

行政院國家科學委員會專題研究計畫 成果報告

高性能混凝土梁在彎矩、剪力及扭力組合載重作用下之承力行為研究 研究成果報告(精簡版)

計畫類別：個別型
計畫編號：NSC 98-2221-E-006-225-
執行期間：98年08月01日至99年10月31日
執行單位：國立成功大學土木工程學系(所)

計畫主持人：方一匡

報告附件：出席國際會議研究心得報告及發表論文

處理方式：本計畫涉及專利或其他智慧財產權，2年後可公開查詢

中 華 民 國 100 年 02 月 23 日

一匡兄：

您的稿件已接受，並已轉送學會進行出版事宜。

請您直接詢問王小姐目前進度。

弟生金上

----- Forwarded message -----

From: sjchen <sjchen@mail.ntust.edu.tw>

Date: 2010/11/23

Subject: 方一匡教授投稿

To: wang <journal@ciche.org.tw>

王小姐您好：

附上方一匡教授投稿之審查結果及定稿之文章。請惠予協助出版事宜。

陳生金上

鋼筋混凝土梁在撓曲、剪力與扭力組合載重下之行爲

方一匡¹ 林廷駿² 張簡建良³

關鍵詞：鋼筋混凝土、AASHTO-LRFD 規範、扭力、梁、組合載重。

摘 要

本文旨在探討鋼筋混凝土梁在撓曲、剪力和扭力組合載重作用下之行爲，同時驗證 AASHTO-LRFD 規範及 ACI318-08 規範中有關梁縱向鋼筋量規定之合理性。實驗工作部份共測試 10 根實心與空心矩形斷面梁，扭矩與彎矩（T/M）之比例分別為 0、1/10、1/8。研究結果顯示，梁之破壞模式均為具有韌性之撓曲破壞，對空心斷面試體而言，T/M 值由 0 增至 1/8 時，撓曲強度減少約 15%，撓曲曲率韌性比減少高達 74%。

以 Elfgren 與 Hsu 之組合載重互制式預測試體之破壞載重可得合理結果。以 AASHTO-LRFD 規範及 ACI318-08 規範設計梁之縱向鋼筋量時，設計值分別為實際值之 1.31 倍及 1.26 倍，亦即規範之設計規定趨於保守。

BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE BEAMS SUBJECTED TO COMBINED LOADS OF BENDING, SHEAR AND TORSION

I-Kuang Fang Tin-Juin Lin Jian-Ling Jean Chang

Department of Civil Engineering
National Cheng Kung University
Tainan, Taiwan 701, R.O.C.

Keywords: reinforced concrete, AASHTO-LRFD, torsion, beam, combined loads.

ABSTRACT

The behavior of reinforced concrete beams subjected to combined loads of bending, shear and torsion are presented. The requirements of flexural reinforcement according to AASHTO-LRFD and ACI318-08 Codes are also discussed. Ten beam specimens with solid and hollow rectangular cross sections were tested. The ratios of torsional moment to bending moment (T/M) were 0, 1/10, and 1/8, respectively. Results revealed that all beams failed in ductile flexure mode. As the T/M ratios increased from 0 to 1/8, the flexural strength decreased about 15% and the associated flexural curvature ductility decreased up to 74% in specimens with hollow section. Reasonable correlation of failure loads was

found between test results and interaction equation proposed by Elfgren and Hsu. The amounts of required longitudinal reinforcement according to AASHTO-LRFD and ACI318-08 Code are 1.31 and 1.26 times the actual values, respectively, i.e., conservative design was obtained based on the provisions of codes.

-
- 1 成功大學土木系教授 通訊作者 fanglou@mail.ncku.edu.tw
 - 2 成功大學土木系碩士 萬鼎顧問公司工程師
 - 3 成功大學土木系碩士

一、前 言

鋼筋混凝土結構之構件大部分承受兩種以上的作用力，構件承受單一作用力時，如撓曲、剪力或扭力，在設計規範中已有明確之規定 [1]，相關學理也比較完備。當斷面同時承受剪力與扭矩 [2-8] 或是受彎矩與扭矩組合載重作用之研究 [9-12]，已有較完備之學理論述及試驗印證。當斷面承受彎矩、剪力與扭矩組合載重時，Causel [13] 以簡支預力梁探討組合載重對試體強度之互制關係，並探討剪力鋼筋之效應；Narayanan 與 Kareem-Palanjian [14] 測試含鋼纖對預力梁在組合載重下強度之影響，同時探討彎矩之加入對扭矩強度之折減效應；Rahal [15] 利用前人已發表之實驗數據印證 AASHTO-LRFD 規範 [16] 中有關純扭矩及組合載重之通用設計法（General procedure）規定；Syamal 等人 [17] 測試 L 型梁並建議相關組合載重之互制關係式；Ewida 與 McMullen [18] 提出組合載重之互制關係式，並分析梁在組合載重下之應力、應變及轉動角等變形；Liao 與 Ferguson [19] 探討 L 型梁在組合載重下之強度互制

關係，並證實設計規範對強度之規定為保守。在前人的研究中，鋼筋混凝土斷面在多種組合力作用下之破壞載重互制關係，大都屬於經驗算式，也有相當多版本，其中 Rahal 針對修正壓力場理論（Modified compression field theory, MCFT）[20] 應用在 AASHTO-LRFD 規範之研究，屬於桁架模式應用之印證，MCFT 中有關混凝土剪力強度之貢獻，仍有待進一步研究 [21,22]。在 AASHTO-LRFD 設計規範中對梁承受軸力、撓曲、剪力與扭力等組合載重的軸向撓曲鋼筋量已有相關規定，目前國內結構混凝土設計規範 [23] 與 ACI 318 結構混凝土規範 [1] 對剪力所造成梁之軸向拉力效應，係以延伸拉力鋼筋之切斷點長度處理，然而對多種力之互制效應，尚未有明確之規定。

平面與空間桁架模式：

鋼筋混凝土構件承受撓曲與剪力組合載重時，一般可用平面桁架模式分析此構件在開裂後內力間之互制關係 [22]，如圖 1 所示，在 A-A 斷面之剪力 V 主要由裂縫間之混凝土壓桿提供壓力 D 及梁上下弦桿分別提供拉力 $0.5V \cot \theta$ 組合而成，經由此平面桁架模式，斷面之彎矩 M 及剪力 V 均將產生軸拉力，彎矩在下弦桿所產生之拉力為 $\frac{M}{d_v}$ ， d_v 為桁架上下弦桿之間距，剪力在下弦桿所產生之拉力為 $0.5V \cot \theta$ ，可藉此建立構件斷面在彎矩與剪力組合載重下之破壞載重互制關係。如圖 1 所示，假設梁斷面在彎矩作用之拉力側（底層）與壓力側（頂層）撓曲鋼筋面積分別為 A_{sb} 與 A_{st} ，且 A_{st} 小於 A_{sb} ，若底層撓曲鋼筋與剪力鋼筋降伏而造成梁破壞，則式（1）為梁斷面承

受彎矩與剪力之破壞載重互制關係，若頂層撓曲鋼筋與剪力鋼筋降伏而造成梁破壞，

式(2) 為其相關之彎矩與剪力破壞載重互制關係，詳細推導過程，請參閱文獻[22]。

$$\frac{M}{M_0} + \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 R = 1 \quad (1)$$

$$-\left(\frac{M}{M_0} \right) \frac{1}{R} + \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 = 1 \quad (2)$$

式中

$$M_0 = A_{sb} f_{yl} d_v \quad (3)$$

$$V_0 = \sqrt{2(A_{st} f_{yl}) \times \left(A_t f_{yt} \frac{d_v}{s} \right)} \quad (4)$$

$$R = \frac{A_{st}}{A_{sb}} \quad (5)$$

式中 M_0 與 V_0 分別為梁斷面單獨承受彎矩和剪力之極限強度， A_{sb} = 梁底層撓曲鋼筋

之截面積， A_{st} = 梁頂層撓曲鋼筋之截面積， A_t 為單根剪力筋之截面積， f_{yl} = 撓曲

鋼筋之降伏強度， f_{yt} = 箍（肋）筋之降伏強度， d_v = 桁架上下弦桿之間距， R 為頂

層鋼筋與底層鋼筋在降伏時之拉力比，在本研究中因頂層鋼筋與底層鋼筋之降伏強度很接近，在後續分析時取平均值，故式（5）之 R 以鋼筋面積比表示。

鋼筋混凝土梁在同時受到撓曲、剪力及扭力組合載重作用時，其表面開裂之形式將因三種載重對試體作用程度之差異而有不同，透過空間桁架模式之分析，可求出扭力對梁所產生之軸拉力，結合上述撓曲與剪力組合載重所產生之軸拉力，可進一步建立梁在撓曲、剪力及扭力之破壞載重互制關係。根據圖 2 所示之空心斷面梁在承受撓曲、剪力與扭力組合載重作用時，根據 Elfgren 之研究 [24]，利用空間桁架之模擬，假設由剪力 (V) 作用在桁架兩垂直壁之剪力流 (Shear flow) 為 q_v ，如式 (6) 所示，由扭力 (T) 作用在桁架兩垂直壁之剪力流為 q_t ，如式 (7) 所示。

$$q_v = \frac{V}{2d_v} \quad (6)$$

$$q_t = \frac{T}{2A_0} \quad (7)$$

式中 A_0 為剪力流所圍之面積 $b_v d_v$ ， b_v = 剪力流在斷面短邊所經過之邊長（圖 2），在桁架受到剪力與扭力所產生之剪力流同向或異向之一側，可由式(6)與式(7)的相加或相減求得合成之剪力流， q_{lt} 與 q_{rt} ，如圖 2(b)所示，在桁架之頂部與底部則只有扭力所產生之剪力流， q_{lt} 與 q_{lb} ，經由上述剪力流的分析，可求出在空心斷面梁各面的剪力。彎矩在上、下弦桿所產生之壓力與拉力分為 $-\frac{M}{d_v}$ 與 $+\frac{M}{d_v}$ ，在本文 3-3 節實驗印證部分，對圖 2(b)中 b_v 與 d_v 之設定將另有說明，空間桁架四個面的斜裂縫與梁軸之夾

