

國立交通大學

土木工程學系碩士班

碩士論文

預力預鑄節塊橋柱之

遲滯模型與地震作用下之反應

Hysteretic Model and Seismic Response of Post-tensioned  
Segmental Bridge Columns



研究生：許智堡

指導教授：周中哲 博士

中華民國 九十五年 七月

預力預鑄節塊橋柱之遲滯模型與地震作用下之反應  
Hysteretic Model and Seismic Response of Post-tensioned  
Segmental Bridge Columns

研究生：許智堡

Student : C. P. Hsu

指導教授：周中哲

Advisor: Dr. C. C. Chou

國立交通大學

土木工程學系碩士班



A Thesis

Submitted Institute of Civil Engineering

National Chiao Tung University

In Partial Fulfillment of the Requirements

For the Degree of Master of Science

in

Civil Engineering

September 2006

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十五年九月

# 預力預鑄節塊橋柱之遲滯模型與地震作用下之反應

研究生：許智堡

指導教授：周中哲 博士

國立交通大學土木工程學系

## 摘要

本研究之目的為發展預力預鑄節塊橋柱之遲滯模型，由於一般分析預力橋柱系統所使用之旗幟模型，無法模擬橋柱勁度衰減情形，因此模擬預力預鑄節塊橋柱之試驗結果會有相當大之差異。本研究將依據預力預鑄節塊橋柱之試驗結果發展勁度衰減旗幟模型，並以此模型模擬預力預鑄節塊橋柱之試驗結果，藉以驗證勁度衰減旗幟模型之運算機制能有效反映預力預鑄節塊橋柱受反覆載重作用下之行為並進行單自由度系統地震分析與反應譜分析，觀察模型之分析結果。本研究並將歷經第 1 次試驗後之預力預鑄節塊橋柱試體執行 2 次試驗，目的在觀察預力預鑄節塊橋柱歷經第 2 次試驗後之結構反應。研究結果顯示：(1) 勁度衰減旗幟模型能有效反映試體試驗結果，(2) 勁度衰減旗幟模型可以有效模擬地震作用下之反應，並可預測出受地震作用後受損結構體之強度，(3) 由反應譜分析中觀察出，增加結構遲滯能量消釋能力能稍微降低結構系統韌性需求。

# **Hysteretic Model and Seismic Response of Post-tensioned Segmental Bridge Columns**

Student: C. P. Hsu

Advisor: Dr. C. C. Chou

Institute of Civil Engineering  
National Chiao Tung University

## **Abstract**

The purpose of this research is to develop a hysteretic model of the Post-tensioned Segmental Bridge Columns. Because the Flag-Shaped Model is unable to reflect degradation of column stiffness. The force-deformation relationship cannot be predicted. The research is to develop a Stiffness Degrading Flag-Shaped Model based on stiffness degrading of the post-tensioned column observed in tests. The model is also implemented into a computer program NONSPEC to study seismic responses of the post-tensioned column subjected to earthquakes. A post-tensioned segmental column is tested twice with the same loading protocol to compare cyclic responses. The result of study shows: (1) Stiffness Degrading Flag-Shaped Model can model the force-deformation relationship of the post-tensioned column accurately. (2) The Stiffness Degrading Flag-Shaped Model can predict the reserved strength and stiffness for the post-tensioned column subjected to first ground motion. (3) Doubling energy dissipation reduces slightly the ductility of the column.



## 誌謝

本研究論文承蒙指導教授 周中哲博士於論文研究期間提供殷切的指導，使論文得以順利完成，學生受益良多在此獻上最誠摯的感謝。於口試期間承蒙台灣大學 蔡克銓教授、中央大學 唐治平教授、交通大學 劉俊秀教授及 鄭復平教授對本論文提供寶貴意見，使論文內容得以更臻完備，在此獻上由衷的謝意。

並感謝 陳鈺智學長於研究階段提供諮詢及協助，及學長 俊翰家慶、沛鈞及同學 郁仁、昱棋、學弟 智凱 在實驗階段的諸多幫忙，及麥思科技的陳小姐、鴻舜機械周仁財先生、DSI 的楊先生提供的技術服務。

最後要感謝我的祖母 林寶猜女士對我的照顧及栽培，及所有幫助過我的每一個人，希望與你們共同分享我取得碩士學位的喜悅與驕傲。



# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	II
誌謝.....	III
目錄.....	IV
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
照片目錄.....	X III
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	1
1.3 研究動機與目的.....	3
1.4 研究內容.....	3
第二章 預力預鑄節塊橋柱遲滯模型.....	5
2.1 前言.....	5
2.2 預力節塊橋柱理想力量-位移關係.....	5
2.3 預力預鑄節塊橋柱試體第 1 次試驗結果.....	6
2.3.1 彈性勁度與非彈性勁度.....	7
2.3.2 遲滯能量與遲滯阻尼.....	8
2.3.4 降伏位移與降伏強度.....	8
2.4 理論分析模型.....	9
2.4.1 旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗.....	10
2.4.2 旗幟模型模擬試體試體 2 第 1 次試驗.....	12
2.5 勁度衰減旗幟模型遲滯行為.....	15
2.5.1 實驗與模型模擬比較.....	18

2.5.1.1 試體 1 第 1 次試驗.....	19
2.5.1.2 試體 2 第 1 次試驗.....	20
2.6 勁度衰減旗幟模型參數說明 .....	22
2.6.1 勁度折減率 .....	22
2.6.2 非對稱遲滯迴圈行為 .....	24
第三章預力橋柱試體第 2 次實驗與結果分析.....	26
3.1 前言.....	26
3.2 橋柱試體及載重歷時.....	26
3.2.1 橋柱試體.....	26
3.2.2 資料擷取收集系統 .....	26
3.2.3 實驗載重歷時.....	27
3.2.4 試驗量測儀器.....	27
3.3 試體 1 第 2 次試驗.....	28
3.3.1 試驗現象觀察.....	28
3.3.2 整體反應分析.....	31
3.3.2.1 力量-位移關係.....	31
3.3.2.2 彈性勁度與非彈性勁度.....	32
3.3.2.3 試體遲滯阻尼 .....	33
3.3.2.4 鋼腱預力變化量分析.....	33
3.4 試體 2 第 2 次試驗結果.....	34
3.4.1 修補節塊底部裂縫 .....	34
3.4.2 重新施拉預力 .....	35
3.4.3 實驗現象觀察 .....	35
3.4.4 整體反應分析 .....	38
3.4.4.1 力量-位移關係 .....	38

3.4.4.2 彈性勁度與非彈性勁度.....	38
3.4.4.3 試體遲滯阻尼.....	39
3.4.4.4 鋼腱預力變化量分析.....	40
3.5 試體 1 第 2 次試驗與試體 2 第 2 次試驗結果比較.....	40
3.5.1 力量-位移關係.....	40
3.5.2 彈性勁度與非彈性勁度.....	40
3.5.3 遲滯能量與遲滯阻尼.....	41
3.5.4 鋼腱力量變化.....	42
3.6 旗幟模型模擬第 2 次實驗.....	43
3.7 勁度衰減旗幟模型模擬試體第 2 次實驗.....	45
第四章 橋柱動態反應.....	48
4.1 前言.....	48
4.2 NONSPEC 基本理論介紹.....	48
4.3 旗幟模型與勁度衰減旗幟模型動態分析.....	50
4.3.1 彈性反應譜調整(Elastic Responses Spectra).....	50
4.3.2 動態分析使用參數說明.....	50
4.3.3 動態反應結果比較.....	51
4.3.4 受損後結構物動態分析與結果比較.....	55
4.4 反應譜分析.....	58
第五章 結論與建議.....	62
5.1 結論.....	62
5.2 建議.....	63
參考文獻.....	64
附錄.....	169

## 表目錄

表 2.1 勁度 $K_{el,pus}$ 與側位移關係.....	66
表 2.2 勁度 $K_{pl,pus}$ 與側位移關係.....	66
表 2.3 勁度 $K_{pu,pus}$ 與側位移關係.....	66
表 2.4 勁度 $K_{eu,pus}$ 與側位移關係.....	66
表 2.5 勁度 $K_{el,pul}$ 與側位移關係.....	67
表 2.6 勁度 $K_{pl,pul}$ 與側位移關係.....	67
表 2.7 勁度 $K_{pu,pul}$ 與側位移關係.....	67
表 2.8 勁度 $K_{eu,pul}$ 與側位移關係.....	67
表 2.9 第一降伏點位移與側位移關係.....	68
表 2.10 第一降伏點力量與側位移關係.....	68
表 2.11 程式模擬參數.....	68
表 2.12 遲滯消能係數 $\alpha$ 與側位移關係.....	69
表 2.13 勁度折減係數與側位移值關係.....	69
表 3.1 修補材料(Nafufill KM 250)砂漿抗壓強度.....	70
表 3.2 試體 2 第 2 次試驗預力施拉紀錄.....	70
表 3.3 鋼腱力量與側位移.....	71
表 3.4 第 2 次試驗遲滯消能係數 $\alpha$ 與側位移關係.....	71
表 4.1 8 組調整地震紀錄.....	72
表 4.2 8 組地震紀錄最大位移.....	73
表 4.3 8 組地震紀錄遲滯消釋能量.....	74
表 4.4 8 組地震紀錄系統吸收能.....	75
表 4.5 勁度衰減旗幟模型第 2 次地震作用與反應譜分析參數.....	76
表 4.6 勁度衰減旗幟模型模擬地震作用結果比較.....	77

## 圖目錄

圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係示意圖.....	78
圖 2.2 預力混凝土節塊橋柱行為示意圖.....	78
圖 2.3 試體 1 第 1 次試驗力量-位移關係圖.....	79
圖 2.4 試體 2 第 1 次試驗力量-位移關係圖.....	79
圖 2.5 彈性勁度與非彈性勁度符號示意圖.....	80
圖 2.6 試體 1 每側位移角力量位移關係.....	81
圖 2.7 試體 2 每側位移角力量位移關係.....	82
圖 2.8 試體彈性勁度變化與側位移關係圖.....	83
圖 2.9 試體非彈性勁度變化與側位移關係圖.....	83
圖 2.10 遲滯能量消釋與側位移關係圖.....	84
圖 2.11 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖.....	84
圖 2.12 非線性動力分析模型.....	85
圖 2.13 預力橋柱非線性動力分析模型.....	86
圖 2.14 實驗與分析力量位移包絡線關係.....	87
圖 2.15 旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗整體力量位移.....	87
圖 2.16 旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗力量位移關係.....	88
圖 2.17 模型模擬試體 1 第 1 次試驗彈性勁度與側位移關係.....	89
圖 2.18 模型模擬試體 1 第 1 次試驗非彈性勁度與側位移關係.....	89
圖 2.19 模型模擬試體 1 第 1 次試驗遲滯能量與側位移關係.....	90
圖 2.20 模型模擬試體 1 第 1 次試驗降伏位移與側位移關係.....	90
圖 2.21 模型模擬試體 1 第 1 次試驗降伏力與側位移關係.....	91
圖 2.22 旗幟模型模擬試體 2 第 1 次試驗整體力量位移.....	91
圖 2.23 旗幟模型模擬試體 2 第 1 次試驗力量位移關係.....	92
圖 2.24 模型模擬試體 2 第 1 次試驗彈性勁度與側位移關係.....	93

圖 2.25	模型模擬試體 2 第 1 次試驗非彈性勁度與側位移關係.....	93
圖 2.26	模型模擬試體 2 第 1 次試驗遲滯能量與側位移關係.....	94
圖 2.27	模型模擬試體 2 第 1 次試驗降伏位移與側位移關係.....	94
圖 2.28	模型模擬試體 2 第 1 次試驗降伏力與側位移關係.....	95
圖 2.29	勁度折減係數與 側位移 關係.....	95
圖 2.30	勁度衰減模型勁度定義示意 .....	96
圖 2.31	勁度衰減旗幟模型遲滯能量計算示意圖 .....	97
圖 2.32	勁度衰減旗幟模型彈性應變能量計算示意圖 .....	97
圖 2.33	勁度衰減旗幟模型 變化遲滯能量消釋係數示意圖 .....	98
圖 2.34	第 1 次試驗彈性勁度折減係數試意圖 .....	99
圖 2.35	第 1 次試驗非彈性勁度折減係數試意圖 .....	99
圖 2.36	勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 試驗整體力量位移.....	100
圖 2.37	勁度衰減旗幟模型模擬試體 2 試驗整體力量位移.....	100
圖 2.38	勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗力量位移關係..	101
圖 2.39	勁度衰減旗幟模型模擬試體 2 第 1 次試驗力量位移關係..	102
圖 2.40	非對稱遲滯迴圈行為.....	103
圖 3.1	試體試驗設備裝置圖.....	104
圖 3.2	反覆載重歷時.....	104
圖 3.3	試體 1 第 2 次試驗應變計配置圖.....	105
圖 3.4	試體 2 第 2 次試驗應變計配置圖.....	106
圖 3.5	試體 1 第 2 次試驗力量-位移關係圖.....	107
圖 3.6	試體 1 第 1 次試驗與第 2 次試驗力量-位移包絡線關係圖..	107
圖 3.7	預力鋼鉸線上應變計之應力-應變關係.....	108
圖 3.8	預力鋼鍵預力量變化圖 .....	108
圖 3.9	試體 1 節塊裂縫與側位移關係.....	109



圖 3.10	試體 2 節塊裂縫與側位移關係.....	109
圖 3.11	試體 2 第二次試驗力量-位移關係圖.....	110
圖 3.12	試體 2 第 2 次試驗鋼腱應變與側位移關係圖.....	110
圖 3.13	試體 1 與試體 2 第 2 次試驗力量-位移包絡線關係圖.....	111
圖 3.14	旗幟模型模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係.....	112
圖 3.15	模型模擬試體 1 第 2 次試驗彈性勁度與側位移關係.....	113
圖 3.16	模型模擬試體 1 第 2 次試驗非彈性勁度與側位移關係....	113
圖 3.17	模型模擬試體 1 第 2 次試驗遲滯能量與側位移關係.....	114
圖 3.18	模型模擬試體 1 第 2 次試驗降伏位移與側位移關係.....	114
圖 3.19	模型模擬試體 1 第 2 次試驗降伏力與側位移關係.....	115
圖 3.20	旗幟模型模擬試體 2 第 2 次試驗力量位移關係.....	116
圖 3.21	模型模擬試體 2 第 2 次試驗彈性勁度與側位移關係.....	117
圖 3.22	模型模擬試體 2 第 2 次試驗非彈性勁度與側位移關係....	117
圖 3.23	模型模擬試體 2 第 2 次試驗遲滯能量與側位移關係.....	118
圖 3.24	模型模擬試體 2 第 2 次試驗降伏位移與側位移關係.....	118
圖 3.25	模型模擬試體 2 第 2 次試驗降伏力與側位移關係.....	119
圖 3.26	SDFS 模型模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係(實驗值)...	120
圖 3.27	SDFS 模型模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係(分析值)...	121
圖 3.28	勁度衰減旗幟模型模擬試體 2 第 2 次試驗力量位移關係..	122
圖 4.1	受外力作用之單自由度系統分析.....	123
圖 4.2	受地震水平力作用之單自由度系統分析.....	123
圖 4.3	8 組地震紀錄加速度歷時.....	124
圖 4.4	8 組調整地震紀錄加速度歷時彈性反應譜.....	125
圖 4.5	試體 1 實尺橋柱力量位移關係圖.....	126
圖 4.6	旗幟模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖.....	127



圖 4.7 雙線性模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖.....	128
圖 4.8 勁度衰減模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖....	129
圖 4.9 勁度衰減旗幟模型放大遲滯能量消釋係數結果比較 圖....	130
圖 4.10 旗幟模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖 .....	132
圖 4.11 雙線性模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖.....	133
圖 4.12 勁度衰減模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖..	134
圖 4.13 最大側位移比較圖.....	135
圖 4.14 系統遲滯消釋能量比較圖.....	135
圖 4.15 系統吸收能比較圖.....	136
圖 4.16 FS 與 SDFS Model 第 2 次地震力量位移關係比較.....	137
圖 4.17 SDFS Model 第 1 次與第 2 次地震力量位移關係比較圖....	138
圖 4.18 SDFS Model 第 1 次與第 2 次地震位移歷時關係比較圖....	139
圖 4.19 $T=0.5$ (sec) 力量位移關係(Landers: Joshus Tree).....	140
圖 4.20 $T=1.0$ (sec) 力量位移關係(Landers: Joshus Tree).....	141
圖 4.21 $T=0.5$ (sec) 力量位移關係(Loma Prieta:Saratoga).....	142
圖 4.22 $T=1.0$ (sec) 力量位移關係(Loma Prieta:Saratoga).....	143
圖 4.23 $T=0.5$ (sec) 力量位移關係(Northridge: Beverly Hills).....	144
圖 4.24 $T=1.0$ (sec) 力量位移關係(Northridge: Beverly Hills).....	145
圖 4.25 $T=0.5$ (sec) 力量位移關係(Chi-Chi: Tcu039).....	146
圖 4.26 $T=1.0$ (sec) 力量位移關係(Chi-Chi: Tcu039).....	147
圖 4.27 韌性反應譜.....	148
圖 4.28 韌性需求範圍.....	149
圖 4.29 系統遲滯消釋能量反應譜 .....	150
圖 4.30 系統吸收能量反應譜.....	151
圖 4.31 加速度反應譜.....	152

## 照片目錄

照片 3.1 第 1 次試驗後節塊底部受損情形.....	153
照片 3.2 試體 1 第 2 次試驗前全景.....	153
照片 3.3 環氧樹脂部分出現約 45 度的斜細裂縫( $\theta = -0.009$ 弧度)...	154
照片 3.4 45 度斜裂縫延伸至斷面中心( $\theta = +0.015$ 弧度).....	154
照片 3.5 第一、第二節塊間拉力側開始出現裂縫( $\theta = -0.02$ 弧度)...	155
照片 3.6 些許混凝土由套管內剝落( $\theta = -0.03$ 弧度).....	155
照片 3.7 第一節塊底部裂縫( $\theta = -0.05$ 弧度).....	156
照片 3.8 第一節塊底部裂縫( $\theta = +0.06$ 弧度).....	156
照片 3.9 第一、第二節塊間裂縫情形( $\theta = +0.06$ 弧度).....	157
照片 3.10 環氧樹脂脫落( $\theta = -0.06$ 弧度).....	157
照片 3.11 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.06$ 弧度).....	158
照片 3.12 修補節塊底部混凝土.....	158
照片 3.13 重新施拉預力.....	159
照片 3.14 試體 2 第 2 次試驗前全景.....	159
照片 3.15 無鋼管圍束石膏微小裂縫( $\theta = +0.004$ 弧度).....	160
照片 3.16 混凝土剝落情形( $\theta = -0.006$ 弧度).....	160
照片 3.17 混凝土剝落情形( $\theta = +0.009$ 弧度).....	161
照片 3.18 第一節底部裂縫( $\theta = +0.009$ 弧度).....	161
照片 3.19 第一節底部裂縫( $\theta = +0.015$ 弧度).....	162
照片 3.20 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.015$ 弧度).....	162
照片 3.21 混凝土剝落情形( $\theta = +0.02$ 弧度).....	163
照片 3.22 第一節底部裂縫( $\theta = -0.02$ 弧度).....	163
照片 3.23 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.02$ 弧度).....	164
照片 3.24 第一節底部裂縫( $\theta = -0.03$ 弧度).....	164

照片 3.25 第一、第二節塊間壓力側混凝土剝落( $\theta = +0.03$  弧度)...165  
照片 3.26 第一、第二節塊間裂縫情形( $\theta = +0.03$  弧度).....165  
照片 3.27 第一節底部裂縫( $\theta = -0.04$  弧度).....166  
照片 3.28 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = +0.04$  弧度).....166  
照片 3.29 第一節底部裂縫( $\theta = -0.05$  弧度).....167  
照片 3.30 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.05$  弧度).....167  
照片 3.31 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.05$  弧度).....168



# 第一章 緒論

## 1.1 前言

橋梁預鑄節塊工法為一結合品質與效率的施工方式，由於橋柱主體節塊可於工廠先行製造故對於品質要求可以有效控管，加上現場系統化及機械化的組裝作業程序，可提升整體工程效率及降低對環境造成的衝擊。但綜觀國內外預鑄節塊多用於橋梁上部結構甚少使用於下部結構，即使有也多侷限於非地震帶，主要疑慮還是對於預鑄節塊用於下部結構時，橋柱在地震作用下之行為反應與耐震能力，而台灣位處地震帶，耐震能力卻也正是預鑄節塊橋墩能否適用於台灣的關鍵。

## 1.2 文獻回顧

國內目前對於預鑄節塊橋柱的研究尚在萌芽階段，相關的研究非常有限(Hews and Priestley 2002,2003，莫詒隆 1999，張國鎮等人 2003，2004，陳鈺智、周中哲 2004，Kwan and Billington 2003)，對於此種預力節塊橋柱行為已有部分研究成果可以參考。

1.Hews and Priestley (2002,2003)在加州大學聖地牙哥分校所從事的研究為將圓形斷面的混凝土節塊以鋼腱組立，柱底部塑鉸區域的節塊採用鋼管圍束，其餘節塊採用鋼筋混凝土節塊，藉由環向鋼筋提供混凝土圍束作用，混凝土行為受側向圍束後，以 Mander(1988)模型描述其應力應變關係，同時依據試驗結果提出此類橋柱的設計方法與設計圖表，提供設計上的參考。

2.學者張國鎮等人(2003)在國家地震工程研究中心從事的第一期預鑄節塊橋柱結構耐震行為特性研究中，主要目的在於研究方形預鑄節塊橋柱在不同塑鉸區設計下的韌性，設計方式是藉由橋柱底部節塊間埋置預力鋼棒，來增加橋柱的遲滯消能能力，並探討鋼棒握裹與否對橋

柱行為的影響，於第二期(2004)研究中主要探討預鑄節塊橋柱工法與案例，透過假想案例進行對預鑄節塊橋柱之潛變乾縮及預力損失的分析與評估，並對柱行為加以模擬分析，以瞭解橋柱的耐震能力，並綜合第一期與第二期的研究成果提出結論與建議。

結論與建議包含：1.簡化鋼腱配置可降低預力損失及施工難度，2.預力施拉以極限強度之 30-50% 為宜，3.試體組裝孔位精度宜控制在 5mm 以內，4.純預力鋼腱試體有開裂明顯，強度偏低等缺點，5.以鋼腱穩定橋柱，鋼筋提供消能的設計是可行而有效的組合，6.節塊面間透過剪力磨擦機制即可順利傳遞剪力，7.節塊面保持適量鋼筋通過可降低其滑動及開裂行為，8.鋼腱應盡量靠近中性軸配置，9.節塊接面間的開裂行為不易避免等。

3.Kwan and Billington (2003)的研究為預力單柱及雙柱兩種橋柱，且由於純預力結構系統消能能力較低，因此以預力後拉法並配合不同比例的鋼筋比設計 8 組試體，其中鋼筋比最少為 0 即純預力系統，鋼筋比至多為純鋼筋混凝土系統，並以有限元素模型模擬之再進行結構試驗探討其力學行為與耐震能力及增加鋼筋比對消能能力之影響，之後分別以有限元素模型與單自由度模型分別模擬 8 組不同試體於地震作用下之反應，比較兩模型模擬結果之差異與探討模型模擬上之盲點，並且使用 20 個地震紀錄調整至 7 個不同的最大加速度，以其分析結果平均值與設計需求作比較並提出討論與建議。

結論與建議包含;1.較高的預力量會造成混凝土有較高的應力 2.於模擬遲滯行為上有限元素模型較單自由度模型適合 3.於地震作用最大位移分析結果，有限元素模型與單自由度模型差異量約 10%，4.由地震分析結果顯示消釋能量較差的純預力結構於地震作用下有較大的位移反應等。



4.周中哲及陳鈺智(2004)在國立交通大學所進行的研究主要為以位移法設計一預鑄鋼管混凝土節塊全尺單柱橋墩，並縮尺進行試驗。其研究重點在於對此橋柱的力學行為與橋柱系統的耐震性能比較。由於此種橋柱的缺點為較低的遲滯能能力，及複雜的柱底塑鉸行為，因此規劃二組試體，試體 1 由四個節塊組成，試體 2 在柱底第一節塊設置消能裝置，增加柱體消能能力，本研究將依據此試體試驗結果作為模型發展之依據，並以相同試體進行第二次試驗。

### 1.3 研究動機與目的

預力預鑄節塊橋柱為消能能力不佳之橋柱，且其特色為橋柱變形能力極佳，因此在地震力作用下勢必造成相當程度之變形，但預力結構系統在外力作用下具有自行復位及小殘留變形之特性，因此預力預鑄節塊橋柱 在地震過後繼續使用之機率相當高。由於旗幟模型(Christopoulos 2002)無法模擬勁度折減，用於模擬試體試驗不能反映預力結構受損後的情形，因此本研究將發展勁度衰減旗幟模型，以探討在不同橋柱消能能力及地震大小的反應，並以勁度衰減旗幟模型模擬橋柱受第 2 次地震作用下之反應。故本研究之目的在於發展一有效預力預鑄節塊橋柱遲滯模型，模擬節塊橋柱在地震作用下之行為反應，以預測預力節塊橋柱於地震過後的損壞情形，以提供對於橋柱修補之參考。

### 1.4 研究內容

本研究內容共分 5 個章節，除了本章節外，第二章將整理預力預柱節塊橋柱試驗結果(陳鈺智及周中哲 2004)，並觀察其勁度變化作為模型之發展依據，並以旗幟模型(Christopoulos 2002)及勁度衰減旗

幟模型分別模擬試驗，以觀察模型是否可以有效模擬預力預鑄節塊橋柱行為，第三章將進行試體第 2 次試驗，以反映預力預鑄節塊橋柱在歷經第 1 次地震後，在結構體受損後情形下再次歷經地震作用下之行為，第四章將使用 8 組地震紀錄模擬預力預鑄節塊橋柱在地震作用下之反應，並比較旗幟模型與新模型之分析差異及不同橋柱結構於地震作用下之反應，並以勁度衰減旗幟模型建立預力預鑄節塊橋柱之反應譜，第五章為結論與建議，討論解析與試驗結果，並提出建議。



## 第二章 預力預鑄節塊橋柱遲滯模型

### 2.1 前言

本章節主要根據預力預鑄混凝土節塊橋柱試體 試驗結果(Chou and Chen 2006)，整理出相關橋柱彈性勁度、非彈性勁度及遲滯能量等關係，進而依照實驗現象發展預力預鑄節塊橋柱分析模型模擬預力預鑄橋柱實驗行為及動態下的反應。本章第 2.2 節為介紹預力節塊橋柱理想力量-位移關係，第 2.3 節整理及觀察試體第 1 次試驗結果，2.4 節為以旗幟模型模擬試體第 1 次試驗結果，第 2.5 節說明勁度衰減旗幟模型遲滯行為並模擬試體實驗，第 2.6 節說明勁度衰減旗幟模型之參數意義。

### 2.2 預力節塊橋柱理想力量-位移關係

圖 2.1 所示為預力節塊橋柱理想力量-位移關係，其中當橋柱在水平側向力作用下，柱底面未發生裂縫前[如圖 2.2 所示(a)至圖 2.2(b)]橋柱底部可以視為固接端，柱底部節塊混凝土全斷面積承受壓應力作用，當側向力  $F$  持續增加至橋柱底部中性軸位置移至柱邊時 [如圖 2.2(b)]，此時拉力裂縫開始要發生(Decompression Point)，即為圖 2.1 中的第 1 點，相對應的柱底彎矩為裂縫張開彎矩 (Decompression Moment)。隨著水平側向力的持續增加，柱底部混凝土承壓區的中性軸位置逐漸往斷面中心移動，造成柱底裂縫逐漸擴大，當中性軸的位置恰好位於斷面中心位置時[如圖 2.2(c)]，此時鋼腱長度並無變化，此點對應於圖 2.1 中之第 2 點位置，亦為圖上線性與非線性關係的分界點定義為”第一降伏點”(First Yield)，當側向力超過  $F_2$  後，其力量-位移開始有明顯非線性的關係，隨著側向力持續增加，混凝土承壓區的壓應變增加且中性軸的深度繼續減小，同時鋼腱開始伸長[如圖



2.2(d)]，此力量-位移關係可採用一雙線性關係近似，而二線段交點定義為”理想降伏點”(Ideal Yield)為由原點延伸通過”第一降伏點”，到達混凝土受壓側最外緣纖維應變 $\epsilon_c = 0.004$ ，而由此”理想降伏點”向橋柱設計側位移延伸，亦可得出非彈性勁度 $K_p$ 。彈性勁度 $K_e$ 為由原點延伸通過”第一降伏點”及”理想降伏點”的線段斜率。

### 2.3 預力預鑄節塊橋柱試體第 1 次試驗結果

本節主要藉由實驗整體反應分析比較試體 第 1 次試驗後的結果，其比較包含整體勁度變化，遲滯能量，遲滯阻尼。圖 2.3 為力量位移圖，若由柱底架設之位移計依照公式(2.1)至(2.3)計算可得出柱底中性軸位置，並將中性軸到達斷面中心鋼腱開始伸長的位置定義為”第一降伏點”，由此”第一降伏點”向原點回歸可整理出試驗每一圈的彈性勁度，由此”第一降伏點”向開始卸載的位置回歸可得出非彈性勁度，其勁度表示符號如圖 2.5 所式，整理出彈性勁度與非彈性勁度、並以”第一降伏點”定義出降伏位移及降伏力量如表 2.1 至表 2.10 所示。計算過程使用公式如下：

$$\phi = \frac{(\Delta_2 - \Delta_1)/l_g}{l_w} \quad (2.1)$$

$$\epsilon_c = \frac{\Delta_2}{l_g} - x\phi \quad (2.2)$$

$$c = \frac{\epsilon_c}{\phi} \quad (2.3)$$

式中橋柱的曲率為 $\phi$ 及混凝土最外纖維的應變為 $\epsilon_c$ ， $c$ 為中性軸位置， $\Delta_1$ 、 $\Delta_2$ 為位移計所量測的位移變化量， $l_g$ 為位移計量測範圍長度在本試驗中值為 200 mm， $l_w$ 為位移計水平距離長度在本試驗中值為 640 mm， $x$ 為位移計至柱表面距離在本試驗中值為 70 mm。

圖示 2.6 為試體 1 試驗結果每 2 個側位移角  $\theta$  的力量-位移關係曲線圖，由圖示可觀察出當橋柱試體開始執行某側位移角  $\theta$  時，於加載段的力量-位移包絡線基本上會沿著上一側位移角  $\theta$  最後一圈的加載力量-位移包絡線，此現象的原因為，只要試體的側位移不超過上一側位移角  $\theta$  的最大位移，試體損壞情形未加劇，則勁度會依照最後的破壞情形，因此亦可觀察出執行某側位移角  $\theta$  時，第一圈的力量-位移包絡線都會比第二、第三圈的大，原因正為第二、第三圈的勁度是依第一圈到達最大位移後損壞較低的勁度，由圖示 2.7 試體 2 的力量位移關係亦可觀察出此現象。

### 2.3.1 彈性勁度與非彈性勁度

由圖 2.8 所示及圖 2.9 所示為彈性勁度及非彈性勁度與側位移角關係圖，可觀察出試體 1 第 1 次試驗，隨著側位移增加試體損壞加劇，彈性勁度與非彈性勁度皆有遞減的情形，於第 1 次試驗時尤其明顯，於試體 1 第 1 次試驗側位移角  $\theta = +0.006$  弧度時彈性勁度為 9.3 kN/mm，當側位移角  $\theta = +0.06$  弧度時彈性勁度為 2.7 kN/mm，折減率為 70%，當側位移角  $\theta = +0.009$  弧度時非彈性勁度為 3.5 kN/mm，當側位移角  $\theta = +0.06$  弧度時非彈性勁度為 1 kN/mm，折減率為 65%。於試體 2 第 1 次試驗側位移角  $\theta = +0.006$  弧度時彈性勁度為 10.6 kN/mm，當側位移角  $\theta = +0.06$  弧度時彈性勁度為 2.8 kN/mm，折減率為 73%。當側位移角  $\theta = +0.009$  弧度時非彈性勁度為 3.9 kN/mm，當側位移角  $\theta = +0.06$  弧度時非彈性勁度為 1 kN/mm，折減率為 74%，由以上可得知兩次試驗中，彈性勁度與非彈性勁度皆有折減的情形。

### 2.3.2 遲滯能量與遲滯阻尼

圖 2.10 所示為遲滯消釋能量與側位移關係圖，由圖中可觀察出試體 1 第 1 次試驗與試體 2 第 1 次試驗的遲滯消釋已經有相當程度的差異，主要原因為試體 2 第 1 次試驗於第一節塊有加裝消能器，增加了預力結構系統的遲滯能量消釋。

遲滯阻尼係由公式(2.4)計算而得，為單圈力量-位移迴圈最大位移與最小位移平均值乘上對應的最大、最小力量平均值而得的面積，與遲滯消釋能量面積的比值，由圖 2.11 所示為系統等效阻尼比變化與側位移關係圖可觀察出，在同一次試驗中不同側位移的遲滯阻尼基本上維持在一範圍內，在試體 1 第 1 次試驗時遲滯阻尼平均值為 6.5%，在試體 2 第 1 次試驗時得遲滯阻尼平均值為 8.3%。

橋柱系統等效阻尼比  $\xi_{eq}$  (Priestley et al. 1996) 的計算如(2.4)所示：

$$\xi_{eq} = \frac{A_h}{2\pi V_m \Delta_m} \quad (2.4)$$

式中  $V_m$  為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向力絕對值和平  
均值， $\Delta_m$  為力量-位移迴圈中正方向與負方向最大側向位移絕對值和平  
均值， $A_h$  為力量-位移迴圈中所消釋的能量。

### 2.3.4 降伏位移與降伏強度

針對每一側位移角的力量位移迴圈以如圖 2.1 所示”第一降伏點”定義方式可得該側位移角的降伏強度及降伏力量，並由表 2.9 所示  
可知，在試體 1 及試體 2 的第 1 次試驗中，每一側位下的”第一降伏點”(圖 2.1 之  $\Delta_y$ ) 位移皆相差不多維持在一定範圍，因此可得出在不同側位移角下其降伏位移相近，由於每一側位移角的降伏位移相近，但是彈性勁度有遞減情形，故由表 2.10 所示亦可觀察出第 1 次

試驗的降伏強度，有遞減趨勢。

## 2.4 理論分析模型

本研究動力分析採用加州大學柏克萊分校於 1980 年代發展的非線性動力分析程式 NONSPEC(Mahin and Lin 1983)，程式中將分析的結構系統視為單自由度震動系統，計算地震歷時對結構物所造成的力量-位移反應，及結構系統所消釋的能量，程式中考量的參數包含黏滯阻尼比  $\xi$ 、結構週期  $T$  (或勁度  $K$ )、降伏強度比  $\eta$  (或降伏強度  $R_y$ ) 及應變硬化率，在本研究之前程式中已有勁度衰減模型 (Stiffness Degrading Model)、雙線性模型(Bilinear Elastoplastic Model)及旗幟模型(Flag-Shaped Model)。其中勁度衰減模型[圖 2.12(a)]考慮當力量位移關係到達非彈性階段後，彈性勁度即發生衰減，反映傳統鋼筋混凝土結構在反覆載重下的力量位移關係，而雙線性模型[圖 2.12(b)]主要考量結構物在受反覆載重下，結構勁度不產生衰減現象用以模擬鋼管混凝土橋柱系統的力量位移關係，而其中旗幟模型[如圖 2.13(a)]為根據試體 1 及試體 2 試體的第 1 次試驗結果，及參考相關研究成果 (Constantin et al. 2002)於 2004 年針對預力預鑄混凝土節塊橋柱所發展出的分析模型(陳鈺智及周中哲 2004)，於本章節會先依此旗幟模型使用與實驗相同的位移、勁度等條件分析力量-位移關係曲線，並與實驗比較以判斷旗幟模型是否可以有效反映出預力預鑄混凝土節塊橋柱於不同側位移角下的結構反應。

下節主要為使用旗幟模型(Flag-Shaped Model)模擬試體實驗，主要為觀察旗幟模型的計算模擬方式，是否可以真實反映試體的實驗結果，表 2.11 為試體 1 與試體 2 由預測及實驗結果兩力量位移關係曲線圖 2.14 依圖示 2.1 定義方式所得的各項資料，可知預測分析與實驗

值差異不大，故模擬的過程使用與 NONSPEC 中旗幟模型相同的力量計算判斷機制，並給予程式由實驗結果得到的初始勁度  $K_e$ 、降伏位移  $\Delta_y$  及非彈性勁度  $K_p$  等資料進行模擬，過程中會以力量-位移關係曲線、彈性勁度  $K_e$  變化、非彈性勁度  $K_p$  變化及遲滯能量與實驗結果比較。

#### 2.4.1 旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗

使用旗幟模型力量運算機制模擬實驗結果時，須先決定初始彈性勁度  $K_e$ 、非彈性勁度  $K_p$ 、降伏位移  $\Delta_y$ 、能量消釋係數  $\alpha$  及實驗過程使用的位移歷時，其中彈性勁度  $K_e$ 、非彈性勁度  $K_p$  及降伏位移  $\Delta_y$  的定義方式為由實驗得到的力量-位移關係包絡線如圖 2.14 所示，依據圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定各項資料，因此於本次模擬時的彈性勁度  $K_e$ 、非彈性勁度  $K_p$  即由此方式定義由試體 1 第 1 次試驗得出得彈性勁度  $K_e = 9.3 \text{ kN/mm}$  非彈性勁度  $K_p = 0.4 \text{ kN/mm}$ ，而降伏位移即對應於“理想降伏點”之位移為  $\Delta_y = 17.9 \text{ mm}$ ，而遲滯消釋係數  $\alpha$  的決定方式為，使用旗幟模型模擬實驗在每一側位移角下的力量位移關係，而每一側位移角皆有其對應的  $\alpha$  值使分析出的遲滯消釋能量與實驗結果相符（見表 2.12），當橋柱系統能量消釋係數愈大則表示系統提供的遲滯消能較大，若遲滯消能係數小則系統提供的遲滯消能較少，由表中使用旗幟模型時試體 1 第 1 次試驗的平均值為 0.33，試體 2 第 1 次試驗的平均值為 0.45。

圖 2.15 為旗幟模型模擬試體 1 第 1 次實驗整體力量位移關係，圖 2.16 所示為試體 1 第 1 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，由圖 2.16 所示觀察出實驗的力量-位移曲線與分析結果的力量位移曲線已有明顯差異，其主要原因為使用旗



幟模型所定義的降伏點為”理想降伏點”，但是”理想降伏點”是由整體實驗力量-位移包絡線使用雙線性模擬所近似的，並非為每一側位移角真正降伏點，並由試體 1 第 1 次試驗結果的資料整理由圖 2.8 所示及圖 2.9 所示可得知，彈性勁度  $K_e$  及非彈性勁度  $K_p$  會隨著側向位移增而有折減的現象，但是旗幟模型並不模擬勁度折減情形。圖 2.17 所示為試體 1，在不同側位移角下的分析彈性勁度  $K_e$  與實驗比較，發現旗幟模型並不能模擬此勁度折減現象因此造成相當程度的差異，在側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度時旗幟模型的彈性勁度  $K_e$  與實驗結果已相差甚大。若將每一側位移角下的勁度除上初始勁度可得到每一側位移角勁度與初始勁度之比值，如圖 2.34 與 2.35 所示為勁度折減係數與側向位移關係，亦可觀察出隨著位移加大每一側位移角下的彈性勁度、非彈性勁度與初始值之比值皆小於 1 且隨側向位移加大而遞減。

圖 2.18 所示為試體 1 第 1 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的非彈性勁度  $K_p$  與實驗比較，由於旗幟模型的非彈性勁度  $K_p$  是由實驗力量-位移包絡線的雙線性取至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度近似，並非每一側位移角真實非彈性勁度。同時由圖示 2.8 及圖示 2.9 觀察出，非彈性勁度  $K_p$  折減幅度雖不及彈性勁度  $K_e$  大，但亦有小幅度的勁度折減情形，故旗幟模型分析出的非彈性勁度  $K_p$  整體上較實驗值低。因此利用圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的旗幟模型非彈性勁度  $K_p$ ，並不能反映試體 1 第 1 次每一側位移角真實非彈性勁度。

綜合以上彈性勁度  $K_e$  及非彈性勁度  $K_p$  的觀察，可得在模擬試體 1 第 1 次試驗時，旗幟模型由圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的彈性勁度  $K_e$  用於程式的輸入值，可以反映試體於一開始的彈性勁度  $K_e$ ，但因為旗幟模型無法模擬折減情形，故彈性勁

度  $K_e$  於側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度時已相差甚遠。而由圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的非彈性勁度  $K_p$  用於程式的輸入值則為太低，並不能反映每一側位移角真實非彈性勁度，而於側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度時反而因為實驗非彈性勁度  $K_p$  折減，而接近由理想力量-位移關係定義方式決定的非彈性勁度。

圖 2.19 所示為遲滯能量即每一側位移角下第一圈力量-位移迴圈中的面積，旗幟模型中使用遲滯消能係數  $\alpha$  來決定結構系統的消釋面積，該遲滯能量為遲滯消能係數  $\alpha (=0.33)$  乘上降伏力量  $F_y$ ，故在旗幟模型勁度不衰減的情形下，降伏力量  $F_y$  並不會折減，因此遲滯消釋能量會隨著位移的加大而逐漸增加，到側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度時遲滯能量有稍微高估的情形，但整體上為接近。

圖 2.20 所示為每一次側位移角下的降伏位移與程式分析結果比較，由圖示可觀察出實驗每一側位移角的降伏位移皆相近，而由旗幟模型所分析的結果皆較實驗值高，原因為旗幟模型於程式輸入的降伏位移為圖 2.1 所示預力節塊橋柱理想力量-位移關係中的“理想降伏點”位移，並非每一側位移角下真實降伏位移，而由圖 2.21 所示亦可觀察出在降伏位移不改變的情形下，隨著彈性勁度遞減降伏強度也會遞減。

## 2.4.2 旗幟模型模擬試體試體 2 第 1 次試驗

圖 2.22 為模擬試體 2 第 1 次試驗果，目的在於觀察旗幟模型是否可以有效模擬有加裝消能器的新試體，其輸入相關條件彈性勁度  $K_e$ 、非彈性勁度  $K_p$  等條件與試體 1 第 1 次試驗時相同，須由試體 2 第 1 次試驗得到的力量位移關係包絡線，由圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定，其得到的彈性勁度  $K_e = 10.5 \text{ kN/mm}$  (表

2.11)非彈性勁度  $K_p = 0.6 \text{ kN/mm}$ (表 2.11)，而降伏位移  $\Delta_y$  即對應於”理想降伏點”之位移為  $\Delta_y = 16 \text{ mm}$ (表 2.11)，遲滯消釋係數  $\alpha$  為使用旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得即與試體 1 相同方式(見表 2.12)，當橋柱系統能量消釋係數愈大則表示系統提供的遲滯消能較大，若遲滯消能係數小則系統提供的遲滯消能較少，由於試體 2 第 1 次試驗相較於試體 1 第 1 次試驗多加裝消能裝置，因此所推得的遲滯消能係數較試體 1 第 1 次試驗大，平均值為 0.45。

圖 2.23 所示為試體 2 第 1 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，由圖示觀察出實驗的力量-位移曲線與分析結果的力量位移曲線相同於旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗已有明顯差異，原因亦同為旗幟模型決定各項輸入條件時，所定義的降伏點為須為”理想降伏點”，但是”理想降伏點”是由實驗力量-位移包絡線使用雙線性模擬所定義的，並非每一側位移角真正降伏點，同時彈性勁度  $K_e$  及非彈性勁度  $K_p$  會隨著側向位移增加而有明顯折減的現象亦無法模擬，且試體 2 初始彈性勁度  $K_e$  及非彈性勁度  $K_p$  為由圖 2.1 方式決定，非彈性勁度  $K_p$  取至側位移角  $\theta = 0.035$  弧度迴歸得出亦包含消能器之貢獻量，但在側位移角未達  $\theta = 0.04$  弧度時即發生消能器損壞，故造成更大的差異。

圖 2.24 所示為試體 2 第 1 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的彈性勁度  $K_e$  與實驗比較，由前章節的實驗結果整理可得知，旗幟模型依照圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義而得的彈性勁度，可以有效反映試體於一開始試驗時，但在第 1 次試驗時彈性勁度會隨著側位移角的增加試體損壞加劇，而有大幅度的折減現象，但旗幟模型並不能模擬此減現象因此造成相當程度的差異，在側位移角  $\theta = \pm 0.006$  弧度時旗幟模型的彈性勁度  $K_e$  與實驗結果已相



差甚大。

圖 2.25 所示為試體 2 第 1 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的非彈性勁度  $K_p$  與實驗比較，由於旗幟模型的非彈性勁度  $K_p$  來自實驗力量-位移包絡線的雙線性取至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度近似，以及由圖示 2.8 及圖示 2.9 觀察出，非彈性勁度亦有小幅度的勁度折減情形，故旗幟模型分析出的非彈性勁度  $K_p$  整體上較實驗值低，亦可得知旗幟模型由圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的非彈性勁度，用來模擬試體 2 第 1 次試驗，並不能反映每一側位移角真實非彈性勁度。

圖 2.26 所示為遲滯消釋能量之比較，遲滯能量為力量-位移迴圈中的面積，旗幟模型中使用遲滯消能係數來決定結構系統的消釋面積，該遲滯能量為遲滯消能係數  $\alpha$  乘上降伏力量  $F_y$ ，故在旗幟模型勁度不衰減的情形下，降伏力量  $F_y$  並不會折減，因此遲滯消釋能量會隨著位移的加大而逐漸增加。試體 2 於側位移角  $\theta = \pm 0.004$  弧度後消能器損壞，以致到達側位移角  $\theta = \pm 0.004$  弧度時遲滯能量有高估現象。

圖 2.27 所示為每一次位移角下的降伏位移與程式分析結果比較，由圖示可觀察出實驗每一側位移角的降伏位移皆相近，如同分析試體 1 第 1 次試驗的結果，旗幟模型所分析的結果皆較實驗值高，原因為旗幟模型於程式輸入的降伏位移為“理想降伏點”位移，並非每一側位移角下真實降伏位移，而由圖 2.28 所示亦可觀察出在降伏位移不改變的情形下，隨著彈性勁度遞減降伏強度也會遞減。

綜合試體 1 第 1 次試驗與試體 2 第 1 次試驗使用旗幟模型的分析結果發現，旗幟模型並無法真實反映試體第 1 次試驗的每一側位移角，在彈性勁度、非彈性勁度、無法有效模擬，其最大原因終究來自

於旗幟模型無法模擬勁度折減，故增加模型模擬勁度折減的情形，將為本研究重點之一。

因此由以上可知對於旗幟模型的改善須再加入適當的判斷機制，使模型計算力量的邏輯更能貼近試體在受反覆作用力下的行為反應，因此在勁度衰減旗幟模型建立將新增以下參數，使模型更完善，模擬橋柱動態行為反應。

## 2.5 勁度衰減旗幟模型遲滯行為

勁度衰減模型示意如圖 2.13(b)所示，茲將位移與力量計算關係敘述如下：

圖示正方向第 0 點至第 1 點為彈性階段位移尚未到達降伏位移，此時彈性勁度為初始彈性勁度  $K_e$ ，當位移持續增加到達第 1 點時即到達降伏位移  $\Delta_y$ ，正方向的勁度即開始折減。

當位移通過第 1 點降伏位移而介於第 2 點卸載點之間時，此時的非彈性勁度折減係  $\beta_p$  數會隨著位移增加而由所輸入的非彈性勁度側向位移與折減率的關係(圖 2.29)，計算所對應的非彈性勁度折減係數即該勁度為  $\beta_{pi} K_p$ ，因此此時的非彈性勁度為初始非彈性勁度乘上該位移對應的非彈性勁度折減係數，因此可知當位移增加非彈性勁度折減係數必重新計算非彈性勁度亦隨之改變，故第 1 點至第 2 點間的線段必為一曲線段。

當側位移到達第 2 點後即到達卸載位置位移開始往回走，此時非彈性勁度折減係數即停留在第 2 點卸載位移所對應的折減係數，當位移由第 2 點向第 3 點移動時，所對應的卸載彈性勁度為該迴圈加載段的彈性勁度  $K_e$ ，亦即圖中第 0 點至第 1 點間的彈性勁度，而第 3 點力量的決定方式為第 2 點的力量扣除  $\alpha F_y$ ，其中  $\alpha$  為遲滯能量消釋係

數，當位移由第 2 點向第 3 點移動計算力量到達第 3 點所對應力量後才往第 4 點移動。

當位移卸載階段到達第 3 點後即往第 4 點移動，此時所對應的非彈性勁度為第 1 點及第 2 點間線段線性迴歸之勁度，而第 4 點的位移為降伏位移 $\Delta_y$ ，當卸載到達第 4 點即往第 0 點移動，其考量為理想預力結構系統有自行復位不產生殘留變形的特性，因此在卸載位移通過第 4 點後即以第 4 點與第 0 點間線段斜率為勁度 $K_{e0}$ ，使位移回到原點時力量亦能回到 0。

當位移回到第 0 點後持續往負方向移動，圖示第 5 點為負方向降伏位移 $-\Delta_y$ ，因為正、負向的勁度並不相互影響，所以雖然在正方向已產生勁度折減，當位移介於第 0 點及第 5 點間此時的彈性勁度為依然為初始彈性勁度 $K_e$ 。

當位移繼續往負方向加載到達第 5 點時即到達負方向降伏位移，此時負方向的勁度折減係數 $\beta_{pi}$ 即開始計算，在位移介於第 5 點及第 6 點負方向卸載位移間，非彈性勁度折減係數將隨對應的位移而計算，因此在第 5 點及第 6 點間隨著位移增量增加，每一段的非彈性勁度皆不同，故第 5 點及第 6 點間為一曲線段勁度為 $\beta_{pi}K_p$ 。

當負方向位移達第 6 點後即進行負方向卸載，當卸載位移介於第 6 點及第 7 點間時，此時的卸載勁度為此迴圈加載時的彈性勁度 $K_e$ 亦即第 0 點至第 5 點間的彈性勁度，而第 7 點的決定方式為第 6 點的力量扣除該迴圈的降伏力量 $\alpha F_y$ ，而在卸載過程當計算力量符合第 7 點的力量後方打折由第 7 點往第 8 點移動。

當負方向卸載位移到達第 7 點後即往第 8 點移動，此時對應的非彈性勁度為第 5 點及第 6 點間線性的迴歸勁度，第 8 點為負方向降伏位移，當卸載由第 7 點到達第 8 點後即由第 8 點往第 0 點移動，其第

8 點至第 0 點間的勁度為第 0 點與第 8 點間得線段斜率。

當位移回到原點後繼續往正方向加載，此時正方向的彈性勁度為折減過後的彈性勁度亦即由第 2 點位移所計算出的彈性勁度折減係數乘  $\beta_{e2}^+$  上初始彈性勁度  $K_e$ ，由此折減過後的彈性勁度  $\beta_{e2} K_e$  進行計算，即第 0 點至第 9 點間線段，可以反應由於當正方向受第 1 次加載過後第 2 次的勁度會因為第 1 次加載的破壞而折減，故第 0 點至第 9 點間的線段斜率已較第 0 點至第 1 點間線段斜率小，由於假設降伏位移不變(表 2.9)，所以可以得變化的降伏力。

當位移通過第 9 點後繼續加載，第 11 點為卸載位移，在第 9 點至第 11 點線段中第 10 點與第 2 點的位移相同，為上次卸載的最大位移，當位移通過第 9 點尚未到達第 10 點間，此時的非彈性勁度折減依然維持在第 2 點位移時所對應的折減係數，因此當位移尚未超過上次最大位移即第 10 點時，非彈性勁度折減係數為一固定值，故在第 9 點至第 10 點間為一直線段，當位移通過第 10 點即超越上次最大位移後方繼續計算勁度折減係數，故在第 10 點至第 11 點間為曲線段。

當位移到達第 11 點後即進行卸載，在第 11 點與第 12 點間的勁度為此迴圈的彈性勁度即第 0 點至第 9 點間的彈性勁度  $\beta_{e2} K_e$ ，而第 12 點的決定方式亦為第 11 點的力量扣除  $\beta_{e2} F_y$ ，當位移由第 11 點往第 12 點的力量符合第 12 點的力量即打折往第 13 點移動。

當位移卸載由第 12 點至第 13 點時此線段的勁度由第 9 點至第 11 點間線段線性迴歸得出，第 13 點為正方向降伏位移  $\Delta_y$ ，通過第 13 點後即以第 0 點至第 13 點間的斜率  $K_{e0}$  進行卸載，其理由以如之前使位移回到原點時力量為 0。

當位移由負方向進行加載時如圖示第 0 點至第 14 點，此時的彈性勁度為第 6 點位移對應的彈性勁度折減係數  $\beta_{e6}$  乘上初始彈性勁度



$K_e$ ，故第 0 點至第 14 點間為一折減後的彈性勁度  $\beta_{e6}K_e$ ，可明顯觀察此線段斜率已較第 0 點至第 5 點間小，第 14 點為負方向降伏位移  $-\Delta_y$ 。

當負方向加載位移通過第 14 點後即進入非彈性狀態，此時地 16 點為卸載位置，在第 14 點與第 16 點間第 15 點為與第 6 點相同的位移，在第 14 點往第 16 點移動尚未通過第 15 點時，此時的彈性勁度折減係數依據第 6 點位移所對應的折減係數  $\beta_{e6}$ ，因此第 14 點至第 15 點間為一直線段，通過第 15 點後方繼續計算勁度折減係數，因此第 15 點至第 16 點間為一曲線段。

位移到達第 16 點後即進行卸載，此時的卸載勁度為此迴圈的彈性勁度即第 0 點至第 14 點間的彈性勁度  $\beta_{e6}K_e$ ，第 17 點力量的決定方式亦如之前，為第 16 點的力量扣除此迴圈的降伏力量  $\alpha F_y \beta_{e6}$ ，當位移卸載由第 16 點往第 17 點移動時，計算力量符合第 17 點力量時即打折往第 18 點移動。

當卸載位移由第 17 點往第 18 點移動時，所對應的非彈性勁度由第 14 點至第 16 點間線段線性迴歸得出，其中第 18 點為負方向降伏位移  $-\Delta_y$ ，當位移通過第 18 點後即以第 0 點及第 18 點之間的斜率為勁度  $K_{e0}$  往原點移動，其目的亦為符合預力結構系統自行復位沒有殘留變形的特性。

### 2.5.1 實驗與模型模擬比較

使用勁度衰減旗幟模型模擬試體實驗的目的在於驗證是否可以較原本旗幟模型模擬的結果更接近實驗現象。本分析採用由實驗結果得到的初始勁度、降伏位移、彈性勁度變化、非彈性勁度變化及遲滯能量係數等資料進行模擬。

### 2.5.1.1 試體 1 第 1 次試驗

使用勁度衰減旗幟模型模擬試體試驗，須由如圖 2.30 所示勁度衰減旗幟模型對彈性勁度、非彈性勁度、及降伏點等定義方式來決定所輸入的值，彈性勁度折減係數  $\beta_e$  及非彈性勁度折減係  $\beta_p$  數依照實驗結果勁度與側位移的關係定義圖 2.34 所示(表 2.13)，其中彈性勁度  $K_e = 9.3 \text{ kN/mm}$ (表 2.11)，非彈性勁度  $K_p = 3.5 \text{ kN/mm}$ (表 2.11)，降伏位移為  $12.2 \text{ mm}$ (表 2.11)，遲滯消能係數  $\alpha = 0.46$ (表 2.12)。

由圖 2.36 及圖 2.38 所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬試體試驗 1 第 1 次試驗，由於勁度衰減旗幟模型的計算邏輯已加以考量勁度折減來反應真實情況，故由力量位移圖的觀察已經可以明顯比較出，勁度衰減旗幟模型模擬的結果以較旗幟模型 (圖 2.16)較與實驗結果相近。

圖 2.17 所示為使用勁度旗幟衰減模型模擬結果與實驗比較，由圖中可以觀察出，彈性勁度的初始值與實驗值相同，加上勁度衰減旗幟模型增加了勁度衰減係數與變位關係，因此勁度會隨著側位移的增加而衰減，較符合實驗真實情形。圖 2.18 所示所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬結果與實驗值比較，可明顯觀察出在每一側位移角下使用勁度衰減旗幟模型較與實驗相符，其原因為勁度衰減旗幟模型給予程式一開始輸入的非彈性勁度，較接近試體的初始非彈性勁度，而非以雙線性近似整各實驗力量-位移的非彈性勁度，加上非彈性勁度亦有勁度折減考量，故較接近實驗值。

圖 2.19 所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬結果與實驗值每一側位移角的遲滯能量比較，由於遲滯消釋能量的計算如圖 2.31 所示，因此在勁度衰減模型中隨著彈性勁度的折減，降伏力量亦會降低，以此降低後的降伏力量計算遲滯能量比較原本旗幟模型皆以一固定的

降伏力量計算遲滯能量，亦能接近實驗結果。

圖 2.20 所示為每一次位移角下的降伏位移與程式分析結果比較，由圖示可觀察出實驗每一側位移角的降伏位移皆相近(表 2.9)，而由勁度衰減旗幟模型所分析的結果皆接近實驗結果，原因為衰減旗幟模型於程式輸入的降伏位移為圖 2.30 所示勁度衰減旗幟模型所定義的降伏位移，接近每一側位移角下真實降伏位移，而由圖 2.21 所示亦可觀察出在降伏位移不改變的情形下，隨著彈性勁度遞減降伏強度也會遞減。

### 2.5.1.2 試體 2 第 1 次試驗

根據圖 2.30 所示勁度衰減旗幟模型對彈性勁度、非彈性勁度、及降伏點等定義方式來決定所輸入的值，其中彈性勁度為  $K_e = 10.6$  kN/mm 非彈性勁度  $K_p = 3.9$  kN/mm 降伏位移為 12.2 mm 皆為實驗值(表 2.11)，遲滯消能係數使用勁度衰減旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得(表 2.12)，由表中使用勁度衰減旗幟模型時試體 2 第 1 次試驗的平均值為 0.52，彈性勁度折減係數  $\beta_e$  及非彈性勁度折減係數  $\beta_p$  依照試體 2 第 1 次試驗結果定義，如圖 2.35 所示(表 2.13)。

由圖 2.37 及圖 2.39 所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬試體試體 2 第 1 次試驗，由於勁度衰減旗幟模型的計算邏輯已加以考量勁度折減來反應真實情況，故由力量位移圖的觀察已經可以明顯比較出在側位移角  $\theta = \pm 0.03$  弧度之前較與實驗接近，而在側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度之後可以發現力量皆比實驗值大，原因為在試體 2 第 1 次試驗在側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度加載時即發生消能器破壞，因此實驗在消能器損壞後力量隨之下降，而於模型分析時所給予的勁度為包含消能器貢獻部分，因此在側位移角  $\theta = \pm 0.03$  弧度之前消能器尚未破壞時能

較接近實驗曲線。

圖 2.24 所示為使用勁度旗幟衰減模型模擬結果與實驗在不同側位移角比較，由比較圖中可以觀察出，彈性勁度的初始值與實驗值相同，加上勁度衰減旗幟模型增加了勁度衰減係數與側位移關係，因此勁度會隨著位移的增加而衰減，較符合實驗真實情形。

圖 2.25 所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬結果與實驗值比較，可明顯觀察出在每一側位移角下使用勁度衰減旗幟模型較與實驗相符，其原因為勁度衰減旗幟模型給予程式一開始輸入的非彈性勁度，較接近試體的初始非彈性勁度，而非以雙線性近似整各實驗力量-位移的非彈性勁度，加上非彈性勁度亦有勁度折減考量，故較接近實驗值。

圖 2.26 所示為使用勁度衰減旗幟模型模擬結果與實驗值每一側位移角的遲滯能量比較，由於遲滯消釋能量的計算為降伏力量乘上遲滯消能係數決定，因此在勁度衰減模型中隨著彈性勁度的折減，降伏力量亦會降低，以此經過折減後的降伏力量計算遲滯能量，在每一側位移角下結果亦能與實驗結果相近，試體 2 於側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度之後消能器損壞故分析出的遲滯能量較大。

圖 2.27 所示為每一次位移角下的降伏位移與程式分析結果比較，由圖示可觀察出實驗每一側位移角的降伏位移皆相近，而由勁度衰減旗幟模型所分析的結果皆接近實驗結果，原因為勁度衰減旗幟模型於程式輸入的降伏位移為圖 2.30 所示勁度衰減旗幟模型所定義的降伏位移，接近每一側位移角下真實降伏位移，而由圖 2.28 所示亦可觀察出在降伏位移不改變的情形下，隨著彈性勁度遞減降伏強度也會遞減。



## 2.6 勁度衰減旗幟模型參數說明

### 2.6.1 勁度折減率

圖 2.13(b)為勁度衰減旗幟模型(Stiffness Degrading Flag Shaped Model)，由前節旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗及試體 2 第 1 次試驗可知，旗幟模型使用固定彈性勁度  $K_e$  並無法準確模擬試體實驗現象，所以於發展模型將新增勁度衰減的判斷機制。由圖 2.8 試體彈性勁度  $K_e$  變化與側位移關係圖可以觀察出，彈性勁度  $K_e$  會隨著側向位移的增加(試體破壞加劇)而遞減，因此彈性勁度衰減係數基本上會以側向位移與折減係數的關係如圖 2.29 所示雙線段來決定。其中橫軸代表試體側向位移比( $\Delta/\Delta_y$ )、縱軸代表勁度折減率(Stiffness Degrading Ratio)，位移比為最大位移除上降伏位移因此基本上圖 2.29 所示 A 值為 1，亦表示試體達降伏位移  $\Delta_y$  後才開始計算勁度折減，而折減勁度的計算方式為勁度折減係數  $\beta$  乘上初始彈性勁度  $K_e$ ，因此於試體韌性達 1 之前試體維持彈性，勁度不折減故勁度折減率  $\beta_1$  為 1，圖中其他的 B 點及 C 點參數將由使用者自行定義，分析程式的計算過程會隨時依據當時紀錄到的最大位移而以圖 2.29 位移比與勁度折減率關係，計算該位移比對應的勁度折減率計算折減後的勁度，若動態反應計算出的位移比超過 C 點，則程式會依照  $\overline{BC}$  線段斜率繼續往下延續計算勁度折減率直到折減率 0.1 為止。對於預力混凝土節塊橋柱當試體往某一方向持續運動時，其節塊受拉處會有打開情形受壓處試體的破壞會集中於該方向底部混凝土，故當試體運動方向換往另一邊時，受壓側底部的混凝土並尚未受壓破壞，由此可知橋柱試體運動兩方向的破壞情況並不一致，須依照該方向的最大位移而定，故在本程式中最大位移會依據正、負方向分別紀錄，勁度折減計算亦會正、負方向分開不同，正方向的勁度折減會依照正方向的最大位移而定，負方向

