

應用類神經網路提高混凝土反彈錘準確度之研究

黃威龍*、張進益**、陳文俊**、伍振男***

摘 要

影響混凝土強度變數甚多，包含粗細骨材用量、水灰比、水泥用量、材齡、養護條件、坍度、設計強度等等。國內現行混凝土品管制度仍以工地混凝土圓柱試體 28 天抗壓強度作為判定合格之依據，惟圓柱試體對結構體混凝土之代表性仍值得討論。由於混凝土反彈錘具有攜帶方便及迅速得到結果之特性，有可能進而取代鑽心試體強度，惟根據前人研究指出，該反彈錘試驗所得結果與圓柱試體抗壓值之誤差頗大。本研究透過類神經網路訓練後可提高反彈錘之準確度。

本研究中經蒐集 168 個反彈錘及抗壓機所得資料及 48 個驗證資料，運用回歸分析中之線性、對數、多項式、乘冪及指數等模式，得知對數預測方程式偏差率平均值 18.04 為最低，惟本研究認為其值可再降低。因此，透過倒傳遞類神經網路進行訓練及測試，結果顯示無隱藏層線性倒傳遞類神經網路偏差率平均值為 9.88%。含隱藏層非線性倒傳遞類神經網路偏差率平均值為 5.23%，經上述二者比較後，以類神經網路之非線性分析結果為最佳，顯示藉由該方法分析後可提高混凝土反彈錘試驗準確度。

關鍵詞：非破壞性檢測、反彈錘、類神經網路

一、前言

目前工程規範對混凝土強度之判釋仍依 CNS 1232 混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法所製作圓柱試體養護 28 天之抗壓強度作為判別合格依據，由於圓柱試體在製作與養護過程中之各種條件和現地結構物有差異，加上混凝土本身為非均質材料，故圓柱試體抗壓強度並不能準確的表現現地結構體的實際強度。工地鑽心試驗雖最具代表構造物混凝土之強度，但必須耗費人力及較高成本，不符合經濟效益，且多數政府機關制式契約內並未將鑽心試驗列入驗收之依據，通常用作為當模鑄試體不合格時，進一步驗證結構上混凝土強度之用。此外，無論圓柱試體或鑽心試體均存在被抽換試體之風險，不得不慎。

* 公路總局第五區養護工程處新營工務段段長

** 嘉義大學土木與水資源工程系副教授

*** 前公路總局第五區養護工程處處長

混凝土強度檢測方法中，鑽心試體所做的抗壓試驗結果，是被公認為最準確的指標，但取樣時若不慎鑽到鋼筋，將影響構造物的安全，為顧及時效可行性及結構物安全，此法僅能以少量的驗證用途。因此，發展簡便又能充分反應結構物混凝土強度且又不影響結構物安全性的非破壞性檢測法是極為重要的課題。

目前非破壞試驗檢測技術中混凝土反彈錘試驗(Rebound Hammer Test)具有操作簡單及攜帶方便之優勢。早期混凝土反彈錘必須透過查表估計強度值，近來數位式混凝土反彈錘結合微電腦高速計算能力，試驗完成後可立即顯示試驗值，對工地檢驗混凝土強度實際應用上較為方便。

數位式混凝土反彈錘所顯示之混凝土抗壓強度係由回歸分析所得之結果，李家政⁽¹⁾，王嘉聖⁽²⁾，劉俊傑等⁽³⁾指出所測得的混凝土抗壓強度比較鑽心抗壓強度約有 20%左右的誤差。因此，若欲應用數位式混凝土反彈錘於工地，當須對新購之儀器進行影響反彈錘反彈值之因子建立敏感度之相對關係，以增進其準確度。

近年來配合電腦運算速度增加，類神經網路(Artificial Neural Network)已成為目前各領域應用最為廣泛的學習演算法。類神經網路適用於力學背景不清楚或預估之方程式複雜之推估預測，目前工程上最常被使用的類神經網路為倒傳遞類神經網路。類神經網路的應用領域包括有股價預測，醫學診斷、汽車診斷，儀器分析，市場標定，氣象預測，石油探勘，製程控制，儀器分析，投資決策，工廠排程，手寫辨識等等。

90 年代以來，類神經網路應用於土木工程領域逐漸受到重視，林志育⁽⁴⁾應用類神經網路在工程績效管理，鄭惠隆⁽⁵⁾應用類神經網路初步建立路堤沉陷之預估模式，Yeh⁽⁶⁾以類神經網路應用於混凝土之建模，許慶安⁽⁷⁾，Kim et al.⁽⁸⁾應用類神經網路推估混凝土之抗壓強度，彭釗哲⁽⁹⁾以類神經網路推估高性能混凝土抗壓強度，Yeh⁽¹⁰⁾以類神經網路應用於高性能混凝土之配比設計，葉怡成等⁽¹¹⁾比較類神經網路與經驗公式在高性能混凝土抗壓強度之預測，李家政⁽¹⁾，劉俊杰等⁽³⁾應用類神經網路配合反彈值以推估混凝土抗壓強度。

本研究利用交通部公路總局第五區養護工程處品檢中心之義大利 CONTROLS Model:58-C0181/G 混凝土強度反彈錘，考慮 9 個影響混凝土之因子，將 168 個混凝土圓柱試體進行反彈錘試驗與圓柱試體抗壓試驗後，運用類神經網路進行訓練分析，再透過 48 個混凝土圓柱試體試驗後做為作為測試檢核依據，分別評估其試驗值偏差率與偏差率標準差，選擇最佳評估模式作為日後反彈錘試驗值推估參考。

二、類神經網路

2.1 類神經網路

類神經網路是「一種基於腦與神經系統研究所啟發的資訊處理技術」。它可以利用範例(即系統輸入與輸出所組成的資料)建立系統模型(圖 1)，有了這樣的系統模型便可用於推估、預測、決策、診斷。類神經網路並不需要瞭解系統的數學模型為何，直接以類神經網路取代系統的模型，利用資料不斷的學習及錯誤修正，經由反覆的訓練，使得神經網路的輸出能達到我們所要求的結果。

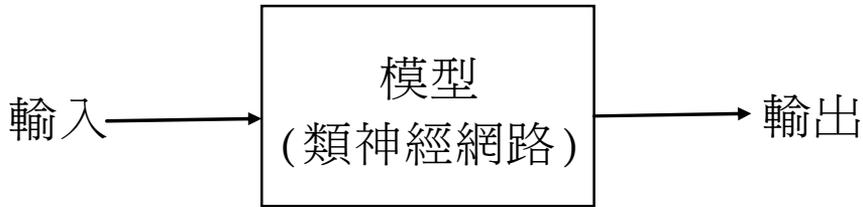


圖 1 類神經網路系統模型

要使得類神經網路能正確的運作，必須透過訓練（training）的方式，讓類神經網路反覆的學習。類神經網路的工作性能與訓練樣本有直接的關係，訓練樣本（training pattern）的數據正確、夠多、差異性越大且分佈均勻，類神經網路的能力就越強。因此在類神經網路學習前，我們必須建立出一個訓練樣本，使類神經網路在學習的過程中有一個參考。

類神經網路未訓練前，其輸出是凌亂的，隨著訓練次數的增加，類神經網路的鍵結值會逐漸的被調整，使得目標值與神經網路的輸出兩者誤差越來越小。當兩者的誤差幾乎不再變化時，我們稱此類神經網路已收斂（convergence），此時類神經網路便訓練完成。

當類神經網路經由訓練樣本訓練完成後，雖然神經網路的輸出已經與我們所要求的數值接近，但對於不是由訓練樣本所產生的輸入，我們並不知道會得到何種輸出。因此，我們必須使用另一組類神經網路從未見過樣本進入到類神經網路中，測試其推廣性（generalization），看看是否與所要求的值接近，而此樣本稱為測試樣本（testing pattern）

圖 2 是類神經網路模型示意圖，圖中 1, 2, …… 9 等 9 個節點為處理單元(Process element)，由各個處理單元組成不同層，再由各層組成網路。處理單元模型如圖 3 所示，每一個處理單元的輸出以扇狀送出，成為其它許多處理單元的輸入。處理單元的輸出值與輸入值的關係，一般可以用輸入值的加權乘積和之函數來表示：

$$Y_j = f\left(\sum_{i=1}^n W_{ij} X_i - \theta_j\right) \quad (1)$$

Y_j = 模仿生物神經元模型的輸出訊號。

f = 轉換函數，是一個用以將從其他處理單元輸入的輸入值之加權乘積和轉換成處理單元輸出的數學公式。

W_{ij} = 連結加權值(Weights)，介於處理單元間的資料傳遞路徑之間。其符號表示前層第 i 個處理單元對後層第 j 個處理單元之影響強度；連結加權值可視為一種加權效果，其值越大，代表連結的神經元更容易被激發，對類神經網路的影響也更大。

X_i = 模仿生物神經元模型的輸入訊號。

θ_j = 模仿生物神經元模型的閾值，又稱偏權值。

首先 $\sum W_{ij} X_i - \theta_j$ 用以將其他神經單元透過網路連結傳來的輸出訊息與連結權重值的乘積加以綜合，再減去門檻值，以決定是否為一有效的輸入訊號。若其有效，經由處理單元轉換函數 f 得

到輸出值。在本文採用 S 型(Sigmoid Function)函數為轉換函數，其數學式表示為：

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (2)$$

式(2)之輸出值介於 0~1 之間，S 型函數輸入/輸出曲線非常陡峭，因此當 net 信號很小接近於零的時候，輸出值放大效果較佳，當 net 為正的無限大值，其輸出趨近於 1。

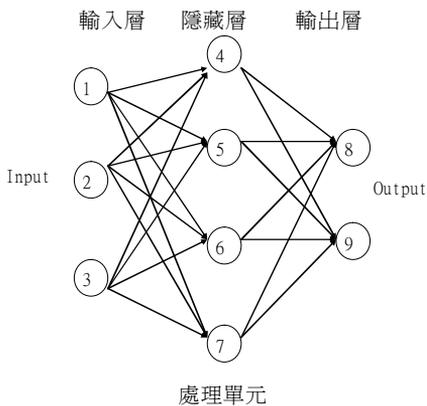


圖 2 類神經網路模型示意圖

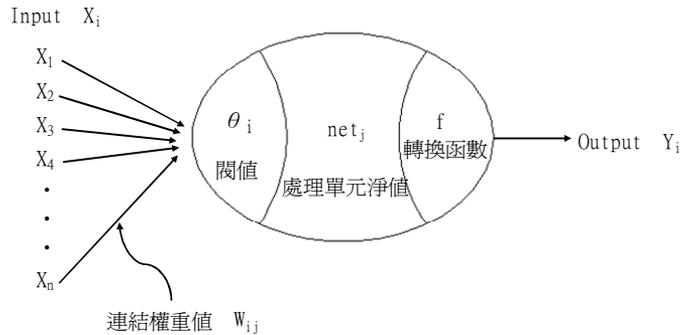


圖 3 處理單元模型(資料來源：鄭惠隆⁽⁵⁾)

2.2 倒傳遞類神經網路

目前許多學者針對欲解決問題的不同，提出許多的類神經網路模型，每一種類神經網路的演算法並不相同。常見的類神經網路有：倒傳遞類神經網路（Back-propagation Network）、霍普菲爾類神經網路（Hopfield Network）、徑向基底函數類神經網路（Radial Basis Function Network），這些類神經網路並非適用所有的問題，我們必須針對欲解決問題的不同選擇適當的類神經網路。

本研究採用的類神經網路分析模式為倒傳遞類神經網路，所運用的網路軟體為 QwikNetv2.23 試用版本，其基本原理是利用各網路學習演算法，將誤差函數依誤差降低方向予以最小化。其組成包含前饋階段以及倒傳遞階段。在前饋階段時，輸入訊號由輸入層被引入，經由權重值之運算再依前饋的方式傳遞至隱藏層，同樣地，在隱藏層中亦是經由權重值之運算再傳導至輸出層，最後傳遞至輸出層之網路輸出值將拿來與實際之目標值進行比較，如果不是我們所要求之正確結果時，則網路的狀態便將轉入倒傳遞的修正階段，即是以目標輸出值與網路輸出值間之最小均方差為網路之誤差函數，再依此函數將誤差修正訊號倒傳遞至網路中，修正網路中之偏權值及加權值；不斷地重覆此一修正過程，直到網路的輸出值與目標輸出值間的誤差合於要求為止。倒傳遞類神經網路流程如圖 4 所示。

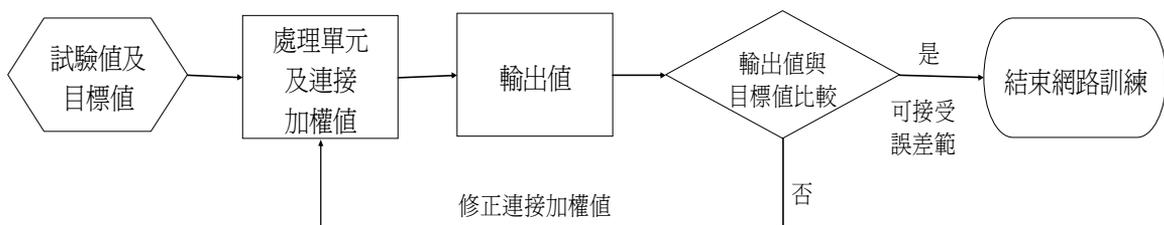


圖 4 倒傳遞類神經網路流程

倒傳遞類神經網路程序步驟敘述如下：

第一個步驟是資料向前饋入。每一個結點的輸出值由式(1)所定義。

第二個步驟是誤差向後推導。在訓練的過程中，系統誤差函數 (System Error Function) 用來表示網路學習成果的好壞，其定義如下：

$$E = \frac{1}{2P} \sum_{p=1}^P \sum_{k=1}^K (d_{pk} - o_{pk})^2 \quad (3)$$

其中 P 是訓練總案例數； d_{pk} 和 o_{pk} 分別是第 p 個訓練案例第 k 個輸出結點之預期及計算的輸出值。

最後一個步驟是權值調整。標準倒傳遞類神經網路演算法係基於最陡梯度法 (Gradient Descent Method) 並使用常數項的搜尋距離 (Step Length) 或學習速率 (Learning Ratio) 來訓練網路。

$$W_{ij}^{(k+1)} = W_{ij}^k + \Delta W_{ij} \quad (4)$$

$$\Delta W_{ij} = -\eta \frac{\partial E}{\partial W_{ij}} \quad (5)$$

式中 η 是學習速率，為一大於零的常數；上標 (k) 表示第 k 次迭代次數。值得一提的是，通常隱藏層之結點數目越多收斂越慢，但可達到更小的誤差值，當結點數超過一定數目後，再增加結點數對降低誤差幾乎沒幫助，徒然增加執行時間。

2.3 資料正規化

倒傳遞類神經網路於進行網路訓練前，必須先建立訓練對及測試對的資料。訓練對內包含輸入向量與輸出向量；測試對只包含輸出向量。對於訓練對與測試對的資料而言，由於各個參數單位均不同，且在類神經網路運算時，輸入資料最大最小值有時會超過轉換函數可處理的極值範圍，故必須進行無因次正規化過程後才可進行類神經網路分析。本文使用之轉換函數為雙彎曲函數，其線性映射的範圍為 0~1，故網路的輸入值必須正規化至 0~1。本研究資料正規化之方程式為先將該因子減去該因子之最小值，再除以因子分佈區間的大小，目的讓正規化後的因子均勻分佈在 0~1。參數資料正規化方程式如式(6)所示

$$T_{NORMAL} = \frac{T - T_{min}}{T_{max} - T_{min}} \quad (6)$$

式中： T 為參數試驗值； T_{max} 為參數 T 數列之最大值； T_{min} 為參數 T 數列之最小值； T_{NORMAL} 為參數 T 正規化後之值。

類神經網路在不同的訓練模式中調整隱藏層層數、神經元數及學習速率來訓練樣本，然不同的模式會產生不同的學習與推估結果，而為了衡量不同網路模式訓練結果誤差大小，本研究使用之評估類神經網路的誤差指標為偏差率 ε 之平均值 (μ_{ε}) 及偏差率標準差 (σ_{ε}) 方式來表示，其定義

如下：

$$\varepsilon = \frac{Z - X}{X} \times 100\% \quad (7)$$

$$\mu_{|\varepsilon|} = \frac{\sum_{i=1}^n |\varepsilon_i|}{n} \quad (8)$$

$$\sigma_{\varepsilon} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - r)^2}{n}} \quad (9)$$

式中 ε =偏差率； Z =反彈錘試驗值經類神經網路模式調整後之預測值； X =混凝土圓柱試體抗壓強度值； n =測試組組數； r =偏差率真值，偏差率真值在本研究中為 0。

反彈錘經類神經網路調整後之試驗值與混凝土圓柱試體抗壓值，兩者依式(8)與式(9)計算所得偏差率平均值 $\mu_{|\varepsilon|}$ 及偏差率標準差 σ_{ε} ，若低於一固定值內視為推算成功，反之視為失敗。

三、試驗項目及條件

3.1 混凝土試體

影響混凝土強度的因數甚多，依據 CNS 10732 之規定，混凝土資料需包含下列 5 項：

1. 混凝土已知之粗細粒料，水泥含量，水灰比，含氣量及所用摻品等各項組成成分。
2. 設計強度。
3. 混凝土之材齡。
4. 混凝土濕治養護之狀況及任何不正常狀況。
5. 試驗面積。

有關混凝土試驗個數，參考沈明來⁽¹²⁾「試驗設計學」之規定，本研究試驗混凝土試體數量共計有 168 個訓練組，其中有養護試體 75 個，無養護試體 93 個；48 個測試組，其中有養護試體 24 個，無養護試體 24 個，合計訓練組和測試組共計 216 個混凝土試體。試驗混凝土試體各參數條件如表 1。

表 1 試驗混凝土試體參數條件

參 數	範 圍
材齡 (天)	5、7、14、21、28、42
設計強度 (kgf/cm ²)	140、210、280、350
水灰比	0.39、0.47、0.58、0.72
坍度 (cm)	12、18、20
水泥用量 (kg)	255、320、390、415

3.2 反彈錘試驗

本研究反彈錘試驗程序敘述如下：

1. 將已達到材齡混凝土圓柱試體，於其較不平整之一面先以高強度石膏蓋平，蓋平方法依 CNS 11297 混凝土圓柱試體蓋平方法辦理；另較平整之一面未來可施行反彈錘試驗。
2. 使用電子式卡尺量圓柱試體直徑、高度並記錄試體材齡。
3. 使用數位式混凝土反彈錘前，先用校正鋼鉗測試，以確認儀器在允差範圍內。
4. 依使用說明書設定反彈錘相關參數後，再依 CNS 10732 硬化混凝土反彈數試驗法測試。
5. 所測試之表面，應避免有蜂巢、剝落、粗糙或高孔隙之缺陷。
6. 將反彈錘持牢，於試驗位置，使其撞頭能垂直試驗表面，緩緩增加壓力，直至撞頭撞擊混凝土表面，撞擊後由試錘自動記錄(如圖 5)。
7. 每次試驗採取 10 次不同撞擊點讀數，任何兩個撞擊點，均應相距 25mm 以上，撞擊後應檢視其撞痕，若發現撞擊點表面有破碎現象時，其讀數應作廢不計。
8. 為避免產生人為誤差，反彈錘試驗均由同一人操作。
9. 數位式反彈錘試驗完畢後，儀器將產生三個數據，(1)反彈錘試驗混凝土參考強度；(2)反彈錘試驗混凝土參考強度標準差；(3) 反彈錘試驗反撥平均值。



圖 5 反彈錘試驗情形

3.3 混凝土圓柱試體抗壓試驗

當混凝土試體完成反彈錘試驗後，隨即依 CNS 1232 之規定進行混凝土抗壓強度試驗，以求取混凝土抗壓強度。混凝土圓柱試體抗壓強度試驗程序如下：

1. 輸入圓柱試體直徑及高度。
2. 將反彈錘試驗完成後之試體移至抗壓機，以每秒 3.0kgf/cm^2 加壓速率加壓直至試體破壞為止。
3. 紀錄最大荷重、抗壓強度及破壞型態。

由上述數位式混凝土反彈錘試驗結果並參考 CNS 10732 之規定，本研究所用試驗參數為下列 9 項：

1. 反彈錘試驗混凝土參考強度。
2. 反彈錘試驗混凝土參考強度標準差。
3. 反彈錘試驗混凝土反撥平均值。
4. 混凝土材齡。
5. 混凝土設計強度。
6. 養護條件。
7. 水灰比。
8. 坍度。
9. 水泥用量。

四、結果與分析

4.1 單變數回歸分析

數位式反彈錘儀器供應商所提供之統計分析工具為單變數回歸分析。一般而言，混凝土為非均質的複合材料，而影響混凝土強度的因數甚多，如直接引用反彈錘之強度參考值推算混凝土抗壓強度，其準確度與可信度均不佳。今將 168 個訓練反彈錘之參考強度與圓柱試體抗壓強度試驗所得結果，利用線性、對數、多項式、乘幂及指數等五種傳統回歸分析方法進行回歸分析，分析結果如表 2 所示。由表中可看出分析結果之判定係數 R^2 皆為 0.8 以下，顯示該 5 種回歸分析模型的預測能力不佳，由此可推測混凝土抗壓強度除與反彈錘所得參考強度有關外，尚應與其它變量有關，因此應以複回歸分析或類神經網路分析較為恰當。

