

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

New RC 之 T 形斷面
梁澆鑄介面對耐震行為影響

王勇智 徐嘉仁

報告編號：NCREE-13-010

中華民國 102 年 9 月

New RC 之 T 形斷面梁澆鑄介面對耐震行為影響
The Effect of Precast Cold Joint on the Seismic Behavior
of New RC Cantilever T-beams

*王勇智

**徐嘉仁

Yung-Chih Wang Chia-Jen Hsu

* 國立中央大學土木工程學系教授

**國立中央大學土木工程學系研究生

中華民國一百零二年九月
September 2013

摘要

本研究主要是以新型高拉力鋼筋與高強度混凝土材料所製成之 New RC T 形懸臂梁($a/d=2.4$)試體，利用反覆加載實驗來探討存有預鑄施工縫的試體與一體成形的試體在耐震行為上的差異。其中，試體主筋使用#8 高拉力 SD685MPa 螺紋節鋼筋搭配高強度混凝土(60MPa)，梁箍筋按規範 ACI 318-11 耐震設計規定作配置，採用#4 高拉力 SD785MPa 竹節鋼筋。文中除了探討預鑄施工縫在耐震行為影響外，亦探討目前規範與學者之交接面剪應力經驗式在耐震影響之適用性。

由實驗結果得知，存有施工縫的 T 形梁試體，其整體耐震行為與單一澆鑄 T 形梁試體相似；但在極限狀態負彎矩有效版寬(即版筋貢獻)調查，存有施工縫的 T 形梁有效版寬反而大於單一澆鑄試體 1.4 倍，其結果與先前普通鋼筋混凝土 T 形懸臂梁耐震測試[2]一樣。各國學者提出的經驗式[7、8、10]與實驗結果相似，而規範經驗式[3、4、5、6]則較保守。

關鍵詞:預鑄施工、T 形梁、高拉力鋼筋、耐震行為、交接面剪應力

ABSTRACT

The main objective of the study was to investigate the effect of precast cold joint formed between slab underside and beam web on the seismic behavior of New RC cantilever T-section beams. Two RC short cantilever T-beams ($a/d=2.4$) were fabricated using ultra-high-strength steel reinforcement (SD685MPa #8 screwed type for main bars, and SD785MPa #4 deformed type for stirrups) and 60MPa high strength concrete. One beam with cold joint and the other beam without cold joint were tested under cyclic loading to observe the difference of seismic performance due to the formation of precast cold joint. Meanwhile, the assess results from empirical equations of frictional shear provided by design codes and previous researches were compared with the test results.

According to experimental results, the overall seismic behavior of the New RC T-beam with precast cold joint resembled the T-beam cast monolithically. However, the effective slab width in negative moment (i.e. the contribution of slab bars) for the beam with cold joint is 1.4 times wider than that for the beam cast monolithically, which is the same conclusion as obtained from the experimental study on the normal RC cantilever T-beams[2]. The values predicted from the equations proposed by the previous researchers [7、8、10] agreed the experimental results well. The assessment attained from code's equations [3、4、5、6] showed conservative as expected.

Keywords: precast, cantilever T-beams, ultra-high-strength steel reinforcement
, seismic behavior, frictional shear stress.

目錄

摘要	I
ABSTRACT	III
目錄	IV
第一章 緒論	1
1.1 研究動機	1
1.2 研究目的及方法	1
第二章 文獻回顧	2
2.1 現有規範對剪力摩擦筋之規定	2
2.1.1 規範 ACI 318-11[3]剪力摩擦設計法	2
2.1.2 規範 CAN/CSA-A23.3-04[5]交接面剪力傳遞	4
2.1.3 規範 NZS 3101-2006[6]剪力摩擦設計	5
2.2 學者推導剪力摩擦之理論背景及經驗公式	6
2.2.1 Loov 等人[7]所提出之經驗式	6
2.2.2 Kahn 等人[8]所提出之經驗式	8
2.2.3 Kahn 等人[9]比較其他學者提出之經驗公式	8
2.2.4 Ali 等人[10]所提出經驗公式	9
2.3 反覆加載行為研究	9
2.3.1 Ehsani 等人[11]實驗結果	9
2.3.2 Fang 等人[12]實驗結果	10
2.4 預鑄橋樑設計不良案例	11
第三章 實驗規劃與步驟	12
3.1 試體規劃	12
3.2 材料試驗	12
3.2.1 鋼筋拉伸試驗	12
3.2.2 混凝土抗壓試驗	13
3.2.3 混凝土抗拉試驗	13
3.3 試體設計	13

3.3.1	單一澆鑄短梁	14
3.3.2	二次澆鑄短梁	14
3.4	試體製作	14
3.4.1	應變計黏貼流程	14
3.4.2	鋼筋籠製作	15
3.4.3	應變計收線	15
3.4.4	錨定 T 頭(T head)	15
3.4.5	模板製作	16
3.4.6	試體澆鑄	16
3.4.7	試體拆模與養護	17
3.5	實驗設備	17
3.5.1	施力系統	17
3.5.2	量測系統	18
3.6	實驗方法與步驟	19
3.7	實驗數據處理	20
3.7.1	理論標稱載重 P_n	20
3.7.2	柱頭轉角造成之位移 Δ_{cb}	20
3.7.3	試體真實位移 Δ_b	20
3.7.4	梁在臨界斷面撓曲位移 Δ_{bf}	21
3.7.5	梁腹矩形應力塊剪力和撓曲位移	21
3.7.6	量測降伏位移 Δ_{by}	22
3.7.7	層間變位角 DR 與位移韌性比 $\mu\Delta$	23
3.7.8	交接面剪應力理論	23
3.7.9	相對消能比	24
第四章	實驗結果	25
4.1	整體耐震行為	25
4.1.1	單一澆鑄短梁	25
4.1.2	HT1bj 二次澆鑄短梁	28
4.2	試體縱向主筋之應變	31

4.2.1 HT1b 單一澆鑄試體	31
4.2.2 HT1bj 二次澆鑄試體	31
4.3 版筋之應變	32
4.3.1 HT1b 單一澆鑄試體	32
4.3.2 HT1bj 試體	32
4.4 閉合箍筋之應變	33
4.4.1 HT1b 單一澆鑄試體	33
4.4.2 HT1bj 二次澆鑄試體	34
4.5 交接面滑移之觀察	34
4.5.1 HT1b 單一澆鑄試體	34
4.5.2 HT1bj 二次澆鑄試體	35
4.6 梁腹矩形應力塊	36
第五章 討論	38
5.1 交接面剪應力預測與實驗結果比較	38
5.1.1 HT1b 單一澆鑄試體	38
5.1.2 HT1bj 二次澆鑄試體	39
5.2 交接面容許剪應力之探討	39
5.3 施工縫對 New RC 構件的影響	40
5.3.1 承載能力	40
5.3.2 整體消能行為	41
5.4 New RC 構件與一般 RC 構件比較	41
5.4.1 裂縫出現時機	41
5.4.2 斜剪裂縫角度	42
5.4.3 裂縫寬	42
第六章 結論與建議	44
6.1 結論	44
6.2 建議	44
參考文獻	46
附錄 A 各試體標稱強度評估計算	164

附錄 B 極限狀態下交接面剪應力檢核步驟.....	168
附錄 C 容許應力下交接面剪應力檢核步驟.....	173
附錄 D 伸展長度檢核.....	179
附錄 E Loov 等人[7]實驗設置及數據.....	180

第一章 緒論

1.1 研究動機

因應高層建築結構物的興起，並在降低成本及減少材料用量的前提下，台灣近十年來已開始發展高強度鋼筋混凝土(簡稱 New RC)。目前，台灣在土木材料技術方面，業界已可生產高強度混凝土與高拉力鋼筋，但因 New RC 材料強度超越一般規範之上限值，故需探討現行的規範設計準則[1]是否可延用於 New RC 構件。在施工方面，預鑄工法勢必在台灣逐漸興起，施工縫的存在對於 New RC 構件耐震行為有何影響，是本研究關注的重點。

因台灣地處環太平洋地震帶上，RC 結構物的耐震行為相當受到重視，故本研究製作存有施工縫的 New RC 短跨度 T 形梁試體，藉由模擬地震力行為，比較與一體澆鑄的試體在力學行為上是否相同，並探討預鑄工法在 New RC 構件實施的可行性。

1.2 研究目的及方法

本研究主要是針對 T 形懸臂梁，探討有翼版之 New RC 構件在受反覆加載行為下，交接面施工縫抗剪之影響，藉由各學者提出的經驗公式，繪製在不同交接面剪力筋含量時的剪應力上限曲線圖來比較，以檢核現有公式是否適用於 New RC 構件。此外，實驗結果並與鄭智仁[2]所製作的一般混凝土構件對照，以探討現有設計規範是否適合延用於 New RC 構件。

試體設計上，主要是藉由兩支懸臂梁試體之試驗結果作觀察，其中一組為一體澆鑄，另一組為梁版分開澆鑄有施工縫之試體。其實驗觀察重點可歸納以下幾點：

1. 存有預鑄施工縫試體在耐震行為之影響。
2. 交接面剪應力實驗結果與各學者及規範提出的經驗公式比較。
3. New RC 構件與一般混凝土構件力學行為差異。

第二章 文獻回顧

2.1 現有規範對剪力摩擦筋之規定

2.1.1 規範 ACI 318-11[3]剪力摩擦設計法

ACI 剪力摩擦(Shear-friction)之設計觀念是考慮剪力傳遞所通過的平面(剪力面)，在有非預期載重發生時可能發生破壞，例如可能有裂縫產生的位置、不同材料接合的交接面(混凝土與鋼構的交接面)、不同時間澆置的混凝土界面，如圖 2-1 所示。

為防止剪力面之相對位移，規範規定須在剪力面配置鋼筋。在極限狀態時，剪力面分離足以讓穿過裂縫之鋼筋受力而達到降伏，鋼筋最多可提供一個箝制力 $A_{vf}f_y$ 來防止剪力面產生滑移。作用剪力由以下所抵抗：

- (1) 剪力面間之摩擦力
- (2) 裂縫面上所有凸起抵抗剪力之總和
- (3) 通過剪力面之綴縫筋

為此規範 ACI 318-11 剪力摩擦設計提供了一個保守的計算式，此計算式忽略裂縫面上所有凸起抵抗剪力之總和及通過剪力面之綴縫筋所抵抗的貢獻，當剪力摩擦鋼筋與剪力面垂直時，剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = A_{vf}f_y\mu \quad (2-1)$$

當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交、且剪力摩擦鋼筋承受拉力時，如圖 2-2 所示，剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = A_{vf}f_y(\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2-2)$$

式中

α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角

A_{vf} 為剪力摩擦鋼筋面積

f_y 為剪力摩擦鋼筋降伏強度

μ 為摩擦係數，規定如表 1-1。

表中 λ 值規定如下：

$\lambda = 1.0$ 時，適用於常重混凝土

$\lambda = 0.75$ 時，適用於全輕質混凝土

對於同時含有常重砂粒料與輕質砂粒料的混凝土， λ 應按含有的粒料比例計算來求得，但最大值不得超過 0.85。

規範另有提出修正式，可較精確預測剪力面破壞，但適用條件必須滿足下列其中一項：

(1) 混凝土整體澆置

(2) 混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面經表面粗糙處理時。

當剪力摩擦鋼筋和剪力面垂直時，剪力強度 V_n 可計算如下：

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + A_cK_1 \quad (2-3)$$

當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交、且剪力摩擦鋼筋承受拉力時，剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = A_{vf}f_y(0.8 \sin \alpha + \cos \alpha) + A_cK_1 \sin^2 \alpha \quad (2-4)$$

式中

α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角

A_{vf} 為剪力摩擦鋼筋面積

f_y 為剪力摩擦鋼筋降伏強度

A_c 為抵抗剪力傳遞之混凝土斷面積

式中 K_1 值規定如下：

(1) $K_1 = 400$ psi，對於常重混凝土

(2) $K_1 = 200$ psi，對於全輕質混凝土

(3) $K_1 = 250$ psi 對於常重砂輕質混凝土

在修正式中，公式第一項代表的是摩擦力的貢獻，0.8 代表摩擦係數，第二項代表裂縫面上所有凸起抵抗剪力之總和及通過剪力面之綴縫筋所抵抗的貢獻，當使用修正式時， $(A_{vf}f_y/A_c)$ 或 $(A_{vf}f_y \sin \alpha / A_c)$ 不能小於 200psi。

對於常重混凝土，滿足下列其中一項條件：

(1) 整體澆置

(2) 混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面經表面粗糙處理

公式的上限值 V_n 不能超過下列三項：

(1) $0.2f'_c A_c$ (psi)

(2) $(480 + 0.08f'_c) A_c$ (psi)

(3) $1600A_c$ (psi)

在其他的狀況下，公式的上限值 V_n 不能超過 $0.2f'_c A_c$ 或 $800A_c$ ，且剪力摩擦設計所用之鋼筋規定降伏強度 f_y 不得超過60,000 psi。

2.1.2 規範 CAN/CSA-A23.3-04[5] 交接面剪力傳遞

規範CAN/CSA假設交接面裂縫會沿著剪力面產生並可能有相對位移，因剪力摩擦鋼筋穿過裂縫，會抵抗相對位移(需考慮係數以及摩擦力)，剪力面抵抗的剪應力可利用下式計算：

$$v_r = \lambda \phi_c (c + \mu \sigma) + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad (\text{psi}) \quad (2-5)$$

式中

α_f 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角

其中

$\lambda \phi_c (c + \mu \sigma)$ 不能超過 $0.25 \phi_c f'_c$

σ 為正向應力

$$\sigma = \rho_v f_y \sin \alpha_f + \frac{N}{A_g} \quad (2-6)$$

式中

N 須為永久與剪力面垂直的軸壓力(剪力面受壓為正、受拉為負)

A_g 為軸壓力作用面積

ρ_v 為剪力摩擦鋼筋比

$$\rho_v = \frac{A_{vf}}{A_{cv}} \quad (2-7)$$

式中

A_{vf} 剪力摩擦鋼筋面積

A_{cv} 為剪力面作用的面積

ϕ_c 為混凝土修正因子，一般為 1。

ϕ_s 為鋼筋修正因子，一般為 1。

c 為混凝土澆置強度， μ 為摩擦係數，規定如表 1-2。

對於(1)混凝土整體澆置或(2)混凝土澆置於已硬化混凝土面，表面有清潔且經過粗糙處理，使其接觸面應有約 5mm 之粗糙度，為求得較精確的數值，規範提出可另外使用以下公式來計算：

$$v_r = \lambda \phi_c k \sqrt{\sigma f'_c} + \phi_s \rho_v f_y \cos \alpha_f \quad (2-8)$$

對於混凝土整體澆置的情況下， $k=0.6$

對於混凝土澆置於已硬化混凝土面，且經過粗糙處理， $k=0.5$

式中

α_f 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角

其中

$\lambda \phi_c k \sqrt{\sigma f'_c}$ 不能超過 $0.25 \phi_c f'_c$

規範對於設計強度之限制

(1) 鋼筋降伏強度 f_y 不得大於 500 MPa

(2) 混凝土抗壓強度， $20 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 80 \text{ MPa}$

2.1.3 規範 NZS 3101-2006[6] 剪力摩擦設計

規範 NZS 3101-2006[6] 剪力摩擦設計其理論與規範 ACI 318-11[3] 剪力摩擦設計相同，適用於：(1) 可能有裂縫產生的位置、(2) 不同材料接合的交接面、(3) 不同時間澆置的混凝土界面。混凝土在抵抗剪力時，如剪力面位置在撓曲鋼筋受拉側，需忽略混凝土保護層的面積，當剪力摩擦鋼筋通過剪力面，且受拉力時，抵抗的剪力可以利用下式計算：

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f) + N^* \mu \quad (2-9)$$

式中

α_f 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角

N^* 為在極限狀態下，作用在剪力面的正向軸壓力

其中

V_n 的計算值不能大於 $0.2f'_c$ 以及 8MPa.

μ 為摩擦係數，規定如表 1-3，其中 λ 值如下所示。

(1) $\lambda=1.0$ 時，適用於常重混凝土

(2) $\lambda=0.75$ 時，適用於全輕質混凝土

(3) $\lambda=0.85$ 時，適用於常重砂輕質混凝土

當使用常重砂代替部分粒料時，規範允許使用線性內差的方式來求 λ 。

規範規定剪力摩擦鋼筋設計強度不得大於 500 MPa。

2.2 學者推導剪力摩擦之理論背景及經驗公式

2.2.1 Loov 等人[7]所提出之經驗式

1994 年 Loov 等人[7]設計了 16 支 T 形梁試體，跨深比 $a/d=4.5$ ，使用單向加載的方式來探討交接面滑移的時機，並提出了三種評估交接面剪應力的方法，其評估方式表示如下：

$$v_h = \frac{VQ}{Ib_v} \quad (2-10)$$

其中

V = 試體斷面處剪力

Q = 試體斷面對中性軸的面積一次矩

I = 試體斷面對中性軸的慣性矩

b_v = 試體交接面寬度

計算任何斷面處試體受壓及受拉的實際情形，且傳遞力為水平剪力分析時，可由下式表示：

$$v_h = \frac{C}{b_v l_v} \quad (2-11)$$

其中

C = 翼版內總壓力

l_v = 水平剪力所傳遞的長度

由(2-10)式可知水平剪應力與試體幾何斷面相關，可簡化成：

$$v_{uh} = \frac{V}{b_v d} \quad (2-12)$$

其中

d = 有效深度

實驗結果及試體配置可參照圖 E-1 至圖 E-7，配置剪力摩擦筋降伏強度為 440MPa，混凝土抗壓強度在 19MPa 至 50MPa 之間。由實驗結果可知，試體剪力摩擦筋配置越多與混凝土強度越強，其交接面抗剪能力越高。從圖 E-4 可以很明顯的看出，有對交接面做粗糙處理，使表面有約 5mm 粗糙度的試體(beam13)，相較於交接面未經處理的試體(beam14)，其交接面抗剪能力明顯提升。

從圖 E-4 至圖 E-6 可看出可知在水平剪應力達到 1.5MPa 至 2MPa 之前，試體交接面並不會有明顯的滑移產生。另從實驗結果可知，在實驗初期隨著水平剪應力增加，交接面滑移量隨之增加，而當試體交接面滑移量達 0.3mm 至 0.8mm 時，試體交接面滑移量增加但水平剪應力開始下降。

當試體交接面滑移量達 0.5mm 時，剪力摩擦鋼筋降伏，試體交接面剪應力達最大值。而產生交接面滑移破壞的試體其破壞時滑移量都在 2mm 至 7mm 之間。實驗結果也發現未經粗糙處理的表面，交接面發生滑移時其水平剪應力較小，且如果未配置足夠的剪力摩擦筋，試體會早發生破壞。

最後由實驗結果提出可精確預測交接面的公式：

$$v_n = k\lambda \sqrt{(15 + \rho_v f_y) f'_c} \leq 0.25 f'_c \quad (\text{SI 制單位}) \quad (2-13)$$

其中

$k = 0.5$ 時，適用「未經粗糙處理平滑表面」

$k = 0.6$ 時，適用「經過粗糙處理的表面」

λ 值為混凝土密度修正係數

$\lambda = 1.0$ 時，適用「常重混凝土」

$\lambda = 0.85$ 時，適用「常重砂輕質混凝土」

$\lambda = 0.75$ 時，適用「全輕質混凝土」

此公式建議在箍筋的降伏強度在低於 440MPa 使用。

2.2.2 Kahn 等人[8]所提出之經驗式

2002 年 Kahn 等人[8]製作了 50 組高強度混凝土之 push-off 試體，來評估 ACI 剪力摩擦設計法[3]是否適用於高強度混凝土。實驗試體混凝土強度在 48MPa 到 123MPa 之間，箍筋降伏強度為 413MPa，判斷試體破壞時的滑移量以位移計(LVDT)量測到 6mm 時為標準。

從實驗結果得出以下結論：

- (1)在交接面的剪力摩擦鋼筋越多，其抗剪能力越好。
- (2)若交接面有施工縫存在，則會降低試體交接面的抗剪能力。
- (3)混凝土強度越高其交接面抗剪能力越好。

並就實驗數據與 ACI 剪力摩擦公式[3]比較，認為 ACI 剪力摩擦公式[3]過於保守，故提出一可準確預測的交接面剪應力公式，表示如下：

$$v_u = 0.05f'_c + 1.4\rho_v f_y \leq 0.2f'_c \quad (\text{psi}) \quad (2-14)$$

2.2.3 Kahn 等人[9]比較其他學者提出之經驗公式

2004 年 Kahn 等人[9]參照 Loov 等人[7]製作了 6 組高強度混凝土 T 形梁試體，翼版混凝土強度分別為 50MPa 與 78MPa 兩組，梁腹混凝土強度均為 84MPa，箍筋的降伏強度為 414MPa，用來探討當前 ACI 規範[3]在高強度預鑄結構下是否適用。

從實驗結果得知，翼版強度 50MPa 的試體於滑移量 0.25mm 時達到最大荷載，並發生交接面剪力破壞。而翼版強度 78MPa 的試體均為撓曲破壞。並由實驗數據評估，規範 ACI [3]可延用於高強度混凝土結構，而 Loov 等人[7]和 Kahn 等人[8]提出的經驗公式更可準確預測破壞模式。

2.2.4 Ali 等人[10]所提出經驗公式

1999 年 Ali 等人[10]利用數值模擬的方式，提出一個可以準確，且方便計算的交接面剪力預測公式，式中並考慮以下條件：

- (1) 交接面粗糙度(最大粗骨材粒徑為 16mm 至 32mm)
- (2) 混凝土強度(20MPa 至 100MPa)
- (3) 剪力摩擦筋數量($\rho_v f_y$ 範圍從 0.35 MPa 至 16MPa)
- (4) 正向應力作用

並把混凝土強度分成兩個區塊：

- (1) 普通強度混凝土: 混凝土強度在 20MPa 至 50MPa
- (2) 高強度混凝土: 混凝土強度高於 60MPa

其中提出高強度混凝土為在強度到達上限值後，試體交接面會直接從粗骨材裂開，故開裂後其交接面反而會較普通強度混凝土容易滑動，如圖 2-3 所示，最後比較許多學者的實驗數據，提出可準確預測交接面剪應力的公式，表示如下

$$v_n = 1.47af'_c \sqrt{\frac{\rho_v f_y + p}{f'_c}} \leq 1.2bf'_c \quad (\text{MPa}) \quad (2-15)$$

其中

p 為從外部提供交接面的正向力

a 、 b 為混凝土強度修正係數

$a = 0.45$ 、 $b = 0.25$ ，適用於普通強度混凝土：

$a = 0.34$ 、 $b = 0.2$ ，適用於高強度混凝土：

在與許多學者實驗數據比較可知，發現此公式使用在普通混凝土強度 20MPa 至 50MPa 之間最為準確，高強度混凝土則是在 70MPa 至 100MPa 之間最為準確。

2.3 反覆加載行為研究

2.3.1 Ehsani 等人[11]實驗結果

1985年 Ehsani 等人[11]製作了六組鋼筋混凝土梁柱構件，使用側向力反覆加載的方式，探討樓版及橫梁對構件所帶來的影響。試體主筋降伏強度為 350MPa，箍筋降伏強度為 440MPa，混凝土抗壓強度為 280MPa。為防止試體發生剪力破壞，每組試體均配置足夠的箍筋，且上層筋的鋼筋面積均大於下層筋。

從試驗結果觀察，翼版的版筋從最靠近主梁處開始降伏，並逐漸往外擴散，越靠近主梁處的版筋其應變越大，且最後翼版版筋全部達到降伏。而從每組試體的撓曲裂縫分佈可知，在試體破壞時撓曲裂縫至少從臨界斷面延伸 1.5 倍梁深度，且因在臨界斷面處的混凝土發生碎裂的情形，造成遲滯迴圈出現 Pinching 的現象。

在實驗後期因試體裂縫大幅增加而造成試體的勁度下降。實驗也發現增加橫梁的強度，對試體主梁的強度並沒有明顯的貢獻，但可以使主梁主筋的握裹增加，進而使主筋較晚產生滑移。

2.3.2 Fang 等人[12]實驗結果

1994年Fang等人[12]規劃了15支懸臂梁試體，用以了解高強度混凝土短梁在反覆加載及單壓的力學行為，主要的變數為：

- (1)混凝土強度(30 MPa至70 MPa)
- (2)剪力跨深比($a/d=2.5$ 及 $a/d=3.5$)
- (3)加載方式(單向加載及反覆加載)
- (4)上下層撓曲主筋的鋼筋量($A_s'/A_s=0.5$ 及 $A_s'/A_s=1.0$)

實驗結果發現，正常強度混凝土的試體(30MPa)與高強度混凝土的試體(62MPa)在相同的反覆加載歷時情形下，高強度混凝土的試體有較好的位移延展性，強度衰減較慢，且當試體達極限強度時，正常強度的混凝土在塑鉸區底部的混凝土剝落較多。

而剪力跨度較短的試體，在達到相同的位移時，塑鉸區會有較大的剪應力，故剪力跨度較短的試體，強度及勁度衰減的較快。

在低撓曲鋼筋量的情況下，發現 $A_s'/A_s=1.0$ 的試體比 $A_s'/A_s=0.5$ 的試體有更好的消能結果，其主要是因為 $A_s'/A_s=0.5$ 的試體有較差的位移延展性及承

載能力，且在試體底部有較多的混凝土壓碎。

2.4 預鑄橋樑設計不良案例

2010年Paret等人[13]，提出現有橋樑幾乎都是分次澆鑄，故在交接面處會有施工縫的產生，在某些情形下，會使交接面開裂及滑動，進而大幅減少翼版和梁腹的複合作用，嚴重時會使交接面的箍筋產生裂縫。研究並引用Kono等人[14]的實驗結果，說明有施工縫存在的試體，當試體交接面滑移量達到0.2mm至2mm時，其最大抗剪能力僅剩50%。

因此Paret等人觀測一座在施工縫處損壞嚴重的預鑄橋樑，如圖2-4，此橋樑樓版混凝土強度為44MPa，梁腹混凝土強度為31MPa，箍筋降伏強度為414MPa。由觀測結果發現，施工縫的開裂通常靠近橋樑跨度中間，且在交通荷載大的地方，施工縫一旦產生裂縫，裂縫將快速延伸。以作者觀測為例，在2006年五月觀測橋樑施工縫長度為5500mm，三個月後施工縫長度增為12200mm。而在大卡車經過時，其裂縫寬從0.51mm變成1.02mm。實驗並觀察箍筋出現裂縫處的地方，其斜剪裂縫寬在為0.5mm至0.8mm之間。

最後得出以下重點，為此觀測橋樑發生施工縫損壞的主要原因：

- (1)橋梁交接面粗糙度不足，造成樓版與樑腹的交接面易於滑動。
- (2)在施工縫處的剪力摩擦鋼筋配置數量過少。
- (3)剪力摩擦筋的錨定不良。
- (4)長期有高容量的大卡車經過，致使不易產生疲勞的鋼筋混凝土結構，產生疲勞效應。

第三章 實驗規劃與步驟

3.1 試體規劃

本實驗試體 T 形斷面梁主要針對使用高拉力鋼筋(SD685、SD785)配合臺灣現有預拌廠出廠規格最高的混凝土強度,探討在耐震行為下有何影響。由於鋼筋及混凝土的強度皆超過現有規範的限制,為探討其力學行為是否與普通鋼筋混凝土結構相似,規劃了兩支 T 形懸臂梁試體,以現有規範進行設計,主要就有無交接面施工縫的存在來區分,並進一步探討裂縫寬、剪力裂縫角度、試體承受高剪力的影響,並於自由端加載反覆載重,藉此模擬梁受地震力的行為。

本研究的兩支 T 形梁試體,分別編號為 HT1b、HT1bj,皆為跨度 850mm 之短梁,跨深比($a/d=2.4$),梁腹斷面尺寸為 300×300mm,翼版斷面尺寸則為 230×10mm,配筋方面主筋上層配置 4-#8,主筋下層配置 3-#8,設計強度為 685MPa。箍筋採用 #4,設計強度為 785MPa,版筋配置 16-#3,設計強度 420MPa,上述配置皆遵照 ACI318-11 耐震設計規範[1、3],試驗結果將與鄭智仁[2]所做的普通強度混凝土試體 T1b 及 T1bj 做比較,全部試體配置詳圖 3-1 至圖 3-2 及表 3-1 所示。

3.2 材料試驗

材料試驗主要分為鋼筋拉伸試驗、混凝土抗壓試驗、混凝土抗拉試驗,鋼筋拉伸試驗於中央大學材料實驗中心施作,混凝土抗壓試驗於臺灣科技大學施作,混凝土抗拉試驗於中央大學大型力學實驗館施作。

3.2.1 鋼筋拉伸試驗

本試驗使用之鋼筋為高拉力鋼筋(SD685、SD785,由國家地震工程研究中心提供)及一般竹節鋼筋(SD420,由嘉山鋼鐵股份有限公司生產製造),鋼筋號數與出廠強度分別為 8 號(#8)-685MPa、4 號(#4)-785MPa 及 3 號

(#3)-420MPa，為求得鋼筋實際抗拉強度，分別從中各取樣 3 支 50cm 長之鋼筋，黏貼應變計後於 200 噸萬能試驗機進行拉伸試驗，如圖 3-3 所示。

鋼筋的斷面伸長率，根據 CNS2112 規定，在受測鋼筋上標示標點距 L_0 ，於鋼筋斷裂後，將兩接口接合，如圖 3-4 所示，測得總伸長量 L_f ，代入公式 (3-1)計算求得。

$$\text{伸長率} = \frac{L_f - L_0}{L_0} \times 100\% \quad (3-1)$$

各鋼筋之試驗結果如及圖 3-36 所示。螺紋節鋼筋之節高與節距之量測結果，如表 3-3 所示。

3.2.2 混凝土抗壓試驗

本試驗澆置所使用的混凝土為台灣水泥股份有限公司提供，一共製作了 30 個 15×30cm 與 18 個 10×20cm 的圓柱試體，送貨規格為 28 日強度 420kgf/cm²，粒料最大粒徑 20mm，坍度為 20cm。

混凝土強度試驗於中央大學材料實驗中心施作，使用 200 噸電動混凝土抗壓機進行抗壓試驗，試驗時間為圓柱試體齡期 7 天、28 天、T 形梁試體實驗當天，為量測混凝土的應力應變曲線以求得真實 E_c 值，部分混凝土試體抗壓試驗，於臺灣科技大學使用 OPTOTRAK 光學測量儀器系統施作，其實驗方式為在圓柱試體三分點上裝置紅外線感應器，並於 100 噸萬能試驗機進行抗壓試驗，如圖 3-5 所示，所得數據詳表 3-4 及圖 3-37 所示。

3.2.3 混凝土抗拉試驗

本實驗參照 Wille 等人[15]的實驗，把試體斷面加大後，製作 36 組混凝土抗拉試體，如圖 3-6 及圖 3-7 所示，試驗斷面為 50mm×35mm，使用萬能材料試驗機進行抗拉測試，並在左右兩側架設 LVDT 位移計，如圖 3-8，以量測混凝土實際抗拉應力應變曲線圖，圖 3-9 為試體破壞時照片，所得數據詳表 3-4 及圖 3-38。

3.3 試體設計

本研究為模擬真實結構物受地震力的影響，最主要的差異在於梁版有無分次澆置，故將設計全尺寸的試體以符合真實情況。試體部分主要分成試驗區與非試驗區，非試驗區由柱及橫梁構成，試驗區則是由主梁與樓版所組成。試體所使用的鋼筋抗拉強度 f_y 與混凝土抗壓強度 f'_c 請參照表 3-2。

3.3.1 單一澆鑄短梁

HT1b 試體為樓版一體澆置之試體，因試驗區全區幾乎都在兩倍構材深度範圍內，依照耐震設計剪力箍筋規定，箍筋間距配置採用 8.5cm(4/d 控制)，版筋部分則是依規範配置最少鋼筋量，在自由端加載區配置少量綴縫筋，以防止因噸數加載過大產生不可預期的破壞(詳圖 3-10)。

為避免在量測交接面滑移時會將裂縫寬度一併量測進去，造成交接面滑移量的量測失去準確度，將量測交接面滑移量之測計，其固定點架設位置上下皆保持一直線，如圖 3-11 所示。

3.3.2 二次澆鑄短梁

試體 HT1bj 為二次澆鑄試體，為試體 HT1b 的對照組，其最主要的差異在於有無交接面施工縫的存在，為符合實際現場施工情形及避免應力過度集中於翼版及主梁的幾何不連續處，首次澆鑄時將混凝土高度控制於翼版下五公分處。其他設計細節與試體 HT1b 相同。

3.4 試體製作

3.4.1 應變計黏貼流程

應變計黏貼方式共分為三個步驟:第一步驟為磨平鋼筋，首先選定黏貼應變計的位置，在以手提式砂輪機粗磨、細磨再刨光，用 100 號砂輪片粗磨，接著用 400 號砂輪片細磨，最後用 1000 號砂輪片刨光。第二步驟為應變計黏貼，先以藥用酒精及擦拭紙清除鋼筋黏貼面，再用 TML 出產的黏著劑塗抹，並以專用防黏紙將空氣擠出並按壓 2 分鐘，防黏紙在按壓完後靜置一分鐘後在撕下，可確保黏著劑硬化。接著第三步驟為防水保護，先以

石蠟包覆整個應變計及銅線部位，如圖 3-12 所示，在用 3M 防水膠布直接黏貼於應變計上，如圖 3-13 所示，確實按壓到膠布與應變計之間無縫隙，最後在用三用電表檢查應變計是否有損毀。

3.4.2 鋼筋籠製作

在組裝鋼筋籠之前，先檢查所有應變計的電阻確認無損毀，接著把所有要組裝的鋼筋在綁紮處標線，以確保在組裝的過程中不會影響到測計的位置，組裝時箍筋隔根須交互換端。版筋因為使用 π 型位移計(π -Gauge)，故要預先焊上母螺栓，並使用直徑 30mm 的保麗龍圓柱條套在母螺栓上，接著使用中性的防水膠(Silicone)塗在保麗龍條與鋼筋接縫處，以確保灌漿後母螺栓的使用性。

鋼筋籠綁紮主要是分成三個構件，首先就柱頭區鋼筋與主梁鋼筋先行綁紮完成，接著進行橫梁鋼筋的綁紮動作，由於之後橫梁鋼筋要與柱頭鋼筋結合，故橫梁箍筋先綁紮一半以方便之後動作的進行，最後則將橫梁鋼筋與柱頭區鋼筋做組合，並將剩餘一半的箍筋綁紮完成後，在將主梁鋼筋與上述二個構件做結合。由於版筋的綁紮會影響到模板製作，故版筋綁紮將在模板完成後進行。

3.4.3 應變計收線

待鋼筋籠組裝完成後，即可開始將應變計收線，收線時須盡量避免經過裂縫可能產生的位置，避免導線被扯斷，且皆沿著鋼筋下緣收線，以防灌漿時混凝土衝擊或震動棒碰觸到應變計導線造成短路，最後將所有應變計導線收攏出線，並將所有導線收納於兩層塑膠袋裡並以電氣膠布由出線處纏繞到塑膠袋口以防拉扯或進水，完成鋼筋綁紮動作，鋼筋籠放入模板前情況如圖 3-14 所示。

3.4.4 錨定 T 頭(T head)

試體收完線後即開始填充沙漿以錨定 T 頭，以增加試體主筋的握裹，灌漿料使用的是潤泰集團研發的螺紋續接沙漿，在填充前 T 頭須預留 5mm 的

孔隙，以方便續接沙漿的流動，沙漿拌合完成後填充至專用注射器即可開始進行，灌注沙漿至 T 頭後方的圓形孔洞，至前方有沙漿流出即成功，詳圖 3-15，灌完沙漿後，鋼筋籠需靜置 24 時，以免無法達到設計強度 (10,000psi)。

3.4.5 模板製作

3.4.5.1 單一澆鑄試體

本研究所採用的模板為 15mm 厚之三夾板，經由模板師傅裁切組裝後，先塗抹防水膠(Silicone)於模板組合處，上完黃油後在將已完成的鋼筋籠放入模板內，於特定位置穿孔埋設 M24 螺桿、M6 母螺栓、M36 母螺栓與鍍鋅鐵管。埋設 M24 螺桿的位置在於柱頭後方，共 10 支中碳鋼螺桿，每支皆延伸出試體外 120mm，為日後實驗時架設反力鋼梁所用，詳圖 3-16。M6 母螺栓則是配合公螺栓用以延伸設置位移計及滑移計檔板，如圖 3-17 所示。M36 母螺栓是為了接上吊環以吊掛試體，詳圖 3-18 所示。而預埋鍍鋅鐵管其功用為夾具鎖孔與軸力設備的預埋孔，詳圖 3-19 所示。模板組裝完成後，利用橫擋與斜撐固定模板，避免灌漿時發生爆模。

3.4.5.2 二次澆鑄試體

二次澆鑄試體與單一澆鑄試體主要差別在橫梁與翼版必須分次澆置，故在首次澆置前，必須先以模板固定於橫梁與翼版的交接處，並在模版處鑽孔安裝版筋，詳圖 3-20。主梁因需澆置在翼版下五公分處，故在柱頭區設置免拆模版以防止混凝土從柱頭區流出，詳圖 3-21。

3.4.6 試體澆鑄

3.4.6.1 單一澆鑄試體

在所以前置作業都確認無誤以後，即可開始進行試體澆鑄。當預拌車到達實驗場後，首先需進行混凝土坍度試驗，以確保混凝土的工作性，得到的坍度約為 18cm，如圖 3-22 所示。澆置的期間中，由於鋼筋配置相當緊密，因此需用震動棒於試體各部位進行搗實震動，避免震動不均勻而使

試體產生蜂窩。此外，現場製作 12 個尺寸 15cm × 30cm 與 6 個 10cm × 20cm 的混凝土圓柱試體，以供日後進行混凝土抗壓試驗之用，圖 3-23 為試體澆置完成之情形。

3.4.6.2 二次澆鑄試體

二次澆鑄試體與單一澆鑄試體在非試驗區澆鑄方式一樣，差別在第一次澆置時，在試驗區只澆鑄到翼版下五公分的位置及停止澆置，且混凝土表面上並沒有做任何能增加粗糙度的處理，圖 3-24 為混凝土交接面情形。待混凝土表面硬化後，即開始進行第二次的澆置，本試體第二次澆置的時間為第一次澆置完成 18 天後進行。在進行第二次澆鑄前，須將前一次澆鑄時殘留在鋼筋表面的混凝土利用鋼刷清理乾淨，以免影響鋼筋的握裹力。本次澆置厚度為 25cm，如圖 3-25 所示，現場製作 18 個尺寸 15cm × 30cm 與 9 個 10cm × 20cm 的混凝土圓柱試體，以供日後進行混凝土抗壓試驗之用，圖 3-26 為試體澆置完成之情形。

3.4.7 試體拆模與養護

試體澆置完成後，以塑膠帆布覆蓋試體並每日澆水養護，使試體保持在一定的溫度與濕度，以免混凝土水化作用造成混凝土乾縮龜裂，養護過程中圓柱試體也以相同條件養護。試體於澆置後的第五天進行拆模，養護 28 天後，即可進行實驗。

3.5 實驗設備

本實驗設置如圖 3-27 示，主要分成施力系統與量測系統，以下將分兩小節介紹。

3.5.1 施力系統

3.5.1.1 柱頭預力

柱頭預力加載是為了承壓固定試體之用，因此先將基底柱吊置固定位置擺放，並確保其與強力地板之間保持水平，然後將 6 根直徑 38mm、長 3200cm

的訂製螺桿穿過基底柱的預留孔洞，並將其固定拴緊在強力地板上。

為使預力能均勻分佈，試體頂部利用石膏完成蓋平。施加預力前，先將鋼板套入螺桿並鎖上墊片與螺帽，然後利用續接器將螺桿增長，並將千斤頂與荷重計(Load cell)置於鐵板正中央，最後則將方形鋼構套在螺桿上，並鎖上螺帽後即可開始施加預力，詳圖 3-39。

3.5.1.2 反力鋼梁

在柱頭區施加完預力後即可開始架設反力鋼梁，如圖 3-28 所示，架設反力鋼梁主要是為了抑制試體在負彎矩所產生之轉角位移，為使反力鋼梁與柱頭能完全密合，於鋼梁和柱頭間預留 1cm 之縫隙，並以油性黏土封堵，倒入七天強度即達 530kgf/cm^2 之無收縮水泥沙漿，確保鋼梁與試體間能受力均勻。

3.5.1.3 千斤頂

本實驗之千斤頂之加載範圍為推出 200 噸、回拉 150 噸，衝程為 320mm。千斤頂之設置為下端固定於強力地板、上端鎖上荷重計(Load cell)並鉸接於試體夾具，使千斤頂於實驗中可隨著試體的位移做旋轉。而加載點之夾具與試體的蓋平需於柱端預力加載完成後再進行，以石膏蓋平完成後，使用 4 支直徑 24mm 之中碳鋼螺桿配合特製螺帽及墊片，將夾具與試體鎖緊，以確保加載點力量能均勻傳遞到試體。

3.5.2 量測系統

本實驗使用之量測工具，主要針對荷載、位移、應變與轉角進行量測，量測之數據將為實驗後分析之重要數據，以下將以條列式介紹各測量工具之用途。

3.5.2.1 荷載量測儀器

荷重計(Load Cell；承載力為 200 噸)，用於千斤頂之荷載量測。

3.5.2.2 位移、應變量測儀器

- (a)線型位移計(Wire Gauge；DP-1000C 衝程 1000mm、DP-500C 衝程 500mm)，量測試體加載之位移。
- (b)LVDT 位移計(衝程 50mm、衝程 25mm、衝程 10mm)，量測試體臨界斷面相對旋轉角、混凝土應變、交接面滑移量。
- (c)位移計(衝程 50mm)，配合可滑動之鋁製套管量測混凝土矩形應力塊之位移。
- (d) π 型位移計(π -Gauge；100mm)，量測版筋應變。
- (e)應變計(電阻值 120 Ω)，量測主筋、箍筋應變。

3.5.2.3 轉角量測儀器

傾斜儀(Inclinometer)，用來量測柱端旋轉角(fix end rotation)，因試體柱頭仍會微量轉動，故於柱頭頂中央區放置傾斜儀(inclinometer)量測柱端塊體旋轉。

3.6 實驗方法與步驟

在實驗開始之前，所有測計於實驗前皆需進行校正以免測值失真，在試體架設完成之後，將測計安裝至所需位置，並將各測計導線連接至訊號擷取器(Data Logger)，於電腦上將訊號擷取器設定完成，並輸入各頻道對應測計之係數，再將數據初始歸零後即為所有設置完成，最後將訊號擷取器暖機 24 小時後即可開始實驗，所有測計架設位置如圖 3-29 及圖 3-30 所示。

實驗採用位移控制，於梁自由端進行反覆側向力加載，以層間變位角(Drift Ratio)換算各階段加載所需之位移量，由電動式油壓泵浦逐量控制千斤頂之拉伸，並以線型位移計即時量測監控，各試體其加載程序如圖 3-31 所示。在實驗中另外以攝影機拍攝全實驗過程，並紀錄裂縫發展之情形，在使用相機紀錄各階段梁各處之詳細情形，以供日後參考。

3.7 實驗數據處理

有關實驗數據處理之理論將於本節敘述，各試體之標稱載重計算過程請參考附錄 A。

3.7.1 理論標稱載重 P_n

試體之理論標稱載重 P_n ，其計算可由下式求得：

$$P_n = M_n/L_n \quad (3-2)$$

其中

M_n 為梁之標稱彎矩。

L_n 為梁試體之跨度。

3.7.2 柱頭轉角造成之位移 Δ_{cb}

雖然在柱頭區加載了 1500kN 的預力與反力鋼梁來加固試體，但柱頭在實驗中仍會產生微量轉動，故於柱頭區中央放置傾斜儀(inclinometer)量測轉角，用以計算柱頭旋轉角造成的位移量 Δ_{cb} 。

柱頭旋轉角造成的位移 Δ_{cb} ，可由下式求得：

$$\Delta_{cb} = (L_n + \frac{1}{2}h_c) \times \theta_f \quad (3-3)$$

其中

L_n 為梁試體之跨度。

h_c 為柱頭的深度。

θ_f 為傾斜儀量測之轉角。

3.7.3 試體真實位移 Δ_b

為求得試體於加載過程中的真實位移，因此必須扣掉非試驗區柱頭旋轉造成的位移 Δ_{cb} ，試體實際側向加載點之垂直位移 Δ_b 如下式所示：

$$\Delta_b = \Delta_{bm} - \Delta_{cb} \quad (3-4)$$

式中

Δ_b 為實際側向加載點之垂直位移

Δ_{bm} 為線型位移計量測到的垂直位移

Δ_{cb} 為柱端塊體旋轉角造成的位移

實際側向加載點之垂直位移 Δ_b 理論上為:(1)梁固定端旋轉角(*beam fixed end rotation*)造成之位移 Δ_{bf} 、(2)梁總撓曲位移 $\sum\Delta_{fi}$ 與(3)梁總剪力位移 $\sum\Delta_{si}$ 之總和，如下式所示。

$$\Delta_b = \Delta_{bf} + \sum\Delta_{fi} + \sum\Delta_{si} \quad (3-5)$$

式中

Δ_b 為實際側向加載點之垂直位移

Δ_{bf} 為梁在臨界斷面 LVDT 量測到的撓曲位移

$\sum\Delta_{fi}$ 為梁腹矩形應力塊量測到的撓曲位移總和

$\sum\Delta_{si}$ 為梁腹矩形應力塊量測到的剪力位移總和

3.7.4 梁在臨界斷面撓曲位移 Δ_{bf}

梁在臨界斷面撓曲位移 Δ_{bf} ，可由以下公式求得：

$$\Delta_{bf} = \frac{\Delta_{LVDT\uparrow} - \Delta_{LVDT\downarrow}}{h} \times L_d \quad (3-6)$$

其中

$\Delta_{LVDT\uparrow}$ 與 $\Delta_{LVDT\downarrow}$ 為試體臨界斷面相對旋轉位移。

h 為上下 LVDT 測點之垂直的距離。

L_d 為加載點至 LVDT 之距離。

3.7.5 梁腹矩形應力塊剪力和撓曲位移

為了解混凝土在實驗各個階段中之撓曲位移與剪力的發展情形，使用

位移計配合可滑動之鋁製套管量測混凝土矩形應力塊之位移，如圖 3-32 所示，混凝土撓曲位移、剪力位移計算方式參照圖 3-33 及以下公式所示：

3.7.5.1 撓曲位移

$$\Delta_{撓i} = \frac{(G_{i1} - G_{i2})}{h_i} \times L_i \quad (3-7)$$

其中

$\Delta_{撓i}$ 為第 i 個區塊提供的撓曲位移。

G_{i1} 、 G_{i2} 為第 i 個區塊所量測到的位移。

h_i 為 G_{i1} 、 G_{i2} 測點間之垂直距離。

L_i 為加載點到第 i 個區塊之中點。

3.7.5.2 剪力位移

$$\Delta_{剪i} = \frac{(G_{i3} + G_{i4})}{2 \cos \alpha} \quad (3-8)$$

其中

$\Delta_{剪i}$ 為第 i 個區塊提供的剪力位移。

G_{i3} 、 G_{i4} 為第 i 個區塊所量測到的位移。

α 為 G_{i3} 、 G_{i4} 與垂直之夾角。

3.7.6 量測降伏位移 Δ_{by}

試體降伏位移 Δ_{by} 的算法如圖 3-34 所示，可由下式求得：

$$\Delta_{by} = \frac{4}{3} \Delta_{0.75P_{n1}} \quad (3-9)$$

其中

$\Delta_{0.75P_{n1}}$ 為側向力加載至 $0.75P_n$ 時第一個循環之位移值。

關於試體降伏位移之計算，分別取得 $\Delta_{0.75P_n}$ 值與 $\Delta_{-0.75P_n}$ 值於試體在第一循環加載至 $0.75P_n$ 時的位移取平均值，並分別將 $\Delta_{0.75P_n}$ 與 $\Delta_{-0.75P_n}$ 乘以 $4/3$ 倍予以外插，即可求得達降伏荷載 P_n 時之降伏位移 Δ_{by} 與 Δ_{-by} ，而試體之理論初始勁度 K_{im} 表示如下

$$K_{im} = \frac{P_n}{\Delta_{by}} \quad (3-10)$$

式中

P_n 為試體理論標稱載重

Δ_{by} 為試體理論降伏位移

3.7.7 層間變位角 DR 與位移韌性比 μ_Δ

層間變位角(Drift Ratio，以下簡稱為 DR)是指線型位移計量測到的垂直位移量 Δ_{bm} 與梁試體跨度 L_n 的比值。而位移韌性比(Displacement Ductility Factor，表示為 μ_Δ)是實際側向力加載點之垂直位移 Δ_b 與試體降伏位移 Δ_{by} 的比值，公式表示如下：

$$DR = \frac{\Delta_{bm}}{L_n} \quad (3-11)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_b}{\Delta_{by}} \quad (3-12)$$

式中

Δ_{bm} 為線型位移計量測到的垂直位移

Δ_{by} 為試體降伏位移

L_n 為梁試體跨度

3.7.8 交接面剪應力理論

本試驗介面滑移破壞時介面剪應力的計算，是由Loov[7]所提出之公式延伸而來，由公式(3-13)與(3-14)二者取大值。

當試體剪應力 v_h 是由梁斷面剪力 v_h 所造成的，公式表示如下：

$$v_h = \frac{V_h}{b_w d} \quad (3-13)$$

式中

v_h 為交接面剪應力

V_h 為梁斷面剪力

b_w 為梁腹寬度

d 為梁試體有效深度

另一種情況則是由梁斷面縱向筋受拉所生成，公式表示如下：

$$v_h = \frac{T_s}{b_w L_n} \quad (3-14)$$

式中

T_s 為鋼筋拉力

L_n 為梁試體跨度

3.7.9 相對消能比

相對消散能量比(Relative Energy Dissipation, β)即為每一迴圈消散能量(Energy Dissipation, ED)與理想彈塑性消散能量(Elastic-Perfect-Plastic, EPP)之比值，計算公式參照 ACI374.1-05[16]，其公式如下

$$\beta = \frac{ED}{EPP} \quad (3-15)$$

如圖 3-35 所示，圖中斜線面積為每一迴圈之能量消散，平行四邊形 ABCD 與 ADFG 面積之和即為理想彈塑性能量消散，其中線段 AB 與 DC 之斜率為採用各試體於實驗中所計算出之初使勁度 K_{im}^+ ，線段 GA 與 FD 之斜率則為 K_{im}^- 。

根據 ACI374.1[16]之耐震性能評估，需選取層間變位角 3.5%或更大者之第三迴圈進行相對消能比計算，並規定相對消能比比值需大於 0.125，以此代表構材具有良好之能量消散。

第四章 實驗結果

本實驗試體耐震行為之研究以遲滯迴圈圖和交接面剪力滑移圖為主軸。探討試體在不同韌性比時，其強度、勁度、交接面滑移量、鋼筋應變以及試體裂縫的發展情形。遲滯迴圈圖與交接面滑移圖中之側向力(Lateral load)為荷重計所讀取，交接面滑移由 LVDT 位移計所量測，DR(Drift ratio)為試體位移除以梁試體跨度之比值 (Δ_{bm}/L_n)，而位移韌性比(μ_Δ)為試體實際位移與降伏位移之比值(Δ_b/Δ_y)。遲滯迴圈圖中，臨界斷面主筋降伏、交接面滑移 0.25mm 與 0.5mm 時標註於圖上，顯示整體結構勁度衰減變化的預測曲線則以虛線表示之。各試體數據統計資料，詳表 4-1。試體裂縫之描繪，以藍色線條代表正向加載時裂縫的發展情形，紅色線條則表示負向加載時裂縫的發展情形。

試體到達位移控制點時之交接面滑移量，詳表 4-2 與 4-3 所示。各試體發生交接面明顯滑移時之時機，詳表 4-4。而試體於負彎矩時各階段交接面剪應力詳表 4-5，於正彎矩時各階段交接面剪應力則詳表 4-6。

4.1 整體耐震行為

4.1.1 單一澆鑄短梁

試體 HT1b 剪力跨度 850mm，跨深比 2.4，圖 4-1 為試體遲滯迴圈圖，其正彎矩理論之標稱載重 P_n 為 46.8tf (458kN)，量測之降伏位移 Δ_{by} 為 8.4mm，量測之初始勁度 K_{im} 為 55.3kN/mm。負彎矩理論之標稱載重 P_n 為 62tf (607kN)，量測之降伏位移 Δ_{by} 為 10.3mm，量測之初始勁度 K_{im} 為 58.8kN/mm，試體裂縫發展情形可參考圖 4-2 至圖 4-15，量測裂縫寬度如表 4-7 至表 4-9 所示，裂縫分佈位置可參考圖 4-16。

由試體裂縫行為表現觀察，實驗在一開始 $\mu_\Delta=0.11$ (DR=0.25%)時(詳圖 4-2)，在試體梁腹發現三條撓曲裂縫，最近的一條距離臨界斷面約 215mm 處(撓曲裂縫 1)，第二條裂縫距離臨界斷面約 430mm 處(撓曲裂縫 2)，最遠的一條裂縫距離臨界斷面約 660mm 處，最大裂縫寬為 0.1mm，在試體的梁底

也出現兩條裂縫，是由撓曲裂縫 1 及撓曲裂縫 2 所延伸。

在負向加載 $\mu_{\Delta}=-0.03$ (DR=-0.25%)的時候，試體在翼版上方臨界斷面出現撓曲裂縫(撓曲裂縫 5)，裂縫寬約 0.18mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.24$ (DR=0.5%)時(詳圖 4-3)，梁腹觀察到有斜剪裂縫出現，距離臨界斷面約 380mm 至 510mm 處。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=-0.1$ (DR=-0.5%)的時候，翼版下緣開始出現交接面裂縫，而在翼版上方水平裂縫增多，此時在翼版上方臨界斷面裂縫(撓曲裂縫 5)裂縫寬達到 0.45mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.37$ (DR=0.75%)時(詳圖 4-4)，翼版上方在負彎矩產生的撓曲裂縫無法閉合，在梁腹的正彎矩斜向裂縫增多，此時最大的剪力裂縫寬為 0.25mm(剪力裂縫 1)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.2$ (DR=-0.75%)時，梁腹開始出現負彎矩斜剪裂縫，交接面裂縫繼續延伸，在翼版上方則是開始出現主筋的握裹裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.51$ (DR=1%)時(詳圖 4-5)，翼版上方出現正彎矩主筋握裹裂縫，裂縫寬約 0.15mm，且與負彎矩出現的主筋握裹裂縫相交(如圖 4-17 所示)，握裹裂縫範圍從臨界斷面一直延伸到側向力加載區(0mm 至 700mm 間)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.33$ (DR=-1%)的時候，翼版在正彎矩出現的裂縫閉合，且翼版下緣的裂縫變小(撓曲裂縫 6)，裂縫寬僅剩 0.06mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.76$ (DR=1.5%)時(詳圖 4-6)，在梁腹距離臨界斷面最近的正彎矩斜剪裂縫在 75mm 至 120mm 處。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.61$ (DR=-1.5%)時，負彎矩斜剪裂縫延伸到距離梁底約 90mm 處，撓曲裂縫 6 閉合，交接面水平裂縫繼續延伸，且從臨界斷面延伸到加載區。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=1$ (DR=2%)時(詳圖 4-7)，在梁底處，距離臨界 200mm 至 660mm 處出現主筋握裹裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=1.35$ (DR=2.5%)時，下層主筋達降伏應變(0.38%)，正彎矩交接面水平裂縫已經從臨界斷面延伸到 580mm 處，而在梁腹最靠近臨界斷面的斜剪裂縫，距離臨界斷面只有 40mm，此時撓曲、斜剪、握裹、滑移最大裂縫寬分別為 1.5mm、0.35mm、0.4mm、0.15mm。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1.2$ (DR=-2.5%)時，上層主筋達降伏應變(0.38%)，混凝土梁腹下方出現垂直臨界斷面的裂縫，從臨界斷面延伸到 55mm 處，距離梁

底 15mm，此時撓曲、斜剪、握裹、滑移最大裂縫寬分別為 2mm、0.25mm、0.06mm、0.4mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=1.74$ (DR=3%)時(詳圖 4-9)，梁底部握裹裂縫沒有繼續延伸，新裂縫無明顯增加。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1.52$ (DR=-3%)第二個週期時，梁腹臨界斷面發生混凝土剝落，剝落區域從臨界斷面到 68mm 處，如圖 4-18 所示。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=2.28$ (DR=3.5%)時(詳圖 4-10)，在梁腹距離臨界斷面 220mm 至 350mm 處，負彎矩產生的斜剪裂縫已經無法閉合(原本的負彎矩裂縫)，且有剪力裂縫和交接面裂縫發生部分混凝土剝落(如圖 4-19 所示)，而在梁底的握裹裂縫繼續延伸(距離臨界斷面 120mm 至 800mm 處)，在翼版上方從距離臨界斷面 280mm 以後的裂縫已經無法閉合(原本的負彎矩裂縫)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1.94$ (DR=-3.5%)時，梁底的握裹裂縫已無法閉合，且延伸至臨界斷面(0mm 至 650mm 處)。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=2.81$ (DR=4%)時(詳圖 4-11)，在梁底處的握裹裂縫已經延伸到加載區(距離臨界斷面 120mm 至 700mm 處)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=2.34$ (DR=-4%)時，翼版臨界斷面的裂縫已經達到 7mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=3.25$ (DR=4.5%)時(詳圖 4-12)，在翼版上方距離臨界 220mm 至 480mm 處出現第二條主筋握裹裂縫(面對試體左側)。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=2.76$ (DR=-4.5%)時，在翼版自由端處、試體交接面水平裂縫處和梁底處都有部分混凝土剝落。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=3.71$ (DR=5%)時(詳圖 4-13)，在梁腹距離臨界斷面 120mm 至 360mm 處的斜剪裂縫，其最大裂縫寬度已經達到 3mm。在梁底部，距離臨界斷面 210mm 處的水平裂縫，最大寬度也達到 3mm。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=3.24$ (DR=-5%)時，距離臨界斷面 140mm 至 420mm 處的斜剪裂縫，其裂縫最大寬度已經達到 3mm(距離臨界斷面 210mm 處)，且在梁底處又出現一條新的握裹裂縫(面對梁右側)。翼版上最大裂縫寬達到 2.5mm(臨界斷面處)。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=4.16$ (DR=5.5%)時(詳圖 4-14 及圖 4-15)，距離臨界斷面 210mm 處的斜剪裂縫最大寬度達到 6mm。梁底出現三條握裹裂縫，裂縫分佈長度分別為，面對梁左側(距離臨界斷面 0mm 至 400mm 處)，面對梁中間

(距離臨界斷面處 0mm 至 850mm 處)，面對梁右側(距離臨界斷面處 0mm 至 340mm 處)。翼版中間握裹裂縫最大寬度達到 2mm，如圖 4-20 所示。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=3.79$ (DR=-5.5%)第一個週期時，負向荷載為 519kN，已達負彎矩最大荷載的八成以下，於是將三個週期做完即結束本次實驗。

就試體外觀狀況而言，如圖 4-21 及圖 4-22 所示，HT1b 試體雖有斜剪裂縫與水平交接面裂縫混凝土產生剝落造成箍筋外露的情形發生，但其最終破壞模式傾向於梁腹下緣塑性鉸區內混凝土壓碎剝落，是為撓曲破壞。

4.1.2 HT1bj 二次澆鑄短梁

試體 HT1bj 為梁版分開澆置，剪力跨度 850mm 之短梁。圖 4-23 為本試體位移與荷重之遲滯迴圈圖，由(3-1)式求得其正彎矩理論標稱載重 P_n 為 46.3tf(455kN)，而由(3-10)式可求得正彎矩量測降伏位移 Δ_{by} 為 7mm，其量測初始勁度 K_{im} 為 65.7kN/mm。而負彎矩理論標稱載重 P_n 為 68.3tf(669kN)，由(3-11)式可求得負彎矩理論降伏位移 Δ_{by} 為 9.8mm，理論之初始勁度 K_{im} 為 67.9kN/mm，較 HT1b 單一澆鑄試體負彎矩之初始勁度 58.8kN/mm 高出許多。

由試體裂縫行為表現觀察，在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.04$ (DR=0.25%)的時候(詳圖 4-24)，在梁腹出現四條撓曲裂縫，第一條裂縫的位置在臨界斷面(撓曲裂縫 3)，裂縫長度從梁底起算 0mm 至 175mm 處，第二條位置在距離臨界斷面 200mm 處，裂縫長度從梁底起算 0mm 到 280mm 處(撓曲裂縫 1)，第三條位置在 370mm 處，裂縫長度從梁底起算 140mm 到 300mm 處(撓曲裂縫 2)，第四條在 580mm 處，裂縫長度從梁底起算 0mm 到 22mm。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.08$ (DR=-0.25%)的時候，翼版上方臨界斷面出現裂縫(撓曲裂縫 7)，在翼版下方臨界斷面處也出現一條水平裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.14$ (DR=0.5%)時(詳圖 4-25)，在梁底處 120mm 至 460mm 處，出現四條水平裂縫，裂縫寬最大的裂縫在距離臨界斷面 215mm 處(撓曲裂縫 4)，裂縫寬 0.08mm。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.21$ (DR=-0.5%)時，在翼版上方距臨界斷面 230mm 處出現

一條撓曲裂縫(撓曲裂縫 8)，在梁腹出現兩條負彎矩斜剪裂縫，第一條裂縫在梁腹 150mm 至 220mm 處(剪力裂縫 1)(裂縫分佈長度從梁底起算 200mm 至 300mm 處)，第二條裂縫在梁腹 550mm 處(裂縫分佈長度從梁底起算 225mm 到 300mm 處)。而在翼版下方在距離臨界斷面 190mm 處，也出現一條水平裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.22$ (DR=0.75%)時(詳圖 4-26)，裂縫繼續延伸，但無明顯新裂縫增加，在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.33$ (DR=-0.75%)時，負彎矩斜剪裂縫延伸到距離臨界斷面只有 50mm 處，距離梁底 90mm，而翼版上方距離臨界斷面的撓曲裂縫最遠已經到 580mm 處。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.3$ (DR=1%)時(詳圖 4-27)，在梁底的水平裂縫最遠已經到 580mm 處，在梁腹最靠近臨界斷面的斜剪裂縫在距離 60mm 至 140mm 處。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.5$ (DR=-1%)時，在梁腹和翼版下緣交接處出現兩條交接面水平裂縫，第一條交接面水平裂縫在 200mm 到 270mm 處，是由距臨界斷面 40mm 至 200mm 斜剪裂縫所延伸。第二條交接面水平縫在 500mm 到 550mm 處(交接面裂縫 1)，是由在 420mm 到 500mm 處的斜剪裂縫所延伸。此時翼版上方的裂縫已經延伸到加載區。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.57$ (DR=1.5%)時(詳圖 4-28)，在翼版上方 0mm 到 550mm 處出現握裹裂縫(握裹裂縫 1)，詳圖 4-39。在梁腹距臨界斷面 420mm 處的正彎矩斜剪裂縫已經達到 0.3mm(剪力裂縫 3)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=0.8$ (DR=-1.5%)的時候，水平交接面裂縫繼續延伸，在翼版上方 220mm 到 370mm 處的握裹裂縫已經無法閉合(裂縫寬 0.15mm)。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=0.87$ (DR=2%)時(詳圖 4-29)，在梁腹斜剪裂縫增加，在梁底部 210mm 至 280mm 處以及 370mm 至 550mm 處出現握裹裂縫(握裹裂縫 2)，如圖 4-40 所示。在翼版上方面對梁右側 70mm 至 220mm 處出現第二條握裹裂縫。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1$ (DR=-2%)的時候，多數剪力裂縫與交接面水平裂縫相交並繼續延伸。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=1.19$ (DR=2.5%)時(詳圖 4-30)，下層主筋達降伏應變(0.38%)，遲滯迴圈出現降伏平台，翼版上方面對梁左側 0mm 處到 700mm 處出現第三條握裹裂縫。底部握裹裂縫繼續延伸，距離臨界斷面只剩 130mm。在梁

