

應用高強度鋼筋與高強度混凝土於 橋墩耐震設計之可行性研究

劉光晏／國家地震工程研究中心橋梁組副研究員

宋裕祺／國立臺北科技大學土木系教授兼國家地震工程研究中心橋梁組組長

黃世建／國立臺灣大學土木系教授兼國家地震工程研究中心副主任

張國鎮／國立臺灣大學土木系教授兼國家地震工程研究中心主任

本研究採用高強度混凝土與高強度鋼筋材料 (New RC)，進行 6 組單柱式橋墩之反覆載重實驗，檢討斷面、材料與配筋組合，使 New RC 橋墩在承受相同柱軸力下可獲致與一般 RC 橋墩相同之撓曲強度、位移韌性與消能能力。試體規劃包括 RC 標準試體 (BMRC1)、New RC 實心斷面試體 (NEWRC1、NEWRC5) 及 New RC 空心斷面試體 (NEWRCH1、NEWRCH2、NEWRCH3)。製作方式分為 4 組場鑄及 2 組預鑄節塊橋墩，其中 NEWRCH3 包含後置預力。實驗結果顯示，New RC 橋墩因配置 10 cm 間距橫向鋼筋提高良好的圍束效果，且高寬比大及軸力比低條件，結構行為滿足公路橋梁耐震設計規範有關強度與韌性規定，確實達成斷面及材料減量的目標。結合預鑄節塊及後置預力方式施工，更進一步提高施工效率與震後復原能力。此外，本研究以既有簡化模式分析，經比較實驗結果可快速且有效預測 New RC 柱之側推曲線，達到耐震設計與評估之目的。

研究提昇材料強度

鋼筋混凝土是目前應用最普遍的營建材料，隨著材料研發技術的突破，高強度混凝土與高強度鋼筋已逐漸商品化，以滿足各項工程特性的需要。以橋梁工程而言，當材料強度提昇後可有效減少橋墩數量與斷面尺寸、增加跨度、提高橋墩高度與強度，降低橋梁結構對環境的衝擊等優點。根據 ACI363R-10 [1]，混凝土 28 天規定抗壓強度大於或等於 55 MPa 者，定義為高

強度混凝土。日本 New RC 計畫 [2] 定義高強度混凝土之規定抗壓強度從 30 到 120 MPa，高強度鋼筋之規定降伏強度從 400 到 1200 MPa，兩者之組合稱之為 New RC。利用高強度混凝土提高抗壓能力與高強度鋼筋提高拉力強度，得以增加結構的強度與勁度，進而減少梁、柱斷面積以達到經濟性、空間優化方面的改善。為達到斷面縮減的目標，可考慮將原斷面直接縮減或採用空心斷面。一般而言，強震區之橋墩斷面尺寸視高度變化約在 2.5 m 至 4 m 之間，斷面減量後可節省混凝土材料用量，如更換為高強度主筋，將有機會節省鋼筋用量，達到增進施工性的效果。更進一步，如將 New RC 預鑄化並結合自復位預力系統，採用預鑄節塊橋墩方式施工，在新建階段可達成營建自動化目標，在營運使用階段則可達成震後快速復原目標。

橋柱實驗規劃

試體設計

基於前述目的，本研究規劃 6 組單柱式橋墩。試體設計之考量因素包括：(1) 採用 New RC 材料以求斷面縮減與鋼筋減量；(2) 相同軸力條件下，New RC 橋柱須提供與一般 RC 橋柱相同之彎矩強度及變形能力，且為撓曲破壞控制；(3) 為增進施工效率，採用 New RC 預鑄節塊，並檢討與場鑄施工之差異性；(4) 檢討高強度主筋及一般強度箍筋混合使用之可行性。橋墩設計參數如表 1 所示、斷面及配筋如圖 1 所示。

BMRC1 試體為對照組，採用 60 × 60 cm 正方形斷

表 1 試驗規劃與試體參數表

Item	unit	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
section width	cm	60	50	50	60	60	60
section height	cm	60	50	50	60	60	60
column length	cm	360	360	360	360	360	360
cover thickness	cm	4	4	4	4	2	2
f'_c	N/mm ²	36.7	80.9	80.9	80.9	80.9	80.9
f_y	N/mm ²	534.0	736.3	736.3	736.3	736.3	736.3
f_{yh}	N/mm ²	341.0	812.8	812.8	812.8	812.8	341.0
d_b	mm	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4	25.4
d_{bh}	mm	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7	12.7
hoop spacing	cm	10	10	10	10	10	10
number of main bar		16	12	12	10	10	4
number of tie in x-dir		3	2	2	2	2	2
number of tie in y-dir		3	2	2	2	2	2
axial load	kN	1335	1335	1335	1335	1335	2600

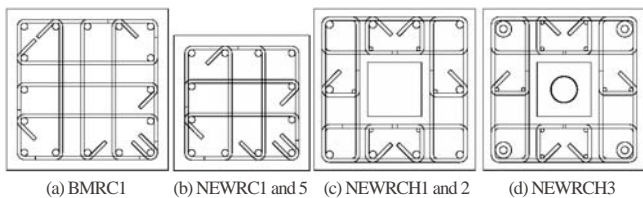


圖 1 橋柱試體斷面示意圖

面、柱高 3.6 m，主筋配置 16-D25（主筋比 2.3%）、橫向鋼筋配置 D13@10 cm（箍筋比 2.4%），承受 $0.1f'_cA_g$ 垂直載重。NEWRC1 係假設承受與 BMRC1 相同之軸力，但採用高強度材料後斷面調整為 50×50 cm，主筋用量減少為 12-D25，尚可提供與 BMRC1 相同之彎矩強度。NEWRC5 與 NEWRC1 相同，惟橫向鋼筋恢復成一般強度鋼筋。BMRC1 及 NEWRC1、5 之鋼筋綁紮作業如圖 2 及圖 3 所示。

NEWRCH1 採用場鑄空心斷面，斷面保持 60×60 cm，中空部份為 20×20 cm。由於材料強度提高，雖有效深度與 BMRC1 相近，但主筋用量減少為 10-D25 仍可提供與 BMRC1 相近之彎矩強度與初始勁度；NEWRCH2 與 NEWRCH1 相同，但柱身段改以 3 塊預鑄節塊堆疊而成，並預埋套管得以貫穿基礎預留之主筋後再填充灌漿；NEWRCH3 亦為預鑄節塊空心斷面，但參考研究 [3] 建議流程，藉由斷面中央處 7 根 15.2 mm 直徑之低鬆弛鋼腱，以無握裹方式提供約 60 kN 之預力，透過預力提供自復位功能，同時將主筋量達到極小化，僅留 4-D25 鋼筋各自配置於斷面角落。NEWRCH1、2、3 之試體製作過程與預力施拉作業，分別如圖 4 至圖 8 所示。