的勁度折減會依照負方向的最大位移而定。

因此由以上的勁度折減方式可以反應出折減的勁度會依照最大位移來做決定，不論位移反覆多少次必須其位移超過上次於該方向經歷的最大位移，程式才會繼續計算折減勁度。

程式中非彈性 勁度折減關係亦如同彈性勁度折減須給予如圖 2.29 所示位移比與折減率的關係，正、負方向折減係數亦根據正、負方向各別最大位移決定，因此程式將會輸入如同圖 2.29 所示的兩套折減係數，其一為彈性勁度折減係數另一為非彈性勁度折減係數，但由前章節旗幟模型模擬模試體 1 第 1 次試驗及試體 2 第 1 次試驗可知，旗幟模型使用圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的非彈性勁度，當作輸入值作為程式的初始非彈性勁度並不能真正反應試體在不同側位移角下的非彈性勁度，因此於勁度衰減旗幟模型中非彈性勁度的決定方式有所改變。

在勁度衰減旗幟模型中，由於增加勁度隨側位移增加而折減的機制，所有降伏後勁度的計算皆由勁度折減係數乘 $\beta$ 上初始彈性勁度 $K_e$ 或初始非彈性勁度 $K_p$ ，因此給予程式的彈性勁度及非彈性勁度條件皆須與試體初始勁度相同，因此原本旗幟模型由圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的非彈性勁度將修正為如圖 2.30 所示所示，圖示中非彈性勁度將修正為由圖示力量-位移包絡線中第 2 點(中性軸至斷面中心鋼腱開始伸長)至原本圖示 2.1 中”理想降伏點”位移(柱底混凝土應變達 0.004)此線段的線性迴歸作為初始非彈性勁度 $K_p$ ，此時的降伏點亦修正為圖示中的第 2 點，故使用勁度衰減旗幟模型的降伏強度、降伏位移須以圖 2.30 所示中第 2 點柱底中性軸到達斷面中心時為準。

圖 2.31 為勁度衰減模型遲滯能量計算示意圖，即為圖中斜線部

份面積，於動力分析中遲滯能量輸出結果為每一迴圈遲滯能量之總合，且每一迴圈遲滯消釋能量大小，為遲滯能量消釋係數 $\alpha$ 乘上該迴圈之降伏力量決定，圖 2.32 為勁度衰減旗幟模型彈性應變能，動力分析中將紀錄某一最大迴圈之彈性應變能為程式輸出值。以累計之遲滯能量加上最大彈性應變能即為結構系統之吸收能量。

圖示 2.33 為試體 1 第 1 試驗以 2 倍遲滯能量消示係數( $\alpha=0.92$ )模擬結果比較，可觀察出使用較大的遲滯能量消釋係數即在力量位移圖中得到較大的遲滯面積。

## 2.6.2 非對稱遲滯迴圈行為

在勁度衰減旗幟模型中新增降伏強度比例係數的目的，在於考量若試體的正、負方向降伏強度不同，可以使用此係數來模擬兩方向不同降伏強度的情形，例如於試體上的消能裝置只裝一邊，則會有兩邊不同降伏強度的情形，在程式計算上會以正方向的降伏強度為準乘上降伏強度比例係數 $\chi$ ，來決定負方向的降伏強度，因此若不須考量降伏強度比例係數 $\chi$ 則程式的輸入值為 1。

非彈性勁度比例係數 $\gamma$ 亦如同降伏強度比例係數，在於考量若試體的正、負方向非彈性勁度不同，可以使用此係數來模擬兩方向不同非彈性勁度的情形，其與降伏強度比例係數相同會以正方向為準，乘上非彈性勁度比例係數 $\gamma$ 來決定負方向的非彈性勁度，因此若正、負非彈性勁度相同不須考慮此比例係數，則程式輸入值為 1。

圖 2.40 所示為非對稱勁度衰減旗幟模型，在勁度衰減旗幟模型中，遲滯能量係數亦可為正、負方向使用不同的遲滯能量消釋係數( $\alpha^+$ 及 $\alpha^-$ )，此舉的目的亦在滿足若正、負方向的遲滯消釋能量比例不同時可以有效模擬，如同上述當試體的消能裝置只裝設一邊時即有此現

象，若試體兩邊的能量消釋比例相同，則兩邊使用相同的能量消釋係數即可。勁度衰減旗幟模型，於動力分析過程中，程式所紀錄下的彈性應變能，為某一迴圈的最大應變能。



## 第三章 預力橋柱試體第 2 次實驗與結果分析

### 3.1 前言

本研究包含對預力預鑄橋柱試體進行第 2 次實驗、試體由基礎、柱體及柱頂錨碇節塊所組成，其中柱體部分包含四個鋼管混凝土節塊，橋柱、基礎及柱頂錨碇裝置以後拉預力鋼腱方式組裝而成。兩組試體均不含消能器，第 2 次實驗時只對第一、二節塊底部混凝土剝落部分加以修補，試體 2 在第 2 次時施拉初始預力至 3160 kN。

### 3.2 橋柱試體及載重歷時

本研究主要目的是對經歷一次反覆載重的橋柱試體進行第 2 次實驗，皆於國立交通大學土木結構實驗室進行，實驗構架、施力系統及資料擷取收集系統分別敘述如下。



#### 3.2.1 橋柱試體

橋柱試體如圖 3.1 所示，試體採用 4 支  $\phi 36$  mm 的鋼棒將試體固定於實驗室強力地板上，水平側向施力由 1 支 MTS 油壓致動器銜接於柱頂錨碇裝置上，其最大輸出力量為 500 kN，衝程限制為  $\pm 200$ mm，實驗過程使用加載速率為 0.5 mm/sec，同時將油壓致動器輸出的力量位移資料連接至資料擷取系統，使力量、位移資料與應變計、位移計等資料同步接收。

#### 3.2.2 資料擷取收集系統

本研究第 2 次實驗採用 InstruNet 100 資料擷取系統收集實驗儀器資料，並同時搭配 InstruNet World 介面軟體設定資料擷取系統各項



參數，其中應變計、位移計、及油壓致動器讀取到的力量、位移資料，設定方式皆由 InstruNet World 軟體操作手冊設定，資料擷取過程使用積分常數 0.016 來消除電腦系統造成的雜訊，同時於接收油壓致動器力量、位移的頻道上，增加接地線至油壓致動器上，以消除油壓致動器產生的雜訊。實驗過程中擷取系統共計使用 48 個頻道，每個頻道收集一筆的時間為 0.016 秒，一次收集 48 各頻道的資料需 0.8 秒，故於資料擷取系統資料記錄設定上取樣數(Sample Rate)設定為 1，其意義為實驗過程中以時間間隔每一秒紀錄所有頻道上的儀器量測數據。

### 3.2.3 實驗載重歷時

本研究第 2 次試驗使用的位移歷時與第 1 次新試體試驗使用的位移歷時相同，其目的為比較試體歷經第 2 次相同反覆載重位移歷時後結構行為上與第 1 次反應的差異性，載重加載程序如圖 3.2 所示，新橋柱試體理想力量-位移關係示意圖如圖 2.1 所示，當橋柱底部開始要發生裂縫時的水平側向力  $F_1 = 62 \text{ kN}$ ，所對應的側位移角為  $\theta_d = 0.0013$  弧度，”第一降伏點”所對應的水平側向力  $F_2 = 138 \text{ kN}$ ，所對應的側位移角為  $\theta_d = 0.004$  弧度。因此對試體在試驗程序上側位移角  $\theta_d = 0.0013$  弧度至  $\theta_d = 0.003$  弧度反覆施載一次，側位移角  $\theta_d = 0.004$  弧度至  $\theta_d = 0.06$  弧度反覆施載三次。

### 3.2.4 試驗量測儀器

試體 1 應變計及位移計的設置如圖 3.3 所示，試體 2 應變計及位移計的設置如圖 3.4 所示。橋柱系統在鋼管混凝土節塊設計上，主要是藉由鋼套管來提供混凝土的側向圍束力，以增加混凝土的抗壓強度，故在底部二個橋柱節塊的鋼套管設置應變計來量測鋼套管的應



變，所採用的應變計包含：(1) 單軸應變計(以 S 為標示)，用來測量鋼套管環向應變與預力鋼絞線應變，(2) 雙軸應變計(以 C 為標示)，用來量測鋼套管上的環向與縱向應變，(3) 三軸應變計(以 R 為標示)，用來量測鋼套管上的剪應變。位移計的架設位置如設置如圖 3.3 及圖 3.4 所示。

### 3.3 試體 1 第 2 次試驗

試體 1 第 2 次試驗於試驗前重新修補節塊混凝土受損部份，再執行一次與第 1 次試驗相同的載重歷時，並觀察其結果。

預力節塊橋柱受側向力作用下，柱底中性軸會隨著外力的持續增加而向橋柱中心移動，此時當中性軸到達柱底第一節塊邊緣後，橋柱節塊便於受拉側隨著中性軸的向內移動而開始出現節塊與基礎分離情形(Gap Opening)，而橋柱節塊的另一端受壓側，混凝土受壓破壞後則開始出現混凝土剝落的情形，剝落的情形會隨著側向位移的持續增加而使混凝土的剝落加劇，因此在預力節塊橋柱試體於第 1 次試驗最大側位移角達  $\theta_d = 0.06$  弧度後，節塊底部混凝土已經有相當程度的剝落損壞如照片 3.1 所示，因此在重新執行第 2 次試驗前，使用修補材料填入節塊底部混凝土剝落處，試體 1 使用環氧樹脂，並加入不影響強度的輕粉來增加環氧樹脂的黏稠度，材料強度試驗部分採用 2 個 50 mm×50 mm×50 mm 的立方體塊，待試體製作 7 天後進行抗壓強度試驗，抗壓強度分別為 49 MPa 與 56 MPa。

#### 3.3.1 試驗現象觀察

照片 3.2 為試驗前之全景，試驗過程中油壓致動器推出(向北)之方向定義為正方向，試體柱頂端的位移除以柱高定義為正側位移角

$\theta$ ，油壓致動器拉回(向南)之方向定義為負方向，對應負側位移角。本試驗是以柱頂端位移控制油壓致動器的運動，在試驗進行的過程中，在不同側位移角下進行反覆載重(如圖 3.2 為施載歷時)，當到達每個新階段的側位移角下的最大位移時都將實驗暫停以進行觀察及紀錄，主要觀察重點在於柱底第一節塊底面及第一與第二節塊介面環氧樹脂的裂縫情況，有關試驗過程的現象描述如下：

(1) 側位移角  $\theta = \pm 0.001$  弧度 ( $P_{\max} = 14.5 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = 4.5 \text{ kN}$ ) 到  $\theta = \pm 0.004$  度 ( $P_{\max} = 42 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = 28 \text{ kN}$ )

鋼管混凝土節塊介面之環氧樹脂部分沒有裂縫產生，鋼管亦無降伏現象發生。

(2) 側位移角  $\theta = \pm 0.006$  度 ( $P_{\max} = 57 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = 44 \text{ kN}$ )

當側位移角  $\theta = \pm 0.006$  度時，亦無明顯破壞情形發生。

(3) 側位移角  $\theta = \pm 0.009$  度 ( $P_{\max} = 74.5 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = 65.8 \text{ kN}$ )

當側位移角  $\theta = \pm 0.009$  度時，在第一節塊底部受拉側接近斷面中心處，於環氧樹脂部分出現約 45 度的斜細裂縫(如照片 3.3 所示)。

(4) 側位移角  $\theta = \pm 0.015$  度 ( $P_{\max} = 99 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = -95 \text{ kN}$ )

當側位移角  $\theta = \pm 0.015$  度時，在第一節塊底部受拉側的裂縫加劇，裂縫從環氧樹脂頂部與節塊圍束鋼板間開始產生，並且兩邊向下成約 45 度斜裂縫延伸至斷面中心(如照片 3.4 所示)，裂縫寬度約 1.5 mm。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.02$  度 ( $P_{\max} = 116 \text{ kN}$ ， $P_{\min} = -113 \text{ kN}$ )

當側位移角  $\theta = \pm 0.02$  度時，於第一、第二節塊間拉力側開始出現裂縫，(如照片 3.5 所示)第一節塊底部拉力側的裂縫寬加大。

(6) 側位移角  $\theta = \pm 0.03$  度 ( $P_{\max} = 141$  kN,  $P_{\min} = -138$  kN)

當側位移角  $\theta = \pm 0.03$  度時，第一節塊底部受拉側的裂縫加大寬度約 5 mm，裂縫通過斷面中心，且開始有少許的混凝土由套管內剝落(如照片 3.6 所示)，在第一、第二節塊間拉力側裂縫寬度約 1 mm，且裂縫寬長延伸至斷面中心。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度 ( $P_{\max} = 162$  kN,  $P_{\min} = -156$  kN)

當側位移角  $\theta = +0.04$  度時，第一節塊底部受拉側的裂縫寬持續加大，裂縫寬度已達 8 mm，且裂縫長度通過斷面中心約 30 mm，受壓側亦有少許混凝土剝落，第一、第二節塊間的裂縫寬度增加為 2 mm，而在側位移角  $\theta = -0.04$  度，受拉側亦造成裂縫寬約 8mm。

(6) 側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度 ( $P_{\max} = 174$  kN,  $P_{\min} = -167$  kN)

當側位移角  $\theta = +0.05$  度時，第一節塊底部受拉側的裂縫寬約為 12 mm，且由兩邊向下成 45 度延伸通過斷面中心約 40 mm，且與第一節塊底部另一邊的裂縫有相接續的情形，第一、第二節塊間拉力側的裂縫寬度約 2.5 mm，且裂縫長度通過斷面中心，當側位移角  $\theta = -0.05$  度時，第一節塊底部受拉側的裂縫寬度約 12 mm，且環氧樹脂因裂縫而分開，部分黏貼在基礎上部分黏於第一節塊底部(如照片 3.7 所示)，將環氧樹脂分成兩部分，第一、第二節塊間拉力側的裂縫寬度約 3 mm。

(7) 側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度 ( $P_{\max} = 186$  kN,  $P_{\min} = -183$  kN)

當側位移角  $\theta = +0.06$  度時，第一節塊底部縫寬度約 15 mm 如(照片 3.8 所示)，並且有少部分混凝土由圍束套管內剝落，第一、第二節塊間受拉側的裂縫寬度約為 4 mm(照片 3.9 所示)，當側位移角  $\theta = -0.06$  度時，第一節塊底部打開約 15 mm，且於第一節塊底部側邊可知裂縫

長延伸過斷面中心約 50 mm(如照片 3.10 所示)，第一、第二節塊間受拉側裂縫寬亦約 4 mm(如照片 3.11 所示)，於本次實驗過程可觀察到，環氧樹脂受拉力而開裂，原因為環氧樹脂同時與基礎及節塊間膠結，使節塊受拉向上抬升時環氧樹脂兩邊都有拉力產生，而環氧樹脂抗拉力不足，故由環氧樹脂本身開始產生裂縫，而在受壓時，環氧樹脂碎裂剝落的情形，亦不同與混凝土嚴重，於實驗完成環氧樹脂部分大多因拉力而產生裂縫破壞，較少因壓力而產生碎裂剝落。

### 3.3.2 整體反應分析

此節主要是藉由分析試驗數據以瞭解後拉式預力鋼管混凝土節塊橋柱系統在第 2 次試驗後的行為，茲針對試體力量-位移關係、彈性勁度、非彈性勁度、鋼腱力量變化、遲滯能量，分別說明如下：

#### 3.3.2.1 力量-位移關係

橋柱試體 1 的第 2 次試驗力量位移關係如圖 3.5 所示，其正方向最大力量達 183 kN，負方向最大力量為 182 kN。由柱底架設之位移計依公式(2.1)至公式(2.3)計算可得出柱底中性軸位置，由”第一降伏點”向原點回歸可整理出試驗每一圈的彈性勁度與非彈性勁度，整理出彈性勁度與非彈性勁度、降伏位移及降伏力量如表 2.1 至表 2.10 所示。

圖示 2.6 為試體 SP1 於第 1 次試驗的力量-位移關係曲線，由圖示可觀察出當橋柱試體開始執行某側位移角  $\theta$  時，於加載段的力量-位移包絡線基本上會延著上一側位移角  $\theta$  最後一圈的加載力量-位移包絡線，此現象的原因如前章所述，當橋柱到達某側位移角  $\theta$  後試體的損壞狀況即停留在當時的最大側位移，只要試體的側位移不再超過

該最大位移，則到達最大側位移後的勁度會以該最大位移時的損壞情形為準，因此由圖 2.6 示亦可觀察出執行某側位移角  $\theta$  時，第一圈的力量-位移包絡線都會比第二、第三圈的大，原因正為第二、第三圈的勁度是依第一圈到達最大位移後損壞較低的勁度。

圖示 3.6 為試體 1 於第 1 次試驗於側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度最後一圈的力量-位移與試體 1 於試體 2 試驗的力量-位移包絡線關係圖，由於試體 1 在第 1 次試驗時最大的側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度，且試體 1 於第 2 次試驗時的側位移角在不超過  $\theta = \pm 0.06$  弧度情形下，試體 1 於第 2 次試驗時的勁度皆以第 1 次試驗時最大側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度後試體損壞折減的勁度為準。

### 3.3.2.2 彈性勁度與非彈性勁度

彈性進度與非彈性勁度的變化如圖 2.8 及圖 2.9 所示，在側位移角  $\theta = \pm 0.006$  弧度以前中性軸未到達斷面中心鋼腱尚未伸長，試體維持彈性狀態，此時彈性勁度  $K_e = 3.8 \text{ kN/mm}$ ，而在第 1 次實驗中此時的彈性勁度  $K_e = 9.3 \text{ kN/mm}$  已相差甚遠，當側位移角達  $\theta = \pm 0.009$  弧度時，中性軸通過斷面中心試體開始進入非彈性狀態，此時第 2 次試驗的非彈性勁度為  $K_p = 2.7 \text{ kN/mm}$ ，降伏點位移  $\Delta_y = 12.1 \text{ mm}$ ，降伏力量為  $F_y = 45 \text{ kN}$ ，相同位移角達  $\theta = \pm 0.009$  弧度時在第 1 次實驗中的非彈性勁度為  $K_p = 3.5 \text{ kN/mm}$ ，降伏點位移  $\Delta_y = 12.2 \text{ mm}$ ，降伏力量為  $F_y = 91.5 \text{ kN}$ ，由此可知於第 2 次試驗時一開始的勁度已較第 1 次試驗來的低，並由彈性勁度變化圖 2.8 所示可觀察出，彈性勁度隨著位移的加大有遞減的趨勢，折減情形至側位移角達  $\theta = \pm 0.06$  弧度時的彈性勁度  $K_e = 2.4 \text{ kN/mm}$ ，相較於側位移角為  $\theta = \pm 0.006$  弧度時的彈性勁度，約折減 36 % 而在第 1 次實驗中此折減量為 70%。非彈性



勁度亦有如此折減現象，至側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度時的非彈性勁度  $K_p = 1 \text{ kN/mm}$ ，相較於側位移角為  $\theta = \pm 0.009$  弧度時的非彈性勁度約折減 62%，而在第 1 次試驗中此折減為 71%。由以上可得知雖然於兩次試驗中，彈性勁度與非彈性勁度皆有折減的情形但在第 2 次試驗時彈性勁度的折減率由第 1 次試驗的 70% 降為 36%，且由圖 2.8 所示可觀察出第 2 次試驗時的彈性勁度範圍較接近第 1 次試驗的後段勁度範圍，而非彈性勁度的折減幅度則不及彈性勁度部分大，但在第 1 次實驗及第 2 次實驗的折減幅度卻是相近的由圖 2.9 所示非彈性勁度範圍亦較接近。

### 3.3.2.3 試體遲滯阻尼

橋柱系統等效阻尼比  $\xi_{eq}$  的計算如公式(2.4)所示，在反覆載重作用下，分別計算不同側位移所對應的第一個力量-位移迴圈的等效遲滯阻尼比如圖 2.11 所示，其中試體一第 1 次的等效阻尼比  $\xi_{eq}$  平均值約為 6%，第 2 次試驗的平均值約為 4% 略低於第 1 次實驗結果，其所代表的意義為第 2 次試驗時的遲滯能量消釋能力不及第 1 次試驗佳，原因為第 2 次試驗最大位移不超過第 1 次試驗，試體並無加劇破壞，亦無提供更大的能量消釋。

### 3.3.2.4 鋼腱預力變化量分析

在試驗的過程中，需藉由在鋼腱上所黏貼的應變計，來量測鋼腱上的預力變化量，因此在單支鋼腱上黏貼應變計，量測應變計上的應變值與鋼腱軸向力關係如圖 3.7 所示，藉由此關係圖上線性部分的比例常數  $k_s$ ，可以推算應變計在彈性範圍內時鋼腱上的力量變化量，計算方式為藉由鋼腱上應變計的平均值 乘上 19 支鋼腱面積與



$k_s = 230000 \text{ MPa/Strain}$ 。鋼腱上的預力變化與側位移的關係如圖 3.8 所示，由圖示可觀察出試體 1 第 1 次試驗與第 2 次試驗的鋼腱變化量相似(表 3.3)，即反應兩次試驗在相同側位移角下鋼腱伸長量是相近的。圖 3.9 為試體 1 柱底節塊裂寬度之比較，可以發現第 2 次試驗於第一節塊底部之裂縫寬度大於第 1 次試驗，但第二節塊底部之裂縫寬度卻小於第 1 次試驗，因此造成兩次試驗第一節塊與第二節塊之裂縫寬度總量相近，若由公式(2.1)至(2.3)計算中性軸位置後可推估鋼腱伸長量，故由節塊之裂縫寬度總量相近亦可反映在鋼腱的伸長量相近。

### 3.4 試體 2 第 2 次試驗結果

試體 2 第 2 次試驗時原試體上裝設之消能器已經斷裂，因此第 2 次試驗時將已損壞的消能器切除，並且於修補底部二節塊混凝土裂縫後重新施拉預力。



#### 3.4.1 修補節塊底部裂縫

在重新執行第 2 次試驗前，使用水泥砂漿(Nafufill KM 250)修補節塊底部混凝土剝落處(如照片 3.12 所示)，修補時須先清除殘留於裂縫處的碎石塊，並使用鋼刷等工具將已經碎裂但尚未剝落的混凝土清除，於修補前並先將混凝土表面充分潤濕以利水泥砂漿的充分水化與舊有混凝土的結合。填充拌合完成的水泥砂漿於裂縫剝落處時，先使用 1 mm 厚的塑膠墊片，墊在基礎塊與柱底第一節塊間，此舉的目的在於隔絕修補材料與基礎塊產生結合。本次第 2 次試驗修補裂縫時，修補材料使用(Nafufill KM 250)，此種材料已設計配比完成於使用時只須加入使用手冊規定之拌合水量拌合完成後即可使用，基本上每 100 公克 KM 250 使用 15 至 17 公克水量，且拌合時需使用電動攪拌

器攪拌方能達成充份拌合。修補完成後並使用塑膠套將修補處包覆，防止水分散失以利水泥砂漿之水化作用，並同時製作水泥砂漿抗壓試體，於實驗時修補材料抗壓強度如表 3.1 所示。

### 3.4.2 重新施拉預力

本次第 2 次試驗重新施拉預力的目的在於提高預力鋼腱的力量 (如照片 3.13 所示)，以觀察提高預力對受損後試體在行為上有何影響。本試驗所採用的預力鋼腱為 7 股一束的預力鋼絞線，材料規格為 ASTM A416 Grad 270，斷面直徑 16mm，極限強度  $f_{pu}=1860$  Mpa。SP2 鋼腱初始預力為  $0.25 f'_c A_c$  重新施拉初使預力至  $0.35 f'_c A_c$ ，其中  $A_c$  為節塊混凝土斷面積、 $f'_c$  為混凝土 28 天抗壓強度，預力鋼腱施拉步驟如表 3.2 所示，施拉過程可由千斤頂讀數換算鋼腱實際力量，其轉換公式使用地為達公司提供該千斤頂於校正過程得出的換算試 (1bar=0.953T)，施拉步驟共分為 16 次，第一階段為第 1 步至第 5 步，每步施拉 40 T 相當 392 kN，第 5 步至第 16 步，每步施拉 20 T 相當 196 kN，16 步施拉完成後鋼件上的力量值為 3653 kN。本試驗在預力施拉過程中主要考慮端錨錨碇滑動的過程中所造成的預力損失，鋼腱錨碇端長度為 3850 mm，估計在錨碇過程中預力鋼絞線的滑動量約 3 mm，因此可以計算出端錨錨碇造成的鋼腱滑動預力損失約 494 kN，因此預力鋼腱錨碇後鋼腱上的預力量約為 3160 kN。

### 3.4.3 實驗現象觀察

照片 3.14 為試驗前之全景，有關試驗過程的現象描述如下:

- (1) 側位移角  $\theta = \pm 0.001$  弧度 ( $P_{max}=19.6$  kN,  $P_{min}=7.5$  kN) 到  $\theta = \pm 0.003$  度 ( $P_{max}=41$  kN,  $P_{min}=33$  kN)

鋼管混凝土節塊介面沒有裂縫產生，鋼管無降伏現象發生。

(2) 側位移角  $\theta = \pm 0.004$  弧度 ( $P_{\max} = 68 \text{ kN}$ ,  $P_{\min} = 51 \text{ kN}$ )

側位移角  $\theta = +0.004$  弧度柱底部第一節塊底部無鋼管圍束的石膏部份有一微小裂縫產生(照片 3.15)。

(3) 側位移角  $\theta = \pm 0.006$  度 ( $P_{\max} = 89 \text{ kN}$ ,  $P_{\min} = 70 \text{ kN}$ )

當油壓致動器往推達側位移角  $\theta = \pm 0.006$  度時，柱底第一節塊底部鋼管無圍束混凝土部份，受壓側混凝土有輕微剝落的情形發生(照片 3.16)，受拉側底部無鋼管圍束部分亦有小裂縫產生，此時第一、第二節塊間也開始出現細微裂縫。

(4) 側位移角  $\theta = \pm 0.009$  度 ( $P_{\max} = 107 \text{ kN}$ ,  $P_{\min} = 84 \text{ kN}$ )

油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.009$  度時，第一節塊底部的裂縫現象更為明顯，混凝土的剝落情形也較  $\theta = \pm 0.006$  度時有增加的趨勢(照片 3.17)，此時並於第一節塊底部受拉側開始出現分離現象(Gap Opening)(照片 3.18)，在第一、第二節塊間受拉側的裂縫現象也有稍微增加的現象，並於第一、第二節塊間的受壓側發現石膏部分有被擠壓的情形。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.015$  度 ( $P_{\max} = 143 \text{ kN}$ ,  $P_{\min} = -118 \text{ kN}$ )

當油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.015$  度時，柱底第一節塊底部受壓側的混凝土剝落情況已較之前嚴重，受拉側也明顯分離其裂縫寬度約為 5 mm 同時裂縫長度延伸至節塊斷面中心(照片 3.19)，而第一、第二節塊間受壓側的混凝土也有稍微要剝落的情形，而受拉側裂縫較之前增長且裂縫長度延伸至離斷面中心約 100 mm 處，裂縫寬度約為 1 mm (照片 3.20)。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.02$  度 ( $P_{\max} = 160 \text{ kN}$ ,  $P_{\min} = -139 \text{ kN}$ )

當油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.02$  度時，柱底第一節塊底部受壓側的混凝土有明顯壓碎擠出的現象(照片 3.21)，而受拉側的分離寬度約為 7 mm 且裂縫長度通過斷面中心約為 270 mm(照片 3.22)，而第一、第二節塊間的受壓側有石膏被擠出混凝土輕微剝落的情形，受拉側的裂縫長度約 60 mm 打開的寬度約為 1.5 mm(如照片 3.23 所示)。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.03$  度( $P_{\max} = 185$  kN,  $P_{\min} = -173$  kN)

當油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.03$  度時，柱底第一節塊受壓側的混凝土壓碎剝落情形更為多且壓碎的碎石已經可輕易取下，受拉側打開的寬度約為 12 mm 裂縫長度通過斷面中心約為 280 mm(照片 3.24)，而第一、第二節塊間的受壓側混凝土亦壓碎剝落增加 (照片 3.25)，受拉側的打開寬度約為 2.5 mm 裂縫長度延伸至 200 mm 長(照片 3.26)。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度( $P_{\max} = 200$  kN,  $P_{\min} = -189$  kN)

當油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度時，柱底第一節塊底部受壓側的混凝土剝落情形更為嚴重亦有塊狀剝落的情形發生，節塊受拉側打開的寬度約為 17 mm 已有明顯增大的趨勢(照片 3.27)，裂縫寬度越過斷面中心已達 305 mm，第一、第二節塊間的受壓側混凝土亦出現小塊片狀剝落情形，受拉側的打開寬度約為 3 mm(照片 3.28) 裂縫長度延伸至斷面中心處。

(5) 側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度( $P_{\max} = 194$  kN,  $P_{\min} = -192$  kN)

當油壓致動器推達側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度時，柱底第一節塊底部受壓側的混凝土剝落情形更為加劇，混凝土壓碎範圍約 30 mm 深，裂縫寬度越過斷面中心約長 300 mm，節塊分離寬度已達 18 mm(照片 3.29)，第一、第二節塊間的混凝土剝落亦較之前嚴重，分離寬度約為

3 mm(如照片 3.30 所示)裂縫長度越過斷面中心約 20 mm(照片 3.31)，此時柱底第一節塊受拉側位移計已被抬起約 3 mm 超出可量測範圍，且由第 1 次實驗結果得知鋼腱至側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度相較於初使預力約增加 580 kN，因此預估此時鋼腱力量已達 3740 kN (表 3.3)。

### 3.4.4 整體反應分析

此節主要是藉由分析試驗數據以瞭解後拉式預力 預鑄鋼管混凝土節塊橋柱系統在第 2 次試驗的行為，茲針對試體力量-位移關係、彈性勁度、非彈性勁度、鋼腱力量變化、降伏位移及降伏力量，分別說明如下。

#### 3.4.4.1 力量-位移關係

橋柱試體 2 第 2 次試驗的力量位移關係如圖 3.11 所示，其正方向最大力量達 192 kN，負方向最大力量為 200 kN。若由柱底架設之位移計依前節試算方式可得，彈性勁度與非彈性勁度、降伏位移及降伏力量(表 2.1 至表 2.10)。

#### 3.4.4.2 彈性勁度與非彈性勁度

彈性勁度與非彈性勁度的變化如圖 2.8 與圖 2.9 所示，在側位移角  $\theta = \pm 0.006$  弧度以前中性軸未到達斷面中心鋼腱尚未伸長，試體維持彈性狀態，此時彈性勁度  $K_e = 4.7$  kN /mm(表 2.1)此時試體 2 第 1 次試驗的彈性勁度  $K_e = 10.6$  kN /mm(表 2.1)已相差甚遠，當側位移角達  $\theta = \pm 0.009$  弧度時，中性軸通過斷面中心試體開始進入非彈性狀態，此時非彈性勁度為  $K_p = 3.4$  kN /mm，降伏點位移  $\Delta_y = 12$  mm，降伏力量為  $F_y = 54$  kN，相同側位移角下在試體 2 第 1 次實驗的非彈性勁



度為  $K_p = 3.9 \text{ kN/mm}$ ，降伏點位移  $\Delta_y = 12.2 \text{ mm}$ ，降伏力量為  $F_y = 103.7 \text{ kN}$ ，因此可知試體 2 在歷經第 1 次試驗的破壞後彈性勁度已經大幅折減，而非彈性勁度反而因為預力提高大於第 1 次試驗值。由勁度變化圖 2.8 所示可觀察出，彈性勁度隨著位移的加大有稍微遞減的趨勢，但折減情形並不比第 1 次實驗大，於第 2 次實驗時至側位移角達  $\theta = \pm 0.05$  弧度時的彈性勁度  $K_e = 3.1 \text{ kN/mm}$ ，相較於側位移角為  $\theta = \pm 0.009$  弧度時的彈性勁度，約折減 34 % 於第 1 次試驗時此折減為 73%。非彈性勁度亦有如此折減現象，第 2 次實驗至側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度時的非彈性勁度  $K_p = 1 \text{ kN/mm}$ ，相較於側位移角為  $\theta = \pm 0.009$  弧度時的非彈性勁度約折減 70 %，於第 1 次實驗時此折減為 70%，因此可以知道非彈性勁度在第 1 次及第 2 次試驗時的折減量是相近的，在試體 1 亦有相同情形。

#### 3.4.4.3 試體遲滯阻尼

在反覆載重作用下，依照前節所述方式分別計算不同側位移所對應的第一個力量-位移迴圈的遲滯消釋能量如圖 2.10 與等效遲滯阻尼比如圖 2.11 所示。由圖示 2.10 中可觀察出，試體 2 第 2 次的遲滯能量消釋不及第 1 次實驗大，主要原因為勁度的折減所以在相同側位移角下，使第 2 次實驗的力量不及第 1 次大，在力量-位移迴圈中所包圍的遲滯能量消釋面積亦不如第 1 次實驗時飽滿，故第 2 次實驗遲滯消釋能量降低，在圖 2.11 中亦可觀察到試體 2 第 2 次實驗的系統等效阻尼比整體上都小於第 1 次試驗，第 1 次試驗系統等效阻尼比為 8.3%，第 2 次試驗為 4.7%。

#### 3.4.4.4 鋼腱預力變化量分析

在試驗的過程中，鋼腱上力量的量測方式，是藉由黏貼在預力鋼絞線上的應變計來計算，其藉由鋼腱線上應變計的平均值乘上 19 支鋼腱面積與  $k_s$  (應變計應變讀數與力量比值如圖 3.7 所示)，來計算鋼腱上的預力變化量。鋼腱上的預力變化與側位移的關係如圖 3.8 所示。可觀察出由於初始預力的提升使試體 2 第 2 次實驗預力鋼腱力量大於第 1 次實驗，在每一側位移角下相較於初始預力的增量如表 3.3 所示，可觀察出試體 2 第 1 次試驗與第 2 次試驗在每側位移角下相對於初始預力的力量增量接近。圖 3.10 為柱底節塊裂寬度之比較，可以發現第 2 次試驗於第一節塊底部之裂縫寬度大於第 1 次試驗，但第二節塊底部之裂縫寬度卻小於第 1 次試驗，且在第 1 次試驗時側位移角為  $\theta = \pm 0.03$  弧度前第二節塊之開裂縫大於第一節塊，在  $\theta = \pm 0.03$  弧度後因為消能器斷裂，裂縫寬度轉為第一節底部較大。圖示 3.12 為試體 2 第 2 次試驗鋼腱上應變計與側位移關係，可觀察出負方向至側位移角為  $\theta = \pm 0.05$  弧度時，鋼腱應變超過降伏應變，因此造成負方向較大的遲滯能量消釋面積。

### 3.5 試體 1 第 2 次試驗與試體 2 第 2 次試驗結果比較

試體 2 第 2 次試驗及試體 1 第 2 次試驗皆為舊試體的第 2 次試驗，其差異在於試體 2 第 2 次試驗提高了鋼腱預力，目的在於觀察提高鋼腱預力對於舊試體在行為上的反應為何。

#### 3.5.1 力量-位移關係

圖示 3.13 為試體 1 與試體 2 第 2 次試驗力量-位移包絡線關係圖，由圖示可觀察出於相同側向位移下試體 2 所需的側向力較大，當

側位移角  $\theta = \pm 0.006$  弧度時試體 2 的側向力約為 67 kN，試體 1 的側向力約為 57 kN，試體 2 的側向力約高 17%，當側位移角  $\theta = +0.05$  弧度時試體 2 的側向力約為 207 kN，試體 1 的側向力約為 174 kN，試體 2 的側向力約高 18%，在每一側位移角下試體 2 的側向力增加率皆相近，平均試體 2 側向力相較試體 1 增加 18%。

### 3.5.2 彈性勁度與非彈性勁度

圖示 2.8 為試體彈性勁度變化與側位移關係圖，可觀察出在提高鋼腱預力後彈性勁度亦隨之提高，在正方向側位移角  $\theta = +0.006$  弧度時試體 2 的彈性勁度為 4.7 kN/mm，相較於試體 1 未提高預力的彈性勁度 3.8 kN/mm 提高了 24%，非彈性勁度亦有此現象，在側位移角  $\theta = +0.006$  弧度時試體 2 的非彈性勁度為 3.4 kN/mm，相較於試體 1 未提高預力的非彈性勁度 2.7 kN/mm 提高了 26%，而負方向當側位移角  $\theta = -0.006$  弧度時試體 2 的彈性勁度為 4.8 kN/mm，相較於試體 1 未提高預力的彈性勁度 3.8 kN/mm 提高了 26%，非彈性勁度亦有此現象，在側位移角  $\theta = -0.006$  弧度時試體 2 的非彈性勁度為 3.5 kN/mm，相較於試體 1 未提高預力的非彈性勁度 2.8 kN/mm 提高了 25%，因此鋼腱初始預力由 2360 提高至 3160 在彈性勁度約提高 25%，對於非彈性勁度約提高 25.5%。

### 3.5.3 遲滯能量與遲滯阻尼

圖 2.10 為遲滯能量消釋與側位移關係圖，由圖中可觀察出在相同側位下，試體 2 鋼腱預力提高後的遲滯能量消釋，較試體 1 未提高鋼腱預力要來的大，在側位移角  $\theta = \pm 0.03$  弧度之前，試體 2 預力提高後的遲滯能量消釋較試體 1 提高的量較為平均，而側位移角  $\theta =$

$\pm 0.04$  弧度及  $\theta = \pm 0.05$  弧度，遲滯能量提高的量明顯相較側位移角  $\theta = \pm 0.03$  弧度之前來的大，側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度時遲滯能量約提高 62%，而側位移角  $\theta = \pm 0.05$  弧度時遲滯能量約提高 92%，由以上可得知在相同舊試體的第 2 次時實驗中，提高鋼腱預力會使系統遲滯能量增加，原因為遲滯能量莫過於以結構系統損壞來造成能量的消釋，例如裝置消能器以消能器的損壞來吸收能量，因此在兩次第 2 次試驗中，提高預鋼腱預力會使混凝土內部的應力增加以致混凝土更快達到破壞應變，所以在相同側位移角下，試體 2 第 2 次試驗的損壞情形會較試體 1 第 2 次實驗嚴重，是故造成試體 2 第 2 次試驗的遲滯消釋量較大，而試體 2 至側位移角  $\theta = -0.04$  弧度後遲滯能量大幅提升，則是因為鋼腱降伏。

遲滯阻尼係由公式(2.4)計算而得，由圖 2.11 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖可觀察出，在同一次試驗中不同側位移的遲滯阻尼基本上維持在一範圍內，但試體 2 預力提高後的遲滯阻尼，在側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度及  $\theta = \pm 0.05$  弧度時有明顯向上增加的趨勢，即能量消釋量要較之前側位移角來的大，試體 1 第 2 次試驗時遲滯阻尼平均值為 3.8%，在試體 2 第 2 次試驗時得遲滯阻尼平均值為 4.7%。

### 3.5.4 鋼腱力量變化

鋼腱力量變化隨側位移關係如圖 3.8 所示，鋼腱力量增加的機制為側位移加大中性軸通過節塊斷面中心使鋼腱開始伸長，故可藉由黏貼在鋼腱上的應變計計算鋼腱力量，由於試體 2 第 2 次試驗時鋼腱初始預力由 2360 增加至 3160，故試體 2 第 2 次試驗時的鋼腱力量相較試體 1 第 2 次試驗已向上提升許多，於試體 1 第 2 次試驗當側位移角  $\theta = +0.05$  弧度時鋼腱預力增加量約為 340 kN(表 3.3)，於試體 2 第



2 次試驗時當側位移角  $\theta = +0.05$  弧度時鋼腱預力增加量約為 300 kN(表 3.3)兩者相近。但在側位移角  $\theta = -0.05$  弧度時鋼腱預力增量卻相差約 260 kN，且在第 1 次試驗時兩試體於側位移角  $\theta = -0.05$  弧度時鋼腱預力增量相差量已超過 200 kN，且由圖示 3.12 得知，試體 2 第 2 次試驗於側位移角  $\theta = +0.05$  弧度時鋼腱以達降伏應變。

### 3.6 旗幟模型模擬第 2 次實驗

本節為使用旗幟模型模擬試體 1 第 2 次實驗，目的為判斷旗幟模型是否可以真實反映試體 1 第 2 次實驗的行為，使用旗幟模型模擬試體 1 第 2 次實驗時須給予程式的相關條件為，彈性勁度、非彈性勁度、降伏位移、遲滯消能係數及與實驗過程相同的位移歷時，彈性勁度、非彈性勁度及降伏位移的決定方式與模擬試體 1 第 1 次實驗相同，須以如圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定出“理想降伏點”，再決定出彈性勁度、非彈性勁度及降伏位移，其中試體 1 彈性勁度為 3.8 kN/mm、非彈性勁度為 1.2 kN/mm 降伏位移為 17.8 mm，而遲滯消釋係數為使用旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得，程式使用值  $\alpha = 0.45$ (表 3.4)為每一側位移角下的平均值，試體 2 的輸入條件為彈性勁度為 4.7 kN/mm、非彈性勁度為 1.5 kN/mm 降伏位移為 16 mm，而遲滯消釋係數  $\alpha = 0.46$ (表 3.4)。

由圖 3.14 所示為試體 1 第 2 次實驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的力量-位移曲線比較，可觀察出旗幟模型模擬試體 1 第 2 次實驗的力量-位移曲線已較模擬試體 1 第 1 次實驗接近實驗曲線，原因為，由前章節的實驗勁度整理結果如圖 2.8 所示及圖 2.9 所示可得知，試體 1 第 2 次實驗最大側位移角並未超過試體 1 第 1 次實驗的最大側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度，因此試體的損壞程度依舊維持



在試體 1 第 1 次實驗的最大側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度，試體 1 第 2 次實驗並無明顯增加橋柱試體的損壞，因此勁度並不產生明顯而大幅度的折減情形，整體的勁度較趨近維持在一固定值，所以當使用旗幟模型勁度不折減來模擬試體 1 第 2 次實驗亦能較試體 1 第 1 次實驗反映實驗情形，由圖示 3.20 試體 2 的模擬情形亦可觀察出相同現象。

圖 3.15 及圖示 3.21 示為試體第 2 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的彈性勁度與實驗比較，而由前小節得知，由圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式決定的彈性勁度用於程式的輸入值，可以反映試體於一開始的彈性勁度，但因為旗幟模型無法模擬折減情形，才無法真實反映試體第 1 次試驗，但試體第 2 次試驗的彈性勁度因為試體的最大側位移角不超過  $\theta = \pm 0.06$  弧度，損壞的情形不加劇，彈性勁度折減現象相較於試體第 1 次試驗較不明顯，第 2 次試驗的彈性勁度較趨近一固定值，因此旗幟模型模擬試體第 2 次試驗結果較試體第 1 次試驗要來的接近。

圖 3.16 及圖 3.22 示為試體第 2 次試驗與使用旗幟模型分析，在不同側位移角下的非彈性勁度與實驗比較，可觀察出旗幟模型的非彈性勁度較為接近側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度，其原因為在給予分析程式的非彈性勁度為由圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義而得的，其非彈性勁度取至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度，在側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度前實驗結果的非彈性勁度較高，而在側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度後旗幟模型分析的非彈性勁度較高。

綜合以上試體 1 第 2 次分析結果可得知，旗幟模型使用圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義而得的彈性勁度、非彈性勁度，作為程式的輸入值來模擬試體第 2 次試驗可以較模擬試體第 1 次試驗接近實驗值，因為試體第 2 次試驗勁度折減幅度小，當作不折減

來模擬亦可接近真實。

圖 3.17 及圖 3.23 遲滯能量為力量-位移迴圈中的面積，旗幟模型中使用遲滯消能係數來決定結構系統的消釋面積，該遲滯能量為遲滯消能係數  $\alpha$  乘上降伏力量  $F_y$ ，故在旗幟模型勁度不衰減的情形下，降伏力量  $F_y$  並不會折減，而遲滯消能係數  $\alpha$  由旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得，若與第 1 次試驗比較可觀察出第 2 次試驗遲滯能量已大幅降低。

圖示 3.18 及圖 3.24 為降伏位移之比較，觀察出旗幟模型之分析結果皆大於實驗值，其原因亦如同模擬第 1 次試驗，即旗幟模型所定義的降伏點為圖 2.1 中的”理想降伏點”並非每一側位移角下的真實降伏點，由圖 3.19 及圖 3.25 降伏力之比較亦可觀察出旗幟模型分析出的降伏力較實驗值大。

### 3.7 勁度衰減旗幟模型模擬試體第 2 次實驗

本節為使用勁度衰減旗幟模型模擬試體第 2 次實驗，目的為判斷勁度衰減旗幟模型是否可以反映試體第 2 次實驗的行為，給予程式的相關條件中，彈性勁度、降伏位移、遲滯消能係數及與實驗過程相同的位移，其決定方式相同模擬試體第 1 次實驗，以圖示 2.30 定義方式決定出彈性勁度、及降伏位移，其中試體 1 彈性勁度為 3.8 kN/mm、降伏位移為 12.1 mm，而遲滯消釋係數為使用旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得，最後程式使用值  $\alpha = 0.5$ (表 3.4)為每一側位移角下的平均值，試體 2 彈性勁度為 4.7 kN/mm、降伏位移為 12 mm，而遲滯消釋係數為使用旗幟模型依據等效阻尼比  $\xi_{eq}$  所推估而得，最後程式使用值  $\alpha = 0.6$ (表 3.4)為每一側位移角下的平均值。

由於試體第 2 次試驗時其勁度折減不及第 1 次試驗時大因此可以

一近似固定值模擬，所以原本在勁度衰減旗幟模型中需定義如圖 2.29 之勁度折減率，在此需定義為 1 代表勁度不折減，而原本由圖 2.30 所定義之非彈性勁度  $K_p$  在此亦必須修正。由表 2.1 及表 2.2 可得試體 1 第 2 次試驗時其彈性勁度折減量約 36%，試體 2 第 2 次試驗其彈性勁度折減約 35%，但試體 1 第 2 次試驗非彈性勁度之折減量卻為 63%，試體 2 第 2 次試驗非彈性勁度折減量為 71%，因此可知若在不使用勁度折減的情況下，由圖 2.30 所決定的非彈性勁度作為初始條件必然太高，所以在此非彈性勁度需修正為由圖 2.30 中”第一降伏點”至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度線段斜率為非彈性勁度，其中試體 1 非彈性勁度  $K_p = 1.35$  kN/mm，試體 2 非彈性勁度  $K_p = 1.95$  kN/mm。

圖示 3.26 及圖 3.28 為試體第 2 次實驗與勁度衰減旗幟模型分析出的力量-位移曲線比較，可觀察出以勁度衰減旗幟模型不使用勁度折減率的情形下，其分析結果亦能貼近實驗線段，在側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度之前不同側位移角的最大力量有稍微偏低，側位移角大於  $\theta = \pm 0.04$  弧度則偏高，主要因為旗幟模型的非彈性勁度是依照圖示 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係定義方式取至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度決定。

圖示 3.15 及圖 3.21 為試體第 2 次試驗，在不同側位移角下的彈性勁度與實驗比較，由於使用勁度不折減，故彈性勁度皆維持固定值，雖然實驗的彈性勁度有折減情形，但是因為折減幅度不及試體於第 1 次實驗時大，故在力量-位移圖上亦可得到相近的曲線。

圖示 3.16 及圖 3.22 為試體第 2 次試驗，分別於不同側位移角下的非彈性勁度與實驗比較，觀察出分析出的非彈性勁度較為接近側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度，原因為旗幟模型分析程式的非彈性勁度為由”第一降伏點”取至側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度線段斜率，在側位移角  $\theta =$

$\pm 0.035$  弧度前實驗結果的非彈性勁度較高，而在側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度後非彈性勁度較高，亦可由力量-位移關係圖中觀察到在側位移角  $\theta = \pm 0.04$  弧度之前不同側位移角的最大力量有稍微偏低，側位移角大於  $\theta = \pm 0.04$  弧度則偏高。

圖 3.17 及圖 3.23 為模擬第 2 次試驗的遲滯消釋能量，圖 3.16 可觀察出試體 1 整體上較接近實驗，但試體 2 在側位移角  $\theta = \pm 0.035$  弧度後實驗能量有加大趨勢，且第 2 次試驗之遲滯能量皆較第 1 次試驗下降許多。由圖 3.18 及圖 3.24 可比較出勁度衰減旗幟模型的降伏位移較接近實驗，而旗幟模型則較高，原因為旗幟模型定義之降伏點為圖 2.1 中的”理想降伏點”並非每一側位移角的真實降伏點，圖示 3.19 及圖示 3.25 降伏力量之比較亦有旗幟模型較高的現象。

若以勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗至側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度的模擬結果，當作模擬試體 1 第 2 次試驗的輸入條件，則模擬結果如圖 3.27 所示，驗證以勁度衰減旗幟模型模擬第 1 次試驗結果當作模擬第 2 次試驗條件，亦可與實驗值相符。

## 第四章 橋柱動態反應

### 4.1 前言

本節主要針對旗幟模型(Flag-Shaped Model)與勁度衰減旗幟模型(Stiffness Degrading Flag-Shaped Model)模擬預力預鑄鋼管混凝土橋柱地震作用下的動態反應，以及針對不同橋柱系統(鋼筋混凝土橋柱、鋼套管混凝土橋柱)在地震作用下的動態反應作一比較，並以勁度衰減旗幟模型建立預力預鑄混凝土節塊橋柱非線性反應譜。

### 4.2 NONSPEC 基本理論介紹

當結構系統承受水平外力時，以系統阻尼、質量及抵抗力配合時間函數( $t$ )的位移、速度、加速度所組成的方程式，稱為結構系統運動方程式，在 NONSPEC 中將橋柱視為單自由度系統(Single Degree Of Freedom)，受外力時以時間( $t$ )為平衡控制之運動方程式如圖 4.1 所示。

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R(t) = P(t) \quad (4.1)$$

當單自由度系統受到水平地震力作用時，以時間( $t$ )為平衡控制之運動方程式為圖 4.2 所示。

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + R(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

其中  $M$  為系統質量(system mass)、 $C$  為系統組尼(system damping)、 $R(t)$  為系統抵抗力 (resistance function of the system)、 $u(t)$  為系統位移 (system displacement)、 $P(t)$  為作用於系統的外力(the load action on the system)、 $\ddot{u}_g(t)$  為地表加速度(ground acceleration)。

將(4.1)及(4.2)式同除  $M$  予以正規化可得:

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{R(t)}{M} = \frac{P(t)}{M} \quad (4.3)$$

$$\ddot{u}(t) + \frac{C}{M}\dot{u}(t) + \frac{R(t)}{M} = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.4)$$



以粘滯組尼比  $\xi = \frac{C}{2M\omega}$ 、系統自然頻率  $\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$  以及在彈性系統時

$R(t) = K \times u(t)$  可將(4.3)式及(4.4)式改寫為:

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = \frac{P(t)}{M} \quad (4.5)$$

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.6)$$

並定義參數

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (4.7)$$

$$\rho(t) = \frac{R(t)}{F_y} \quad (4.8)$$

其中  $u_y$  為系統降伏位移(yield displacement of the system)、 $F_y$  為系統降伏力(yield force of the system)、 $\mu(t)$  為系統位移韌性比(displacement ductility of the system)。

將(4.6)除上降伏位移  $u_y$  可使其正規化如下:

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + 2\omega\xi\frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{R(t)}{Mu_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (4.9)$$

其中:

$$\frac{R(t)}{Mu_y} = \frac{K}{M} \frac{R(t)}{Ku_y} = \omega^2 \frac{R(t)}{F_y} = \omega^2 \rho(t) \quad (4.10)$$

$$\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \frac{K}{K} \frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \omega^2 \left( \frac{M}{F_y} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.11)$$

則(4.9)式可改寫為:

$$\ddot{\mu}(t) + 2\omega\xi\dot{\mu}(t) + \omega^2 \rho(t) = -\omega^2 \left( \frac{M}{F_y} \right) \ddot{u}_g(t) \quad (4.12)$$

為簡化(4.12)右式，定義一無因次參數:

$$\eta = \frac{F_y}{M\ddot{u}_{g \max}} \quad (4.13)$$

定義系統降伏強度係數為  $C_y$ ，因此系統降伏強度為:

$$F_y = C_y \times W = C_y \times M \times g \quad (4.14)$$

系統降伏強度除以系統的最大慣性力稱為強度比(strength ratio)，並依據(4.13)式及(4.14)式可將 $\eta$ 改寫為：

$$\eta = \frac{C_y}{\ddot{u}_{g \max} / g} \quad (4.15)$$

### 4.3 旗幟模型(FS Model)與勁度衰減旗幟模型(SDFS Model) 動態分析

#### 4.3.1 彈性反應譜調整(Elastic Responses Spectra)

動態分析採用八組不同的地震紀錄(如圖 4.3 所示)，依據 ATC 32(1996)的地盤分類皆屬地盤 C 的地震計錄，由於橋柱設計所採用的設計反應譜係根據 ATC 32(1996)規範中地盤 C，地震規模  $M = 7.25 \pm 0.25$ ，最大地表加速度  $PGA = 0.7g$  所對應的反應譜。因此於分析前使用最小平方誤差調整此 8 組地震使彈性反應譜平均值接近規範值，調整係數與調整後的最大地表加速如表 4.1 所示，係數調整後的彈性加速度及位移反應譜如圖 4.4 所示。

#### 4.3.2 動態分析使用參數說明

##### 1. 旗幟模型

依據試體 1 的雙線性力量位移關係，由原本實驗的 1:6 縮尺轉換為真實力量位移關係，即將降伏強度調整為全尺橋柱的降伏強度(放大 36 倍)，將降伏位移調整為全尺橋柱的降伏位移(放大 6 倍)即圖 4.5 所示，使用旗幟模型模擬時對其降伏點之定義須由前章所述為”理想降伏點”，其對應之降伏強度  $F_y (=6012 \text{ kN})$ 、降伏位移  $\Delta_y (=108 \text{ mm})$ 、彈性勁度  $K_e (=56 \text{ kN /mm})$  及橋柱週期  $T_0 (=1.26 \text{ sec})$ ，並依據橋柱系統

所承載得重量  $W (=21920 \text{ kN})$ ，可得系統降伏強度係數  $C_y (=0.27)$ ，並由公式(4.15)依據調整後不同地震之各別最大加速度，可計算在不同的地震紀錄所對應的  $\eta$  值如表 4.1 所示，降伏後的勁度  $K_p (=0.04 K_e)$  故應變硬化率使用 0.04，系統阻尼比  $\xi = 0.05$ ，遲滯消能係數  $\alpha (=0.33)$  為試體 1 第 1 次實驗結果由旗幟模型依等效阻尼比推估而得。使用雙線性模型及勁度衰減模型分析時，所定義的參數將與使用旗幟模型分析試體 1 第 1 次試驗時定義方式相同

## 2. 勁度衰減旗幟模型

若使用勁度衰減旗幟模型時對其降伏點之定義須由前章所述為量位移關係中的”第一降伏點”，並將降伏強度調整為全尺橋柱的降伏強度(放大 36 倍)，降伏位移調整為全尺橋柱的降伏位移(放大 6 倍)，對應之降伏強度  $F_y (=4215 \text{ kN})$ 、降伏位移  $\Delta_y (=75 \text{ mm})$ 、彈性勁度  $K_e (=56 \text{ kN/mm})$  及橋柱週期  $T_0 (=1.26 \text{ sec})$ ，並依據橋柱系統所承載得重量  $W (=21920 \text{ kN})$ ，可得降伏強度係數  $C_y (=0.19)$ ，並由公式(4.15)依據調整後不同地震之各別最大加速度，可計算在不同的地震紀錄所對應的  $\eta$  值如表 4.1 所示，初始降伏勁度  $K_p (=0.37 K_e)$  故應變硬化率使用 0.37，系統組尼  $\xi = 0.05$ ，遲滯消能係數  $\alpha (=0.46)$  為試體 1 第 1 次實驗結果由勁度衰減旗幟模型依等效阻尼比推估而得，勁度折減係數則依據圖示由為試體 1 第 1 次試驗所得到的折減係數。

### 4.3.3 動態反應結果比較

依據調整後的地震紀錄，分析每一個震紀錄對橋柱所產生的動態反應，並將分析得到的力量位移關係分別作比較，圖 4.6 至圖 4.8 為 8 組地震紀錄分別使用旗幟模型(FS Model)、勁度衰減旗幟模型分析(SDFS Model)、雙線性模型(BE Model)與勁度折減模型(SD Model)

力量位移關係圖，由圖 4.6 中可觀察出兩種模型的力量位移關係曲線差異迥大，由於旗幟模型無法模擬勁度折減所以即使在地震反覆作用下使用旗幟模型的分析結果，其勁度及降伏強度依然維持不變，而勁度衰減旗幟模型的分析結果則可以觀察到，隨著地震力反覆作用，勁度與降伏強度會隨著最大位移遞減。由圖 4.7 所示為雙線性模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖，可觀察出雙線性模型的非彈性變形明顯發生於單一方向上，而勁度衰減旗幟模型的非彈性變形較為對稱，反映出傳統橋柱在地震作用後產生的殘留變形，由圖 4.8 所示傳統鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱力量位移關係圖，也可以觀察出傳統鋼筋混凝土橋柱也會發生殘留變形。

### 1. 最大位移

在最大位移部分亦有差異，圖 4.10 至圖 4.12 所示為位移歷時比較，及由圖 4.13 中 1、2、3、6、7 中旗幟模型分析結果較勁度衰減旗幟模型大，其中差異最大為圖 4.13 中編號 1 旗幟模型分析結果為勁度衰減旗幟模型的 2.09 倍(表 4.2)，而圖 4.13 編號 4、5、8 中勁度衰減旗幟模型分析結果較大，其中差異最大為編號 4 旗幟模型分析結果為勁度衰減旗幟模型的 0.48 倍(表 4.2)，整體平均上旗幟模型所分析出的最大位移較勁度衰減旗幟模型多 18%，顯示以旗幟模型來模擬動態行為，在最大位移會有高估的現象。圖 4.11 與圖 4.12 所示位移歷時，亦可觀察出鋼管混凝土橋柱與傳統鋼混凝土橋柱在地震後其位移皆不能回到原點，而預力節塊橋柱則因為有自行復位的特性，因此於卸載後有回到原點的能力。

鋼管混凝土橋柱與預力節塊橋柱最大位移比較如圖 4.13 所示，由圖示地震編號 2、3、5、8 中可觀察出，經由勁度衰減旗幟模型反映的預力節塊橋柱，其最大位移大於雙線性模型反映的鋼管混凝土橋

柱，其中差異幅度最大為圖編號 2 地震鋼管混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 0.49 倍(表 4.2)，而在地震編號 1、4、6、7 中，預力節塊橋柱所分析的最大位移則較鋼管混凝土橋柱小，其中差異最大為圖編號 6 地震鋼管混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 1.64 倍(表 4.2)，經由分析結果整體平均上預力節塊橋柱與鋼管混凝土的最大位移差異量為 2%。

傳統鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱最大位移比較如圖 4.13 所示，由圖示地震編號 2、3、4、5、8 中可觀察出，預力節塊橋柱的最大位移大於傳統鋼筋混凝土橋柱，其中差異幅度最大為編號 8 地震，傳統鋼筋混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 0.61 倍(表 4.2)，而地震編號 1、6、7 中，則以傳統鋼筋混凝土的最大位移較大，其中差異幅度最大為圖編號 1 地震鋼管混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 1.35 倍(表 4.2)，整體而言傳統鋼筋混凝土橋柱的最大位移與預力節塊橋柱差異量為 3%。

圖 4.9 為勁度衰減旗幟模型使用不同遲滯能量消釋係數之反應結果比較，由圖 4.9 及表 4.6 中可觀察出放大遲滯能量對於最大位移有稍微降低現象，且力量位移迴圈中的遲滯面積較為飽滿即反應出較高的遲滯能量消釋能力，此現象符合對於提高遲滯消釋能量的期待，整體來說最大位移大約降低 5%，但並非使用 2 倍的遲滯能量消釋係數即有 2 倍的遲滯消釋能量，原因為遲滯消釋能量為力量位移迴圈中包圍的面積，此面積除了與遲滯能量消釋係數有關，亦與卸載時非彈性勁度斜率、勁度折減係數有關，因此並非單純以 2 倍遲滯能量消釋係數，即可得 2 倍遲滯能量。

## 2. 遲滯消釋能量

遲滯消釋能量的分析結果比較如圖 4.14 所示，在地震編號 1、3、



6、8 中旗幟模型的分析結果較勁度衰減旗幟模型大，其中差異最大為以圖編號 1 地震，旗幟模型遲滯消釋能量為勁度衰減旗幟模型的 1.89 倍(表 4.3)，而在地震編號 2、4、5、7 中旗幟模型遲滯消釋能量分析結果較勁度衰減旗幟模型低，其中差異最大為圖編號 4 地震旗幟模型遲滯消釋能量為勁度衰減旗幟模型的 0.32 倍(表 4.3)，整體平均上旗幟模型所分析出的遲滯消釋能量較勁度衰減旗幟模型少 5%，即在遲滯消釋能量上兩模型的分析結果是相近的。

圖 4.14 亦可以觀察出雙線性模型反映的鋼管混凝土橋柱其遲滯消釋能量，皆大於勁度衰減旗幟模型反映的預力節塊橋柱，最大差異為圖編號 3 地震鋼管混凝土橋柱的遲滯消釋能量為預力節塊橋柱的 2.76 倍(表 4.3)，整體平均上鋼管混凝土橋柱的遲滯消釋能量較預力節塊橋柱多 67%，而傳統鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱比較亦是相同現象，傳統鋼筋混凝土橋柱的遲滯消釋能量皆大於預力節塊橋柱，最大差異為圖編號 1 地震傳統鋼筋混凝土橋柱的遲滯消釋能量為預力節塊橋柱的 2.75 倍(表 4.3)，整體平均上傳統鋼筋混凝土橋柱的遲滯消釋能量較預力節塊橋柱多 81%。

### 3.系統吸收能

所謂吸收能即系統累計的遲滯消釋能量加上最大彈性應變能，吸收能量比較如圖 4.15 所示，在地震編號地震編號 1、3、6、7 中旗幟模型的分析結果較勁度衰減旗幟模型大，其中差異最大為以圖編號 1 地震，旗幟模型吸收能量為勁度衰減旗幟模型的 1.86 倍(表 4.4)，而在地震編號 2、4、5、8 中旗幟模型吸收能量分析結果較勁度衰減旗幟模型低，其中差異最大為圖編號 4 地震旗幟模型遲滯消釋能量為勁度衰減旗幟模型的 0.49 倍(表 4.4)，整體平均上旗幟模型所分析出的吸收能量較勁度衰減旗幟模型多 13%，即若以旗幟模型模擬動態行