表 2 單變數回歸結果

回歸類型	趨勢預測方程式	判定係數 R^2
線性	$Y=0.5454X+70.178$	0.7573
對數	$Y=118.4\ln(X)-439.95$	0.7339
多項式	$Y=-0.0002X^2+0.6683X+56.444$	0.7589
乘幂	$Y=6.4699X^{0.6283}$	0.7820
指數	$Y=99.644e^{0.0028X}$	0.7414

4.2 試驗參數影響之優先順序

前曾述及連結加權值可視為一種加權效果，其值越大，代表連結的神經元更容易被激發，對類神經網路的影響也更大。為瞭解本文所選用 9 個試驗參數對類神經網路影響之優先順序，將訓練資料用無隱藏層倒傳遞類神經網路進行訓練，以求取各個試驗參數之權重大小。表 3 為線性架構(無隱藏層)倒傳遞類神經網路訓練結果，由表 3 得知如果採無隱藏層倒傳遞類神經網路(類似多元線性回歸)配合不同學習速率及訓練學習次數，可得各個試驗參數之加權值，比較各試驗參數權重之絕對值，得 9 個試驗參數對類神經網路的影響程度優先順序，該順序為(1)反彈錘試驗混凝土反撥平均值(2)水灰比(3)水泥用量(4)混凝土材齡(5)反彈錘試驗混凝土參考強度(6)混凝土設計強度(7)養護條件(8)反彈錘試驗混凝土參考強度標準差(9)坍度。

4.3 回歸模式與無隱藏層倒傳遞網路模式之比較

將 48 個測試試體(有養護 24 個，無養護 24 個)代入前述 5 種類型回歸趨勢預測方程式，得各回歸模式之偏差率如表 4 及表 5。由表中得知偏差率平均值皆大於 19；偏差率標準差皆大於 24，顯示回歸模式之預測能力不佳。而無論養護與否比對 5 種回歸分析類型，均以對數回歸模式偏差率平均值為最低。

本研究所採用分析之模式為倒傳遞類神經網路系統，葉怡成等⁽¹¹⁾提及進行倒傳遞類神經網

路分析時可先以無隱藏層進行分析，將試驗結果再與回歸分析比較，若無法有效提升準確度時，可加入隱藏層。

表 3 線性架構(無隱藏層)倒傳遞類神經網路訓練結果

線性架構網路訓練			隱藏層與輸出層間影響因子之權重值									偏權值
項次	學習循環 (萬次)	學習速率	試驗錘 強度	標準差	反撥 平均值	材齡	設計強度	養護條件	水灰比	坍度	水泥用量	
1	10	0.10	-0.33754	-0.23042	1.39814	0.48054	0.11229	0.19728	-1.26940	-0.03284	-0.85270	-0.54553
2	50	0.10	-0.39366	-0.24522	1.41568	0.51247	0.42090	0.22760	-1.11321	-0.00570	-0.94211	-0.54789
3	100	0.10	-0.35160	-0.22670	1.35629	0.50059	0.43348	0.21910	-1.10618	0.01194	-0.94750	-0.50783
4	14	0.05	-0.32850	-0.21357	1.37935	0.48641	0.11723	0.25354	-1.26957	-0.03943	-0.84747	-0.52010
5	52	0.05	-0.33748	-0.22680	1.38279	0.50705	0.19323	0.22570	-1.23012	-0.04006	-0.87663	-0.52731
6	103	0.05	-0.37893	-0.21300	1.39493	0.51760	0.22784	0.23630	-1.24789	-0.02923	-0.87404	-0.53255
7	12	0.02	-0.34489	-0.21790	1.39479	0.50615	0.36139	0.24157	-1.16148	-0.01710	-0.94278	-0.52789
8	54	0.02	-0.35149	-0.21872	1.37786	0.50976	0.32368	0.23447	-1.14915	-0.01487	-0.93295	-0.51121
9	101	0.02	-0.36007	-0.21937	1.38912	0.50669	0.24166	0.23704	-1.22102	-0.02666	-0.88631	-0.52006
平均			-0.35380	-0.22352	1.38766	0.50303	0.27019	0.23029	-1.19645	-0.02155	-0.90027	-0.52671
試驗參數權重比值大小(絕對值)			5	8	1	4	6	7	2	9	3	

表 4 回歸分析偏差率 (養護)

組數	偏 差 率				
	線性回歸模式	對數回歸模式	多項式回歸模式	乘冪回歸模式	指數回歸模式
1	66.95	15.06	61.12	48.76	83.01
2	13.33	6.18	14.19	9.51	16.45
3	-2.54	-1.76	0.42	-3.39	-2.37
4	-11.76	-9.35	-8.19	-11.86	-12.86
5	-24.41	25.69	-22.82	-25.75	-23.68
6	-18.26	-16.53	-15.25	-18.55	-18.97
7	56.28	37.00	55.39	47.95	63.71
8	2.22	-0.24	4.12	0.15	3.51
9	-19.39	-17.20	-16.13	-19.48	-20.37
10	-26.46	-23.39	-22.56	-26.07	-28.13
11	-33.61	-31.22	-30.50	-33.44	-34.81
12	-36.28	-33.40	-32.48	-35.82	-37.96
13	20.16	24.93	26.23	20.67	17.66
14	-16.37	-16.04	-13.97	-17.23	-16.36
15	-24.57	-21.15	-20.01	-24.02	-26.60
16	-23.28	-19.84	-17.98	-22.66	-25.56
17	-36.99	-34.12	-32.84	-36.49	-38.82
18	-39.14	-36.65	-34.50	-38.69	-40.96
19	-5.96	-2.05	-1.00	-5.47	-8.07
20	-27.42	-24.41	-23.60	-27.05	-29.04
21	-42.55	-39.93	-38.81	-42.10	-44.21
22	-40.68	-38.85	-35.62	-40.41	-42.27
23	-52.84	-50.88	-49.28	-52.48	-54.26
24	-43.28	-43.10	-37.59	-43.56	-43.86
偏差率平均值	28.53	23.71	25.61	27.15	30.56
偏差率標準差	32.96	27.36	30.03	30.85	35.84

今取對數回歸模式與無隱藏層倒傳遞類神經網路模式進行比較(如表 6, 表 7)。由表 6 知在養護情形下無隱藏層倒傳遞類神經網路之偏差率平均值(15.51)和偏差率標準差(18.69)皆小於對數回歸模式之偏差率平均值(23.71)和偏差率標準差(27.36), 顯示無隱藏層倒傳遞類神經網路模式之預測優於對數回歸模式; 察看表 7 無養護情形時, 亦有相同之結果。然無隱藏層倒傳遞類神經網路之偏差率平均值和偏差率標準差亦皆不小, 顯示該模式之預測偏差亦大。因此本研究擬採用非線性含隱藏層倒傳遞類神經網路模式進行預測。

表 5 回歸分析偏差率 (無養護)

組數	偏 差 率				
	線性回歸模式	對數回歸模式	多項式回歸模式	乘冪回歸模式	指數回歸模式
1	85.73	74.03	87.15	79.47	90.86
2	17.21	15.72	19.83	15.30	18.12
3	14.50	17.56	19.09	14.34	13.12
4	-0.61	1.21	2.90	-1.08	-1.32
5	3.83	7.64	8.76	4.13	1.91
6	-2.43	-0.34	1.18	-2.77	-3.29
7	43.72	15.56	41.05	32.85	53.53
8	1.00	2.51	4.40	0.39	0.46
9	-8.67	-5.23	-4.25	-8.37	-10.43
10	-16.23	-12.64	-11.66	-15.74	-18.21
11	-10.91	-6.84	-5.17	-10.20	-13.45
12	-20.08	-16.45	-14.75	-19.44	-22.42
13	2.53	4.29	6.09	2.00	1.85
14	-8.60	-5.00	-4.02	-8.23	-10.48
15	-20.09	-16.48	-15.29	-19.51	-22.23
16	-26.23	-22.86	-21.61	-25.66	-28.29
17	-22.48	-19.52	-16.33	-21.96	-24.75
18	-22.79	-19.59	-16.97	-22.21	-25.11
19	-12.83	-9.31	-8.35	-12.43	-14.71
20	-25.24	-21.82	-20.58	-24.66	-27.31
21	-33.37	-30.59	-28.37	-32.87	-35.38
22	-31.34	-28.72	-25.89	-30.88	-33.35
23	-40.61	-38.67	-35.61	-40.31	-42.24
24	-42.23	-40.47	-37.28	-41.97	-43.76
偏差率 平均值	21.39	18.04	19.02	20.28	23.19
偏差率 標準差	28.27	24.07	26.20	26.56	30.58

表 6 對數回歸模式與倒傳遞類神經網路測試結果 (養護)

參數 組數	試驗 錘	標準 差	反撥 平均值	材齡	設計 強度	養護 條件	水灰 比	坍度	水泥 用量	Z(kgf/cm ²)		X		偏差率 $\epsilon = (Z-X)/X \times 100\%$	
										單變數	倒傳遞 網路	kgf/cm ²	單變數	倒傳遞 網路	
										回歸	線性	目標值	回歸	線性	
1	79.6	0.8	16.0	2	140	1	0.7	18	255	78.3	102.9	68.0	15.1	51.31	
2	120.4	1.9	19.9	8	140	1	0.7	18	255	127.3	110.1	119.9	6.2	-8.17	
3	149.6	1.9	21.2	15	140	1	0.7	18	255	153.0	131.7	155.7	-1.8	-15.42	
4	164.7	1.9	23.7	21	140	1	0.7	18	255	164.4	141.9	181.3	-9.4	-21.76	
5	136.6	2.0	21.3	28	140	1	0.7	18	255	142.2	150.5	191.4	-25.7	-21.35	
6	159.0	1.6	23.2	42	140	1	0.7	18	255	160.2	176.4	191.9	-16.5	-8.11	
7	106.0	6.6	18.6	2	210	1	0.6	20	320	112.2	110.2	81.9	37.0	34.50	
8	133.6	1.4	19.7	8	210	1	0.6	20	320	139.6	147.8	139.9	-0.2	5.62	
9	164.5	1.8	22.5	15	210	1	0.6	20	320	164.2	170.7	198.4	-17.2	-13.92	
10	186.2	1.6	25.4	21	210	1	0.6	20	320	178.9	185.1	233.5	-23.4	-20.75	
11	175.2	1.3	24.5	28	210	1	0.6	20	320	171.7	209.8	249.6	-31.2	-15.97	
12	198.4	2.2	26.3	42	210	1	0.6	20	320	186.4	261.0	279.9	-33.4	-6.75	
13	181.5	1.7	24.0	3	280	1	0.5	20	390	175.9	139.0	140.8	24.9	-1.29	
14	147.1	2.2	20.9	7	280	1	0.5	20	390	151.0	167.5	179.9	-16.0	-6.86	
15	200.3	1.3	25.6	14	280	1	0.5	20	390	187.5	201.1	237.9	-21.2	-15.46	
16	218.5	1.3	27.9	21	280	1	0.5	20	390	197.8	222.2	246.8	-19.8	-9.99	
17	211.6	1.8	27.4	28	280	1	0.5	20	390	194.0	241.1	294.5	-34.1	-18.14	
18	235.3	2.3	29.2	42	280	1	0.5	20	390	206.6	296.9	326.2	-36.7	-8.97	
19	185.6	1.4	24.3	3	350	1	0.4	12	415	178.5	196.5	182.3	-2.0	7.79	
20	185.4	1.2	24.3	7	350	1	0.4	12	415	178.4	217.5	236.0	-24.4	-7.82	
21	210.2	1.2	26.4	14	350	1	0.4	12	415	193.3	274.6	321.7	-39.9	-14.66	
22	259.0	1.5	30.9	21	350	1	0.4	12	415	218.0	283.6	356.4	-38.8	-20.45	
23	233.2	2.3	29.0	28	350	1	0.4	12	415	205.6	316.8	418.5	-50.9	-24.30	
24	305.4	1.6	34.2	42	350	1	0.4	12	415	237.5	363.7	417.4	-43.1	-12.87	
偏差率平均 $\mu_{ \epsilon }$													23.71	15.51	
偏差率標準差 σ_{ϵ}													27.36	18.69	

表 7 對數回歸模式與倒傳遞類神經網路測試結果 (無養護)

參數組數	試驗錘	標準差	反撥平均值	材齡	設計強度	養護條件	水灰比	坍度	水泥用量	Z(kgf/cm ²)		X	偏差率 $\varepsilon = (Z-X)/X * 100\%$	
										單變數回歸	倒傳遞網路		kgf/cm ² 目標值	單變數回歸
												線性		
1	120.4	1.5	19.9	2	140	0	0.7	18	255	127.3	102.3	73.1	74.0	39.87
2	138.5	0.8	20.1	8	140	0	0.7	18	255	143.9	109.2	124.3	15.7	-12.15
3	164.1	2.0	23.6	15	140	0	0.7	18	255	163.9	130.5	139.5	17.6	-6.42
4	156.7	1.1	23.0	21	140	0	0.7	18	255	158.5	140.7	156.6	1.2	-10.12
5	176.2	3.3	24.6	28	140	0	0.7	18	255	172.4	149.5	160.1	7.6	-6.63
6	159.2	1.8	23.2	42	140	0	0.7	18	255	160.4	175.9	160.9	-0.3	9.32
7	93.6	1.4	17.4	2	210	0	0.6	20	320	97.5	111.0	84.4	15.6	31.58
8	154.2	1.2	22.8	8	210	0	0.6	20	320	156.6	148.4	152.7	2.5	-2.86
9	177.8	1.7	24.7	15	210	0	0.6	20	320	173.4	171.4	183.0	-5.2	-6.36
10	189.0	2.4	25.6	21	210	0	0.6	20	320	180.7	185.9	206.8	-12.6	-10.11
11	208.5	2.9	27.1	28	210	0	0.6	20	320	192.3	210.7	206.4	-6.8	2.08
12	213.4	1.5	27.5	42	210	0	0.6	20	320	195.0	262.5	233.4	-16.4	12.43
13	155.9	1.8	21.7	3	280	0	0.5	20	390	157.9	141.1	151.4	4.3	-6.78
14	180.8	0.8	23.9	7	280	0	0.5	20	390	175.4	169.8	184.7	-5.0	-8.06
15	199.7	1.4	26.4	14	280	0	0.5	20	390	187.2	203.8	224.1	-16.5	-9.07
16	204.7	1.3	26.8	21	280	0	0.5	20	390	190.1	225.3	246.5	-22.9	-8.60
17	242.8	4.2	29.7	28	280	0	0.5	20	390	210.3	244.4	261.3	-19.5	-6.48
18	233.2	1.3	29.0	42	280	0	0.5	20	390	205.6	300.6	255.6	-19.6	17.59
19	183.1	2.0	24.1	3	350	0	0.4	12	415	176.9	198.9	195.1	-9.3	1.97
20	204.0	2.6	25.9	7	350	0	0.4	12	415	189.7	220.0	242.7	-21.8	-9.34
21	232.5	1.8	28.9	14	350	0	0.4	12	415	205.2	276.7	295.6	-30.6	-6.41
22	243.0	3.6	29.7	21	350	0	0.4	12	415	210.4	286.2	295.2	-28.7	-3.06
23	255.7	2.8	30.6	28	350	0	0.4	12	415	216.5	319.2	353.0	-38.7	-9.56
24	260.1	1.3	31.0	42	350	0	0.4	12	415	218.5	366.0	367.0	-40.5	-0.29
偏差率平均 $\mu_{ \varepsilon }$												18.04	9.88	
偏差率標準差 σ_{ε}												24.07	13.18	

4.4 含隱藏層倒傳遞類神經網路模式

表 8 與表 9 分別為有養護試體與無養護試體含隱藏層倒傳遞類神經網路訓練結果。由表 8 得知，對養護試體而言，經不同網路架構訓練結果，以 9-6-1 網路架構(即隱藏層 1 層、隱藏層單元數 6 個、學習速率 0.05)之偏差率平均值 5.23，偏差率標準偏差 7.27 最小。由表 9 得知，對無養護試體而言，經不同網路架構訓練結果，以 9-9-1 網路架構(即隱藏層 1 層、隱藏層單元數 9 個、學習速率 0.02)之偏差率平均值 5.34；而 9-7-1 網路架構(即隱藏層 1 層、隱藏層單元數 7 個、學習速率 0.02)之偏差率標準偏差 7.27 最小，基於偏差率標準差考量，對無養護混凝土採用 9-7-1 網路架構。

今以 9-6-1 倒傳遞類神經網路架構模式，9-7-1 倒傳遞類神經網路架構模式分別對養護試體與無養護試體進行預測，所得結果如表 10 與表 11。由表 10 與表 11 得知含隱藏層倒傳遞類神經網路偏差率平均值有養護為 5.23，無養護為 5.86；偏差率標準差有養護為 7.64，無養護為 7.45。圖 6 為對數回歸模式、無隱藏層倒傳遞類神經網路模式及含隱藏層倒傳遞類神經網路模式偏差率平均值和偏差率標準差之比較，由圖中知無論養護與否，比較 3 種分析方法之偏差率標準差及偏差率平均值，以含隱藏層倒傳遞類神經網路模式最佳，無隱藏層倒傳遞類神經網路模式次之，對數回歸模式最差。

表 8 養護試體倒傳遞類神經網路訓練結果

項次	網路架構	學習循環 (次)	隱藏層數	學習速率	試體經養護	
					平均 $\mu \epsilon $	標準差 $\sigma \epsilon$
1	9-6-1	19369	1	0.05	5.23	7.27
2	9-5-1	71640	1	0.02	5.34	7.33
3	9-5-1	53320	1	0.05	5.73	7.36
4	9-11-11-1	13645	2	0.05	6.57	7.42
5	9-5-1	4459	1	0.10	5.22	7.52
6	9-5-5-1	7956	2	0.10	6.47	7.52
7	9-8-8-8-1	20816	3	0.05	6.25	7.62
8	9-10-1	15043	1	0.05	5.78	7.65
9	9-8-1	11675	1	0.05	5.72	7.67
10	9-7-1	45942	1	0.02	5.52	7.69
11	9-5-5-1	34817	2	0.02	5.70	7.69
12	9-9-9-1	12733	2	0.05	6.26	7.73
13	9-5-5-5-1	48043	3	0.02	5.84	7.75
14	9-7-7-7-1	36238	3	0.02	5.81	7.78
15	9-8-8-8-1	34094	3	0.02	5.42	7.84
				平均	5.79	7.59

表 9 無養護試體倒傳遞類神經網路訓練結果

項次	網路架構	學習循環 (次)	隱藏層數	學習速率	試體無養護	
					平均 $\mu \epsilon $	標準差 $\sigma \epsilon$
1	9-7-1	64030	1	0.02	5.86	7.32
2	9-10-10-1	8326	2	0.05	5.65	7.57
3	9-7-1	34586	1	0.02	5.72	7.58
4	9-10-1	35412	1	0.02	5.80	7.64
5	9-11-1	12514	1	0.05	5.94	7.65
6	9-9-1	7693	1	0.10	5.40	7.67
7	9-7-7-1	10794	2	0.05	5.83	7.82
8	9-10-10-10-1	8673	3	0.05	6.30	7.84
9	9-9-9-9-1	33519	3	0.02	6.04	7.84
10	9-9-1	34822	1	0.02	5.34	7.85
11	9-9-1	14201	1	0.05	5.49	7.90
12	9-9-9-1	28645	2	0.02	5.75	7.90
13	9-9-9-9-1	17439	3	0.02	5.81	7.93
14	9-10-10-1	6046	2	0.10	6.14	7.94
15	9-11-11-1	13645	2	0.05	5.83	7.94
平均					5.77	7.90