角因上述各面剪力之差異而不同，假設此夾角在圖 2(c)上、下、左、右分別為

θ_t 、 θ_b 、 θ_l 與 θ_r 。根據平面桁架模式之原理，可將空間桁架之每一面視為一平面桁架，作用在此平面桁架之剪力可被拆解成混凝土壓桿之壓力與作用在梁軸向之拉力，由此可求得作用在各面桁架之軸拉力，在梁頂與梁底之軸拉力分別命名為 N_t 與 N_b ，並假設其平均作用在斷面之左、右兩側，由此建構梁在上述組合載重作用下之合成效應。根據彎矩作用之方向以及剪力與扭矩所產生剪應力之大小，梁斷面在此三種載重作用下有可能發生三種破壞模式，如式(8)至式(10)所示，假設斷面只承受彎矩與剪力之作用，則斷面僅有第一及第二類破壞模式，式(8)與式(9)與前述 Hsu 所建議之式(1)與式(2)相同。

第一類破壞模式：

梁斷面在彎矩、剪力及扭矩組合載重作用下之破壞模式如圖 3(a)所示時，一般稱為第一類破壞模式 [22]，其內力之分析可由圖 2 空間桁架加以模擬，桁架模式之下弦桿及剪力與扭矩產生之剪應力同向側之垂直桿均達降伏，其所對應之破壞載重間之互制關係 [22, 24] 如下：

$$\frac{M}{M_0} + \left(\frac{T}{T_0} \right)^2 R + \left(\frac{V}{V_0} \right)^2 R = 1 \quad (8)$$

第二類破壞模式：

梁斷面在彎矩、剪力及扭矩組合載重作用下之破壞模式如圖 3(b)所示時，一般稱為第二類破壞模式 [22]，其內力之分析可由圖 2 空間桁架加以模擬，空間桁架模式之上弦桿及剪力與扭矩產生之剪應力方向同向之垂直桿均達降伏，其所對應載重間之互制關係 [22, 24] 如下：

$$-\left(\frac{M}{M_0}\right)\frac{1}{R} + \left(\frac{T}{T_0}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_0}\right)^2 = 1 \quad (9)$$

第三類破壞模式：

梁斷面在彎矩、剪力及扭矩組合載重作用下之破壞模式如圖 3(c)所示時，一般稱為第三類破壞模式 [22]，其內力之分析可由圖 2 空間桁架加以模擬，空間桁架模式中由剪力與扭矩產生之剪應力同向之箍筋及其同側上、下弦桿均達降伏，破壞載重間之互制關係 [22, 24] 如下：

$$\left(\frac{T}{T_0}\right)^2 + \left(\frac{V}{V_0}\right)^2 + 2\left(\frac{VT}{V_0 T_0}\right)\sqrt{\frac{2d_v}{p_0}} = \frac{(1+R)}{2R} \quad (10)$$

$$T_0 = 2A_0\sqrt{\frac{A_{st}f_y}{(b_v + d_v)}\frac{A_t f_{yt}}{s}} \quad (10a)$$

$$p_0 = 2(b_v + d_v) \quad (10b)$$

$$A_0 = b_v d_v \quad (10c)$$

式中 M_0 與 V_0 分別為式 (3) 與式 (4) 所示， T_0 為純扭力作用下斷面之極限扭矩強度， A_0 為剪力流所圍之面積。

可變傾角桁架模式 (Variable-angle truss model) 為 45 度角桁架模式之延伸 [7]，如圖 1 所示，在梁斷面剪力 V 已知情況下，經由不同的混凝土壓桿傾角 θ 之假設，可分別求出壓桿及梁軸向所應分擔之內力 D 及 N_v ，此兩種內力會隨著壓桿傾角的假設而改變，設計者因而在梁箍 (肋) 筋及撓曲鋼筋之設計有更多之選擇。修正壓力場理論 (Modified compression field theory, MCFT) [20] 為可變傾角桁架模式之一種，根據此理論，梁之剪力強度分別由混凝土及箍筋所提供，後者係以可變傾角桁架模式去建構梁箍筋所提供之剪力強度，當設計斷面的剪力鋼筋大於或等於規範之最低剪力鋼筋量時，混凝土所提供之剪力強度可由梁軸向之平均應變與設計斷面之平均剪應力與混凝土抗壓強度之比值求得，有關混凝土所提供剪力強度之論述詳見文獻 [20, 21]。

AASHTO-LRFD 規範對梁承受組合載重之規定

在 AASHTO-LRFD 規範 [16] 中，預力及非預力梁承受組合載重時，梁斷面之縱向鋼筋量應符合式 (11) 之規定，式中不等號右邊分別為梁斷面受到彎矩、剪力及扭矩所產生之軸向拉力，式中的 ϕ_f 、 ϕ_s 與 ϕ_t 為規範中之強度折減因數，有關剪力與扭矩組合載重及彎矩與扭矩組合載重之部分試驗印證，可參閱文獻 [4, 15]，有關梁斷

面在彎矩、剪力及扭矩組合載重之試驗印證，在已發表之文獻尚不多見，由於 AASHTO-LRFD 規範在計算梁承受組合載重的縱向鋼筋量係採載重效應疊加方式，式 (11) 在空心與實心斷面梁之適用性及合理性有待更多驗證，此為本文研究目的之一。

$$A_s f_y \geq \frac{M_u}{\phi_f d_v} + \cot \theta \sqrt{\left(\frac{V_u}{\phi_s} - 0.5V_s \right)^2 + \left(\frac{0.45 p_h T_u}{2A_o \phi_t} \right)^2} \quad (11)$$

$$\text{式中 } V_s = \frac{V_u}{\phi_s} - V_c \quad (12a)$$

$$V_c = \beta \sqrt{f_c} b_w d_v \quad (12b)$$

式 (12b) 中 β 與式 (11) 中之 $\cot \theta$ 均需經由查表 [16] 以迭代方式同時求得，詳細計算方法請參閱本文第四章之說明，在上述桁架模式中，與壓桿之傾角有關的 $\cot \theta$ 因所受組合載重之形式以及載重間之相互影響而異， A_o 為剪力流所圍之面積，根據 AASHTO-LRFD 規範，其值為 $0.85A_{oh}$ ， A_{oh} 為試體斷面最外側箍（肋）筋中心線所圍之面積。 b_w 為梁之腹版寬度，對於空心斷面試體，此值取垂直壁厚和。當鋼筋混凝土構件承受撓曲與剪力作用時，梁之長邊兩面因組合力所造成之斜裂縫與梁軸之傾角依 CEB-FIP Model Code [25] 之規定，其角度範圍介於 31 度至 59 度，ACI 318-08 規範對梁之剪力強度計算係將桁架壓桿之傾角假設為 45 度。當鋼筋混凝土構件承受純

扭力作用時，ACI318 規範容許設計者將桁架壓桿與梁軸之傾角假設為 37 度至 53 度。

梁在撓曲、剪力與扭力組合載重作用下，矩形斷面梁各邊因組合應力所造成之斜裂縫與梁軸之傾角會隨組合載重中各載重之相對大小而不同，根據式 (6) 與式 (7) 之剪力流或合成剪力流可求得空間桁架每一面的混凝土壓桿與梁軸之夾角，根據

AASHTO-LRFD 規範之規定[16]，式 (11) 之 $\cot \theta$ 應由式 (13) 中梁軸向之平均應變

ε_x 與設計斷面之平均剪應力與混凝土抗壓強度之比值 $\frac{V_u}{f_c}$ 以迭代方式求得，詳細計算

方法請參閱本文第四章之說明。

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5 \cot \theta \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0.9 P_h T_u}{2 A_0} \right)^2}}{2 A_s E_s} \quad (13)$$

本文旨在探討鋼筋混凝土梁在低扭力條件下受撓曲、剪力與扭力組合載重作用之撓曲強度與撓曲韌性變化，同時印證 Elfgren 與 Hsu 所建議的破壞載重互制關係式，最後並就 AASHTO-LRFD 以及 ACI318-08 規範中有關梁在組合載重下撓曲鋼筋量規定之合理性加以驗證。

二、 實驗規劃

2-1 試體規劃與設計

本研究旨在探討鋼筋混凝土梁之撓曲強度與韌性受撓曲、剪力與扭力組合載重之行爲，共規劃 10 支矩形斷面梁試體，如表 1 所示，主要控制變數爲：1) 實心斷面與空心斷面，2) 扭矩和彎矩 (T/M) 之比值， T/M 分別爲 0, $\frac{1}{10}$ 及 $\frac{1}{8}$ ，亦即梁在較低 T/M 比值下，探討扭力及剪力對撓曲強度與韌性之影響，以實心斷面爲例， $M/10$ 及 $M/8$ 分別爲梁斷面受純扭矩作用的開裂扭矩強度 T_{cr} 之 2.0 及 2.4 倍。

爲配合現有之加載設備及試驗室空間，採用 250 × 350 mm 之矩形斷面試體，空心試體壁厚爲 75mm。所有鋼筋之淨保護層爲 25mm，試體斷面如圖 4(a)、(b) 所示，固定端之混凝土支座斷面尺寸爲 350 × 450 mm。承受撓曲與剪力組合載重之試體全長爲 2775 mm，緊鄰固定端之測試區長度爲 350 mm，承受撓曲、剪力與扭力組合載重之試體全長分爲 2775 mm 與 3375 mm 兩種，測試區長度皆爲 350 mm，如圖 4(c) 所示，爲方便加載設備之安裝，載重施加方向採由下往上方式，因此，所有梁之底部均配置較高的撓曲鋼筋量，試體斷面在彎矩作用之受拉側（底部）與受壓側（頂部）分別配置縱向鋼筋 $\rho_{sb}=2.3\%$ 及 $\rho_{st}=1.3\%$ ，此鋼筋比接近耐震設計規範所要求之最大容許撓曲鋼筋比 2.5%。箍筋則採用 #3 鋼筋，間距爲 $\frac{d}{4}$ ，沿梁軸向配置相同間距 (s=75 mm)。爲避免固定端的混凝土座發生非預期之破壞，於該區配置較高之箍筋量與縱向鋼筋。

2-2 試體材料

本研究之試體在縱向鋼筋採用 #7 及 #8 兩種，降伏強度分別為 463MPa 與 473MPa，全梁採用 #3 鋼筋為箍（肋）筋，降伏強度為 460 MPa，固定端之錨碇座則採用 #3 與 #4 箍筋交錯配置，如 圖 4(c) 所示，扭力臂配置#4 縱向鋼筋，並採用 180 度標準彎鉤。

本研究將空心試體（NCH 系列）與實心試體（NCS 系列）分兩次澆置混凝土，28 天抗壓強度分別為 36 MPa 與 34 MPa，由台南市近郊之國產預拌混凝土廠所提供，配比資料如表 2 所示，粒料之標稱最大粒徑為 20 mm，空心與實心試體混凝土坍度分為 190 mm 及 200 mm，與梁試體製作之同時也製作 150 mm × 300 mm 之圓柱試體，供抗壓強度測試之用。

