



# 斷層近域效應對工程設計參數之探討 — 以 921 集集地震為例

劉光晏／國立成功大學土木工程學系副教授

郭俊翔、趙書賢／財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心副研究員

王士庭／國立交通大學土木工程研究所碩士班研究生

張國鎮／國立臺灣大學土木工程學系特聘教授

林昌佑／國立交通大學土木工程學系副教授

1999 年 921 集集大地震造成鄰近或跨越車籠埔斷層共計 26 座橋梁產生嚴重損壞，引發國人對於斷層近域橋梁之耐震安全疑慮。因此，2009 年版公路橋梁耐震設計規範及相關耐震補強準則，新增斷層近域調整因子，以提高強度方式來進行新建及既有橋梁之設計與補強工程。由於近期研究對於近斷層地震動之速度脈衝、譜加速度空間分布與地表永久位移等有更清楚的認識，現行規範對於斷層近域橋梁之工程設計參數是否適當，仍值得進一步探討。本研究以單自由度系統為研究對象，選用美國 PEER Center 地震歷時資料庫中所有具備似脈衝特性之加速度紀錄（包含 921 集集地震紀錄）來進行非線性動力歷時分析。分析結果以結構週期及位移韌性為基本參數，建立其與強度折減係數、位移放大係數、及等降伏強度係數之關係。此外，依據訊號處理方式、地震輸入方向性、非線性滯迴圈模式，以及地震歷時數量等 4 個條件，完成詳細的參數分析。研究成果顯示，以位移韌性等於 4 為例，當週期在 0.5 至 2 秒間，規範值較分析值呈現高估強度折減係數、低估位移放大係數，與等降伏強度係數接近的趨勢。

## 前言

台灣位處於歐亞大陸板塊和菲律賓海板塊交界帶，為地震活動相當頻繁的區域，菲律賓海板塊在台灣東部以每年約 8 cm 的速度向西北和歐亞大陸板塊碰撞，並向北方隱沒；而在台灣東南部則是歐亞大陸板塊向東隱沒至菲律賓海板塊之下，如此複雜的板塊活動特性因而造就了台灣島活躍的造山運動和地震活動，也因此在台灣島上造就許多的活動斷層。中央地質調查所在 2012 年發布的最新版本活動斷層分布圖中

就包括了 20 條第一類活動斷層（距今 1 萬年間曾有活動記錄之斷層）和 13 條第二類活動斷層（距今 10 萬年間曾有活動記錄之斷層），這些斷層多為呈現東北—西南走向的逆衝斷層，有些則是接近東—西走向的走向滑移斷層，而位於台北地區的山腳斷層則因位於張裂應力區，是屬於較少見的正斷層。

1999 年 9 月 21 日，南投縣集集鎮發生芮氏規模 7.3 的強烈地震，為臺灣史上罕見的大地震。921 地震時造成近千座橋梁中，約有 20% 之橋梁受到不同程度之損傷，其中 20 餘座橋被列為嚴重損壞，包括：石圍橋、

東豐大橋、埤豐橋、長庚大橋，南投縣之烏溪橋、名竹大橋、桶頭橋、龍門大橋、鯉魚大橋等，均因跨越斷層或鄰近斷層而產生嚴重的落橋與崩塌。

綜觀上個世紀的台灣十大災害地震<sup>[1]</sup>和集集地震可知，會造成嚴重災情的地震幾乎都是斷層活動所造成的地殼地震，尤其是鄰近斷層錯動的區域，其結構的損壞與生命財產的損失最為嚴重。台灣由於地狹人稠，鄰近活動斷層 10 公里內的人口超過 860 萬人，因此未來如斷層活動引發地震將影響甚劇。為了降低未來斷層的活動可能對台灣人民生命財產與社會經濟所造成之衝擊，達到防災減災的目的，有必要針對近斷層地震的特徵與對結構可能產生的衝擊作更深入的研究與探討。

## 近斷層地震動特徵

斷層錯動時，在接近斷層破裂的區域統稱為近斷層區域，由於在近斷層區域常能觀測到特殊的強地動特性，因此在地震工程上特別將其稱為「近斷層地震動 (Near-Fault Ground Motion)」。近年來全球強震觀測網的架設日益廣泛，因此對於地震動觀測資料的收集日益完整，雖然近斷層地震動的資料至今仍相對的缺乏，但研究地震動的國內外專家學者透過觀測資料的分析以及地震動模擬的資訊，已經能夠更為精準地掌握近斷層地震動的特徵。綜整過去相關的研究成果，對工程耐震設計方面影響較大的近斷層地震動特徵可分為三大類：

### 高強度的地表運動峰值與譜加速度值

由於地震波沿著路徑的傳遞過程其能量會四處消散，因此地表運動峰值與譜加速度值的強度也會因為能量的消散而衰減，而鄰近斷層區域的地震動則因其可供能量消散的路徑有限，因此近斷層地震動相較於遠離斷層區域的地震動往往伴隨有較高地表運動峰值加速度與不同周期的譜加速度。

### 特殊的譜加速度值空間分佈

#### 上盤效應

上盤效應是指當有兩測站分別位於一傾斜斷層的上盤和下盤位置，且距離斷層破裂面之距離相等，當此斷層錯動時，位於上盤的測站會記錄到較大的地動

值，這是因為位於上盤的測站位於斷層錯動時震波能量的輻射方向上，因此所承受的震波能量較強。以集集地震為例，位於上盤的測站和未考慮上盤效應之地震動衰減預測結果相較之下具有較大的殘餘值，而下盤測站則約和未考慮上盤效應的衰減公式預測結果相等<sup>[2]</sup>。根據其量化分析結果，短週期（1 秒以下）震波的上盤效應較長週期（1 ~ 4 秒）震波明顯，位於上盤測站的水平方向地動值約為下盤測站地動值的 2.1 至 2.7 倍；垂直向震波的上盤效應相較則較弱，上盤測站的垂直向地動值約為下盤測站的 1 至 1.6 倍。此外有相關的研究透過蒐集全球的近斷層地震動資料與地震動模擬的資料進行分析指出，上盤效應在地震規模較大時與斷層傾角較低時更為明顯<sup>[3]</sup>，自台灣有數位地震記錄以來的地震案例中，目前僅集集地震有較明顯的上盤效應。

#### 斷層破裂方向性

沿著斷層破裂的方向由於 S 波的疊加，造成地震波的能量隨著斷層破裂的發展而逐漸增加，該現象被稱為是破裂方向性效應 (Rupture Directivity Effect)。由實測的資料與相關的預測模式可以發現其主要會造成局部低頻區域譜加速度反應譜的放大，當地震規模越大則反應譜放大的頻率越低。由於斷層破裂的過程能量的逐漸累積因此斷層破裂線沿線的放大倍率與測站距離震央的位置成正比<sup>[4]</sup>。以集集地震為例，其震源位於南投集集下方，而車籠埔斷層為由南往北破裂，因此位於斷層破裂前進方向末端的台中市光正國小測站 (TCU052) 與台中縣石岡國小測站 (TCU068) 觀測到了較高的低頻加速度反應譜值，依據量化分析的結果放大的倍率約為 1.1 至 1.3 倍，放大的譜加速度週期範圍約為 0.6 秒至 5 秒<sup>[5]</sup>，而背離斷層破裂方向的測站（如嘉義縣三和國小站 CHY036）由於 S 波累加的路徑較短，因此未觀測到譜加速度反應譜因為斷層破裂方向性效應的影響而放大。

### 特殊的地表位移與地表速度歷時特徵

#### 地表永久位移

由斷層的活動引發的大規模地震往往伴隨著地表的變形，因此許多鄰近斷層的區域會有地表永久位移的產生，即使在小規模地震時斷層沒有破裂至地表的情況，

近震源區域也常能觀測到同震地表變形。以 921 集集大地震為例，斷層由南開始沿著斷層線往北破裂至石岡壩區域，該區域觀測到的水平向地表變形接近十公尺，垂直向亦有將近七公尺的變形量，由鄰近斷層的 GPS 測站亦可觀察到數公尺的地表永久位移<sup>[6]</sup>。

### 速度脈衝

此外，由於斷層破裂方向性效應與地表永久位移的產生，許多鄰近斷層區域的測站其觀測到的速度歷時，伴隨著有單一頻率且單一方向的速度脈衝<sup>[7]</sup>，該脈衝會造成低頻譜加速度反應譜的放大，且該特殊的速度歷時亦可能會造成結構非線性耐震需求的增加。以集集地震為例，位於斷層破裂前進方向的台中市光正國小測站（TCU052）與台中縣石岡國小測站（TCU068）觀測到有長週期、大振幅的速度脈衝訊號，該訊號至今仍是全世界所有近斷層記錄中具有最大地表速度峰值和速度脈衝週期值的 2 筆記錄。需要注意的是距離斷層破裂面甚遠的測站也有可能記錄到脈衝型的速度訊號，其可能是來自於場址效應如地形效應、鬆軟土層的放大效應等，因此地表速度歷時的速度脈衝是來自於近斷層效應或是場址效應仍須依據測站距離斷層的距離以及測站的場址參數來作進一步的判斷。

由上述可知鄰近斷層區域的地表震動歷時具有其特殊性，而過去針對結構線性與非線性耐震需求的研究往往僅採用遠離斷層區域的觀測地震歷時來做分析，因此有必要針對鄰近斷層區域的地表震動歷時之特徵對結構耐震需求的影響作進一步的探討與評估。

## 臺灣地區近斷層地震動歷時的處理與篩選

中央氣象局自 1991 年起，於全台各區域佈設了許多強震觀測站，至今已收錄了許多寶貴的地震動資料，其中大部分是屬於遠離斷層區域的地震動資料，而近斷層的地震資料則主要來自於 921 集集大地震。本研究挑選了 921 集集大地震中，距車籠埔斷層 40 公里內由中央氣象局所佈設的強震站的觀測資料，共計有 94 個測站，來進行後續的研究，各測站的資訊如表 1 所示。由於觀測到的地表加速度歷時隱含隨機的背景白噪訊以及低頻的噪訊，因此若直接將其積分，所得之速度與位移訊號，往往會產生