圖 2 BMRC1, NEWRC1,5 柱身鋼筋綁



圖 3 NEWRC1,5 基礎鋼筋綁



圖 4 NEWRCH1 試體製作



圖 5 NEWRCH2, H3 試體製作



圖 6 NEWRCH2 節塊吊放作業



圖 7 NEWRCH3 節塊吊放製作



圖 8 NEWRCH3 施拉預力

試體配置與加載方式

實驗試體配置如圖 9 及圖 10 所示，以位移控制進行反覆載重實驗。首先於柱頂施加垂直向載重，模擬上部結構（大梁與橋面板）之自重，控制柱底總載重（含加載設備及橋墩自重）達 $0.1f'_c A_g$ 。垂直力加載系統由 1 組油壓幫浦、1 根軸力梁及 2 根 69 mm 高強度螺桿組合而成。實驗用軸力根據 BMRC1 材料試驗結果，除 NEWRCH3 試體因設計需要提高至 2600 kN（含預力 600 kN 與外加軸力 2000 kN），其餘均為 1335 kN。位移控制之目標位移由層間位移角（drift ratio）乘以柱高（3.6 m）計算之，如圖 11 所示。BMRC1、NEWRCH1、5 之層間位移角依序為 0.5%、0.75%、1% 逐漸增加 1% 直到縱向鋼筋出現斷裂，或剪力強度自最大剪力強度下降超過 20% 時實驗終止；NEWRCH1 至



圖 9 RC 柱實驗配置



圖 10 NEWRCH 柱實驗配置

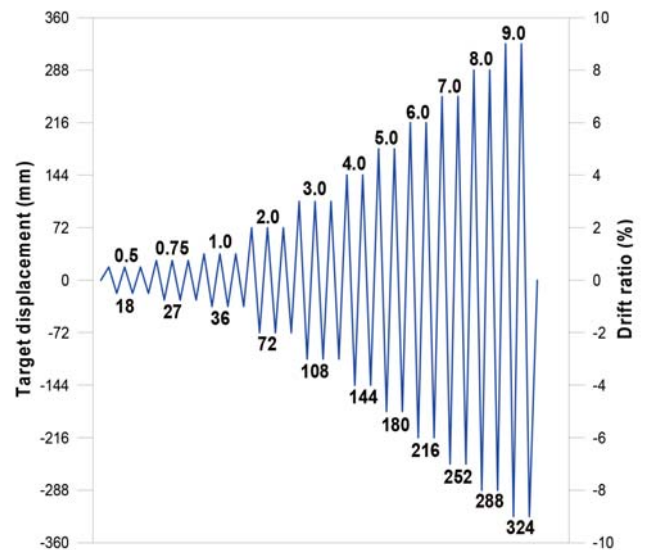


圖 11 水平千斤頂目標位移

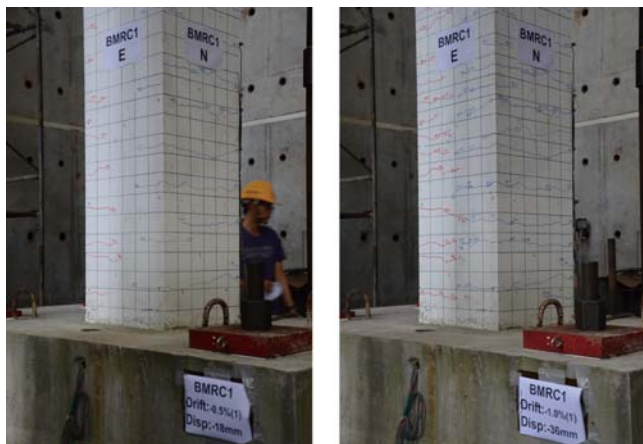
H3 試體則另增加 0.25% 及 1.5%，以便於完整描述初始勁度及側向力達降伏階段後逐漸轉折之過程。每一目標位移之迴圈數，參考 FHWA[4] 建議，層間位移角 3% 之前為 3 圈，自 4% 起至實驗結束則為 2 圈。

實驗結果探討

裂縫發展及損壞紀錄

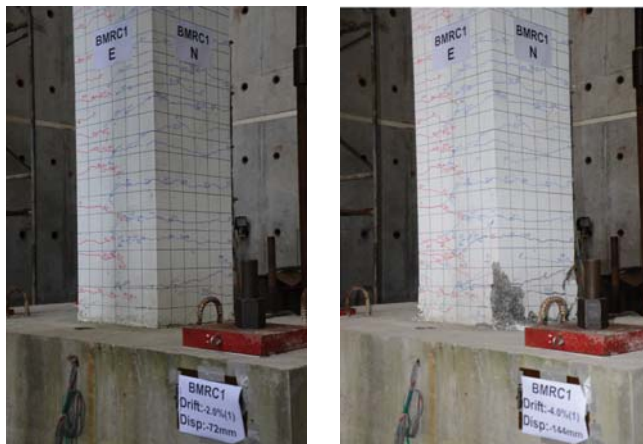
各橋墩試體之裂縫發展及損壞過程，如圖 12 至圖

17 所示，主要包括下列過程：(1) 試體受壓及受拉側出現平行箍筋方向之撓曲裂縫，裂縫間距約 20 cm 並延伸至試體側邊；(2) 撓曲裂縫向兩側延伸並增加數量、間距約與箍筋間距 10 cm 相近；(3) 試體側邊之撓曲裂縫逐漸向試體中心線靠近，並轉為 45 度剪力裂縫；(4) 柱面裂縫寬度持續增加，角隅處保護層混凝土壓碎及掉落；(5) 柱底混凝土保護層壓碎與大面積塊狀掉落；(6) 柱底塑鉸區主筋鋼筋挫屈與斷筋。



