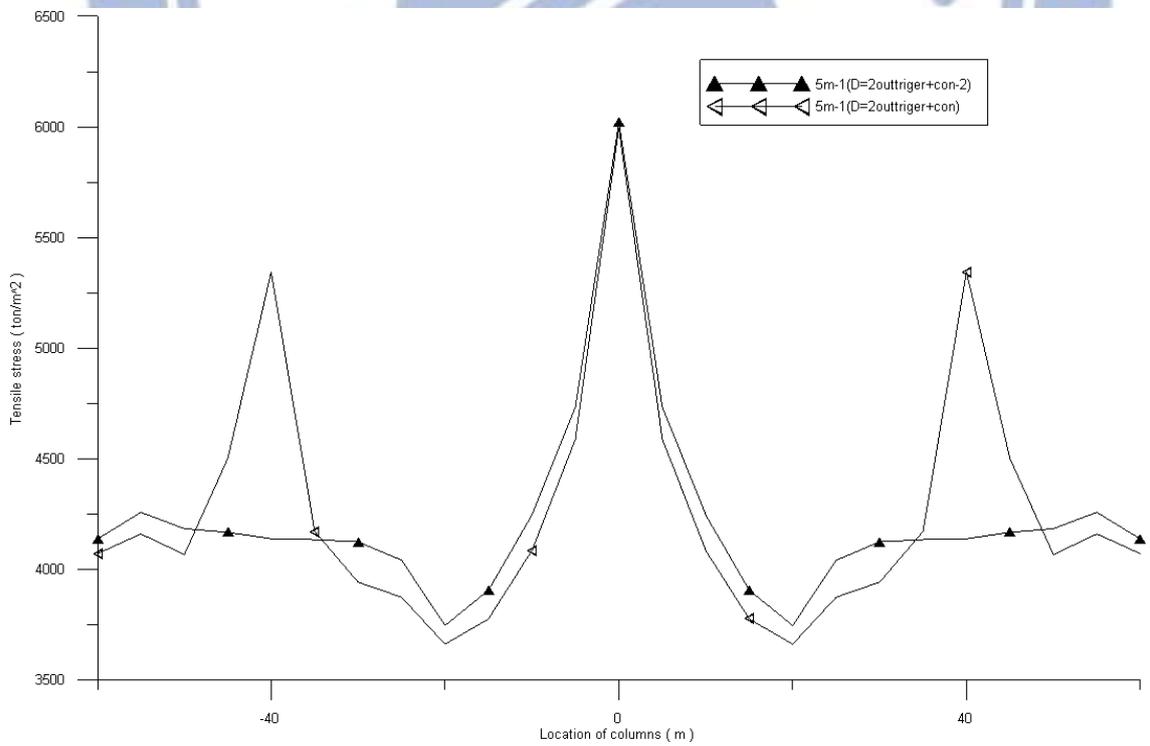


圖 5-101. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 600m

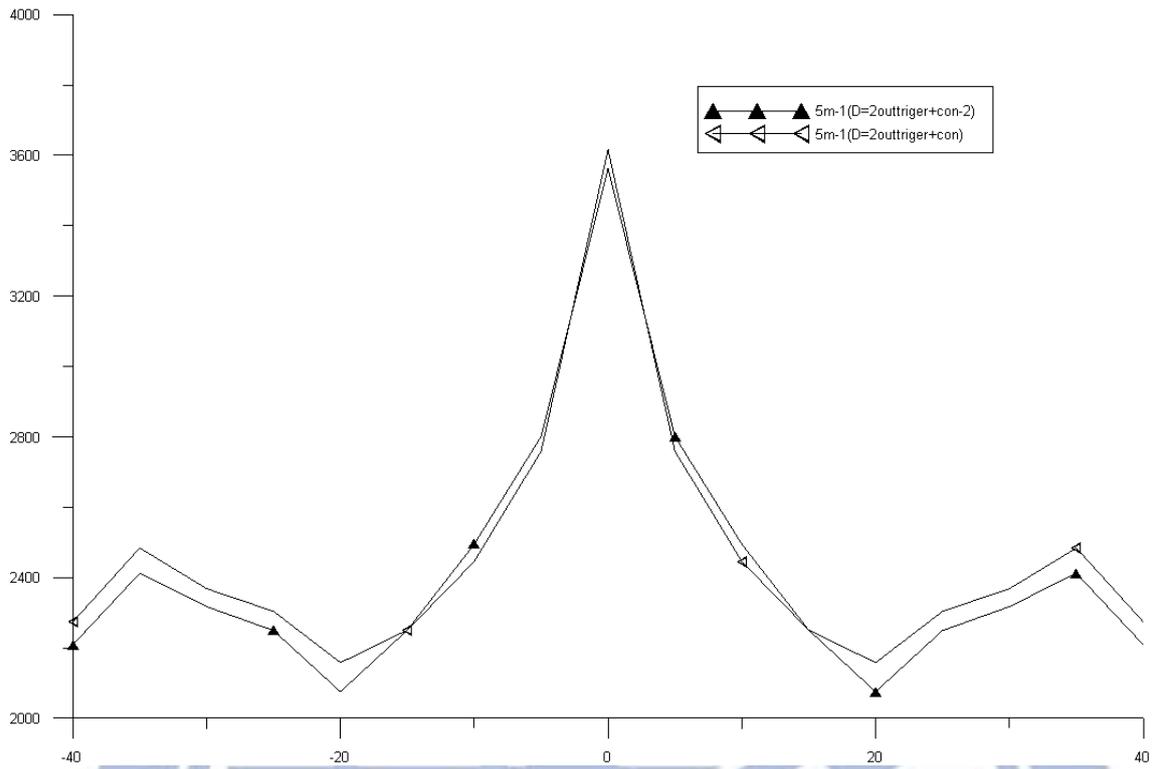


圖 5-102. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 800m

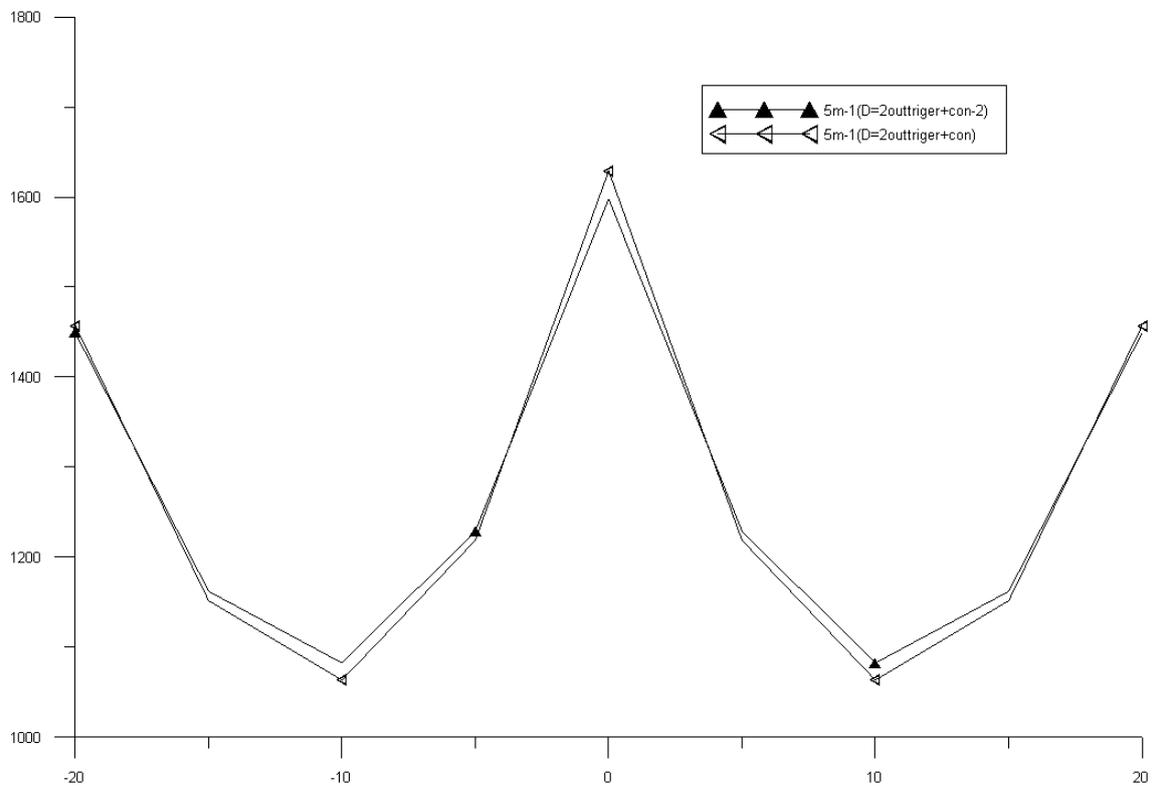


圖 5-103. 改變剛臂支架斜撐形式翼版端軸應力圖 1000m

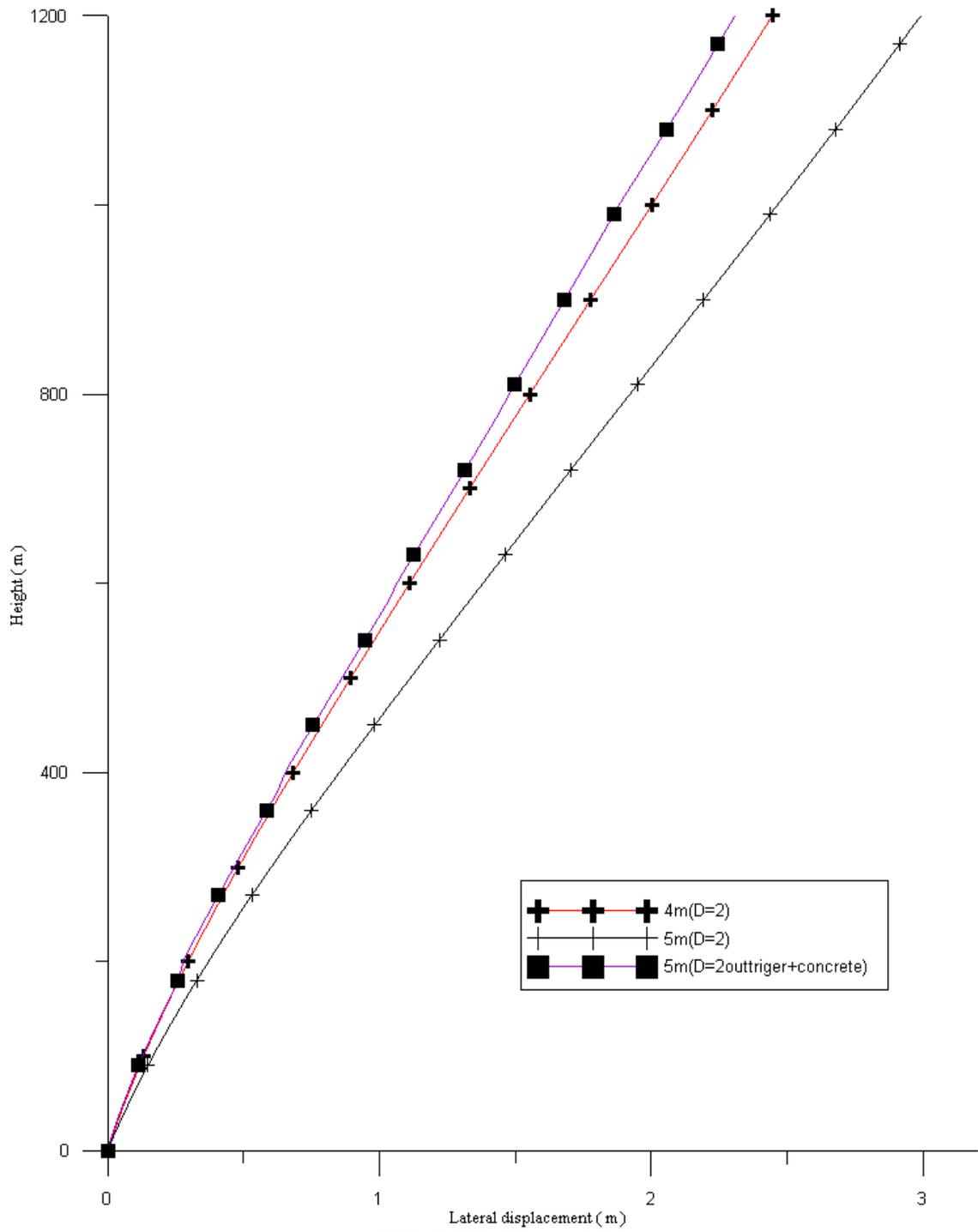


圖 5-104. 原模改變柱間距之水平側位移圖

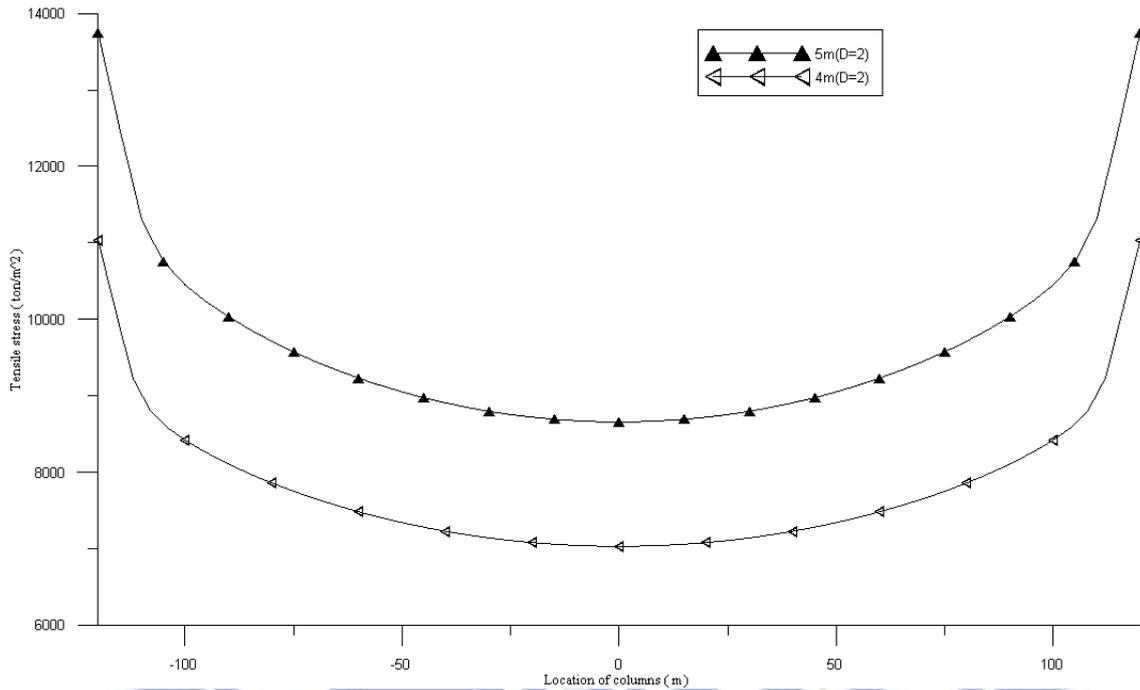


圖 5-105. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 0m

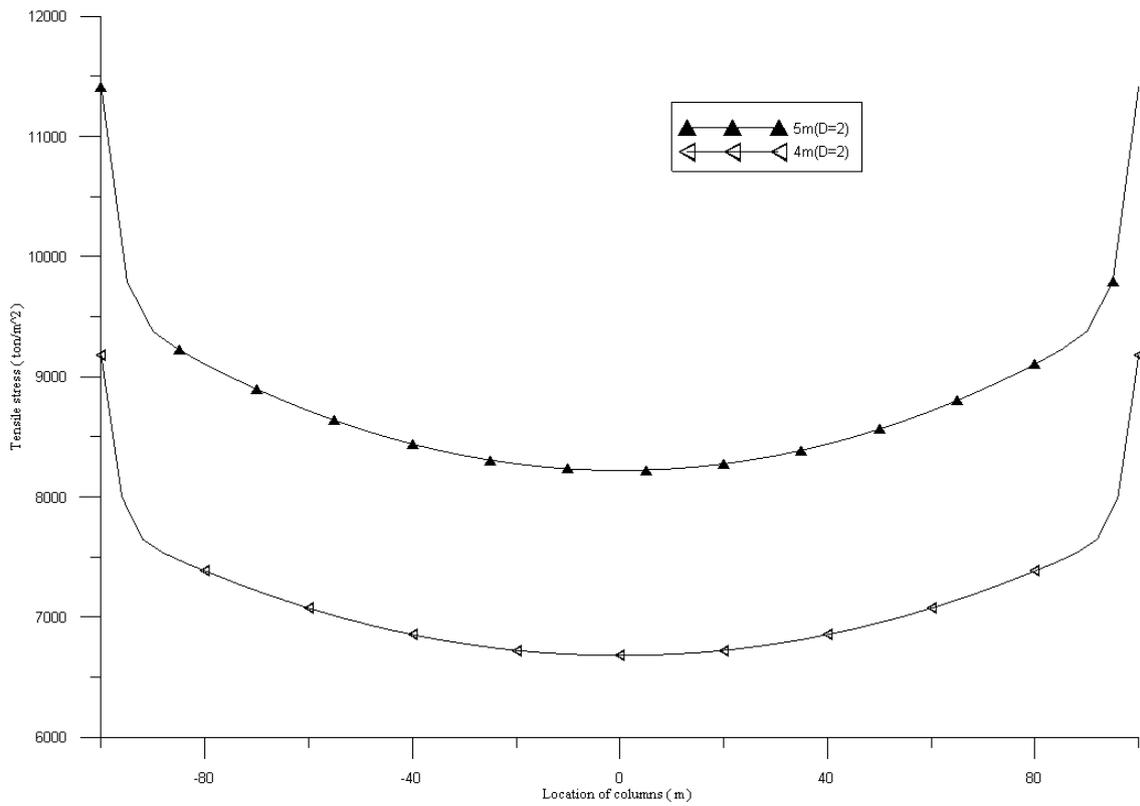


圖 5-106. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 200m

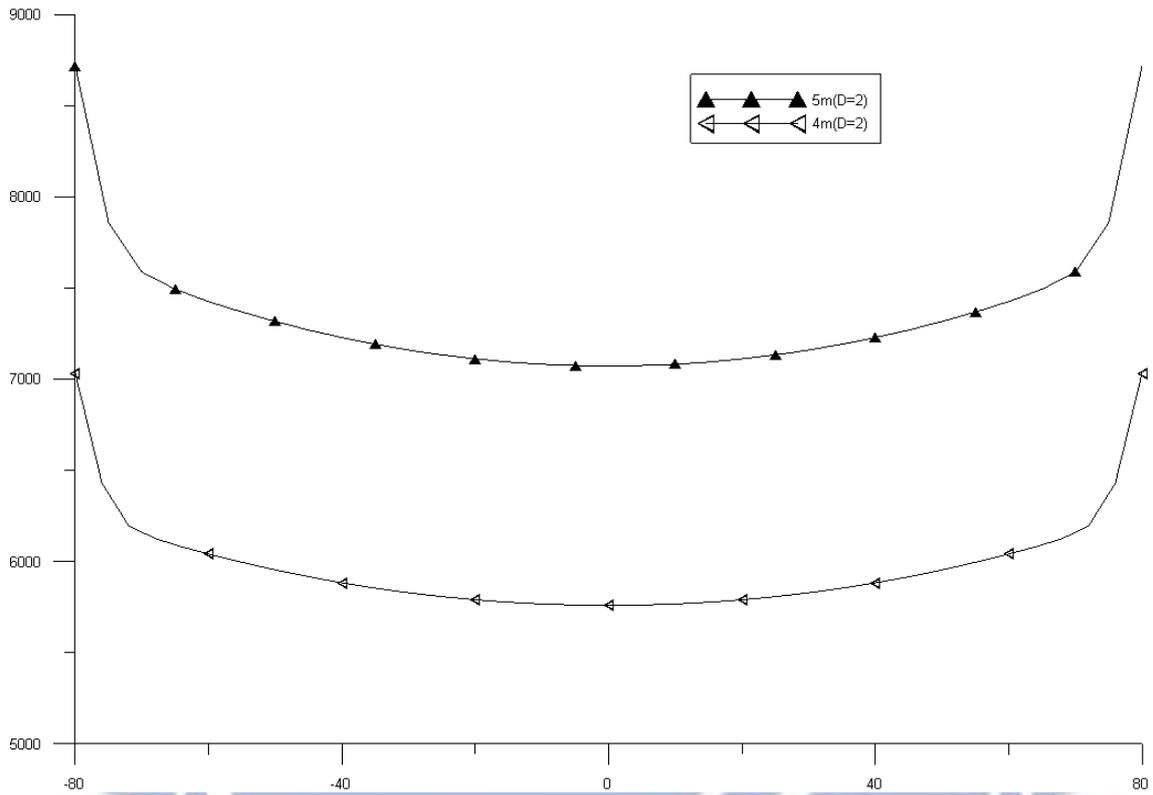


圖 5-107. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 400m