失真與偏移之現象，因此該歷時須經基線校正，方能夠還原真實的地震動加速度、速度與位移歷時。基線校正的過程通常是採用低階多項式回歸或高通濾波器將低頻的噪訊移除，但由於近斷層地震歷時往往伴隨著永久之地表位移，因此於需要採取不同的基線校正方式來進行處理，方能保留地震歷時中的永久地表位移。為了評估不同的基線校正方式對分析結果的影響，本研究採用的地震歷時依據不同的處理方式可分為三類：

#### 1. 未經基線校正的地震歷時：

該歷時來自於中央氣象局的原始地震資料檔。

#### 2. 經基線校正而未保留永久地表位移的地震歷時：

該歷時乃採用美國太平洋地震工程研究中心（Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER）於發展 NGA-West 計畫之資料庫時所採用的基線校正方式<sup>[8]</sup>，針對中央氣象局的原始地震資料檔進行處理後得到的地震歷時，該基線校正之方式無法還表地表之永久位移。

#### 3. 經基線校正且保留永久地表位移的地震歷時：

過去有許多學者探討如何針對近斷層測站之加速度歷時進行基線校準以還原真實之地表永久位移<sup>[9-11]</sup>，本研究採用 Iwan 於 1985 年所提出的三線段模型迴歸分析方法來進行基線校正。以台中縣石岡國小測站（TCU068）所量測到的三軸向歷時為例，基線校正後所求得的三軸向地表速度與位移歷時可參考圖 1，經基線校正後各地震歷時的水平向與垂直向地表運動峰值與地表永久位移值可參考表 1。為了確認基線校正結果所求得的地表永久位移的正確性，本研究蒐集鄰近強震站之 GPS 觀測站所記錄地表位移觀測結果<sup>[6]</sup>與基線校正的結果作比較，結果如圖 2 所示。由圖 2 可以發現各強震站經基線校正所求得的地表永久位移與鄰近 GPS 觀測站實測的結果大致相同，而水平方向的基線校正結果又比垂直方向的結果要來的準確，可證明研究所採用的基線校正方法能夠有效的還原真實的地震動歷時。

此外為了識別各地震歷時是否含有速度脈衝，本研究採用 Shahi 與 Baker 於 2014 年所提出的速度脈衝指標（Pulse Indicator, PI）分析方法<sup>[12,13]</sup>，以 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內經基線校正的水平向地震歷時進行分析，計算各測站水平方向的速度脈衝指標，

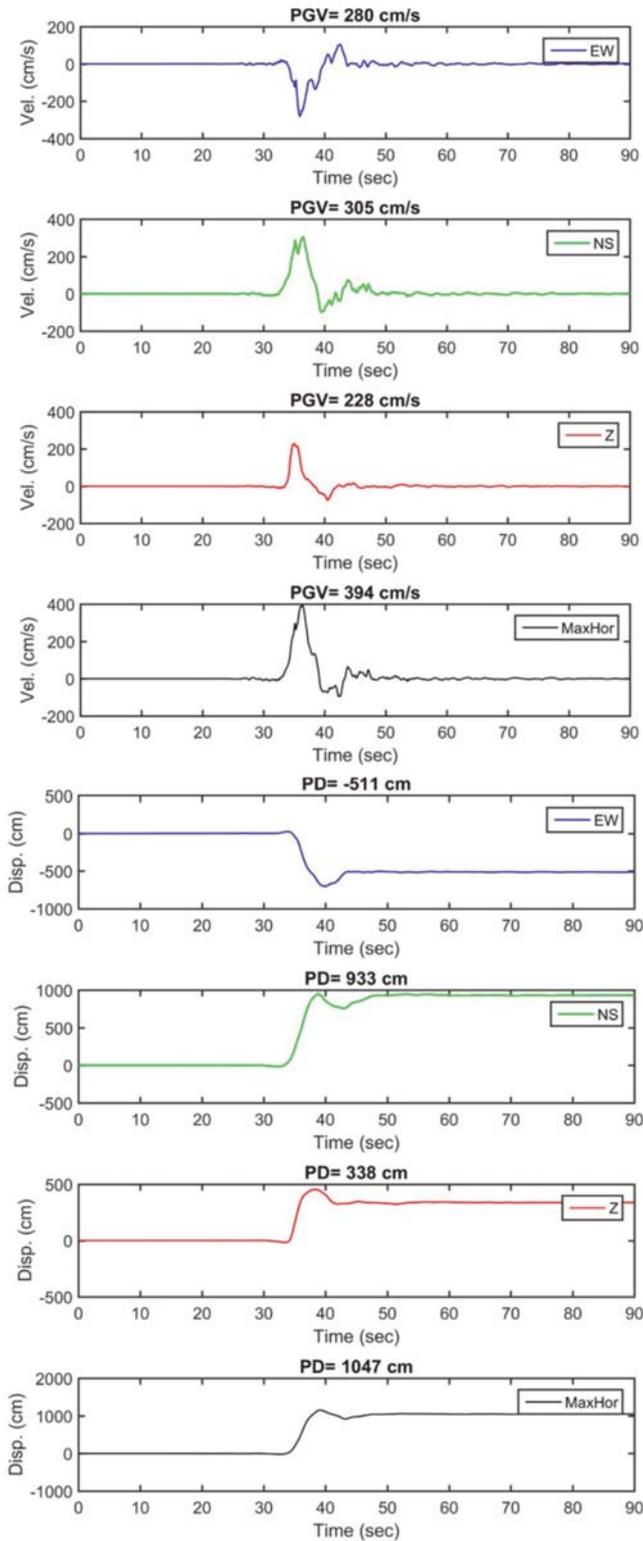


圖 1 集集地震中 TCU068 測站經基線校正後所得到的速度歷時及位移歷時記錄，由上而下分別為東西向、南北向、垂直向、及最大水平速度方向之記錄。

以判定其是否含有速度脈衝，以及速度脈衝的主要週期  $T_p$  (Pulse Period)。該方法乃採用連續小波轉換進行地震速度歷時的時頻分析，尋找時頻域中能量最大的時間

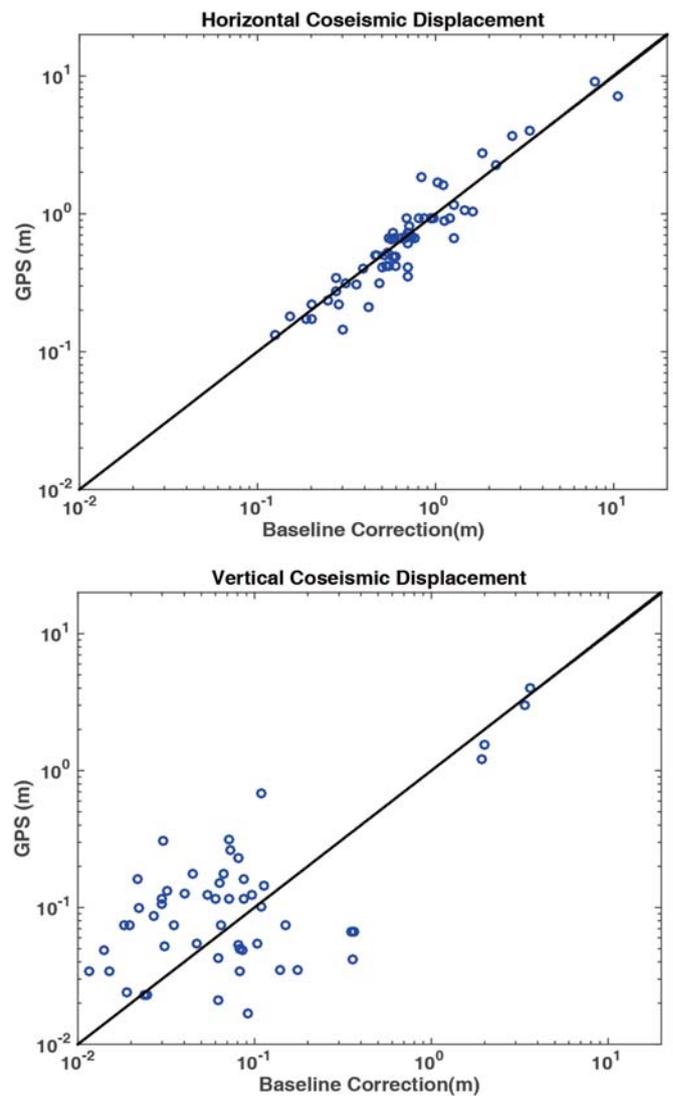


圖 2 經基線校正所得之水平向與垂直向地表永久位移與鄰近 GPS 站觀測之地表永久位移量比較圖

點與頻率點，並計算其占總能量的比例，而地震歷時是否含有速度脈衝則以該能量所佔的比例與地表運動峰值作為判定標準，所佔的能量比例越大（代表速度歷時主要由一單一頻率的訊號所組成）與地表運動峰值越高則代表該地震歷時含有速度脈衝，各測站的速度脈衝分析結果可參考表 1。

圖 3 為本研究所採用的近斷層地震動特徵之空間示意圖，其中圖 3(a) 為 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內的測站分佈圖以及經基線校正後所得到的水平向地表永久位移的向量分佈（僅標示地表永久位移大於 30 cm 的測站）；圖 3(b) 以及經速度脈衝指標的分析後，含速度脈衝的測站分佈圖及水平向速度脈衝的向量分佈。