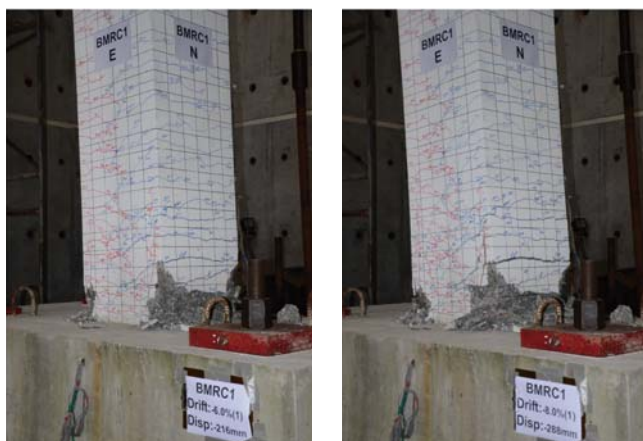
(a) 0.5%

(b) 1%



(c) 2%

(d) 4%



(e) 6%

(f) 8%

圖 12 BMRC1 試體裂縫發展與損壞過程



(a) 0.5%

(b) 1%



(c) 2%

(d) 4%



(e) 6%

(f) 8%

圖 13 NEWRC1 試體裂縫發展與損壞過程

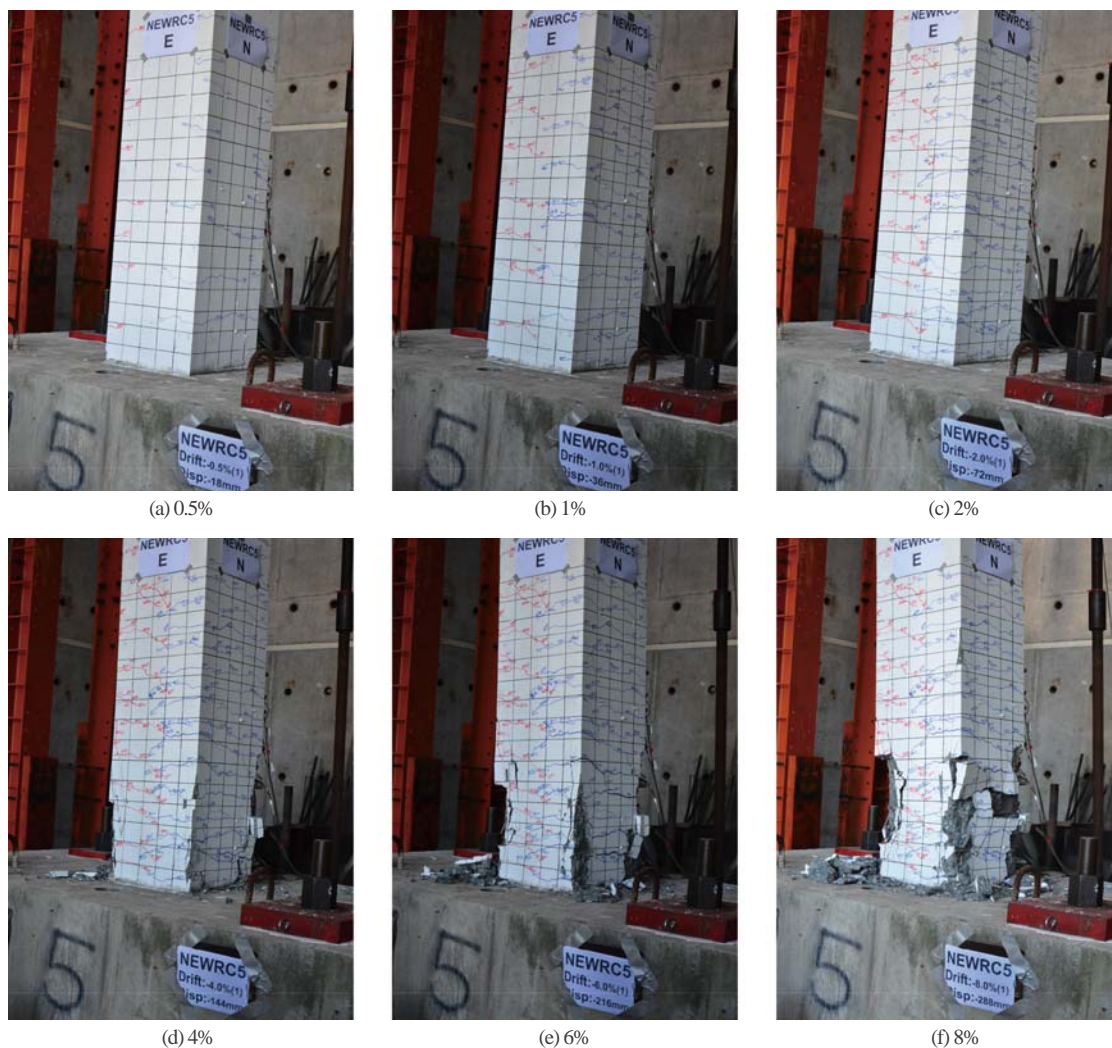


圖 14 NEWRC5 試體裂縫發展與損壞過程

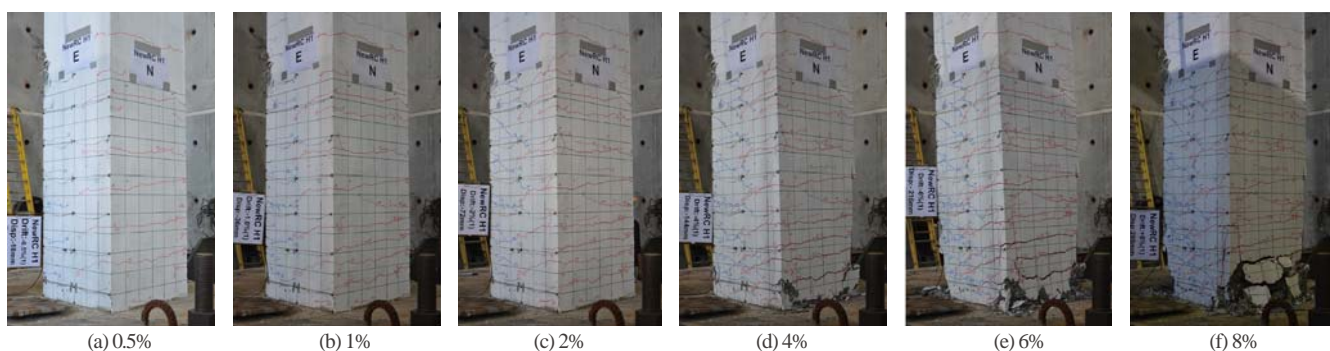


圖 15 NEWRCH1 試體裂縫發展與損壞過程

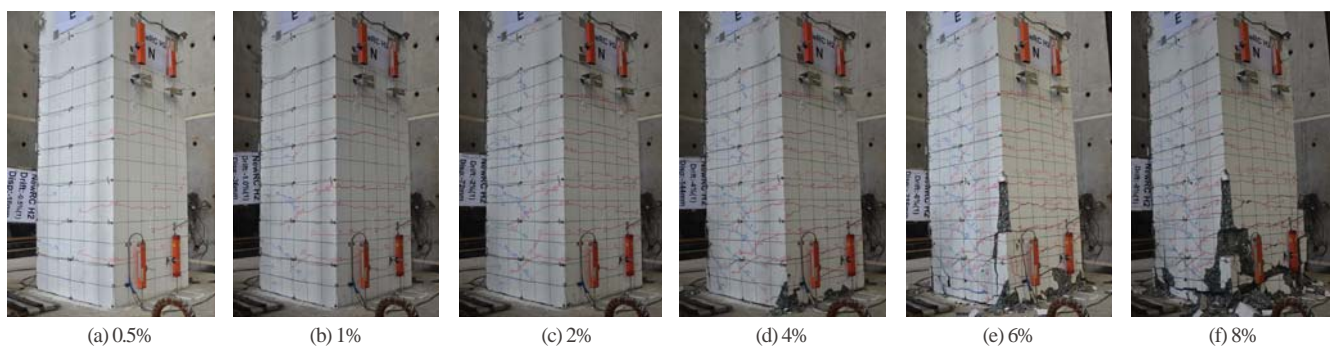


圖 16 NEWRCH2 試體裂縫發展與損壞過程

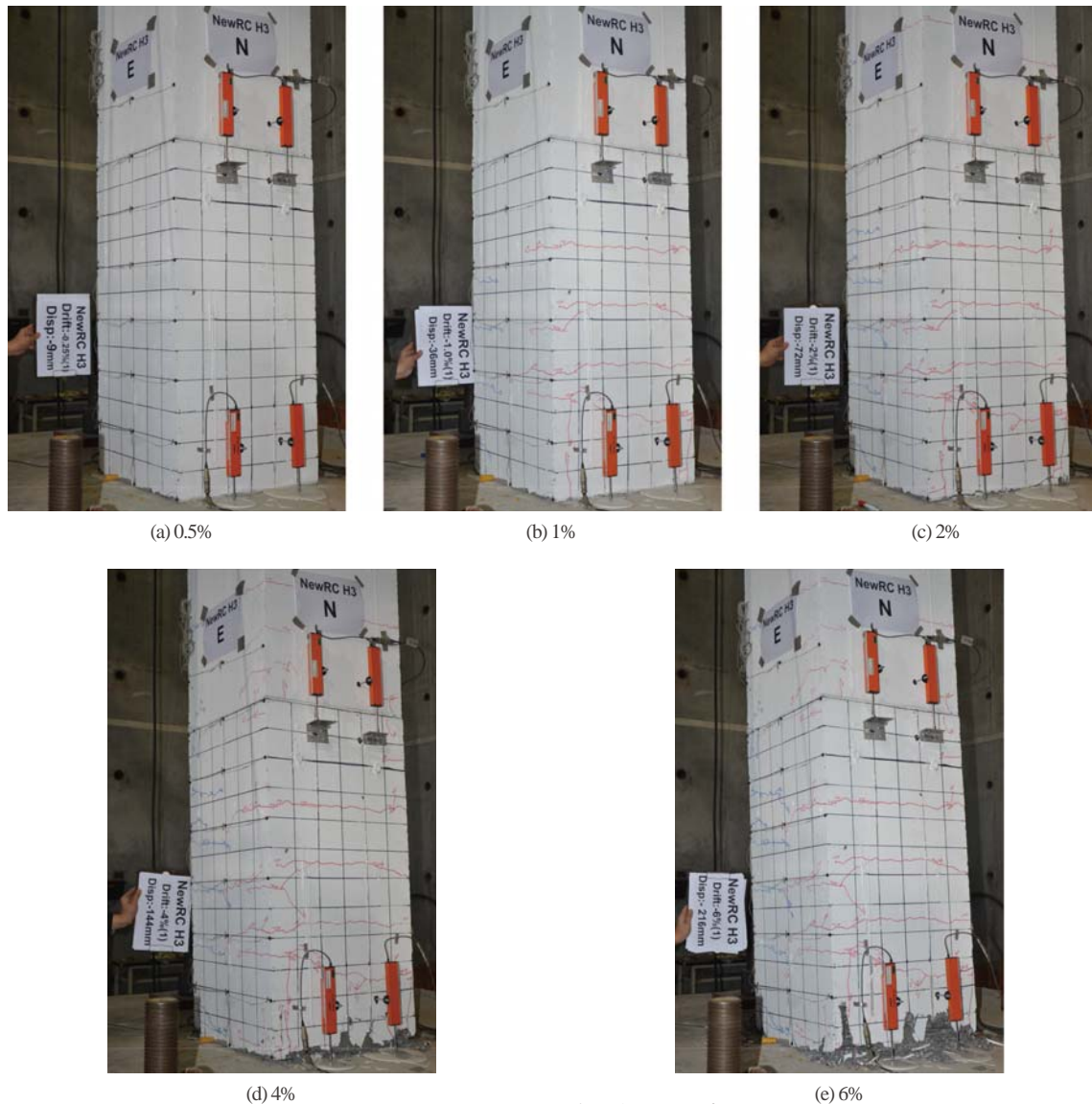


圖 17 NEWRCH3 試體裂縫發展與損壞過程

遲滯迴圈