表 10 有養護試體 9-6-1 倒傳遞類神經網路測試結果

參數 組數	試驗 錘	標準 差	反撥 平均值	材齡	設計 強度	養護 條件	水灰 比	坍度	水泥 用量	Z (kgf/cm ²)	X	偏差率 $\epsilon = (Z-X) / X * 100\%$			
										倒傳遞網路			kgf/cm ²	倒傳遞網路	
										非線性			目標值	非線性	
1	79.6	0.8	16.0	2	140	1	0.7	18	255	84.1	68.0	23.61			
2	120.4	1.9	19.9	8	140	1	0.7	18	255	118.4	119.9	-1.24			
3	149.6	1.9	21.2	15	140	1	0.7	18	255	164.4	155.7	5.60			
4	164.7	1.9	23.7	21	140	1	0.7	18	255	191.3	181.3	5.48			
5	136.6	2.0	21.3	28	140	1	0.7	18	255	204.6	191.4	6.91			
6	159.0	1.6	23.2	42	140	1	0.7	18	255	229.4	191.9	19.51			
7	106.0	6.6	18.6	2	210	1	0.6	20	320	89.4	81.9	9.11			
8	133.6	1.4	19.7	8	210	1	0.6	20	320	146.8	139.9	4.89			
9	164.5	1.8	22.5	15	210	1	0.6	20	320	207.6	198.4	4.68			
10	186.2	1.6	25.4	21	210	1	0.6	20	320	240.6	233.5	3.03			
11	175.2	1.3	24.5	28	210	1	0.6	20	320	250.7	249.6	0.44			
12	198.4	2.2	26.3	42	210	1	0.6	20	320	263.7	279.9	-5.80			
13	181.5	1.7	24.0	3	280	1	0.5	20	390	138.4	140.8	-1.68			
14	147.1	2.2	20.9	7	280	1	0.5	20	390	164.1	179.9	-8.78			
15	200.3	1.3	25.6	14	280	1	0.5	20	390	221.4	237.9	-6.90			
16	218.5	1.3	27.9	21	280	1	0.5	20	390	251.0	246.8	1.71			
17	211.6	1.8	27.4	28	280	1	0.5	20	390	296.3	294.5	0.58			
18	235.3	2.3	29.2	42	280	1	0.5	20	390	340.4	326.2	4.36			
19	185.6	1.4	24.3	3	350	1	0.4	12	415	176.8	182.3	-3.02			
20	185.4	1.2	24.3	7	350	1	0.4	12	415	233.4	236.0	-1.12			
21	210.2	1.2	26.4	14	350	1	0.4	12	415	325.0	321.7	1.03			
22	259.0	1.5	30.9	21	350	1	0.4	12	415	359.6	356.4	0.89			
23	233.2	2.3	29.0	28	350	1	0.4	12	415	414.5	418.5	-0.95			
24	305.4	1.6	34.2	42	350	1	0.4	12	415	434.8	417.4	4.17			
偏差率平均 $\mu_{ \epsilon }$											5.23				
偏差率標準差 σ_{ϵ}											7.64				

表 11 無養護試體 9-7-1 倒傳遞類神經網路測試結果

參數組數	試驗錘	標準差	反撥平均值	材齡	設計強度	養護條件	水灰比	坍度	水泥用量	Z (kgf/cm ²)	X	偏差率 $\varepsilon = (Z-X) / X * 100\%$	
										倒傳遞網路		倒傳遞網路	
										非線性	目標值	非線性	目標值
1	120.4	1.5	19.9	2	140	0	0.7	18	255	89.9	73.1	22.92	
2	138.5	0.8	20.1	8	140	0	0.7	18	255	118.3	124.3	-4.86	
3	164.1	2.0	23.6	15	140	0	0.7	18	255	151.1	139.5	8.34	
4	156.7	1.1	23.0	21	140	0	0.7	18	255	163.3	156.6	4.29	
5	176.2	3.3	24.6	28	140	0	0.7	18	255	169.0	160.1	5.50	
6	159.2	1.8	23.2	42	140	0	0.7	18	255	150.1	160.9	-6.69	
7	93.6	1.4	17.4	2	210	0	0.6	20	320	94.8	84.4	12.38	
8	154.2	1.2	22.8	8	210	0	0.6	20	320	152.0	152.7	-0.52	
9	177.8	1.7	24.7	15	210	0	0.6	20	320	191.6	183.0	4.69	
10	189.0	2.4	25.6	21	210	0	0.6	20	320	210.3	206.8	1.69	
11	208.5	2.9	27.1	28	210	0	0.6	20	320	230.5	206.4	11.69	
12	213.4	1.5	27.5	42	210	0	0.6	20	320	251.9	233.4	7.92	
13	155.9	1.8	21.7	3	280	0	0.5	20	390	143.7	151.4	-5.05	
14	180.8	0.8	23.9	7	280	0	0.5	20	390	190.5	184.7	3.19	
15	199.7	1.4	26.4	14	280	0	0.5	20	390	228.5	224.1	1.96	
16	204.7	1.3	26.8	21	280	0	0.5	20	390	237.5	246.5	-3.66	
17	242.8	4.2	29.7	28	280	0	0.5	20	390	248.2	261.3	-5.03	
18	233.2	1.3	29.0	42	280	0	0.5	20	390	260.9	255.6	2.07	
19	183.1	2.0	24.1	3	350	0	0.4	12	415	188.8	195.1	-3.19	
20	204.0	2.6	25.9	7	350	0	0.4	12	415	232.9	242.7	-4.05	
21	232.5	1.8	28.9	14	350	0	0.4	12	415	275.6	295.6	-6.77	
22	243.0	3.6	29.7	21	350	0	0.4	12	415	319.9	295.2	8.37	
23	255.7	2.8	30.6	28	350	0	0.4	12	415	340.2	353.0	-3.61	
24	260.1	1.3	31.0	42	350	0	0.4	12	415	359.1	367.0	-2.15	
偏差率平均 $\mu_{\varepsilon 1}$											5.86		
偏差率標準差 σ_{ε}											7.45		

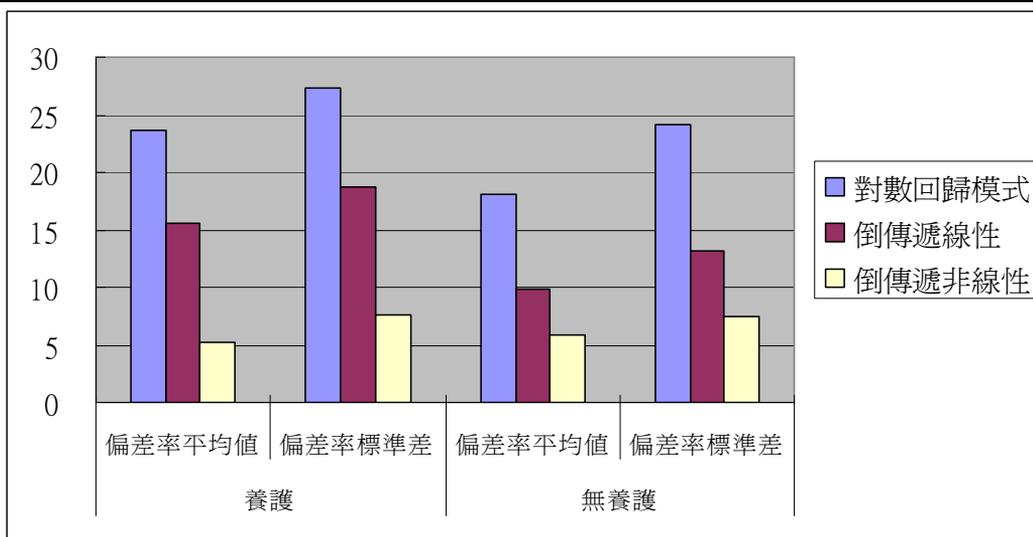


圖 6 對數回歸模式、線性及非線性倒傳遞偏差率平均值和偏差率標準差之比較

五、結論

1. 比較對數回歸模式、無隱藏層倒傳遞類神經網路模式及含隱藏層倒傳遞類神經網路模式之偏差率平均值和偏差率標準差，知無論養護與否，以含隱藏層倒傳遞類神經網路模式最佳，無隱藏層倒傳遞類神經網路模式次之，對數回歸模式最差。
2. 由無隱藏層倒傳遞類神經網路分析，9 個試驗參數對類神經網路的影響程度優先順序為(1)反彈錘試驗混凝土反撥平均值(2)水灰比(3)水泥用量(4)混凝土材齡(5)反彈錘試驗混凝土參考強度(6)混凝土設計強度(7)養護條件(8)反彈錘試驗混凝土參考強度標準差(9)坍度。
3. 由於反彈錘儀器供應商所提供之反撥值無法準確推估混凝土強度，本研究顯示結合倒傳遞類神經網路及設定各試驗參數可迅速準確推估混凝土強度值。

參考文獻

1. 李家政，反彈錘配合類神經網路推估混凝土強度可行性之研究，中華大學土木工程學系碩士論文，1998。
2. 王嘉聖，反彈錘有效性之研究，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文，2002。
3. 劉俊杰、蘇茂林、李家政，類神經網路應用於反彈值推估混凝土抗壓強度可行性研究，台灣公路工程第 32 卷第 5 期，P2~P14，2005。
4. 林志育，聯想式類神經網路模式在談判支援系統上之研究與應用，國立中央大學資訊管理研究所碩士論文，1996。
5. 鄭惠隆，應用類神經網路初步建立路堤沉陷之預估模式，雲林科技大學營建工程系碩士論文，2006。
6. Yeh, I. C., "Modeling Concrete Strength with Augment Neuron Networks," ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 10, No. 4, P263~P268, 1998.
7. 許慶安，應用類神經網路推估混凝土之抗壓強度，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，2003。
8. Kim, J. I., Kim, D. K., Feng, M. Q., and Yazdani, F., "Application of Neural Networks for Estimation of Concrete Strength," ASCE Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 16, No. 3, P257~P264, 2004.
9. 彭釗哲，以類神經網路在高性能混凝土在抗壓強度之應用，中華大學土木工程學系碩士論文，1998。
10. Yeh, I. C., "Design of High Performance Concrete Mixture Using Neural Networks," ASCE, Journal of Computing in Civil Engineering, Vol. 13, No. 1, P36~P42, 1999.
11. 葉怡成、彭釗哲、連立川，類神經網路與經驗公式在高性能混凝土抗壓強度預測之比較，技術學刊，第二十卷第三期，P261~P268，2005。
12. 沈明來，試驗設計學，台北市，九州圖書文物有限公司，2004。

小管掘進機在各種地盤修正推進方向之效率

倪至寬*、蔡諭璋**

摘 要

一般而言，小管推進的方向穩定性較大管為差，掘進機在推進過程中，操作手除了需使掘進機保持在計畫中心線前進，維持掘進機之偏差小於規範允許值，在操控過程中還需克服地盤各種不可預期的狀態，同時避免突然及過度修正推進方向所導致的蛇行等問題，有賴於掘進機操作手的專業知識、技術及經驗。本文介紹一種量化之方法，可用來評估掘進機操作手修正推進方向技術的優劣。首先蒐集操作手推進每支小管的各種推進紀錄數據，包含掘進機的機身座標、機頭修正方向千斤頂之衝程及機身傾斜角等姿勢數據，這些數據經由分析後分別繪製成垂直及水平方向的機身偏移及機頭修正量變化曲線；將機身偏移量變化曲線沿著推進路線進行絕對值積分，再除以推進總長度，即可分別獲得垂直及水平方向的機身平均偏移量；而將機頭修正量變化曲線沿著推進路線進行絕對值積分，再除以推進總長度，即可得垂直及水平方向的機頭平均修正量，本研究蒐集三種不同的掘進機在各種地盤中掘進時的推進紀錄數據，如黏土層、砂土層、卵礫石層及岩盤等。研究結果發現在地盤反力係數較高的岩盤及卵礫石層的掘進機，其機頭平均修正量與機身平均偏移量約成 1 比 1 的包絡線關係；而在地盤反力係數較低的軟黏土層中，掘進機的機身平均偏移量約為機頭平均修正量 6 倍的包絡線關係，顯示掘進機在硬質地盤中修正方向較容易，而在軟弱地盤中修正方向較困難。此外，在相同地盤中掘進時，掘進機的機頭平均修正量與機身平均偏移量皆落在同一包絡線，只是，掘進機操作手的技術及經驗愈佳，則所得結果愈接近原點，反之，掘進機操作手的技術及經驗愈差，則所得結果愈遠離原點。

關鍵詞：小管掘進機，機身平均偏移量，機頭平均修正量，方向修正效率

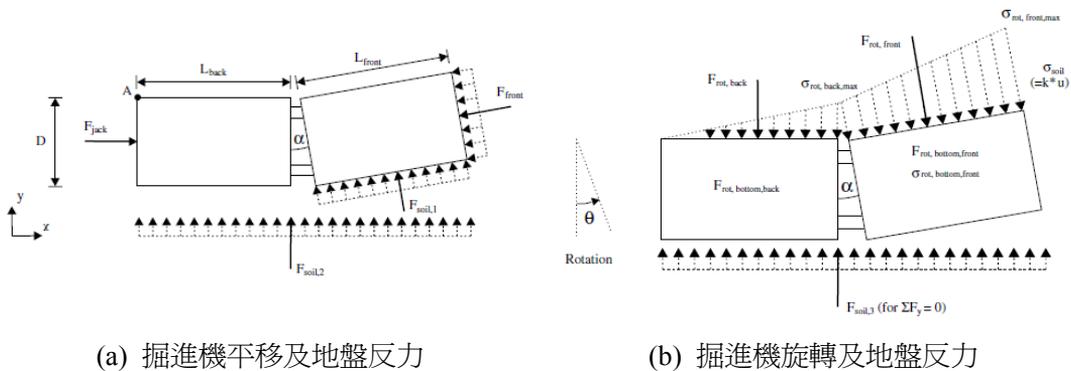
一、前言

小管掘進機推進成功的過程，必須維持掘進機在已設定好的線形上前進，這是需要良好的經驗和推進技術，規範所要求的允許偏移量一般約為管徑的十分之一。而影響掘進機不易偏離線形的主要因素為掘進機的方向修正能力，而影響掘進機方向修正能力的主要因素包括地盤的勁度、

* 國立台北科技大學土木與防災研究所副教授

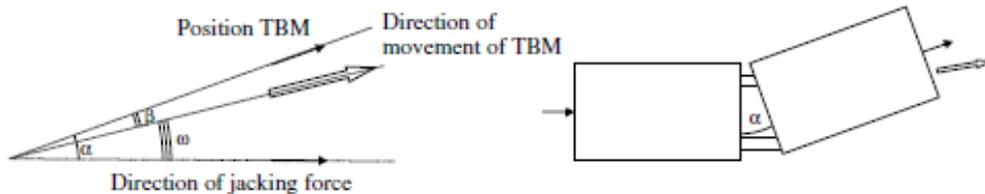
** 國立台北科技大學土木與防災研究所碩士

掘進機的種類及掘進機操作手的技術及經驗。以地盤勁度的影響為例，在荷蘭下水道施工深度範圍內的地盤大多數為沖積土，而且平均地下水水位很高，土壤的強度較低，發現掘進機推進方向的修正面臨很大的挑戰，當掘進機機身偏離設計線形時，掘進機機頭雖然立即進行方向修正，使機頭和機身形成一個角度，此時地盤土壤作用於機身的正向應力變得非常重要，如圖 1 所示，而在勁度較低的土壤中掘進時，掘進機修正方向所需的正向應力(或稱反作用力)不足，導致掘進機機頭的方向修正無法完全產生效果。Broere (2007)提出一個理論模式，假設掘進機的推進方式可分為平移及旋轉，由於推進過程中機身與管外同時注入滑材，因此可不考慮掘進機的摩擦力；此外，假設土壤的應力與應變關係為彈性行為，而且掘進機平移及旋轉分別引發的地盤反力可疊加，利用力平衡與力矩平衡推導方程式，再求出理論解。Broere 認為影響掘進機與土壤互制行為的參數，包括機頭與機身的相對長度、地盤反力模數、元押千斤頂偏心推力及掘進機自重。從 Broere 分析結果的理論解，可得到以下結論：掘進機的修正能力仰賴於地盤勁度，而地盤勁度與反力成一函數關係，在勁度較高的土壤中掘進，可有效展現掘進機的方向修正能力，如果在勁度較低的地盤中掘進，則反力不足以使掘進機發揮其方向修正能力，圖 2(a)顯示，地盤愈堅硬(地盤反力模數愈大)，則掘進機機身跟進的角度 ω 也愈接近掘進機機頭的旋轉角度 α ，也就是說，掘進機方向修正的能力也愈佳。



(a) 掘進機平移及地盤反力

(b) 掘進機旋轉及地盤反力

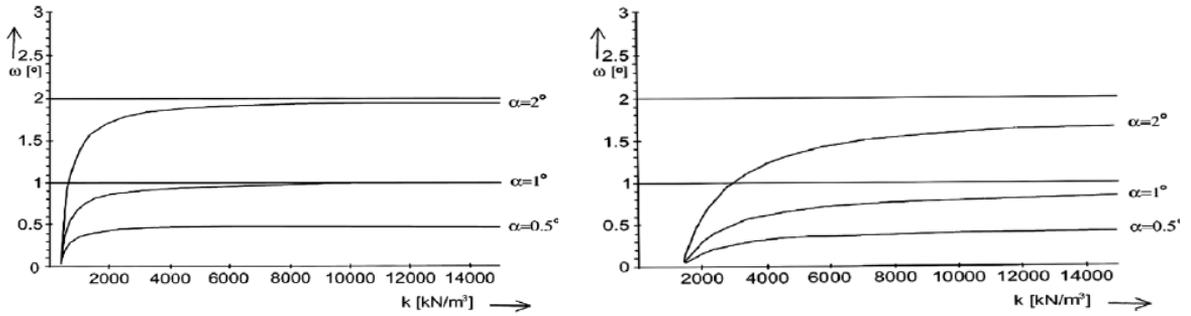


(c) 機頭調整 α 角及機身 ω 跟進角

圖 1 掘進機行進中修正方向的理論解模式 (Broere et al. 2007).

其次，有關機頭與機身相對長度的影響，從比較圖(a)及圖(b)的差異性看出，兩種機頭與機身長度比例不同的掘進機機型，當掘進機機頭的修正(旋轉)角度 α 為 2° 時，機頭長度較機身長

者，掘進機機身跟進的角度 ω 也愈接近 2° ，也就是說機身跟進的效果較好；反之機頭長度較短時，機身跟進的效果則較差。此外，通常掘進機的自重是不均勻分佈的，一般機頭部分較重，掘進機機頭容易有向下沉的趨勢，如在勁度低的地盤中掘進時，要控制掘進機使其向上修正，困難度則較高。然而，本文中案例研究所取得的樣本不易，且所探討的已是篩選過推進段，雖然樣品數不足，但都為代表性之結果，可採用文中不同地盤土壤勁度包絡線圖的原理作為研判。



(a) 機頭較長或機身較短

(b) 機頭較短或機身較長

圖 2 機頭修正 α ，機身在各種勁度的地盤中的跟進角度 ω (Broere et al. 2007).

二、案例研究

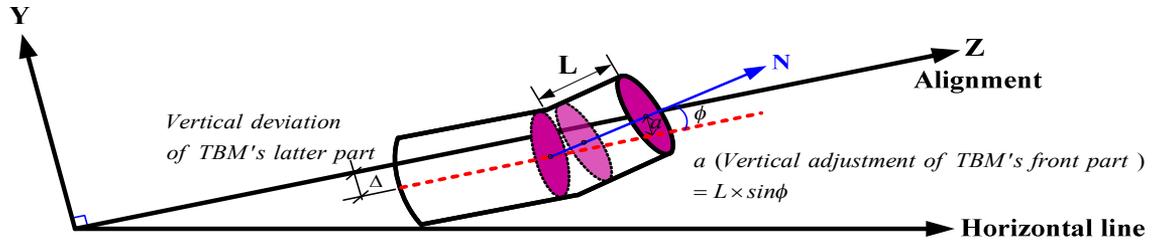
在小管徑推進中，掘進機維持在設計線形上且避免過度修正，不是一件容易的事，尤其是在勁度較低及勁度較高的地盤土壤中掘進，或者掘進過程中遭遇粒徑接近掘削面盤直徑大小的卵石。本文提出了一種方法來評估掘進機的方向修正效率及掘進機操作手的技術水準，所蒐集的推進相關數據係從掘進機 Cobra (TRH-400)、Iseki (TCS-400)及 Komatsu (TP75SCL-400)取得，這三種日本製的掘進機的相關規格及方向修正能力如表 1 所示。

表 1 三種掘進機規格及方向修正能力

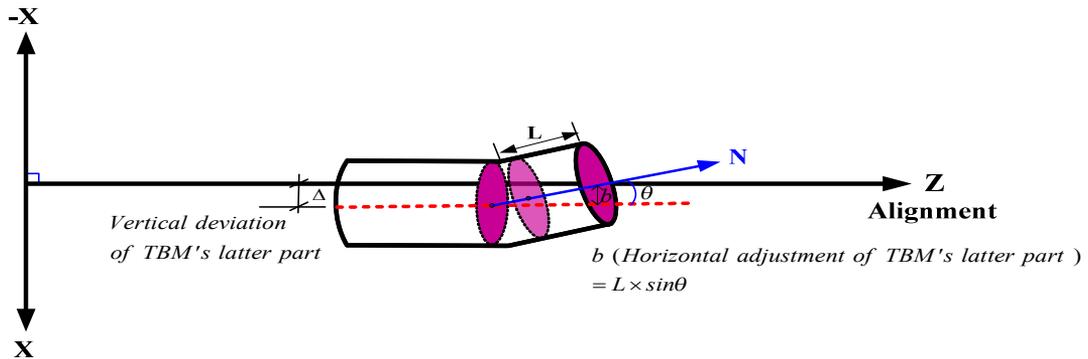
掘進機 型式	平衡 方式	修正 千斤頂 (支數)	機頭最大 修正量 (mm)	削刀盤 外徑 (mm)	掘進機 外徑 (mm)	機頭長 (m)	機身長 (m)	掘進機 總重 (tons)	同體積 土重 (tons)
						機頭長 (%)	機身長 (%)		
COBRA	泥水 加壓	3	47	575	560	0.740	1.894	1.275	1.278
						28	72		
ISEKI	泥水 加壓	3	20(水平) 23(垂直)	566	560	1.072	1.728	1.700	1.311
						38	62		
KOMA- TSU	土壓 平衡	4	52	555	550	1.299	1.938	2.320	1.515
						40	60		