為，系統吸收能會被多估超過 10%。

鋼管混凝土橋柱與預力節塊橋柱系統吸收能比較如圖 4.15 所示，由圖示地震編號 2、7、8 中可觀察出，經由勁度衰減旗幟模型反映的預力節塊橋柱，其系統吸收能大於雙線性模型反映的鋼管混凝土橋柱，其中差異幅度最大為圖編號 2 地震鋼管混凝土橋柱的吸收能為預力節塊橋柱的 0.85 倍(表 4.4)，而在地震編號 1、3、4、5、6 中，預力節塊橋柱所分析的吸收能則較鋼管混凝土橋柱小，其中差異最大為編號 3 地震鋼管混凝土橋柱的吸收能為預力節塊橋柱的 2.64 倍(表 4.4)，經由分析結果整體平均上預力節塊橋柱與鋼管混凝土的吸收能量差異量為 43%。

傳統鋼筋混凝土橋柱與預力節塊橋柱吸收能量比較如圖 4.15 所示，由圖示地震編號 2、7 中可觀察出，預力節塊橋柱的吸收能量大於傳統鋼筋混凝土橋柱，其中差異幅度最大為編號 7 地震，傳統鋼筋混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 0.97 倍(表 4.4)，其餘地震則以傳統鋼筋混凝土的吸收能量較大，其中差異幅度最大為圖編號 1 地震傳統鋼筋混凝土橋柱的最大位移為預力節塊橋柱的 2.2 倍(表 4.4)，整體而言傳統鋼筋混凝土橋柱的吸收能量與預力節塊橋柱差異量為 43%。

#### 4.3.4 受損後結構物動態分析與結果比較

預力結構系統具有自行復位及小殘留變形的特性，因此在地震過後結構物繼續使用的機率很高，本節將使用旗幟模型與勁度衰減旗幟模型分別模擬預力結構物經由第 1 次地震作用後，其結構物在受損的情形下再次歷經相同地震之反應。

模擬預力結構在 第 2 次地震作用下之反應時，其結構週期( $T$ )與系統降伏強度係數 $C_y$ ，須以 第 1 次地震作用後結構的降伏強度 $F_y$ 重新計算，因此可預知若使用旗幟模型模擬預力結構動態反應，在 第 1 次地震後其降伏強度 $F_y$ 在勁度不折減的情形下並不會改變，於 第 2 次地震時其結構週期( $T$ )與系統降伏強度係數 $C_y$ 必與模擬 第 1 次地震時相同，但若使用勁度衰減旗幟模型模擬預力結構動態反應，在 第 1 次地震後，降伏強度 $F_y$ 必會因為勁度的折減而降低，故必須重新計算不同地震作用後，各別對應受損後的結構週期( $T$ )與系統降伏強度係數 $C_y$ 如表 4.5 所示，又因為正方向與負方向的勁度折減並不互相影響，所以兩方向最後的降伏強度必不同，因此本研究之降伏強度取正方向、負方向兩者間的小值。

在模擬預力結構受 第 2 次地震作用時，其遲滯能量消釋係數將使用試體 1 第 2 次試驗，分別使用以旗幟模型與勁度衰減旗幟模型依系統等效組尼所得出的遲滯能量消釋係數，其中旗幟模型遲滯能量消釋係數 $\alpha(=0.45)$ ，勁度衰減旗幟模型遲滯能量消釋係數 $\alpha(=0.5)$ ，而使用勁度衰減旗幟模型時於勁度折減係數的設定，須以 第 1 次地震分析結果正方向、負方向兩者中的最大位移而決定，當模擬 第 2 次地震作用時其位移必須超過此最大位移才進行勁度折減的計算，即反應前章節所得出，在位移反覆作用下須超過上次最大位移，結構損壞加劇才進行折減，因此各地震所對應的折減係數必不同，於 第 1 次地震分析最大位移及勁度折減率如表 4.5 所示。

由圖 4.16 所示為分別使用旗幟模型與勁度衰減旗幟模型模擬 第 2 次地震作用的力量位移關係比較，由圖中可明顯觀察出旗幟模型的分析結果與勁度衰減旗幟模型的分析結果差異甚大，最大的原因為使用勁度衰減旗幟模型模擬動態行為時，於 第 1 次地震後可以得到折

減後的降伏強度，亦可得知損壞後的結構週期、系統降伏強度係數，但是旗幟模型無法模擬勁度折減亦無法得知損壞後的結構降伏強度，等同於再次模擬第1次地震而非模擬第2次地震，故由此可知旗幟模型並無法真實反應結構物於第2次地震下的行為，因此以下將比較勁度衰減旗幟模型在第1次地震及第2次地震的分析結果。

圖 4.17 所示為勁度衰減旗幟模型，模擬第1次地震與第2次地震力量位移關係圖，由圖中可觀察出，第2次地震的力量位移關係曲線會依循第1次地震後最後一圈的曲線，反映出第2次地震時的勁度與降伏強度，是依據第1次地震後結構物的受損情況而定，而當第2次地震的位移超過第1次地震的最大位移後，勁度才會繼續折減，如圖 4.17 中(c)、(f)、(h)即有發生第2次地震產生折減現象。

### 1. 最大位移

由圖 4.18 所示為位移歷時分析結果比較圖，及由圖 4.13 中可觀察出地震編號 1、3、6、7、8 於第2次地震分析的最大位移大於第1次地震分析的最大位移，其中差異最大為圖編號 8 地震第2次地震分析的最大位移為第1次地震分析的 1.81 倍(表 4.2)，而在地震編號 2、4、5 中則是第2次地震分析結果小於第1次地震分析結果，其中以編號 4 地震第2次地震分析的最大位移為第1次地震分析的 0.78 倍(表 4.2)，整體平均上第2次地震分析出的最大位移較第1次地震多出 13%。

### 2. 遲滯消釋能量

由圖 4.14 所示遲滯消釋能量比較圖中可觀察出，地震編號 1 與 7 在第2次地震分析時的遲滯消釋能量較第1次地震分析時大，其餘地震在第2次地震分析時的遲滯消釋能量皆小於第1次地震分析時的遲滯消釋能量，其中編號 1 地震第2次地震分析的遲滯消釋能量為第



1 次地震分析的 1.30 倍(表 4.3)，地震編號 7 地震 第 2 次地震分析的遲滯消釋能量為 第 1 次地震分析的 1.89 倍(表 4.3)，其餘地震在第 2 次地震分析時遲滯消釋能量皆小於第 1 次地震分析，其中以編號 5 地震第 2 次地震分析的遲滯消釋能量為第 1 次地震分析的 0.45 倍(表 4.3)，整體平均上 2 次地震分析的遲滯能量較第 1 次地震分析少 7%，主要原因為遲滯消釋能量係由遲滯消釋能量係數與降伏強度決定，在第 2 次地震分析時其降伏為 第 1 次地震分析折減後較低的降伏強度，故所計算的遲滯消釋能量大多較 第 1 次地震分析結果低。

#### 4.4 反應譜分析

本節中將以勁度衰減旗幟模型製作預力節塊橋柱之反應譜，使用地震紀錄為由 4.3.1 節調整彈性反應譜平均值接近規範曲線後的 8 組地震紀錄，將此 8 組地震紀錄分別執行 8 個結構週期  $T(=0.1、0.25、0.5、1、1.5、2、2.5、3)$ ，與 5 個系統降伏強度係數  $C_y(=0.1、0.2、0.4、0.5、0.8)$ ，並以此 8 組地震分析結果製作反應譜，其中系統降伏強度係數  $C_y$  需依照公式(4.15)轉換為個別地震紀錄所對應之強度比  $\eta$  如表 4.5 所示，其他參數皆以使用勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 第 1 次試驗時為準與 4.3.2 節中勁度衰減旗幟模型定義相同，分析結果如下：

在 8 組地震紀錄中將挑選 4 組地震紀錄(Landers: Joshua Tree、Loma Prieta: Saratoga、Northridge: Beverly Hills、Chi-Chi: Tcu039)分別以週期  $T(=0.5、1.0)$ 、降伏強度係數  $C_y(=0.2、0.4、0.8)$  及遲滯能量消釋係數  $\alpha(=0.46、0.92)$ ，分別製作其力量位移關係如圖 4.19 至圖 4.26 所示，在地震紀錄 Landers: Joshua Tree 中可觀察到，圖 4.19 中當週期  $T=0.5$  秒時，最大位移有隨著降伏強度係數  $C_y$  增大而遞減的趨勢，圖示 4.20 週期  $T=1.0$  時亦有此現象，由圖 4.19 至 4.20 中可觀察出，



週期愈小所反映的彈性勁度愈大，週期愈大彈性勁度愈小，且在相同的週期下，降伏強度及降伏位移將與降伏強度係數 $C_y$ 成正比，且可以發現，遲滯消釋能量放大 2 倍對於最大移並沒有顯著的影響。

而在地震紀錄 Northridge: Beverly Hills 中即圖 4.23 至圖 4.24 中可以觀察出，最大位移有隨著降伏強度係數 $C_y$ 成遞減，但在 $T=1.0$  秒時則與地震紀錄 Landers: Joshua Tree 不同，所反應的現象為彈正負方向皆進入非線性狀態，同樣的在地震紀錄 Northridge: Beverly Hills 中，觀察到遲滯消釋能量放大 2 倍對於最大位移並無顯著影響。

而在地震紀錄 Chi-Chi: Tcu039 即圖 4.25 至圖 4.26 中，在圖 4.25 週期 $T=0.5$  秒時，可觀察出最大位移隨著降伏強度係數 $C_y$ 愈大有遞減趨勢，且遲滯能量消釋係數放大在最大位移上亦無明顯影響。

由圖 4.19 至圖 4.26 觀察可得知週期愈大彈性勁度愈小，降伏強度及降伏位移與降伏強度係數 $C_y$ 成正比，且在最大位移在週期隨著降伏強度係數 $C_y$ 愈大而遞減的趨勢是可以確定的，但其遞減量並非一定明顯，因此反應譜將以 8 組地震紀錄之平均值製作，觀察其趨勢與反應。

## 1. 韌性反應譜

所謂韌性即為結構物在破壞前承受非彈性變形之能力，結構具有良好的韌性其瀕臨破壞時，非彈性行為將能吸收地震所造成結構物的慣性力，一良好的韌性結構物其能量大多由非彈性變形所吸收，因此具有非彈性變形的結構物其設計地震力便能因此降低。韌性係數為一將韌性定量表示方法，在本論文中將以最大位移除上降伏位移計算之。

最大位移反應譜如圖 4.27(a)所示，圖中可觀察出最大位移與週期成正比，當週期愈大其所對應之最大位移愈大，且可觀察出降伏強度

係數  $C_y$  ( $=0.2、0.4、0.5、0.8$ ) 所反映出的最大位移較為接近，而降伏強度係數  $C_y$  ( $=0.1$ ) 的最大位移反應則較高，而圖中虛線部份為提高 2 倍遲滯能量消釋係數之最大位移反應結果，可觀察到在降伏強度係數  $C_y=0.1$  有明顯降低，但在其他降伏強度係數中其反應結果則是差異不大。

預力節塊橋柱韌性反應譜如圖 4.27(b) 所示，由圖中可觀察出，週期愈大其所反映出的韌性愈小，且與降伏強度係數  $C_y$  成反比，在相同週期下，降伏強度係數越小韌性愈大，當結構週期小於 1 秒時韌性皆有大幅度增加之趨勢。圖中虛線部份為以 2 倍遲滯能量消釋係數之反應結果，可觀察到在降伏強度係數  $C_y=0.1$  所反映的結果皆小於使用 1 倍遲滯能量消釋係數分析結果，而在其他降伏強度係數中，只有在週期小於 1 秒時，韌性反應值有稍微降低得現象，在週期大於 1 秒後，遲滯能量放大 2 倍的分析結果則與 1 倍的遲滯能量消釋係數差異不大。

圖 4.28 為韌性需求範圍，考量試體 1 設計側位移角達  $\theta=0.035$  弧度時，混凝土所對應的最大壓應變  $\epsilon_c$  小於  $1/2\epsilon_{cu}$ 。因此圖 4.28 代表當側位移角達  $\theta=0.035$  弧度時對應韌性值 6.8，以此韌性值在圖 4.27(b) 中可得與各降伏強度係數  $C_y$  的相交值，將各相交值以縱軸為降伏強度係數  $C_y$ ，橫軸為對應週期作圖即可得韌性需求範圍。在圖 4.28 中當使用週期與降伏強度係數  $C_y$  落在線段之右上方，即為韌性需求範圍。

## 2. 能量反應譜

能量反應譜包含遲滯消釋能量與系統吸收能，其中系統吸收能為累計遲滯能量加上最大彈性應變能，圖 4.29(a) 所示為遲滯能量反應譜，圖 4.29(b) 為由遲滯消釋能量所轉的速度  $V_h$ ，由圖中可觀察出，在週期  $T$  ( $=0.5$ ) 秒至  $T$  ( $=1.0$ ) 秒間，遲滯消釋會達最大值，當週期在 0.5

秒以前，遲滯消釋能量隨著週期放大而增加，當週期超過 1 秒時，遲滯消釋能量將隨著週期放大而遞減，而圖中在週期  $T=3.0$  秒時出現遲滯能量為 0 的原因為，力量位移皆在彈性範圍內並無非線性行為發生，如同圖 4.26 (c) 正方向所呈現的力量位移關係，而系統吸收能量反應譜如圖 4.30(a) 所示，由吸收能轉換的速度  $V_a$  如圖 4.30(b) 所示，觀察其現象亦與遲滯能量反應譜有雷同情形，週期 0.5 秒前吸收能隨著週期愈大而增加，且在週期為 0.5 秒至 1.0 秒達其最大值，當週期超過此範圍則開始下降。

### 3. 加速度反應譜

圖 4.31 所示為 8 組地震分析結果平均加速度反應譜，可觀察出週期愈大則加速度愈小，週期愈小則加速度愈大，且與降伏強度係數  $C_y$  成正比，在相同週期下降伏強度係數愈大則加速度愈大，且週期大於 2 秒後，其遞減幅度較週期為 2 秒前小，亦可觀察出降伏強度係數愈大則隨週期遞減的幅度愈大，由降伏強度係數  $C_y (=0.1)$  及降伏強度係數  $C_y (=0.8)$  來比較可發現，降伏強度係數  $C_y (=0.1)$  的曲線較為平緩而降伏強度係數  $C_y (=0.8)$  的曲線較為陡峭。在降伏強度係數  $C_y (=0.4、0.5、0.8)$  時當週期小於 0.5 秒其加速度的趨勢為遞增，週期大於 0.5 秒之後才為遞減，而降伏強度係數  $C_y (=0.1、0.2)$  時其加速度隨週期皆為遞減趨勢。

## 第五章 結論與建議

### 5.1 結論

本研究以試體第 1 次試驗之實驗數據整理結果，歸納分析其勁度趨勢，並以此作為勁度衰減旗幟模型的發展依據，同時以相同試體進行第 2 次試驗並觀察其行為，再以模型模擬試驗以檢驗模型之計算機制是否可以有效反映真實情形，最後以此模型執行地震分析比較其分析結果，根據本研究之理論分析與試驗結果，可歸納出以下幾點結論：

1. 勁度衰減旗幟模型模擬試體試驗，可以有效反應試體試驗力量位移關係，亦可反映每側位移角下的真實勁度及遲滯能量，即映證勁度衰減旗幟模型的力量位移計算機制可以有效反映預力預鑄混凝土節塊橋柱，在受到反覆載重作用下之行為。

2. 當橋柱試體開始執行某側位移角  $\theta$  時，於加載段的力量-位移包絡線基本上會沿著上一側位移角  $\theta$  最後一圈的加載力量-位移包絡線，此現象的原因為，只要試體的側位移不超過上一側位移角  $\theta$  的最大位移，試體損壞情形未加劇，則勁度會依照最後的破壞情形，因此亦可觀察出執行某側位移角  $\theta$  時，第一圈的力量-位移包絡線都會比第二、第三圈的大，原因正為第二、第三圈的勁度是依第一圈到達最大位移後損壞較低的勁度。

3. 提高鋼腱預力將相對提高試體整體勁度，且在相同側位移角下，提高預力有較大的遲滯能量消釋，但也因為預力的提高，所以在相同側位移角下混凝土內部應力會比不提高鋼腱預力來的大，使混凝土更快達破壞應變。

4. 由於試體第 2 次試驗時，其側位移角皆不超過第 1 次試驗最大側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度，因此第 2 次試驗時，勁度不再有大程度的折減

情形，試體勁度皆依第 1 次試驗側位移角  $\theta = \pm 0.06$  弧度的損壞情況，近似一固定值，因此以無法模擬勁度折減的旗幟模型來模擬第 2 次試驗，亦可得到與實驗相近的力量位移關係，若以勁度衰減旗幟模型來模擬第 2 次試驗，則不需使用勁度折減率且非彈性勁度修正為力量位移關係圖中，“第一降伏點”至設計側位移角的線段斜率，其分析結果亦可與實驗相近。

5. 由於旗幟模型無法模擬勁度折減，所以在模擬地震力作用下其降伏強度並不會折減，無法模擬真實情形，而勁度衰減旗幟模型由於有勁度折減率與側向位移之關係作為勁度折減依據，因此可以模擬預力預鑄節塊橋柱受地震力作用後，結構物受損後的強度。

## 5.2 建議

1. 本研究所使用的勁度折減率由試體試驗而得，但若在分析階段尚無實驗依據，此勁度減率折減係數如何決定，尚有待進討論。
2. 勁度衰減旗幟模型考量理想預力系統有自行復位且零殘留變形特性，所以模型於卸載階段皆回到原點，但由實驗曲線可發現亦有小部分殘留變形，因此若欲模擬此小殘留變形尚有討論空間。



## 參考文獻

- 1.陳鈺智 (2004),”預鑄鋼管混凝土節塊橋柱之耐震行為研究”,指導教授:周中哲  
國立交通大學碩士論文。
- 2.張國鎮、羅俊雄、丘惠生、黃震興、鄭橙標、王瑞禎(2002),「預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性及在國內應用時相關設計(第一期)」,交通部台灣區國道新建工程局。
- 3.張國鎮、羅俊雄、丘惠生、黃震興、鄭橙標、王瑞禎(2004),「預鑄節塊橋墩結構耐震行為特性及在國內應用時相關設計(第二期)」,交通部台灣區國道新建工程局。
- 4.莫詒隆(1999),「預鑄混凝土橋墩之耐震行為(一)」財團法人中興工程顧問社。
- 5.Wing-Pin Kwan, and Sarah L. Billington,(2003)”Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Pier. I :Monotonic and Cyclic Analyses”, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.8,No3,pp.92-101
6. Wing-Pin Kwan, and Sarah L. Billington,(2003)”Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Pier. II :Seismic Analyses”, *Journal of Bridge Engineering*, Vol.8,No3,pp.102-111
- 7.AISC,”Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings” Steel,American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2002.
- 8.Constantin Christopoulos (2002)”Seismic Response of Self-Centering Hysteretic Systems”,*Earthquake Engineering and Structure Dynamic*,Vol.31,pp.1131-1150.
- 9.Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Report.ATC-32.Applied Technology Council.Redwood City,California,1996.
- 10.Joshua T. Hews ,M.J.N. Priestley “Seismic Response of Unbound Post-Tensioned Precast Concrete Segmental Bridge Column”. *M.S. Thesis, University of California San Diego*,2000.
- 11.Joshua T. Hews ,M.J.N. Priestley “Seismic Response of Unbound Post-Tensioned Precast Concrete Segmental Bridge Column”. *P.H.D. Thesis, University of California San Diego*,2000.
- 12.K.A.S.Susanttha,Hanbin Ge and Tsutomu Usami,(2002)”Cyclic Analysis and Capacity Prediction Concrete Steel Box Columns. ”*Earthquake Engineering and*

- Structure Dynamic*, Vol.31, pp.195-216.
13. Mervyn J. Kowalsky and M.J.N. Priestley, (2000) "Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Column in Seismic Regions", *ACI Structure Journal*, Vol.97, No.3, pp.388-396
14. M.J.N. Priestley, F. Seible and G.M. Calvi, "Seismic Design and Retrofit of Bridges", 1996.
15. Mohsen Issa, Robert L. Yuan (1989) "Prestressed Concrete Column Behavior", *PCI Journal*, November-December, pp.51-67.
16. Y. H. Chai, M.J.N. Priestley, and F. Seible, (1994) "Analytical Model For Steel-Jacketed RC Circular Columns", *Journal of Structure Engineering*, Vol.120, No.8, pp.2358-2375.
17. Yi Zheng, Tsutomu Usami, Hanbin Ge, (2001) "Ductility of Thin-walled Steel Box Stub-Columns", *Journal of Structure Engineering*, Vol.126, No.11, pp.1304-1311.



表 2.1 勁度  $K_{el,pus}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st	9.3	7.5	6.7	5.7	4.9	4.0	3.2	2.7
	2nd	3.8	3.7	3.6	3.4	3.2	2.9	2.5	2.4
2	1st	10.6	8.5	7.3	6.1	5.4	4.4	3.3	2.8
	2nd	4.7	4.5	4.2	4.0	3.6	3.2	3.1	

Unit: kN /mm

表 2.2 勁度  $K_{pl,pus}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		3.5	2.5	2.1	1.6	1.3	1.1	1.0
	2nd		2.7	2.1	1.8	1.4	1.2	1.1	1.0
2	1st		3.9	3.1	2.6	1.9	1.4	1.2	1.0
	2nd		3.4	2.8	2.4	1.9	1.5	1.0	

Unit: kN /mm

表 2.3 勁度  $K_{pu,pus}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		6.2	3.6	2.8	2.4	1.8	1.4	1.2
	2nd		3.4	2.4	2.1	1.6	1.3	1.2	1.0
2	1st		8.2	5.0	3.8	2.6	1.8	1.4	1.3
	2nd		6.3	3.7	3.1	2.3	2.0	1.5	

Unit: kN /mm

表 2.4 勁度  $K_{eu,pus}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st	9.3	7.9	6.8	5.9	5.0	4.0	3.4	2.7
	2nd	4.0	3.8	3.5	3.4	3.2	3.0	2.7	2.4
2	1st	10.6	8.7	6.7	5.7	4.7	3.8	3.0	2.3
	2nd	5.6	4.7	4.3	3.4	3.6	2.22	1.5	

Unit: kN /mm

表 2.5 勁度  $K_{el,pul}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st	9.0	7.1	6.2	5.2	4.4	4.1	3.4	2.7
	2nd	3.8	3.7	3.6	3.4	3.4	3.0	2.8	2.5
2	1st	9.8	8.2	7.0	6.0	4.8	4.1	3.3	2.6
	2nd	4.8	4.6	4.3	4.3	3.6	3.5	3.0	

Unit: kN /mm

表 2.6 勁度  $K_{pl,pul}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		3.4	2.6	2.3	1.5	1.2	1.1	1.0
	2nd		2.8	2.3	2.0	1.6	1.3	1.1	1.0
2	1st		3.8	3.1	2.7	1.8	1.3	1.1	1.0
	2nd		3.5	3.2	3.0	2.6	2.0	1.2	

Unit: kN /mm

表 2.7 勁度  $K_{pu,pul}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		5.9	3.4	2.7	2.2	1.6	1.3	1.1
	2nd		3.7	2.9	2.3	1.8	1.4	1.2	1.1
2	1st		8.7	5.0	3.8	2.6	1.8	1.5	1.2
	2nd		7.0	4.9	3.4	2.6	2.0	1.6	

Unit: kN /mm

表 2.8 勁度  $K_{eu,pul}$  與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		5.9	3.4	2.7	2.2	1.6	1.3	1.1
	2nd		3.7	2.9	2.3	1.8	1.4	1.2	1.1
2	1st		8.7	5.0	3.8	2.6	1.8	1.5	1.2
	2nd		7.0	4.9	3.4	2.6	2.0	1.6	

Unit: kN /mm

表 2.9 第一降伏點位移與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		12.2	11.9	12.2	11.9	12.0	12.6	12.5
	2nd		12.1	9.1	10.2	9.4	10.0	10.3	11.9
2	1st		12.2	12.0	11.6	11.7	12.5	12.0	10.1
	2nd		12.0	12.1	11.9	12.2	12.7	11.6	

Unit: mm

表 2.10 第一降伏點力量與側位移關係

Specimen No.	Test	Drift(%)							
		0.6	0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0
1	1st		91.5	79.7	69.5	58.3	48.0	40.3	33.8
	2nd		33.7	32.8	34.7	30.1	29.0	25.8	28.6
2	1st		103.7	87.6	70.8	63.2	55.0	39.6	28.3
	2nd		54.0	50.8	47.6	43.9	40.6	36.0	

Unit: kN

表 2.11 程式模擬參數

Model		Specimen No.	(kN/mm)	(kN/mm)	$\Delta_y$ (mm)	$F_y$ (kN)
FS	Analysis	1	10.3	0.5	16	165
		2	11.2	0.5	16	180
	Test	1	9.3	0.4	17.9	167
		2	10.5	0.6	16	171
SDFS	Analysis	1	10.3	4.0	11	130
		2	11.2	3.3	10	130
	Test	1	9.3	3.5	12.2	125
		2	10.6	3.9	12.2	138



表 2.12 遲滯消能係數  $\alpha$  與側位移關係

Model.	Specimen No.	Drift(%)							
		0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	average
FS	1	0.42	0.42	0.35	0.3	0.3	0.3	0.3	0.33
	2	0.57	0.57	0.47	0.42	0.41	0.42	0.43	0.45
SDFS	1	0.46	0.47	0.47	0.46	0.47	0.47	0.46	0.46
	2	0.52	0.52	0.5	0.48	0.46	0.46	0.5	0.52

表 2.13 勁度折減係數與側位移關係

Specimen No		A	B	C	A'	B'	C'
1	$\Delta/\Delta_y$	1	4	8	1	4	8
	Ratio	1	0.64	0.48	1	0.58	0.36
2	$\Delta/\Delta_y$	1	4	8	1	4	8
	Ratio	1	0.57	0.4	1	0.66	0.35

表 3.1 修補材料(Nafufill KM 250)砂漿抗壓強度

Cylinder NO.	Specimen 1 2nd Test((MPa)	Specimen 1 2nd Test(MPa)
1	73	65
2	69	63
Average	71	64

表 3.2 試體 2 第 2 次試驗預力施拉紀錄

Step	油壓機讀數(bar)	$T_{Strand}$ (kN)
1	20	188
2	58	543
3	97	908
4	136	1272
5	176	1645
6	195	1823
7	215	2010
8	234	2187
9	254	2374
10	273	2551
11	293	2738
12	313	2925
13	332	3102
14	352	3289
15	371	3467
16	391	3653
Power Seating	322	3160

千斤頂校正公式: 1Bar=0.953T

表 3.3 鋼腱力量與側位移

	Specimen 1				Specimen 2			
	1st		2nd		1st		2nd	
Drift%	PT Force	$\Delta_{Force}$	PT Force	$\Delta_{Force}$	PT Force	$\Delta_{Force}$	PT Force	$\Delta_{Force}$
0.9	2370	10	2369	9	2470	8	3169	9
1.5	2400	40	2393	33	2490	28	3194	34
2.0	2440	80	2427	67	2510	48	3225	65
3.0	2500	140	2505	145	2620	158	3308	148
4.0	2550	190	2597	237	2700	238	3382	222
5.0	2640	280	2700	340	2740	278	3459	299
-0.9	2370	10	2371	11	2510	48	3214	54
-1.5	2400	40	2395	35	2600	138	3220	60
-2.0	2440	80	2427	67	2660	198	3300	140
-3.0	2530	170	2498	138	2800	338	3450	290
-4.0	2650	290	2580	220	2940	478	3600	440
-5.0	2720	360	2660	300	3030	568	3720	560

Unit:kN

表 3.4 第 2 次試驗遲滯消能係數  $\alpha$  與側位移關係

Model.	Specimen No.	Drift(%)							
		0.9	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	average
FS	1	0.4	0.41	0.45	0.43	0.45	0.48	0.49	0.45
	2	0.4	0.44	0.42	0.45	0.5	0.56		0.46
SDFS	1	0.41	0.47	0.5	0.5	0.5	0.52	0.56	0.5
	2	0.52	0.55	0.52	0.6	0.65	0.7		0.6

表 4.1 8 組調整地震紀錄

Type	Earthquake Event	Year	Station	PGA (g)	Scaling Factor	Scaled PGA	Soil Type	Distance (km)	Number of Data	$\Delta T$ (sec)	FS Model ( $C_y = 0.27$ )	SDFS Model ( $C_y = 0.19$ )
a	Loma Prieta	1989	1652 Anderson Dam (Downsteam)	0.24	3.6	0.86	C	21	7925	0.005	0.32	0.22
b	Loma Prieta	1989	58065 Saratoga-Aloha Ave	0.32	3	0.96	C	13	7995	0.005	0.29	0.20
c	Landers	1992	22170 Joshua Tree	0.283	2.6	0.73	C	11	4000	0.02	0.37	0.26
d	Landers	1992	Coolwater	0.42	2.2	0.92	C	21	11190	0.0025	0.30	0.21
e	Northridge	1994	90013 Beverly Hills-14145 Mulhol	0.52	1.8	0.93	C	20	3000	0.01	0.29	0.21
f	Northridge	1994	24278 Castaic- Old Ridge Route	0.51	1.3	0.66	C	21	3000	0.02	0.41	0.29
g	Chi-Chi	1999	TCU034	0.25	2.3	0.57	C	33	18000	0.005	0.48	0.33
h	Chi-Chi	1999	TCU039	0.21	3.5	0.73	C	17	18000	0.005	0.37	0.26

表 4.2 8 組地震紀錄最大位移

NO.	Record	SDFS Model	FS Model	BE Model	SD Model	SDFS Model (2nd Motion)	Ratio 1	Ratio 2	Ratio 3	Ratio 4
1	Anderson Dam	131	274	171	177	177	2.09	1.31	1.35	1.06
2	Saratoga	443	587	218	294	294	1.33	0.49	0.66	0.96
3	Joshua Tree	439	525	344	397	397	1.20	0.78	0.90	1.03
4	Coolwater	360	172	437	302	302	0.48	1.21	0.84	0.78
5	Beverly Hills	476	418	435	464	464	0.88	0.91	0.97	0.98
6	Castsic Old Ridge	245	300	402	265	265	1.22	1.64	1.08	1.23
7	TCU034	92	120	120	120	120	1.30	1.30	1.30	1.20
8	TCU039	968	936	511	588	588	0.97	0.53	0.61	1.81

Note:Ratio 1: FS Model / SDFS Model

Ratio 2: Bilinear Model / SDFS Model

Ratio 3: Degrading Model / SDFS Model

Ratio 4: SDFS Model 2nd motion / SDFS Model 1st motion



表 4.3 8 組地震紀錄遲滯消釋能量

NO.	Record	SDFS Model	FS Model	BE Model	SD Model	SDFS Model (2nd Motion)	Ratio 1	Ratio 2	Ratio 3	Ratio 4
1	Anderson Dam	0.86	1.63	1.84	2.37	1.12	1.89	2.14	2.75	1.30
2	Saratoga	3.15	2.14	3.36	4.28	1.85	0.68	1.07	1.36	0.59
3	Joshua Tree	4.73	5.07	13.04	10.35	3.80	1.07	2.76	2.19	0.80
4	Coolwater	2.29	0.73	3.31	3.43	1.28	0.32	1.45	1.50	0.56
5	Beverly Hills	3.13	2.01	5.06	4.83	1.42	0.64	1.62	1.54	0.46
6	Castsic Old Ridge	1.61	2.14	3.08	3.22	1.42	1.33	1.91	2.00	0.88
7	TCU034	0.24	0.08	0.26	0.25	0.45	0.35	1.08	1.05	1.89
8	TCU039	9.94	12.97	13.36	21.25	9.25	1.31	1.34	2.14	0.93

Note: Ratio 1: FS Model / SDFS Model

Ratio 2: Bilinear Model / SDFS Model

Ratio 3: Degrading Model / SDFS Model

Ratio 4: SDFS Model 2nd motion / SDFS Model 1st motion

表 4.4 8 組地震紀錄系統吸收能

NO.	Record	SDFS Model	FS Model	BE Model	SD Model	SDFS Model (2nd Motion)	Ratio 1	Ratio 2	Ratio 3	Ratio 4
1	Anderson Dam	1.08	2.01	2.18	2.37	1.32	1.86	2.02	2.20	1.22
2	Saratoga	4.37	3.29	3.70	4.28	2.78	0.75	0.85	0.98	0.63
3	Joshua Tree	5.07	6.81	13.39	10.35	4.14	1.34	2.64	2.04	0.81
4	Coolwater	3.04	1.48	3.66	3.43	1.50	0.49	1.20	1.13	0.49
5	Beverly Hills	4.44	4.18	5.38	4.83	2.48	0.94	1.21	1.09	0.55
6	Castsic Old Ridge	2.10	3.29	3.36	3.22	1.75	1.57	1.60	1.54	0.83
7	TCU034	0.43	0.47	0.42	0.42	0.67	1.10	0.96	0.97	1.55
8	TCU039	13.96	13.48	13.71	21.25	15.39	0.97	0.98	1.52	1.10

Note: Ratio 1: FS Model / SDFS Model

Ratio 2: Bilinear Model / SDFS Model

Ratio 3: Degrading Model / SDFS Model

Ratio 4: SDFS Model 2nd motion / SDFS Model 1st motion

表 4.5 勁度衰減旗幟模型第 2 次地震作用與反應譜分析參數

NO.	Record	Max. Disp.		SD Ratio		Yield Force		$T_0$ (sec) (2nd Motion)	$C_y$ (2nd Motion)	$\eta$ (2nd Motion)	$\eta$ (Spectra)				
		Pos.	Neg.	Pos.	Neg.	Pos.	Neg.				$C_y=0.1$	$C_y=0.2$	$C_y=0.4$	$C_y=0.5$	$C_y=0.8$
1	Anderson Dam	109	131	0.98	0.94	4.17	3.97	1.29	0.18	0.21	0.10	0.23	0.46	0.58	0.93
2	Saratoga	443	398	0.53	0.57	2.27	2.44	1.70	0.10	0.11	0.09	0.21	0.42	0.52	0.83
3	Joshua Tree	300	439	0.60	0.55	2.54	2.33	1.68	0.11	0.14	0.12	0.27	0.54	0.68	1.09
4	Coolwater	360	268	0.56	0.70	2.40	2.97	1.65	0.11	0.12	0.10	0.22	0.43	0.54	0.87
5	Beverly Hills	476	404	0.49	0.56	2.10	2.37	1.77	0.10	0.10	0.10	0.21	0.43	0.53	0.85
6	Castsic Old Ridge	245	232	0.73	0.75	3.10	3.20	1.46	0.14	0.21	0.14	0.30	0.60	0.75	1.21
7	TCU034	88	92	1	1	4.21	4.21	1.26	0.19	0.33	0.16	0.35	0.70	0.87	1.39
8	TCU039	728	968	0.34	0.25	1.45	1.07	2.48	0.05	0.07	0.12	0.27	0.54	0.68	1.09

表 4.6 勁度衰減旗幟模型模擬地震作用結果比較

NO.	Record	$\alpha = 0.46$			$\alpha = 0.92$		
		Max Disp.(mm)	Eh(kN-m)	Ea(kN-m)	Max Disp.(mm)	Eh(kN-m)	Ea((kN-m)
1	Anderson Dam	131	861	1079	135	1914	2169
2	Saratoga	443	3154	4373	385	3712	4038
3	Joshua Tree	439	4731	5067	443	7070	7122
4	Coolwater	360	2289	3033	333	3255	3398
5	Beverly Hills	476	3126	4438	458	3789	4149
6	Castsic Old Ridge	245	1612	2096	246	2737	2827
7	TCU034	92	238	431	98	361	529
8	TCU039	968	9943	13968	762	10806	10880

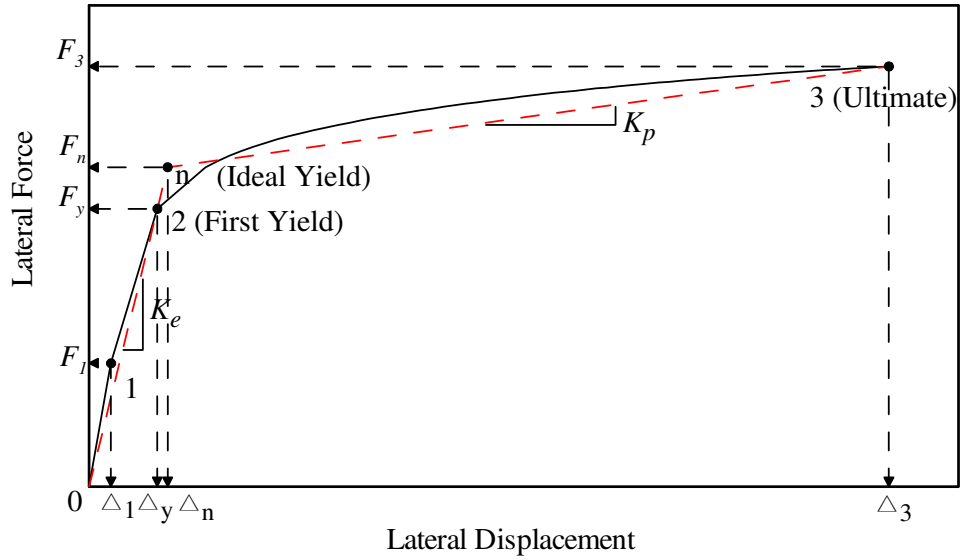


圖 2.1 預力節塊橋柱理想力量-位移關係示意圖

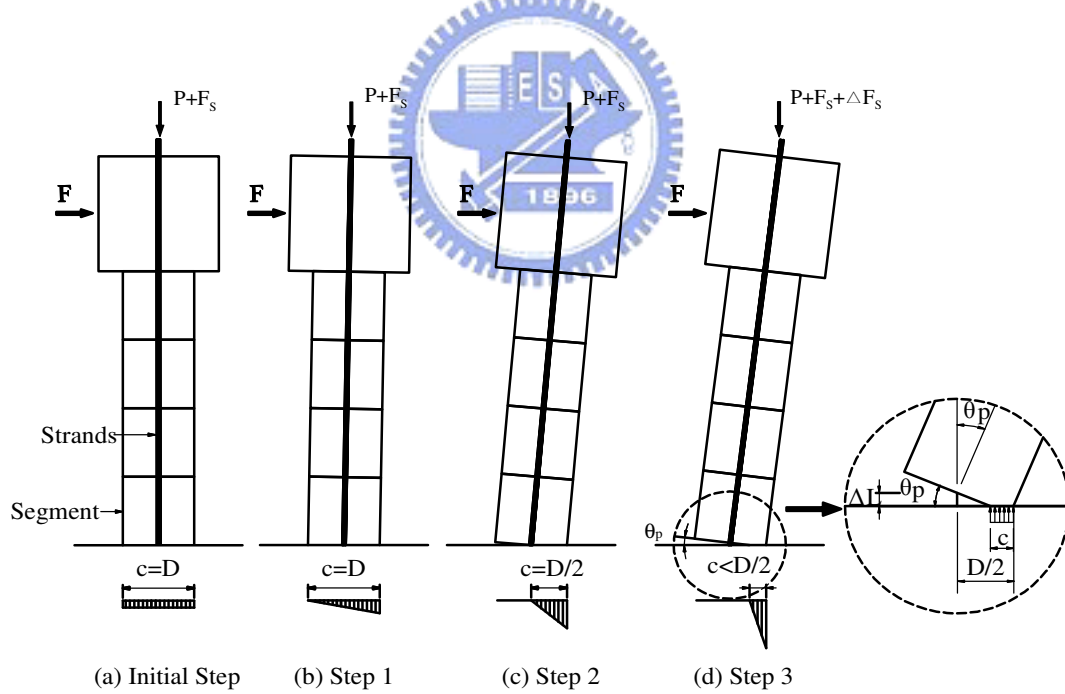


圖 2.2 預力混凝土節塊橋柱行為示意圖



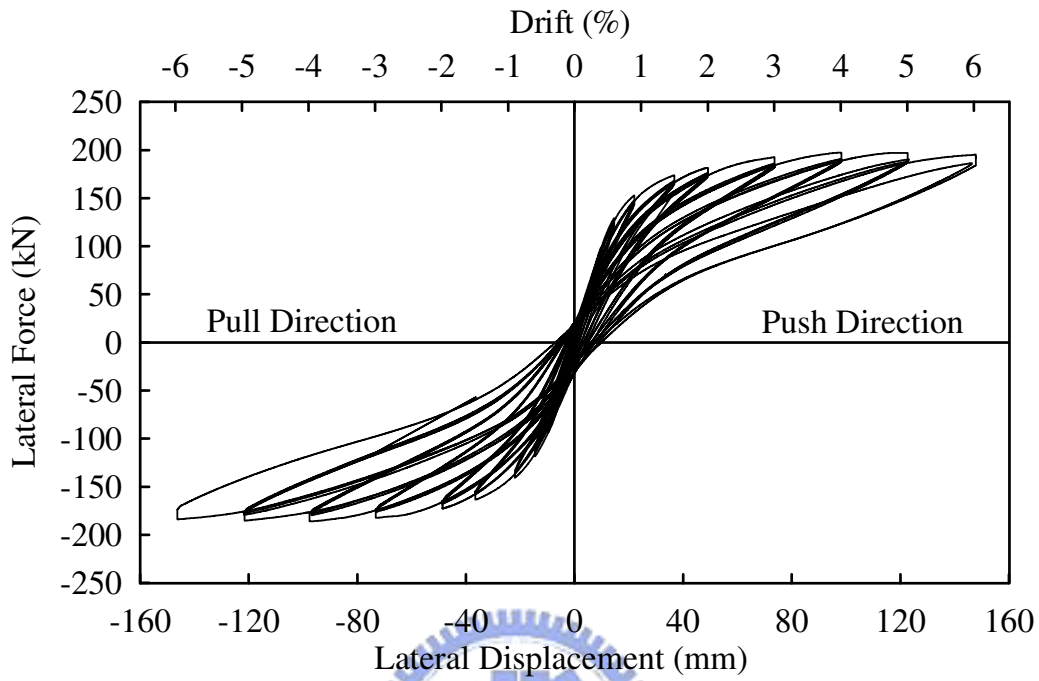


圖 2.3 試體 1 第 1 次試驗力量-位移關係圖

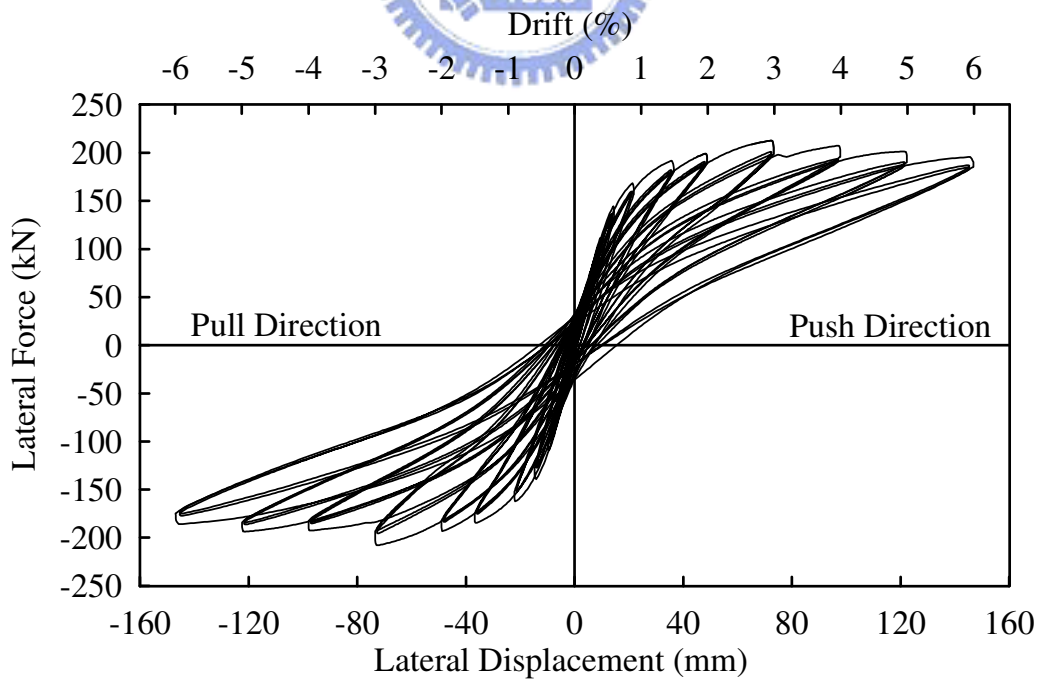


圖 2.4 試體 2 第 1 次試驗力量-位移關係圖

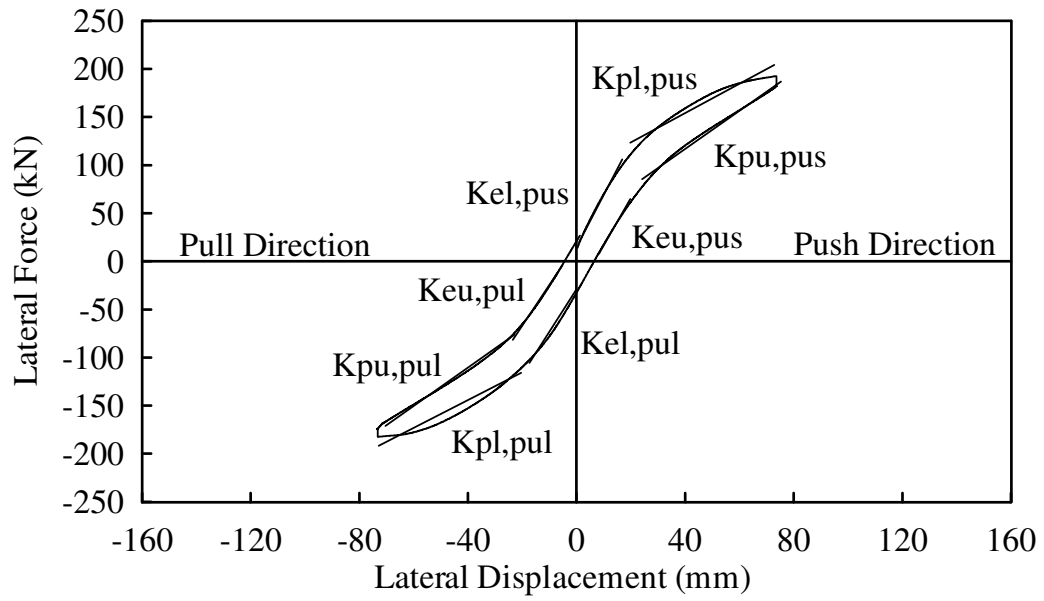


圖 2.5 彈性勁度與非彈性勁度符號示意圖



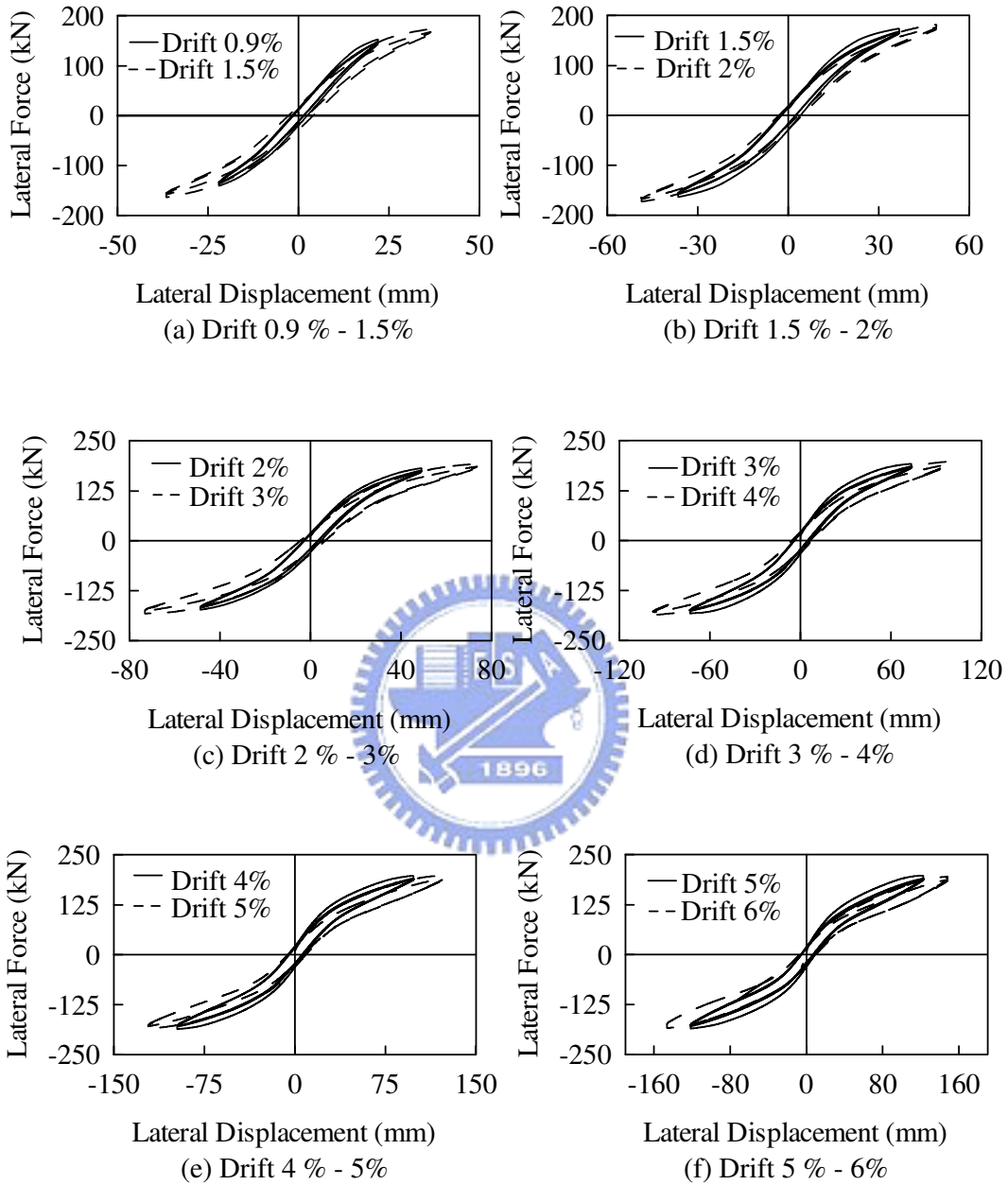


圖 2.6 試體 1 每側位移角力量位移關係

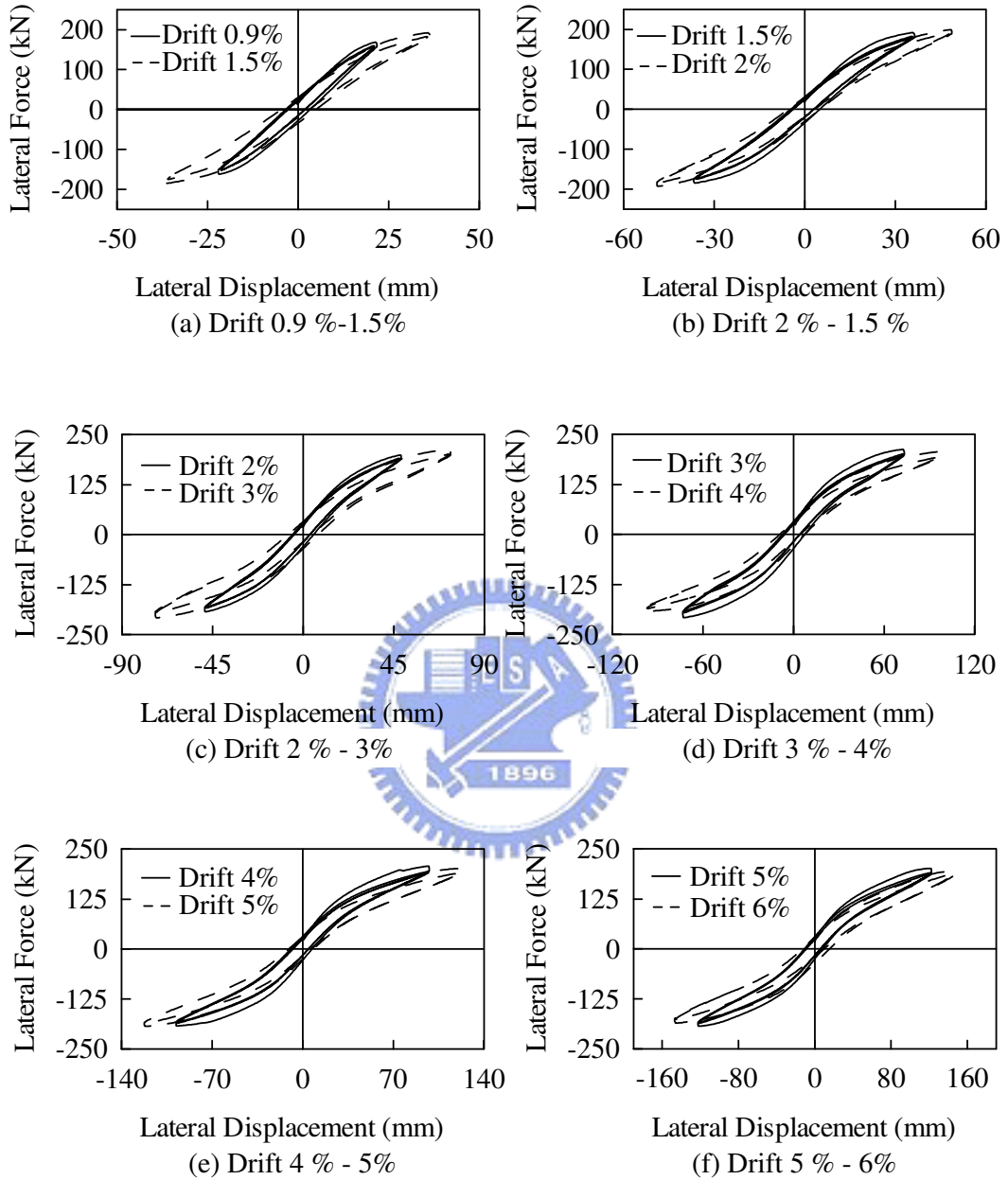


圖 2.7 試體 2 每側位移角力量位移關係

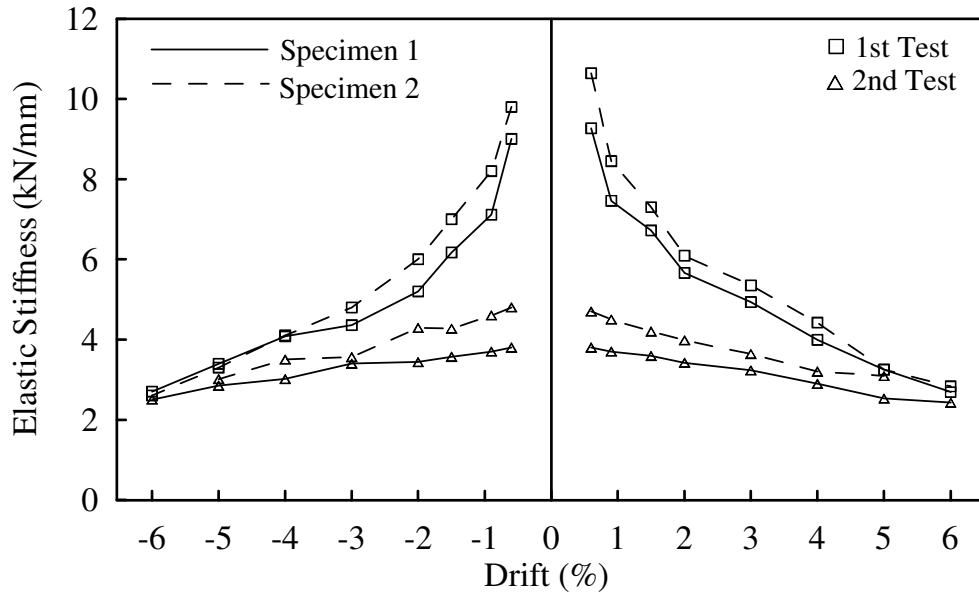


圖 2.8 試體彈性勁度變化與側位移關係圖

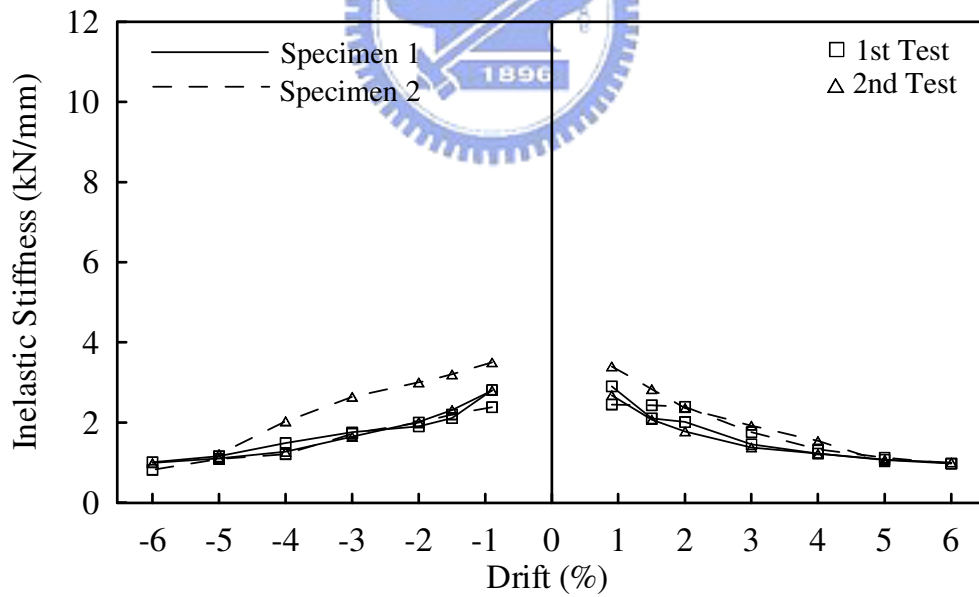


圖 2.9 試體非彈性勁度變化與側位移關係圖

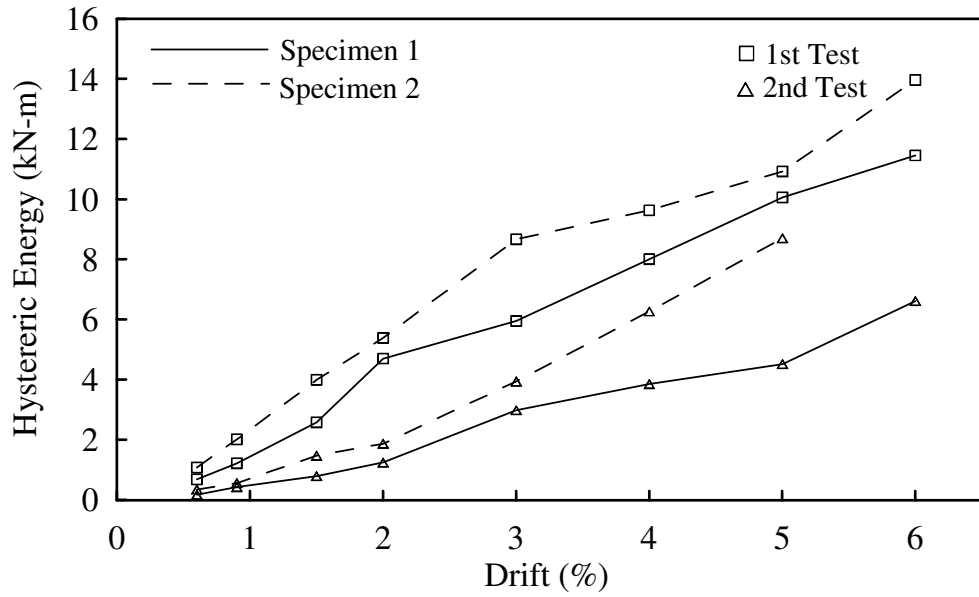


圖 2.10 遲滯能量消釋與側位移關係圖

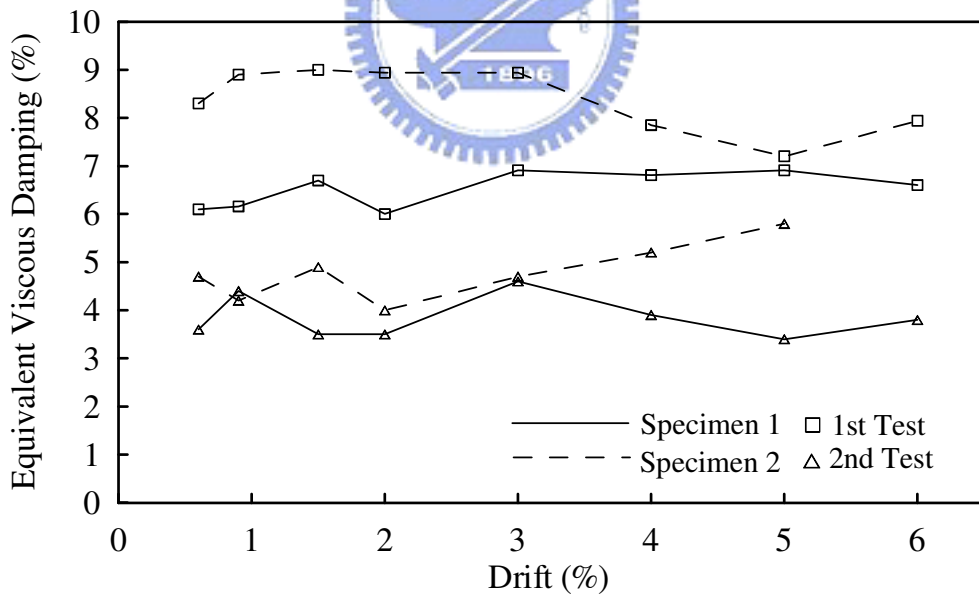
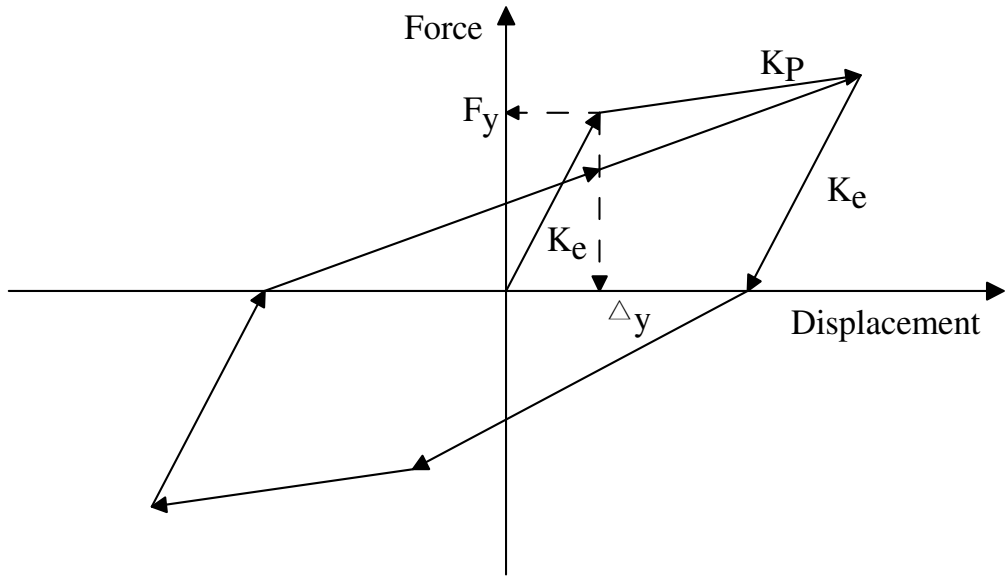
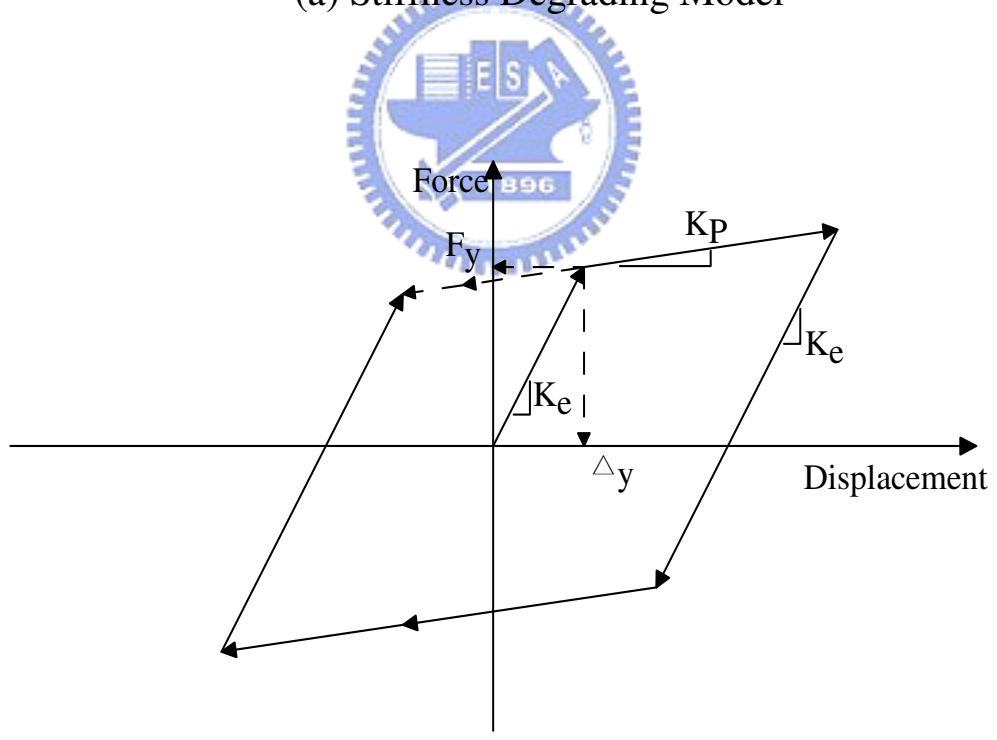