圖 18 所示為各試體之遲滯迴圈，係以柱頂油壓制動器所量測之水平位移及水平力繪圖，代表橋墩基底剪力與柱頂位移。實驗結果顯示，BMRC1、NEWRC1、NEWRC5、NEWRCH1、NEWRCH2 試體均呈現撓曲破壞，遲滯迴圈為飽滿曲線。相較之下，NEWRCH3 之曲線如同旗幟狀，主要受到預力之自復位特性控制。New RC 橋柱之剪力強度略較 RC 橋柱小，主要受到主筋之超額強度比影響。

位移韌性

由於遲滯迴圈之包絡線趨近於完全彈塑性曲線，參考公路橋梁耐震設計規範 [5]，並以消散能量面積相等

原則進行雙線性化決定各試體之降伏強度 P_y 、降伏位移 Δ_y 、極限位移 Δ_u 及位移韌性 μ 。各試體計算結果如表 2 所示，NEWRCH1、NEWRCH2 之韌性最小（約 4.4），NEWRCH3 之韌性可達 6.8，滿足規範對於單柱式橋墩之結構系統韌性容量 R 必須大於等於 3 之規定，證實高強度材料於高寬比為 1:6 且低軸應力比條件下，仍可具備良好的韌性行為。針對 NEWRCH3，由於其承受高軸力後提高初始勁度，依等面積法則所決定之降伏位移較小，相較之下在相同目標位移下，位移韌性較其他試體高出許多。

此外，由表 3 及圖 19 可獲得位移韌性與層間位移角關係。除 NEWRCH3 之外，當層間位移角在 1.5% 至 6% 區間時，無論 RC 或 New RC 對應之位移韌性約由 1 增加至 4，可作為設計與判斷破壞模式的參考。