表 1 本研究所採用的 921 集集地震歷時列表

No.	Station	Horizontal						Vertical					
		PGA	PGV	PGD	RD	PI*	TP	PGA	PGV	PGD	RD	PI*	TP
		(gal)	(cm/s)	(cm)	(cm)		(sec)	(gal)	(cm/s)	(cm)	(cm)		(sec)
1	CHY002	134.73	57.00	59.49	11.84	0	-	96.02	18.10	14.58	0.00	0	-
2	CHY006	382.95	60.48	25.09	8.22	1	2.57	210.96	21.82	19.62	4.67	0	-
3	CHY009	162.26	32.90	27.23	10.66	0	-	76.54	13.04	14.56	6.73	0	-
4	CHY010	247.88	24.47	13.05	3.04	0	-	138.89	10.07	10.77	4.90	0	-
5	CHY024	307.44	62.59	106.83	56.87	1	6.63	141.43	47.06	28.86	3.99	1	5.74
6	CHY025	164.23	54.28	60.11	27.73	0	-	169.72	37.76	36.73	3.12	0	-
7	CHY026	80.87	41.53	56.85	22.76	0	-	69.62	24.05	17.09	3.50	0	-
8	CHY028	864.00	94.25	38.07	18.39	0	-	335.47	30.92	22.58	3.57	0	-
9	CHY029	287.75	41.77	43.50	28.07	0	-	157.61	17.81	14.50	0.49	0	-
10	CHY034	323.09	52.35	25.06	3.64	0	-	91.08	16.49	13.64	5.09	0	-
11	CHY035	281.36	44.22	24.75	10.07	0	-	105.98	17.58	9.73	2.38	0	-
12	CHY036	299.48	50.97	35.60	4.22	0	-	104.37	14.42	9.88	3.38	0	-
13	CHY041	647.05	39.39	14.07	3.43	0	-	122.83	9.85	9.17	1.50	0	-
14	CHY046	187.64	23.60	15.40	3.90	0	-	79.80	7.54	12.10	5.04	0	-
15	CHY047	208.66	29.98	19.02	1.75	0	-	83.49	14.89	11.27	2.29	0	-
16	CHY074	261.85	32.05	24.57	13.26	0	-	97.65	14.85	11.69	5.01	0	-
17	CHY080	1128.93	135.65	64.49	36.90	0	-	716.06	41.41	27.18	3.54	0	-
18	CHY082	85.10	22.79	24.59	5.78	0	-	78.39	8.90	10.12	2.30	0	-
19	CHY092	101.50	57.38	66.03	20.42	0	-	111.43	28.30	26.44	0.98	0	-
20	CHY094	64.81	25.63	33.04	12.66	0	-	40.65	14.02	9.92	2.36	0	-
21	CHY101	474.41	108.69	81.98	28.85	1	5.34	162.19	27.34	21.34	0.98	0	-
22	CHY104	184.61	65.91	62.87	15.13	0	-	129.63	32.90	41.81	8.30	0	-
23	TCU029	224.28	62.76	87.91	54.78	1	5.27	62.25	20.83	27.54	0.58	0	-
24	TCU031	157.11	63.60	77.21	18.62	1	5.93	65.25	26.52	32.20	18.24	0	-
25	TCU034	259.79	44.88	49.57	8.52	1	8.87	70.26	12.07	13.16	5.90	0	-
26	TCU035	125.15	37.91	50.14	19.08	0	-	59.71	17.93	19.51	0.77	0	-
27	TCU036	137.31	67.38	106.78	75.44	1	5.38	60.97	22.96	19.81	12.96	0	-
28	TCU038	155.66	57.10	69.93	34.20	1	9.58	65.81	32.92	26.71	10.44	1	5.46
29	TCU039	219.28	69.70	73.49	23.93	1	9.33	121.82	52.48	45.59	31.69	1	5.74
30	TCU040	160.29	57.04	73.44	27.79	1	6.41	78.98	18.12	17.29	4.66	0	-
31	TCU042	247.64	42.60	55.46	20.13	0	-	82.02	18.50	23.56	14.01	0	-
32	TCU045	581.76	52.82	48.38	30.29	1	9.33	353.20	20.21	21.97	6.29	0	-
33	TCU046	141.69	33.74	64.19	39.42	1	10.40	96.69	33.39	43.66	6.27	1	5.89
34	TCU047	402.19	45.89	52.61	8.66	1	12.31	261.01	21.52	34.80	3.41	0	-
35	TCU048	177.72	48.34	100.13	54.41	0	-	97.34	25.04	20.90	1.83	0	-
36	TCU049	322.14	61.74	136.25	96.73	1	10.22	177.98	26.77	29.23	7.23	0	-
37	TCU050	150.33	44.75	121.31	67.04	0	-	86.71	42.67	29.86	3.50	1	5.98
38	TCU051	244.37	51.38	134.70	68.15	1	10.38	109.73	29.95	35.59	8.72	0	-
39	TCU052	504.79	267.14	882.55	787.82	1	12.29	193.95	170.07	415.69	363.45	1	10.24
40	TCU053	228.22	47.67	124.05	80.22	1	13.12	120.85	32.31	27.22	2.97	0	-
41	TCU054	196.32	56.27	150.57	94.94	1	11.47	132.95	30.00	23.71	0.20	0	-
42	TCU056	166.01	44.55	119.72	76.12	1	9.03	116.84	40.81	37.95	6.41	0	-
43	TCU057	121.72	49.81	108.21	63.61	0	-	81.48	33.83	26.36	1.98	0	-
44	TCU059	176.55	64.48	89.40	54.81	1	7.78	64.48	14.28	24.30	8.22	0	-
45	TCU060	205.86	46.13	102.76	70.58	0	-	86.26	26.46	41.83	35.07	0	-

表 1 本研究所採用的 921 集集地震歷時列表 (續)

46	TCU061	160.04	46.43	83.55	53.38	0	-	86.17	27.10	27.07	2.45	0	-
47	TCU063	190.71	85.87	121.31	71.56	1	6.55	133.00	57.04	53.22	10.93	0	-
48	TCU064	127.17	55.81	95.11	70.36	1	8.46	82.36	33.35	43.67	35.71	0	-
49	TCU065	800.65	147.54	223.18	161.13	1	5.74	257.74	68.37	68.89	11.23	1	4.86
50	TCU067	556.32	107.66	198.34	144.75	0	-	230.36	49.45	47.99	0.17	1	5.85
51	TCU068	529.83	394.23	1156.32	1050.22	1	12.29	519.40	228.78	453.82	337.40	1	10.75
52	TCU070	248.95	59.88	110.93	70.34	0	-	76.29	36.04	26.80	1.89	0	-
53	TCU071	809.53	84.70	307.44	269.60	0	-	415.53	58.95	220.43	193.31	0	-
54	TCU072	465.30	92.24	315.81	277.57	0	-	274.62	38.27	116.95	108.46	0	-
55	TCU074	609.38	76.48	238.07	217.77	0	-	270.14	25.14	77.34	0.34	0	-
56	TCU075	326.26	116.56	179.23	126.10	1	4.98	223.86	49.75	44.30	8.10	1	4.20
57	TCU076	419.71	86.93	127.52	86.35	0	-	275.42	32.73	32.64	4.44	0	-
58	TCU078	470.84	45.94	134.83	110.63	0	-	170.95	18.30	41.66	2.20	0	-
59	TCU079	582.68	73.47	120.30	102.79	0	-	383.85	22.53	38.15	3.04	0	-
60	TCU082	262.32	62.18	159.20	94.29	1	8.10	129.22	35.44	31.66	6.02	0	-
61	TCU084	987.59	132.14	135.11	83.99	0	-	312.67	27.43	50.53	7.11	0	-
62	TCU087	121.67	48.12	113.05	70.76	1	10.40	91.07	58.46	58.23	3.19	1	5.36
63	TCU088	538.80	36.87	57.62	33.39	1	11.35	224.09	12.93	20.66	3.25	0	-
64	TCU089	365.61	45.69	214.66	182.83	0	-	190.09	22.01	26.74	10.96	0	-
65	TCU100	129.94	43.68	107.90	58.78	0	-	83.82	39.31	34.57	0.34	1	5.27
66	TCU102	300.14	113.21	173.92	113.14	1	9.65	173.33	68.26	54.78	2.22	1	3.16
67	TCU103	168.34	68.59	107.35	70.17	1	8.69	142.28	60.79	54.07	2.67	1	6.85
68	TCU104	114.30	56.74	98.00	59.29	1	7.19	90.46	23.32	18.99	1.16	0	-
69	TCU105	135.03	44.87	93.65	52.64	0	-	61.08	23.14	37.19	1.50	0	-
70	TCU106	161.85	41.33	83.46	52.29	0	-	115.82	23.40	22.61	0.23	0	-
71	TCU107	145.36	48.84	77.94	45.65	0	-	94.62	26.34	30.14	1.40	0	-
72	TCU109	202.22	60.36	90.28	46.87	0	-	132.97	24.07	24.15	8.50	0	-
73	TCU110	188.23	63.41	89.19	48.05	0	-	116.30	32.70	24.01	0.47	0	-
74	TCU111	125.21	57.53	80.65	48.54	0	-	76.97	23.77	29.01	10.30	0	-
75	TCU112	83.25	40.84	59.88	28.61	0	-	65.28	19.37	28.45	9.09	0	-
76	TCU113	73.33	29.70	40.24	20.21	0	-	80.19	15.42	20.60	3.01	0	-
77	TCU115	115.82	50.48	74.09	35.95	0	-	76.40	21.87	18.55	7.28	0	-
78	TCU116	186.48	53.52	80.57	60.04	0	-	118.98	33.91	31.28	9.60	0	-
79	TCU117	136.64	62.68	73.49	31.40	0	-	89.88	22.27	19.94	4.71	0	-
80	TCU118	120.43	35.70	58.44	25.02	0	-	98.25	19.20	19.03	0.14	0	-
81	TCU119	66.06	26.17	35.04	11.32	0	-	60.25	15.26	17.07	2.44	0	-
82	TCU120	252.45	63.13	109.87	69.84	0	-	166.53	35.38	22.37	0.00	0	-
83	TCU122	257.30	49.93	95.78	58.04	0	-	235.99	41.19	36.14	8.70	0	-
84	TCU123	154.69	49.47	72.85	50.48	0	-	85.61	26.64	26.54	8.11	0	-
85	TCU128	194.63	78.29	91.41	49.65	1	9.04	90.37	46.92	43.57	32.39	1	5.05
86	TCU129	998.38	78.08	138.78	120.60	1	8.13	334.98	37.57	28.24	6.71	0	-
87	TCU131	132.03	47.11	47.32	18.69	1	9.22	54.08	20.20	23.02	17.59	0	-
88	TCU133	324.69	80.11	195.13	126.03	1	7.38	240.26	67.81	67.74	14.88	1	5.81
89	TCU136	205.85	63.39	111.22	73.66	1	8.88	111.65	31.99	47.41	36.26	0	-
90	TCU137	523.05	109.30	365.48	340.95	1	15.09	324.38	79.82	246.98	199.77	1	15.09
91	TCU138	214.48	40.91	86.83	57.38	0	-	110.34	26.16	25.60	5.45	0	-
92	TCU140	71.23	24.53	64.84	41.87	0	-	67.77	19.56	24.15	6.35	0	-
93	TCU141	93.19	46.88	60.20	21.50	0	-	107.21	25.21	25.43	5.05	0	-
94	TCU145	74.68	24.47	50.24	23.61	0	-	52.11	19.56	20.58	6.39	0	-