圖 2.11 系統等效阻尼比變化與側位移關係圖



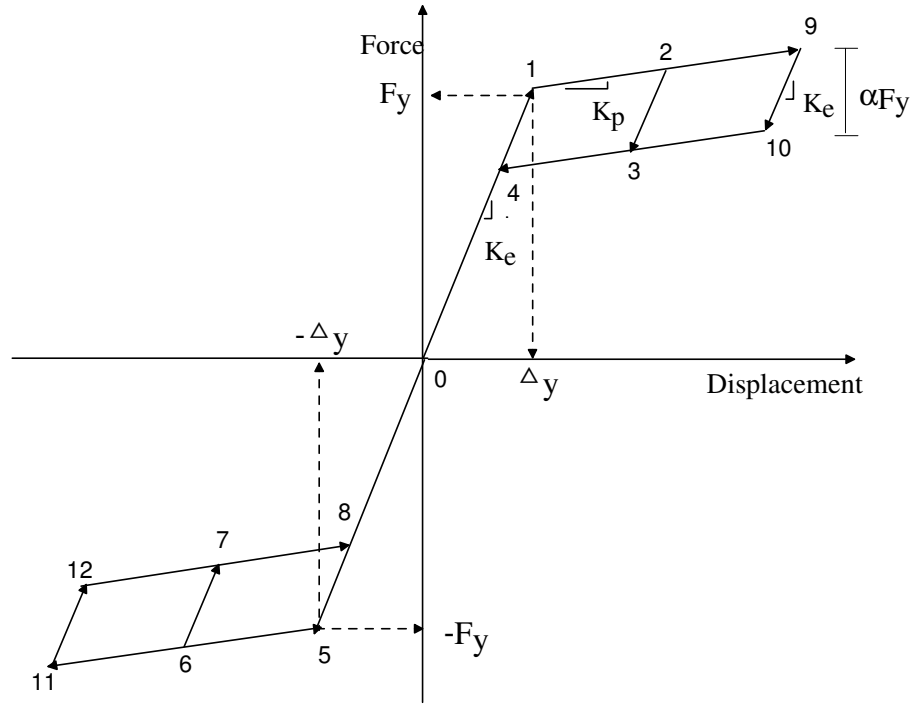


(a) Stiffness Degrading Model

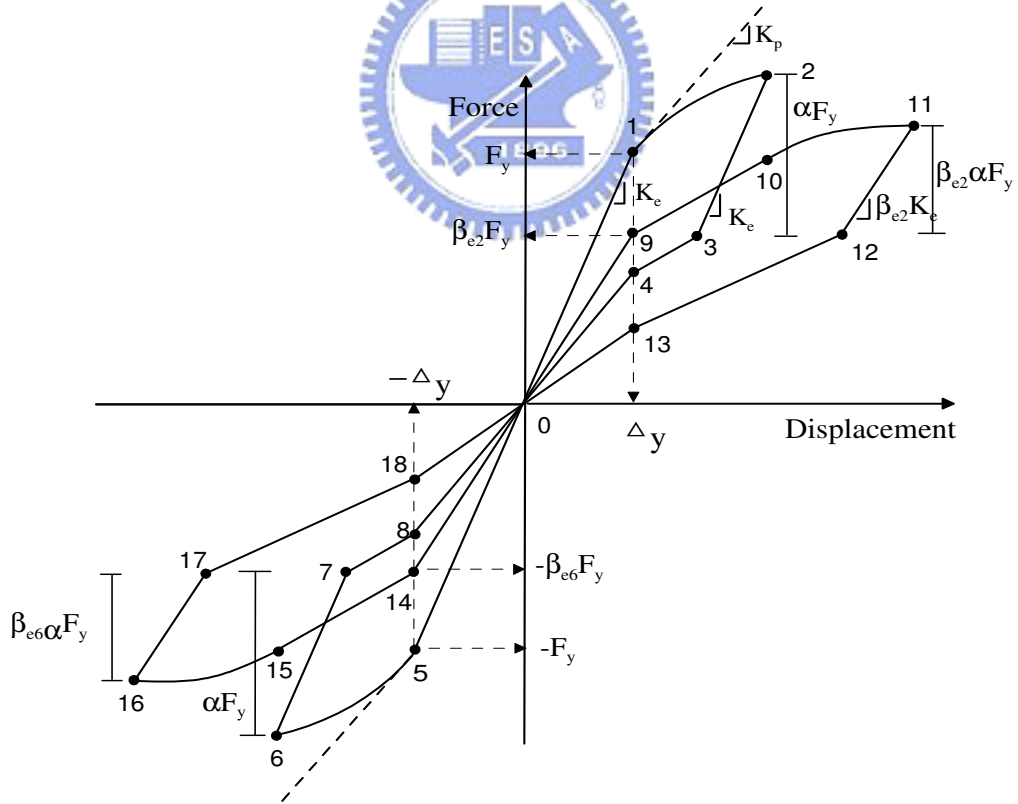


(b) Bilinear Elastoplastic Model

圖 2.12 非線性動力分析模型



(a) Flag-Shaped Model



(b) Stiffness Degrading Flag-Shaped Model

圖 2.13 預力橋柱非線性動力分析模型

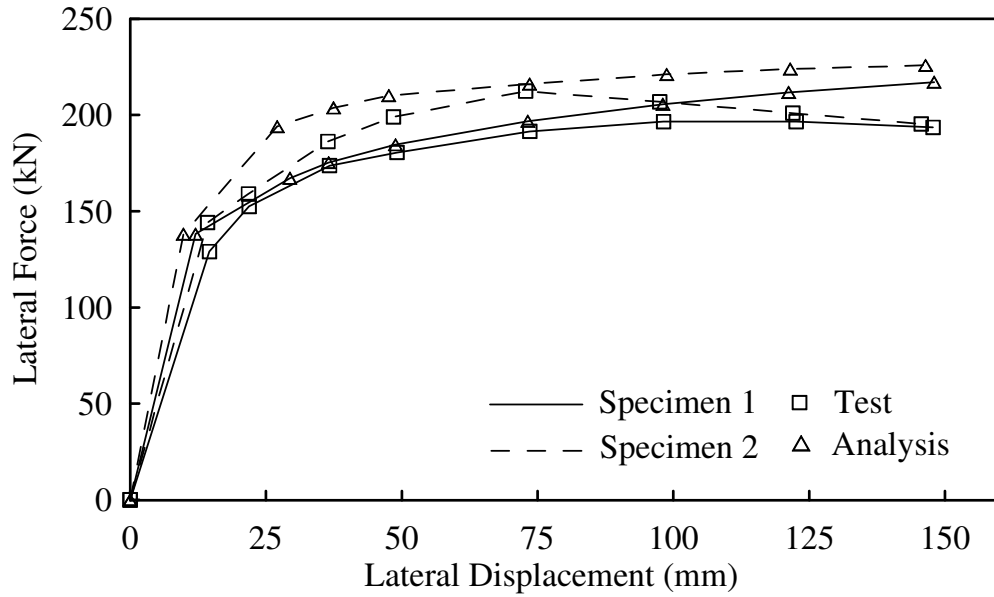


圖 2.14 實驗與分析力量位移包絡線關係

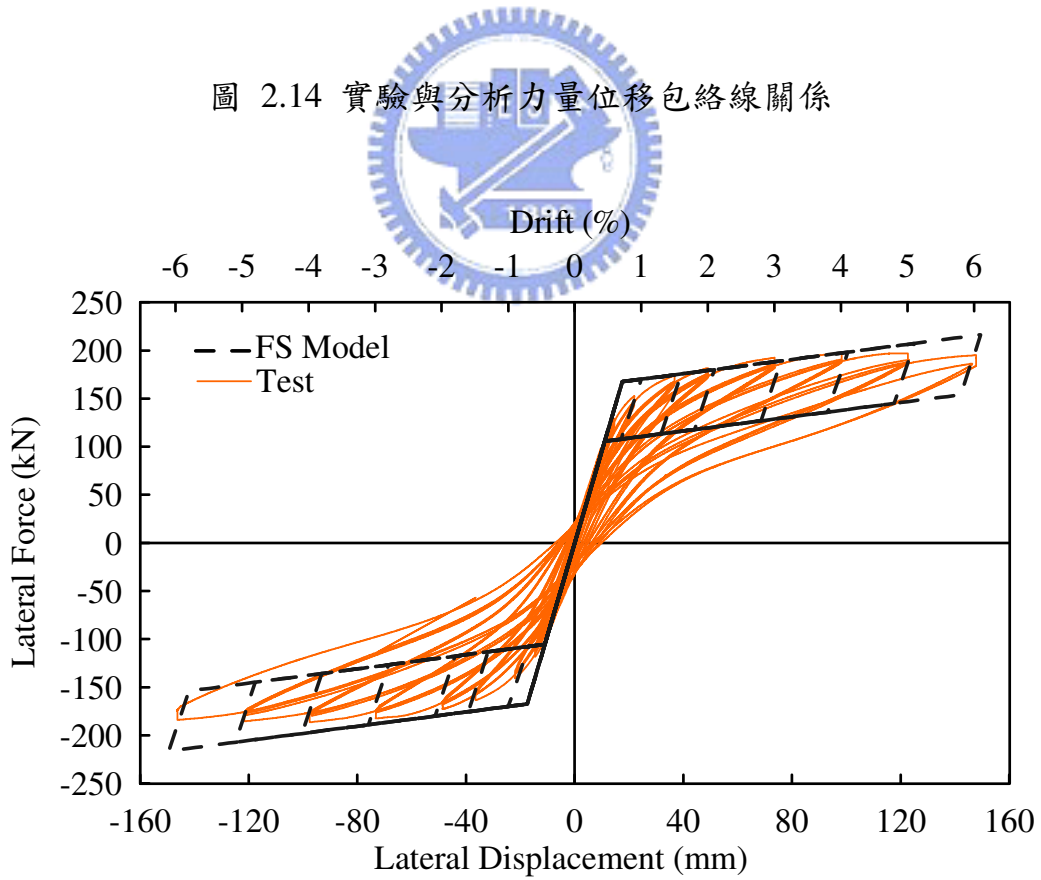


圖 2.15 旗幟模型(FS Model)模擬試體 1 第 1 次試驗整體力量位移

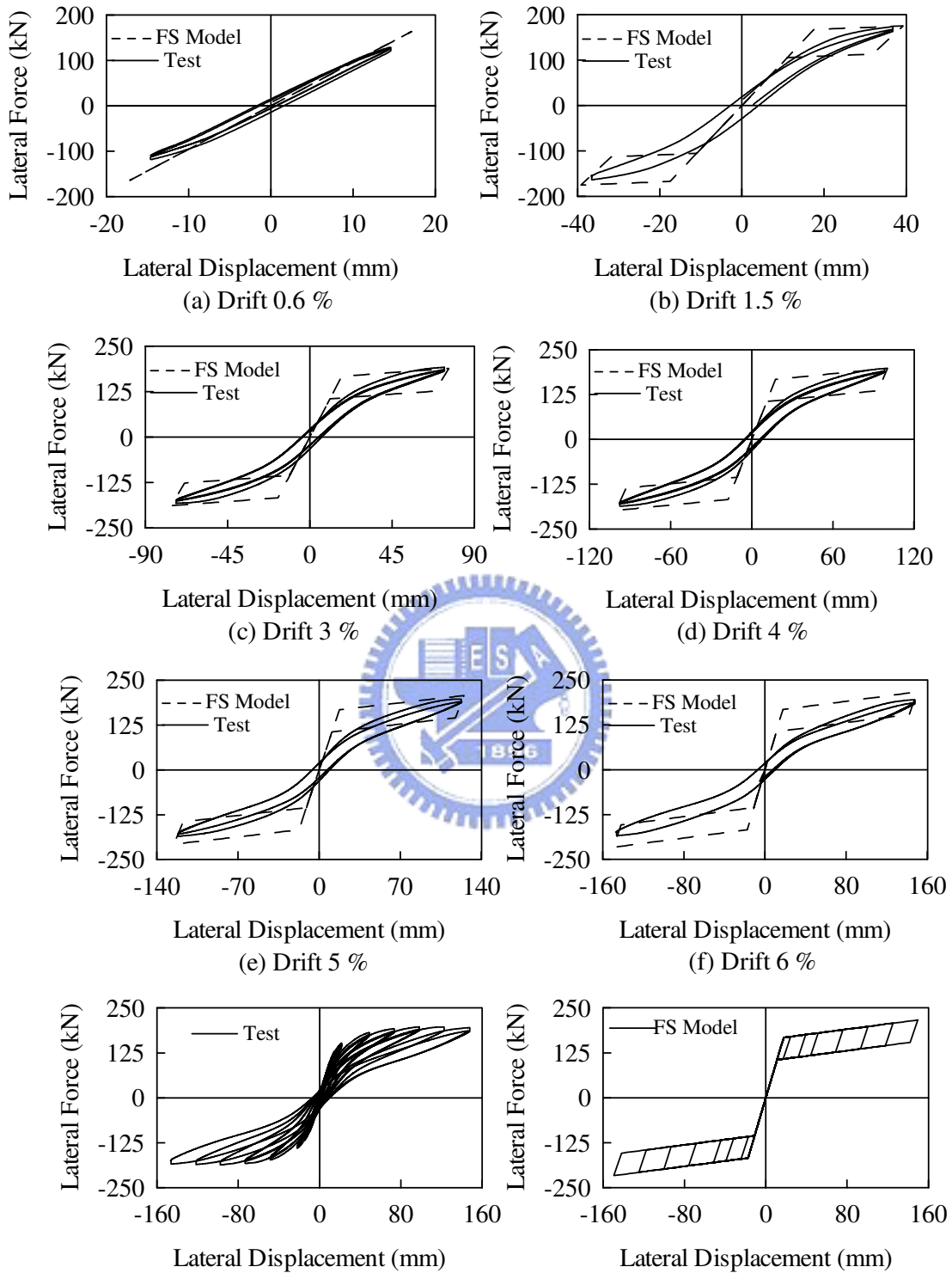


圖 2.16 旗幟模型(FS Model)模擬試體 1 第 1 次試驗力量位移關係

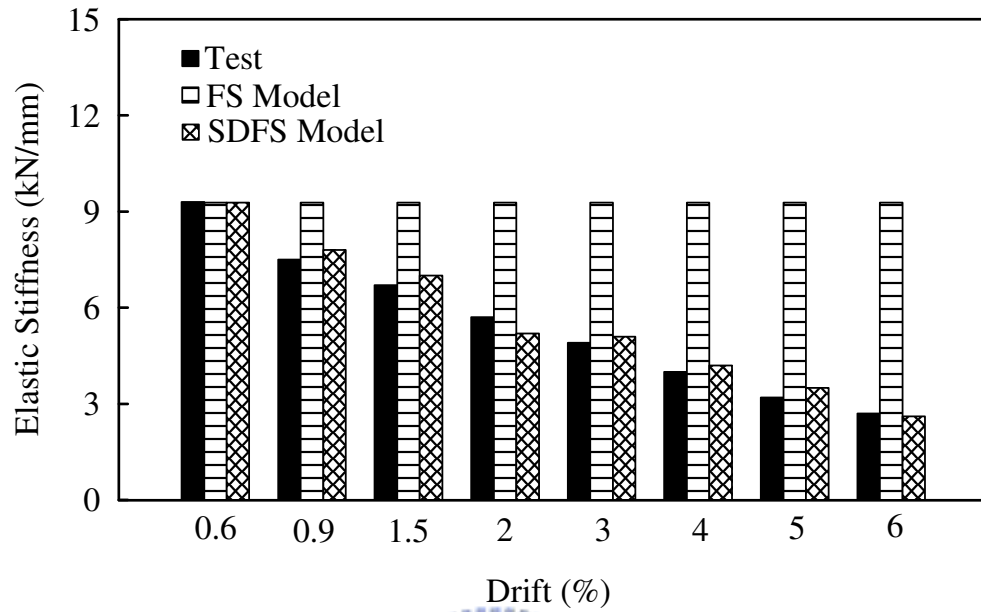


圖 2.17 模型模擬試體 1 第 1 次試驗彈性勁度與側位移關係

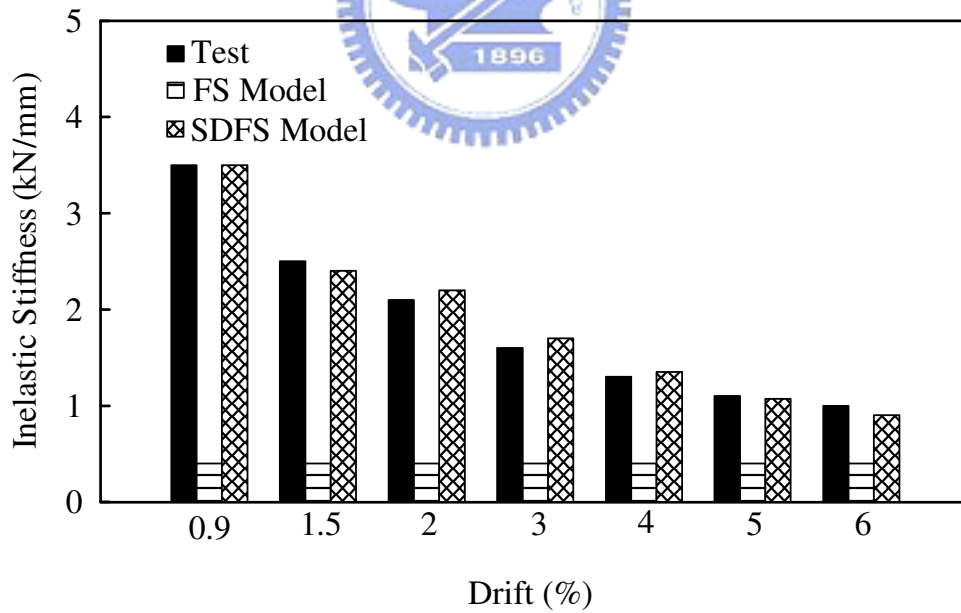


圖 2.18 模型模擬試體 1 第 1 次試驗非彈性勁度與側位移關係

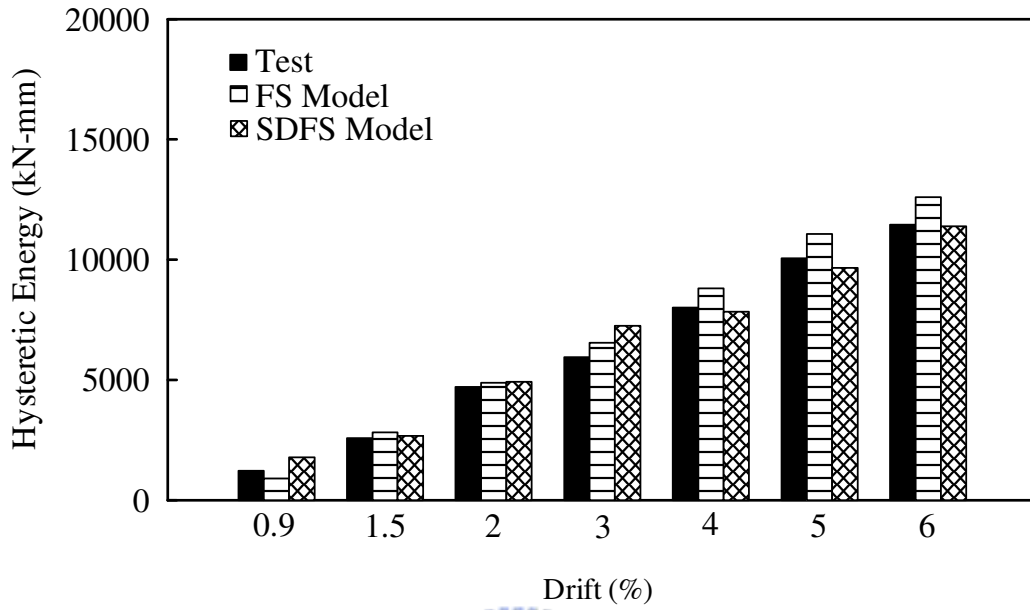


圖 2.19 模型模擬試體 1 第 1 次試驗遲滯能量與側位移關係

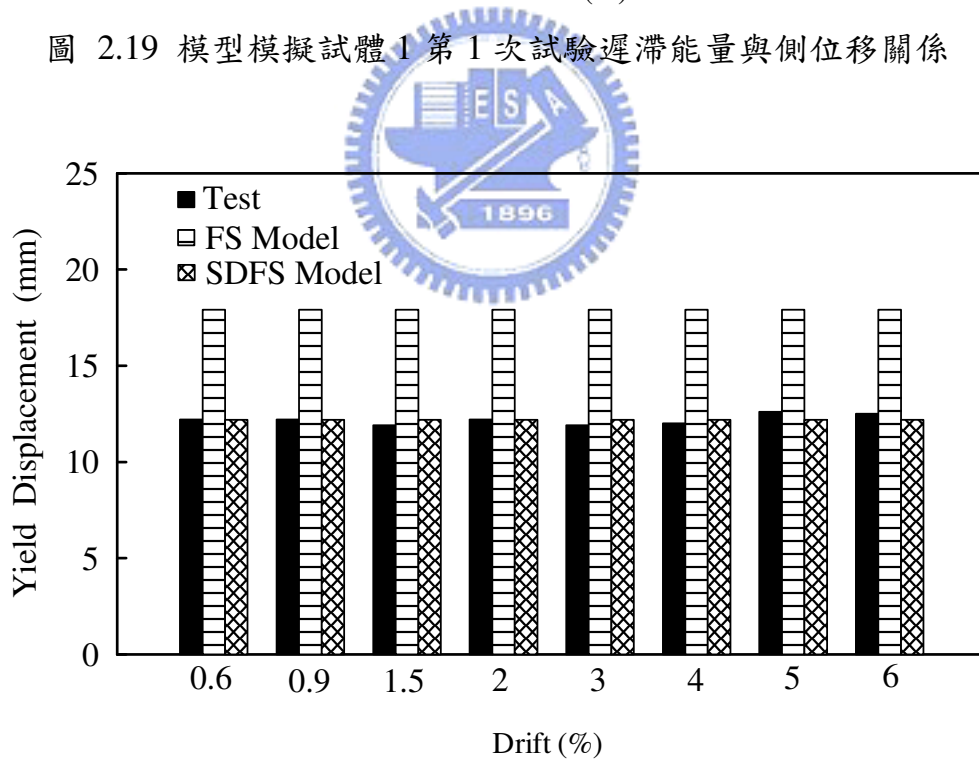


圖 2.20 模型模擬試體 1 第 1 次試驗降伏位移與側位移關係



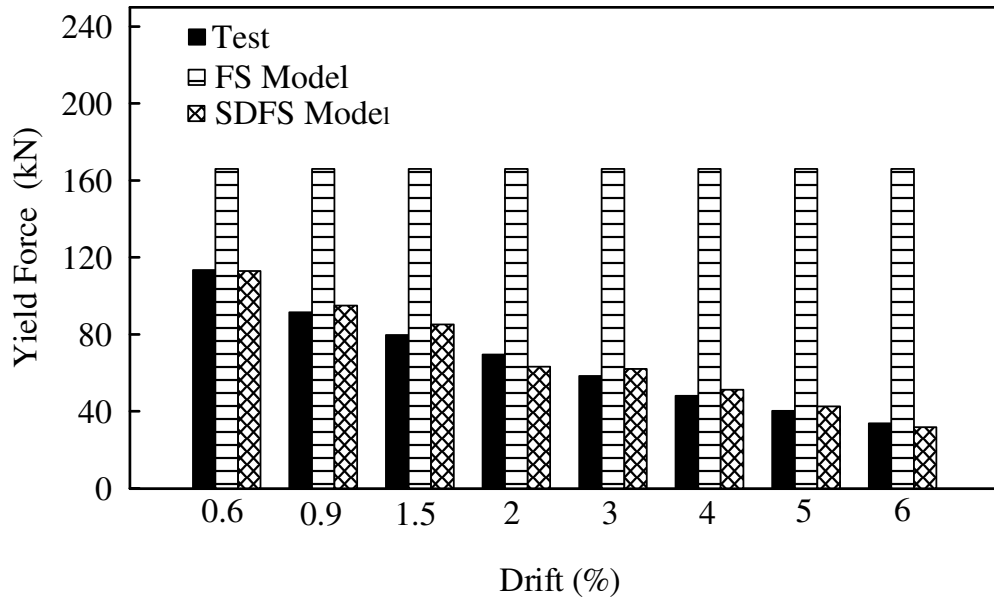


圖 2.21 模型模擬試體 1 第 1 次試驗降伏力與側位移關係

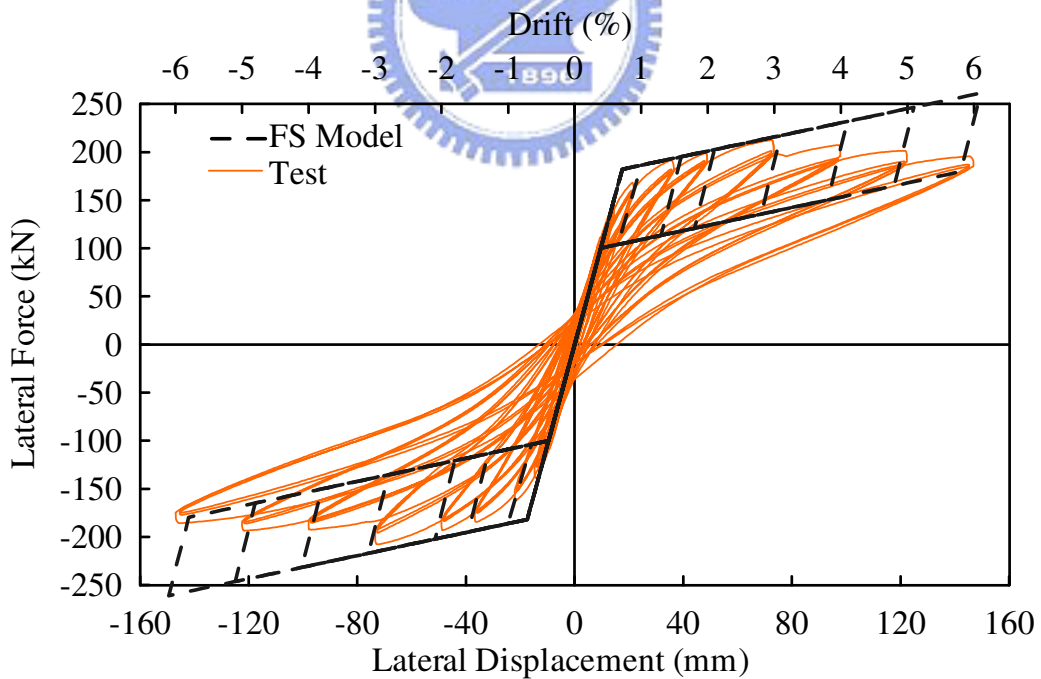


圖 2.22 旗幟模型(FS Model)模擬試體 2 第 1 次試驗整體力量位移

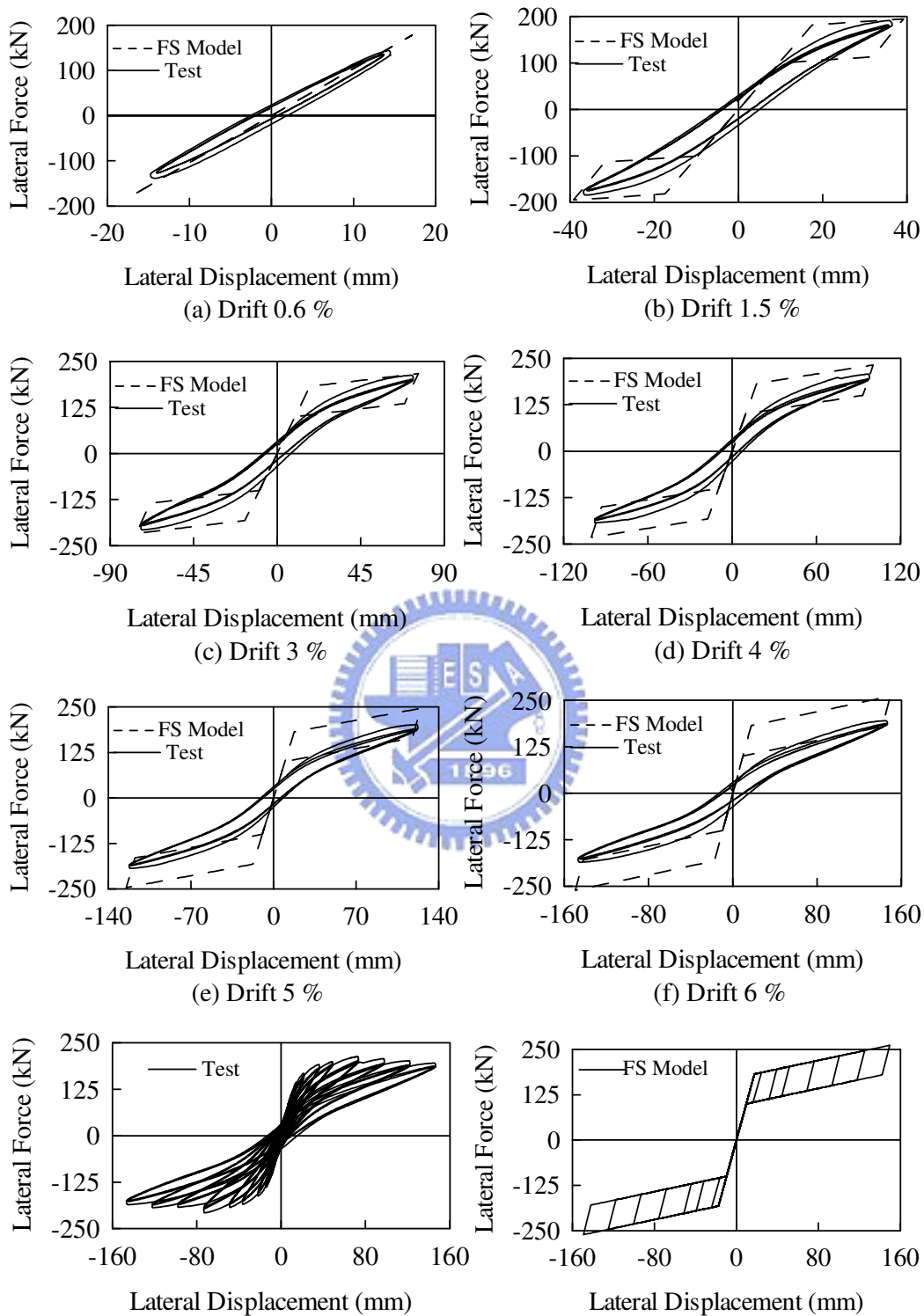


圖 2.23 旗幟模型(FS Model)模擬試體 2 第 1 次試驗力量位移關係

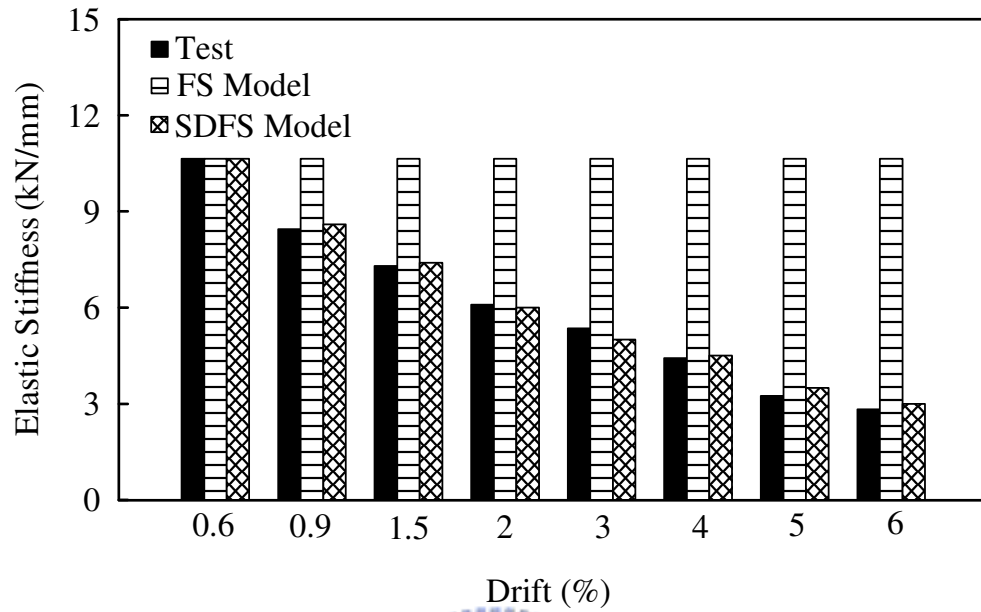


圖 2.24 模型模擬試體 2 第 1 次試驗彈性勁度與側位移關係

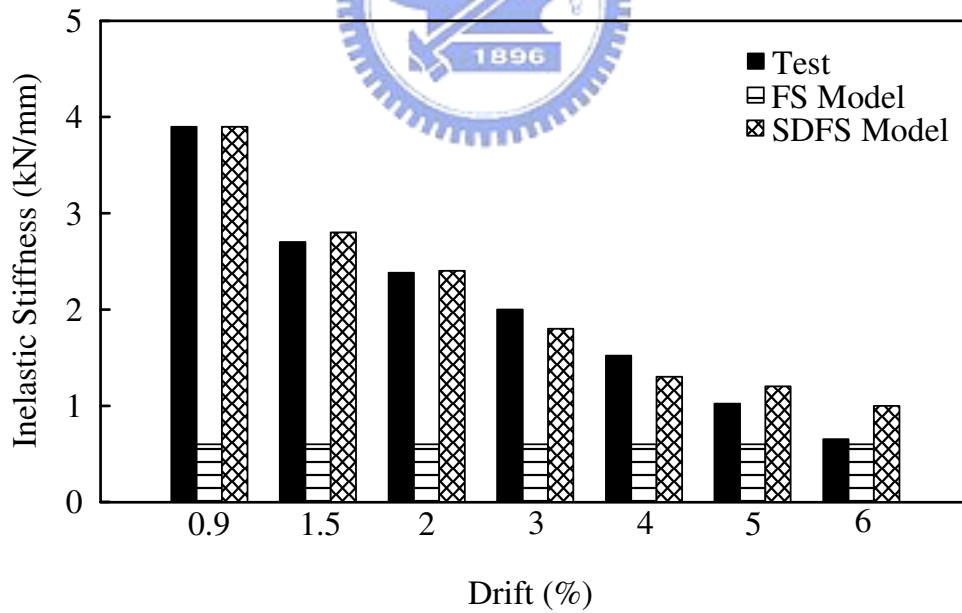


圖 2.25 模型模擬試體 2 第 1 次試驗非彈性勁度與側位移關係

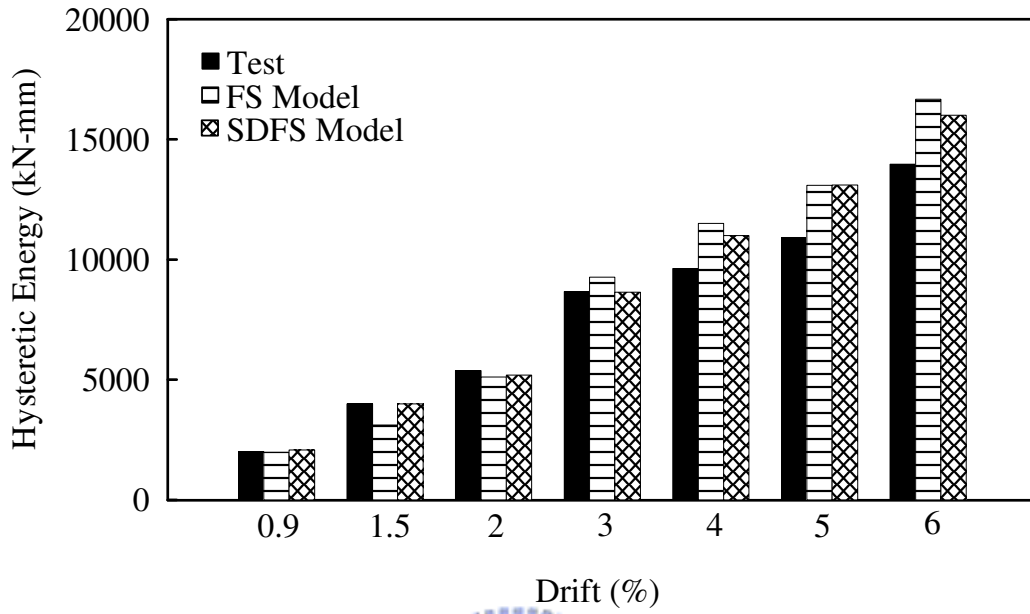


圖 2.26 模型模擬試體 2 第 1 次試驗遲滯能量與側位移關係

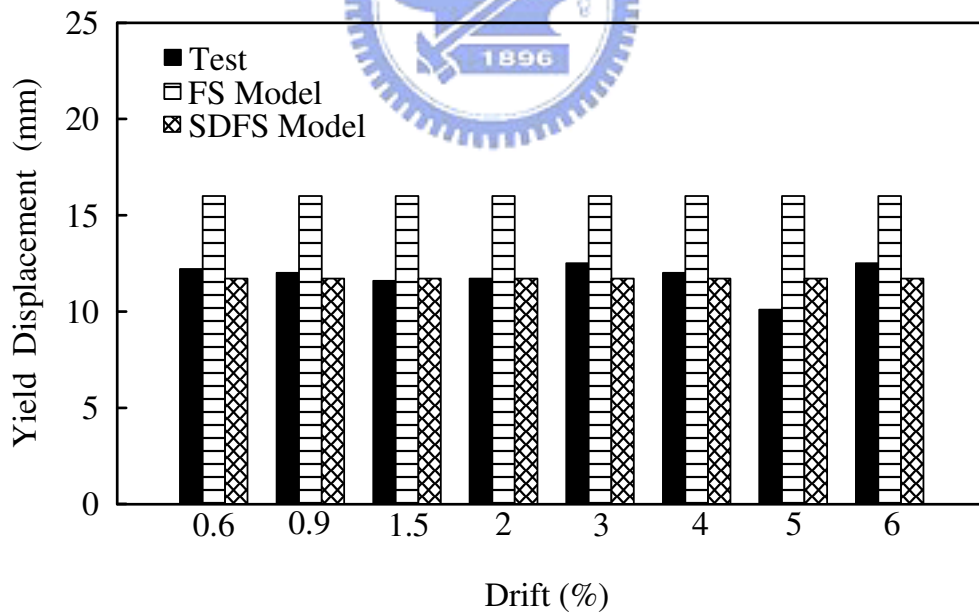


圖 2.27 模型模擬試體 2 第 1 次試驗降伏位移與側位移關係

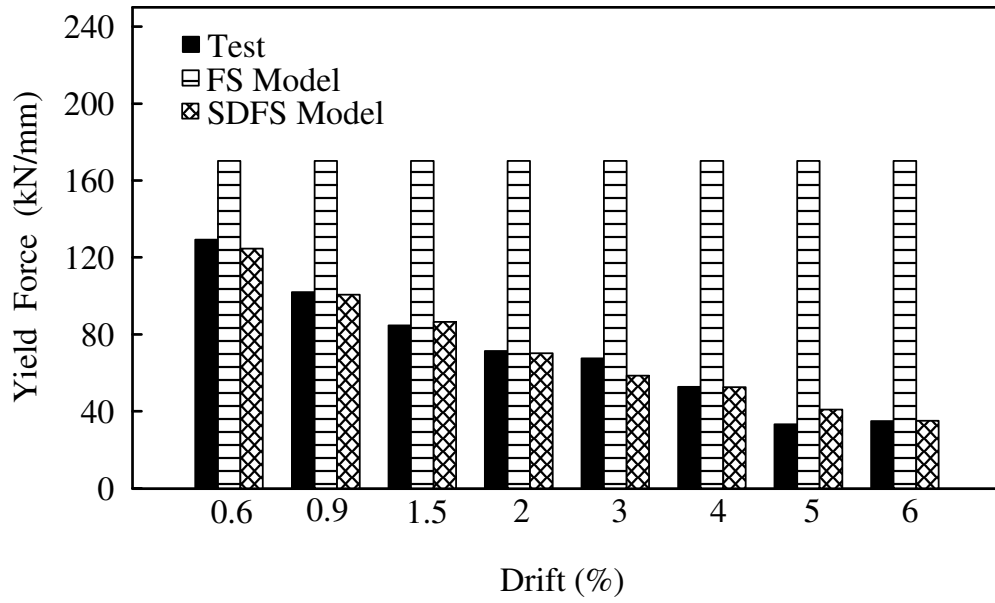


圖 2.28 模型模擬試體 2 第 1 次試驗降伏力與側位移關係

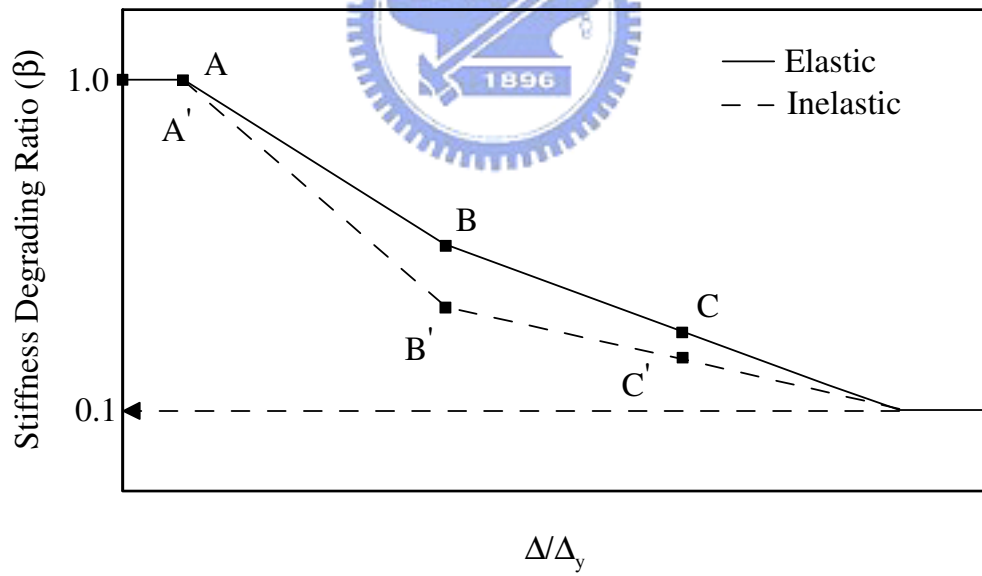


圖 2.29 勁度折減係數與側位移關係

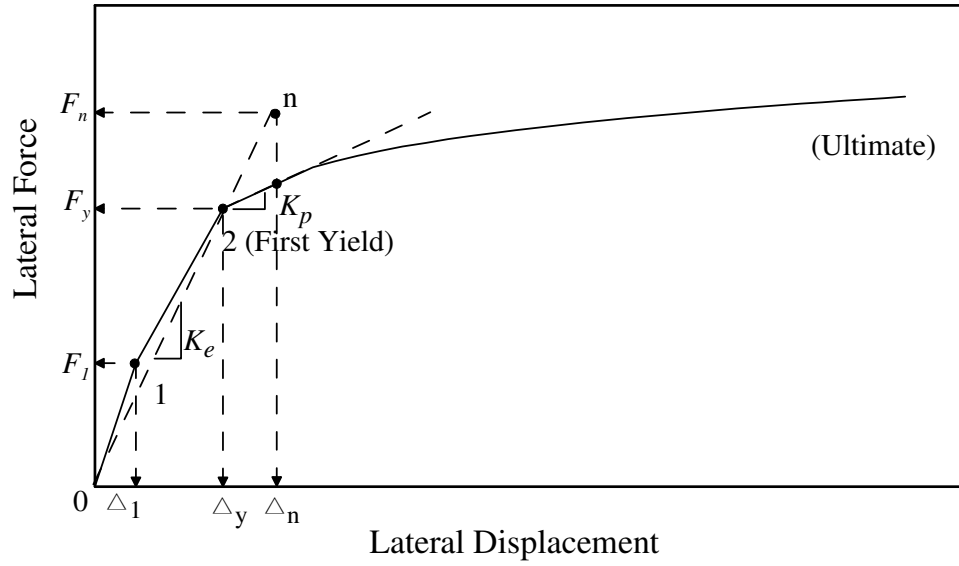


圖 2.30 勁度衰減模型勁度定義示意





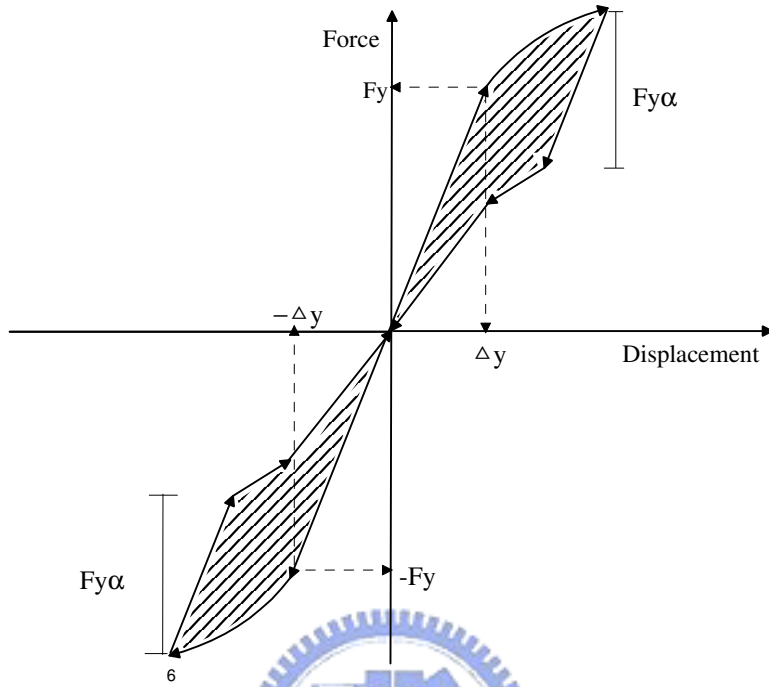


圖 2.31 勁度衰減旗幟模型遲滯能量計算示意圖

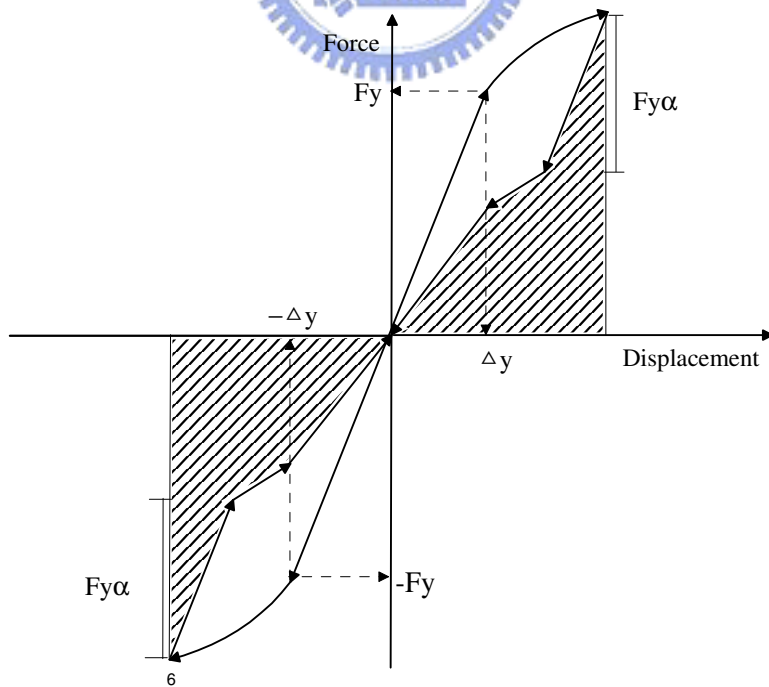


圖 2.32 勁度衰減旗幟模型彈性應變能量計算示意圖

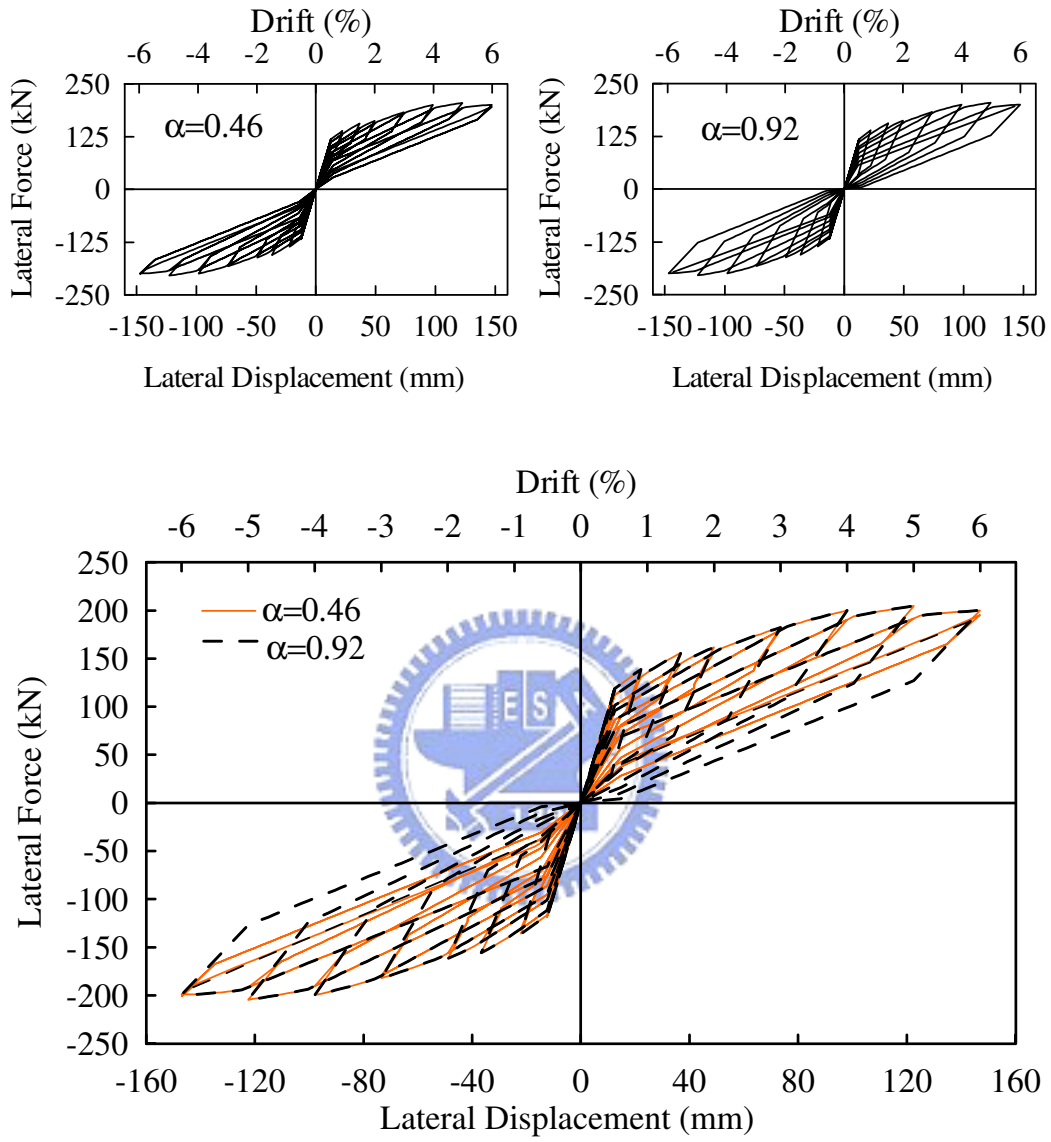


圖 2.33 勁度衰減旗幟模型變化遲滯能量消釋係數示意圖

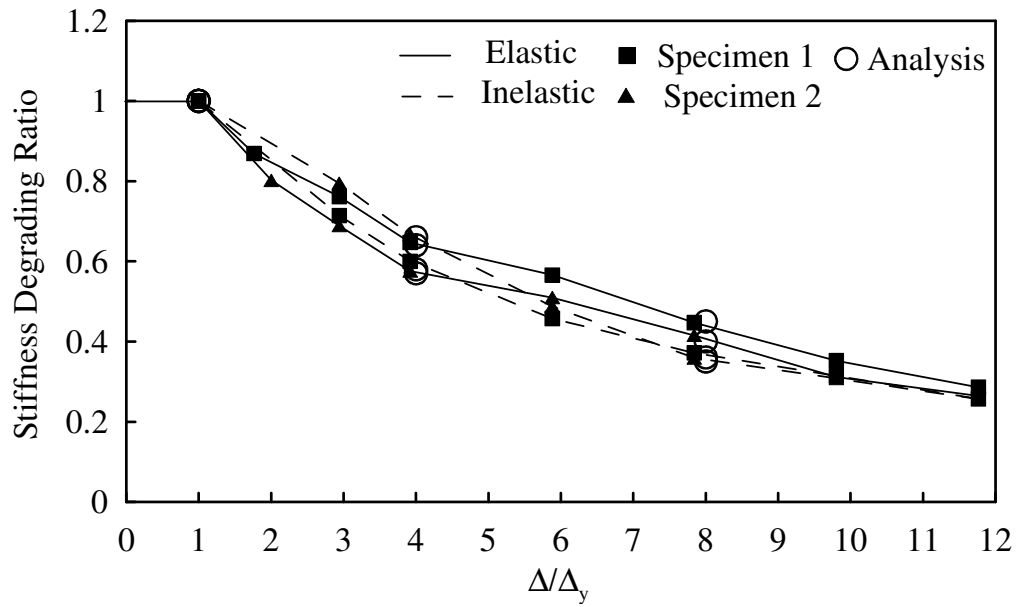


圖 2.34 第 1 次試驗勁度折減係數示意圖

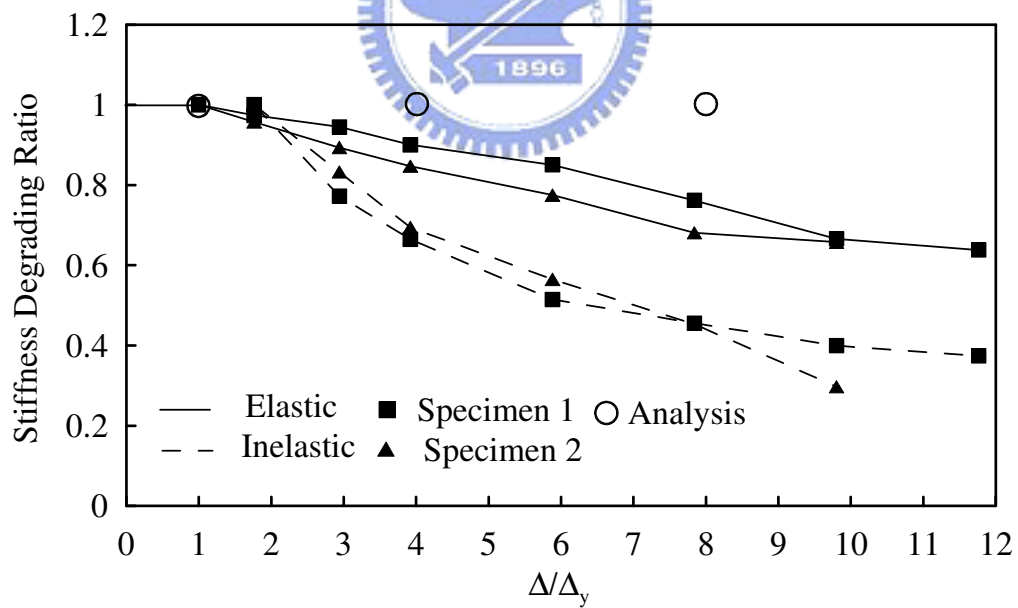


圖 2.35 第 2 次試驗勁度折減係數示意圖

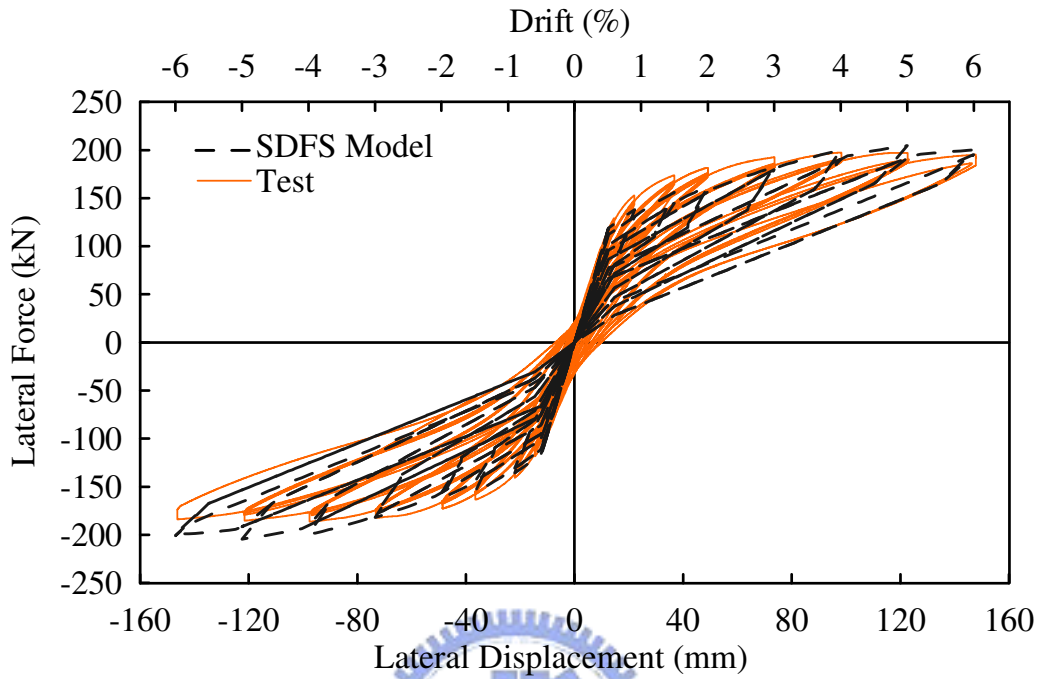


