

NAR Labs 國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

鋼結構耐震能力評估 非線性靜力側推及動力歷時分析 TEASPA-S

研究團隊：林敏郎、鍾立來、邱聰智、周德光
樂大誠、張惠瑜、鍾寬勳

報告人：鍾寬勳 國震中心助理技術師、土木技師
2023.10.20

簡報內容

一、研究動機與目的

二、文獻回顧

- TEASPA

- TEASDA

- TEASPA-S

三、非線性側推分析

- 分析流程

- 評估準則

- 材料強度

- 塑鉸參數(梁、柱、斜撐)

- 模型檢核

- 十五層樓示範案例

- 小結

四、非線性動力歷時分析

- 歷時篩選

- 評估準則

- 分析流程

- 遲滯迴圈模型(梁、柱、斜撐)

- 模型檢核

- 十五層樓示範案例

- 小結

五、結論與研究建議

一、研究動機與目的

- 緣起：臺灣目前對於鋼筋混凝土建築結構耐震能力評估已發展成熟，既有之鋼構造建築結構可能耐震能力不足，亦有評估與補強之需求，但國內現階段較缺乏鋼構造建築評估與補強手冊或相對應之持續性研究。
- 目的：建立國震中心之「鋼構造建築耐震評估與補強技術手冊」，並依國內實際工程需要，持續擴充與維護。

二、文獻回顧

- 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範，內政部，2010
- Specification for Structural Steel Buildings，AISC 350-16
- Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, AISC 341-16,
- Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings, AISC 342-22
- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings，ASCE/SEI 41-13, 41-17
- Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings，FEMA 351，2000
- 國震中心報告
 - 鋼構造建築物耐震能力詳細評估，林敏郎等，2018
 - TEASPA 4.0，邱聰智等，2020
 - TEASPA-S 2.0，林敏郎等，2023
 - TEASDA_1.0，蕭輔沛等，2021
- 建研所研究報告
 - 鋼結構建築耐震評估補強及修復準則之研擬，廖文義，2003鋼結構耐震能力詳細評估方法與示範例之研擬，廖文義，2017建築物耐震性能設計規範之研究，薛強，2005
- 其餘文獻：
 - ATC 40(1996)、FEMA 273(1997)、FEMA 356(2000)、FEMA 350-352(2000)、FEMA 547(2006)、SEAOC Blue Book(1999)、AISC 358s2-20

相關文獻



國家地震工程研究中心
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON
EARTHQUAKE ENGINEERING

臺灣結構耐震評估與補強技術手冊 (TEASPA V4.0)

邱聰智 鍾立來 涂耀賢 賴昱志 曾建創
翁樸文 莊明介 葉勇凱 李其航 林敏郎
王佳憲 沈文成 蕭輔沛 薛 強 黃世建

報告編號：NCREE-20-005

中華民國 109 年 4 月

NCREE-21-001

臺灣鋼筋混凝土結構耐震評估非線性動力分析手冊 (TEASDA 1.0) Taiwan Earthquake Assessment for RC Structures by Dynamic Analysis (TEASDA 1.0)

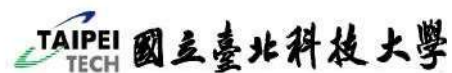
*蕭輔沛 *蔡仁傑 *翁樸文 *沈文成 *徐佑呈
*周德光 *翁元滔 *簡文郁 *林佳蓁 *劉勛仁

Fu-Pei Hsiao, Ren-Jie Tsai, Pu-Wen Weng, Wen-Cheng Shen, Yu-Cheng Hsu,
Te-Kuang Chow, Yuan-Tao Weng, Wen-Yu Chien, Chia-Chen Lin, Hsun-Jen Liu

*國家地震工程研究中心

中華民國一百一十年一月
January 2021

相關文獻



土木工程系土木與防災碩士班
碩士學位論文

鋼結構同心斜撐構架之側推及非線性動力
歷時分析耐震能力評估
Seismic Evaluation of Steel Concentrically Braced
Frames by Pushover and Nonlinear Time-History
Analysis

研究生：張惠瑜

指導教授：黃昭勳、林敏郎 博士

中華民國一百一十一年七月



國家地震工程研究中心
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON
EARTHQUAKE ENGINEERING

鋼構造建築結構耐震評估技術手冊
(TEASPA-S V2.0)

林敏郎 鍾立來 周德光 邱聰智 鍾寬勳 張惠瑜

報告編號：

中華民國 112 年 10 月



國立台灣科技大學
營建工程系
碩士學位論文

學號:MI1005320

鋼結構之非線性靜力側推及動力歷時分析
耐震能力評估

Seismic Evaluation of Steel Structures with Nonlinear Static
Pushover and Time-history Analysis

研究生：鍾寬勳
指導教授：蕭博謙 副教授
共同指導：林敏郎 博士

中華民國一百一十二年七月

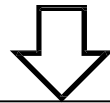
三、非線性側推分析

非線性側推分析求取容量曲線

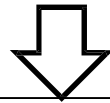
- 使用非線性結構分析軟體，建立結構非線性模型，並依主控模態設定各樓層的側推力，進行**非線性側推分析**，取得屋頂位移與基底剪力的關係曲線即容量曲線。

ETABS®

定義材料性質與結構元件斷面尺寸



建立結構物分析模型



邊界束制條件及載重形式

靜載重+0.5活載重

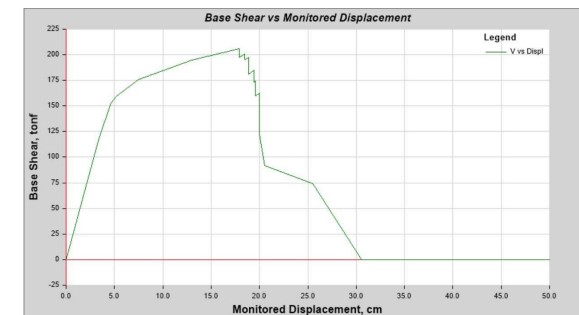


設定**塑鉸性質**及作用位置



利用側推分析求取容量曲線

- 混凝土特性：
固有阻尼比 $\xi=0.05$
阻尼修正係數 $\kappa=0.33$
- 鋼結構特性：
固有阻尼比 $\xi=0.02$
阻尼修正係數 $\kappa=0.67$



耐震評估之性能目標

鋼構造建築結構耐震評估技術手冊(2023)

TEASPA-S V2.0

需求基準

耐震容量 A_p (取最小者)			耐震需求 A_T
強度準則	位移準則	軸向破壞準則	$I \times 0.4S_{DS}$
$0.85V_{max}^+$ 位於容量曲線下降段，並為最大值 V_{max} 的0.85倍	最大層間變位角限制: •傳統梁柱接頭：2.0 % •改良式梁柱接頭：4.0 %	主要垂直承載構件發生破壞或完全喪失側向強度	

性能基準

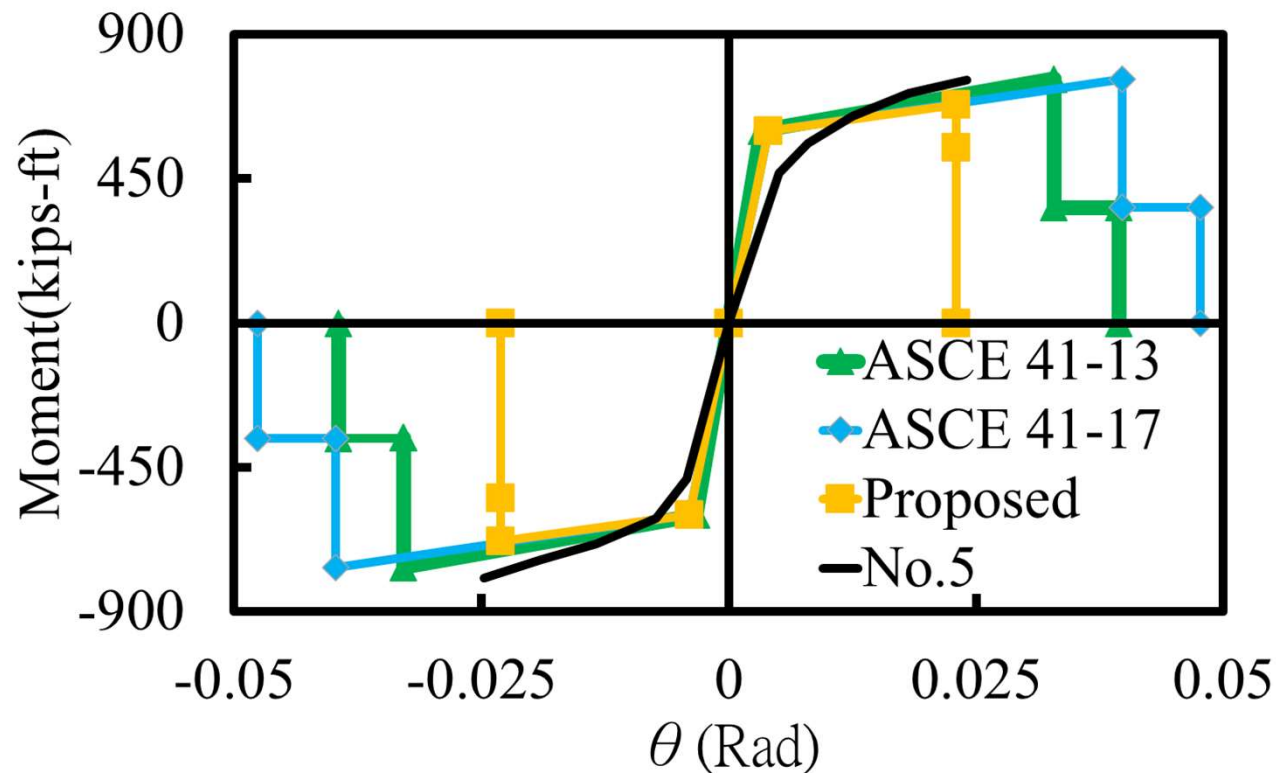
耐震容量 A_p (取最小者)				耐震需求 A_T	
用途係數	強度控制	位移控制		軸向破壞控制	$0.4S_{DS}$
		傳統接頭	改良接頭		
$I=1.0$	$0.85V_{\max}^+$	2%	4%	主要垂直承載構件發生破壞或完全喪失側向強度	
$I=1.25$	V_{\max}	1.5%	3%		
$I=1.5$	$0.8V_{\max}^-$	1%	2%		

為甚麼要研究構件非線性鉸？

構件非線性鉸

E. P. Popov and R. M. Stephen, "Cyclic loading of full-size steel connections." Bulletin No. 21. Earthquake Engineering Research Center, February 1972.

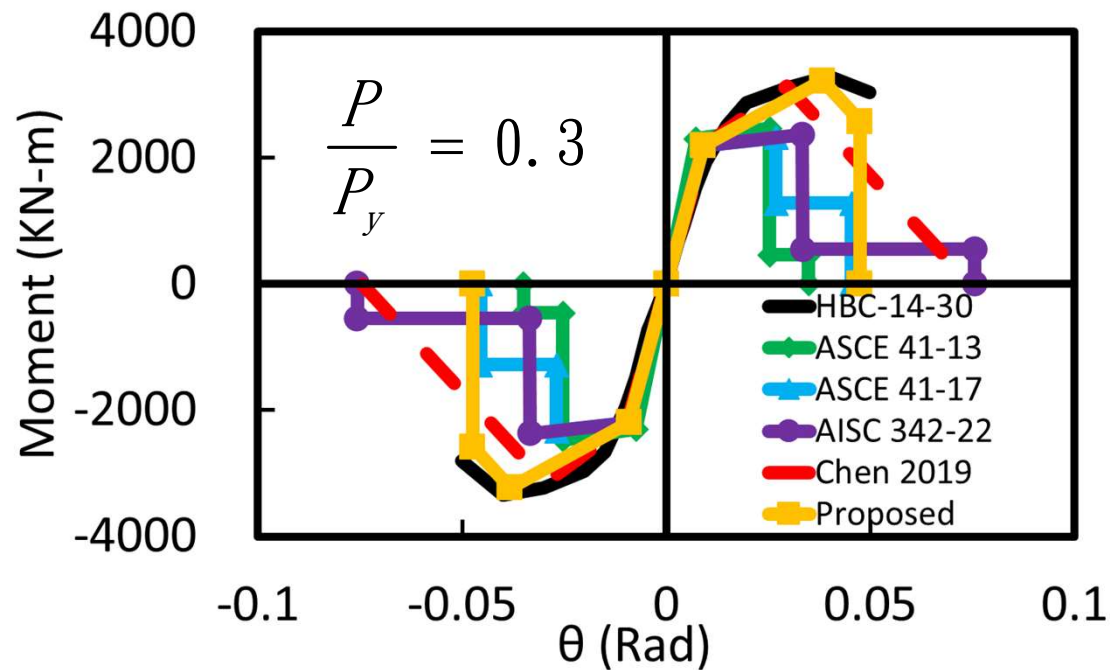
傳統梁柱接頭(北嶺地震前)



構件非線性鉸

陳冠維，「高強度鋼箱型柱之耐震試驗與背骨曲線發展」，國立台灣大學土木研究所碩士論文，周中哲教授指導，中華民國一百零八年七月。

鉚接箱型鋼柱



梁柱非線性鉸

建立數學
模型

輸入模型
基本資料

輸入設計
地震力

塑鉸設定

側推分析
案例設定

執行分析

容量曲線輸入
至PGA程式

耐震評估



蒐集國內試驗資料
試訂出適合國內的建議塑鉸

資料整理

於實驗包絡線找出塑鉸參數定義點

回歸分析

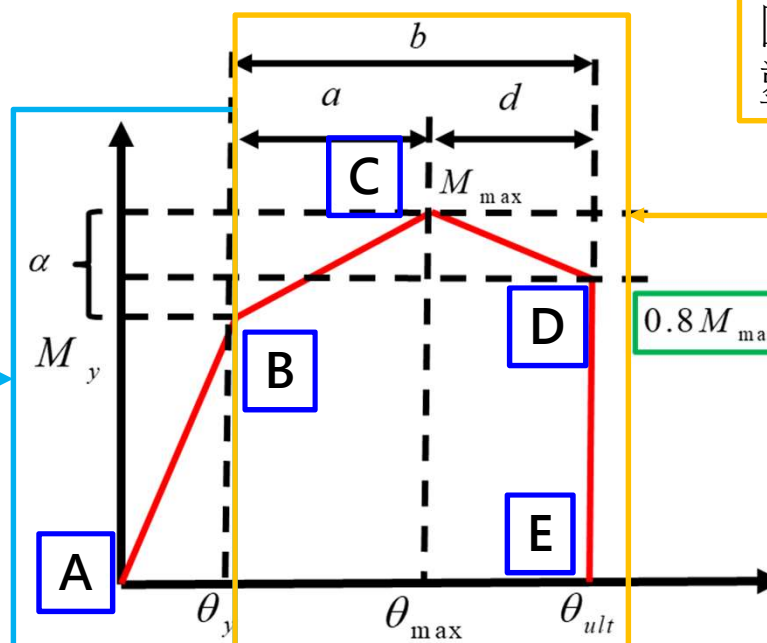
梁柱桿件塑鉸參數模型

- 回歸公式

$$RV = 10^{a_1} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{a_2} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{a_3} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{a_4}$$

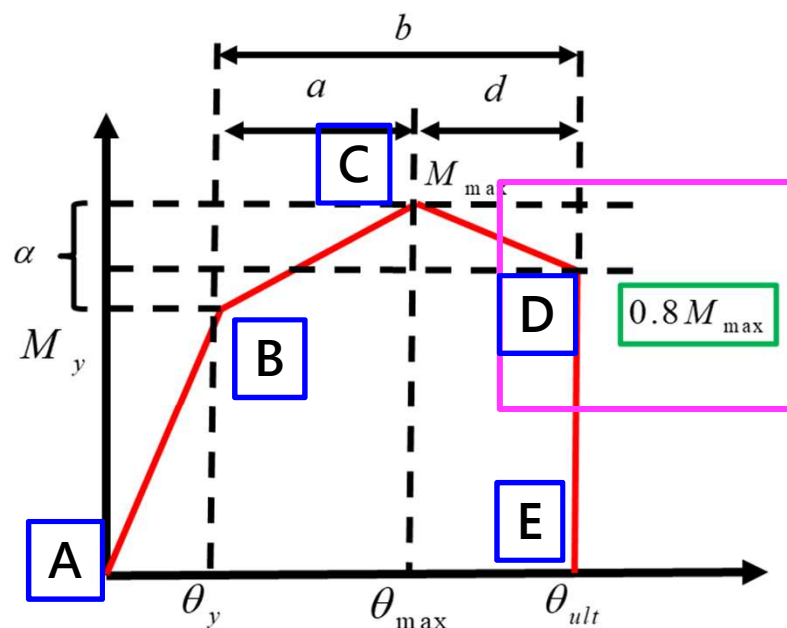
- 將各試體實驗 α 及 a 值及各試體參數分別代入上式，取log後解出指數 a_i 值

彈性段部分參照
ASCE/SEI 41-17

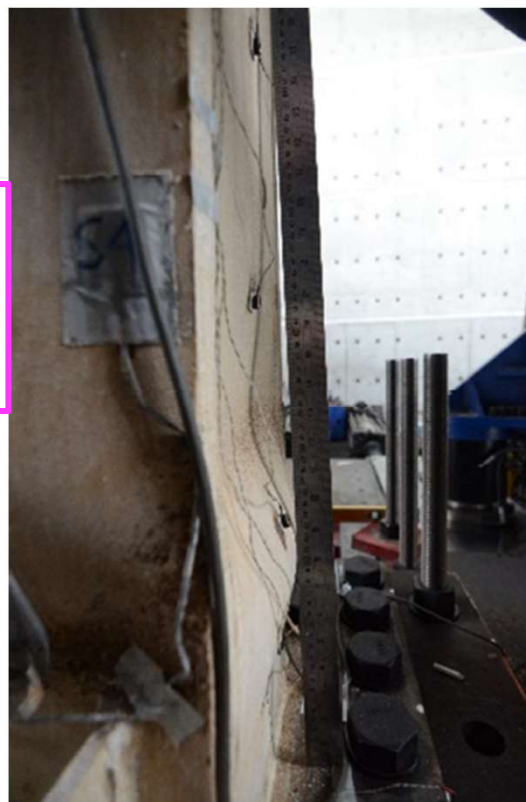


回歸計算定義
塑鉸參數

梁柱非線性鉸



陳冠維(2019)
試驗試體



HBC-16-40-A

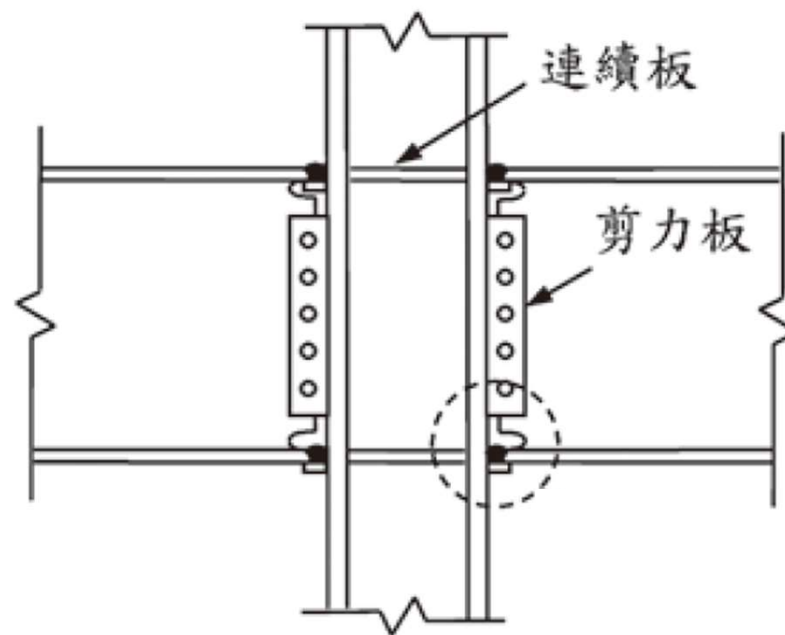


HBC-20-25-A

試驗達最大強度之80%時，桿件發生嚴重挫曲，失去其耐震性能
本研究定義桿件背骨曲線最大轉角為最大強度80%對應之轉角

- 梁柱接頭
 - 傳統接頭
 - 補強接頭
 - 減弱接頭
- 鉸接箱型柱

傳統梁柱接頭塑鉸參數



序號	參考文獻	試體	L (mm)	$b_f/2t_f$	h/t_w	F_{yf} (Mpa)
1	陳光凱(1991)	BC1-3	2040	5.9	48.9	306
2		BC2-2	2210	6.7	52.4	290
3		BC2-3	2040	6.7	52.4	290
4	Popov et al.(1972)	No.1	2111	6.6	47.5	310
5		No.3	2111	6.6	47.5	310
6		No.4	2111	6.6	47.5	310
7		No.5	2111	6.6	51.2	248
8		No.6	2111	6.6	51.2	248
9	Popov et al.(1988)	#3	1646	7.1	56.2	356
10		#5	1598	7.2	56.6	335
11		#7	1519	7.2	56.6	337
12		#13	1605	7.1	56.2	353
13		#14	1605	5.7	53.5	308
14		#17	1605	7.1	56.2	319
15		#18	1605	7.2	56.6	290

$$5.9 \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 7.2 \quad 47.5 \leq \frac{h}{t_w} \leq 56.6 \quad 248MPa \leq F_{yf} \leq 356MPa$$