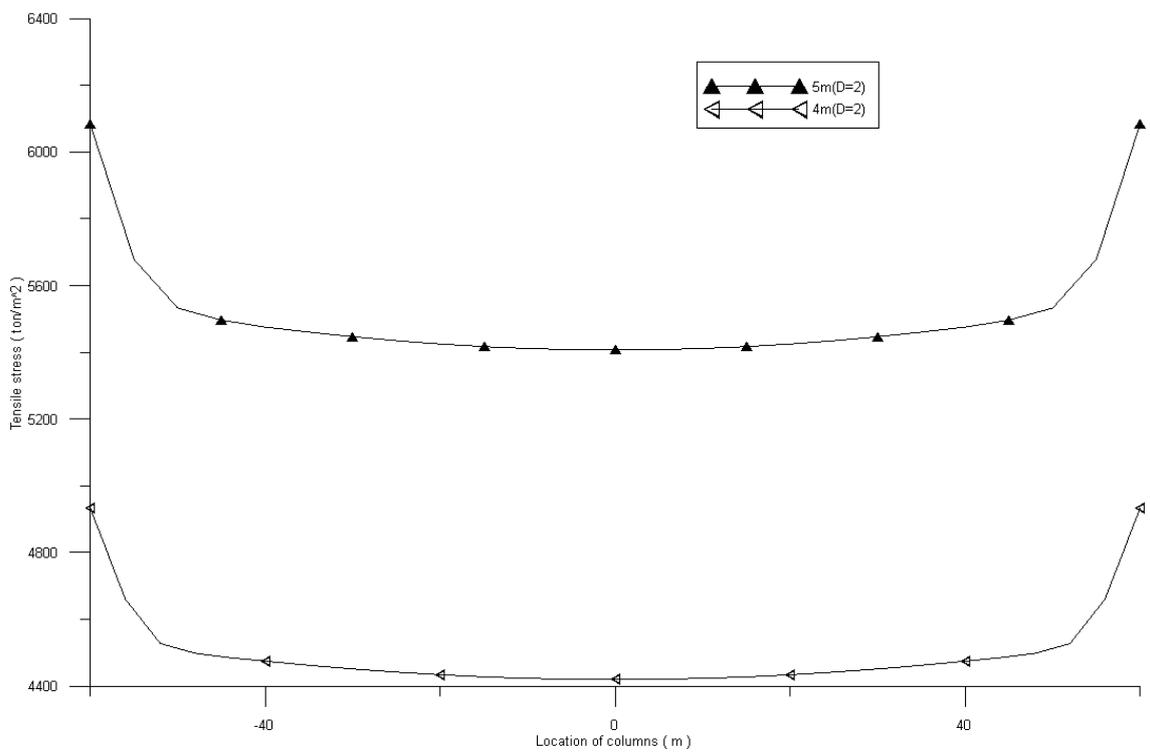


圖 5-108. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 600m

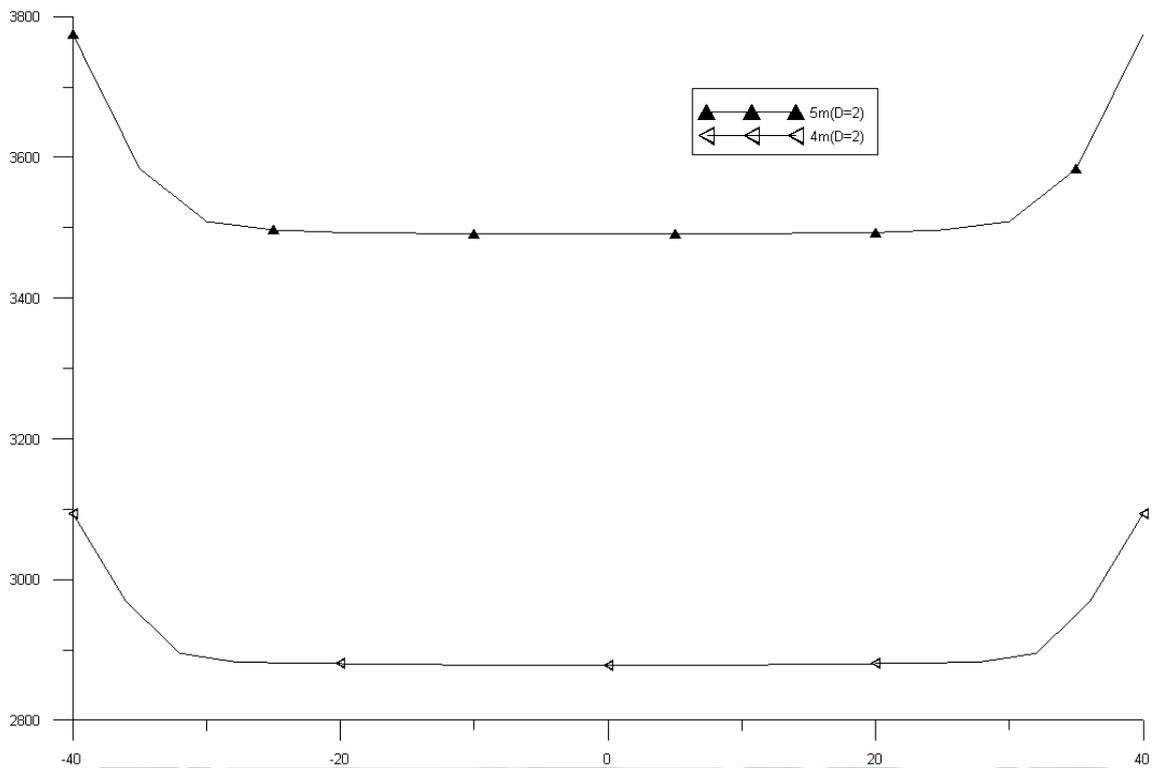


圖 5-109. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 800m

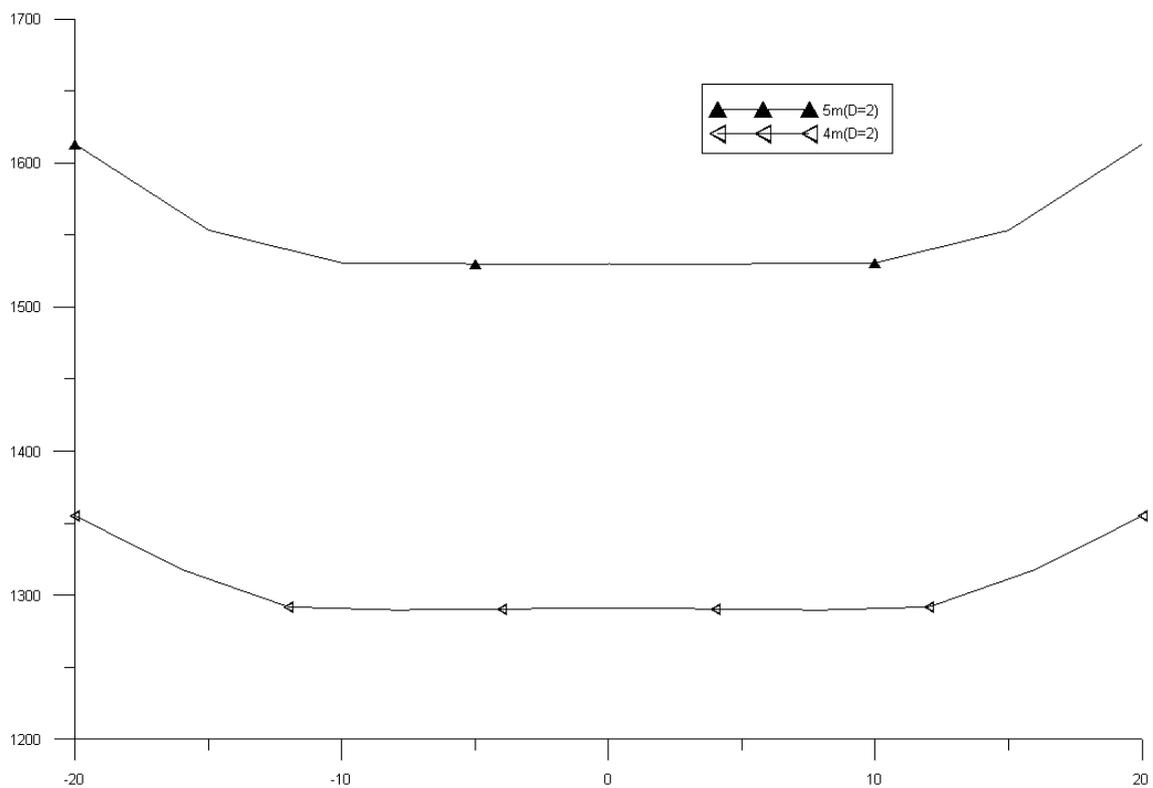


圖 5-110. 原模改變柱間距翼版端軸應力圖 1000m

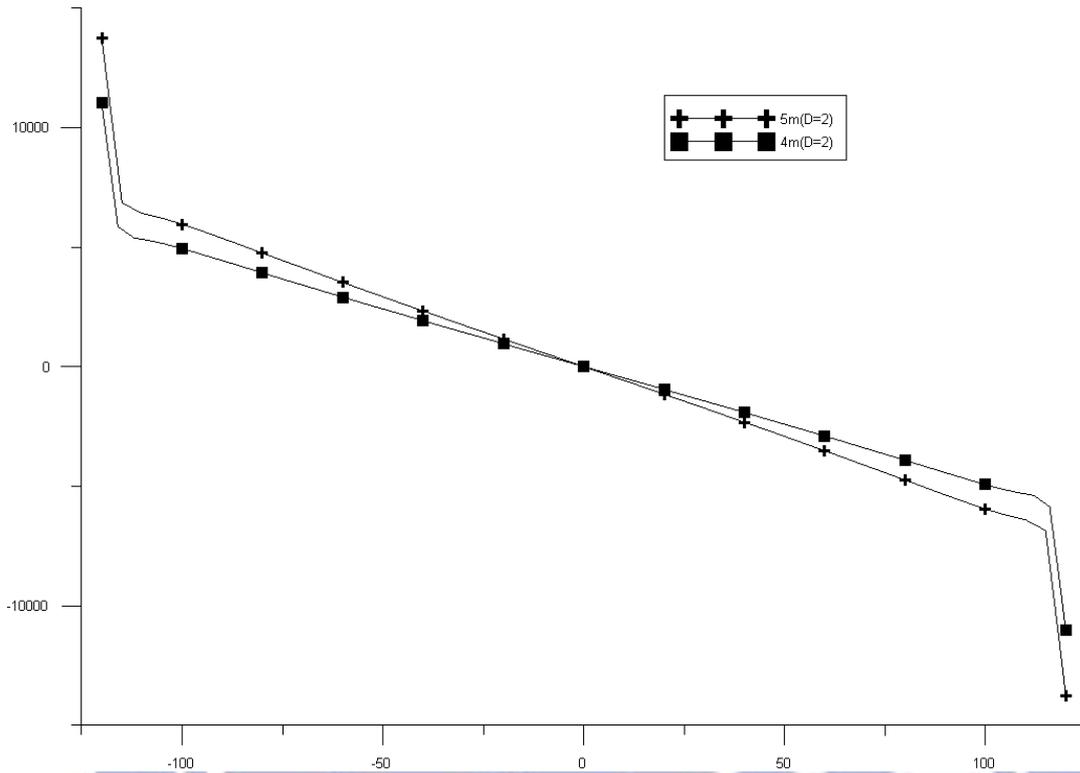


圖 5-111. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 0m

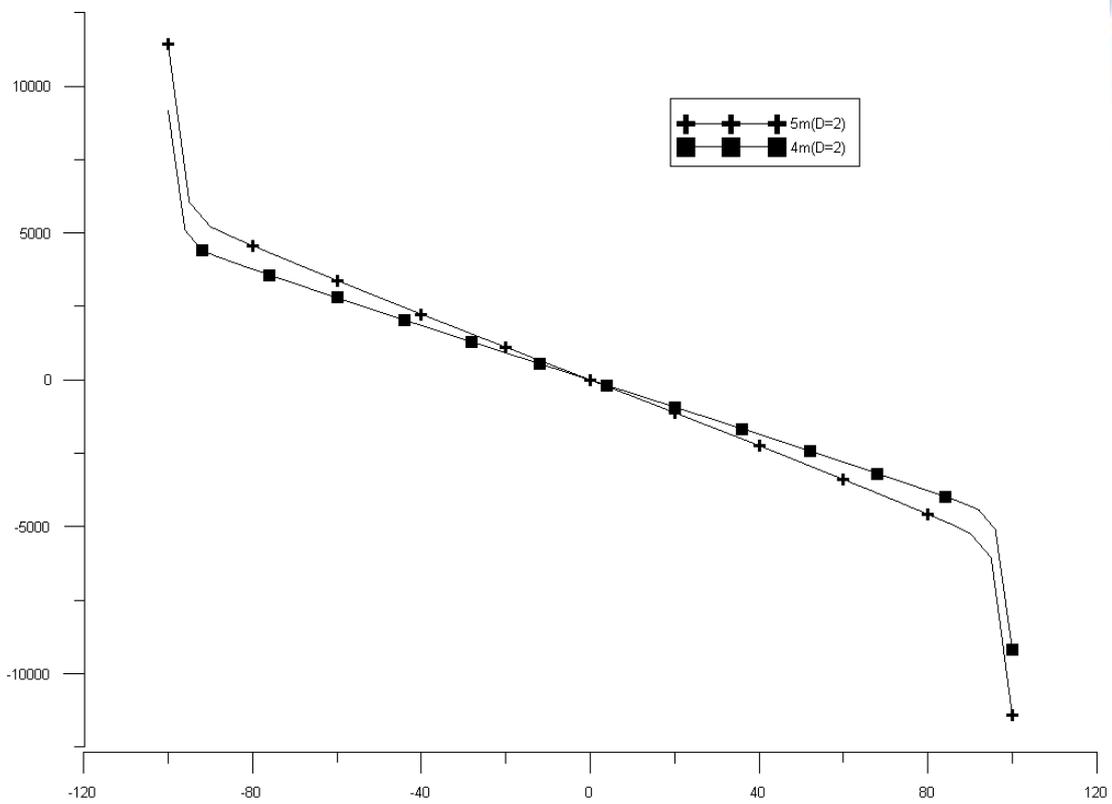


圖 5-112. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 200m

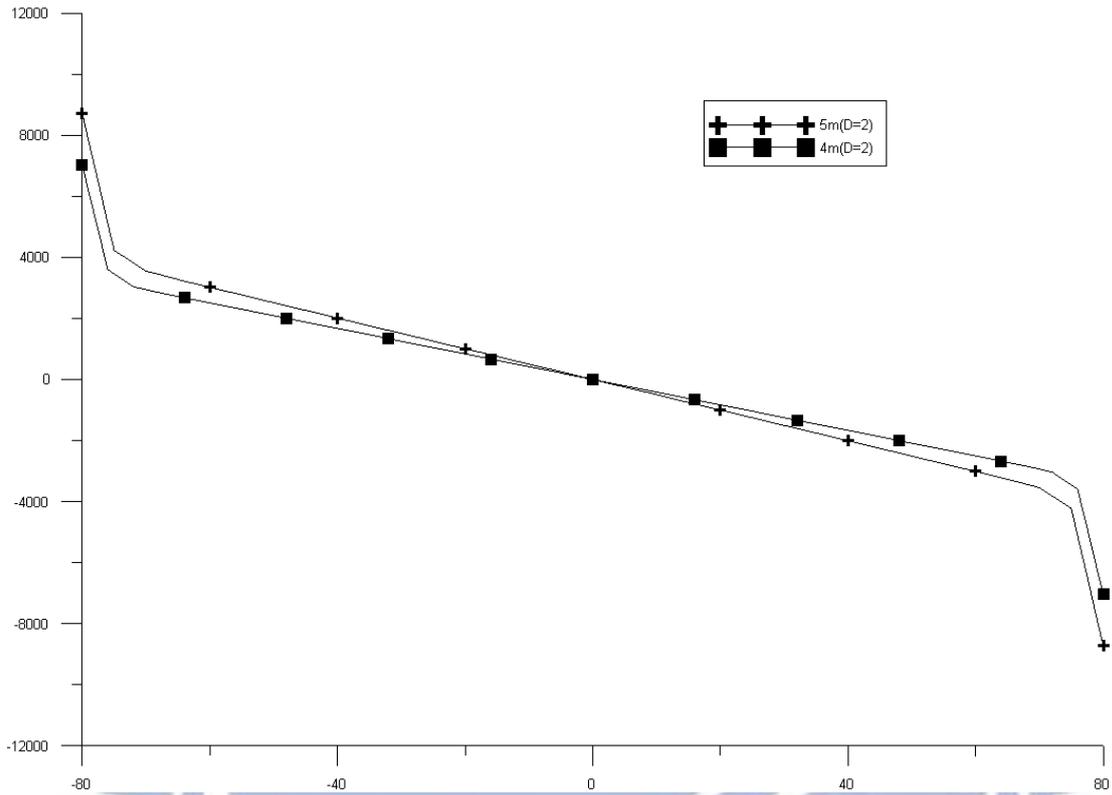


圖 5-113. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 400m

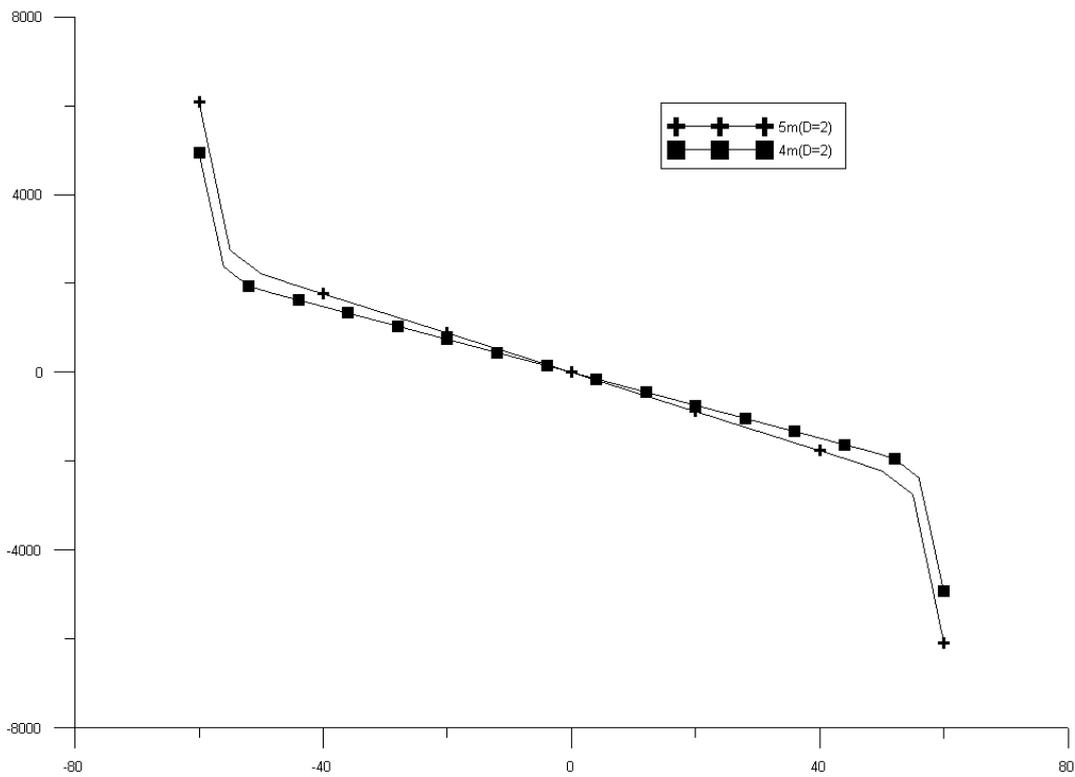


圖 5-114. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 600m