腹的正彎矩斜剪裂縫已經延伸到加載區，此時剪力裂縫發展情形如圖 4-41 所示，而撓曲、斜剪、握裹、交接面最大裂縫寬分別為 1.5mm、0.4mm、0.35mm、0.15mm。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1.43$ (DR=-2.5%)時，上層主筋達降伏應變(0.38%)，遲滯迴圈出現降伏平台，在梁腹的斜剪裂縫已經延伸到距離梁底部只有 60mm，且在梁腹位置，距離翼版下方 50mm 的二次澆鑄水平裂縫(試體施工縫)，大部分延伸到翼版與梁的幾何不連續處(如圖 4-42 所示)。此時撓曲、斜剪、握裹、交接面最大裂縫寬分別為 1.8mm、0.32mm、0.33mm、0.25mm。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=1.65$ (DR=3%)時(詳圖 4-31)，翼版上方出現第四條握裹裂縫。

在負彎矩 $\mu_{\Delta}=1.8$ (DR=-3%)的時候，無明顯新裂縫出現，舊有裂縫繼續延伸，此時水平交接面裂縫如圖 4-43 所示。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=2.2$ (DR=3.5%)時(詳圖 4-32)，在梁腹的正彎矩斜剪裂縫繼續增多，此時最大的剪力裂縫寬度為 1.1mm(剪力裂縫 2)。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=2.24$ (DR=-3.5%)的時候，在梁腹的斜剪裂縫已經延伸到梁底，且在臨界面 0mm 至 40mm 處有部分混凝土剝落的情形發生。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=2.85$ (DR=4%)時(詳圖 4-33)，在梁底部 0mm 到 70mm 處出現兩條握裹裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=3.5$ (DR=4.5%)時(詳圖 4-34)，在梁底部面對試體右側(130mm 至 190mm 處)和梁底部面對試體左側(220mm 到 320mm 處)出現握裹裂縫。

在正彎矩 $\mu_{\Delta}=3.89$ (DR=5%)時(詳圖 4-35)，在梁腹底部(0mm 到 145mm 處)的混凝土已經剝落，且在梁腹有部分混凝土剝落。

而在負彎矩 $\mu_{\Delta}=3.77$ (DR=-5%)時，在翼版下方面對梁左側，距離梁 500mm 處出現一條版筋的握裹裂縫(縫分佈長度從臨界面 0mm 至 50mm)在正彎矩 $\mu_{\Delta}=4.6$ (DR=5.5%)第一個週期時(詳圖 4-36)，正向荷載為 441kN，此時斜剪、握裹、交接面最大裂縫寬分別為 1mm、2.8mm、0.3mm。在負彎矩 $\mu_{\Delta}=4.44$ (DR=-5.5%)第一個週期時，負向荷載為 327kN，已達負彎矩最大荷載的五成以下，於是將三個週期做完即結束本次實驗。

就試體外觀破壞情形而言，如圖 4-44 至圖 4-45 所示。HT1bj 試體破壞

情形主要集中於斜剪裂縫混凝土發生剝落造成箍筋外露，由此可知此試體為混凝土壓桿壓碎之撓剪破壞。會發生此破壞情形可能是由於交接面施工縫弱面所造成之影響。

4.2 試體縱向主筋之應變

為量測縱向主筋在反覆加載下之受力情形，在距離臨界斷面 0mm 處、200mm 處及 400mm 處均貼有應變計。

4.2.1 HT1b 單一澆鑄試體

HT1b 主筋應變情形參照圖 4-46 至圖 4-48，就上層主筋的部分，位於臨界斷面 0mm 處的位置，在負彎矩 $DR=-2.5\%$ 達到降伏應變(0.38%)。而位於臨界斷面處 200mm 處的位置，則是於 $DR=-3.5\%$ 才到達降伏(應變 0.4%)。距離臨界斷面 400mm 處位置，於 $DR=-5\%$ 時達到降伏應變(0.45%)。

試體下層主筋的部分，在距臨界斷面 0mm 處及 200mm 處都於 $DR=2.5\%$ 時降伏，應變分別為 0.41% 及 0.38%。400mm 處則是於 $DR=4\%$ 時才降伏(應變 0.39%)。

4.2.2 HT1bj 二次澆鑄試體

HT1bj 二次澆鑄試體主筋應變參照圖 4-49 至圖 4-51，上層主筋部分，距臨界斷面 0mm 處的位置，應變於 $DR=-2.5\%$ 時達到降伏應變(0.39%)。距臨界斷面 200mm 處於 $DR=-4\%$ 時達到降伏應變(0.4%)，而距臨界斷面 400mm 處則是於 $DR=-4.5\%$ 時達到降伏應變(0.39%)。

就下層主筋的部分，距臨界斷面 0mm 處，則是於 $DR=2.5\%$ 時達到降伏(應變 0.38%)。在距臨界斷面 200mm 處的位置， $DR=2.5\%$ 前尚未達降伏應變，在 $DR=2.5\%$ 後因數值不穩定，故無法準確判斷降伏時機。在距臨界斷面 400mm 處的位置，則是於 $DR=4\%$ 時達到降伏應變(0.38%)。

從 HT1b 與 HT1bj 主筋應變圖可知，存有施工縫的試體其主筋應變與單一澆鑄試體並無明顯差異，隨著層間變位角(DR)增加，主筋降伏的距離也

隨之延伸，到 $DR=4\%$ 時，兩組試體主筋在距臨界面斷面 400mm 處(一倍梁深距離)均達到降伏應變，另從鋼筋拉伸試驗可知，所有主筋應變都未達到硬化應變(1.6%)。

4.3 版筋之應變

為量測版筋的受力情形，以進一步探討負彎矩有效版寬，在上層版筋及下層版筋臨界面處，均焊上母螺栓，使用 π 型位移計(π -Gauge)量測版筋應變，版筋實際降伏應變由鋼筋拉伸試驗得到的結果為 0.27%。

4.3.1 HT1b 單一澆鑄試體

關於 HT1b 試體的版筋應變圖可參照圖 4-52 至圖 4-54，從實驗中可知，下層版筋 1 於正彎矩 $DR=3.5\%$ 時達降伏應變，降伏後應變量開始大幅增加，最大應變量在 $DR=5.5\%$ 時達到(應變為 5.2%)，負彎矩最大應變出現在 $DR=-3.5\%$ 時(應變為 0.22%)。

上層版筋 2 於 $DR=-2.5\%$ 時達降伏應變(縱向主筋臨界面處降伏)，最大應變量發生在 $DR=-5.5\%$ 時，應變量達到 1%。

上層版筋 3 則是在 $DR=-0.5$ 時即達到降伏(應變 0.32%)，於試體降伏時($DR=2.5\%$)應變量達到 0.65%，最大應變量在 $DR=-5.5\%$ 時出現(應變量為 1.5%)。

下層版筋 3 在 $DR=3\%$ 時達到降伏應變(應變 2.76%)，最大應變量在 $DR=5\%$ 時達到(應變 1%)。

上層版筋 4 在 $DR=-1\%$ 時降伏(應變 0.38%)，於試體降伏時($DR=-2.5\%$)應變量達到 0.53%，最大應變量在 $DR=-5.5\%$ 出現(應變 0.95%)。

上層版筋 5 在 $DR=-2\%$ 時達降伏應變(應變為 0.3%)，最大應變量發生在 $DR=-5.5\%$ 時(應變量為 0.47%)。下層版筋 5 在正彎矩 $DR=2.5\%$ 達到降伏應變(0.27%)，負彎矩則是在 $DR=5\%$ 時才到達降伏(應變 0.278%)，最大應變量出現在 $DR=-5.5\%$ (應變 0.38%)。

4.3.2 HT1bj 試體

關於 HT1bj 試體的版筋應變可參照圖 4-55 至圖 4-57，從實驗中發現，上層版筋 1 於 DR=-1%時即降伏(應變 0.36%)，應變最大值發生在 DR=-5.5%時(應變 3.1%)。

下層版筋 1 則是到 DR=-2.5%後才到達降伏應變(0.28%)，到了 DR=-5%時應變開始大幅增加，最大應變量達 6.1%。上層版筋 2 在 DR=-1%時降伏(應變 0.3%)，最大應變發生在 DR=-5.5%(應變 0.99%)。

上層版筋 3 在 DR=-5%前鋼筋都是受拉，且未達降伏應變，到 DR=-5%時變成受壓，並達到降伏應變(0.275%)。下層版筋 3 則是在 DR=2.5%時到達降伏(應變 0.298%)，最大應變在 DR=5.5%發生(應變 6.5%)。

上層版筋 4 在 DR=-2%時降伏(應變 0.276%)，最大應變發生在 DR=-5.5%時(應變 0.51%)。上層版筋 5 在 DR=-3%時降伏(應變 0.3%)，最大應變發生在負彎矩 DR=-5.5%時(應變 1.27%)。下層版筋 5 則是在正彎矩 DR=4%時達到降伏(應變 0.32%)，最大應變發生在正彎矩 DR=5.5%時(應變 2.2%)。

從 HT1b 與 HT1bj 的實驗結果，可觀察到越接近主梁的版筋，其應變量越大，且在加載過程中越快達到降伏。從兩組試體版筋應變可知，上層版筋與實驗過程中全部皆達到降伏。

4.4 閉合箍筋之應變

試體箍筋間距全區採 4/d 配置，並在距離臨界面斷面 0mm 至 400mm 處，每根箍筋均貼上應變計，用以量測介面滑移對箍筋造成的受力情形，並進一步探討現有耐震規範中箍筋配置間距是否可延用於高拉力鋼筋，高拉力箍筋於拉伸試驗中得到的降伏應變為 0.435%。

4.4.1 HT1b 單一澆鑄試體

試體 HT1b 箍筋的應變，如圖 4-58 及圖 4-59 所示，可知箍筋 1(距離臨界面 4cm 處)的應變量最小，在負彎矩臨界面主筋降伏時(DR=-2.5%)，箍筋 1 應變量僅達 0.096%，而箍筋 4 的應變量最大(應變 0.26%)，其主要原因可能為有大量負彎矩斜剪裂縫通過所致，而箍筋 2、箍筋 3、箍筋 5 此時應變量分別為 0.17%、0.17%、0.16%。

箍筋應變於實驗中皆未達降伏應變(0.435%)，箍筋 4 於實驗過程中最大應變量為 0.34%，箍筋 5 最大應變為 0.26%，箍筋 3 最大應變為 0.19%，箍筋 2 最大應變為 0.31%，箍筋 1 最大應變為 0.21%。

4.4.2 HT1bj 二次澆鑄試體

試體 HT1b 箍筋的應變，如圖 4-60 及圖 4-61 所示，由圖可知，應變分佈大致與單一澆鑄試體相同，試體於負彎矩降伏時，箍筋 1 的應變量最小(0.064%)，箍筋 4 的應變量最大(應變量為 0.2%)，而箍筋 2、箍筋 3、箍筋 5 應變量分別為 0.19%、0.16%、0.18%。

箍筋應變於實驗中皆未達降伏應變(0.435%)，箍筋 4 於實驗過程中最大應變量為 0.31%，箍筋 5 最大應變為 0.35%，箍筋 3 最大應變為 0.27%，箍筋 2 最大應變為 0.41%，箍筋 1 最大應變為 0.21%。

4.5 交接面滑移之觀察

交接面滑移計參照 loov 等人[7]架設方式，在試體交接面處安裝 LVDT 位移計與擋板，以量測試體交接面滑移情形，每組試體均安裝 3 支測計，DG1 測計安裝於離臨界面 250mm 處；DG2 測計離臨界面 450mm 處；DG3 測計離臨界面 600mm 處。

所得結果在交接面滑移量達 0.13mm、0.25mm、0.5mm 時做紀錄，用來比較各個學者提出的經驗公式是否適用於受反覆載重下的 New RC 構件。

4.5.1 HT1b 單一澆鑄試體

關於試體 HT1b 交接面滑移紀錄詳表 4-2 至表 4-6，並可參閱圖 4-62 至圖 4-64。由實驗結果可知，DG1 測計(詳圖 4-62)，在 $DR=-0.75\%$ 時滑移量即達 0.25mm(此時荷載為 -241kN)，在 $DR=-1.5\%$ 時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -294kN)，所量測最大滑移量為 3mm，在滑移量達到 1mm 後，試體交接面滑移量增加但水平剪應力不在增加。

DG2 測計(詳圖 4-63)，在 $DR=-0.75\%$ 時滑移量達到 0.25mm(此時荷載為 -238kN)，在 $DR=-1.5\%$ 時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -375kN)，所量測最

大滑移量為 4.3mm，在滑移量達到 1.3mm 後，試體水平剪應力不在增加而滑移量仍會持續增加。

DG3 測計(詳圖 4-64)，在 DR=-0.75%時滑移亮即達 0.25mm(此時荷載為 -211kN)，在 DR=-1%時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -285kN)，所量測最大滑移量為 2.1mm，在滑移量達到 1.8mm 後，試體交接面滑移量增加但水平剪應力不在增加。

從滑移計結果可知，因 DG1 及 DG2 位置主要在試體裂縫產生較多的區域，故所量測的滑移量在實驗後期會大幅增加，量測的數據可能連裂縫寬度一併量測進去，故 DG1、DG2 後期的實驗數據還有待商確。DG3 因距離臨界斷面最遠，測計位置只有交接面水平裂縫的產生，故比較能準確的量測試體的滑移量。

4.5.2 HT1bj 二次澆鑄試體

關於試體 HT1bj 交接面滑移詳情請詳表 4-2 至表 4-6，並可參閱圖 4-65 至圖 4-67，由實驗結果可知，測計 DG1(詳圖 4-65)，在 DR=-0.75%時滑移量即達 0.25mm(此時荷載為 -259kN)，在 DR=-1. %時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -316kN)，所量測最大滑移量為 4.7mm，在滑移量達到 2mm 後，試體交接面滑移量增加但水平剪應力不在增加。

DG2 測計(詳圖 4-66)，在 DR=-1%時滑移量達到 0.25mm(此時荷載為 -331kN)，在 DR=-2%時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -375kN)，所量測最大滑移量為 2.3mm，在滑移量達到 0.9mm 後，試體水平剪應力不在增加而滑移量仍會持續增加。

DG3 測計(詳圖 4-67)，在 DR=-1%時滑移亮即達 0.25mm(此時荷載為 -343kN)，在 DR=-2%時滑移量達到 0.5mm(此時荷載為 -451kN)，所量測最大滑移量為 1.4mm，在滑移量達到 0.9mm 後，試體交接面滑移量增加但水平剪應力不在增加。

從實驗結果可看出 HT1bj 試體滑移量整體趨勢與 HT1b 相似，會發生這樣的原因，可能是因為箍筋強度提高，故在實驗過程中箍筋不會在交接面發生降伏，加上翼版版筋參與貢獻，有效防止交接面產生滑動。另由圖 4-62

至圖 4-67 可知，在平均滑移量到達 2mm 後，遲滯迴圈出現降伏平台，故交接面剪應力不在增加，但試體滑移量仍會隨著層間變位角的增加而提升，此結果與 Loov 等人[7]實驗結果相同。

4.6 梁腹矩形應力塊

於試體梁腹設置 3 組矩形區塊(D1 至 D3)是為了瞭解梁受載重時，撓曲與剪力位移佔整體位移之比例，梁腹混凝土所量測之變形量可經由 3-6 式求得固定端旋轉角造成之位移，而由 3-7 式求得撓曲位移及由 3-8 式求得剪力位移，此三項數據除以實際側向加載之位移 Δ_b 則為所佔有之比例，各試體整體位移之貢獻如圖 4-68 至圖 4-71 所示，各試體矩形區塊 D1 至 D3 的貢獻可參照圖 4-72 至圖 4-75。

由各試體之整體位移貢獻圖可觀察到，HT1b 與 HT1bj 在正彎矩貢獻整體之趨勢大致相同(如圖 4-68 及圖 4-70 所示)，在正彎矩加載初期，主要的位移貢獻都來自撓曲位移與固端轉角，到了 DR=3%以後，剪力位移開始增加，固端轉角明顯減少，到 DR=4.5%時，HT1b 與 HT1bj 試體剪力位移約佔整體貢獻的 20%，而固端轉角位移貢獻降到整體位移的 25%。

在負彎矩加載部分，HT1b 試體之位移貢獻量(如圖 4-69 所示)，在 DR=-4%前，主要都在固端轉角與撓曲位移，約佔整體位移的 98%，剪力位移都在 1%上下，可知試體主要是受撓曲破壞，到了-4%之後，剪力位移貢獻開始明顯增加，到了 DR=-4.5%時，剪力位移貢獻量達到 16%，可知試體後期受剪力破壞的影響開始增加。

在 HT1bj 試體的部分(如圖 4-71 所示)，加載初期位移貢獻量主要在撓曲與固端轉角，約佔整體貢獻的八成，而隨著層間變位角 DR 的增加，剪力位移有明顯增加的趨勢，到了 DR=-4.5%時，剪力位移貢獻量達到 51%，相較 HT1b 試體的剪力位移貢獻量 16%明顯大很多，會發生此結果可能是因為有施工縫抗剪弱面存在所造成的影響。

進一步探討各矩形區塊位移之貢獻(D1 至 D3)，由圖 4-72 至圖 4-75 可明顯的看出，HT1b 及 HT1bj 試體主要的位移貢獻都在區塊 D1(距離臨界斷

面 100mm 至 300mm 處), 區塊 D2(距離臨界斷面 300mm 至 500mm 處)次之, 區塊 D3(距離臨界斷面 500mm 至 700mm 處)貢獻最少, 可知越接近臨界斷面, 試體所受到的變形量越大。

第五章 討論

本章節將就試體實驗結果，探討有無交接面施工縫存在有何影響、並對照普通強度試體實驗結果，最後檢核試體交接面剪應力之計算，如公式(3-15)與(3-16)式所示。並與規範[3、4、5、6]和現有經驗公式[7、8、10]預測結果進行比較，評估是否適用於 New RC 試體。

5.1 交接面剪應力預測與實驗結果比較

本節利用交接面剪力筋(剪力摩擦筋)所提供的鉗制力(clamping force)與各學者及規範所評估交接面剪應力上限之公式，繪製在不同交接面剪力筋含量時的剪應力上限曲線圖，並與試體理論標稱強度、交接面滑移量到達 0.25mm 與 0.5mm 時之載重，所產生的交接面剪應力做比較，以了解其評估的結果是否適用，試體檢核步驟及計算過程可參照附錄 B。

5.1.1 HT1b 單一澆鑄試體

HT1b 試體是為一體澆置無施工縫存在之試體，圖 5-1 及圖 5-2 為其交接面剪應力分析結果，從圖中可知，Kahn 等人[8]的經驗公式上限值是以混凝土強度($0.2f'_c$)控制，而規範 ACI[3]的上限值則是以規定的最大剪應力($480+0.08f'_c$)控制，其他公式則都是由剪力摩擦筋的鋼筋比($\rho_v f_y$)所控制。

從預測結果可知，在試體到達標稱強度時，所產生的交接面剪力均比所有學者及規範所定的剪力容許上限值還低，故於實驗前預測此試體不會發生交接面剪力破壞。

從實驗結果可發現，試體達到 Kahn 等人[8]所提出的 0.25mm 滑移量時，交接面剪應力為 2.4MPa，比所有的預測公式上限值都小。而在到達 Loov 等人[7]所提出的 0.5mm 滑移量時，剪應力為 3.2MPa，其剪應力與 Loov 等人[7]實驗時交接面產生 0.5mm 滑移時的剪應力結果非常接近，而試體後期最大平均滑移量為 3mm，也與 Loov 等人[7]的實驗結果相似，但試體最後並沒有產生交接面剪力破壞，而是梁固定端混凝土壓碎的撓剪破壞。

從結果可知 Kahn 等人[8]及 Loov 等人[6]所提出的利用滑移量來判斷試

體發生交接面剪力破壞的機制，對於使用高拉力箍筋的試體並不適用，但可有效預測試體是否會產生交接面剪力破壞。

5.1.2 HT1bj 二次澆鑄試體

HT1bj 為梁版分次澆鑄試體，且在交接面沒有做任何能夠增加交接面摩擦力的處理，在利用規範及經驗公式評估時，與交接面粗糙程度有關的係數是以表面平滑做為考量。圖 5-3 及圖 5-4 為 HT1bj 試體的預測結果，由預測結果得知，除了 Kahn 等人[8]的上限值是以混凝土強度($0.2f'_c$)控制，其他公式的上限值均是以剪力摩擦筋的鋼筋比($\rho_v f_y$)來控制。由圖中可知，在 HT1bj 試體達標稱載重時的交接面剪應力，高於規範 ACI[3]及規範 CSA[5]所容許的上限值，但比學者提出的交接面剪力破壞時的上限值還低，故可用此次實驗驗證學者提出的經驗公式是否可做為參考依據。

實驗結果顯示，二次澆鑄試體滑移量在到達 0.25mm 與 0.5mm 時，交接面剪應力分別為 2.9MPa 與 3.6MPa，尚未到達試體最大交接面剪應力，而根據規範 ACI[3]及規範 CSA[5]的預測結果，試體會在到達最大交接面剪應力時產生交接面水平破壞，但實驗結果試體最後破壞模式是為梁腹混凝土壓桿碎裂的撓剪破壞。

由實驗結果比較各學者與規範的預測公式可知，Kahn 等人[8]與 Loov 等人[7]的預測結果與實驗結果相同，試體並沒有發生交接面剪力破壞，規範 ACI[3]與規範 CSA[5]的預測結果則較為保守，可知存有施工縫的試體在符合耐震設計的條件下是安全的。

5.2 交接面容許剪應力之探討

根據表 4-4、表 5-1 表 5-2，所有的短跨度試體($a/d=2.4$)在 Drift Ratio 尚未到達 1%時，翼版與梁的幾何不連續處均會有交接面水平裂縫產生，且梁主筋未達降伏，故將此交接面水平剪應力稱之為交接面容許剪應力。由於此時交接面滑移量非常接近 0.25mm，為更客觀的比較各試體的交接面容許剪應力，本實驗以滑移量達 0.25mm 做為評估試體產生交接面水平裂縫的參考值。

從一般短跨 RCgT1b 及 T1bj 試體實驗結果可知(詳表 5-1)，當試體交接面滑移量達到 0.25mm 時，交接面剪應力分別為 2.2MPa 與 2.38MPa，此時鋼筋應力接近一般 RC 結構在使用狀態下之鋼筋容許應力 $0.6f_y$ 。

而從短跨 New RC 試體 HT1b 及 HT1bj 實驗結果可知(詳表 5-1)，在滑移量到達 0.25mm 時，此時的交接面剪應力分別為 2.37MPa 與 2.92MPa，鋼筋應力達約高拉力螺紋節鋼筋的 $0.4f_y$ 。

從所有長跨度($a/d=5.4$)試體[2、18、19、20]可知(詳表 5-1)，在試體降伏前，交接面滑移量未到達 0.25mm，也無交接面水平裂縫的產生，主要是因長跨度試體所受交接面剪力小於 2MPa，此結果與 Loov 等人[7]的實驗結果相似。

綜合以上結果可知，試體交接面剪應力在接近 2MPa 後，即有可能在梁版幾何不連續處產生交接面水平裂縫，根據本研究短跨度($a/d=2.4$)之有限試體數據作最小值迴歸(詳圖 5-20)，在鋼筋容許應力下試體交接面抗剪能力會因混凝土強度增加而有些微提升，其所產生的交接面水平裂縫容許剪應力如公式(5-1)所示：

$$v_{se} = 1.5\text{MPa} + 0.1\sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (5-1)$$

在一般服務水準下，普通鋼筋建議採用 $0.6f_y$ 為容許應力，而本研究所採用高拉力螺紋鋼筋則建議取 $0.4f_y$ 為容許應力，以作為計算檢核使用狀況下之交接面是否產生交接面水平裂縫。

檢核流程及各試體計算結果可參閱附錄 C，各試體在建議容許應力值之梁腹裂縫圖可參照圖 5-5 至圖 5-6。

5.3 施工縫對 New RC 構件的影響

近年來預鑄工法在台灣高層建築中逐漸推廣，故 New RC 構件在預鑄工法上的實施特別收到重視，本節主要探討含有施工縫的試體在耐震行為下的影響。

5.3.1 承載能力

從試體的遲滯迴圈圖(詳圖 4-23)，可看出有施工縫存在的試體，在承受反覆加載時，負彎矩的承載能力反而較單一澆鑄的試體還要高，且比規範 ACI[3]規定的有效版寬 $4b_w$ (1200mm)計算出來的結果高出許多，推測其原因，可能是試體有施工縫存在，造成梁版在受力時更容易發生錯動，進而導致梁版受力行為更加顯著所致。

根據上述結果，並與鄭智仁[2]實驗結果對照，可知有施工縫存在的試體，在計算負彎矩有效版寬時，版寬的貢獻建議取 $5.6b_w$ (1680mm)，如圖 5-7 及圖 5-8 所示，可較準確預測負彎矩承載能力。

5.3.2 整體消能行為

由表 5-3 可知，有施工縫存在的試體，因有效版寬範圍較大，故消能面積反而較單一澆鑄試體來的大。進一步探討其相對消能比，所有試體其相對消能比隨著層間變位角(DR)增加而有逐漸下降的趨勢，由 ACI374.1[16]耐震性能評估，須取大於層間變位角 3.5%者第三迴圈之相對消能比，且不得小於 12.5%，由表 5-4 可知，HT1b 與 HT1bj 兩組試體皆符合此規定，可視為具有良好的耐震能力。

雖然 HT1b 與 HT1bj 試體皆有交接面水平裂縫的產生，但由實驗結果得知，交接面滑移並不是造成試體強度衰減的原因，且施工縫存在對遲滯迴圈的表現並沒有造成影響，由此可知交接面施工縫不會影響整體建物之耐震性能。

5.4 New RC 構件與一般 RC 構件比較

本節主要就使用符合規範設計的一般 RC 試體，與使用高拉力鋼筋搭配高強度混凝土的 New RC 試體來做比較，探討在耐震行為下有何差異。試體設計可參考表 3-1，材料測試強度可參照表 5-2。

5.4.1 裂縫出現時機

本節主要就負彎矩斜剪裂縫、水平交接面裂縫、及握裹裂縫的出現時機來比較 New RC 試體與普通強度試體，在承受側向力反覆加載時是否有明

顯的差異，所有試體於梁腹的裂縫圖可參考圖 5-10 及圖 5-11，先就普通強度試體來做描述，由實驗觀察得知，T1b 試體在 $DR=-1\%$ 時，在梁腹出現負彎矩斜剪裂縫及水平交接面裂縫，在 $DR=2.5\%$ 時梁底出現握裹裂縫，而 T1bj 試體，則是在 $DR=-0.75\%$ 時出現負彎矩斜剪裂縫及水平交接面裂縫，在 $DR=2\%$ 時於梁底發現握裹裂縫的出現。

就 New RC 試體裂縫出現時機來做描述，HT1b 試體在 $DR=-0.5\%$ 時出現交接面水平裂縫， $DR=-0.75\%$ 時出現負彎矩斜剪裂縫，於 $DR=2\%$ 時在梁底出現握裹裂縫。而 HT1bj 試體則是在 $DR=-0.5\%$ 時出現負彎矩斜剪裂縫， $DR=-0.75\%$ 出現交接面水平裂縫， $DR=2\%$ 時梁底出現握裹裂縫。

由試體裂縫出現時機可知，New RC 試體與普通強度試體裂縫出現時機相似，負彎矩斜剪裂縫與水平交接面裂縫幾乎都在 $DR=-1\%$ 前出現，而梁底的握裹裂縫則都在試體降伏前出現，進一步探討試體裂縫數目，由圖 5-10 及圖 5-11 可看出，New RC 試體所產生的裂縫數均較普通強度試體的裂縫數多，並從表 5-4 及表 5-5 相對消能比可知，New RC 試體有較好的消能行為。

5.4.2 斜剪裂縫角度

試體斜剪裂縫角度可參照圖 5-12 至圖 5-19 及表 5-6，由實驗量測試體的剪力裂縫角度可知，越靠近臨界斷面處的斜剪裂縫，其所量測的角度越大。所有試體斜剪裂縫角度主要在 35 度至 50 度之間，並無明顯差異。故規範 ACI[3]耐震設計篇的箍筋間距應可延用至 New RC 試體。

5.4.3 裂縫寬

從 New RC 試體與普通 RC 試體於負彎矩時的剪力裂縫及交接面水平裂縫寬度，探討 New RC 試體在受高剪力時裂縫寬與普通 RC 試體有何差異。

5.4.3.1 單一澆鑄試體

從實驗觀測得知，在試體層間變位角(DR)到達 -2.5% 時，T1b 最大斜剪裂縫寬度為 0.57mm，而 HT1b 最大斜剪裂縫寬度為 0.25mm。在交接面水

平裂縫的比較上，T1b 的最大裂縫寬度為 0.55mm，而 HT1b 最大水平裂縫寬度則為 0.4mm。

在試體層間變位角(DR)到達-3%時，T1b 的最大斜剪裂縫寬度為 1mm，而 HT1b 斜剪裂縫寬度為 0.3mm。在交接面水平裂縫的比較上，T1b 的最大裂縫寬度為 0.76mm，而 HT1b 最大水平裂縫寬度則為 0.4mm。

5.4.3.2 二次澆鑄試體

從實驗觀測得知，在試體層間變位角(DR)到達-1.5%時，T1bj 最大斜剪裂縫寬度為 0.15mm，而 HT1bj 最大斜剪裂縫寬度為 0.33mm。在試體層間變位角(DR)到達-2 %時，T1bj 最大斜剪裂縫寬度為 0.3mm，而 HT1bj 最大斜剪裂縫寬度為 0.43mm。

在試體層間變位角(DR)到達-3%時，T1bj 最大剪力裂縫寬度為 0.6mm，而 HT1bj 最大斜剪裂縫寬度為 0.3mm。在水平交接面裂縫上，T1bj 最大裂縫寬為 0.75mm，而 HT1bj 最大裂縫寬度為 0.33mm。

從實驗觀察得知，在 New RC 試體配置高拉力箍筋(SD785，降伏應力 804MPa)，因箍筋降伏應力較一般箍筋高，在受到高剪力作用下未達到降伏，故可有效抑制剪力裂縫及交接面水平裂縫的裂縫寬。在實驗初期，New RC 試體和一般 RC 試體裂縫寬並無明顯差異，後期遲滯迴圈出現降伏平台後，New RC 試體因箍筋未達降伏應變，有效抑制裂縫寬的增長，造成裂縫數目開始大量增加，部分斜剪裂縫寬度反而變小，故 New RC 試體在後期裂縫寬相較普通 RC 試體明顯小很多。

第六章 結論與建議

6.1 結論

本實驗藉由側向力反覆加載，用以了解 New RC 之 T 形梁試體，在存有施工縫的情形下，其力學行為與單一澆鑄試體有何差異，所得結果並與普通 RC 試體對照。最後探討學者及規範提出的經驗公式是否可延用至 New RC 試體，綜觀各個實驗的整體行為與測計量測結果，最後可提出以下幾點結論：

1. 從實驗結果得知，使用規範 ACI[3]耐震設計試體，在高剪力反覆加載的條件下，可有效防止試體產生交接面剪力破壞，藉由驗證學者與規範所提出的經驗公式，實驗結果與學者預測的結果相同，各國規範[3、4、5、6]則較為保守。
2. 根據實驗結果，所有短跨度試體($a/d=2.4$)在主筋降伏前，當交接面剪應力接近 2MPa 時，即有可能在翼版與梁幾何不連續處產生交接面水平裂縫。其交接面容許剪應力會隨混凝土強度增加而略微提升，如公式(5-1)所示。
3. 由 New RC 試體與普通強度試體可知，短跨度 T 形梁($a/d=2.4$)試體在存有施工縫時，因梁版更容易發生錯動，導致翼版版筋受力增加，在極限狀態負彎矩有效版寬調查，存有施工縫的 T 形梁有效版寬反而大於單一澆鑄試體 1.4 倍，其結果與先前普通 RC 試體耐震測試[2]一樣，故在計算負彎矩有效版寬貢獻時，版寬建議取 $5.6b_w$ 設計，避免發生低估試體剪力而發生非預期的剪力破壞。
4. 從試體裂縫與遲滯迴圈可知，New RC 試體裂縫數目較普通 RC 試體多，裂縫寬度較小，且根據 ACI374.1-5 耐震性能評估可知，New RC 試體不論有無施工縫存在，均擁有良好的耐震能力。

6.2 建議

1. 在計算交接面抗剪能力時，可利用規範 ACI[3]做計算，因其計算方式較簡單保守，如設計檢核不過，由圖 5-3 可知，可對試體交接面做粗糙處理或把斷面加大，能有效增加試體交接面抗剪能力。
2. 可製作與本實驗配置相同的無翼版懸臂梁，探討短跨度試體翼版參與的消能貢獻量。
3. 計算服務載重下之梁交接面水平剪應力，普通鋼筋使用 $0.6f_y$ ，而本研究之高拉力螺紋鋼筋則使用 $0.4f_y$ ，檢核方式詳附錄 C。然而，仍需更多實驗數據作驗證。
4. 根據結論第二點，有關交接面容許剪應力與混凝土強度之關係，應可再作詳細研究。

參考文獻

- [1] J. P. Moehle, J. D. Hooper, C. D. Lubke, “Seismic Design of Reinforced Concrete Special Moment Frames: A Guide for Practicing Engineers” *National Institute of Standards and Technology*, August 2008 .
- [2] 鄭智仁，「預鑄施工梁與版間冷縫對 T 形斷面梁耐震行為之影響」，國立中央大學，碩士論文，民國一百零一年。
- [3] ACI Committee 318, *Building Code Requirement for Structural Concrete*, ACI318-11 & Commentary, American Concrete Institute, 2011.
- [4] 中國土木工程學會，*混凝土工程設計規範與解說*，土木 401-100，2011。
- [5] CSA Committee A23.3, *Design of Concrete Structures for Building*, Canadian Standards Association, Canada, 2004.
- [6] NZS3101, *Concrete Structures Standard, The design of Concrete Structures & Commentary on the Design of Concrete Structures*, New Zealand Standard, 2006.
- [7] R. E. Loov D. Phil., and A. K. Patnaik, “Horizontal Shear Strength of Composite Concrete Beams with a Rough Interface, ” *PCI Journal*, Vol.39, No.1, January-February, 1994, pp. 48-68.
- [8] L. F. Kahn, and A. D. Mitchell, “Shear Friction Tests with High-Strength Concrete, ” *ACI Structural Journal*, Vol.99, No.S11, January-February, 2002, pp. 98-103.
- [9] L. F. Kahn, and A. Slapkus, “Interface Shear in High Strength Composite T-beams, ” *PCI Journal*, Vol. 49, No. 4, July-August, 2004, pp. 102-110.
- [10] M. A. Ali, R. N. White, “Enhanced Contact Model for Shear Friction of

- Normal and High-Strength Concrete.” *Journal of the American Concrete Institute*, May-June 1999, pp.348–361.
- [11]M. R. Ehsani, J. K. Wight, “Effect of Transverse Beams and Slab on Behavior of Reinforced Concrete Beam-to-Column Connections.” *Journal of the American Concrete Institute*, March-April 1985, pp.188–195.
- [12]I. K. Fang, C. S. Wang, K. L. Hong, “Cyclic Behavior of High-Strength Concrete Short Beams with Lower Amount of Flexural Reinforcement” *Journal of the American Concrete Institute*, January-February 1994, pp.10-18.
- [13]K. K. Sasaki, T. Paret, J. C. Araiza, and P. Hals, “Failure of Concrete T-Beam and Box-Girder Highway Bridges Subjected to Cyclic Loading form Traffic” *Engineering Structures* 32, January, 2010, pp. 1838-1845.
- [14]S. Kono, H. Tanaka, F. watanabe, “Interface Shear Transfer for High Strength Concrete and High Strength Shear Friction Reinforcement” *American Society of Civil Engineers*, 2003,pp.319-328.
- [15]K. Wille, D. J. Kim, A. E. Naaman, “Strain-hardening UHP-FRC with low fiber contents” *Materials and Structures*, 2011, pp.583-598.
- [16]ACI Committee 374, “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05),” *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, 2005, pp. 1-9.
- [17]A.Walker, “Assessment of Material Strain Limits for Defining Different Forms of Plastic Hinge Region in Concrete Structures,” *Master Thesis, University of Canterbury*, Christchurch, New Zealand.
- [18]王昱升,「高拉力鋼筋混凝土T形斷面梁與版間介面冷縫對整體構件耐震行為影響之研究」, 國立中央大學, 碩士論文, 民國一百零二年。

[19]余成偉，「高強度鋼筋混凝土梁塑性鉸長度之探討」，國立中央大學，碩士論文，民國一百零二年。

[20]柯舜文，「不同跨度之T形梁在反覆荷載下有效版寬研究」，國立中央大學，碩士論文，民國一百零二年。

表 1-1 規範 ACI-318-11[3]摩擦係數 μ 對照表

剪力面狀況	摩擦係數 μ
混凝土整體澆置	1.4 λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面經表面粗糙處理 (粗糙處理為在已硬化混凝土表面清除界面之水泥乳皮並使之潔淨。讓其接觸面應有約 6mm 之粗糙度)	1.0 λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面未經表面粗糙處理	0.6 λ
混凝土澆置於型鋼表面且以剪力釘或鋼筋錨定者	0.7 λ

表 1-2 規範 CAN/CSA-A23.3-04[5]摩擦係數 μ 對照表

剪力面狀況	混凝土澆置強度 c	摩擦係數 μ
混凝土澆置於已硬化混凝土面，表面有清潔但未經粗糙處理	0.25 MPa	0.60
混凝土澆置於已硬化混凝土面，表面有清潔且經過粗糙處理，使其接觸面應有約 5mm 之粗糙度	0.50 MPa	1.00
混凝土整體澆置	1.00 MPa	1.40
混凝土澆置於鋼表面且以剪力釘或鋼筋錨定者	0.00 MPa	0.60

表 1-3 規範 NZS 3101-2006[6] 摩擦係數 μ 對照表

剪力面狀況	摩擦係數 μ
混凝土整體澆置	1.4 λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面經表面粗糙處理，讓其接觸面應有約 2 mm 之粗糙度	1.0 λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面未經表面粗糙處理	0.6 λ
混凝土澆置於型鋼表面且以剪力釘或鋼筋錨定者	0.7 λ

表 3-1 試體規劃

試體編號	b_w (cm)	b_h (cm)	L_n (cm)	a/d	b_f (cm)	主筋 f_y (kgf/cm ²)	箍筋 f_y (kgf/cm ²)	版筋 f_y (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	有無 施工縫	箍筋間距
T1b[2]	30	30	85	2.4	230	4200	4200	4200	210	無	#4@8.5
T1bj[2]	30	30	85	2.4	230	4200	4200	4200	210	有	#4@8.5
HT1b	30	30	85	2.4	230	6850	7850	4200	420	無	#4@8.5
HT1bj	30	30	85	2.4	230	6850	7850	4200	420	有	#4@8.5

符號說明：H 為高強度試體，T 為 T 形梁，a 表示為長梁、b 表示為短梁，j 表示為有交接面施工縫。

表 3-2 鋼筋拉伸試驗結果

鋼筋編號	鋼筋號數	降伏強度 (MPa)	抗拉強度 (MPa)	$\frac{\text{抗拉強度}}{\text{降伏強度}}$	降伏應變 ϵ_{sy} (%)	硬化應變 ϵ_{sh} (%)	伸長率 ϵ_{su} (%)
SD420W ⁽¹⁾	3 號	451	628	1.39	0.27	2.2	16.5
SD785	4 號	804	1013	1.26	0.43	1.6	11.9
SD685	8 號	733	946	1.29	0.38	1.5	14.3

註(1): W 為 weldable(可焊接)

表 3-3 #8-SD685 螺紋節鋼筋之節高與節距

次數	節高(cm)			節距(cm)
	第一側	第二側	第三側	距離
1	1.4	1.4	1.55	9.3
2	1.35	1.4	1.6	9.4
3	1.4	1.4	1.55	9.65
4	1.35	1.45	1.6	9.8
5	1.4	1.45	1.6	9.75
6				9.45
7				9.6
8				9.7
9				9.55
10				9.65
平均	1.38	1.42	1.58	9.585
	1.46			

表 3-4 混凝土材料試驗結果

試體編號	7 天強度 (kgf/cm ²)		28 天強度 (kgf/cm ²)		實驗當天 (kgf/cm ²)		實驗 E_c 值 (kgf/cm ²)		理論 E_c 值 ⁽⁴⁾ (kgf/cm ²)		抗拉強度 (kgf/cm ²)	實驗 E_t 值 (kgf/cm ²)
	梁腹	翼版	梁腹	翼版	梁腹	翼版	梁腹	翼版	梁腹	翼版		
HT1b	245	245	455	455	600 ⁽¹⁾	600	259,038	259,038	341,300	341,300	27	172,701
HT1bj	242	225	457	430	599 ⁽²⁾	539 ⁽³⁾	242,829	246,322	341,016	323,486	27	172,701

註(1): HT1b(單一澆鑄試體)翼版實驗當天為混凝土 82 天強度

註(2): HT1bj(二次澆鑄試體)梁腹實驗當天為混凝土 92 天強度

註(3): HT1bj(二次澆鑄試體)翼版實驗當天為混凝土 74 天強度

註(4):理論 E_c 值公式採用: $E_c = 4270w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$ ，混凝土單位重 W_c 經量測為 2.2(tf/m³)。

表 4-1 各試體數據統計資料

試體編號	加載方向	標稱載重 $P_n(kN)$	降伏位移 Δ_{by} (mm)	初始勁度 K_{im} (kN/mm)
T1b (a/d=2.44)	正彎矩	278	14.3	19.5
	負彎矩	402	20.5	19.6
T1bj (a/d=2.44)	正彎矩	283.2	13.6	20.8
	負彎矩	402	13.3	30.2
HT1b (a/d=2.44)	正彎矩	458	8.4	55.3
	負彎矩	607	10.3	58.8
HT1bj (a/d=2.44)	正彎矩	455	7	65.7
	負彎矩	669	9.8	67.9

表 4-2 於正彎矩達各 DR(%)時之交接面滑移量

試體編號	測計編號	交接面滑移計達各 DR(%)時之滑移量(mm)								
		0.25	0.5	0.75	1	1.5	2	2.5	3	4
T1b[2]	DG1	(1)		-0.12	0.16	0.16	-0.1	-0.12		(2)
	DG2			0	0.04	0.05	0.07	-0.08	-0.18	-0.31
	DG3			0.02	0.04	0.01	-0.05	-0.12	-0.2	-0.27
T1bj[2]	DG1			0.01	0.03	0.03	0.03	-0.02	-0.07	-0.37
	DG2			0.07	0.09	0.07	0	0.04	0.25	1.02
	DG3			-0.01	-0.06	-0.15	-0.22	-0.38	-0.58	-0.55
HT1b	DG1	0.008	0.128	0.24	0.327	0.394	0.486	0.657	0.862	0.933
	DG2	0.02	0.034	0.06	0.218	0.408	0.572	0.684	0.73	0.976
	DG3	0.025	0.025	0.005	0.03	0.005	0.05	0.04	0.105	0.245
HT1bj	DG1	0.015	0.002	0.029	0.044	0.195	0.317	0.479	0.527	0.839
	DG2	0.0159	0.0219	0.0179	0.0079	0.0159	0.0619	0.135	0.2617	0.561
	DG3	0.02	0.03	0.035	0.035	0.045	0.085	0.14	0.17	0.195

註 1:T1b 及 T1bj 試體在 DR=0.25%及 DR=5%時，滑移量過小測計沒有讀數。

註 2:試體於 DR=4%後的數值呈不穩定跳動，故不採用。

表 4-3 於負彎矩達各 DR(%)時之交接面滑移量

試體編號	測計編號	交接面滑移計達各 DR(%)時之滑移量(mm)								
		-0.25	-0.5	-0.75	-1	-1.5	-2	-2.5	-3	-4
T1b[2]	DG1			-0.09	0.24	0.07	0.4			
	DG2			0.01	0.18	0.43	0.72	1.07	1.59	2.7
	DG3			0.04	0.15	0.58	1	1.34	1.8	3.19
T1bj[2]	DG1			0.1	0.19	0.34	0.41	0.43	0.49	0.42
	DG2			0.2	0.41	0.77	1.19	1.91	3	6.06
	DG3			0.13	0.22	0.5	0.65	1.09	1.4	3.79
HT1b	DG1	-0.014	0.089	0.249	0.452	0.725	0.849	1.055	1.488	2.187
	DG2	0.042	0.13	0.272	0.306	0.58	0.836	1.096	1.338	2.238
	DG3	0.065	0.19	0.325	0.525	1.03	1.445	1.64	1.82	1.86
HT1bj	DG1	0.027	0.13	0.391	0.638	0.945	1.277	1.712	2.054	3.465
	DG2	0.0099	0.0299	0.171	0.281	0.349	0.497	0.739	0.919	1.296
	DG3	0.015	0.045	0.105	0.28	0.48	0.645	0.795	0.91	1.13

表 4-4 交接面滑移量達 0.25mm 與 0.5mm 時機

試體編號	測計編號	交接面滑移量 0.25mm		交接面滑移量 0.5mm		交接面滑移量-0.25mm		交接面滑移量-0.5mm	
		DR(%)	荷載(kN)	DR(%)	荷載(kN)	DR(%)	荷載(kN)	DR(%)	荷載(kN)
T1b[2]	DG1	-2	-276.6	-2	-296				
	DG2	-1.5	-195.7	-2	-276.6	3.5	235.1	4.5	246.1
	DG3	-1.5	-202.7	-1.5	-250.1	3.5	235.1	4.5	245.6
T1bj[2]	DG1	-1.5	-264.6	-3	-451.3	3.5	190.2	4	236.6
	DG2	-1	-211.3	-1.5	-264.6				
	DG3	-1.5	-264.6	-1.5	-290	2	117.8	3	219.2
HT1b	DG1	-0.75	-241	-1.5	-294	0.75	213	2	346
	DG2	-0.75	-238	-1.5	-375.7	1	241.5	2	377.3
	DG3	-0.75	-211.1	-1	-285.9	4	380.3	4.5	459.5
HT1bj	DG1	-0.75	-259.4	-1	-316.3	2	333.844	3	469.1
	DG2	-1	-331.4	-2	-557.4	3	484.548	4	445.6
	DG3	-1	-343.2	-2	-451.1	5	451.613	5.5	441.2

表 4-5 試體於負彎矩時各階段交接面剪應力

試體編號	$\rho_v f_y$ (MPa)	荷重(kN)				交接面剪應力 v_h (MPa)			
		0.25mm	0.5mm	降伏荷載	極限荷載	0.25mm	0.5mm	降伏荷載	極限荷載
T1b[2]	4.09	-195.7	-250.1	-395	-395	2.2	2.8	4.4	4.4
T1bj[2]	4.09	-211.6	-264.6	-435	-453.3	2.38	2.9	4.9	5.1
HT1b	7.8	-211.1	-285.94	-647	-666	2.37	3.22	7.3	7.5
HT1bj	7.8	-259	-316.38	-657	-690	2.92	3.56	7.4	7.8

表 4-6 試體於正彎矩時各階段交接面剪應力

試體編號	$\rho_v f_y$ (MPa)	荷重(kN)				交接面剪應力 v_h (MPa)			
		0.25mm	0.5mm	降伏 荷載	極限 荷載	0.25mm	0.5mm	降伏荷載	極限荷載
T1b	4.09	226.1	246.1	291.1	294	2.5	2.8	3.2	3.3
T1bj	4.09	117.8	219.2	279.6	295	1.3	2.5	3.1	3.3
HT1b	7.8	213	346	469.5	498.51	2.39	3.9	5.3	5.6
HT1bj	7.8	333.8	441.2	463	484.5	3.7	5	5.2	5.5

表 4-7 HT1b 單一澆鑄試體裂縫寬

DR	加載方向	撓曲 裂縫 1	撓曲 裂縫 2	撓曲 裂縫 3	撓曲 裂縫 4	撓曲 裂縫 5
0.25%	正彎矩	0.1	0.1	(1)		
	負彎矩	--(2)	--			0.18
0.5%	正彎矩	0.15	0.15	0.3		--
	負彎矩	--	--	--		0.45
0.75%	正彎矩	0.3	0.25	0.45	0.2	--
	負彎矩	--	--	--	--	0.75
1%	正彎矩	0.3	0.35	0.45	0.25	--
	負彎矩	--	--	--	--	0.85
1.5%	正彎矩	0.32	0.35	0.7	0.35	--
	負彎矩	--	--	--	--	1.1
2%	正彎矩	0.4	0.45	0.85	0.35	--
	負彎矩	--	--	--	--	1.5
2.5%	正彎矩	0.4	0.45	1.5	0.4	--
	負彎矩	--	--	--	--	2.0
3%	正彎矩	0.45	0.55	2.4	0.45	--
	負彎矩	--	--	--	--	2.4
3.5%	正彎矩	0.45	0.45	--	0.45	--
	負彎矩	--	--	--	0.06	2.6
4%	正彎矩	0.6	0.4	--	0.9	--
	負彎矩	0.35	0.2	--	0.35	2.8
4.5%	正彎矩	0.8	0.55	--	1.5	0.06
	負彎矩	0.4	0.7	--	0.8	2.6
5%	正彎矩	0.9	0.7	--	2.5	0.08
	負彎矩	0.45	1.8	--	1.35	2.5
5.5%	正彎矩	--	0.7	--	3.8	0.06
	負彎矩	--	2.2	--	2.3	2.8

裂縫位置詳圖 4-16，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

表 4-8 HT1b 單一澆鑄試體裂縫寬(續)

DR	加載方向	撓曲 ⁽³⁾ 裂縫 6	撓曲 裂縫 7	剪力 裂縫 1	剪力 裂縫 2	剪力 裂縫 3
0.25%	正彎矩	(1)				
	負彎矩					
0.5%	正彎矩					
	負彎矩					
0.75%	正彎矩	0.15		0.25	0.2	
	負彎矩	0.15	0.25	--	--	
1%	正彎矩	0.2	--	0.25	0.22	
	負彎矩	0.06	0.36	--	--	
1.5%	正彎矩	0.2	--	0.25	0.23	
	負彎矩	-- ⁽²⁾	0.55	--	--	0.1
2%	正彎矩	0.25	--	0.2	0.3	--
	負彎矩	--	0.85	--	--	0.2
2.5%	正彎矩	0.35	--	0.06	0.35	--
	負彎矩	--	1.2	--	--	0.2
3%	正彎矩	0.06	--	0.04	0.4	--
	負彎矩	0.1	1.3	--	--	0.3
3.5%	正彎矩	0.08	--	0.06	0.4	--
	負彎矩	0.1	1.1	--	--	0.2
4%	正彎矩	0.08	0.08	0.04	0.5	--
	負彎矩	0.1	1	0.2	0.06	0.35
4.5%	正彎矩	0.08	0.15	0.1	0.4	--
	負彎矩	0.08	0.9	0.06	0.04	--
5%	正彎矩	--	0.3	0.15	0.85	--
	負彎矩	0.06	0.55	0.08	0.04	--
5.5%	正彎矩	0.06	0.3	0.2	1.3	--
	負彎矩	0.08	0.15	0.08	0.3	--

裂縫位置詳圖 4-16，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

註(3):撓曲裂縫 6 位於翼版下方

表 4-9 HT1b 單一澆鑄試體裂縫寬(續)

DR	加載方向	剪力 裂縫 4	握裹 裂縫 1	握裹 裂縫 2	交接面 裂縫 1	交接面 裂縫 2
0.25%	正彎矩	(1)				
	負彎矩					
0.5%	正彎矩					
	負彎矩					
0.75%	正彎矩					
	負彎矩				0.1	
1%	正彎矩		0.15		--	
	負彎矩		--		0.2	
1.5%	正彎矩		0.25		--	
	負彎矩	0.3	--		0.35	
2%	正彎矩	--(2)	0.35		--	
	負彎矩	0.2	--		0.4	
2.5%	正彎矩	--	0.4	0.27	--	0.15
	負彎矩	0.25	0.06	--	0.4	--
3%	正彎矩	--	0.6	0.4	--	0.25
	負彎矩	0.25	0.1	--	0.4	--
3.5%	正彎矩	--	1	0.45	--	0.25
	負彎矩	0.2	0.45	0.08	--	0.5
4%	正彎矩	--	1.3	0.42	--	--
	負彎矩	0.55	0.3	0.08	--	--
4.5%	正彎矩	--	1.5	0.7	--	--
	負彎矩	1.5	0.5	0.15	--	--
5%	正彎矩	1	2	0.55	--	--
	負彎矩	3	0.75	0.15	--	--
5.5%	正彎矩	3	2.8	0.3	--	--
	負彎矩	--	1.3	--	--	--

裂縫位置詳圖 4-16，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

表 4-10 HT1bj 二次澆鑄試體裂縫寬

DR	加載 方向	撓曲 裂縫 1	撓曲 裂縫 2	撓曲 裂縫 3	撓曲 裂縫 4	撓曲 裂縫 5	撓曲 裂縫 6
0.25%	正彎矩	0.06	0.04	0.06	(1)		
	負彎矩	-- ⁽²⁾	--	--			
0.5%	正彎矩	0.1	0.06	0.06	0.08		
	負彎矩	--	--	--	--		
0.75%	正彎矩	0.15	0.1	0.15	0.1		
	負彎矩	--	--	--	--		
1%	正彎矩	0.2	0.15	--	0.2		
	負彎矩	--	--	--	--		
1.5%	正彎矩	0.25	0.25	--	0.25		
	負彎矩	--	--	--	--		
2%	正彎矩	0.4	0.3	--	0.25		
	負彎矩	--	--	--	--		
2.5%	正彎矩	0.3	0.3	--	0.25		
	負彎矩	--	--	--	--		
3%	正彎矩	0.45	0.3	--	0.2		
	負彎矩	--	--	--	--		
3.5%	正彎矩	0.45	0.3	--	0.18	1.3	
	負彎矩	--	--	--	--	--	
4%	正彎矩	0.75	0.35	--	0.4	1.5	
	負彎矩	0.13	--	--	0.06	0.1	
4.5%	正彎矩	1.6	0.35	--	0.25	2.0	2.2
	負彎矩	0.4	--	--	0.3	0.4	0.5
5%	正彎矩	3.4	0.45	--	1.1	--	3
	負彎矩	2	0.06	--	1.4	--	1.7
5.5%	正彎矩	--	1.3	--	3	--	--
	負彎矩	--	0.3	--	4.2	--	--

裂縫位置詳圖 4-38，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

表 4-11 HT1bj 二次澆鑄試體裂縫寬(續)

DR	加載 方向	撓曲 裂縫 7	撓曲 裂縫 8	撓曲 裂縫 9 ⁽³⁾	剪力 裂縫 1	剪力 裂縫 2	剪力 裂縫 3
0.25%	正彎矩	(1)					
	負彎矩	0.08					
0.5%	正彎矩	-- ⁽²⁾					
	負彎矩	0.3	0.2		0.13		
0.75%	正彎矩	--	--		--		
	負彎矩	0.4	0.35		0.25		
1%	正彎矩	--	--		--	0.06	
	負彎矩	0.45	0.45		0.25	--	
1.5%	正彎矩	--	--	0.06	--	0.08	0.3
	負彎矩	0.75	0.6	--	0.33	--	--
2%	正彎矩	--	--	0.12	--	0.15	0.4
	負彎矩	0.9	0.85	--	0.43	--	--
2.5%	正彎矩	--	--	0.18	--	0.35	0.4
	負彎矩	1.0	1.0	0.15	0.32	--	--
3%	正彎矩	--	--	0.25	--	0.7	0.35
	負彎矩	1.6	1.1	0.3	0.3	--	--
3.5%	正彎矩	--	--	0.3	--	1.1	0.3
	負彎矩	2.4	1.5	0.45	0.2	--	--
4%	正彎矩	--	--	0.4	--	1.3	0.3
	負彎矩	3.0	2.0	0.65	0.3	--	--
4.5%	正彎矩	--	0.15	0.45	0.15	2.2	0.3
	負彎矩	3.8	2.2	0.6	1.0	0.2	--
5%	正彎矩	0.1	0.07	0.4	0.7	3.1	0.4
	負彎矩	4.2	1.8	0.45	1.9	--	0.06
5.5%	正彎矩	0.1	0.2	0.2	--	--	1
	負彎矩	4.8	0.45	0.1	--	--	0.1

裂縫位置詳圖 4-38，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

註(3):撓曲裂縫 9 位於翼版下方

表 4-12 HT1bj 二次澆鑄試體裂縫寬(續)

DR	加載 方向	交接面 裂縫 1	交接面 裂縫 2	握裹 裂縫 1	握裹 裂縫 2	握裹 裂縫 3
0.25%	正彎矩	(1)				
	負彎矩					
0.5%	正彎矩					
	負彎矩					
0.75%	正彎矩					
	負彎矩					
1%	正彎矩					
	負彎矩	0.12				
1.5%	正彎矩	--(2)		0.09		
	負彎矩	0.25		0.15		
2%	正彎矩	--		0.18	0.15	
	負彎矩	0.35		0.25	--	
2.5%	正彎矩	--		0.23	0.35	
	負彎矩	0.33		0.25	--	
3%	正彎矩	--		0.18	0.42	
	負彎矩	0.33		0.15	--	
3.5%	正彎矩	--		0.2	0.58	0.45
	負彎矩	0.3		0.15	0.1	0.04
4%	正彎矩	--		0.28	0.6	0.55
	負彎矩	0.3		0.10	0.18	0.06
4.5%	正彎矩	0.06		0.3	0.8	0.8
	負彎矩	0.25	0.9	0.06	0.45	0.06
5%	正彎矩	0.08	0.3	0.75	0.85	1.05
	負彎矩	0.3	2	0.2	0.9	0.15
5.5%	正彎矩	0.06	0.3	2.8	1.3	0.9
	負彎矩	0.5	2.2	0.9	0.9	0.3

裂縫位置詳圖 4-38，裂縫寬度單位:mm

註(1):斜線(\)代表裂縫尚未出現

註(2):--代表裂縫閉合或是裂縫已經剝落

表 5-1 使用載重下剪應力比較

試體編號 (1)	施工 縫	a/d	滑移達 0.25mm 時 交接面剪應力 (MPa)	主筋應力 $0.4f_y$ 時 交接面剪應力 (MPa)	主筋應力 $0.6f_y$ 時 交接面剪應力 (MPa)
T1b[2]	無	2.4	2.2	1.75	2.61
T1bj[2]	有	2.4	2.38	1.78	2.68
HT1b	無	2.4	2.37	2.7	4
HT1bj	有	2.4	2.92	2.97	4.4
T1c[20]	無	5.4	滑移量未達到 0.25mm ⁽¹⁾	0.89	1.35
T1aj[2]	有	5.4	滑移量未達到 0.25mm ⁽¹⁾	0.93	1.41
HT1a[18]	無	5.4	滑移量未達到 0.25mm ⁽¹⁾	1.2	1.81
HT1aj[18]	有	5.4	滑移量未達到 0.25mm ⁽¹⁾	1.12	1.68
HT1c[19]	無	5.4	滑移量未達到 0.25mm ⁽¹⁾	1.15	1.74

註:(1)試體編號 H 開頭為 New RC 試體

註:(2)跨深比 5.4 的試體在使用載重下交接面滑移量均未達到 0.25mm

表 5-2 試體材料測試強度(MPa)

試體編號	混凝土翼版強度	混凝土梁腹強度	主筋降伏強度(#8)	箍筋降伏強度(#4)	版筋降伏強度(#3)
T1b[2]	15	15	480	557	491
T1bj[2]	20	15	480	557	491
HT1b	59	59	733	804	451
HT1bj	53	59	733	804	451
T1c[20]	37	37	485	551	491
T1aj[2]	20	15	480	557	491
HT1a[18]	36	36	754	841	433
HT1aj[18]	33	41	754	841	433
HT1c[19]	42	42	754	841	433

表 5-3 各試體消能面積 ED(單位:kN-mm)

DR(%)	T1b		T1bj		HT1b			HT1bj		
	1st	2nd	1st	2nd	1st	2nd	3rd	1st	2nd	3rd
0.25	49	29	36	30	83	59	56	79	76	64
0.5	161	94	172	99	228	101	83	244	118	107
0.75	313	187	330	173	339	188	157	335	159	145
1	461	243	467	287	454	291	237	471	258	210
1.5	906	508	1193	609	1113	595	489	1013	501	494
2	1522	914	1653	988	1437	1119	993	1621	1134	870
2.5	2002	1290	2795	1717	3001	1804	1784	2371	1655	1493
3	3878	2261	4452	2759	5229	3664	3110	6308	4533	3348
3.5	4834	2998	5997	3902	8901	7082	5700	8848	7023	5812
4	5828	4134	6573	4904	10409	8682	7559	10963	8741	8126
4.5	5996	4482	7445	5731	12229	10427	8830	13741	11447	10316
5	6296	4801	7684	6068	14179	12337	11023	15826	12269	11480
5.5	6035	5246	7902	6793	14031	12200	11440	13410	9812	7997

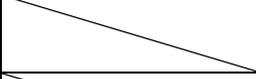
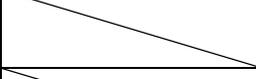
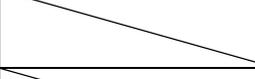
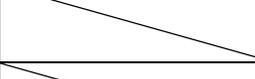
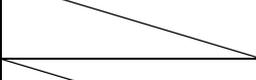
表 5-4 New RC 試體相對消能比(a/d=2.4)

DR(%)	HT1b						HT1bj					
	Ah(kN-mm)	相對消能比 β					Ah(kN-mm)	相對消能比 β				
		1st	2nd	3rd	總計	累計		1st	2nd	3rd	總計	累計
2.5	3575	0.84	0.50	0.50	1.84	1.84	2874	0.83	0.58	0.52	1.93	1.93
3	6809	0.77	0.54	0.46	1.77	3.61	10404	0.61	0.44	0.32	1.37	3.3
3.5	17345	0.51	0.41	0.33	1.25	4.86	19272	0.46	0.36	0.30	1.12	4.42
4	25757	0.40	0.34	0.29	1.03	5.89	27503	0.40	0.32	0.30	1.02	5.44
4.5	36174	0.34	0.29	0.24	0.87	6.76	38096	0.36	0.30	0.27	0.93	6.37
5	47187	0.30	0.26	0.23	0.79	7.55	45217	0.35	0.27	0.25	0.87	7.24
5.5	52936	0.27	0.23	0.22	0.72	8.27	48132	0.28	0.20	0.17	0.65	7.89

表 5-5 普通強度試體相對消能比(a/d=2.4)

DR(%)	T1b			T1bj		
	Ah(kN-mm)	相對消能比 β		Ah(kN-mm)	相對消能比 β	
		1st	2nd		1st	2nd
3	11446	0.34	0.20	10903	0.41	0.25
3.5	16956	0.29	0.18	15937	0.38	0.24
4	22030	0.26	0.19	22366	0.29	0.22
4.5	25915	0.23	0.17	27292	0.27	0.21
5	29957	0.21	0.16	33236	0.23	0.18
5.5	34449	0.18	0.15	36257	0.22	0.19