圖 2.36 勁度衰減旗幟模型模擬試體 1 試驗整體力量位移

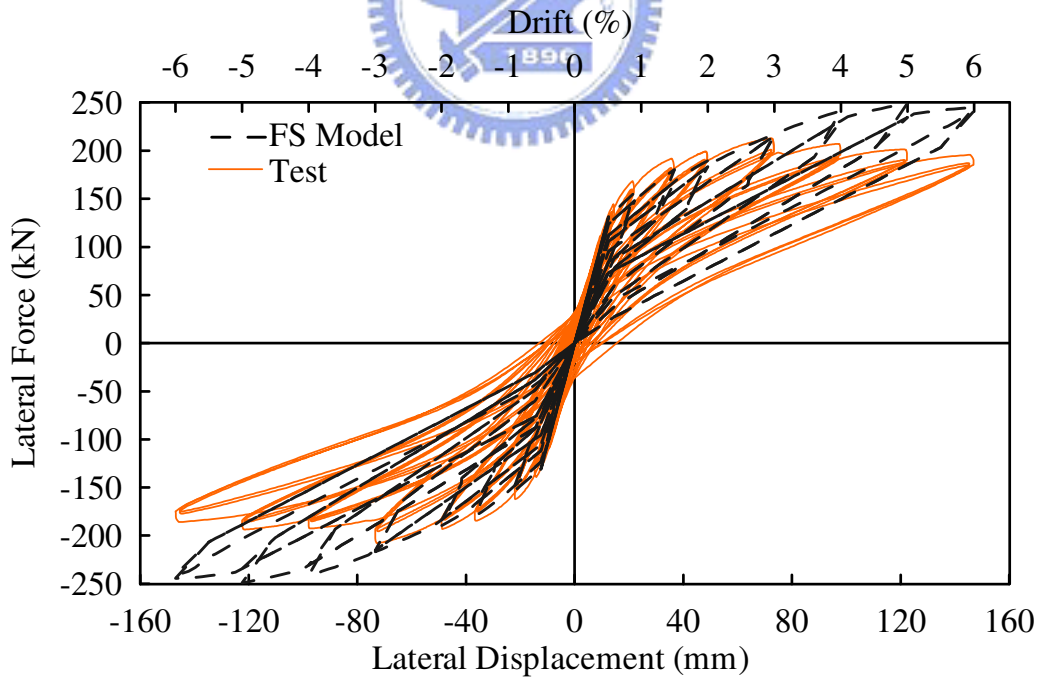


圖 2.37 勁度衰減旗幟模型模擬試體 2 試驗整體力量位移

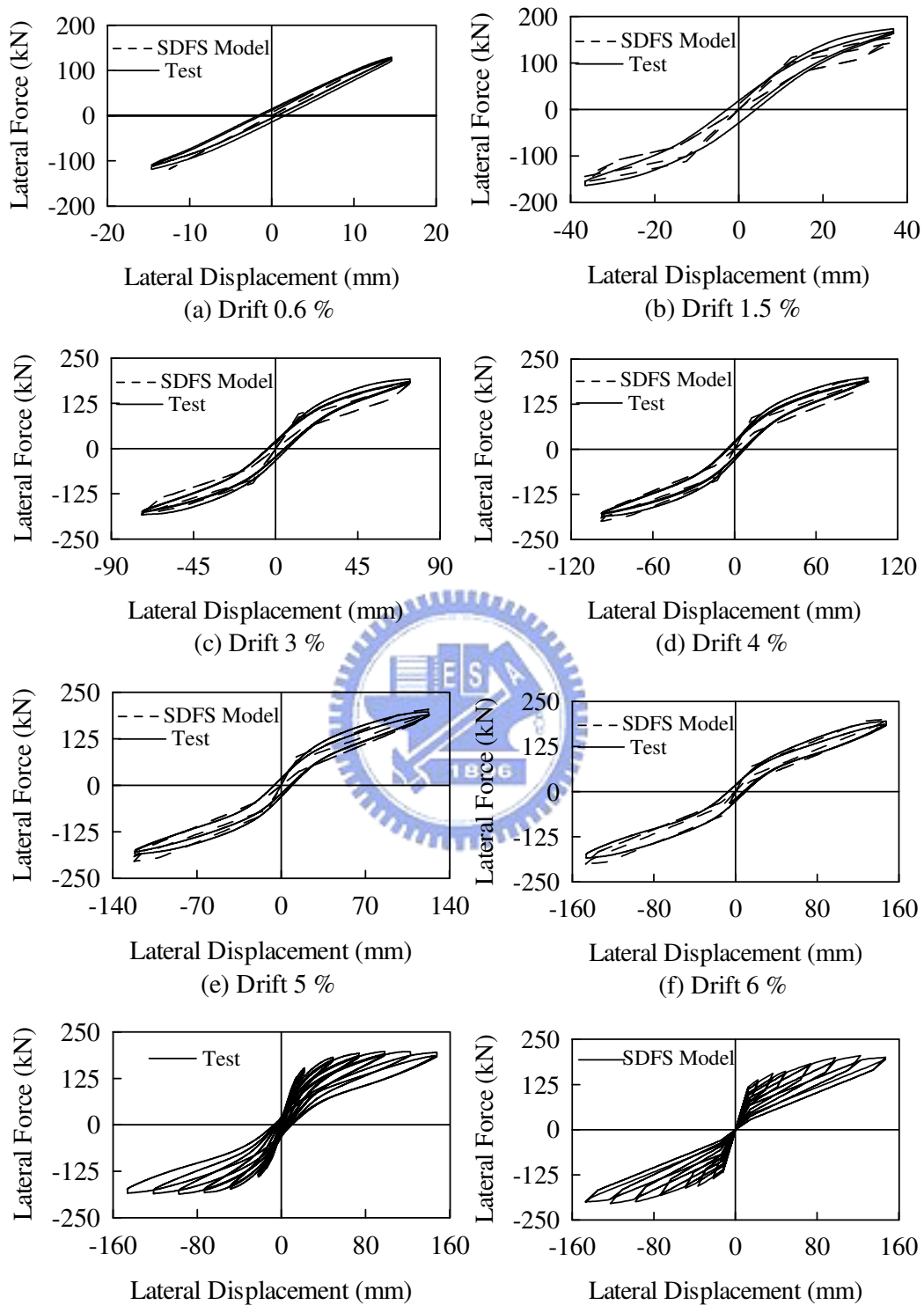


圖 2.38 勁度衰減旗幟模型(SDFS Model)模擬試體 1 第 1 次試驗力量位移關係

係

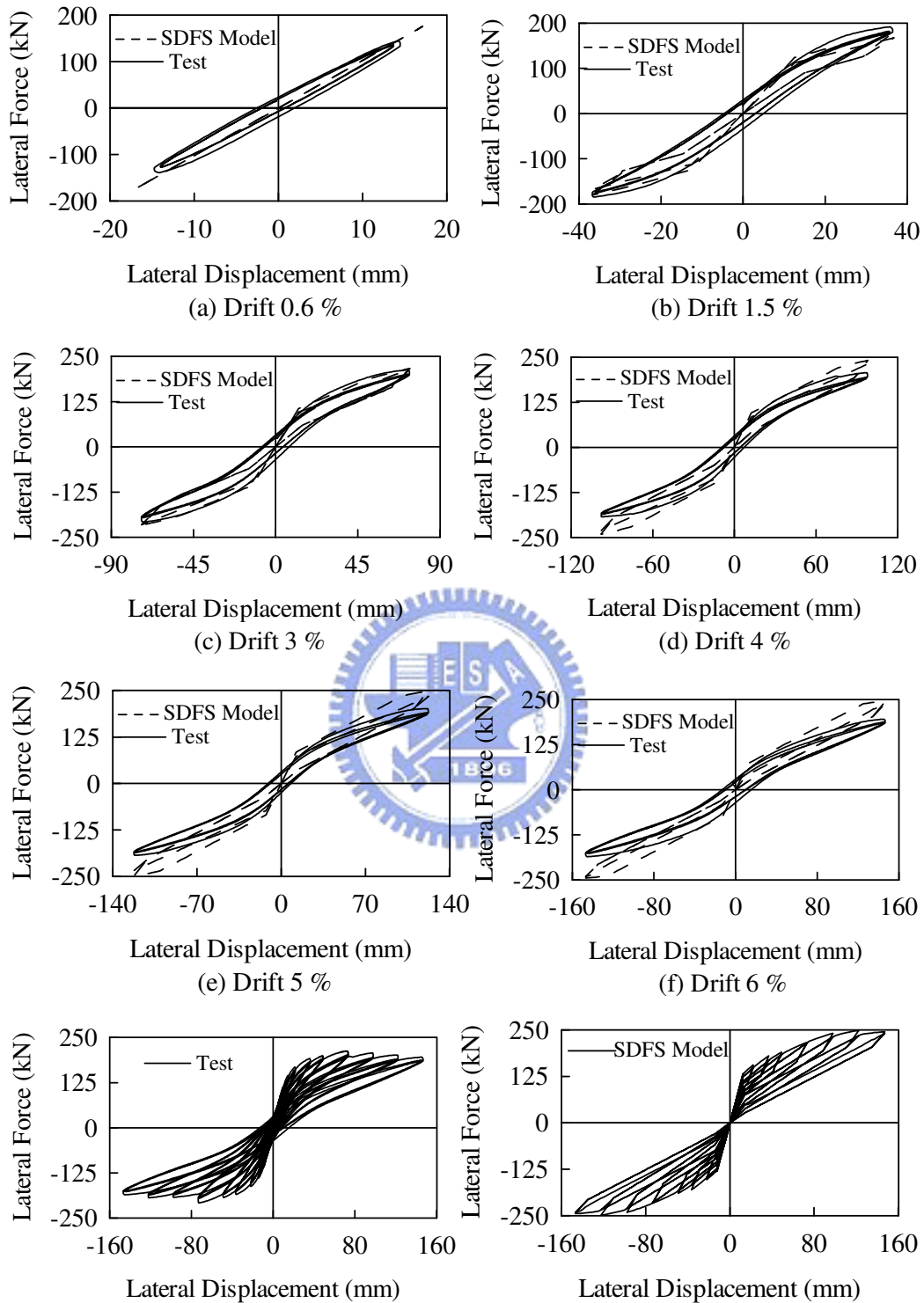


圖 2.39 勁度衰減旗幟模型(SDFS Model)模擬試體2 第1次試驗力量位移關係

係



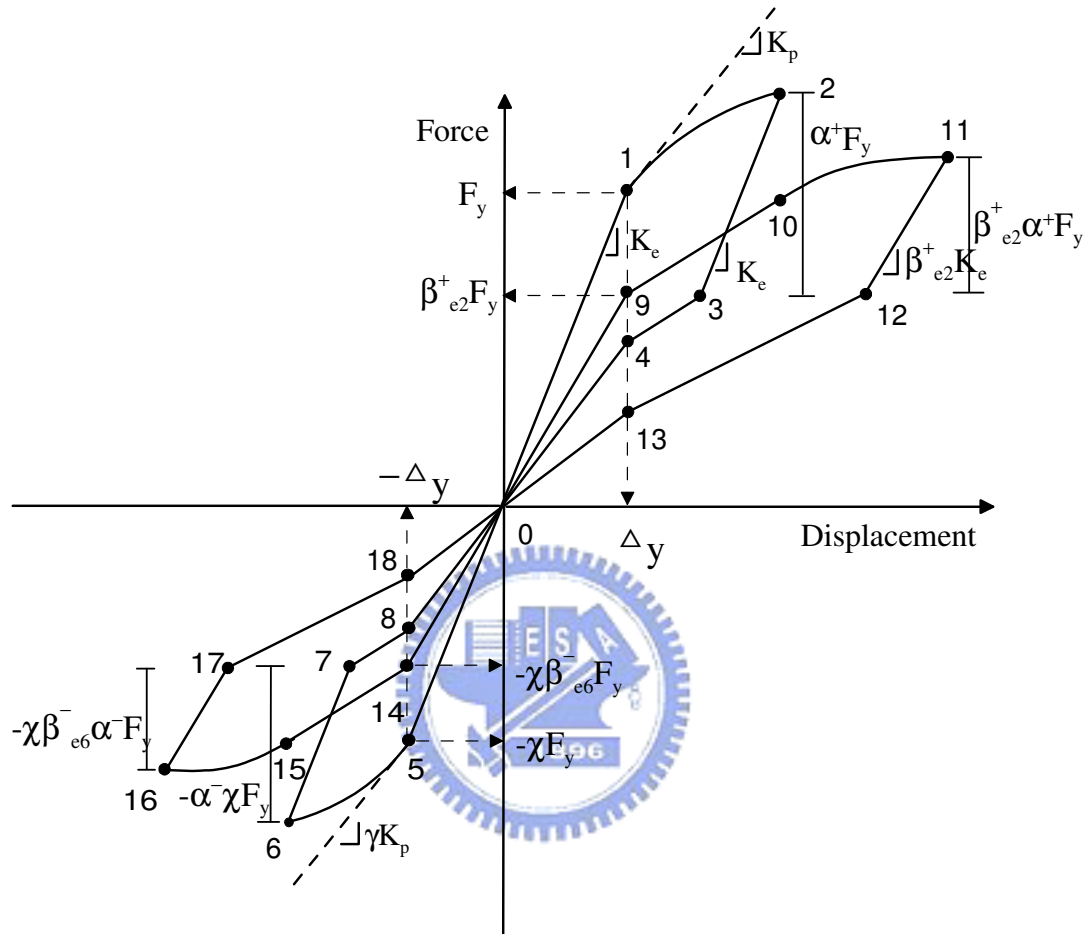


圖 2.40 非對稱遲滯迴圈行為

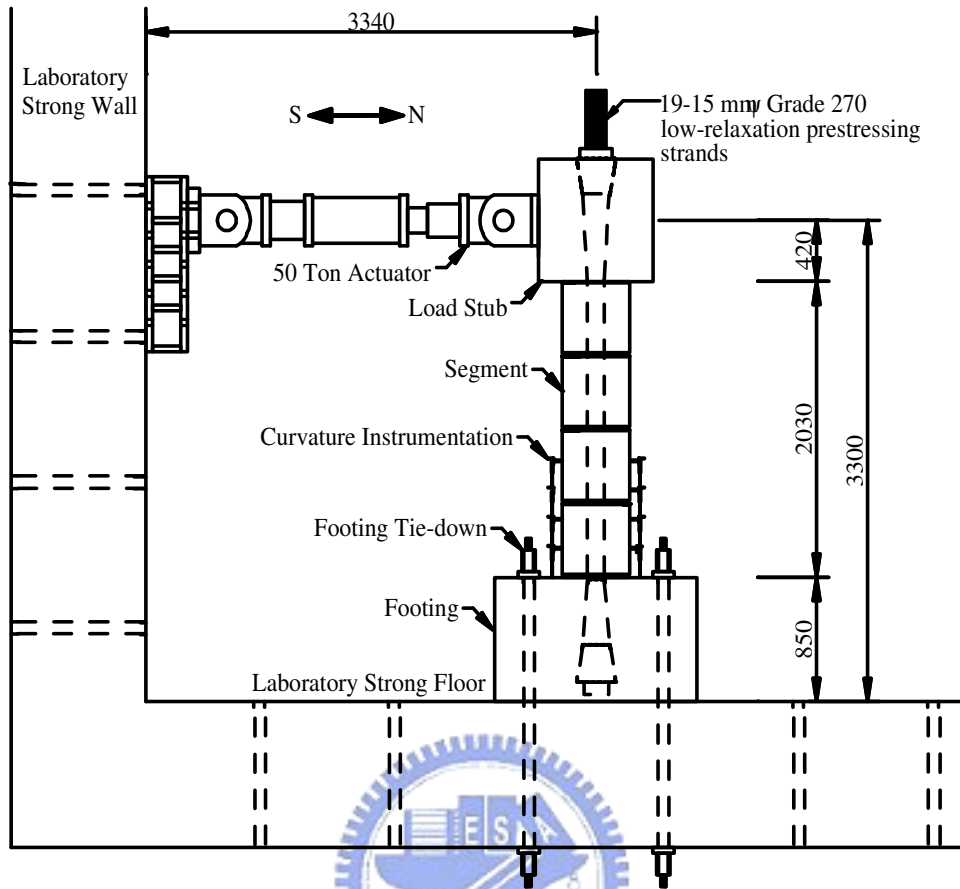


圖 3.1 試體試驗設備裝置圖

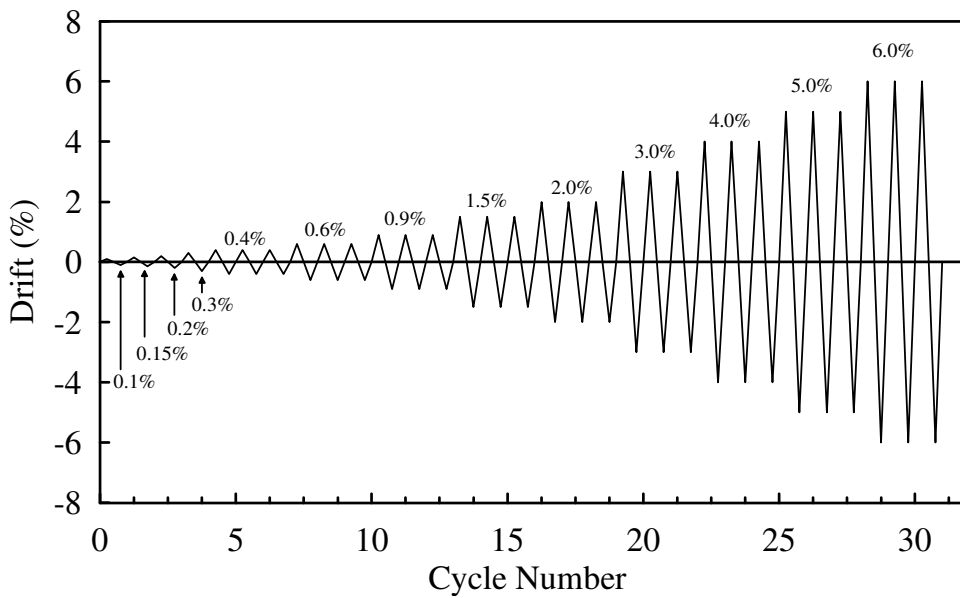


圖 3.2 反覆載重歷時

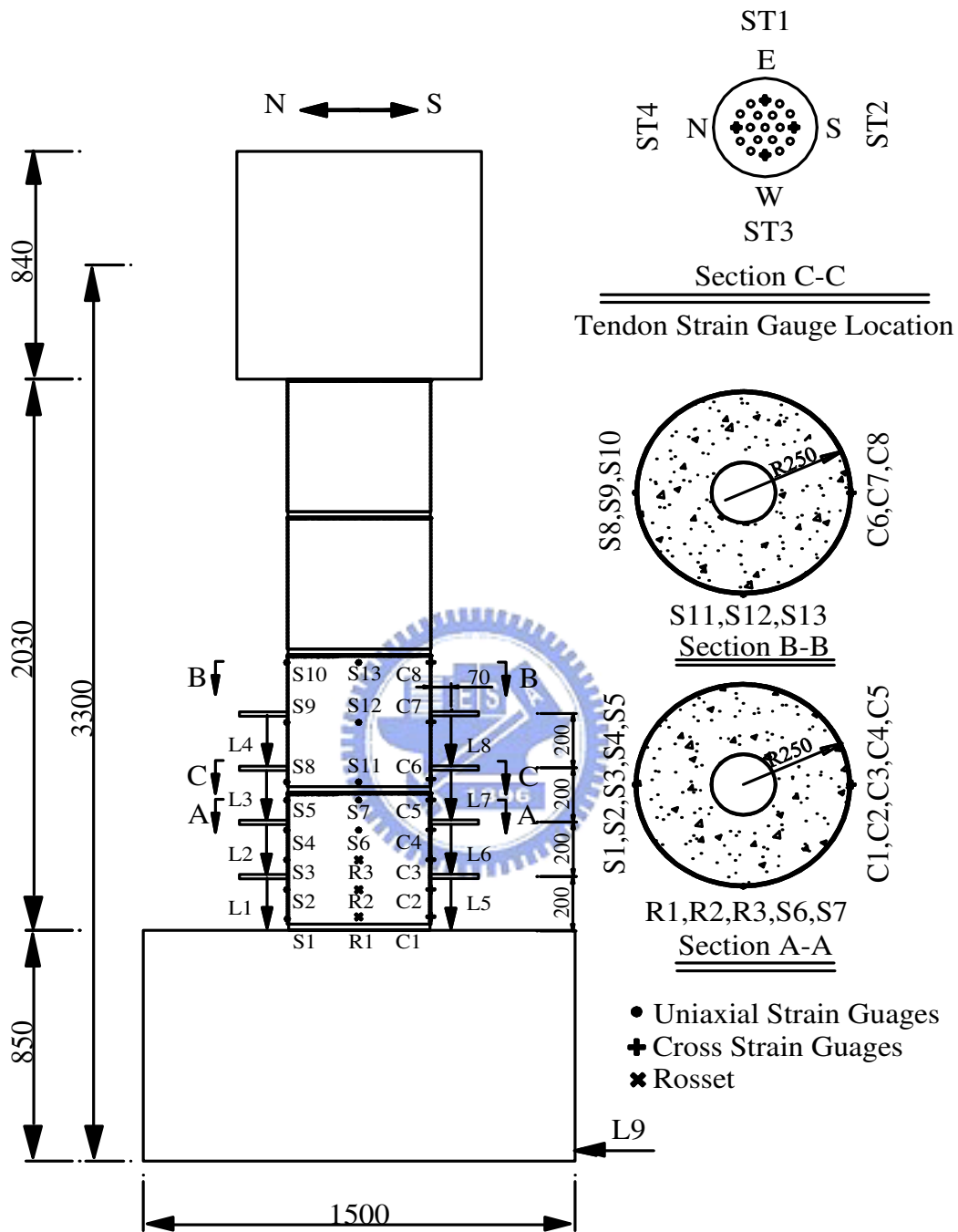


圖 3.3 試體 1 第 2 次試驗應變計配置圖

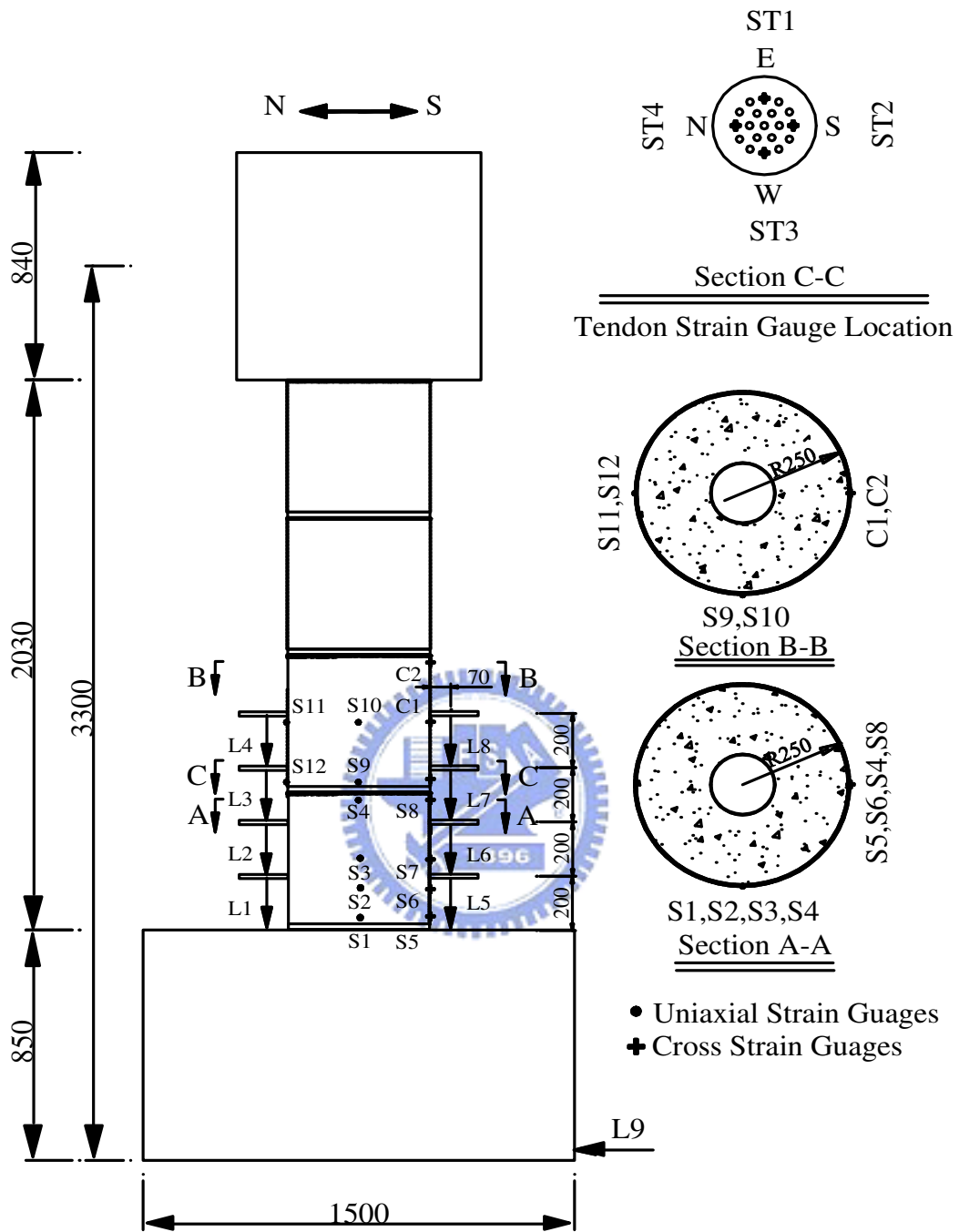


圖 3.4 試體 2 第 2 次試驗應變計配置圖

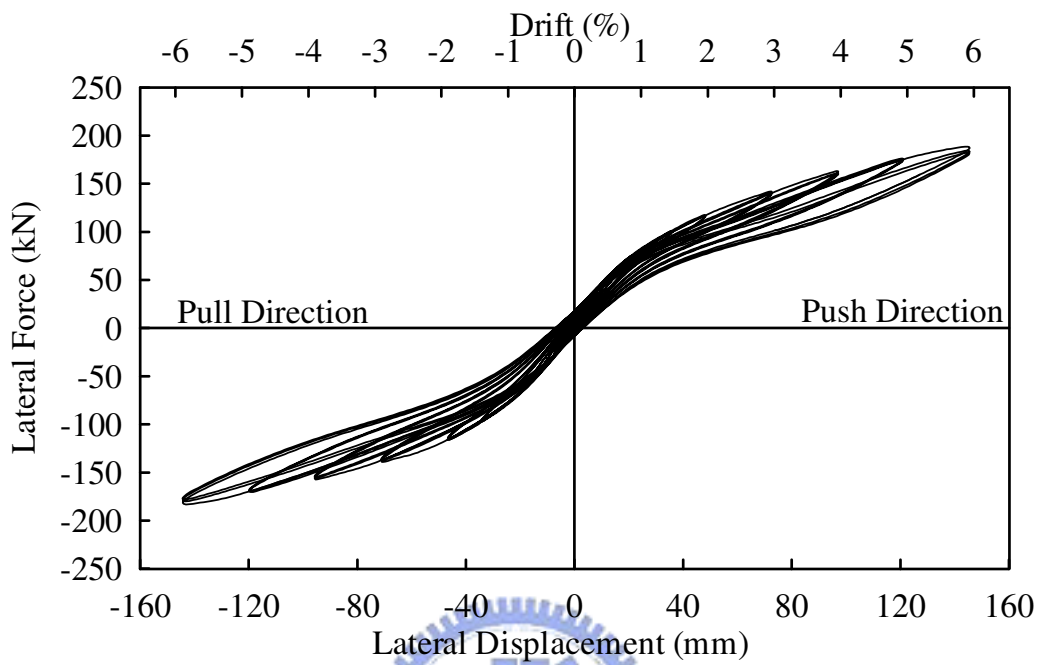


圖 3.5 試體 1 第 2 次試驗力量-位移關係圖

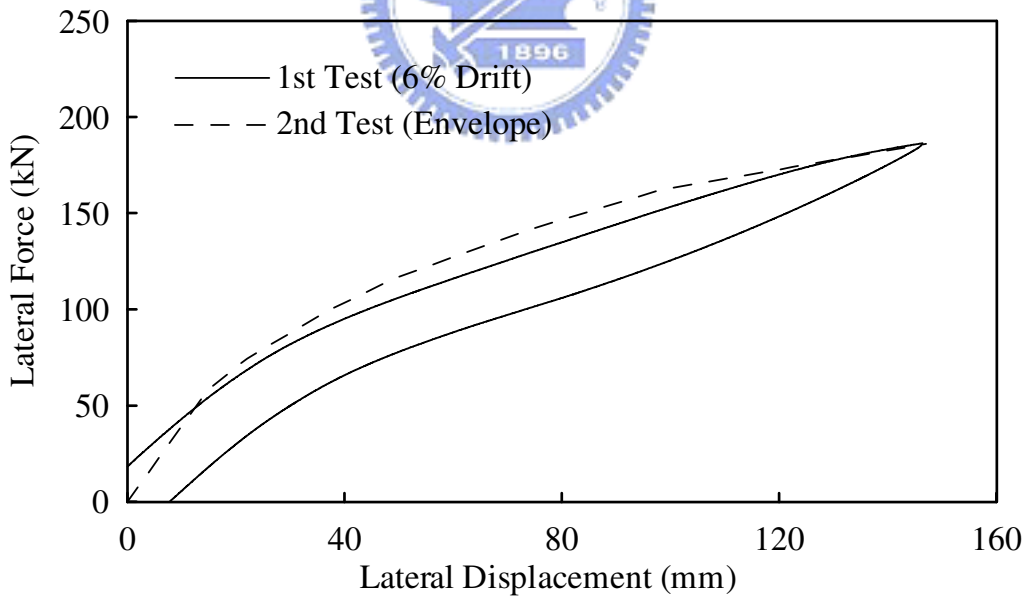


圖 3.6 試體 1 第 1 次試驗側位移角  $\theta = +0.06$  弧度第二圈與第 2 次試驗力量-位移包絡線關係圖

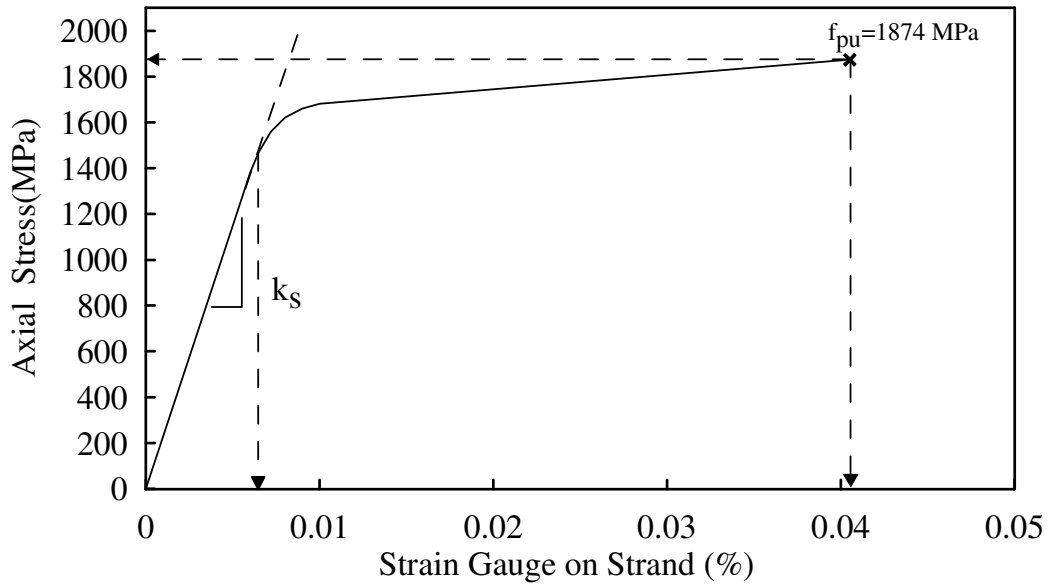


圖 3.7 預力鋼絞線上應變計之應力-應變關係

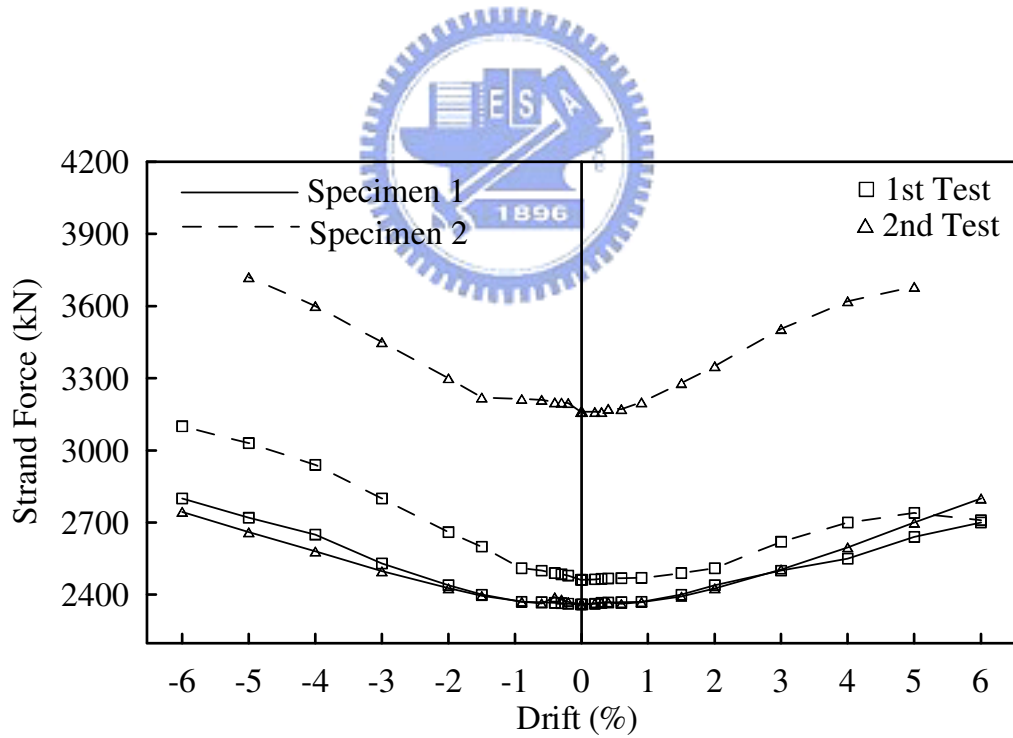


圖 3.8 預力鋼鍵預力量變化圖



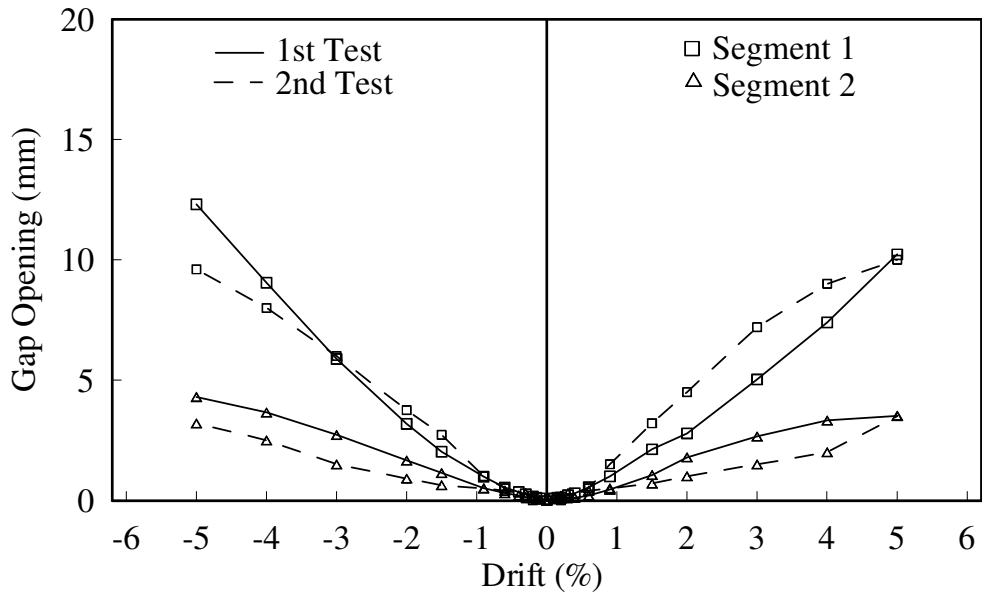


圖 3.9 試體 1 節塊裂縫與側位移關係

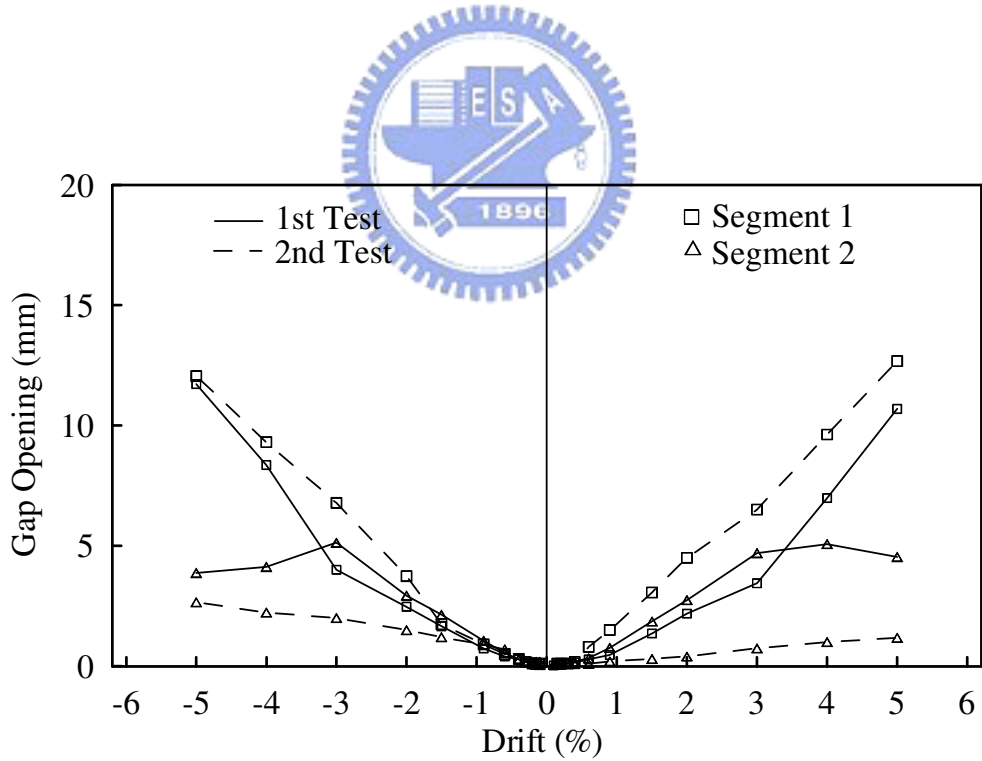


圖 3.10 試體 2 節塊裂縫與側位移關係

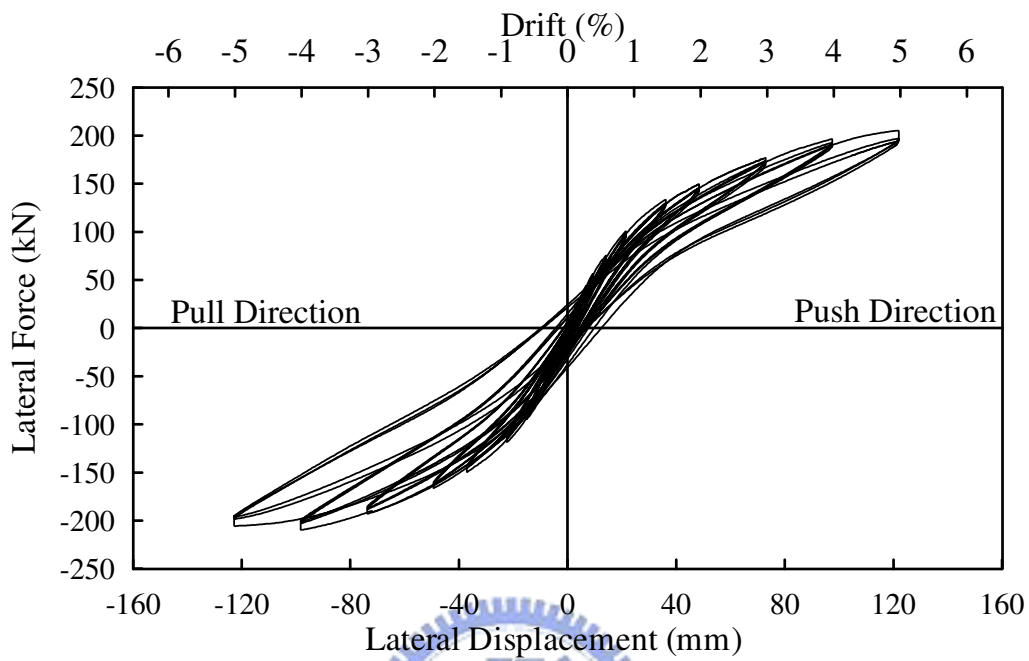


圖 3.11 試體 2 第 2 次試驗力量-位移關係圖

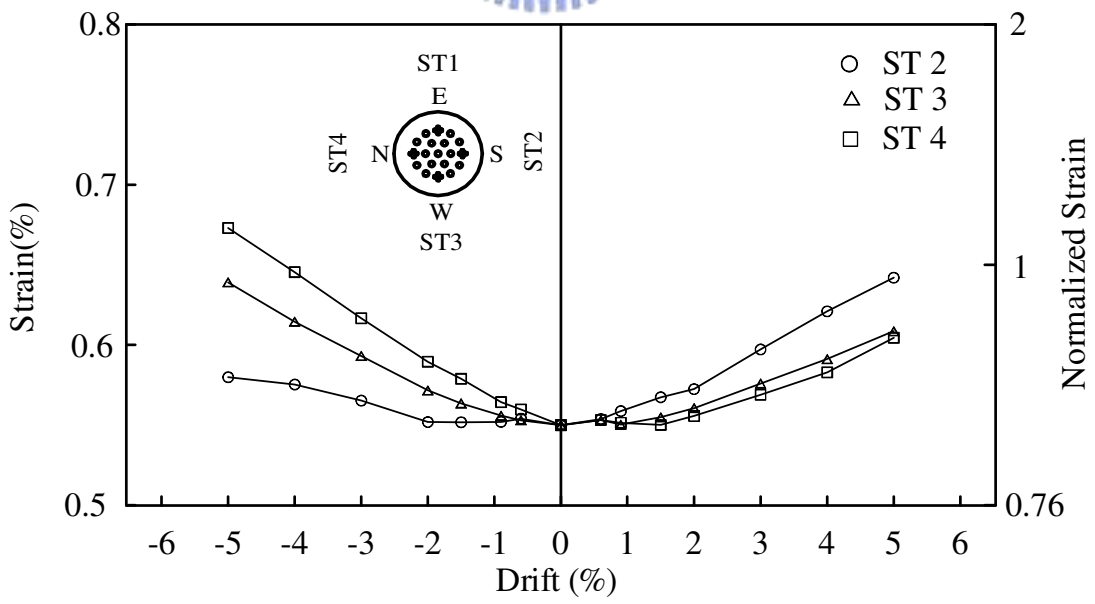


圖 3.12 試體 2 第 2 次試驗鋼腱應變與側位移關係

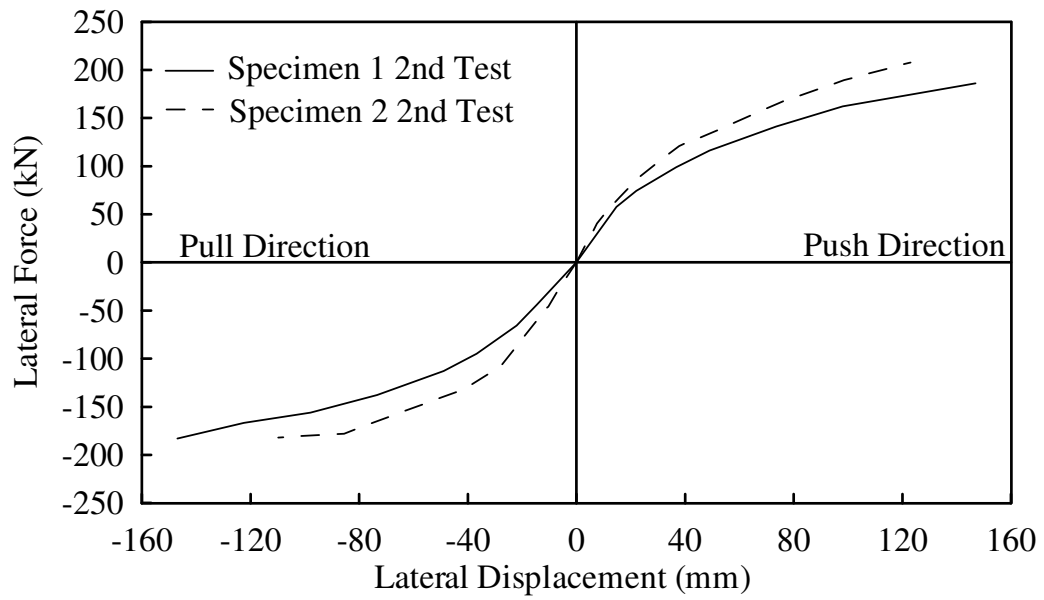


圖 3.13 試體 1 與試體 2 第 2 次試驗力量-位移包絡線關係圖



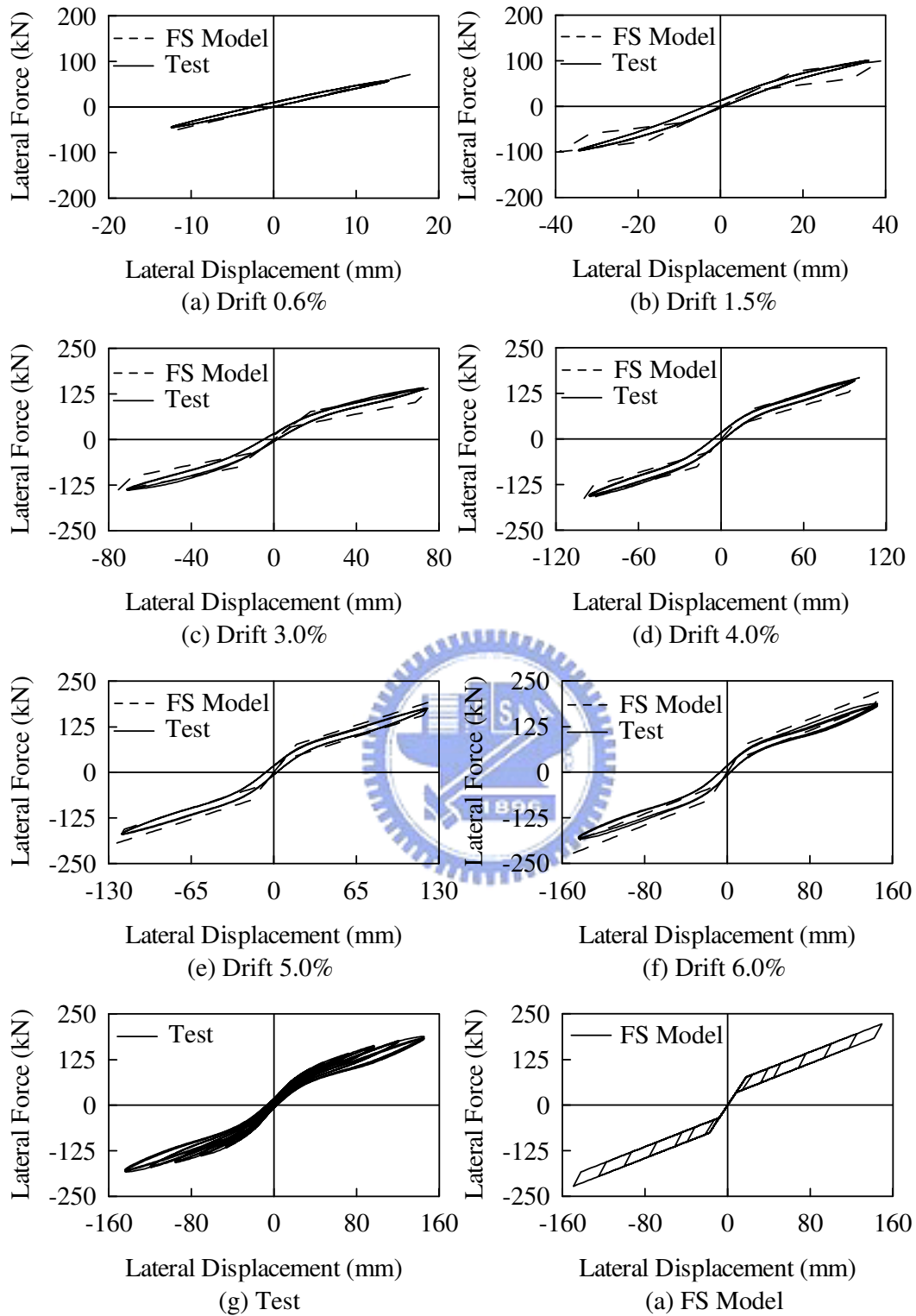


圖 3.14 旗幟模型(FS Model)模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係

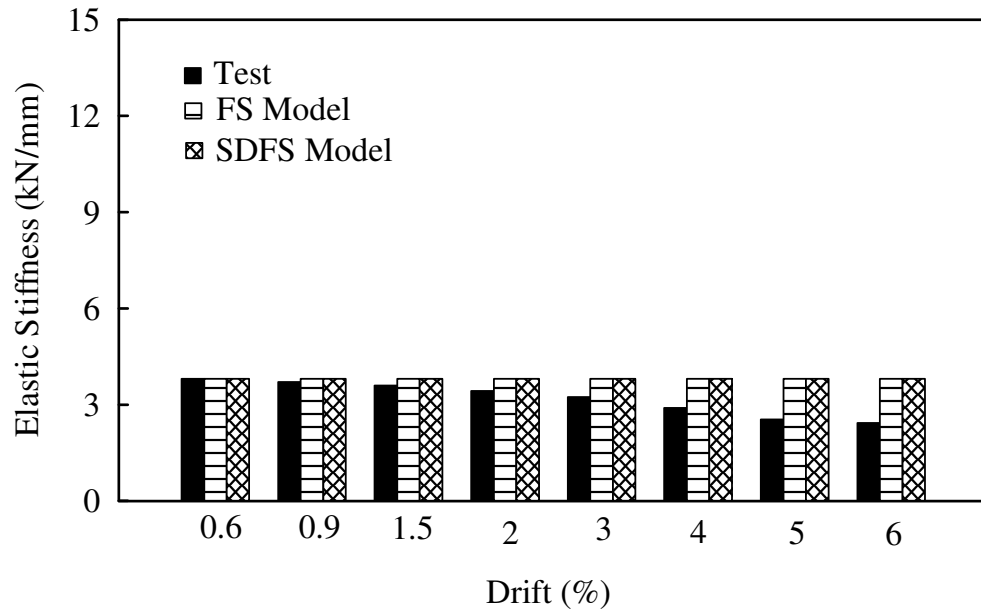


圖 3.15 模型模擬試體 1 第 2 次試驗彈性勁度與側位移關係

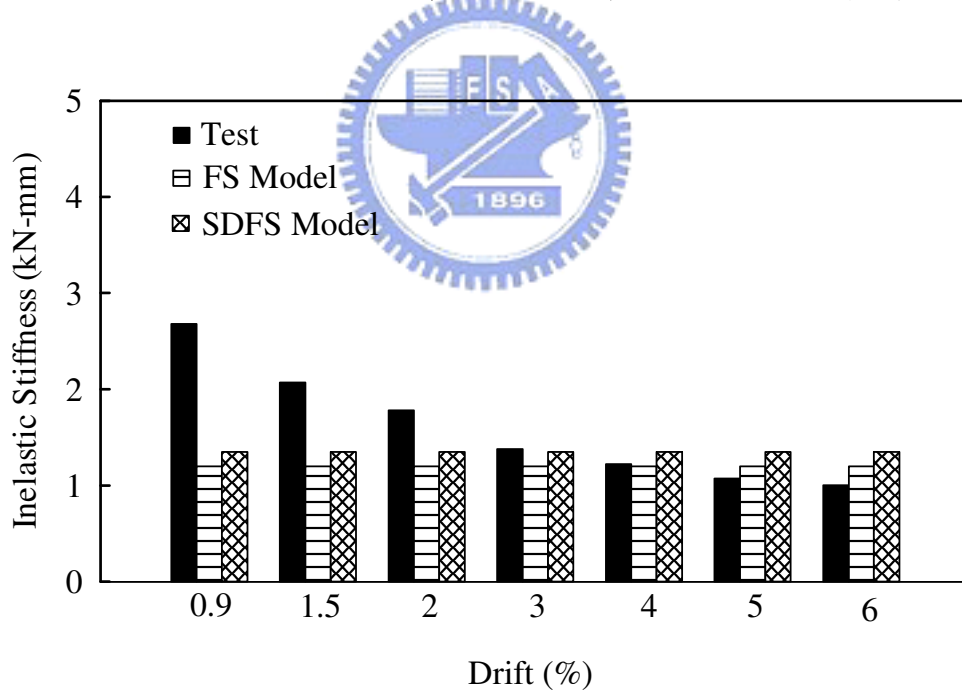


圖 3.16 模型模擬試體 1 第 2 次試驗非彈性勁度與側位移關係

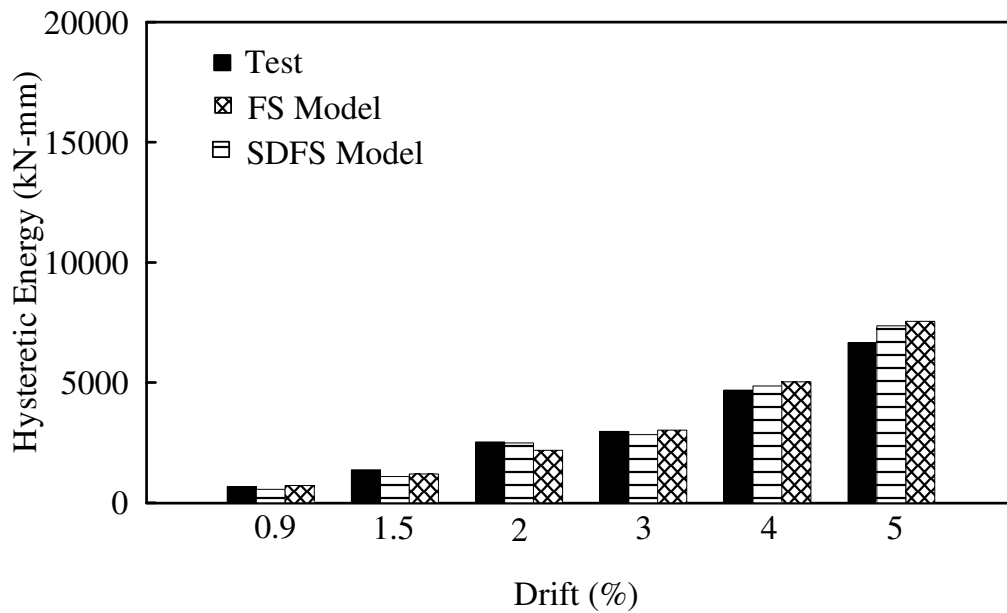


圖 3.17 模型模擬試體 1 第 2 次試驗遲滯能量與側位移關係

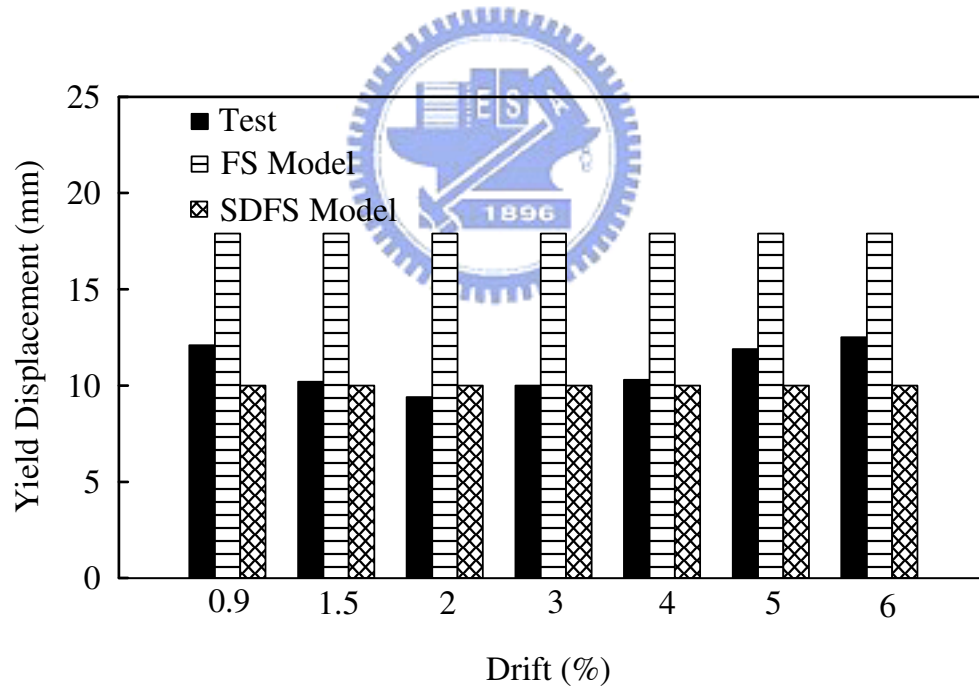


圖 3.18 模型模擬試體 1 第 2 次試驗降伏位移與側位移關係



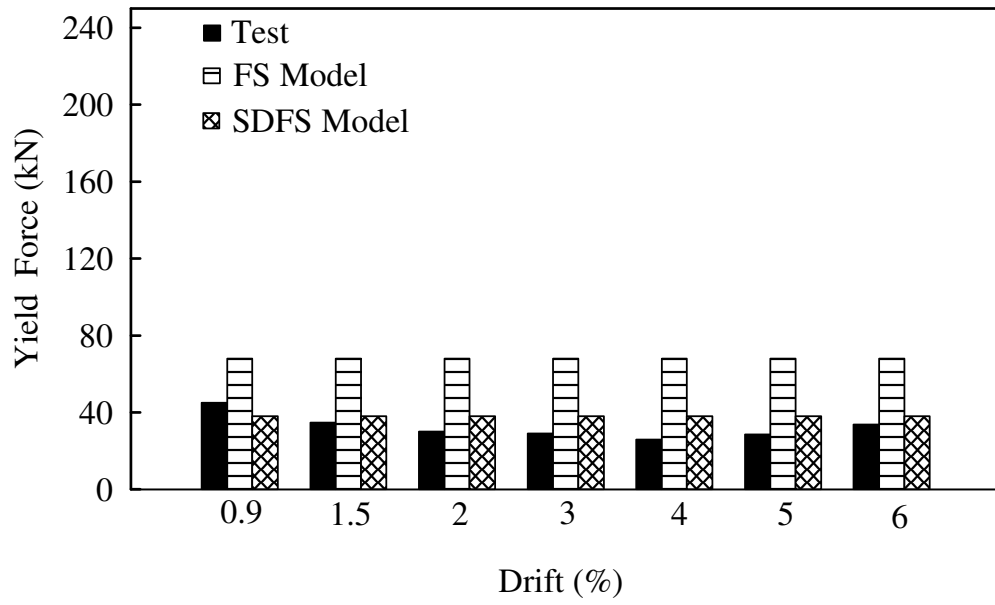


圖 3.19 模型模擬試體 1 第 2 次試驗降伏力與側位移關係



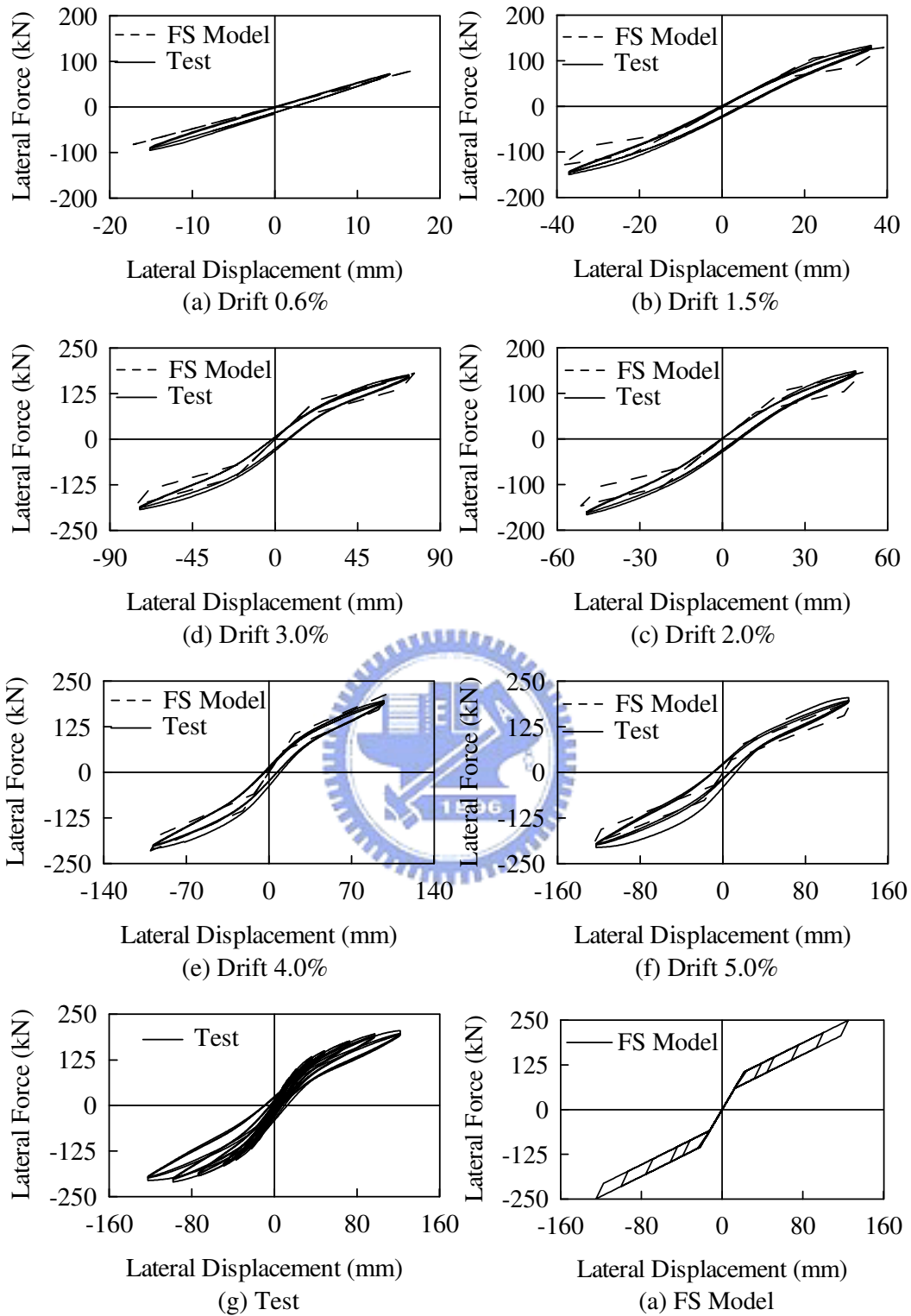


圖 3.20 旗幟模型(FS Model)模擬試體 2 第 2 次試驗力量位移關係

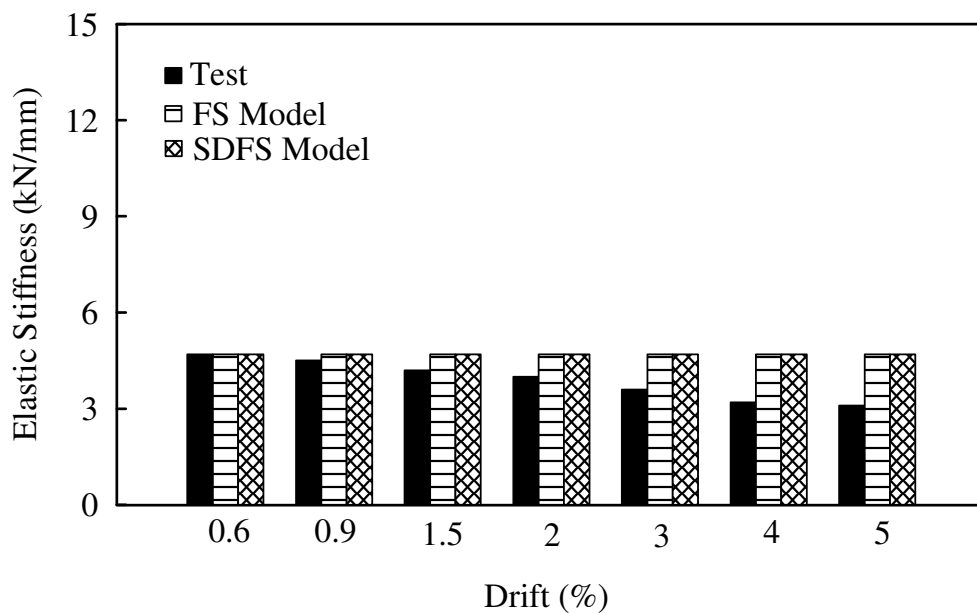


圖 3.21 模型模擬試體 2 第 2 次試驗彈性勁度與側位移關係