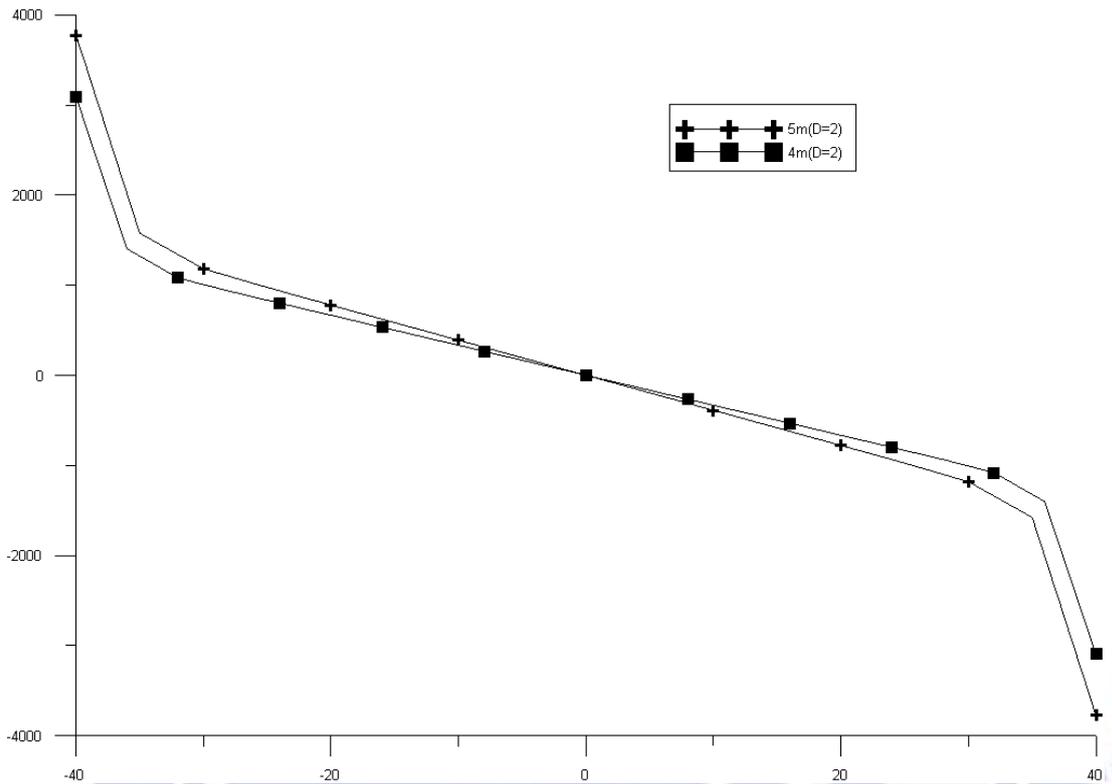


圖 5-115. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 800m

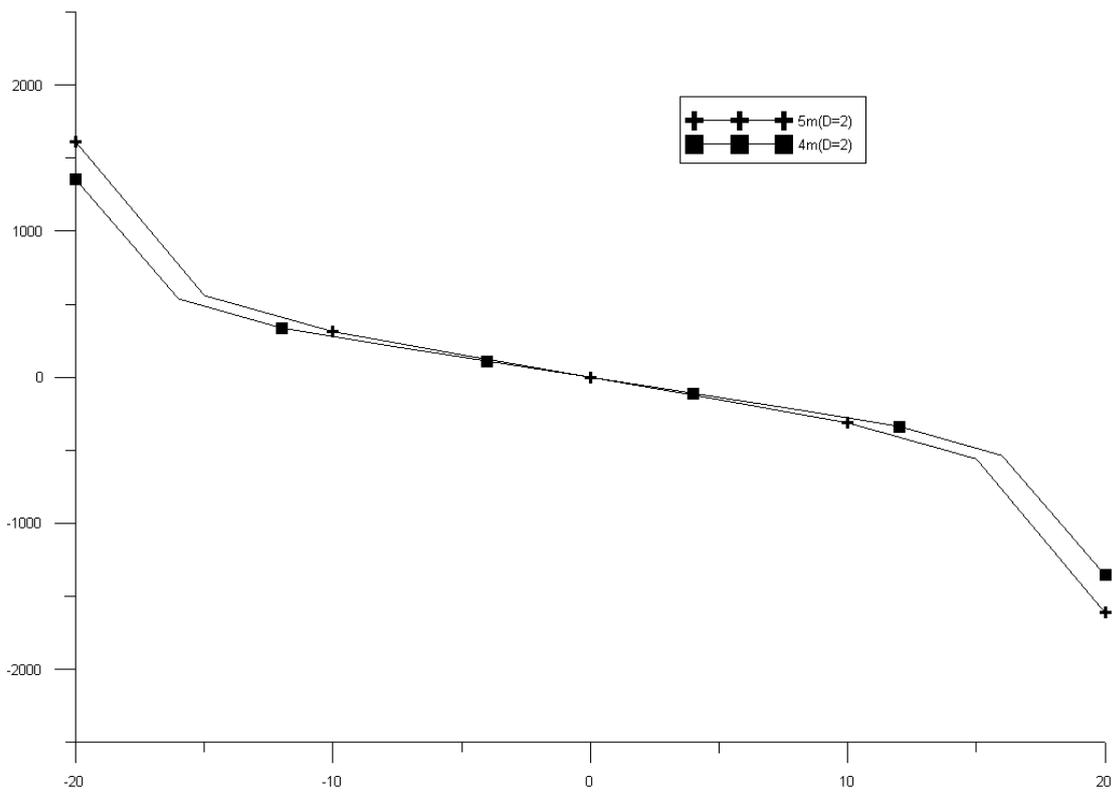


圖 5-116. 原模改變柱間距腹版端軸應力圖 1000m

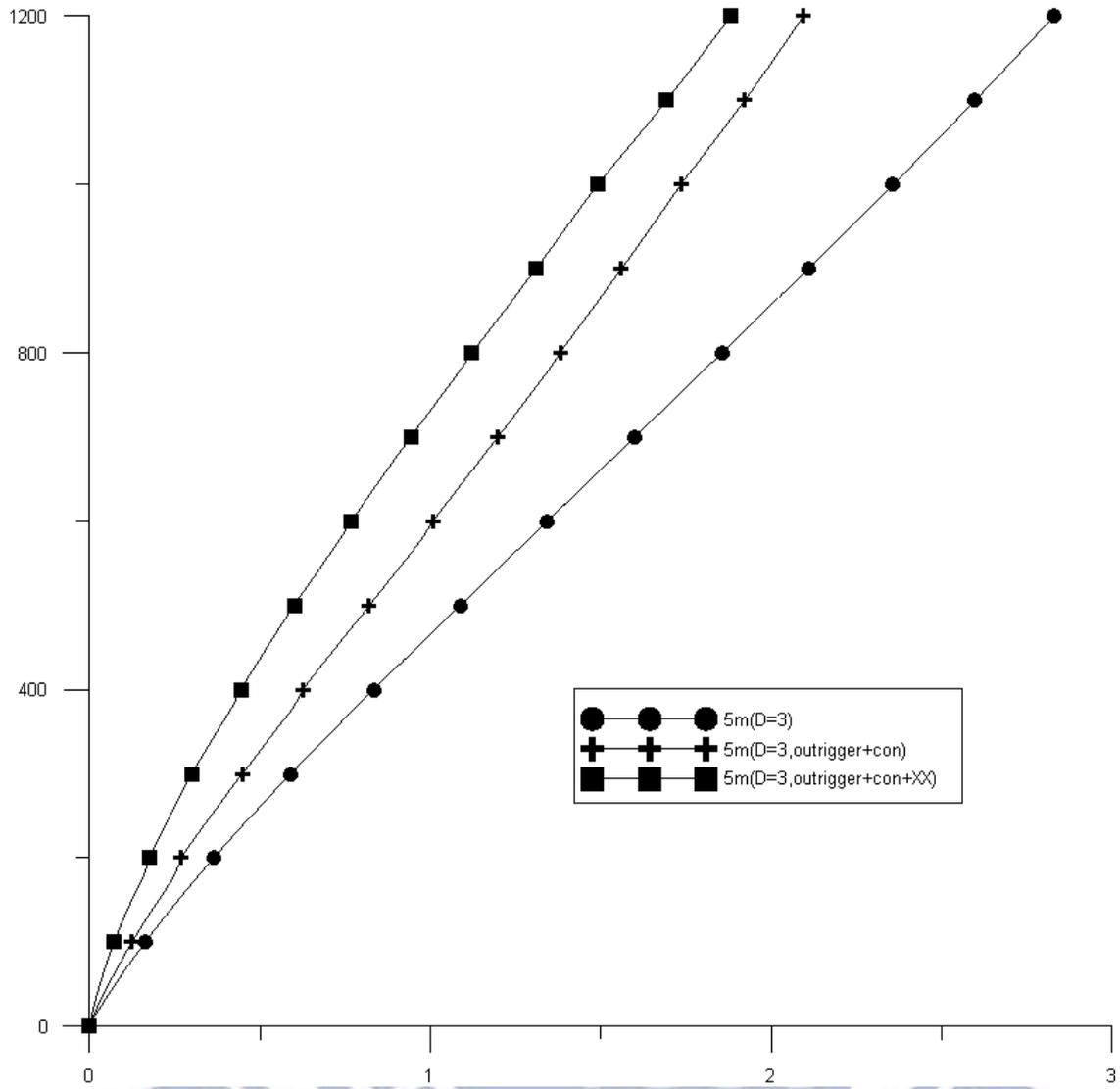


圖 5-117. 同時使用剛臂支架與大型斜撐之水平側位移圖

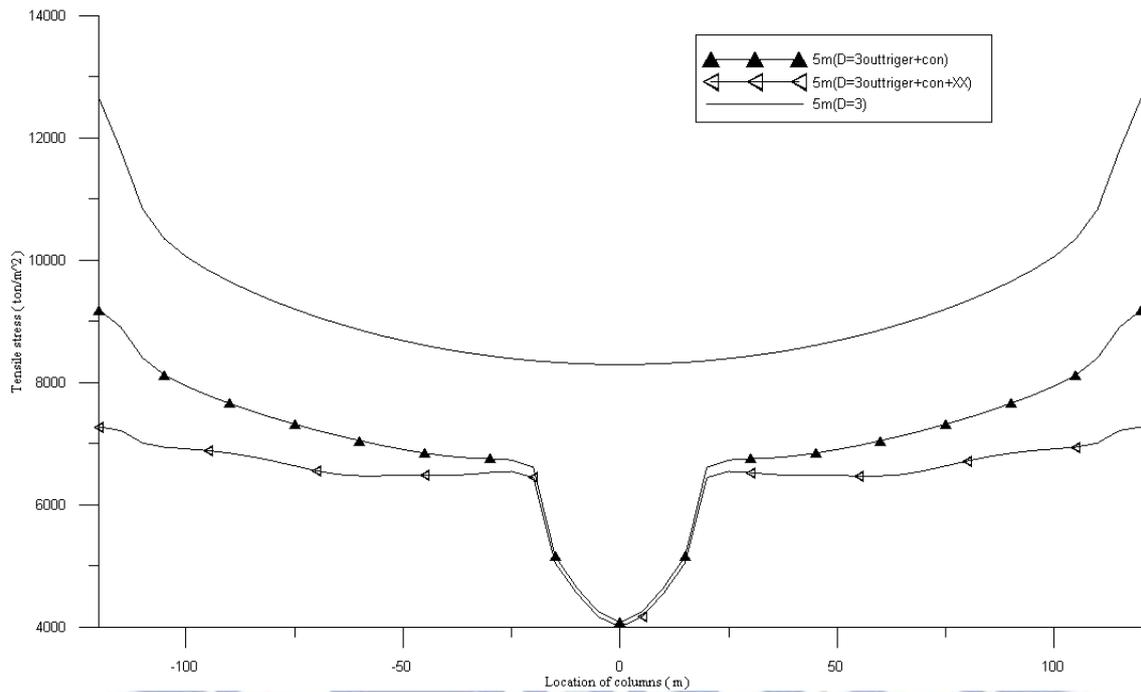


圖 5-118. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 0m

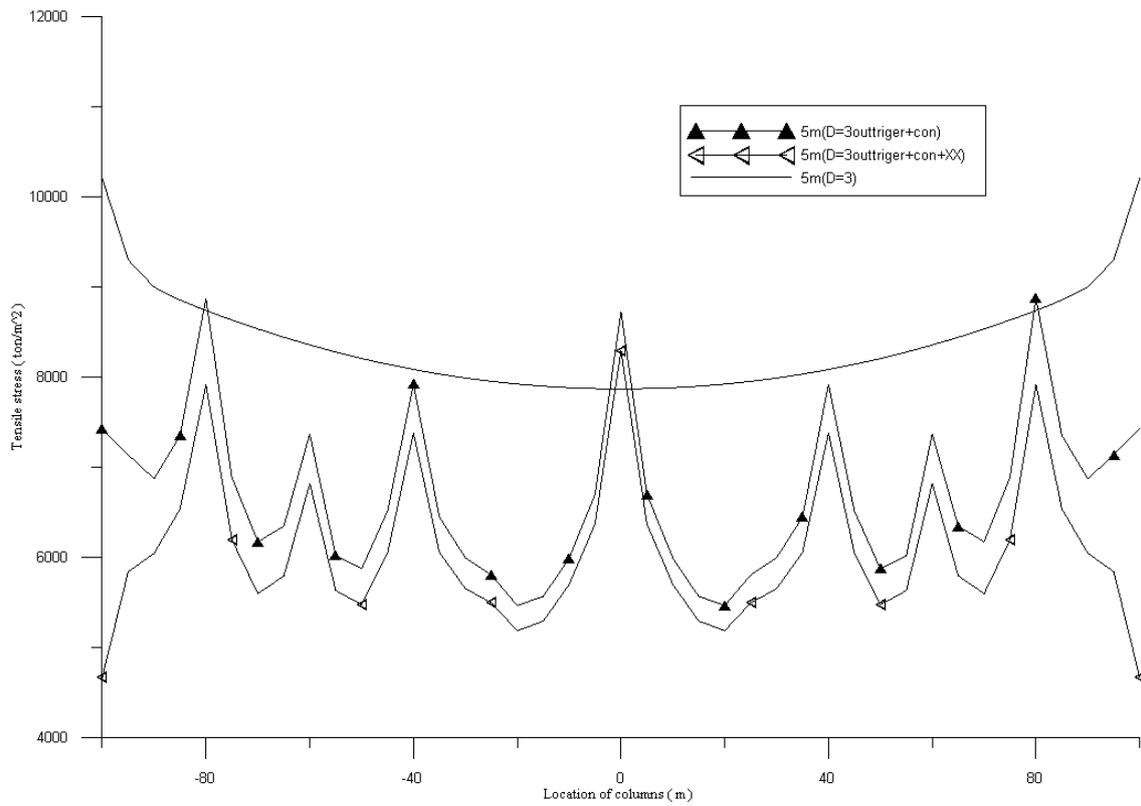


圖 5-119. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 200m

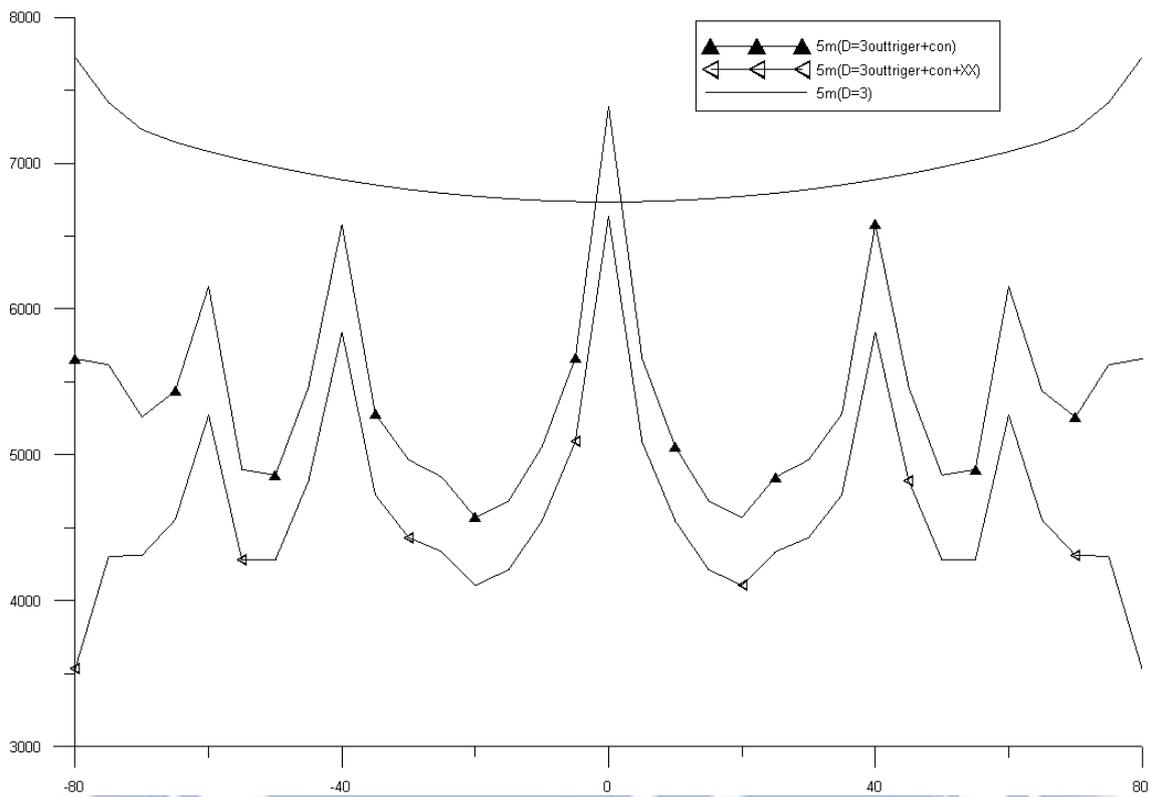


圖 5-120. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 400m

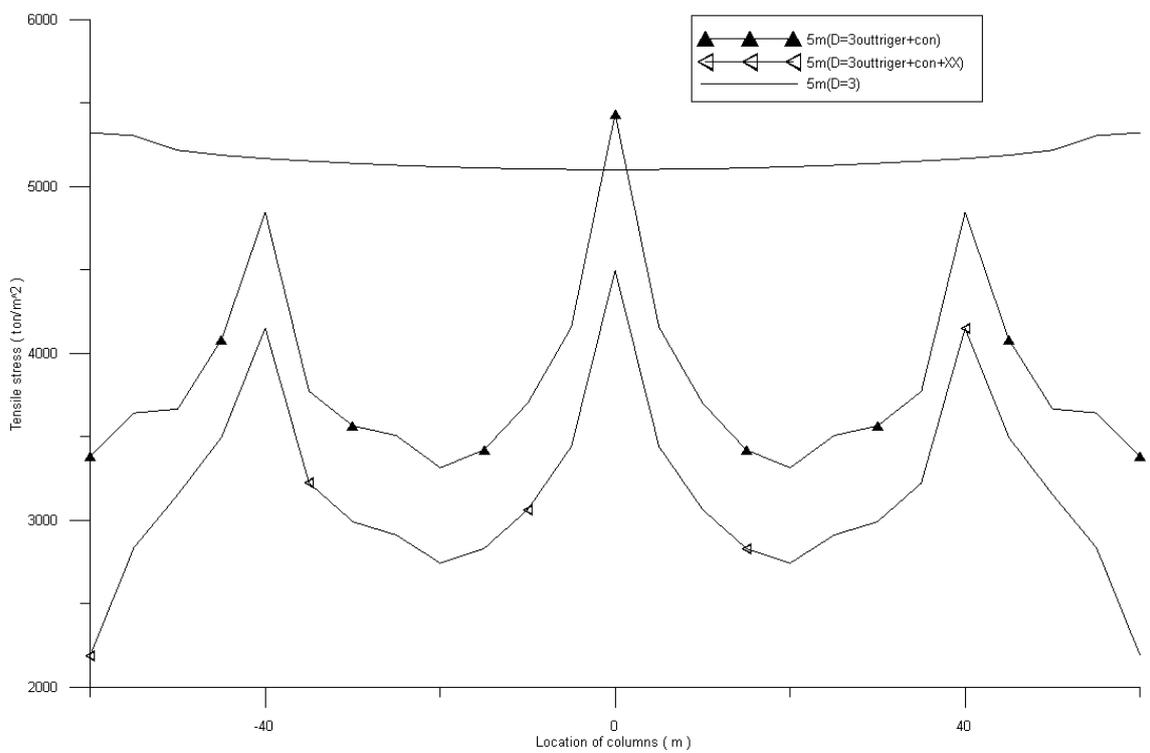


圖 5-121. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 600m