表 5-6 斜剪裂縫角度(DR=3%)

試體編號	加載方向	梁腹斜剪裂縫角度			施工縫至版緣間斜剪裂縫角度	
		離固定端 0-200mm 處	離固定端 200-400mm 處	離固定端 400-600mm 處	離固定端 0-300mm 處	距離固定端 300-600mm 處
T1b	正彎矩	59°	44°	45°		
	負彎矩	46°	34°	34°		
T1bj	正彎矩	45°	40°	45°		
	負彎矩	45°	36°	36°		
HT1b	正彎矩	45°	44°	39°		
	負彎矩	47°	30°	30°		
HT1bj	正彎矩	45°	45°	45°	38°	45°
	負彎矩	48°	38°	30°	60°	40°

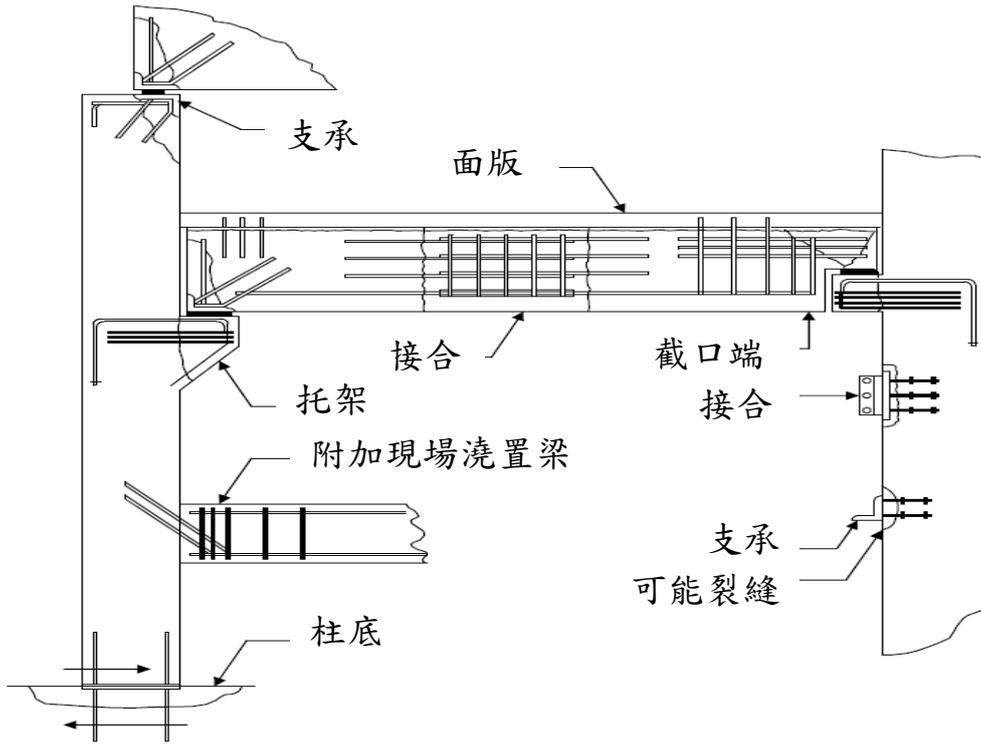


圖 2-1 剪力摩擦觀念之應用及可能開裂位置[4]

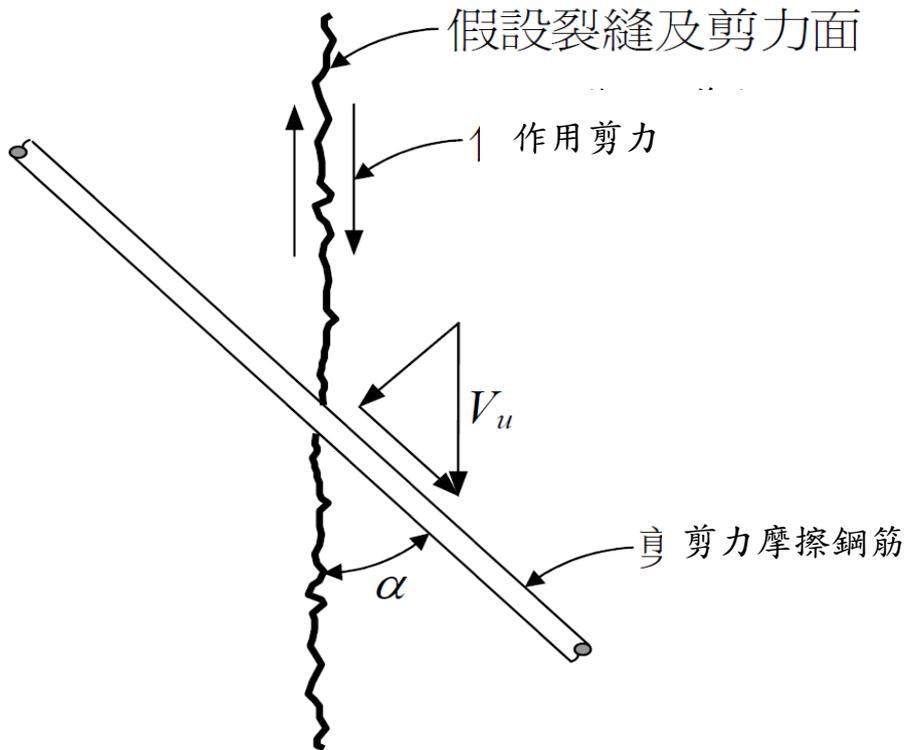
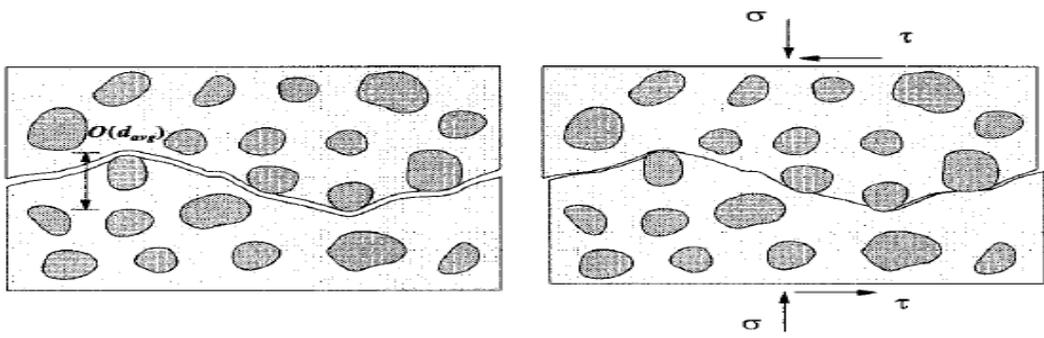
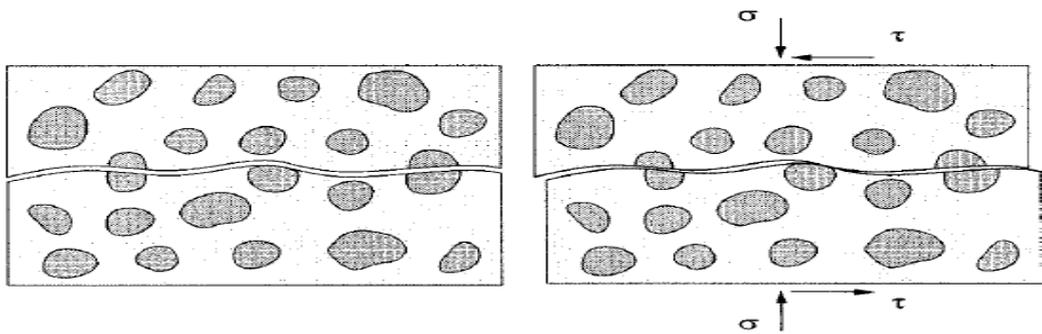


圖 2-2 剪力摩擦理論[4]



一般強度混凝土

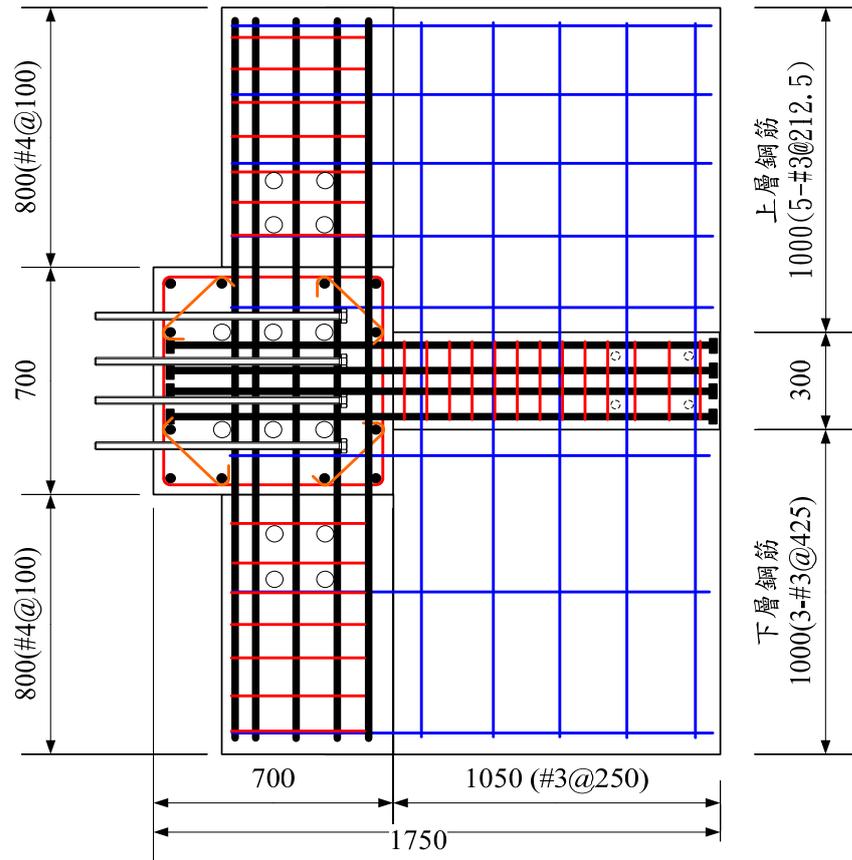


高強度混凝土

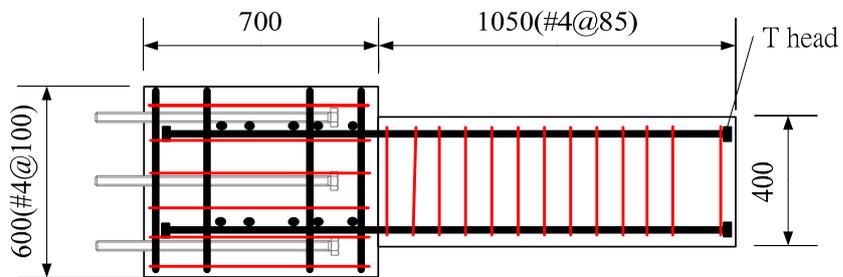
圖 2-3 不同強度混凝土交接面裂縫剖面[10]



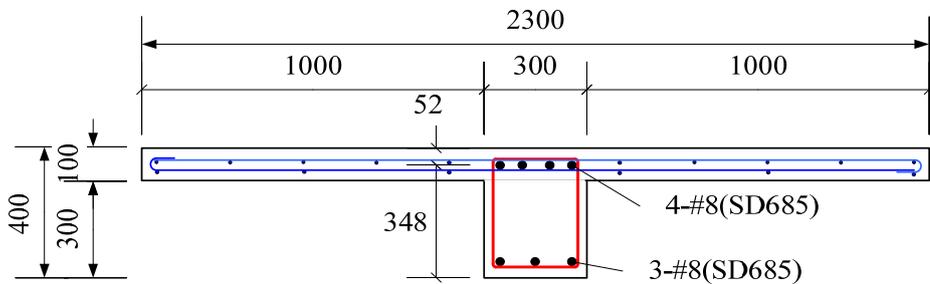
圖 2-4 橋樑施工縫損害實例[13]



上視圖



側視圖



斷面圖

單位:mm

圖 3-1 試體 HT1b 鋼筋配置圖

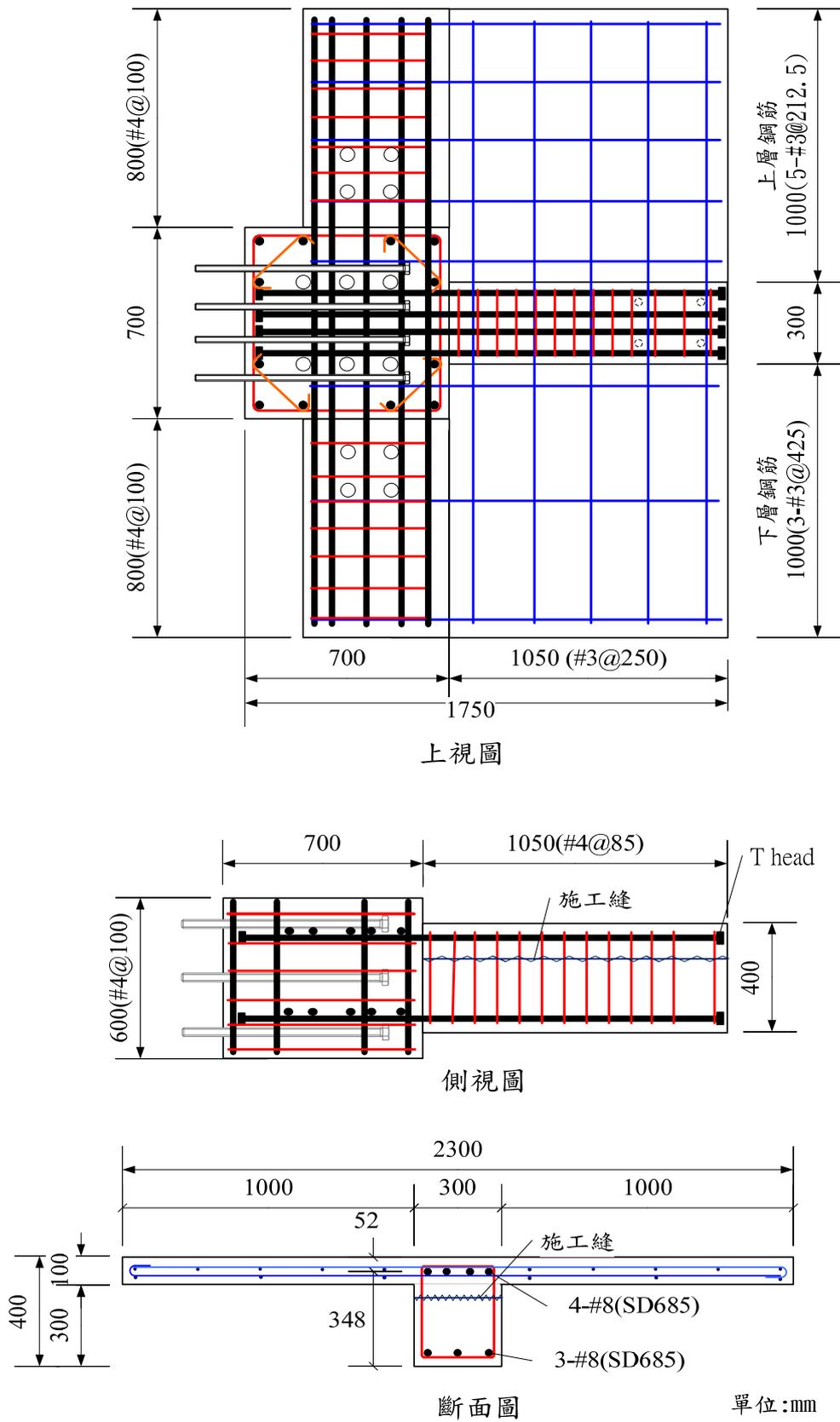


圖 3-2 試體 HT1bj 鋼筋配置圖



圖 3-3 鋼筋拉伸試驗鋼筋



圖 3-4 鋼筋伸長率量測



圖 3-5 光學測量儀-圓柱試體三分點



圖 3-6 混凝土抗拉試體澆鑄



圖 3-7 混凝土抗拉實驗前置處理-試體磨平



圖 3-8 混凝土抗拉實驗

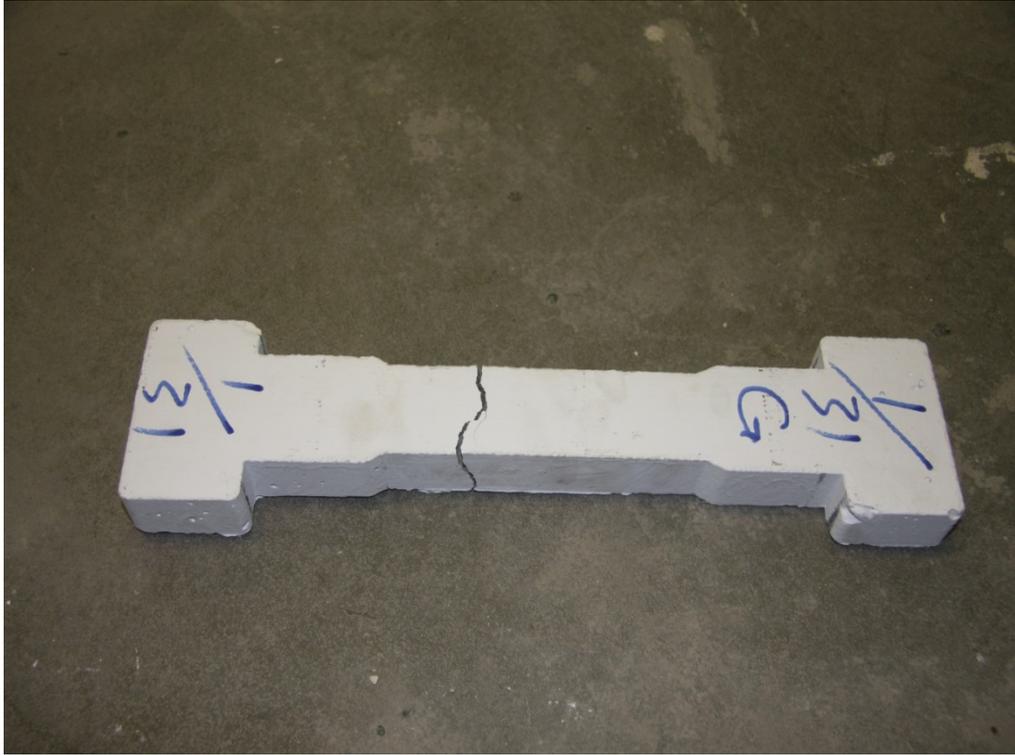


圖 3-9 混凝土抗拉試體破壞

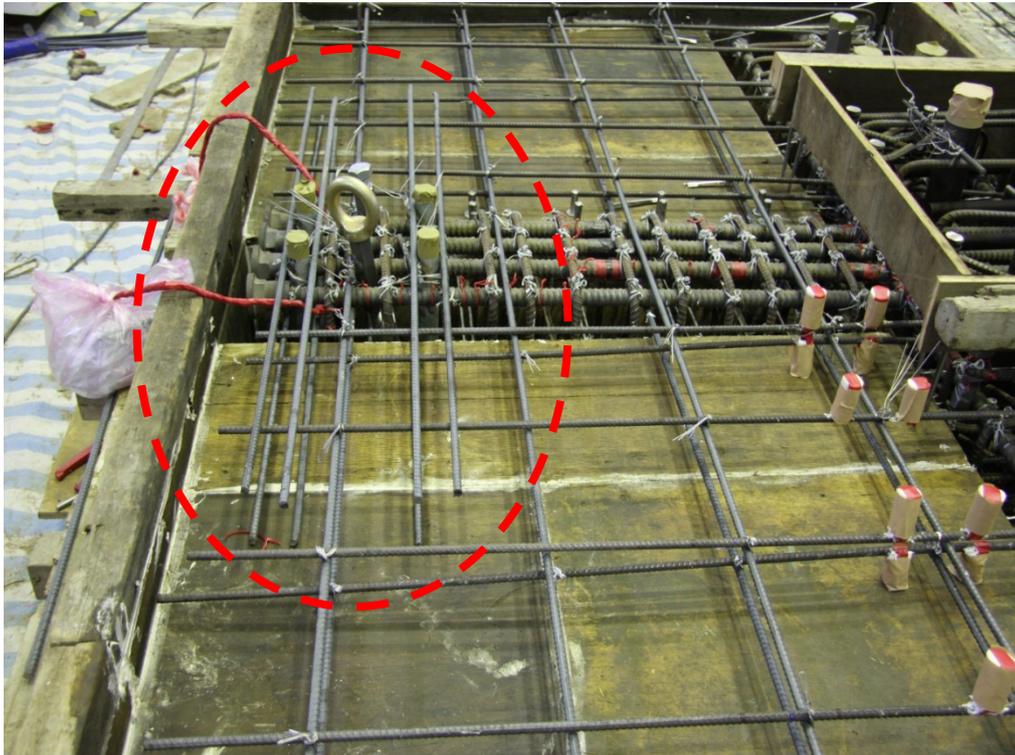


圖 3-10 試體前端配置綴縫筋

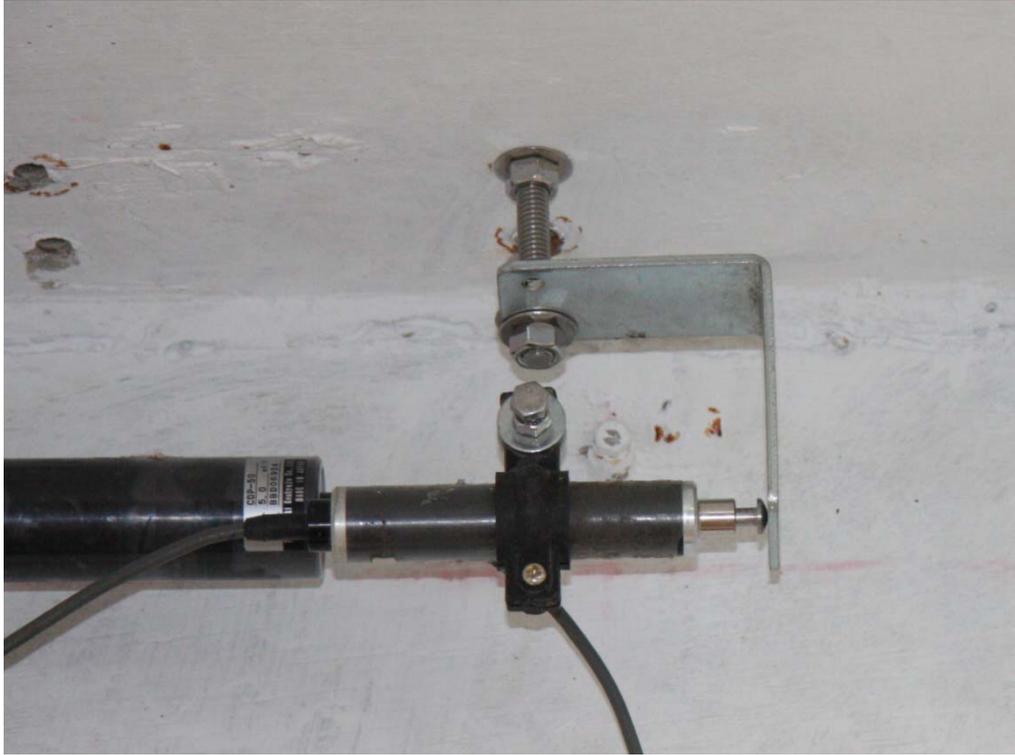


圖 3-11 交接面滑移計架設

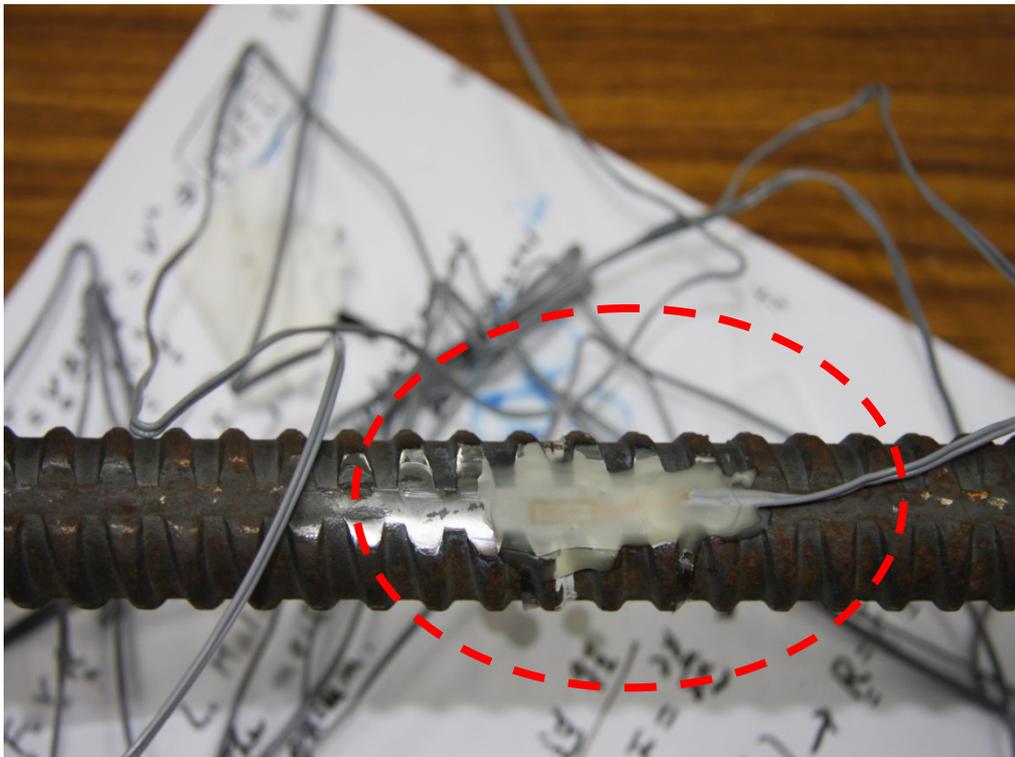


圖 3-12 石蠟包覆應變計



圖 3-13 應變計黏貼完成圖



圖 3-14 試體鋼筋籠組裝

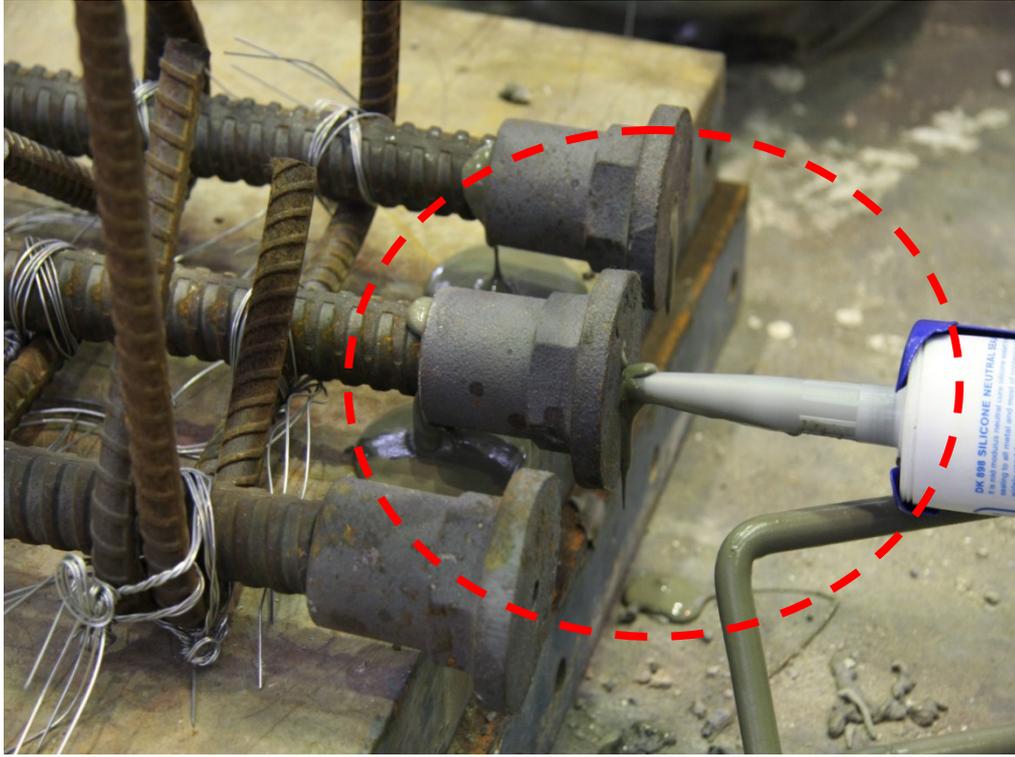


圖 3-15 試體主筋 T 頭填充續接砂漿

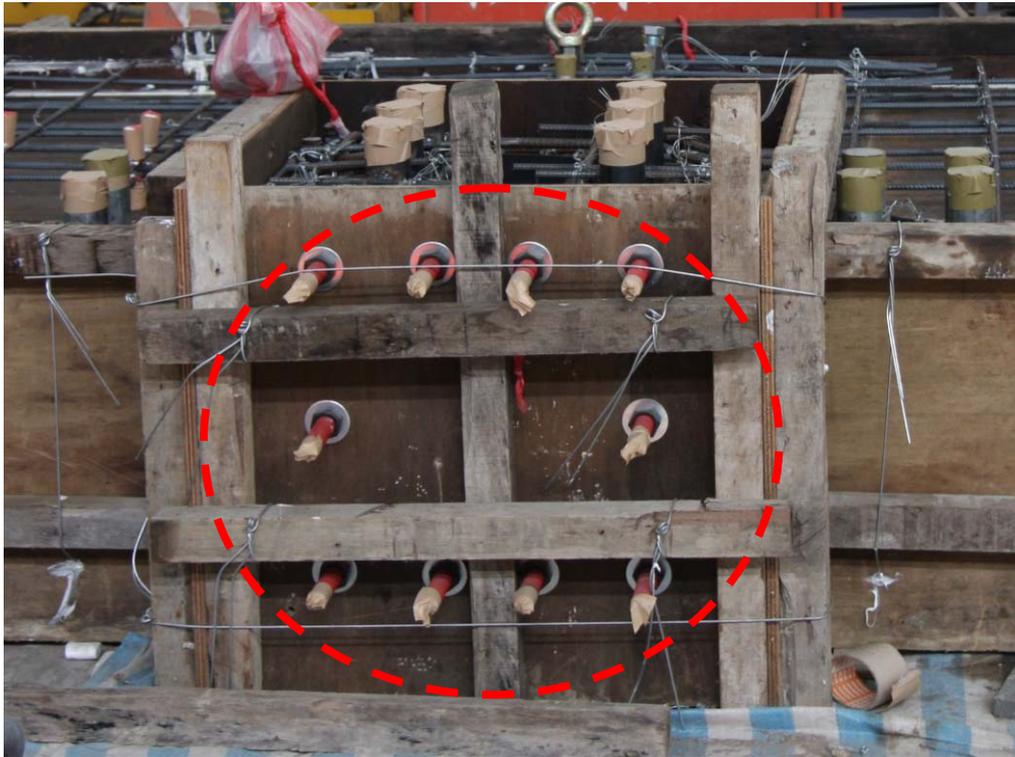


圖 3-16 試體預埋中碳鋼螺桿

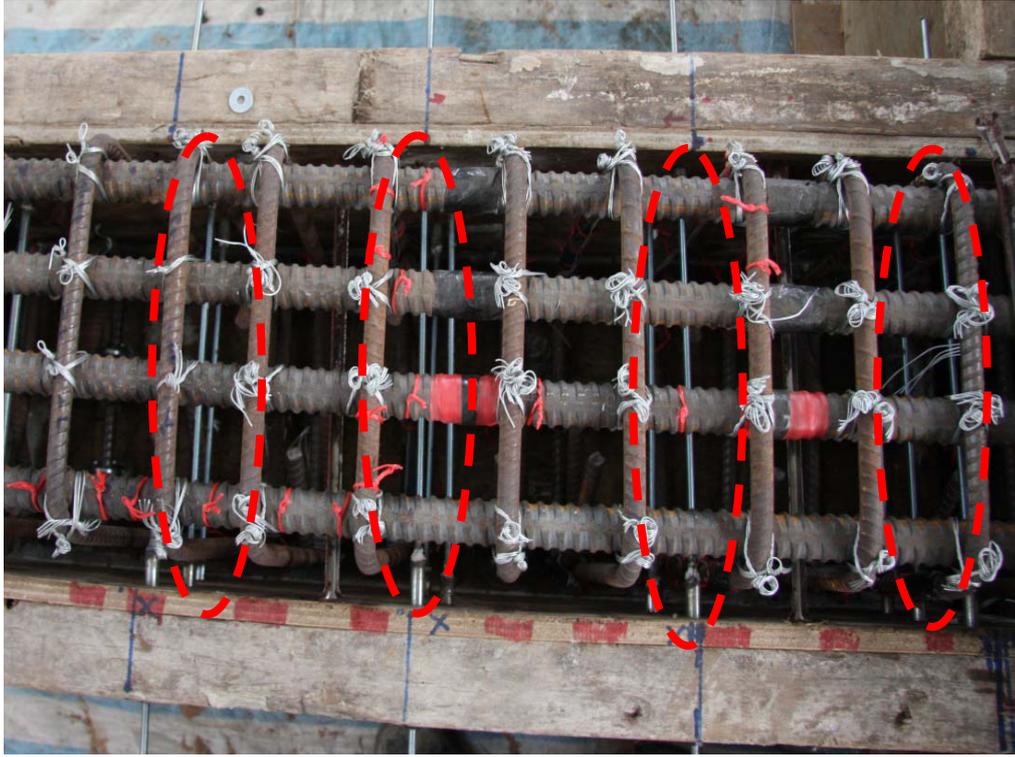


圖 3-17 試體預埋 M6 母螺栓

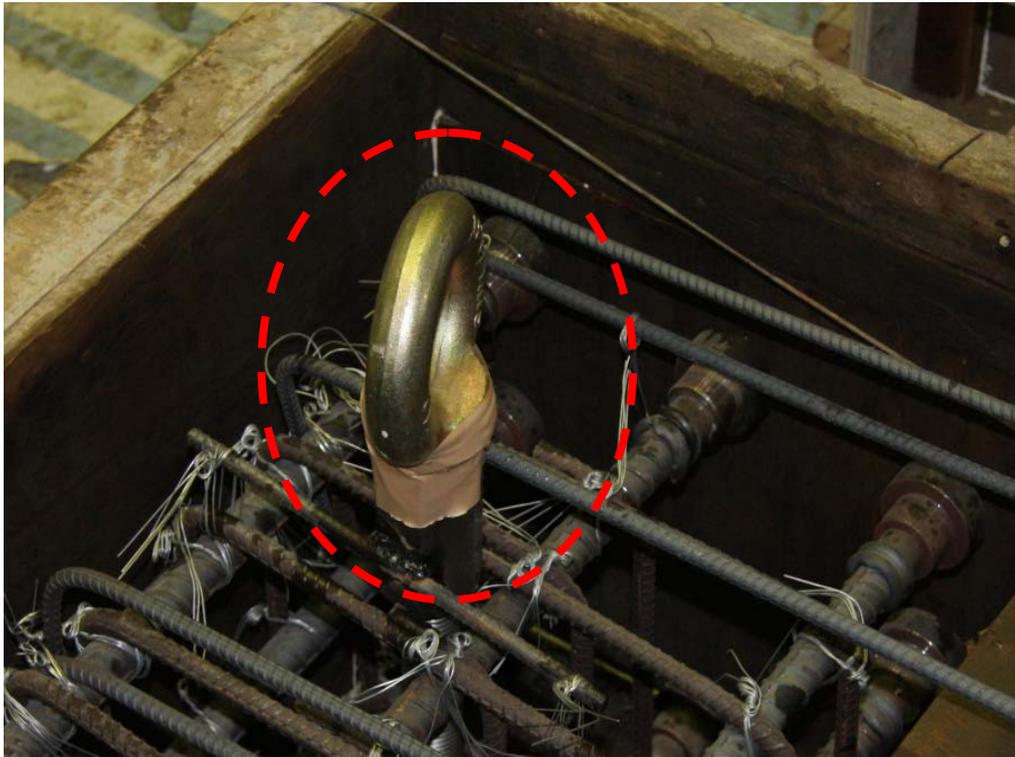


圖 3-18 試體預埋 M36 吊環

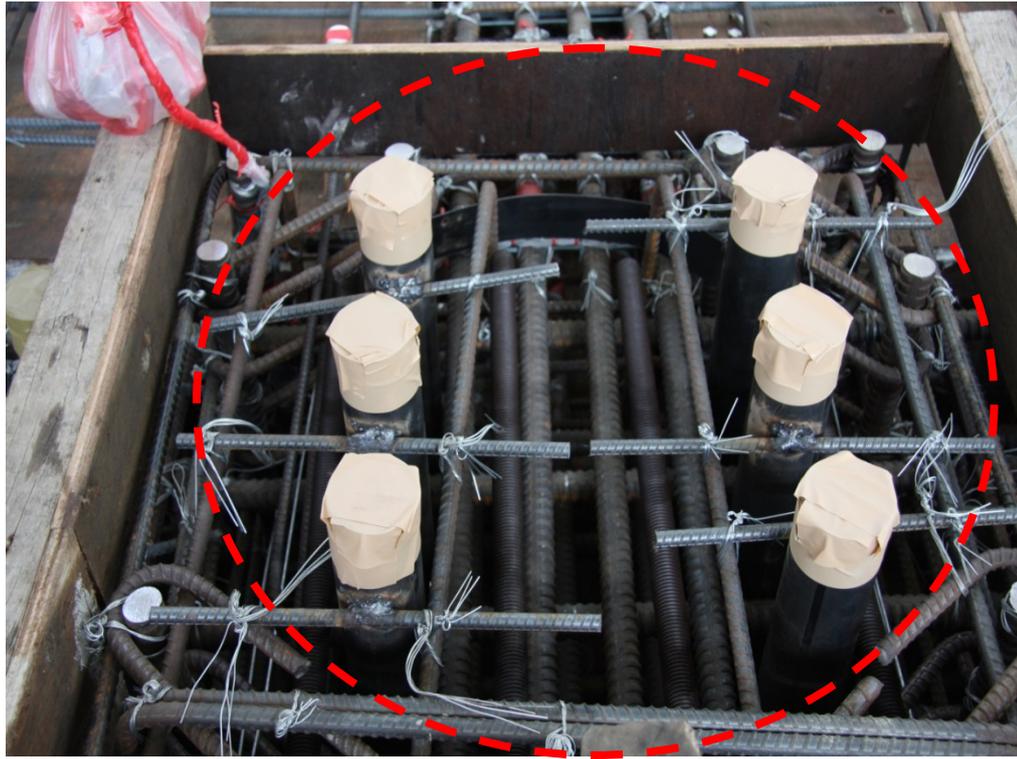


圖 3-19 試體柱頭區鍍鋅鐵管固定

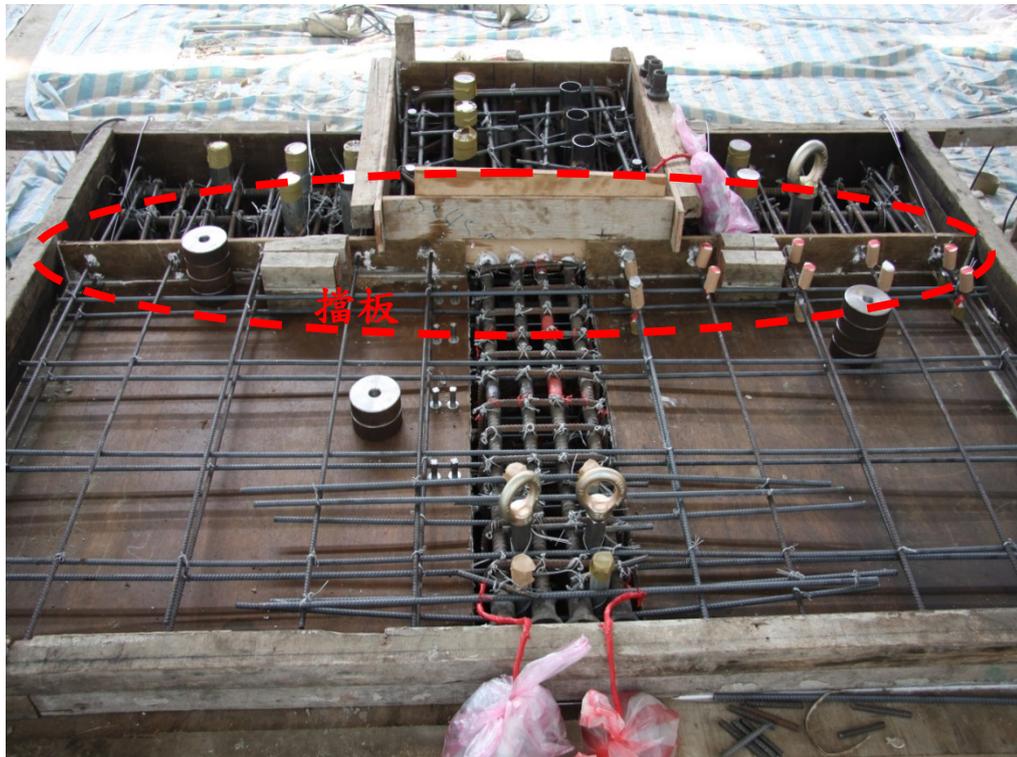


圖 3-20 HT1bj 試體模板完成照片



圖 3-21 HT1bj 試體架設免拆模板



圖 3-22 HT1b 試體坍度照片



圖 3-23 HT1b 試體澆鑄結束



圖 3-24 HT1bj 試體交接面情形(位於翼版下五公分)



圖 3-25 HT1bj 試體坍度實驗



圖 3-26HT1bj 試體第二次澆鑄結束

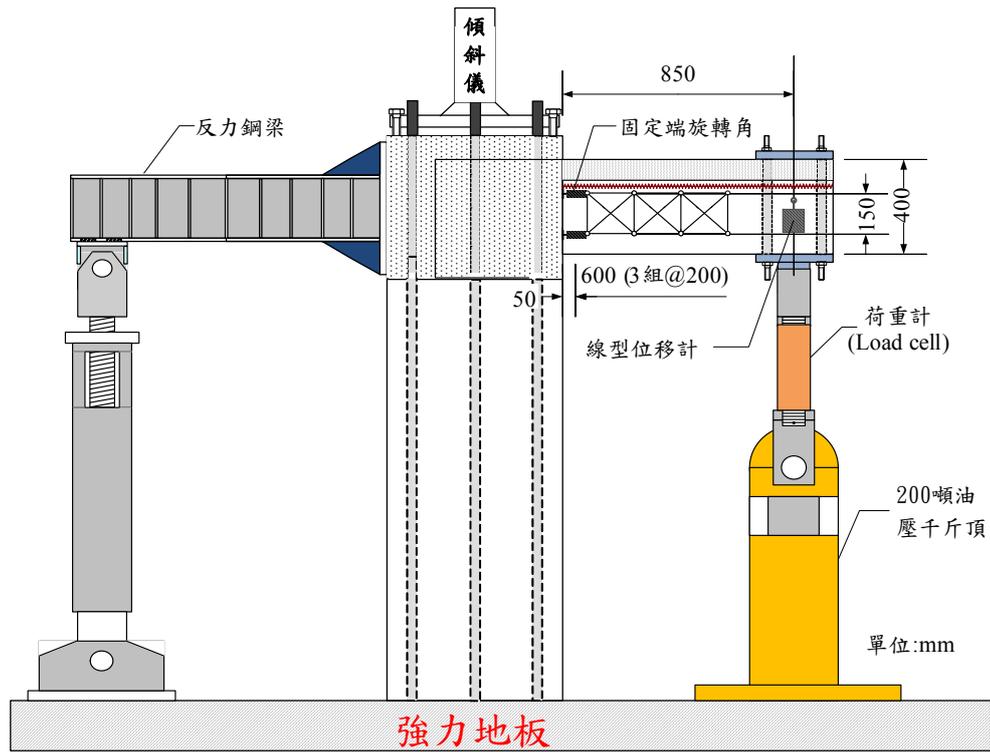
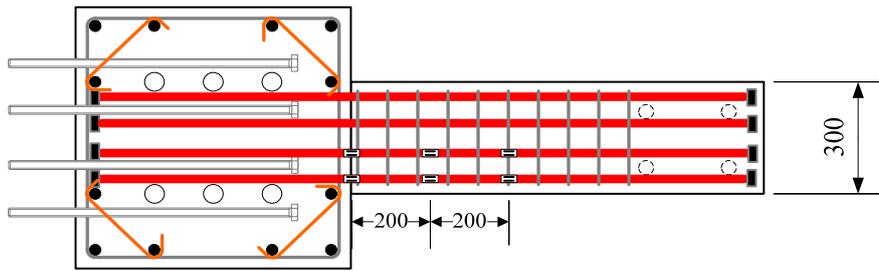


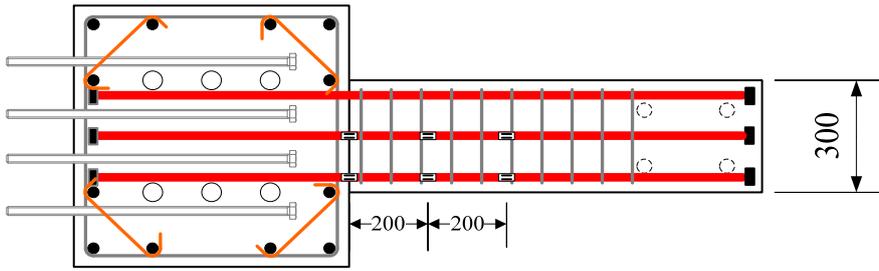
圖 3-27 實驗試體架設



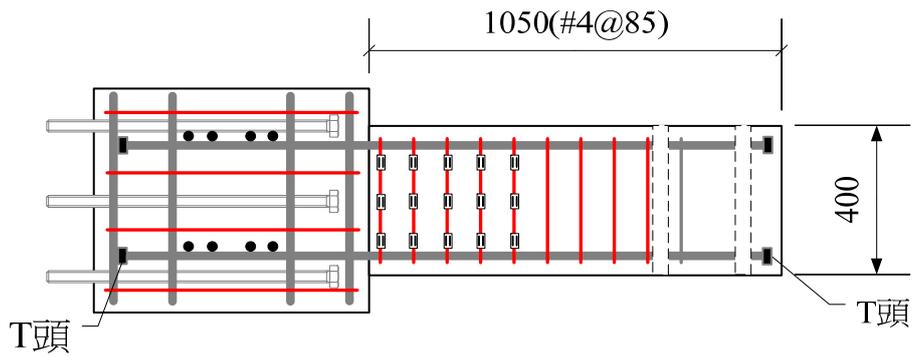
圖 3-28 反力鋼梁架設圖



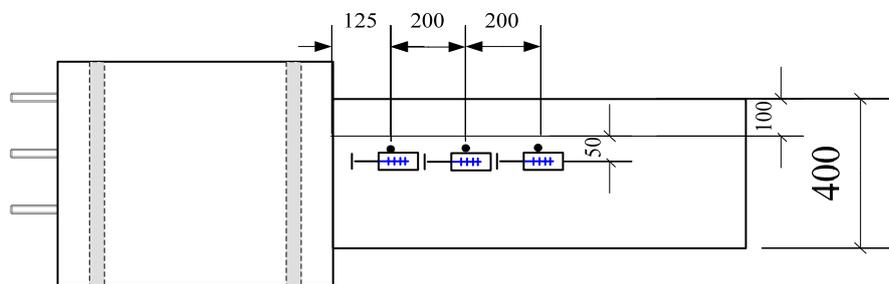
▣ Strain gage (a)上層主筋測計配置圖



▣ Strain gage (b)下層主筋測計配置圖

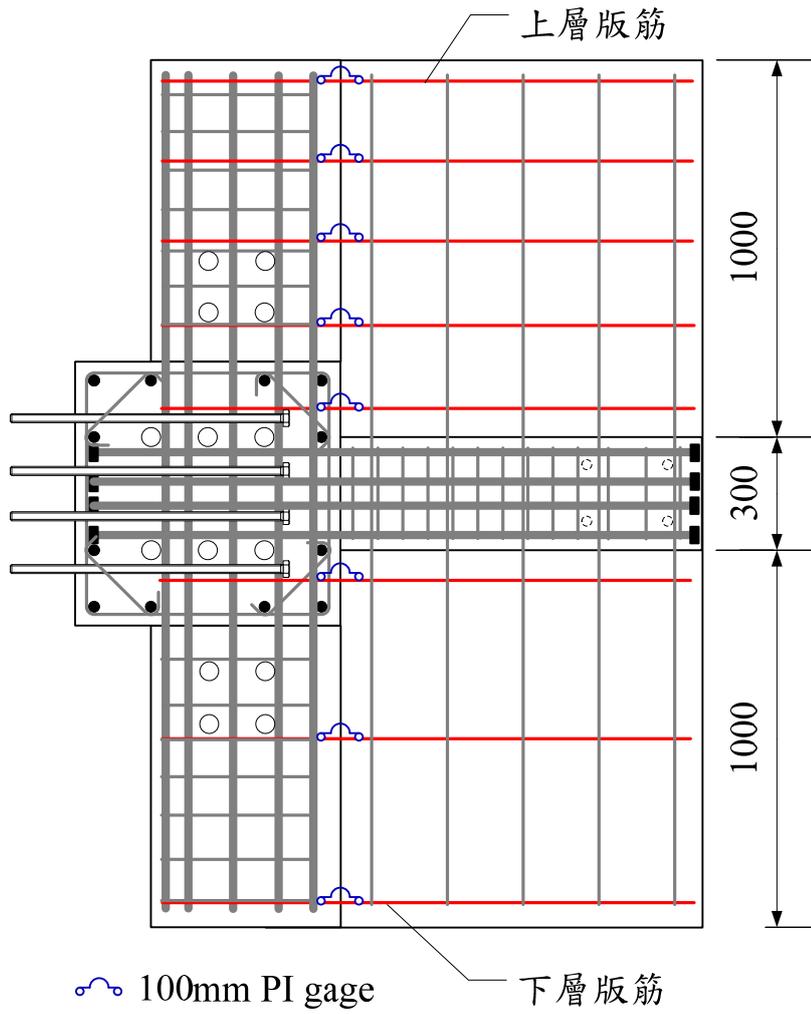


▣ Strain gage (c)梁腹箍筋測計配置圖

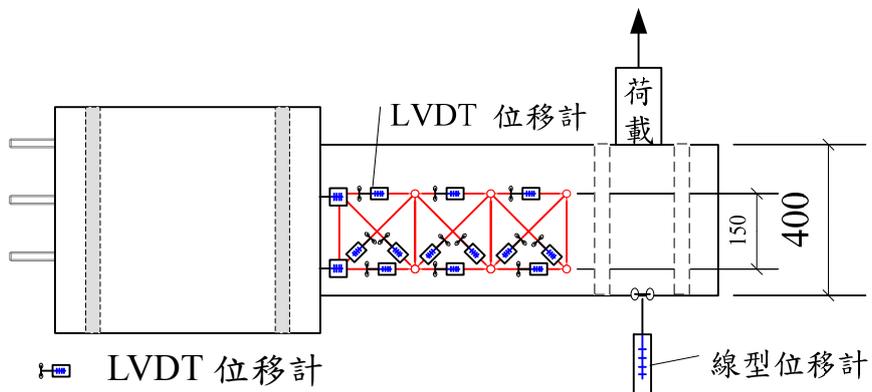


▣ 滑移計 (d)交接面測計配置圖 單位:mm

圖 3-29 試體測計配置圖



(e)翼版版筋測計配置圖



(f)梁腹混凝土矩形應力塊測計配置圖 單位:mm

圖 3-30 試體測計配置圖(續)