推進過程中所記錄的數據，包括方向修正千斤頂衝程、機身偏移量及相對設計線的機身傾斜(垂直及水平) 角度；其中方向修正千斤頂的衝程是用來計算機頭修正角度，垂直方向的機頭修正角度為 ϕ ，而水平方向的機頭修正角度為 θ ，再利用 $\sin \phi$ 乘上機頭長 L ，即可得垂直方向的機頭修正量，如圖 3(a)所示；而 $\sin \theta$ 乘上機頭長 L ，即為水平方向的機頭修正量 Δ ，如圖 3(b)所示。

這三種掘進機分別在卵礫石層、岩盤、砂土層及黏土層地盤，進行了九個推進段，以下將分別敘述各推進段的機頭修正量與機身偏移量的變化曲線。



(a) Y 方向機頭相對於機身修正量



(b) X 方向機頭相對於機身修正量

圖 3 X 及 Y 方向機頭相對於機身修正量

(一) 卵礫石層

由於 Cobra 掘進機的自重較同體積土壤輕，機頭容易上浮，此外，掘進機的機頭較短，Cobra 掘進機的機頭佔掘進機總長度的 28%，小於其他二種掘進機，所以修正方向能力較差，在卵礫石層推進時，如果遭遇直徑接近切削盤大小的卵石，機身則不易依計畫路徑前進，而造成不正常的向上偏移；圖 4 及圖 5 顯示垂直方向的最大機身偏移量分別小於 28mm 及 41mm，屬於正常的推進成果，而圖 6 顯示垂直方向的最大機身偏移量將近 130mm，屬於異常的推進成果，而水平方向的最大機身偏移量小於 10mm，屬於優良的推進成果。而圖 7 為 Iseki 掘進機在卵礫石層中掘進的成果，垂直方向的最大機身偏移量將近 61mm，屬於接近異常的推進，雖然水平方向的最大機身偏移量小於 41mm，仍屬於正常但是接近異常的推進，至於水平方向有明顯的蛇行問題，應屬於掘進機操作手技術水準不良的範例。圖 8 為 Komatsu 掘進機在卵礫石層中掘進的成果，

垂直方向的最大機身偏移量小於 31mm，屬於正常的推進，上述無異常向上偏移推進成果的原因，可能是 Iseki 及 Komatsu 掘進機自重較同體積土壤重，機頭不易上浮，也可能是機頭長度較長，Iseki 與 Komatsu 掘進機的機頭分別為掘進機總長度的 38%與 40%，掘進機修正方向能力較佳。

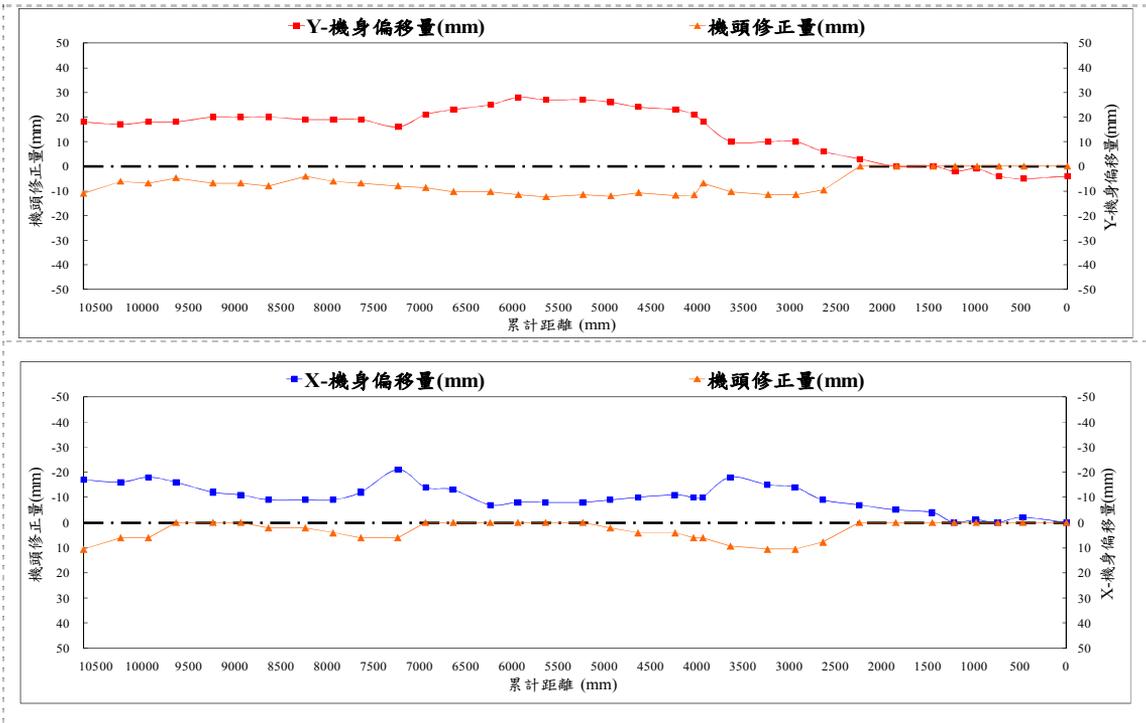


圖 4 Cobra-A 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(卵礫石層)

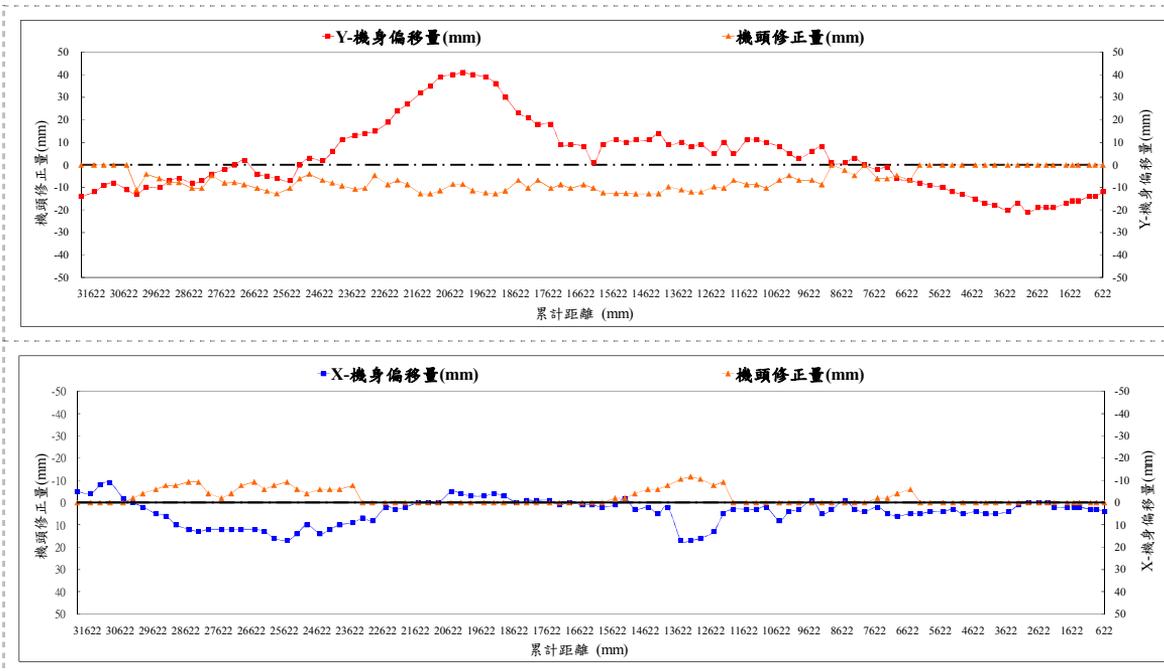


圖 5 Cobra-B 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(卵礫石層)

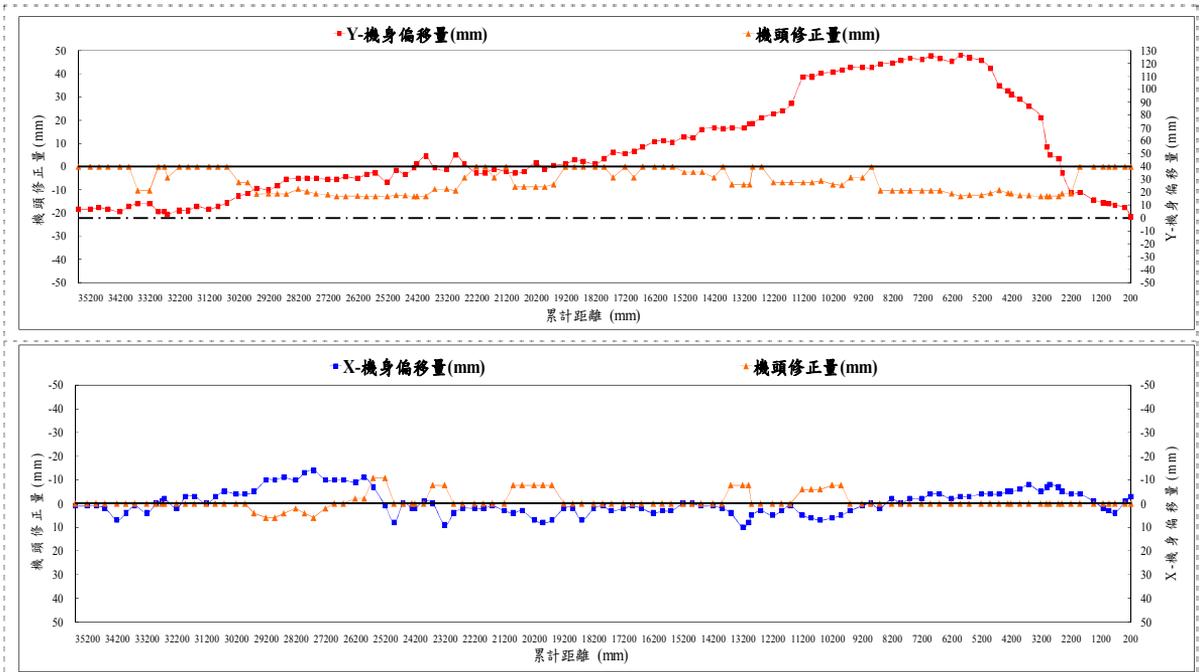


圖 6 Cobra-C 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(卵礫石層)

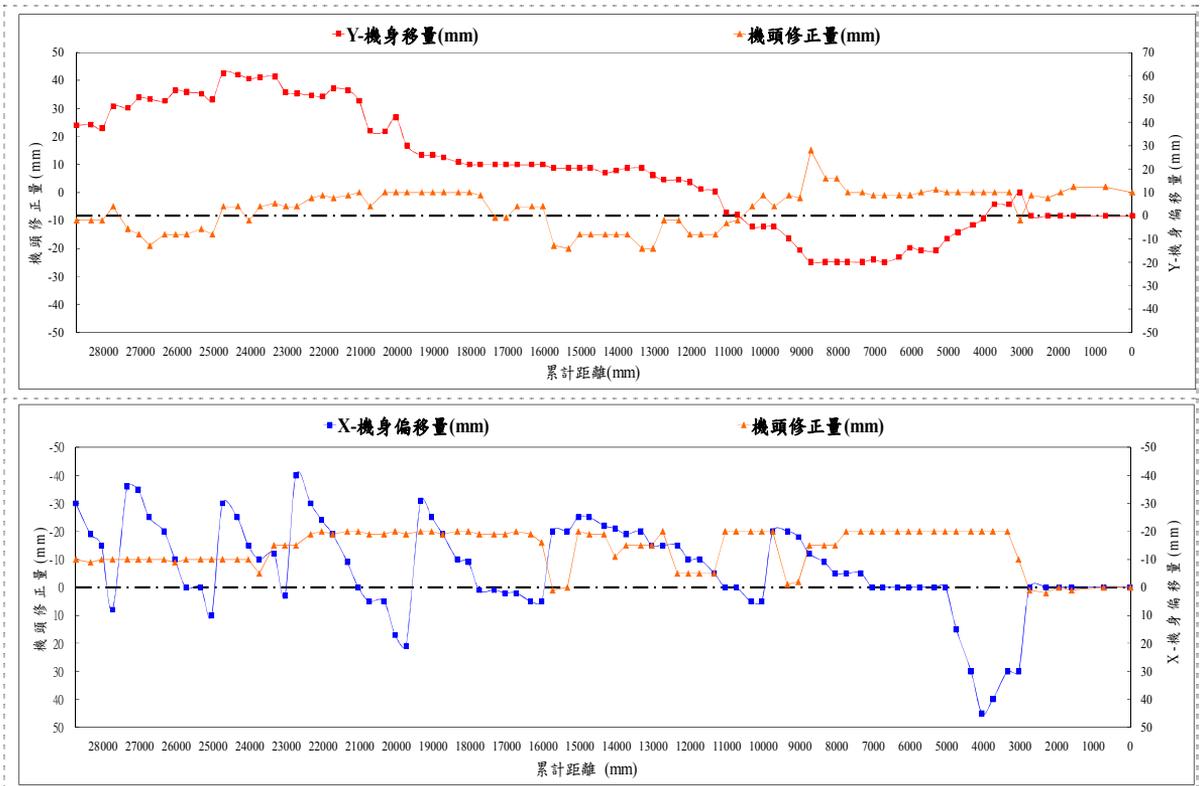


圖 7 Iseki-D 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(卵礫石層)

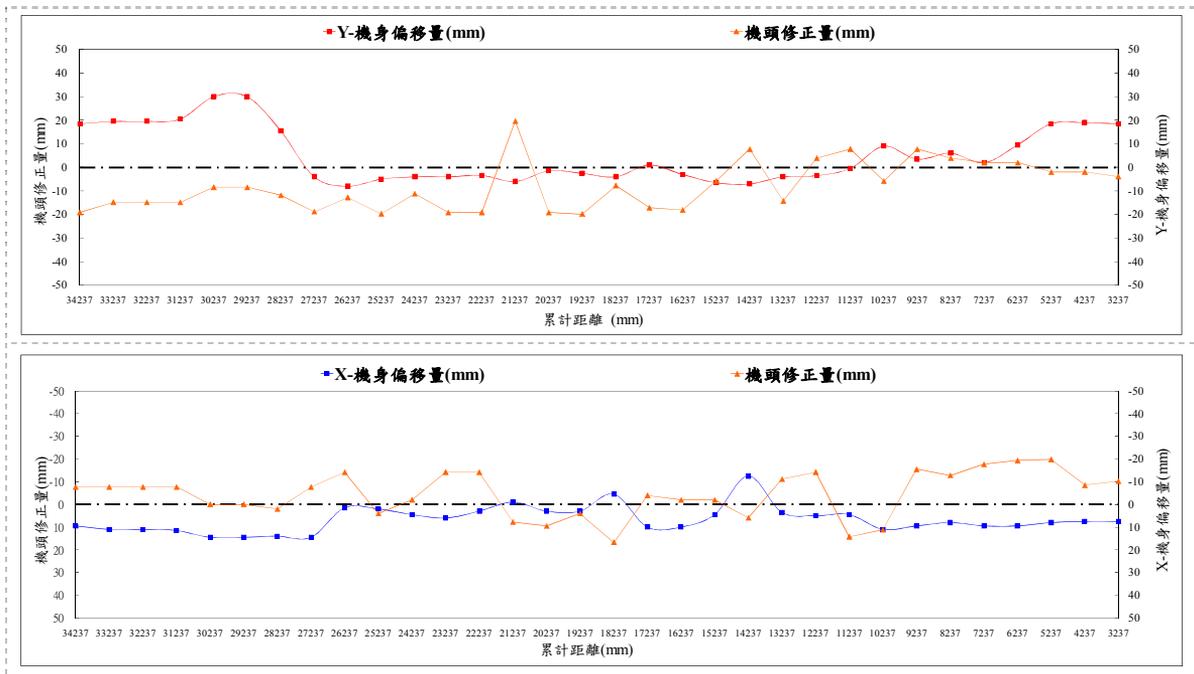


圖 8 Komatsu-E 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(卵礫石層)

(二) 岩盤

岩盤屬於均質地盤，勁度分佈較均勻，掘進機在這種地盤中掘進，掘進機修正方向較容易，不易偏移，再加上能有效提供掘進機偏移修正的反力，在偏移時也容易修正回計畫中心線，例如圖 9 顯示垂直及水平方向的最大機身偏移量小於 30mm，屬於正常的推進，圖 10 顯示垂直及水平方向的最大機身偏移量小於 20mm，屬於優良的推進範例。

(三) 黏土

在黏土層中推進的為 Iseki 掘進機，所使用工法為泥水加壓式，其泥渣係由泥水處理設備中之篩網過濾震動及沉澱槽排除，但最密之篩網網目仍有 0.35mm，無法過濾泥水中的細料(黏土)，而且沉澱槽也無法有效排除細料(黏土)，導致泥水循環過程泥水比重逐漸增大，使掘削面排土效率逐漸降低，此時若推進速度不變，則掘削面壓力將逐漸上升，最終造成掘進機向上偏移或往開地盤勁度較小處偏移，如圖 11 所示，垂直方向的最大機身偏移量將近 64mm，屬於接近異常的推進，同樣的原因，水平方向的最大機身偏移量小於 35mm，仍屬於正常的推進。

(四) 砂土

在砂土中推進的為 Iseki 掘進機，所使用工法為泥水加壓式，排泥中的砂土可由泥水處理設備中之篩網過濾震動及沉澱槽有效排除，掘進速率快而且掘削面壓力穩定，地盤土壤有適當的圍束應力，可供掘進機修正時所需之反力，所以，掘進機推進過程較容易控制方向，可維持在計畫路徑上推進，如圖 12 所示。

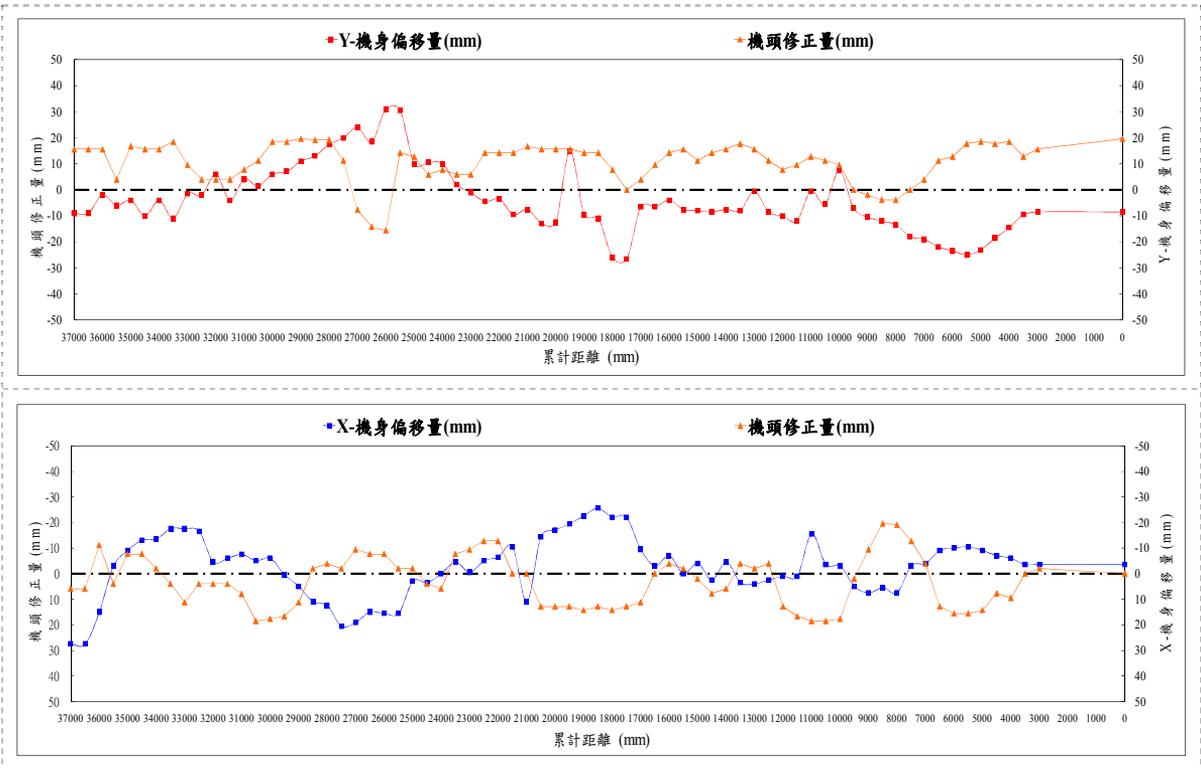


圖 9 Komatsu-F 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(岩盤)