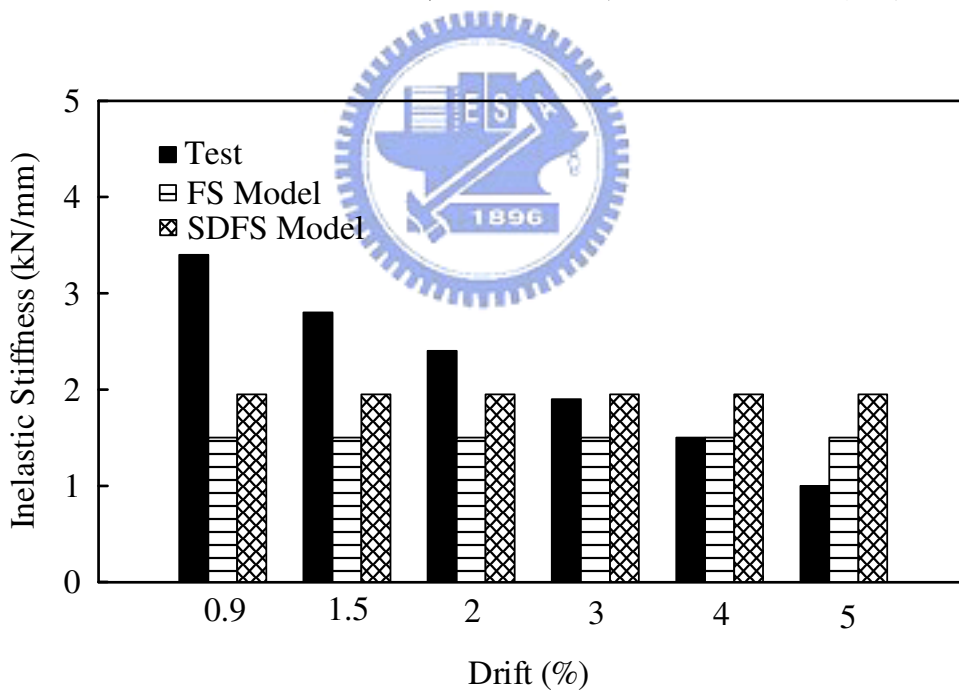


圖 3.22 模型模擬試體 2 第 2 次試驗非彈性勁度與側位移關係

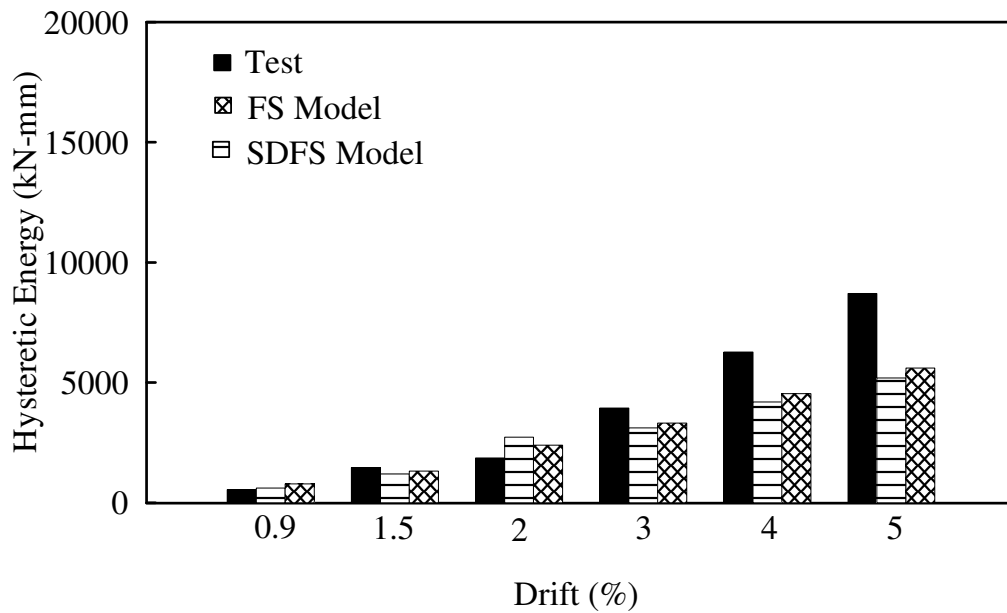


圖 3.23 模型模擬試體 2 第 2 次試驗遲滯能量與側位移關係

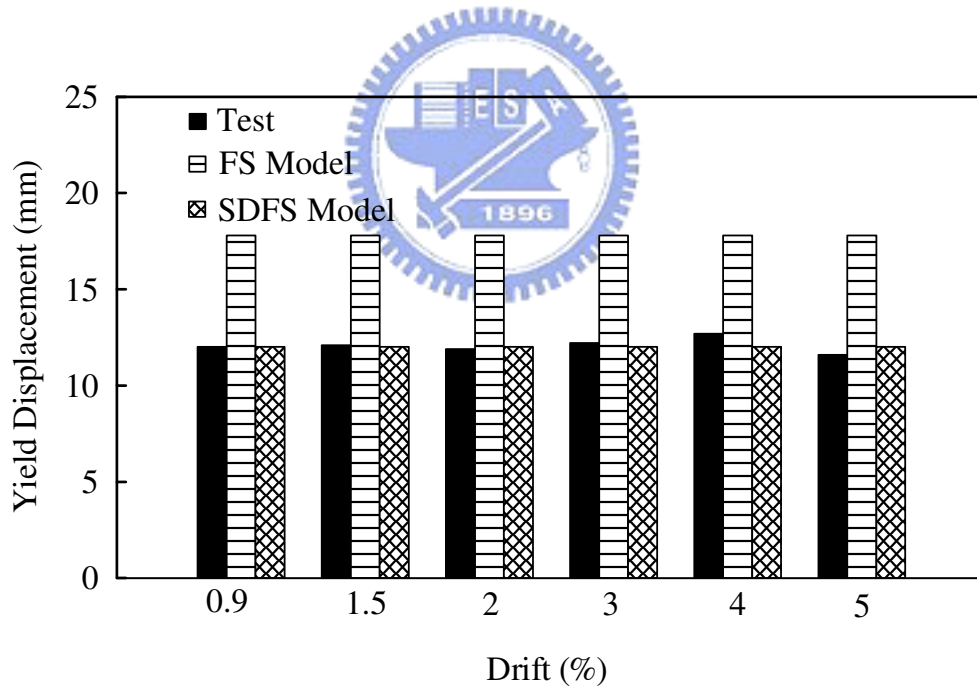


圖 3.24 模型模擬試體 2 第 2 次試驗降伏位移與側位移關係

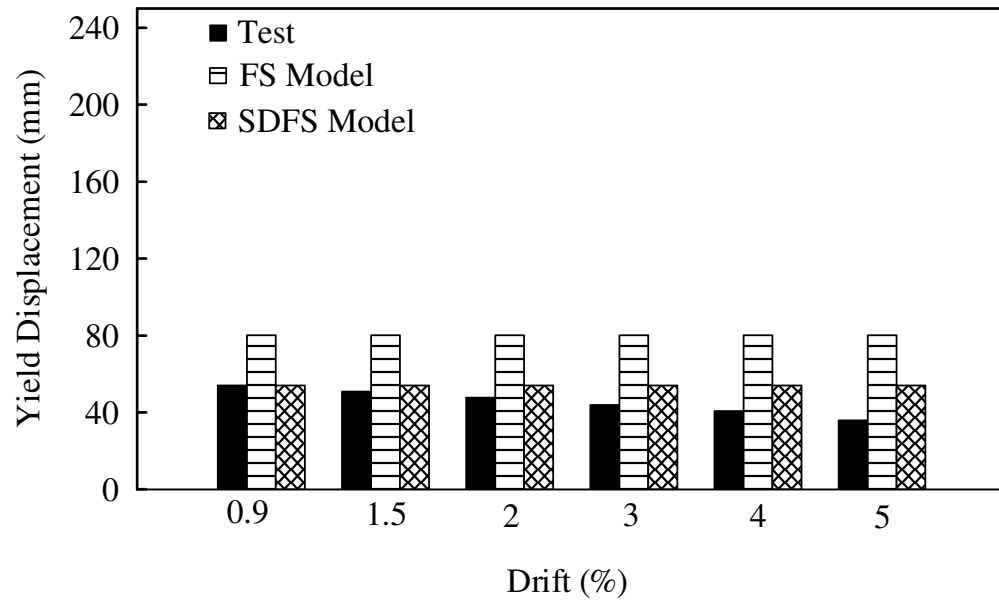


圖 3.25 模型模擬試體 2 第 2 次試驗降伏力與側位移關係



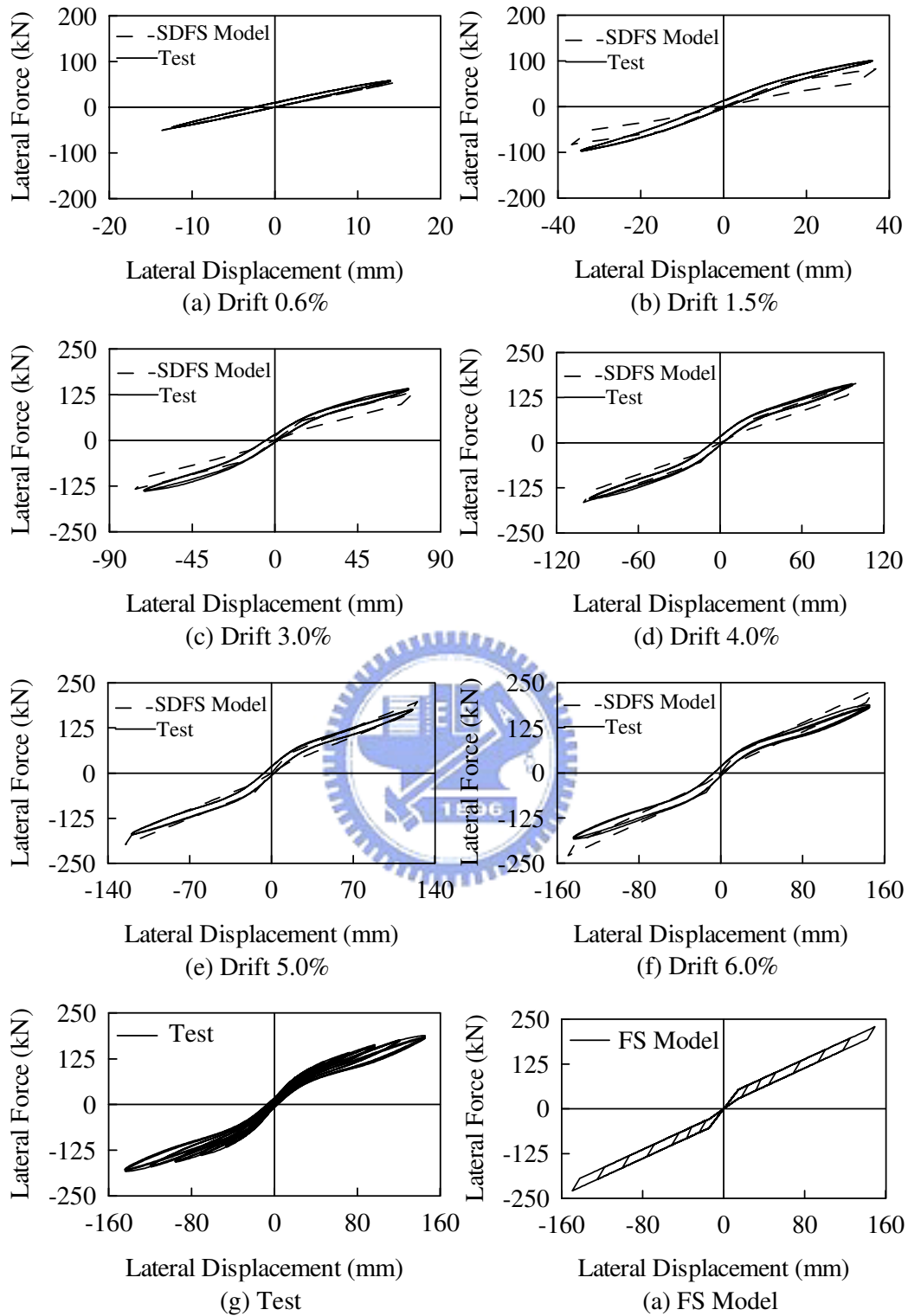


圖 3.26 勁度衰減旗幟模型(SDFS Model)模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係(實驗)



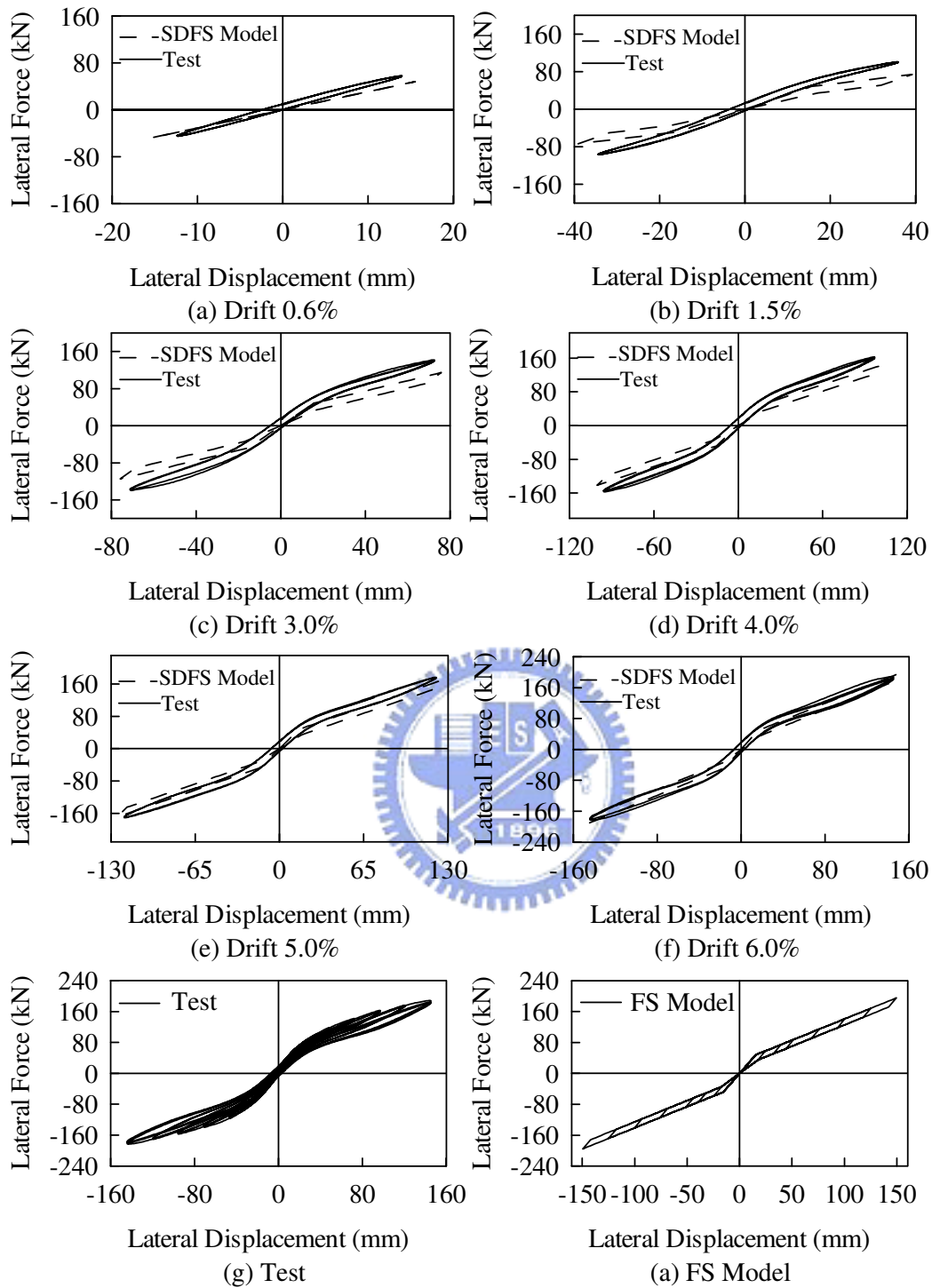


圖 3.27 勁度衰減旗幟模型(SDFS Model)模擬試體 1 第 2 次試驗力量位移關係(分析)

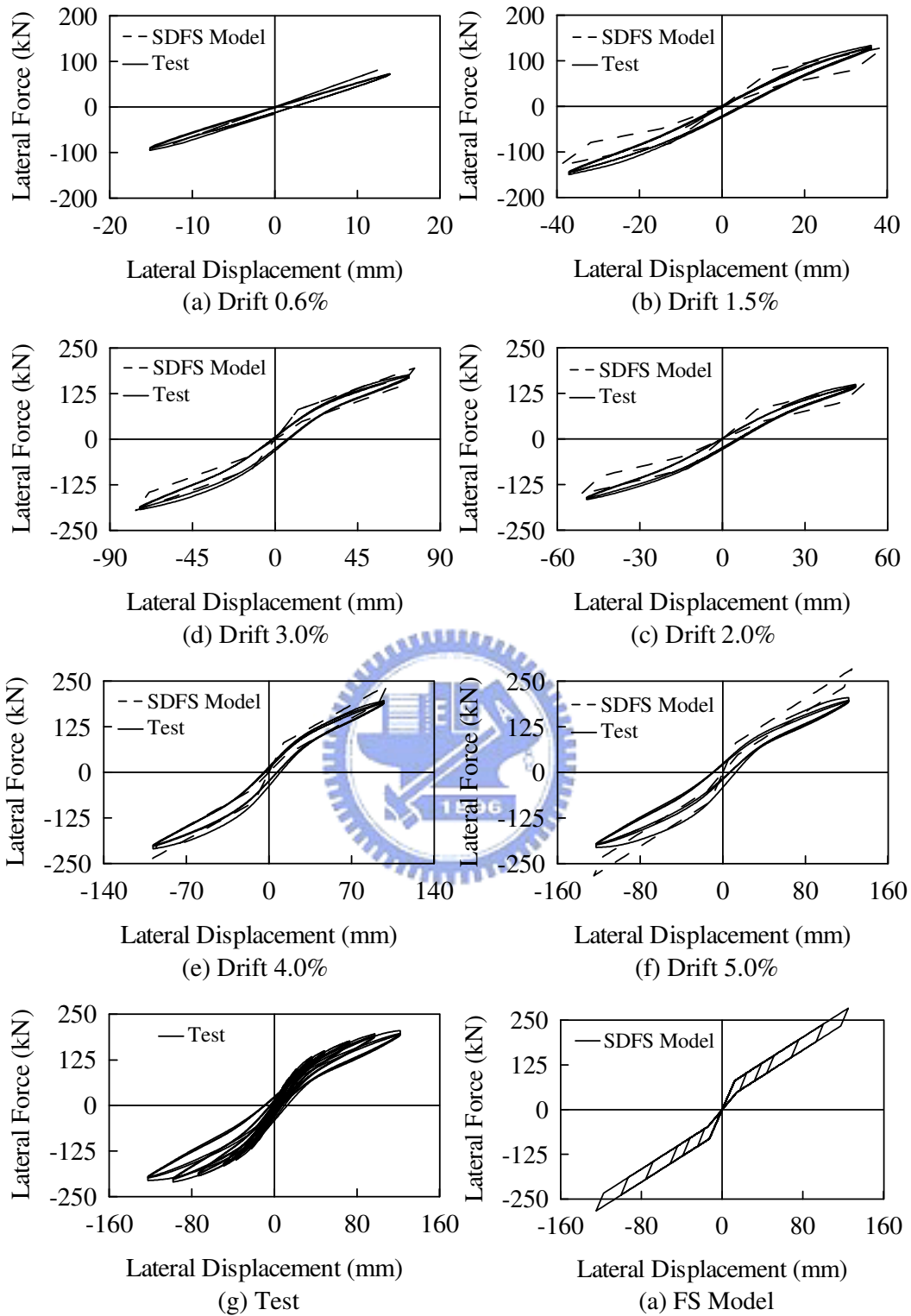


圖 3.28 勁度衰減旗幟模型(SDFS Model)模擬試體2第2次試驗力量位移係  
(實驗)

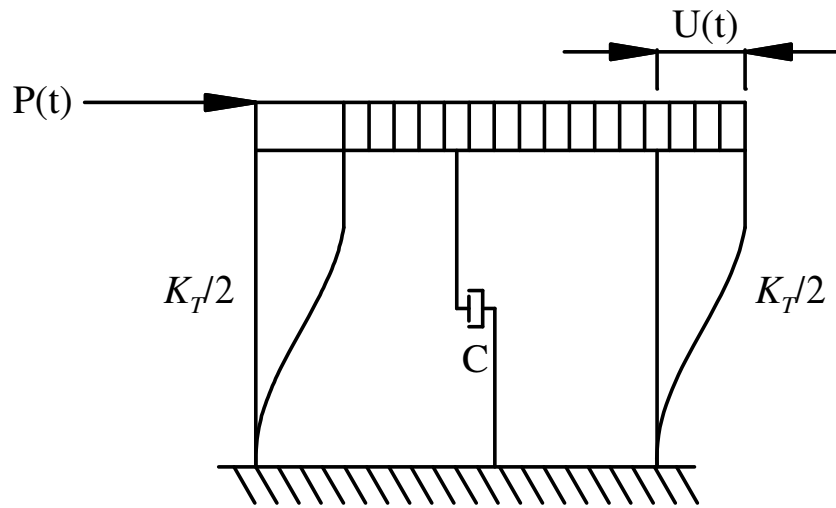


圖 4.1 受外力作用之單自由度系統分析

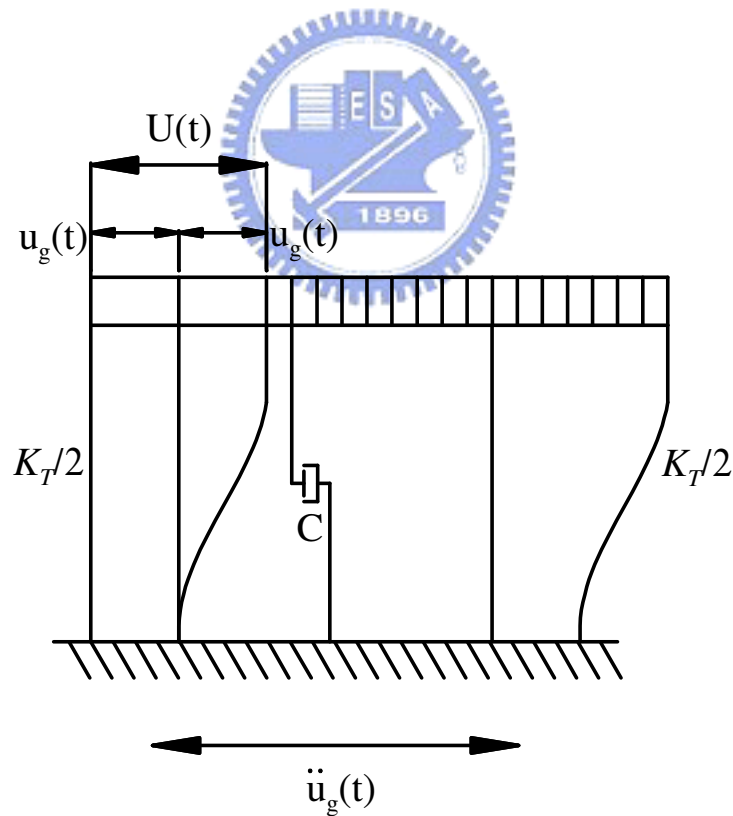


圖 4.2 受地震水平力作用之單自由度系統分析

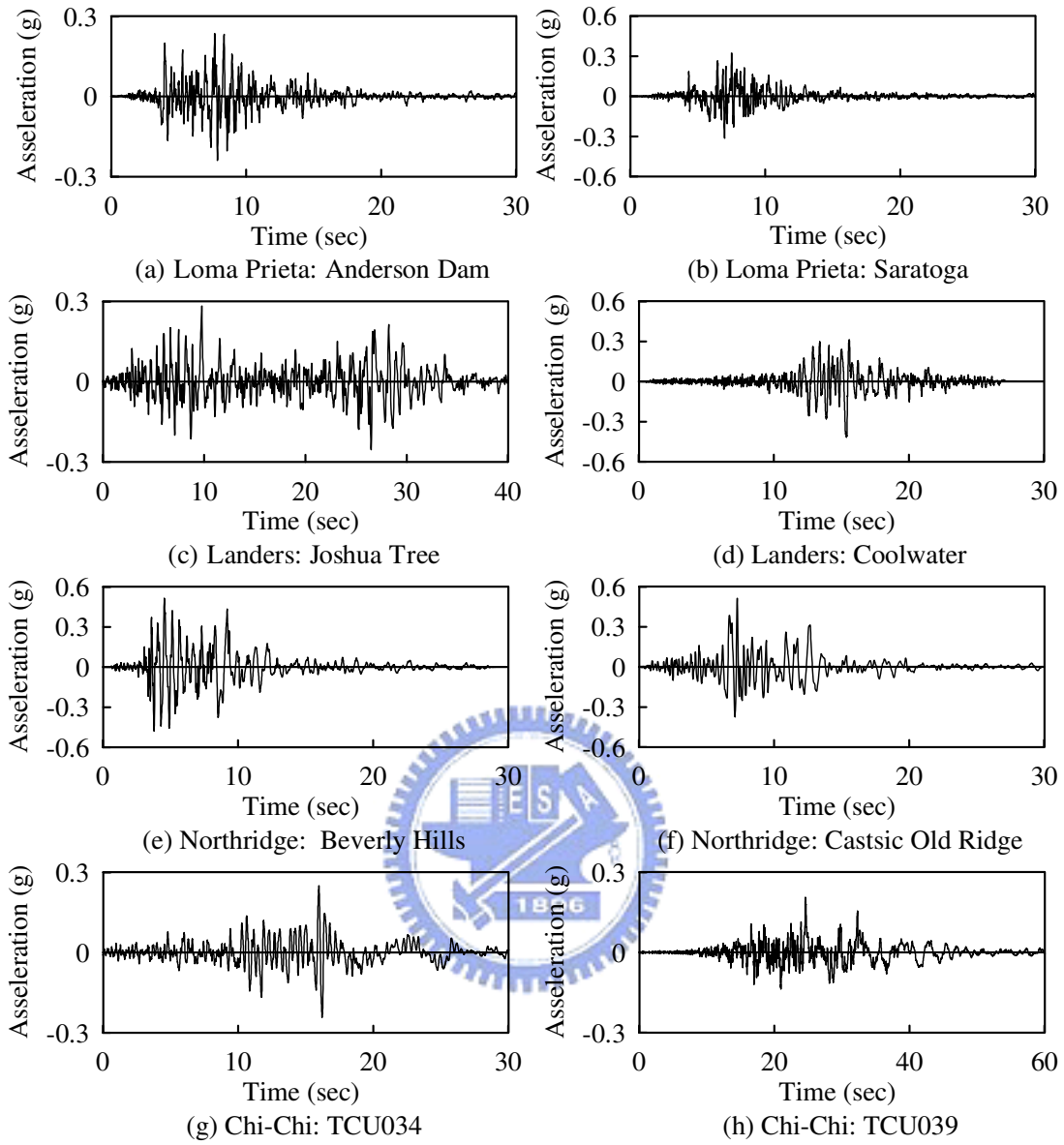
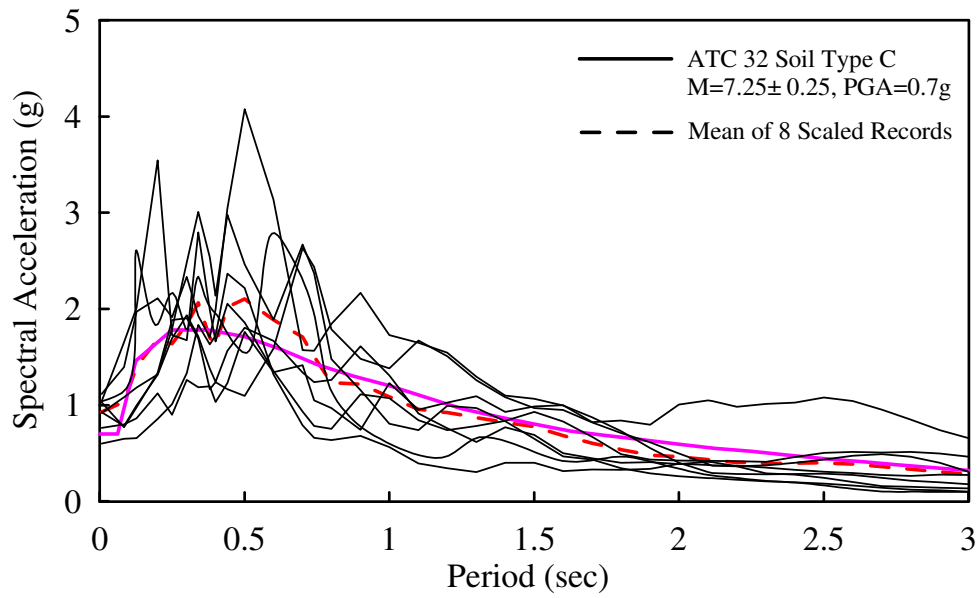
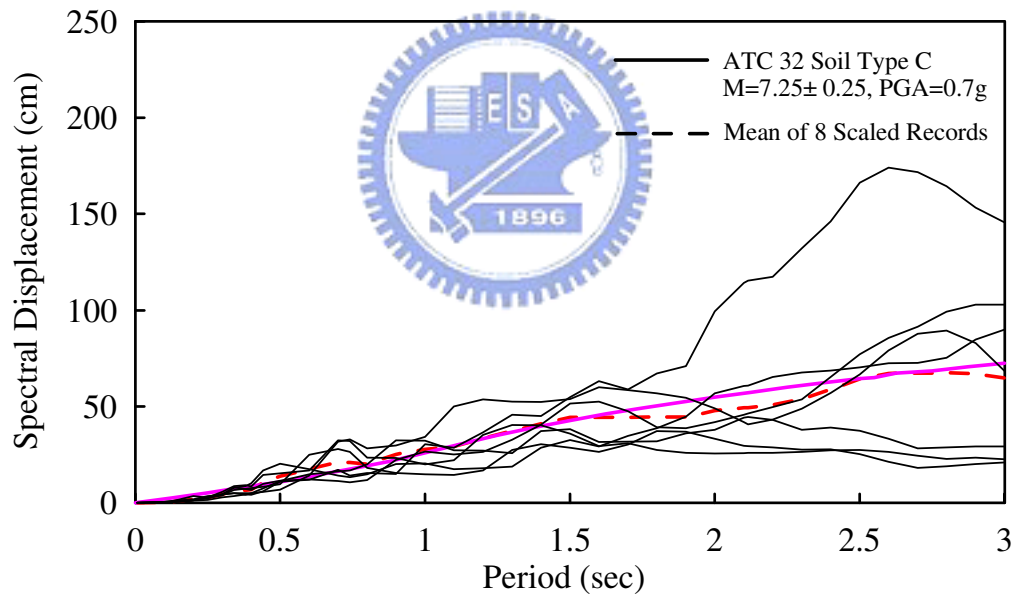


圖 4.3 8 組地震紀錄加速度歷時



(a) Elastic Acceleration Response Spectra



(b) Elastic Displacement Response Spectra

圖 4.4 8 組調整地震紀錄加速度歷時彈性反應譜

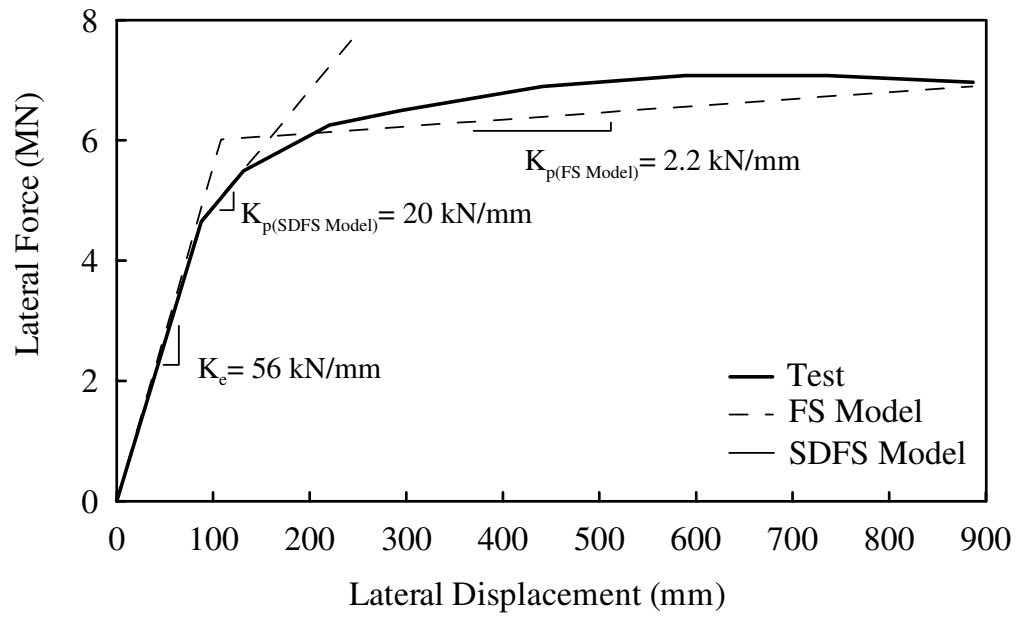


圖 4.5 試體 1 實尺橋柱力量位移關係圖



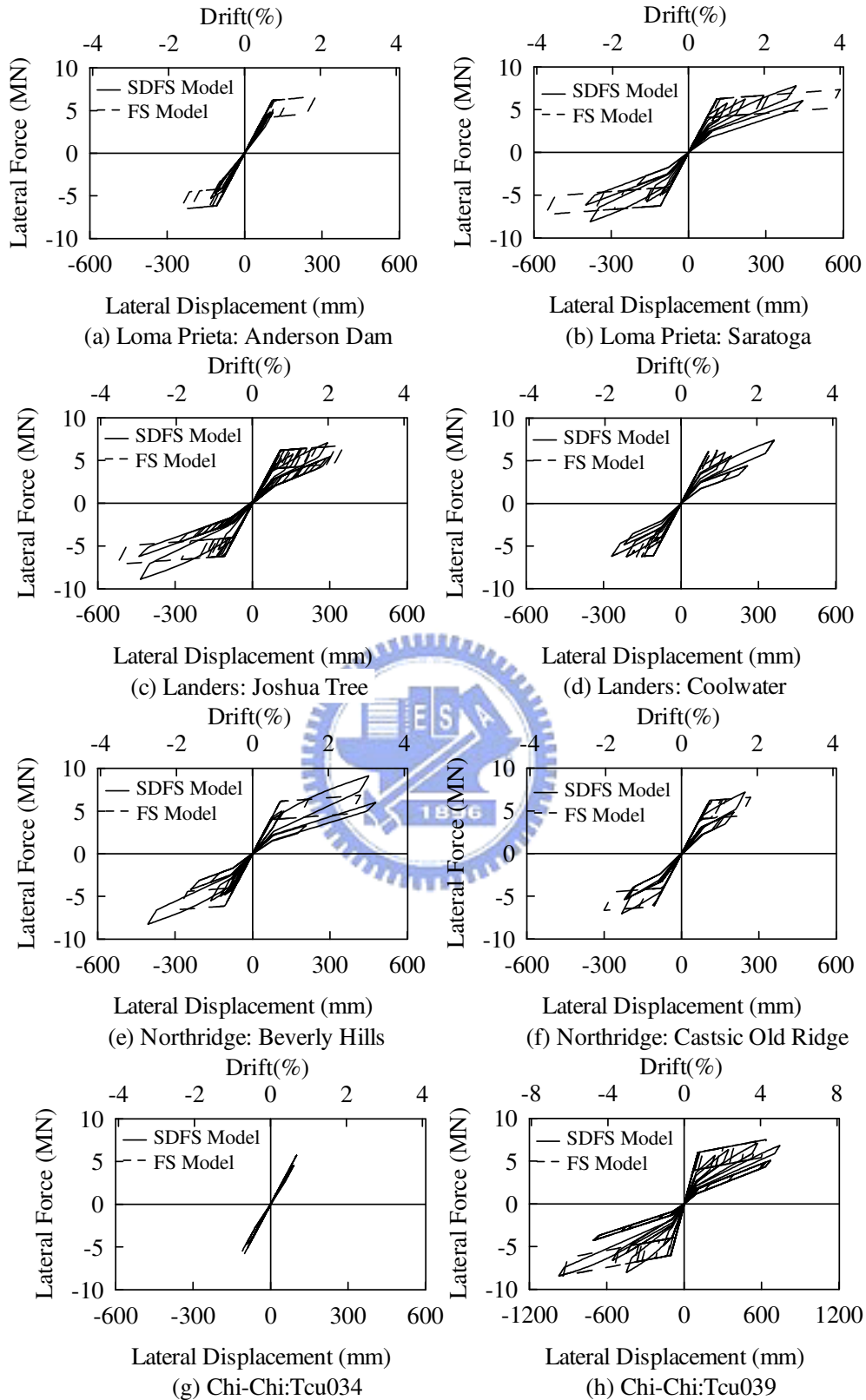


圖 4.6 旗幟模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖



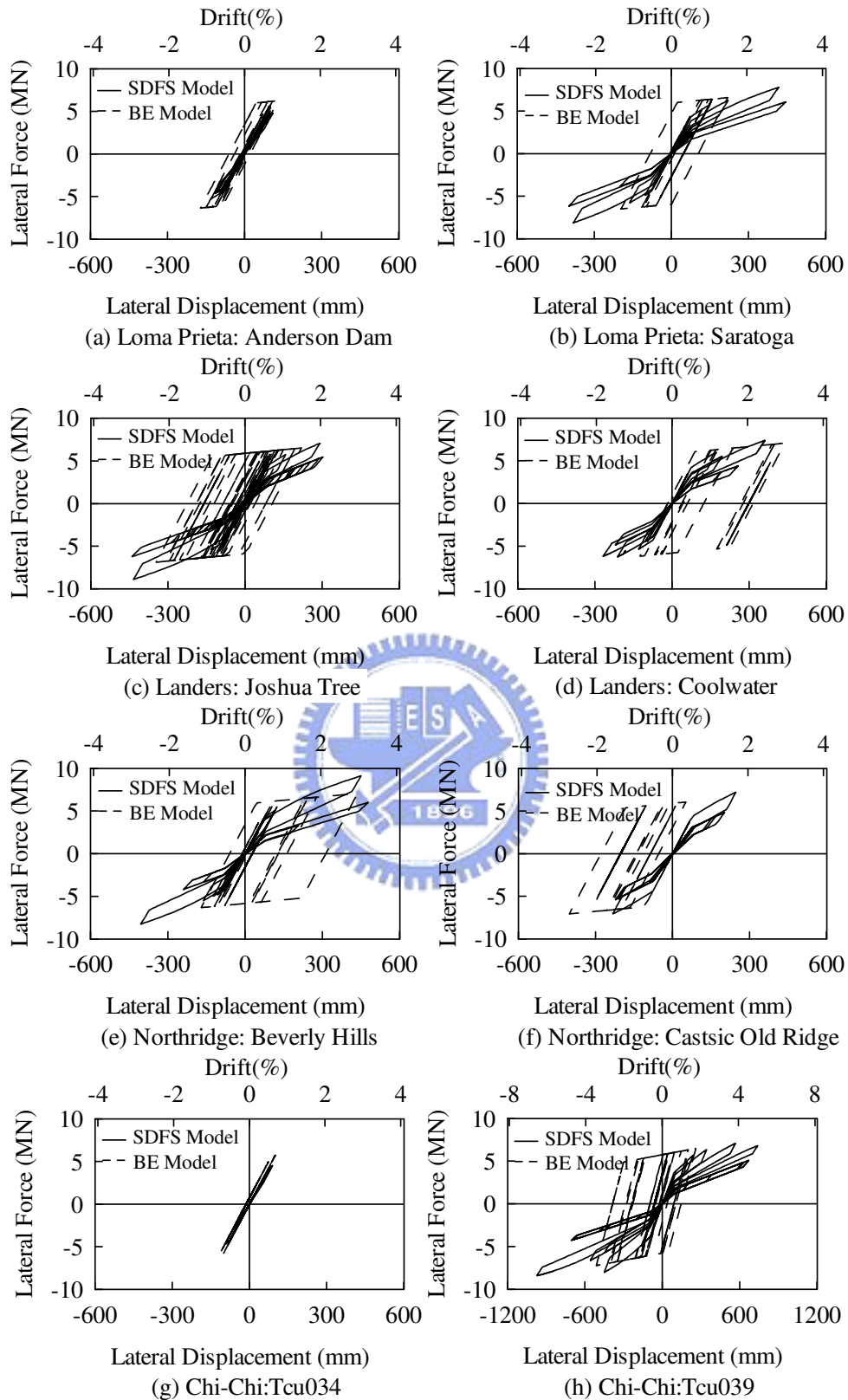


圖 4.7 雙線性模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖

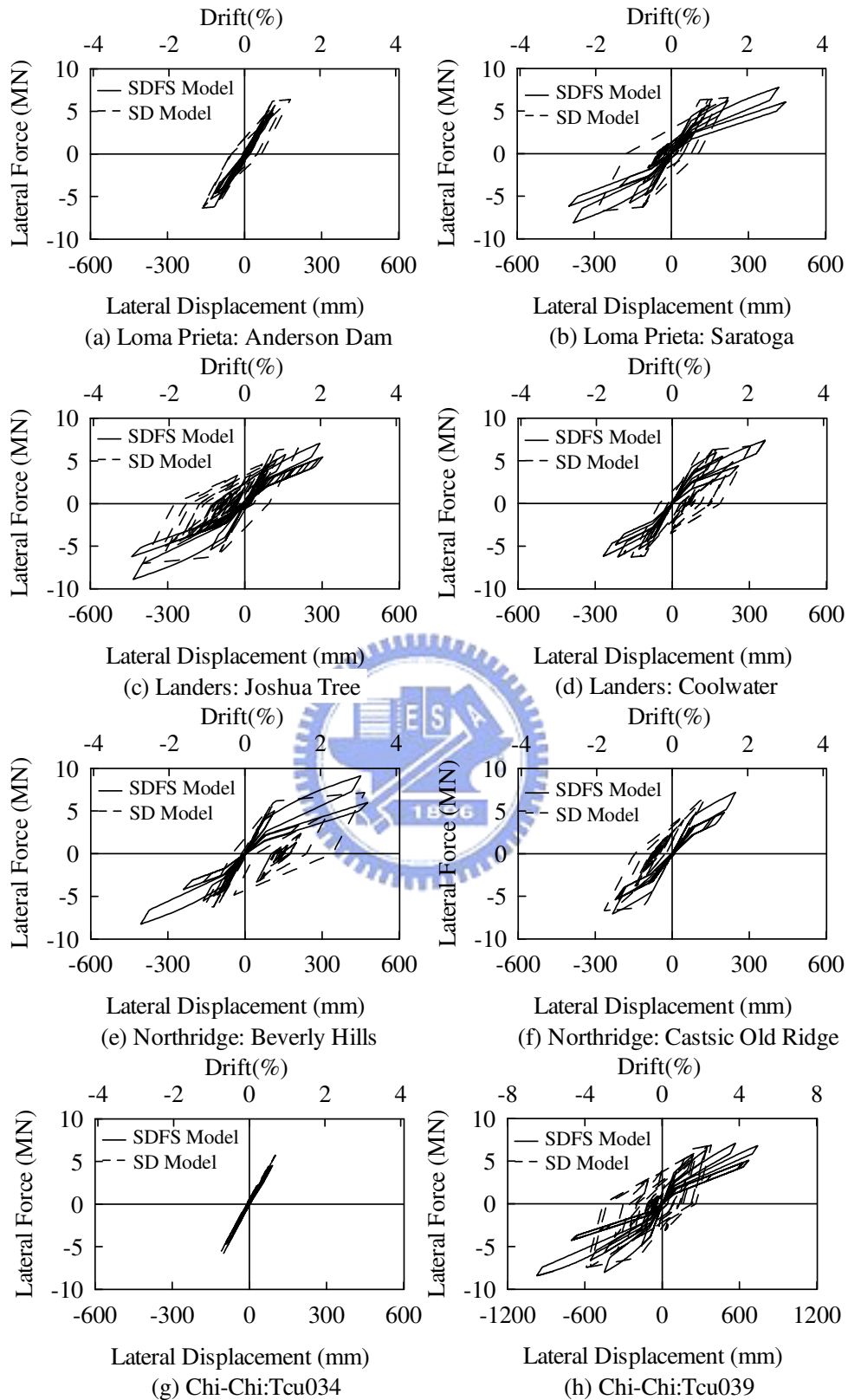
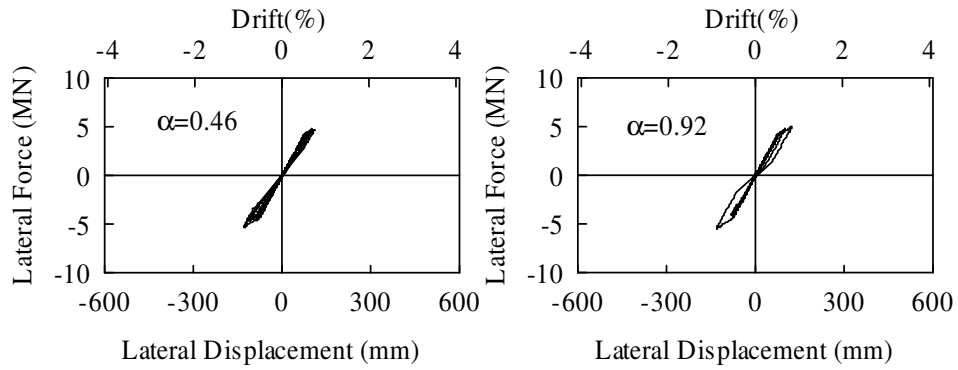
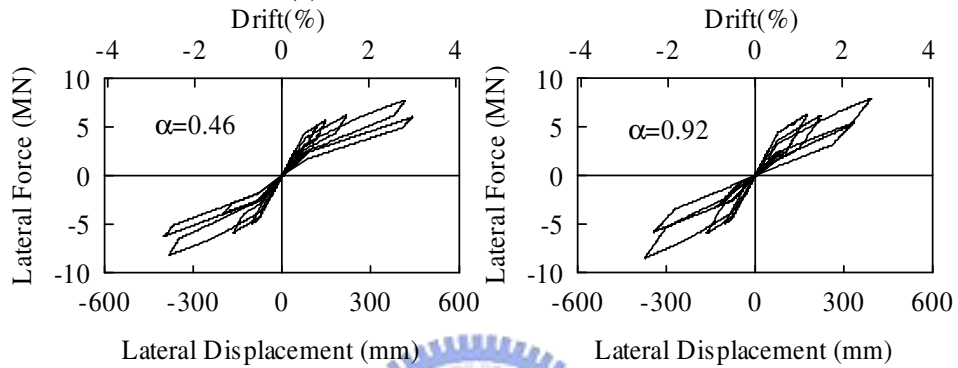


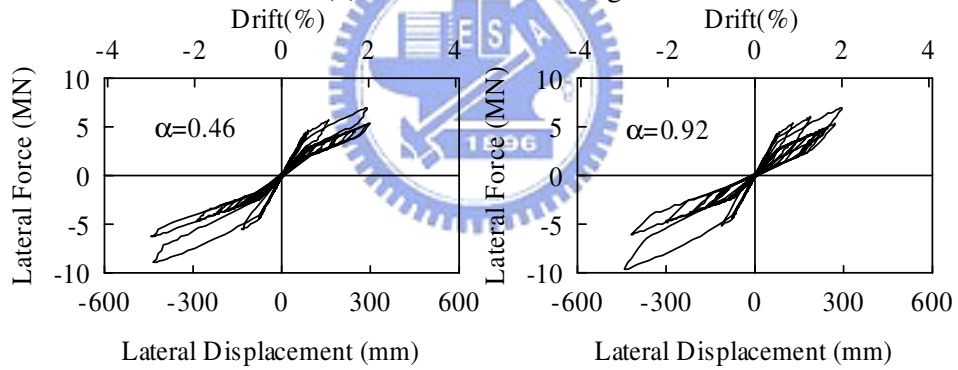
圖 4.8 勁度衰減模型與勁度衰減旗幟模型力量位移關係比較圖



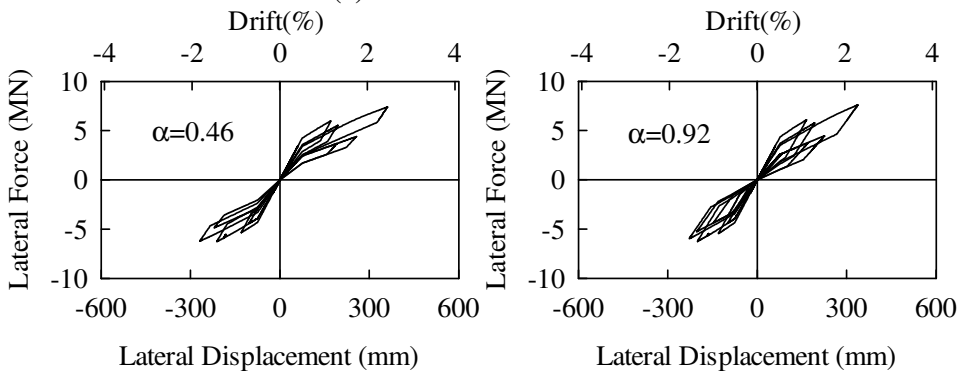
(a) Loma Prieta: Anderson Dam



(b) Loma Prieta: Saratoga

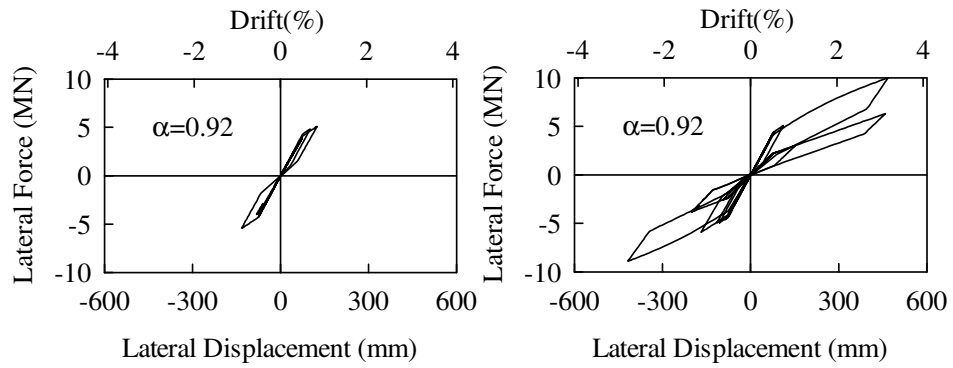


(c) Landers: Joshua Tree

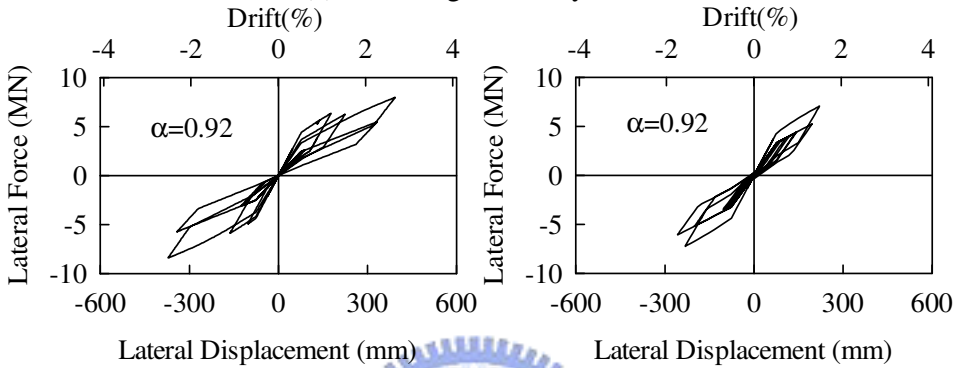


(d) Landers: Coolwater

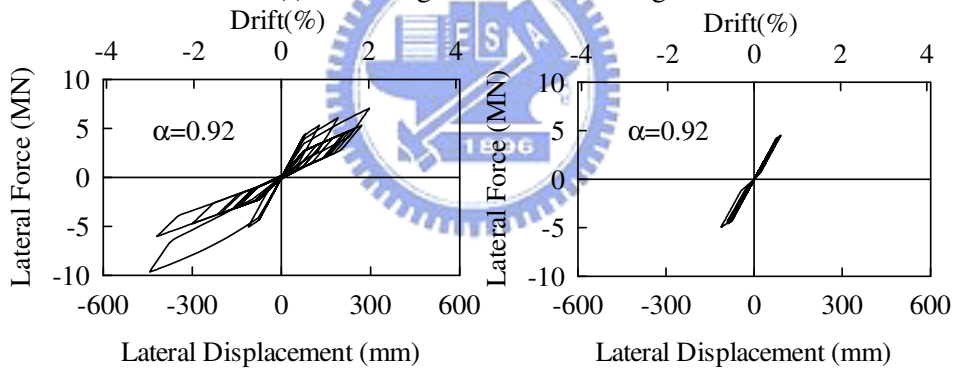
圖 4.9 勁度衰減模型放大遲滯能量消釋係數結果比較



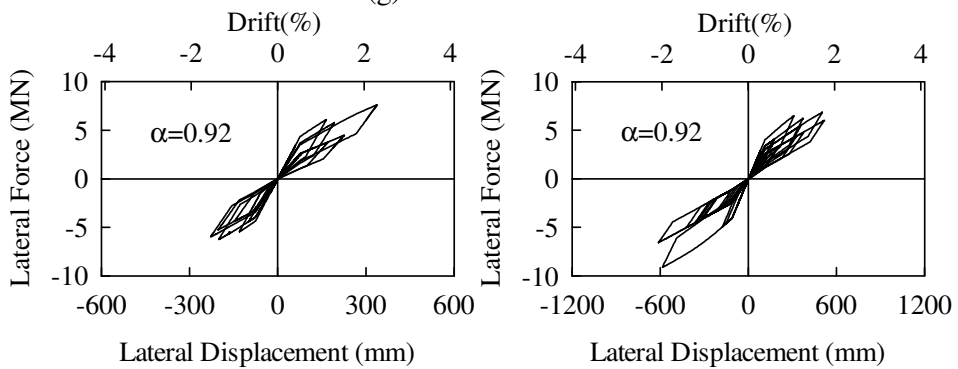
(e) Northridge: Beverly Hills



(f) Northridge: Castaic Old Ridge



(g) Chi-Chi: Tcu034



(h) Chi-Chi: Tcu039

圖 4.9 勁度衰減模型放大遲滯能量消釋係數結果比較(續)