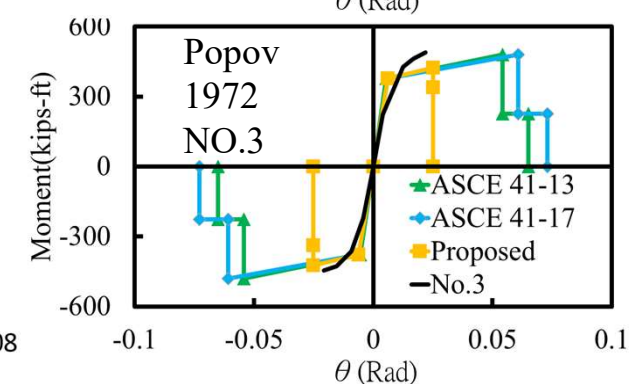
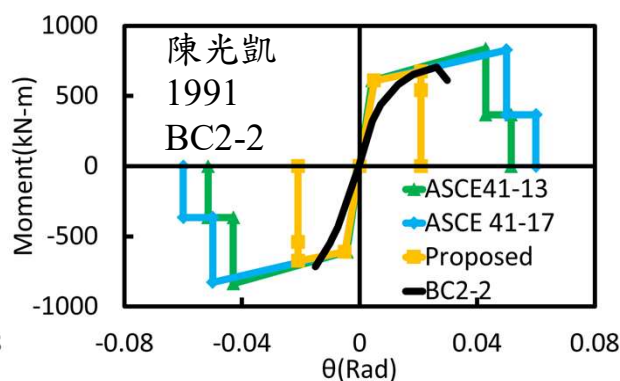
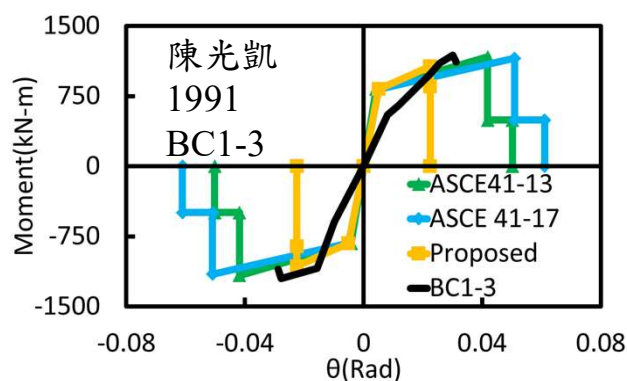
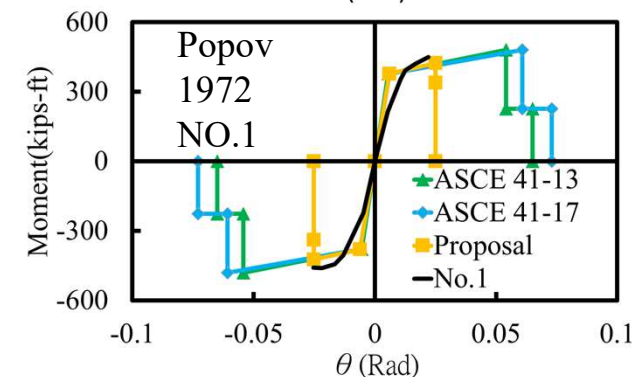
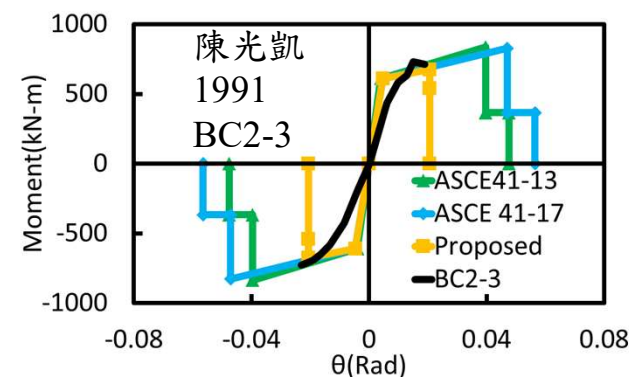
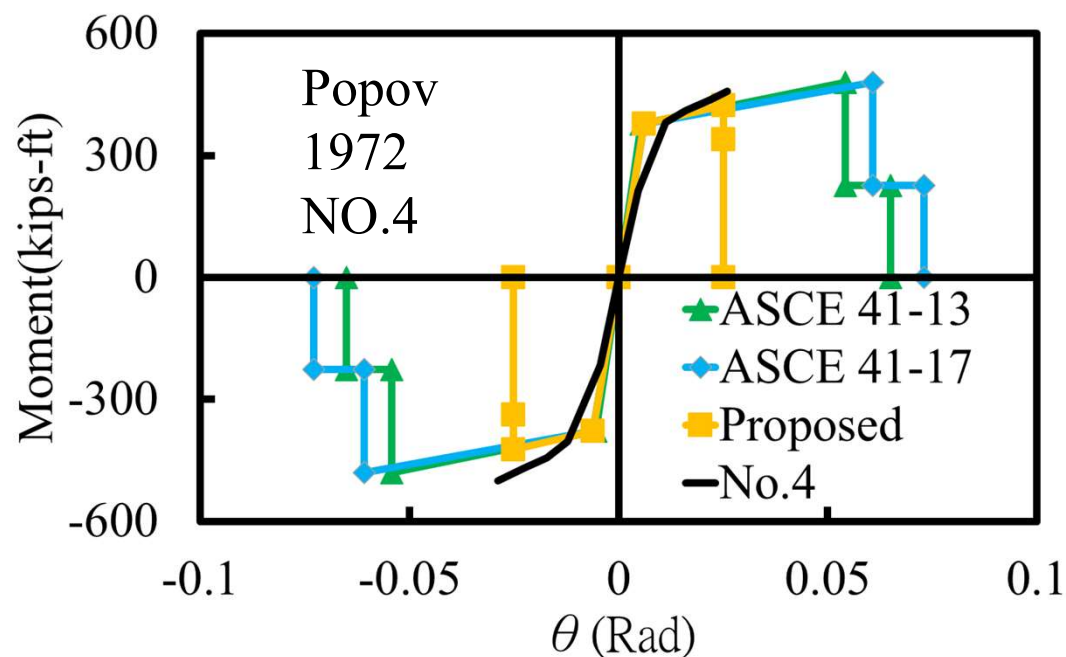
PROPOSED

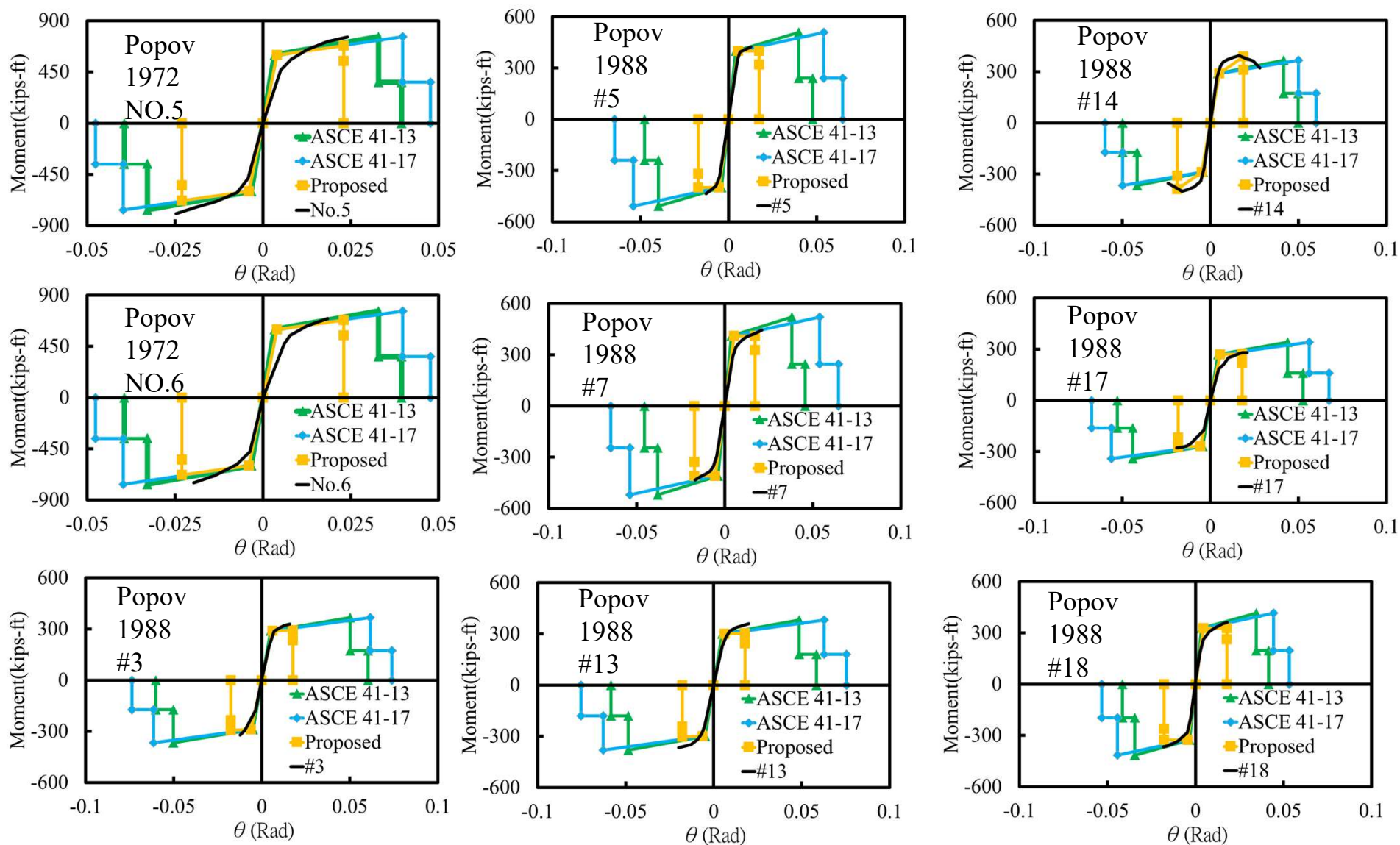
取各試驗的a值和α值做回歸

$$\alpha = 10^{0.8655} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1.187} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{-0.0707} - 0.1193$$

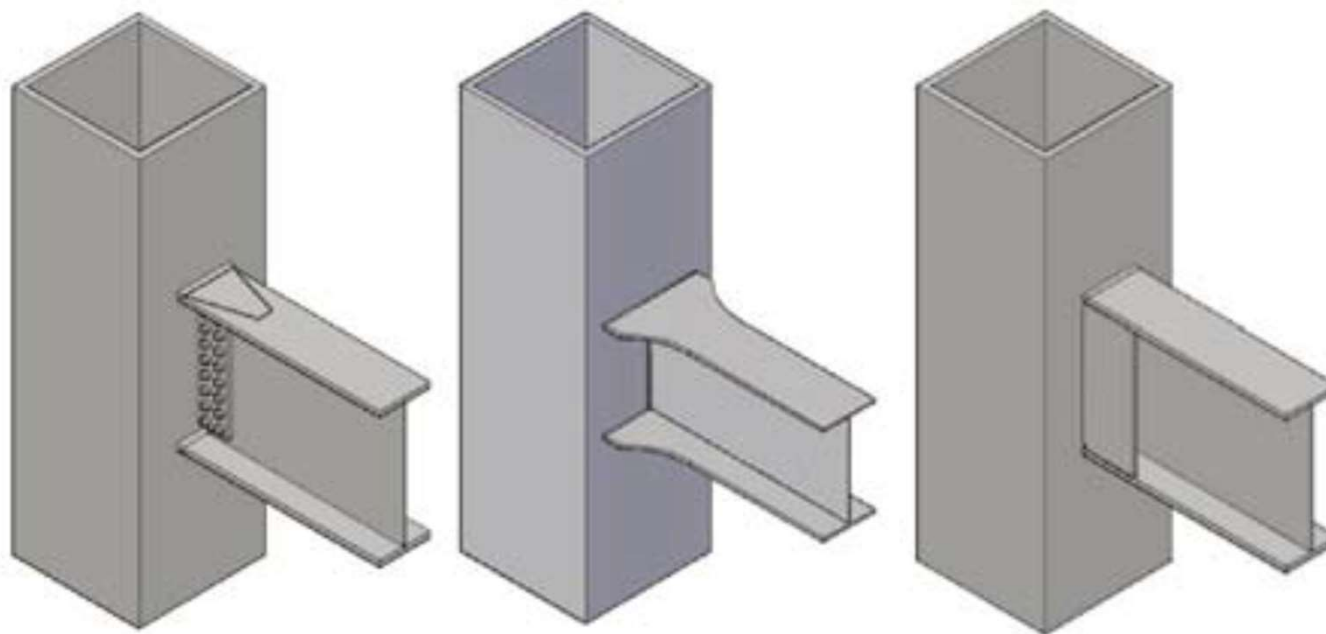
$$a = 10^{-0.1620} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{0.2882} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-2.4803} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{-0.8418}$$

$$d = 0$$





補強梁柱接頭



梁翼蓋板

梁翼擴翼

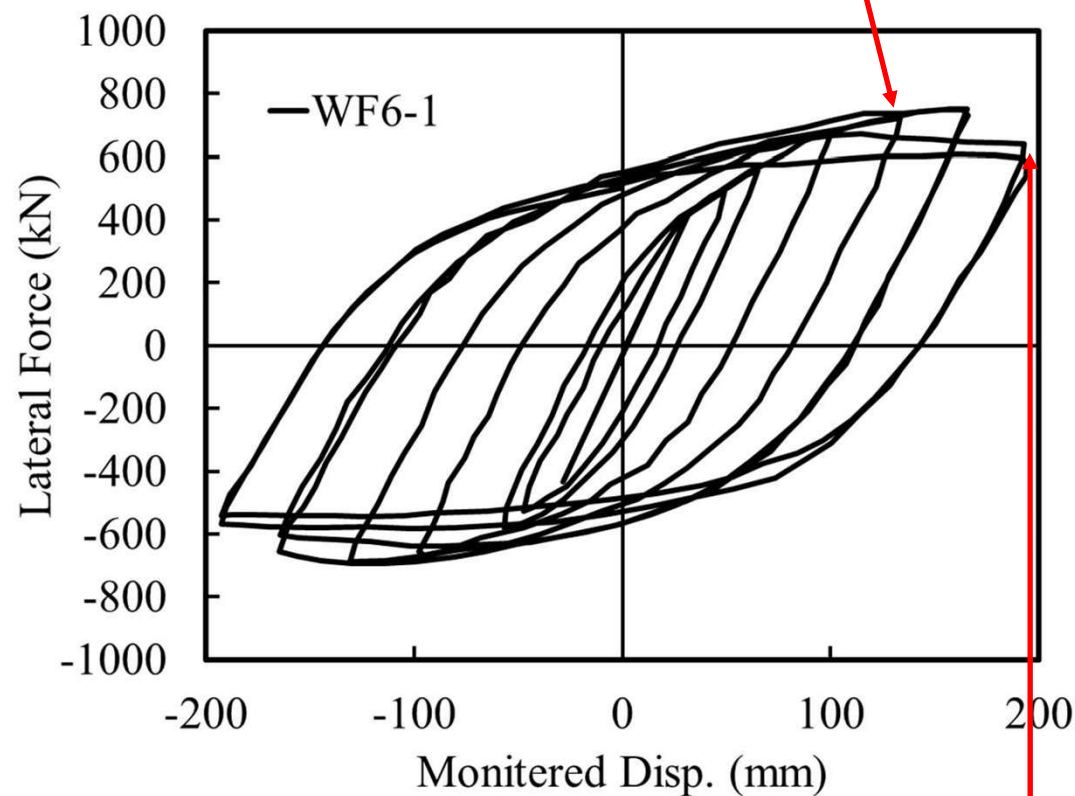
梁翼內側板

圖片來源：土木水利月刊 第四十二卷 第二期

李智民，「H型鋼柱接擴翼鋼梁抗彎接頭之耐震行為與設計」，國立交通大學土木研究所碩士論文，陳誠直教授指導，中華民國九十五年八月。(WF6-1試體)



試體WF6-1在3%轉角時於梁翼上呈現石灰脫落



試體WF6-1在5%轉角時於翼板發生明顯挫屈

鋼梁非線性鉸

試體清單

序號	參考文獻	試體	L (mm)	b _f /2t _f	h/t _w	F _{yf} (Mpa)
1	李智民 (2006)	WF6-1	3030	7.5	45.7	412
2		WF6-2	3030	7.5	45.7	412
3		WF6-3	3030	7.5	45.7	412
4		WF7-1	3600	6.3	50.2	387
5		WF7-2	3600	6.3	50.2	387
6	薛中堯 (2016)	WF-1	3280	6.0	39.1	491
7		WF-2	3280	6.0	39.1	491
8	吳家慶 (2005)	specimen 1	3000	7.1	46.9	377
9		specimen 2	3000	7.1	46.9	377
10		specimen 3	3000	7.1	46.9	377
11	林克強等 (2013)	WPS	5000	6.3	33.5	326
12	鍾立來等 (2005)	FCBE10-1 E	3000	6.3	46.8	256
		FCBE10-1 W	3000	6.3	46.8	256
13		FCBE10-2 E	3000	6.3	46.8	353
		FCBE10-2 W	3000	6.3	46.8	353
14		FCBE9-EB E	3000	7.1	46.9	334
		FCBE9-EB W	3000	7.1	46.9	334

$$6.0 \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 7.5$$

$$33.5 \leq \frac{h}{t_w} \leq 50.2$$

$$256MPa \leq F_{yf} \leq 491MPa$$

PROPOSED MODEL

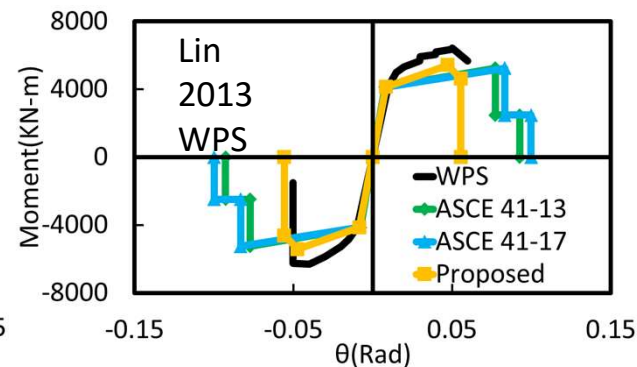
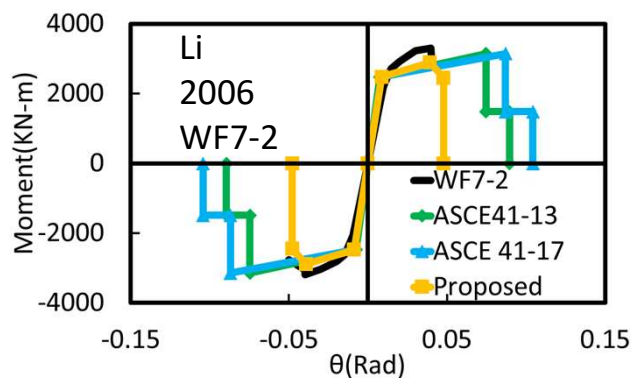
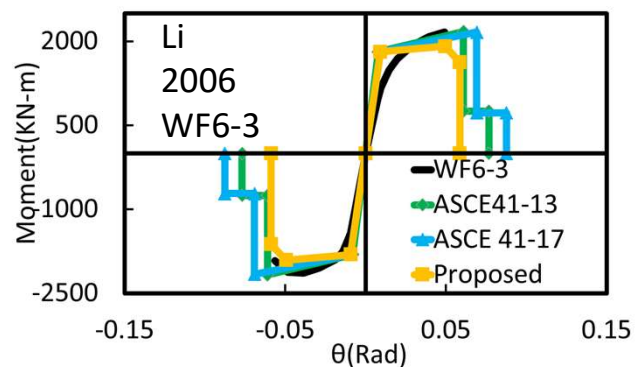
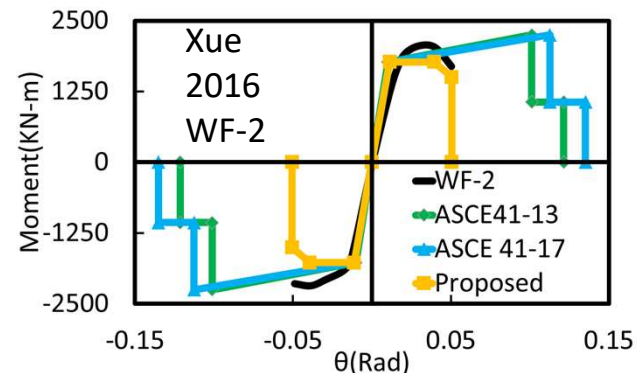
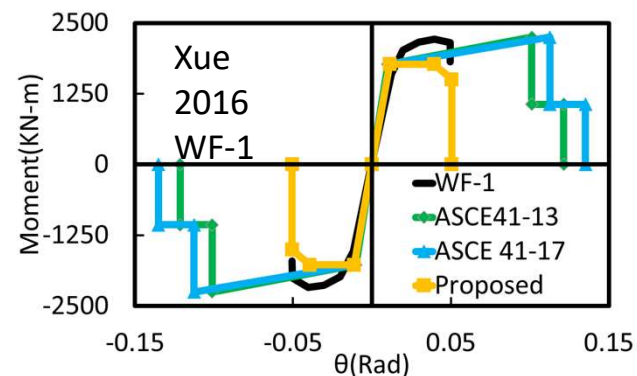
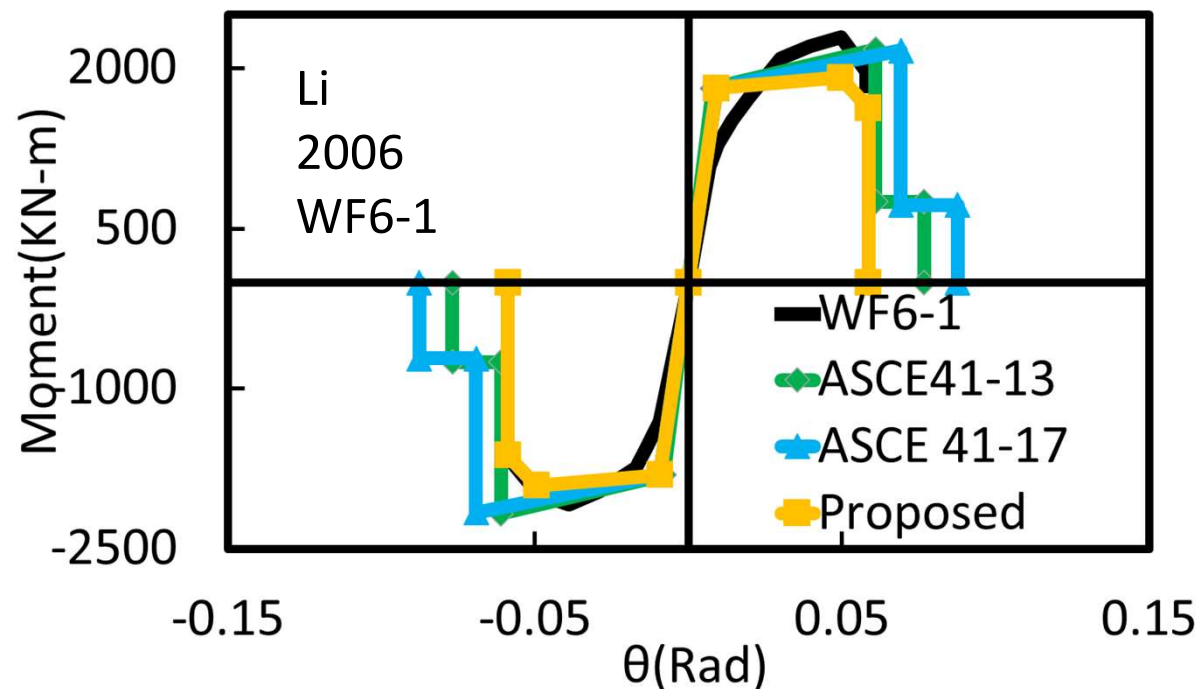
α 、 a 值：取各試驗數值做回歸