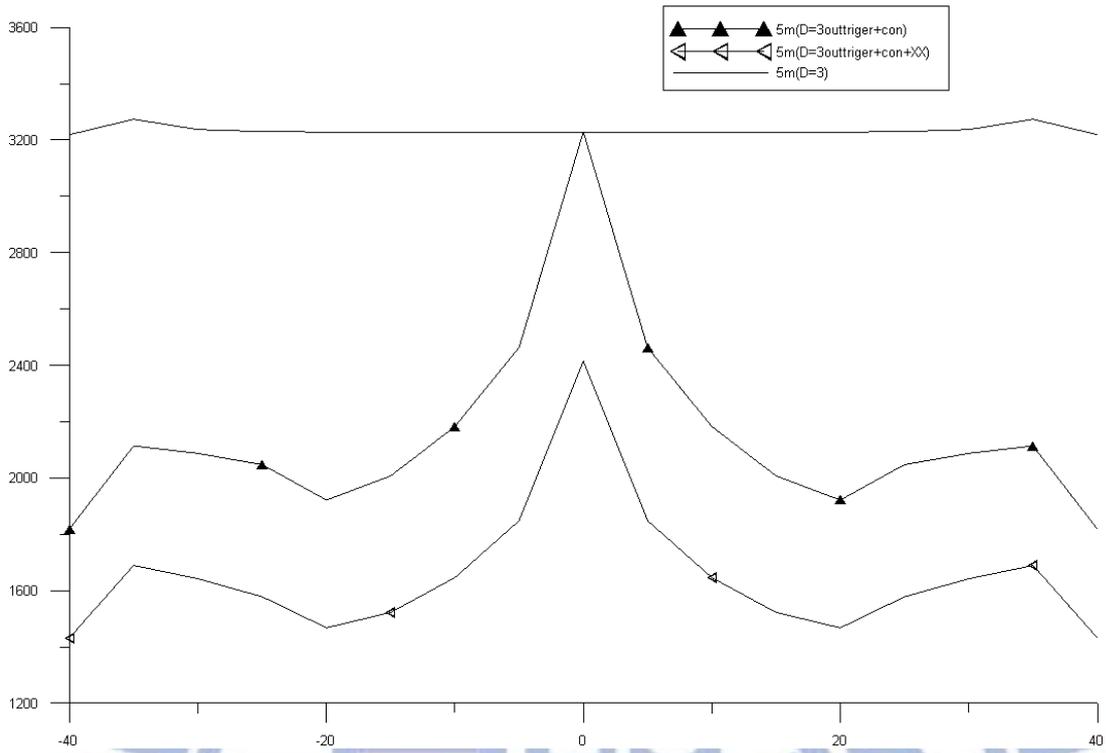


圖 5-122. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 800m

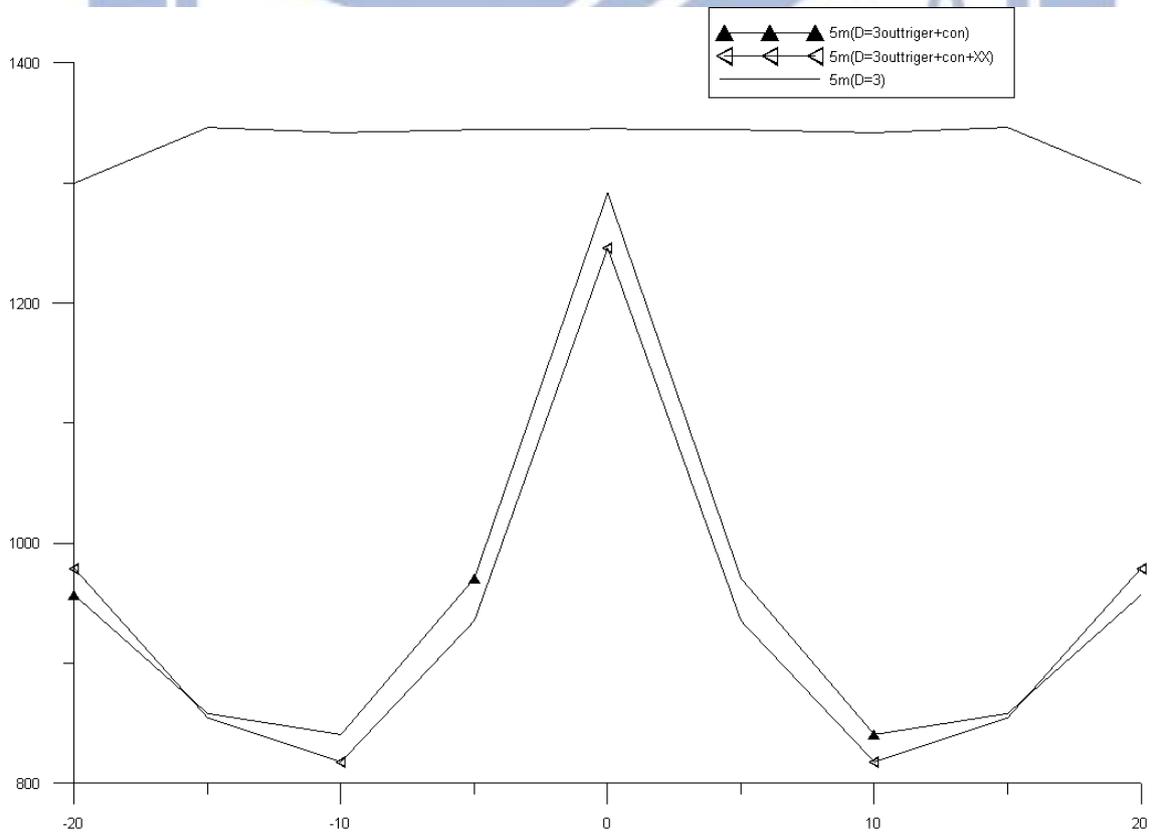


圖 5-123. 同時使用剛臂支架與大型斜撐翼版端軸應力圖 1000m

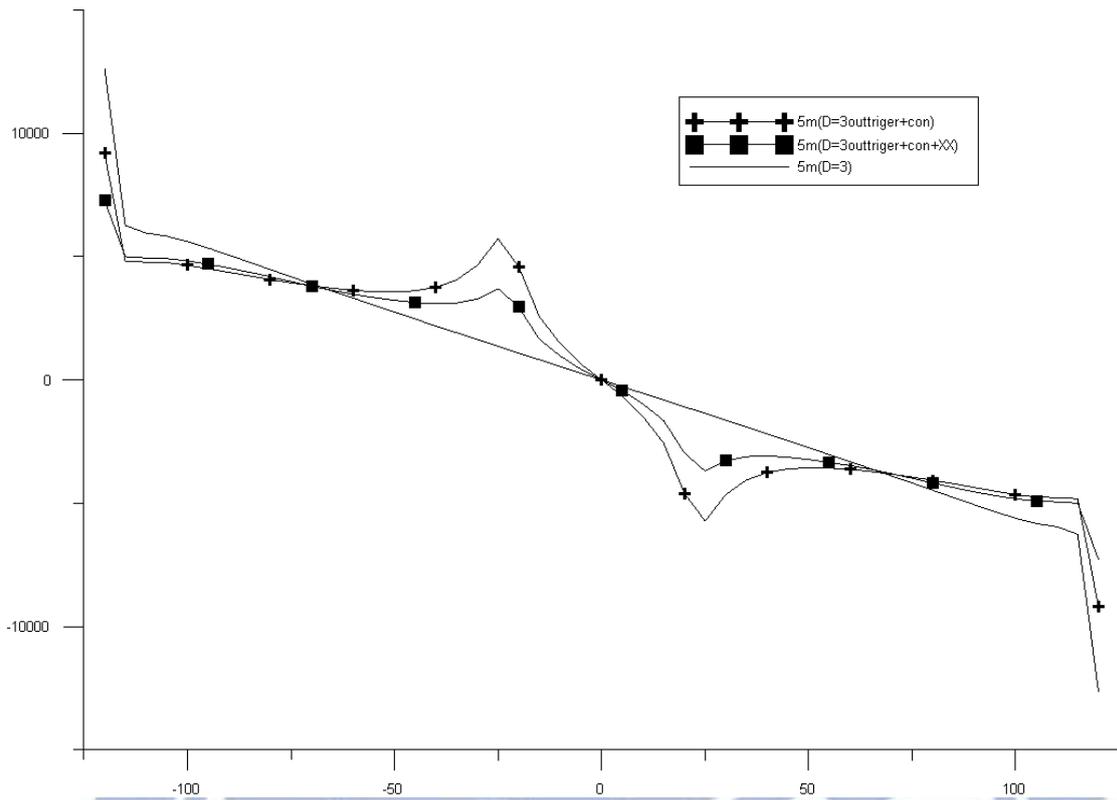


圖 5-124. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 0m

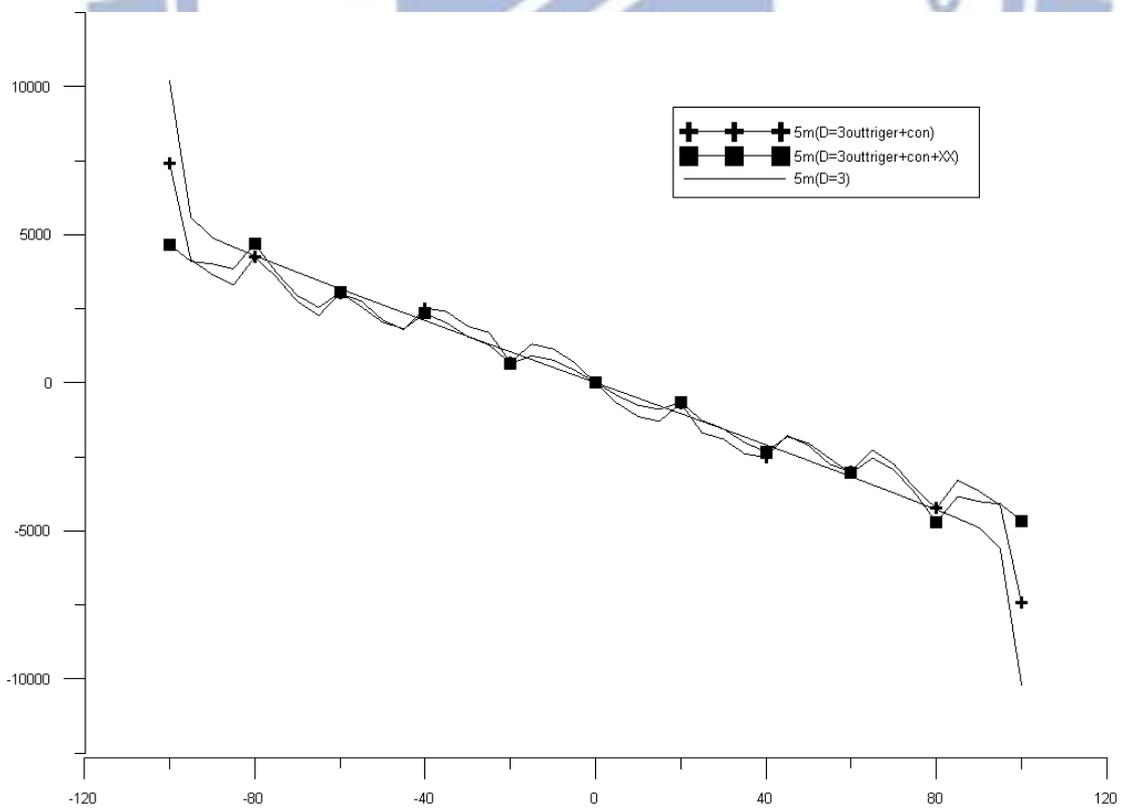


圖 5-125. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 200m

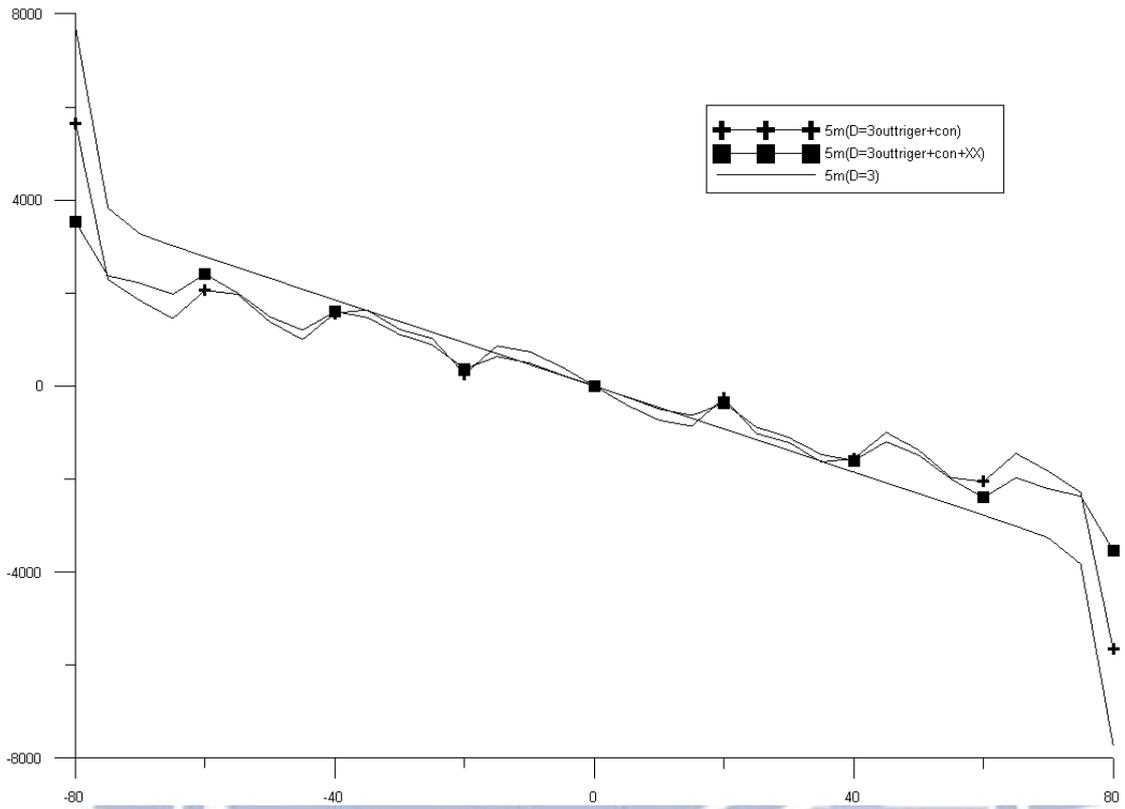


圖 5-126. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 400m

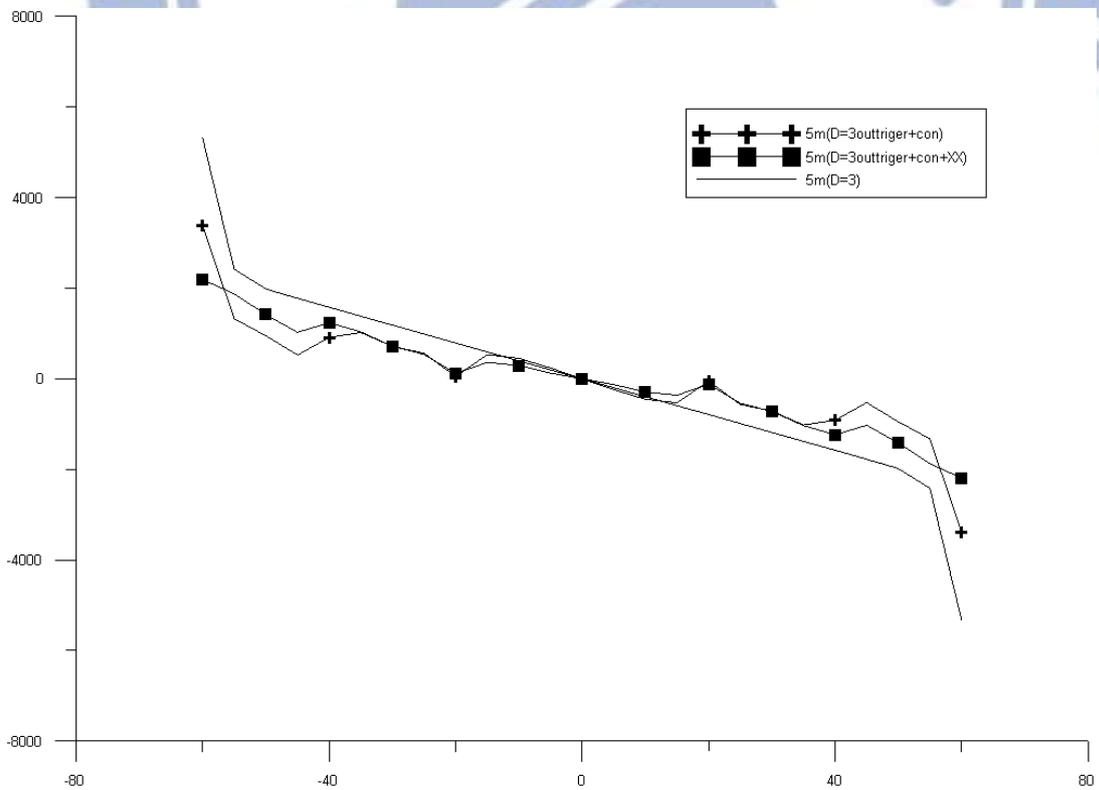


圖 5-127. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 600m

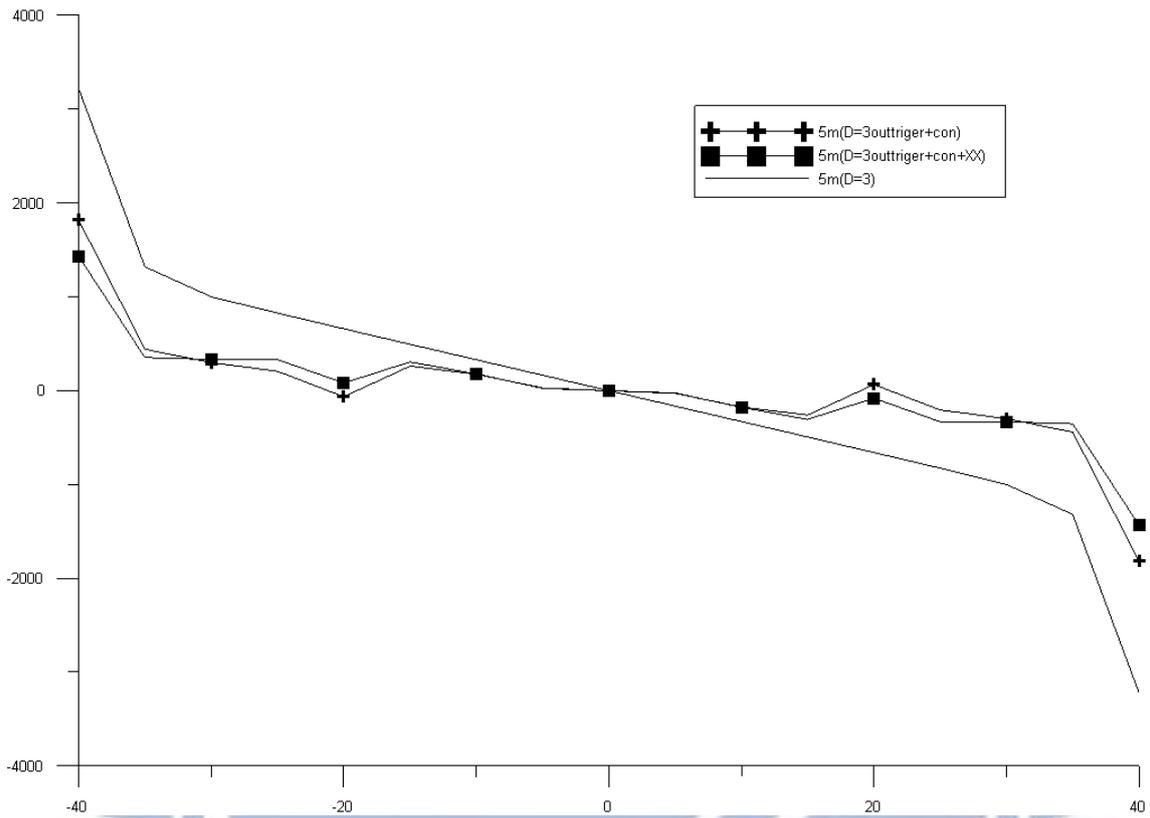