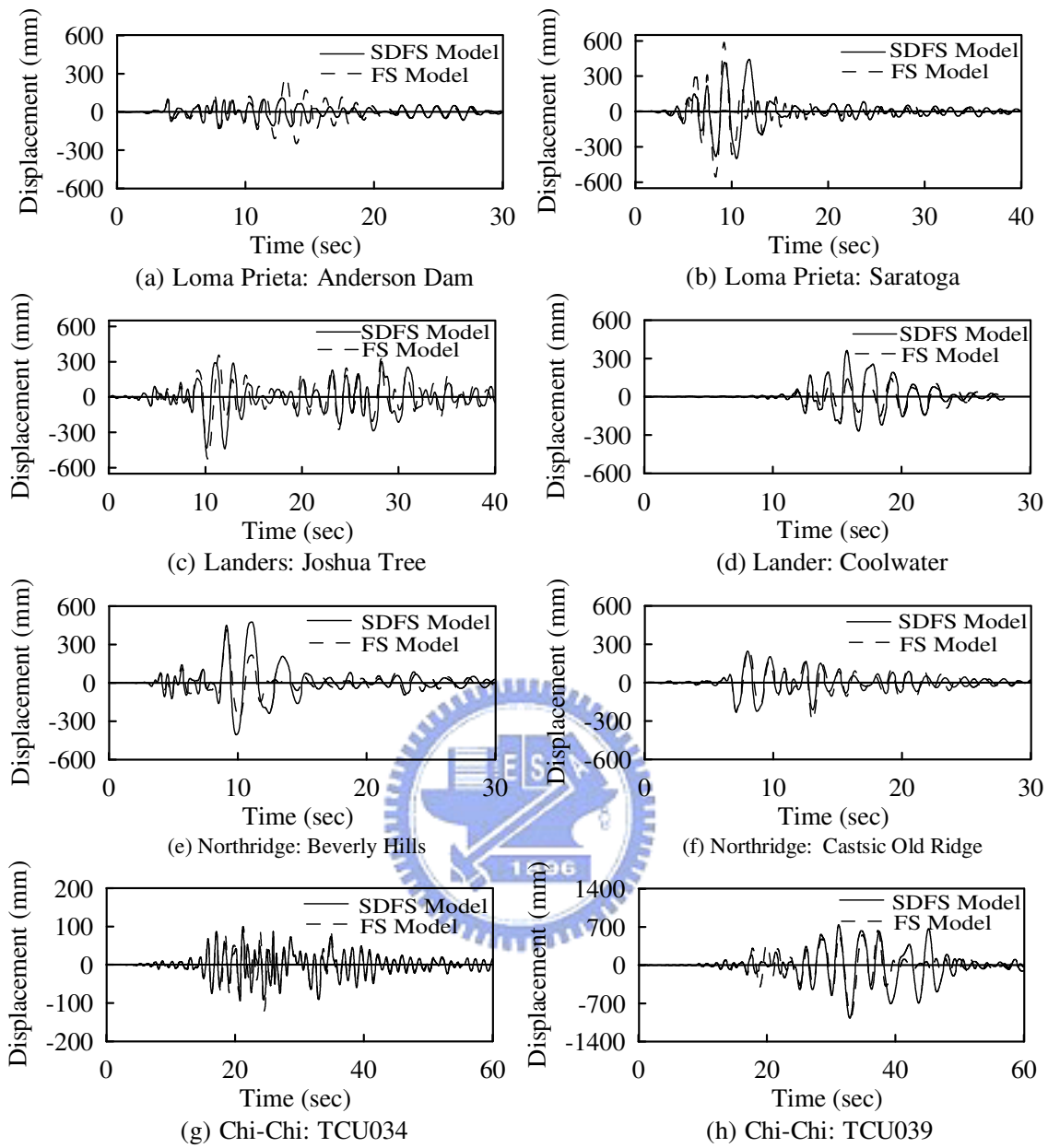


圖 4.10 旗幟模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖

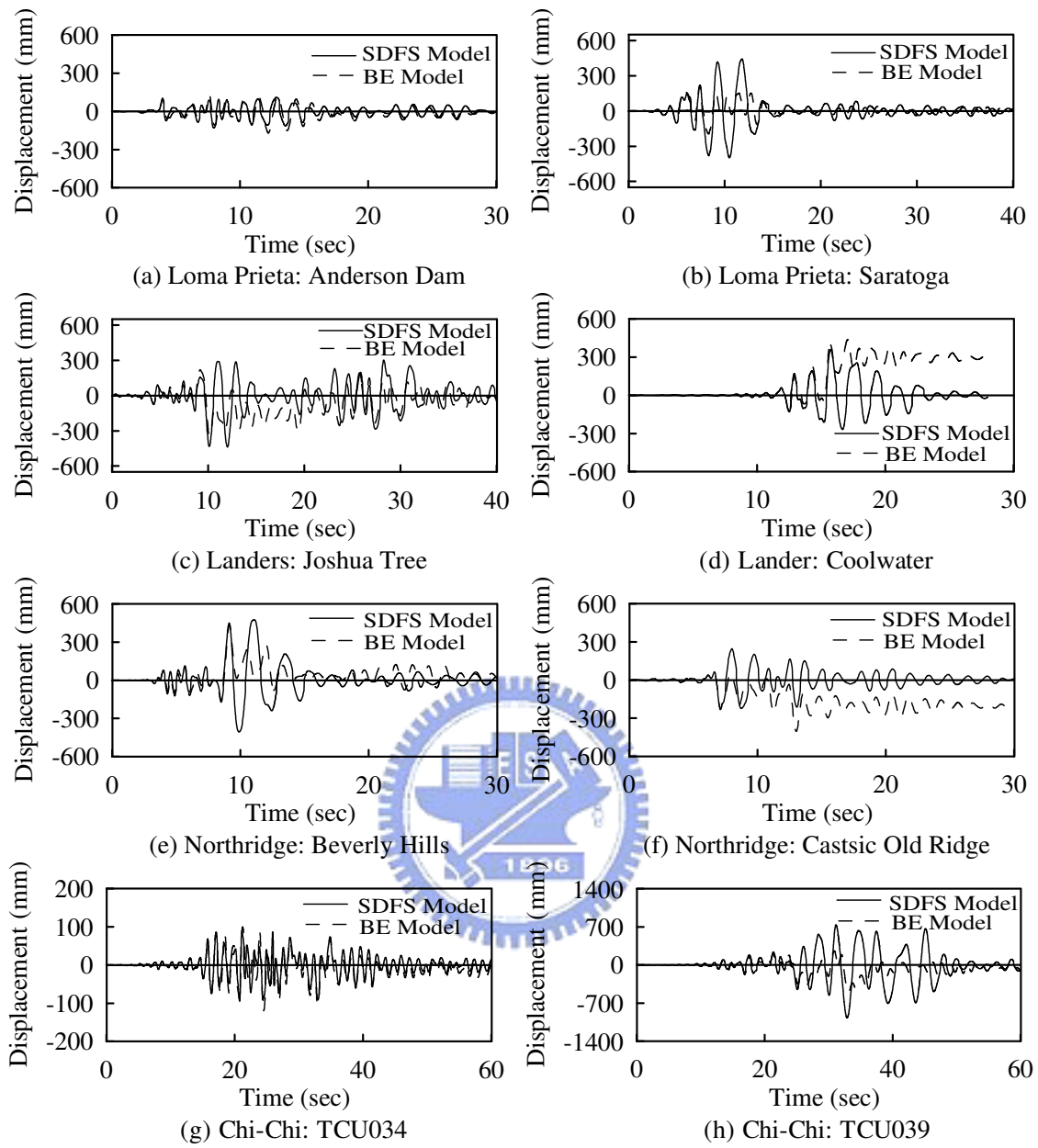


圖 4.11 雙線性模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖

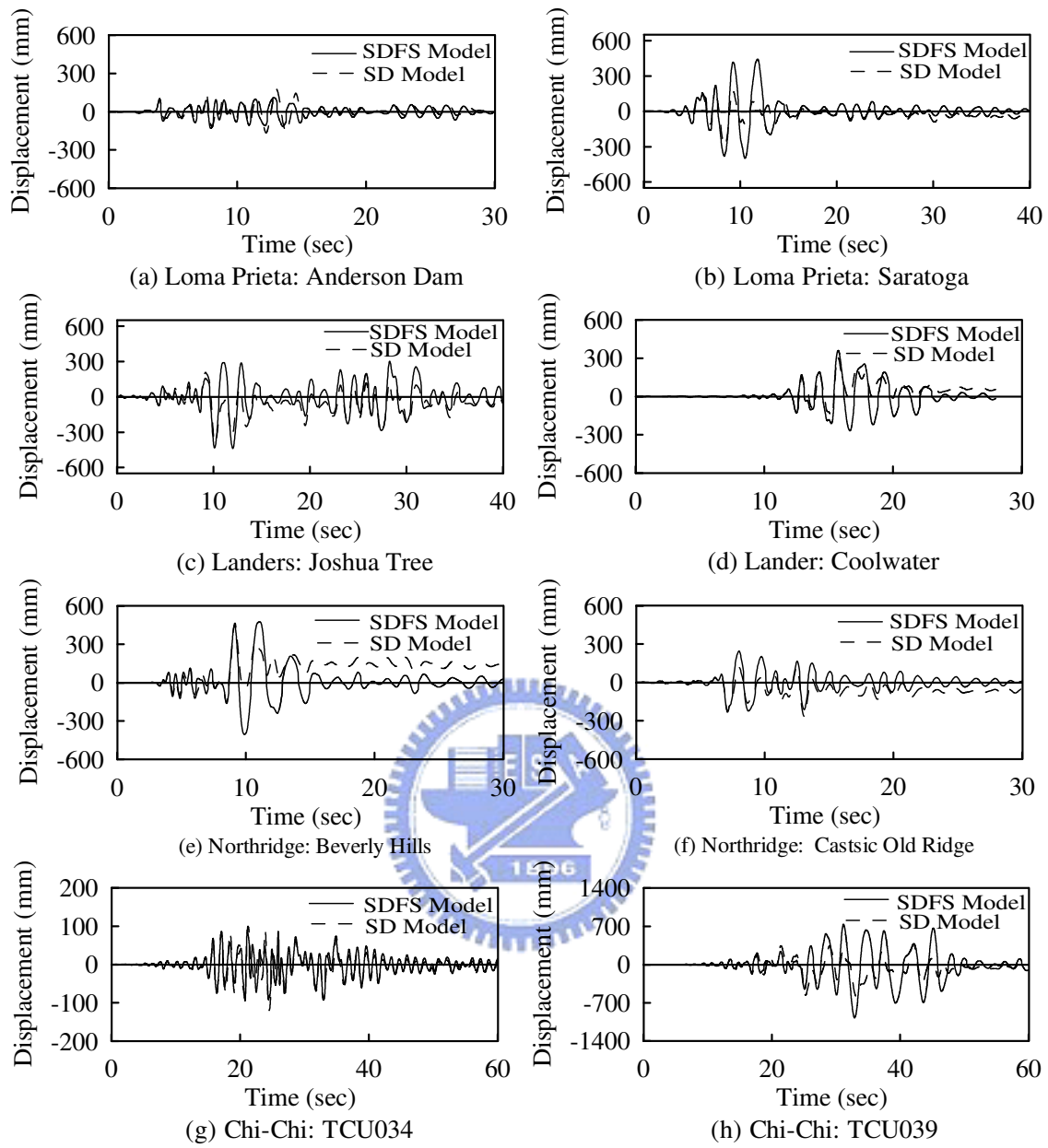


圖 4.12 勁度衰減模型與勁度衰減旗幟模型位移歷時關係比較圖



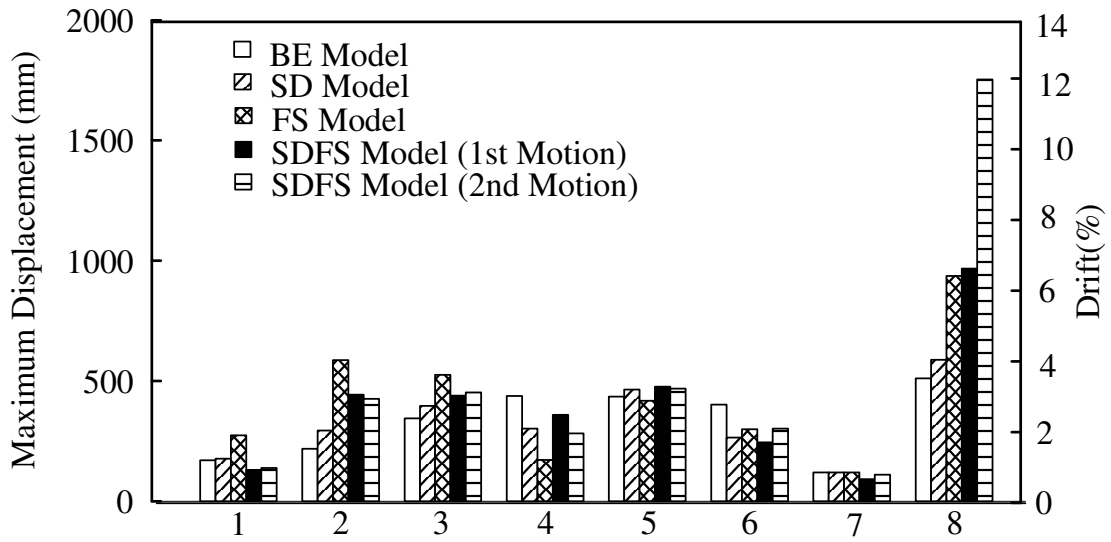


圖 4.13 最大側位移比較圖

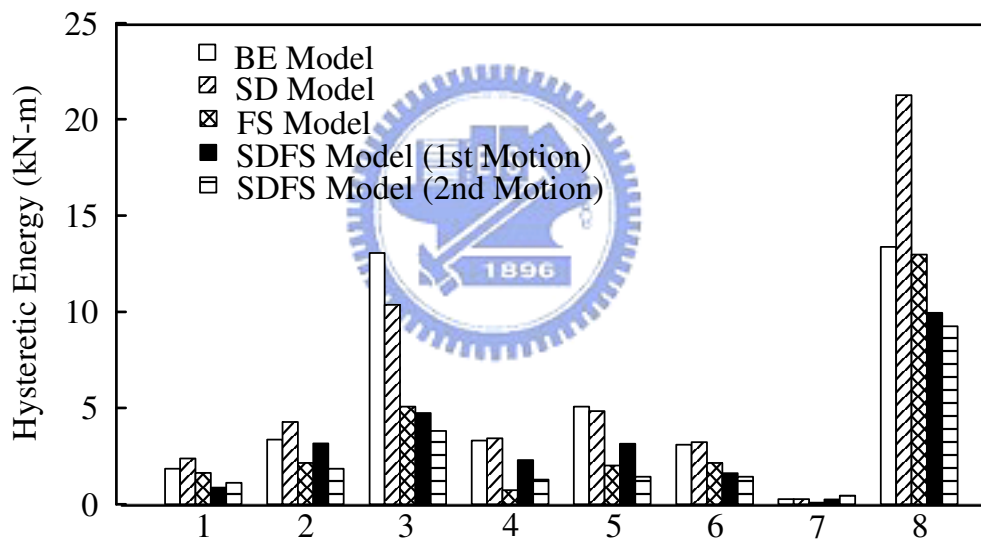


圖 4.14 系統遲滯消釋能量比較圖

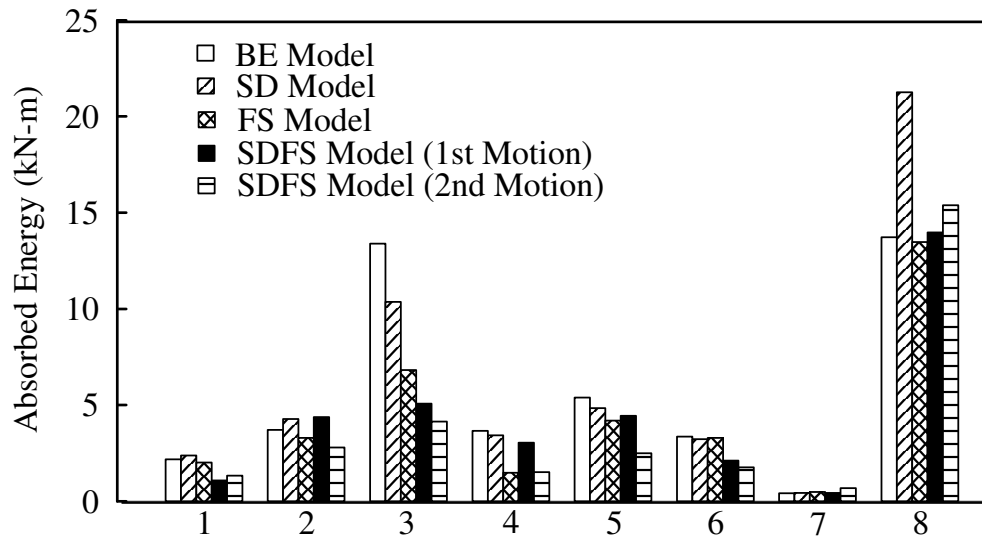


圖 4.15 系統吸收能比較圖



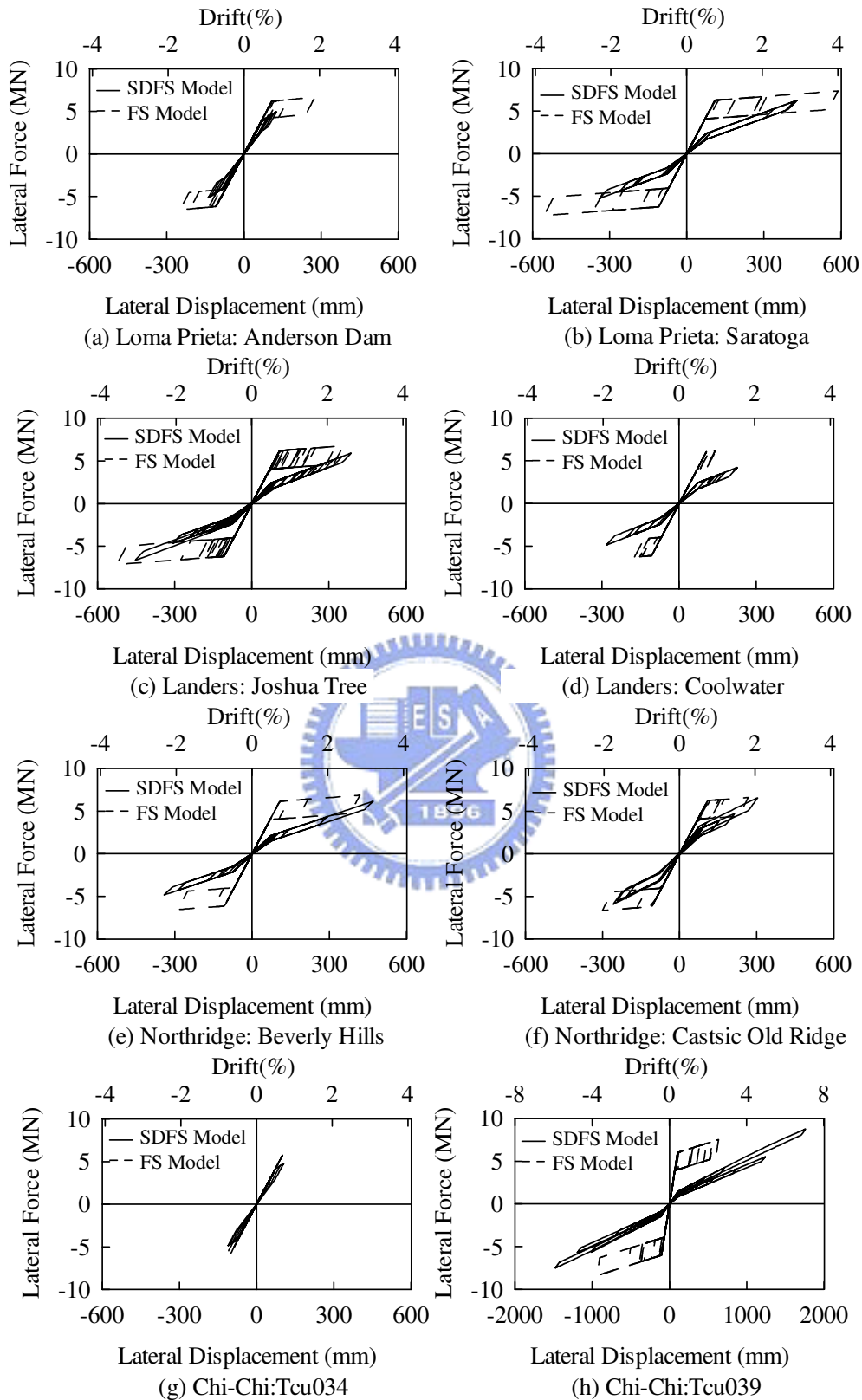


圖 4.16 旗幟模型與勁度衰減旗幟模型第 2 次地震力量位移關係比較圖

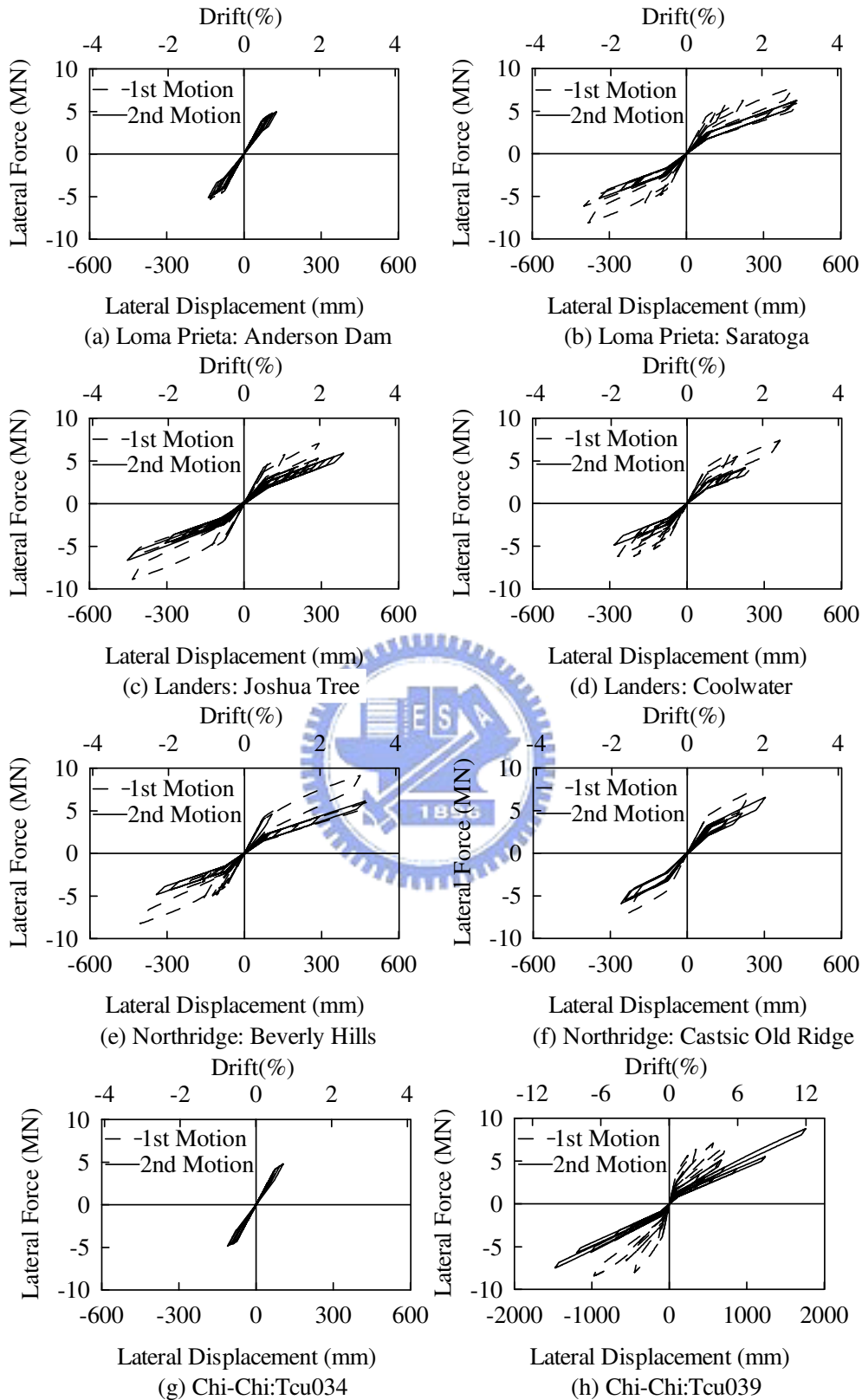


圖 4.17 勁度衰減旗幟模型第 1 次與第 2 次地震力量位移關係比較圖

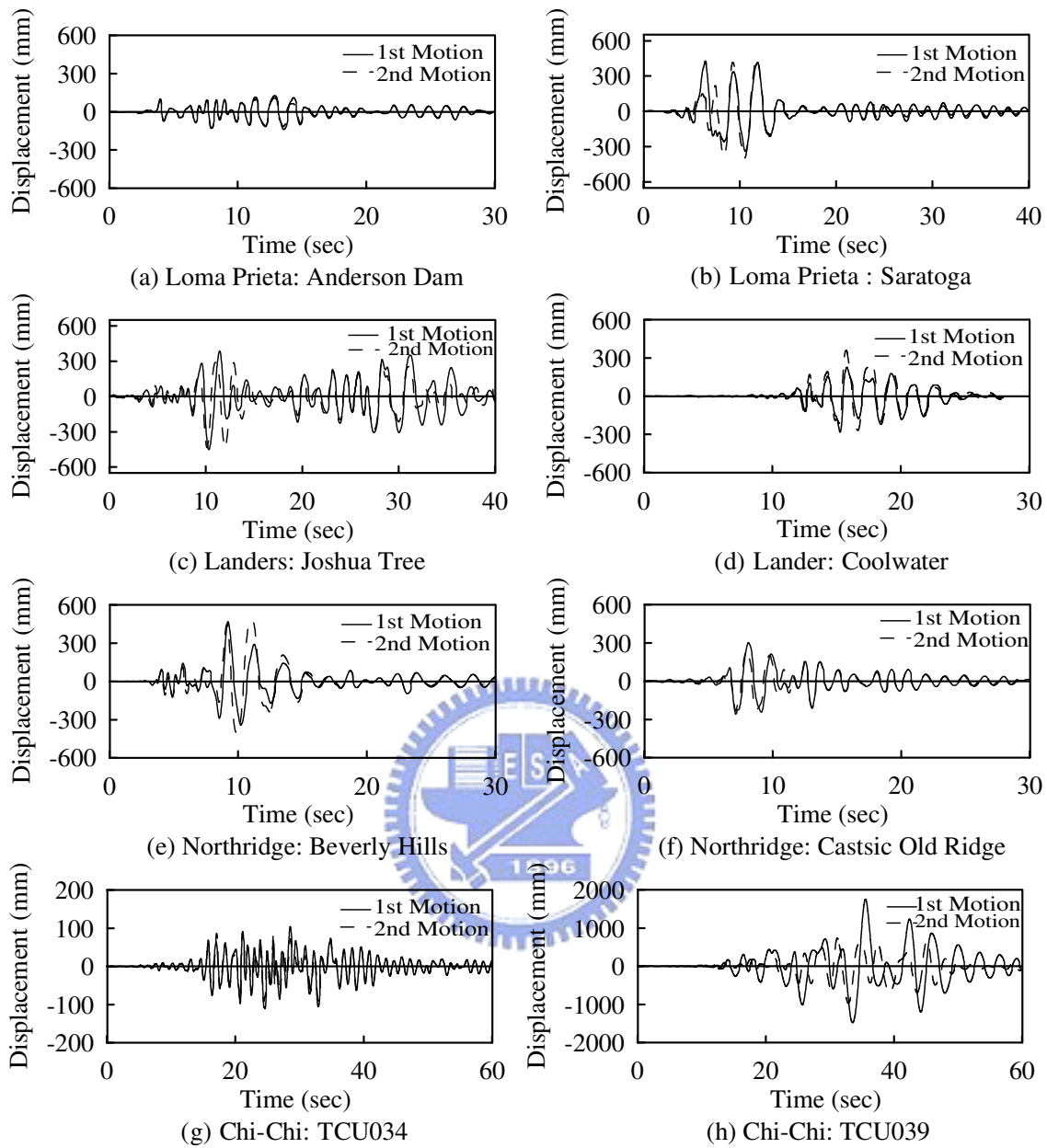


圖 4.18 勁度衰減旗幟模型第 1 次與第 2 次地震位移歷時關係比較圖

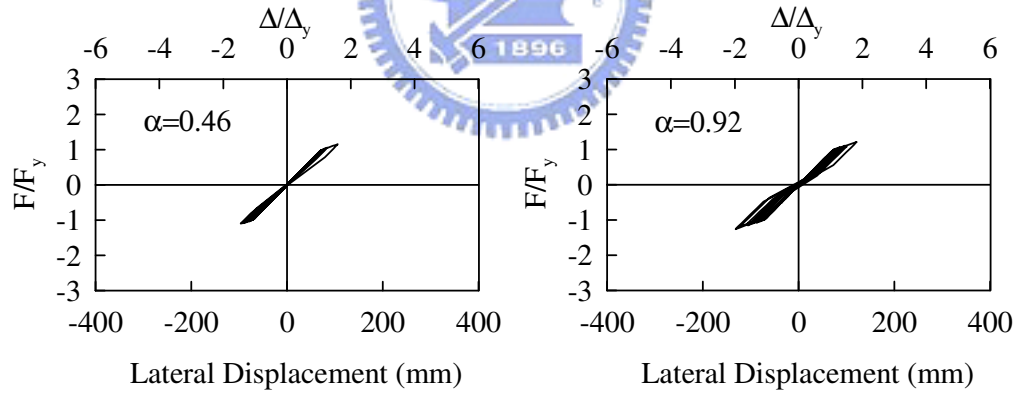
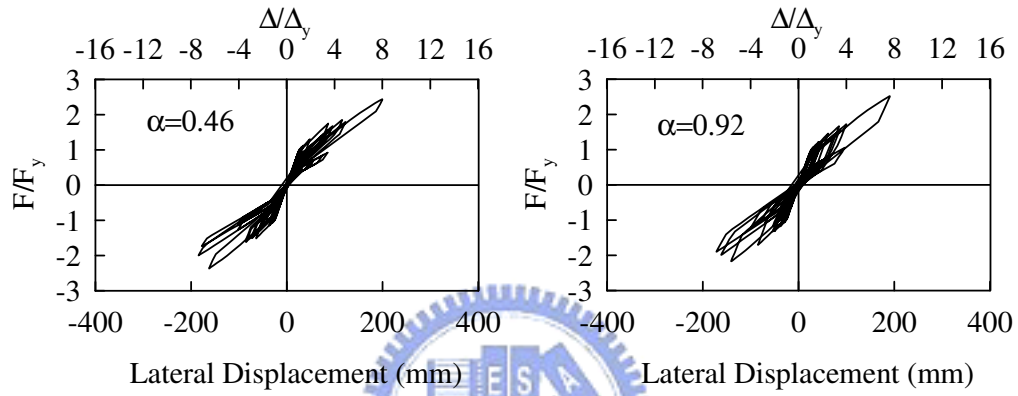
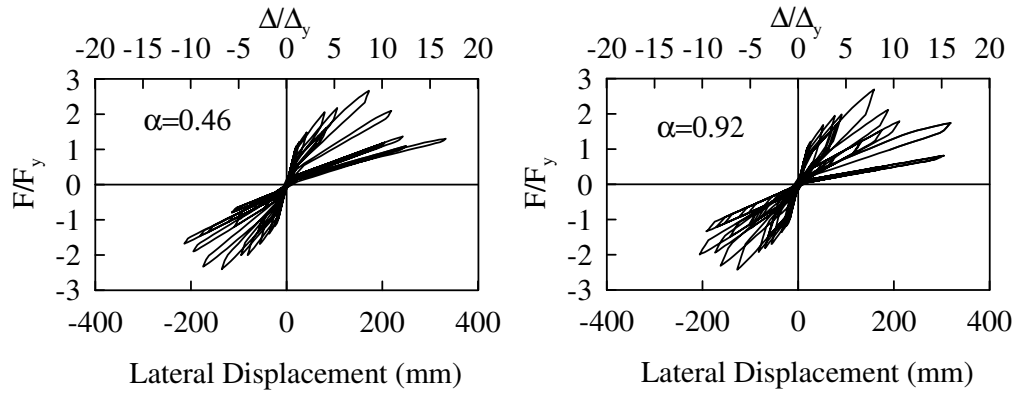


圖 4.19  $T=0.5$  (sec) 力量位移關係(Landers: Joshua Tree)

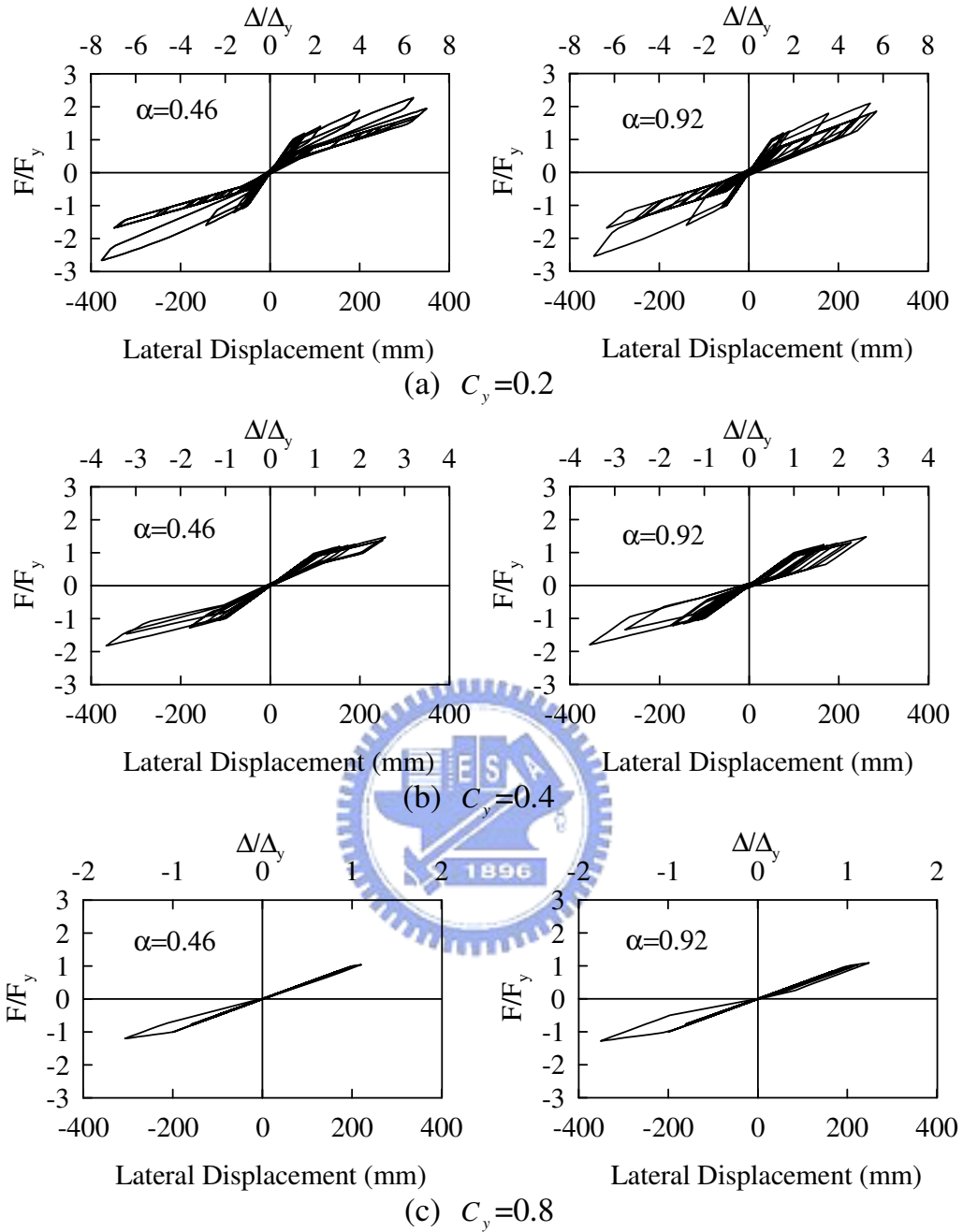
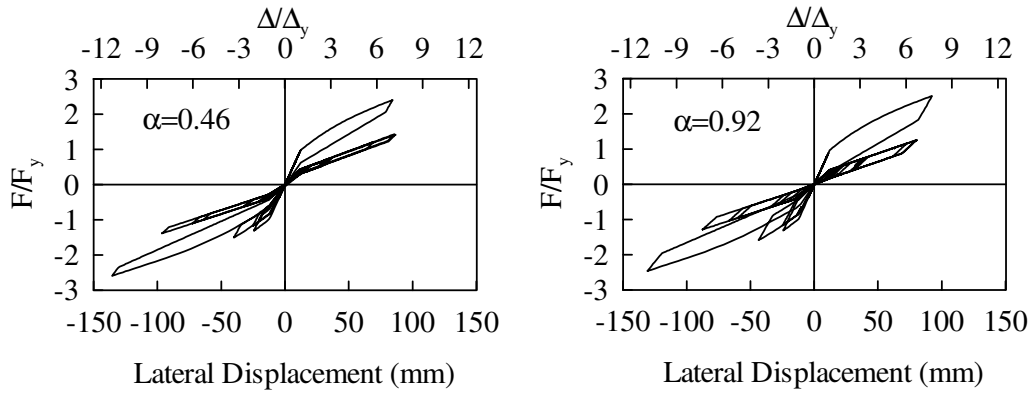
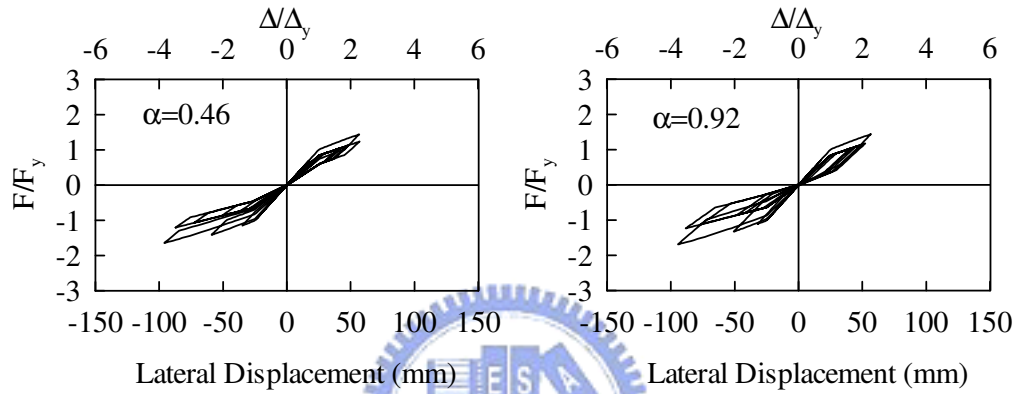


圖 4.20  $T=1.0$  (sec) 力量位移關係(Landers: Joshua Tree)

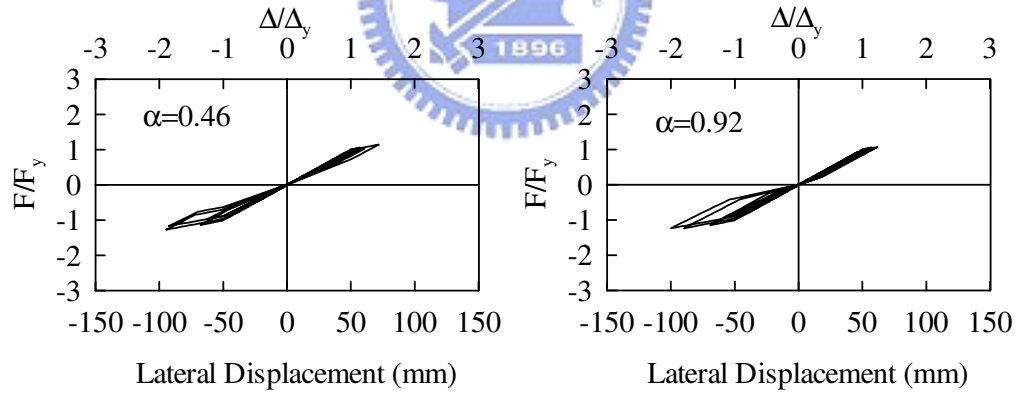




(a)  $C_y = 0.2$

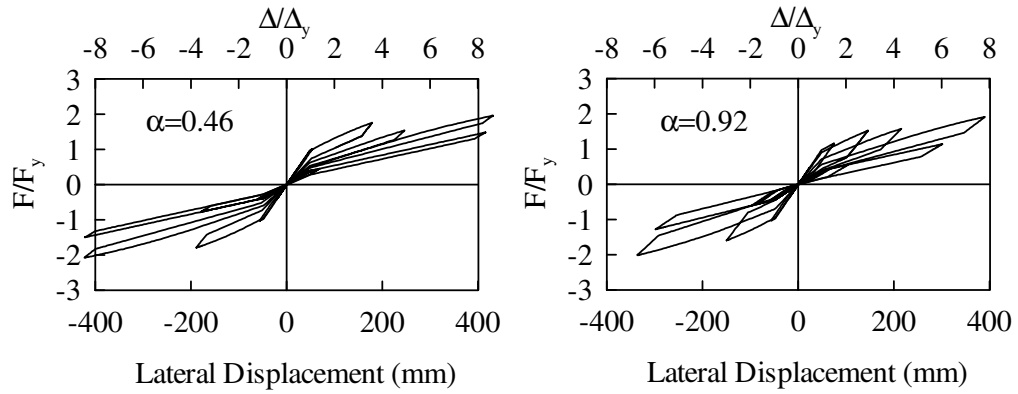


(b)  $C_y = 0.4$

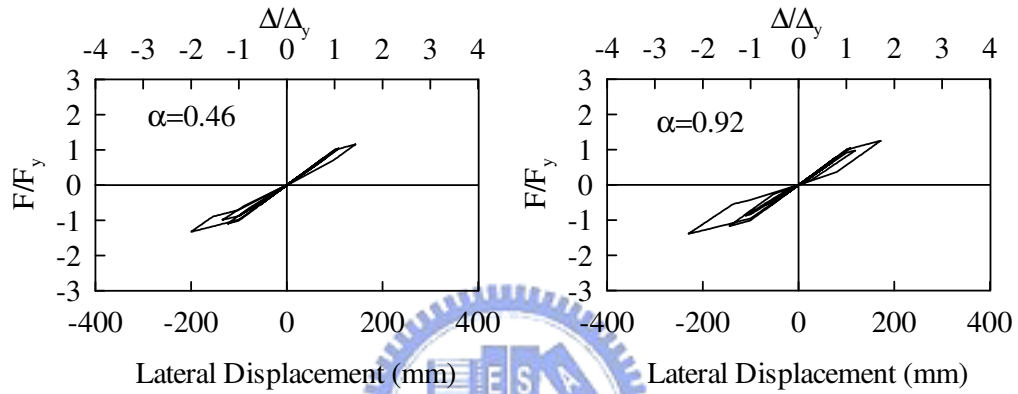


(c)  $C_y = 0.8$

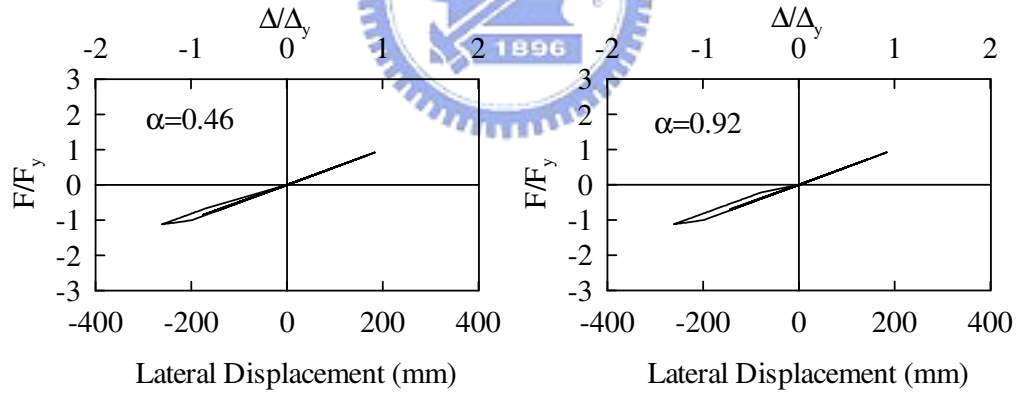
圖 4.21  $T=0.5$  (sec) 力量位移關係(Loma Prieta: Saratoga)



(a)  $C_y=0.2$



(b)  $C_y=0.4$



(c)  $C_y=0.8$

圖 4.22  $T=1.0$  (sec) 力量位移關係(Loma Prieta: Saratoga)

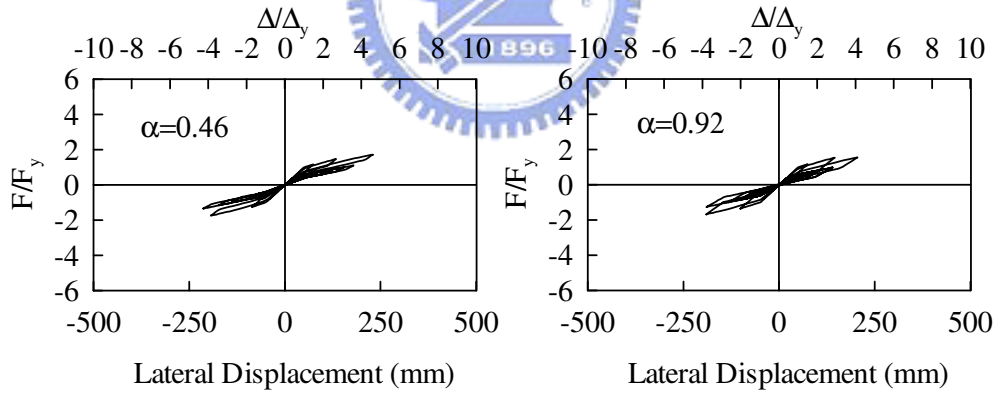
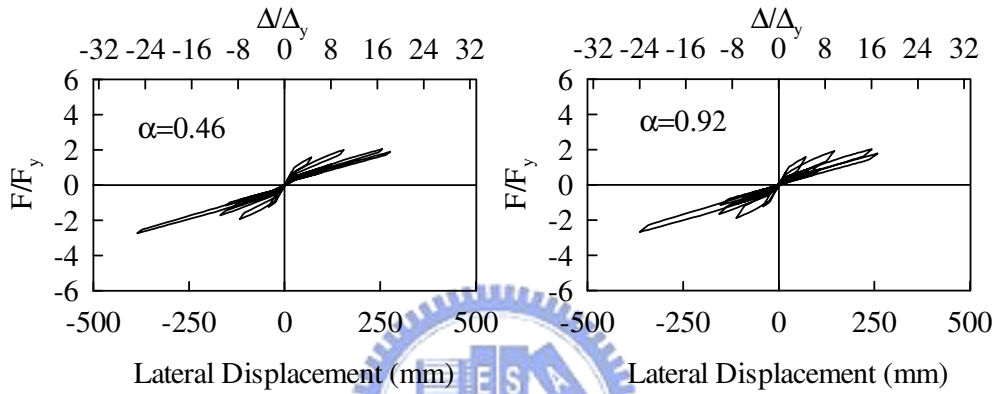
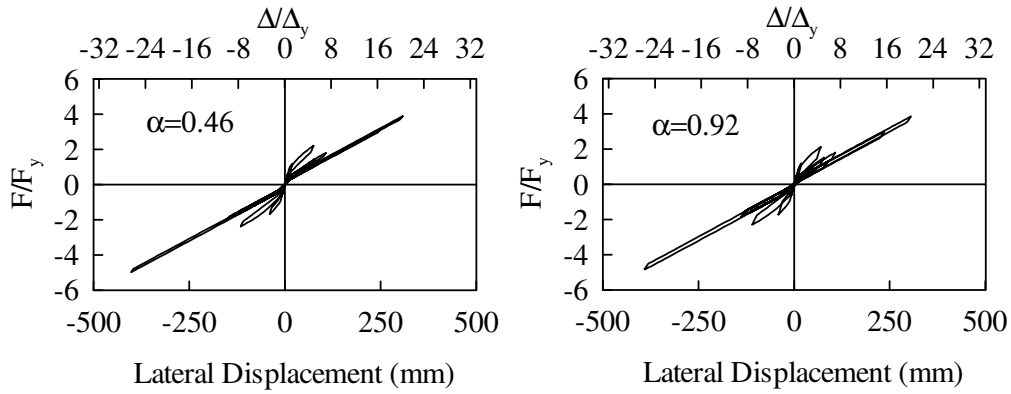
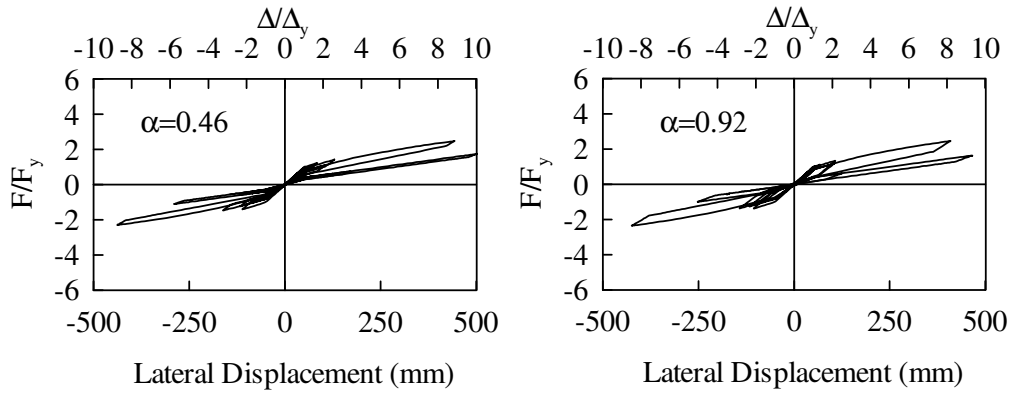
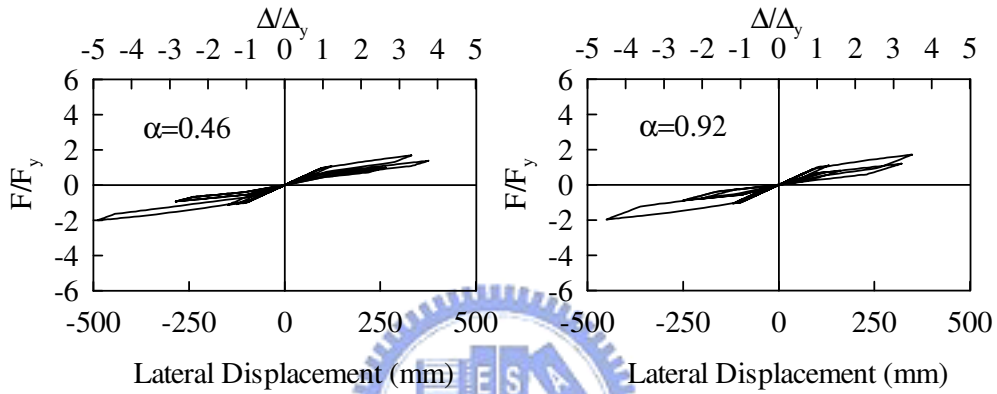


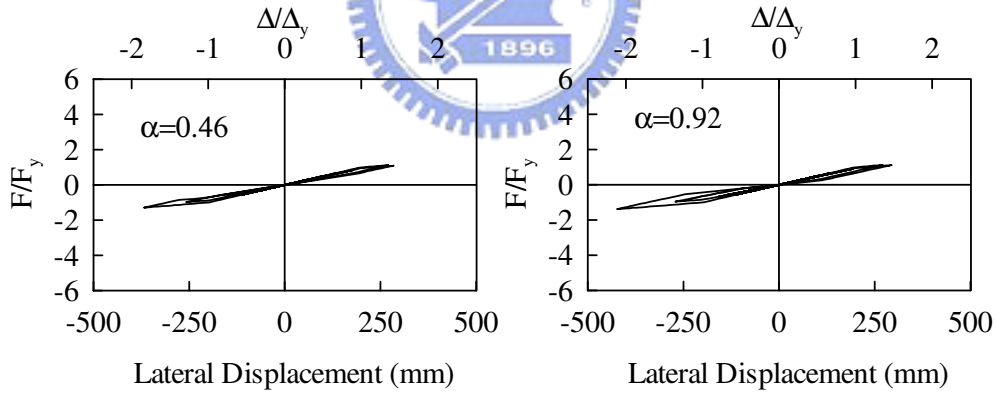
圖 4.23  $T=0.5$  (sec) 力量位移關係(Northridge: Beverly Hills)



(a)  $C_y = 0.2$

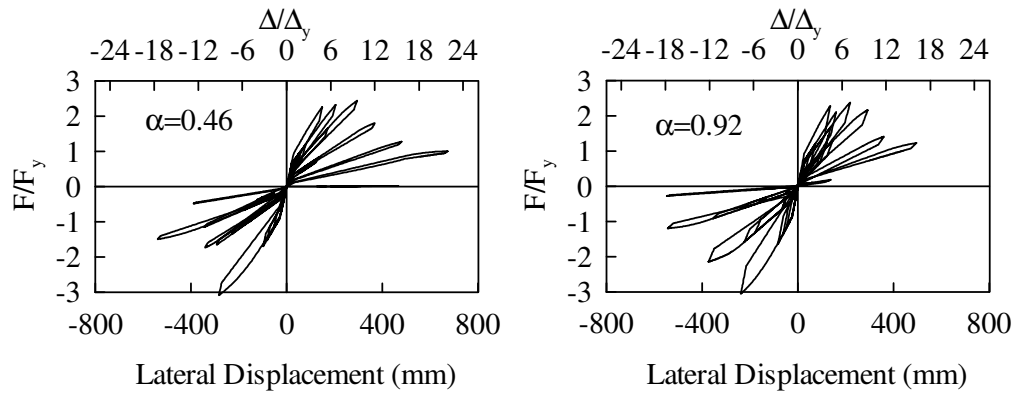


(b)  $C_y = 0.4$

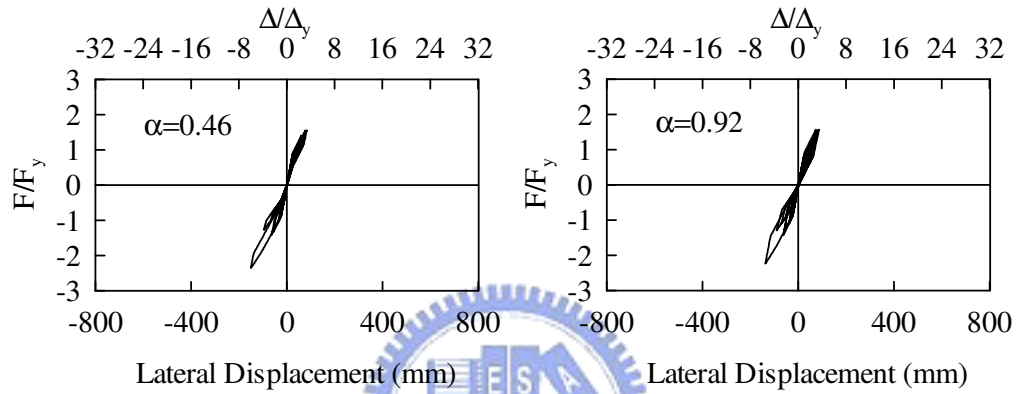


(c)  $C_y = 0.8$

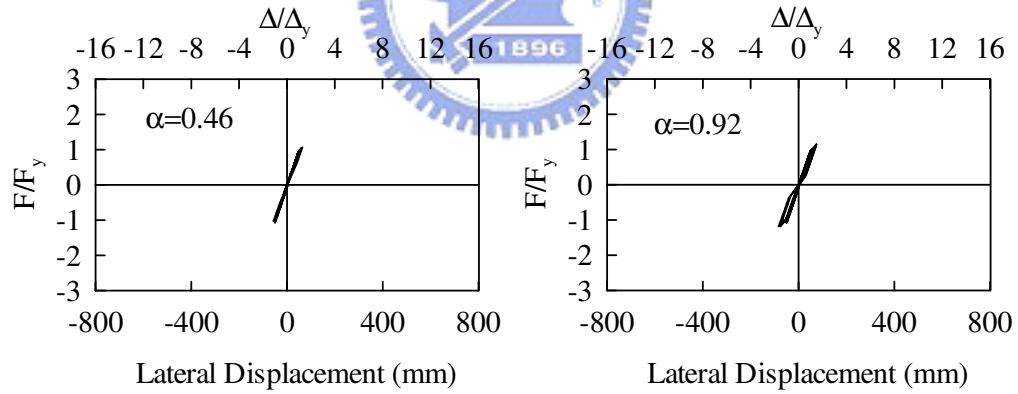
圖 4.24  $T = 1.0$  (sec) 力量位移關係(Northridge: Beverly Hills)



(a)  $C_y=0.2$



(b)  $C_y=0.4$



(c)  $C_y=0.8$

圖 4.25  $T=0.5$  (sec) 力量位移關係(Chi-Chi: Tcu039)

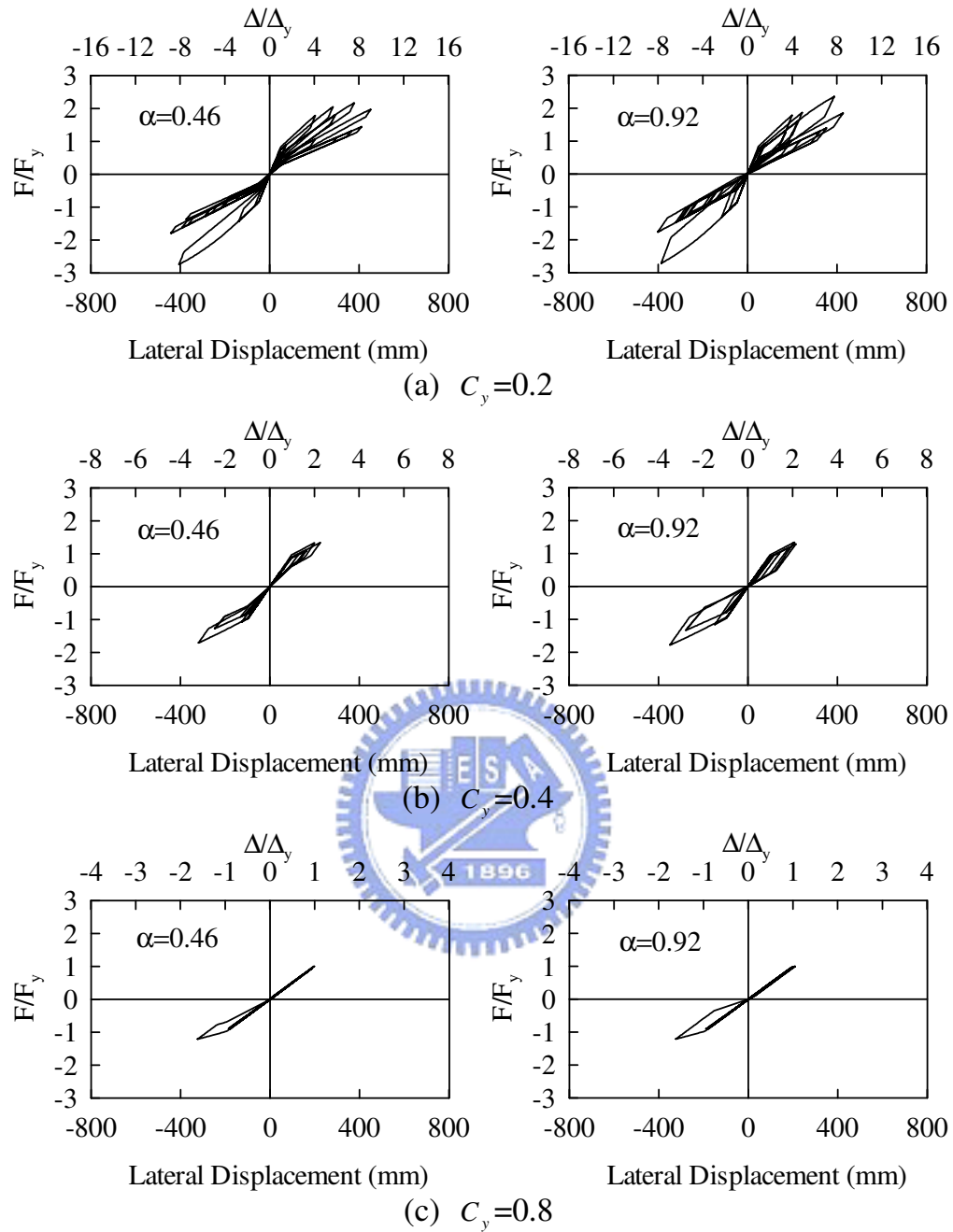
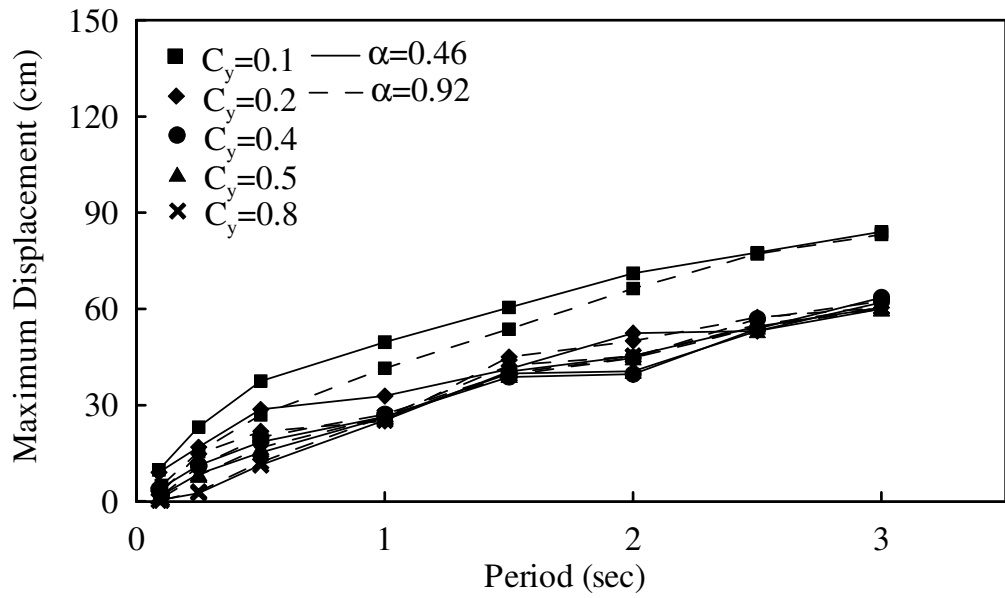
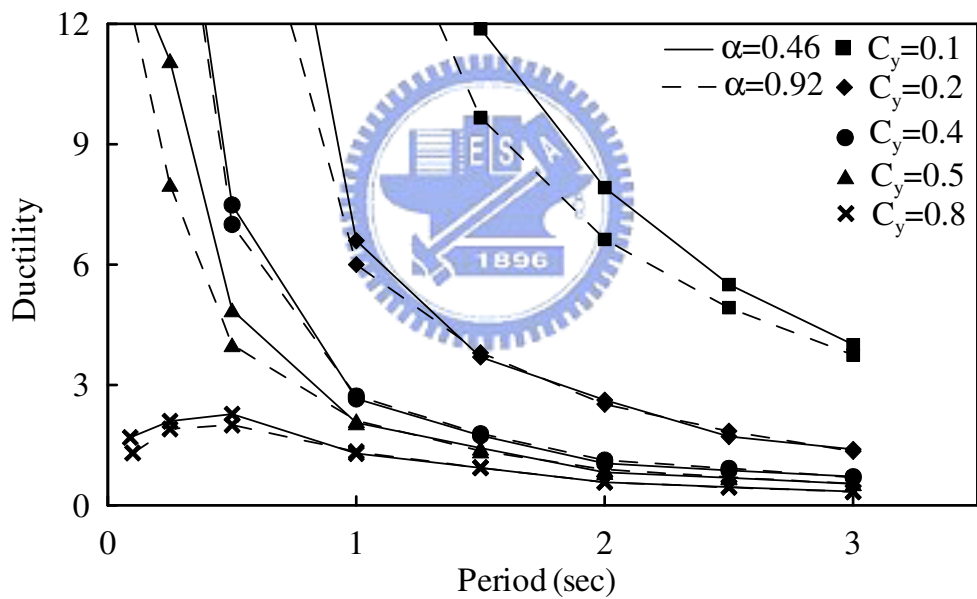


圖 4.26  $T=1.0$  (sec) 力量位移關係(Chi-Chi: Tcu039)



(a) Maximum Displacement (cm)



(b) Ductility

圖 4.27 韌性反應譜



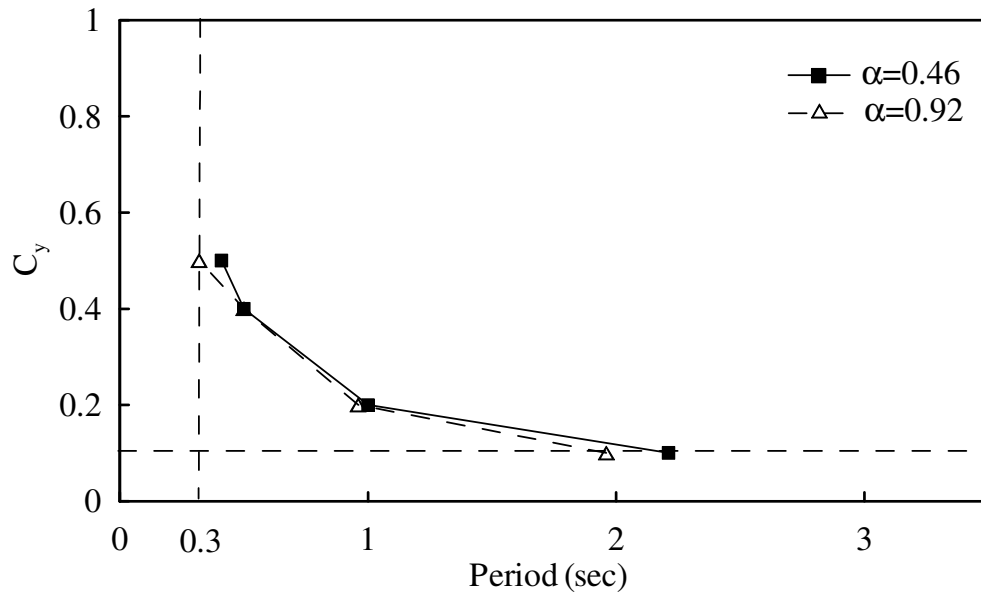


圖 4.28 韌性需求範圍



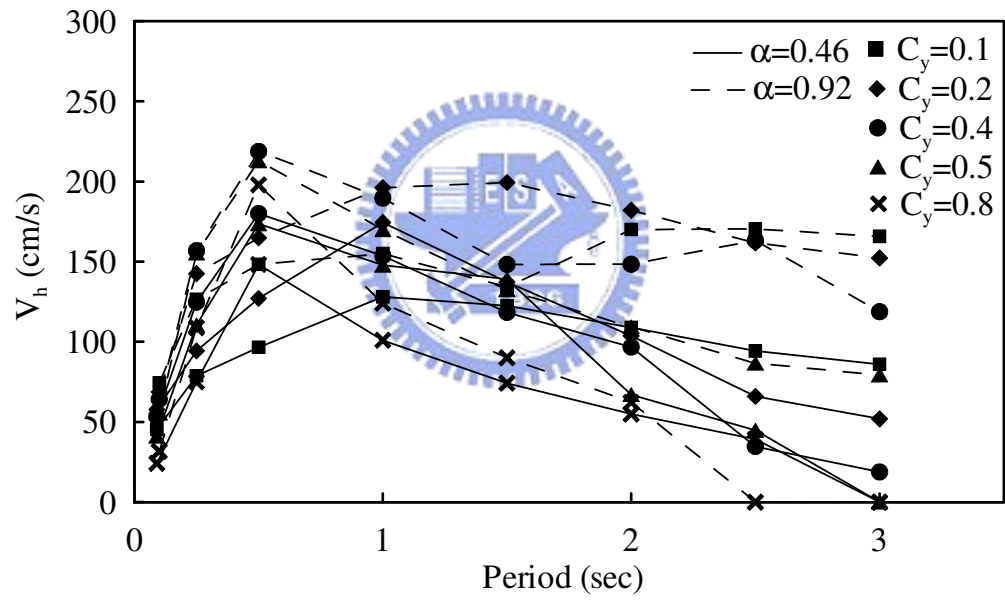
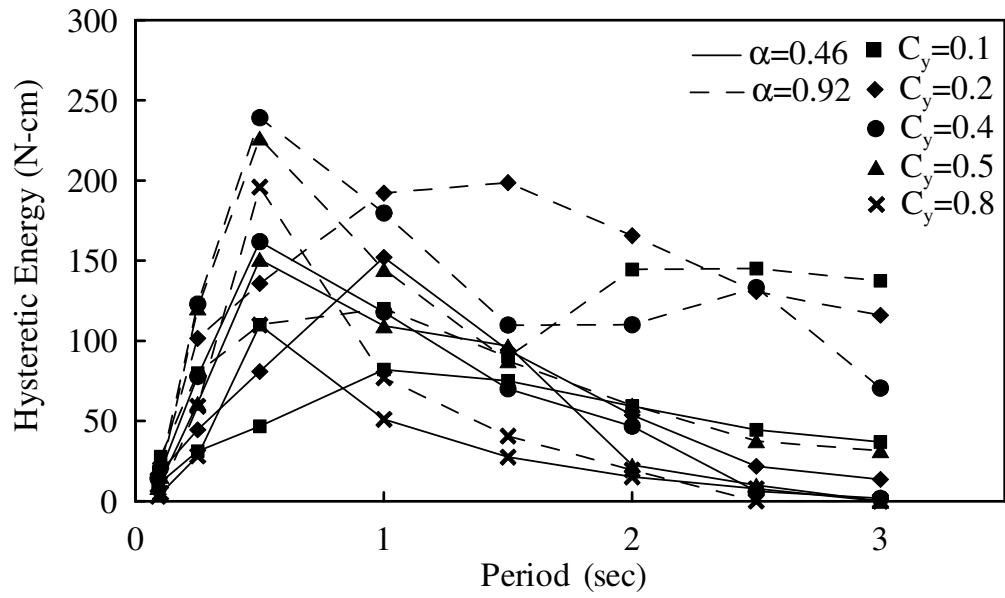