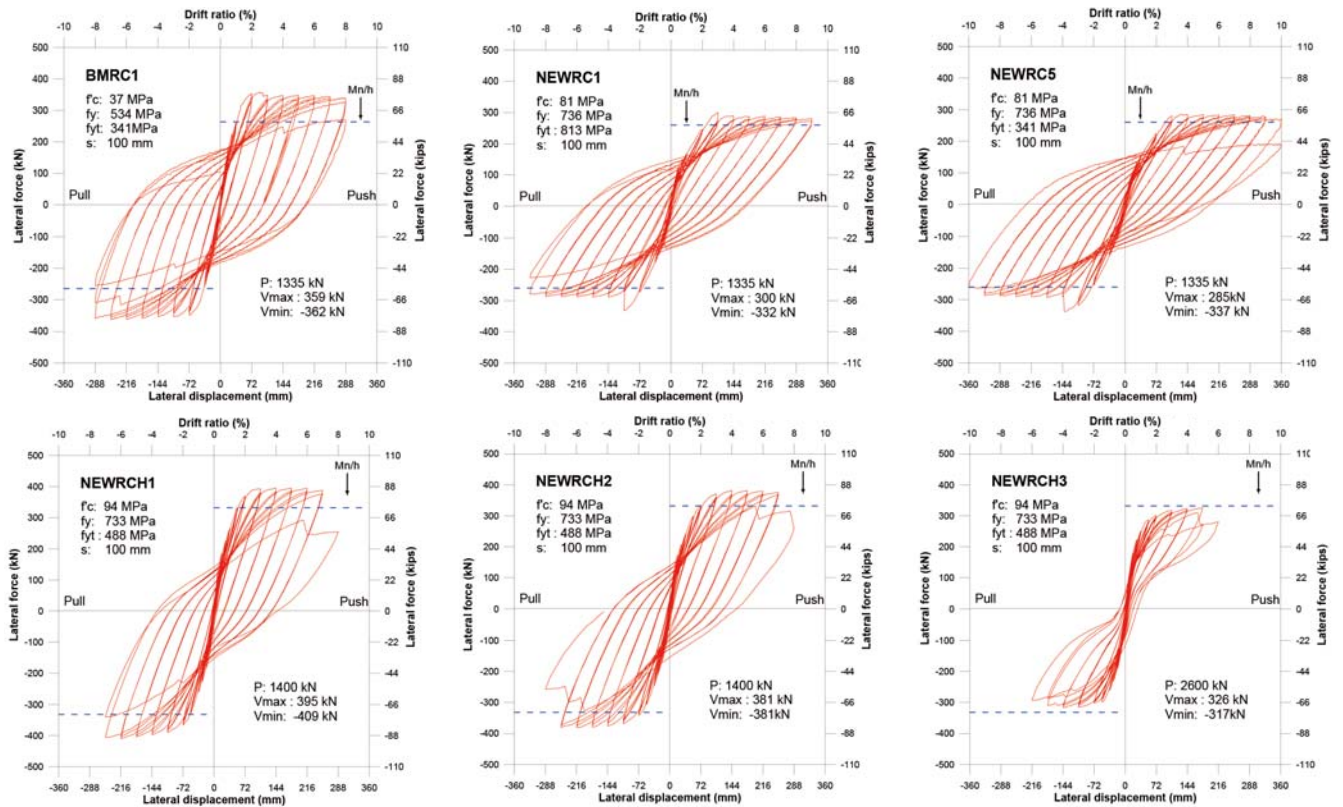


圖 18 橋柱試體之側向力與側向位移關係圖 (遲滯迴圈)

表 2 理想化完全彈塑性模式之結構反應

Specimen	Yielding strength P_y (kN)	Yielding displacement Δ_y (mm)	Ultimate displacement Δ_u (mm)	Displacement ductility μ (Δ_u / Δ_y)
BMRC1	352	49.8	288	5.8
NEWRC1	287	58.9	324	5.5
NEWRC5	280	62.1	360	5.8
NEWRCH1	397	57.0	252	4.4
NEWRCH2	378	57.0	252	4.4
NEWRCH3	306	31.8	216	6.8

表 3 位移韌性與層間位移角關係

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.25	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.75	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.1
2	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.7
3	1.4	1.2	1.2	1.3	1.3	2.3
4	2.2	1.8	1.7	1.9	1.9	3.4
5	2.9	2.4	2.3	2.5	2.5	4.5
6	3.6	3.1	2.9	3.2	3.2	5.7
7	4.3	3.7	3.5	3.8	3.8	6.8
8	5.1	4.3	4.1	4.4	4.4	-
9	5.8	4.9	4.6	-	-	-
10	-	5.5	5.2	-	-	-

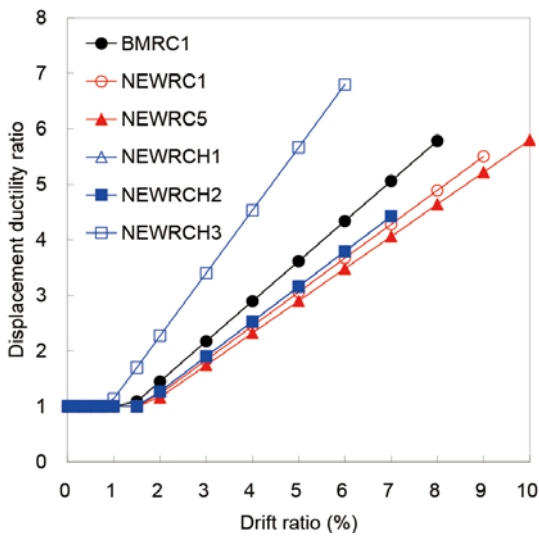


圖 19 位移韌性與層間位移角關係

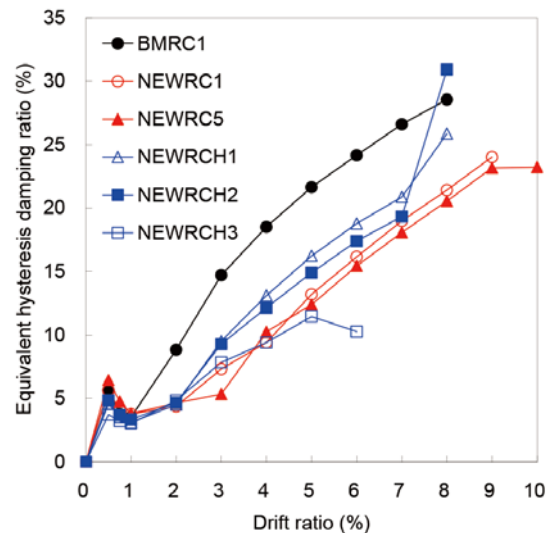


圖 20 等值遲滯阻尼比與層間位移角關係

表 4 等值遲滯阻尼比與層間位移角關係

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.5	5.6	5.6	6.4	4.6	4.8	3.7
0.75	3.8	4.1	4.8	3.5	3.7	3.2
1	3.5	3.8	3.8	3.1	3.3	3.0
2	8.8	4.4	4.6	4.5	4.7	4.8
3	14.7	7.3	5.3	9.5	9.3	7.8
4	18.5	9.4	10.2	13.1	12.1	9.4
5	21.6	13.2	12.4	16.2	14.9	11.4
6	24.2	16.2	15.4	18.8	17.4	10.3
7	26.6	19.0	18.1	20.9	19.3	-
8	28.5	21.4	20.6	25.9	30.9	-
9	-	24.0	23.2	-	-	-
10	-	-	23.2	-	-	-