2-3 加載設備與試驗方法

本研究之加載設備如圖 5 所示，在試驗過程中，利用油壓千斤頂施加垂直向上之推力，再透過混凝土梁前端側向外伸力臂使試體同時承受撓曲、剪力與扭力，以資料蒐集器記錄試體所受之載重、位移及內、外部應變。試體在固定端斷面所承受彎矩、剪力與扭力之組合載重如表 1 所示，藉由改變混凝土梁長度(L)與扭力臂長度(a)之比例來產生不同扭矩與彎矩比值的組合載重。本研究之加載方式為單向加載，直至試體破壞，在試體開裂後，利用麥克筆描繪裂縫之走向及記錄裂縫形成時之載重值。

三、 結果與討論

10 支試體之破壞載重如表 3 所示，試驗結果顯示，少許之扭力會明顯減少梁之撓曲強度，試體之撓曲韌性也會明顯降低，詳如表 4 所示。

3-1 試體的扭力與剪力對開裂行為與破壞模式之影響

試體在開裂前，加載點之變位與載重呈陡峭線性關係。試體 NCH-1.5-0 承受撓曲與剪力到達開裂載重時，如圖 6(a) 所示，在固定端附近之梁底部會出現第一道裂縫，並延伸到其長邊，逐漸發展成撓剪裂縫，並彎向固定端，裂縫在試體的正面與背面的發展趨勢相當一致，當加載達梁之降伏載重，梁之變形會明顯加大，但仍能持續承受載重，最後在固定端的梁頂發生混凝土擠碎現象，此時因梁端加載點的垂直變位過大，為安全起見而停止測試，在表 3 中試體編號前加註 * 為未達載重最大值之試體。

承受撓曲、剪力與扭力組合載重之試體 NCH-1.5-10，如圖 6(b) 所示，在測試區之梁底產生第一條斜裂縫後，隨著載重的增加，裂縫逐漸延伸到正面 (front) 及背面 (back)，試體長邊之正面由於垂直剪力所產生之剪應力 (ν) 與扭力所產生之剪應力 (τ) 同向，該面所延伸之裂縫於載重持續增加接近梁頂部時，因撓曲壓應力增加，裂縫會有轉彎之趨勢。在加載點附近之彎矩較小，但因 ν 與 τ 值在全梁相同，當載重增加時，試體長邊之正面中央會先發生與水平約成 45 度之傾斜裂縫，當載重再繼續增加，試體測試區之正面 ($\tau + \nu$) 也開始有斜裂縫產

生，並隨載重的增加，斜裂縫逐漸發展成等間距並往梁頂與梁底兩端伸長。試體頂面隨後會產生 2 至 3 條斜裂縫。試體的背面（ $\tau - \nu$ ）因為所承受之 ν 與 τ 反向，所以在背面裂縫發展的初期會因撓曲作用以等間距且約略垂直梁底面的方向往上延伸，延伸速率較正面緩慢。當繼續加載至接近最大載重階段，於試體長邊正面之裂縫數目發展逐漸趨於穩定且裂縫開始變寬，試體背面靠近梁頂部之裂縫有較明顯轉彎往彎矩較小之方向發展。試體在測試區頂面的開裂走勢與承受彎矩造成之壓應力與扭矩造成之剪應力的合成作用有關，開裂走勢相當接近梁軸方向，如 圖 6(b) 所示。當試體破壞時，正面之頂部與底部均發生角隅剝落之情形，背面頂部混凝土被擠碎，背面底部之裂縫則逐漸變寬。

對於承受撓曲、剪力與扭力之試體，由於試體所承受之撓曲效應較大，在相同 T/M 比值情形下，不論實心斷面或空心斷面試體，試體底面會最早開裂，且空心試體之開裂強度略低於實心斷面試體，在加載過程中，於 $\tau + \nu$ 作用面較早有斜裂縫生成，等到 $\tau + \nu$ 作用面之斜裂縫數量增加逐漸停止後， $\tau - \nu$ 作用面之斜裂縫才開始大量形成，空心斷面試體於 $\tau + \nu$ 面斜裂縫之發展速率會較實心斷面試體快，隨著 $\tau + \nu$ 面裂縫逐漸延伸，試體頂面也會開始產生斜裂縫，到達破壞階段時， $\tau - \nu$ 作用面上之裂縫數目均較 $\tau + \nu$ 作用面來的少，此種現象於空心斷面試體有更明顯之趨勢，此因空心斷面試體缺少核心混凝土之故，因此 τ 與 ν 之相加或抵消效應會較實心斷面試體來的明顯。當加載過極限強度之後，空心斷面試體的強度明顯下降，這是因為缺少核心混凝土所致，因此其韌性較差。

3-2 試體的扭力與剪力對撓曲強度與韌性之影響

本研究之試體所受組合載重以撓曲為主，各試體之斷面大小、撓曲及剪力鋼筋量均相同，混凝土抗壓強度相近，NCS 系列為 34MPa，NCH 系列為 36MPa。本節將以試體加載點之載重-垂直變位曲線來討論試體的撓曲強度與韌性隨 T/M 比值之改變，圖 7(a)及 7(b)分別為 NCS 與 NCH 系列之各三支試體在 $T/M=0$ 、 $1/10$ 及 $1/8$ 組合載重作用下的加載點之載重-垂直變位關係，圖中之垂直變位量測位置在加載點之梁頂部中央，由圖示，梁之最大承載力因為扭力的增加而遞減，此種情形同樣也發生在 2.1m 長的梁，圖 7(a)中 NCS-1.5-0 試體在加載過程因變位太大，在考慮安全之前提下，未繼續加載到試體之最大承載力。NCS-1.5-0 試體所受之最大彎矩為 273.7 kN-m，相較於 NCS-1.5-8 試體之撓曲強度 236.8 kN-m， T/M 由 0 增至 $1/8$ ，強度折減約 13%。NCH-1.5-0 試體之撓曲強度為 264.7 kN-m，相較於 NCH-1.5-8 試體之撓曲強度 224.2 kN-m， T/M 由 0 增至 $1/8$ ，強度折減約 15%。

本研究根據試體在固定端之彎矩與曲率關係圖來討論試體之撓曲韌性，將開始加載至固定端鋼筋降伏時的彎矩與曲率關係曲線下所涵蓋之面積設為 A_1 ，自開始加載至最大載重時的彎矩與曲率關係曲線下所涵蓋之面積設為 A_2 ，以 A_2/A_1 比值代表試體在塑鉸區的撓曲變形能量大小，如表 4 所示，在梁長相同之條件下，由於 T/M 比值的增加，空心斷面試體 NCH-1.5-0 與試體 NCH-1.5-8 之 A_2/A_1 比值分別為 21.86 與 5.71，試體的撓曲韌性因扭力之存在減少約 74%，空

心斷面試體 NCH-2.1-8 與試體 NCH-2.1-10 之 A_2/A_1 比值分別為 8.21 與 14.45，前者之撓曲韌性減少約 43%，此項結果表示，少量之扭力將會使撓曲韌性明顯減少，類似之行爲也發生在實心斷面試體，由表 4 可知，試體 NCS-1.5-8 之韌性為試體 NCS-1.5-0 之 61%，減少了 39%，實心試體 NCS-1.5-0 因加載點之變位太大，試驗停止點之變位並非最高載重點之對應值，因此上述比值與空心試體差異較大。

本研究進一步探討剪力對試體撓曲強度與韌性之影響，如圖 7(c)之加載點與變位曲線所示，在同為 $T/M = 1/10$ 之組合力作用下，1.5 m 長之實心試體 NCS-1.5-10 比 2.1 m 長之實心試體 NCS-2.1-10 之撓曲強度與韌性均差，此可由表 4 中之 A_2/A_1 韌性值比較，前者為 17.21，後者為 20.08，前者是後者之 85%。空心斷面試體 NCH-1.5-10 與 NCH-2.1-10 也有類似之撓曲強度差異結果（圖 7(d)），梁長 1.5 m 的加載點與變位曲線所涵蓋之面積小於梁長 2.1 m 的梁，由表 4 之 A_2/A_1 韌性值比較，前者為 11.82，後者為 14.45，前者為後者之 82%，此現象顯示，剪力的大小也會影響到構件之撓曲韌性。

本研究之實心斷面試體與空心斷面試體之極限強度相當接近，試體之破壞載重試驗結果如表 3 所示，實心斷面試體會略高於空心斷面試體，此因前者的核心混凝土可提供梁斷面內力再分配之能力，特別是剪力之作用。

3-3 Elfren 與 Hsu 所建議組合載重互制關係之印證

鋼筋混凝土梁承受撓曲與剪力作用時，使用平面桁架模式可以模擬其開裂後之承力機構，在本研究中承受撓曲與剪力之試體係以撓曲為主，試體之破壞模式為梁頂混凝土壓碎，梁受拉側之撓曲鋼筋與剪力鋼筋在試體破壞前已降伏，因此選用試體 NCS-1.5-0 與 NCH-1.5-0 印證由桁架模式所建立之破壞載重互制關係式 (1)，如圖 8 所示，實驗值在 M/M_0 與 V/V_0 互制曲線之外側，代表以平面桁架所預測之破壞載重值較為保守，破壞模式為第一類型，與實驗觀察相符。

對於承受撓曲、剪力與扭力組合載重之 8 支試體，破壞模式為梁頂靠近背面之混凝土被壓碎，在此之前，梁底面撓曲鋼筋及剪力與扭矩之剪應力方向同向側的箍筋已降伏，分別如圖 9 中之 A5 及 B6 點位之應變計讀數所示，A5 為靠近固定端之撓曲鋼筋應變量測點位（圖 4(d)），在此位置為彎矩作用之拉力測及扭力與剪力之剪力流同向測，是梁的撓曲鋼筋受拉力最大之一側，B6 為梁之箍（肋）筋應變量測點位（圖 4(d)），也就是剪力與扭矩所產生剪力流同向側（front），箍（肋）筋受拉力最大之一側。根據上述試體破壞模式，選用 Elfgren 及 Hsu 之相關理論式 (8) 加以預測，以本研究試體在破壞時之 M_u 、 V_u 及 T_u 試驗值代入上述理論式 (8)，式中之 M_0 、 V_0 與 T_0 係根據式 (3)、(4) 與 (10 a) 之試體斷面及材料條件計算所得，經代入式 (8) 求得之結果如表 5(a) 中式 (8) 值所示，10 支試體之平均值為 1.20，代表式 (8) 對試體破壞載重之預測偏於保守，但有良好之關聯性，應可供實務應用之參考，表 5(b) 為表 5(a) 在分析過程所用之空間桁架模式基本數據，在式 (8) 計算過程中 M_0 、 V_0 與 T_0 所需之 d_v 的設定採用箍