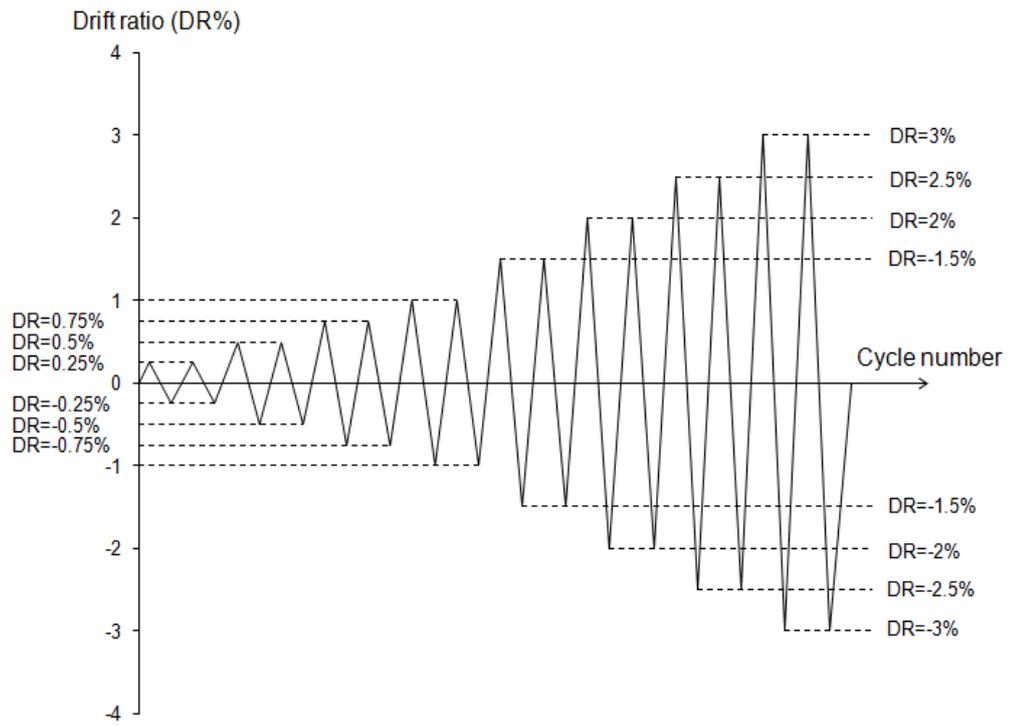


圖 3-31 實驗加載程序圖



圖 3-32 混凝土矩形應力塊測計架設圖

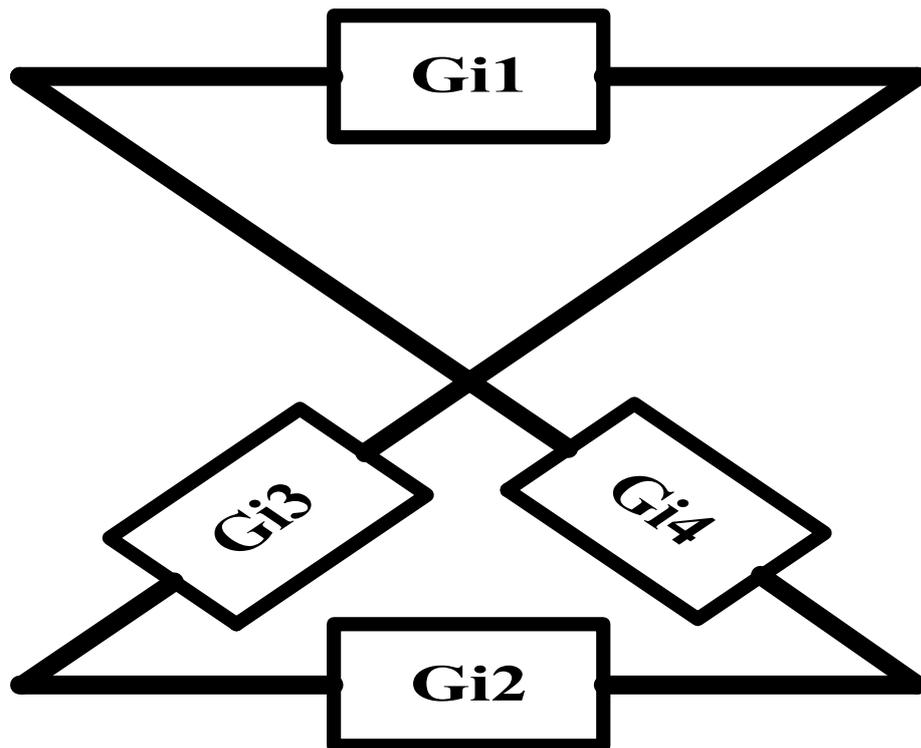


圖 3-33 梁腹矩形應力塊示意圖

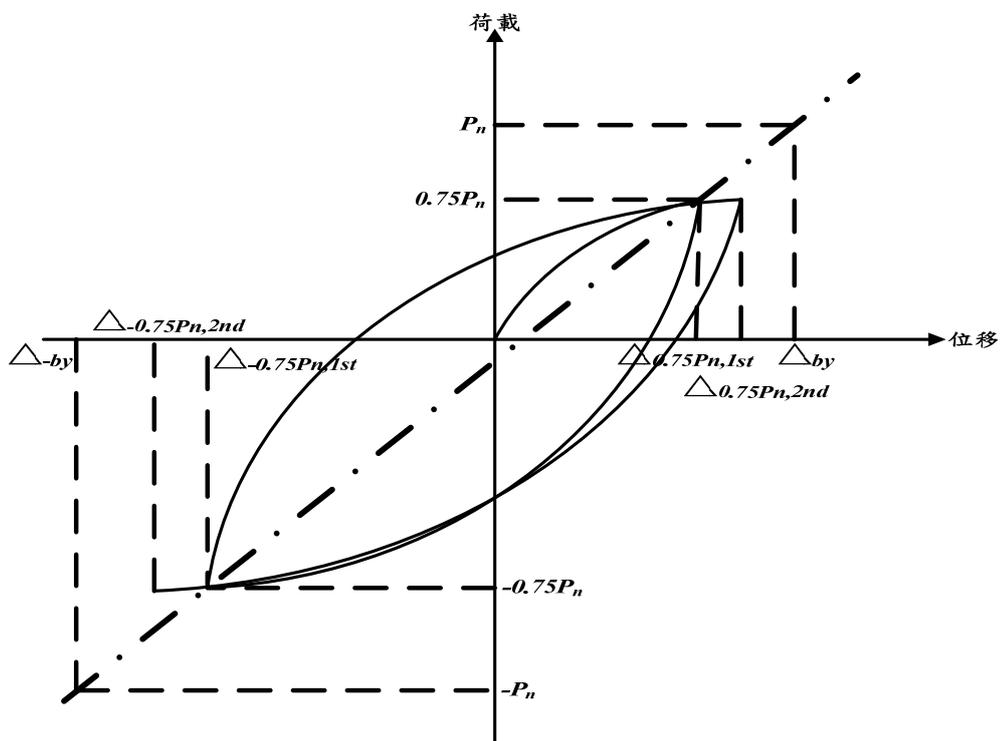


圖 3-34 降伏位移求法示意圖

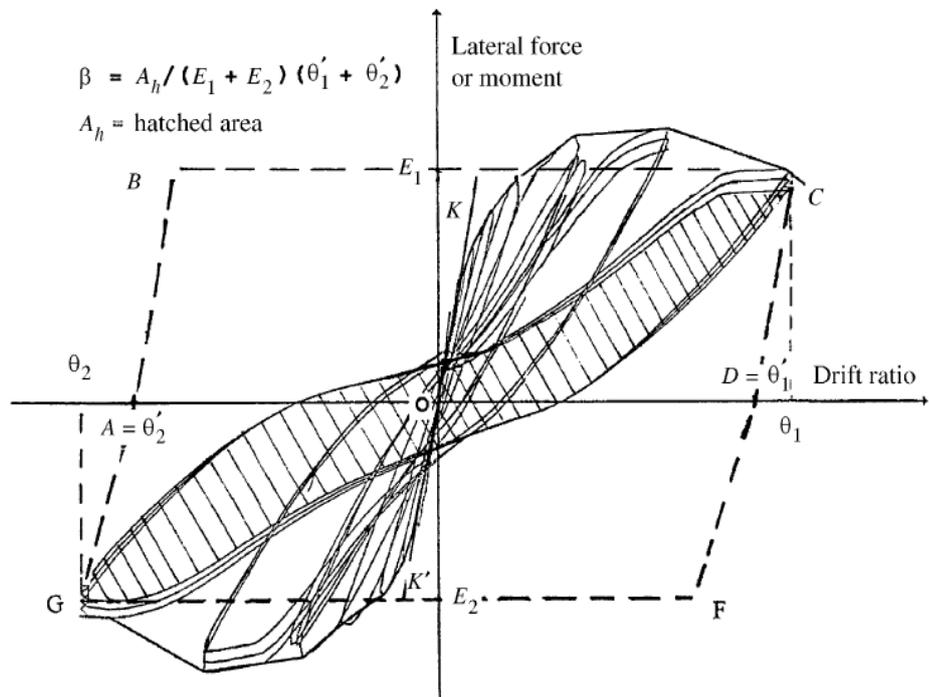


圖 3-35 相對消散能量比計算示意圖

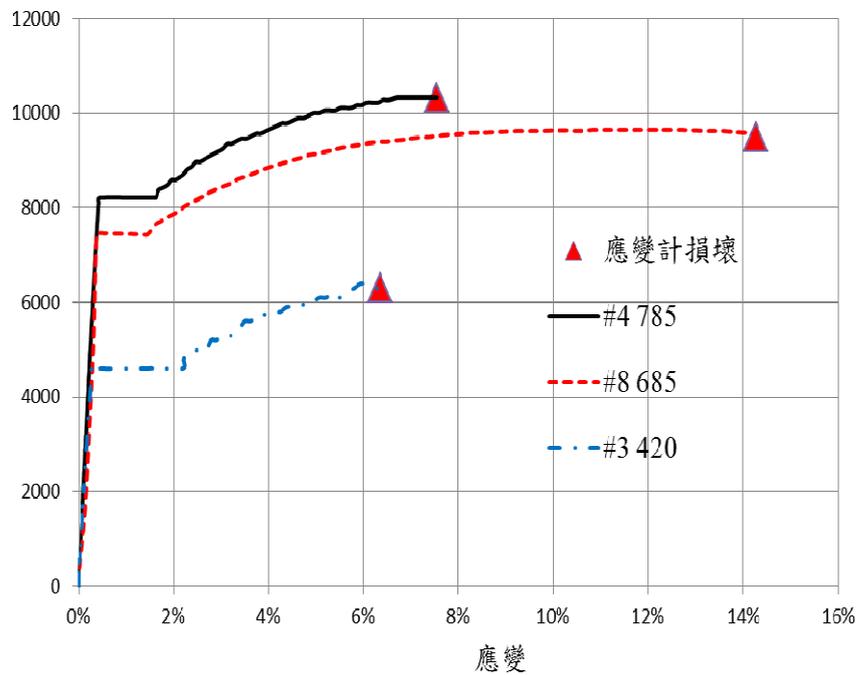


圖 3-36 實驗鋼筋應力應變圖

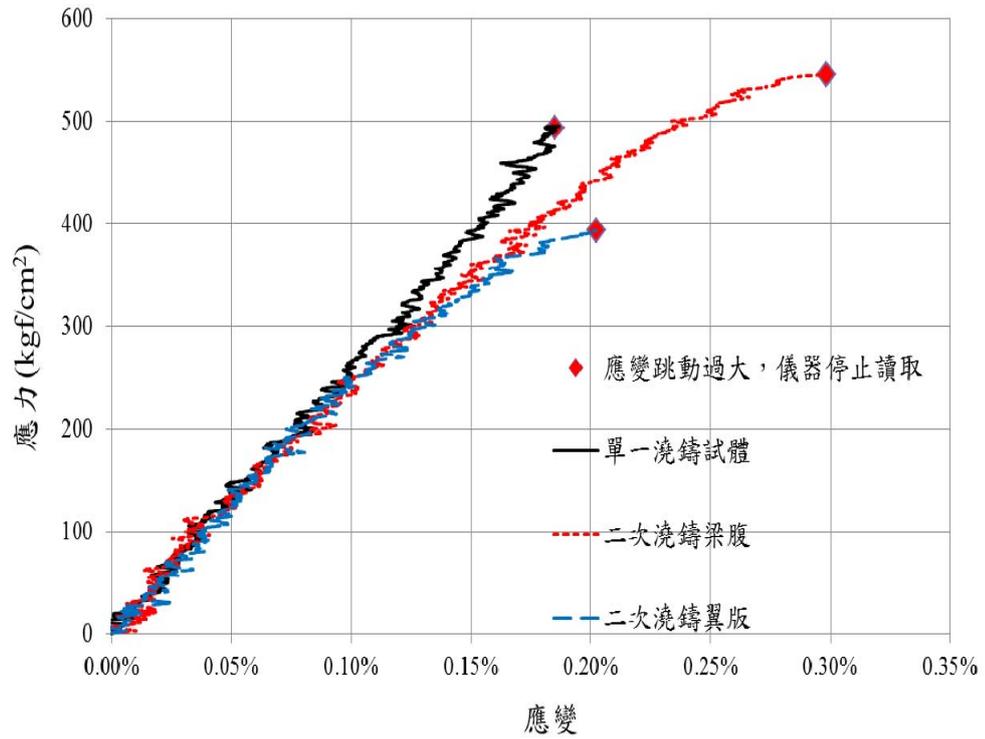


圖 3-37 混凝土應力應變曲線

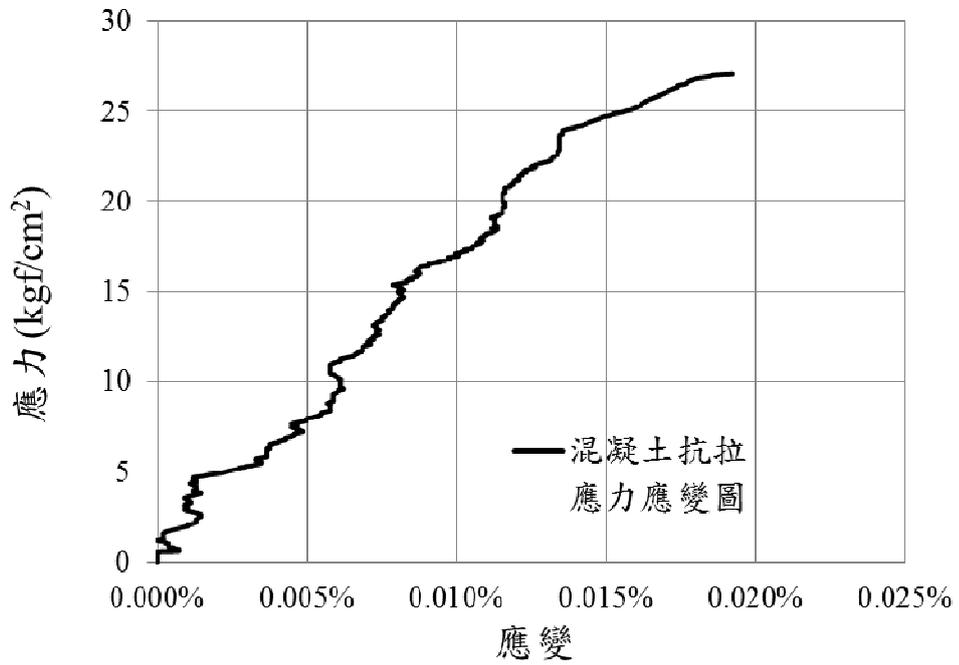


圖 3-38 混凝土抗拉應力應變曲線



圖 3-39 施加預力系統設置

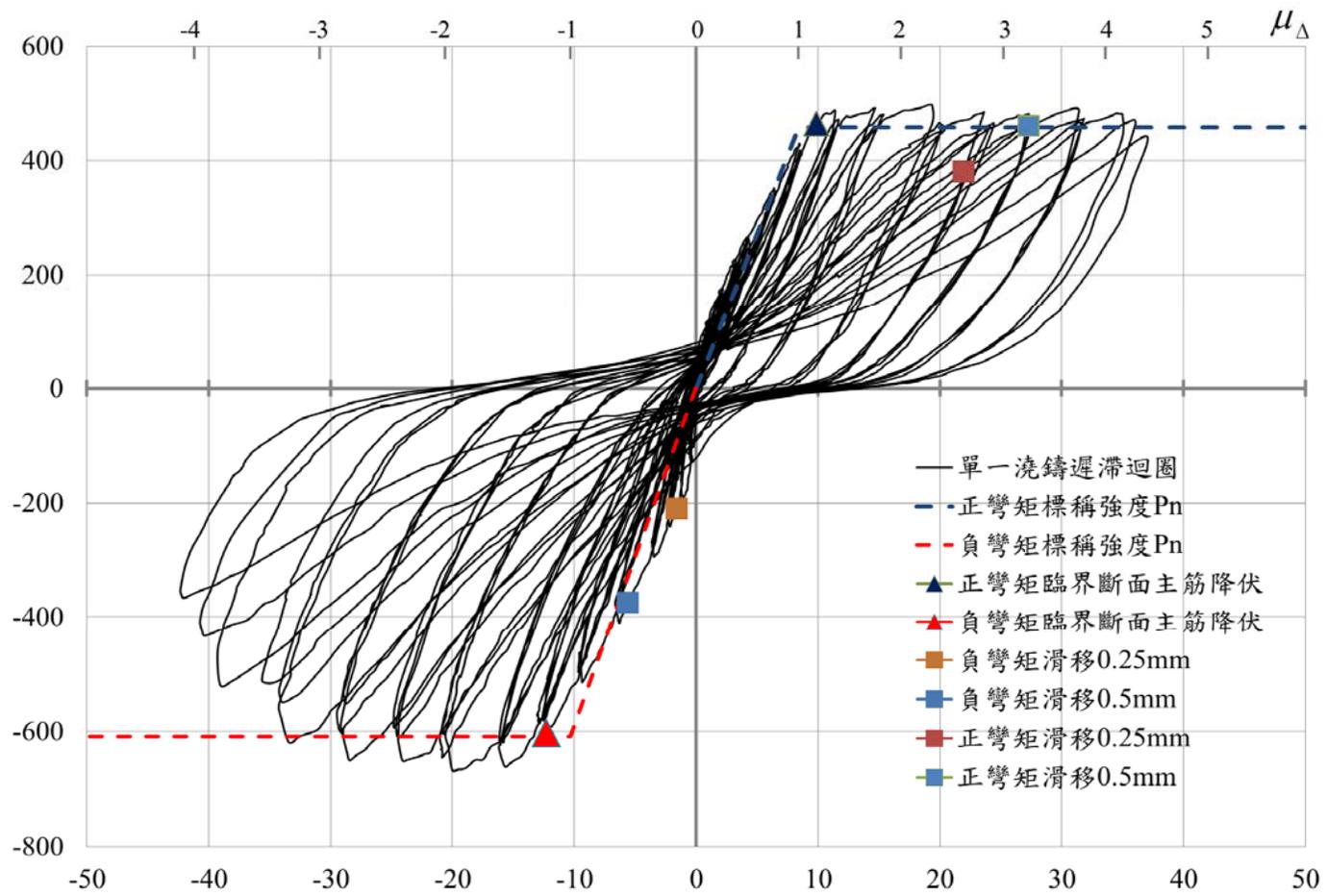
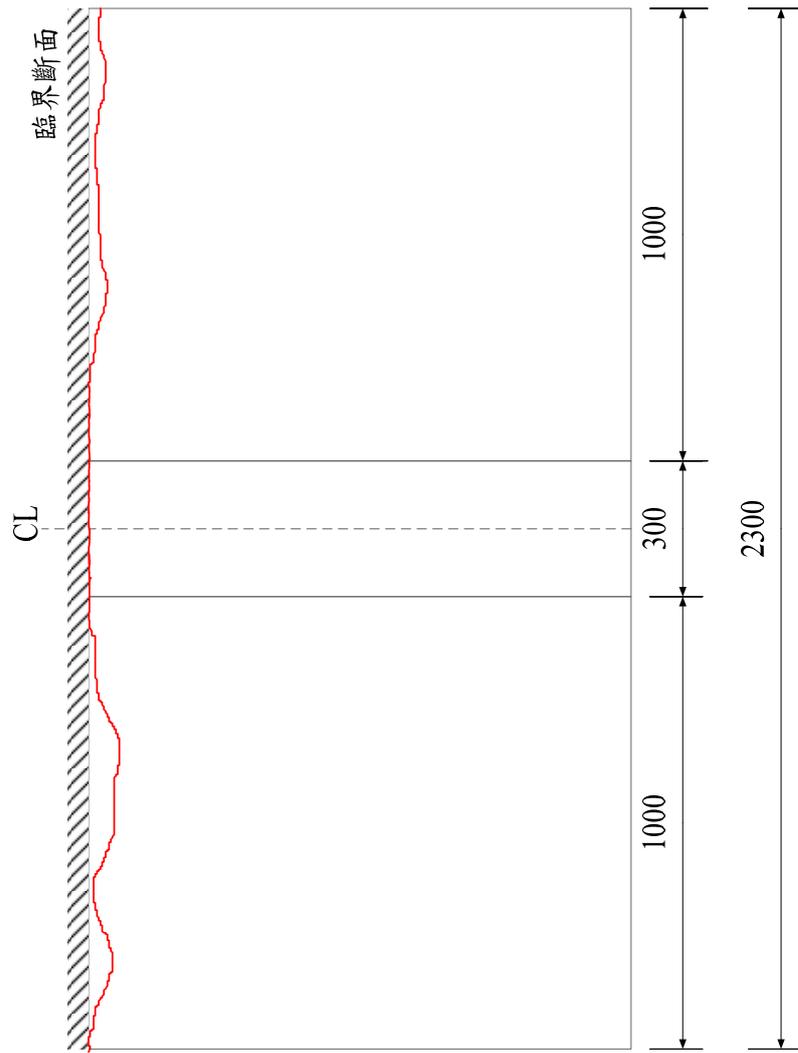
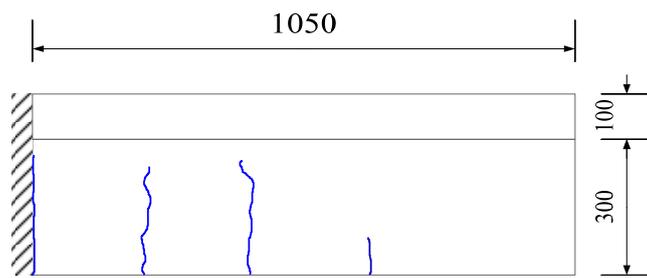


圖 4-1 HT1b 單一澆鑄試體遲滯迴圈圖



版頂俯視圖



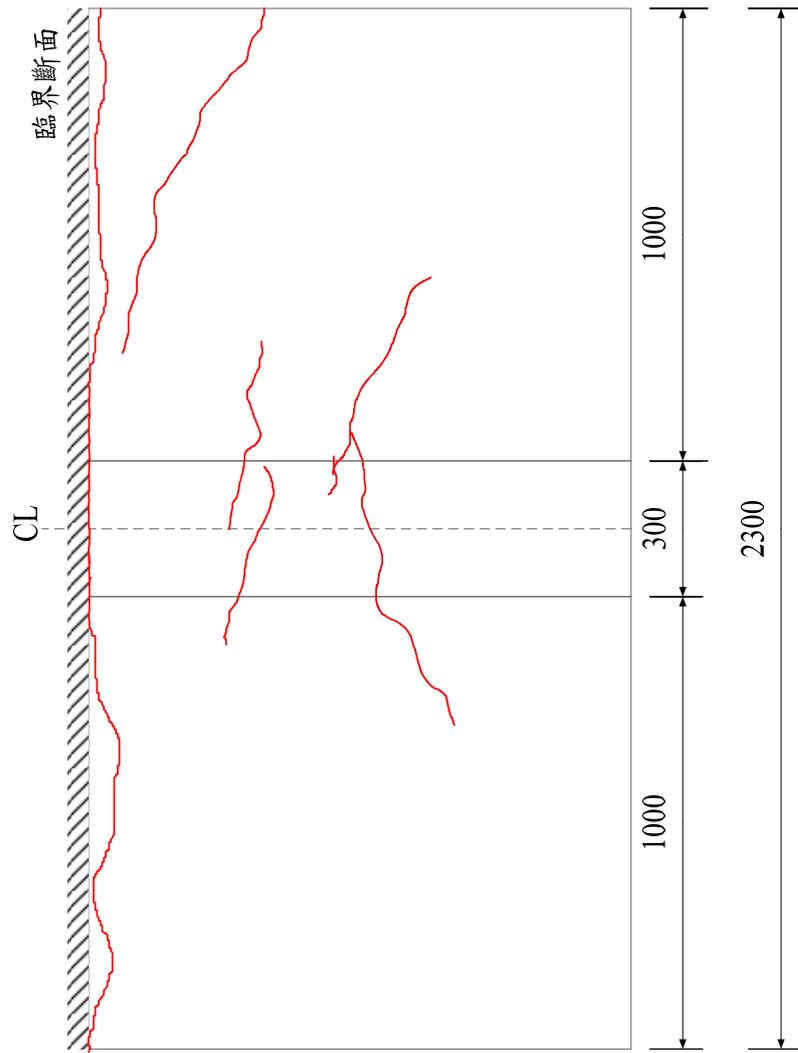
梁區側視圖



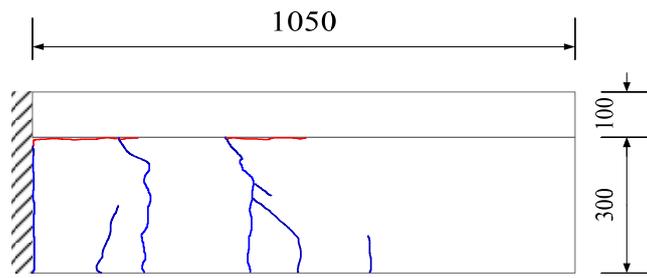
梁區底部圖

單位(mm)

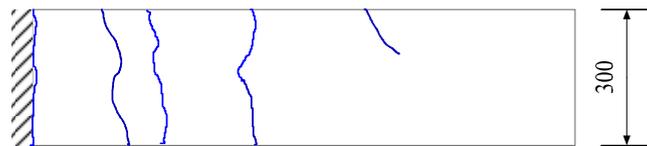
圖 4-2 HT1b 單一澆鑄試體 0.25% 裂縫圖



版頂俯視圖



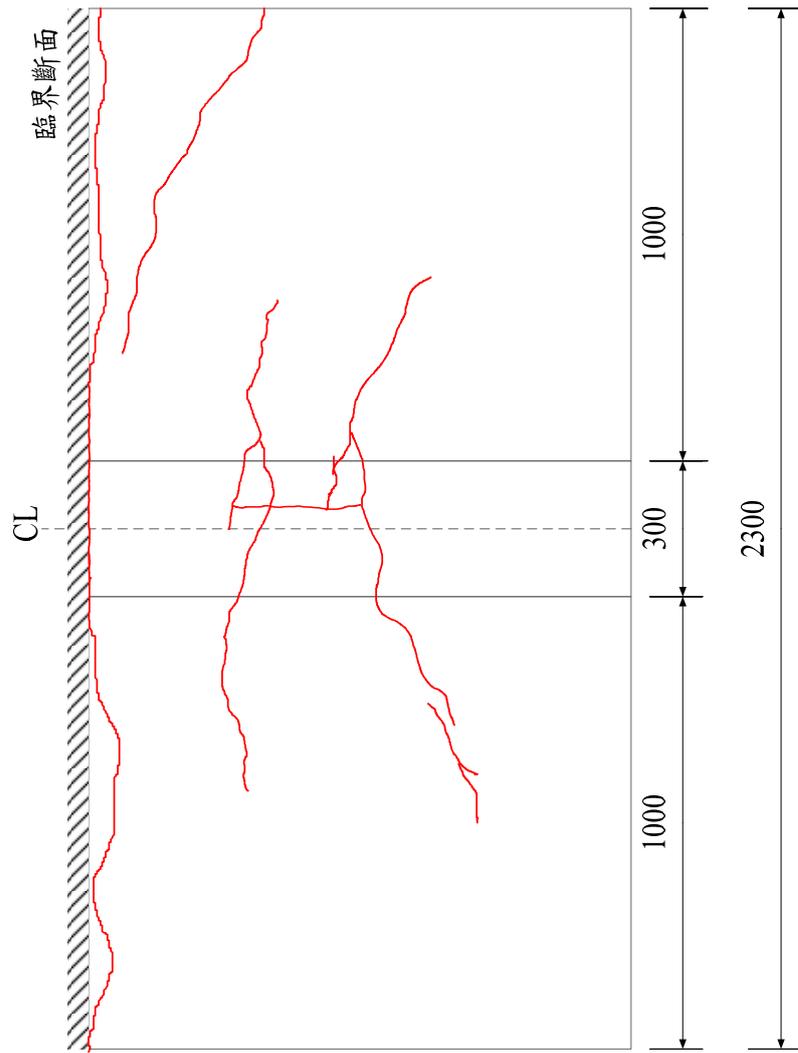
梁區側視圖



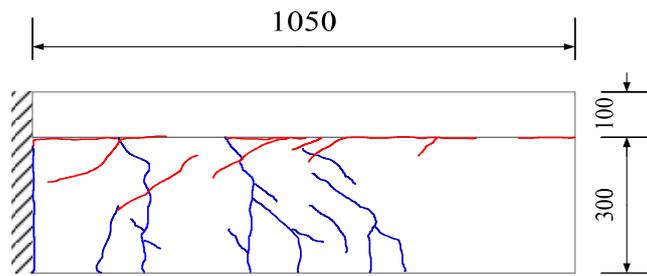
梁區底部圖

單位(mm)

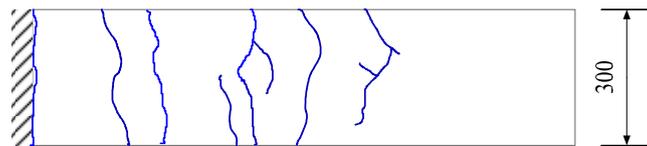
圖 4-3 HT1b 單一澆鑄試體 0.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



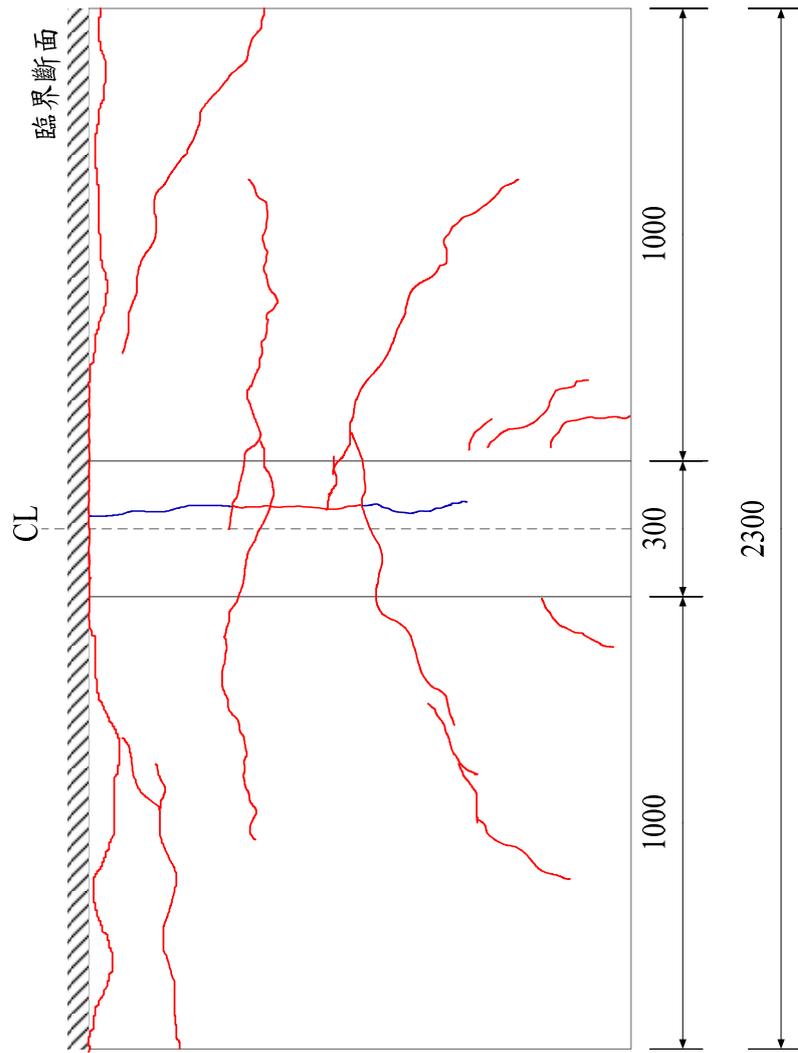
梁區側視圖



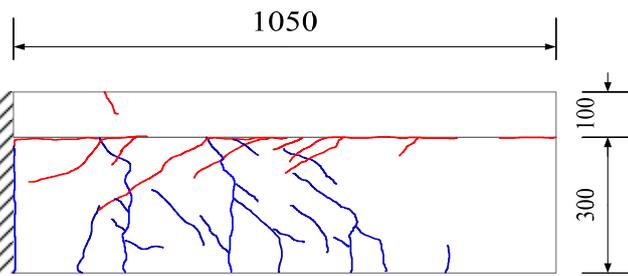
梁區底部圖

單位(mm)

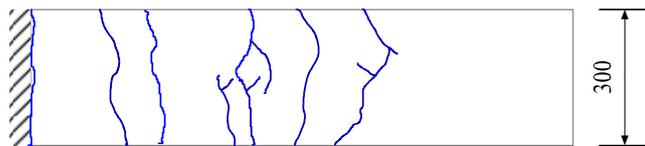
圖 4-4 HT1b 單一澆鑄試體 0.75% 裂縫圖



版頂俯視圖



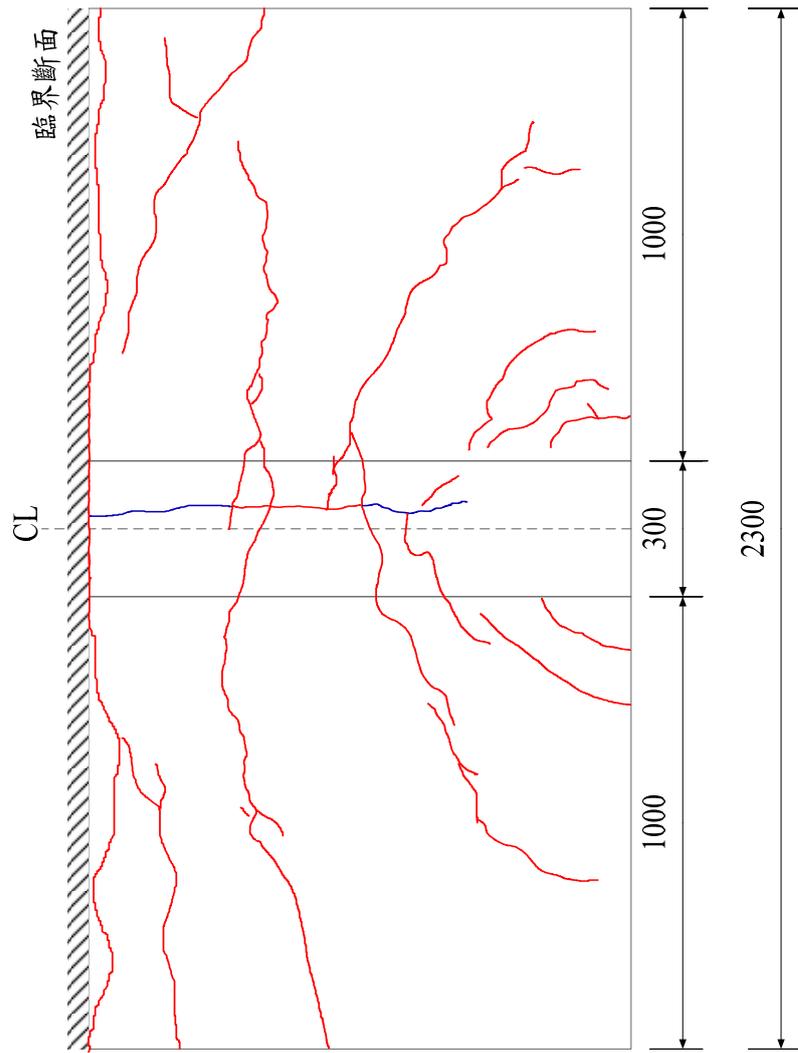
梁區側視圖



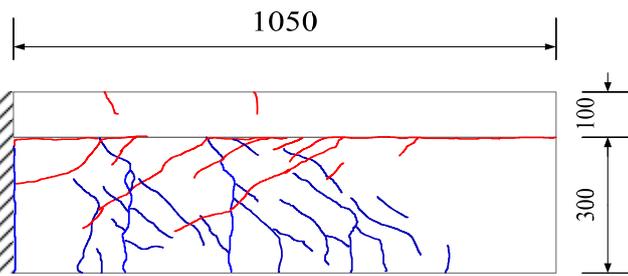
梁區底部圖

單位(mm)

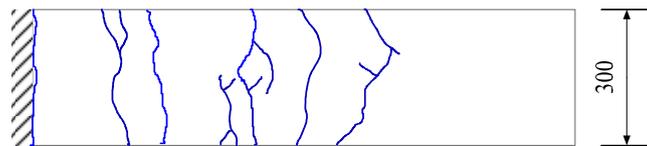
圖 4-5 HT1b 單一澆鑄試體 1% 裂縫圖



版頂俯視圖



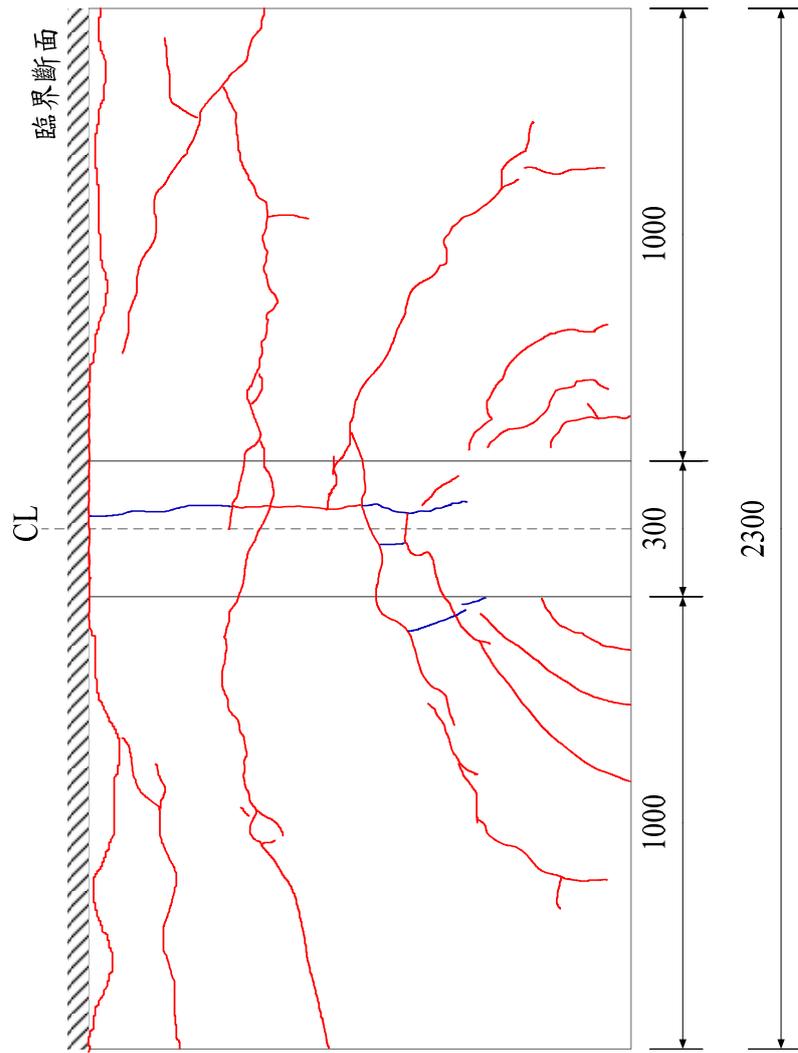
梁區側視圖



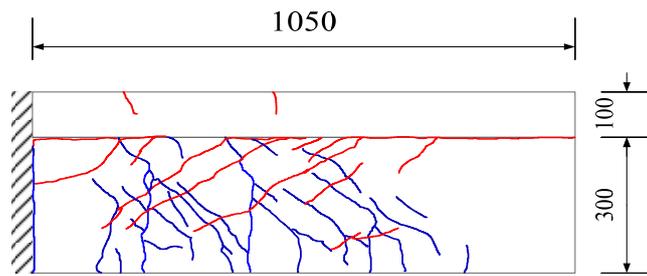
梁區底部圖

單位(mm)

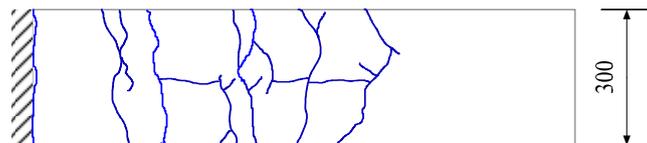
圖 4-6 HT1b 單一澆鑄試體 1.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



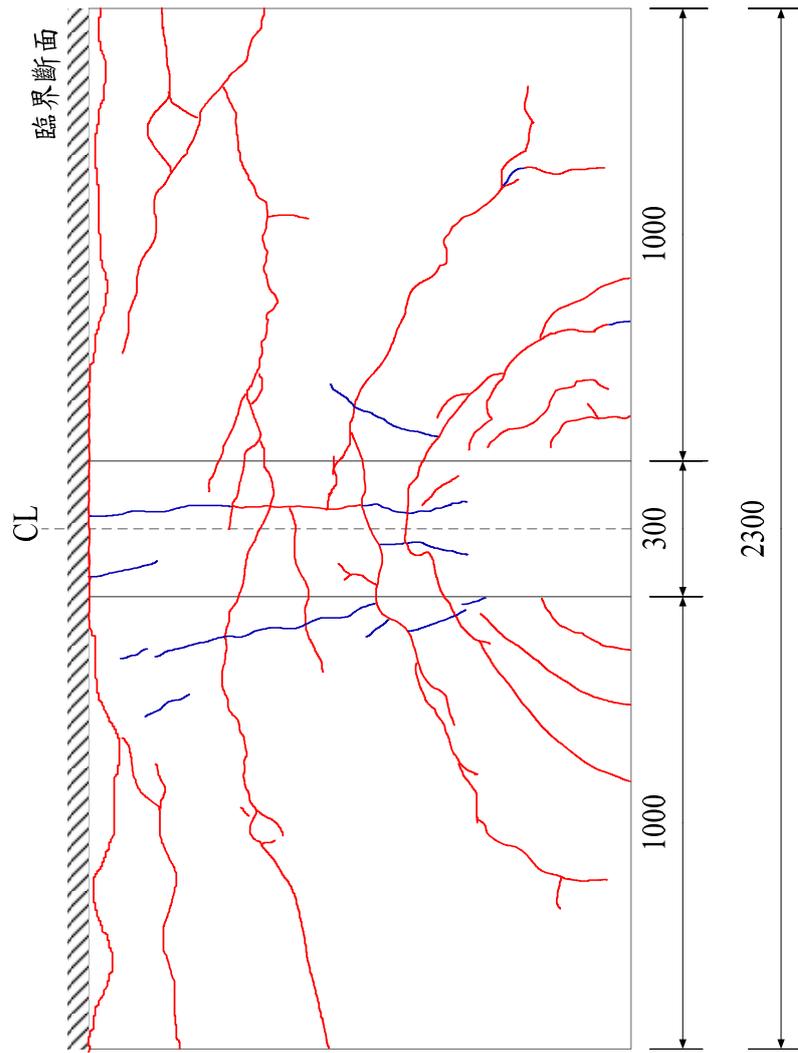
梁區側視圖



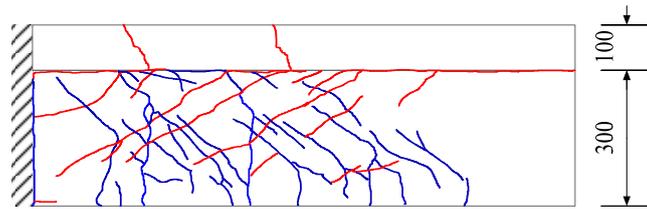
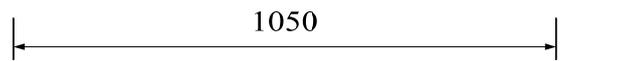
梁區底部圖

單位(mm)

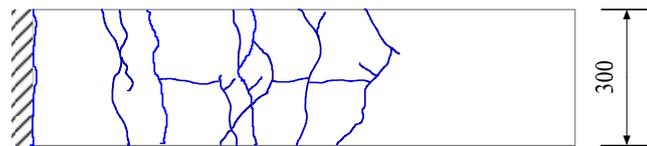
圖 4-7 HT1b 單一澆鑄試體 2%裂縫圖



版頂俯視圖



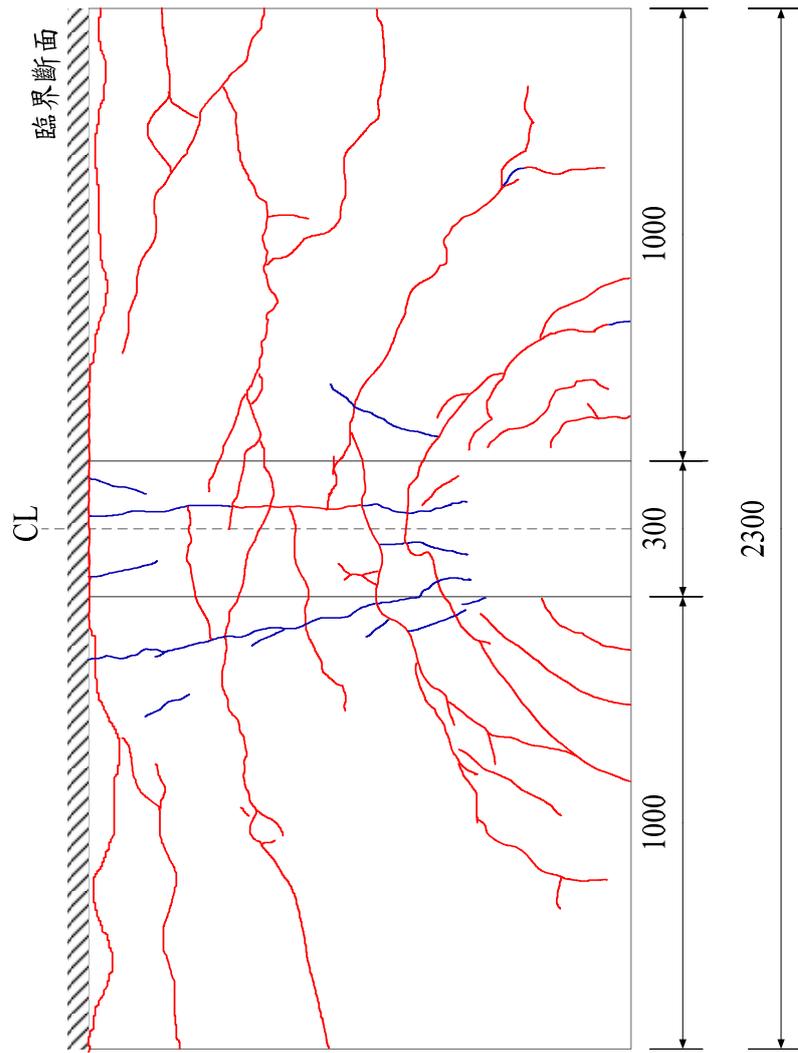
梁區側視圖



梁區底部圖

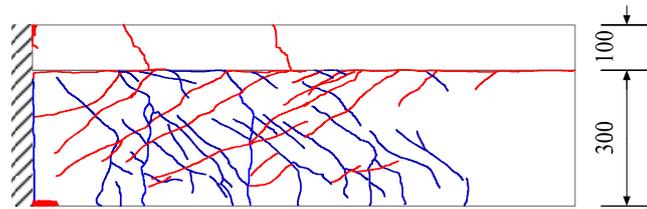
單位(mm)

圖 4-8 HT1b 單一澆鑄試體 2.5% 裂縫圖

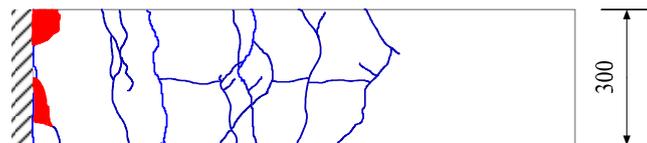


版頂俯視圖

1050



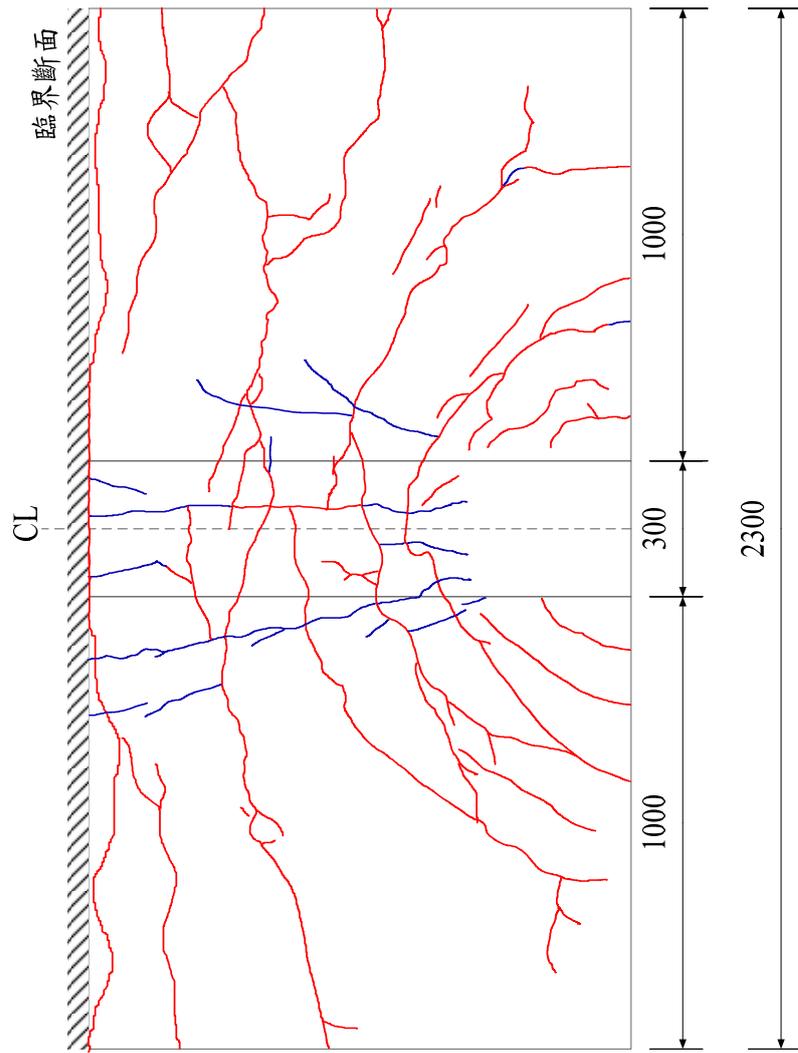
梁區側視圖



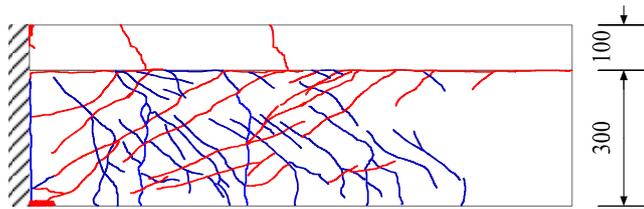
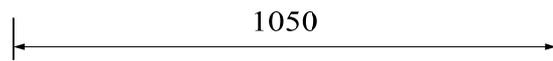
梁區底部圖

單位(mm)

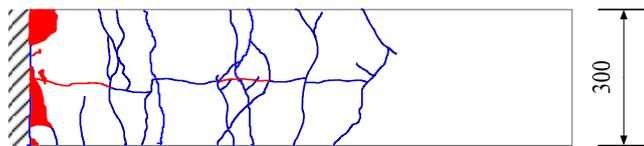
圖 4-9 HT1b 單一澆鑄試體 3% 裂縫圖



版頂俯視圖



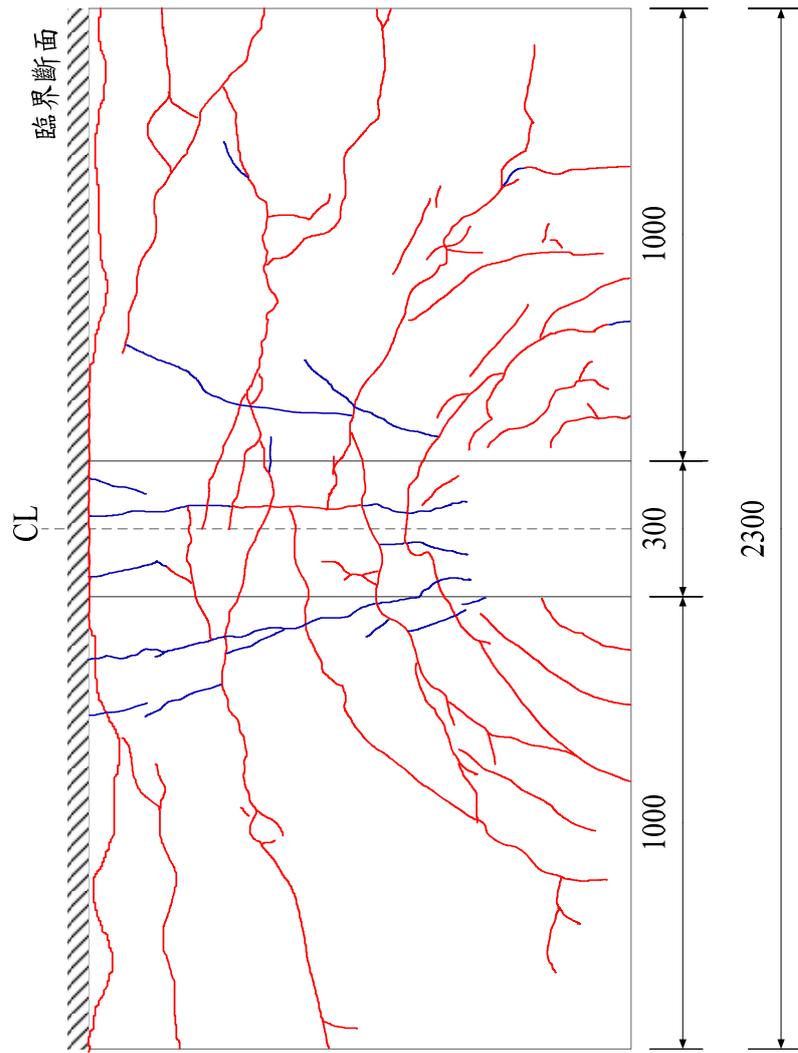
梁區側視圖



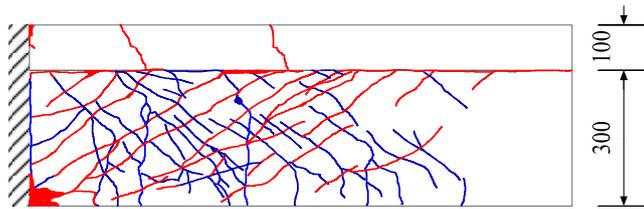
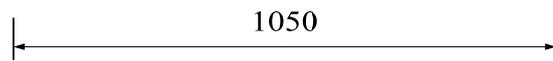
梁區底部圖

單位(mm)

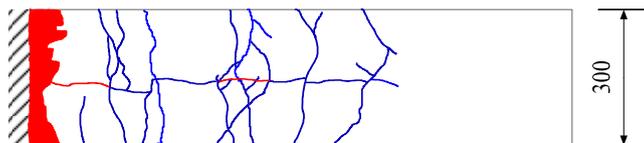
圖 4-10 HT1b 單一澆鑄試體 3.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



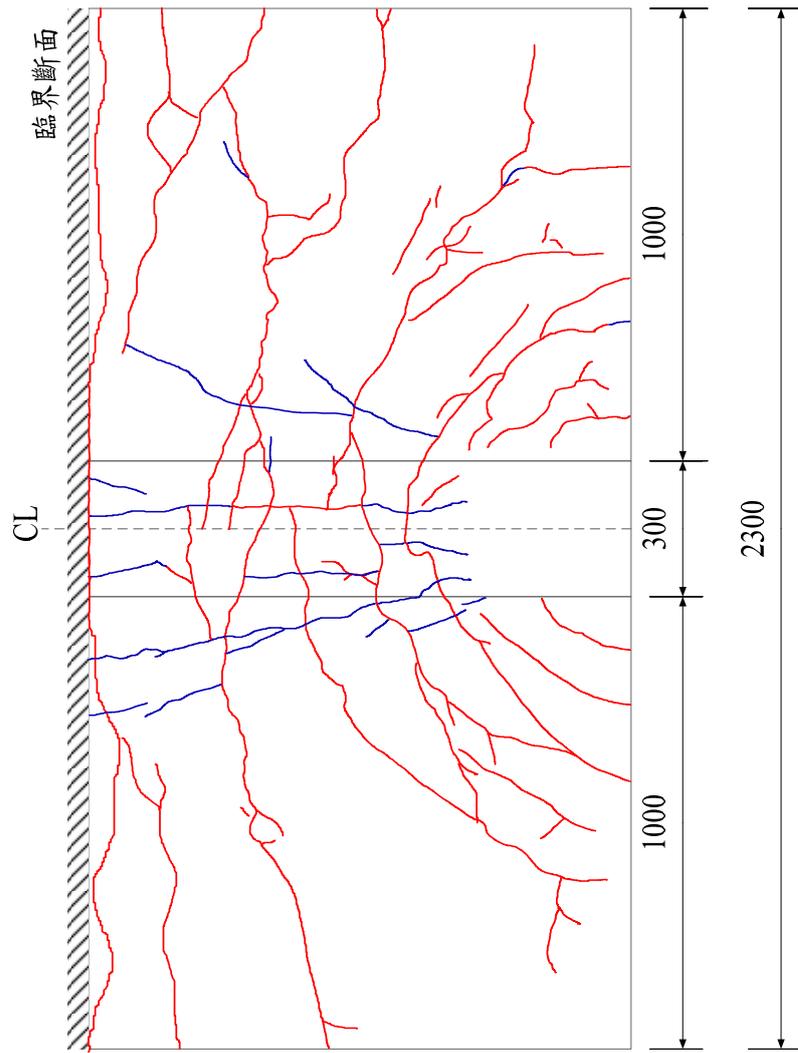
梁區側視圖



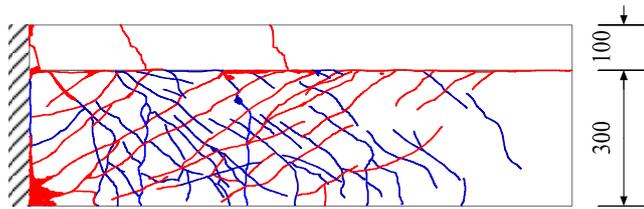
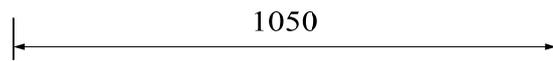
梁區底部圖

單位(mm)

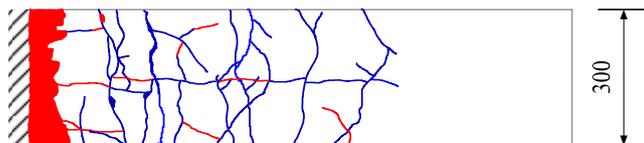
圖 4-11 HT1b 單一澆鑄試體 4% 裂縫圖



版頂俯視圖



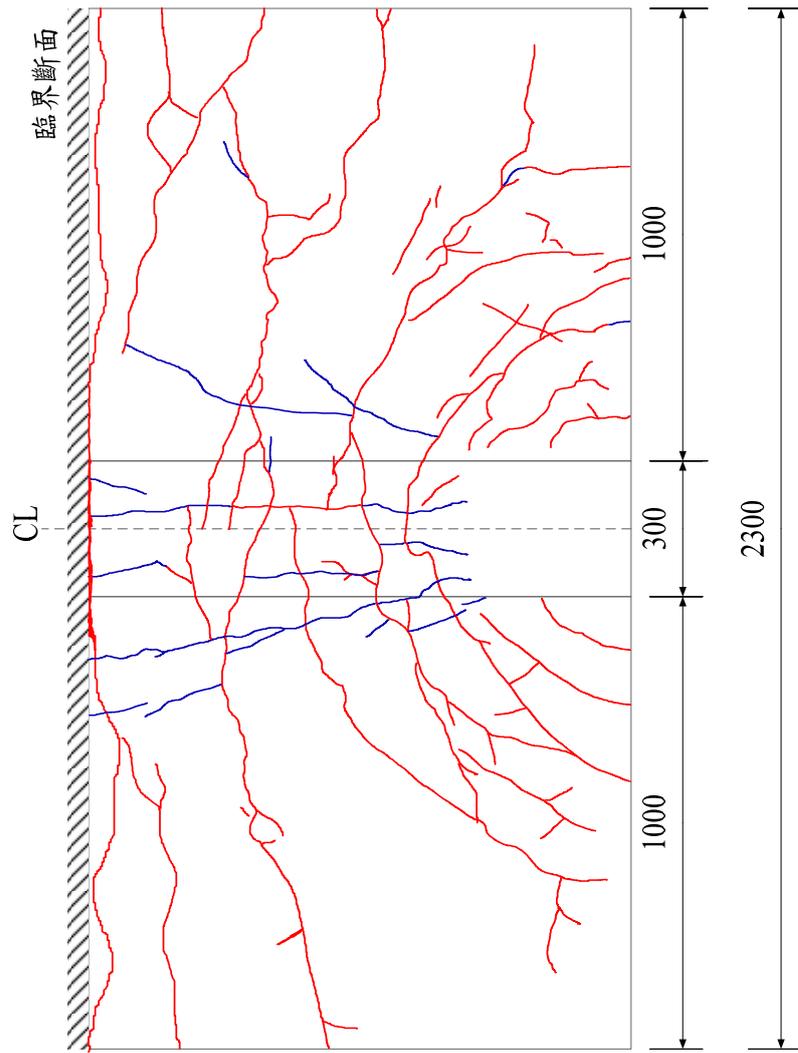
梁區側視圖



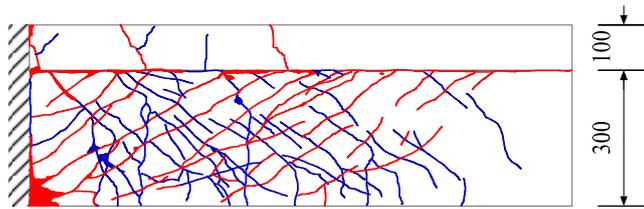
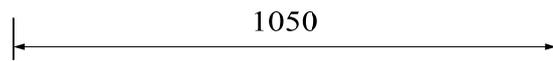
梁區底部圖

單位(mm)

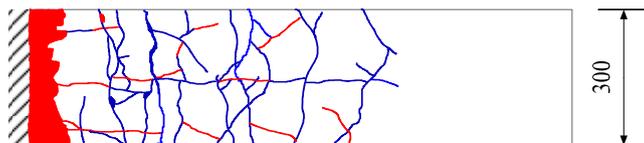
圖 4-12 HT1b 單一澆鑄試體 4.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



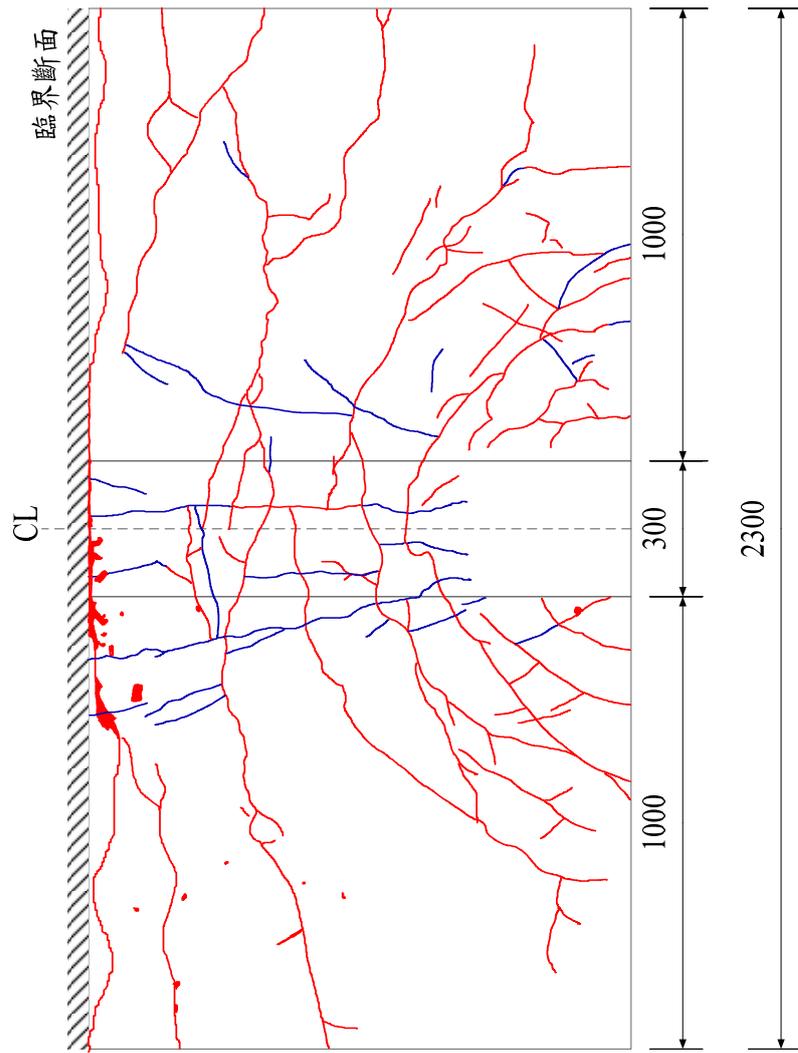
梁區側視圖



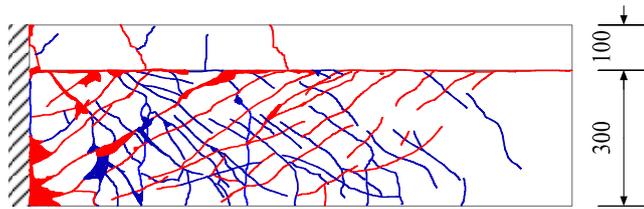
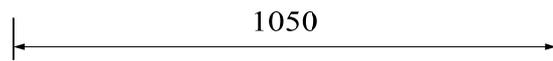
梁區底部圖

單位(mm)

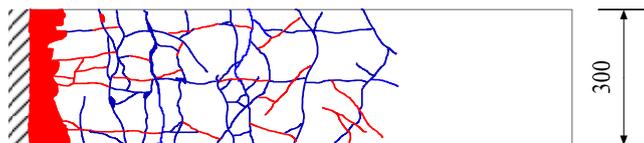
圖 4-13 HT1b 單一澆鑄試體 5% 裂縫圖



版頂俯視圖



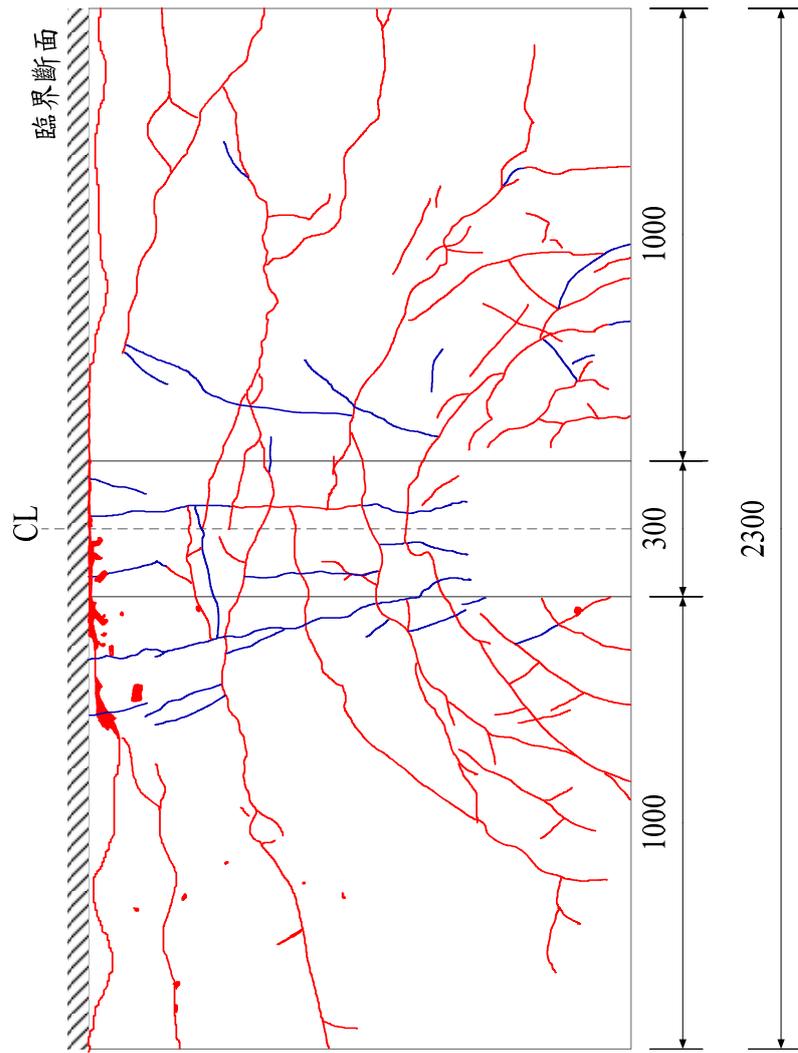
梁區側視圖



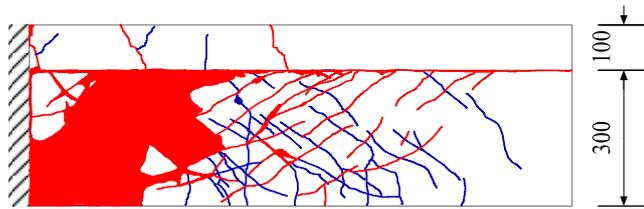
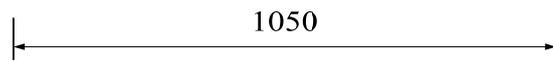
梁區底部圖

單位(mm)

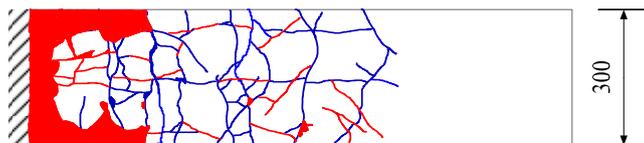
圖 4-14 HT1b 單一澆鑄試體 5.5%-1 裂縫圖



版頂俯視圖



梁區側視圖



梁區底部圖

單位(mm)

圖 4-15 HT1b 單一澆鑄試體 5.5%-3 裂縫圖

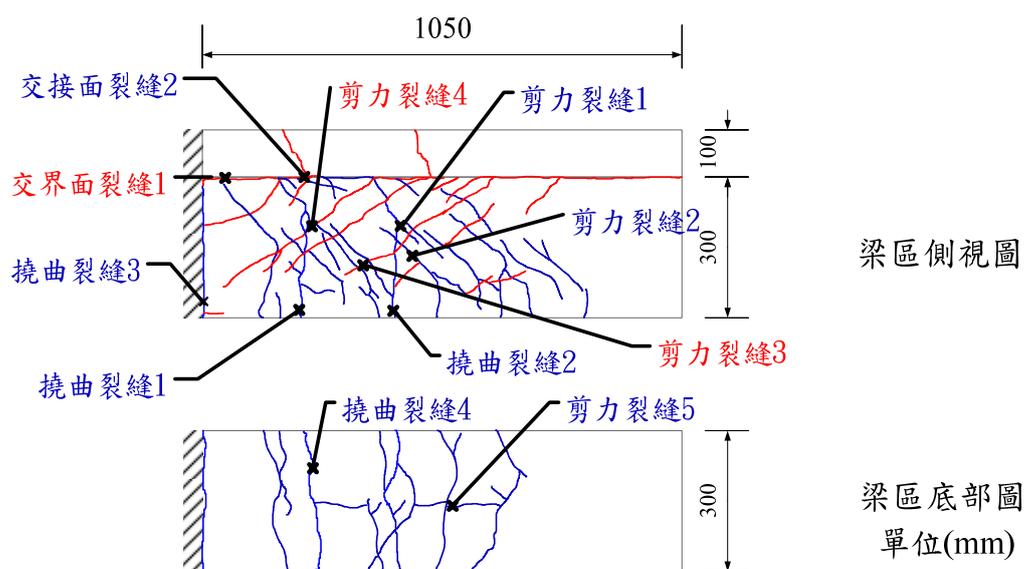
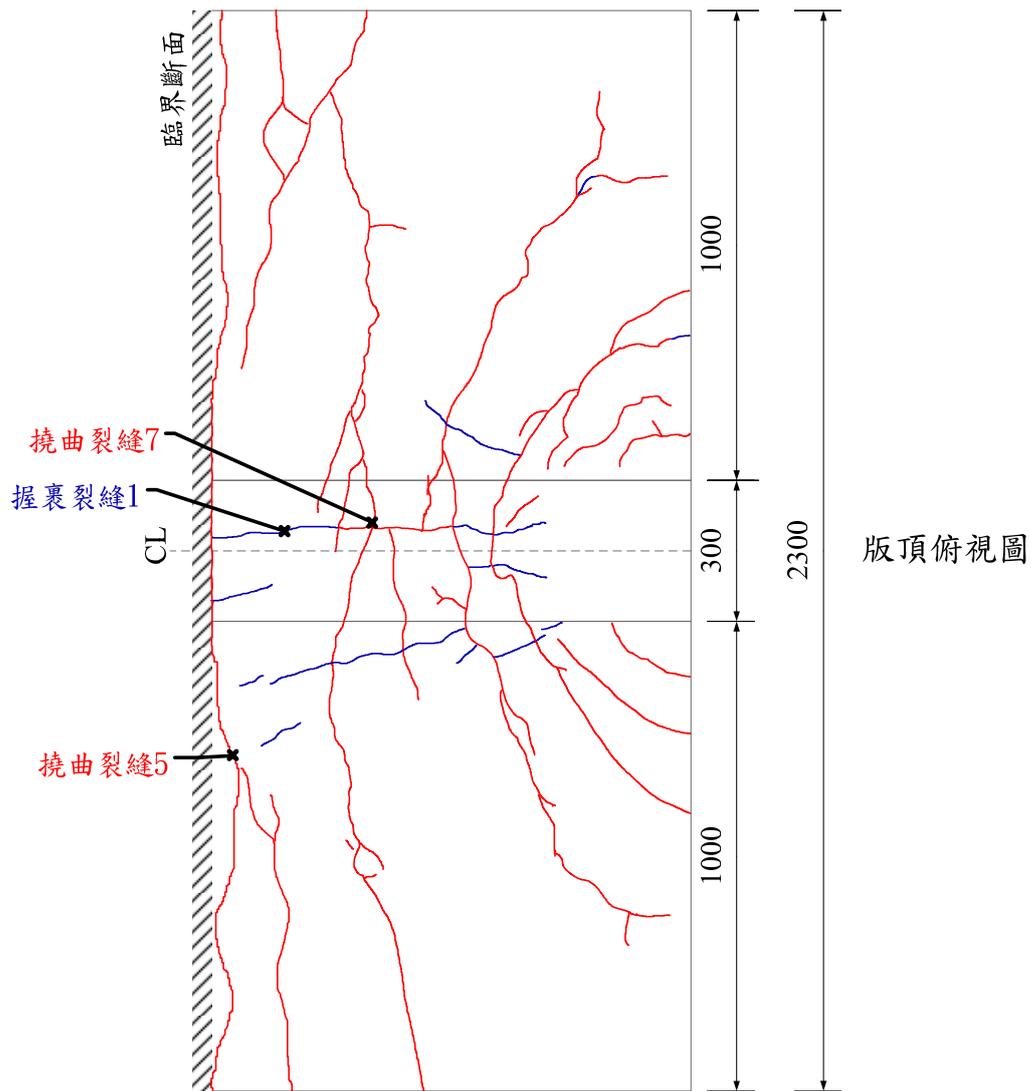