等值遲滯阻尼比

表 4 及圖 20 所示為各試體之等值遲滯阻尼比與層間位移角關係。等值遲滯阻尼比 [6] 係根據單一迴圈曲線所包圍的面積（即結構所消散的能量），與其最大彈性應變能（迴圈之最大位移與最大強度之乘積的一半），兩者面積相除後再乘以 $1/4\pi$ 。分析結果顯示，RC 橋柱在層間位移角 1% 前等值遲滯阻尼比約為 5%，隨層間位移角逐漸增加，最大值約 25 ~ 30%；New RC 橋柱在層間位移角 2% 前等值遲滯阻尼比約為 5%，隨層間位移角逐漸增加，最大值約 20 ~ 25%。因此，New RC 需要較大的變形量才得以發揮與 RC 相近的消散能量效果。

殘留位移角

表 5 及圖 21 所示為各試體之殘留位移角與層間位移角關係。殘留位移角定義為各迴圈之殘留位移與柱高的比值，用以判斷震後橋柱是否須拆除。根據日本阪神地震經驗，殘留位移角大於 1.75% 時須拆除重建。分析結果顯示，RC 柱、New RC 空心柱及 New RC 實心柱，分別約在層間位移角 4%、4.5% 及 5.5% 時達此標準。代表 RC 柱雖有較大的消能面積，但相對的殘留位移較大；而 New RC 實心柱雖因為斷面縮減緣故使得消能能力較低，但震後使用性可能較 RC 柱高。至於 New RC 中空柱如無自復位功能者則介於兩者之間，當引入預力後當可大幅降低殘留位移，即便層間位移角已達 6%，但殘留位移角僅 0.53%。

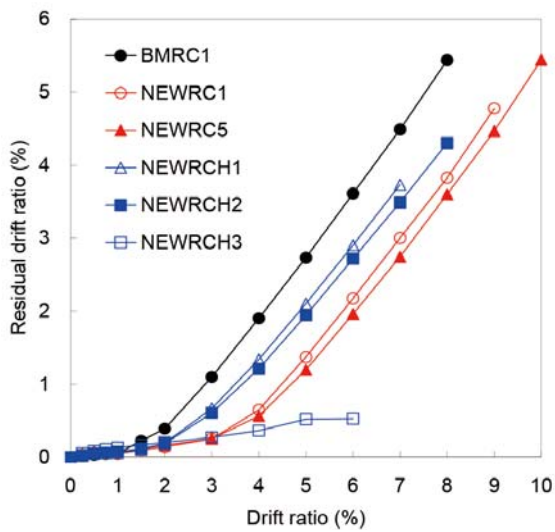


圖 21 殘留位移角與層間位移角關係

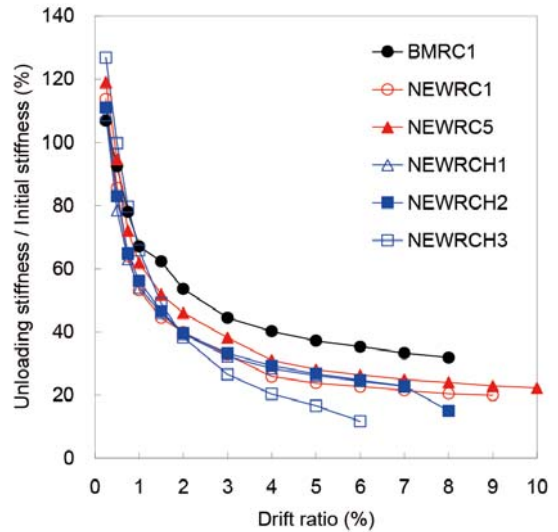


圖 22 回復勁度衰減率與層間位移角關係

表 5 殘留位移角與層間位移角關係

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.25	0.02	0.03	0.04	0.02	0.02	0.05
0.5	0.03	0.06	0.08	0.05	0.05	0.08
0.75	0.05	0.05	0.06	0.06	0.06	0.11
1	0.05	0.05	0.07	0.06	0.07	0.13
1.5	0.22	0.09	0.12	0.10	0.12	0.17
2	0.39	0.14	0.16	0.19	0.19	0.20
3	1.10	0.25	0.25	0.67	0.61	0.27
4	1.90	0.65	0.56	1.34	1.21	0.36
5	2.73	1.37	1.20	2.10	1.94	0.52
6	3.61	2.17	1.96	2.90	2.72	0.53
7	4.49	3.00	2.75	3.73	3.49	-
8	5.44	3.82	3.60	-	4.30	-
9	-	4.78	4.47	-	-	-
10	-	-	5.44	-	-	-

回復勁度比

表 6 及圖 22 所示為各試體之回復勁度比與層間位移角關係。回復勁度比定義為各迴圈卸載段勁度與初始勁度之比值。卸載段勁度定義為各迴圈之極值點與殘留位移點間之斜率、初始勁度定義為層間位移角 0.25% 之側向力與側向位移之比值。根據回復勁度比可估計當橋墩產生非線性變形後，由最大位移所對應之層間位移角修正初始勁度之折減比例，作為結構物剩餘耐震能力評估的基本參數。由圖 22 可知，New RC 實心柱與空心柱之衰減幅度相近但較 RC 柱約降低 10%。NEWRCH3 回復勁度比較低之原因，係因卸載段勁度所代表之割線勁度較鄰近殘留位移處之切線勁度小所導致。

迴圈面積與面積比

表 7 及圖 23 所示為各試體之各單一迴圈之面積與層間位移角關係。由圖 23 可知，迴圈面積於層間位移角 2% 後快速增加，RC 柱增加之幅度較 New RC 實心柱及空心柱顯著。由於 New RC 各試體之側向強度與 BMRC1 不一致，即便在相同位移下仍無法將遲滯迴圈之面積與 BMRC1 者作正規化比較。故另以表 8 及圖 24 檢討，代表各層間位移角取單一迴圈的面積，與所有單一迴圈面積之總合的比值，再與層間位移角繪圖。由圖 24 可知，NEWRCH1、NEWRCH2 與 BMRC1 具有相似的趨勢，各層間位移角之面積比非常接近，但 NEWRC1 與 NEWRC5 因具有較大的變形能