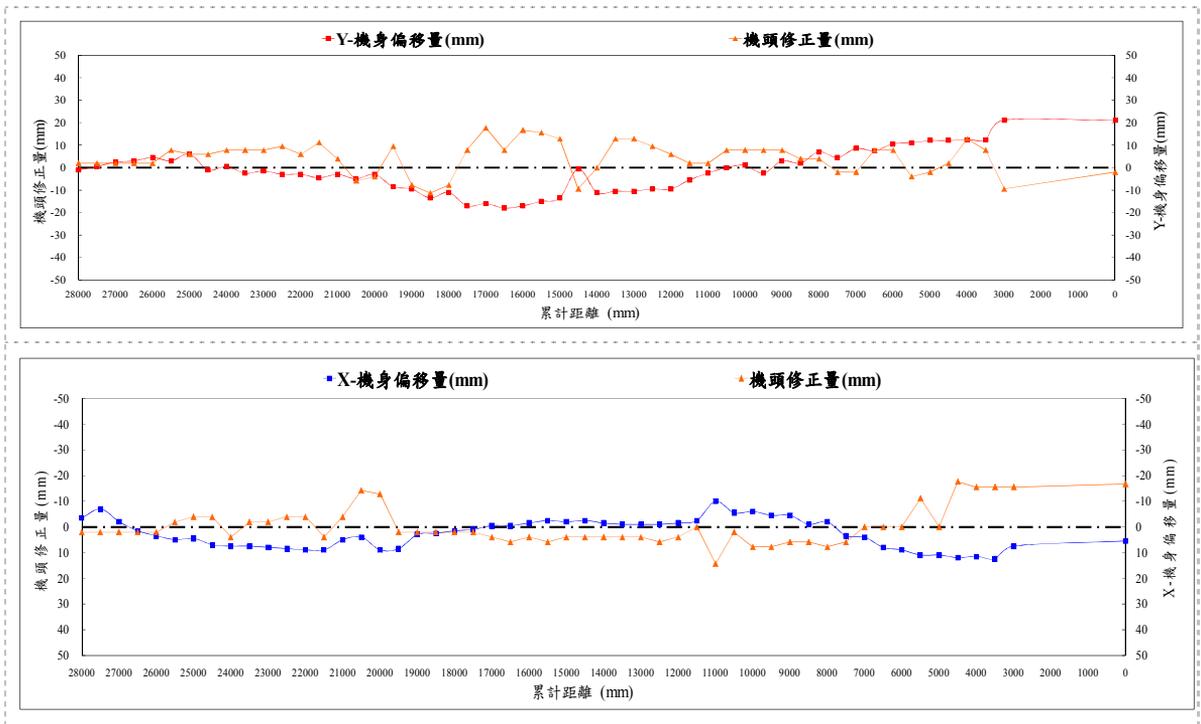


圖 10 Komatsu-G 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(岩盤)

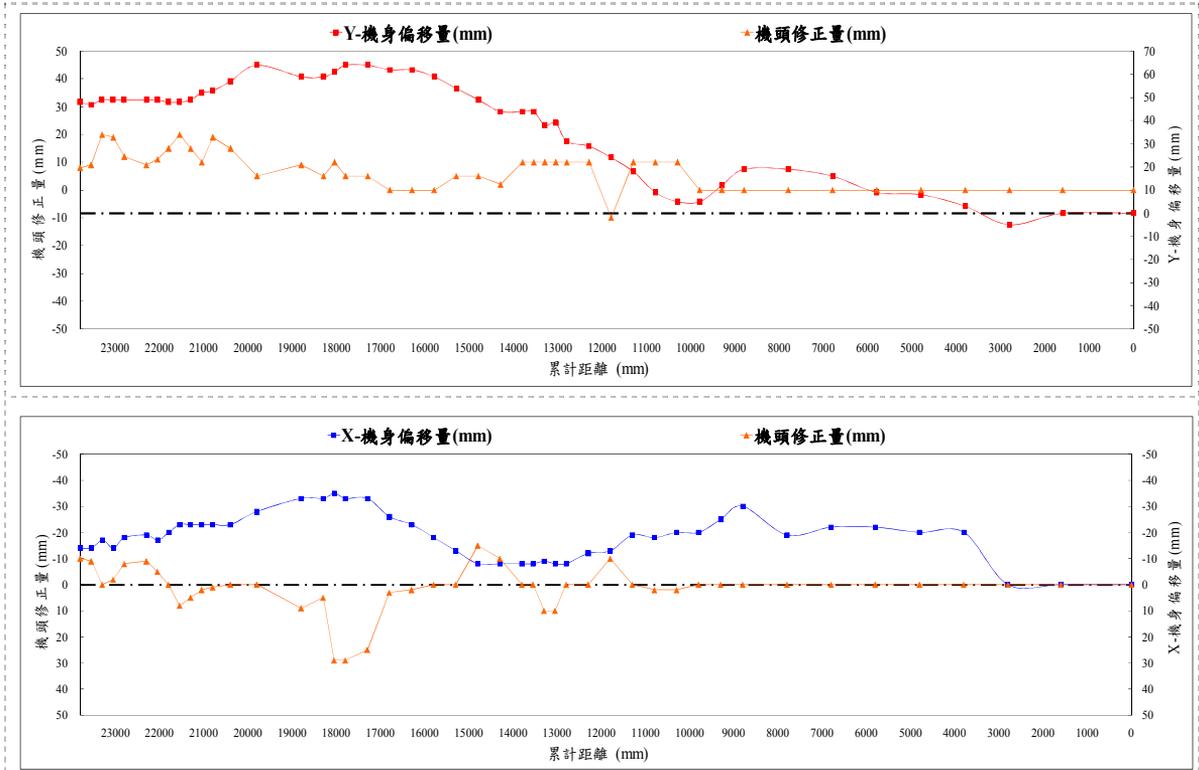


圖 11 Iseki -H 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(黏土層)

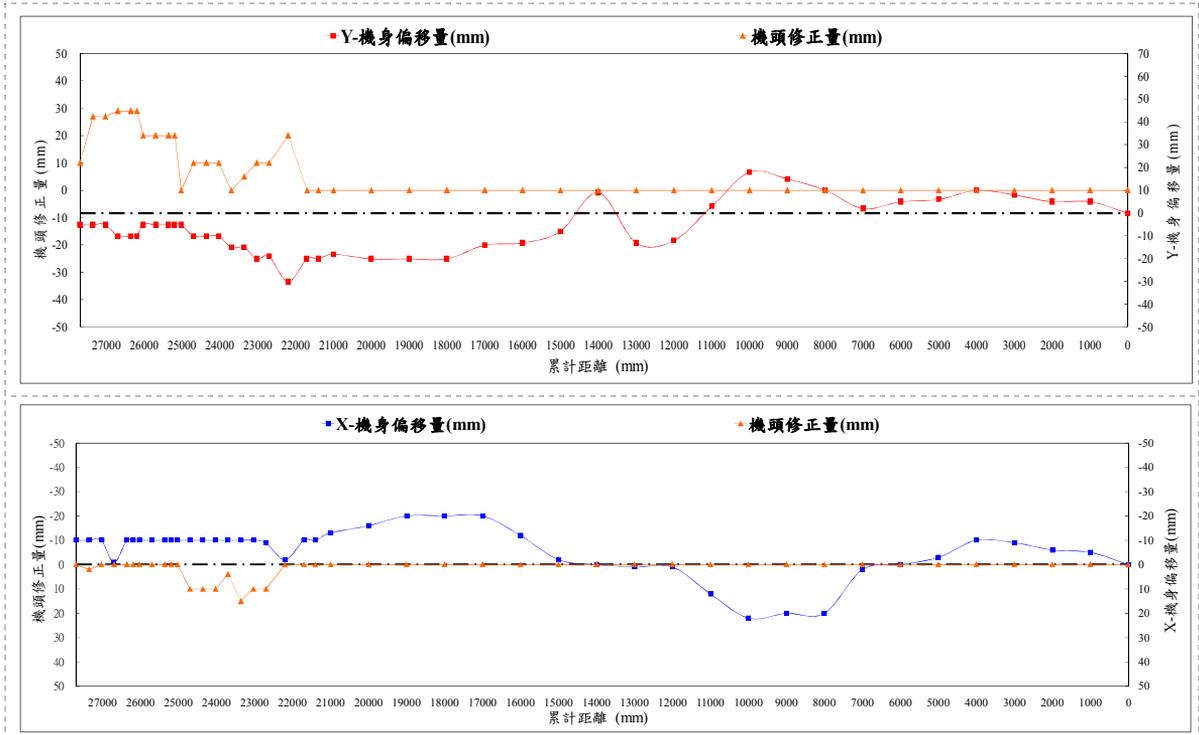


圖 12 Iseki-I 推進段-機身偏移及機頭修正量變化曲線(砂土層)

三、綜合討論

每一段推進路線的機身平均偏移量的計算為，將各推管偏移量沿著推進路線進行絕對值的積分，再除以推進總長度；而機頭平均修正量為，將各推管機頭修正量沿著推進路線進行絕對值的積分，再除以推進總長度；將三種掘進機在不同土層的機身平均偏移量及機頭平均修正量的結果，整理於表及圖 13。

表 2 三種掘進機在各種土層方向修正能力

掘進機 型號	推進段	地層 類型	Y-方向		X-方向	
			機身 平均偏移 (mm)	機頭平均修正 (mm)	機身 平均偏移 (mm)	機頭平均修正(mm)
COBRA	C-A	Gravel	15.41	6.970	9.980	2.930
	C-B		12.35	6.590	5.180	2.350
	C-C		53.66	6.320	4.060	1.560
ISEKI	I-D	Gravel	24.84	6.260	12.87	13.65
KOMATSU	K-E	Gravel	8.440	10.29	7.040	8.390
KOMATSU	K-F	Bedrock	10.71	12.22	8.810	8.100
	K-G		8.730	6.910	5.230	6.260
ISEKI	I-H	Clay	30.43	4.950	17.59	3.440
ISEKI	I-I	Sand	11.23	3.270	9.660	0.880

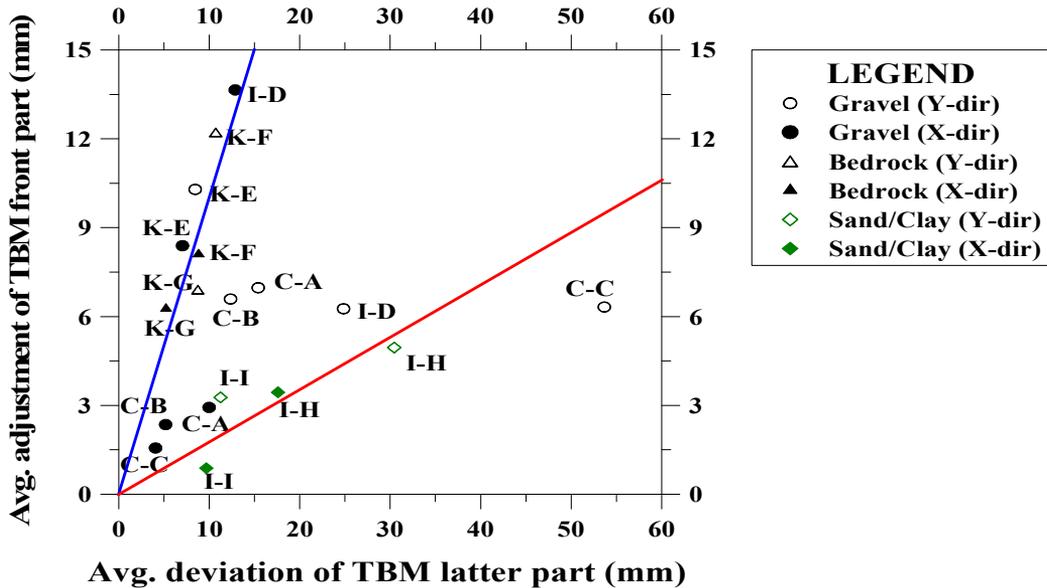


圖 13 不同地盤土壤勁度包絡線

由於岩石及礫石的地盤反力模數(k)大於砂土，也更大於黏土地盤的反力模數(k)，較大的地盤反力模數在偏移修正時能有效的提供掘進機反力，使掘進機有反作用力修正回計畫推進方向。從圖 13 中可看出，在地盤反力係數較高的岩盤及卵礫石層的掘進機，其機頭平均修正量與機身平均偏移量約成 1 比 1 的包絡線關係；而在地盤反力係數較低的軟黏土層中，掘進機的機身平均偏移量約為機頭平均修正量 6 倍的包絡線關係，顯示掘進機在硬質地盤中修正方向較容易，因為高勁度的地盤土壤可以提供方向修正時所需足夠的反作用力，而在軟弱地盤中修正方向較困難，因為低勁度的地盤土壤無法提供方向修正時所需足夠的反作用力。此外，在相同地盤中掘進時，掘進機的機頭平均修正量與機身平均偏移量約為同一比例，也就是這些掘進結果皆落在同一條通過座標原點的直線，只是，掘進機操作手的技術及經驗愈佳，則所得結果愈接近原點，反之，掘進機操作手的技術及經驗愈差，則所得結果愈遠離原點。

例如在卵礫石層 Iseki 掘進的 D 推進段(圖 7)，雖然水平方向的最大機身偏移量小於 41mm，仍屬於正常但是接近異常的推進，由於水平方向有明顯的蛇行問題，應屬於掘進機操作手技術水準不良的情形，但是，同在卵礫石層 Komatsu 掘進的 E 推進段(圖 7)，水平方向的最大機身偏移量小於 16mm，屬於優良的推進，所以在圖 13 中，水平方向的 K-E 點距離座標原點較近，屬於掘進機操作手技術優良的情形，而水平方向的 I-D 點則距離座標原點較遠，掘進機操作手技術次於 K-E 推進段；同理，垂直方向的 K-G 點距離座標原點較近，而垂直方向的 K-F 點則距離座標原點較遠，所以，K-G 推進段掘進機操作手技術優於 K-F 推進段。

如在卵礫石層掘進的結果偏離 1 比 1 的包絡線關係(圖 13)，例如 C-C 推進段，在推進過程中可能遭遇直徑接近切削面盤直徑尺寸的大卵石，導致掘進機垂直方向偏移量過大，機頭雖已調整至較高的修正量，但偏移量仍持續放大，方向修正效果很差，所以，C-C 推進段垂直方向的結果，平移到機身平均偏移量為機頭平均修正量 6 倍包絡線的外側，這類掘進結果的偏離模式，應與地盤的異常性有關，而可能與掘進機操作手的技術無關，同樣的原理，I-D 段垂直方向的推進結果，也由圖 13 左側的包絡線平移接近至右側的包絡線。

四、結論

- 1.在機身平均偏移量及機頭平均修正量的座標中，地盤如為反力係數較高的岩盤及卵礫石層，則掘進機機頭平均修正量與機身平均偏移量約成 1 比 1 的包絡線關係，理論上這條包絡線的左側不應有任何的掘進結果。當地盤反力模數漸減時，掘進結果應為許多通過座標原點的直線族。
- 2.在相同反力係數的地盤中掘進，操作手的技術及經驗愈佳，在機身平均偏移量及機頭平均修正量的座標中，所得結果愈接近原點，反之，掘進機操作手的技術及經驗愈差，則所得結果愈遠離原點。
- 3.當地盤有異常變化時，掘進結果將由正常的機身平均偏移量及機頭平均修正量的線性關係，向右側偏離，異常狀況愈嚴重，偏離量也愈大，但是，這種情況可能與掘進機操作手的技術無關。

參考文獻

1. Broere W. Faassen T.F. Arends G. and van Tol A.F. (2007). "Modelling the boring of curves in (very) soft soils during microtunnelling." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 22 (5-6): 600-609.
2. Bruce Mark B.S. (2002). "Easy to Use Tools for Design and Installation of Microtunnelling Projects." *North American Society for Trenchless Technology, No-Dig 2002*, Montreal.
3. Oreste P.P. Peila D. Marchionni V. and Sterling R. (2002). "Analysis of problems connected to the sinking of micro-TBMs in difficult grounds." *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 16 (S1): 33-45.
4. Mok Wilson W.S. Mak Maxwell K.W. and Poon Felix H.T. (2007). "Sewer Installation by Pipejacking in the Urban Areas of Hong Kong Part II – Performance of Works, Lessons Learned and Improvements Proposed." *The Hong Kong Institution of Engineers Transactions*, Vol. 14 (1): 31-43.
5. 倪至寬、蔡諭璋， “不同掘進機在卵礫石層線形控制之研究”，*台灣公路工程*，第 35 卷第 5、6 期，P.2-P.47，中華民國 98 年 6 月 15 日。
6. 倪至寬、蔡諭璋， “管線推進機具操控性之研究-以 COBRA (TRH-400) 為例”，*台灣公路工程*，第 36 卷，第 4 期，P.02-28，中華民國 99 年 4 月 15 日。



隧道預鑄混凝土環片抗彎試驗與分析

余念梓^{*}、王莉瑛^{**}、倪至寬^{***}

摘要

有鑑於國內都會區大眾捷運系統、臺電都會區高壓線地下管道及衛生下水道主幹線工程等，近年來大多皆以潛盾工法規劃施工，並普遍使用預鑄混凝土襯砌支承以穩定開挖面，混凝土環片的設計一般皆由以往的經驗傳承，環片鋼筋用量之設計是否恰當，須仰賴在環片製造時裝設監測儀器。藉由環片內的監測系統紀錄環片製造、環片工地組立、背填灌漿及營運階段的應力應變數據回饋設計，提昇設計的品質；此外，潛盾隧道先後交叉，或近接施工所產生的互動影響，也提供設計參考。環片內監測儀器以往曾利用光纖感測作為應變的量測工具，由於光纖感測器價格較高，若傳統監測儀器預置在環片的預鑄過程，其表現行為頗具探索價值。本研究係藉由環片試體內裝設鋼筋計，了解環片製造過程中，混凝土水化作用對環片溫度、鋼筋應變變化情形及透過環片循環載重抗彎試驗過程，了解鋼筋應力及應變變化情形，再利用材料及鋼筋混凝土力學理論分析結果與實測結果進行比對。

一、試驗方法及目的

1.1 目的

在環片製造時混凝土養生及抗彎試驗過程中，藉由鋼筋計讀值之變化，據以分析環片所承受之彎矩，並與理論值比較，以了解二者之差異性及評估鋼筋計之可用性。

1.2 環片尺寸及材料

- (一) 試驗環片尺寸：環片寬 100cm，外徑 610cm、內徑 560cm、厚度 25cm，內弧長 360cm，外弧長 375cm。
- (二) 鋼筋尺寸：外層鋼筋(即試驗上層筋、壓力筋)10-#8， $A_s=50.67\text{cm}^2$ ，與上外緣距離 $d'=4\text{cm}$ ，內層鋼筋(即試驗下層筋、拉力筋)10-#8， $A_s=50.67\text{cm}^2$ ，與上外緣距離 $d=21\text{cm}$ 。

* 臺北市政府捷運工程局中區工程處處長

** 臺北市政府捷運工程局中區工程處聘用規劃師

*** 國立台北科技大學土木與防災研究所副教授

(三) 混凝土設計強度 420 kgf/cm^2 ，鋼筋抗拉強度 4200 kgf/cm^2 ，環片設計載重值 30.5 噸。

1.3 方法

(一) 於環片鋼筋籠加工廠將鋼筋計與主筋接合壓接，鋼筋計本體採用美國 GEOKON 型號 4911A #8 可同時測量鋼筋的應變及溫度之振弦式鋼筋計，鋼筋計與主筋續接方式為在工廠將鋼筋預彎成設計弧型後，以壓接方式將鋼筋計與主筋續接如圖一所示，依序按圖進行環片鋼筋籠組立及鋼筋計接線測試如圖二所示，最後將鋼筋籠置入鋼模內進行混凝土澆置如圖三所示。



圖一 環片主筋與鋼筋壓接及壓接完成

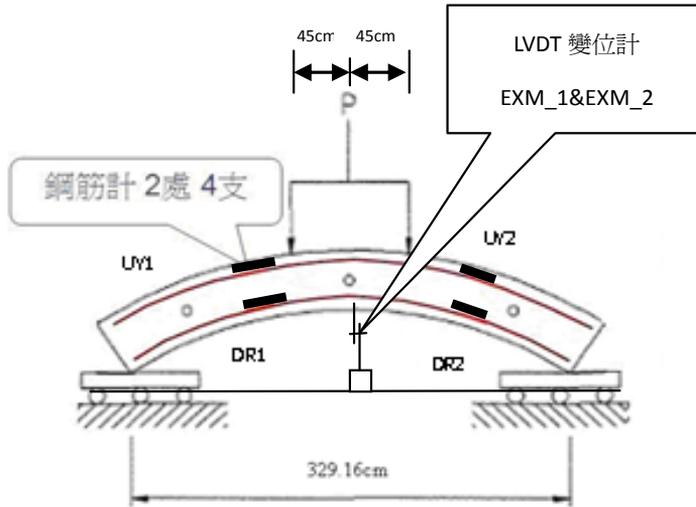


圖二 鋼筋計及鋼筋籠組裝完成及接線測試

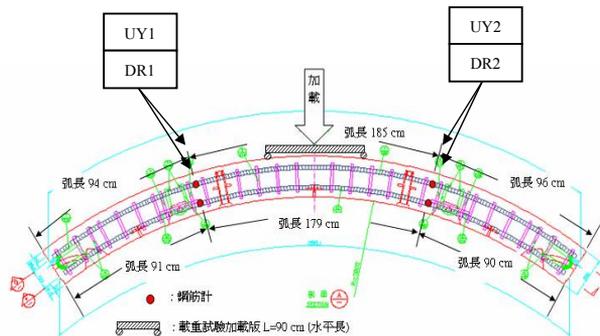


圖三 鋼筋籠置入鋼模內並澆置混凝土

(二)上、下層鋼筋各配置有鋼筋計 2 處，另於試驗前，在環片下緣中央處兩側設置 LVDT 變位計 2 處(EXM_1&EXM_2)如圖四所示，上層鋼筋左側鋼筋計距環片端點外弧長 94cm(編號 UY1)，右側鋼筋計距環片端點外弧長 96cm(編號 UY2)；下層鋼筋左側鋼筋計距環片端點內弧長 91cm(編號 DR1)，右側鋼筋計距環片端點內弧長 90cm(編號 DR2) 如圖五所示，RC 環片展開圖及鋼筋混凝土之材料性質如圖六所示。