\*: 1 代表該紀錄含速度脈衝, 0 代表該紀錄不含速度脈衝

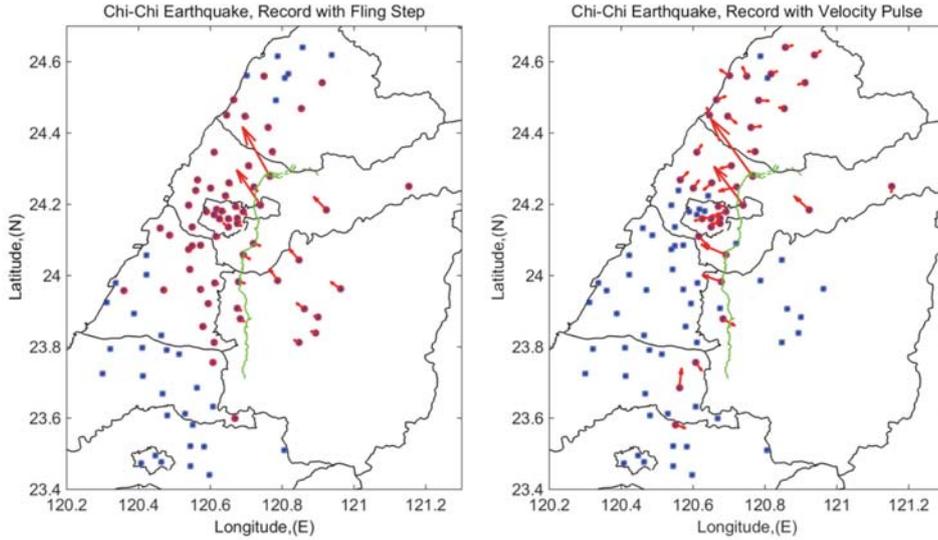


圖 3 921 集集地震中距車籠埔斷層 40 公里內的測站分佈圖 (\* 號標示)

- (a) 經基線校正後所得到的水平向地表永久位移的向量分佈 (o 號標示, 僅標示永久位移大於 30 公分的測站);
- (b) 經速度脈衝指標的分析後, 含水平向速度脈衝的測站分佈圖及水平向速度脈衝的向量分佈 (o 號標示)。

### 工程設計參數與分析模式

根據 2009 年版公路橋梁耐震設計規範 [14], 橋梁之側向力與側向變形以完全彈塑性曲線表示。當基底剪力達降伏強度後, 結構物產生非線性行為, 直到極限位移而破壞。有鑑於規範未闡明結構受地震作用時之加載及卸載路徑關係, 且對於具有速度脈衝之近斷層地震作用下, 既有設計公式是否適用, 值得進一步探討。

本研究選用 BISPEC 程式 [15] 進行單自由度系統之非彈性反應譜分析。圖 4 所示為結構物之側向力與側向變形關係, 包括彈性及彈塑性系統。位移韌性  $\mu$  為彈塑性系統之最大位移與降伏位移之比值。當  $\mu$  增加, 表示結構物之塑性變形越趨明顯。 $\mu$  與現行規範之結構系統韌性容量  $R$  具有相同的物理意義, 僅是使用符號不同, 且均代表位移的物理量, 非強度的物理量。

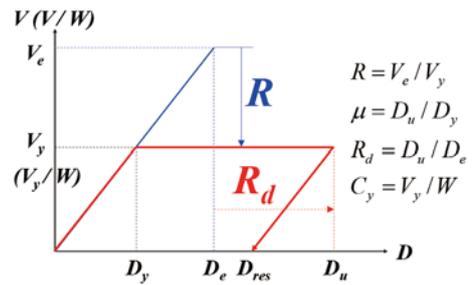


圖 4 彈性系統與彈塑性系統之工程設計參數關係圖

### 遲滯迴圈模式

彈塑性系統採用完全彈塑性遲滯模式 (Elastic Perfect Plastic Hysteretic Model, EPP model), 及修正 Clough 模式 (Modified Clough Hysteretic Model, MC model), 分別如圖 5(a) 及圖 5(b) 所示, 兩者之後降伏勁度與彈性勁度之比值皆為 0。一般而言, EPP 模式代表鋼結構, 而 MC 模式較接近鋼筋混凝土結構受反覆載

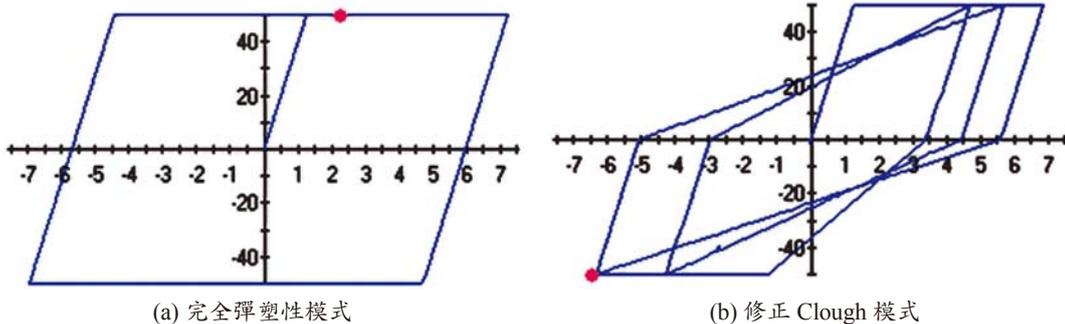


圖 5 本研究採用之單自由度系統的遲滯迴圈模式

重作用下之力量與變形關係。兩個系統間具有三個重要的工程設計參數，包括強度折減係數  $R$ 、位移放大係數  $R_d$ ，及等降伏強度係數  $C_y$ 。

### 強度折減係數 $R$

$R$  代表彈性系統與彈塑性系統之間，兩者最大強度之比值 [16]。當  $R$  越大，表示由彈性系統折減至彈塑性系統後之強度會越低，即可以用較小的降伏強度進行結構設計。現行規範中，結構系統地震力折減係數  $F_u$  及  $F_M$  表示如下，與本文所用之  $R$  具有相同的物理意義，僅是使用符號不同，且均代表強度的物理量，非位移的物理量。

$$F_{uD} = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (R - \sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; 0.6T_0^M \leq T \leq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} & ; 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (\sqrt{2R - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; T \leq 0.2T_0^M \end{cases}$$

### 位移放大係數 $R_d$

位移放大係數  $R_d$ ，代表彈塑性系統與彈性系統之間，兩者最大位移之比值 [17]。如  $R_d$  增加時，代表彈性系統須放大較高倍數，才能獲得彈塑性系統之最大位移量。國內現行規範中並無  $R_d$  規定，參考美國 AASHTO 規定 (AASHTO, 2011)，表示如下：

$$R_d = \begin{cases} \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) \frac{T^*}{T} + \frac{1}{\mu_D} \geq 1.0, & \frac{T^*}{T} > 1.0 \\ 1.0 & , \frac{T^*}{T} \leq 1.0 \end{cases}$$

$$T^* = 1.2T_s$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

由於彈性系統與彈塑性系統具有相同位移之假設，並不適用於可能產生非彈性行為之短周期結構物。因此，調整因子  $R_d$  係用來修正短周期結構物之彈性位

移。當結構物基本周期  $T$  小於地表運動特徵周期  $T^*$  時，位移放大因子大於 1.0。對於強震區之橋梁，局部構件之最大位移需求  $\mu_D$  可取 6.0。

### 等降伏強度係數 $C_y$

等降伏強度係數  $C_y$  代表彈塑性系統之降伏強度與結構自重之比值 [18]。提高  $C_y$  可使結構承受較大的強度才進入非線性階段。根據現行規範精神，由設計地震下之水平設計地震力  $V_D$ 、避免最大考量地震下崩塌之水平地震力  $V_M$ 、與設計總橫力下限值  $V_{min}$ ，三者反推降伏地震力，取其大者後計算與結構物自重之比值當作  $C_y$ ，相關公式整理如下：

$$V_{y1} = V_D \times 1.2\alpha_y = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \times 1.2\alpha_y = I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m W \rightarrow \frac{V_{y1}}{W} = I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m$$

$$V_{y2} = V_M \times 1.2\alpha_y = \frac{I}{1.2\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \times 1.2\alpha_y = I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W \rightarrow \frac{V_{y2}}{W} = I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$$

$$V_{y3} = V_{min} \times 1.2\alpha_y = \frac{IS_{aD}}{3.25\alpha_y} W \times 1.2\alpha_y = \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I W \rightarrow \frac{V_{y3}}{W} = \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I$$

$$C_y = \max\left(\frac{V_{y1}}{W}, \frac{V_{y2}}{W}, \frac{V_{y3}}{W}\right) = \max\left\{I \left(\frac{S_{aD}}{F_{uD}}\right)_m, I \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m, \frac{1.2}{3.25} S_{aD} I\right\}$$