表 6 回復勁度比與層間位移角關係

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.25	106.84	113.78	119.04	108.64	111.03	126.87
0.5	92.51	85.64	94.65	78.52	83.08	99.77
0.75	77.96	64.08	72.03	63.09	64.84	79.71
1	67.18	53.26	61.88	54.02	56.17	65.83
1.5	62.32	44.51	51.91	46.09	46.59	49.14
2	53.66	39.89	46.04	39.42	39.64	38.34
3	44.56	32.89	38.25	32.34	33.24	26.59
4	40.23	25.91	31.09	28.48	29.36	20.38
5	37.25	23.84	28.10	26.21	26.79	16.65
6	35.39	22.73	26.40	24.45	24.79	11.73
7	33.30	21.54	24.97	22.79	22.95	-
8	31.93	20.48	24.05	-	15.01	-
9	-	19.96	22.95	-	-	-
10	-	-	22.30	-	-	-

表 7 迴圈面積與層間位移角關係 (單位: kN-m)

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.5	1	1	1	1	1	1
0.75	1	1	1	1	1	1
1	2	1	1	2	2	2
2	14	5	5	8	7	7
3	35	15	10	25	23	17
4	58	25	26	47	42	28
5	85	43	40	72	64	42
6	114	63	59	100	90	39
7	145	86	81	128	115	-
8	174	110	105	119	145	-
9	-	137	130	-	-	-
10	-	-	142	-	-	-

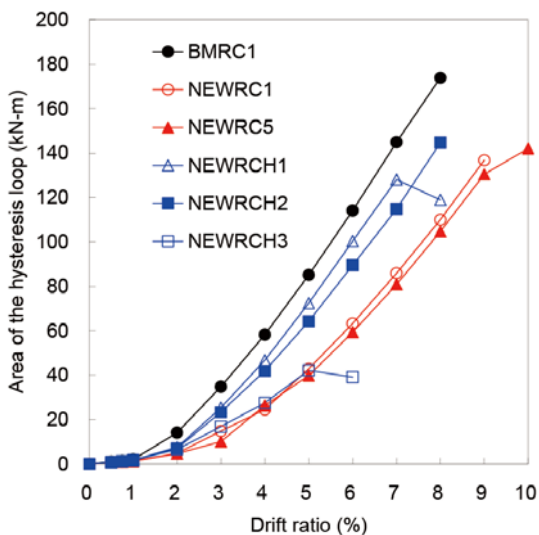


圖 23 迴圈面積與層間位移角關係

力，在層間位移角 8% 之前均較 BMRC1 低，超過後仍可提供消能的機會。此外，當層間位移角超過 2% 後，各試體隨層間位移角之面積比的增加幅度約略相同，

約為 4 ~ 5%，呈現穩定成長狀態。惟 NEWRCH3 之增量約達 8.5%，可見旗幟狀的迴圈形狀在旗桿段的面積增量不大，主要來自於旗面區的消能貢獻較為顯著。

耐震能力評估

本研究採用 TEASPA V2.0 版 [7] 進行非線性靜力側推分析，比對各橋柱試體之遲滯迴圈包絡線。由於各試體之破壞模式為撓曲破壞，計算撓曲強度時假設高強度混凝土可適用 ACI 318-11[8] 之等值矩形應力塊方法，高強度鋼筋則假設為完全彈塑性模式，故材料參數僅使用 f'_c 、 f_y 與 f_{yt} ，並未定義材料應力應變曲線。此外，有關剪力強度開始下降之位移 Δ_s 與軸力喪失之位移 Δ_u ，分別採用手冊所建議之公式予以評估，如下所示：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{40} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (1)$$

表 8 迴圈面積比與層間位移角關係

Drift	BMRC1	NEWRC1	NEWRC5	NEWRCH1	NEWRCH2	NEWRCH3
0.5	0.2	0.2	0.1	0.2	0.2	0.6
0.75	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.9
1	0.3	0.3	0.2	0.4	0.4	1.3
2	2.3	1.0	0.8	1.5	1.4	4.9
3	5.5	3.1	1.7	5.0	4.8	12.4
4	9.2	5.0	4.4	9.3	8.6	20.3
5	13.5	8.8	6.6	14.4	13.1	31.0
6	18.1	13.0	9.9	19.9	18.3	28.7
7	23.0	17.7	13.4	25.4	23.4	-
8	27.6	22.6	17.4	23.6	29.5	-
9	-	28.1	21.7	-	-	-
10	-	-	23.6	-	-	-

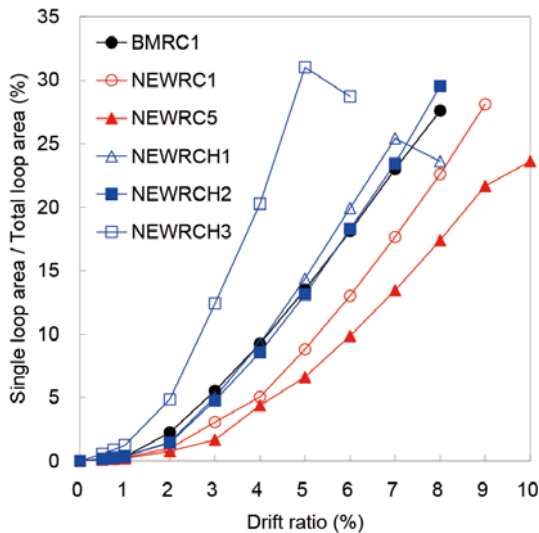


圖 24 迴圈面積比與層間位移角關係

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + \rho \frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (2)$$

其中， ρ 為橫向鋼筋總面積 A_{st} 與箍筋圍束區 bs 之面積比， b 為柱寬、 s 為箍筋間距； v_m 為最大標稱剪應力 V_m/bd ， V_m 為標稱彎矩強度 M_n 與柱高 H 之比值、 d 為有效深度。 d_c 為核心混凝土由箍筋心到心之距離； θ ($\theta = \tan^{-1}(H/h)$) 為最大裂縫角度； h 為沿剪力方向之柱深， θ 須小於 65 度。

分析結果如圖 25 所示，評估結果已可有效掌握初始勁度與降伏強度，表示等值矩形應力塊之分析方法尚可適用於高強度混凝土。有關剪力強度衰減趨勢， Δ_s 及 Δ_a 之位移預測結果雖較實驗值保守，但已可供作工程使用。檢討其原因係與原迴歸公式所採用的試體樣