圖 4-16 HT1b 單一澆鑄試體裂縫分佈圖

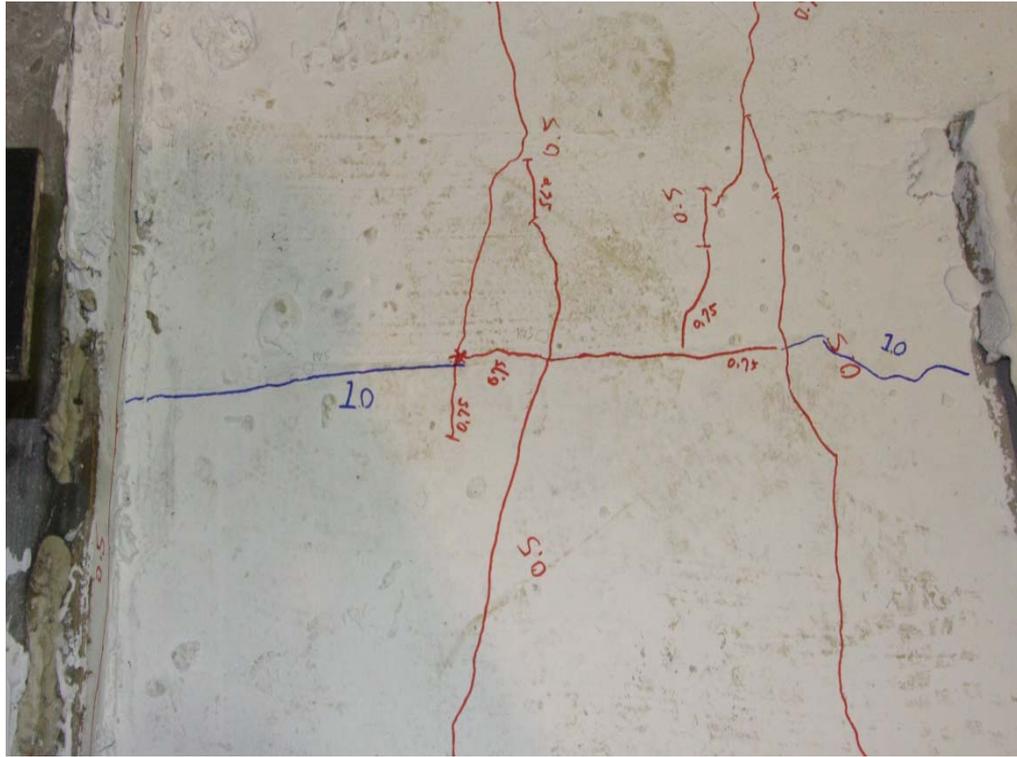


圖 4-17 HT1b 試體在 $DR=+1\%$ 時翼版上方握裹裂縫相交

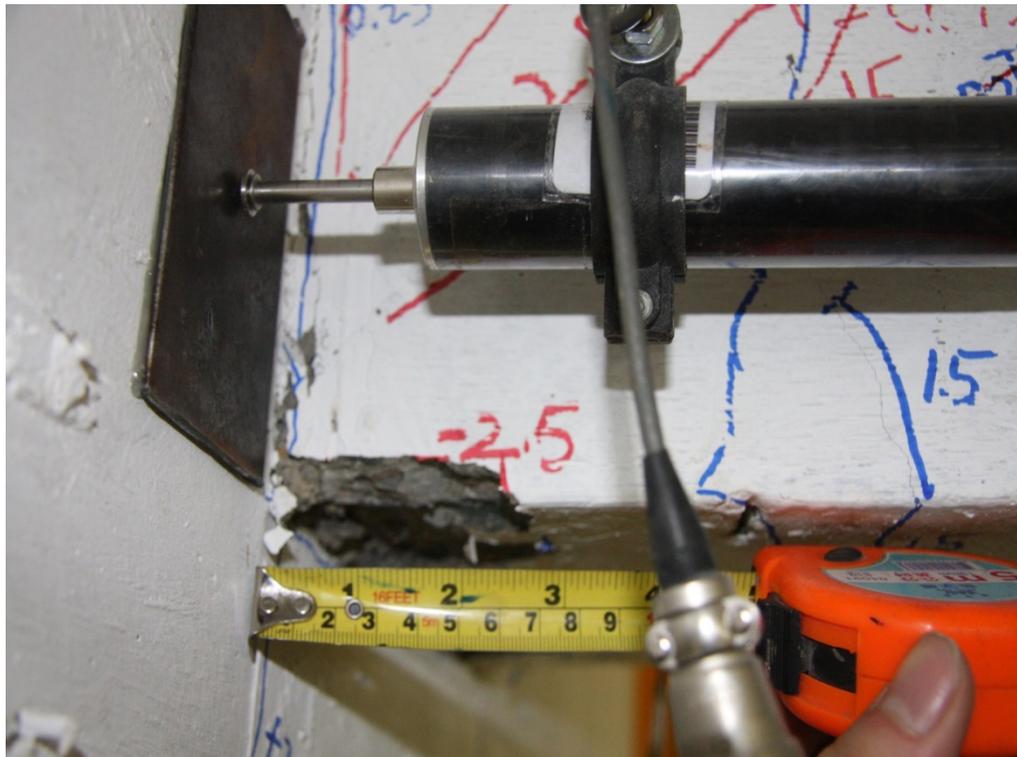


圖 4-18 HT1b 試體在 $DR=-3\%$ 時梁腹臨界斷面混凝土剝落



圖 4-19 HT1b 試體在 $DR=+3.5\%$ 時剪力裂縫與交接面裂縫發展情形

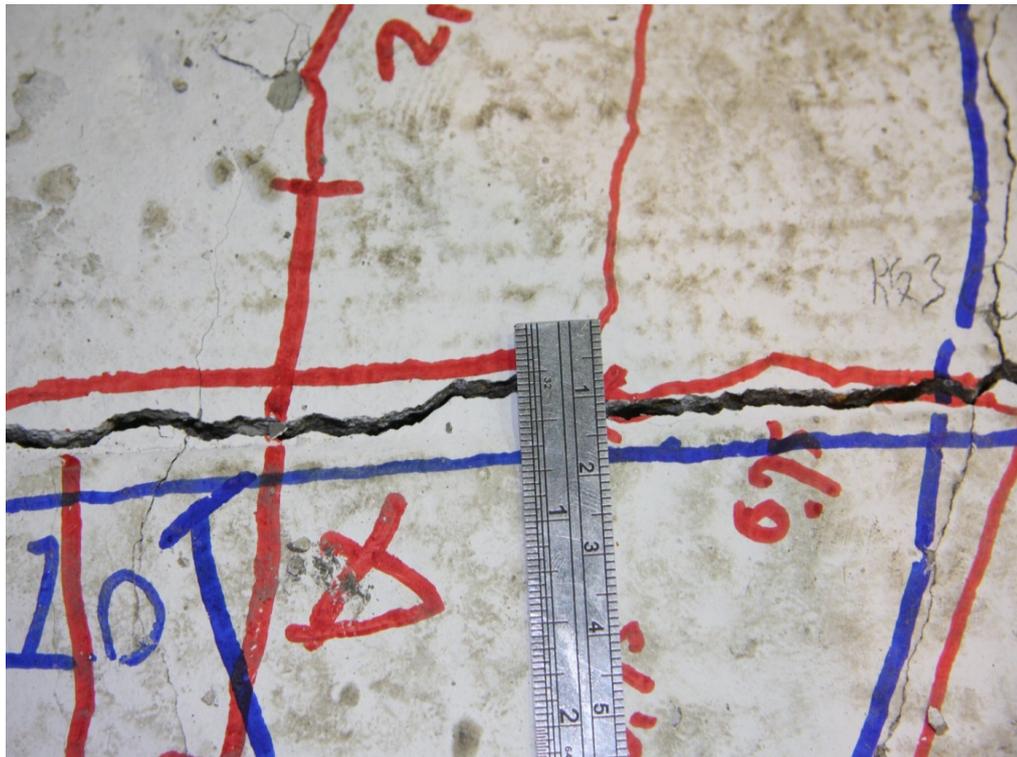


圖 4-20 HT1b 試體翼版握裹裂縫寬度達到 2mm($DR=-5.5\%$)



圖 4-21 HT1b 試體梁腹最終破壞情形(DR=5.5%)

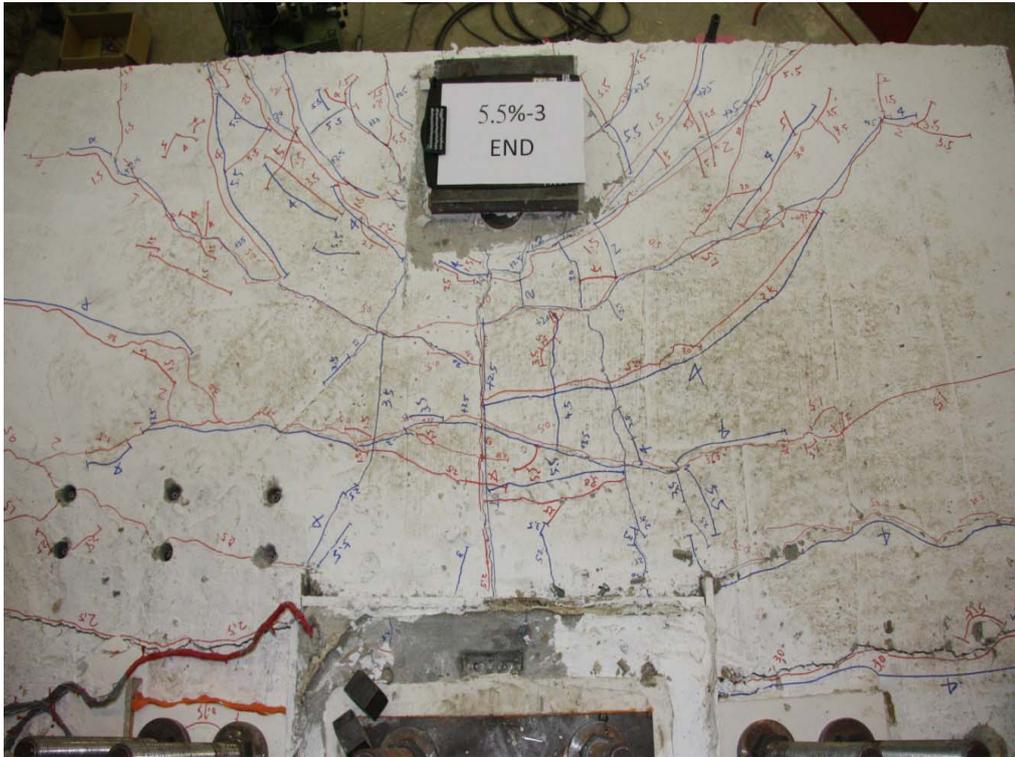


圖 4-22 HT1b 試體試體最終翼版破壞情形(DR=5.5%)

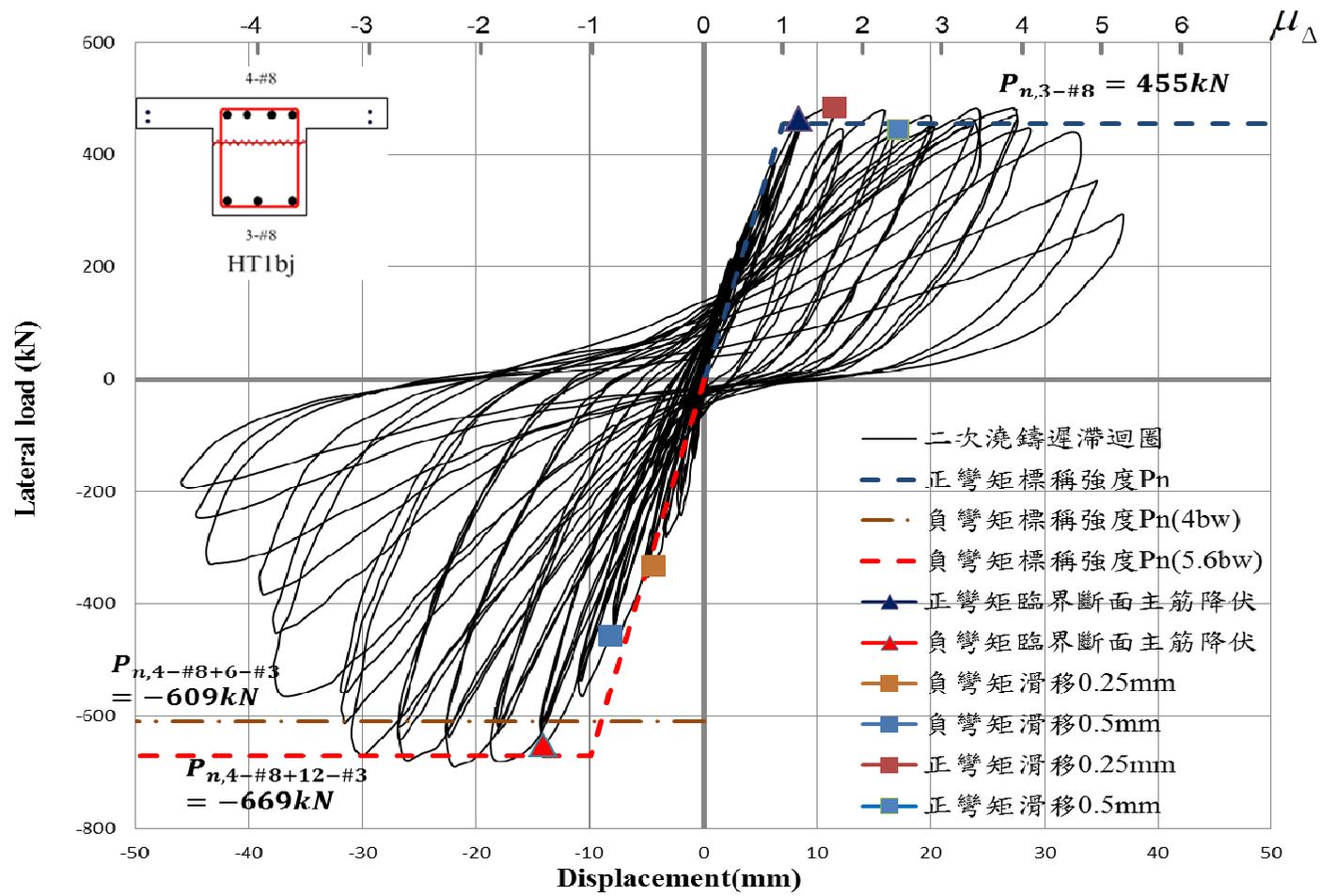
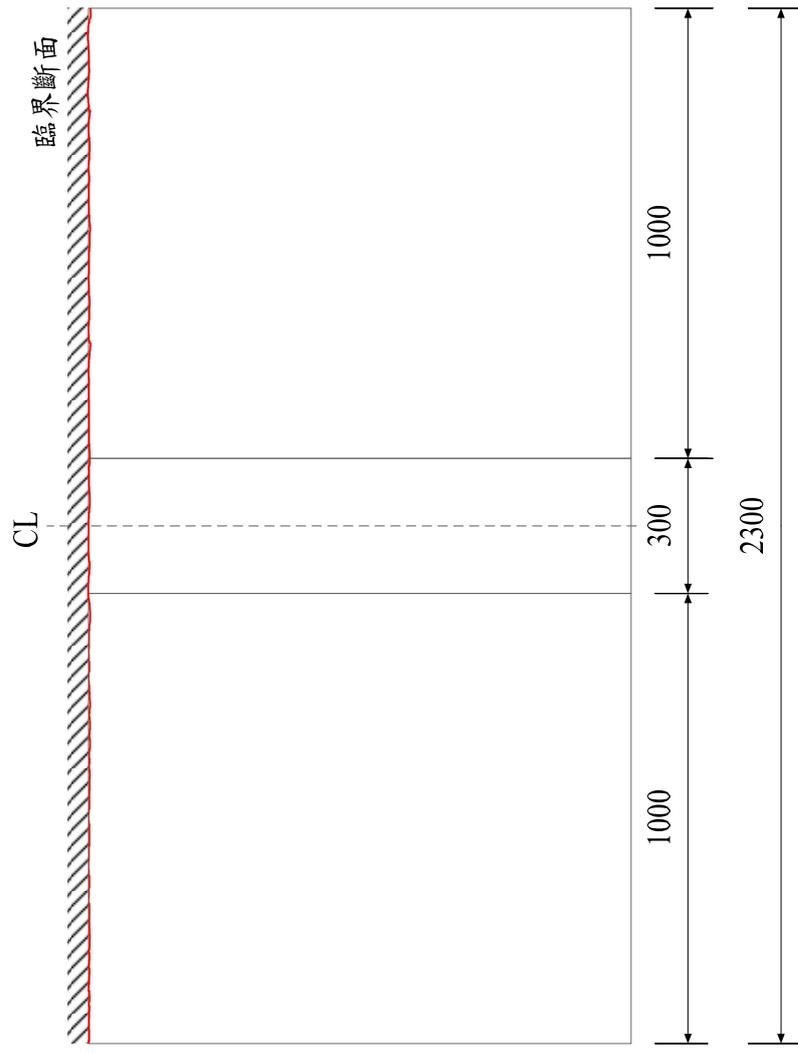
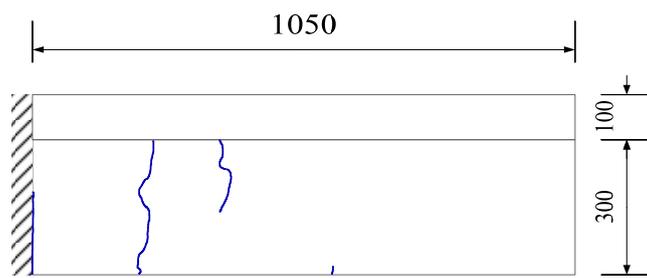


圖 4-23 HT1bj 二次澆鑄試體遲滯迴圈圖



版頂俯視圖



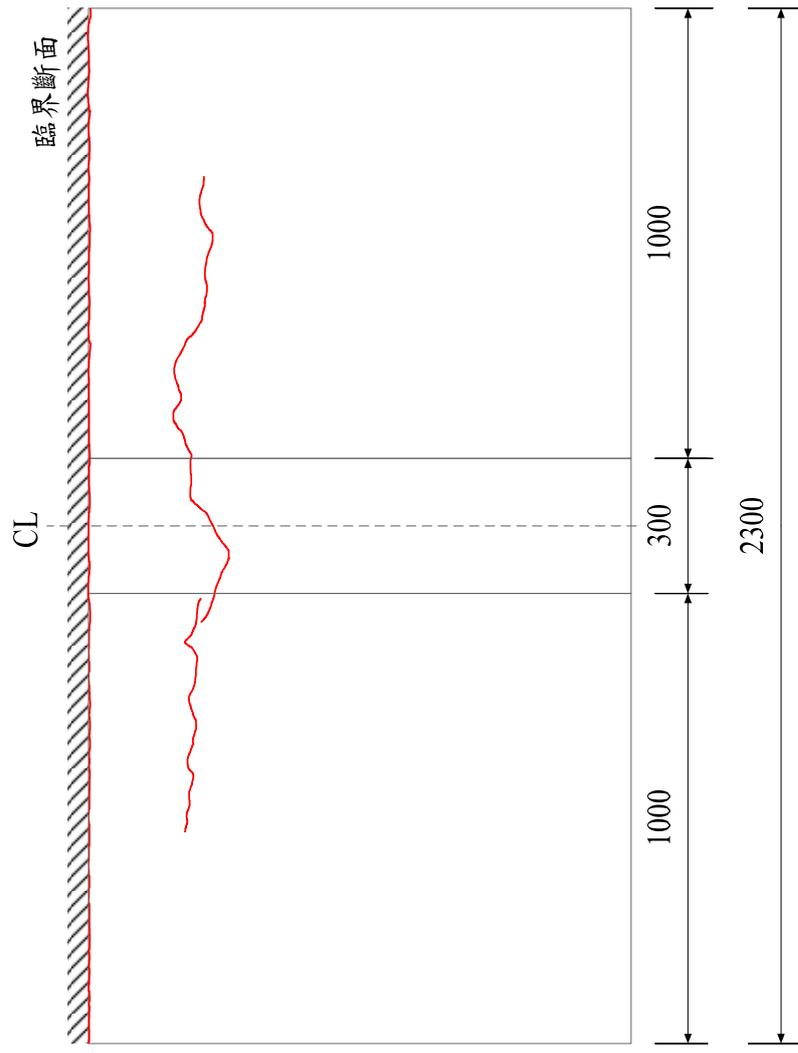
梁區側視圖



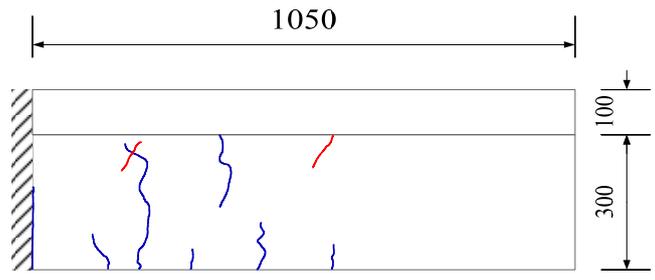
梁區底部圖

單位(mm)

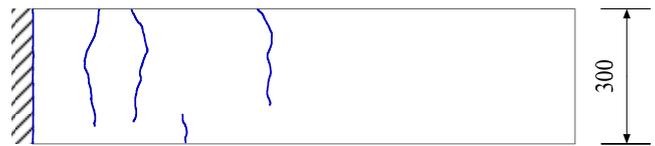
圖 4-24 HT1bj 二次澆鑄試體 0.25% 裂縫圖



版頂俯視圖



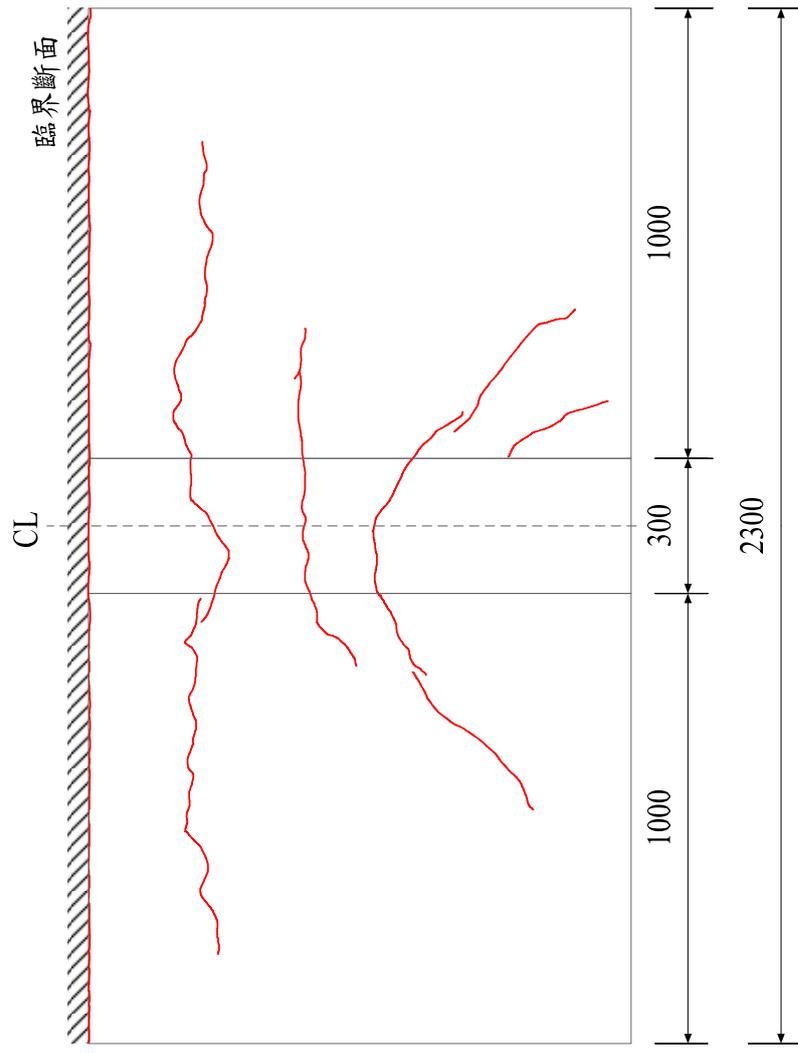
梁區側視圖



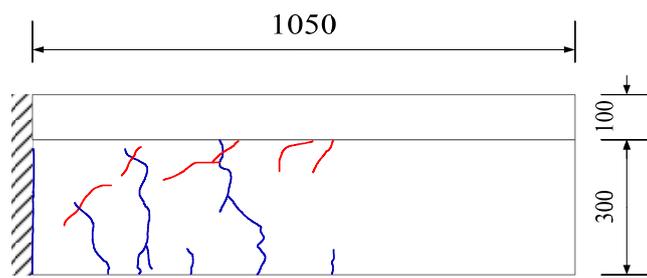
梁區底部圖

單位(mm)

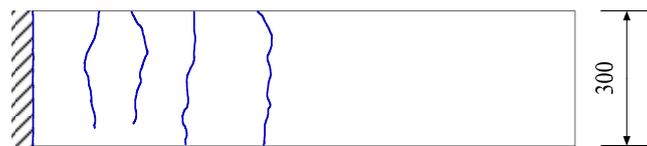
圖 4-25 HT1bj 二次澆鑄試體 0.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



梁區側視圖



梁區底部圖

單位(mm)

圖 4-26 HT1bj 二次澆鑄試體 0.75% 裂縫圖

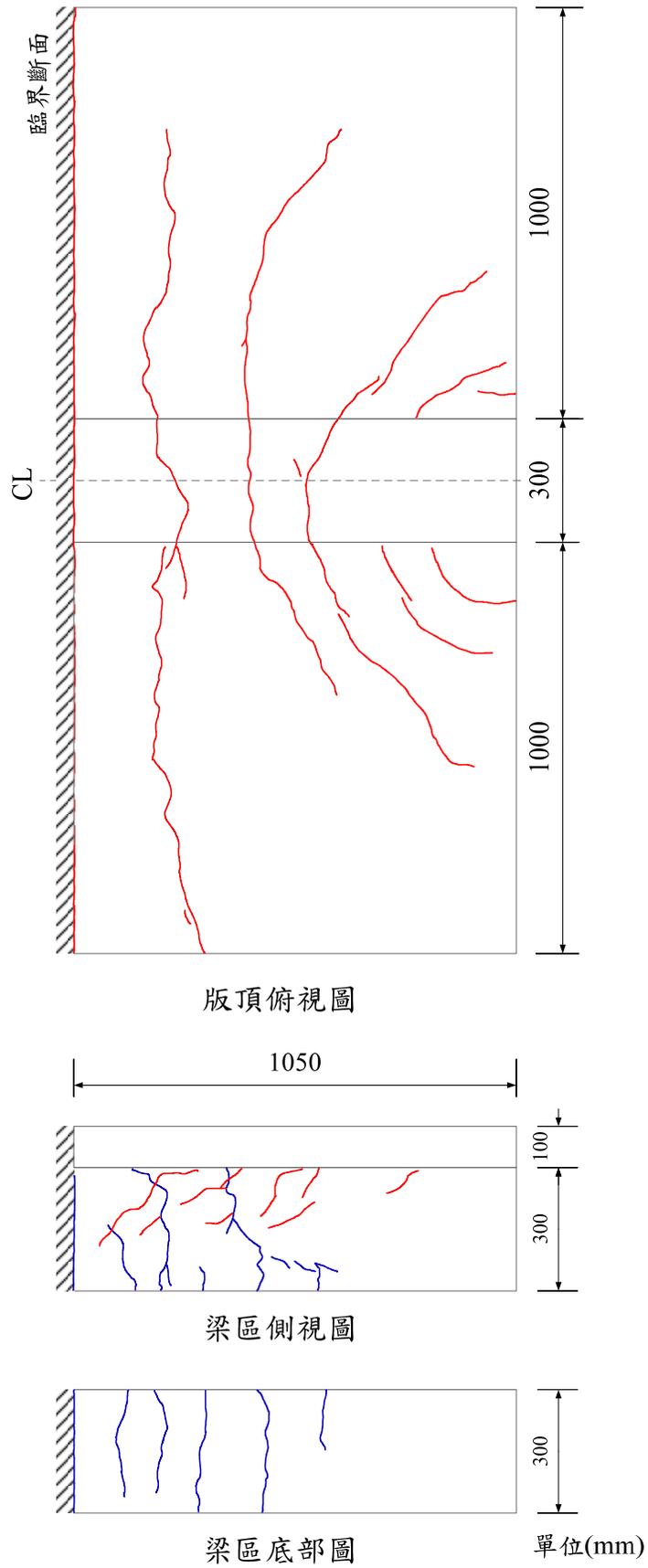
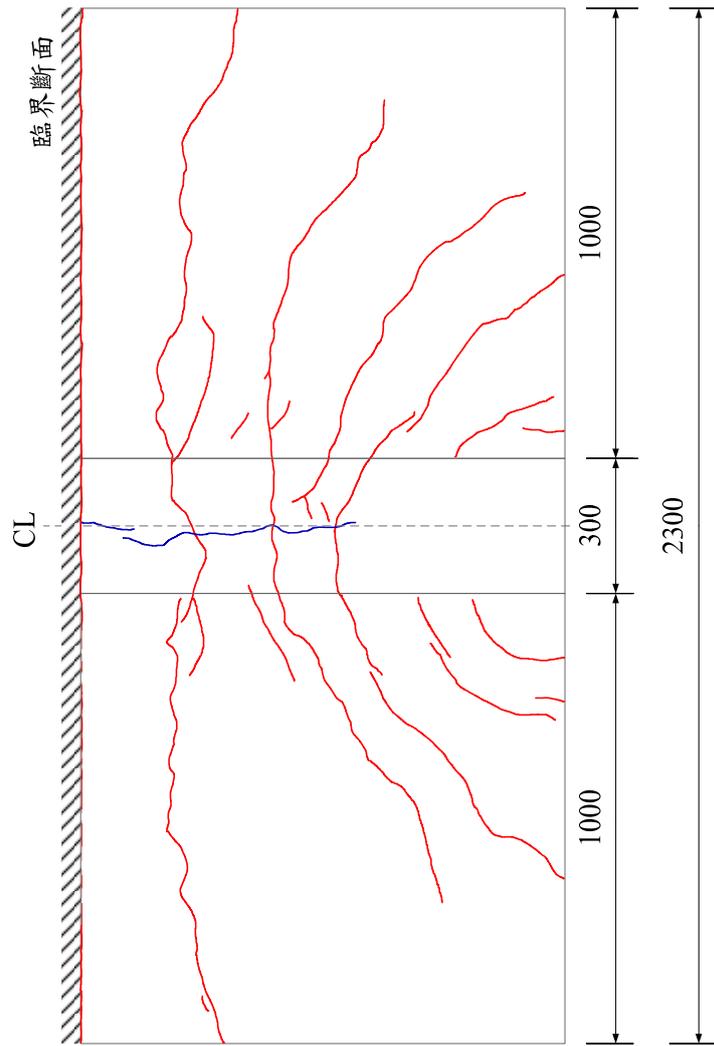
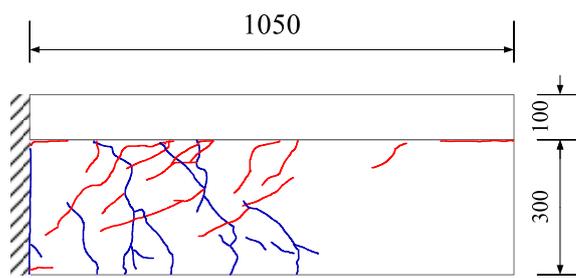


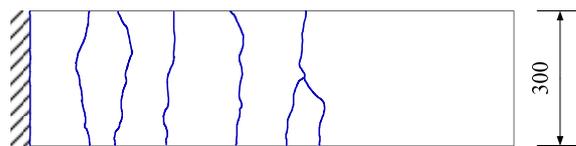
圖 4-27 HT1bj 二次澆鑄試體 1%裂縫圖



版頂俯視圖



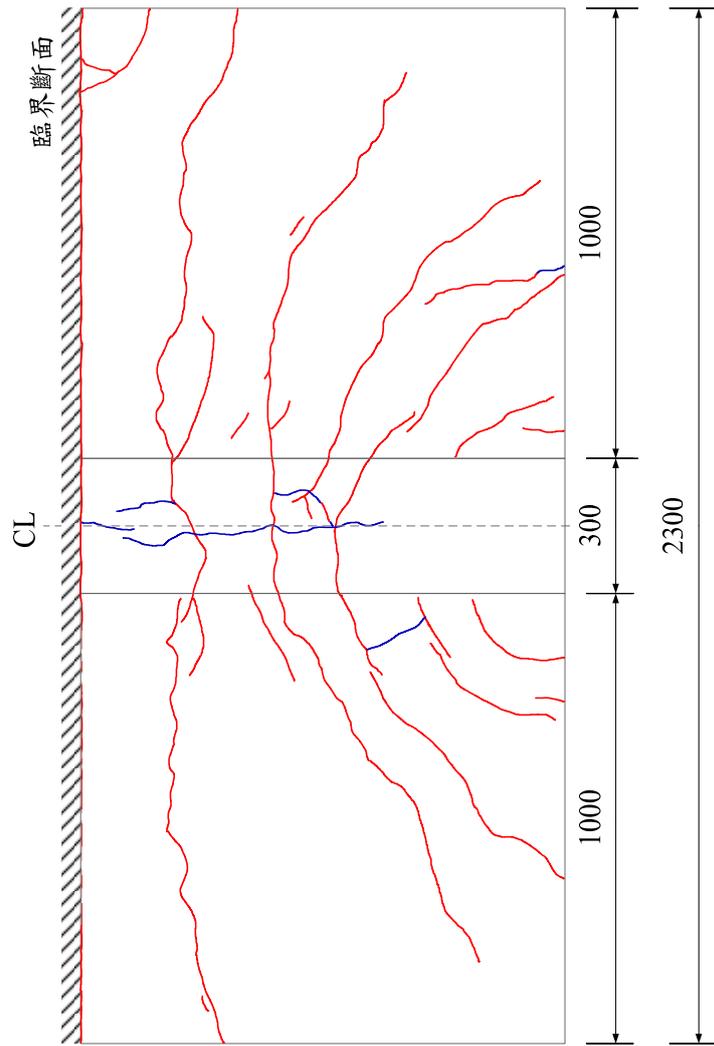
梁區側視圖



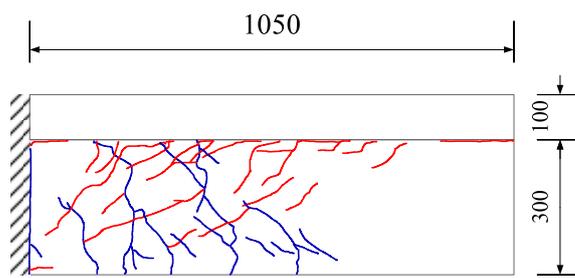
梁區底部圖

單位(mm)

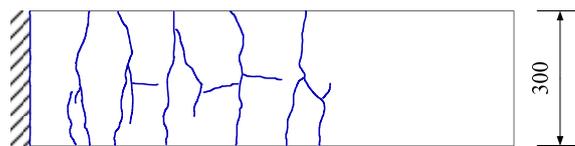
圖 4-28 HT1bj 二次澆鑄試體 1.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



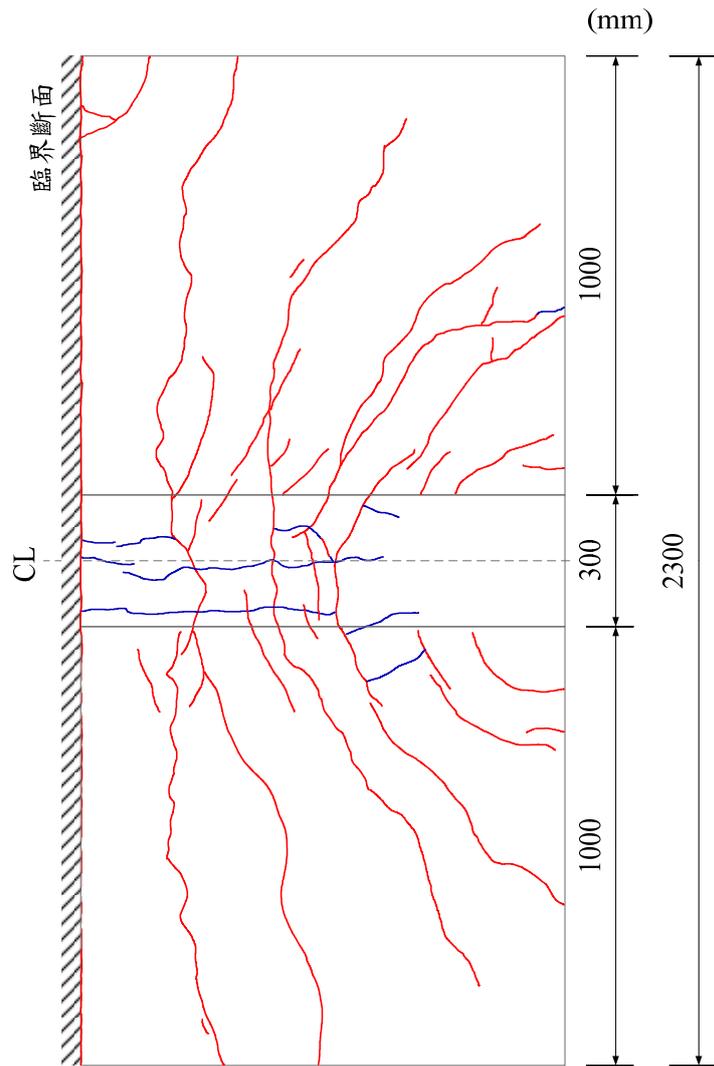
梁區側視圖



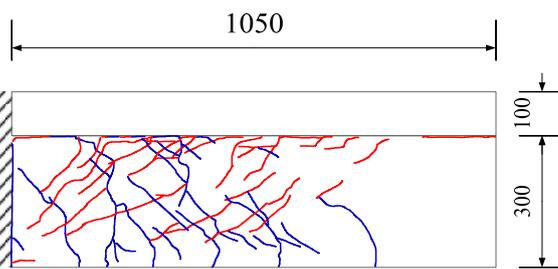
梁區底部圖

單位(mm)

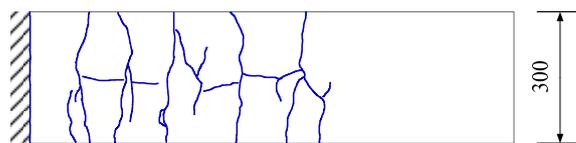
圖 4-29 HT1bj 二次澆鑄試體 2% 裂縫圖



版頂俯視圖



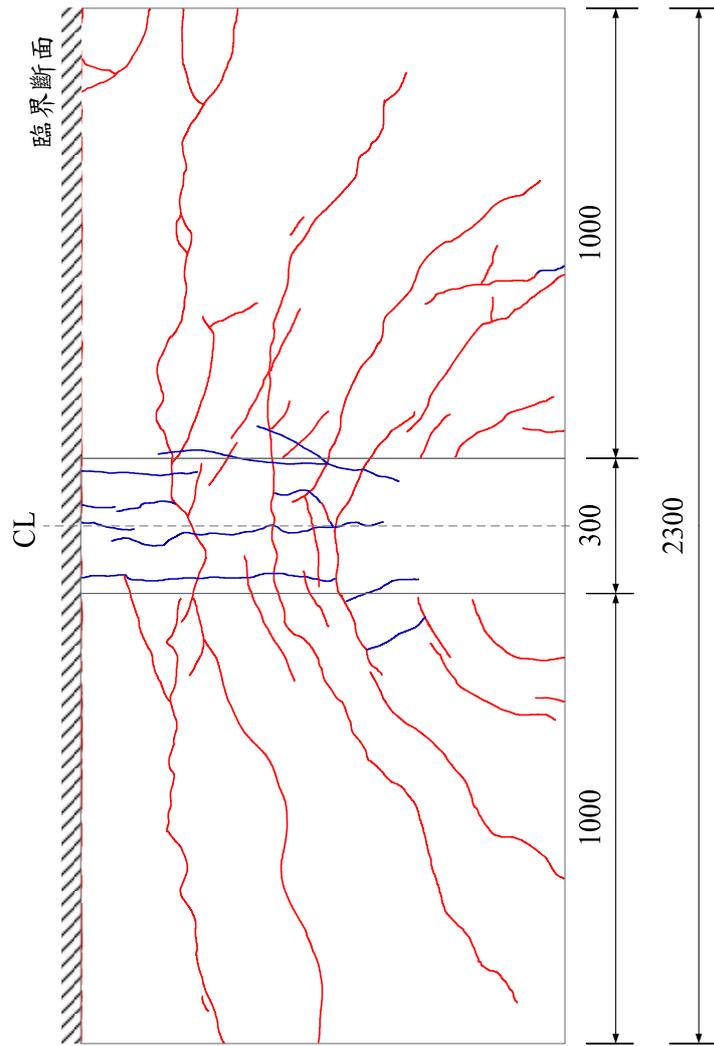
梁區側視圖



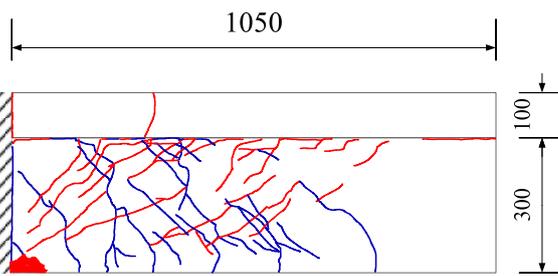
梁區底部圖

單位(mm)

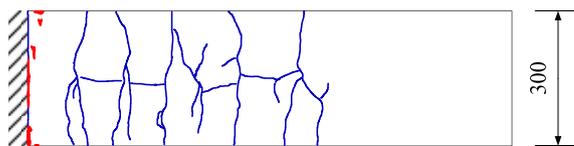
圖 4-30 HT1bj 二次澆鑄試體 2.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



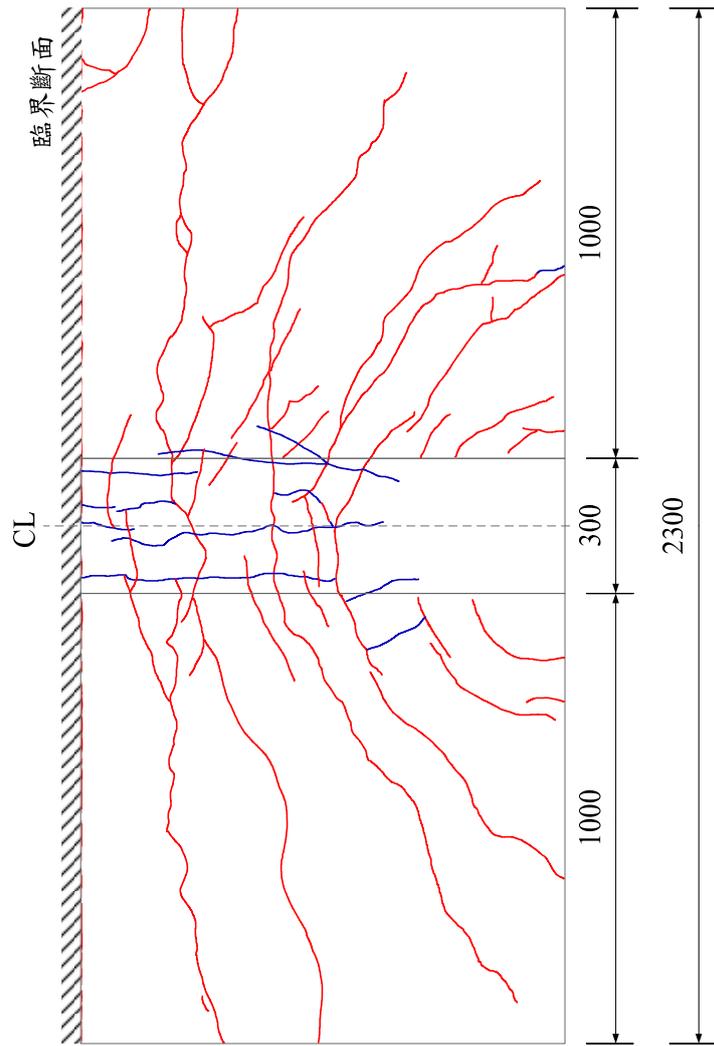
梁區側視圖



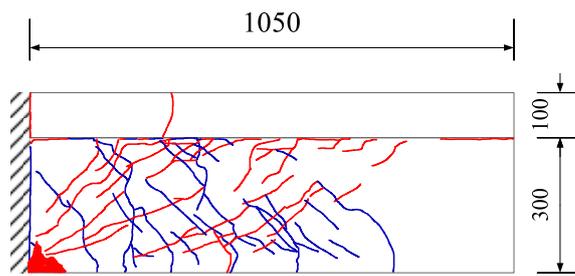
梁區底部圖

單位(mm)

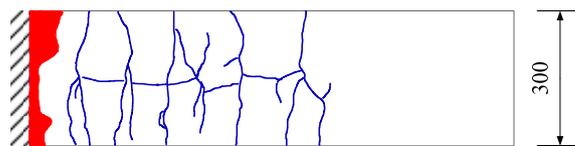
圖 4-31 HT1bj 二次澆鑄試體 3%裂縫圖



版頂俯視圖



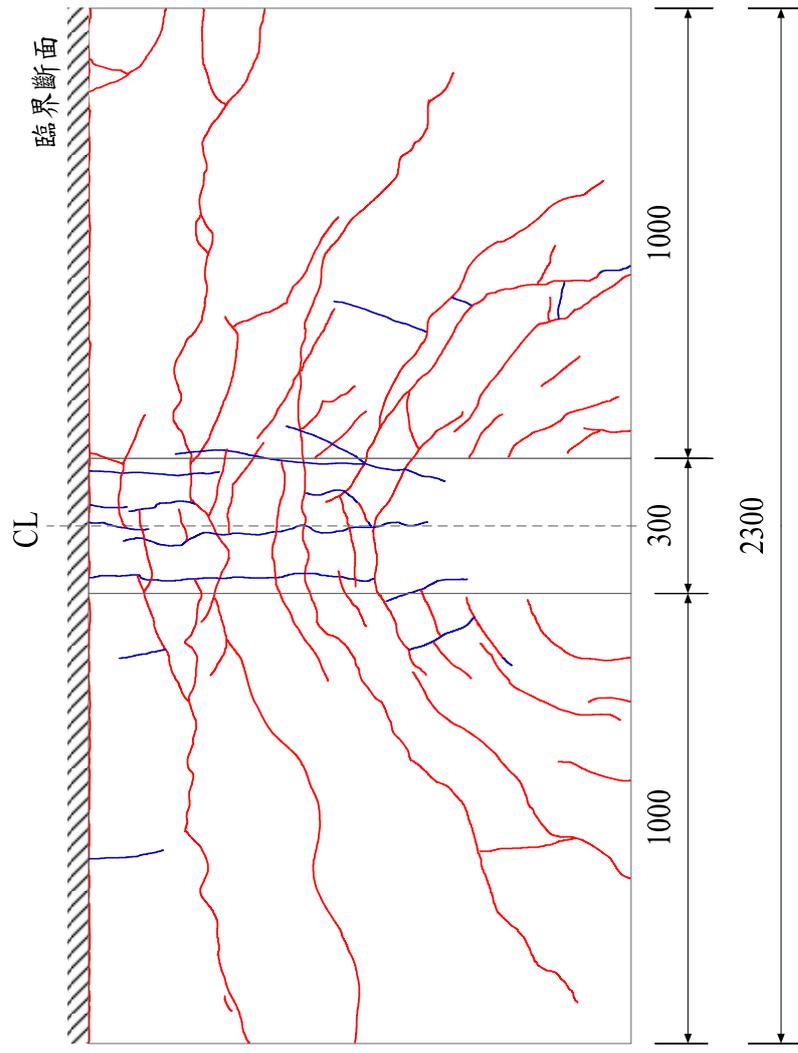
梁區側視圖



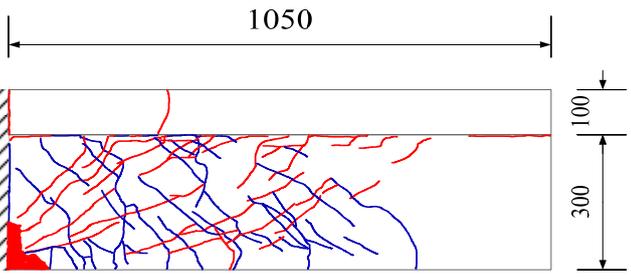
梁區底部圖

單位(mm)

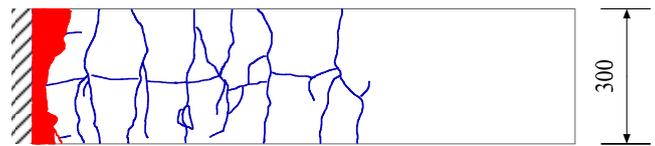
圖 4-32 HT1bj 二次澆鑄試體 3.5% 裂縫圖



版頂俯視圖



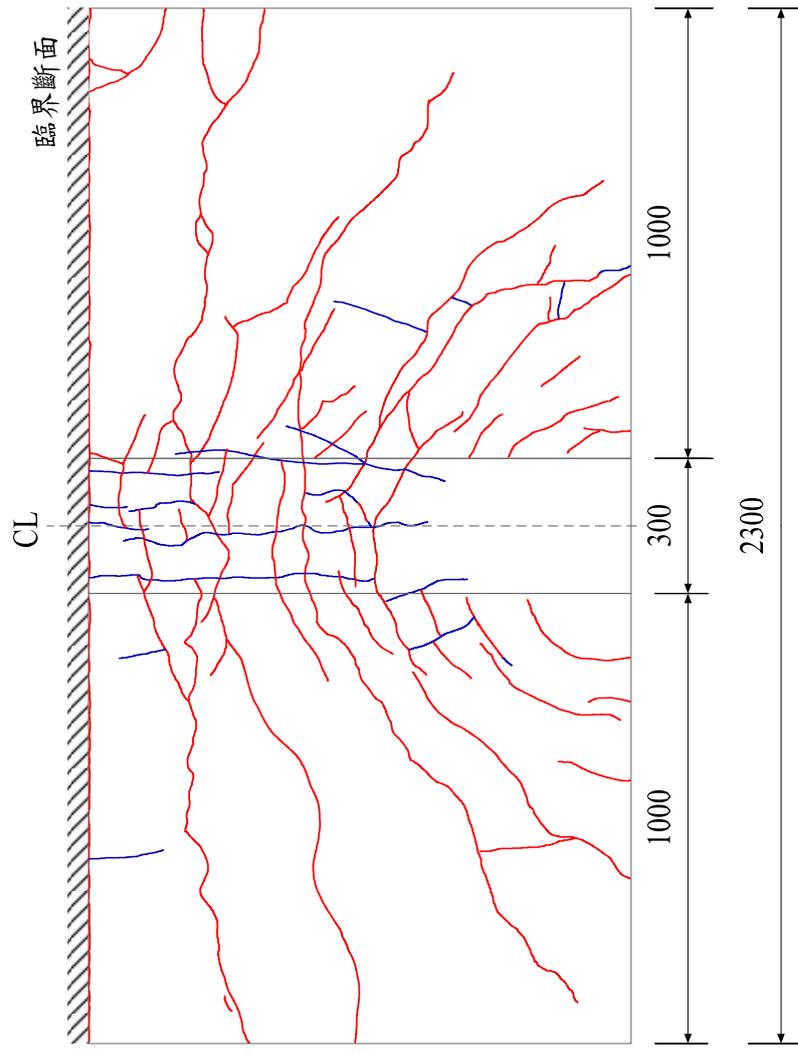
梁區側視圖



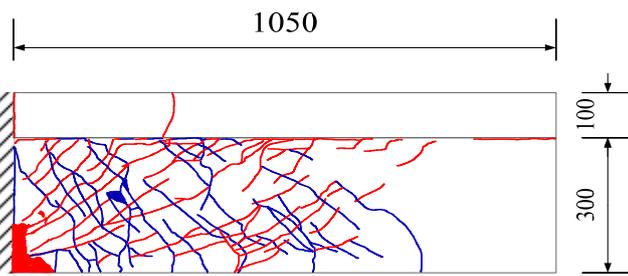
梁區底部圖

單位(mm)

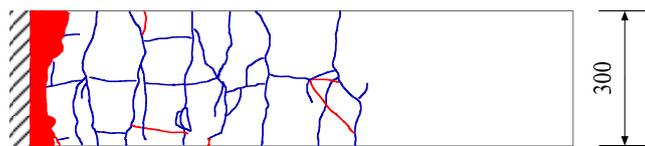
圖 4-33 HT1bj 二次澆鑄試體 4%裂縫圖



版頂俯視圖



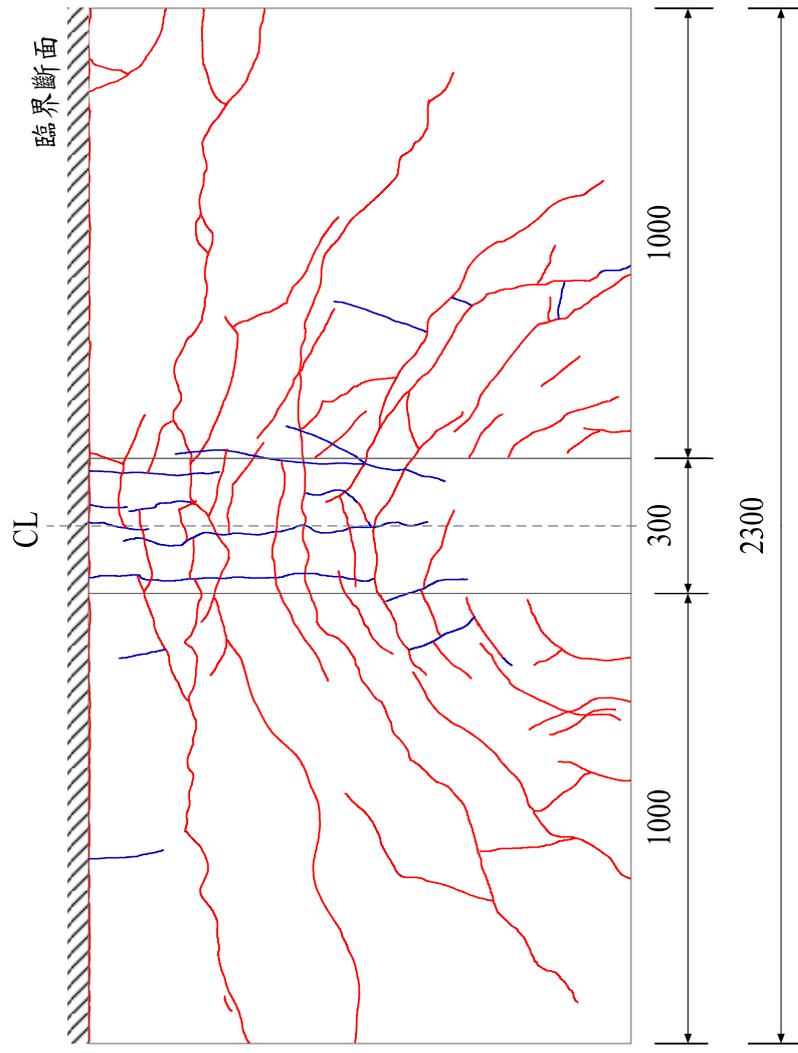
梁區側視圖



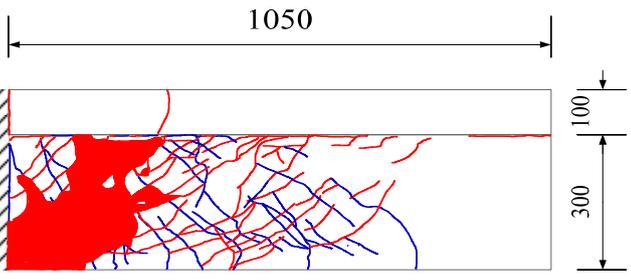
梁區底部圖

單位(mm)

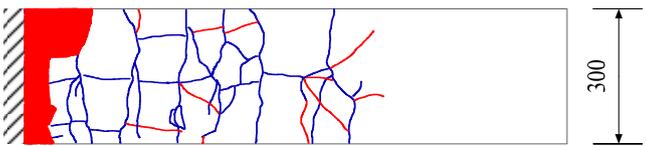
圖 4-34 HT1bj 二次澆鑄試體 4.5%裂縫圖



版頂俯視圖



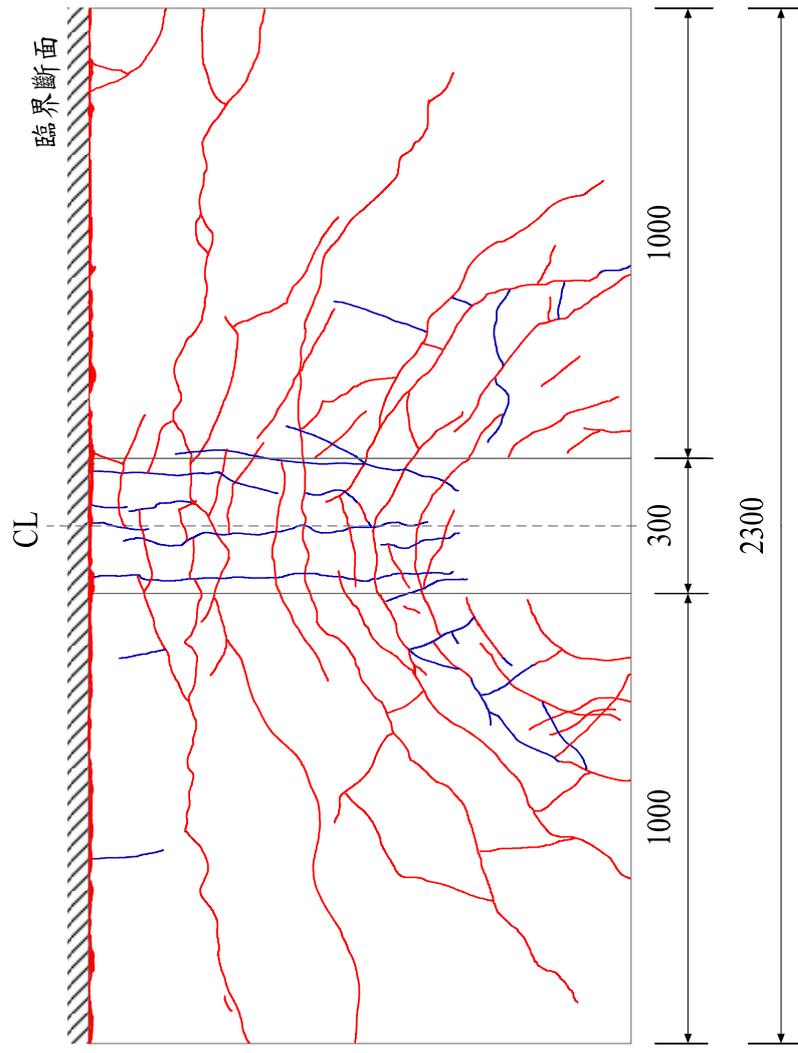
梁區側視圖



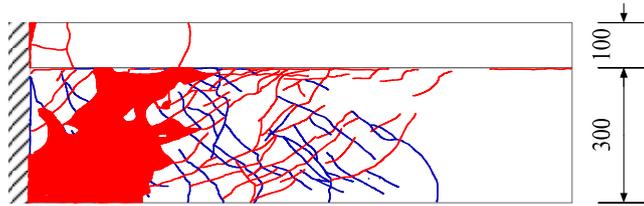
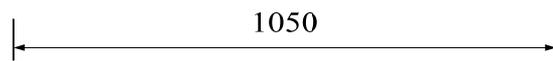
梁區底部圖

單位(mm)

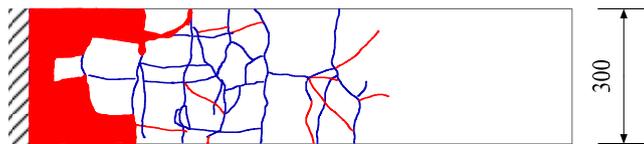
圖 4-35 HT1bj 二次澆鑄試體 5%裂縫圖



版頂俯視圖



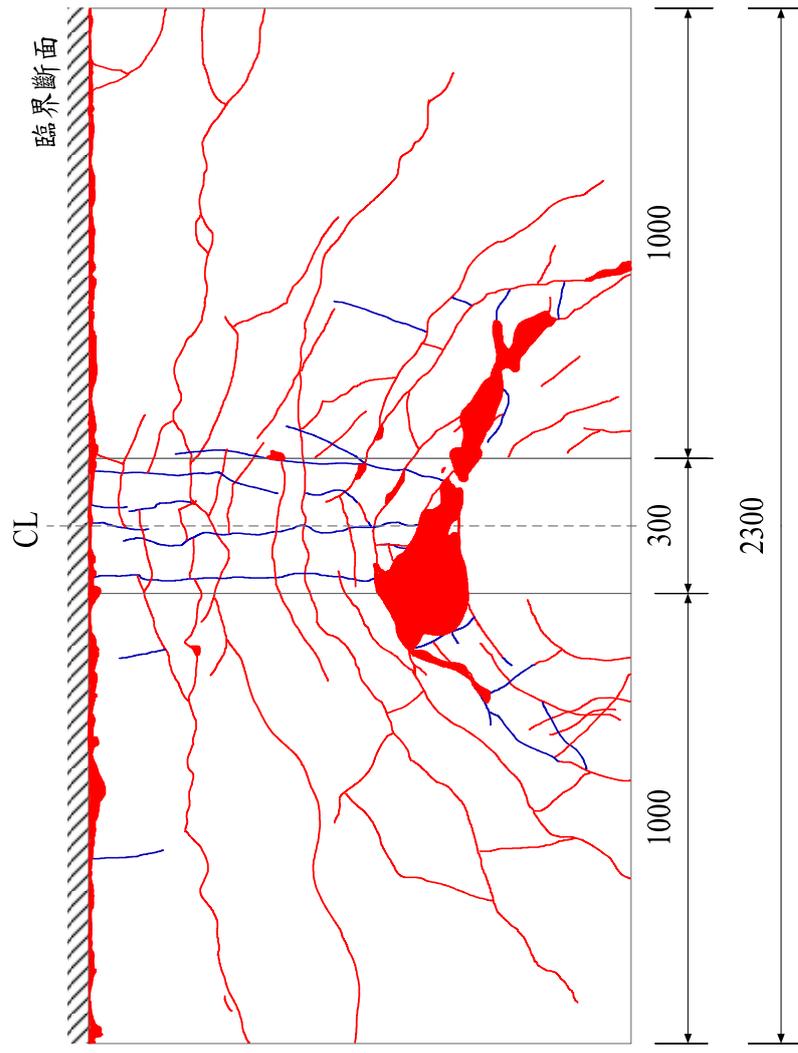
梁區側視圖



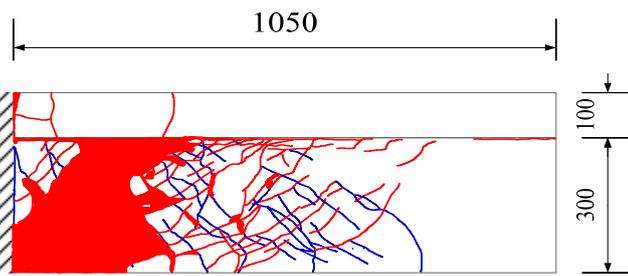
梁區底部圖

單位(mm)