圖四 RC 環片雙點反覆載荷試驗示意圖

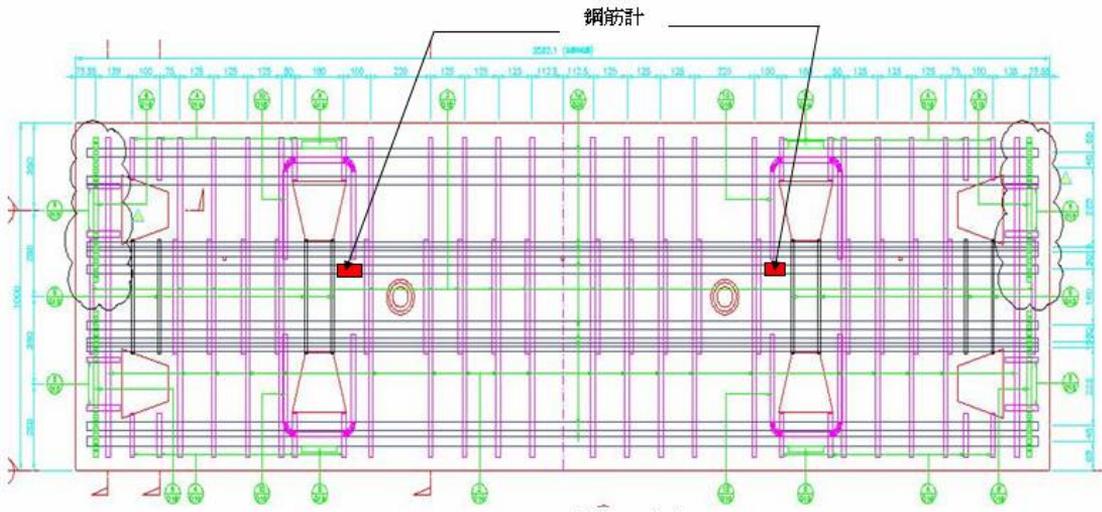


圖五 RC 環片剖面圖

- (三) 混凝土養護過程以自動化擷取系統記錄溫度及應變之變化。
- (四) 載重試驗過程，以自動化擷取系統記錄鋼筋計應變，據以分析環片載荷過程中之內應力。
- (五) 試驗對象：A 型環片。
- (六) 載荷方法：以雙點反覆載荷，環片加載點以支承架使集中載重可均分一半至環片中心點二端各 45 cm 處，且 2 端滾動支承，如圖四所示。

(七) 載荷速率：2 噸/分鐘。

(八) 載荷階段：第一階段加載 5 噸後，配合量測頻率停載至少 10 秒後解壓至 0 噸，再進行下階段之加載，其後每一階段增加載重 5 噸反覆執行，各階段加載分別為 0~5、0~10、0~15、0~20、0~25、0~30、0~35、0~40 及 0~80 噸，最後以人工直接加載至破壞止。試驗過程中，以美國 Campbell CR1000 自動化擷取系統以每 10 秒紀錄各儀器之讀值，以進行各項分析。

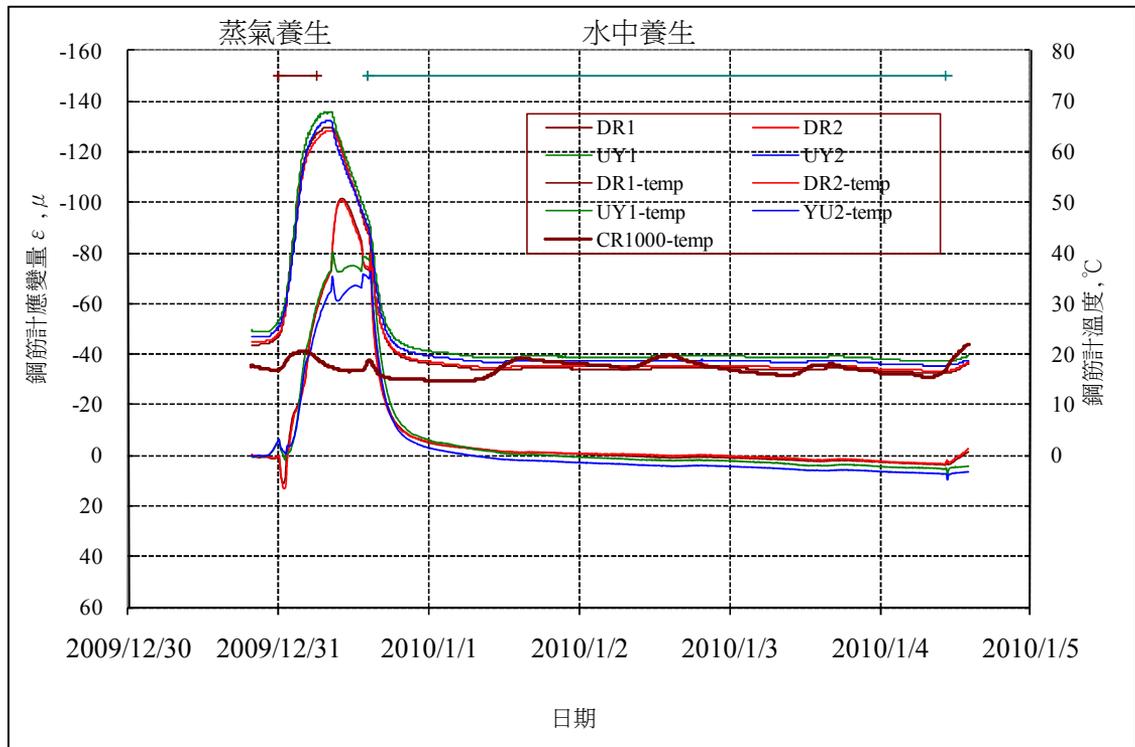


環片目標載重：30.5 噸	
環片鋼筋設計抗拉強度：4200kgf/cm ²	
環片上層筋(As')10-#8	50.67 cm ²
環片下層筋(As)10-#8	50.67 cm ²
環片混凝土試體實測抗壓強度(28 天)	634kgf/cm ²

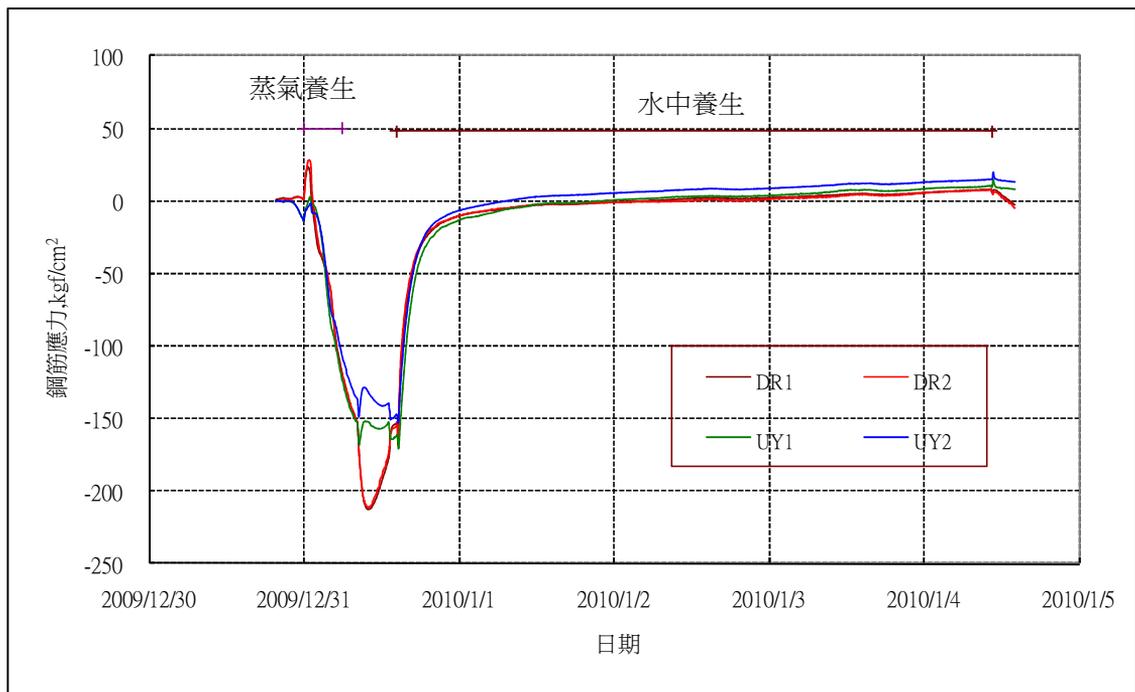
圖六 RC 環片展開圖及鋼筋混凝土之材料性質

二、環片試體混凝土養生過程鋼筋計測試結果

預鑄環片養治分為蒸氣養生 6 小時及浸水養生 4 天，環片養生期間利用鋼筋計中溫度感測計 (DR1-temp、DR2-temp、UY1-temp 及 UY2-temp) 所量測之溫度與鋼筋計所量測之應變及應力變化關係如圖七及圖八所示，於水化過程中，顯示 4 支鋼筋計之溫度與應變或應力之反應，隨蒸氣養生之升溫或浸水養生之降溫過程均有一致性，養生過程中最高溫發生在蒸氣養生階段，最高溫約介於 64~68℃，另鋼筋計應變除於蒸氣養生初期略有受張應變之反應外，爾後隨升溫呈壓應變，最大壓應變量 ϵ 約介於 73 至 101 μ ，發生在最高溫階段，鋼筋相當承受約 213 kgf/cm² 之壓應力，於浸水養生期間，鋼筋應變則隨溫度下降逐漸恢復至原始不受力狀態，至水中養生完成後，鋼筋應變值 ϵ 約介於 -11 至 22 μ 。



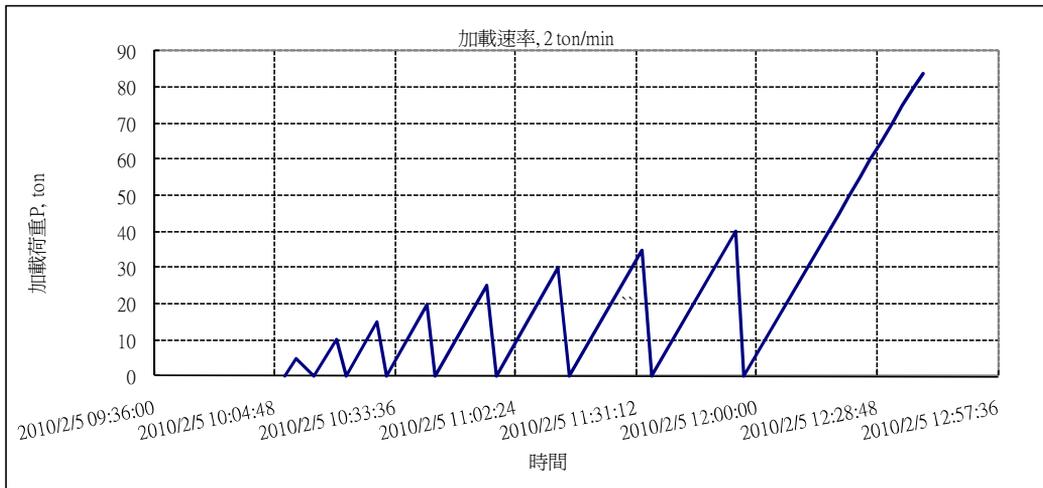
圖七 環片養生期間鋼筋計應變與溫度變化關係



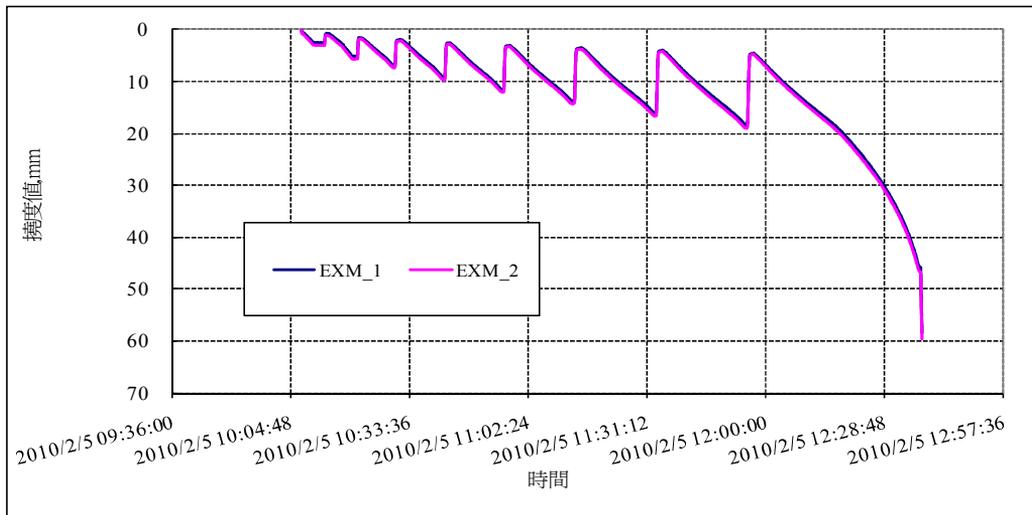
圖八 環片混凝土養生期間鋼筋計應力變化曲線

三、環片試體抗彎試驗

試驗環片以反覆加載、逐次增加 5 噸載重方式加載至 40 噸後，再一次加載至破壞時 86 噸，各階段加載荷重 P 、鋼筋拉應力 f_s 、鋼筋壓應力 f'_s 、中央位置撓度 δ ，以及各階段混凝土開裂數量如表一，雙點反覆載荷荷重與時間關係如圖九所示，環片中點撓度在反覆載荷時與時間的關係如圖十所示，依 LVDT 變位計之量測結果，顯示在荷重 40 噸以下，荷重與環片中央撓度約呈線性關係，荷重大於 40 噸時，荷重與變位則呈非線性之變化。每一荷重解壓後，中央撓度皆無法恢復至零點，該永久變位隨荷重增加而增加，至荷重 $P=40$ 噸時，永久變位約為 5mm，但是，荷重在 40 噸以下時，鋼筋及混凝土之應力皆小於降伏值，理應在彈性範圍變形，而不得有永久變位。而永久變位發生的原因，是由混凝土環片兩端角隅下方 1.85 cm 厚之硬質橡膠墊片在試驗過程產生之永久壓縮量所造成，環片試驗過程相片及硬質橡膠墊片如圖十一及圖十二所示。



圖九 雙點反覆載荷荷重與時間關係圖



圖十 反覆載荷過程環片中點撓度與時間關係

表一 RC 試驗環片雙點反覆載荷期間監測結果綜整

日期	加載循環	環片鋼筋應力					環片中央撓度值			環片裂縫	
		加載	UY1	DR1	UY2	DR2	EXM_1	EXM_2	平均值	數量	總數量
		P	f's	fs	f's	fs	$\delta 1$	$\delta 2$	mm	條	條
2010/2/5 10:07:13	0 t	0	-4	0	15	4	0.03	0.06	0.05	0	0
2010/2/5 10:10:03	0~5 t	5	-39	47	-23	54	2.50	3.01	2.75	0	0
2010/2/5 10:19:33	0~10 t	10	-66	91	-52	93	5.12	5.67	5.39	14	14
2010/2/5 10:29:23	0~15 t	15	-84	155	-77	289	6.88	7.33	7.10	2	16
2010/2/5 10:41:23	0~20 t	20	-108	367	-102	415	9.06	9.61	9.33	3	19
2010/2/5 10:55:43	0~25 t	25	-122	526	-130	553	11.53	12.03	11.78	2	21
2010/2/5 11:12:43	0~30 t	30	-129	645	-154	692	13.72	14.31	14.01	2	23
2010/2/5 11:32:43	0~35 t	35	-136	771	-177	817	16.00	16.63	16.32	2	25
2010/2/5 11:54:53	0~40 t	40	-153	932	-203	946	18.33	19.05	18.69	3	28
2010/2/5 12:19:43	0~80 t	45	-172	1104	-229	1095	20.90	21.67	21.28		
2010/2/5 12:22:13	0~80 t	50	-190	1247	-254	1227	23.22	23.99	23.61		
2010/2/5 12:24:43	0~80 t	55	-207	1396	-276	1368	25.70	26.46	26.08		
2010/2/5 12:27:13	0~80 t	60	-225	1548	-298	1513	28.45	29.12	28.79		
2010/2/5 12:29:53	0~80 t	65	-239	1733	-319	1669	31.73	32.49	32.11		
2010/2/5 12:32:23	0~80 t	70	-245	1917	-336	1816	35.49	36.15	35.82		
2010/2/5 12:34:53	0~80 t	75	-244	2070	-347	1943	40.10	40.85	40.47		
2010/2/5 12:37:23	0~80 t	80	-232	2160	-363	2026	45.99	46.88	46.43		
2010/2/5 12:40:00	80~86t	86								破壞	

- 註：1. 加載至約86噸時環片中央壓力側混凝土破裂；張力側未斷裂
 2. 環片裂縫主要發生在2點集中載重範圍內，裂縫隨載重增加而向兩側擴散延伸
 3. 加載速率為每分鐘 2噸
 4. f's 為壓力側鋼筋應力，fs 為張力側鋼筋應力
 5. $\delta 1$ 及 $\delta 2$ 為環片中央撓度值



圖十一 RC 環片雙點反覆載荷試驗

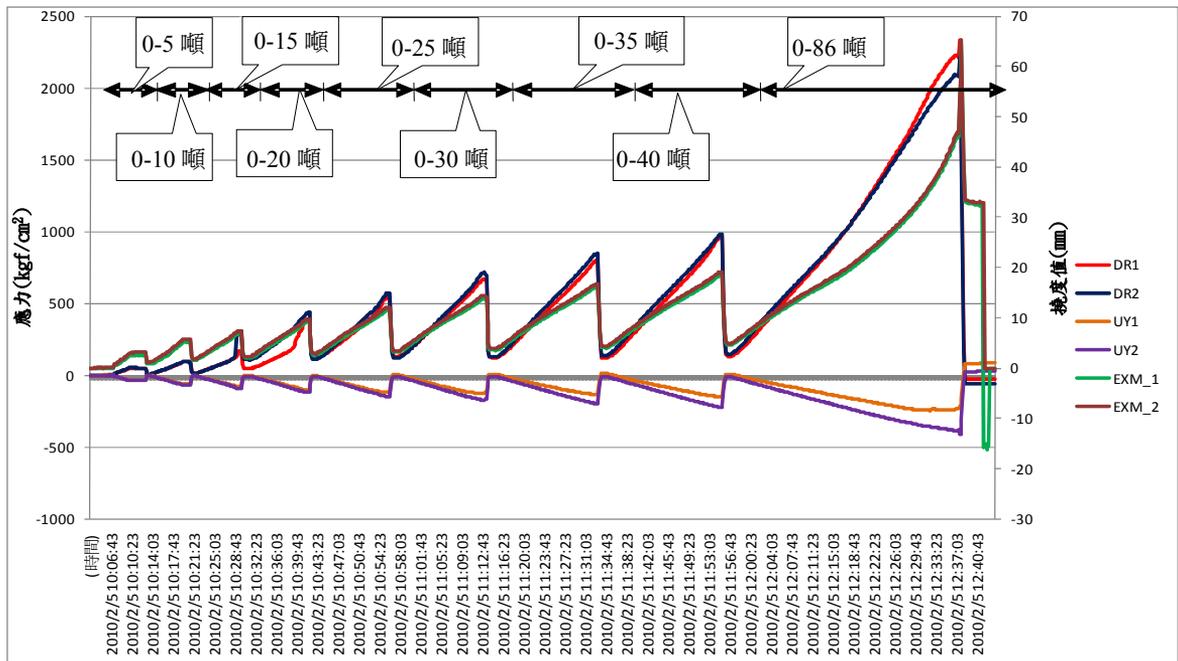


圖十二 環片破壞情形(載重為 86 噸)