本中無高強度材料之關係，故對於高強度材料上仍有進一步修正的空間。由 Δ_s 公式可知，無論 RC 或 New RC 柱，當配置 4-D13@10 cm 之橫向鋼筋時 Δ_s 最大值約為 0.07，故強度均在層間位移角 7% 開始下降，與鋼筋強度無關。由 Δ_a 公式可知橫向鋼筋強度與 Δ_a 呈反向關係，如提高 f_{yt} 可增加 Δ_a ；相反地，當 NEWRC5 之 f_{yt} 由高強度鋼筋恢復成一般強度箍筋時，則 Δ_a 會快速變小。相同現象在 NEWRCH1、NEWRCH2 可再次獲得驗證，亦即當採用一般強度箍筋時， Δ_a 與實驗結果較為相近。

本研究可供規範修訂材質規定

本研究探討橋墩採用高強度混凝土與高強度鋼筋混凝土材料 (New RC) 之耐震性能。設計目標為上部結構載重不變的條件下 (即軸力相同，但軸壓力比非定值)，採用 New RC 材料後必須發揮與一般橋柱相同之強度、韌性與消能行為。經實驗證實 New RC 橋墩可採直接縮減斷面或中空斷面方案，高強度主筋與一般強度箍筋可混合使用，並搭配預鑄節塊與後置預力方式施作。當具備高寬比大、軸壓力比低、且箍筋圍束效果佳條件時呈現撓曲破壞，層間位移角至少達 6%、位移韌性約 4.4 (New RC 空心柱)、5.5 ~ 5.8 (New RC 實心柱)，並提供穩定的消散能量機制，等值遲滯阻尼比約 20%。如採預鑄節塊含預力者，更可有效控制殘留位移角達到震後快速復原之目標。此外，根據既有評估工具所得之側推分析結果可有效掌握初始勁度、降伏強度與剪力衰減行為。整體而言，本研究成

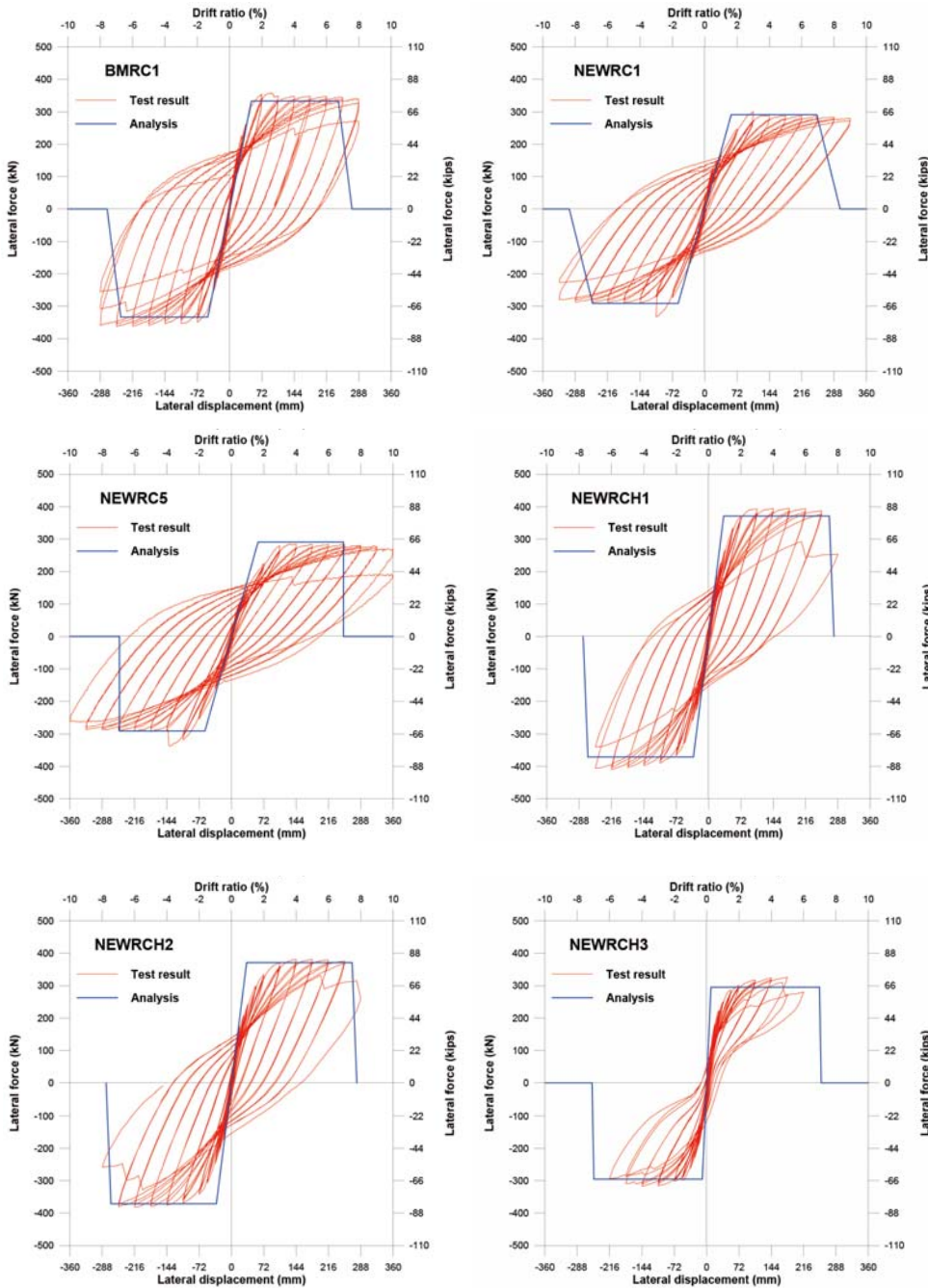


圖 25 側推分析與實驗結果比對

果可提供公路橋梁耐震設計規範修訂鋼筋及混凝土材質規定之參考依據。

參考文獻

1. ACI Committee 363, “363R-10 Report on High-Strength Concrete,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp.2-3 (2010).
2. Shunsuke Sugano. “Application of High Strength

and High Performance Concrete in Seismic Regions”, Invited lecture, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, Tokyo, Japan (2008).

3. 蔡木森, 「預鑄式節塊混凝土橋墩之耐震行為研究與應用」, 博士論文, 民國 100 年 6 月。
4. Jia-Dzwan Jerry Shen, Wen-Huei P. Yen, and John O’Fallon., “Recommendations for Seismic Performance Testing of Bridge Piers (First Edition).” Federal Highway Administration, Washington, DC. (2004)
5. 交通部, 「公路橋梁耐震設計規範」, 民國 97 年 12 月。
6. Anil K. Chopra, “Dynamics of Structures”, Prentice Hall; 3 edition. (2006)
7. 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啟祥,

「校舍結構耐震評估與補強技術手冊第二版」, 國家地震工程研究中心, 報告編號: NCREE-09-023, 台北。(2009)

8. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI (2011). 