### 參數分析檢討

本研究之分析參數，假設一重要橋梁 ( $I = 1.2$ ) 之工址地盤分類為第一類地盤，且鄰近車籠埔斷層。根據現行規範相關設計參數如下：

$$S_S^D = 0.8, S_1^D = 0.45, S_S^M = 1.0, S_1^M = 0.55$$

$$N_A = 1.12, N_V = 1.18 \text{ (設計地震);}$$

$$N_A = 1.13, N_V = 1.25 \text{ (最大考量地震)}$$

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0 \text{ (設計地震);}$$

$$F_a = 1.0, F_v = 1.0 \text{ (最大考量地震)}$$

分析結果以位移韌性  $\mu$  為指標，據以建立各彈性周期  $T$ ，與強度折減係數  $R$ 、位移放大係數  $R_d$ ，及等降伏強度係數  $C_y$  關係，包括： $R-\mu-T$ 、 $R_d-\mu-T$ ，與  $C_y-\mu-T$ 。

本研究中，結構彈性周期  $T$  之範圍由 0 至 10 秒，位移韌性  $\mu$  取 2、4、6。輸入地震部份，本研究主要選擇具有速度脈衝之加速度歷時，並根據歷時及結構特性，分為下列四種條件進行探討。

### 地震紀錄處理方式

地震事件為 1999 年 921 集集地震之主震。測

站編號為 TCU052、TCU063、TCU065、TCU068、TCU075、TCU102、CHY101 等 7 個測站，地震紀錄方向為東西向（EW 方向）。訊號處理之方式包括中央氣象局（CWB），此為原始紀錄並未作任何處理；國家地震工程研究中心（NCREE），採用基線修正及保留永久位移方式；與泛太平洋地震工程研究中心（PEER），採用基線修正及消除永久位移方式<sup>[19]</sup>。結構分析模式以 EPP 模式為主。

圖 6 所示為三種資料處理方式之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2$ ，極限位移變大，其在 4 秒週期前之分析結果與規範大致相符，但 4 秒週期後卻開始有些微波動。當  $\mu = 4、6$ ，其趨勢皆與前述  $\mu = 2$  相同，皆在 3 到 4 秒週期之間為區分，前皆較規範值低，而後較規範值高的現象。

圖 7 所示為三種資料處理方式之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，在 1 秒週期前，AASHTO 規範值達到接近 5，而真實反應的分析結果卻只有 2.5 左右，

顯示規範中假設 1 秒週期前結構物的極限位移很大，然而分析結果顯示並無規範設計值大，因此規範值趨於保守。當  $\mu = 4、6$ ，AASHTO 規範值在 1 秒週期前，最高達到 7 左右，而分析結果約落在 2 或 3 上下。0.5 秒到 4 秒週期前，分析值皆高於規範值，4 秒後之長週期，分析值皆小於規範值。

圖 8 所示為三種資料處理方式之等降伏強度係數平均值。根據現行公路橋梁耐震設計規範規定， $C_y$  不得小於  $\frac{I}{1.2\alpha_y} \left( \frac{0.4S_{MS}}{F_{uM}} \right)_m W$ ，因此本文列出規範原本規定有下限的結果以及無受此規定的結果。當  $\mu = 2$ ，約 2 秒週期前，分析結果與規範值相當，但 2 秒到 10 秒週期之間，真實反應的分析結果依然小於原本的規範值，而無下限的規範值在 2 秒到 7 秒週期間，其分析值皆大於規範值，7 秒週期後則一樣。當  $\mu = 4、6$ ，1 秒週期前，規範值約 0.38 至 0.4，而分析值僅約 0.3 至 0.33。相較於規範值，1 至 2 秒週期間的分析值皆較規範值

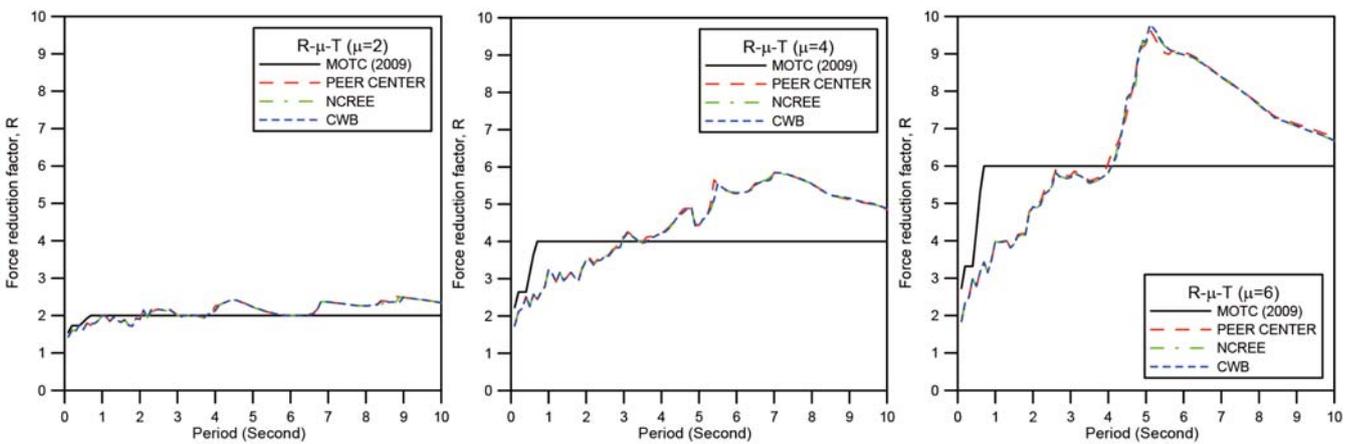


圖 6 強度折減係數（以地震紀錄處理方式進行比較）

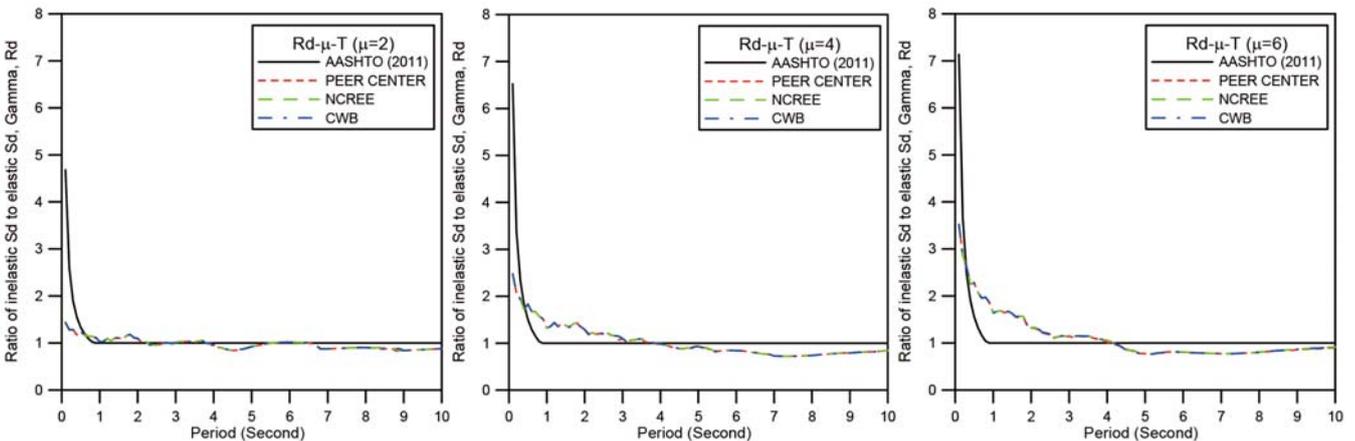


圖 7 位移放大係數（以地震紀錄處理方式進行比較）

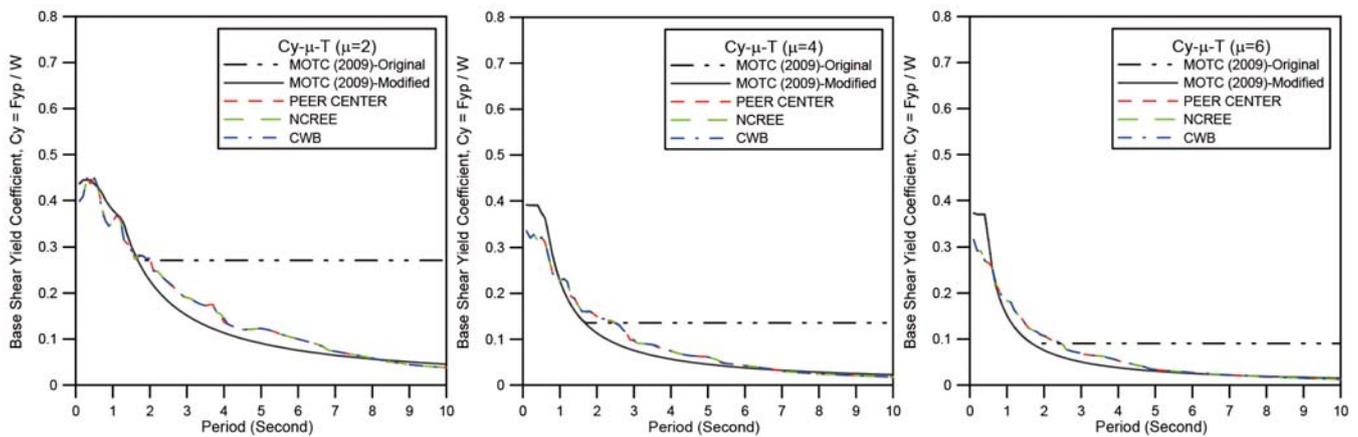


圖 8 等降伏強度係數(以地震紀錄處理方式進行比較)