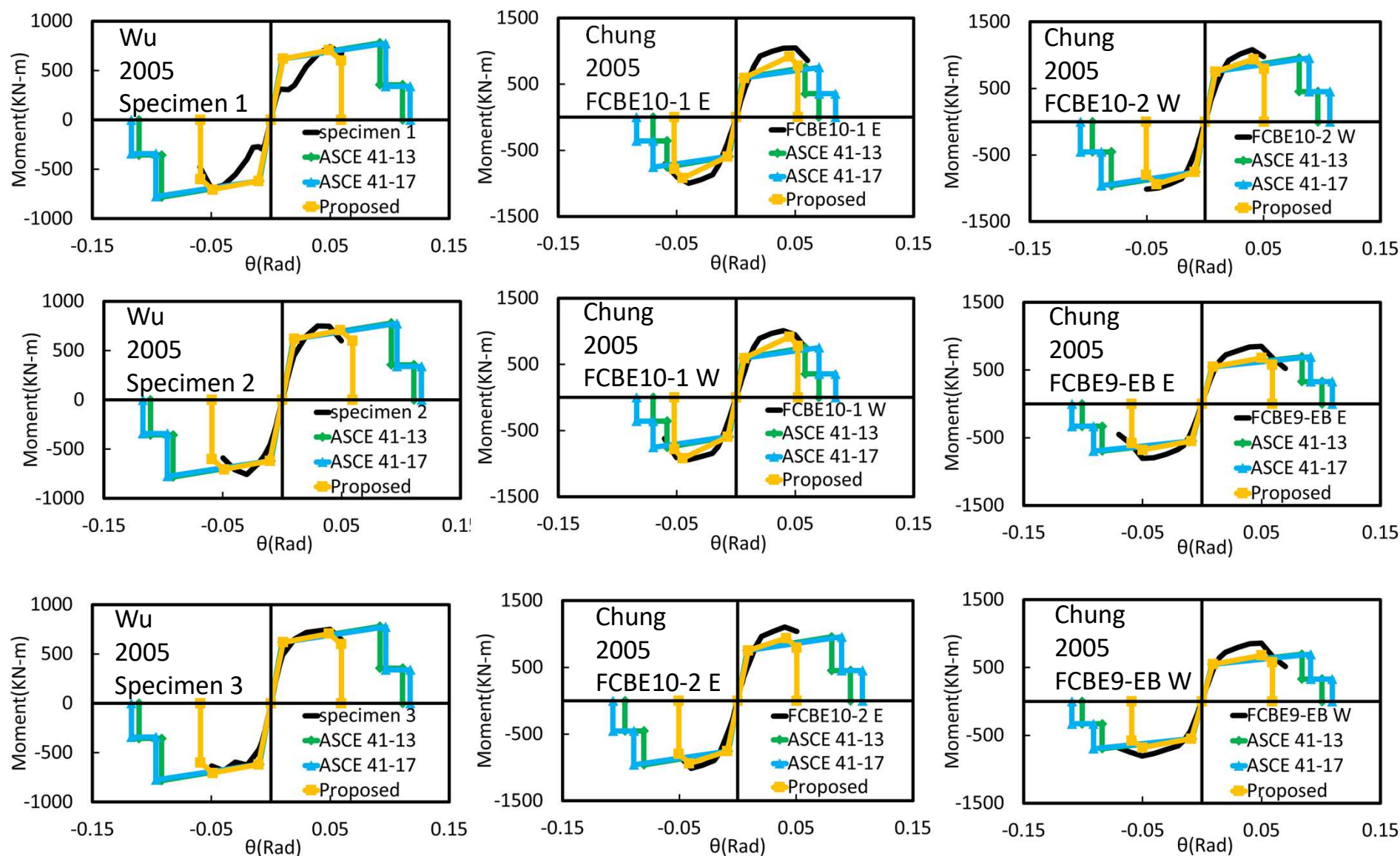
$$\alpha = 10^{-1.3083} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.2589} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{-0.6056} - 0.18$$

$$a = 10^{-3.2886} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{1.4774} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.4065} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{-0.4746}$$

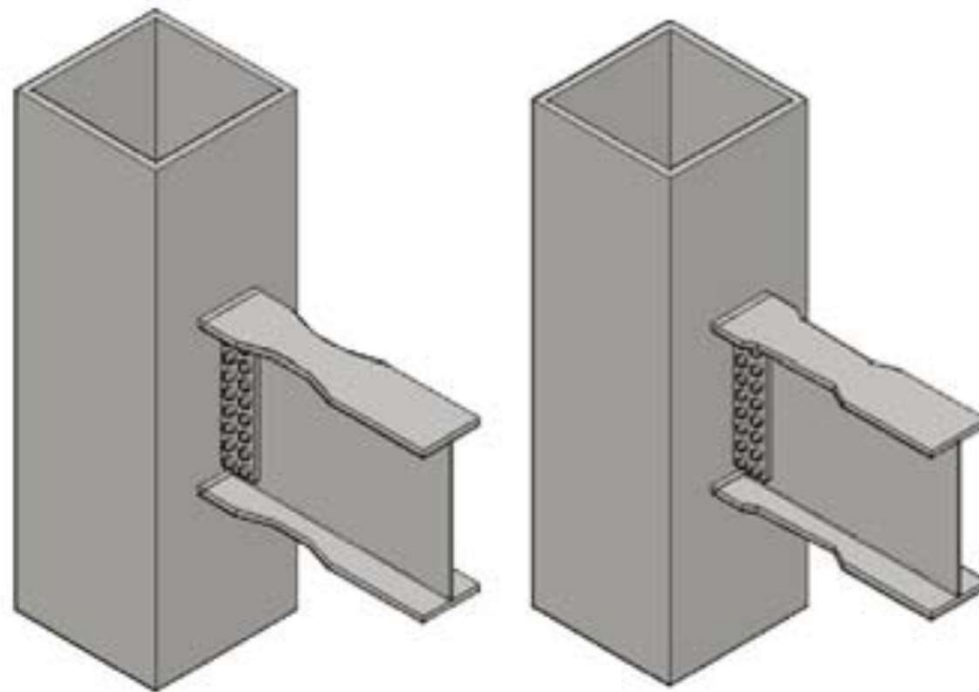
$$d = \theta_y$$

d 值：實驗平均 b 值($5.1\theta_y$)-平均 a 值($4\theta_y$)= $1.1\theta_y$ ，
取 $d=\theta_y$





減弱梁柱接頭

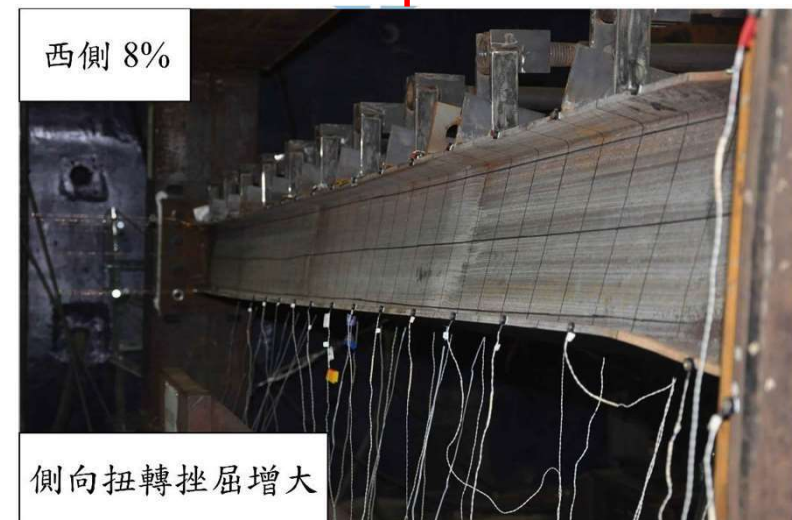
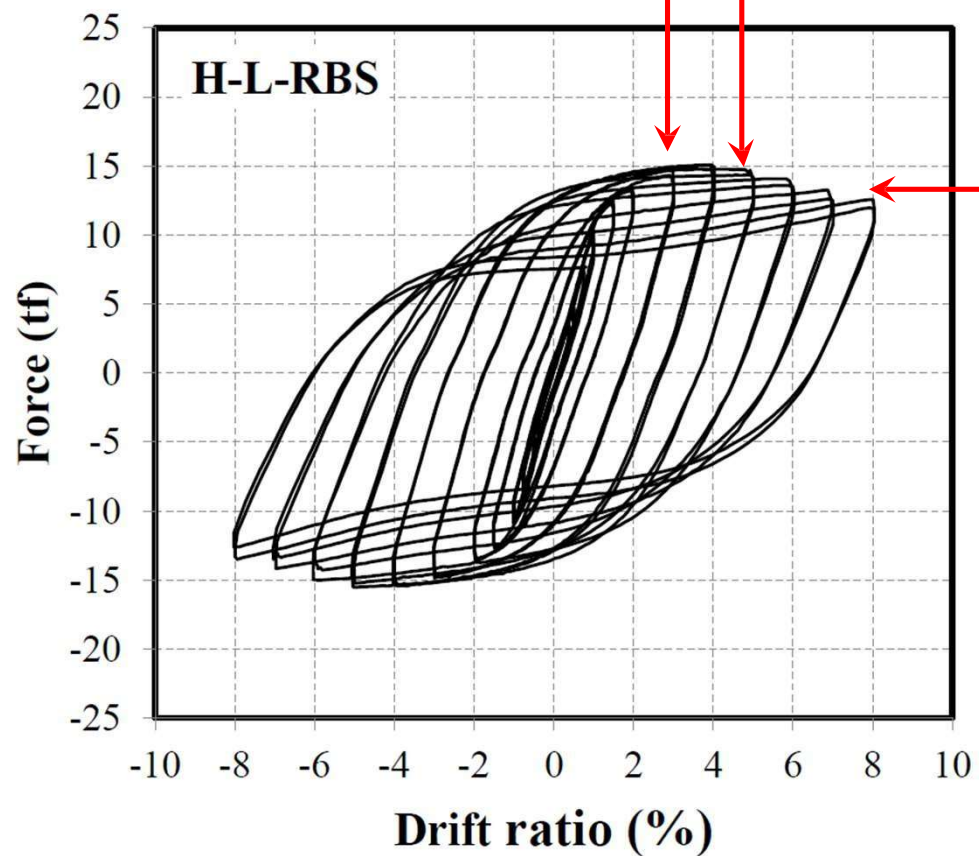
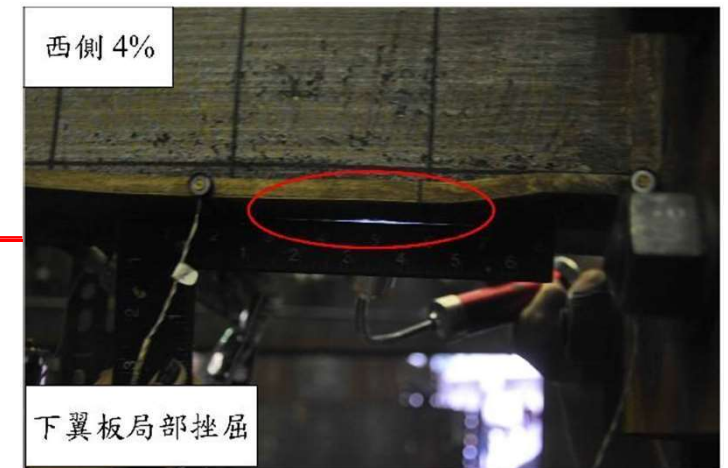


圓弧切削

梯形切削

圖片來源：土木水利月刊 第四十二卷 第二期

楊裕豪，「採用高強度鋼材梁柱彎矩接頭之耐震行為」，國立臺灣科技大學營建工程研究所碩士論文，陳正誠教授指導，中華民國一百零五年八月。(H-L-RBS試體)



序號	參考文獻	試體	L (mm)	$b_f/2t_f$	h/t_w	F_{yf} (Mpa)
1	楊裕豪(2016)	H-L-RBS	4400	6.9	38.7	322
2		H-LT4-RBS	4400	6.9	38.7	322
3	黃建雄(2019)	BB	4400	4.2	34.5	362
4		SB	4400	4.2	34.5	385
5	陳星宏(2020)	TL-N	4400	4.7	38.7	397
6		TL-2P	4400	4.7	38.7	397
7	蔡岳勳(2010)	OP1	4235	4.4	30.5	341
8		OP2	4235	4.3	35.0	387
9	薛中堯(2016)	RBS-QCA	3000	6.0	39.1	491