筋長邊中心線長度與上下層撓曲鋼筋中心聯線長度之平均值， b_v 採用箍筋短邊中心線長度與撓曲鋼筋左右兩側中心聯線長度之平均值 [22]。

四、以 AASHTO-LRFD 規範計算梁受組合載重所需軸向鋼筋量之驗證

鋼筋混凝土構件在撓曲、剪力及扭力組合載重作用下，如圖 2 所示，可用空間桁架模式模擬梁之受力情形，彎矩在桁架下弦桿所產生之軸拉力可表為 $\frac{M_u}{d_v}$ ， d_v 為桁架上下弦桿間之距離，依 AASHTO-LRFD 規範之規定， d_v 不小於 $0.9d$ ，剪力在桁架下弦桿所產生之軸力為 $0.5V_u \cot \theta$ ，扭矩在桁架下弦桿所產生之軸拉力為 $0.5 \left(\frac{T_u p_h}{2A_o} \right) \cot \theta$ ，式中 p_h 為試體斷面中箍（肋）筋中心線之周長， A_o 為剪流所圍之面積，根據 AASHTO-LRFD 規範，其值為 $0.85A_{oh}$ ，與結構混凝土規範（ACI 318-08 規範）之規定相同， A_{oh} 為試體斷面最外側箍（肋）筋中心線所圍之面積。若梁斷面之設計力 M_u 、 V_u 及 T_u 已知時，根據 AASHTO-LRFD 規範，實心斷面梁之縱向鋼筋量應符合式（11）之規定，式中之 $\cot \theta$ 及式（12b）中之 β 可由迭代方法求得，一般可由 LRFD 規範之設計表中假設 θ 及 β 值，由式（11）先求出梁在組合載重作用下所需之縱向鋼筋量 A_s ，由式（13）求得 ε_x ，然後根據斷面之設計剪力值 V_u ，求出斷面平均剪應力與 f_c' 之比值 $\frac{V_u}{f_c'}$ ，利用規範中之

設計表，由 ε_x 與 $\frac{V_u}{f_c}$ 兩參數查表求出 θ ，再回到式 (11) 求出梁在新 θ 值所需之

軸向鋼筋量 A_s ，經由幾次修正，可求得合理之 θ 值。

由於式 (11) 之縱向鋼筋量規定為 AASHTO-LRFD 規範中處理構件在組合載重之重要規定，相關之試驗印證在已發表之文獻尚不多見，為驗證式 (11)，本研究根據各實心與空心斷面試體在破壞時的彎矩、剪力與扭力值，依上述迭代方式求出所需之 A_s 值，然後與實際使用之軸向鋼筋量比較，如表 6(a) 所示，表中之 M_u 、 V_u 、 T_u 為試體在破壞時的實測值，表 6(b) 為表 6(a) 空間桁架分析之基本數據，式中 X_o 與 Y_o 分別為箍筋短邊與長邊中心線長度，如前所述，在式 (11) 中 A_o 為剪力流所圍之面積，依 AASHTO-LRFD 規範其值為 $0.85 A_{oh}$ ， A_{oh} 為表 6(b) 中 X_o 與 Y_o 之乘積。在利用式 (11) 至式 (13) 求解 A_s 時，先以 $\theta = 45^\circ$ 為第一次假設值，代入式 (11) 求得 A_s ，經數次迭代，可得各試體之 $\theta = 36.6^\circ$ 至 37.5° ， $\beta = 2.16$ 至 2.20 ，試體間之 θ 、 β 值差異甚小，表 6(a) 中各試體 A_s 計算過程所使用之 θ 、 β 值，詳如表 6(c) 所示。依 AASHTO-LRFD 規範所需縱向鋼筋量高於實際使用值，其平均比值為 1.31，此表示經由空間桁架模式所求得之軸拉力比實際軸拉力來的大，亦即規範所需縱向鋼筋量比較保守。

五、驗證 ACI 318-08 規範對梁在組合載重作用下縱向鋼筋量之規定

鋼筋混凝土構件在承受撓曲、剪力與扭力組合載重作用下，若依 ACI 318-08

規範之規定（1）及一般設計之程序（7），斷面所需之撓曲鋼筋量將依以下程序設計，本節論述之目的在於用本研究之實驗數據驗證結構混凝土設計規範之相關規定。

依 ACI 318-08 規範設計梁斷面在同時受到彎矩、剪力與扭矩之縱向與箍（肋）筋量的設計步驟簡介如下：

1. 先由設計彎矩 M_u 求出斷面所需之撓曲鋼筋量。
2. 求出混凝土所提供之剪力強度，根據設計剪力 V_u 即可求出沿梁軸方向單位長度所需之剪力鋼筋面積 $\frac{A_v}{s}$ ，在此處之計算中假設桁架壓桿之傾角為 45 度。
3. 根據設計扭矩 T_u 及假設之壓桿傾角求出因扭矩所須之單位梁長箍筋需要量 $2\frac{A_t}{s}$ ，一般常將壓桿傾角假設為 45 度。
4. 將剪力與扭矩所需之箍筋量合併，即為剪力與扭矩組合載重作用下單位梁長所需箍筋量。
5. 由步驟（3）所得之抗扭箍筋量進而求出抗扭之縱向鋼筋量，並與規範之最小抗扭縱向鋼筋量比較，確認抗扭之縱向鋼筋量應大於或等於規範之最小抗扭縱向鋼筋量。
6. 由步驟（1）所需撓曲鋼筋量與步驟（5）因扭矩所需之縱向鋼筋量之總和，選定梁之縱向鋼筋號數及根數，使其符合規範對扭矩鋼筋之配筋細節之規定。

本研究以實驗數據驗證 ACI 318-08 規範之相關規定，在表 7 中之 M_u ， V_u ， T_u 為本研究中各試體在達到最大載重或實驗停止時所對應之彎矩、剪力

及扭矩，以這些試驗值作為各試體之設計值，求解依規範所需要之鋼筋量，惟不須加入強度折減因子。**表 7** 中之第一欄為各試體固定端斷面在彎矩作用之拉力側依 ACI 318-08 規範所需之彎矩與扭矩縱向鋼筋量總和，經與實際鋼筋量 1788 mm^2 (2-#7 和 2-#8 鋼筋之總面積) 比較，如第二欄所示，依規範所需之鋼筋量為實際配置量之 1.26 倍，亦即規範之規定較保守。第三欄為彎矩所需之壓力鋼筋量，由於本研究之拉力側縱向鋼筋比為 2.3%，固定端斷面要達到降伏所受之彎矩較大，所以在彎矩作用之壓力側需要設計壓力鋼筋。根據 ACI 318-08 規範，在扭力作用下，斷面所需之抗扭鋼筋量為 A_t ，由於本研究試體之高度較小，抗扭鋼筋將平均配置在斷面之頂層與底層如第四欄之鋼筋量，依規範所設計之剪力與扭矩鋼筋量如**表 7** 之第五欄所示。

六、ACI 318-08 規範與 AASHTO-LRFD 規範對梁縱向鋼筋量設計值之比較

本節論述之目的在比較以 ACI 318-08 規範與 AASHTO-LRFD 規範所設計梁的縱向鋼筋量之差異，在 LRFD 規範 (本文式(11)) 中有考慮彎矩、剪力及扭矩所需之縱向鋼筋量，在 ACI 318-08 規範中並未考慮剪力作用所需之縱向鋼筋。**表 7** 中第一欄為依 ACI 318-08 規範所需之彎矩與扭矩縱向鋼筋量總和，**表 6** 中之 A_s 為依 LRFD 規範所需之彎矩、剪力與扭矩縱向鋼筋量，由於 LRFD 規範將桁架之上

下弦桿距離假設為 $0.9d$ ，在梁深不高或彎矩較大之情況，恐有低估拉力鋼筋量之可能，造成 LRFD 規範雖有考慮剪力作用所需縱向拉力筋量，但在彎矩作用之拉力側總縱向鋼筋量只稍大於 ACI 318-08 規範所需之鋼筋量。

七、結 論

1. 在本研究之扭矩與彎矩比例下，梁之破壞模式為撓曲鋼筋先降伏，然後在梁之撓曲受壓面靠近角隅處混凝土被壓碎。
2. 梁之撓曲強度會隨斷面所受扭矩的增加而減少，1.5m 的梁在 T/M 比值由 0 增加到 $1/8$ 時，實心斷面試體之撓曲強度約折減 13%，空心斷面試體折減約為 15%。
3. 實心與空心斷面試體在 T/M 比值由 0 增加至 $1/8$ 時，梁之撓曲韌性折減比例分別為 39% 與 74%。在相同長度及相同 T/M 比值之情形下，實心斷面試體之撓曲韌性優於空心斷面試體。
4. 以 Elfgren 與 Hsu 所提之空間桁架模式預測破壞載重互制關係，經本研究之試驗值印證，其預測結果屬於保守，有良好之關聯性。
5. 以 AASHTO-LRFD 與 ACI318-08 規範設計本研究試體梁承受撓曲、剪力與扭力組合載重時，梁斷面在彎矩作用拉力側之撓曲鋼筋需要量分別是實際配置量的 1.31 與 1.26 倍，亦即規範之規定比較保守。

6. 比較以 AASHTO-LRFD 與 ACI318-08 規範設計梁斷面在彎矩作用拉力側撓曲鋼筋量之差異，前者有考慮剪力對梁縱向鋼筋之影響，但前者採用桁架模式觀念時，假設桁架高度為 $0.9d$ ，對於梁高不大或彎矩較大之情況，以前者設計求得之撓曲鋼筋量會有低估之結果，造成以 LRFD 規範求撓曲拉力鋼筋量稍大於 ACI318-08 規範，兩者在基本假設之差異不能被忽視。

誌 謝

本研究之經費由國科會補助，謹致由衷之謝意，試驗過程中參與協助之研究生的辛勞，成大土木系結構材料實驗室人員給予試驗作業之協助，黃勝暉與廖崐宇兩位研究生協助整理數據，一併致謝。

參考文獻

1. ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary (318R-08)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 465 pp (2008)
2. Collins, M. P., and Mitchell D., "Shear and torsion design of prestressed and non-prestressed concrete beams," PCI Journal, pp. 33-96 (1980)
3. Ewida, A. A., and McMullen A. E., "Concrete members under combined torsion and shear," Journal of Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol.108, No. ST4, pp. 911-928 (1982)