高，2 秒週期後，由於下限值的規定皆比分析值高，約在 0.1 到 0.2 倍之間。與規範修正為無下限值的結果相比，1 至 6 秒週期之間，分析結果皆大於規範值，此後則幾乎一致。

### 地震紀錄方向

地震事件及測站編號與前者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。地震紀錄方向包括東西向 (EW 方向)、南北向 (NS 方向)，及最大速度方向 (Max. Vel. 方向)。最大速度方向之加速度歷時，其製作方式係旋轉東西向與南北向之速度歷時，搜尋產生最大速度所對應之角度後，再將原有東西向與南北向加速度投影至該角度，以分量方式重新組合為新的加速度歷時。結構分析模式以雙線性之 EPP 模式為主。

圖 9 所示為東西向、南北向及最大速度方向之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2$ ，三個方向的分析結果與規

範值相當，並無太大變化，約落在 2 左右。當  $\mu = 4$ ，約以 4 秒週期為分界。4 秒前的分析結果，三個方向所顯示出的結果並無太大差異，但皆小於規範值，然而 4 秒後的分析值卻都高於規範值。東西向之分析結果在 7 秒週期間出現峰值；而南北向之分析結果在 8 至 9 秒週期間達到最高值，約為 6.5。因此，東西向與南北向紀錄在  $\mu$  增加時，其長週期的強度折減係數也較大，即降伏強度較小。當  $\mu = 6$ ，其趨勢與  $\mu = 4$  相仿，最大值結果，東西向約為 9、南北向及最大速度方向則達到 10。

圖 10 為以東西向、南北向及最大速度方向分析所得之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，分析結果在 1 秒週期後與規範值相同。當  $\mu = 4、6$  開始出現微差差異，1 至 5 秒週期之分析結果開始較規範值高；相反的，5 秒週期後，分析結果隨  $\mu$  增加而逐漸收斂且低於規範值，表示長週期結構之極限位移會趨近於定值。

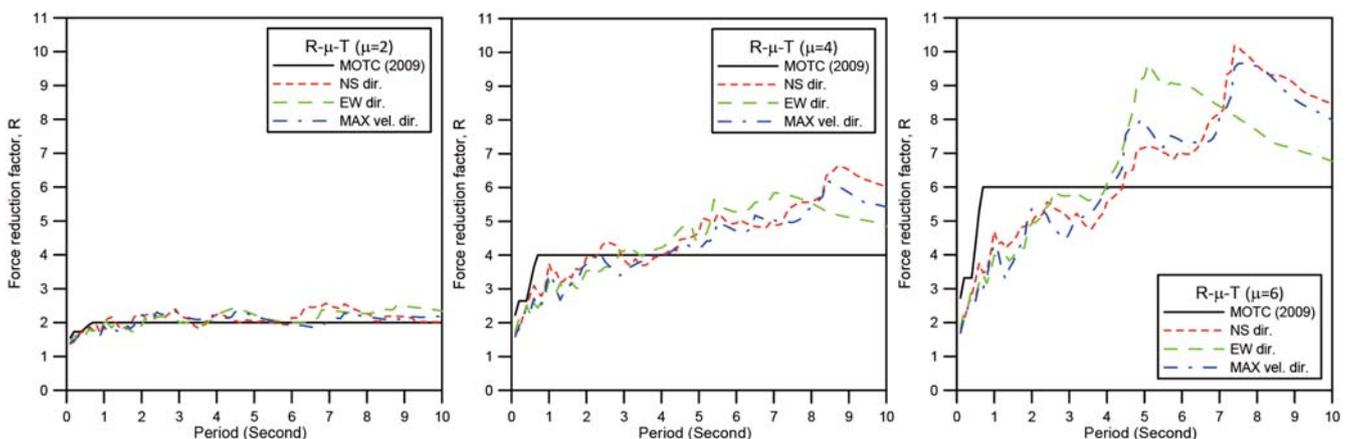


圖 9 強度折減係數(以地震紀錄方向進行比較)

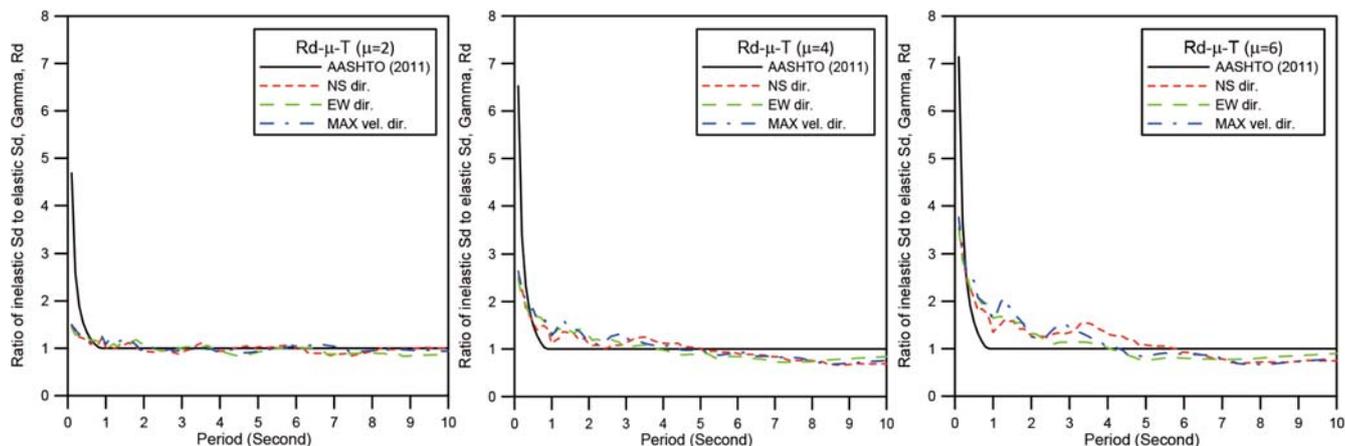


圖 10 位移放大係數(以地震紀錄方向進行比較)

圖 11 所示為以東西向、南北向及最大速度方向分析所得之等降伏強度係數平均值。當  $\mu = 2$ ，整體的分析結果皆與未修正下限之規範值相符。有趣的是，在  $\mu = 4、6$  時，初期分析結果皆微幅低於規範值，而與原本的規範值相比，在 2 秒週期後，分析結果一樣小於規範值，而與未修正下限的規範值相比，1 秒週期後的分析結果與規範值皆相當。

### 遲滯迴圈模式

地震事件、測站編號與紀錄方向與前述地震紀錄處理方式所用者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。結構分析模式則分別比較 EPP 模式及 MC 模式之差別。

圖 12 所示為採用 Bilinear 及修正 Clough 模式之強度折減係數平均值。當  $\mu = 2、4$ ，兩模式之結果並無太大差異。當  $\mu = 6$ ，5 至 7 秒週期間依然呈現一樣的結果，但在 5 秒至秒週期間，Bilinear 模式明顯大於修正 Clough 模式，峰值約為 10。

圖 13 所示為採用 Bilinear 及修正 Clough 模式之位移放大係數平均值。整體而言，兩種模式所得結果幾乎完全相同，且趨勢與前述不同條件者十分相似。

圖 14 所示為採用 Bilinear 和修正 Clough 模式所得之等降伏強度係數平均值，兩者間非常接近。兩種模式之結果，當  $\mu = 2$  時與既有規範相近；當  $\mu = 4、6$  時，在週期 1 秒之前約為 0.33，均低於規範值。週期 1 至 2.5 秒間略大於規範值；週期大於 2.5 秒，數值迅速下降並趨近於規範修正值。

### 地震紀錄數量

地震事件、紀錄方向與前述地震紀錄處理方式所用者相同，但僅選用 PEER 之訊號處理方式。地震紀錄數量包含 3 種組別：7、31 及 142 組。7 組測站與前述地震紀錄處理方式所用者相同。31 組則為 PEER 資料庫中，以 921 集集地震為主之地震事件，具有速度脈衝之測站總量。142 組則為 PEER 資料庫中，所有地震事件中具有速

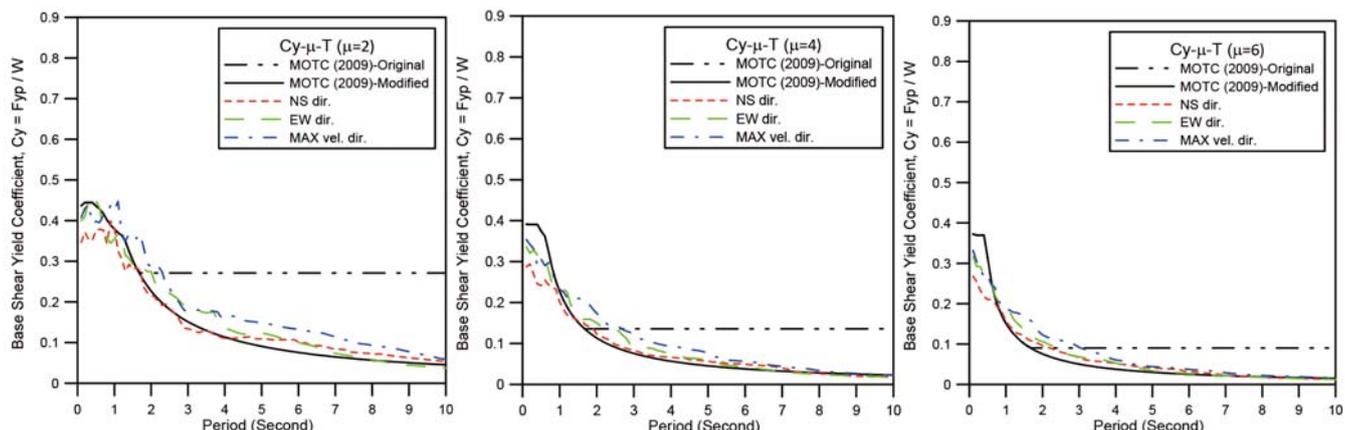


圖 11 等降伏強度係數(以地震紀錄方向進行比較)