$$4.2 \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq 6.9$$

$$30.5 \leq \frac{h}{t_w} \leq 39.1$$

$$322MPa \leq F_{yf} \leq 491MPa$$

- 彈性段彎矩強度 M_y

$$M_y = M_p = Z_x F_y$$

採用切削後最弱斷面的 M_p

- 彈性段轉角 θ_y

$$\theta_y = \frac{M_y L (1 + \eta)}{6EI}$$

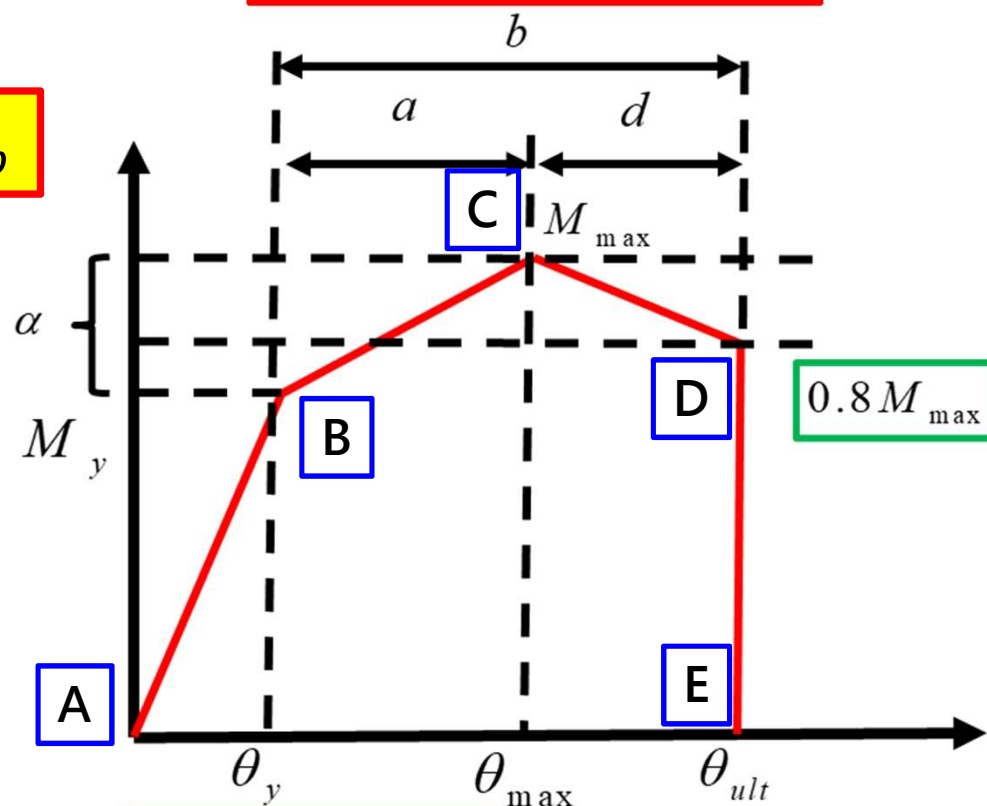
$$\eta = \frac{12EI}{L^2 GA_s}$$

其中

$$\alpha = \frac{M_{\max}}{M_y}$$

究院

彈性段部分參照
ASCE/SEI 41-17



$$a = \theta_{\max} - \theta_y$$

$$b = a + d$$

PROPOSED MODEL

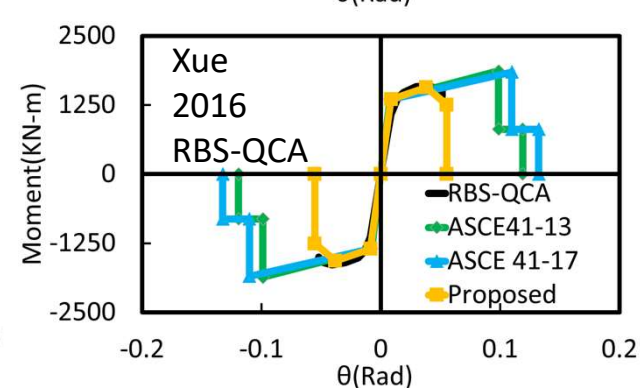
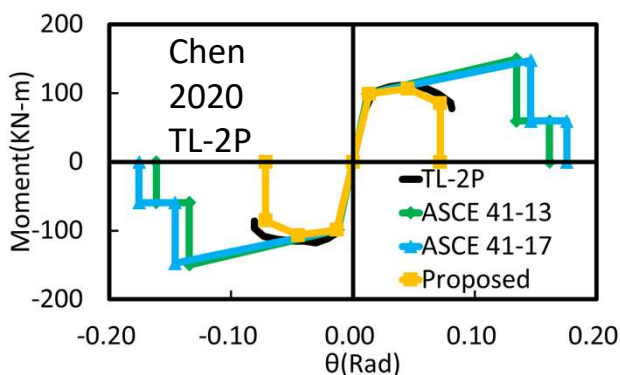
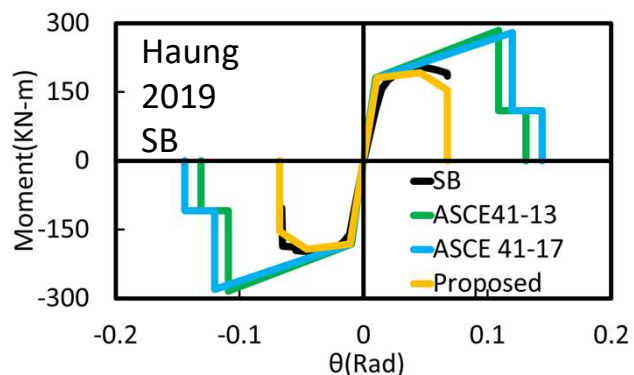
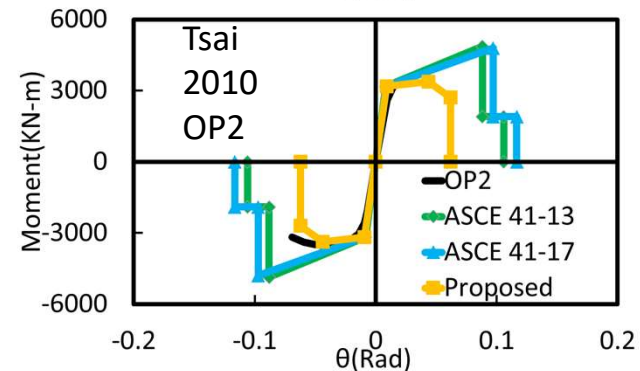
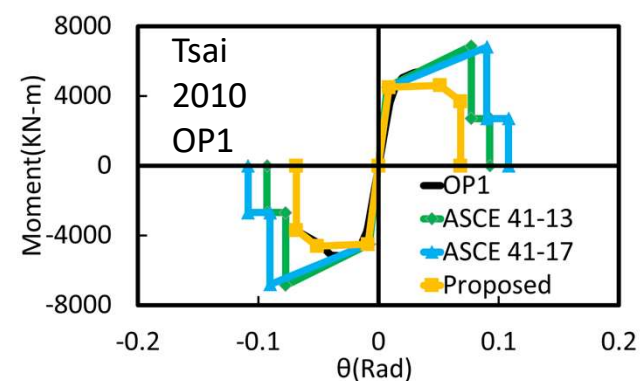
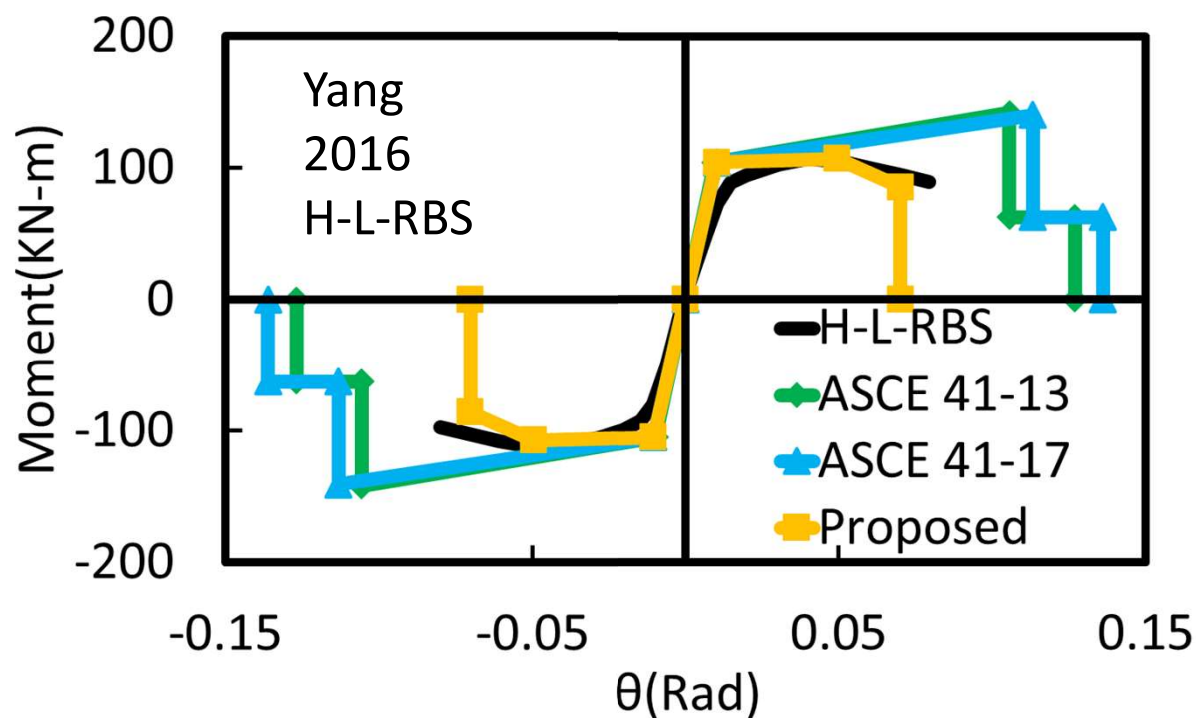
α 、 a 值：取各試驗數值做回歸

$$\alpha = 10^{0.8197 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{0.0394} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{0.2942} - 0.048}$$

$$a = 10^{-1.7679 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{0.2332} \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.9024} \left(\frac{F_y}{E} \right)^{-0.5722}}$$

$$d = 2\theta_y$$

d 值：實驗平均 b 值($5.8\theta_y$)-平均 a 值($3.3\theta_y$)= $2.5\theta_y$ ，
取 $d=2\theta_y$



鉚接箱型鋼柱

序號			L(mm)	b/t	P/Py	Fy(Mpa)	單/雙曲	破壞條件
1	陳冠維 (2019)	HBC-16-40	4000	18.1	0.4	460	雙	0.8Mmax
2		HBC-20-25	4000	22.5	0.25	460	雙	0.8Mmax
3		HBC-14-30	4000	16.0	0.3	530	雙	0.8Mmax
4		HBC-11-40	4000	13.8	0.4	490	雙	0.8Mmax
5	Chou&Wu (2019)	HBC-18-40	2000	20.0	0.4	540	雙	失去軸向承載能力
6	Wang et al. (2014)	B-21-1	1600	12.3	0.3	506	單	0.05轉角
7		B-21-2	1600	22.8	0.3	506	單	0.05轉角
8	Hashimoto et al. (2011)	EX-044-0	1540	22.9	0.1	288	單	儀器位移極限
9		EX-053-0	1547	27.5	0.1	288	單	儀器位移極限
10	Uenoya et al. (2002)	TPC12-12	1500	25.0	0.15	258	單	儀器位移極限
11	Chen (2021)	WTR14-0.5	3330	16.0	0.5	374	雙	0.8Mmax
12		WTR20-0.3	3330	22.2	0.3	394	雙	0.8Mmax
13		WTE20-0.5	3330	22.2	0.5	394	雙	0.8Mmax

$$12.3 \leq \frac{b}{t} \leq 27.5 \quad 258MPa \leq F_y \leq 540MPa$$

鋼柱非線性鉸 背骨曲線模型

PROPOSED MODEL

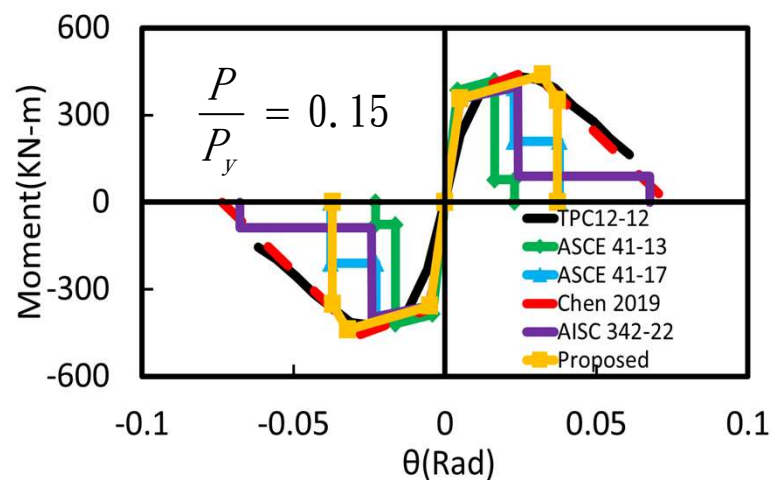
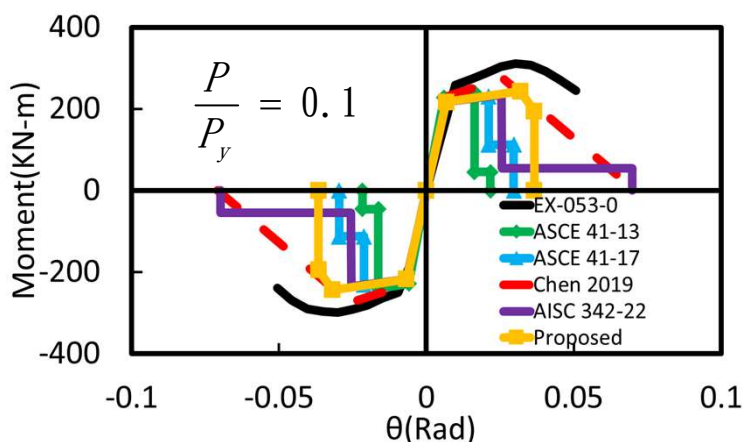
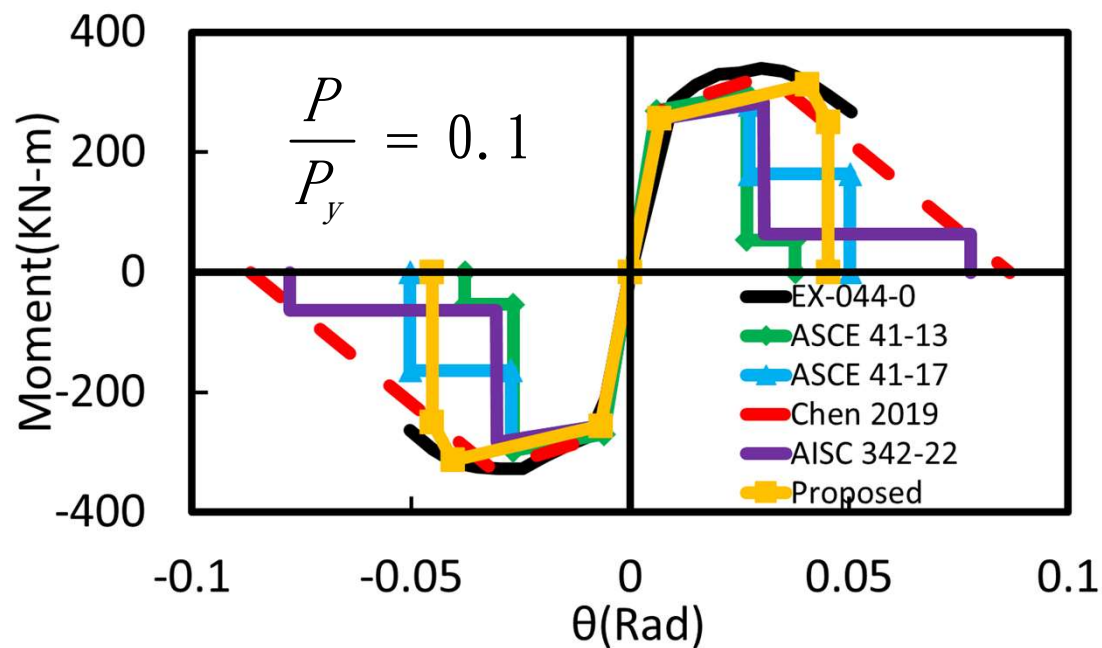
α 、 a 值：取各試驗數值做回歸

$$\alpha = 10^{0.2309} \left(\frac{b}{t} \right)^{-0.4355} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{-0.4376} \left(\frac{F_{ye}}{E} \right)^{-0.1659} - 0.125$$
$$a = 10^{-0.2836} \left(\frac{b}{t} \right)^{-1.3875} \left(1 - \frac{P}{P_y} \right)^{1.7326} \left(\frac{F_{ye}}{E} \right)^{-0.2951} - 0.005$$

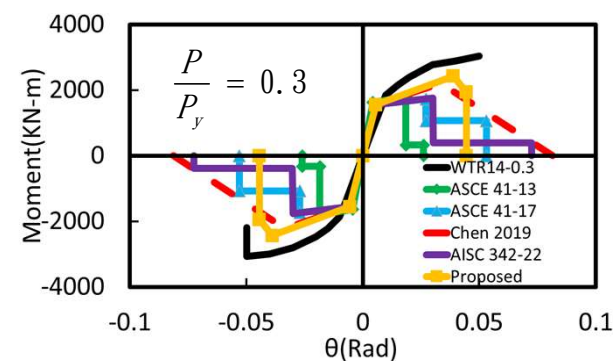
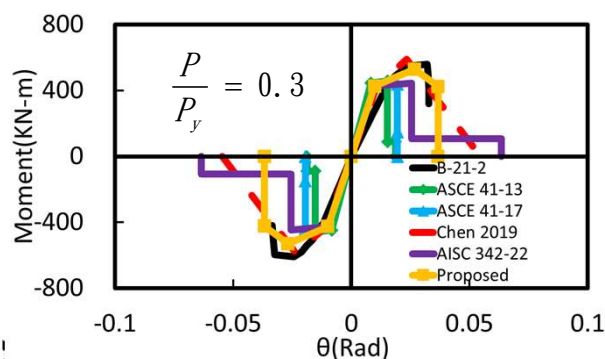
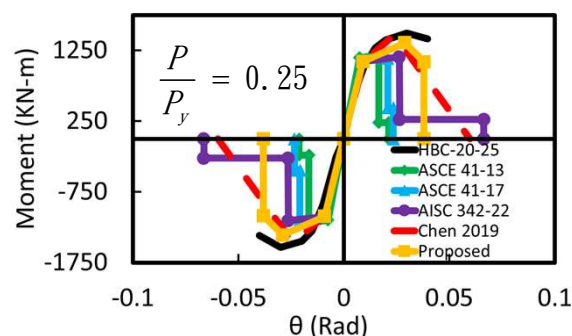
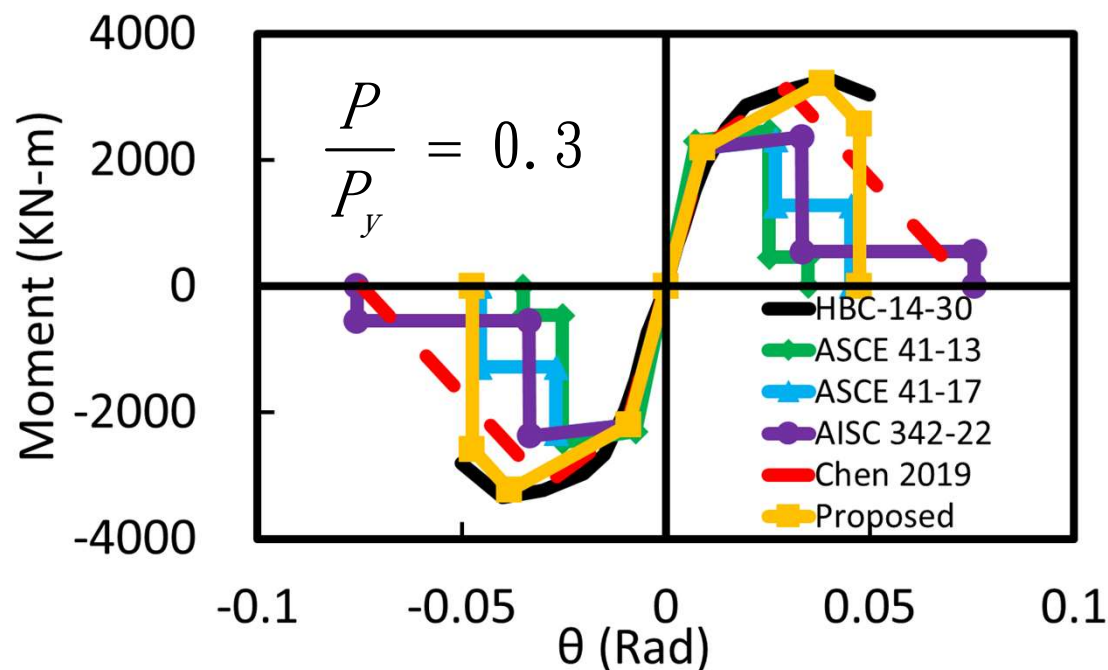
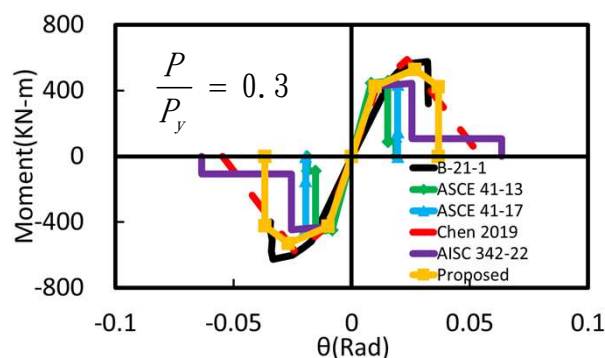
$$d = \theta_y$$

d 值：實驗平均 b 值($5.4\theta_y$)-平均 a 值($4.1\theta_y$)= $1.3\theta_y$ ，
取 $d=\theta_y$

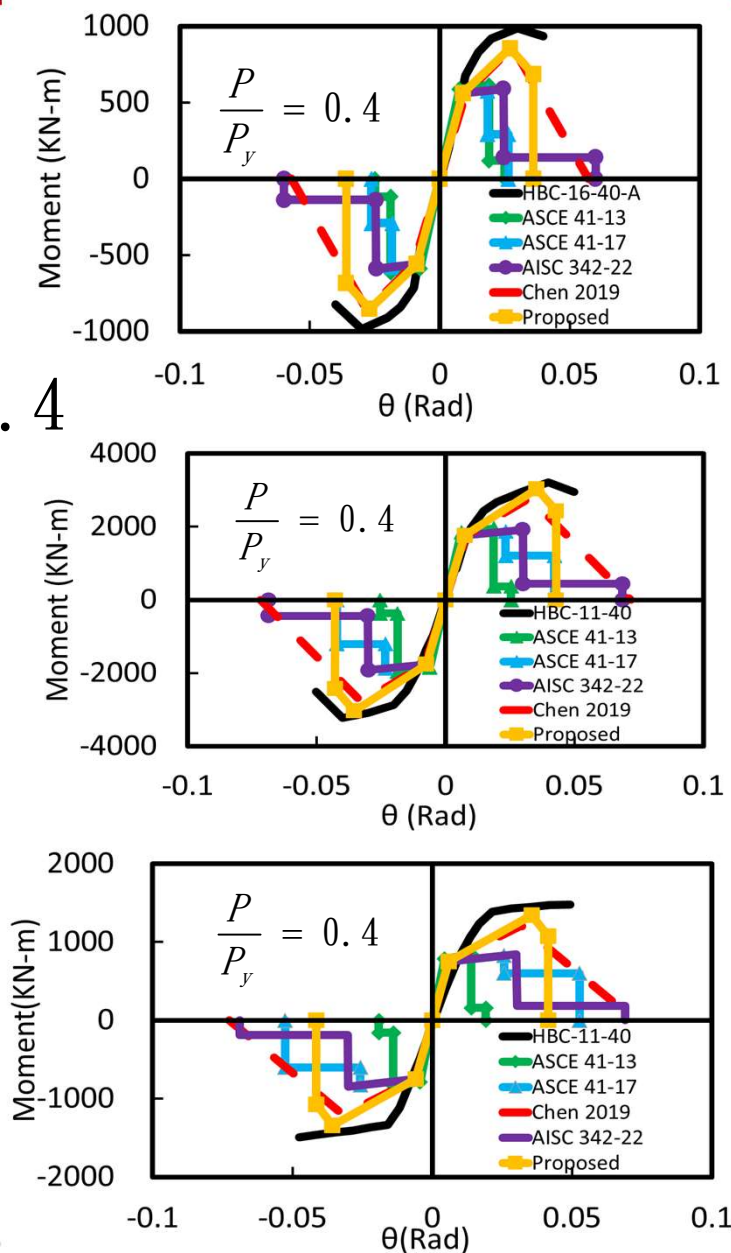
$$\frac{P}{P_y} = 0.1 \sim 0.15$$



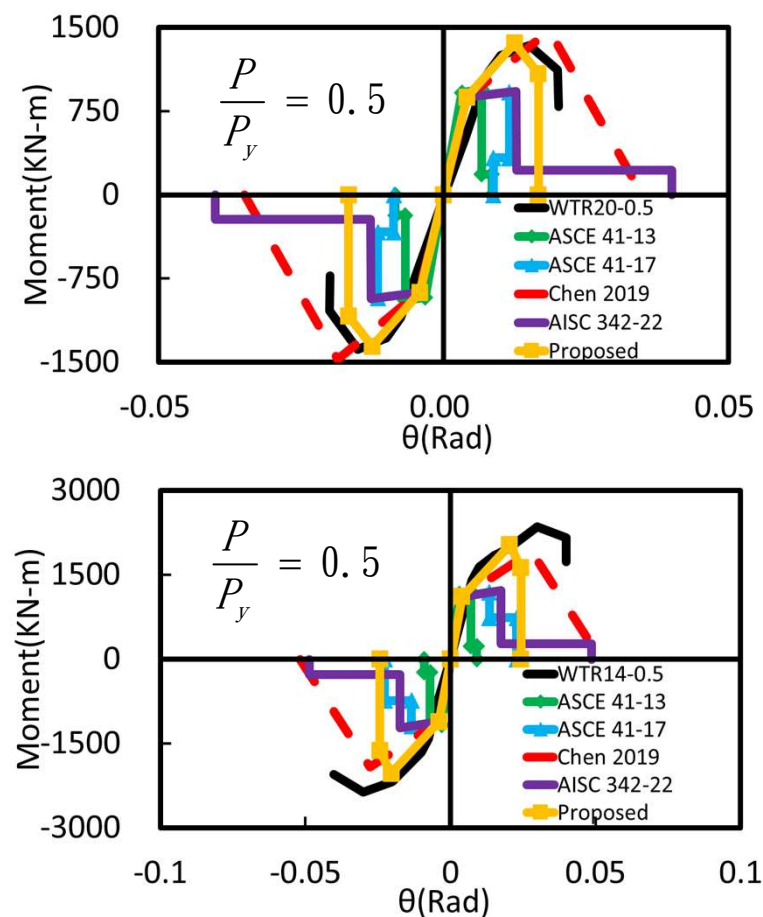
$$\frac{P}{P_y} = 0.25 \sim 0.3$$



$$\frac{P}{P_y} = 0.4$$



$$\frac{P}{P_y} = 0.5$$



同心斜撐非線性鉸

$$\text{寬厚比: } < 0.3\sqrt{E_s / F_y}$$

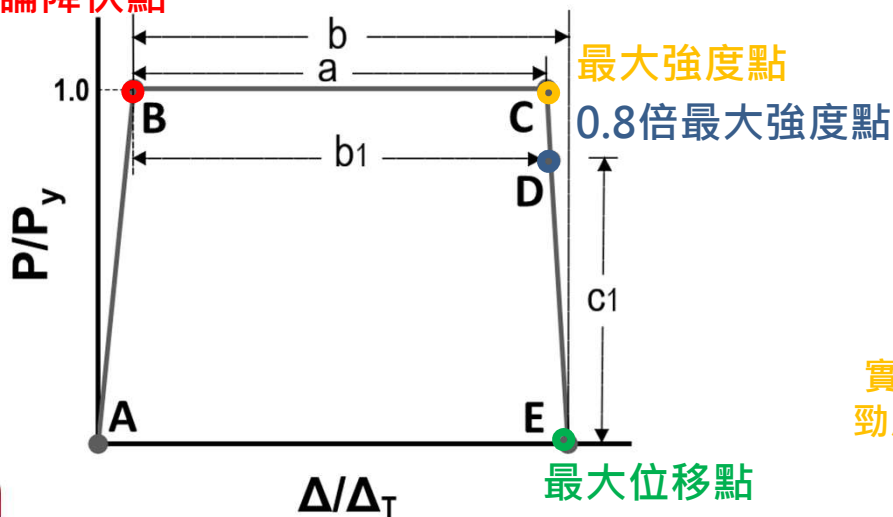
$$\text{細長比: } < 4\sqrt{E_s / F_y} \text{ (AICS 2005) } \text{OK}$$