圖 5-128. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 800m

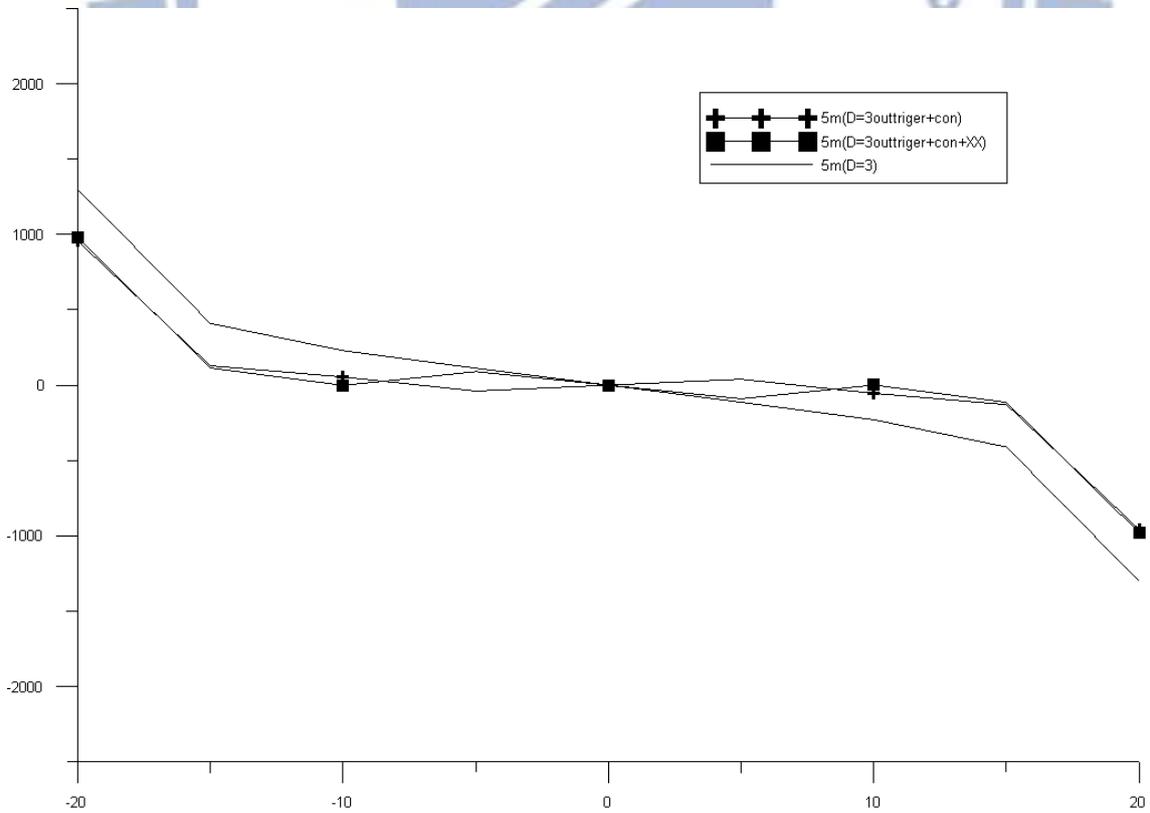


圖 5-129. 同時使用剛臂支架與大型斜撐腹版端軸應力圖 1000m

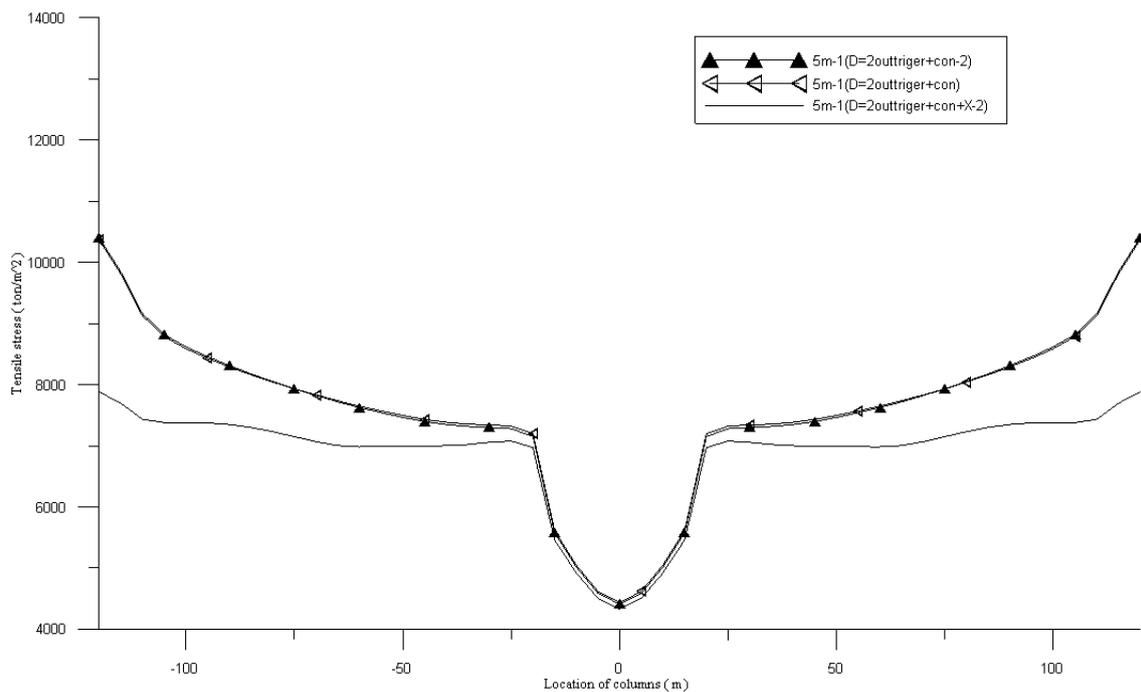


圖 5-130. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 0m

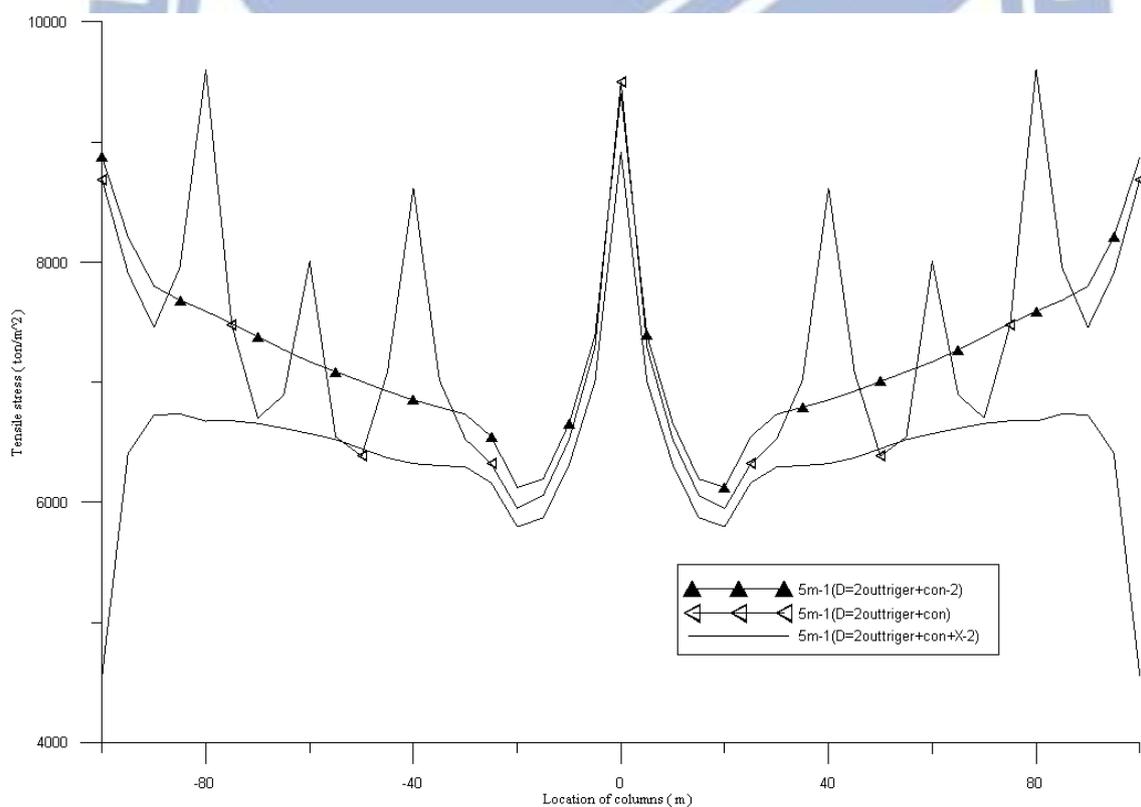


圖 5-131. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 200m

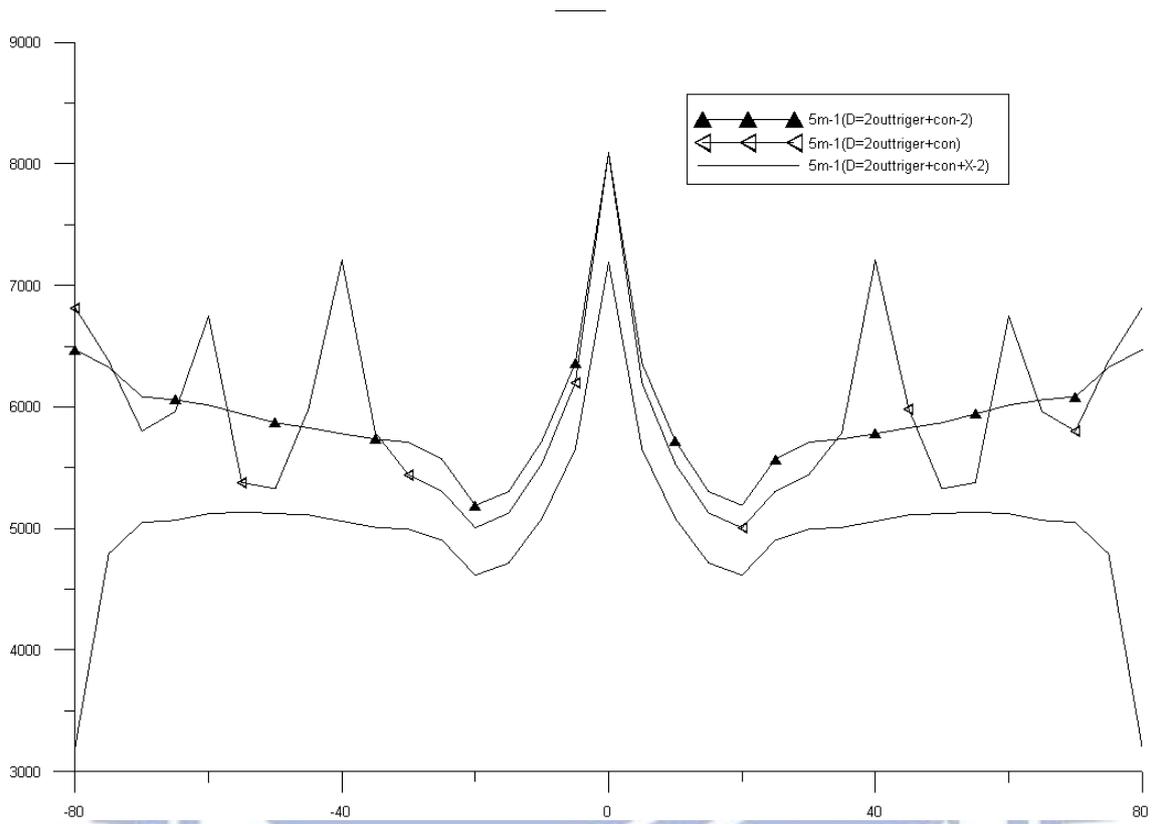


圖 5-132. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 400m

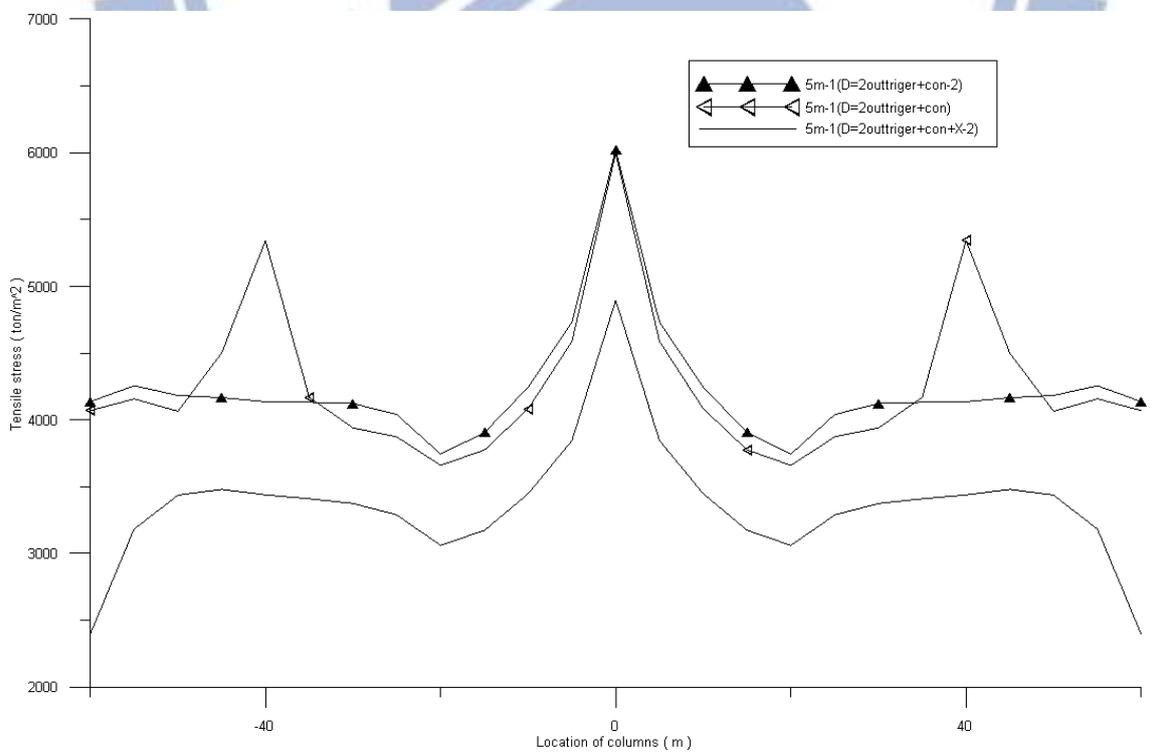


圖 5-133. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 600m

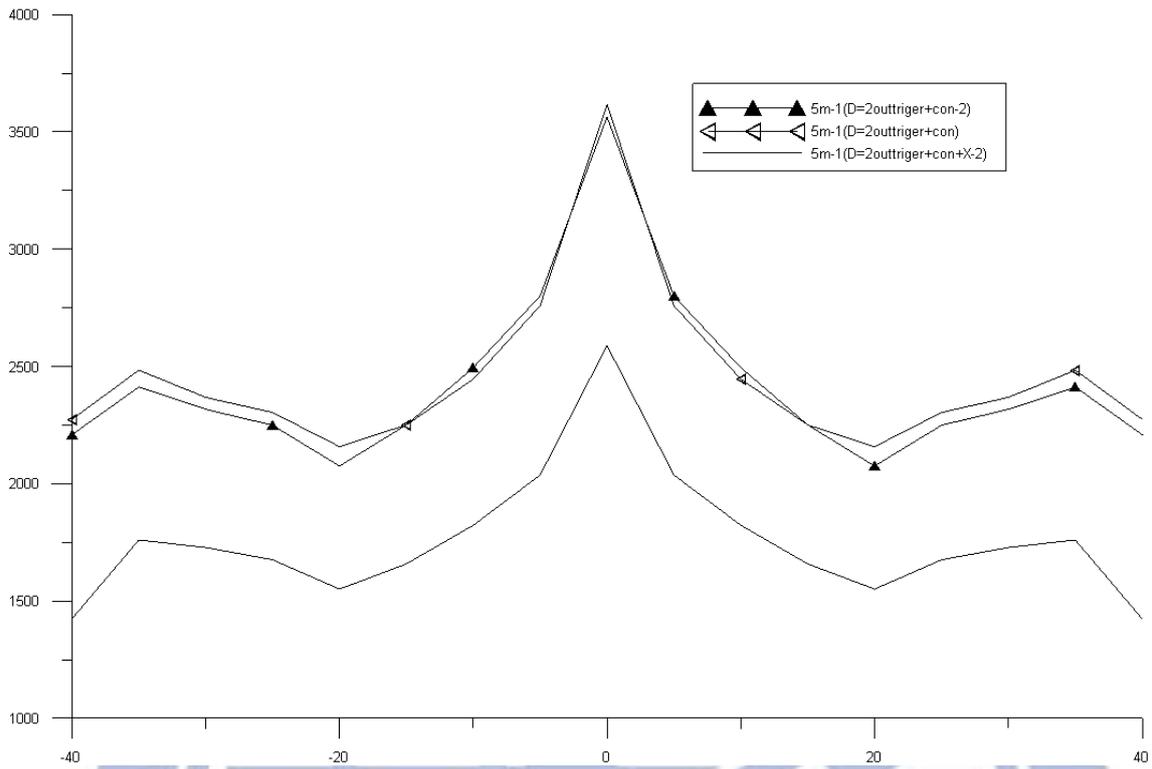


圖 5-134. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 800m

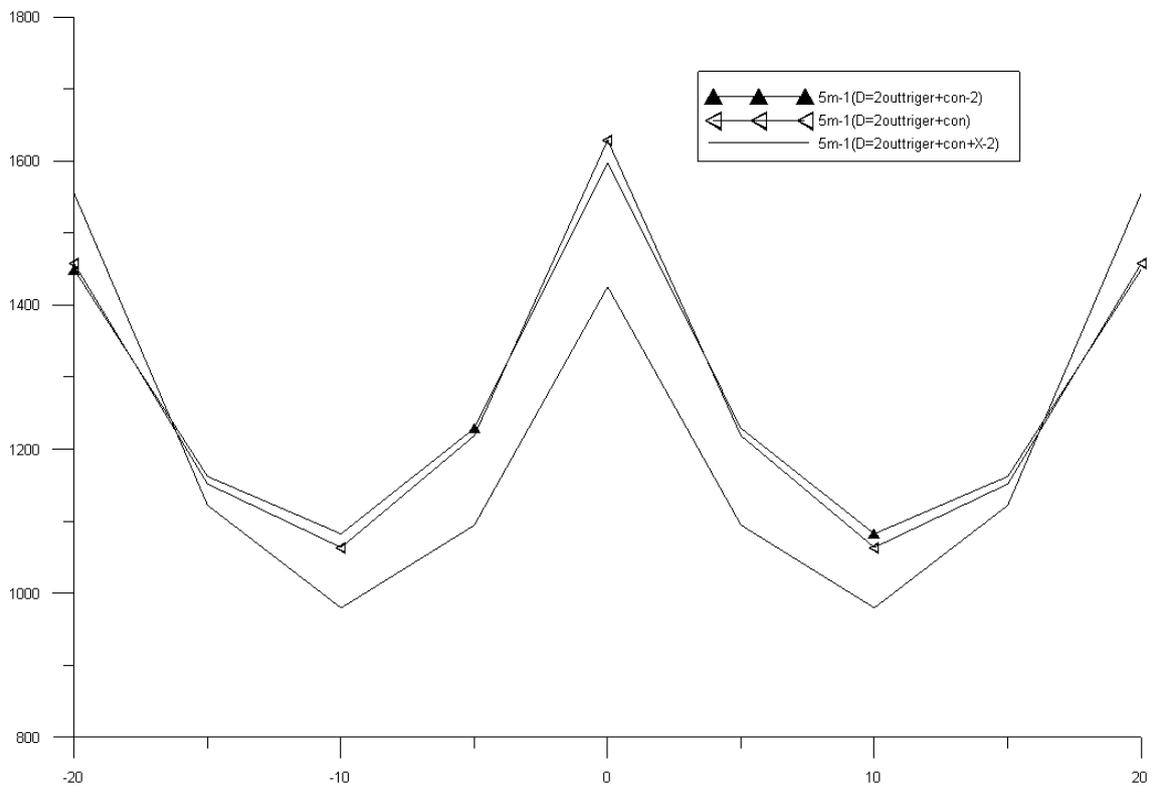