四、環片試體抗彎試驗鋼筋計測試結果

4.1 環片試體抗彎試驗結果

混凝土設計 28 天抗壓強度 $f'_c=420 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋抗拉強度 $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，由圖十三顯示，載荷第一階段 0~5 噸時，拉力側應力值達 52 kgf/cm^2 、壓力側達 38 kgf/cm^2 ；載荷第二階段 0~10 噸時，拉力側應力值達 94 kgf/cm^2 、壓力側達 68 kgf/cm^2 ，產生初次裂紋 14 條；載荷第三階段 0~15 噸時，拉力側應力值達 305 kgf/cm^2 、壓力側達 80 kgf/cm^2 ，產生新增裂紋 2 條，且荷重約等於 14 噸時，拉力側 DR1 鋼筋應力明顯增加，荷重與應力已呈非線性關係，顯示拉力側鋼筋計外緣混凝土已開裂，致與 DR1 所表現應力行為不一致，相差約 133 kgf/cm^2 ；載荷第四階段 0~20 噸時，拉力側應力值達 436 kgf/cm^2 、壓力側達 119 kgf/cm^2 ，產生新增裂紋 3 條；載荷第五階段 0~25 噸時，拉力側應力值達 571 kgf/cm^2 、壓力側達 147 kgf/cm^2 ，產生新增裂紋 2 條；載荷第六階段 0~30 噸時，拉力側應力值達 716 kgf/cm^2 、壓力側達 172 kgf/cm^2 ，產生新增裂紋 2 條；載荷第七階段 0~35 噸時，拉力側應力值達 846 kgf/cm^2 、壓力側達 195 kgf/cm^2 ，產生新增裂紋 2 條；載荷第八階段 0~40 噸時，拉力側應力值達 980 kg/cm^2 、壓力側達 222 kg/cm^2 ，產生新增裂紋 3 條；載荷第九階段環片破壞前，拉力側應力值達 2333 kgf/cm^2 、壓力側達 413 kgf/cm^2 ，至載荷 86 噸時環片破壞；載荷大於 40 噸時，荷重與拉力側鋼筋應力已呈非線性關係。另依壓力側鋼筋計之量測結果，顯示荷重小於 60 噸時，荷重與壓力側鋼筋應力均呈線性關係，荷重大於 60 噸，則略呈非線性關係；其餘各階段環片內外側鋼筋計於各載荷階段應力呈線性變化，試體於載荷過程中央位置撓度亦呈線性變化。



圖十三 環片雙點反覆載荷試驗鋼筋計應力與撓度關係

4.2 試驗結果分析

試驗環片鋼筋計裝設位置位於環片 AD 段，所承受之理論彎矩 M_{ad} 及軸力 N_{ad} ，可以結構分析得之，如圖十四所示。當混凝土環片承受小於開裂彎矩 $M_{cr}=6.54$ tf-m 前，以全斷慣性彎矩 I_g 進行分析，混凝土開裂後，則以有效慣性彎矩 I_e 進行分析， I_e 值與彎矩之關係如圖十六，曲率 K 則以 $M_{ad}/(E_c * I_e)$ 計算，有關剖面受力後之力平衡分析步驟大致如下：

(一) 假設中性軸(Neutral Axis)之位置， c 。(如圖十五所示)

(二) 由 K 及 c 求各層鋼筋及混凝土之應變， ϵ 。

$\epsilon=KY$ ，其中 Y 為拉力側鋼筋至中性軸之距離。(如圖十五所示)

(三) 由 ϵ 求各層鋼筋應力 f_s ，及混凝土壓應力 f_c 。

$$f_s = E_s * \epsilon$$

$$f_c = f'_c [2(\epsilon/\epsilon_0) - (\epsilon/\epsilon_0)^2]$$

$$\epsilon_0 = 1.7 * f_c / E_c$$

$$f'_c = 0.85 f_c$$

f_c =混凝土 28 天抗壓強度

E_c =混凝土之彈性模數

E_s =鋼筋之彈性模數

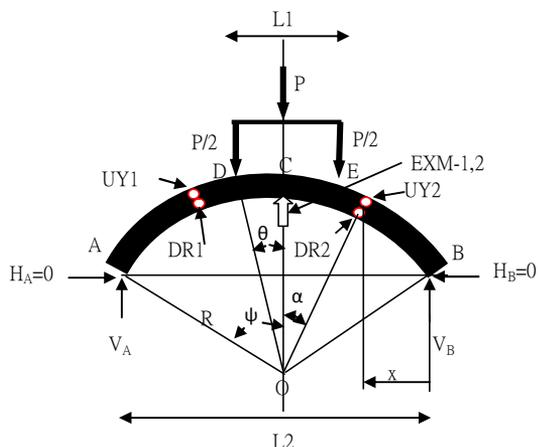
混凝土及鋼筋之應力－應變關係如圖十七及圖十八所示。

(四) 由上述所得之鋼筋及混凝土應力以力平衡方式(混凝土壓力+鋼筋壓力+理論軸力 N_{ad} =鋼筋張力)，檢核步驟 1 中所假設之中性軸位置是否正確(並不考慮混凝土所承受之張力)，若壓力與張力不平衡時則重複 1 至 4 步驟，直到滿足力平衡條件為止。

(五) 由鋼筋及混凝土之應力，與距中性軸之距離計算彎矩(Moment)。

(六) 力平衡時亦可得壓力側外緣混凝土最大應變 ϵ_c 。

分析結果詳表二，圖十九為環片鋼筋計位置以理論計算所得之彎矩與以鋼筋混凝土力學於力平衡時之彎矩比較，其中，理論彎矩 M_{ad} 係依圖十四環片 AD 段彎矩分析公式： $M_{ad}=(P/2) * x$ ，將已知 $x=74.36\text{cm}=0.7436\text{m}$ 代入，則 $M_{ad}=0.3718P$ ，理論彎矩與環片之材料性質無關。圖十九顯示以鋼筋混凝土力學方法所得之彎矩較理論值為低，這是由於在進行力平衡分析時，混凝土抗拉強度均忽略不計，所以，當荷重較小時，忽略混凝土抗拉力所造成的彎矩損失，佔總彎矩的百分比比較大，反之，當荷重愈大時，忽略混凝土抗拉力所造成的彎矩損失，佔總彎矩的百分比亦愈小，而趨於理論彎矩值。由表二中已知條件下所得曲率 K ，利用力平衡理論可得鋼筋之拉應力及壓應力與曲率 K 之間的關係，如圖二十為曲率與鋼筋應力之關係圖，顯示曲率與鋼筋拉應力及壓應力均呈線性關係。圖二十一為各階段加載荷重與力平衡時中性軸 c 及壓力側混凝土最大應變 ϵ_c 變化圖，顯示於荷重小於 20 噸前，中性軸介於 7.9 至 7.95cm，中性軸隨荷重之增加而漸減少，至 80 噸時中性軸 c 約為 7.45cm，另混凝土最大應變 ϵ_c 與荷重之關係，亦顯示於荷重 20 噸前後，其斜率明顯變化。



試驗環片尺寸

R=	280	cm
L1=	90	cm
L2=	329.16	cm
內徑R=	280	cm
厚度 H=	25	cm

監測儀器裝設位置

鋼筋計	UY1	外層筋
	UY2	外層筋
	DR1	內層筋
	DR2	內層筋
變位計	EXM-1	環片中央左側
	EXM-2	環片中央右側

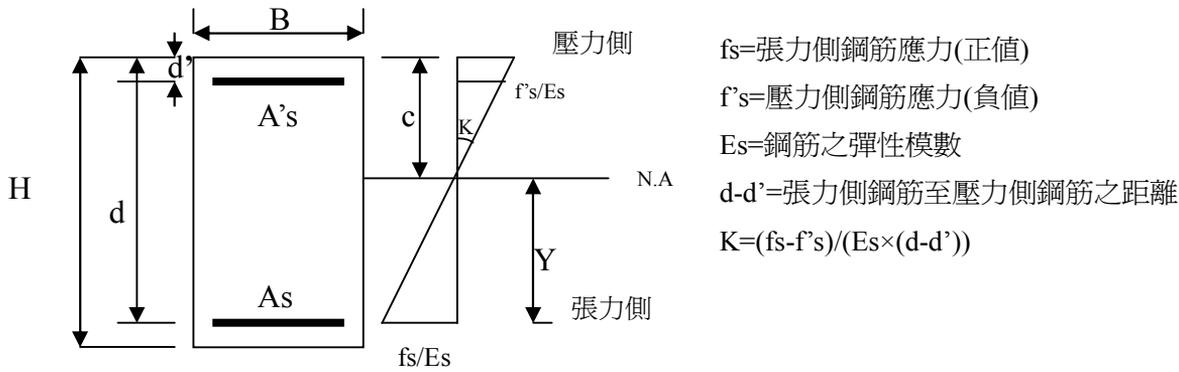
載重、彎矩及軸力

載重	P	設計荷重=30.5 tons
中央位置彎矩	$M_c = (P/2) * R * (\sin \psi - \sin \theta)$	
AD段彎矩	$M_{ad} = (P/2) * x$	
AD段軸力	$N_{ad} = (P/2) * \sin \alpha$	
DE段軸力	$N_{de} = 0$	

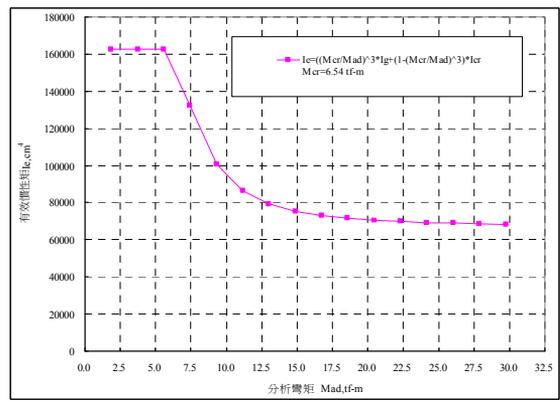
環片材料及鋼筋混凝土力學基本資料

$E_s = 2040000$	kgf/cm ²	
$f'c = 634.00$	kgf/cm ²	; 28天試體抗壓強度=634 kgf/cm ²
$E_c = 15000\sqrt{f'c}$		$I_g = b * h^3 / 12 + 2(n-1)A_s(h/2 - d')^2$
$= 377690$	kgf/cm ²	$= 162433$ cm ⁴
$n = E_s / E_c = 5.40$		$I_{cr} = 67379$ cm ⁴
$f_t = 2.0\sqrt{f'c}$		$I_e = (M_{cr}/M)^3 * I_g + (1 - (M_{cr}/M)^3) * I_{cr}$
$= 50.36$	kgf/cm ²	$A_s = 50.67$ cm ²
$M_{cr} = f_t * I_g / (h/2)$		$A's = 50.67$ cm ²
$= 6.54$	tf-m	$B = 100.00$ cm ²
		$H = 25.00$ cm
$\rho = A_s / b d$		$A_t = b * h$
$= 0.0241$		$= 2500$ cm ²
$\kappa = -\rho n + \sqrt{((\rho n)^2 + 2\rho n)}$		$d' = 4.00$ cm
$= 0.40$		$d = h - d'$
$Y = \kappa d$		$= 21.00$ cm
$= 8.33$	cm	
$I_{cr} = b Y^3 / 3 + n A_s (d - Y)^2 + (n - 1) A's (Y - d')^2$		
$= 67379$	cm ⁴	

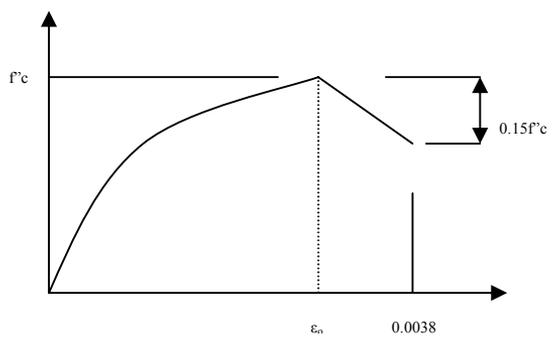
圖十四 試驗環片基本資料及載荷示意



圖十五 由鋼筋應力計算曲率 K



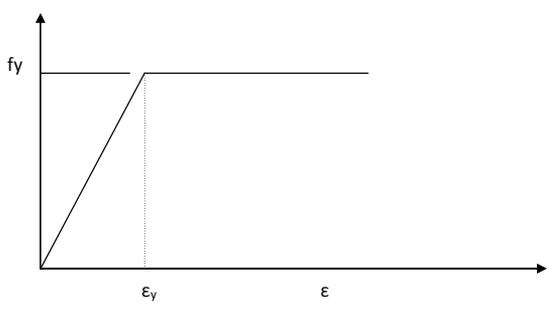
圖十六 環片有效慣性矩 Ie 與彎矩 M 關係圖



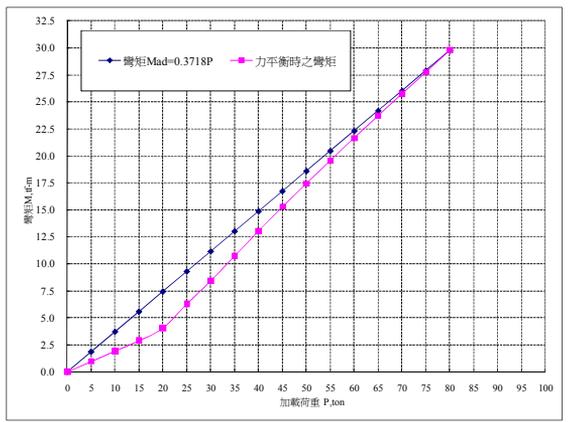
$$f_c = f'_c [2(\epsilon/\epsilon_0) - (\epsilon/\epsilon_0)^2]$$

$$\epsilon_0 = 1.7 * f_c / E_c \quad f'_c = 0.85 f_c$$

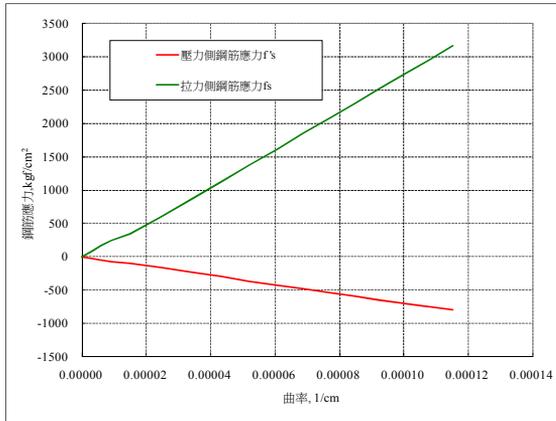
圖十七 混凝土非線性應力-應變關係



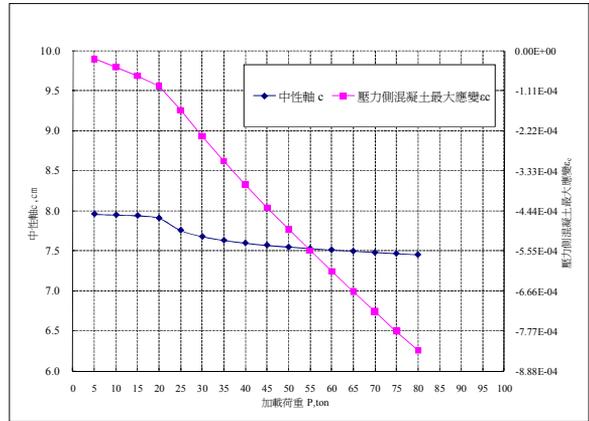
圖十八 鋼筋雙線性應力-應變關係



圖十九 鋼筋計位置理論彎矩與力平衡時之彎矩比較



圖二十 環片鋼筋計位置曲率 K 與鋼筋應力關係



圖二十一 各階段加載荷重環片鋼筋計位置中性軸及壓力側混凝土最大應變變化圖

表二 試驗環片鋼筋計位置內應力分析

日期	已知條件					力平衡時之分析結果					
	加載 循環	P ton	Mad tf-m	Nad ton	Ie cm ⁴	K, Mad/(Ec * Ie) 1/cm	c cm	f's kgf/cm ²	fs kgf/cm ²	εc	M, 分析 tf-m
2010/2/5 10:07:13	0~5 t	0	0.00	0.00		0		0	0		0.00
2010/2/5 10:10:03	0~5 t	5	1.86	0.77	162433	3.03010E-06	7.95	-24	81	-0.00002	0.97
2010/2/5 10:19:33	0~10 t	10	3.72	1.55	162433	6.06019E-06	7.94	-49	161	-0.00005	1.93
2010/2/5 10:29:23	0~15 t	15	5.58	2.32	162433	9.09029E-06	7.94	-73	242	-0.00007	2.90
2010/2/5 10:41:23	0~20 t	20	7.44	3.09	132169	1.48957E-05	7.90	-102	341	-0.00010	4.05
2010/2/5 10:55:43	0~25 t	25	9.29	3.86	100551	2.44745E-05	7.75	-168	594	-0.00017	6.28
2010/2/5 11:12:43	0~30 t	30	11.15	4.64	86576	3.41104E-05	7.68	-238	862	-0.00024	8.42
2010/2/5 11:32:43	0~35 t	35	13.01	5.41	79468	4.33549E-05	7.63	-305	1124	-0.00031	10.72
2010/2/5 11:54:53	0~40 t	40	14.87	6.18	75477	5.21681E-05	7.59	-369	1376	-0.00037	13.05
2010/2/5 12:19:43	0~80 t	45	16.73	6.95	73067	6.06254E-05	7.57	-430	1618	-0.00044	15.28
2010/2/5 12:22:13	0~80 t	50	18.59	7.73	71525	6.88133E-05	7.55	-488	1852	-0.00050	17.45
2010/2/5 12:24:43	0~80 t	55	20.45	8.50	70494	7.68019E-05	7.53	-544	2079	-0.00056	19.59
2010/2/5 12:27:13	0~80 t	60	22.31	9.27	69778	8.46433E-05	7.51	-599	2302	-0.00061	21.66
2010/2/5 12:29:53	0~80 t	65	24.17	10.04	69266	9.23751E-05	7.49	-652	2522	-0.00067	23.73
2010/2/5 12:32:23	0~80 t	70	26.03	10.82	68890	1.00024E-04	7.48	-704	2739	-0.00072	25.78
2010/2/5 12:34:53	0~80 t	75	27.88	11.59	68607	1.07610E-04	7.46	-756	2954	-0.00078	27.78
2010/2/5 12:37:23	0~80 t	80	29.74	12.36	68391	1.15147E-04	7.45	-806	3167	-0.00083	29.80
Mad= (P/2)*x		x=	74.36 cm				n= Es/Ec=	5.40			
Nad= (P/2)*sinα		α=	18 度				Ec=	377690 kgf/cm ²			
Ig= bxh ³ /12+2(n-1)As(h/2-d') ²							Es=	2040000 kgf/cm ²			
= 162433		cm ⁴					f'c=	634 kgf/cm ²			
Mcr= fr*Ig/(h/2)=		6.54	tf-m				fr= 2.0√(f'c)				
Icr= bY ³ /3+nAs(d-Y) ² +n-1)A's(Y-d') ²							= 50.36	kgf/cm ²			
= 67379		cm ⁴									
Ie= (Mcr/Mad) ³ *Ig+(1-(Mcr/Mad) ³)*Icr											
ε c: 壓力側混凝土外緣應變量											

4.3 試驗環片鋼筋計回饋分析

試驗環片鋼筋計共計 4 支，分為 DR1/UY1 及 DR2/UY2 二組對稱方式裝設，各階段荷重鋼筋計量測結果詳表三及表四，鋼筋計回饋分析主要係依各載荷階段拉力側及壓力側鋼筋量測值計算曲率 K，其次，計算中性軸與以力平衡計算鋼筋應力及彎矩，分析步驟同第 4.2 節。圖二十二為試驗環片鋼筋計位置理論彎矩與回饋彎矩關係圖，顯示 2 組鋼筋計回饋之彎矩大小差異不大，至荷重 80 噸時，回饋分析所得之彎矩約為 14.5 tf-m，約為理論值 29.8 tf-m 之 0.48 倍。

圖二十三所示，當荷重達 80 噸時，拉力鋼筋 DR1 量測值為 2160 kgf/cm²，DR2 量測值為 2026 kgf/cm² 約為分析值 3167 kgf/cm² 之 64%~68%；壓力鋼筋 UY1 量測值為-232 kgf/cm²，UY2 量測值為-363 kgf/cm² 約為分析值-806 kgf/cm² 之 29%~45%。於載荷 80 噸時，壓力側二支鋼筋計量測值最大差為 131 kg/cm²，拉力側二支鋼筋計量測值最大差為 134 kg/cm²，二者最大差異值接近，顯示監測儀器埋設及量測的誤差值接近，當鋼筋受力絕對值愈大時，相對誤差也隨之降低。圖二十三也顯示鋼筋應力量測值小於力平衡分析值，這可能由於鋼筋計長約 21 公分，鋼筋計的量測值不是單點之鋼筋應力，而是鋼筋計長度範圍內之鋼筋平均應力值，所以量測誤差再所難免；此外，由於鋼筋應力量測值較小，導致回饋彎矩也低於力平衡分析彎矩。