4. Rahal, K. N., "Longitudinal steel stresses in beams due to shear and torsion in AASHTO-LRFD specifications," ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 5, pp. 689-698 (2005)
5. Rahal, K. N., and Collins, M. P., "Analysis of sections subjected to combined shear and torsion-A theoretical model," ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 4, pp. 459-469 (1995)
6. Rahal, K. N., and Collins, M. P., "Effect of thickness of concrete cover on shear-torsion interaction-An experimental investigation," ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 3, pp. 334-342 (1995)
7. MacGregor, J. G., and Wight, J. K., "Reinforced Concrete – Mechanics and Design," Fourth edition in SI units, Prentice-Hall, Inc., 1111 pp (2005)
8. 邱浩然，方一匡，朱信澈，曾品彰，「鋼筋混凝土構件受扭矩與剪力組合載重作用之行爲」，中國土木水利工程學刊，第十八卷，第二期，pp. 219-232 (2006)
9. Leung, M. B., and Schnobrich, W. C., "Reinforced concrete beams subjected to bending and torsion," Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 2, pp. 307-321 (1987)
10. Rangan, B. V., Staley, R., and Hall, A. S., "Behavior of concrete beams in torsion and bending," Journal of Structural Division, American Society of Civil Engineers, ST4, pp. 759-772 (1977)

11. Lampert, P., and Collins, M. P., “Torsion, bending, and confusion-An attempt to establish the Facts,” ACI Journal, No. 69-45, pp. 500-504 (1972)
12. 邱浩然，方一匡，張建偉，「鋼筋混凝土構件受扭力與彎矩組合載重作用之行爲」，中國土木水利工程學刊，第十九卷，第四期， pp. 567-577 (2007)
13. Gausel, E., “Ultimate strength of prestressed I-beams under combined torsion, bending, and shear,” ACI Journal, No. 67-42, pp. 675-678 (1970)
14. Narayanan, R., and Kareem-Palanjian, A. S., “Torsion, bending, and shear in prestressed concrete beams containing steel fibers,” ACI Journal, No. 83-42, pp. 423-431 (1986)
15. Rahal, K. N., “Evaluation of AASHTO-LRFD general procedure for torsion and combined loading,” ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 5, pp. 683-692 (2006)
16. American Association of State Highway and Transportation Official,
AASHTO-LRFD Bridge Design Specification and Commentary, Fourth edition,
(2008)
17. Syamal, P. K., Mirza, M. S., and Ray, D. P., “Plain and reinforced concrete L-beams under combined flexure, shear, and torsion,” ACI Journal, No. 68-74, pp. 848-860 (1971)
18. Ewida, A. A., and McMullen, A. E., “Torsion-shear-flexure interaction in reinforced concrete members,” Magazine of Concrete Research, Vol. 33, No. 115,

pp. 113-122 (1981)

19. Liao, H. M., and Ferguson, P. M., "Combined torsion in reinforced concrete L-beams with stirrups," ACI Journal, No. 66-86, pp. 986-993 (1969)
20. Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "The Modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear," ACI Journal, Vol. 83, No. 2, pp. 219-231 (1986)
21. Hsu, T. T. C., "Stresses and crack angles in concrete membrane elements," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 12, pp. 1476-1484 (1998)
22. Hsu, T. T. C., Unified Theory of Reinforced Concrete, CRC Press, Inc., 313 pp (2000)
23. 混凝土工程設計規範與解說，土木 401-96，中國土木水利工程學會 (2007)
24. Elfgren, L., Reinforced concrete beam loaded in torsion, bending, and shear, publications 71:3, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden, 249 pp.
25. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, third edition (1978)

表 1 試體規劃總表

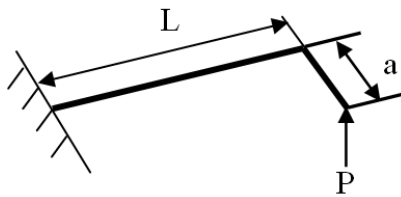
Specimen	f'_c (MPa)	T/M	T/V (mm)	a (mm)	L (mm)
NCS-1.5-0	34	0	0	0	1500
NCS-1.5-10		1/10	150	150	
NCS-1.5-8		1/8	187	187	
NCS-2.1-10		1/10	210	210	2100
NCS-2.1-8		1/8	262	262	
NCH-1.5-0	36	0	0	0	1500
NCH-1.5-10		1/10	150	150	
NCH-1.5-8		1/8	187	187	
NCH-2.1-10		1/10	210	210	2100
NCH-2.1-8		1/8	262	262	

試體斷面：250×350 mm， $f_{yt} = 468$ MPa， $f_{yt} = 460$ MPa，

A_{sb} ：2-#8(top), 2-#7(bot.)，箍(肋)筋：#3@75 mm

NCS-1.5-0

$\uparrow \uparrow \uparrow \uparrow$ 0 : $T/M=0$; 8: $T/M=1/8$; 10: $T/M=1/10$
 1.5: $L=1.5m$; 2.1: $L=2.1m$
 S: Solid , H: Hollow
 NC: Normal Concrete specimen



$$\begin{cases} P = V \\ T = P \times a = V \times a \\ M = P \times L = V \times L \end{cases}
 \quad
 \begin{cases} \frac{T}{V} = \frac{P \times a}{P} = a \\ \frac{T}{M} = \frac{P \times a}{P \times L} = \frac{a}{L} \end{cases}$$

表 2 試體混凝土配比

試體	水膠比 W/(C+P)	各成分的量 (kg/m ³)						
		SP	水	水泥	爐石	飛灰	細骨 材	粗骨 材
NCH ($f'_c = 36MPa$)	0.50	3.75	185	188	112	75	858	903
NCS ($f'_c = 34MPa$)	0.49	3.60	175	180	72	108	818	971

表 3 試體之破壞載重總表

Specimen	T/M	T/V (mm)	M/V (mm)	V _u (kN)	T _u (kN-m)	M _u (kN-m)
*NCS-1.5-0	0	0	1500	182.5	--	273.7
NCS-1.5-10	1/10	150.0	1500	168.7	25.3	253.0
NCS-1.5-8	1/8	187.5	1500	157.9	29.6	236.8
*NCS-2.1-10	1/10	210.0	2100	118.1	24.8	248.1
NCS-2.1-8	1/8	262.5	2100	114.8	30.1	241.0
NCH-1.5-0	0	0	1500	176.5	--	264.7
NCH-1.5-10	1/10	150.0	1500	158.8	23.8	238.2
NCH-1.5-8	1/8	187.5	1500	154.8	28.0	224.2
NCH-2.1-10	1/10	210.0	2100	113.5	23.8	238.4
NCH-2.1-8	1/8	262.5	2100	108.8	28.6	228.4

註 *為試體在停止加載時未達最大承載力，因撓度過大而停止加載。

表 4 測試區之撓曲韌性與梁長及 T/M 比值之關係

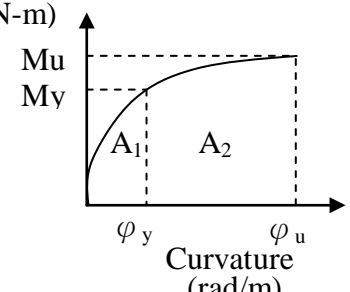
Specimen	T/M	A_2/A_1	Specimen	T/M	A_2/A_1
NCS-1.5-0	0	18.47*	NCH-1.5-0	0	21.86
NCS-1.5-10	$1/10$	17.21	NCH-1.5-10	$1/10$	11.82
NCS-1.5-8	$1/8$	11.29	NCH-1.5-8	$1/8$	5.71
NCS-2.1-10	$1/10$	20.08*	NCH-2.1-10	$1/10$	14.45
NCS-2.1-8	$1/8$	14.62	NCH-2.1-8	$1/8$	8.21
<p>備註：</p> <p>* 表示加載至載重最高點</p> <p>A_1：初始加載至降伏點所圍面積</p> <p>A_2：初始加載至載重最高點所圍面積。</p>			<p>Moment (kN-m)</p>  <p>Curvature (rad/m)</p>		

表 5(a) 試體在破壞階段的組合載重互制關係

Specimen	M _u (kN-m)	T _u (kN-m)	V _u (kN)	M _u /M ₀	T _u /T ₀	V _u /V ₀	式 (8)
NCS-1.5-0	273.7	0.0	182.5	1.20	0	0.38	1.29
NCS-15-8	253.0	29.6	168.7	1.11	0.39	0.35	1.27
NCS-15-10	236.8	25.3	157.9	1.04	0.46	0.33	1.22
NCS-21-10	248.2	24.8	118.2	1.09	0.39	0.25	1.21
NCS-21-8	241.0	30.1	114.8	1.06	0.47	0.24	1.22
NCH-15-0	264.7	0.0	176.5	1.16	0	0.37	1.24
NCH-15-10	238.2	23.8	158.8	1.05	0.37	0.03	1.13
NCH-15-8	224.2	28.0	154.8	0.98	0.44	0.33	1.15
NCH-21-10	238.4	23.8	113.5	1.05	0.37	0.24	1.16
NCH-21-8	228.4	28.6	108.8	1.00	0.44	0.23	1.15

Avg. 1.20

表 5(b) 以桁架模式分析表 5(a)組合載重之基本數據

A_{st} (mm ²)	A_{sb} (mm ²)	d_v (mm)	b_v (mm)	f_{yt} (N/mm ²)	f_{yt} (N/mm ²)
1013	1788	272	173	460	468
A_t (mm ²)	s (mm)	M_0 (kN-m)	T_0 (kN-m)	V_0 (kN)	R (mm ² /mm ²)
71.3	75	227.61	64.27	475.17	0.57

表 6(a) 根據 AASHTO-LRFD 規範計算承受組合載重構件之縱向鋼筋量

Specimen	Mu (kN-m)	Vu (kN)	Tu (kN-m)	Vu/f'c	$\epsilon_x \times 10^3$	A _s (mm ²) 式 (11) (1)	$\frac{(1)}{A_s^*}$
NCS-1.5-0	274	182	0	0.071	1.12	2504	1.40
NCS-1.5-10	253	169	25	0.065	1.06	2455	1.37
NCS-1.5-8	237	158	30	0.061	1.03	2358	1.32
NCS-2.1-10	248	118	25	0.046	1.05	2364	1.32
NCS-2.1-8	241	115	30	0.045	1.02	2360	1.32
NCH-1.5-0	265	176	0	0.108	1.12	2386	1.33
NCH-1.5-10	238	159	24	0.097	1.06	2288	1.28
NCH-1.5-8	232	155	29	0.095	1.03	2289	1.28
NCH-2.1-10	238	114	24	0.069	1.04	2250	1.26
NCH-2.1-8	228	109	29	0.066	1.02	2219	1.24