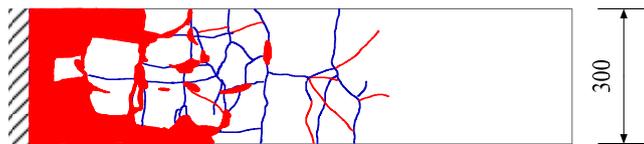
圖 4-36 HT1bj 二次澆鑄試體 5.5%-1 裂縫圖



版頂俯視圖



梁區側視圖



梁區底部圖

單位(mm)

圖 4-37 HT1bj 二次澆鑄試體 5.5%end 裂縫圖

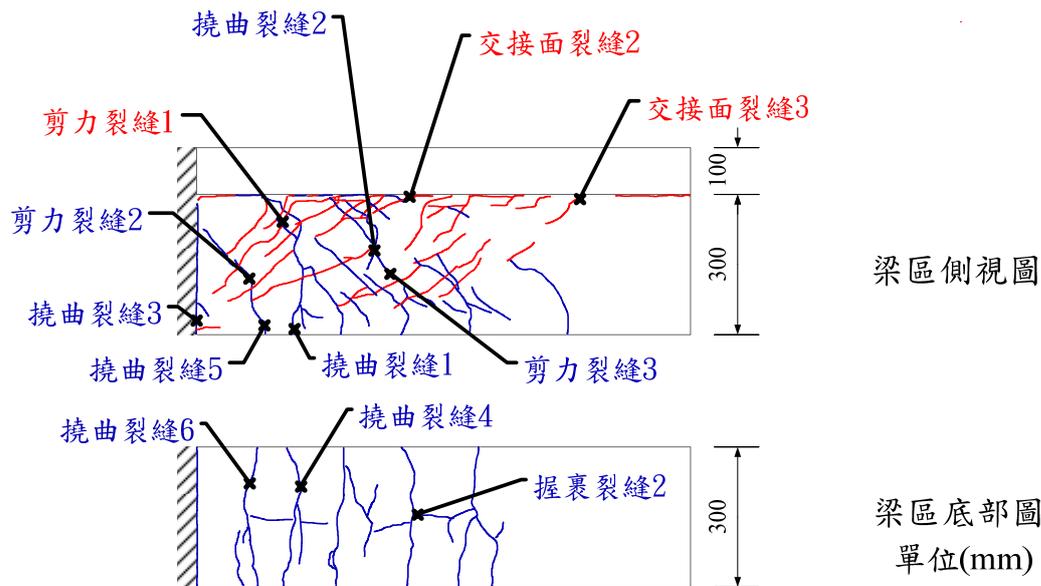
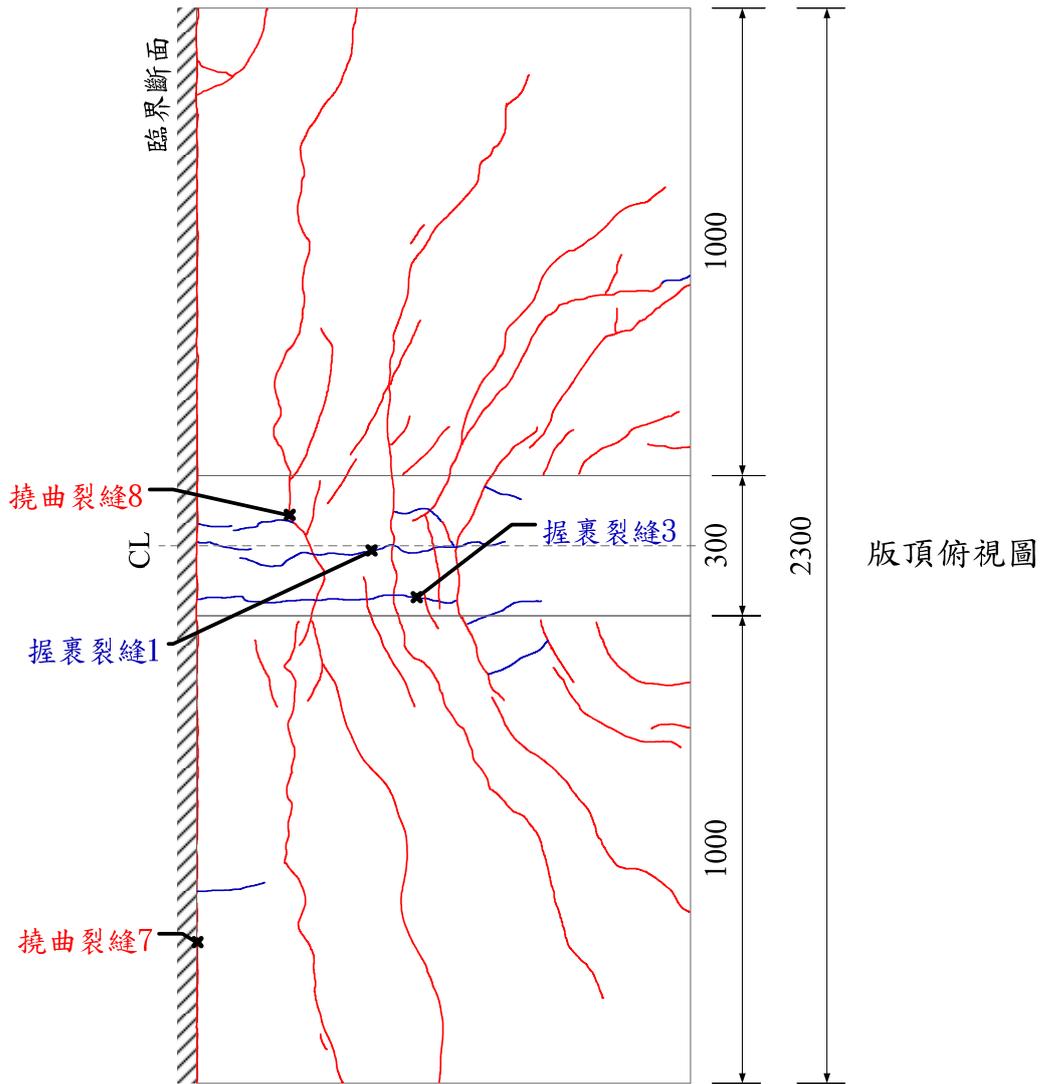


圖 4-38 HT1bj 二次澆鑄試體量測裂縫位置分佈圖

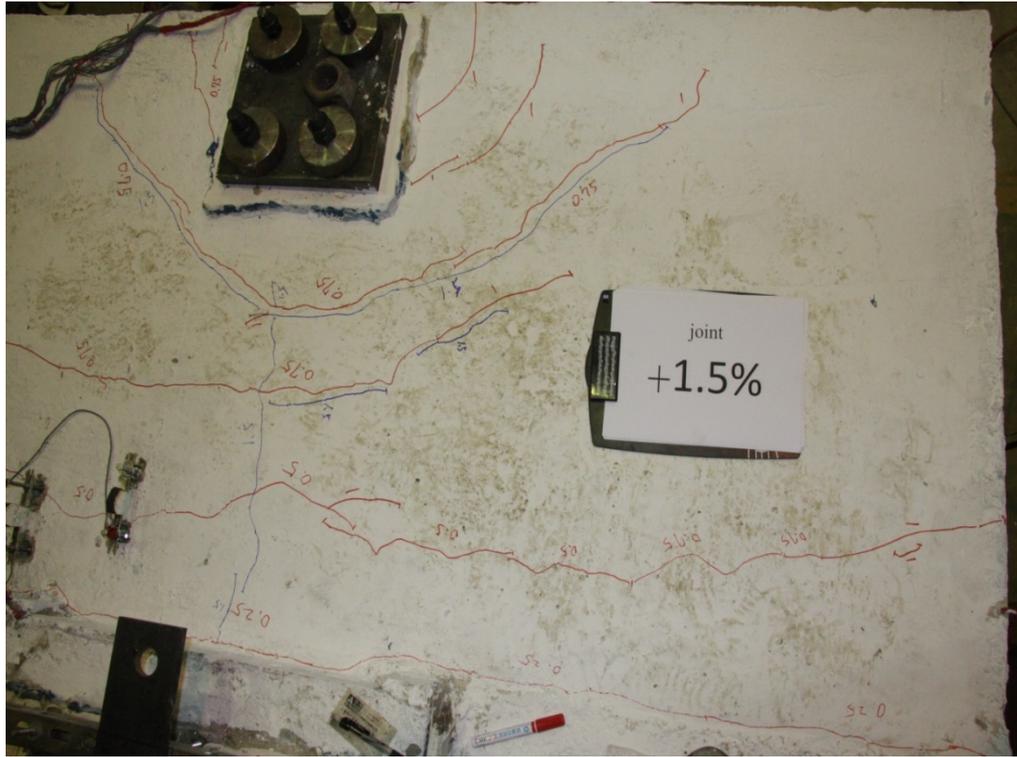


圖 4-39 HT1bj 試體於 DR=1.5%時翼版上方出現握裹裂縫

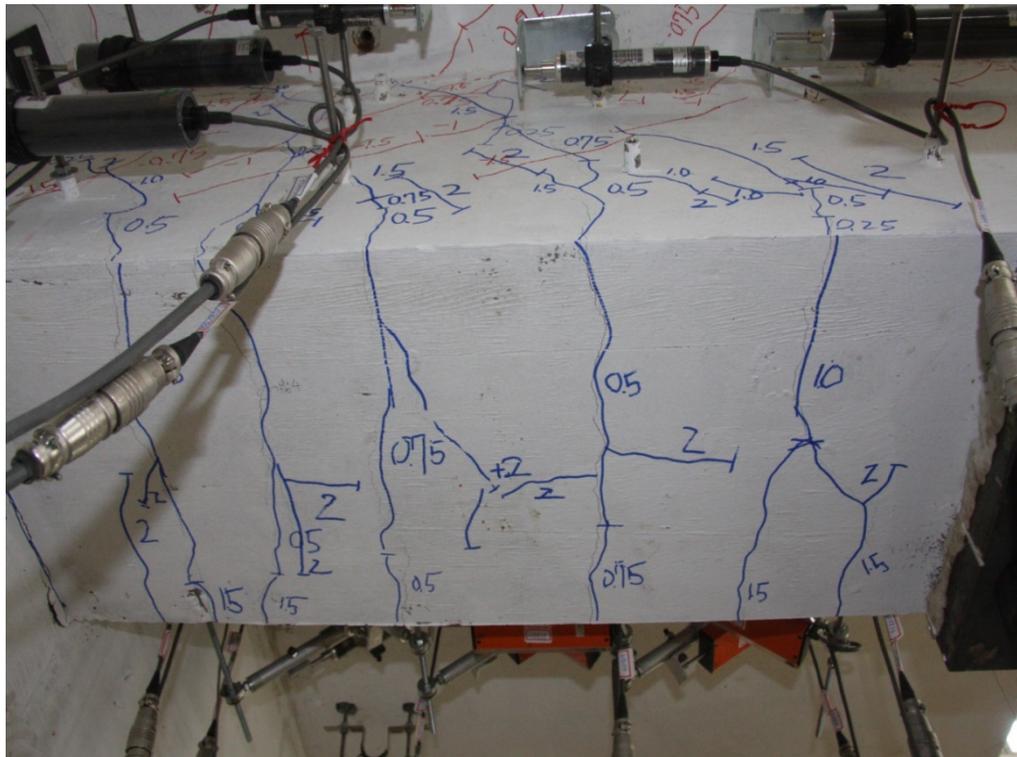


圖 4-40 HT1bj 試體於 DR=2%時梁底出現握裹裂縫

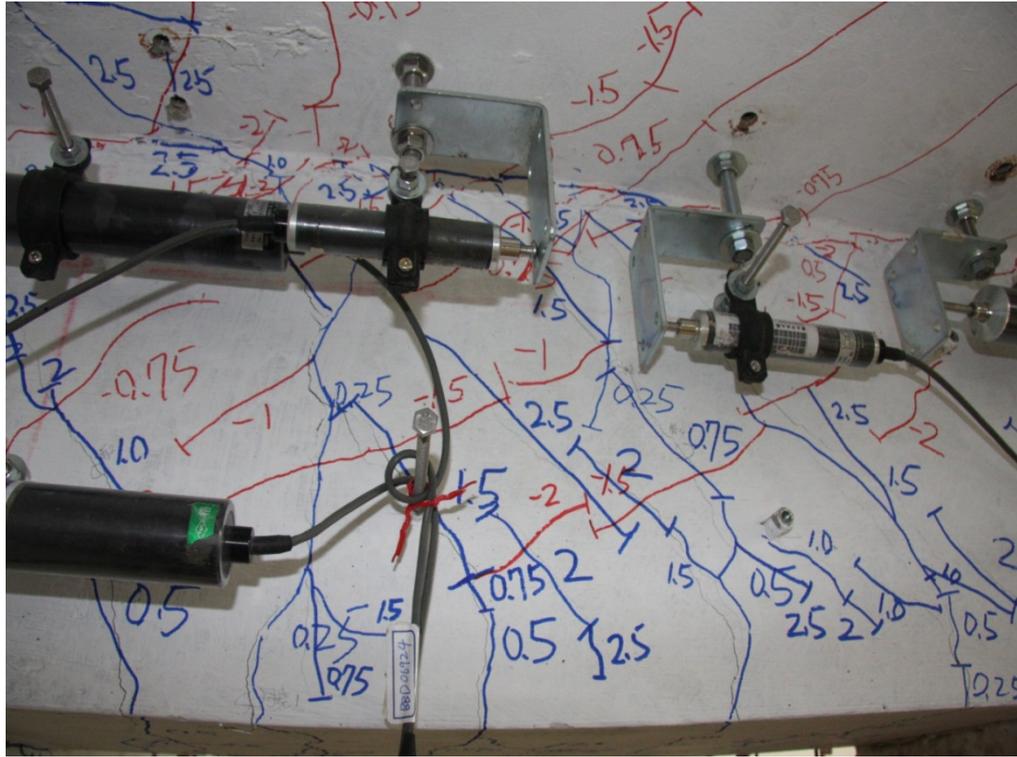


圖 4-41 HT1bj 於 DR=2.5%時試體降伏時剪力裂縫發展情形



圖 4-42 HT1bj 於 DR=-2.5%時交接面裂縫發展情形

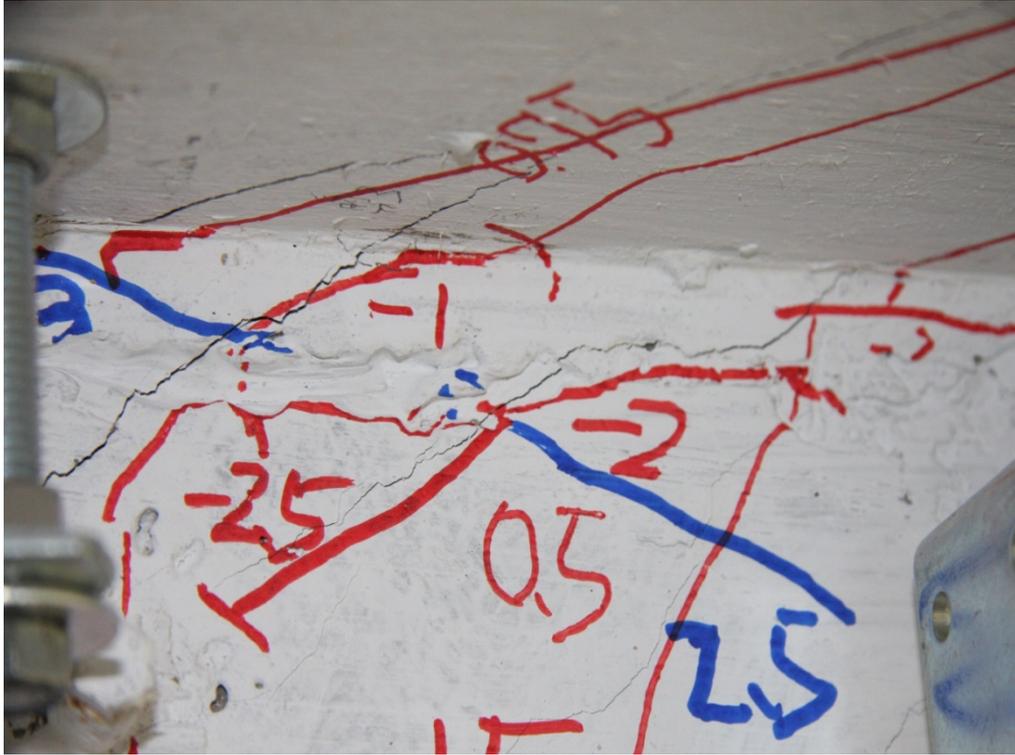


圖 4-43 HT1bj 於 $DR=-3\%$ 時交接面水平裂縫發展情形

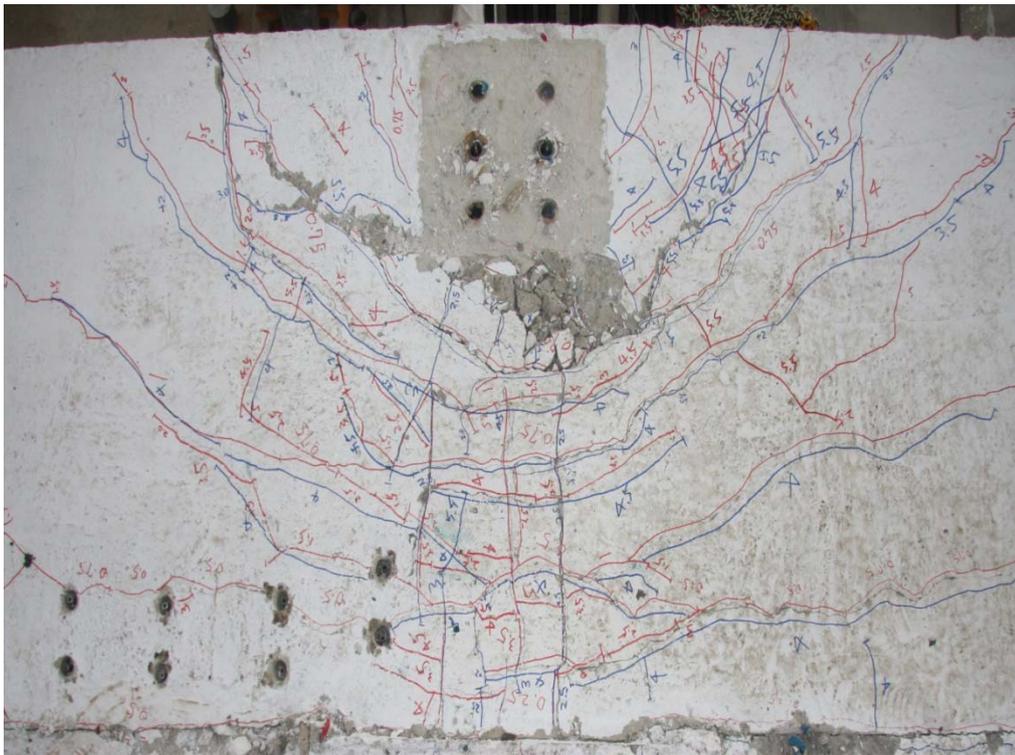


圖 4-44 HT1bj 試體破壞時翼版裂縫發展情形($DR=5.5\%$)



圖 4-45 HT1bj 試體破壞時梁腹裂縫發展情形(DR=5.5%)

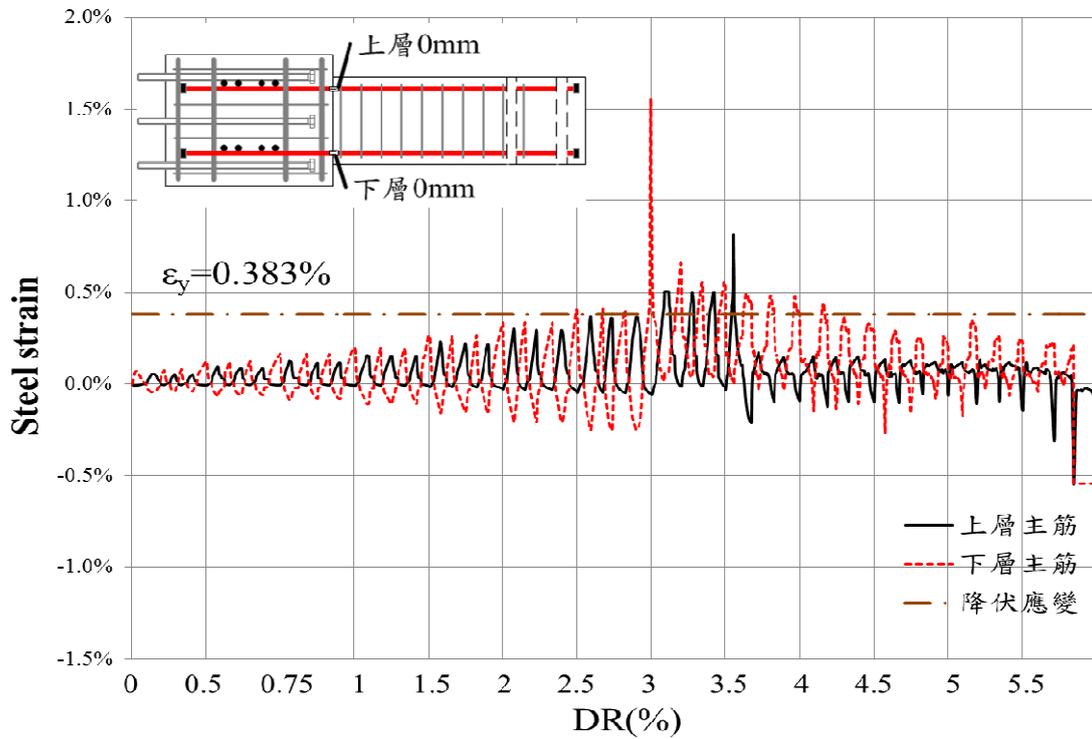


圖 4-46 HT1b 試體主筋應變圖(距離臨界斷面 0mm 處)

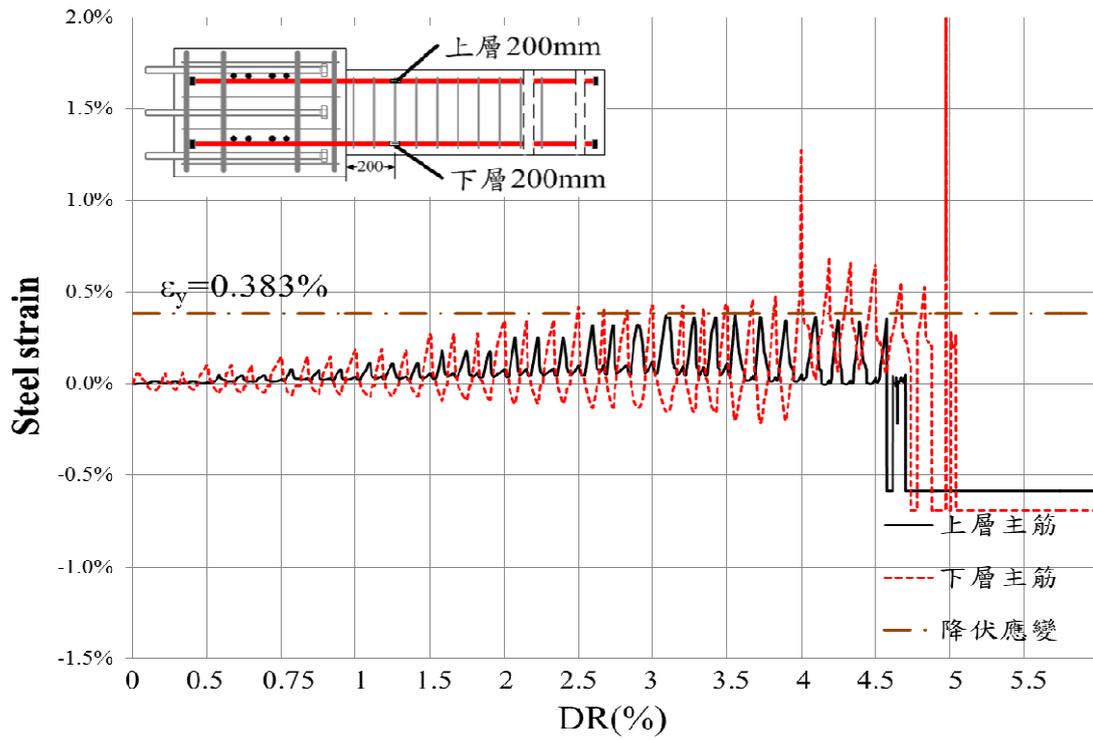


圖 4-47 HT1b 試體主筋應變圖(距離臨界斷面 200mm 處)

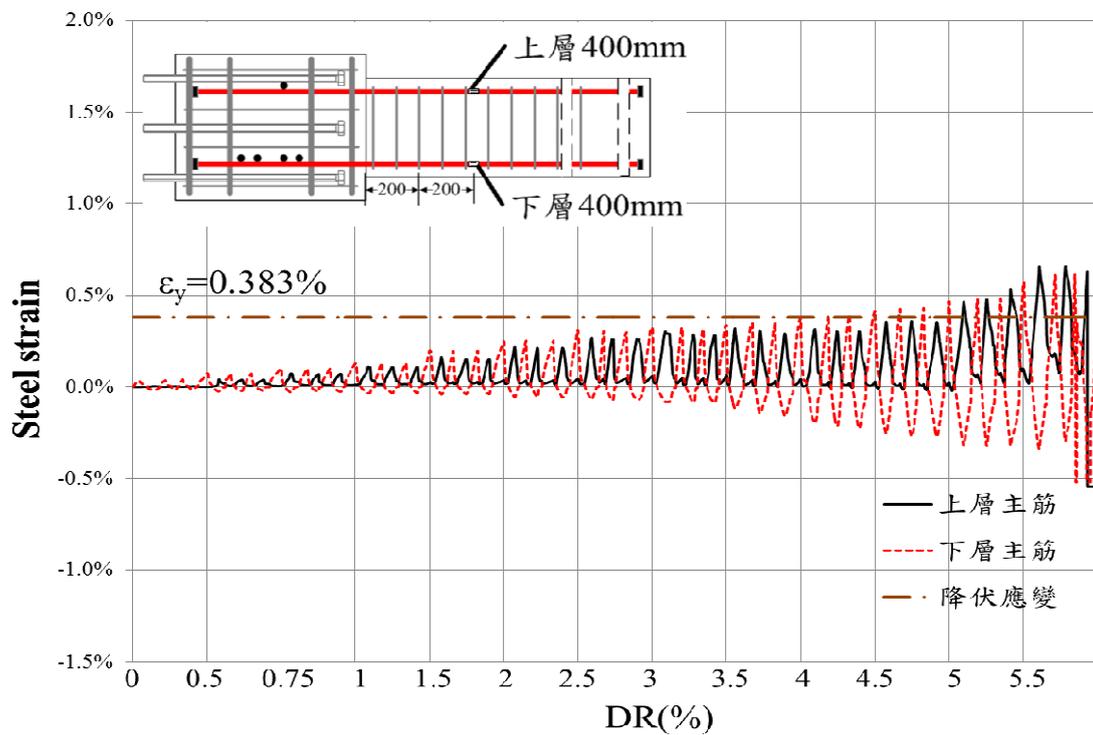


圖 4-48 HT1b 試體主筋應變圖(距離臨界斷面 400mm 處)

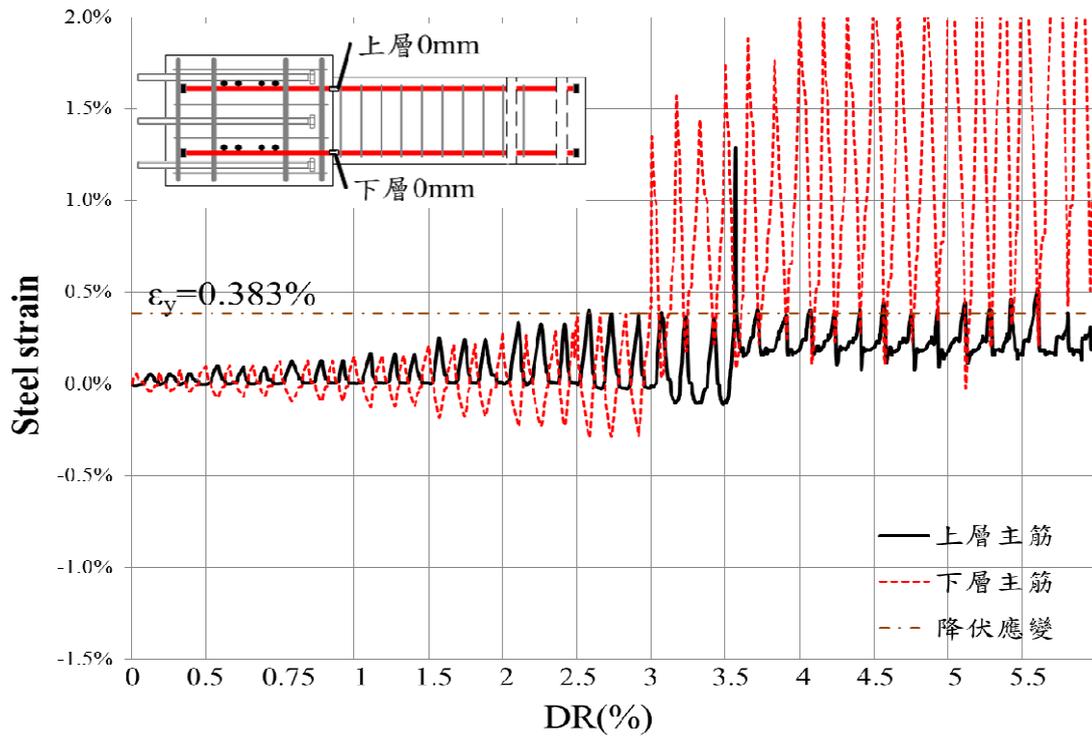


圖 4-49 HT1bj 試體主筋應變圖(距離臨界面 0mm 處)

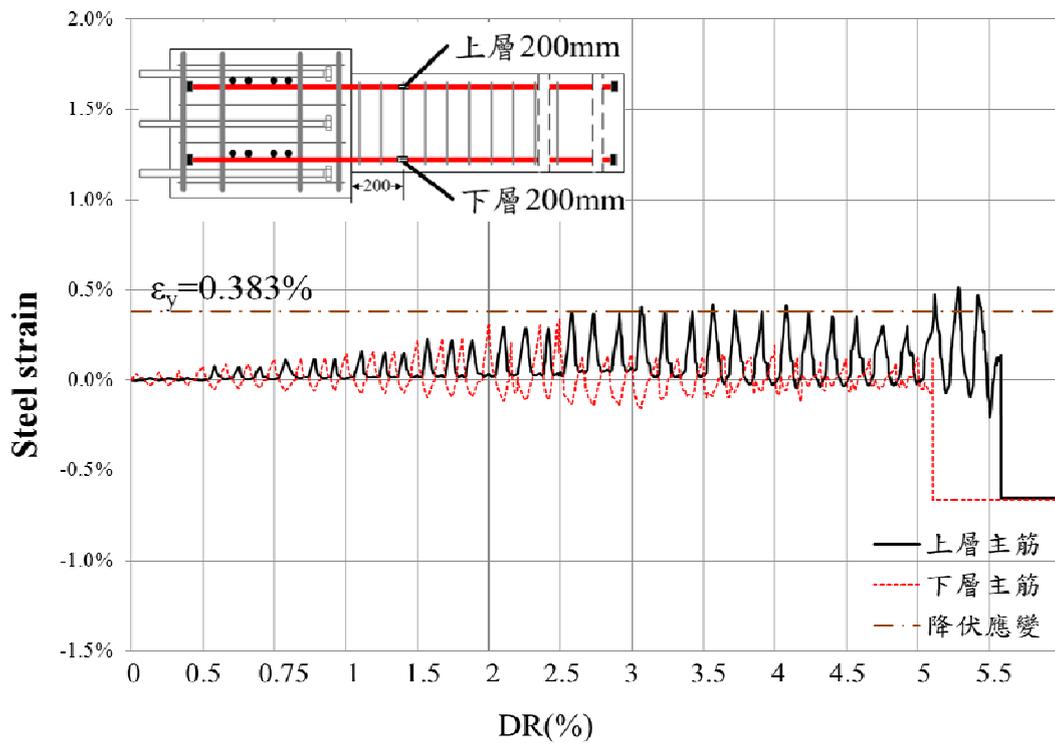


圖 4-50 HT1bj 試體主筋應變圖(距離臨界面 200mm 處)

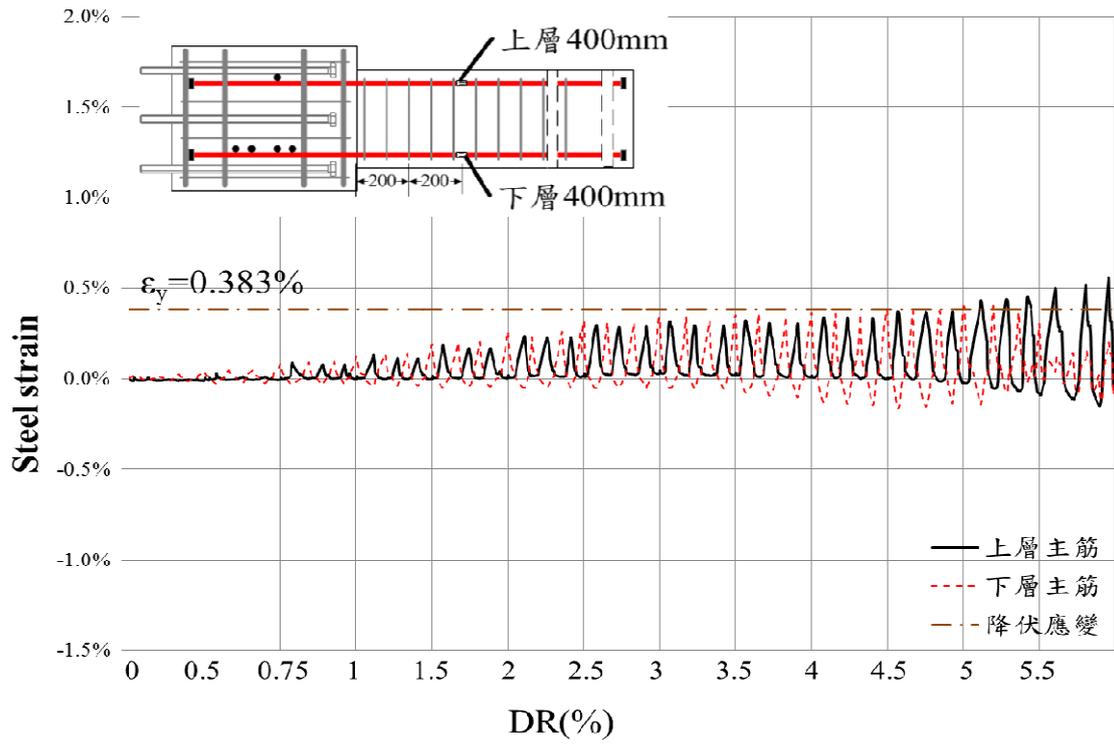


圖 4-51 HT1bj 試體主筋應變圖(距離臨界面 400mm 處)

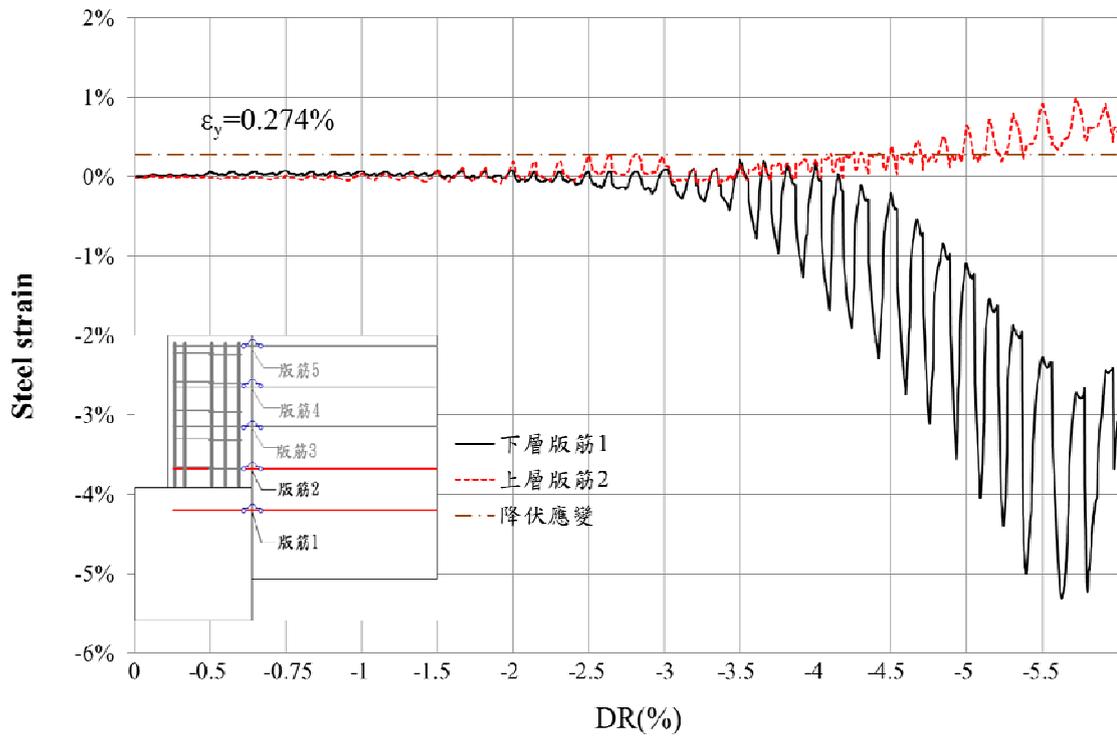


圖 4-52 HT1b 試體版筋應變圖

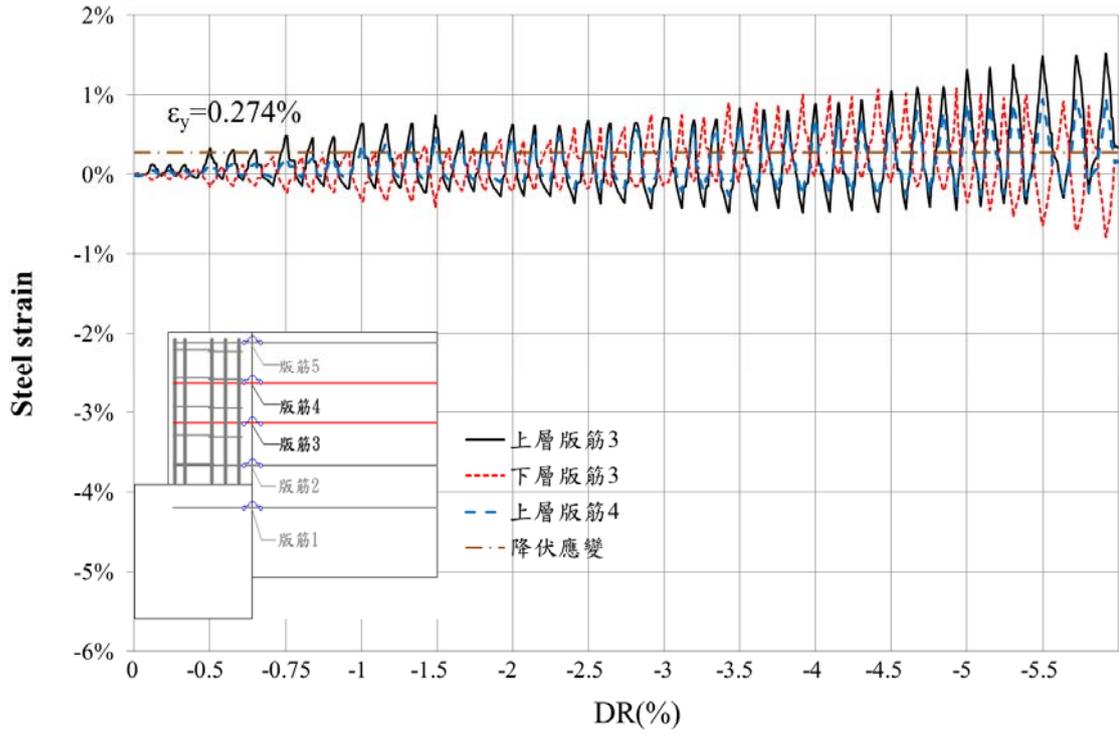


圖 4-53 HT1b 試體版筋應變圖(續)

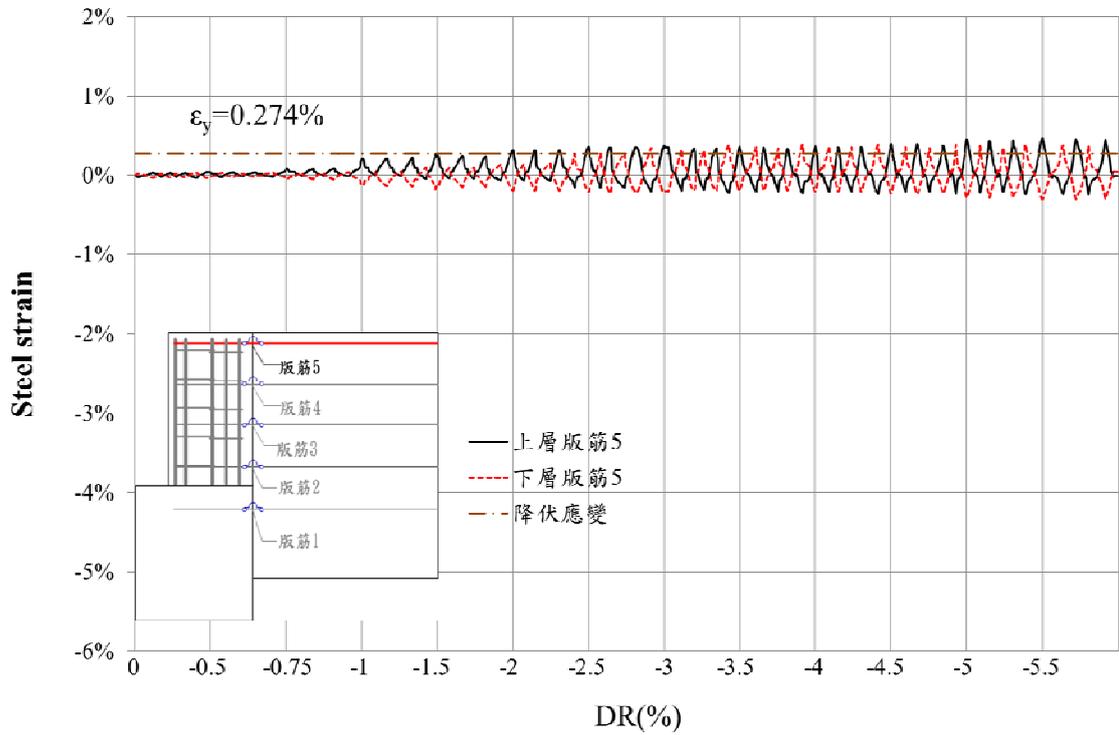


圖 4-54 HT1b 試體版筋應變圖(續)

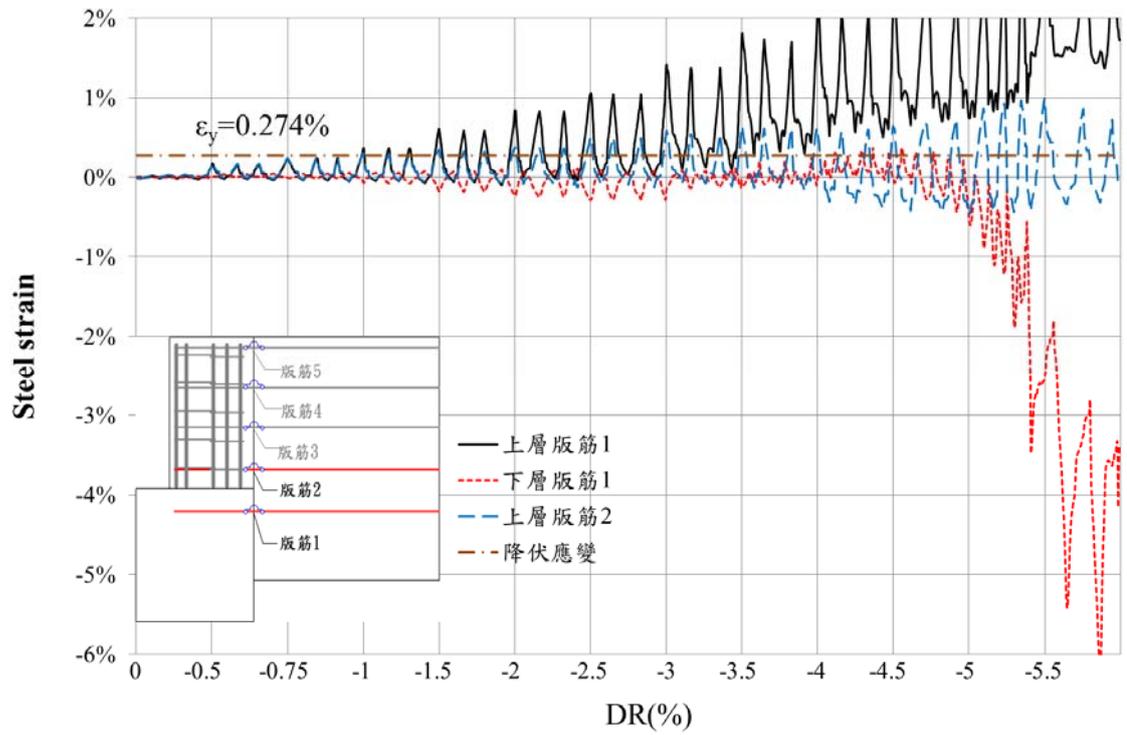


圖 4-55 HT1bj 試體版筋應變圖

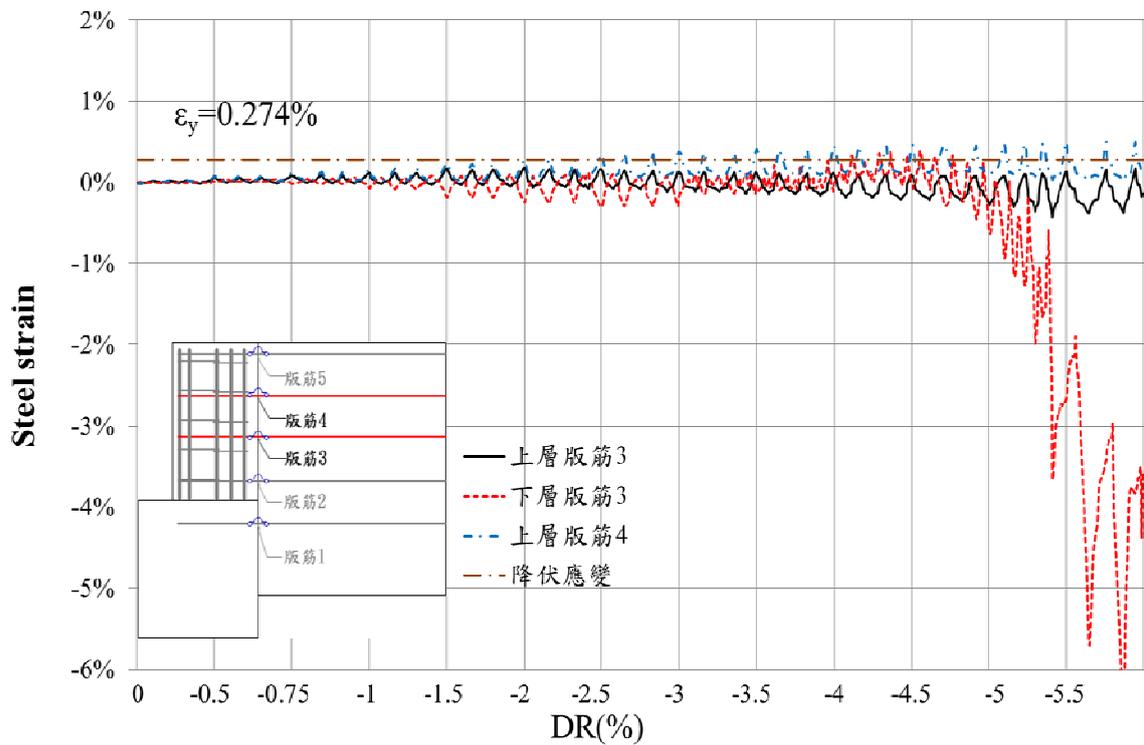


圖 4-56 HT1bj 試體版筋應變圖(續)

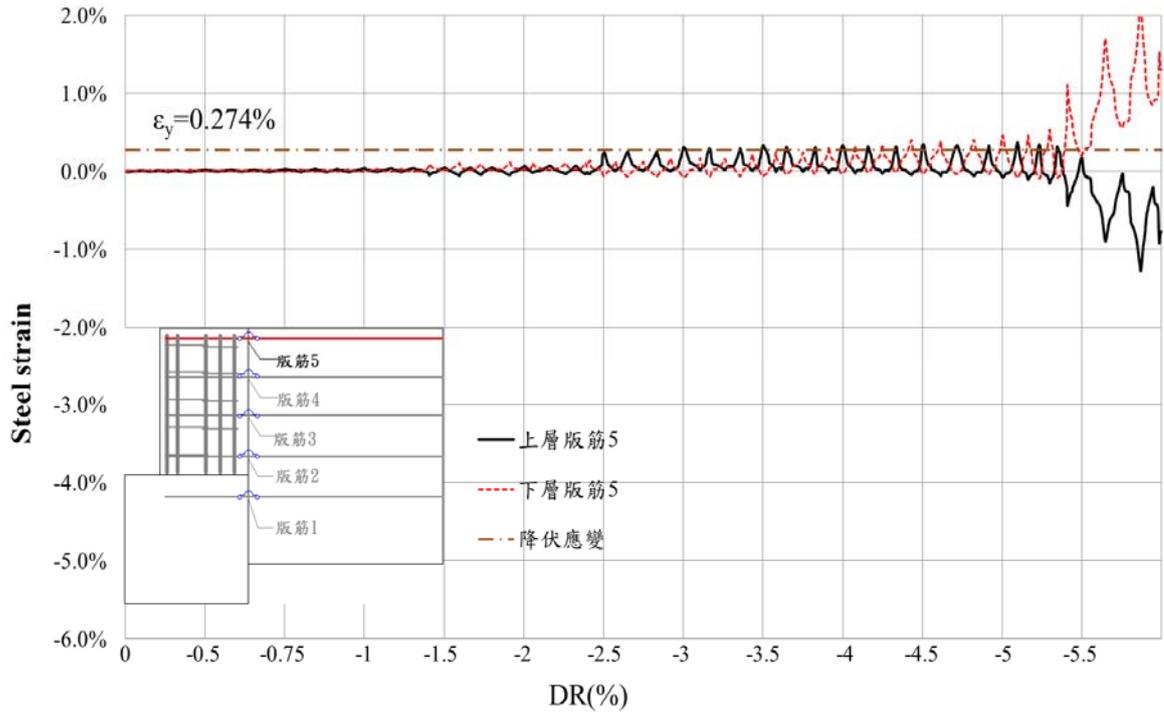


圖 4-57 HT1bj 試體版筋應變圖(續)

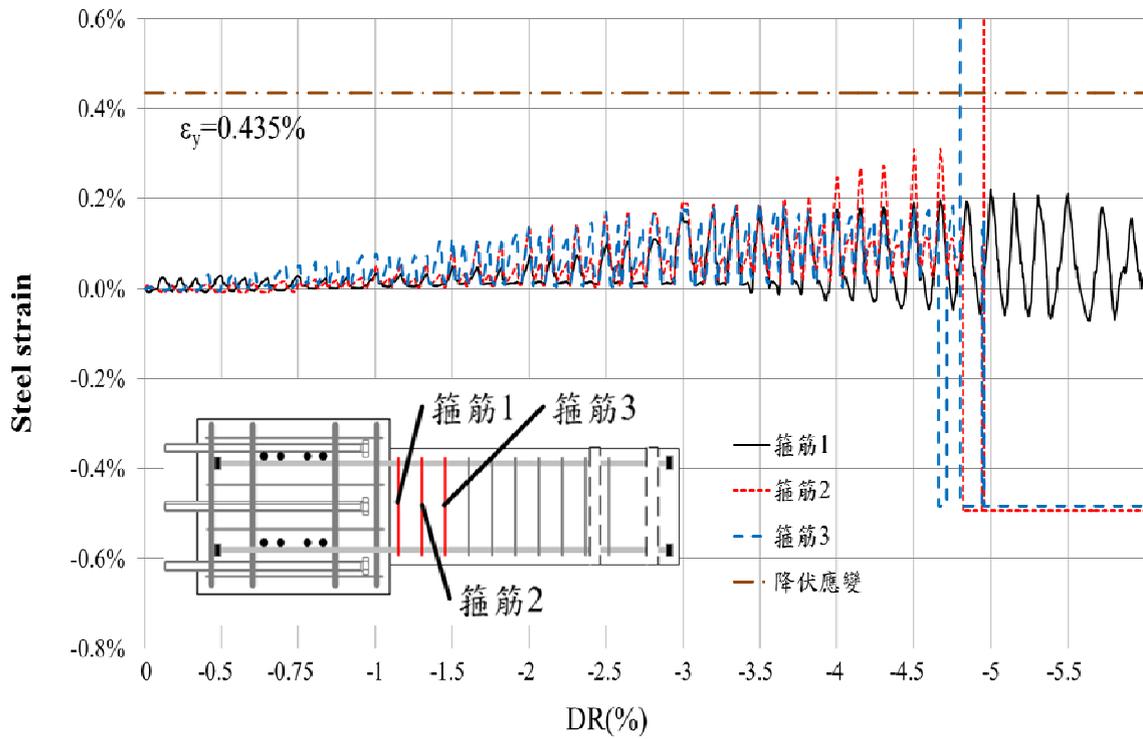


圖 4-58 HT1b 試體箍筋應變圖

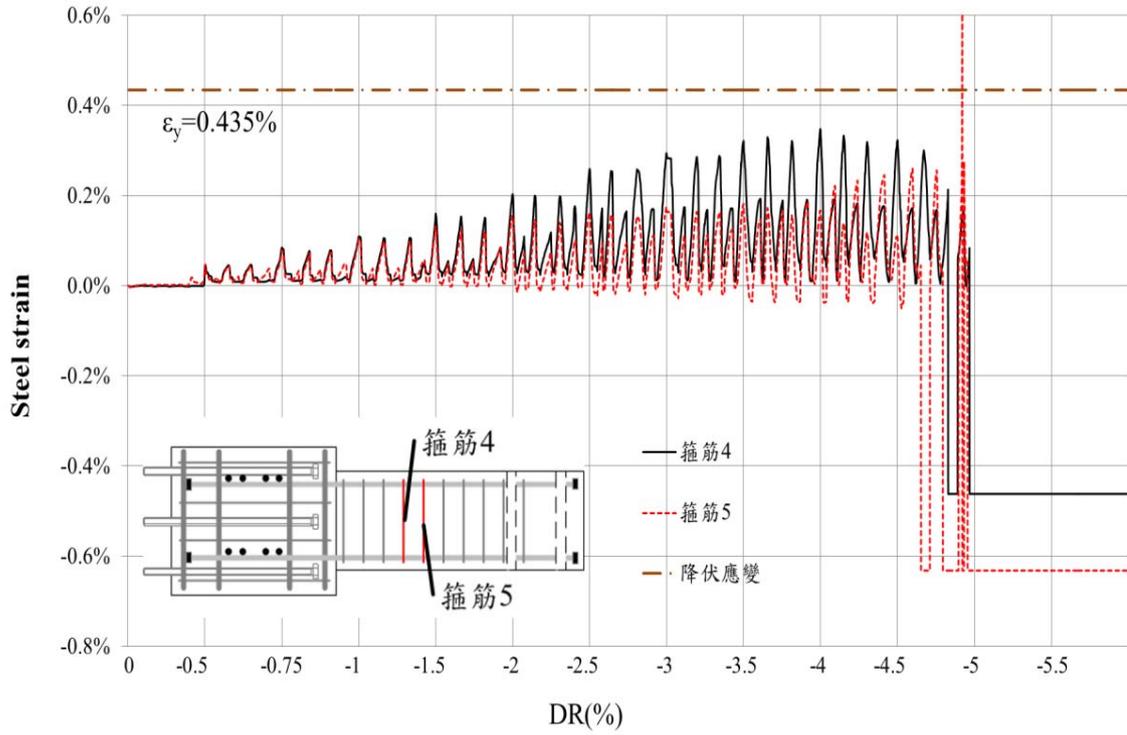


圖 4-59HT1b 試體箍筋應變圖(續)

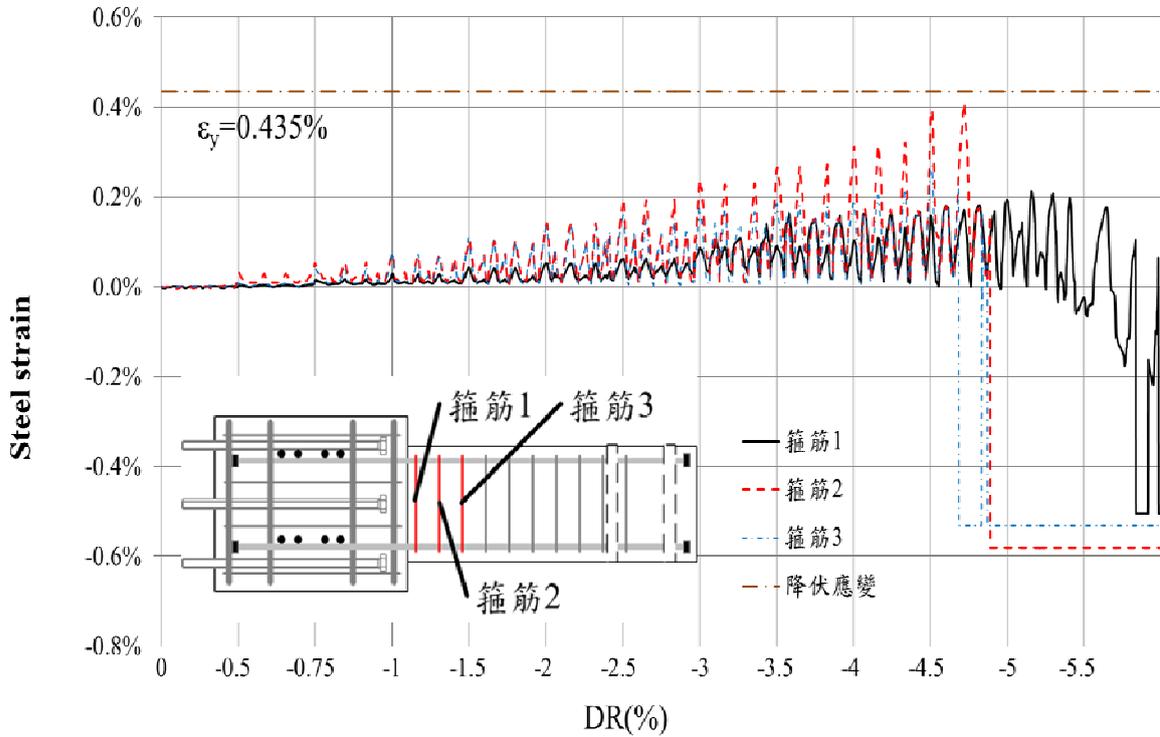


圖 4-60 HT1bj 試體箍筋應變

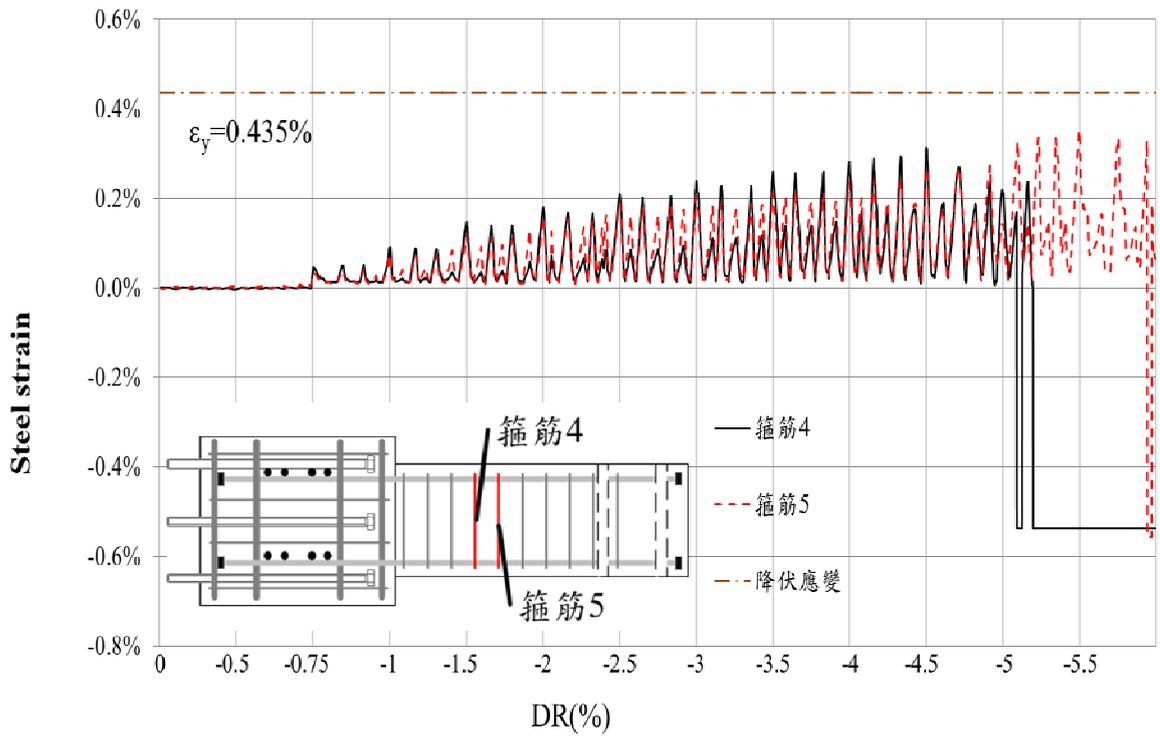


圖 4-61 HT1bj 試體箍筋應變(續)