試驗資料整理

定義塑鉸參數

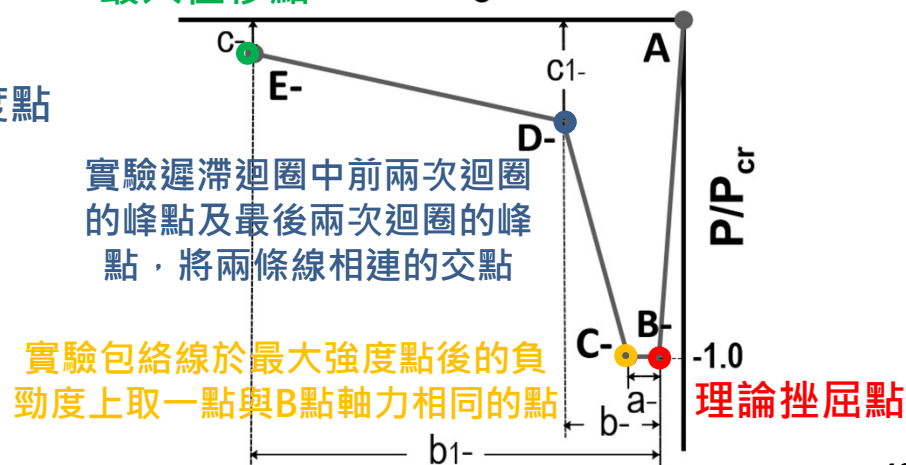
文獻	試體	斜撐斷面	$L_b(\text{mm})$	E (Gpa)	Fy (Mpa)	$I(\text{cm}^4)$	$A(\text{cm}^2)$	$b_f/2t_f$	KL/r
林南交 (2010)	TGP1	H175×175×10×15	4031	204	350	1341.1	67	5.8	90
	TGP2		3916						88
	TGP3		4177						94
	TGP4		4145						93
	TGP5		4094						92
	RGP		4034						90
湯偉乾 (2013)	RS1	H150×150×12×12	2546	204	350	676.8	51.1	6.25	70
	RS2		2396						66
	RS3		2962						82
	RS4		2962						82
區瑋衡 (2010)	CH2020	H175×175×7.5×11	2990	204	250	983.1	50	7.95	68
	CH1620		3026						69
	TH1620		3026						69
	TCH1620		3026						69
	UH1620		3026						69

理論降伏點



最大位移點

Δ/Δ_c



斜撐塑鉸曲線比較

本土化斜撐塑鉸

Points	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.1	-16
D-	-0.3	-2.5
C-	-1	-1.2
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	11.6
D	0.8	11.72
E	0	12.2

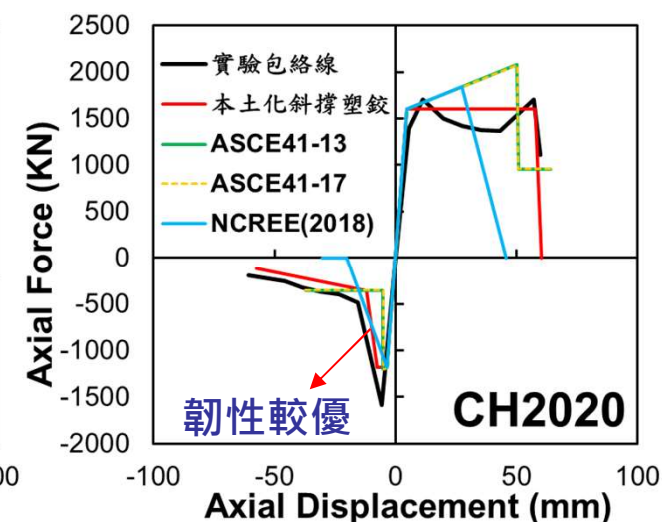
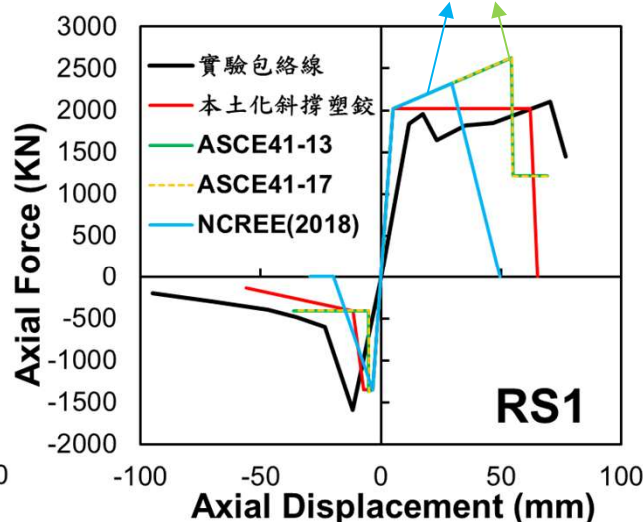
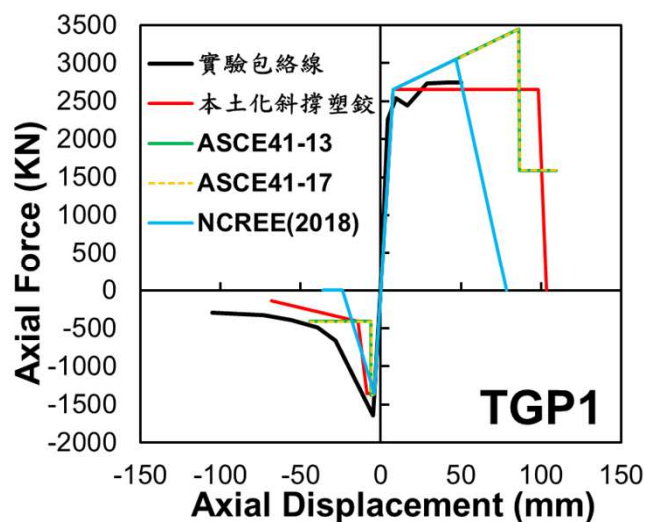
ASCE 41-13、17

Points	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.3	-10
D-	-0.3	-0.505
C-	-1.015	-0.5
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.3	10
D	0.6	10.1
E	0.6	13

NCREE(2018)

Points	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-8
D-	0	-5
C-	0	-5
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.15	5
D	0	9
E	0	9

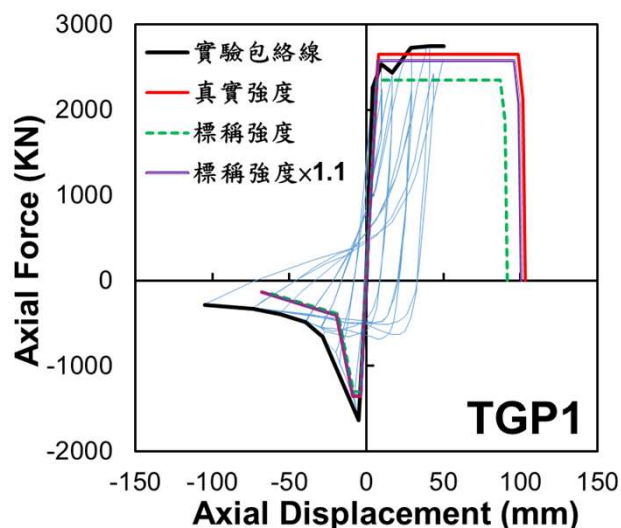
因有3%應變固化，強度高估



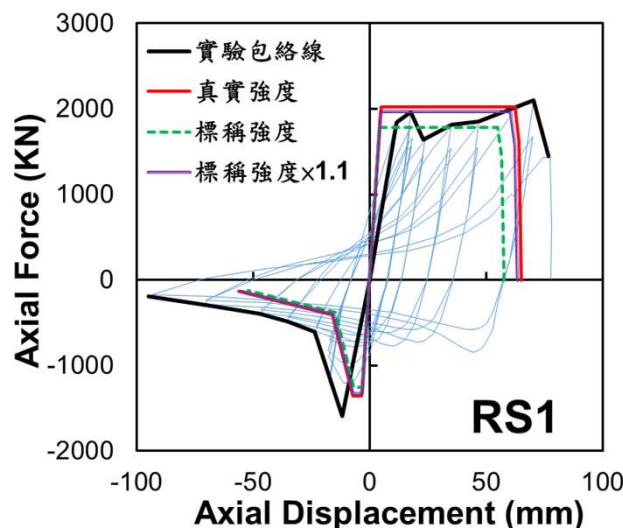
同心斜撐非線性鉸



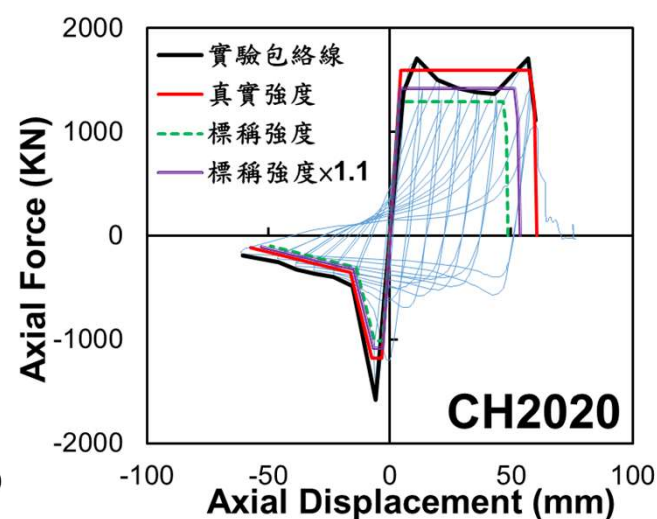
標稱強度(保守且落在包絡線內)



林南交(2010)



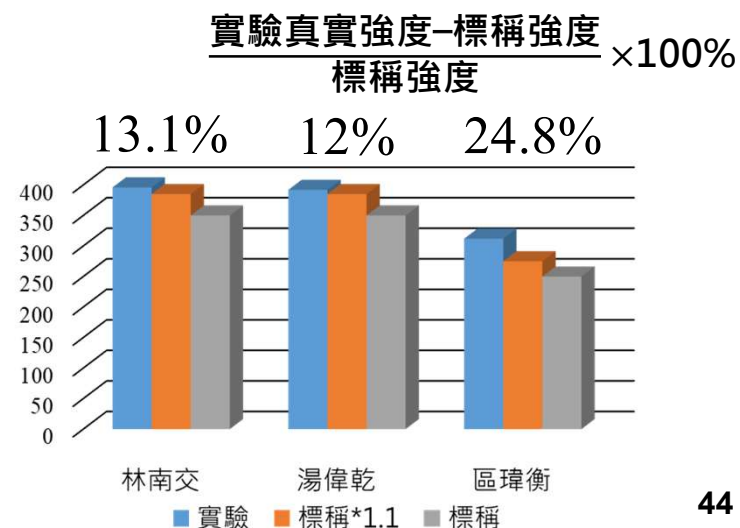
湯偉乾(2013)



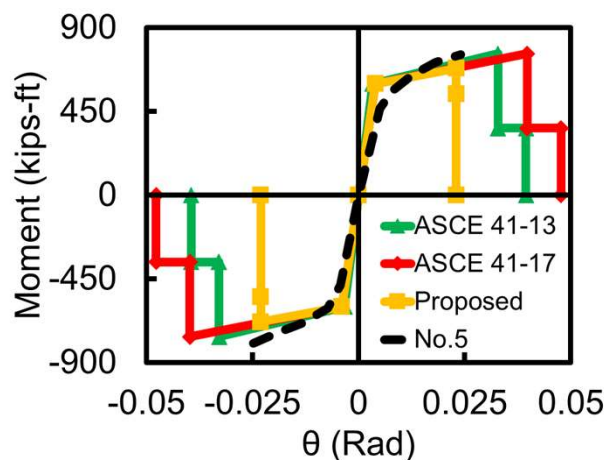
區瑋衡(2010)

	林南交(2010)	湯偉乾(2013)	區瑋衡(2010)
斜撐材料	A572 Gr.50	A572 Gr.50	ASTM A36
實驗真實強度 (MPa)	396	392	312
標稱強度×1.1 (MPa)	385	385	275
標稱強度 (MPa)	350	350	250

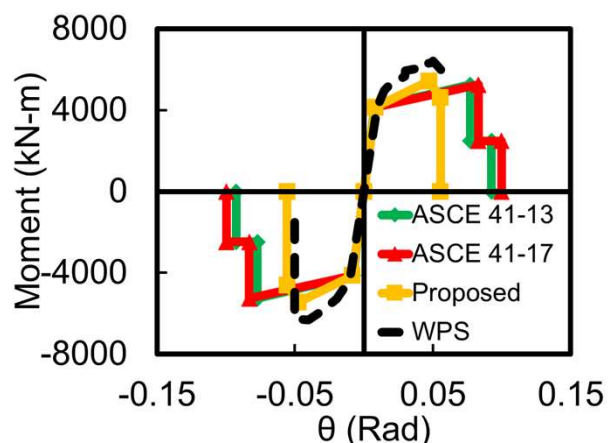
相差百分比(%)



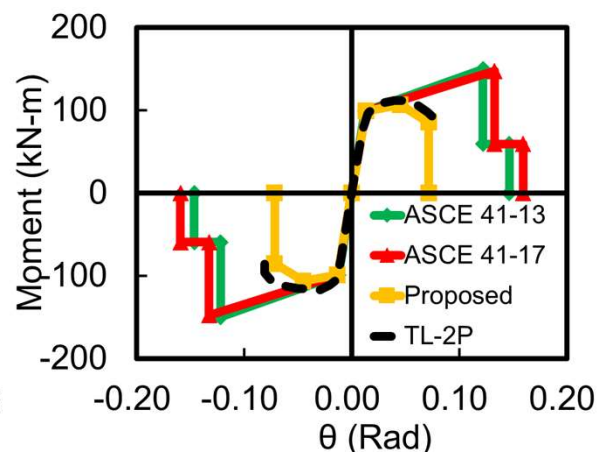
非線性鉸統整



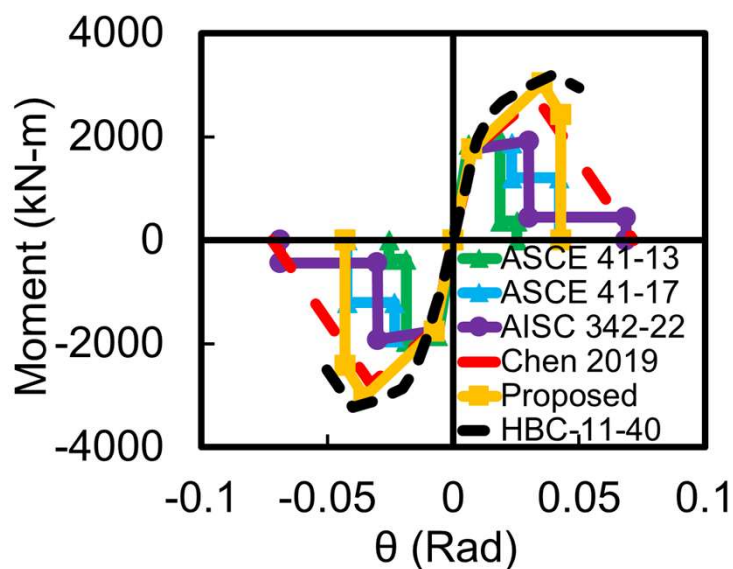
傳統接頭



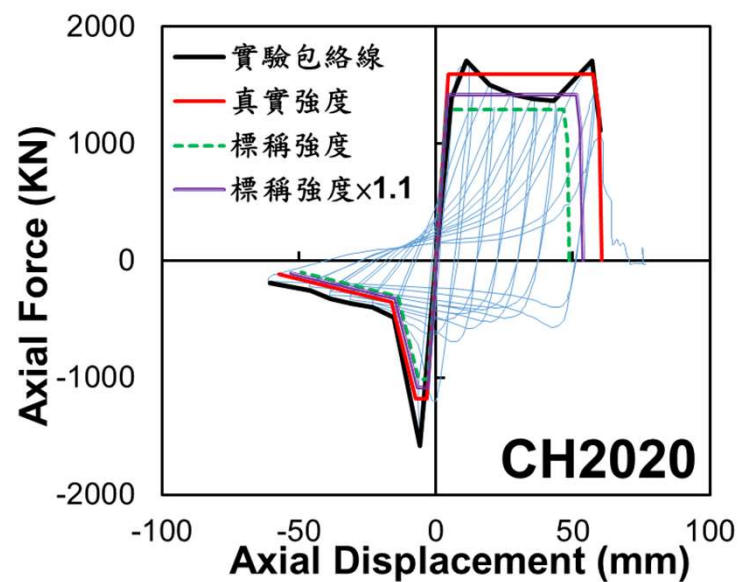
補強接頭



減弱接頭

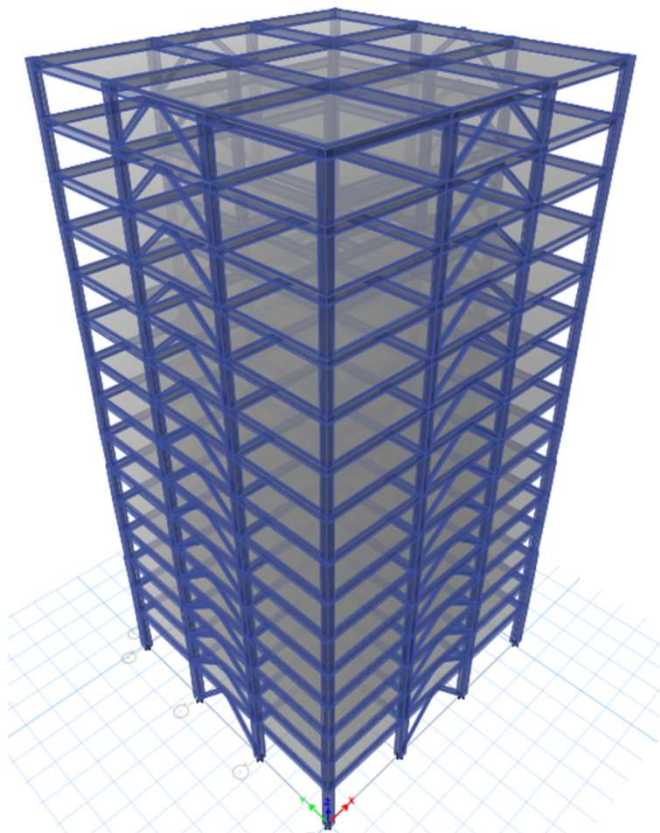


鉚接箱型柱

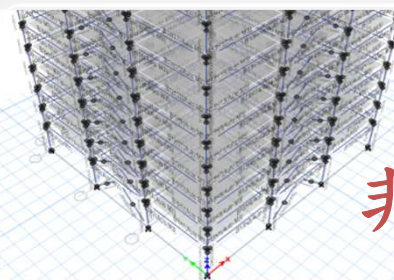
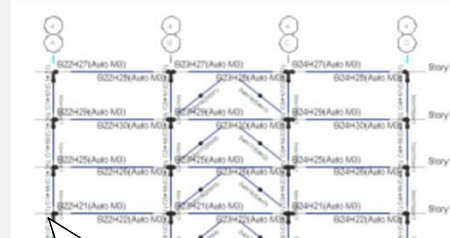