Avg. 1.31

A_s^{*}: 實際使用之 A_s = 1788 mm²

表 6(b) 以空間桁架分析表 6(a) 組合載重之基本數據

d_v (mm)	A _s (mm ²)	X ₀ (mm)	Y ₀ (mm)	A ₀ (mm ²)
272	1788	190	290	46835
P_h (mm)	E _s (N/mm ²)	A _t (mm ²)	f _{yt} (N/mm ²)	s (mm)
960	200124	71.3	468	75

表 6(c) 以空間桁架分析表 6(a) 組合
載重之基本數據

Specimen	θ	β
NCS-1.5-0	37.48	2.16
NCS-1.5-10	37.00	2.19
NCS-1.5-8	36.68	2.21
NCS-2.1-10	36.81	2.20
NCS-2.1-8	36.56	2.22
NCH-1.5-0	37.63	2.15
NCH-1.5-10	37.01	2.19
NCH-1.5-8	36.77	2.21
NCH-2.1-10	36.89	2.20
NCH-2.1-8	36.62	2.22

表 7 根據 ACI318-08 規範計算承受組合載重構件之縱向鋼筋量

Specimen	A_s (mm^2) (1)	$\frac{(1)}{(2)}$	$A's$ (mm^2)	$A_l/2$ (mm^2)	$A_v/s+2A_t/s$ (mm^2/mm) (5)
			(3)	(4)	
NCS-1.5-0	2264	1.27	1313	0	0.781
NCS-1.5-10	2370	1.33	1075	276	1.862
NCS-1.5-8	2280	1.28	888	323	1.976
NCS-2.1-10	2322	1.30	1018	271	1.469
NCS-2.1-8	2322	1.30	937	329	1.695
NCH-1.5-0	2179	1.22	1251	0	0.940
NCH-1.5-10	2219	1.24	872	260	1.917
NCH-1.5-8	2147	1.20	710	306	2.09
NCH-2.1-10	2220	1.24	874	260	1.592
NCH-2.1-8	2188	1.22	759	311	1.778

Avg. 1.26

(1) M_u 與 T_u 所需之鋼筋量

(2) A_s 實際用量: 2-#7+2-#8: $1788mm^2$

(3) 依 M_u 所需之壓力鋼筋量

(4) 依 T_u 所需之拉力鋼筋量 $A_l/2$

(5) $A_v/s+2A_t/s$ 實際用量: $1.901mm^2/mm$

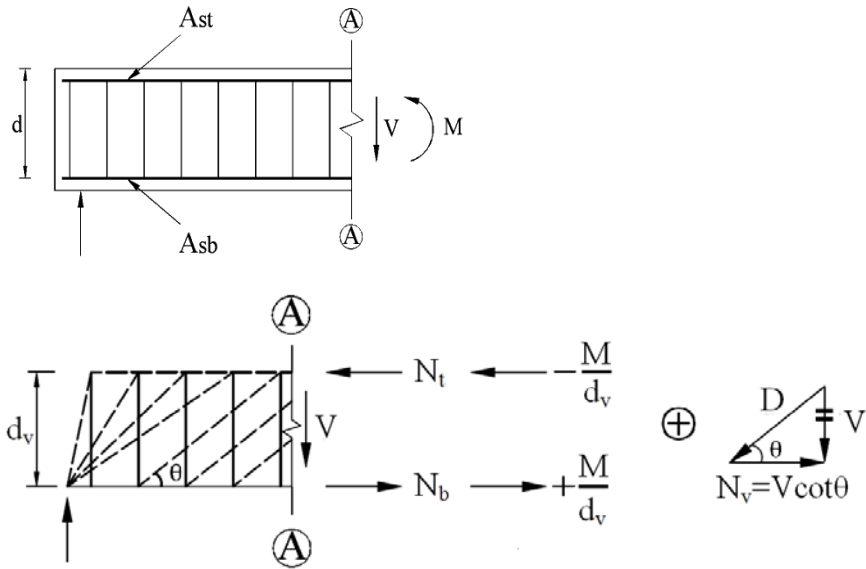
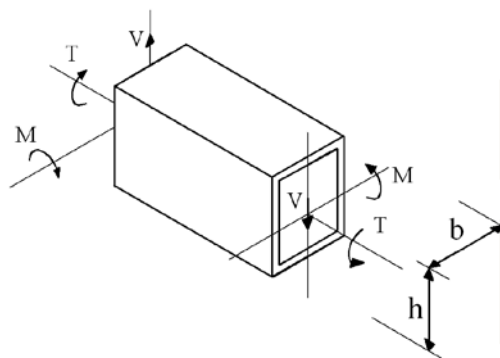
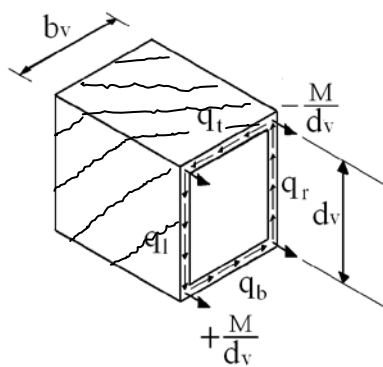