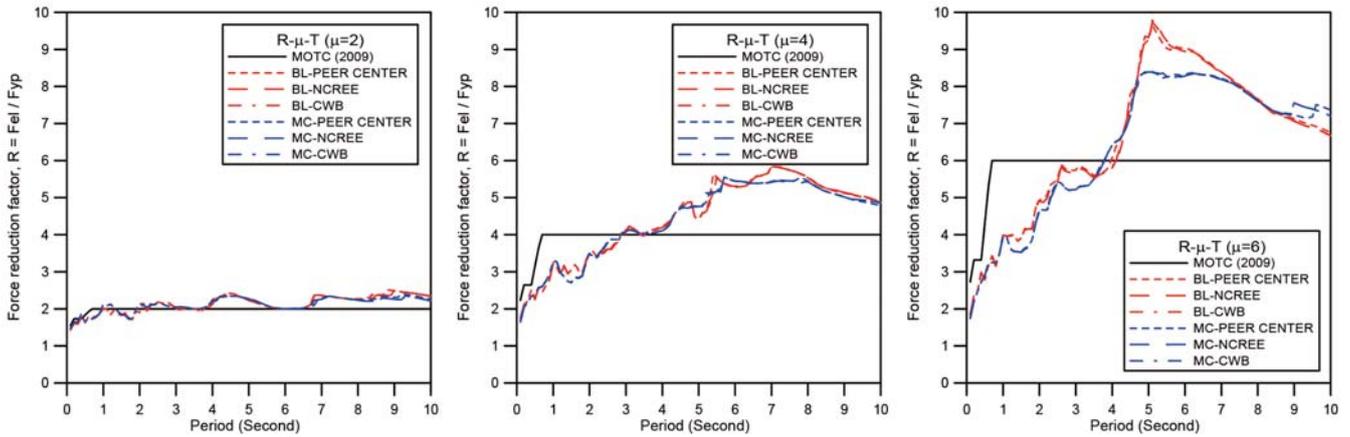


圖 12 強度折減係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

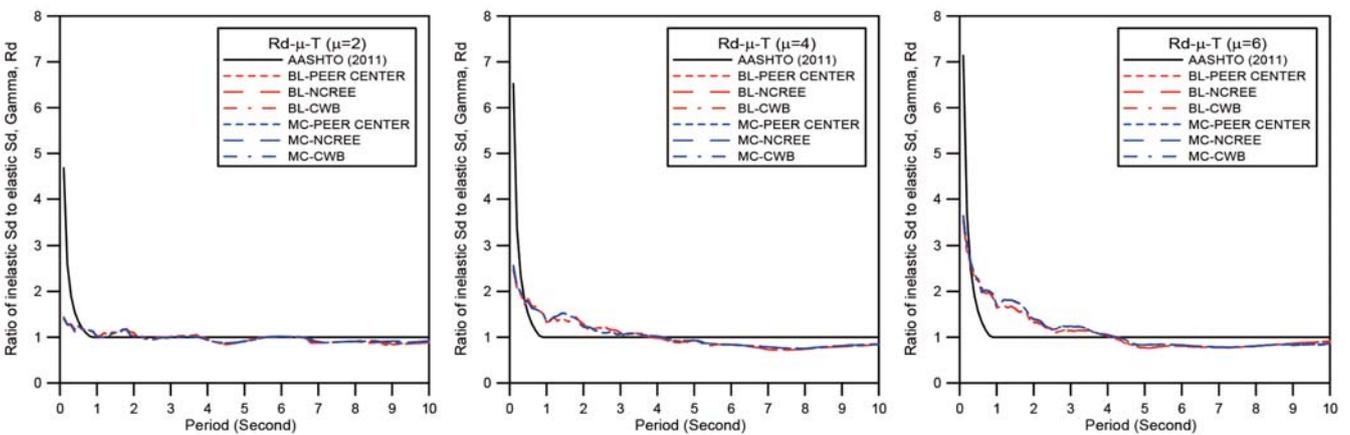


圖 13 位移放大係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

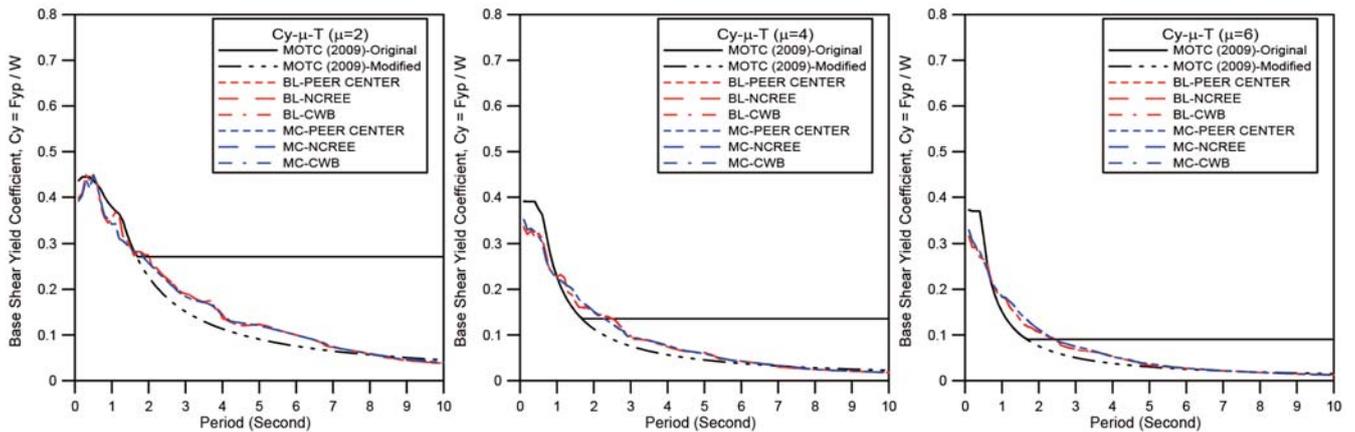


圖 14 等降伏強度係數(以遲滯迴圈模式進行比較)

度脈衝之測站總量。結構分析模式則以 MC 模式為主。

圖 15 所示為採用 7、31 及 142 組所得之強度折減係數。當  $\mu = 2$  時，各種地震歷時組別之結果與規範值皆相近，平均值約為 2。當  $\mu = 4、6$  時，約以 4.5 秒週期為分界。4.5 秒前，3 種組別之結果均低於規範值，但以 142 組較接近，7 組次之，31 組最小。當週期大於 4.5 秒時，恰好呈現相反之趨勢。

圖 16 所示為採用 7、31 及 142 組地震歷時所得之位移放大係數平均值。當  $\mu = 2$ ，各種地震歷時組別之結果與規範值皆相近，週期 1 秒前最大值約 1.5。當  $\mu = 4、6$ ，約以 5 秒週期為分界。5 秒前，3 類結果均大於 AASHTO 規範值，尤其 1.5 秒前以 7 組最大，31 組次之，142 組最小。1.5 至 5 秒之間，數值大小之組別依序 31、7、142 組。週期高於 5 秒時，各組別均

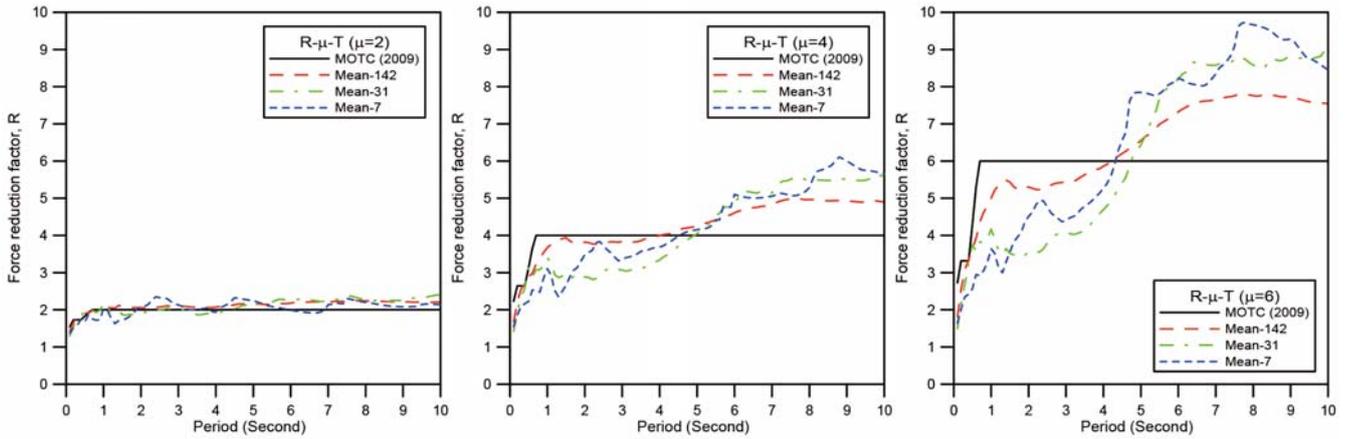


圖 15 強度折減係數(以地震紀錄數量進行比較)