同心斜撐

十五層樓示範案例



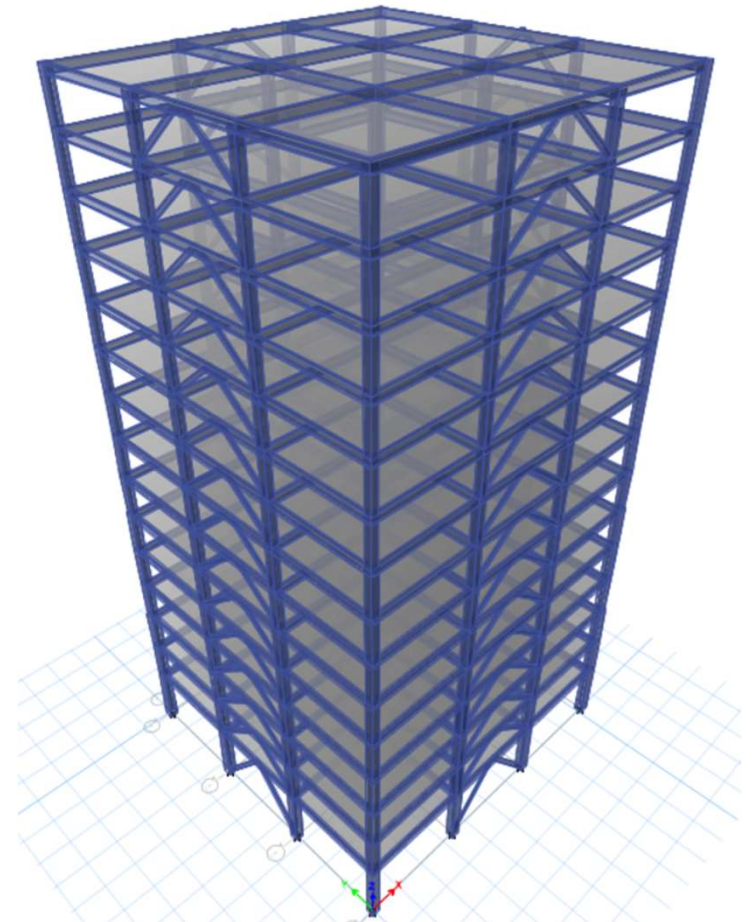
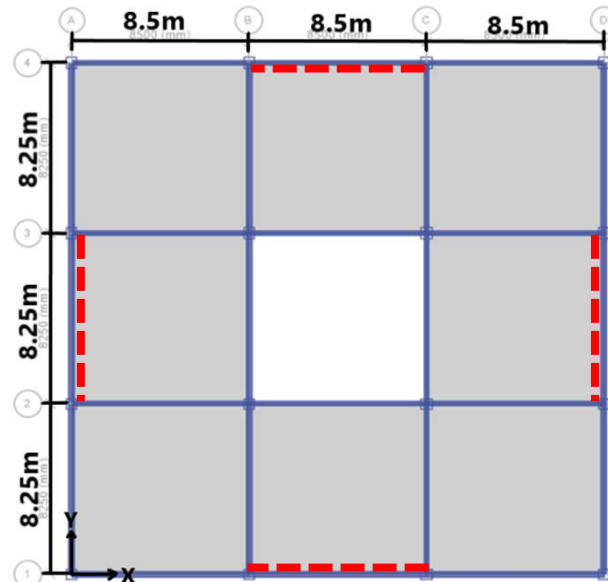
非線性側推分析



非線性動力歷時分析

模型基本資料

- 工址：台北二區
- 15層樓無地下室之鋼構建物
- 樓高：1F挑高5.1 m，其餘每層3.4 m，總高52.7m
- 跨距：X向8.5 m，Y向8.25 m
- 特殊同心斜撐構架系統(SCBF)
- 第三類建築 ($I = 1.25$)
- 既有阻尼比：0.02
- RZF：柱1.0、梁0.75
- 樓地板面積：1F~15F= $561m^2$
RF= $631.125 m^2$



樓層構件型鋼尺寸

● 材料參數

1. 鋼材 $E=200 \text{ Gpa}$
2. 柱 SN490C, $f_y = 3300 \text{ kgf/cm}^2$
(建築結構用鋼SN，耐震性佳，價格高)
3. 梁 SM490B, $f_y = 3200 \text{ kgf/cm}^2$
(銲接結構用鋼SM)
4. 斜撐 A36, $f_y = 2531 \text{ kgf/cm}^2$
5. 靜載重：0.70~0.83 tf/m^2
6. 活載重：0.30 tf/m^2
7. 結構物總重：6148.4 tf

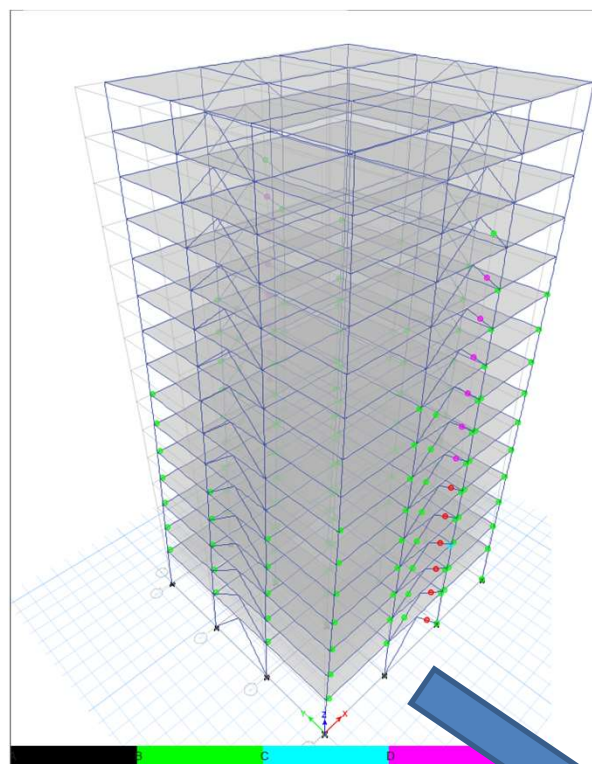
● 設計規範參考

- 建築物耐震設計規範及解說-2022

樓層	單位靜載重 (tf/m ²)	柱尺寸	梁尺寸	斜撐尺寸	
15F	0.8364	BOX 450×450×22 (SN490C)	H600×250×9×22 (SM490B)	H294×200×8×12 (A36)	
14F	0.7006				
13F	0.7006				
12F	0.7025	BOX 450×450×25 (SN490C)			
11F	0.7043				
10F	0.7043				
9F	0.7062	BOX 500×500×25 (SN490C)			H600×300×12×22 (SM490B)
8F	0.7081				
7F	0.7190				
6F	0.7209	BOX 550×550×25 (SN490C)			
5F	0.7228				
4F	0.7228				
3F	0.7247	BOX 600×600×25 (SN490C)			
2F	0.7266				
1F	0.7551				

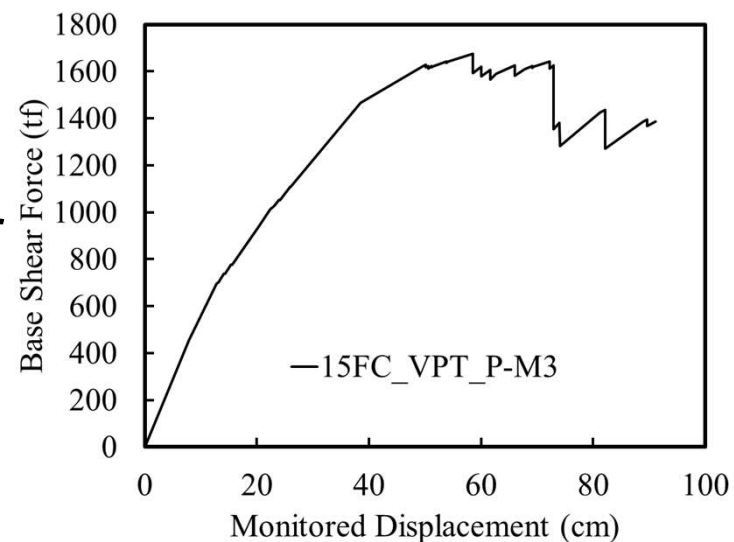
48

耐震性能曲線

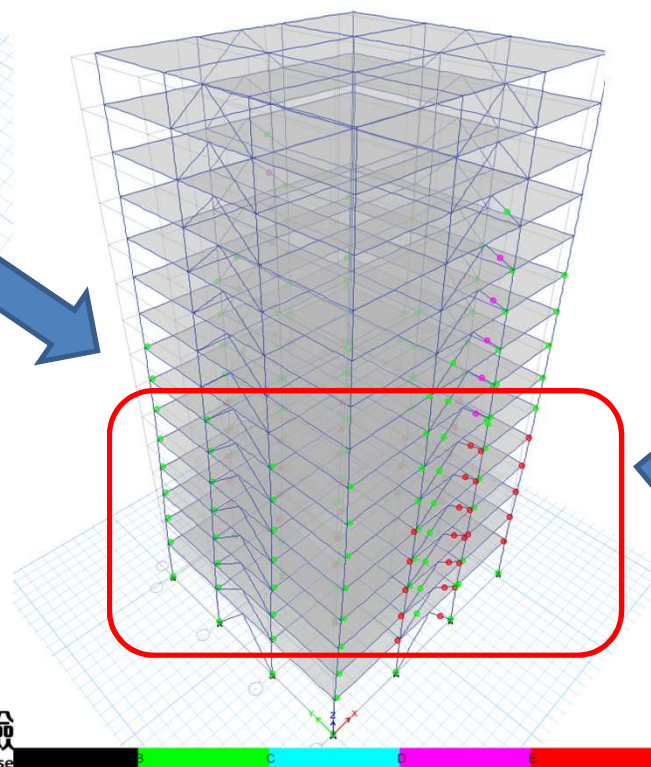


最大基底剪力

$$V_{max} = 1675.711tf$$
$$\Delta_{roof} = 58.588cm$$

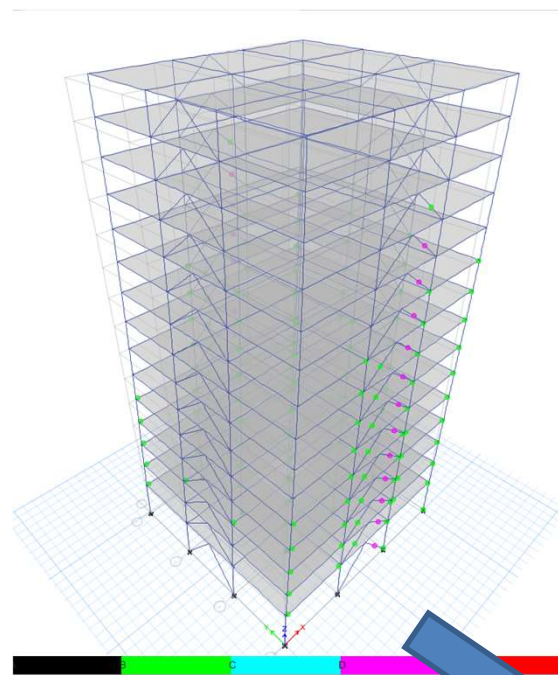


塑鉸參數
梁-傳統接頭
柱-銲接箱型柱
斜撐-本土化



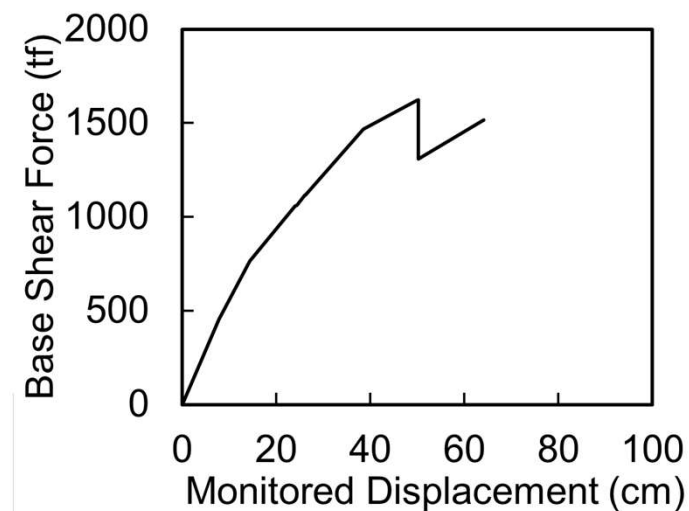
結構強度下降主因為梁破壞

耐震性能曲線



最大基底剪力

$$V_{max} = 1624.355tf$$
$$\Delta_{roof} = 50.269cm$$

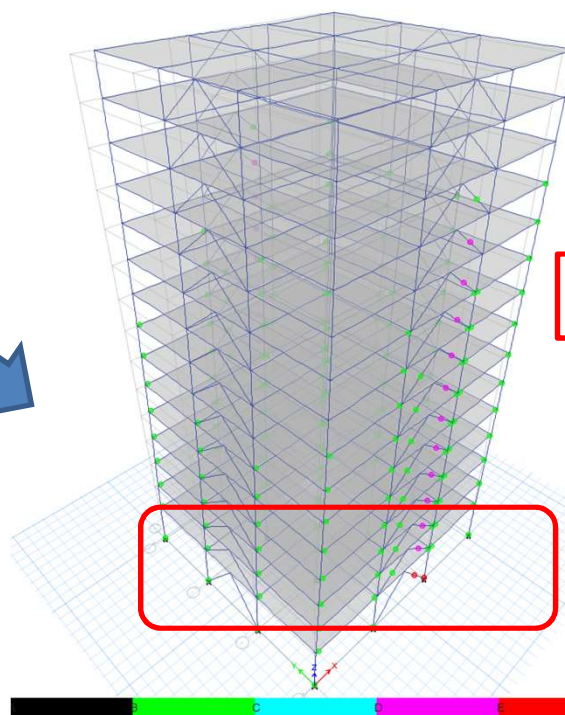


塑鉸參數

梁-ASCE 41-13

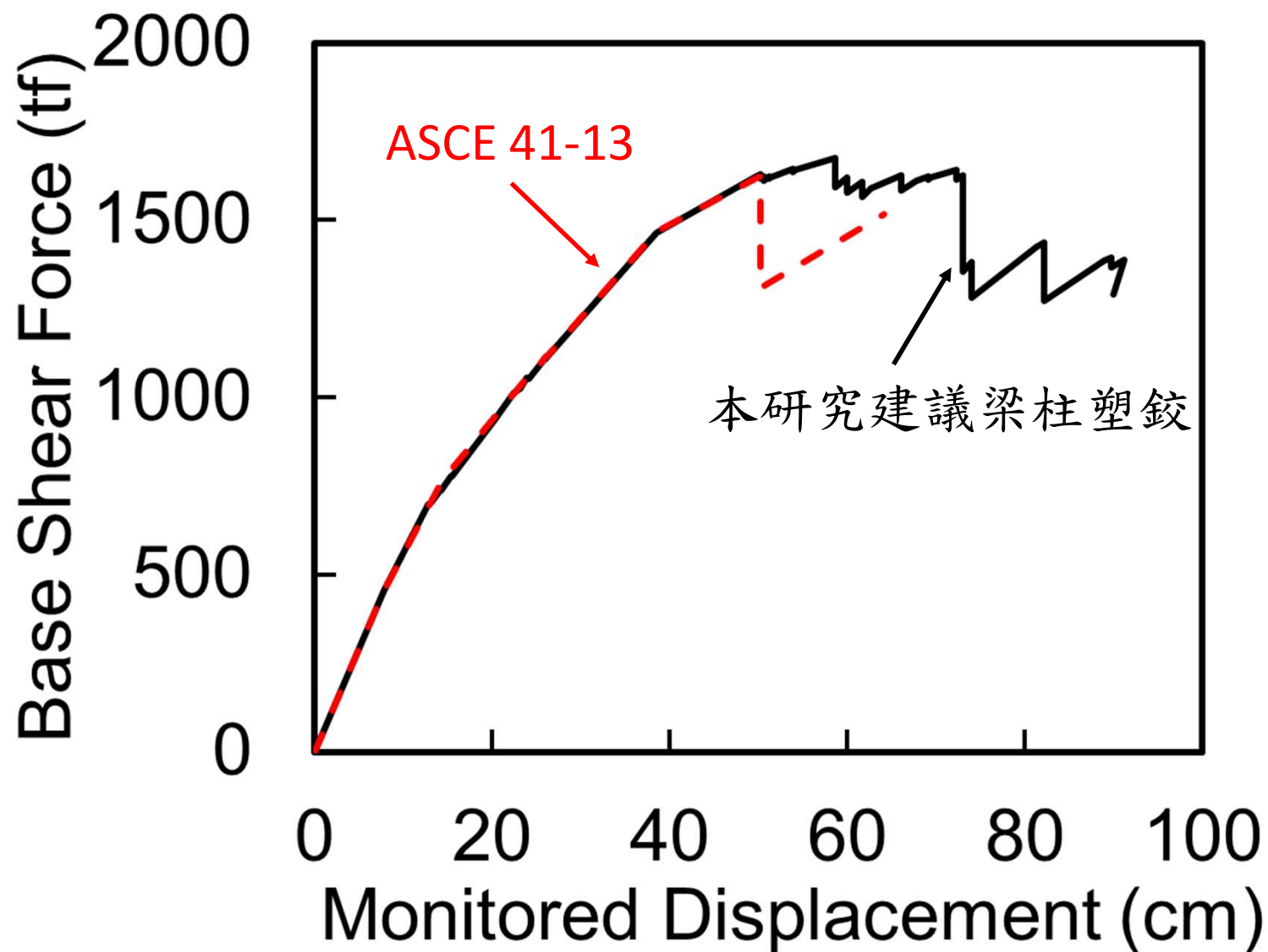
柱-ASCE 41-13

斜撐-本土化



結構強度下降主因為1F柱破壞

耐震性能曲線

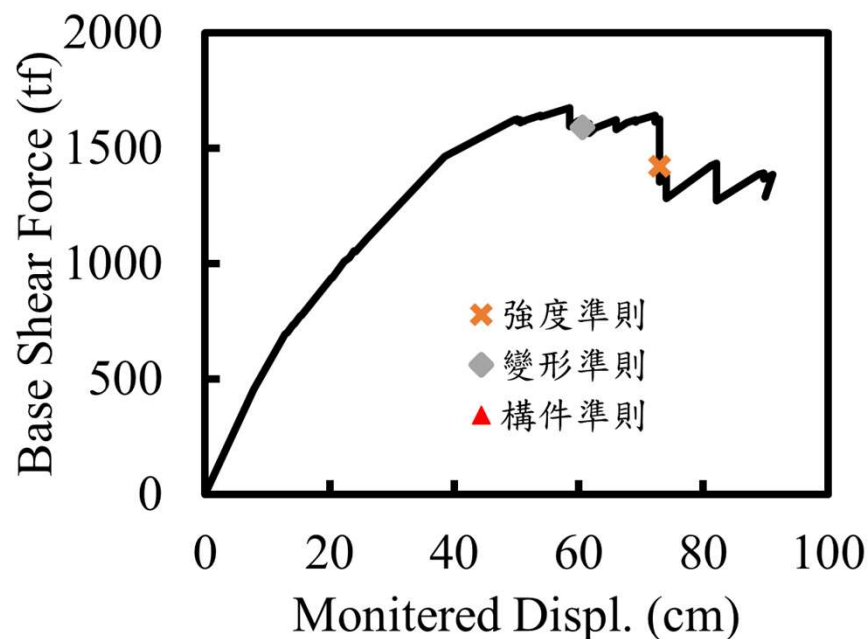


耐震性能評估



本案例建築物用途係數 $I=1.25$ ，傳統接頭

● 需求基準



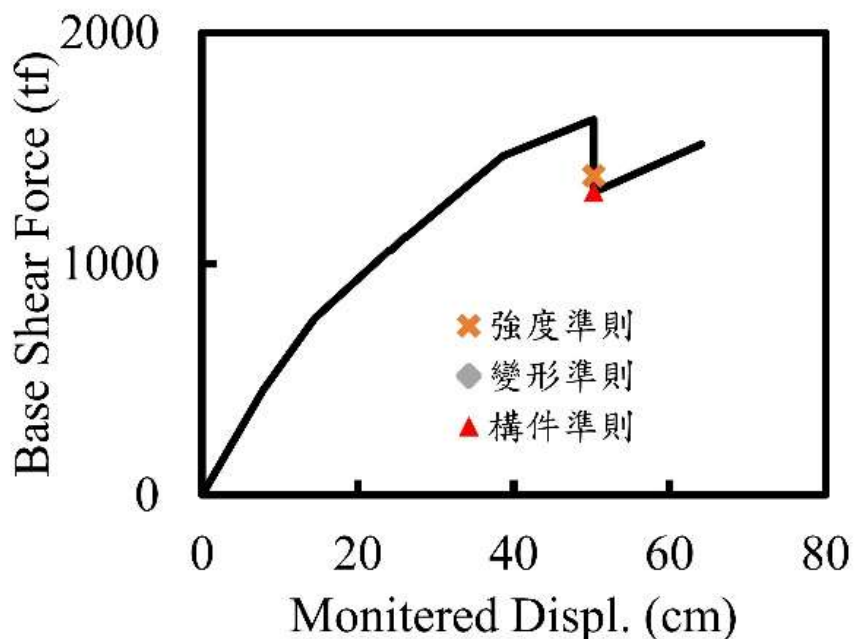
本研究建議	A_p
強度控制	0.404g
位移控制($D_r=1.5\%$)	0.353g
軸向破壞控制	-