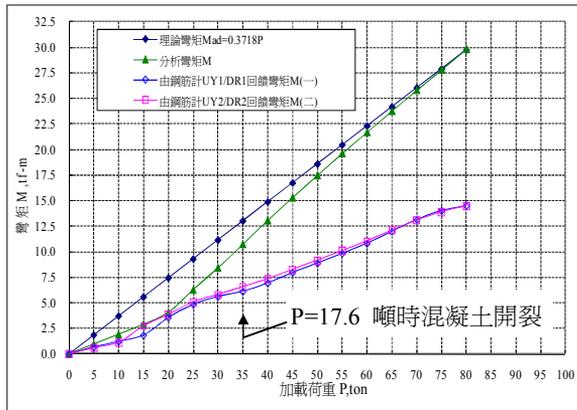
表三 環片鋼筋應力(UY1 及 DR1)回饋彎矩分析

日期	加載	P	Nad	量測值			力平衡時之分析結果				
				f's(UY1)	fs(DR1)	$K_s(f_s-f_s)/(E_s \times (d-d'))$	c	f's	fs	ϵ_c	M _s 分析
	循環	ton	ton	kgf/cm ²	kgf/cm ²	1/cm	cm	kgf/cm ²	kgf/cm ²		tf-m
2010/2/5 10:07:13	0~5 t	0	0.00					0	0		0.00
2010/2/5 10:10:03	0~5 t	5	0.77	-39	47	2.00347E-06	8.21	-17	52	-0.00002	0.66
2010/2/5 10:19:33	0~10 t	10	1.55	-66	91	3.65950E-06	8.27	-32	95	-0.00003	1.20
2010/2/5 10:29:23	0~15 t	15	2.32	-84	155	5.56905E-06	8.26	-48	145	-0.00004	1.83
2010/2/5 10:41:23	0~20 t	20	3.09	-108	367	1.10817E-05	7.98	-90	294	-0.00009	3.55
2010/2/5 10:55:43	0~25 t	25	3.86	-122	526	1.51362E-05	7.92	-121	404	-0.00012	4.83
2010/2/5 11:12:43	0~30 t	30	4.64	-129	645	1.80776E-05	7.92	-145	482	-0.00014	5.60
2010/2/5 11:32:43	0~35 t	35	5.41	-136	771	2.11579E-05	7.91	-169	565	-0.00016	6.10
2010/2/5 11:54:53	0~40 t	40	6.18	-153	932	2.53332E-05	7.88	-200	678	-0.00019	6.93
2010/2/5 12:19:43	0~80 t	45	6.95	-172	1104	2.97995E-05	7.85	-234	799	-0.00023	7.95
2010/2/5 12:22:13	0~80 t	50	7.73	-190	1247	3.35454E-05	7.84	-262	901	-0.00026	8.87
2010/2/5 12:24:43	0~80 t	55	8.50	-207	1396	3.74137E-05	7.82	-292	1006	-0.00029	9.82
2010/2/5 12:27:13	0~80 t	60	9.27	-225	1548	4.13933E-05	7.81	-321	1114	-0.00032	10.81
2010/2/5 12:29:53	0~80 t	65	10.04	-239	1733	4.60286E-05	7.79	-356	1241	-0.00035	11.97
2010/2/5 12:32:23	0~80 t	70	10.82	-245	1917	5.04677E-05	7.77	-388	1362	-0.00038	13.13
2010/2/5 12:34:53	0~80 t	75	11.59	-244	2070	5.40106E-05	7.76	-415	1458	-0.00041	14.01
2010/2/5 12:37:23	0~80 t	80	12.36	-232	2160	5.58274E-05	7.77	-430	1506	-0.00042	14.49
ε _c : 壓力側混凝土外緣應變量											

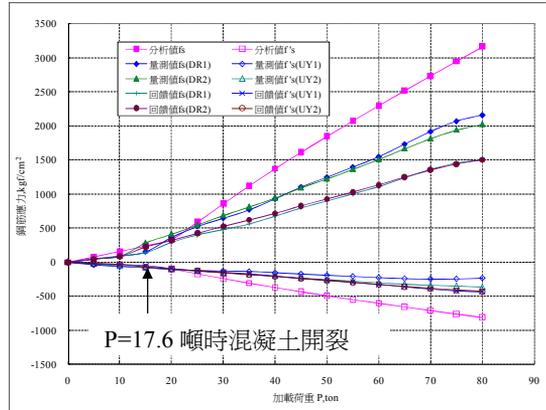
表四 環片鋼筋應力(UY2 及 DR2)回饋彎矩分析

日期	加載	P	Nad	量測值			力平衡時之分析結果				
				f's(UY2)	fs(DR2)	K _c (fs-fs)/(Es*(d-d'))	c	f's	fs	ε _c	M _s 分析
	循環	ton	ton	kgf/cm ²	kgf/cm ²	l/cm	cm	kgf/cm ²	kgf/cm ²		tf-m
2010/2/5 10:07:13	0~5 t	0	0.00					0.00	0.00		0
2010/2/5 10:12:53	0~5 t	5	0.77	-23	54	1.79416E-06	8.30	-16	46	-0.00001	0.59
2010/2/5 10:20:53	0~10 t	10	1.55	-52	93	3.37907E-06	8.33	-30	87	-0.00003	1.12
2010/2/5 10:29:43	0~15 t	15	2.32	-77	289	8.53978E-06	7.97	-69	227	-0.00007	2.73
2010/2/5 10:42:03	0~20 t	20	3.09	-102	415	1.20825E-05	7.93	-97	322	-0.00009	3.85
2010/2/5 10:56:13	0~25 t	25	3.86	-130	553	1.59474E-05	7.90	-127	426	-0.00012	5.07
2010/2/5 11:13:03	0~30 t	30	4.64	-154	692	1.97341E-05	7.87	-156	528	-0.00015	5.80
2010/2/5 11:33:13	0~35 t	35	5.41	-177	817	2.32022E-05	7.86	-183	622	-0.00018	6.55
2010/2/5 12:16:43	0~40 t	40	6.18	-203	946	2.68212E-05	7.85	-211	720	-0.00021	7.33
2010/2/5 12:19:23	0~80 t	45	6.95	-229	1095	3.09148E-05	7.83	-242	831	-0.00024	8.25
2010/2/5 12:22:03	0~80 t	50	7.73	-254	1227	3.45844E-05	7.82	-269	930	-0.00026	9.15
2010/2/5 12:24:33	0~80 t	55	8.50	-276	1368	3.83807E-05	7.81	-298	1033	-0.00029	10.08
2010/2/5 12:27:13	0~80 t	60	9.27	-298	1513	4.22734E-05	7.80	-327	1139	-0.00032	11.04
2010/2/5 12:29:43	0~80 t	65	10.04	-319	1669	4.63969E-05	7.78	-358	1251	-0.00035	12.06
2010/2/5 12:32:23	0~80 t	70	10.82	-336	1816	5.02215E-05	7.77	-387	1355	-0.00038	13.07
2010/2/5 12:34:53	0~80 t	75	11.59	-347	1943	5.34506E-05	7.77	-411	1443	-0.00040	13.87
2010/2/5 12:37:33	0~80 t	80	12.36	-363	2026	5.57567E-05	7.77	-429	1504	-0.00042	14.47

ε_c: 壓力側混凝土外緣應變量



圖二十二 鋼筋計位置理論彎矩及回饋彎矩關係



圖二十三 環片反覆載荷試驗鋼筋應力量測值與分析值比較

4.4 試驗環片中央位置彎矩、撓度與極限彎矩分析

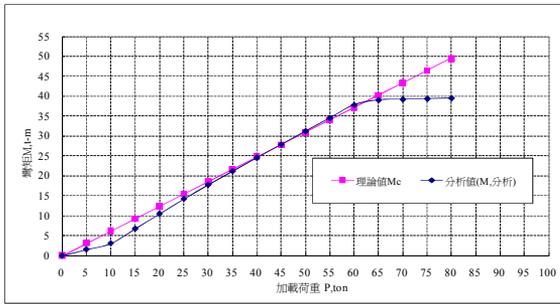
試驗環片於中央位置裝設 2 組 LVDT 變位計，各階段荷重之撓度分析結果詳表五，圖二十四為反覆荷重與環片中央位置理論彎矩及分析彎矩關係圖，鋼筋應力變化如圖二十五所示，依分析結果，當 P=65 噸時，鋼筋已達降伏應力，破壞彎矩約為 40 tf-m。

根據簡支梁力平衡分析及環片反覆載荷試驗結果，環片中央撓度與荷重之關係如圖二十六所示，當環片荷重小於 60 噸時，中央撓度與荷重呈線性變化，荷重超越 60 噸後，因為鋼筋已達降伏應力，塑鉸效應產生，使撓度快速增加呈非線性變化，這個現象在簡支梁力平衡分析結果及環片試驗結果皆相同。其次，試驗量測撓度值均大於分析值，當荷重達 80 噸時，撓度分析值為 26.23

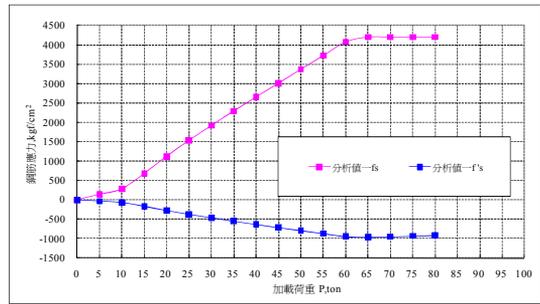
mm 約為試驗平均值 46.43 mm 之 0.56 倍，導致差異發生的原因為環片抗彎試驗過程中，為防止環片角隅端點混凝土破壞，在混凝土環片角隅下方放置 1.85 cm 厚之硬質橡膠墊片支承作為緩衝，如圖二十七所示，在試驗過程此硬質橡膠墊片之永久壓縮量，造成中央撓度量測值大於分析值的主要原因。

表五 試驗環片中點位置應力及撓度分析

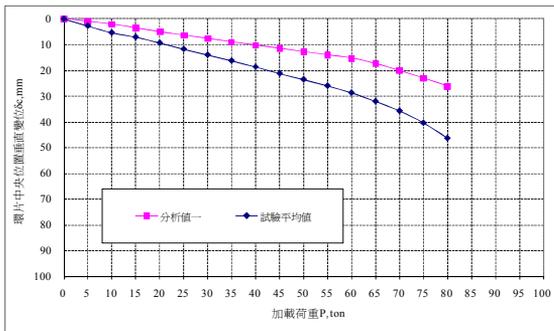
日期	已知條件				力平衡時之分析結果							
	加載 循環	P ton	Mc tf-m	Ie cm ⁴	K _c Mc/EcIe 1/cm	c cm	f's kgf/cm ²	f _s kgf/cm ²	ε _c	M _c 分析 tf-m	EI tf-m ²	δ _c mm
	0~5 t	0	0.00				0	0		0.00		0
2010/2/5 10:10:03	0~5 t	5	3.09	162433	5.04123E-06	7.44	-35	139	-0.00004	1.54	3061	1.09
2010/2/5 10:19:33	0~10 t	10	6.19	162433	1.00825E-05	7.42	-70	279	-0.00007	3.09	3061	2.18
2010/2/5 10:29:23	0~15 t	15	9.28	100728	2.43884E-05	7.40	-169	677	-0.00018	6.75	2768	3.62
2010/2/5 10:41:23	0~20 t	20	12.37	81448	4.02154E-05	7.37	-276	1118	-0.00029	10.48	2607	5.12
2010/2/5 10:55:43	0~25 t	25	15.46	74582	5.48968E-05	7.34	-374	1529	-0.00039	14.21	2589	6.44
2010/2/5 11:12:43	0~30 t	30	18.56	71547	6.86704E-05	7.32	-465	1916	-0.00049	17.73	2582	7.75
2010/2/5 11:32:43	0~35 t	35	21.65	70004	8.18819E-05	7.30	-551	2289	-0.00058	21.16	2584	9.04
2010/2/5 11:54:53	0~40 t	40	24.74	69137	9.47522E-05	7.28	-633	2653	-0.00067	24.54	2590	10.30
2010/2/5 12:19:43	0~80 t	45	27.83	68614	1.07410E-04	7.26	-713	3012	-0.00076	27.86	2594	11.58
2010/2/5 12:22:13	0~80 t	50	30.93	68279	1.19929E-04	7.23	-791	3368	-0.00085	31.17	2599	12.84
2010/2/5 12:24:43	0~80 t	55	34.02	68055	1.32356E-04	7.22	-868	3722	-0.00093	34.47	2604	14.09
2010/2/5 12:27:13	0~80 t	60	37.11	67900	1.44719E-04	7.20	-943	4075	-0.00102	37.77	2610	15.34
2010/2/5 12:29:53	0~80 t	65	40.21	67788	1.57036E-04	7.00	-962	4200	-0.00107	39.02	2485	17.45
2010/2/5 12:32:23	0~80 t	70	43.30	67707	1.69320E-04	6.74	-948	4200	-0.00111	39.18	2314	20.19
2010/2/5 12:34:53	0~80 t	75	46.39	67645	1.81579E-04	6.51	-931	4200	-0.00115	39.32	2165	23.11
2010/2/5 12:37:23	0~80 t	80	49.48	67598	1.93818E-04	6.31	-913	4200	-0.00119	39.45	2035	26.23
2010/2/5 12:40:00	80~86t	86	破壞									
Mc= (P/2)*R*(sin φ - sinθ)				φ =	36	度	L1=	0.9	m			
R= 280.00		cm		α=	18	度	L2=	3.2916	m			
Es= 2040000		kgf/cm ²		θ=	8.39	度	a=	1.1958	m			
f'c= 634.00		kgf/cm ²		Ig=	162433.4716	cm ⁴	δ _c =(P/2)*a*(3*L2^2-4*a^2)/(24EcIe)					
Ec= 15000√(f'c)				As= 50.67		cm ²	10 支 d25					
= 377690		kgf/cm ²		A's= 50.67		cm ²	10 支 d25					
n= Es/Ec= 5.40				B= 100.00		cm						
fi= 2.0√(f'c)				h= 25.00		cm						
= 50.36		kgf/cm ²		At= b*h								
Mcr= fi*Ig/(h/2)				= 2500		cm ²						
= 6.54		tf-m		d'= 4.00		cm						
Icr= bY^3/3+nAs(d-Y)^2				d= H-d'								
ρ= As/bd				= 21.00		cm						
= 0.02413				Ie= (Mcr/Mc)^3*Ig+(1-(Mcr/Mc)^3)*Icr								
κ= -pn+√((pn)^2+2pn)												
= 0.39658												
Y= kd												
= 8.328		cm										
Icr= 67379		cm ⁴										



圖二十四 環片反覆載荷試驗之荷重與環片中央位置理論彎矩及分析彎矩關係



圖二十五 環片反覆載荷試驗荷重與環片中央位置鋼筋應力分析值關係



圖二十六 環片反覆載荷試驗荷重與環片中央撓度關係



圖二十七 試驗環片角隅端點以硬質彈性墊片支承

試驗環片設計目標載重值為 30.5 噸，於實際試驗時，環片破壞荷重約為 86 噸，另依表五環片中央處內應力分析，當拉力鋼筋達降伏應力 4200 kgf/cm² 時，其加載荷重約為 65 噸，相對極限彎矩約為 40.21 tf-m ($f'c=634 \text{ kgf/cm}^2$)。由於試驗時，實際混凝土強度 634 kgf/cm² 大於設計強度 $f'c=420 \text{ kgf/cm}^2$ ，因此，分別以 $f'c=420 \text{ kgf/cm}^2$ 及 $f'c=634 \text{ kgf/cm}^2$ 計算環片之極限強度如下：

(1) $f'c=420 \text{ kgf/cm}^2$ 時

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{50.67 \times 4200}{0.85 \times 420 \times 100} = 5.96(\text{cm})$$

極限彎矩分析解：

$$M_u = A_s f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 50.67 \times 4200 \times \left(21 - \frac{5.96}{2}\right) = 3834908.(\text{kgf} - \text{cm})$$

(2) $f'c=634 \text{ kgf/cm}^2$ 時

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{50.67 \times 4200}{0.85 \times 634 \times 100} = 3.95(\text{cm})$$

極限彎矩分析解：

$$M_u = A_s f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) = 50.67 \times 4200 \times \left(21 - \frac{3.95}{2}\right) = 4048786.(\text{kgf} - \text{cm})$$

顯示 $f'c$ 由 420 kgf/cm^2 增加至 634 kgf/cm^2 時，極限彎矩約提高 1.05 倍，因此可修正破壞荷重為 62 噸($65/1.05=62$)，作為環片之最小破壞荷重，該荷重約為目標載重值 30.5 噸之 2 倍。

五、結論與建議

5.1 結論

1. 預鑄環片於混凝土水化過程中，鋼筋計之溫度及應變或應力之反應均隨蒸氣養生之升溫，浸水養生之降溫過程均有一致性，顯示鋼筋計在混凝土養生的溫度與濕度歷練後，仍能保持正常性能。
2. 鋼筋計應變除於蒸氣養生初期略有受張應變之反應外，爾後隨升溫呈壓應變，最大壓應變量 ϵ 約介於 73 至 101 μ ，發生在最高溫階段，鋼筋相當承受約 213 kgf/cm^2 之壓應力。
3. 當加載荷重小於開裂荷重 $P=17.6$ 噸時($M_{cr}=6.54 \text{ tf-m}$)，由鋼筋計回饋分析之彎矩與依 RC 力平衡分析所得之彎矩相近。當加載荷重大於開裂荷重 P 時，由鋼筋計回饋分析之彎矩小於力平衡分析值，至荷重 80 噸時，回饋分析所得之彎矩約為 14.5 tf-m ，約為力平衡分析值 29.8 tf-m 之 0.48 倍，這可能是由於鋼筋計量測長度範圍內之鋼筋平均應力值，以及儀器埋設及量測的誤差，造成鋼筋應力量測值小於力平衡分析值，而影響彎矩回饋分析結果。
4. 荷重 $P=80$ 噸時，拉力鋼筋 DR1 量測值為 2160 kgf/cm^2 ，DR2 量測值為 2026 kgf/cm^2 約為分析值 3167 kgf/cm^2 之 64%~68%；壓力鋼筋 UY1 量測值為 -232 kgf/cm^2 ，UY2 量測值為 -363 kgf/cm^2 約為分析值 -806 kgf/cm^2 之 29%~45%，鋼筋應力量測值小於力平衡分析值，而這可能是由於鋼筋計量測長度範圍內之鋼筋平均應力值，以及儀器埋設及量測的誤差。
5. 依分析結果於環片中央位置，破壞彎矩約為 40 tf-m ，破壞荷重 $P=65$ 噸，約為設計破壞荷重 $P=30.5$ 噸之 2.13 倍。環片中央撓度量測值均大於分析值，至荷重 80 噸時，撓度分析值為 26.23mm 約為量測值 46.43mm 之 0.56 倍，評估原因是所量測之撓度值，除了結構變位外尚包括環片角隅端點硬質橡膠墊片所產生的永久壓縮量。
6. 由極限彎矩分析顯示， $f'c$ 由 420 kgf/cm^2 增加至 634 kgf/cm^2 時，極限彎矩約提高 1.05 倍，因此可修正破壞荷重為 62 噸($65/1.05=62$)，作為環片之最小破壞荷重，該荷重約為設計荷重 30.5 噸之 2 倍。

5.2 建議

1. 環片抗彎試驗係驗證環片於破壞時可承受之極限載重，附帶量測環片鋼筋抗拉強度及環片混凝土 28 天抗壓強度，然而環片工作載重及安全係數如何訂定，才能代表工地地盤應力狀態，有賴設計單位的釐清，才能確保生產之環片符合設計需求。
2. 鋼筋應力量測值小於力平衡分析值，這可能由於傳統鋼筋計儀器埋設及量測的誤差所致，可

考慮採用光纖量測儀器進行環片鋼筋應力量測，不但可測得單點鋼筋應力，還可提升量測精確度。

3. 目前本研究小組採用三維有限元素分析法模擬本研究中環片的鋼筋與混凝土，分別採用各自的組合律，探討數值分析的準確性及可行性。
4. 利用鋼筋與混凝土綜合的組合律分析本研究的環片試驗，探討簡化的三維模擬方式之可行性，以作為來日潛盾近接施工時的三維數值分析模擬。

致謝

感謝日裔前田營造股份有限公司台灣分公司捷運專案工務所大地組張技師桂才先生，對本研究案試驗結果分析過程所提供文獻參考資料及建議。另外亦感謝國立台北科技大學土木與防災研究所鄭博士文杰先生，協助環片混凝土柱狀試體抗壓試驗。

參考文獻

1. 呂文堯、陳中彥，「新編鋼筋混凝土」(2002 初版)
2. 邵勝路、蕭添進、蔡得時，「材料力學」(1992 再版)
3. 清田清司、高須治男原著，江新煌、蔡震邦編譯，土木建築結構力學設計手冊
4. 臺北都會區捷運系統信義線 CR580A 區段標工程 CR281 標「環片光纖應變系統壓載試驗報告」(0 版)
5. 何泰源、陳卓然、曾逸舟，「潛盾隧道環片襯砌之設計方法與設計實例」，中華技術，7 月號，第 63 期，2004
6. 王慶麟、姚賜麟，「捷運潛盾隧道環片最佳化組合」
7. 松本嘉司，「鐵道構造物等設計標準同解說[M]」，東京：財團法人丸善株式會社，2002
Matsumoto, Railway Structure Explanations– Tunnel, Tokyo, Maruzen, 2002
8. 盾構隧道解析程序 MOLEMAN-i 操作手冊[M]，日本：瑞穗信息綜研，2006
9. 日本地下鐵 13 號線南池袋 B 線動態計測計畫
10. 何川、曾東洋著，「地鐵盾構隧道管片結構受力特征研究」
11. Kenneth Leet、Dionisio Bernal，「Reinforced Concrete Design」(THIRD EDITION)
12. Lymon, C. Reese，「Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load」，Federal Highway Administration，Report No.FHWA-IP-84-11
13. Wen-Chieh Cheng, James C. Ni, (2009). Feasibility study of applying SOFO optical fiber sensor to segment of shield tunnel. Tunnelling and Underground Space Technology, 24(3), 331-349.