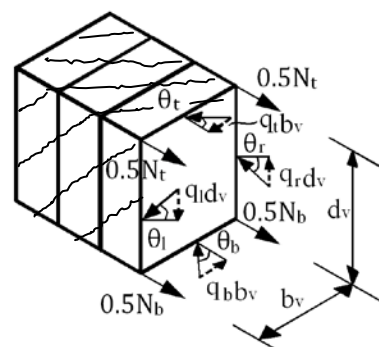
圖 1 以平面桁架模擬鋼筋混凝土梁



(a) 承受彎矩、剪力及扭力之箱型斷面梁

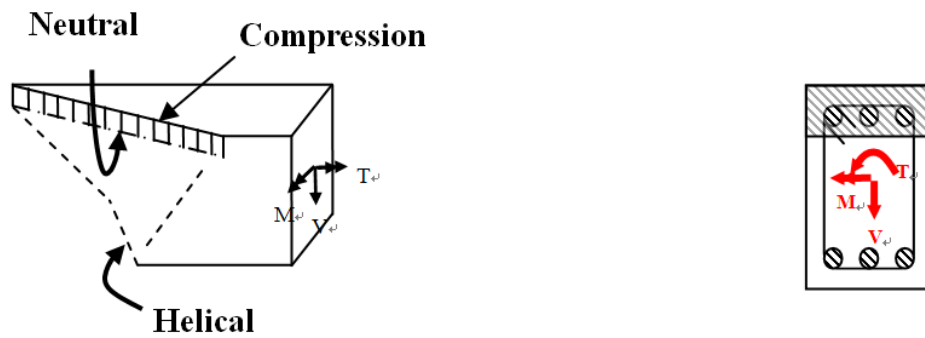


(b) 剪力和扭力所產生之剪力流

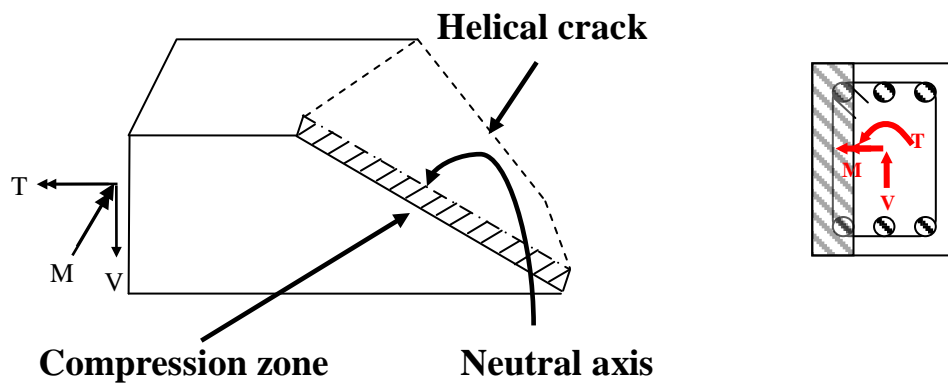


(c) 空間桁架模式

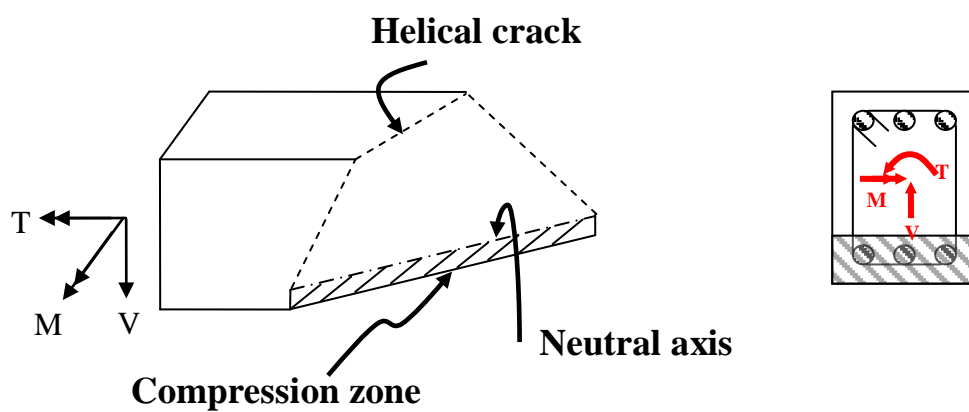
圖 2 以空間桁架模式模擬承受彎矩、剪力與扭力之梁



(a) 第一類破壞模式示意圖

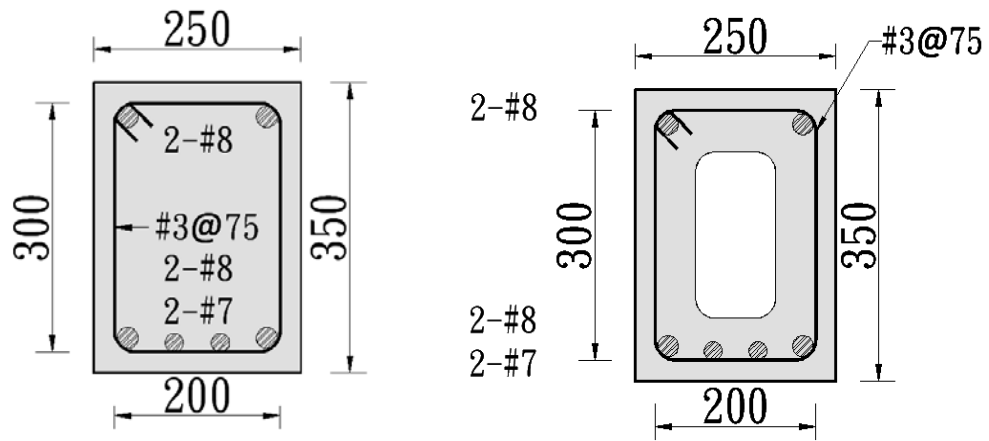


(b) 第二類破壞模式示意圖



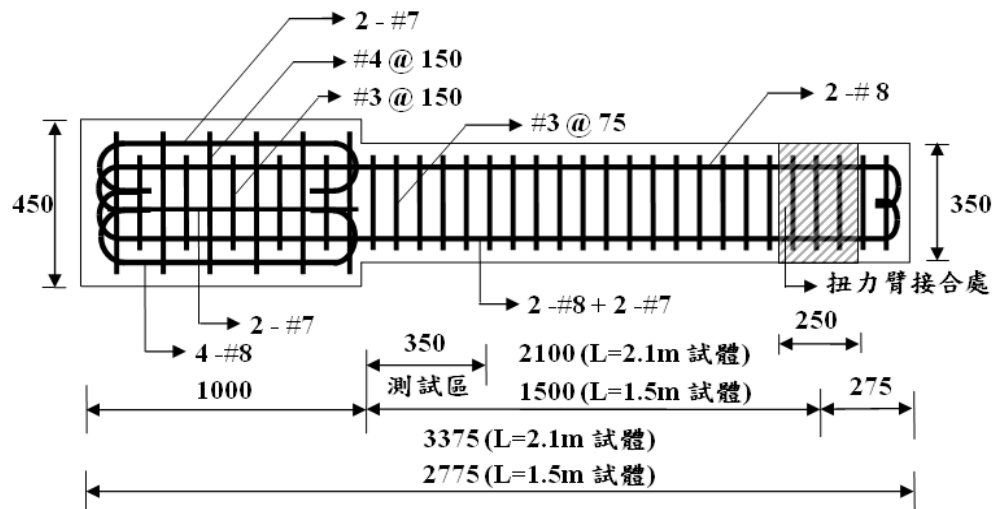
(c) 第三類破壞模式示意圖

圖 3 矩形斷面梁在彎矩、剪力與扭矩組合載重作用之破壞模式 (22)

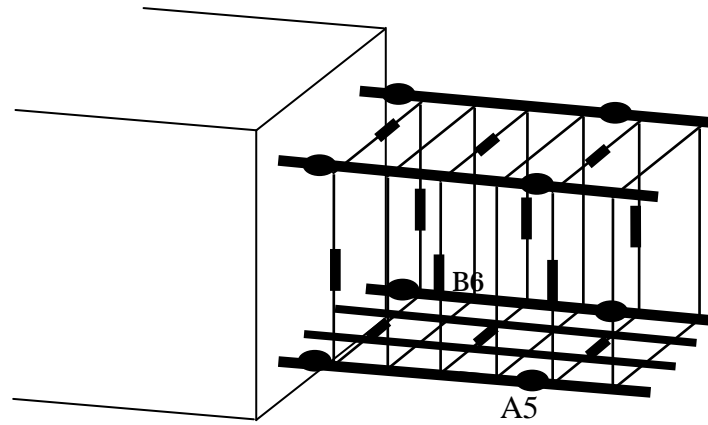


(a) 實心斷面

(b) 空心斷面



(c) 梁之整體配筋



- : 縱向鋼筋之應變計
 — : 箍筋之應變計

(d) 固定端附近之測試區

圖 4 試體斷面及配筋圖

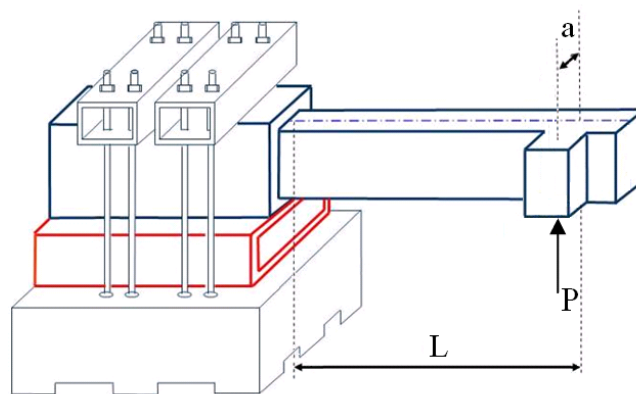
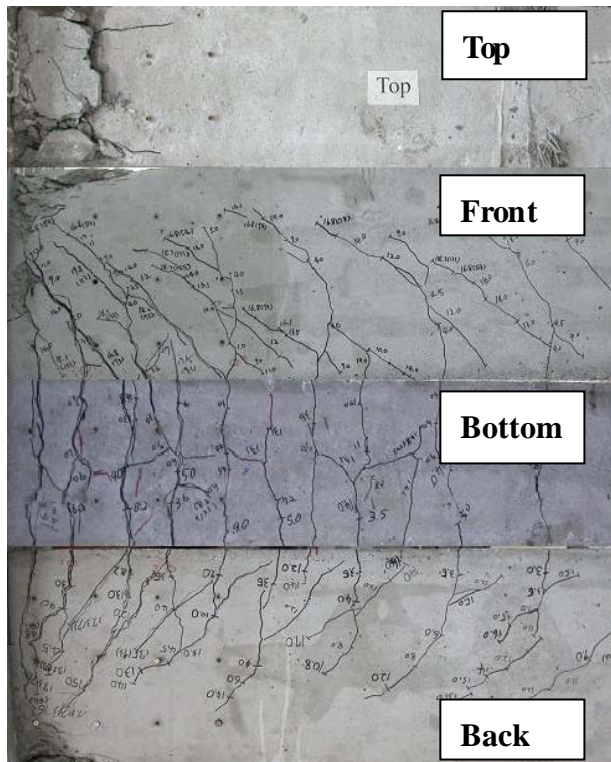
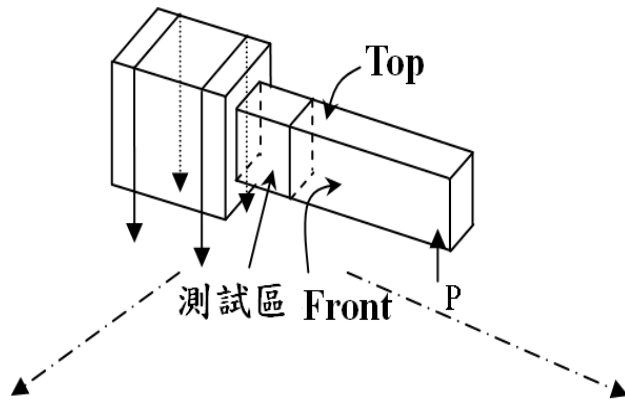


圖 5 試體加載設備示意圖

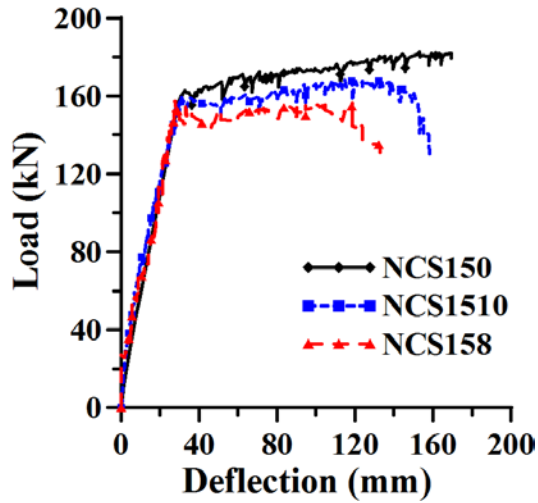


(a) 試體 NCH-1.5-0

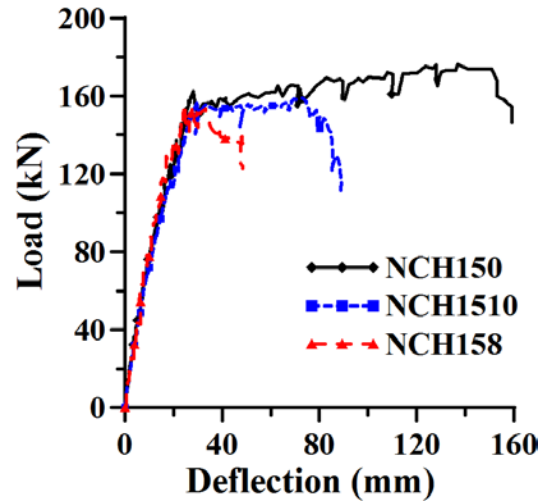


(b) 試體 NCH-1.5-10

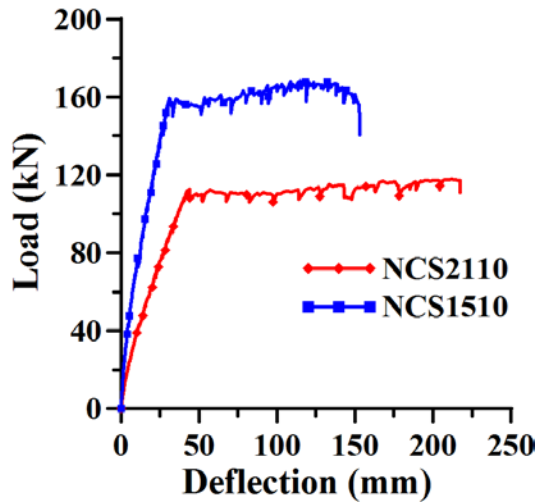
圖 6 試體破壞時之表面裂縫



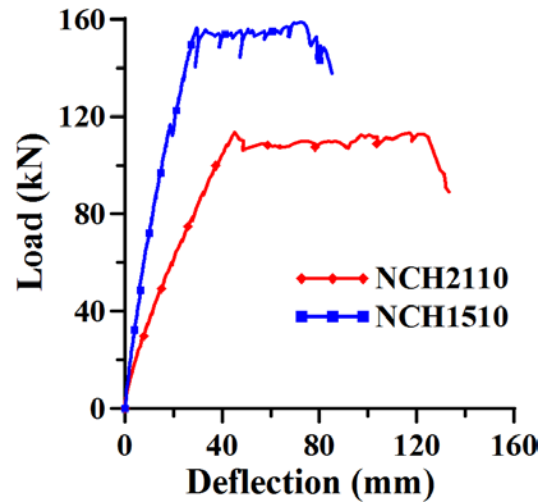
(a) NCS 系列試體



(b) NCH 系列試體



(c) NCS 試體 ($T/M = 1/10$)