圖 5-135. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式翼版端軸應力圖 1000m

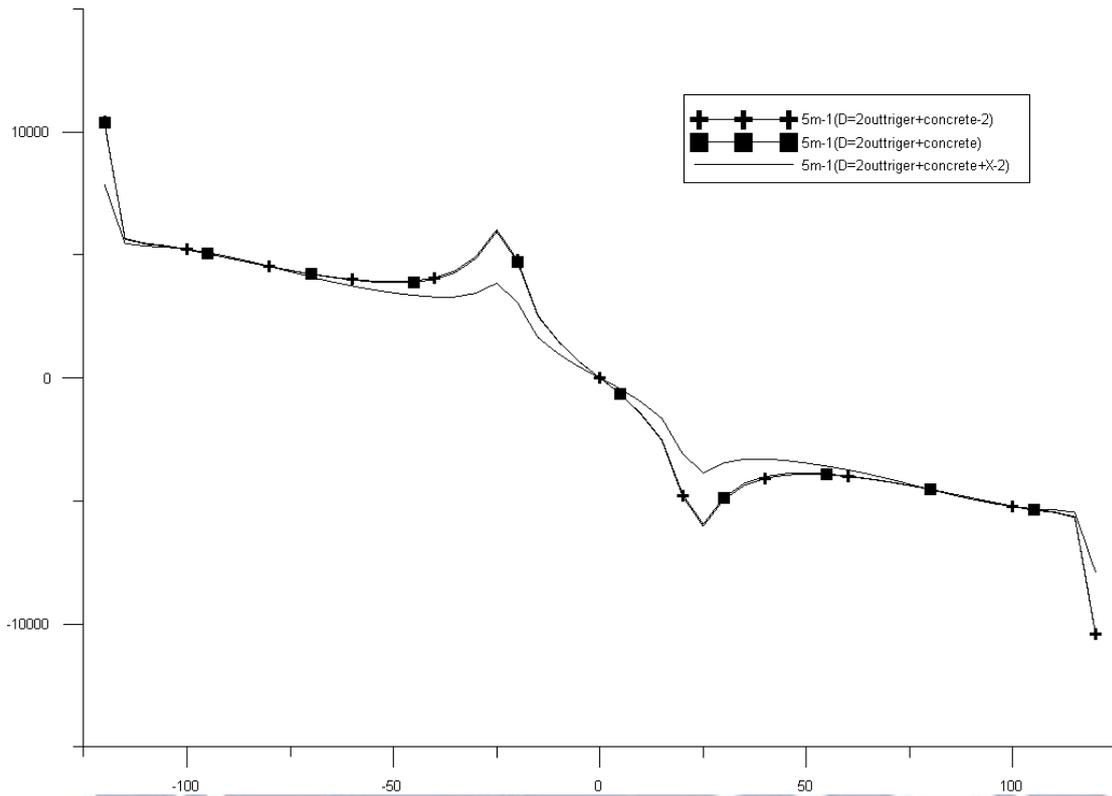


圖 5-136. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 0m

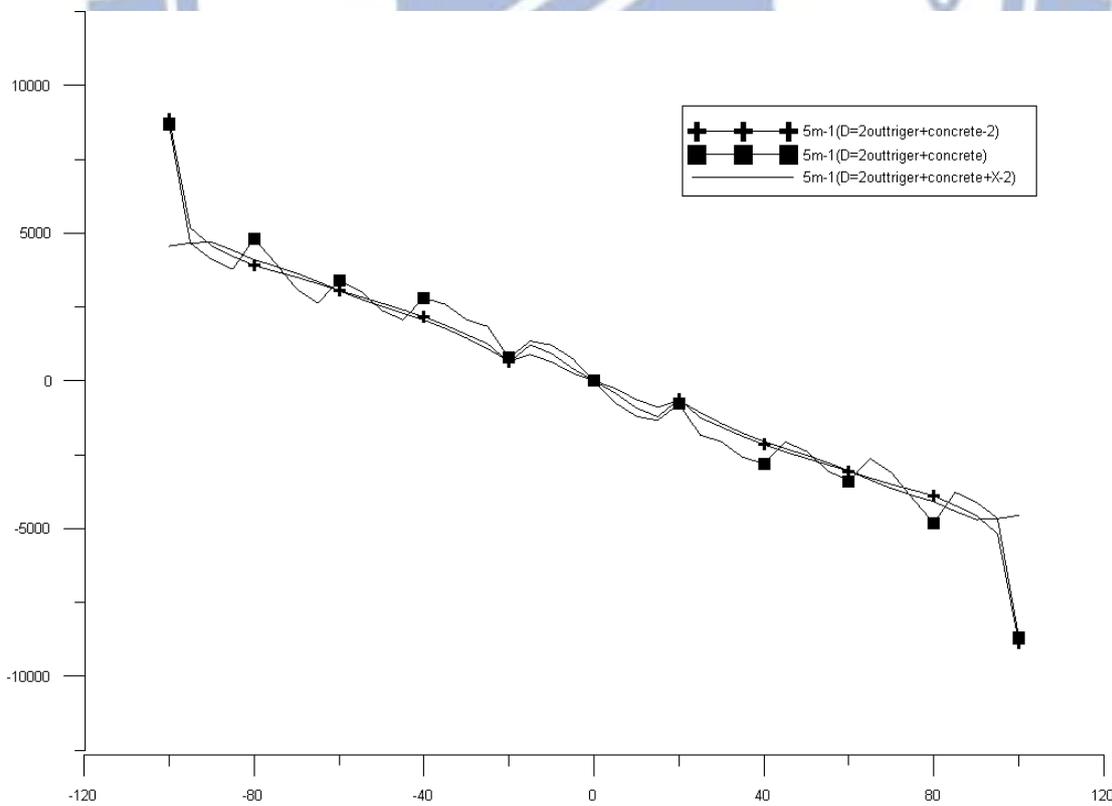


圖 5-137. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 200m

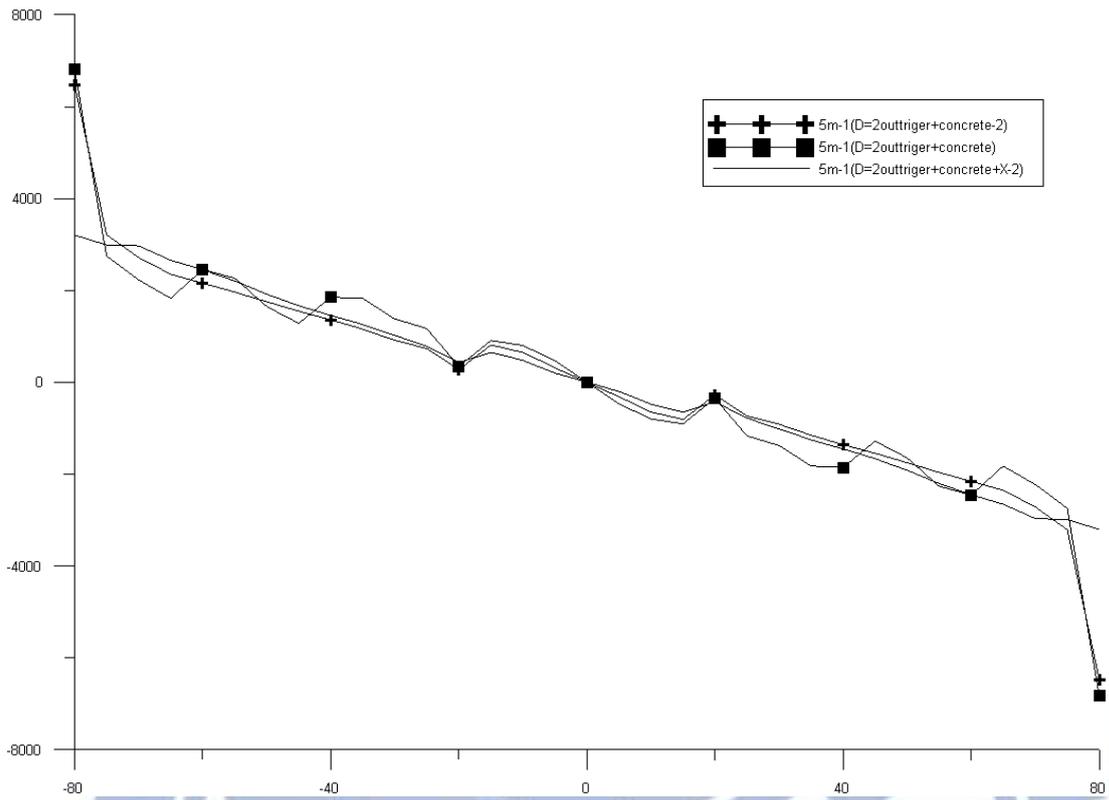


圖 5-138. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 400m

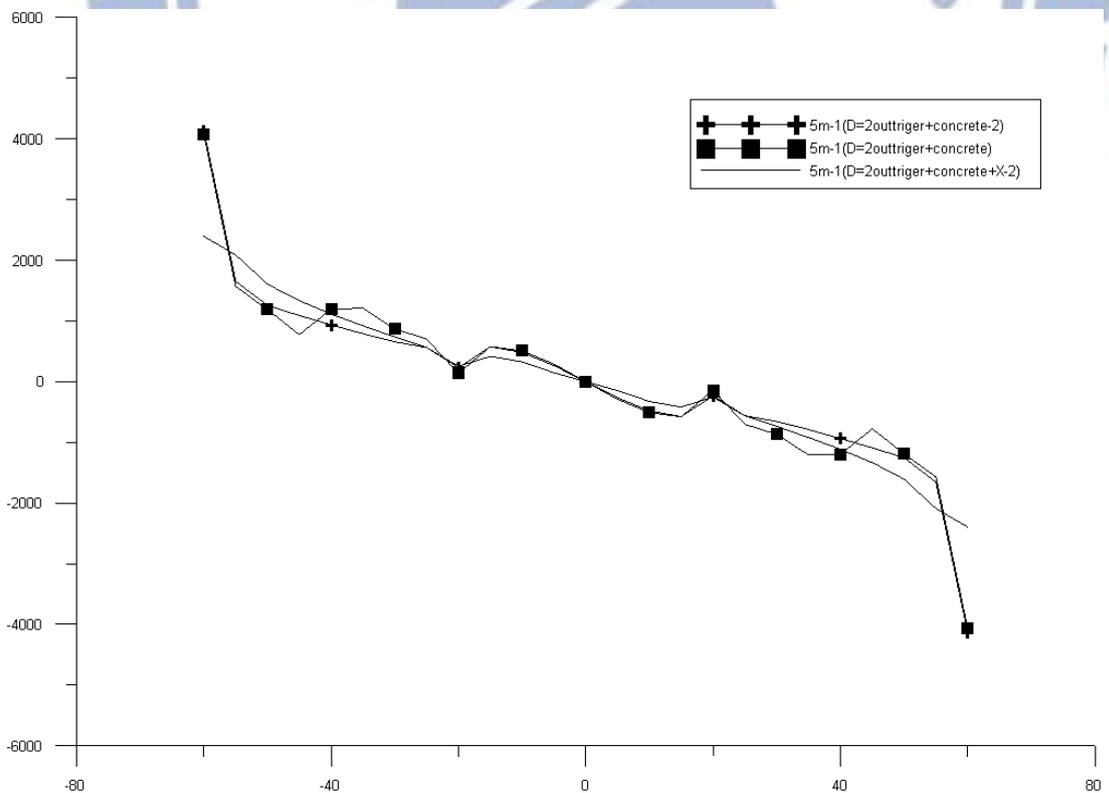


圖 5-139. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 600m

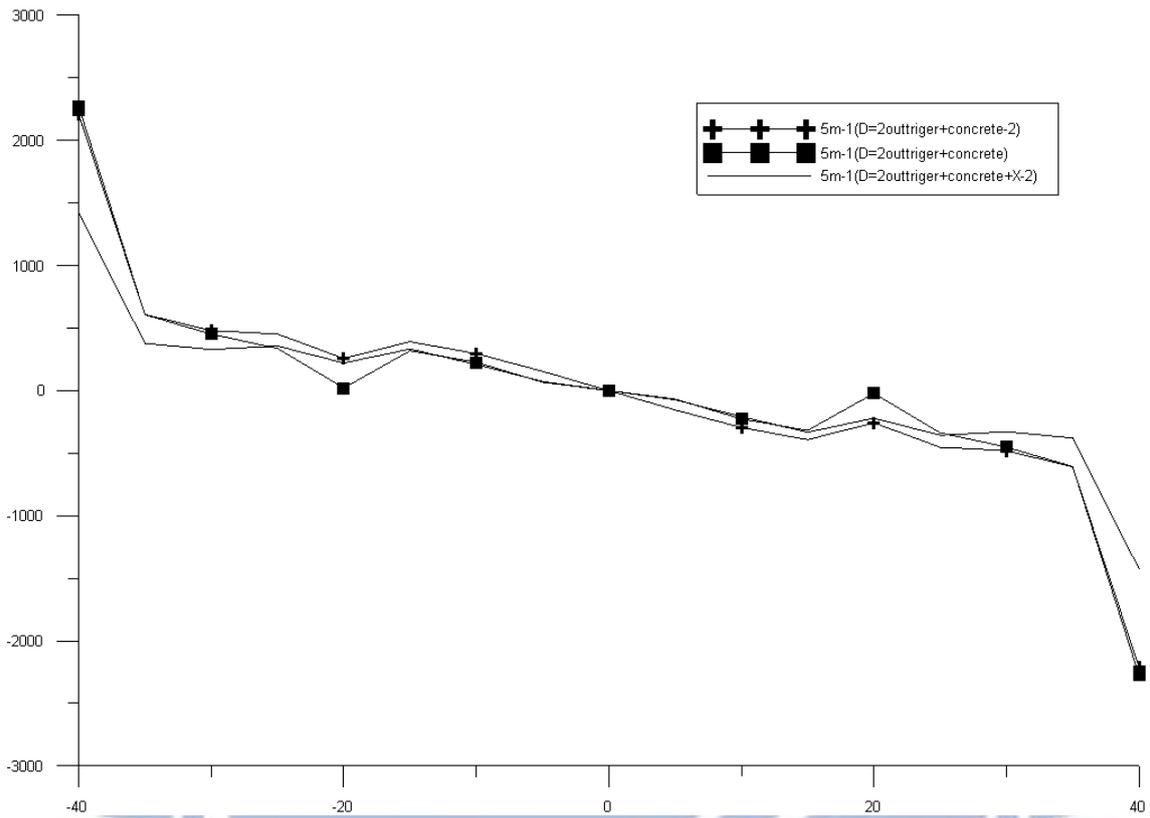


圖 5-140. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 800m

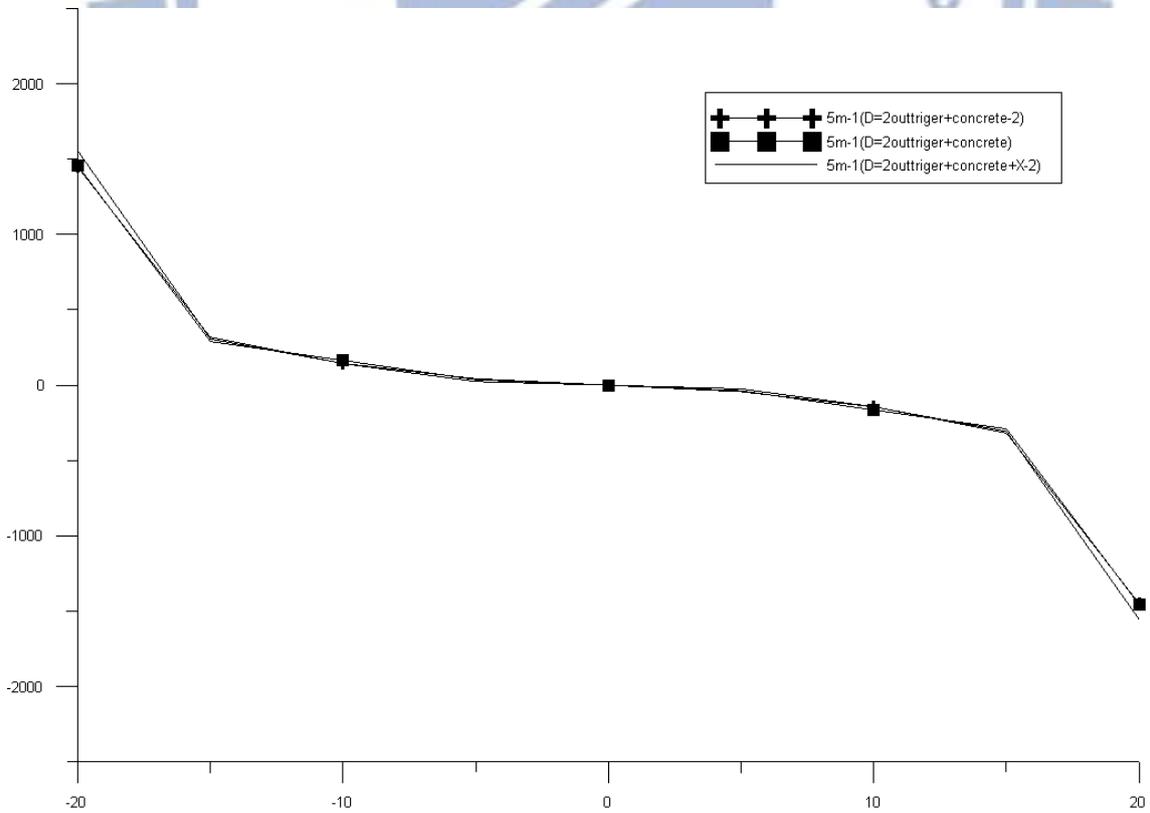


圖 5-141. 使用剛臂支架與大型斜撐並改變剛臂斜撐形式腹版端軸應力圖 1000m