圖 4.29 系統遲滯消釋能量反應譜

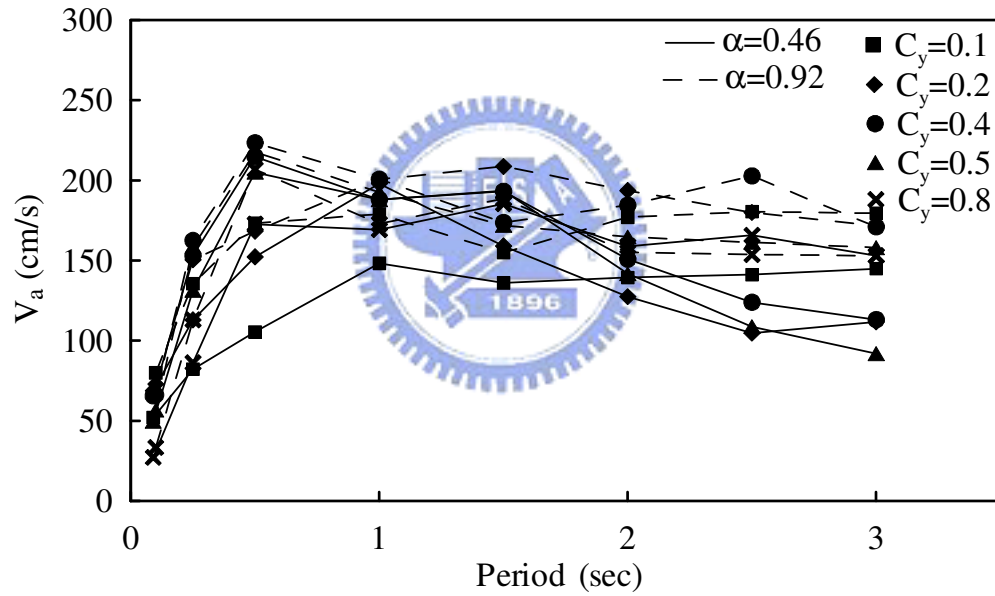
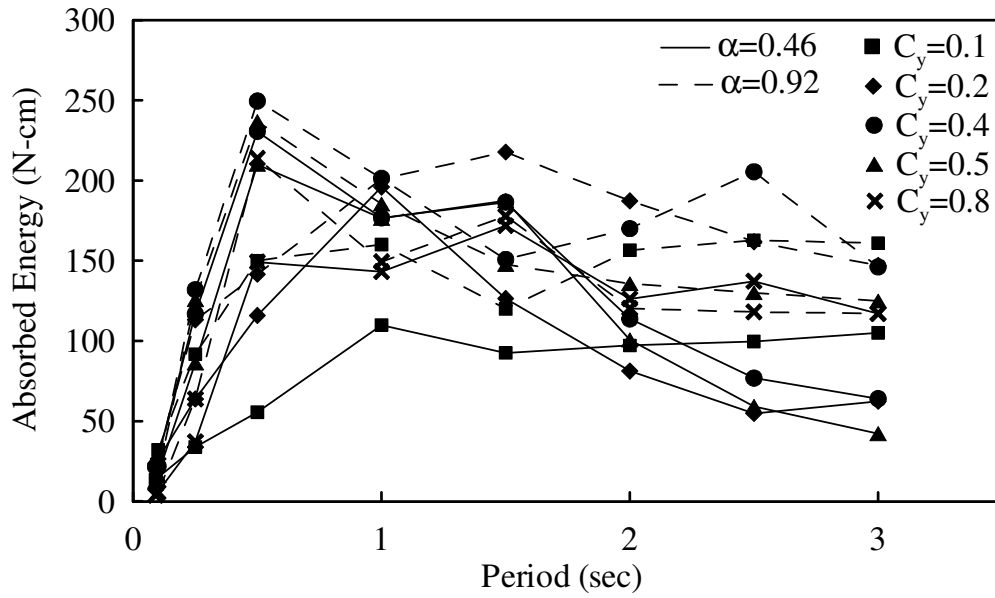


圖 4.30 系統吸收能量反應譜

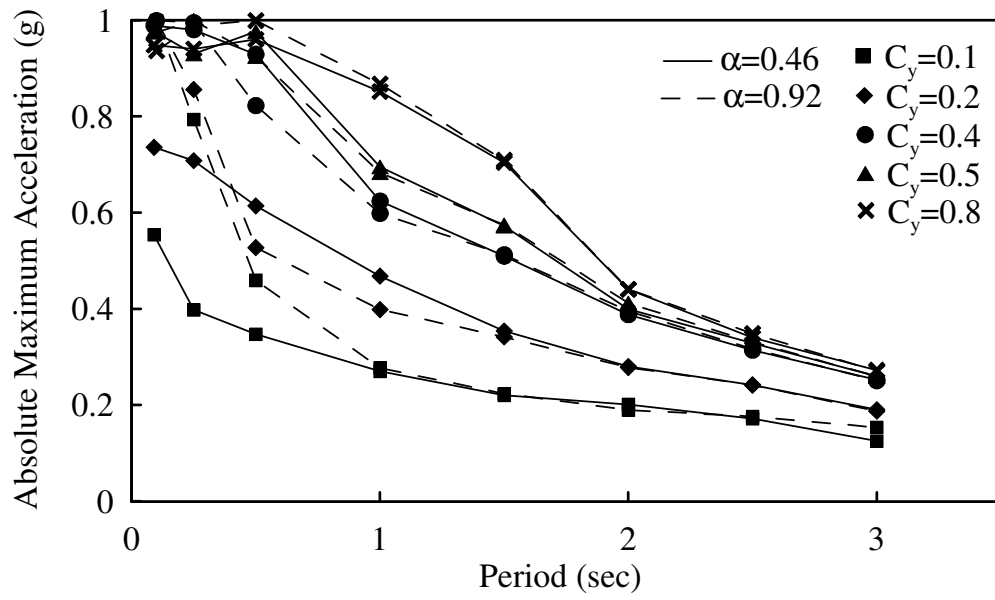


圖 4.31 加速度反應譜





照片 3.1 第 1 次試驗後節塊底部受損情形



照片 3.2 試體 1 第 2 次試驗前全景





照片 3.3 環氧樹脂部分出現約 45 度的斜細裂縫( $\theta = -0.009$  弧度)



照片 3.4 45 度斜裂縫延伸至斷面中心( $\theta = +0.015$  弧度)





照片 3.5 第一、第二節塊間拉力側開始出現裂縫( $\theta = -0.02$  弧度)



照片 3.6 些許混凝土由套管內剝落( $\theta = -0.03$  弧度)





照片 3.7 第一節塊底部裂縫( $\theta = -0.05$  弧度)



照片 3.8 第一節塊底部裂縫( $\theta = +0.06$  弧度)



照片 3.9 第一、第二節塊間裂縫情形( $\theta = +0.06$  弧度)



照片 3.10 環氧樹脂脫落( $\theta = -0.06$  弧度)





照片 3.11 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.06$  弧度)

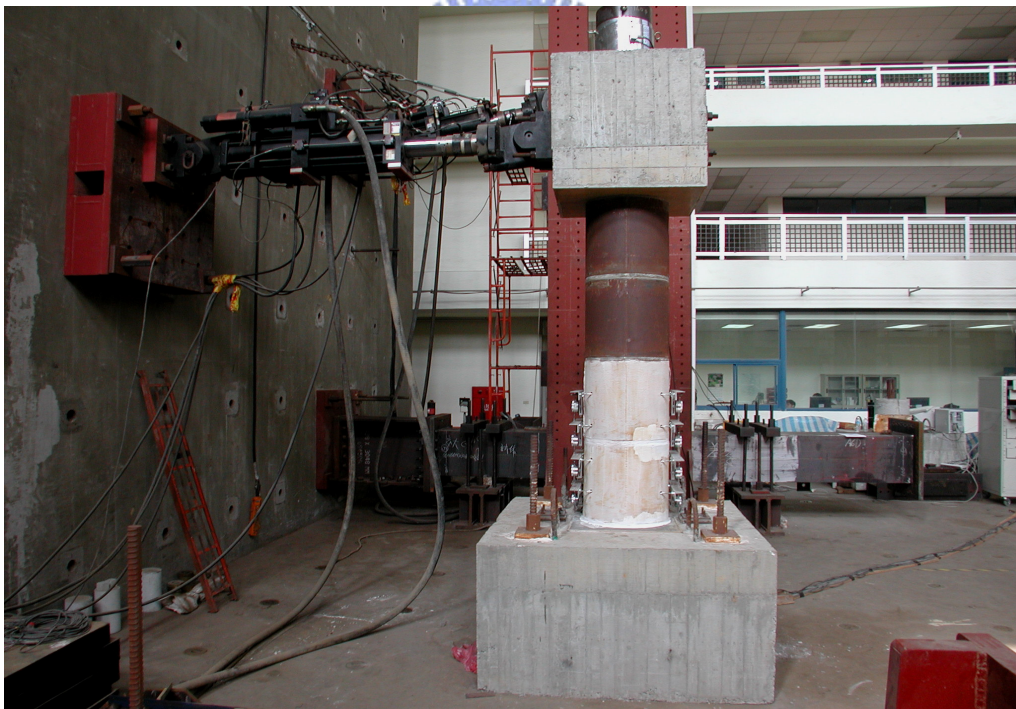


照片 3.12 修補節塊底部混凝土





照片 3.13 重新施拉預力



照片 3.14 試體 2 第 2 次試驗前全景





照片 3.15 無鋼管圍束石膏微小裂縫( $\theta = +0.004$  弧度)



照片 3.16 混凝土剝落情形( $\theta = -0.006$  弧度)





照片 3.17 混凝土剝落情形( $\theta = +0.009$  弧度)



照片 3.18 第一節底部裂縫( $\theta = +0.009$  弧度)





照片 3.19 第一節底部裂縫( $\theta = +0.015$  弧度)



照片 3.20 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.015$  弧度)



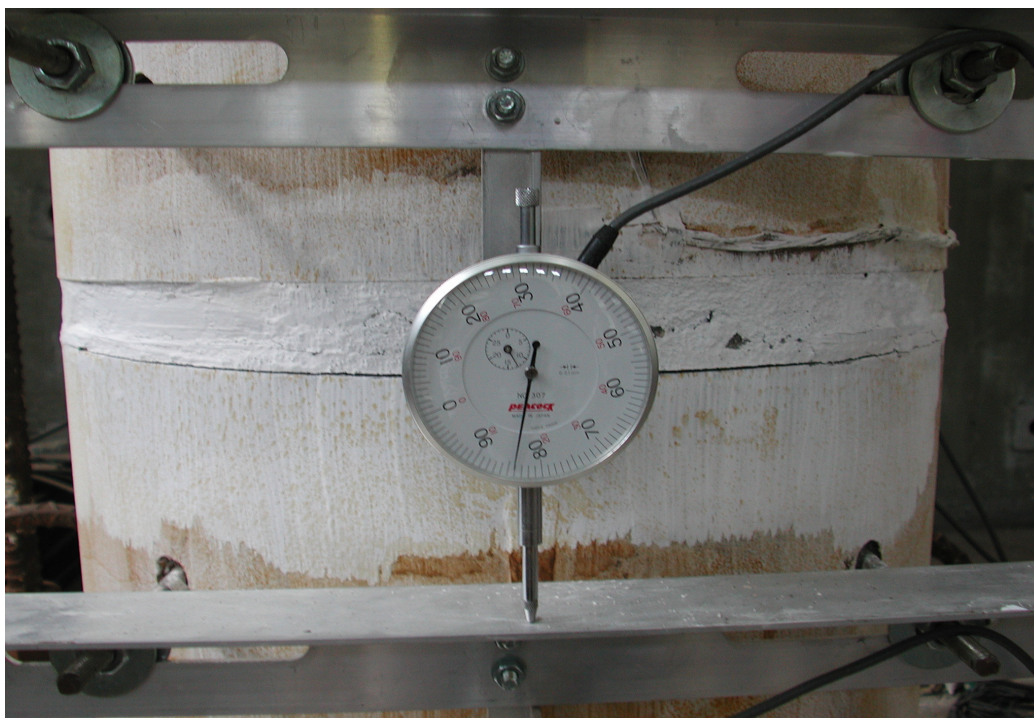


照片 3.21 混凝土剝落情形( $\theta = +0.02$  弧度)



照片 3.22 第一節底部裂縫( $\theta = -0.02$  弧度)



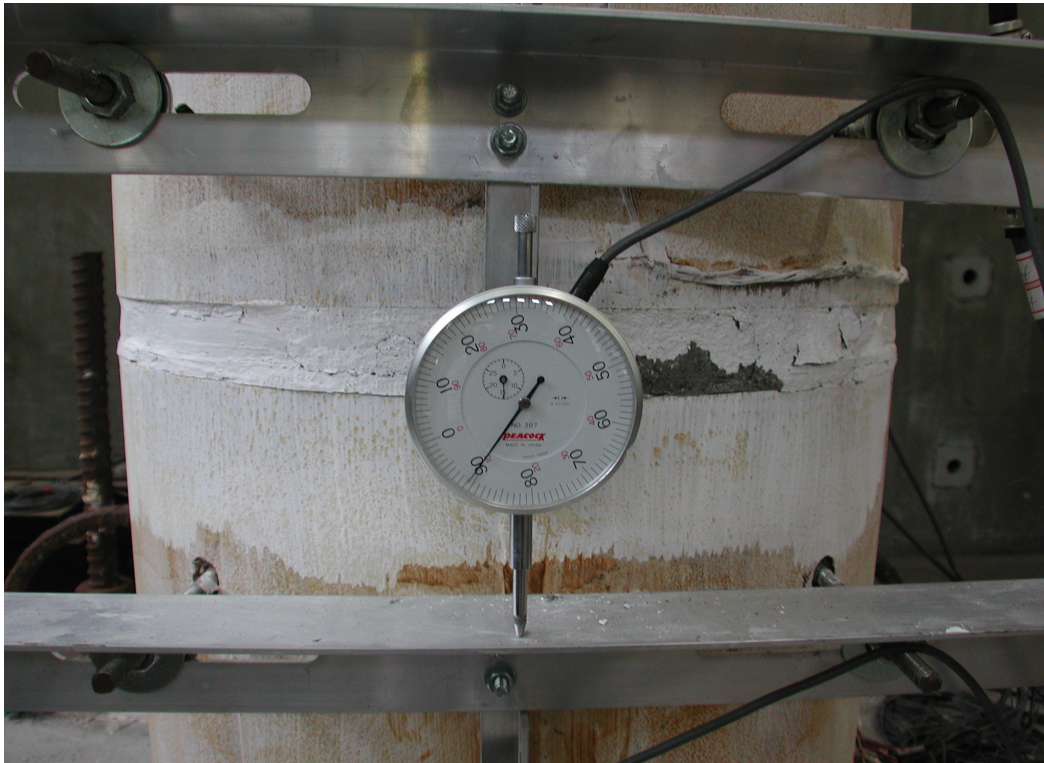


照片 3.23 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.02$  弧度)



照片 3.24 第一節底部裂縫( $\theta = -0.03$  弧度)





照片 3.25 第一、第二節塊間壓力側混凝土剝落( $\theta = +0.03$  弧度)

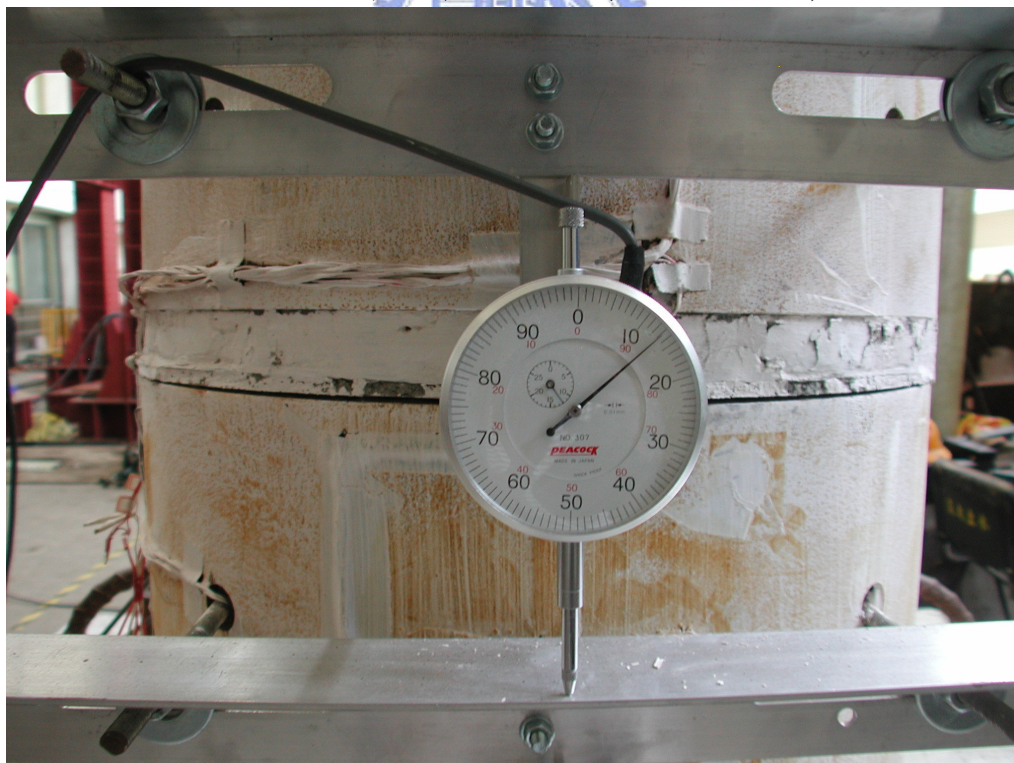


照片 3.26 第一、第二節塊間裂縫情形( $\theta = +0.03$  弧度)





照片 3.27 第一節底部裂縫( $\theta = -0.04$  弧度)

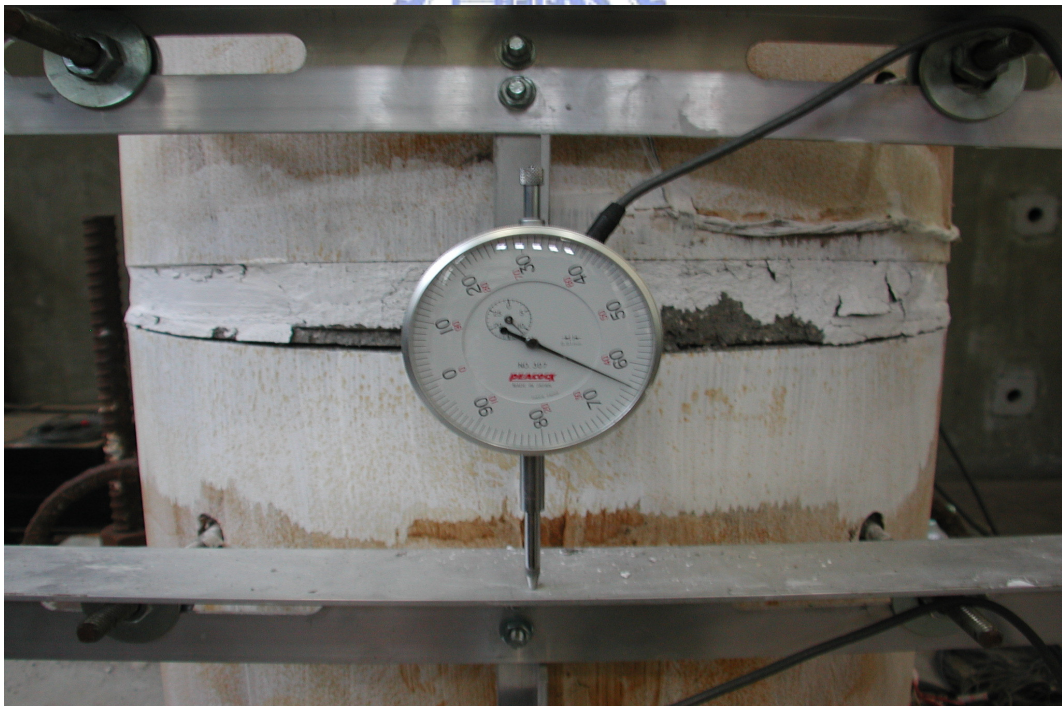


照片 3.28 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = +0.04$  弧度)





照片 3.29 第一節底部裂縫( $\theta = -0.05$  弧度)



照片 3.30 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.05$  弧度)



照片 3.31 第一、第二節塊間拉力側裂縫( $\theta = -0.05$  弧度)





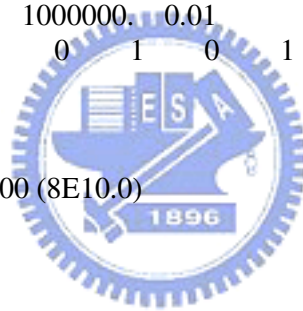
# 附 錄

## NONSPEC INPUT

Output  
XMASS PK DELTAT XOUT TCONV  
NSTIFF NUYP NDAMP ITYPE IENG IPUNCH JTAPE IHED JPUNCH  
JPRINT  
DAMP  
T  
 $\eta$   
KOUNT IND DT FACTOR FMT  
RECORD  
 $\alpha^+$   
 $\alpha^-$   $\chi$   $\gamma$   
D1 D2 D3 C1 C2 C3  
D1P D2P D3P C1P C2P C3P

### Example:

```
/home2/grad/ccchou/EQ/imperial/westmoc.v2 chan3  
-1.0 0.15 0.002 1000000. 0.01  
-1 -1 1 4 0 2 0 1 0 1  
0.05  
1.26  
.333957  
3000 0 -0.020 1.00000000 (8E10.0)  
westmorelan_CAST360.dat  
0.25  
0.25 1.0 1.0  
1.0 4.0 8.0 1.0 0.4 0.2  
1.0 4.0 8.0 1.0 0.4 0.2
```



$\alpha^+$ : 正方向遲滯能量消釋係數

$\alpha^-$ : 負方向遲滯能量消釋係數

$\chi$ : 降伏強度比例係數

$\gamma$ : 非彈性勁度比例係數

D1, D2, D3: 彈性勁度折減率(位移比)

C1, C2, C3: 彈性勁度折減率(折減率)

D1P, D2P, D3P: 非彈性勁度折減率(位移比)

C1P, C2P, C3P: 非彈性勁度折減率(折減率)

## Inel1 INPUT

Z, G, GT, NPOINTS, DT, AG, ROU, TRY, TOL, MAXCYC,GAS  
NPER, NZAI, NDUCT, NVA, NTT, NMODEL, COLL,  $\alpha^+$ ,  $\alpha^-$ ,  $\chi$ ,  $\gamma$ , D1,D2,D3,C1,C2,C3,D1P,D2P,D2P,C1P,C2P,C3P  
T  
DAMP  
DUCTILITY  
RECORD

### Example:

0., 981.456,-.0025,11190, 0.0025,100.0, 0.15, 0.1, 0.010, 50,1  
1, 1, 1, 0, 1, 3, 0., 0.25,0.25, 1.0, 1.0, 1, 4, 8, 1, 0.4, 0.2, 1, 4, 8, 1, 0.4, 0.2  
1.26  
0.05  
3  
westmorelan\_clw-tr.dat



$\alpha^+$  : 正方向遲滯能量消釋係數

$\alpha^-$  : 負方向遲滯能量消釋係數

$\chi$  : 降伏強度比例係數

$\gamma$  : 非彈性勁度比例係數

D1, D2, D3 : 彈性勁度折減率(位移比)

C1, C2, C3 : 彈性勁度折減率(折減率)

D1P, D2P, D3P : 非彈性勁度折減率(位移比)

C1P, C2P, C3P : 非彈性勁度折減率(折減率)

$\alpha = 0.46$  反應譜最大位移值(cm)

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	4.7	3.3	2.9	2.3	0.3
0.25	11.2	11.8	16.1	8.7	2.7
0.5	17.3	11.7	18.0	19.8	7.7
1.0	22.4	11.2	13.2	14.5	14.4
1.5	25.4	21.0	25.5	27.8	27.8
2.0	24.6	28.2	32.3	32.3	32.3
2.5	23.1	24.6	24.6	24.6	24.6
3.0	20.4	20.4	20.4	20.4	20.4
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	8.5	13.0	8.7	6.1	0.6
0.25	31.0	19.8	8.2	4.6	3.1
0.5	38.3	11.3	9.3	9.3	9.2
1.0	70.2	39.6	19.7	21.6	26.1
1.5	60.7	36.2	31.0	33.3	50.1
2.0	73.8	48.5	40.8	40.6	40.6
2.5	121.2	64.2	75.0	74.6	74.6
3.0	142.4	73.5	93.8	99.7	99.7
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	11.2	11.6	0.4	0.3	0.2
0.25	27.5	20.6	3.9	4.5	3.4
0.5	37.7	45.9	21.5	11.1	6.6
1.0	62.5	37.9	37.0	36.9	30.7
1.5	54.8	48.6	48.9	51.7	51.2
2.0	62.8	51.6	52.0	49.0	49.0
2.5	60.4	42.6	66.7	66.6	66.6
3.0	59.8	66.6	68.5	68.5	68.5
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	12.0	8.0	0.6	0.5	0.3
0.25	21.0	16.2	25.7	14.5	4.2
0.5	22.9	25.1	21.5	23.6	17.2
1.0	31.5	34.5	18.5	19.1	20.0
1.5	27.4	35.2	37.8	35.0	36.0
2.0	30.2	27.0	25.5	25.5	25.5
2.5	27.8	27.4	27.4	27.4	27.4
3.0	25.0	22.5	22.5	22.5	22.5

$\alpha = 0.46$  反應譜最大位移值(cm)(續)

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	13.9	15.8	15.8	0.9	0.4
0.25	20.6	23.7	24.2	26.7	2.8
0.5	31.7	60.8	38.7	26.0	22.0
1.0	51.5	57.6	48.6	46.7	36.7
1.5	39.8	49.8	50.9	50.9	56.2
2.0	36.6	46.7	38.5	38.5	38.5
2.5	34.7	39.1	43.5	43.5	43.5
3.0	46.3	37.8	37.8	37.8	37.8
Castaic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	8.3	8.7	0.4	0.3	0.2
0.25	14.3	14.6	4.1	4.2	1.6
0.5	25.4	27.9	13.5	10.8	9.9
1.0	38.5	26.4	26.8	25.1	28.1
1.5	31.9	28.8	35.7	38.1	36.9
2.0	30.4	28.3	36.4	36.4	36.4
2.5	27.4	31.5	36.0	36.0	36.0
3.0	28.5	28.2	28.2	28.2	28.2
TCU034	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	4.6	1.7	0.2	0.2	0.1
0.25	6.5	7.4	4.5	2.9	1.6
0.5	10.5	9.3	11.2	11.1	10.8
1.0	11.9	11.6	15.2	15.2	13.8
1.5	26.9	14.5	22.1	22.1	22.1
2.0	42.1	25.7	38.4	38.4	38.4
2.5	45.1	38.7	47.5	47.5	47.5
3.0	64.0	55.9	60.8	60.8	60.8
TCU039	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	15.0	9.8	0.4	0.3	0.2
0.25	53.0	21.1	2.7	2.4	1.4
0.5	115.9	37.2	15.1	9.2	6.6
1.0	130.5	43.6	31.7	30.0	32.4
1.5	216.4	96.0	58.5	59.2	50.5
2.0	268.6	163.5	68.0	63.4	101.5
2.5	281.7	156.4	110.0	105.0	131.6
3.0	314.4	171.5	176.4	142.3	145.6

$\alpha = 0.46$  反應譜韌性值

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	258.3	81.5	35.5	23.1	2.0
0.25	79.9	37.8	26.0	11.2	2.1
0.5	30.9	9.4	7.2	6.4	1.6
1.0	10.0	2.3	1.3	1.2	0.7
1.5	5.0	1.9	1.1	1.0	0.6
2.0	2.7	1.4	0.8	0.7	0.4
2.5	1.6	0.8	0.4	0.3	0.2
3.0	1.0	0.5	0.2	0.2	0.1
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	472.0	317.7	106.5	59.6	3.5
0.25	219.7	62.7	13.0	5.8	2.5
0.5	67.8	9.0	3.7	2.9	1.8
1.0	31.1	7.8	2.0	1.7	1.3
1.5	11.9	3.2	1.4	1.2	1.1
2.0	8.2	2.4	1.0	0.8	0.5
2.5	8.6	2.0	1.2	0.9	0.6
3.0	7.0	1.6	1.0	0.9	0.5
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	617.2	287.9	5.2	3.4	0.9
0.25	94.1	66.1	6.3	5.7	2.7
0.5	67.1	36.8	8.6	3.6	1.3
1.0	27.8	7.6	3.7	3.0	1.5
1.5	10.8	4.3	2.2	1.8	1.1
2.0	7.0	2.6	1.3	0.9	0.6
2.5	4.3	1.4	1.1	0.9	0.5
3.0	3.0	1.5	0.8	0.6	0.4
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	666.0	200.0	7.5	5.3	1.7
0.25	151.3	52.5	41.6	19.2	3.4
0.5	41.3	20.3	8.7	7.6	3.5
1.0	14.2	7.0	1.9	1.6	1.0
1.5	5.5	3.2	1.7	1.3	0.8
2.0	3.4	1.4	0.6	0.5	0.3
2.5	2.0	0.9	0.4	0.4	0.2
3.0	1.3	0.5	0.3	0.2	0.1



$\alpha = 0.46$  反應譜韌性值(續)

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
<i>T</i>					
0.1	772.9	394.2	197.6	8.7	2.6
0.25	148.7	76.9	39.2	34.6	2.3
0.5	57.1	49.3	15.7	8.4	4.5
1.0	23.2	11.7	4.9	3.8	1.9
1.5	8.0	4.5	2.3	1.8	1.3
2.0	4.1	2.4	1.0	0.8	0.5
2.5	2.5	1.3	0.7	0.6	0.4
3.0	2.3	0.9	0.4	0.3	0.2
Castsic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	455.2	215.5	4.4	2.8	1.0
0.25	102.2	46.7	6.5	5.3	1.3
0.5	45.3	22.3	5.4	3.5	2.0
1.0	17.2	5.3	2.7	2.0	1.4
1.5	6.4	2.6	1.6	1.4	0.8
2.0	3.4	1.4	0.9	0.7	0.5
2.5	2.0	1.0	0.6	0.5	0.3
3.0	1.4	0.6	0.3	0.3	0.2
TCU035	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	252.9	42.0	2.7	1.8	0.8
0.25	46.3	23.9	7.2	3.7	1.3
0.5	18.8	7.5	4.5	3.6	2.2
1.0	5.3	2.3	1.5	1.2	0.7
1.5	5.4	1.3	1.0	0.8	0.5
2.0	4.7	1.3	1.0	0.8	0.5
2.5	3.2	1.2	0.8	0.6	0.4
3.0	3.2	1.2	0.7	0.5	0.3
TCU040	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	847.0	247.5	5.2	3.0	1.0
0.25	387.3	68.9	4.4	3.2	1.1
0.5	211.9	30.4	6.2	3.0	1.4
1.0	59.6	8.9	3.2	2.5	1.7
1.5	43.9	8.8	2.7	2.2	1.2
2.0	30.7	8.4	1.7	1.3	1.3
2.5	20.6	5.1	1.8	1.4	1.1
<i>T</i> =3.0	16.0	4.3	2.0	1.3	0.8

$\alpha = 0.46$  反應譜能量轉換速度(cm/s)

Anderson Dam	Cy=0.1		Cy=0.2		Cy=0.4		Cy=0.5		Cy=0.8	
T	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	77.5	97.8	70.9	95.3	71.0	91.9	64.0	79.9	30.1	32.8
0.25	96.9	124.5	110.6	139.8	144.1	186.9	126.6	152.1	75.5	84.1
0.5	84.2	105.3	108.0	112.8	158.5	194.8	176.9	211.9	122.2	137.8
1.0	88.3	107.5	100.8	105.1	64.0	93.3	36.5	91.9	0.0	90.4
1.5	83.7	102.8	88.3	108.4	39.8	107.5	0.0	116.3	0.0	116.3
2.0	69.6	86.6	71.6	99.0	0.0	101.5	0.0	101.5	0.0	101.5
2.5	53.2	69.7	0.0	61.7	0.0	61.7	0.0	61.7	0.0	61.7
3.0	4.7	42.7	0.0	42.7	0.0	42.7	0.0	42.7	0.0	42.7
Saratoga	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	30.8	63.5	52.9	77.3	62.4	80.7	61.2	77.8	41.7	43.0
0.25	60.3	80.5	91.3	114.7	105.5	136.5	106.7	114.0	87.3	92.9
0.5	81.2	102.0	91.4	120.3	122.4	128.8	126.4	134.7	120.8	139.9
1.0	122.3	161.9	157.7	204.8	87.8	125.8	95.3	138.2	79.7	165.2
1.5	127.3	165.0	135.7	164.7	99.0	148.7	65.6	144.3	69.6	211.2
2.0	143.0	194.3	128.3	146.3	18.3	128.6	0.0	127.4	0.0	127.4
2.5	183.8	251.8	126.3	156.2	79.1	190.0	0.0	187.4	0.0	187.4
3.0	185.1	253.4	152.8	182.0	49.7	197.2	0.0	208.8	0.0	208.8
Joshua Tree	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	17.7	19.2	43.5	43.6	38.0	40.5	26.4	28.5	0.0	10.6
0.25	35.7	41.9	77.8	97.6	142.0	148.3	134.9	146.7	100.7	111.5
0.5	93.6	117.7	144.7	184.4	230.4	268.7	168.4	187.6	76.3	103.2
1.0	149.5	195.0	227.0	242.3	228.8	260.7	226.8	261.1	123.9	200.7
1.5	154.0	179.4	217.8	233.6	266.5	281.7	251.6	276.8	115.7	231.1
2.0	173.7	203.1	164.1	181.5	89.8	165.0	0.0	153.9	0.0	153.9
2.5	162.2	177.8	90.0	126.0	46.7	168.5	0.0	167.3	0.0	167.3
3.0	151.9	165.7	116.1	160.6	0.0	143.5	0.0	143.5	0.0	143.5
Coolwater	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	47.6	47.6	70.2	70.2	35.6	41.2	30.8	37.5	16.8	22.3
0.25	68.0	86.2	102.2	124.8	170.3	212.5	148.3	148.0	97.1	117.9
0.5	89.3	115.1	116.7	150.3	186.8	228.1	216.6	268.6	192.1	232.7
1.0	101.4	133.9	146.6	180.7	121.1	141.1	113.5	149.9	14.3	125.5
1.5	96.9	105.2	131.0	147.0	101.2	160.8	73.6	147.6	0.0	150.6
2.0	86.6	95.0	73.1	99.4	0.0	80.0	0.0	80.0	0.0	80.0
2.5	47.3	67.6	0.0	68.8	0.0	68.8	0.0	68.8	0.0	68.8
3.0	0.0	47.1	0.0	47.1	0.0	47.1	0.0	47.1	0.0	47.1

$\alpha = 0.46$  反應譜能量轉換速度(cm/s) (續)

Beverly Hills	Cy=0.1		Cy=0.2		Cy=0.4		Cy=0.5		Cy=0.8	
T	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	28.0	31.9	54.8	66.6	88.2	104.7	55.4	60.6	41.6	44.7
0.25	51.2	61.0	101.2	128.0	156.3	203.4	160.5	211.8	98.9	106.8
0.5	58.8	75.9	163.5	207.8	253.6	324.4	231.1	280.4	261.5	285.0
1.0	141.9	185.1	195.5	254.3	212.4	281.2	204.2	276.3	181.8	241.0
1.5	111.6	143.2	153.8	190.5	182.9	224.1	164.3	232.1	115.4	239.4
2.0	95.8	111.3	123.7	152.9	0.0	121.0	0.0	121.0	0.0	121.0
2.5	86.8	94.1	61.0	106.3	0.0	109.4	0.0	109.4	0.0	109.4
3.0	70.1	95.4	0.0	79.2	0.0	79.2	0.0	79.2	0.0	79.2
Castsic Old Ridge	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	14.6	14.7	36.4	45.7	18.2	23.0	15.5	20.4	0.0	10.9
0.25	76.9	96.4	69.9	88.5	83.6	88.4	82.4	91.7	35.8	50.7
0.5	103.4	133.7	117.9	149.9	153.0	170.1	138.3	147.5	119.6	137.4
1.0	93.5	126.6	133.6	161.6	164.0	197.7	161.7	194.9	111.1	177.0
1.5	97.6	118.8	122.2	142.7	105.0	154.8	84.5	161.9	0.0	154.3
2.0	87.1	102.7	60.2	93.6	0.0	114.4	0.0	114.4	0.0	114.4
2.5	74.3	89.8	6.4	79.2	0.0	90.4	0.0	90.4	0.0	90.4
3.0	38.8	59.8	0.0	59.0	0.0	59.0	0.0	59.0	0.0	59.0
TCU034	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	28.1	38.2	46.9	50.2	12.0	14.7	9.6	13.7	0.0	9.1
0.25	43.2	55.4	67.1	84.6	76.1	98.3	57.8	72.7	26.5	43.7
0.5	62.1	73.2	95.3	112.6	119.7	144.5	126.1	152.6	118.8	152.9
1.0	70.7	73.3	68.0	71.2	62.5	99.9	45.7	97.5	0.0	86.8
1.5	100.0	117.2	50.0	72.5	0.0	92.5	0.0	92.5	0.0	92.5
2.0	108.8	132.1	48.6	86.2	0.0	120.7	0.0	120.7	0.0	120.7
2.5	116.3	134.8	51.3	101.2	0.0	119.4	0.0	119.4	0.0	119.4
3.0	116.7	140.6	63.8	120.6	0.0	127.4	0.0	127.4	0.0	127.4
TCU039	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	71.6	106.4	66.8	88.3	41.2	45.2	25.6	27.1	1.5	11.2
0.25	142.5	177.1	120.1	159.8	78.6	86.2	61.9	67.4	17.8	37.3
0.5	161.9	214.4	158.0	202.5	169.7	187.6	84.9	86.7	81.2	108.0
1.0	185.2	246.8	220.9	249.2	184.0	205.3	173.7	200.5	119.2	201.2
1.5	247.8	329.0	282.9	290.5	232.6	277.0	218.2	280.1	111.6	225.8
2.0	266.0	346.8	371.6	454.8	239.4	281.1	189.5	248.7	155.4	320.7
2.5	281.4	365.2	351.4	405.5	253.0	345.1	161.6	163.5	111.2	336.7
3.0	299.9	389.6	311.6	393.9	309.9	394.6	169.6	299.9	0.0	304.9

$\alpha = 0.46$  反應譜加速度值( $cm/s^2$ )

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.25	0.63	0.79	0.95	0.99	0.99
0.5	0.35	0.52	0.85	0.98	0.95
1.0	0.20	0.28	0.45	0.54	0.58
1.5	0.17	0.26	0.43	0.50	0.50
2.0	0.14	0.23	0.33	0.33	0.33
2.5	0.11	0.16	0.16	0.16	0.16
3.0	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.46	0.75	0.99	0.99	0.99
0.25	0.31	0.69	0.99	0.98	0.99
0.5	0.37	0.64	0.73	0.81	0.99
1.0	0.27	0.52	0.55	0.65	0.92
1.5	0.29	0.33	0.47	0.55	0.86
2.0	0.28	0.31	0.41	0.41	0.41
2.5	0.29	0.29	0.44	0.48	0.48
3.0	0.26	0.26	0.41	0.45	0.45
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.45	0.59	0.83	0.85	0.76
0.25	0.35	0.63	0.93	0.99	0.99
0.5	0.28	0.55	0.99	0.86	0.91
1.0	0.35	0.55	0.75	0.83	0.97
1.5	0.28	0.42	0.58	0.67	0.85
2.0	0.21	0.31	0.45	0.50	0.50
2.5	0.18	0.24	0.42	0.43	0.43
3.0	0.15	0.24	0.31	0.31	0.31
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.58	0.70	0.96	0.99	0.97
0.25	0.40	0.72	0.94	0.99	0.99
0.5	0.37	0.71	0.96	0.99	0.99
1.0	0.28	0.50	0.53	0.59	0.81
1.5	0.20	0.35	0.51	0.55	0.65
2.0	0.17	0.23	0.26	0.26	0.26
2.5	0.13	0.18	0.18	0.18	0.18
3.0	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

$\alpha = 0.46$  反應譜加速度值(續) ( $cm/s^2$ )

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	0.41	0.69	0.99	0.99	0.99
0.25	0.34	0.81	0.99	0.99	0.98
0.5	0.30	0.62	0.92	0.98	0.99
1.0	0.34	0.62	0.89	0.97	0.98
1.5	0.26	0.44	0.59	0.66	0.88
2.0	0.19	0.31	0.39	0.39	0.39
2.5	0.15	0.22	0.28	0.28	0.28
3.0	0.14	0.17	0.17	0.17	0.17
Castsic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.38	0.64	0.84	0.80	0.77
0.25	0.37	0.69	0.96	0.99	0.89
0.5	0.44	0.72	0.94	0.91	0.99
1.0	0.31	0.42	0.63	0.68	0.94
1.5	0.23	0.32	0.50	0.58	0.66
2.0	0.17	0.24	0.37	0.37	0.37
2.5	0.12	0.21	0.23	0.23	0.23
3.0	0.10	0.13	0.13	0.13	0.13
TCU034	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.34	0.67	0.63	0.64	0.65
0.25	0.25	0.64	0.99	0.92	0.90
0.5	0.26	0.51	0.83	0.93	0.99
1.0	0.18	0.30	0.49	0.55	0.56
1.5	0.18	0.23	0.36	0.40	0.40
2.0	0.19	0.22	0.39	0.39	0.39
2.5	0.16	0.22	0.31	0.31	0.31
3.0	0.15	0.22	0.27	0.27	0.27
TCU039	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.62	0.63	0.87	0.82	0.79
0.25	0.51	0.70	0.78	0.82	0.83
0.5	0.40	0.65	0.96	0.80	0.88
1.0	0.32	0.56	0.69	0.74	0.98
1.5	0.27	0.49	0.60	0.68	0.83
2.0	0.29	0.49	0.50	0.55	0.88
2.5	0.23	0.42	0.49	0.56	0.82
3.0	0.25	0.40	0.54	0.55	0.65

$\alpha = 0.92$  反應譜最大位移值(cm)

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	3.6	3.3	2.7	1.4	0.3
0.25	11.1	11.6	14.9	8.9	3.4
0.5	17.0	12.1	16.5	17.5	10.4
1	22.0	11.6	14.7	14.5	14.4
1.5	24.2	23.0	26.4	27.8	27.8
2	25.4	30.3	32.3	32.3	32.3
2.5	21.4	24.6	24.5	24.6	24.6
3	18.1	20.4	20.3	20.4	20.4
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	3.6	3.0	2.7	2.4	0.6
0.25	12.5	11.3	6.4	6.5	3.0
0.5	31.4	12.3	9.5	9.4	10.4
1	44.2	35.2	23.7	24.9	25.8
1.5	49.9	38.6	42.2	45.1	49.9
2	75.0	47.0	40.6	40.6	40.6
2.5	112.0	63.0	74.7	74.6	74.6
3	133.0	72.8	99.7	99.7	99.0
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	3.0	2.7	2.6	0.8	0.2
0.25	21.5	19.5	17.7	14.0	3.5
0.5	36.2	30.3	30.0	18.0	7.9
1	41.8	44.1	37.1	36.0	34.4
1.5	50.6	52.0	52.6	53.0	49.6
2	52.0	45.4	48.4	49.0	49.0
2.5	51.0	51.2	65.1	66.6	66.6
3	55.0	65.8	68.5	66.4	68.5
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	5.6	3.5	1.6	0.5	0.2
0.25	15.9	16.2	15.8	13.2	3.6
0.5	22.0	20.0	20.0	24.1	18.4
1	25.9	31.9	18.5	19.6	19.9
1.5	27.3	32.6	35.9	34.9	36.0
2	29.0	25.5	25.5	25.5	25.5
2.5	110.0	27.4	27.4	27.4	27.4
3	142.0	22.5	22.5	22.5	22.5



$\alpha = 0.92$  反應譜最大位移值(cm)(續)

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	24.7	4.1	2.7	0.8	0.4
0.25	25.4	23.3	20.6	19.8	4.8
0.5	39.2	38.0	36.4	29.0	21.0
1	43.8	46.8	45.1	42.2	42.5
1.5	42.1	53.3	49.4	52.5	58.8
2	34.3	39.7	38.5	38.5	38.5
2.5	37.8	38.7	43.5	43.5	43.5
3	40.6	37.8	37.8	37.8	37.8
Castaic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	4.4	2.4	1.2	0.4	0.1
0.25	16.2	14.8	12.7	3.9	2.8
0.5	18.5	25.7	22.7	19.8	9.9
1	26.9	21.2	24.9	25.7	27.1
1.5	29.4	29.3	28.4	32.7	36.9
2	26.9	30.4	34.4	36.4	34.7
2.5	28.5	32.0	35.9	35.0	35.9
3	29.1	28.0	28.2	28.0	28.2
TCU034	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	5.4	2.9	0.6	0.3	0.1
0.25	7.6	7.4	7.8	9.5	2.5
0.5	12.7	8.4	8.4	9.1	10.6
1	47.0	11.1	11.3	12.6	14.2
1.5	82.5	14.1	19.4	21.6	22.1
2	75.5	28.0	33.6	37.6	38.4
2.5	88.7	48.7	48.0	47.5	47.5
3	33.5	24.5	60.8	60.8	60.8
TCU039	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	2.5	2.2	1.0	0.5	0.2
0.25	16.2	14.0	8.9	3.9	1.6
0.5	44.3	33.8	617.4	15.0	9.9
1	108.1	112.0	45.0	35.6	32.9
1.5	173.9	133.0	61.0	56.9	59.3
2	290.7	149.7	99.0	97.8	104.5
2.5	360.4	167.0	146.0	108.3	125.8
3	482.2	206.0	170.0	159.2	145.6

$\alpha = 0.92$  反應譜韌性值

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	201.9	80.9	3.3	34.0	2.0
0.25	79.0	37.4	11.6	24.0	2.8
0.5	30.5	9.7	12.1	6.6	2.1
1	9.8	2.3	11.6	1.5	0.7
1.5	4.8	2.1	23.0	1.2	0.6
2	2.8	1.5	30.3	0.8	0.4
2.5	1.6	0.8	24.6	0.4	0.2
3	1.0	0.5	20.4	0.2	0.1
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	178.0	66.7	29.9	21.2	3.3
0.25	79.5	32.2	9.3	7.4	2.1
0.5	49.7	8.8	3.4	2.7	1.9
1	17.5	6.3	2.1	1.7	1.2
1.5	8.8	3.1	1.7	1.4	1.0
2	7.4	2.1	0.9	0.7	0.5
2.5	7.1	1.8	1.1	0.9	0.5
3	5.9	1.7	1.0	0.8	0.5
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	197.0	79.8	38.0	9.3	1.3
0.25	180.0	73.5	33.3	21.0	3.3
0.5	75.7	28.5	14.1	6.8	1.9
1	21.8	10.3	4.4	3.4	2.0
1.5	11.7	5.4	2.7	2.2	1.3
2	6.8	2.7	1.4	1.2	0.7
2.5	4.3	1.9	1.2	1.0	0.6
3	3.2	1.7	0.9	0.7	0.4
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	294.0	82.9	18.7	4.5	1.4
0.25	106.5	49.0	23.9	16.0	2.7
0.5	37.0	15.0	7.6	7.3	3.5
1	10.8	6.0	1.8	1.5	0.9
1.5	5.0	2.7	1.5	1.2	0.8
2	3.0	1.2	0.6	0.5	0.3
2.5	7.4	0.8	0.4	0.3	0.2
3	6.6	0.5	0.2	0.2	0.1

$\alpha = 0.92$  反應譜韌性值(續)

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	1263.5	94.0	30.9	7.8	2.1
0.25	127.8	69.0	30.9	23.7	3.6
0.5	65.0	28.0	13.6	8.6	3.9
1	18.2	8.7	4.2	3.1	2.0
1.5	7.8	4.4	2.1	1.7	1.2
2	3.6	1.9	0.9	0.7	
2.5	2.5	1.2	0.7	0.5	0.3
3	1.9	0.8	0.4	0.3	0.2
Castsic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	144.7	75.0	19.0	5.6	1.4
0.25	140.0	61.0	26.5	6.4	3.0
0.5	38.6	26.0	11.8	8.3	2.6
1	15.5	5.5	3.2	2.7	1.8
1.5	7.5	3.4	1.6	1.5	1.1
2	3.8	2.0	1.1	0.9	0.6
2.5	2.1	1.3	0.7	0.6	0.4
3	1.1	0.8	0.4	0.3	0.2
TCU034	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	447.8	108.3	11.6	4.8	1.4
0.25	67.2	35.8	18.8	18.4	3.0
0.5	31.0	10.2	5.1	4.4	3.2
1	31.5	3.3	1.7	1.5	1.1
1.5	24.6	1.9	1.3	1.2	0.7
2	12.6	2.2	1.3	1.1	0.7
2.5	9.5	2.4	1.2	0.9	0.6
3	2.5	0.8	1.0	0.8	0.5
TCU039	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	114.5	67.0	15.1	5.8	1.4
0.25	90.3	57.0	17.1	6.0	1.6
0.5	76.8	32.6	8.3	5.8	2.4
1	57.8	27.0	5.4	3.4	2.0
1.5	41.3	14.2	3.2	2.4	1.6
2	36.2	9.0	2.9	2.4	1.6
2.5	30.8	6.4	2.8	1.7	1.2
3	28.6	5.5	2.3	1.7	1.0

$\alpha = 0.92$  反應譜能量轉換速度(cm/s)

Anderson Dam	Cy=0.1		Cy=0.2		Cy=0.4		Cy=0.5		Cy=0.8	
T	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	72.9	77.7	76.6	81.4	81.7	84.1	82.2	82.2	33.8	35.4
0.25	99.9	105.5	120.0	125.1	159.7	167.6	164.3	164.4	124.2	126.8
0.5	94.8	98.7	140.4	140.5	201.6	202.2	214.0	215.0	204.4	212.1
1.0	105.6	108.6	126.6	129.7	63.9	90.9	36.5	89.0	0.0	90.4
1.5	99.9	100.9	111.4	123.2	60.4	114.9	0.0	116.3	0.0	116.3
2.0	83.7	88.5	77.3	101.1	0.0	101.5	0.0	101.5	0.0	101.5
2.5	50.6	62.0	0.0	61.7	0.0	61.7	0.0	61.7	0.0	61.7
3.0	4.7	42.6	0.0	42.7	0.0	42.7	0.0	42.7	0.0	42.7
Saratoga	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	65.4	70.7	68.5	73.1	87.3	87.3	86.2	86.2	55.5	56.5
0.25	98.9	106.2	98.8	105.7	131.7	131.9	143.7	144.1	96.1	101.5
0.5	133.4	142.7	119.6	120.1	147.9	150.8	154.9	161.8	122.4	145.0
1.0	136.7	142.3	166.7	177.8	121.5	148.3	112.8	151.9	63.0	158.9
1.5	154.3	161.5	190.7	195.5	160.9	198.5	142.5	203.4	0.0	209.1
2.0	164.0	175.7	140.2	159.5	0.0	127.4	0.0	127.4	0.0	127.4
2.5	185.7	205.9	183.9	203.1	51.7	186.0	0.0	187.4	0.0	187.4
3.0	189.4	212.4	195.2	224.2	0.0	208.8	0.0	208.8	0.0	208.8
Joshua Tree	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	61.8	65.6	84.7	87.8	96.9	99.8	61.2	61.3	7.5	12.5
0.25	154.5	165.6	181.5	191.2	199.3	206.1	212.1	217.9	140.3	142.4
0.5	136.8	147.9	204.6	204.7	303.2	308.7	268.8	270.3	126.8	136.4
1.0	150.3	153.6	233.8	234.1	325.6	327.4	297.4	302.6	191.4	223.2
1.5	171.2	171.6	230.1	231.4	267.8	280.4	261.8	280.7	199.6	259.2
2.0	189.9	190.8	191.7	196.7	117.4	158.5	64.0	151.4	0.0	153.9
2.5	186.9	188.6	145.7	158.8	81.4	162.5	12.2	167.3	0.0	167.3
3.0	181.1	184.1	163.3	182.9	0.0	143.5	0.0	143.5	0.0	143.5
Coolwater	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	92.4	100.3	80.7	85.9	68.6	68.6	31.7	32.1	12.6	18.3
0.25	117.3	126.5	146.8	155.3	176.9	186.6	193.8	201.4	117.3	120.7
0.5	105.8	110.0	150.0	160.0	223.7	224.6	258.0	260.7	252.7	257.3
1.0	101.8	102.6	170.4	171.8	137.2	153.1	120.3	147.3	0.0	125.3
1.5	115.8	117.3	150.1	157.9	113.5	154.6	82.0	151.8	0.0	150.6
2.0	89.5	93.6	49.5	84.2	0.0	80.0	0.0	80.0	0.0	80.0
2.5	3149.6	3575.2	0.0	68.8	0.0	68.8	0.0	68.8	0.0	68.8
3.0	179.8	221.6	0.0	47.1	0.0	47.1	0.0	47.1	0.0	47.1

$\alpha = 0.92$  反應譜能量轉換速度(cm/s) (續)

Beverly Hills	Cy=0.1		Cy=0.2		Cy=0.4		Cy=0.5		Cy=0.8	
T	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	91.1	95.2	83.9	90.7	82.6	86.1	70.8	70.9	38.1	40.1
0.25	177.0	191.5	194.6	207.6	218.8	229.5	224.9	235.0	152.9	154.9
0.5	150.2	162.4	216.1	228.1	278.6	294.0	281.7	290.1	336.1	340.3
1.0	137.6	146.8	209.2	219.5	224.7	243.7	205.8	237.1	221.2	256.7
1.5	137.5	137.9	176.5	188.4	205.1	224.0	194.0	228.2	109.3	238.7
2.0	125.8	127.7	127.5	143.9	0.0	121.0	0.0	121.0	0.0	121.0
2.5	103.0	107.8	64.9	106.8	0.0	109.4	0.0	109.4	0.0	109.4
3.0	80.0	92.3	0.0	79.2	0.0	79.2	0.0	79.2	0.0	79.2
Castaic Old Ridge	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	62.8	65.4	53.0	57.0	50.1	51.2	28.4	29.4	6.5	11.5
0.25	116.1	124.7	137.2	144.8	135.3	141.6	110.6	112.7	94.3	96.7
0.5	100.9	104.9	136.6	143.4	193.5	202.7	207.4	215.1	180.0	186.0
1.0	92.3	97.1	138.6	139.4	166.0	170.2	177.1	184.7	170.2	197.2
1.5	91.0	91.3	131.2	137.9	138.9	158.9	128.6	161.5	42.5	153.2
2.0	82.6	86.7	107.4	118.5	55.4	113.5	0.0	114.4	0.0	114.4
2.5	73.0	79.3	64.0	91.3	0.0	90.4	0.0	90.4	0.0	90.4
3.0	46.8	56.9	0.0	59.0	0.0	59.0	0.0	59.0	0.0	59.0
TCU034	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	75.4	79.8	65.5	69.9	31.7	31.7	19.4	19.7	7.7	11.2
0.25	66.6	70.5	80.6	84.2	115.0	119.7	132.1	138.0	59.0	65.2
0.5	68.0	69.9	82.0	95.0	120.9	121.6	122.4	126.8	137.7	143.9
1.0	115.8	121.5	95.0	100.5	93.9	101.8	82.3	100.1	28.8	89.4
1.5	140.0	147.7	101.7	106.4	57.7	87.9	42.0	91.2	0.0	92.5
2.0	135.6	143.7	122.4	129.9	80.9	118.9	50.5	118.6	0.0	120.7
2.5	139.6	149.3	127.2	135.0	47.8	118.1	0.0	119.4	0.0	119.4
3.0	138.0	150.0	132.0	140.0	20.8	127.1	0.0	127.4	0.0	127.4
TCU039	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va	Vh	Va
0.1	53.1	56.7	50.0	90.0	85.0	70.0	53.1	56.7	50.0	90.0
0.25	116.2	125.6	125.7	134.3	141.8	144.0	116.2	125.6	125.7	134.3
0.5	169.2	182.1	189.7	193.7	208.0	208.4	169.2	182.1	189.7	193.7
1.0	230.8	245.9	293.1	306.6	267.2	270.2	230.8	245.9	293.1	306.6
1.5	281.8	297.0	342.1	356.8	300.0	300.0	281.8	297.0	342.1	356.8
2.0	334.9	355.2	362.4	380.4	400.2	408.0	334.9	355.2	362.4	380.4
2.5	334.9	354.5	367.8	375.9	466.9	479.8	334.9	354.5	367.8	375.9
3.0	372.6	396.6	368.6	386.5	387.2	418.9	372.6	396.6	368.6	386.5

$\alpha = 0.92$  反應譜加速度值( $cm/s^2$ )

Anderson Dam	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.25	0.63	0.79	0.98	0.99	0.98
0.5	0.35	0.52	0.82	0.99	0.97
1	0.20	0.28	0.47	0.54	0.58
1.5	0.16	0.27	0.43	0.50	0.50
2	0.14	0.24	0.33	0.33	0.33
2.5	0.11	0.16	0.16	0.16	0.16
3	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
Saratoga	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.25	0.71	0.69	0.91	0.98	0.98
0.5	0.43	0.60	0.73	0.83	0.97
1	0.27	0.44	0.62	0.73	0.97
1.5	0.27	0.34	0.56	0.66	0.90
2	0.27	0.32	0.41	0.41	0.41
2.5	0.27	0.30	0.47	0.48	0.48
3	0.24	0.29	0.45	0.45	0.45
Joshua Tree	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.89	0.99	0.99	0.78	0.76
0.25	0.94	0.99	0.99	0.99	0.99
0.5	0.50	0.54	0.83	0.88	0.83
1	0.23	0.46	0.54	0.72	0.92
1.5	0.20	0.36	0.55	0.62	0.77
2	0.15	0.25	0.40	0.46	0.50
2.5	0.13	0.22	0.37	0.43	0.43
3	0.12	0.21	0.31	0.31	0.31
Coolwater	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.99	0.99	0.98	0.98	0.98
0.25	0.83	0.94	0.99	0.99	0.98
0.5	0.57	0.51	0.88	0.98	0.99
1	0.25	0.41	0.55	0.63	0.81
1.5	0.19	0.33	0.51	0.57	0.65
2	0.17	0.24	0.26	0.26	0.26
2.5	0.13	0.18	0.18	0.18	0.18
3	0.12	0.10	0.10	0.10	0.10



$\alpha = 0.92$  反應譜加速度值(續) ( $cm/s^2$ )

Beverly Hills	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
T					
0.1	0.99	0.99	0.99	0.97	0.96
0.25	0.98	0.98	0.97	0.99	0.99
0.5	0.56	0.72	1.08	0.98	0.98
1	0.31	0.54	0.85	0.92	0.97
1.5	0.24	0.43	0.60	0.69	0.95
2	0.17	0.29	0.39	0.39	0.39
2.5	0.16	0.24	0.28	0.28	0.28
3	0.14	0.17	0.17	0.17	0.17
Castsic Old Ridge	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.91	0.99	0.74	0.77	0.71
0.25	0.72	0.78	0.75	0.76	0.96
0.5	0.40	0.58	0.77	0.80	0.95
1	0.25	0.36	0.50	0.55	0.78
1.5	0.18	0.27	0.38	0.46	0.65
2	0.14	0.20	0.33	0.37	0.37
2.5	0.11	0.18	0.23	0.23	0.23
3	0.09	0.13	0.13	0.13	0.13
TCU034	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.91	0.99	0.60	0.64	0.61
0.25	0.42	0.45	0.70	0.99	0.86
0.5	0.18	0.27	0.52	0.61	0.88
1	0.17	0.21	0.33	0.39	0.56
1.5	0.15	0.17	0.30	0.36	0.40
2	0.14	0.18	0.30	0.35	0.39
2.5	0.13	0.20	0.28	0.31	0.31
3	0.11	0.18	0.27	0.27	0.27
TCU039	Cy=0.1	Cy=0.2	Cy=0.4	Cy=0.5	Cy=0.8
0.1	0.84	0.99	0.99	0.99	0.76
0.25	0.78	0.80	0.73	0.85	0.79
0.5	0.56	0.55	0.78	0.84	0.91
1	0.36	0.44	0.64	0.71	0.90
1.5	0.28	0.40	0.57	0.62	0.78
2	0.25	0.36	0.52	0.59	0.81
2.5	0.21	0.33	0.48	0.50	0.73
3	0.23	0.33	0.46	0.52	0.65