(d) NCH 試體 ($T/M = 1/10$)

圖 7 試體之載重--變位關係

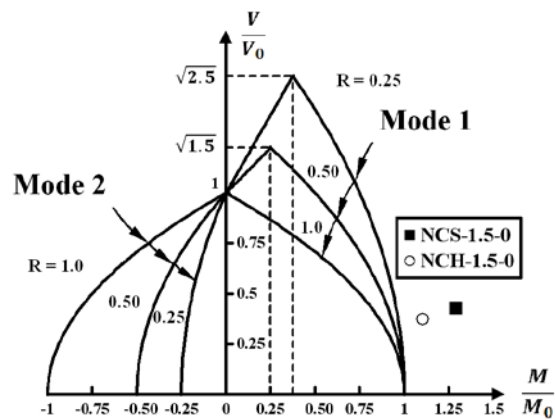
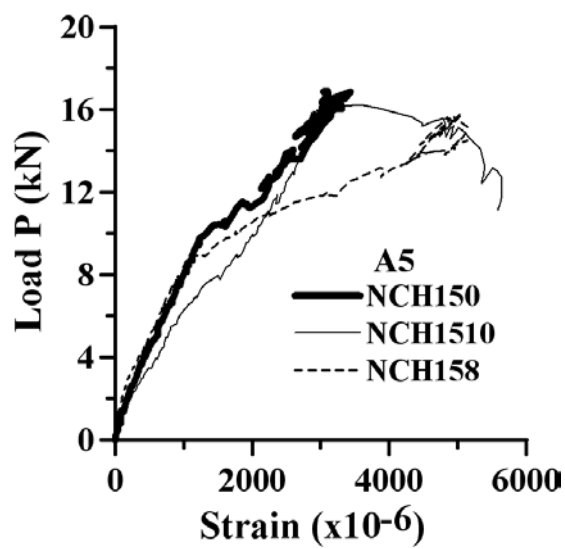
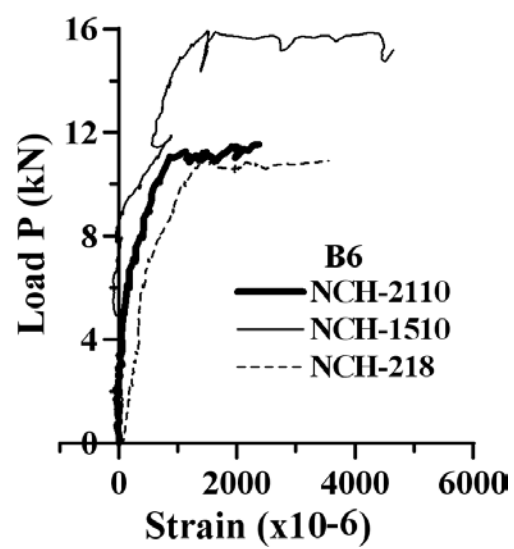


圖 8 梁之彎矩與剪力破壞載重互制關係



(a) 靠近固定端撓曲鋼筋之應變



(b) 箍(肋)筋之應變

圖 9 鋼筋應變計讀數與梁端加載點 P 力之關係

國科會補助專題研究計畫項下出席國際學術會議

心得報告

日期：99 年 10 月 28 日

計畫編號	NSC 98 — 2221 —E— 006 — 225—		
計畫名稱	高性能混凝土梁在彎矩、剪力及扭力組合載重下之承力行為研究		
出國人員姓名	方一匡	服務機構及職稱	國立成功大學土木系教授
會議時間	99 年 09 月 16 日至 99 年 09 月 18 日	會議地點	義大利 那不勒斯 Naples, Italy
會議名稱	(中文)城市防災國際研討會 (英文)Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events		
發表論文題目	(中文)高性能混凝土梁柱複合構件之耐火性 (英文)Fire resistance of self-compacting concrete beam-column sub-assembly		

一、參加會議經過

本次城市防災國際研討會（Urban Habitat Construction under Catastrophic Events）是在義大利那不勒斯舉行，主要研討議題為城市中有關火災、地震與爆炸之相關問題，主辦單位為那不勒斯大學之結構工程系，此項會議是由歐洲 23 個國家（Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Finland, Republic of Macedonia, France, Germany, Greece, Hungary, Italy, Lithuania, Malta, Netherland, Poland, Portugal, Romania, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland, Turkey, U.K.）所組成之組織 COST Action C26（COST 為 COoperation in Science and Technology 之縮寫）自 2006 至 2010 年整合研究之總成果報告研討會，另外開放給其他 23 個國家人士參與，共有 46 個國家發表 151 篇論文，前者有 82 篇，後者有 69 篇論文，主要議題包含以下五項：

- 1) Characterization of catastrophic action on constructions
- 2) Analysis of behavior of constructions under catastrophic events
- 3) Evaluation of vulnerability of constructions
- 4) Protecting, strengthening and repairing
- 5) Strategy and guidelines for damage prevention

本次對外開放之國際研討會特色在於 COST Action C26 在 2006 年成立之初即研訂研究之主題，並在 2007 年 3 月在布拉格及 2008 年 10 月在馬爾他分別舉行期中研討修正相關議題，本次之研討會雖開放其他國家人士參與，但與其原訂之主題密切接合。透過這些會議尋求對分析與解決城市防災方法之共識，也提供年輕學者對相關議題研究方向之參考。在本次會議地點即可見緊鄰之威蘇威（Vesuvius volcano）火山。在大會開幕時主辦單位將各參與國家之國旗放映在銀幕以示重視。由於論文發表之場地只有一間大講堂，可容納兩百多人，Oral presentation 之論文僅有 86 篇，其餘為 Poster presentation，本篇論文屬 oral presentation。

二、與會心得

- (1) 希望國內學者多參與在歐洲舉辦之國際研討會，對相關主題有較多人員參與，能有較多元之研究成果發表，凸顯國內對該研討會議題研究之實力。
- (2) 國內舉辦國際研討會之主題應是國內學界與業界幾年期之研究成果發表，主題應明確，然後再邀請國際人士參與各議題。
- (3) 如何舉辦好一次國際研討會，讓賓主盡歡，是件不易之事，要有較充裕之經費，也要有足夠人力照顧全場。

四、建議：

目前國內學界非常重視期刊論文之發表，對國際研討會論文似乎不是給予相對之重視，如何在重要之國際研討會發表有價值之研究成果，且有較多人參與同一研討會，仍有其重要性及其意義。本人很感謝國科會之經費補助。

五、攜回資料名稱及內容：

本次會議計有研討會論文集一鉅冊，另有 COST Action C26 期末研究報告一冊。

國科會補助計畫衍生研發成果推廣資料表

日期:2011/02/23

國科會補助計畫	計畫名稱：高性能混凝土梁在彎矩、剪力及扭力組合載重作用下之承力行為研究
	計畫主持人：方一匡
	計畫編號：98-2221-E-006-225-學門領域：土木材料

無研發成果推廣資料

98 年度專題研究計畫研究成果彙整表

計畫主持人：方一匡			計畫編號：98-2221-E-006-225-				
計畫名稱：高性能混凝土梁在彎矩、剪力及扭力組合載重作用下之承力行為研究							
成果項目			量化			單位	備註（質化說明：如數個計畫共同成果、成果列為該期刊之封面故事...等）
			實際已達成數（被接受或已發表）	預期總達成數(含實際已達成數)	本計畫實際貢獻百分比		
國內	論文著作	期刊論文	1	0	50%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	0	0	100%		
		專書	0	0	100%		
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（本國籍）	碩士生	4	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		
國外	論文著作	期刊論文	0	0	100%	篇	
		研究報告/技術報告	0	0	100%		
		研討會論文	0	0	100%		
		專書	0	0	100%	章/本	
	專利	申請中件數	0	0	100%	件	
		已獲得件數	0	0	100%		
	技術移轉	件數	0	0	100%	件	
		權利金	0	0	100%	千元	
	參與計畫人力（外國籍）	碩士生	0	0	100%	人次	
		博士生	0	0	100%		
		博士後研究員	0	0	100%		
		專任助理	0	0	100%		

<p>其他成果</p> <p>(無法以量化表達之成果如辦理學術活動、獲得獎項、重要國際合作、研究成果國際影響力及其他協助產業技術發展之具體效益事項等，請以文字敘述填列。)</p>	<p>本計畫之部分成果已被中國土木水利工程學刊接受，目前已進入排印中，另一部份成果正在整理，準備另投稿期刊論文。</p>
---	--

	成果項目	量化	名稱或內容性質簡述
<div> 科 教 處 計 畫 加 填 項 目 </div>	測驗工具(含質性與量性)	0	
	課程/模組	0	
	電腦及網路系統或工具	0	
	教材	0	
	舉辦之活動/競賽	0	
	研討會/工作坊	0	
	電子報、網站	0	
	計畫成果推廣之參與（閱聽）人數	0	

國科會補助專題研究計畫成果報告自評表

請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況、研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）、是否適合在學術期刊發表或申請專利、主要發現或其他有關價值等，作一綜合評估。

1. 請就研究內容與原計畫相符程度、達成預期目標情況作一綜合評估

☒達成目標

☐未達成目標（請說明，以 100 字為限）

☐實驗失敗

☐因故實驗中斷

☐其他原因

說明：

2. 研究成果在學術期刊發表或申請專利等情形：

論文：☒已發表 ☐未發表之文稿 ☐撰寫中 ☐無

專利：☐已獲得 ☐申請中 ☒無

技轉：☐已技轉 ☐洽談中 ☒無

其他：（以 100 字為限）

本研究之部分成果已投稿中國土木水利工程學刊，目前在排印中，另有部分成果正在整理論文，準備發表期刊論文。

3. 請依學術成就、技術創新、社會影響等方面，評估研究成果之學術或應用價值（簡要敘述成果所代表之意義、價值、影響或進一步發展之可能性）（以 500 字為限）

本研究成果主要在探討鋼筋混凝土構件承受彎矩、剪力與扭力組合載重作用下之承力行為及強度互制關係，並納入現行鋼筋混凝土設計規範(ACI 318)及 AASHTO-LRFD 中有關組合力作用之規定驗證，相關成果可供設計單位在處理鋼筋混凝土構件承受組合載重時之參考，具有實用參考性，同時可供相關學術領域研究同好之參考。