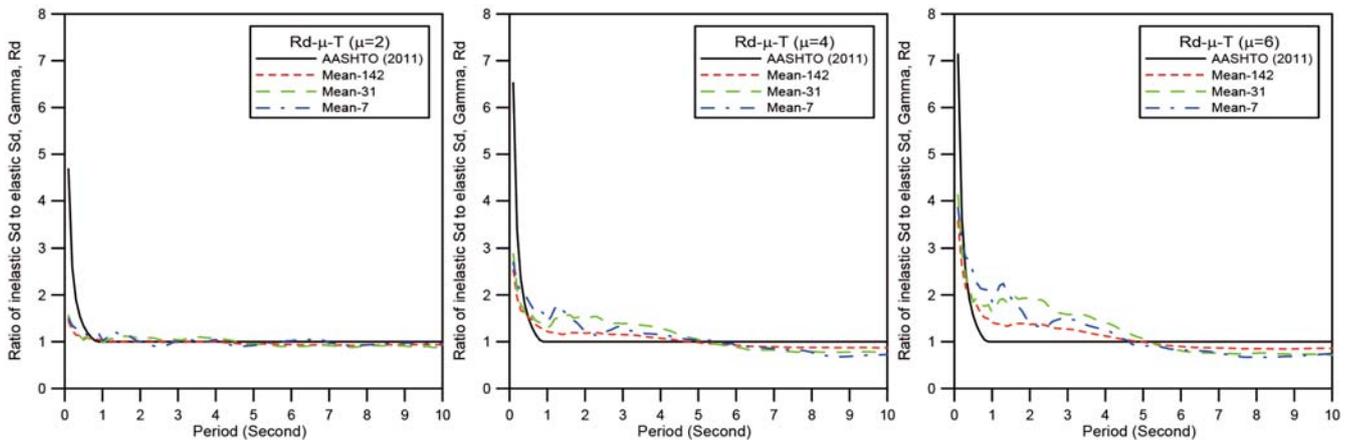


圖 16 位移放大係數(以地震紀錄數量進行比較)

小於規範值，且 7、31 組之結果幾乎一致。

圖 17 所示為採用 7、31、142 組地震歷時所得之等降伏強度係數平均值。相較於規範值，當  $\mu = 2$  時，週期 2.5 秒前以 7 組結果最大並貼近規範值，142 組次之，31 組最小；2.5 秒後仍以 7 組結果最大，31 組次之，142 組最小。此外，31 組結果與規範修正後結果，於 5 秒週期後開始貼近。當  $\mu = 4$  時，其趨勢於與  $\mu = 2$  相仿，但在週期 1 秒之前，各組之結果均低於規範值。週期 1 至 2.5 秒間，僅有 7 組較規範值高；週期大於 2.5 秒各組數值逐漸下降，直到 5 秒週期後，31 組結果開始貼近規範修正值。當  $\mu = 6$  時，其趨勢於與前述  $\mu = 2、4$  相仿，但在週期 0.6 秒之前，各組之結果均低於規範值。週期 1 至 3 秒間，僅有 7 組大於規範值；週期大於 3 秒後各組數值迅速下降，且 31 組結果自 2.5 秒起就與規範修正值十分接近。

## 結論與建議

近斷層地震動具有高強度的地表運動峰值、特殊的譜加速度值空間分佈，及特殊的地表位移與地表速度歷時特徵，與遠域地震有顯著差異。本研究以鄰近車籠埔斷層之單自由度橋梁系統為研究對象，選用 PEER Center 地震歷時資料庫中所有具備似脈衝特性之加速度紀錄，完成非線性動力歷時分析。分析結果顯示，依據現行規範所建議之強度折減係數、位移放大係數、等降伏強度係數，在各週期及位移韌性間有明顯差異。尤其，雖中央氣象局、PEER 與 NCREC 對資料處理方式不同，但各項分析結果幾乎一致。此外，以最大速度方向之紀錄進行分析，其結果較僅單獨以東西向或南北向者為高。如比較完全彈塑性及修正 Clough 模式對分析結果的影響，兩者之差異性甚微。再者，地震歷時組別的多寡，如組數越多，其結果將越接近規範規定值，但無法充分反映本土地震特性。分析結果將提供作為未來

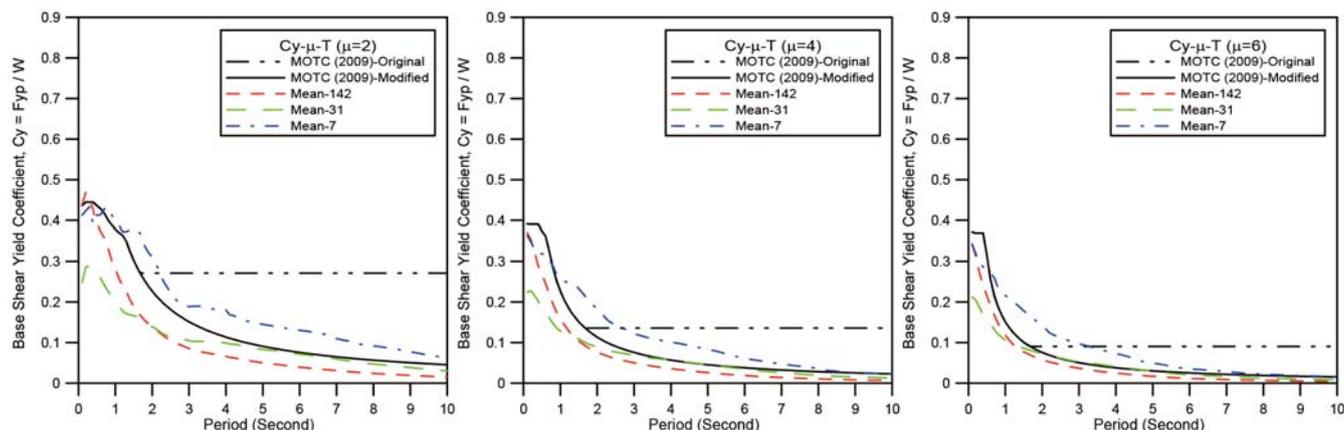


圖 17 等降伏強度係數(以地震紀錄數量進行比較)

規範修訂之參考，合理反映近斷層地震動所需之工程設計參數。

## 參考文獻

- 鄭世楠、葉永田、徐明銅、辛在勤 (1999)，台灣十大災害地震圖集，中央氣象局與中央研究院地球科學研究所。
- Chang, T. Y, Cotton, F., and Tsai, Y. B. (2004), Quantification of hanging-wall effects on ground motions, some insights from the 1999 Chi-Chi earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 94, No. 6, pp. 2186-2197.
- Donahue, J. L. and Abrahamson, N. A., (2014), Simulation-based hanging wall effects, *Earthquake Spectra* 30, pp. 1269-1284.
- Spudich, P., Rowshandel, B., Shahi, S. K., Baker, J. W., and Chiou, B. S. J. (2014), Comparison of NGA-West2 Directivity Models, *Earthq. Spectra*, doi: <http://dx.doi.org/10.1193/080313EQS222M>.
- Shabestari, K. T. and Yamazaki, F. (2003), Near-fault spatial variation in strong ground motion due to rupture directivity and hanging wall effects from the Chi-Chi, Taiwan earthquake. *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, 32, pp. 2197-2219. doi:10.1002/eqe.323.
- Yu, S. B., Kuo, L. C., Hsu, Y. J., Su, H. H., Liu, C. C., Hou, C. S., Lee, J. F., Lai, T. C., Liu, C. C., Liu, C. L., Tseng, T. F., Tsai, C. S., and Shin, T. C. (2001), Preseismic deformation and coseismic displacements associated with the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.* 91, pp. 995-1012.
- Mavroedidis, G. P. and Papageorgiou, A. S. (2003), A mathematical representation of near-fault ground motions, *Bull. Seism. Soc. Am.* 93, No. 3, pp. 1099-1131.
- Chiou, B., Darragh, R., Gregor, N., and Silva, W. (2008), NGA project strong motion database, *Earthq. Spectra* 24, No. 1, pp. 23-44.
- Iwan, W. D., Moser, M. A., and Peng, C.-Y. (1985), Some observations on strong-motion earthquake measurement using a digital accelerometer, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 75, pp. 1225-1246.
- Chen, S. M. and Loh, C. H. (2007), Estimating permanent ground displacement from near-fault strong-motion accelerograms, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 97, No. 1B, pp. 63-75.
- Huang, J.-Y., Wen, K.-L., Li, X.-J., Xie, J.-J., Chen, C.-T., and Su, S.-C. (2013), Coseismic deformation time history calculated from acceleration records using an EMD-derived baseline correction scheme: A new approach validated for the 2011 Tohoku earthquake, *Bull. Seismol. Soc. Am.* 103, No. 2B, pp. 1321-1335, doi: 10.1785/0120120278.
- Baker, J. W. (2007), Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol. 97, No. 5, pp. 1486-1501.
- Shahi, S. K. and Baker, J. W. (2014), "An efficient algorithm to identify strong velocity pulses in multi-component ground motions." *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 104, No. 5, pp. 2456-2466.
- 交通部 (2009)，公路橋梁耐震設計規範。
- Hachem, M. M. (2013), BISPEC., Interactive software for the computation of unidirectional and bidirectional nonlinear earthquake spectra. version 2.20, Help manual. ([www.eqsol.com/Pages/Bispec.aspx](http://www.eqsol.com/Pages/Bispec.aspx)).
- Uang, C. - M. (1991), Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  Factors for Building Seismic Provisions, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp. 19-28.
- AASHTO. (2011), AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, 2nd Edition.
- Mark Aschheim (2002), Seismic Design Based on the Yield Displacement, *Earthquake Spectra*, Vol. 18, No. 4, pp. 581-600, November 2002.
- PEER (2011), Users manual for the peer ground motion database web application. Technical report, Pacific Earthquake Engineering Research Center. 



劉光晏博士 2006 年畢業於國立臺灣大學，2007 至 2017 年間服務於財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，目前為國立成功大學土木工程學系副教授。專長為橋梁工程、耐震評估及補強，與大型結構實驗。近年從事橋梁功能性支承系統、高強度鋼筋混凝土橋柱，及樁基礎裸露橋梁耐震性能研究。劉博士具備土木技師資格，並榮獲詹天佑論文獎章及優秀青年結構工程師獎。