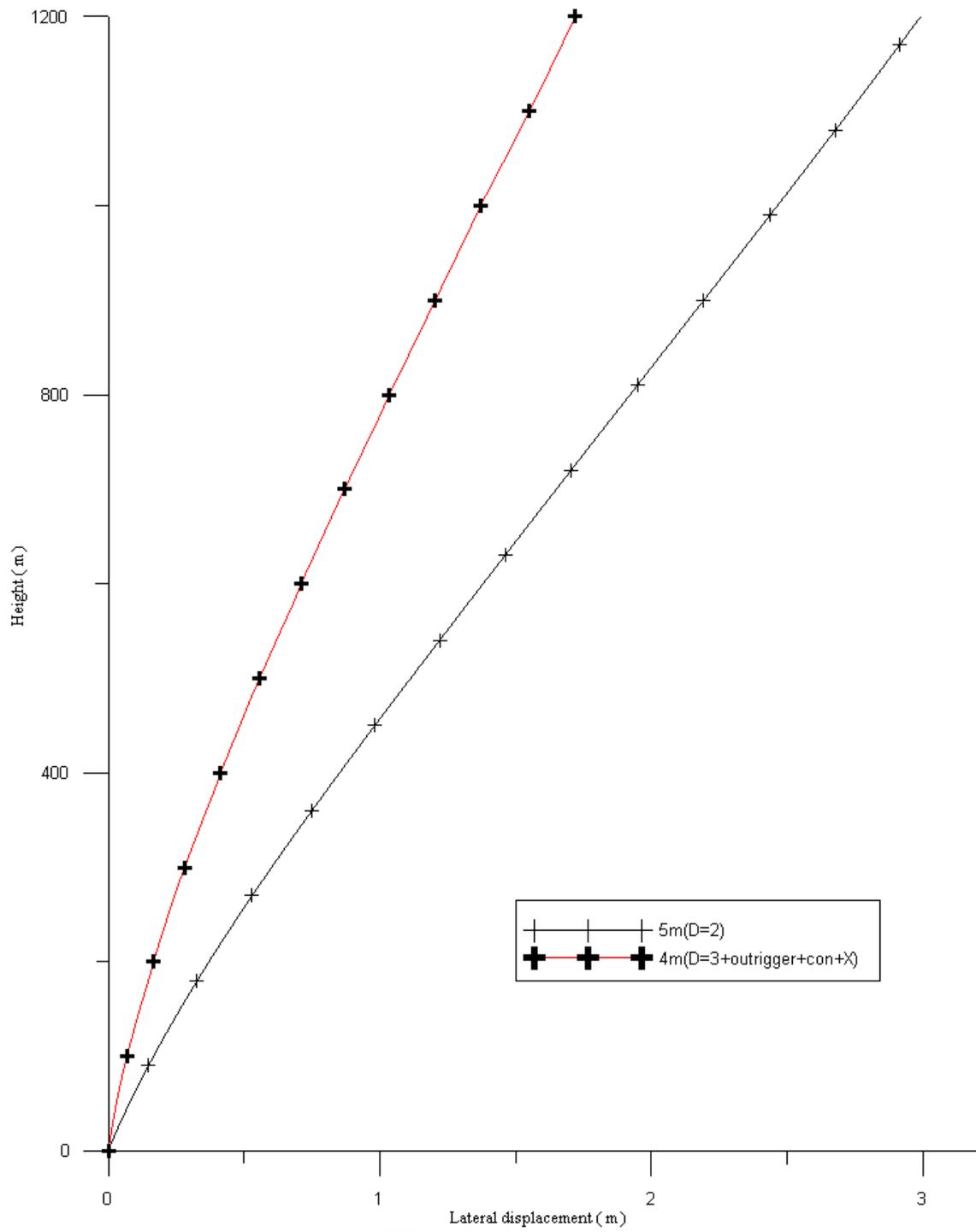


圖 5-142. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距之水平側位移圖

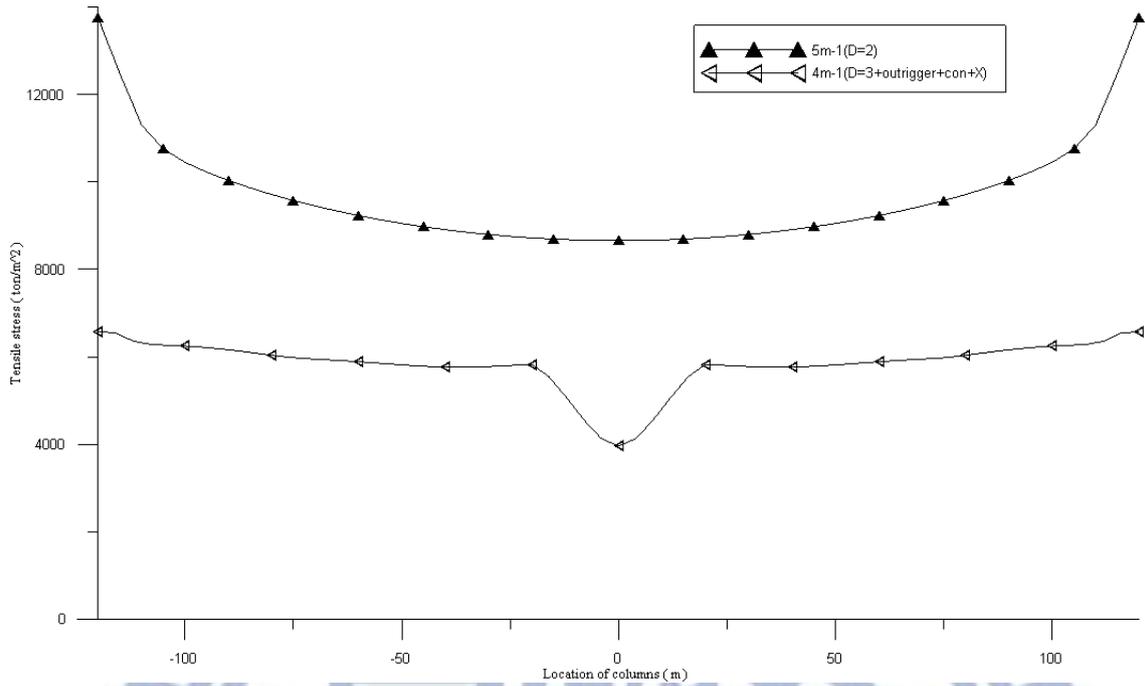


圖 5-143. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 0m

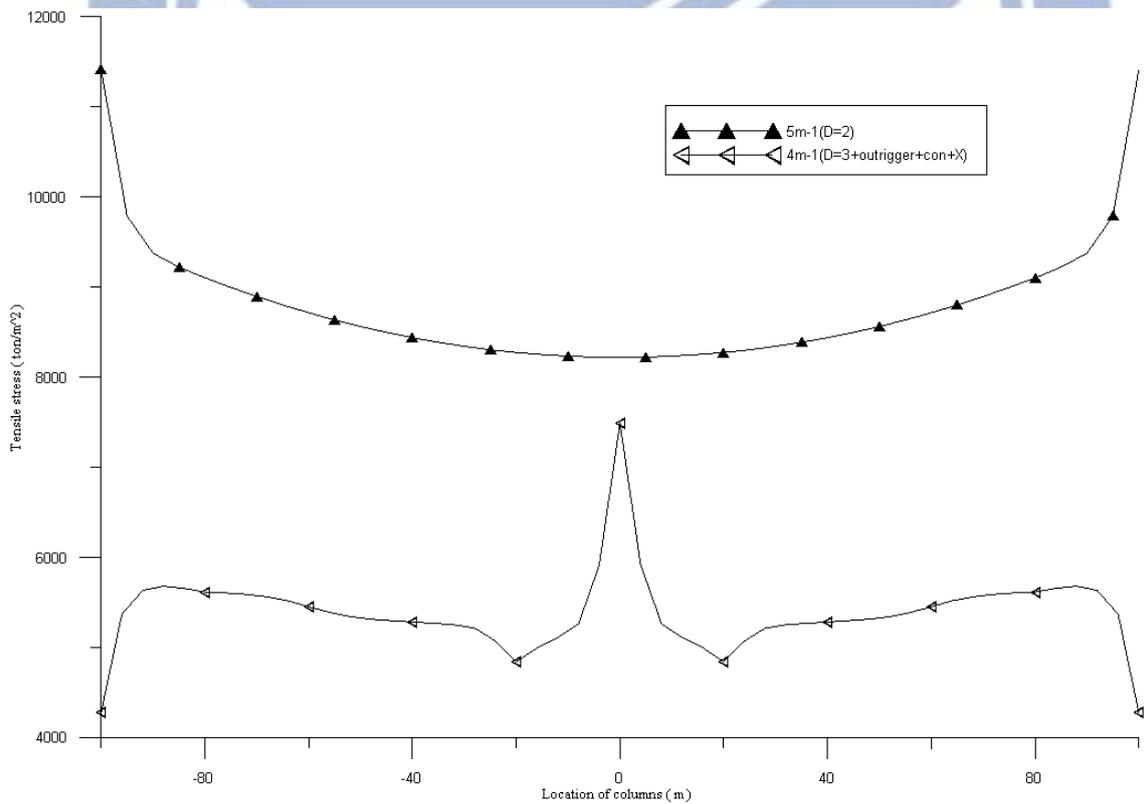


圖 5-144. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 200m

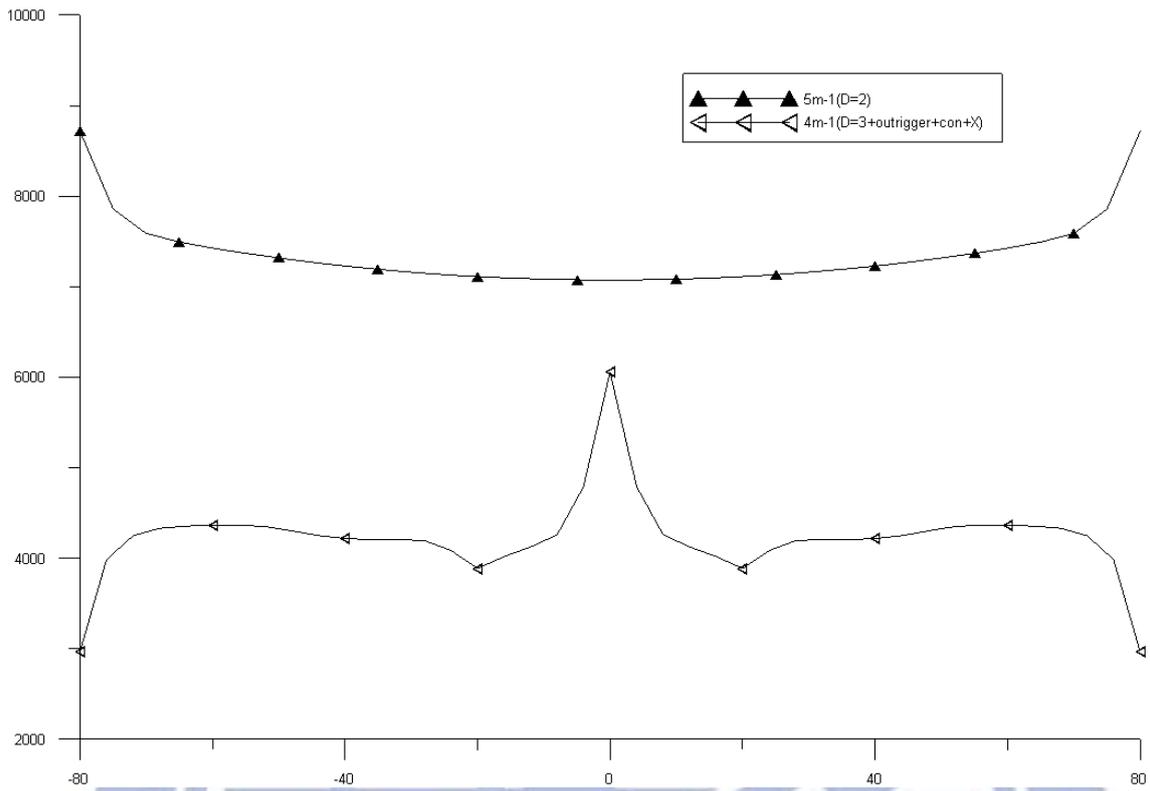


圖 5-145. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 400m

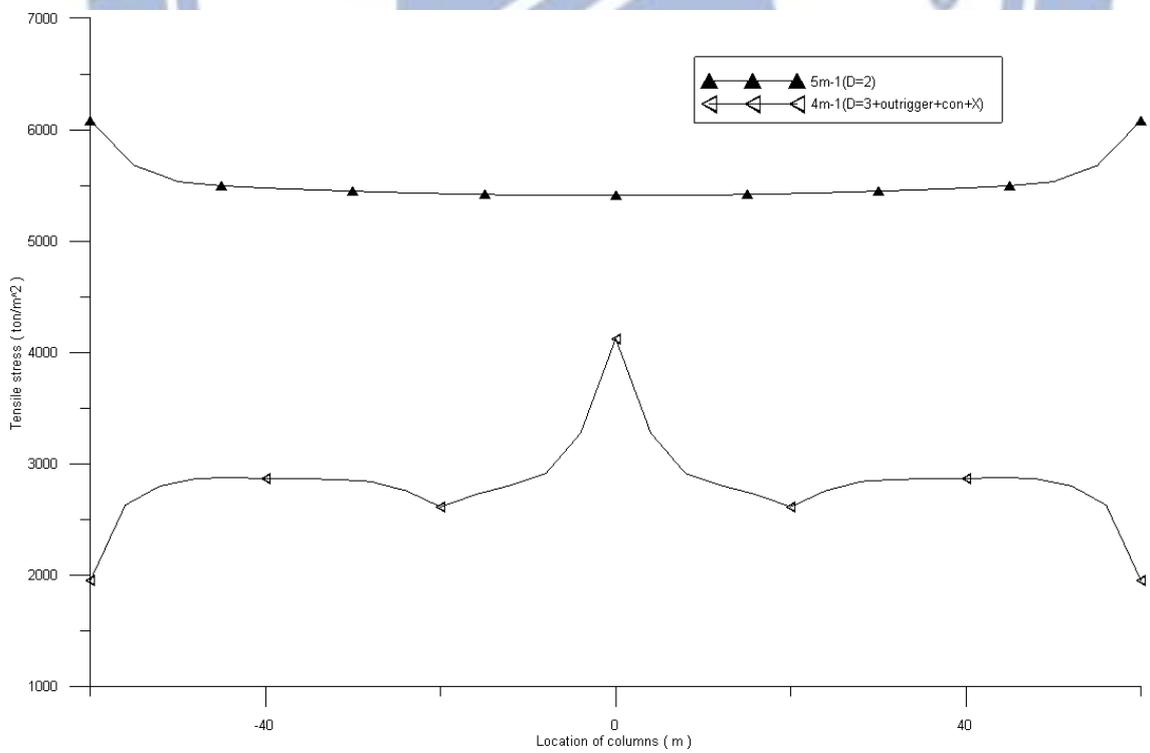


圖 5-146. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 600m

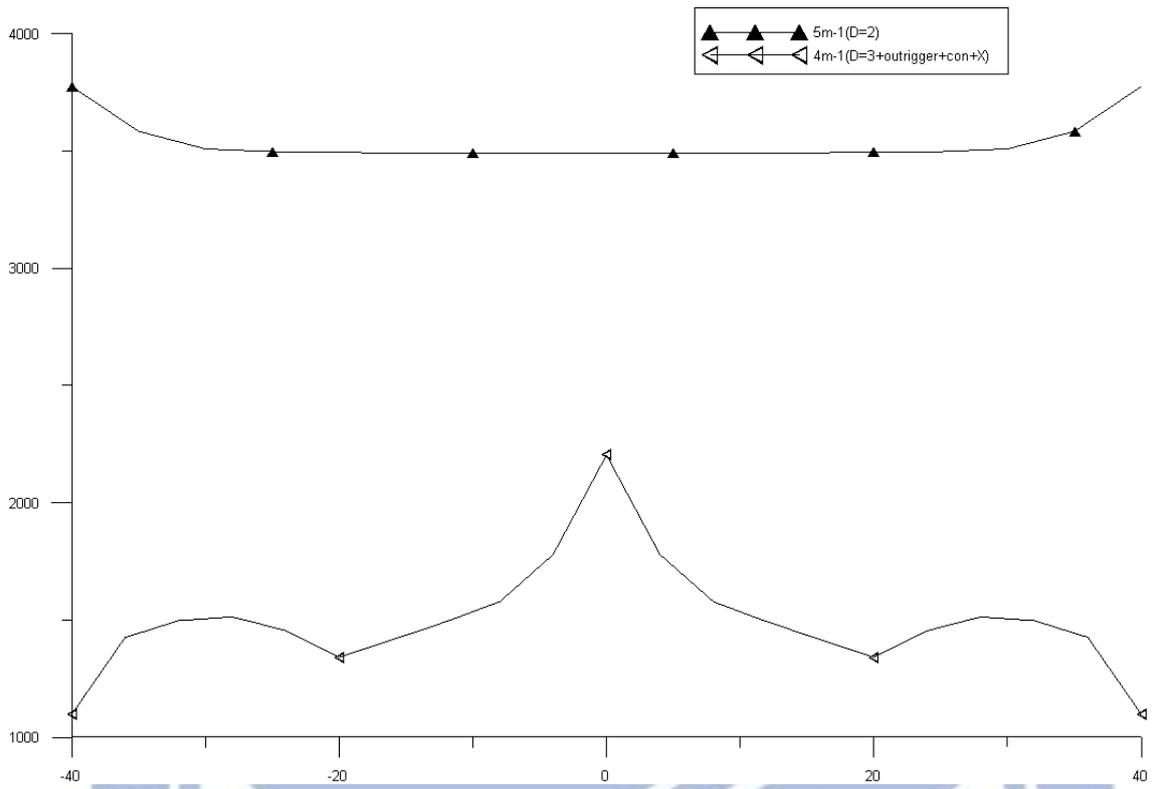


圖 5-147. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 800m

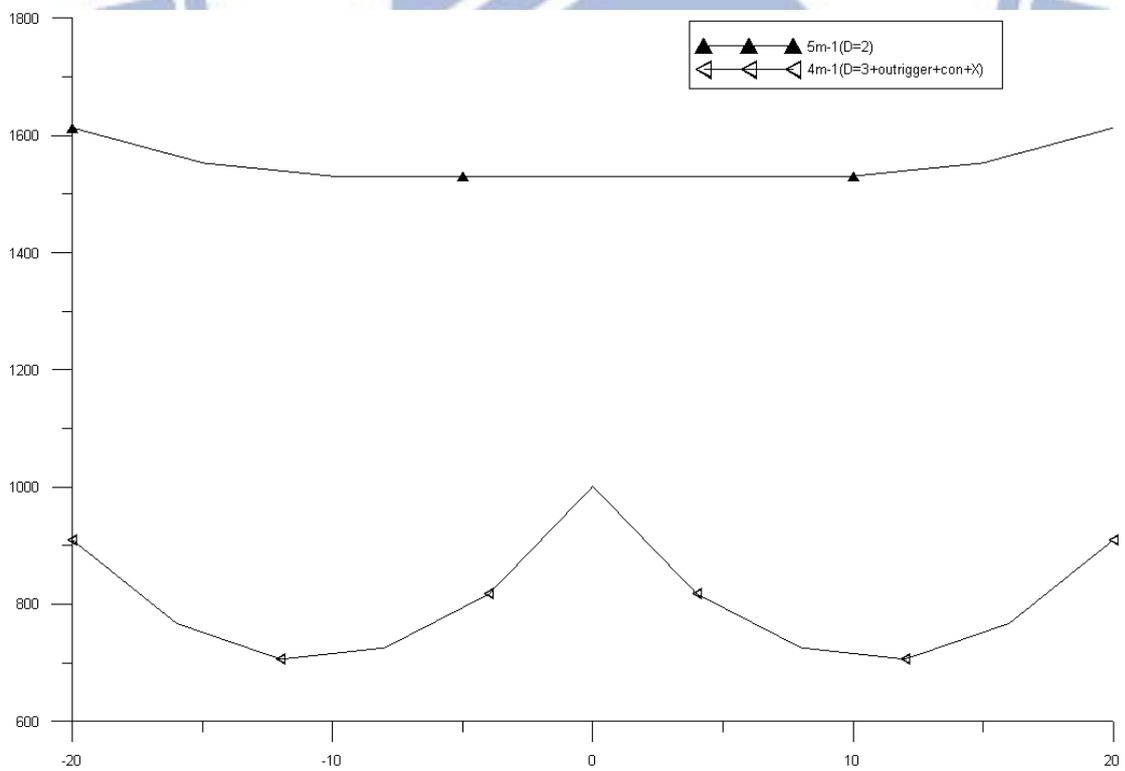