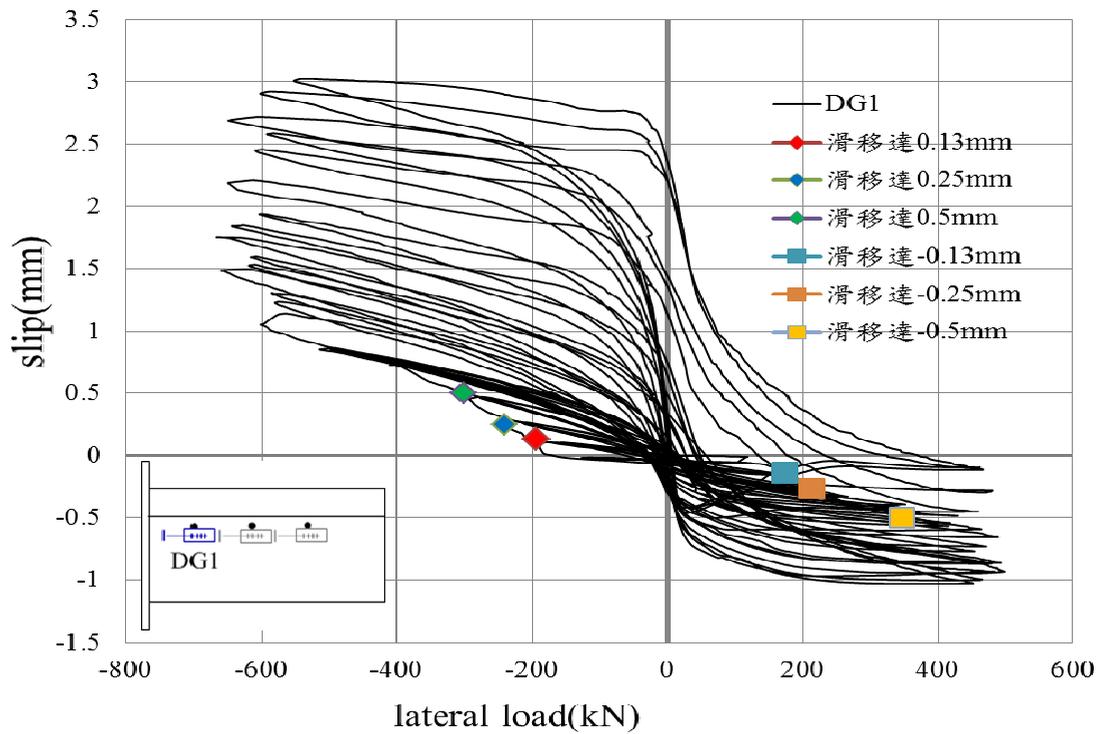


圖 4-62 HT1b 試體交接面滑移圖 DG1

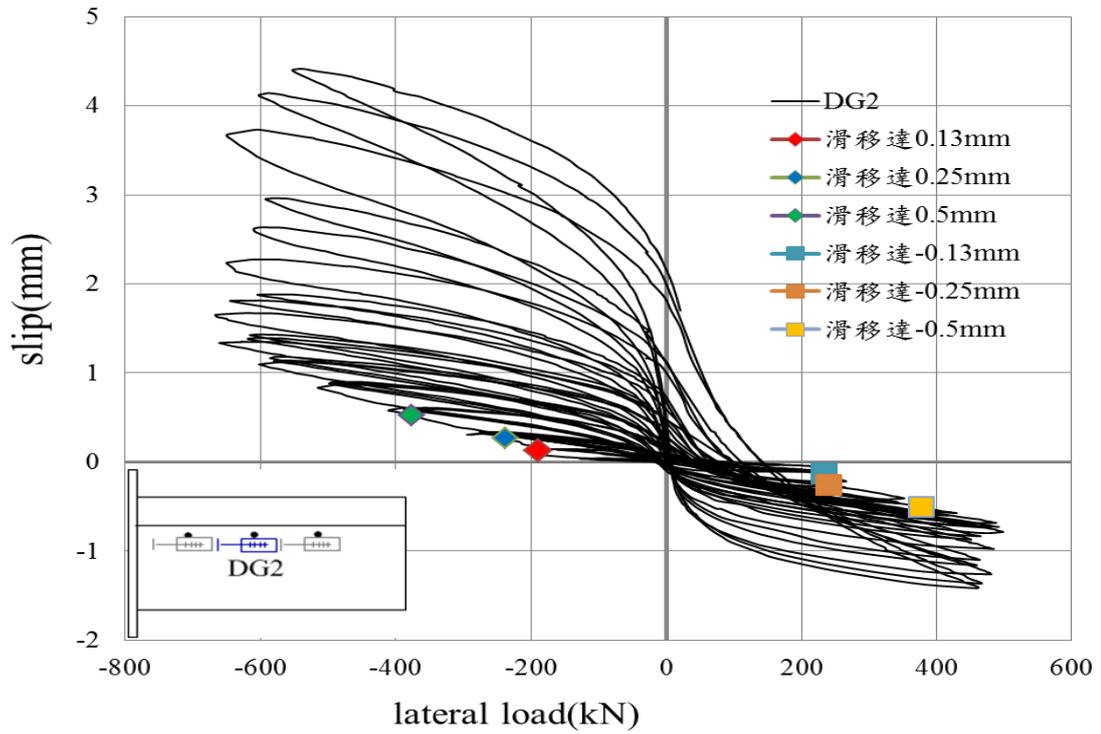


圖 4-63 HT1b 試體交接面滑移圖 DG2

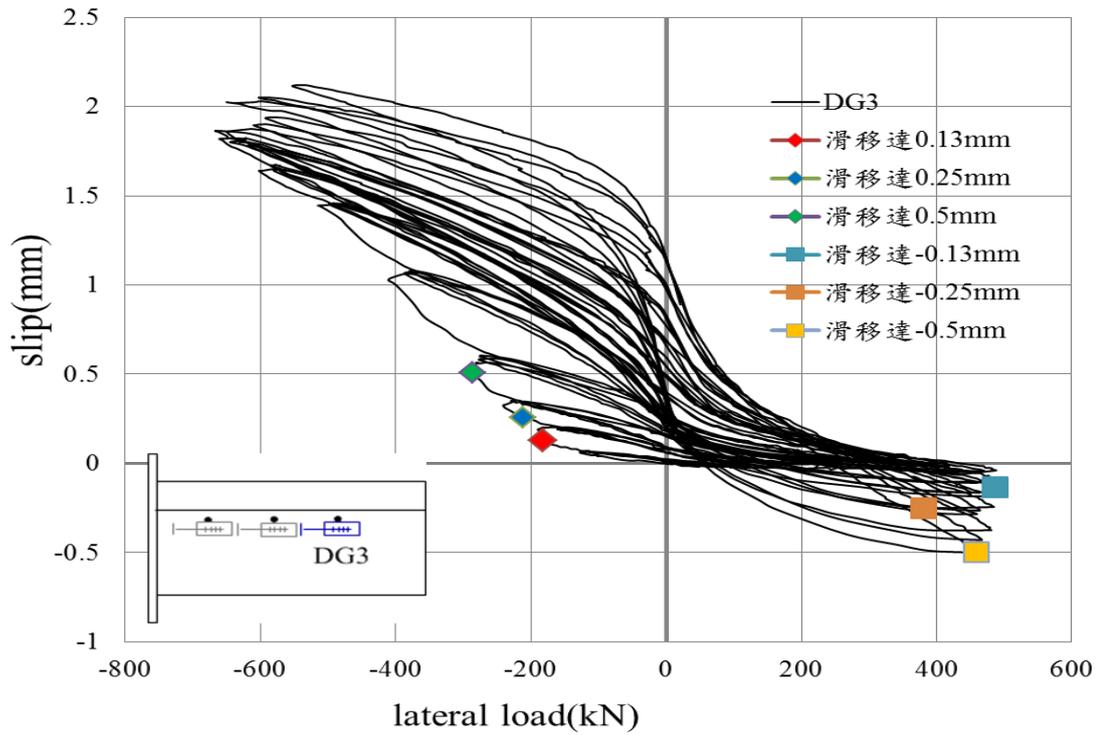


圖 4-64 HT1b 試體交接面滑移圖 DG3

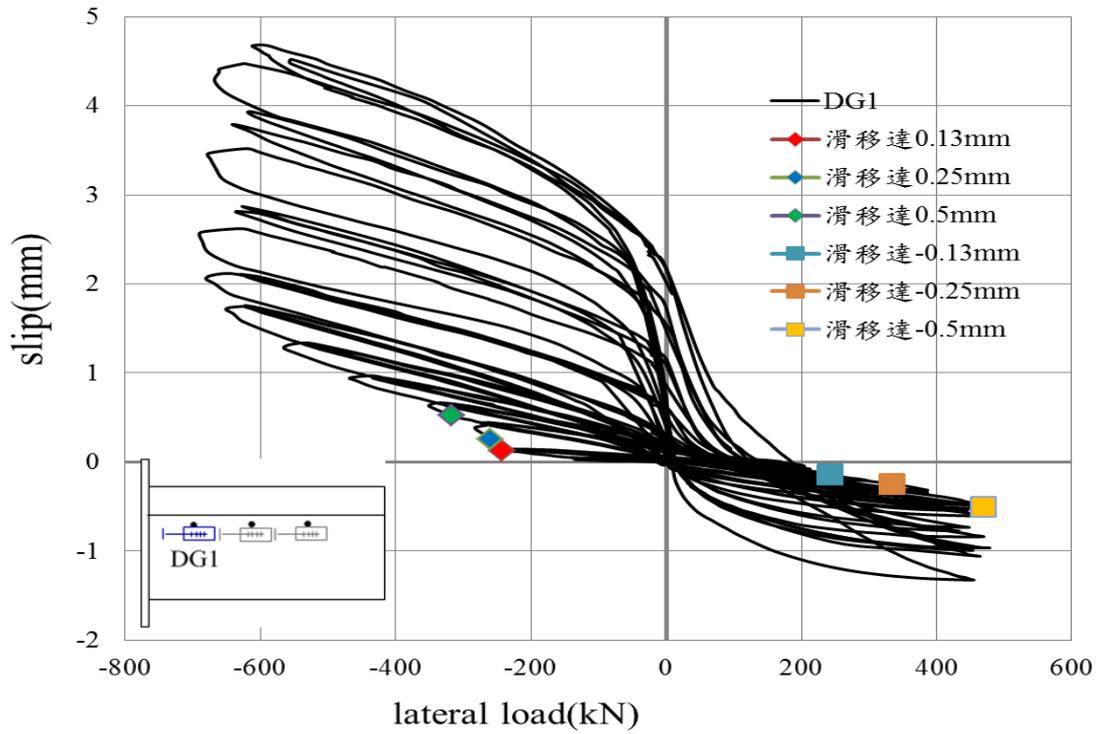


圖 4-65 HT1bj 試體交接面滑移圖 DG1

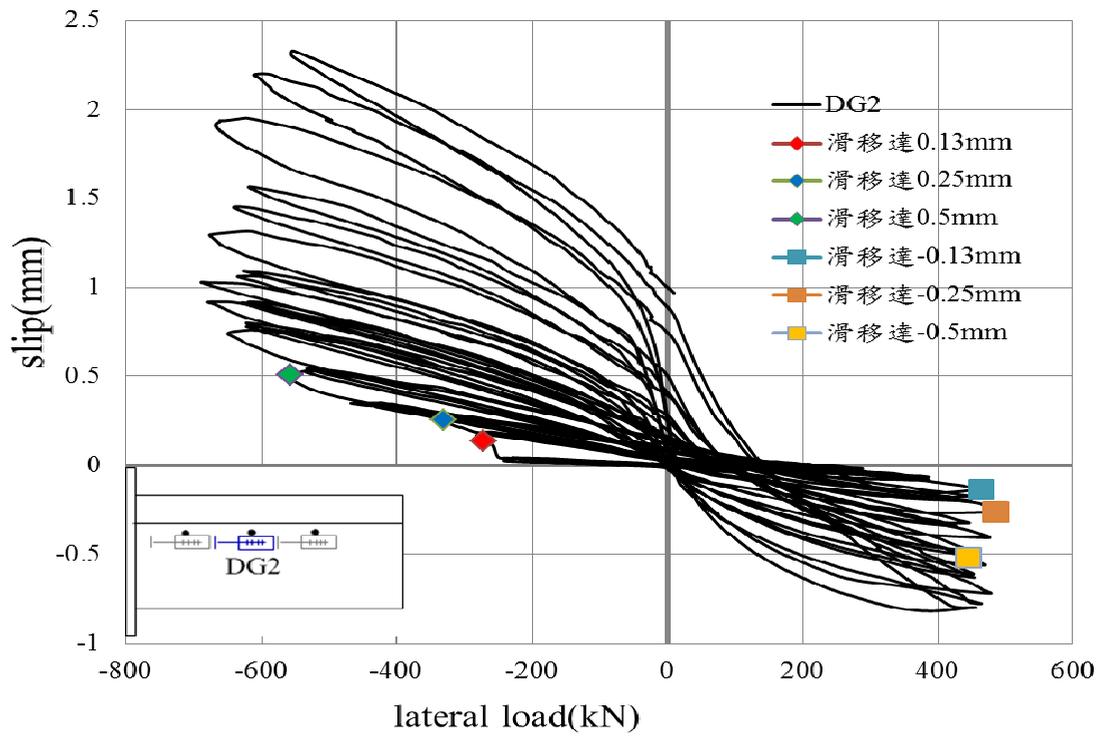


圖 4-66 HT1bj 試體交接面滑移圖 DG2

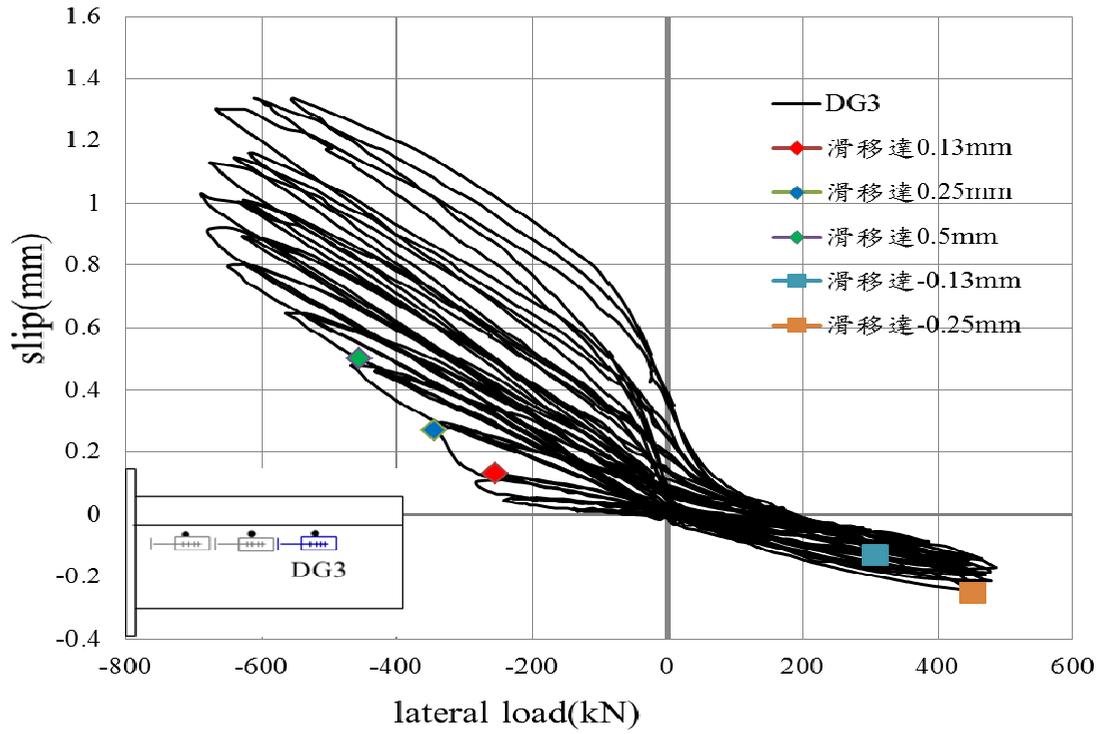


圖 4-67 HT1bj 試體交接面滑移圖 DG3

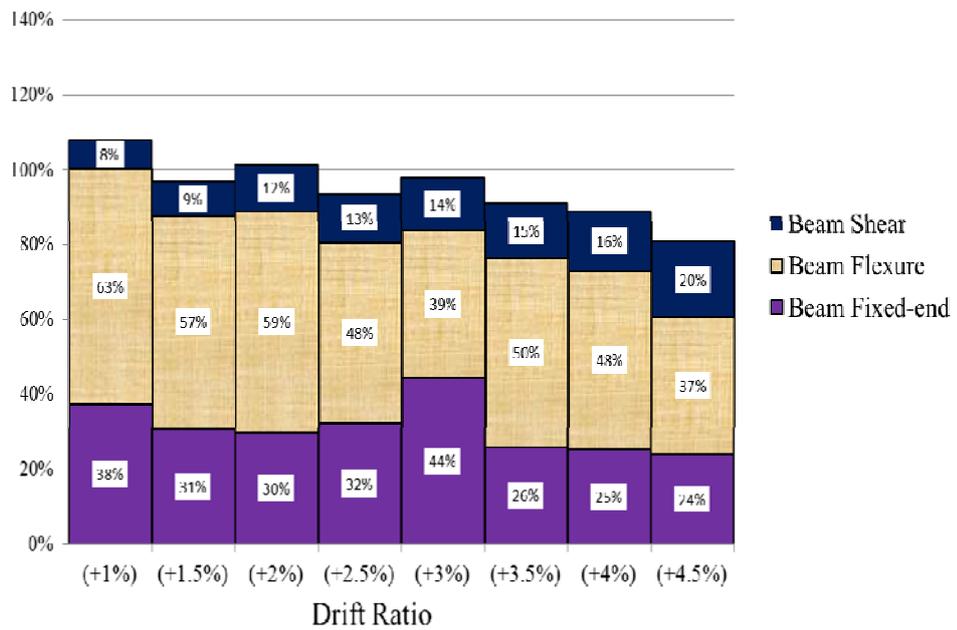


圖 4- 68 HT1b 試體正彎矩位移貢獻

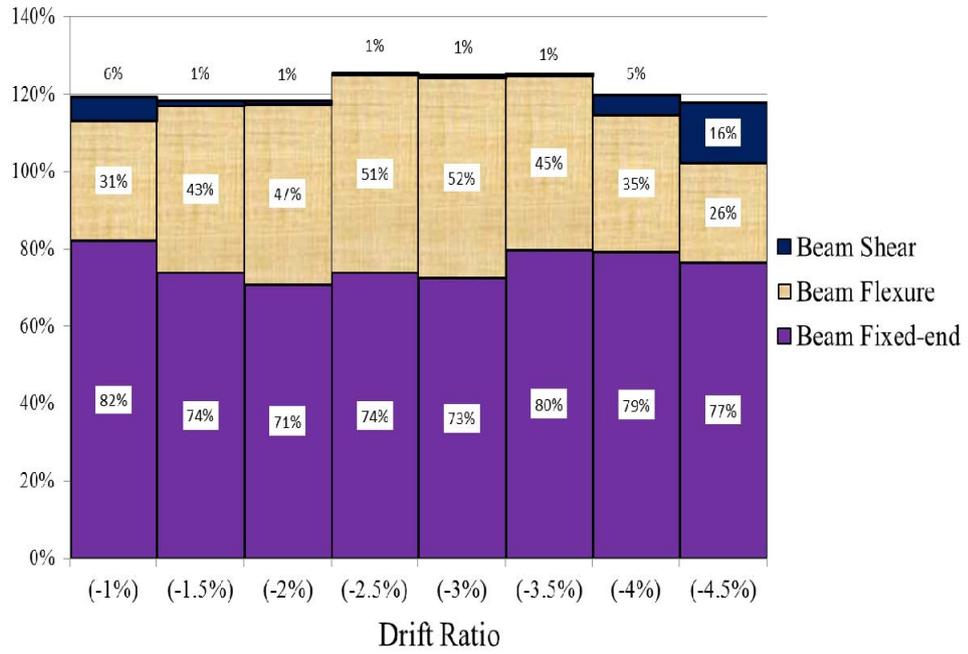


圖 4-69 HT1b 試體負彎矩位移貢獻

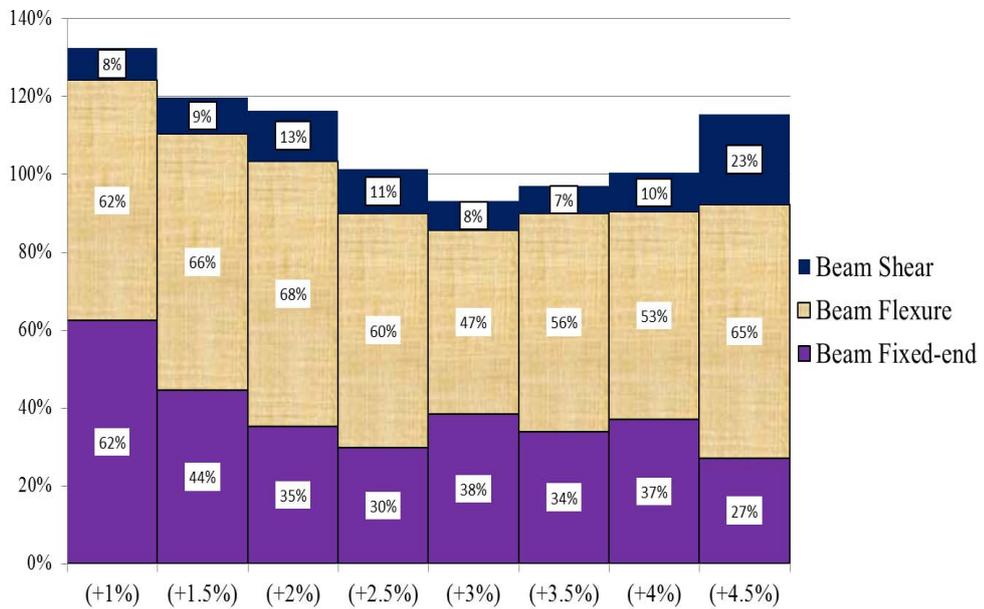


圖 4-70 HT1bj 試體正彎矩位移貢獻

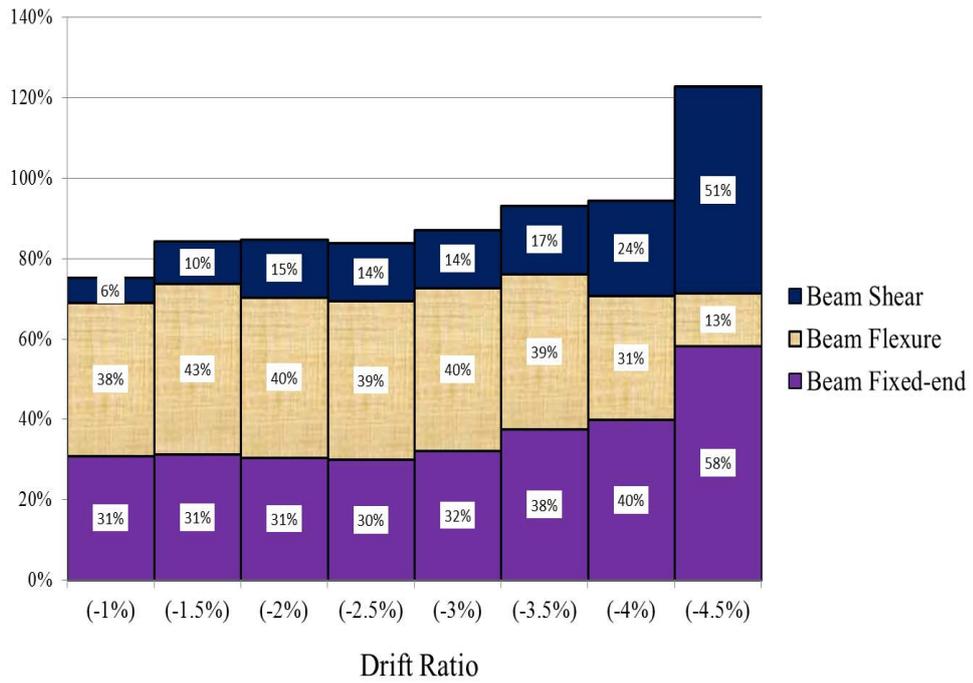


圖 4-71 HT1bj 試體負彎矩位移貢獻

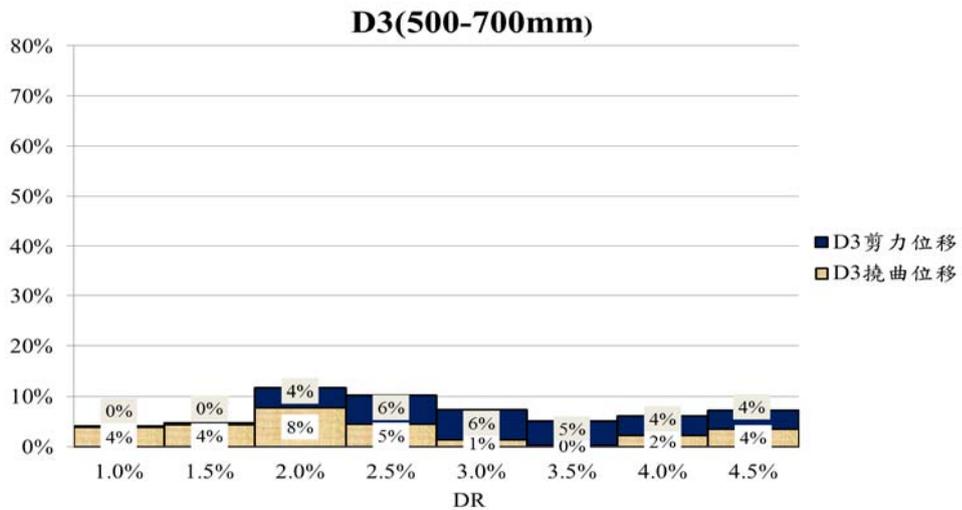
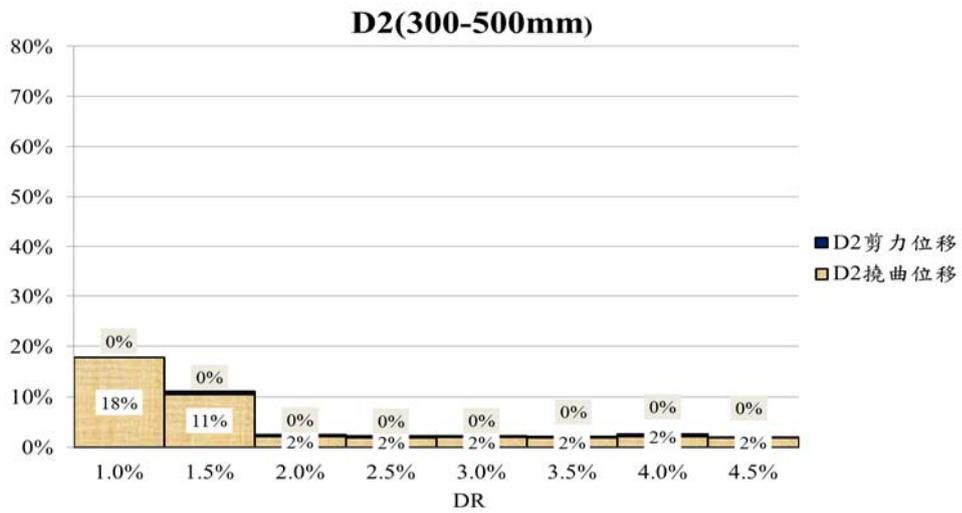
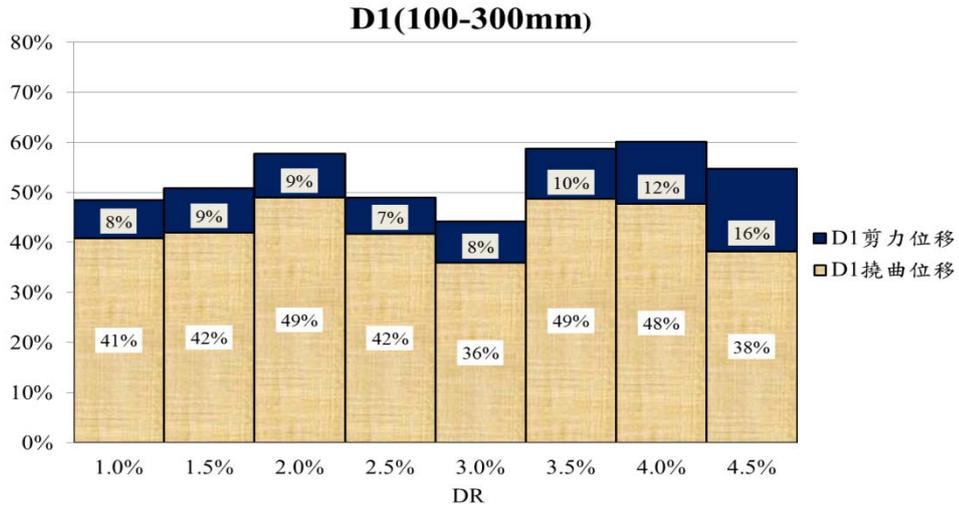


圖 4-72 HT1b 各區塊正向加載位移分佈

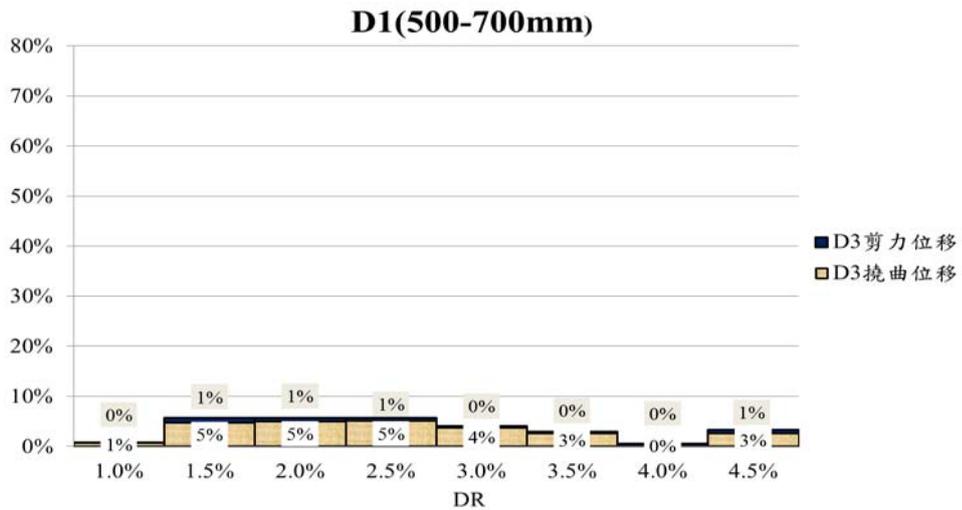
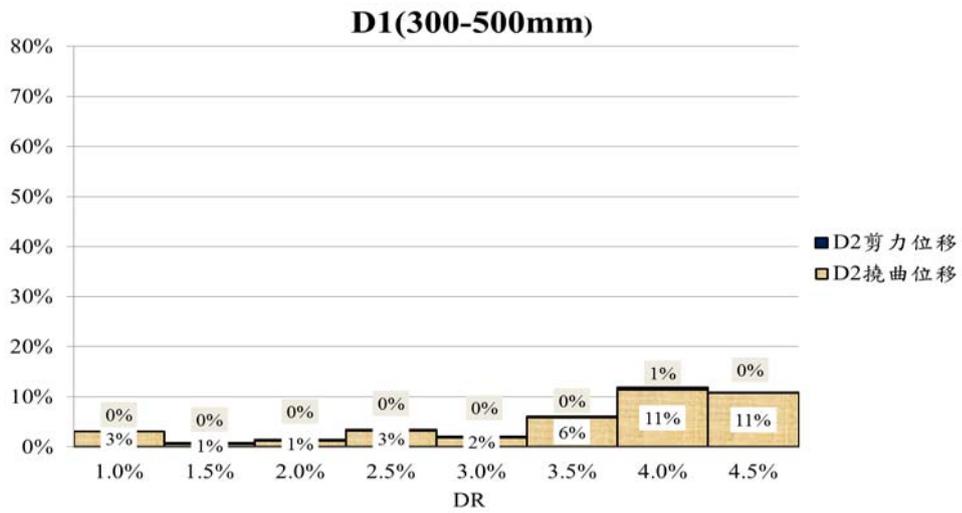
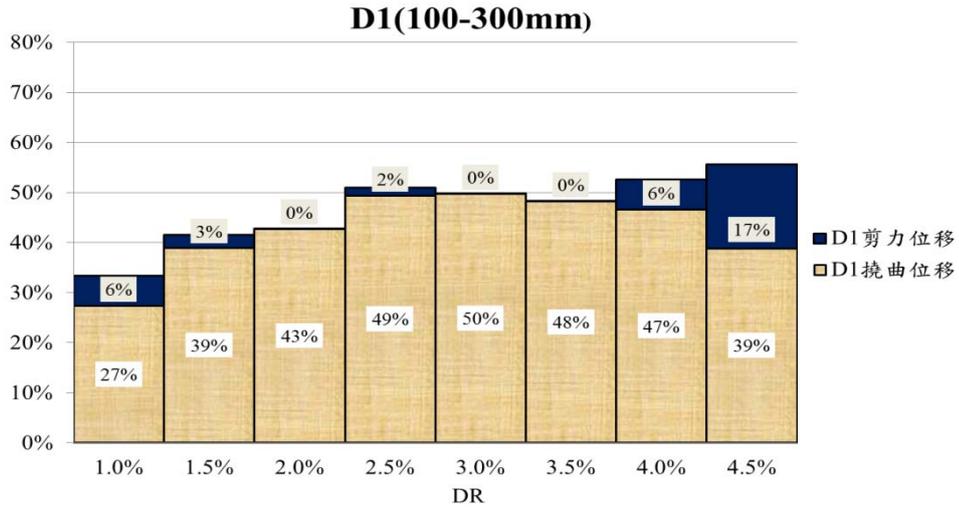


圖 4-73 HT1b 各區塊負向加載位移分佈

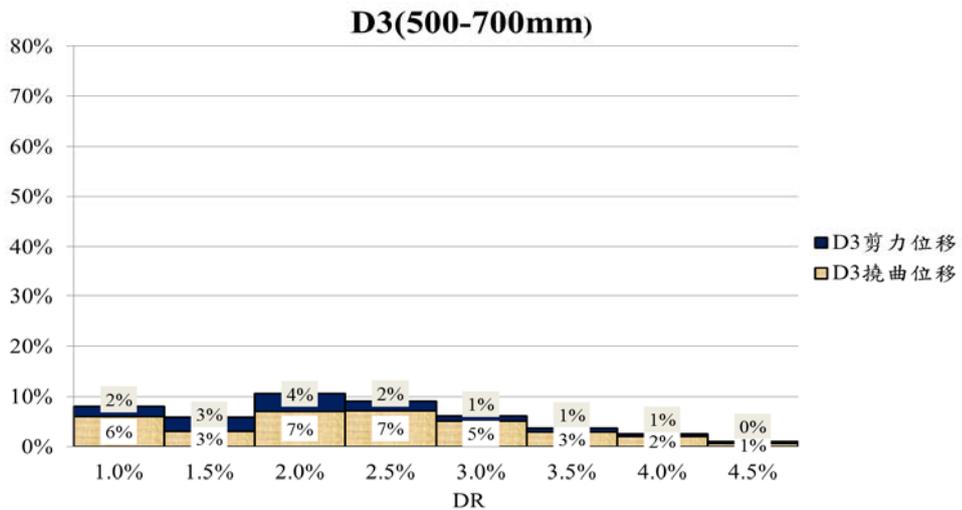
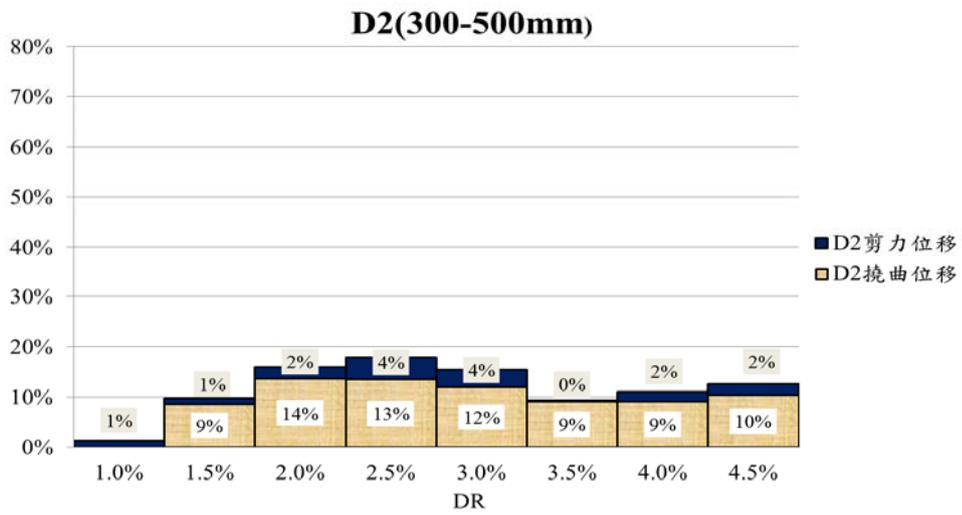
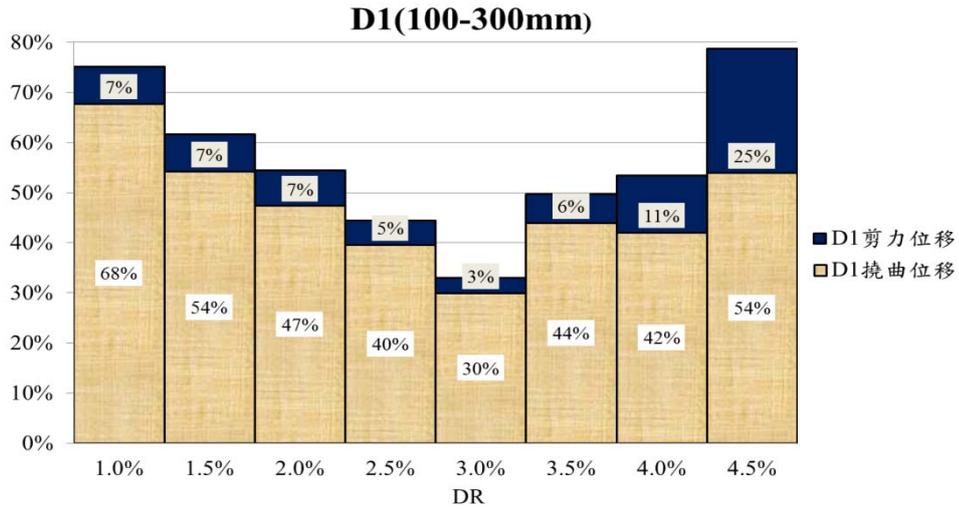


圖 4-74 HT1bj 各區塊正向加載位移分佈

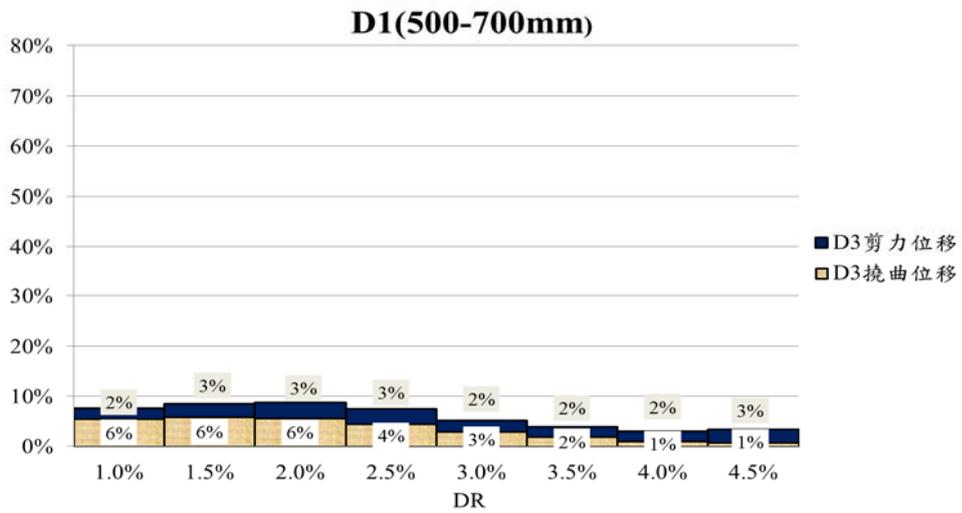
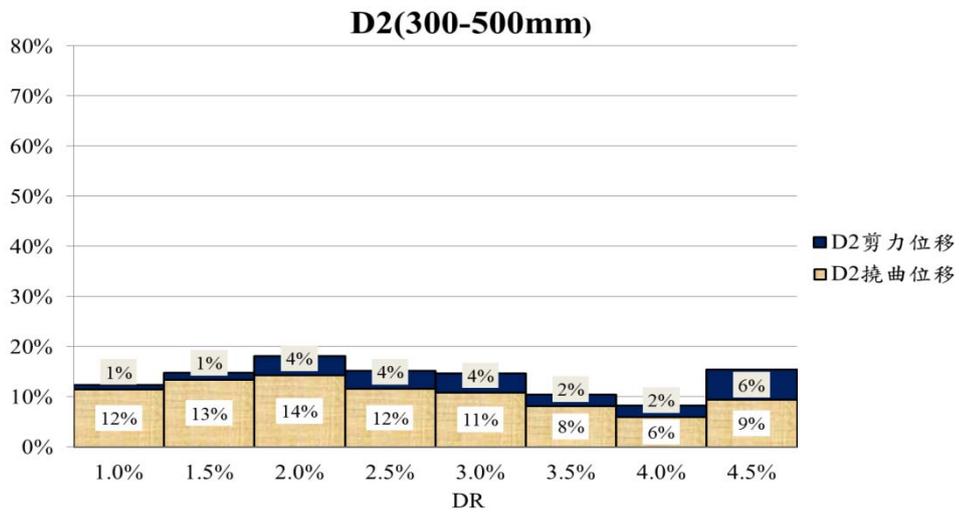
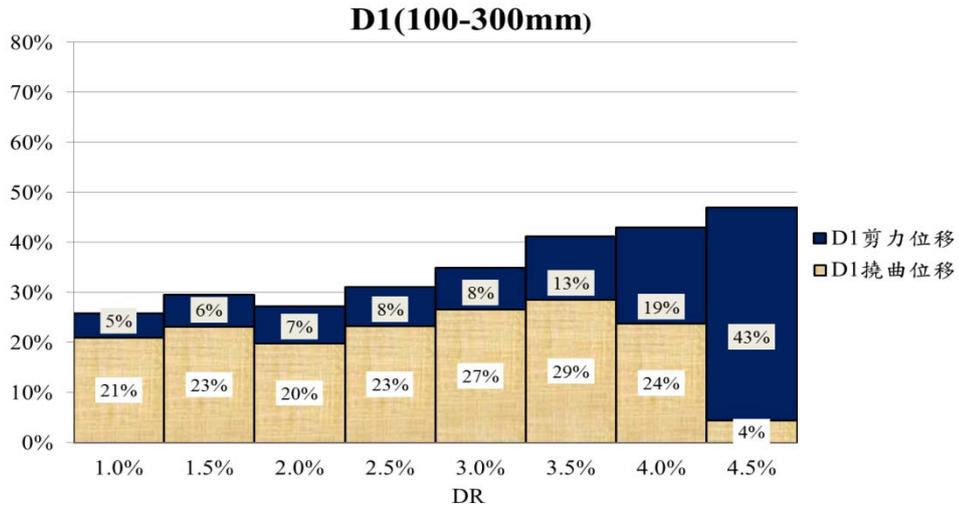


圖 4-75 HT1bj 各區塊負向加載位移分佈

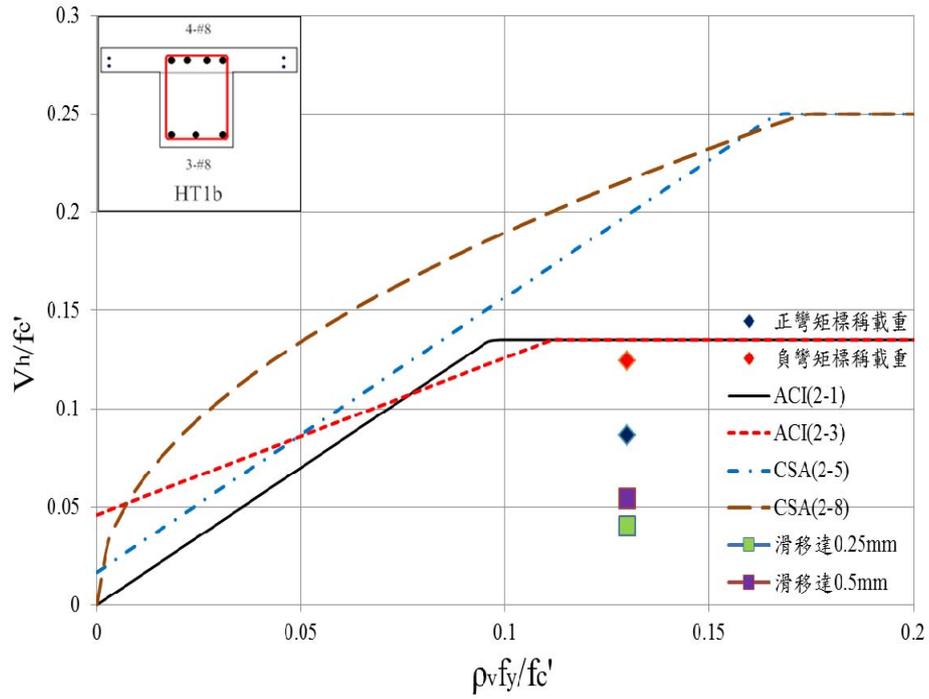


圖 5-1 HT1b 試體規範公式分析結果

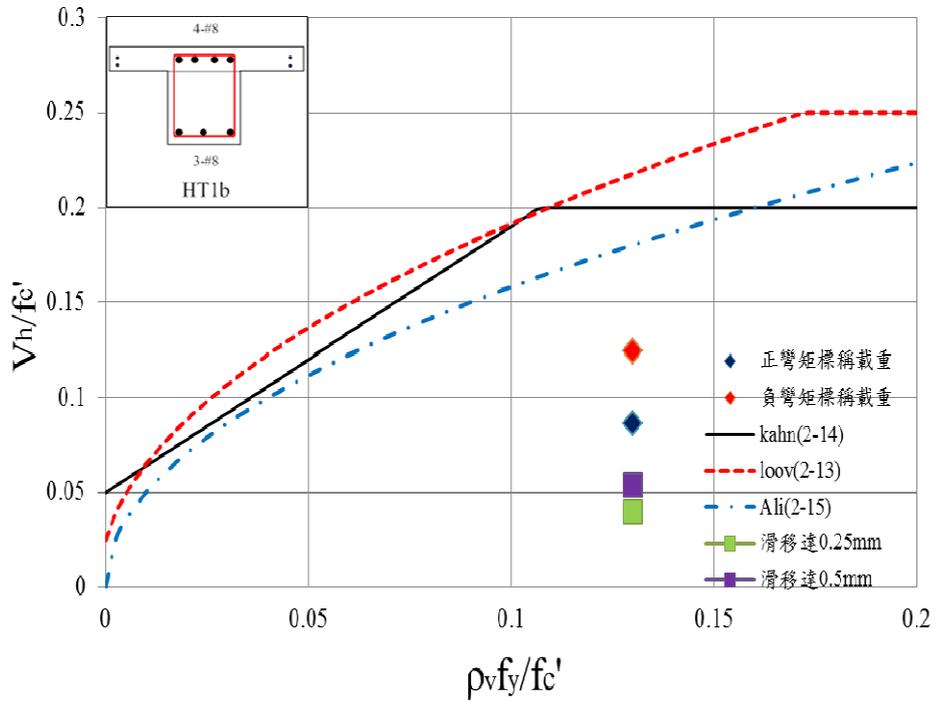


圖 5-2 HT1b 試體學者經驗公式分析結果

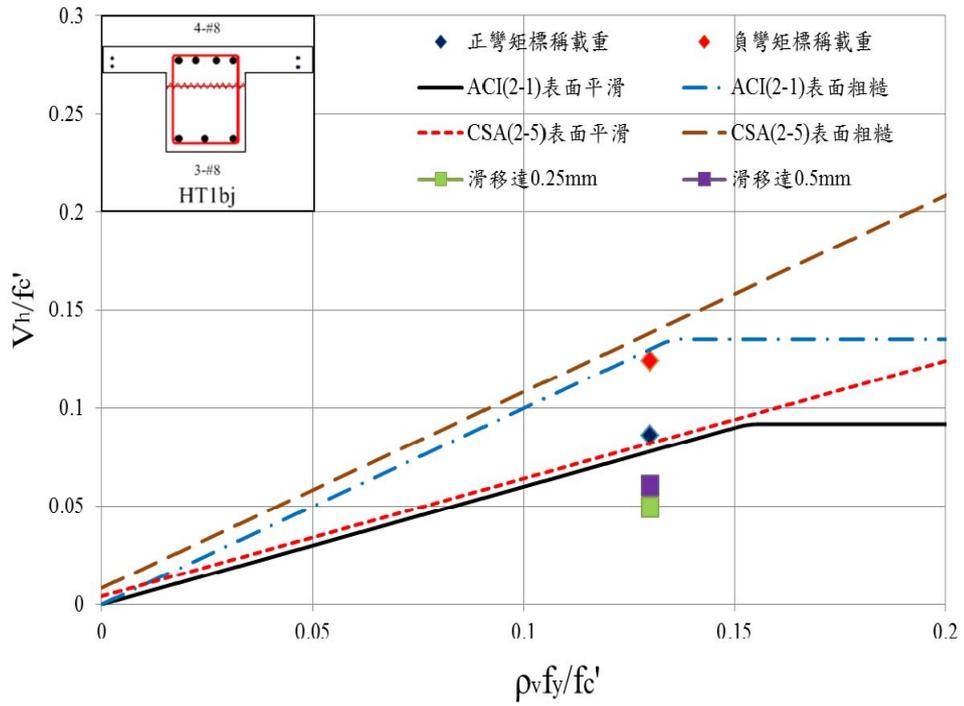


圖 5-3 HT1bj 試體規範公式分析結果

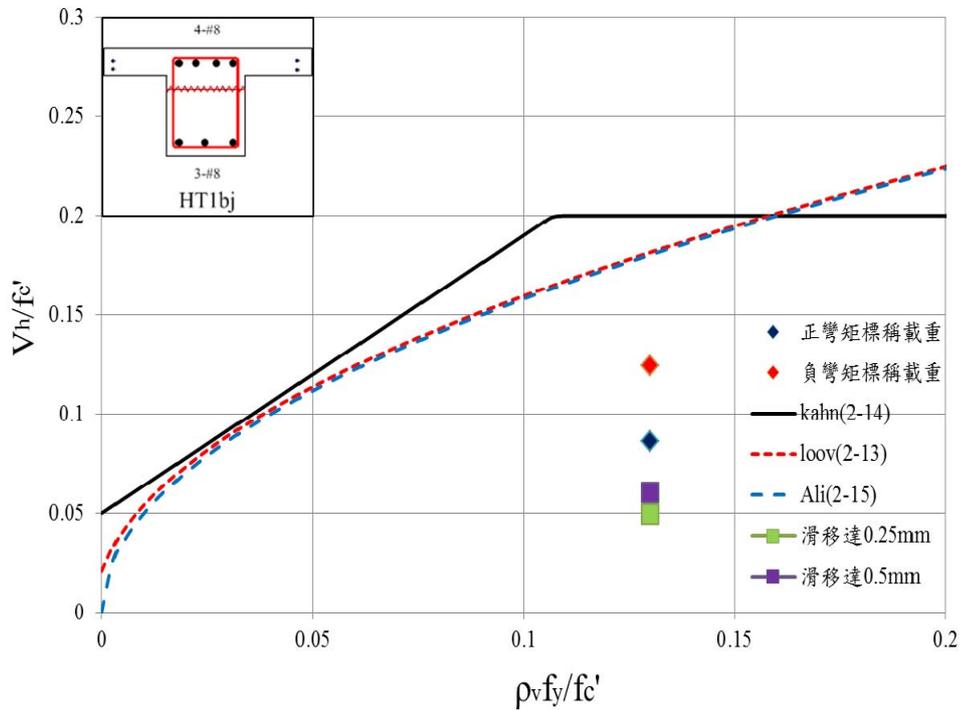
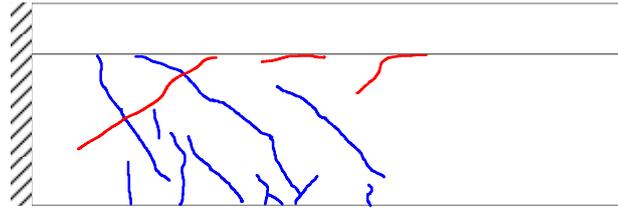
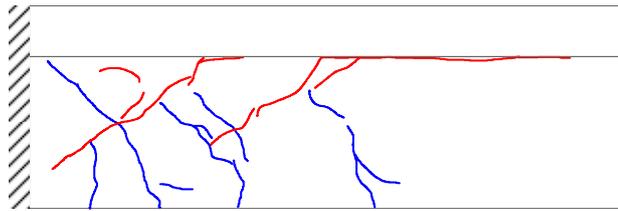


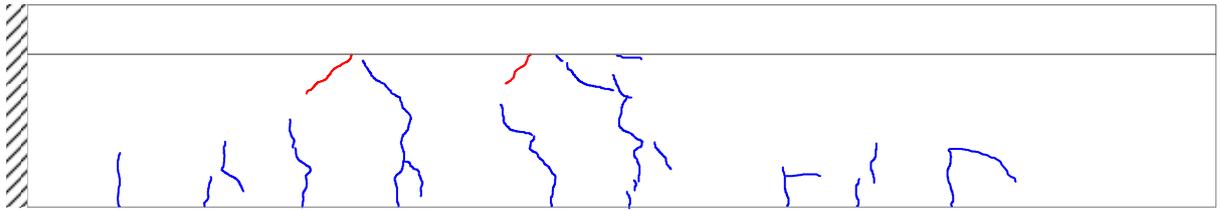
圖 5-4 HT1bj 試體學者經驗公式分析結果



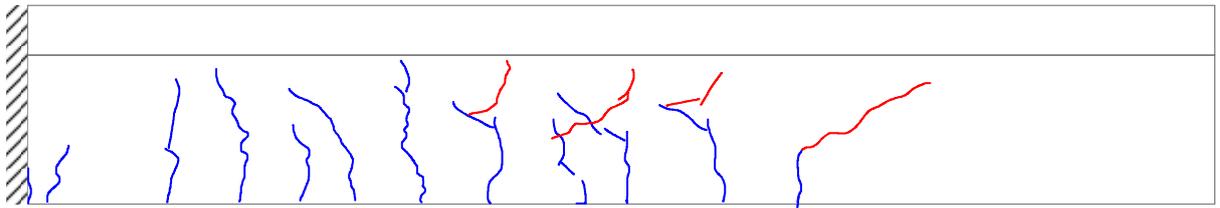
T1b(跨長=85cm， $a/d=2.4$)



T1bj(跨長=85cm， $a/d=2.4$)

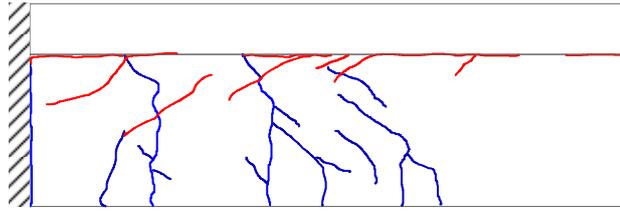


T1c(跨長=190cm， $a/d=5.4$)

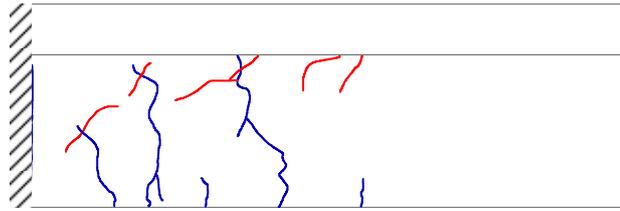


T1aj(跨長=190cm， $a/d=5.4$)

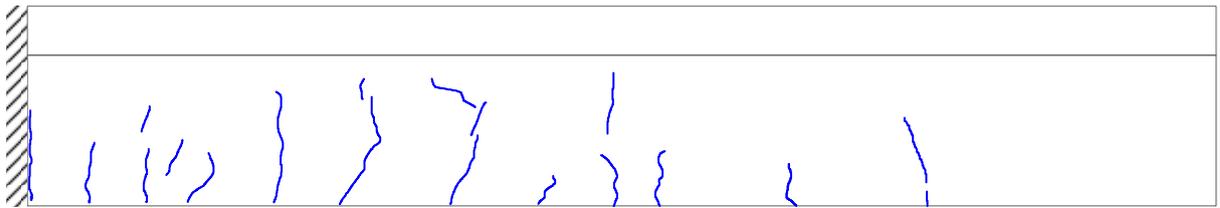
圖 5-5 一般 RC 試體於建議容許應力($f_s = 0.6f_y$)梁腹裂縫圖



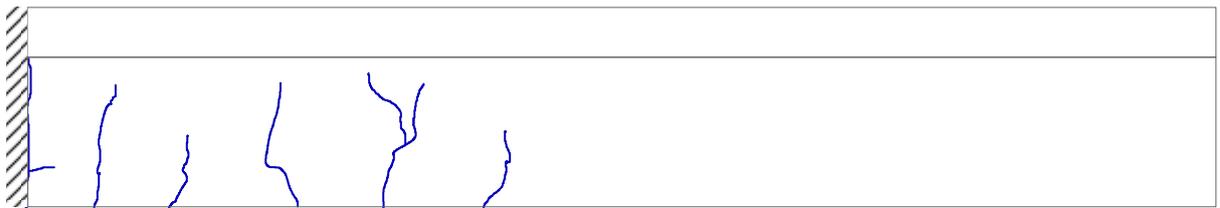
HT1b(跨長=85cm , a/d=2.4)



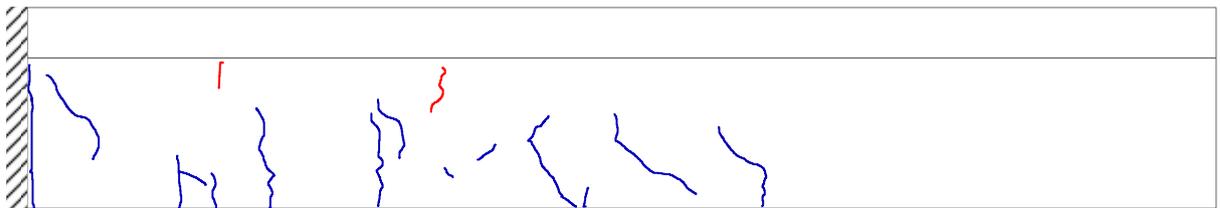
HT1bj(跨長=85cm , a/d=2.4)



HT1c(跨長=190cm , a/d=5.4)



HT1a(跨長=190cm , a/d=5.4)



HT1aj(跨長=190cm , a/d=5.4)

圖 5-6 New RC 試體於建議容許應力($f_s = 0.4f_y$)梁腹裂縫圖

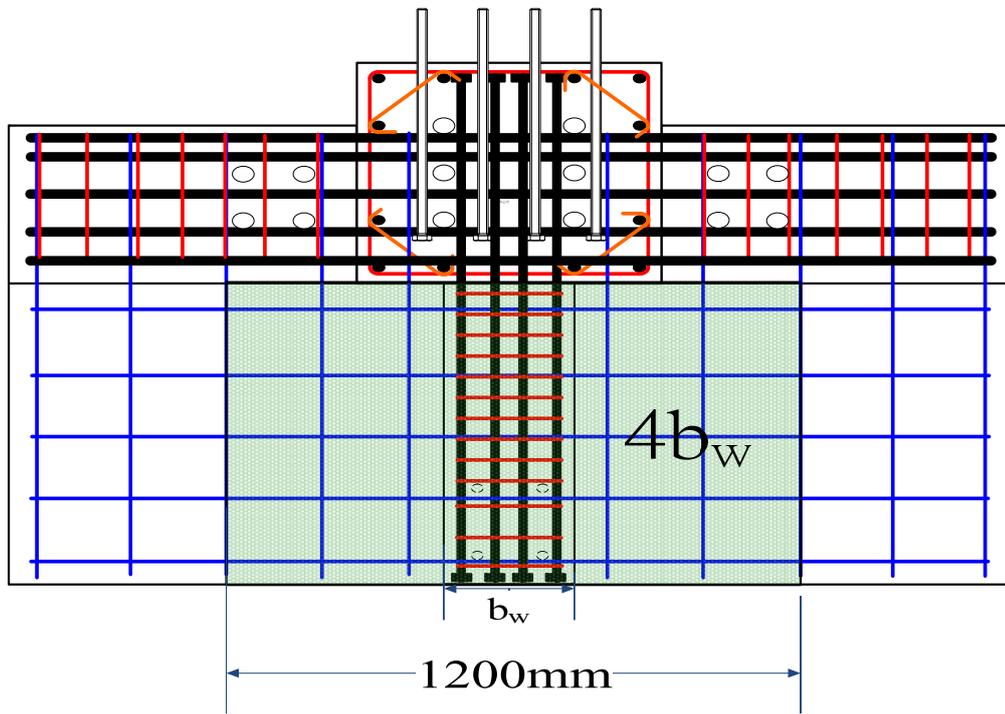


圖 5-7 單一澆鑄試體負彎矩有效版寬 $4b_w$

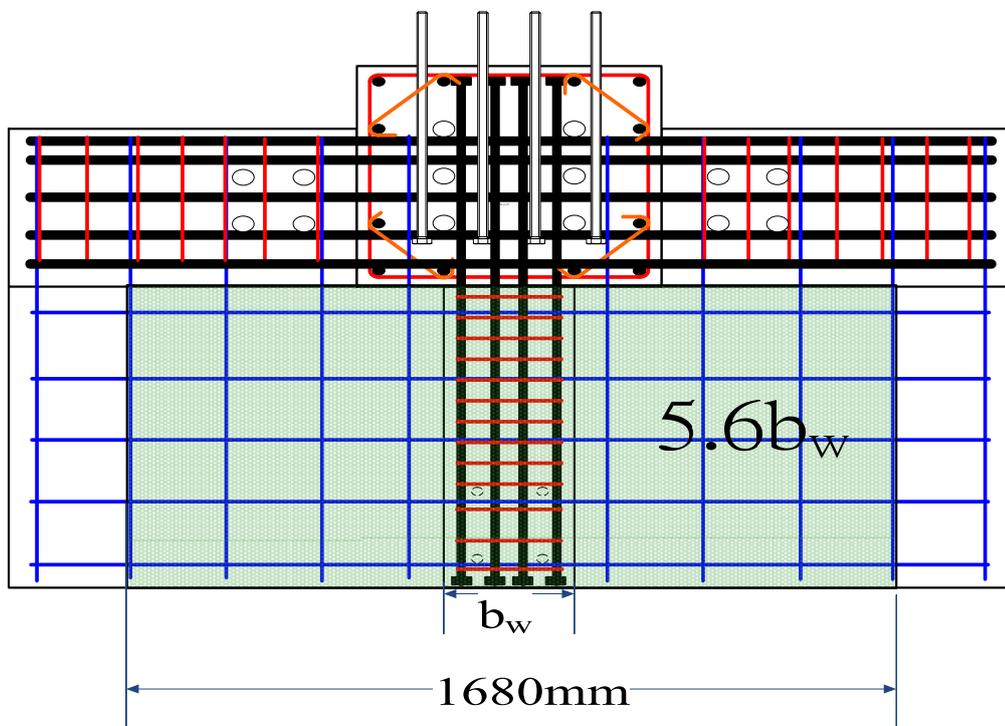


圖 5-8 二次澆鑄試體負彎矩有效版寬 $5.6b_w$

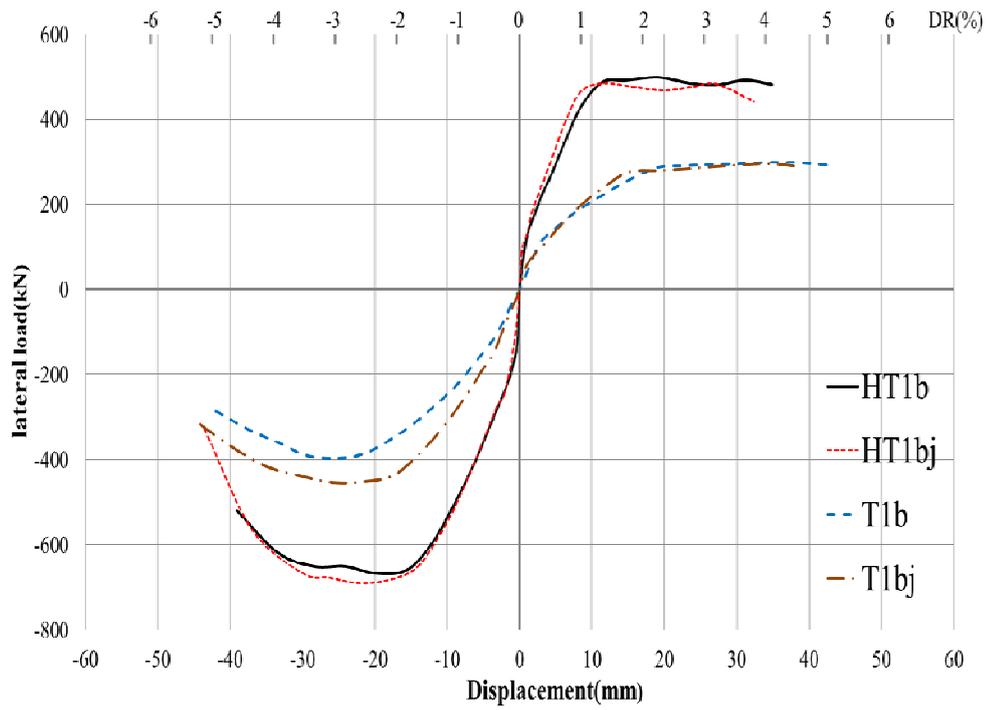
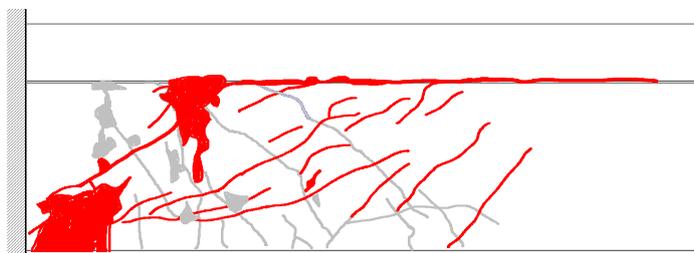