位移控制

Drift Ratio=1.5%

$A_p=0.353g$ ， $A_T=0.30g$

$CDR=1.18 > 1$



ASCE 41-13	A_p
強度控制	0.292g
位移控制($D_r=1.5\%$)	-
軸向破壞控制	0.308g

強度控制

$A_p=0.292g$ ， $A_T=0.30g$

$CDR=0.97 < 1$

四、非線性動力歷時分析

歷時分析法

建築物耐震設計規範及解說(2022)

(章節：第三章-動力分析方法 / 3.1-適用範圍)

1. 建築物高度大於等於 50 公尺或樓層數為 15 層樓以上。
2. 建築物高度超過 20 公尺或樓層數為 5 層樓以上，且具有勁度不規則性(軟層)、質量不規則性、立面不規則性以及扭轉不規則性(橫隔板非柔性時需予考慮)。
3. 建築物高度超過 20 公尺或樓層數為 5 層樓以上，非全高度具有同一種結構系統者。

(章節：第三章-動力分析方法 / 3.6-歷時分析法 / 3.6.1-輸入地震要求)

1. 至少三個與設計反應譜相符之水平地震紀錄，其應能確切反映工址設計地震(或最大考量地震)之地震規模、斷層距離與震源效應。
2. 若使用**七個以上**與設計反應譜相符之水平地震紀錄，結構得採用**分析結果之平均值**進行設計。
3. 針對任一個水平地震紀錄，計算其5%阻尼之反應譜。同時，調整地震紀錄使得位於 **$0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之90%**及於此週期範圍內之**平均值不得低於設計譜加速度值之平均值**。



選取七筆與設計反應譜相符合的地震歷時紀錄，執行動力歷時分析
東西向(EW)↔南北向(NS)轉向，**14**筆分析結果進行耐震能力評估

分析流程

ETABS[®] version 19



材料、斷面尺寸
邊界條件等

(INMOST平台)

自定義塑鉸
梁：M3
柱：P-M3
斜撐：P

柱：Kinematic
梁：Kinematic
斜撐：Pivot

建立數學
模型

輸入模型
基本資料

輸入地震
歷時

塑鉸設定

遲滯迴圈
設定

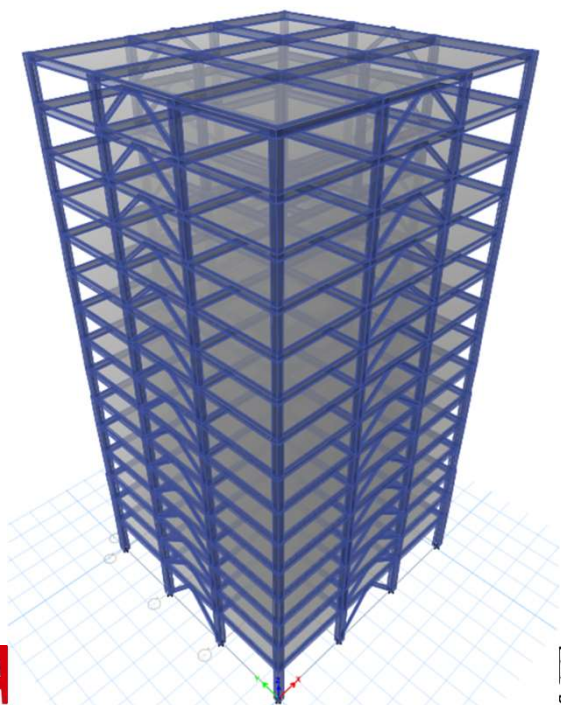
歷時分析
案例設定

分析結果

耐震評估

擬定性能目標

歷時分析(Time History)和
直接積分法(Nonlinear
Direct Integration)



地震歷時挑選

建立數學
模型

輸入模型
基本資料

輸入地震
歷時

塑鉸設定

遲滯迴圈
設定

臺灣工址輸入地震查選平台
Input Motion Selection for Taiwan
(INMOST)

網址：<http://seaport.ncree.org/inmost/>

耐震評估

分析結果

歷時分析
案例設定

斜撐長度
設定

INMOST平台
輸入參數


輸出地震紀錄
搜尋結果

挑選定比係數
小於5.0

執行動力歷時
分析

檢核是否滿足
規範要求

選出均方誤差
較小的前七筆

- 
1. $0.2T_1$ 至 $1.5T_1$ 週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之90%
 2. 週期範圍內譜加速度平均值不得低於設計譜加速度值之平均值

構件行為之模擬

建立數學
模型

輸入模型
基本資料

輸入地震
歷時

塑鉸設定

遲滯迴圈
設定

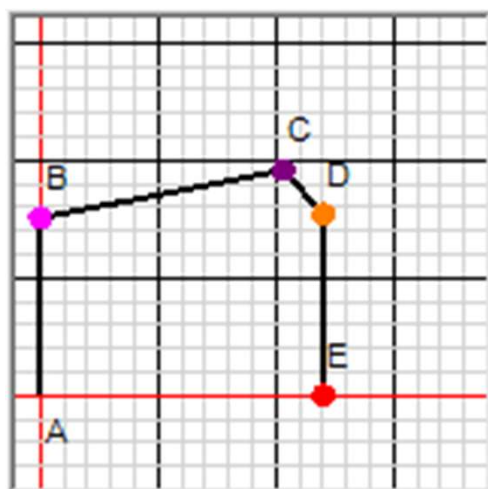
背骨曲線參數 (與側推分析設定相同)

耐震評估

分析結果

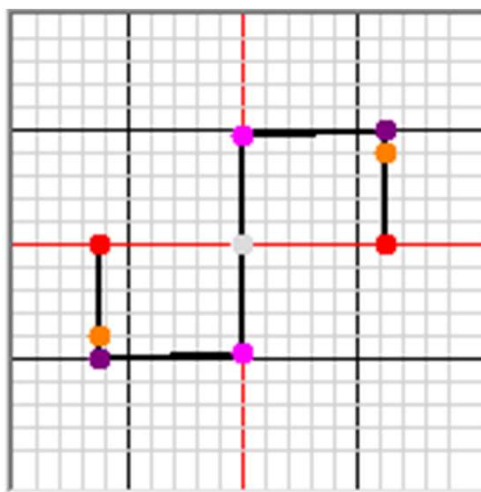
歷時分析
案例設定

Column
(銲接箱型柱)



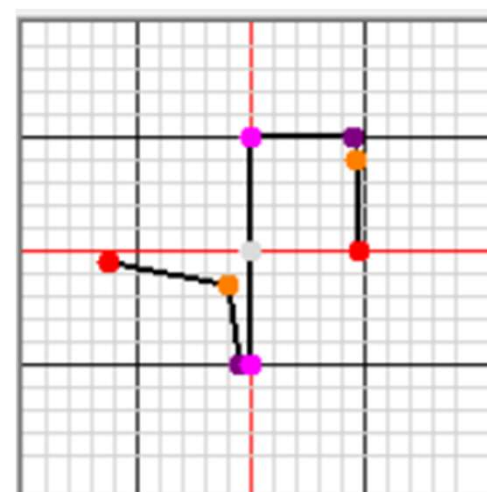
P-M3塑鉸

Beam
(傳統接頭塑鉸)



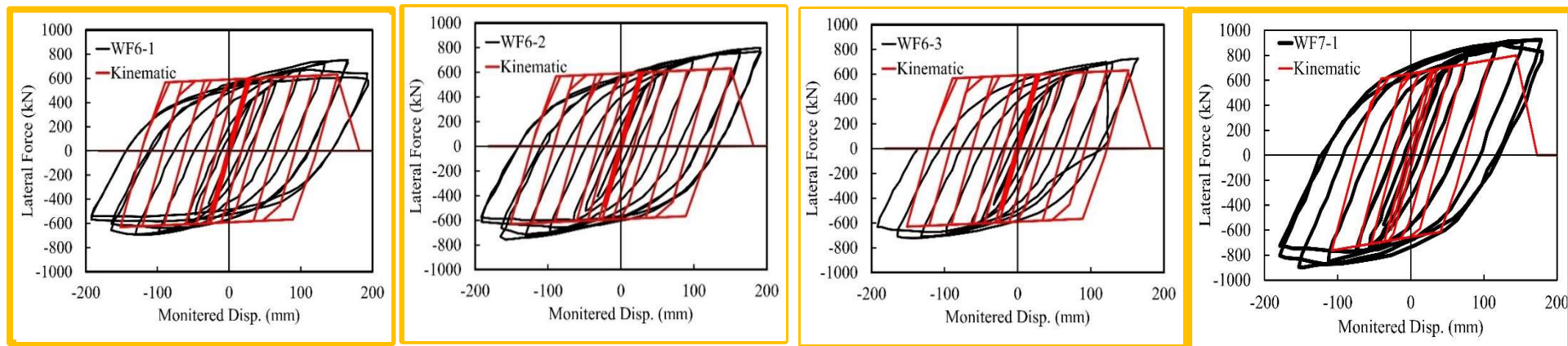
M3塑鉸

Brace
(本土化塑鉸)

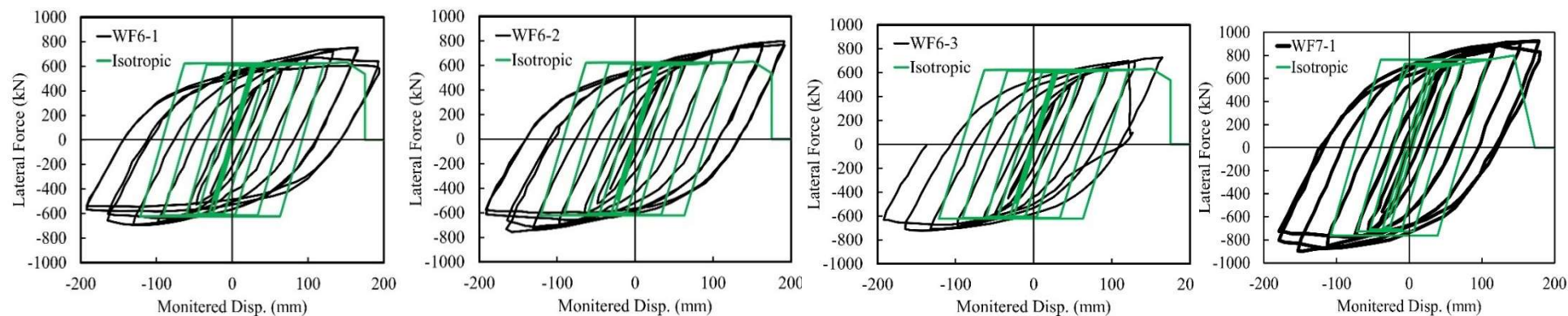


P塑鉸

Kinematic模型

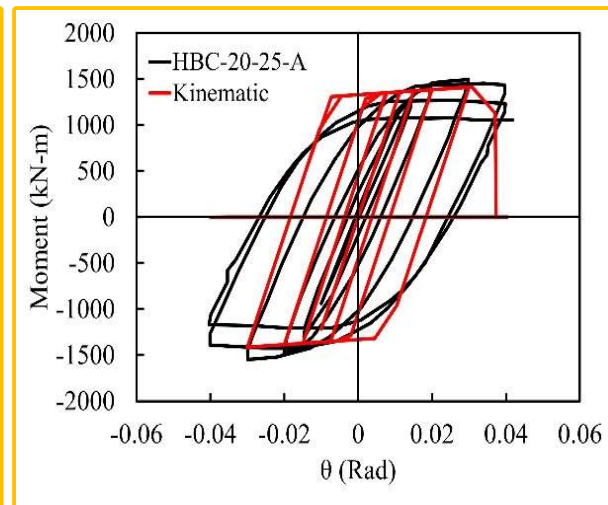
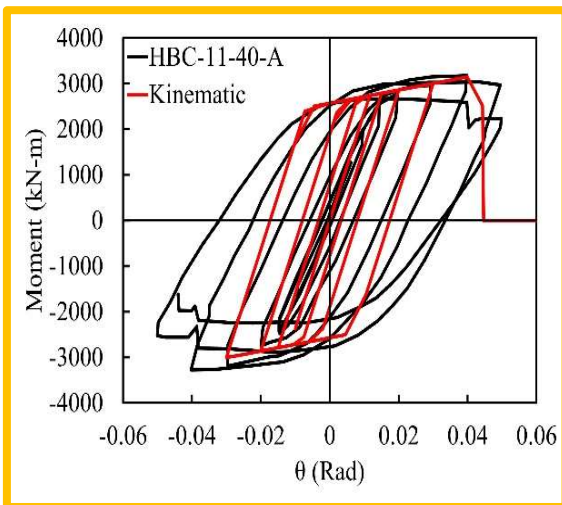
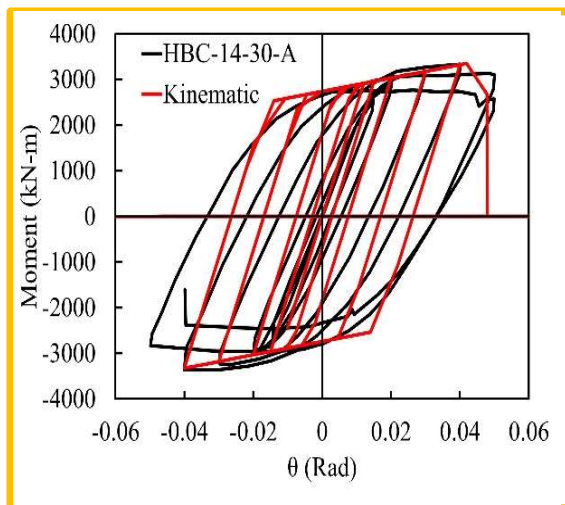


Isotropic模型

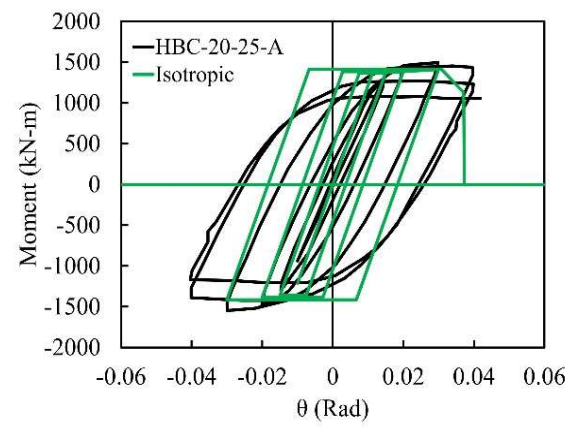
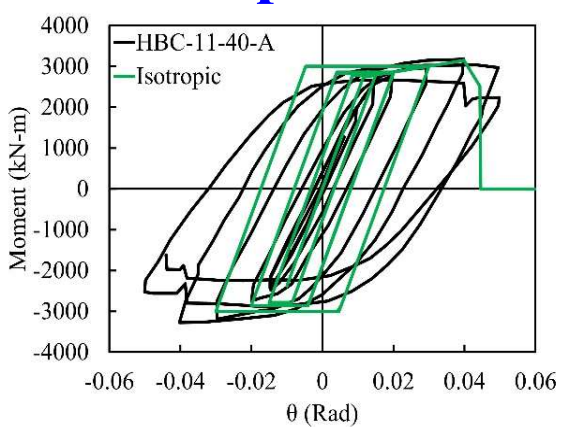
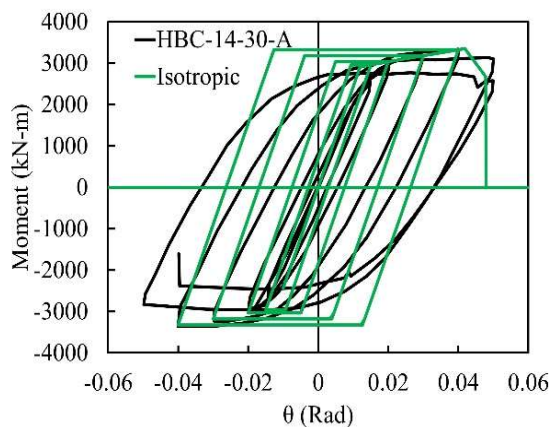


箱型鋼柱

Kinematic模型



Isotropic模型

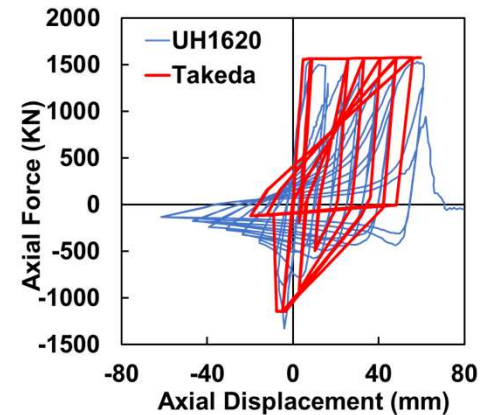
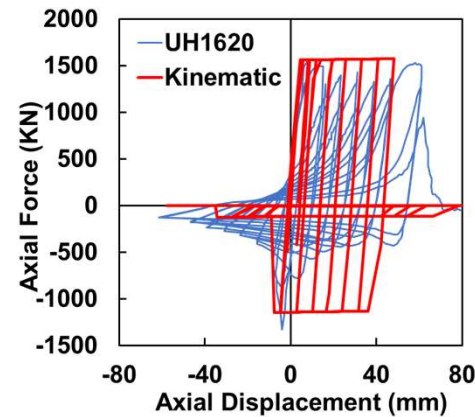
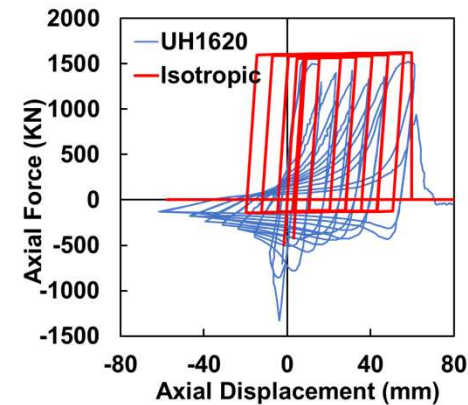
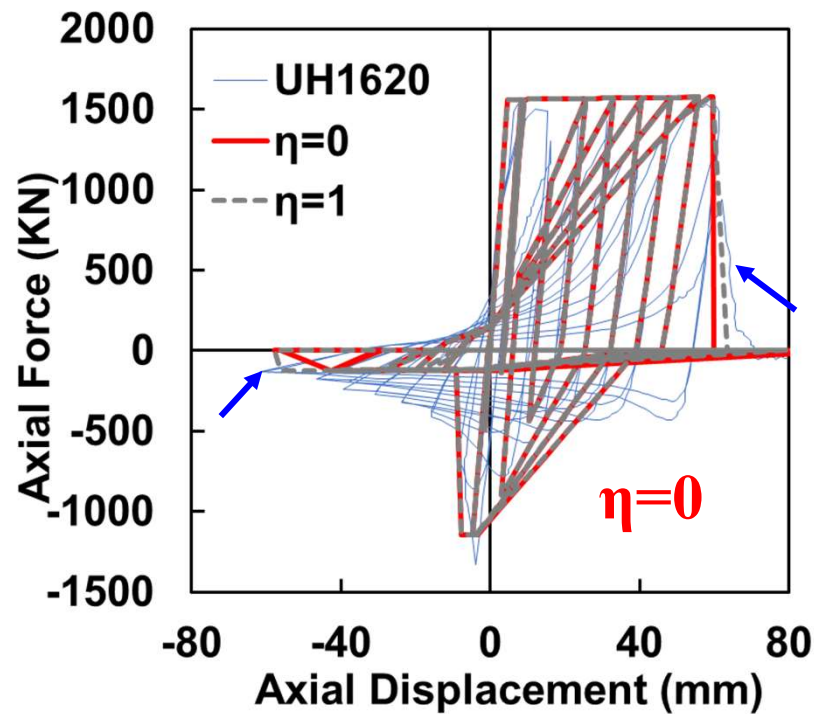


結論：

NAI

梁、柱遲滯迴圈以Kinematic模型模擬有較佳之表現

同心斜撐



Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

α_1 :

α_2 :

β_1 :

β_2 :

η :

Pivot 建議參數：

$\alpha_1=10$ 、 $\alpha_2=1$ 、 $\beta_1=0.1$ 、 $\beta_2=1$ 、 $\eta=0$

性能目標

建立數學
模型

輸入模型
基本資料

輸入地震
歷時

塑鉸設定

遲滯迴圈
設定

(張惠瑜,2022)