圖 5-148. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距翼版端軸應力圖 1000m

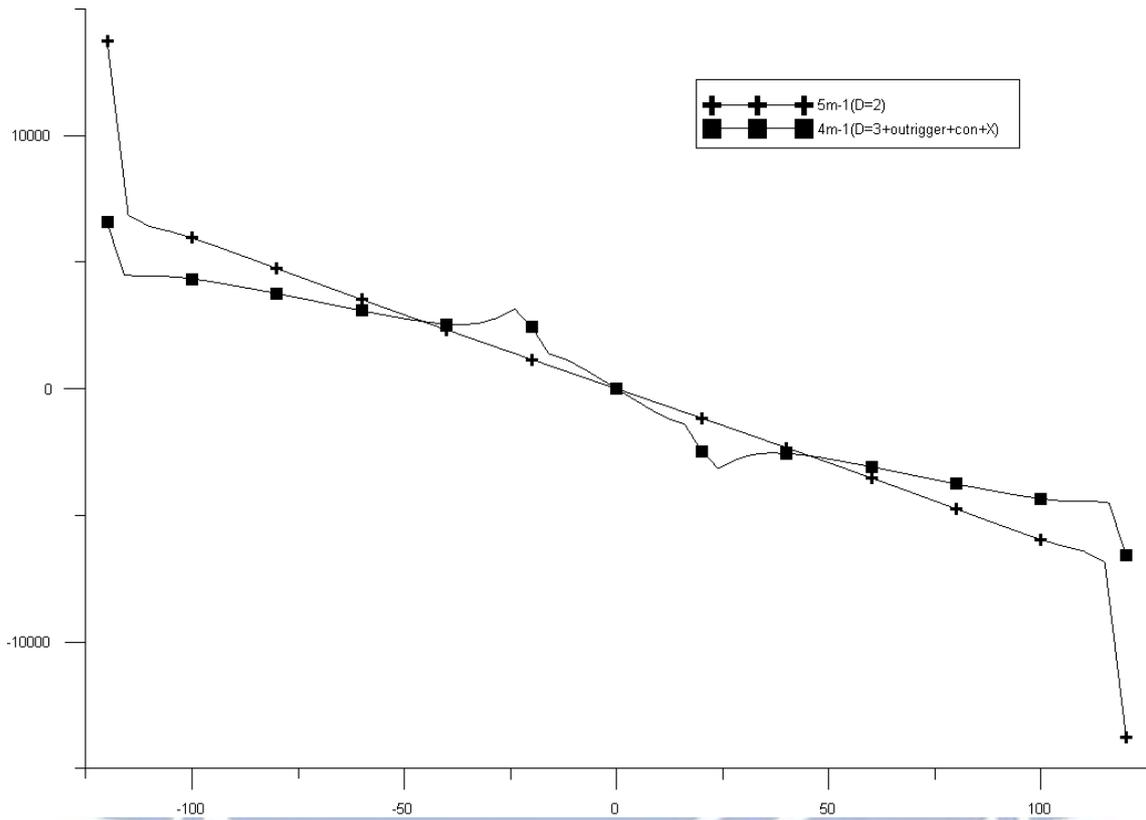


圖 5-149. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 0m

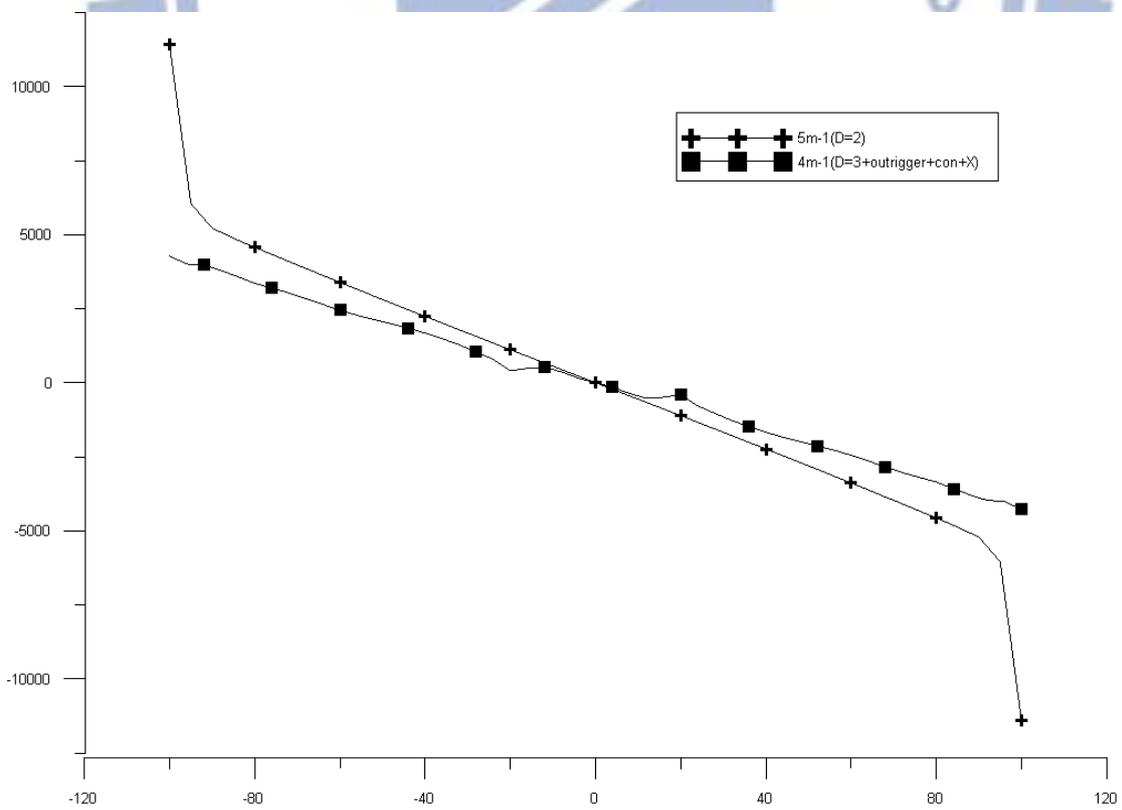


圖 5-150. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 200m

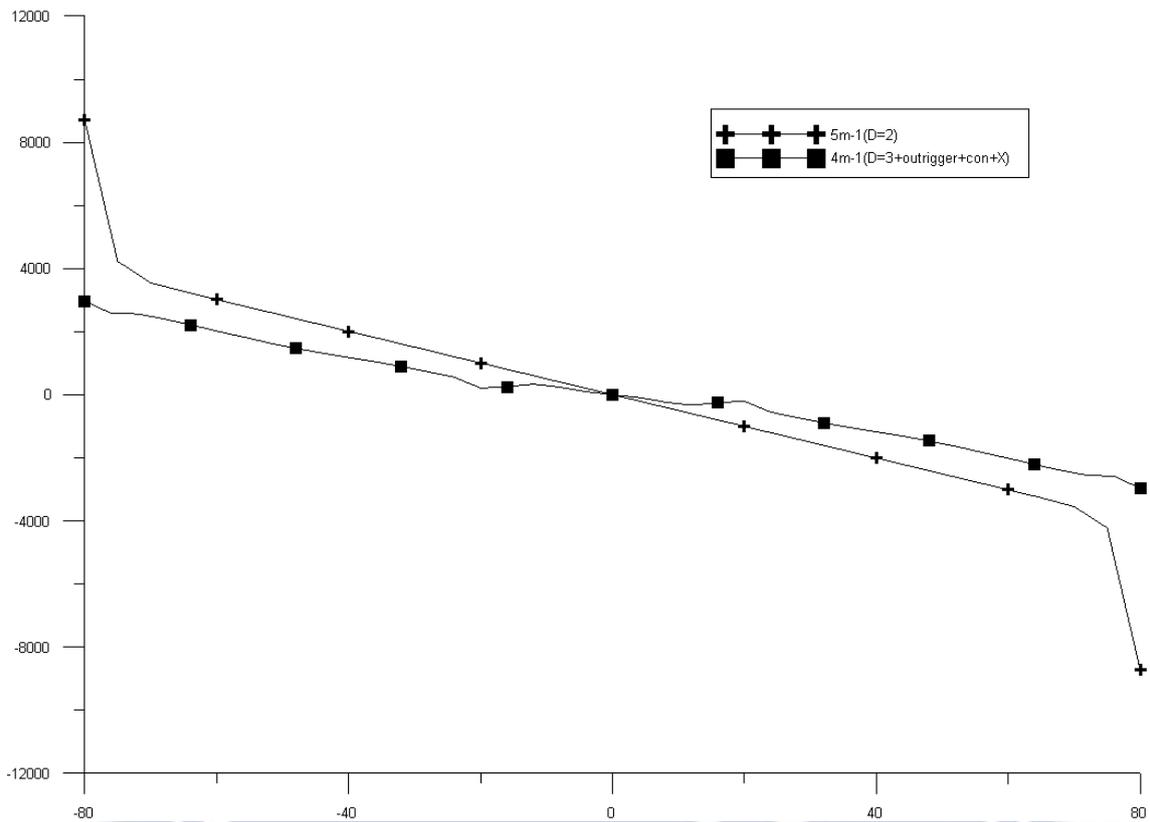


圖 5-151. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 400m

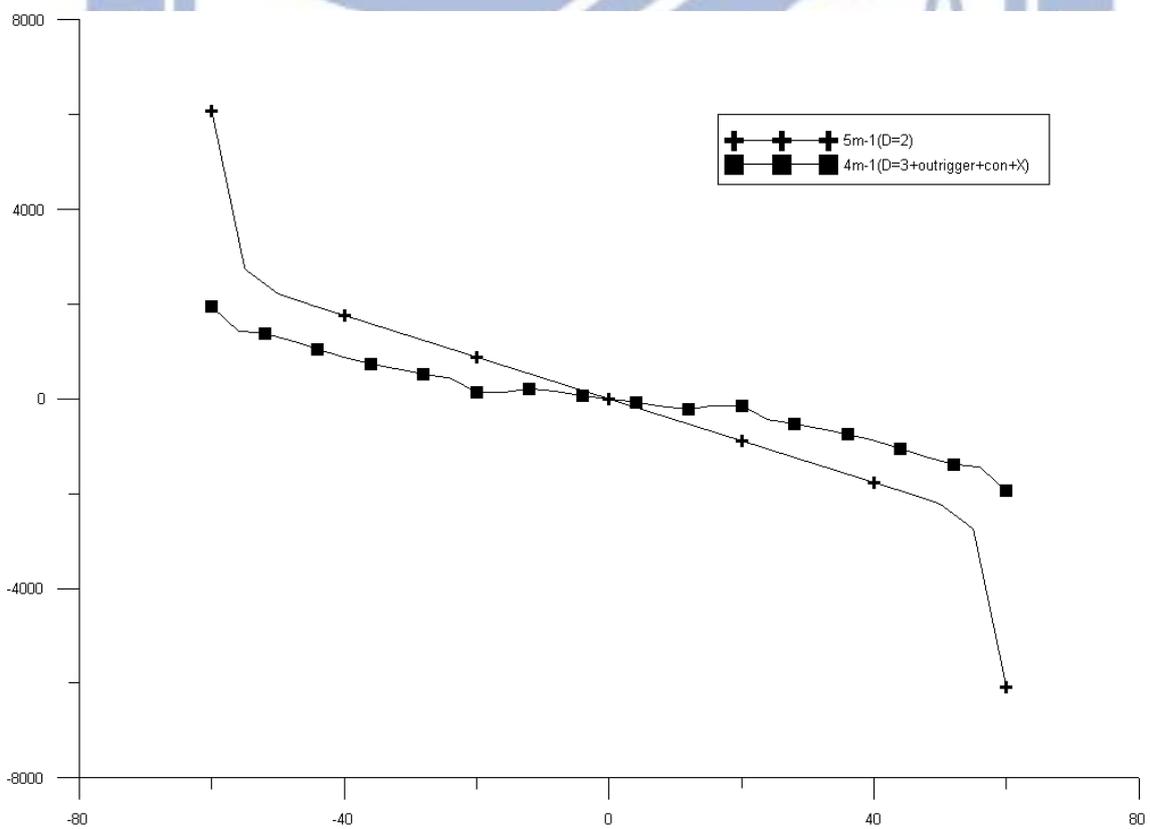


圖 5-152. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 600m

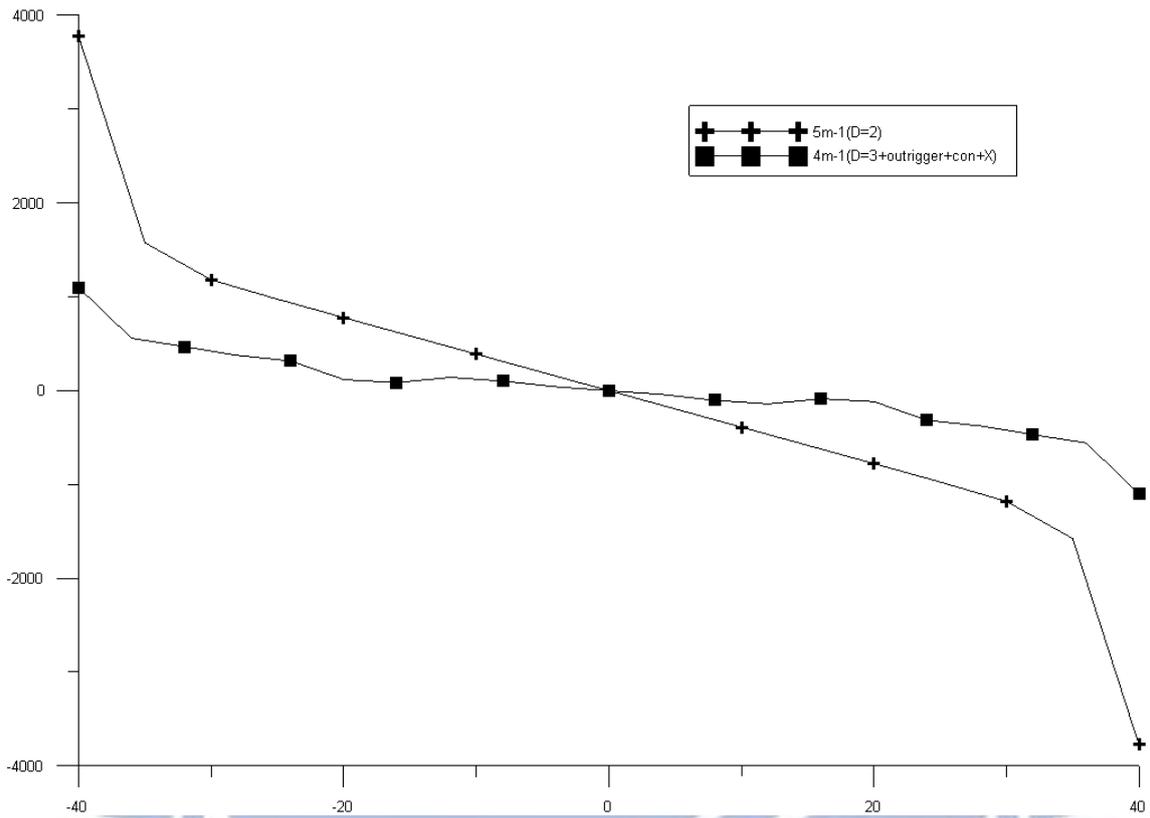


圖 5-153. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 800m

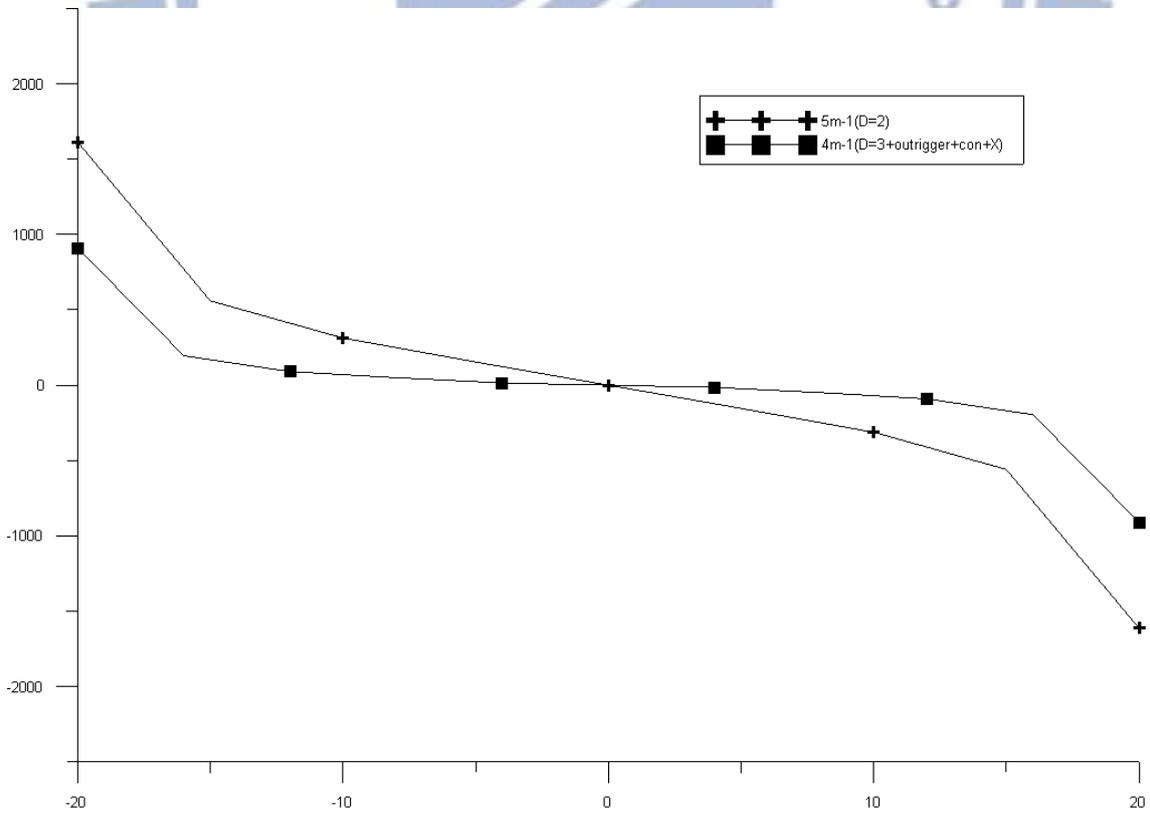


圖 5-154. 剛臂支架使用大型斜撐並改變柱距腹版端軸應力圖 1000m