圖 5-9 各試體之位移載重包絡線



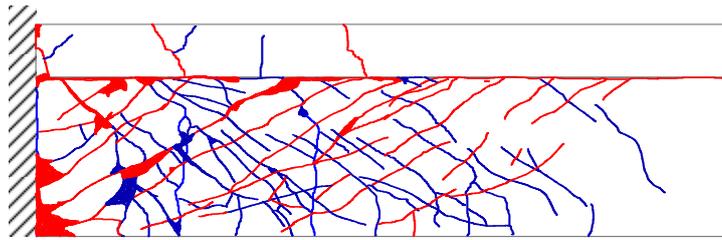
T1b



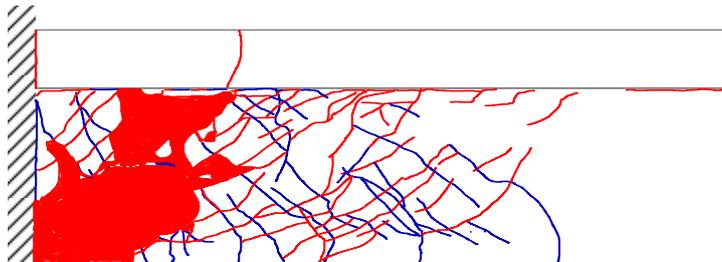
T1bj

— 負彎矩
— 正彎矩

圖 5-10 普通強度試體 DR=5%時梁腹裂縫分佈



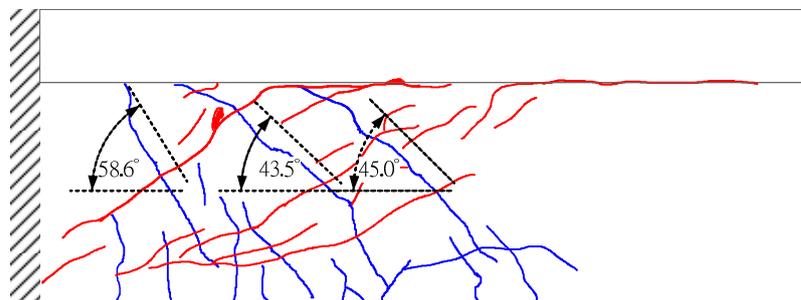
HT1b



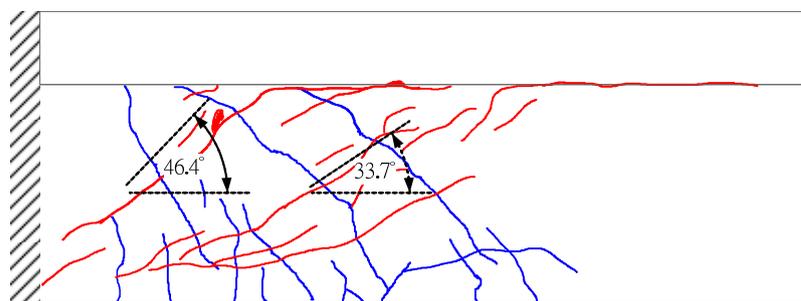
HT1bj

— 負彎矩
— 正彎矩

圖 5-11 New RC 試體 DR=5%時裂縫分佈

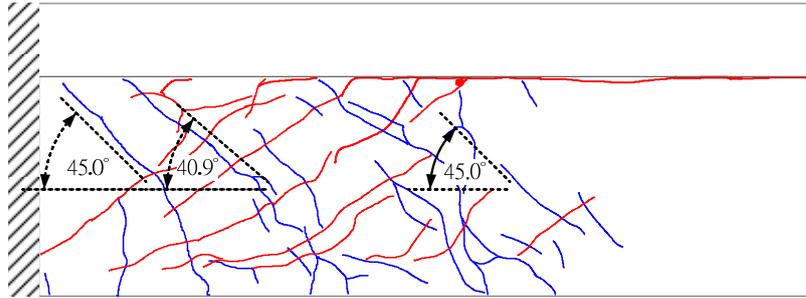


T1b 試體正彎矩剪力裂縫角度

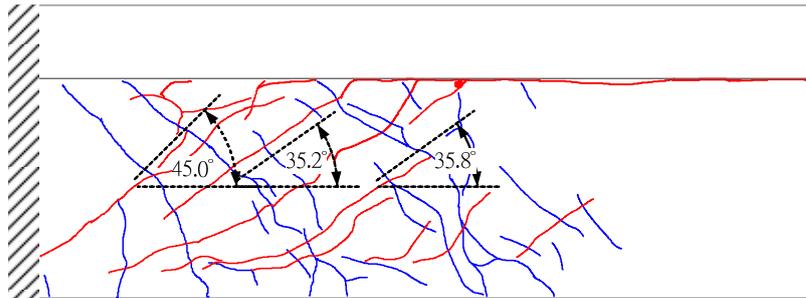


T1b 試體負彎矩剪力裂縫角度

圖 5-12 T1b 試體剪力裂縫角度

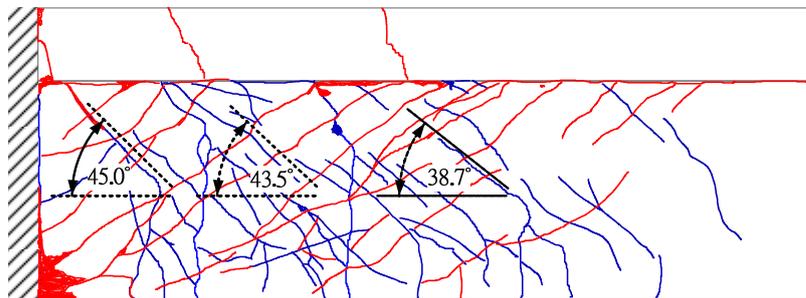


T1bj 試體負彎矩剪力裂縫角度

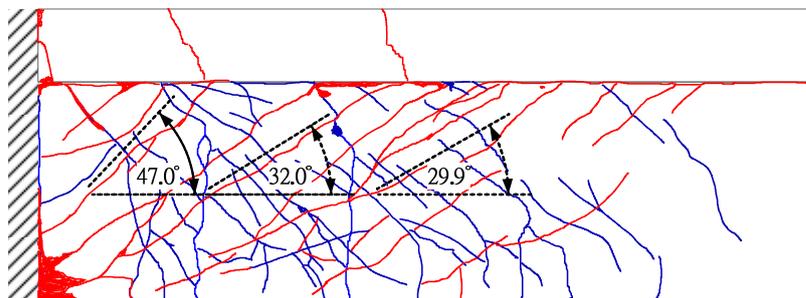


T1bj 試體負彎矩剪力裂縫角度

圖 5-13 T1bj 試體剪力裂縫角度

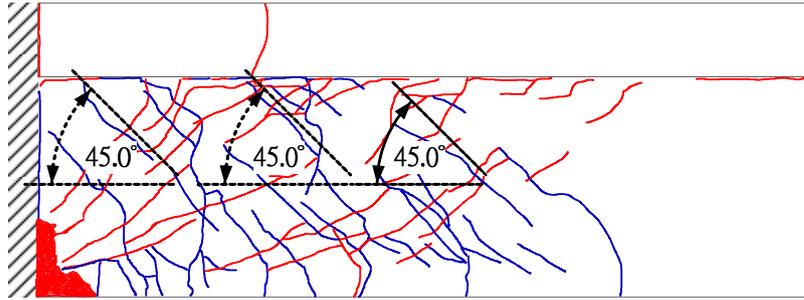


HT1b 試體正彎矩剪力裂縫角度

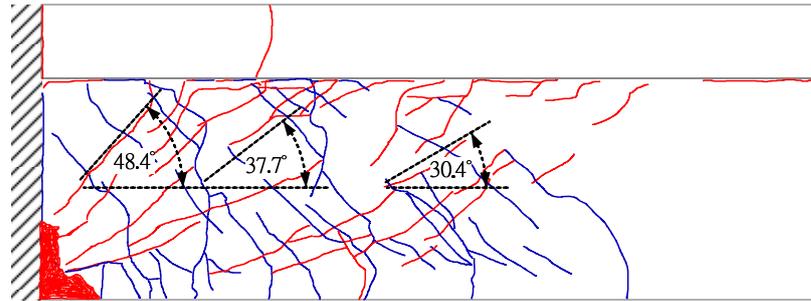


HT1b 試體負彎矩剪力裂縫角度

圖 5-14 HT1b 試體剪力裂縫角度



HT1bj 正彎矩剪力裂縫角度



HT1bj 負彎矩剪力裂縫角度

圖 5-15 HT1bj 試體剪力裂縫角度

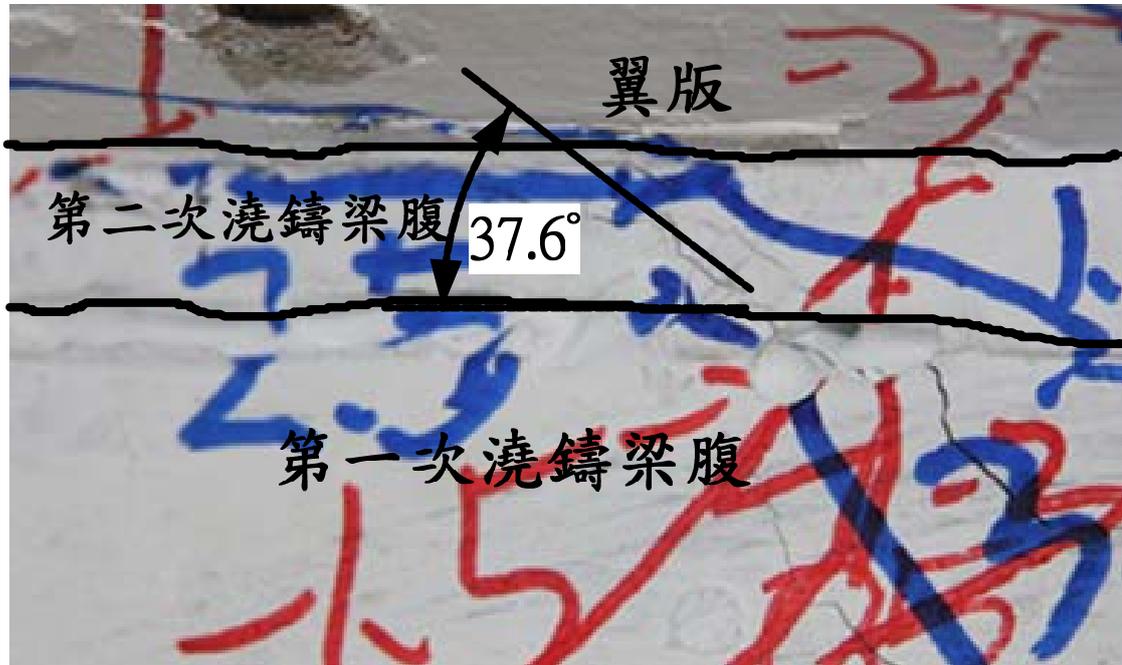


圖 5-16 HT1bj 試體施工縫處正彎矩斜剪裂縫角度(0-300mm)

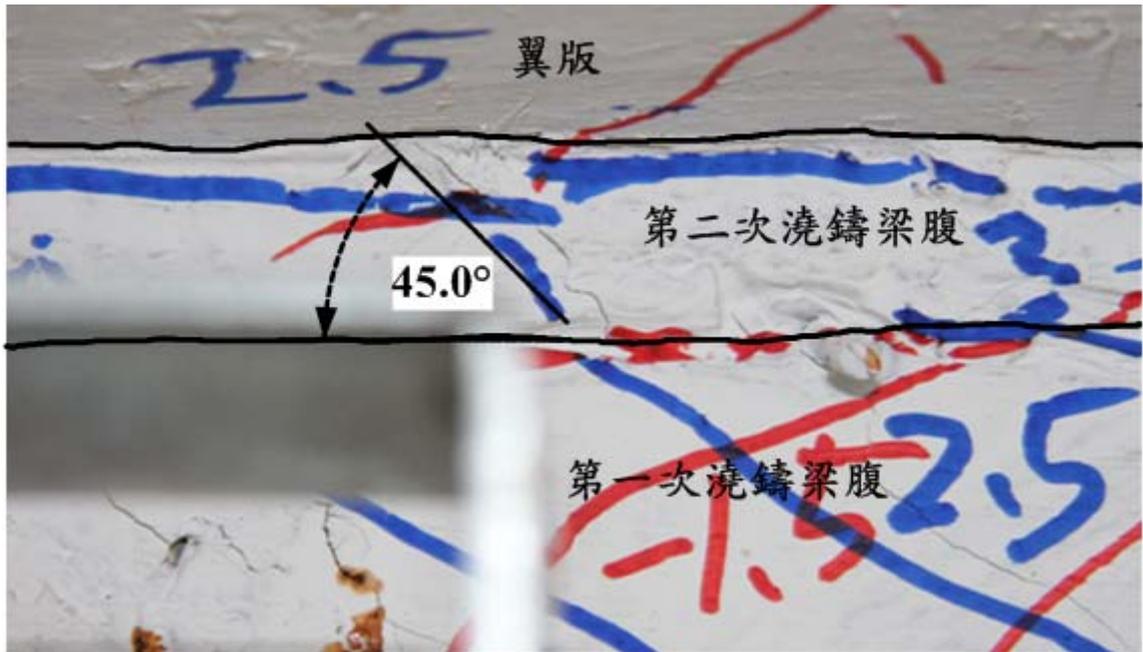


圖 5-17 HT1bj 試體施工縫處正彎矩斜剪裂縫角度(300-600mm)

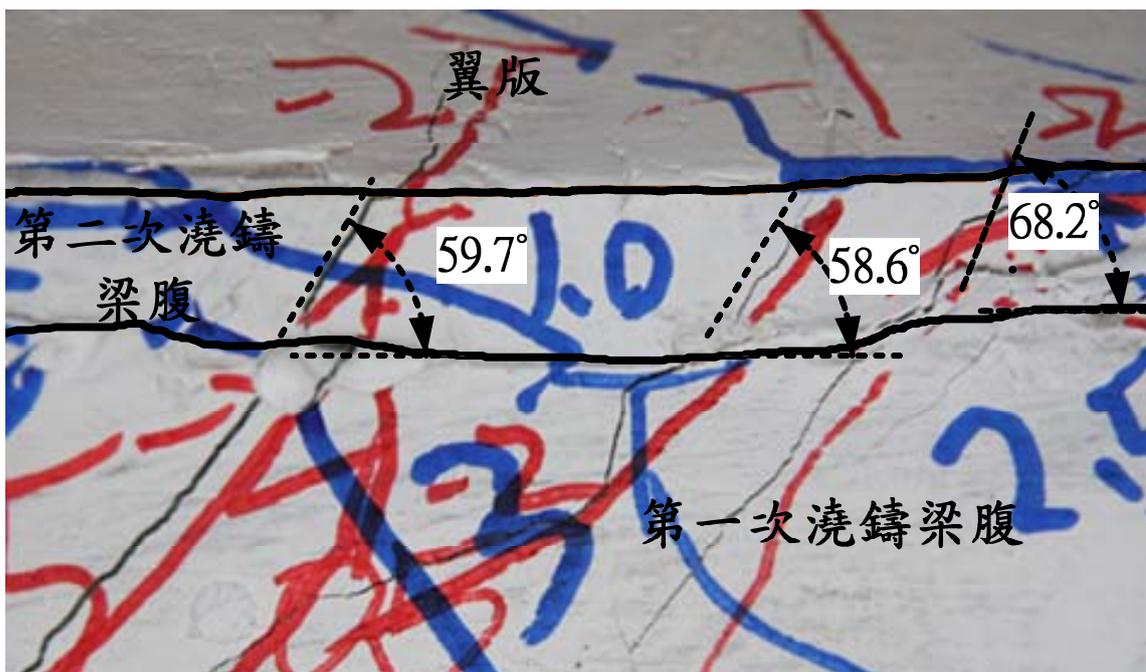


圖 5-18 HT1bj 試體施工縫處負彎矩斜剪裂縫角度(0-300mm)

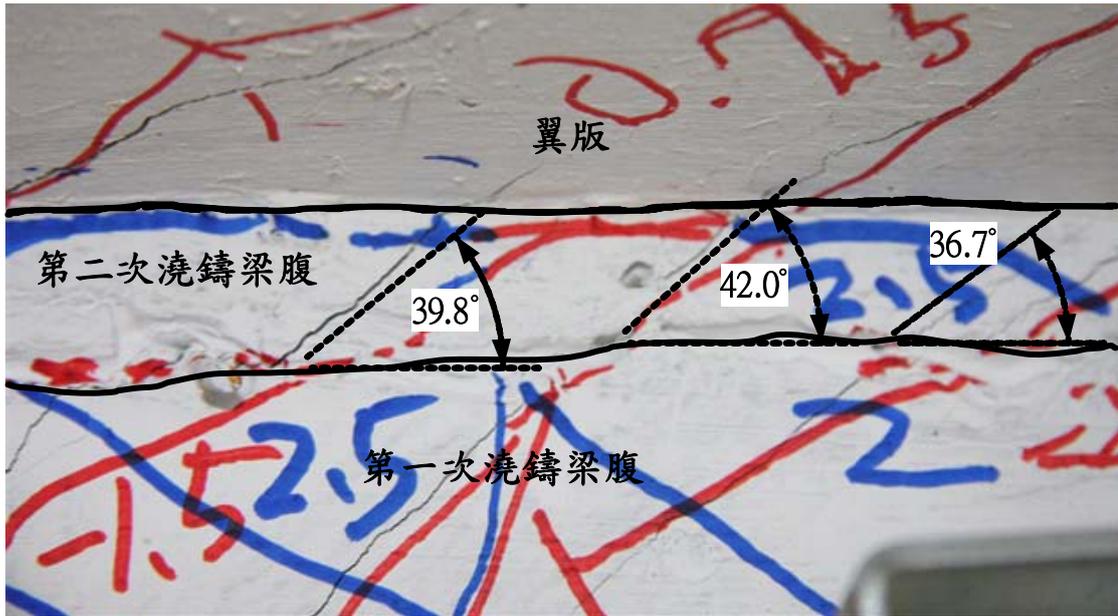


圖 5-19 HT1bj 試體施工縫處負彎矩斜剪裂縫角度(300-600mm)

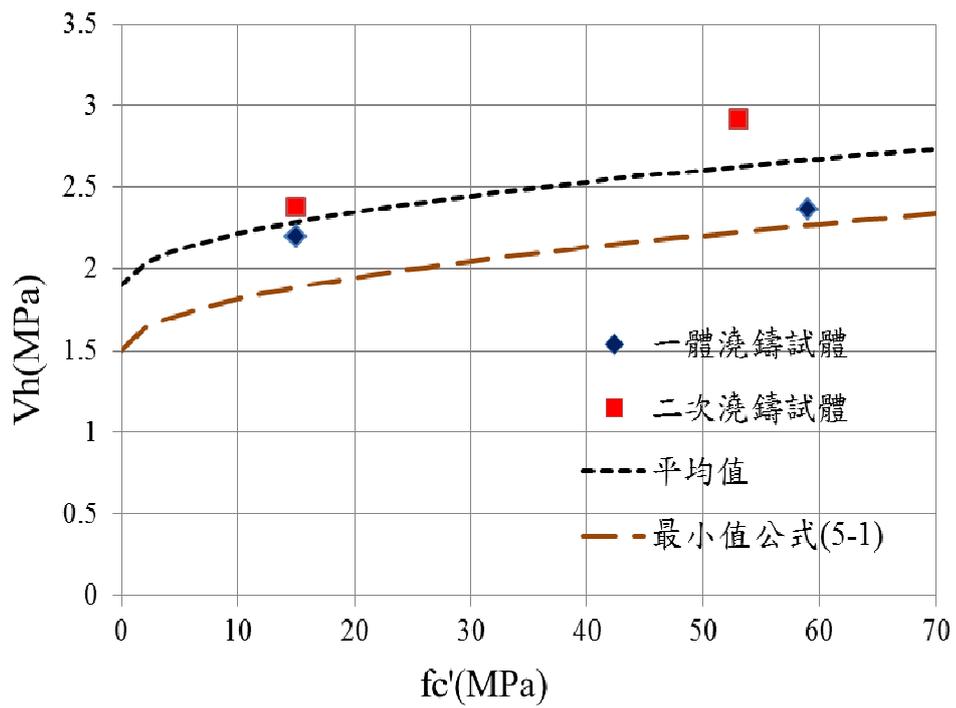


圖 5-20 容許應力下交接面剪應力上限圖

附錄 A 各試體標稱強度評估計算

一、HT1b 單一澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體尺寸：

$$b_h=30\text{cm}, b_w=30\text{cm}, b_f=230\text{cm}, t_f=10\text{cm}, L_n=85\text{cm}, d=34.8\text{cm}, \\ d'=5.2\text{cm}$$

鋼筋配置：

主筋 top 4-#8，版筋 16-#3，箍筋 #4，bot 3-#8

試體材料設計強度：

$$\text{鋼筋 } f_{y,\#3}=4200 \text{ kgf/cm}^2, f_{y,\#4}=8000 \text{ kgf/cm}^2, f_{y,\#8}=7000 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{混凝土 } f'_c=490 \text{ kgf/cm}^2$$

試體材料實際強度：

$$\text{鋼筋 } f_{y,\#3}=4600 \text{ kgf/cm}^2, f_{y,\#4}=8210 \text{ kgf/cm}^2, f_{y,\#8}=7468 \text{ kgf/cm}^2, \\ \text{混凝土 } f'_{c,\text{梁}}=600 \text{ kgf/cm}^2, \text{混凝土 } f'_{c,\text{版}}=600 \text{ kgf/cm}^2$$

試體理論標稱強度(以實際強度計算)

正彎矩(有效版寬取 $b_f=4b_w=120\text{cm}$ ，版筋 $A_s=6\text{-}\#3$):

$$C_c = 0.85 \times 0.65 \times 600 \times 120 \times x = 39780x \text{ kgf}$$

$$C_s(A_s' = 4 - \#8 + 6 - \#3) = 24.5 \times 6120 \times \frac{5.2-x}{x}$$

$$= \frac{779688}{x} - 149940 \text{ kgf}$$

$$T_s(A_s = 3 - \#8) = A_s f_y = 15.2 \times 7468 = 113513 \text{ kgf}$$

由 $C_s=C_c+T_s$ (上層筋受拉)

可得 $x=4\text{cm}$ ， $a=2.6\text{cm}$

$$C_c = 159120 \text{ kgf}, C_s = 44982 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } M_n = T_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(d' - \frac{a}{2} \right) = 3978115 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$P_n = \frac{M_n}{L_n} = 46801 \text{ kgf} = 458 \text{ kN}$$

負彎矩(有效版寬取 $b_f=4b_w=120\text{cm}$ ，版筋 $A_s=6\text{-}\#3$):

$$C_c = 0.85 \times 0.65 \times 600 \times 30 \times x = 9945x \text{ kgf}$$

$$C_s(A_s' = 3 - \#8) = 15.2 \times \left(\left(6120 \times \frac{x-5.2}{x} \right) - 0.85 \times 600 \right)$$

$$= 85272 - \frac{483725}{x} \text{ kgf}$$

$$T_s(A_s = 4 - \#8 + 6 - \#3) = A_s f_y = 20 \times 7468 + 4.275 \times 4600$$

$$= 184116 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } C_c + C_s = T_s$$

可得 $x=13.5\text{cm}$ ， $a=8.775$

$$C_c = 134585 \text{ kgf}，C_s = 49531 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') = 5271330 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$P_n = \frac{M_n}{L_n} = 62015 \text{ kgf} = 607 \text{ kN}$$

箍筋間距計算(以實際強度計算)

以矩形斷面設計剪力箍筋(考慮負彎矩)

由於短梁跨度只有 85cm，但規範規定 2 倍梁深($2h=80\text{cm}$)的範圍內皆為塑鉸區，因此短梁箍筋配置皆以塑鉸區的規定下去配置。

規範規定混凝土 V_c 在塑鉸區沒有貢獻

$$\text{故 } V_n = V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = 62015 \text{ kgf}$$

$$S=11 \text{ cm}，\text{規範規定塑鉸區 } S_{max} = \frac{d}{4} = 8.5 \text{ cm}$$

故塑鉸區箍筋間距為 8.5cm

二、HT1bj 二次澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體尺寸：

$$b_h=30\text{cm} , b_w=30\text{cm} , b_f=230\text{cm} , t_f=10\text{cm} , L_n=85\text{cm} , d=34.8\text{cm} , \\ d'=5.2\text{cm}$$

鋼筋配置：

主筋 top 4-#8，版筋 16-#3，箍筋 #4，bot 3-#8

試體材料設計強度：

$$\text{鋼筋 } f_{y,\#3}=4200 \text{ kgf/cm}^2 , f_{y,\#4}=8000 \text{ kgf/cm}^2 , f_{y,\#8}=7000 \text{ kgf/cm}^2 \\ \text{混凝土 } f'_c=490 \text{ kgf/cm}^2$$

試體材料實際強度：

$$\text{鋼筋 } f_{y,\#3}=4600 \text{ kgf/cm}^2 , f_{y,\#4}=8210 \text{ kgf/cm}^2 , f_{y,\#8}=7468 \text{ kgf/cm}^2 , \\ \text{混凝土 } f'_{c,\text{梁}}=599 \text{ kgf/cm}^2 , \text{混凝土 } f'_{c,\text{版}}=539 \text{ kgf/cm}^2$$

試體理論標稱強度(以實際強度計算)

正彎矩(有效版寬取 $b_f=4b_w=120\text{cm}$ ，版筋 $A_s=6\text{-}\#3$):

$$C_c = 0.85 \times 0.665 \times 539 \times 120 \times x = 36560x \text{ kgf}$$

$$C_s(A_s' = 4 - \#8 + 6 - \#3) = 24.5 \times 6120 \times \frac{5.2-x}{x}$$

$$= \frac{779688}{x} - 149940 \text{ kgf}$$

$$T_s(A_s = 3 - \#8) = A_s f_y = 15.2 \times 7468 = 113513 \text{ kgf}$$

由 $C_s=C_c+T_s$ (上層筋受拉)

可得 $x=4.14\text{cm}$ ， $a=2.757\text{cm}$

$$C_c = 151629 \text{ kgf} , C_s = 38123 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } M_n = T_s \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s \left(d' - \frac{a}{2} \right) = 3939148 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$P_n = \frac{M_n}{L_n} = 46342 \text{ kgf} = 455 \text{ kN}$$

負彎矩(有效版寬取 $b_f=5.6b_w=168\text{cm}$ ，版筋 $A_s=12\text{-}\#3$):

$$C_c = 0.85 \times 0.65 \times 600 \times 30 \times x = 9945x \text{ kgf}$$

$$C_s(A_s' = 3 - \#8) = 15.2 \times \left(\left(6120 \times \frac{x-5.2}{x} \right) - 0.85 \times 600 \right)$$

$$= 85272 - \frac{483725}{x} \text{ kgf}$$

$$T_s(A_s = 4 - \#8 + 12 - \#3) = A_s f_y = 20 \times 7468 + 4.275 \times 4600$$

$$= 190691 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } C_c + C_s = T_s$$

可得 $x=14 \text{ cm}$ ， $a=9.1 \text{ cm}$

$$C_c = 139821 \text{ kgf}，C_s = 50870 \text{ kgf}$$

$$\text{由 } M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') = 5808923 \text{ kgf} - \text{cm}$$

$$P_n = \frac{M_n}{L_n} = 68340 \text{ kgf} = 669 \text{ kN}$$

箍筋間距計算(以實際強度計算)

以矩形斷面設計剪力箍筋(考慮負彎矩)

由於短梁跨度只有 85cm ，但規範規定 2 倍梁深($2h=80\text{cm}$)的範圍內皆為塑鉸區，因此短梁箍筋配置皆以塑鉸區的規定下去配置。

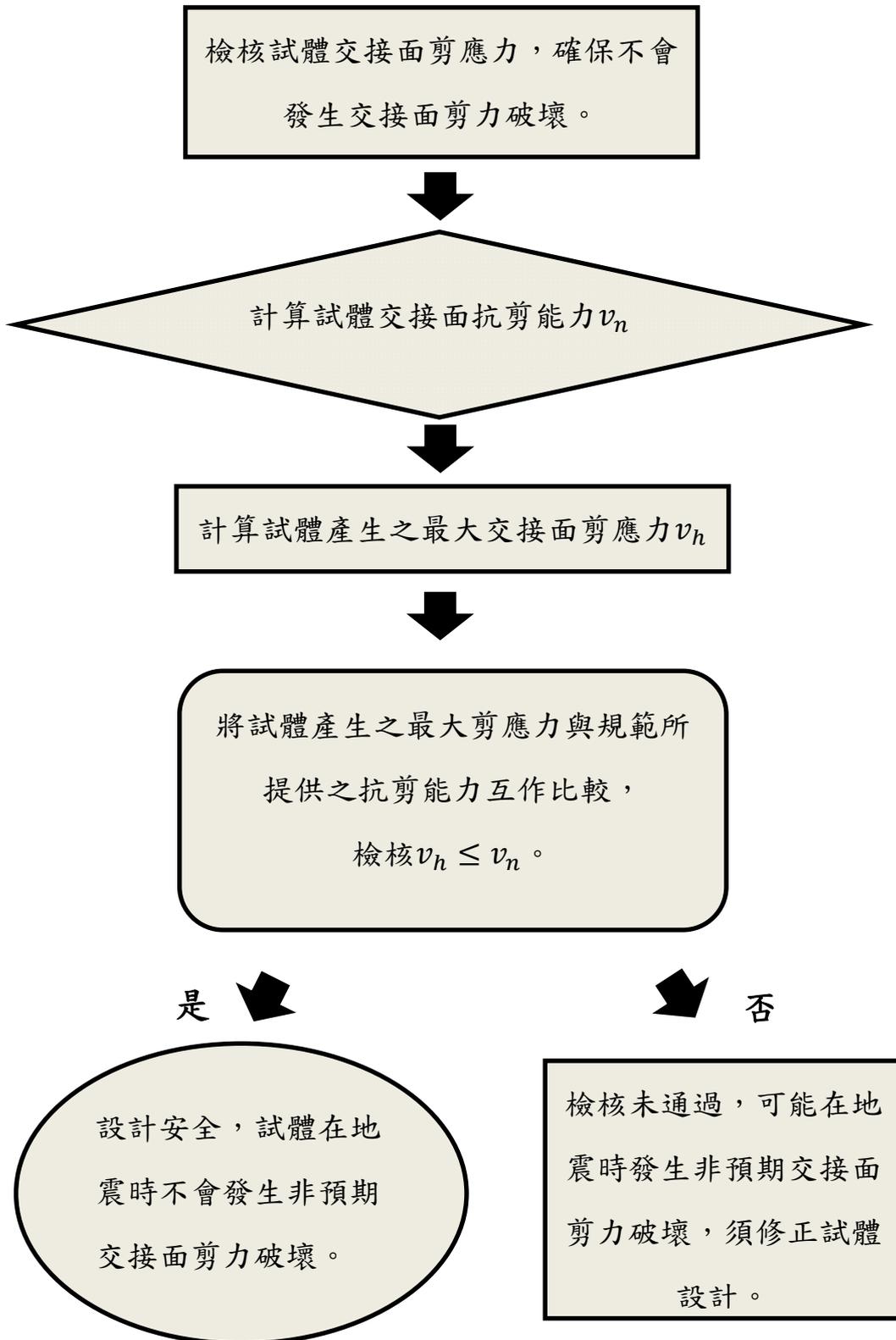
規範規定混凝土 V_c 在塑鉸區沒有貢獻

$$\text{故 } V_n = V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = 68340 \text{ kgf}$$

$$S=10.5\text{cm}，\text{規範規定塑鉸區 } S_{max} = \frac{d}{4} = 8.5\text{cm}$$

故塑鉸區箍筋間距為 8.5cm

附錄 B 極限狀態下交接面剪應力檢核步驟



各試體交接面剪應力評估計算(以規範 ACI 剪力摩擦為例)

一、檢核 HT1b 一體澆鑄短梁(a/d=2.4)

ACI 剪力摩擦設計法[3]：

計算介面抗剪能力 v_n

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leq 0.2 f'_c A_c \text{ 或 } (33.6 + 0.08 f'_c) A_c \text{ 或 } 112 A_c$$

$$\mu = 1.4 \text{ (常重混凝土一體澆鑄)}$$

$$V_n = 2 \times 10 \times 1.27 \times 8210 \times 1.4 = 291948 \text{ kgf}$$

$$v_n = \frac{V_n}{b_w L_n} = \frac{291948}{30 \times 85} = 115 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{規範規定 } v_n \text{ 上限值由 } (33.6 + 0.08 f'_c) A_c \text{ 控制} \rightarrow v_n = 81.6 \text{ kgf}$$

計算可能產生之最大介面剪應力 v_h

正彎矩：

(a)由公式 3-13

$$P_n = 46801 \text{ kgf} = V_{h1}$$

$$v_{h1} = \frac{V_{h1}}{b_w d} = 44.82 \text{ kgf/cm}^2$$

(b)由公式 3-14

$$T_s = A_s f_y = 3 \times 5 \times 7468 = 112020 \text{ kgf}$$

$$v_{h2} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 43.92 \text{ kgf/cm}^2$$

負彎矩：

(a)由公式 3-13

$$P_n = 62015 \text{ kgf} = V_{h3}$$

$$v_{h3} = \frac{V_{h3}}{b_w d} = 59.4 \text{ kgf/cm}^2$$

(b)由公式 3-14

不考慮翼版貢獻

$$T_s = A_s f_y = 4 \times 5 \times 7468 = 149360 \text{ kgf}$$

$$v_{h4} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 58.57 \text{ kgf/cm}^2$$

考慮翼版貢獻(有效版寬取 $4b_w$)

$$T_s(A_s = 4 - \#8 + 6 - \#3) = A_s f_y = 20 \times 7468 + 4.275 \times 4600 \\ = 184116 \text{ kgf}$$

$$v_{h5} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 72.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_h = \max(v_{h1}, v_{h2}, v_{h3}, v_{h4}, v_{h5}) = 72.2 \text{ kgf/cm}^2$$

檢核交接面剪應力是否符合規範要求

$$v_n(\text{交接面抗剪能力 } 81.6 \text{ kgf/cm}^2) \geq v_h (\text{交接面剪應力 } 72.2 \text{ kgf/cm}^2)$$

檢核通過，符合規範要求，試體不會產生交接面剪力破壞。

二、檢核 HT1bj 二次澆鑄短梁(a/d=2.4)

ACI 剪力摩擦設計法[3]：

計算介面抗剪能力 v_n

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \leq 0.2 f'_c A_c \text{ 或 } 56 A_c$$

$\mu = 0.6$ (常重混凝土二次澆鑄，且交接面未經粗糙處理)

$$V_n = 2 \times 10 \times 1.27 \times 8210 \times 1.4 = 125120 \text{ kgf}$$

$$v_n = \frac{V_n}{b_w L_n} = \frac{125120}{30 \times 85} = 49 \text{ kgf/cm}^2 \leq 0.2 f'_c \text{ 或 } 56 \text{ kgf/cm}^2$$

規範規定 v_n 上限值為 49 kgf

計算可能產生之最大介面剪應力 v_h

正彎矩：

(a)由公式 3-13

$$P_n = 46342 \text{ kgf} = V_{h1}$$

$$v_{h1} = \frac{V_{h1}}{b_w d} = 44.38 \text{ kgf/cm}^2$$

(b)由公式 3-14

$$T_s = A_s f_y = 3 \times 5 \times 7468 = 112020 \text{ kgf}$$

$$v_{h2} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 43.92 \text{ kgf/cm}^2$$

負彎矩：

(a)由公式 3-13

$$P_n = 68340 \text{ kgf} = V_{h3}$$

$$v_{h3} = \frac{V_{h3}}{b_w d} = 65.45 \text{ kgf/cm}^2$$

(b)由公式 3-14

不考慮翼版貢獻

$$T_s = A_s f_y = 4 \times 5 \times 7468 = 149360 \text{ kgf}$$

$$v_{h4} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 58.57 \text{ kgf/cm}^2$$

考慮翼版貢獻(有效版寬取 $4b_w$)

$$T_s(A_s = 4 - \#8 + 6 - \#3) = A_s f_y = 20 \times 7468 + 4.275 \times 4600 \\ = 184116 \text{ kgf}$$

$$v_{h5} = \frac{T_s}{b_w L_n} = 72.2 \text{ kgf/cm}^2$$

$$v_h = \max(v_{h1}, v_{h2}, v_{h3}, v_{h4}, v_{h5}) = 72.2 \text{ kgf/cm}^2$$

檢核交接面剪應力是否符合規範要求

$$v_n(\text{交接面抗剪能力 } 49 \text{ kgf/cm}^2) \leq v_h (\text{交接面剪應力 } 72.2 \text{ kgf/cm}^2)$$

未通過檢核，試體會產生交接面剪力破壞。

附錄 C 容許應力下交接面剪應力檢核步驟

檢核試體交接面剪應力，確保在容許應力下及小地震發生時不會有明顯交接面水平裂縫產生



一般 RC 結構: 檢核 $\frac{0.6A_s f_y}{A_c} \leq v_{se} = 1.5\text{MPa} + 0.1\sqrt{f'_c}$

New RC 結構: 檢核 $\frac{0.4A_s f_y}{A_c} \leq v_{se} = 1.5\text{MPa} + 0.1\sqrt{f'_c}$

是



設計安全，試體於在容許應力下及小地震發生時不會產生交接面水平裂縫。

否



檢核未通過，於在容許應力下及小地震發生時可能產生交接面水平裂縫，須修正試體設計。

各試體使用載重下交接面剪應力檢核

一. 一般 RC 試體，使用載重 $f_s = 0.6f_y$

1. T1b 一體澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 竹節鋼筋，降伏強度 480MPa，混凝土抗壓強度 15MPa
梁寬 300mm，跨長 850mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.6A_s f_y}{Ac} = \frac{0.6 \times 2026 \times 480}{850 \times 300} = 2.29MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{15} = 1.89MPa$$

$$2.29MPa > 1.89MPa$$

試體於使用載重下會產生交接面水平裂縫。

2. T1bj 二次澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 竹節鋼筋，降伏強度 480MPa，混凝土抗壓強度 15MPa
梁寬 300mm，跨長 850mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.6A_s f_y}{Ac} = \frac{0.6 \times 2026 \times 480}{850 \times 300} = 2.289MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{15} = 1.89MPa$$

$$2.29MPa > 1.89MPa$$

試體於使用載重下會產生交接面水平裂縫。

3. T1aj 二次澆鑄有截斷長梁(a/d=5.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 竹節鋼筋，降伏強度 480MPa，混凝土抗壓強度 15MPa
梁寬 300mm，跨長 1900mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯交接面水平裂縫:

$$\frac{0.6A_s f_y}{A_c} = \frac{0.6 \times 2026 \times 480}{1900 \times 300} = 1.02MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{15} = 1.89MPa$$

$$1.02MPa < 1.89MPa$$

試體於使用載重下不會產生明顯交接面水平裂縫。

4. T1c 一體澆鑄有截斷長梁(a/d=5.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 3-#8 竹節鋼筋，降伏強度 485MPa，混凝土抗壓強度 37MPa
梁寬 300mm，跨長 1900mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.6A_s f_y}{A_c} = \frac{0.6 \times 1520 \times 485}{1900 \times 300} = 0.776MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{37} = 2.1MPa$$

$$0.776MPa < 2.1MPa$$

試體於使用載重下不會產生交接面水平裂縫。

二. New RC 試體，使用載重 $f_s = 0.4f_y$

1. HT1b 一體澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 高拉力螺紋節鋼筋，降伏強度 733MPa

混凝土抗壓強度 59MPa

梁寬 300mm，跨長 850mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.4A_s f_y}{A_c} = \frac{0.4 \times 2026 \times 733}{850 \times 300} = 2.32MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{59} = 2.26MPa$$

$$2.32MPa > 2.26MPa$$

試體於使用載重下會產生交接面水平裂縫。

2. HT1bj 二次澆鑄短梁(a/d=2.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 高拉力螺紋節鋼筋，降伏強度 733MPa

混凝土抗壓強度 53MPa

梁寬 300mm，跨長 850mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.4A_s f_y}{A_c} = \frac{0.4 \times 2026 \times 733}{850 \times 300} = 2.32MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{53} = 2.23MPa$$

$$2.32MPa > 2.23MPa$$

試體於使用載重下會產生交接面水平裂縫。

3. HT1a 一體澆鑄長梁(a/d=5.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 高拉力螺紋節鋼筋，降伏強度 754MPa

混凝土抗壓強度 36MPa

梁寬 300mm，跨長 1900mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.4A_s f_y}{A_c} = \frac{0.4 \times 2026 \times 754}{1900 \times 300} = 1.07MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{36} = 2.1MPa$$

$$1.07MPa < 2.1MPa$$

試體於使用載重下不會產生交接面水平裂縫。

4. HT1aj 二次澆鑄有截斷長梁(a/d=5.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 4-#8 高拉力螺紋節鋼筋，降伏強度 754MPa

混凝土抗壓強度 33MPa

梁寬 300mm，跨長 1900mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫:

$$\frac{0.4A_s f_y}{A_c} = \frac{0.4 \times 2026 \times 754}{1900 \times 300} = 1.07MPa < 2MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{36} = 2.1MPa$$

$$1.07MPa < 2.1MPa$$

試體於使用載重下不會產生交接面水平裂縫。

5. HT1c 一體澆鑄有截斷長梁(a/d=5.4)

試體強度及尺寸:

主筋使用 3-#8 高拉力螺紋節鋼筋，降伏強度 754MPa

混凝土抗壓強度 42MPa

梁寬 300mm，跨長 1900mm

檢核在使用載重下是否會產生明顯介面水平裂縫

$$\frac{0.4A_s f_y}{A_c} = \frac{0.4 \times 1520 \times 754}{1900 \times 300} = 0.8MPa$$

$$1.5MPa + 0.1\sqrt{42} = 2.14MPa$$

$$0.8MPa < 2.14MPa$$

試體於使用載重下不會產生交接面水平裂縫。

附錄 D 伸展長度檢核

根據規範 ACI 之規定，具標準彎鉤(T head)受拉鋼筋伸展長度為

$$l_{dh} = \left(\frac{0.075f_y \Psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b = \left(\frac{0.075 \times 7468 \times 1 \times 1}{\sqrt{600}} \right) 2.54 = 58\text{cm}$$

試體配置長度 $105\text{cm} > 58\text{cm}$ ，符合規範規定

$$\text{正彎矩橫向鋼筋圍束指標 } K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105s_n} = \frac{2 \times 1.27 \times 8210}{105 \times 8.5 \times 3} = 7.78$$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{3 + 7.78}{2.54} \right) = 4.2 > 2.5$$

$$\text{負彎矩橫向鋼筋圍束指標 } K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105s_n} = \frac{2 \times 1.27 \times 8210}{105 \times 8.5 \times 4} = 5.84$$

$$\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right) = \left(\frac{3 + 5.84}{2.54} \right) = 3.4 > 2.5$$

由 $\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)$ 數值均大於 2.5 可知，試體主筋受到良好圍束。且主筋配置長度大於規範所規定的伸展長度，故由檢核結果可知試體不會發生握裹破壞。

附錄 E Loov 等人[7]實驗設置及數據

Beam No.	Width of interface, b_v mm	Length of flange mm	Area of longitudinal steel, A_s mm ²	Effective depth, d mm	Spacing of #3 stirrups crossing interface, s mm	Yield strength, f_y MPa		Clamping stress, $\rho_s f_y$ MPa
						Longitudinal	Stirrups	
1	75	3200	2000	292	190	497	438	4.36
2	75	3200	1600	295	500	454	438	1.66
3	75	3200	2000	288	300	454	432	2.73
4	75	3200	2565	282	135	334	430	6.03
5	75	3200	1600	295	500	454	430	1.63
6	75	3200	1600	295	500	454	428	1.62
7	75	3200	2400	281	135	497	432	6.06
8	150	3200	1600	295	500	454	407	0.77
9	75	2400	2000	288	500	431	428	1.62
10	150	2400	2000	288	500	431	409	0.77
11	300	2400	2500	297	500	497	420	0.40
12	75	2400	2800	280	100	455	408	7.72
13	150	2400	2000	288	500	431	431	0.82
14	150	2400	2000	288	500	431	431	0.82
15	150	2400	2000	288	500	431	420	0.80
16	150	2400	2000	288	500	431	420	0.80

圖 E-1 試體設計[7]

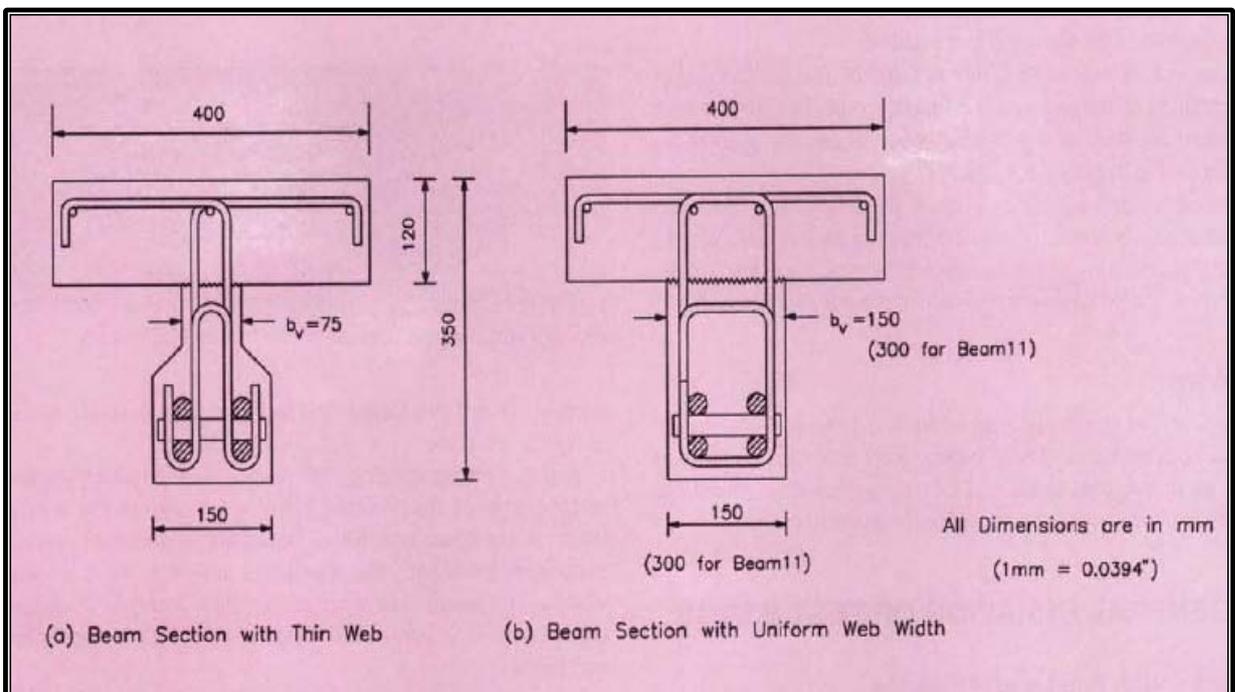


圖 E-2 試體斷面[7]

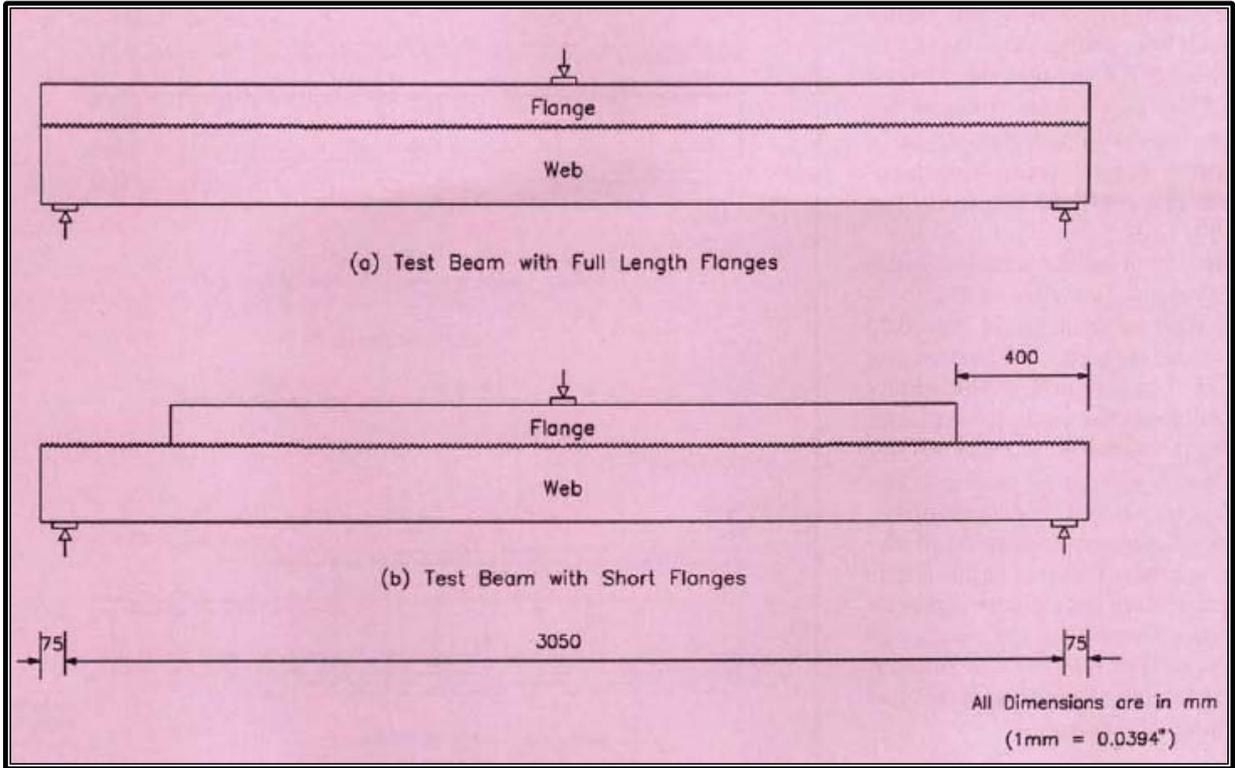


圖 E-3 試體斷面[7]續

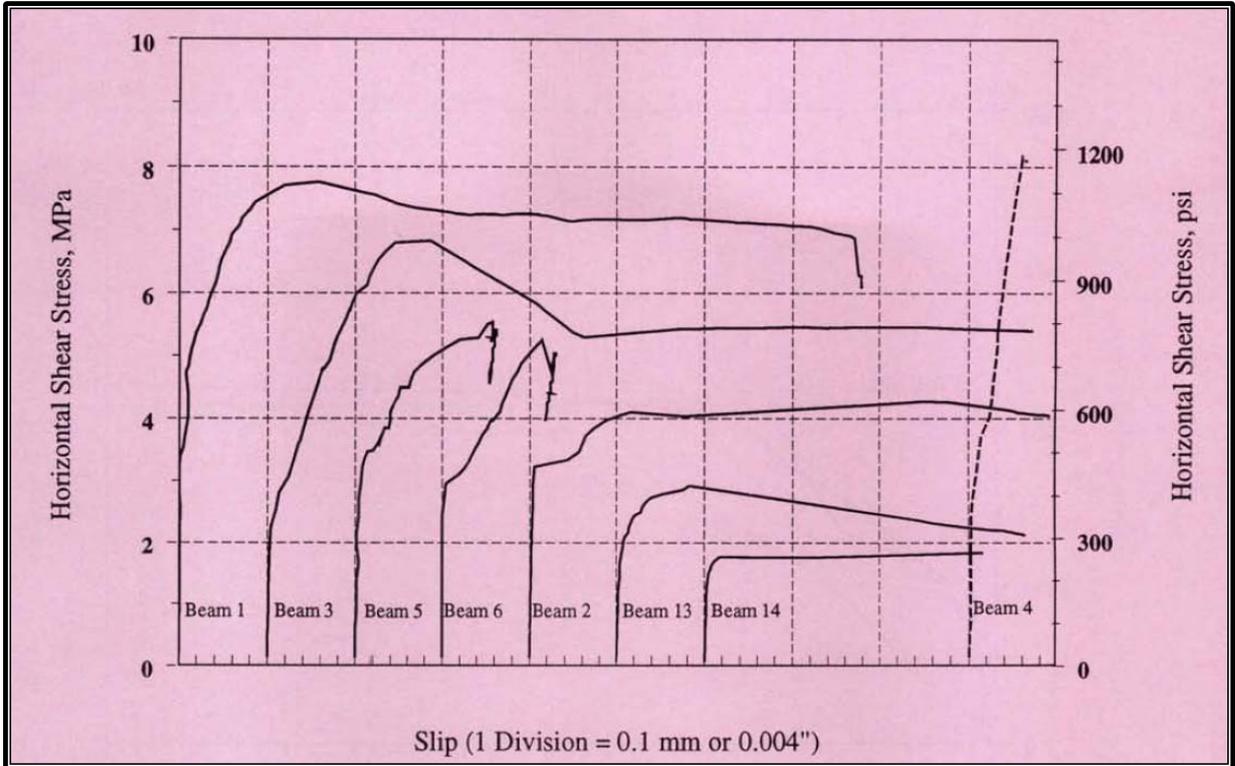


圖 E-4 實驗結果[7]

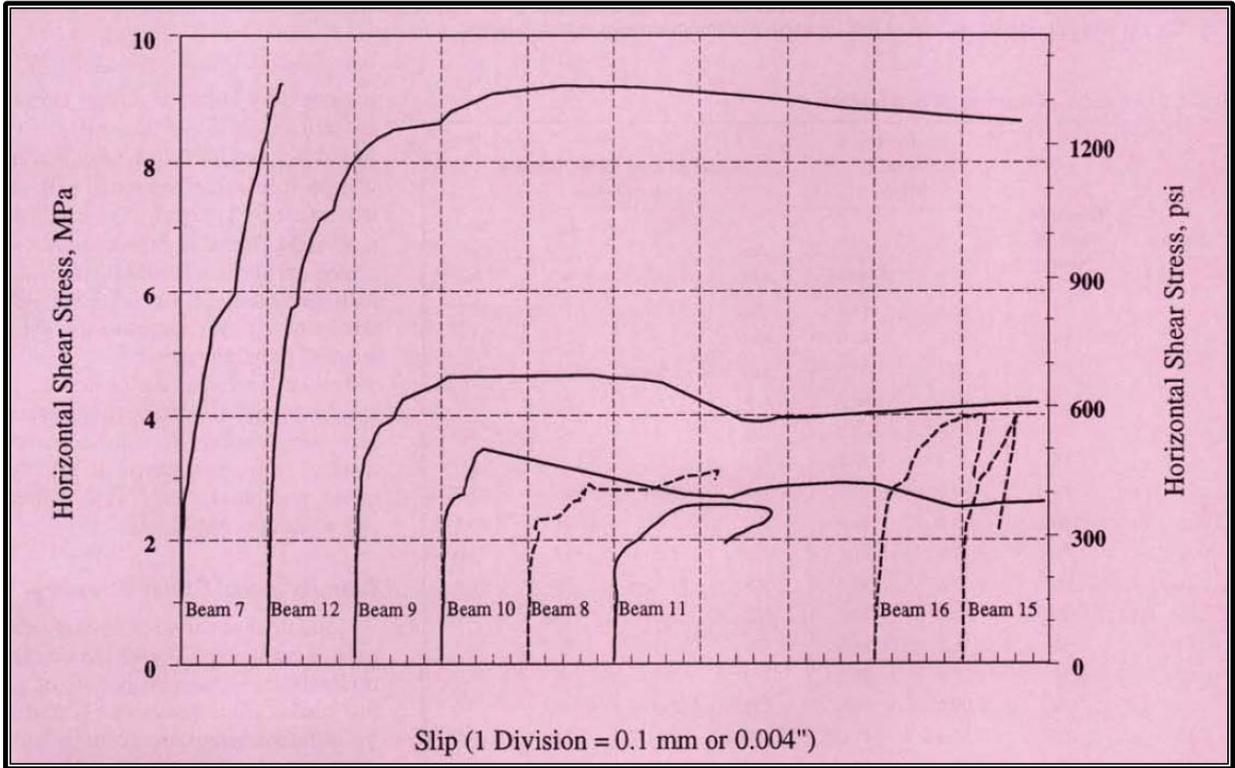


圖 E-5 實驗結果[7]續

Beam No.	$\rho_v f_y$ MPa	Concrete strength, f'_c MPa	Load, kN			Horizontal shear stress, v_h MPa		
			At 0.13 mm slip	At 0.5 mm slip	At failure	At 0.13 mm slip	At 0.5 mm slip	At failure
1	4.36	37.4	179	282	292	4.81	7.50	7.76
2	1.66	34.9	121	151	162	3.22	4.00	4.27
3	2.73	30.5	120	218	251	3.32	5.95	6.82
4	6.03	34.7	160	—*	289*	4.55	—*	8.10*
5	1.63	34.8	110	194	211	2.95	5.08	5.54
6	1.62	37.1	110	192	201	2.95	5.04	5.25
7	6.06	35.8	160	307	331	4.55	8.57	9.25
8	0.77	35.6	178	220	238	2.35	2.89	3.12
9	1.62	37.1	131	167	171	3.59	4.54	4.64
10	0.77	37.6	181	256	256	2.46	3.46	3.46
11	0.40	32.7	306	384	386†	2.04	2.55	2.57†
12	7.72	34.6	200	284	326	5.71	8.04	9.20
13	0.82	19.2	151	211	211	2.10	2.92	2.92
14‡	0.82	19.6	121‡	125‡	137‡	1.70‡	1.76‡	1.93‡
15	0.80	44.0	226	—*	294*	3.04	—*	3.94*
16	0.80	48.3	204	296	300*	2.76	3.96	4.01*

圖 E-6 實驗結果[7]續

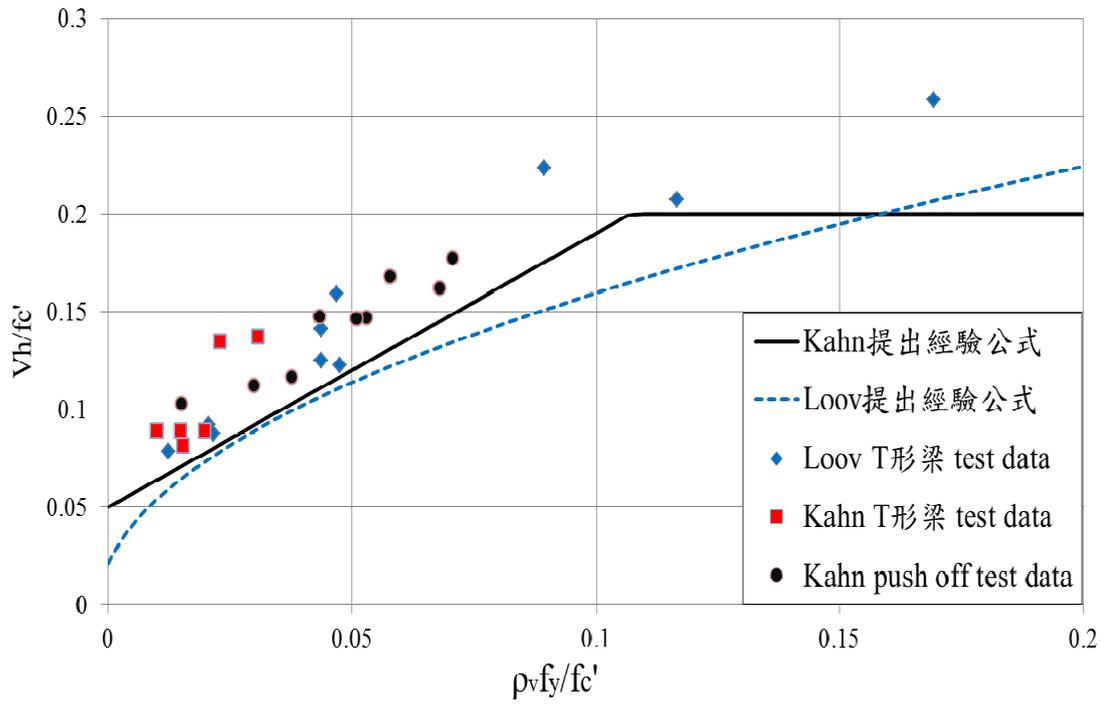


圖 E-7 學者二次澆鑄試體實驗數據[7、8、9]