整體準則

用途係數	性能目標	
	傳統接頭	改良接頭
$I=1.5$	1%	2%
$I=1.25$	1.5%	3%
$I=1.0$	2%	4%

耐震評估

分析結果

歷時分析
案例設定



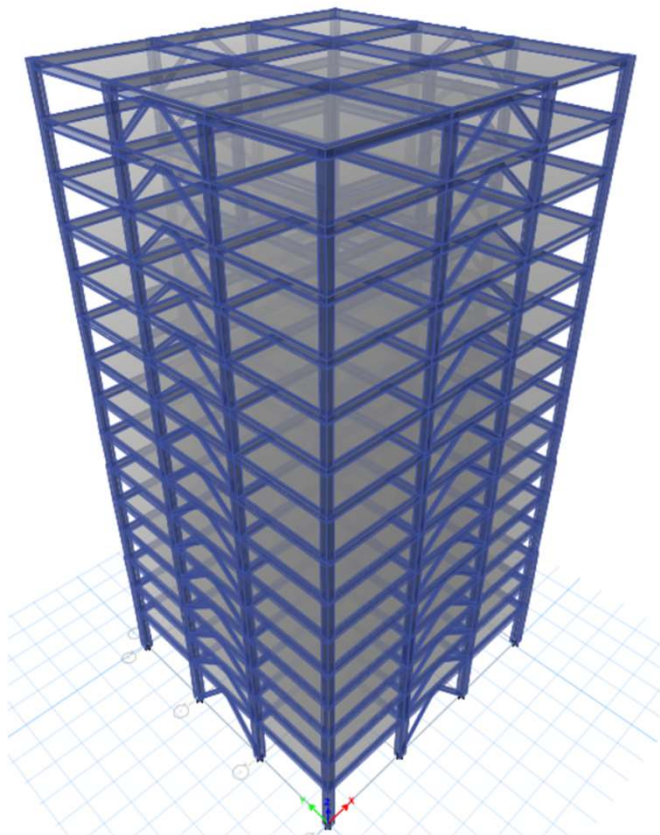
輸出各樓層**最大層間位移角**，
選取每筆歷時之**絕對最大值進行平均**，以平均值判別是否小
於性能目標。

構件準則

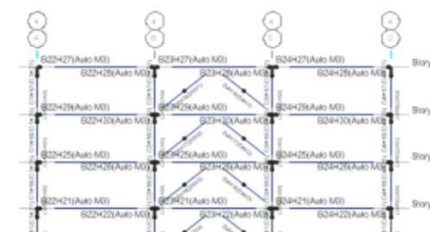
執行完分析後，於ETABS程式中Display→Hinge Result即可查看塑鉸發展行為，以柱構件塑鉸進行評判，若**柱塑鉸發展至塑鉸曲線下降段表示垂直承載構件發生破壞或者完全喪失側向強度**，任一柱構件有此現象即認定不符合構件準則之要求，有耐震補強之需求。

五、十五層樓示範案例

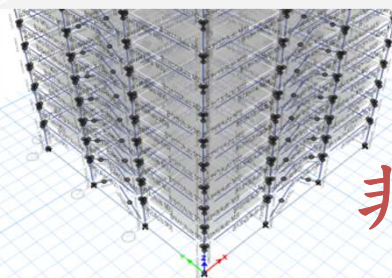
十五層樓示範案例



非線性側推分析



非線性動力歷時分析



地震歷時挑選



(INMOST)

標的設計反應譜

☐ 一般工址 → S_S : 0.5 S_1 : 0.3
☒ 臺北盆地工址 → 微分區 : 臺北二區 回歸期 : 475年

轉角週期 T_0 (秒) **1.3**

* S_S 、 S_1 分別為工址短週期、一秒週期譜加速度係數。

* 臺北盆地微分區標的設計反應譜設有4秒之長週期段轉角週期(T_L)，詳細說明請見技術文獻。

台北二區

地震紀錄要求條件

1. 地震紀錄分量 : 水平雙向(NS & EW)幾何均值

* 若水平雙向歷時分析可選幾何均值，使雙向歷時同用一定比係數(Scale Factor)。

2. 地震紀錄個數 : 30

* 我國現行耐震設計規範要求至少3個

先選擇30筆，再篩選7筆

3. 評比週期範圍 : T_{min} = 0.3 秒 ; T_{max} = 2.25 秒

* 我國現行耐震設計規範要求為0.2T至1.5T，其中T為建築物基本振動週期。

模態週期1.499秒

4. 紀錄反應譜($S_{a_{record}}$)最低限值 = 0.9 x 標的反應譜($S_{a_{target}}$)

* 我國現行耐震設計規範要求為90%(在評比週期範圍內)。

(規範要求)

5. 單一地震事件可選取的紀錄個數上限 : 7

* 若需求地震紀錄數量為3或4個，建議設為1以避免受單一事件的過度影響。



- 挑選定比係數小於5.0
- 選出均方誤差較小的前七筆



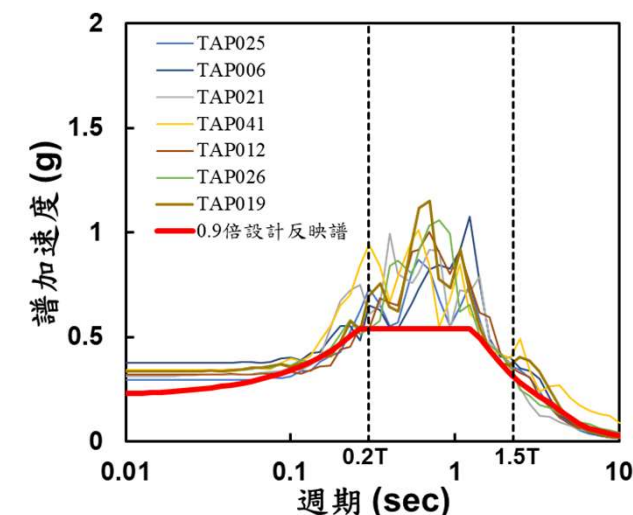
序號	測站代碼	定比係數 (Scale Factor)	均方誤差 (MSE)	反應譜分量	發震時間 (UTC+0)
1	TAP025	3.13	0.0329	GM	2002-03-31 06:52:49
2	TAP006	4.78	0.0693	GM	2002-03-31 06:52:49
3	TAP021	3.1	0.0703	GM	1999-09-20 17:47:15
4	TAP041	4.58	0.0795	GM	1999-09-20 17:47:15
5	TAP012	4.35	0.0803	GM	1999-09-20 17:47:15
6	TAP026	4.53	0.0936	GM	1999-09-20 17:47:15
7	TAP019	4.05	0.0977	GM	2002-03-31 06:52:49

地震歷時挑選

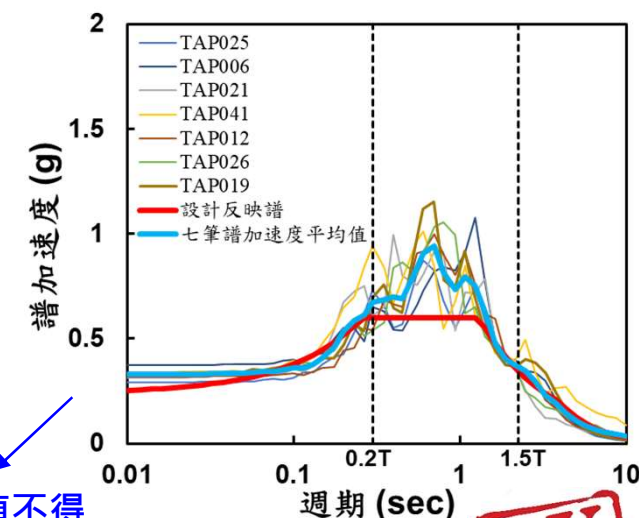
七筆歷時地表加速度

測站代碼	原始地表加速度 (gal)	定比係數 (Scale Factor)	縮放後地表加速度 (gal)
TAP025	EW=81.027 NS=103.991 UD=51.725	3.13	EW=253.615 (36.36秒) NS=325.492 (34.69秒) UD=161.899 (22.86秒)
TAP006	EW=67.088 NS=87.894 UD=22.316	4.78	EW=320.681 (36.69秒) NS=420.133 (37.17秒) UD=106.67 (23.18秒)
TAP021	EW=98.334 NS=99.172 UD=36.119	3.1	EW=304.835 (47.46秒) NS=307.43 (46.805秒) UD=111.969 (34.265秒)
TAP041	EW=84.276 NS=63.135 UD=18.338	4.58	EW=385.984 (42.23秒) NS=289.158 (40.13秒) UD=83.988 (39.89秒)
TAP012	EW=96.494 NS=53.752 UD=28.371	4.35	EW=419.749 (44.315秒) NS=233.821 (42.715秒) UD=123.414 (29.5秒)
TAP026	EW=76.827 NS=69.35 UD=48.671	4.53	EW=348.026 (48.59秒) NS=314.156 (52.975秒) UD=220.48 (37.075秒)
TAP019	EW=64.225 NS=102.517 UD=24.439	4.05	EW=260.111 (35.71秒) NS=415.194 (34.87秒) UD=98.978 (23.84秒)

檢核是否滿足規範要求

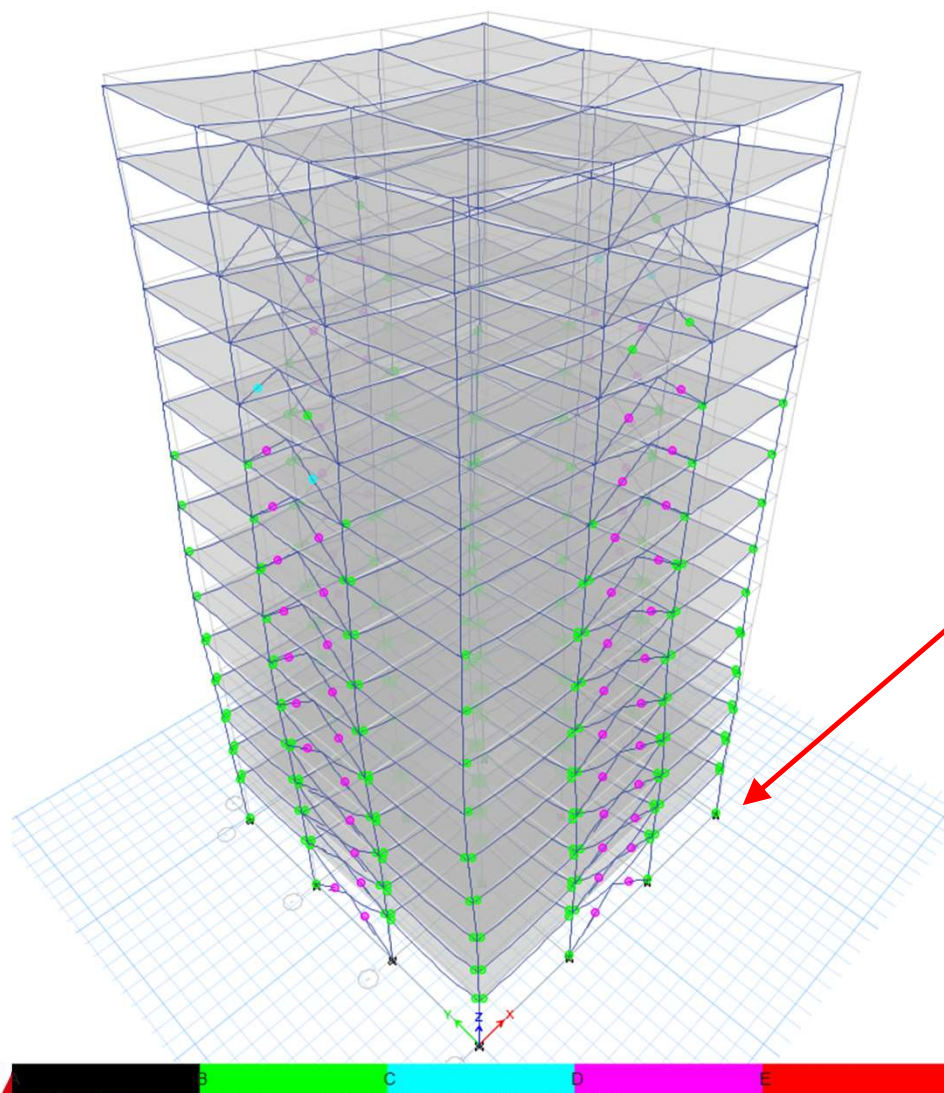


0.2T₁至1.5T₁週期範圍內任一點之譜加速度值不得低於設計譜加速度值之90%



週期範圍內譜加速度平均值不得低於設計譜加速度值之平均值

耐震性能評估



本案例十四比地震資料
分析後，柱構件皆無發
生破壞情形(亮紅燈)

構件準則-
垂直構件未發生破壞

OK

耐震性能評估

各樓層最大層間位移角

地震序號		Max X Drift	Max Y Drift
1	TAP025	1.10%	1.54%
2	TAP006	1.09%	1.32%
3	TAP021	1.75%	1.02%
4	TAP041	1.81%	1.75%
5	TAP012	1.16%	1.39%
6	TAP026	1.93%	1.13%
7	TAP019	0.97%	2.15%
8	TAP025-90°	1.55%	1.11%
9	TAP006-90°	1.32%	1.06%
10	TAP021-90°	1.08%	1.69%
11	TAP041-90°	1.72%	1.74%
12	TAP012-90°	1.44%	1.14%
13	TAP026-90°	1.13%	2.00%
14	TAP019-90°	1.92%	0.97%
	Mean	1.43%	1.43%

本案例建築物用途係數
 $I=1.25$ ，
 傳統接頭，
 層間位移角需小於1.5%
 (性能目標)

評估結果： $1.43\% < 1.5\%$



六、結論

1. 非線性靜力側推分析之性能目標：

需求基準

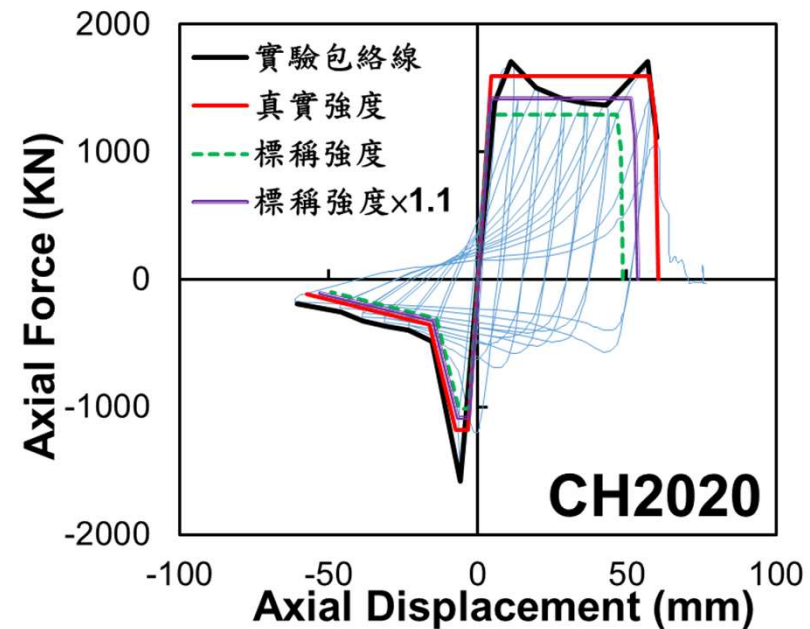
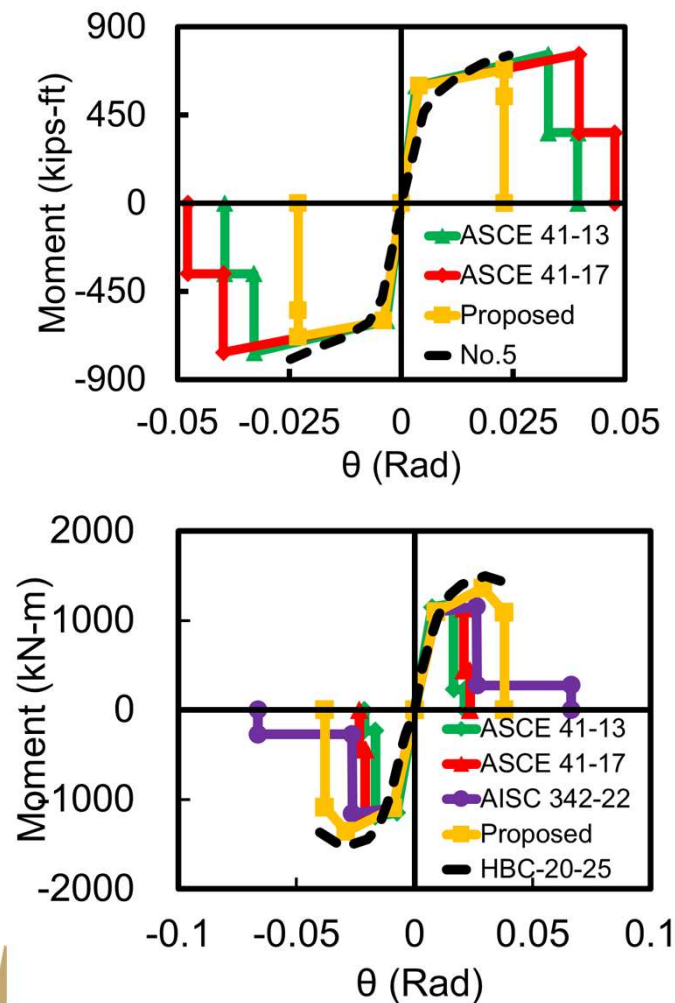
耐震容量 A_p (取最小者)			耐震需求 A_T
強度控制	位移控制	軸向破壞控制	$I \times 0.4S_{DS}$
$0.85V_{max}^+$ 位於容量曲線下降段，並為最大值 V_{max} 的0.85倍	最大層間變位角限制： •傳統梁柱接頭：2.0 % •改良式梁柱接頭：4.0 %	主要垂直承載構件發生破壞或完全喪失側向強度	

性能基準

耐震容量 A_p (取最小者)				耐震需求 A_T
用途係數	強度控制	位移控制		主要垂直承載構件發生破壞或完全喪失側向強度 $0.4S_{DS}$
		傳統接頭	改良接頭	
$I=1.0$	$0.85V_{max}^+$	2%	4%	
$I=1.25$	V_{max}	1.5%	3%	
$I=1.5$	$0.8V_{max}^-$	1%	2%	

2. TEASPA-S建議塑鉸參數：

H型鋼梁、箱型鋼柱、同心斜撐



3. 非線性動力歷時分析之性能目標：

整體準則

用途係數	性能目標	
	傳統接頭	改良接頭
$I=1.5$	1%	2%
$I=1.25$	1.5%	3%
$I=1.0$	2%	4%

構件準則

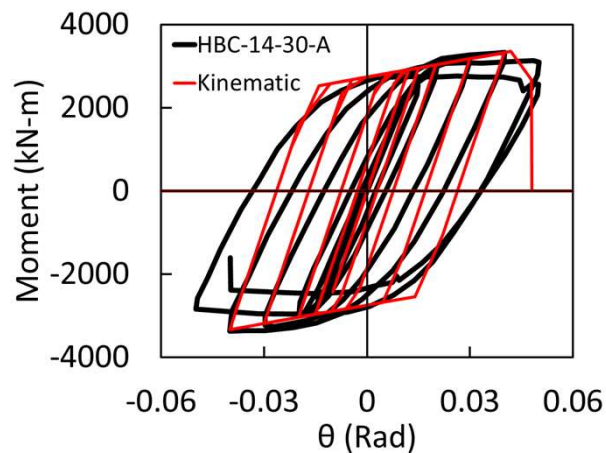
垂直承載構件發生破壞或者完全喪失側向強度

4. TEASPA-S建議之遲滯迴圈模型

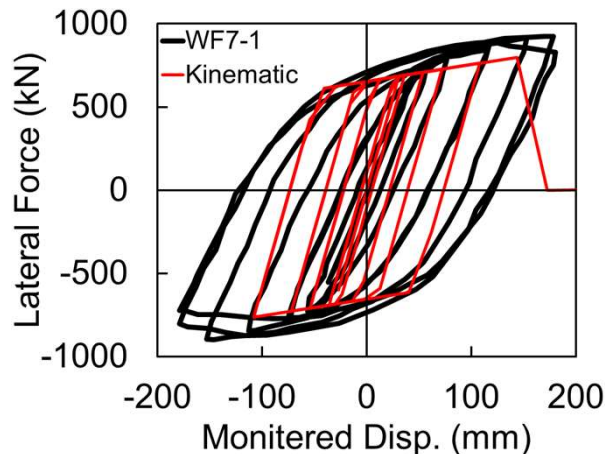
鋼梁、鋼柱：Kinematic模型

同心斜撐：Pivot模型

Kinematic

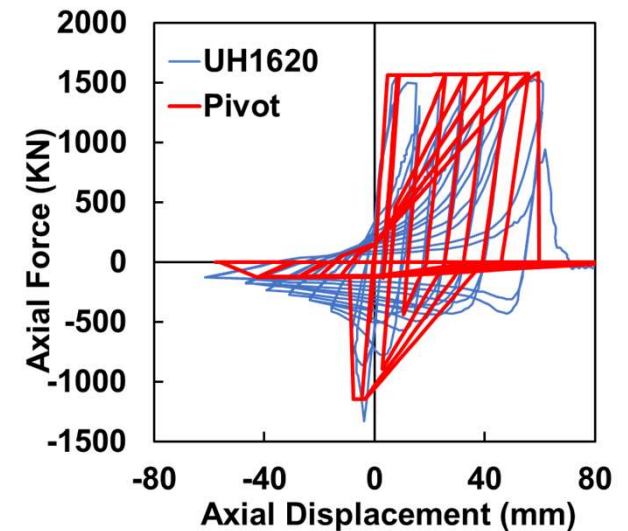


柱



梁

Pivot



斜撐

NARLabs 國家實驗研究院

國家地震工程研究中心

簡報完畢 敬請指教

鍾寬勳

國震中心助理技術師、土木技師

Email : khchung@narlabs.org.tw