
應用非破壞檢測技術評估
以野溪淤積土製作之混凝土強度
**Application of Nondestructive Testing to
Evaluate the Strength of Concrete
Produced by Sediment Deposition in
Rivulet
(成果報告書)**

執行單位：建國科技大學

執行期間：106年02月20日至106年12月31日

計畫主持人：林喻峰 副教授

行政院農業委員會水土保持局 編印

中華民國 106 年 12 月

(本報告書內容及建議純屬執行單位意見，僅供本局施政參考)

應用非破壞檢測技術評估 以野溪淤積土製作之混凝土強度

摘要

臺灣地區的野溪淤積土由於數量龐大且很少加以利用，造成處理上之難題。本計畫主要在探討現有非破壞檢測技術中，較具應用價值的反彈鎚法、應力波速量測法與微鑽孔試驗法等三種試驗之檢測成果，來協助混凝土之驗收過程，進而推廣野溪淤積土之應用。

綜合實驗室與現地構造物之試驗分析結果，整理出以下之結論：

(1).反彈鎚法與超音波波速量測法，其與混凝土強度的關聯性不高，試驗結果變化較大，容易產生過大誤差，較不具實用價值。(2).微鑽孔試驗法能檢測到混凝土內部之品質，理論上與混凝土強度最具關聯性，經由目前現地試驗之結果分析，其檢測成果相對較為穩定。

關鍵詞：淤積土、混凝土、強度、非破壞檢測

Application of Nondestructive Testing to Evaluate the Strength of Concrete Produced by Sediment Deposition in Rivulet

Abstract

Due to the large number and rarely used for sediment deposition in rivulet in Taiwan, thus causing difficulties in handling. The project research the detection results of three kinds of tests, such as the rebound hammer test, the ultrasonic pulse velocity measurement and the micro drilling test, which are used in the existing nondestructive testing technology, to assist the acceptance process of concrete, and then promote the application of sediment deposition in rivulet. Summarize the experimental analysis results of the laboratory and in-place structures, and conclude the following conclusions: (1). the rebound hammer test and the ultrasonic pulse velocity measurement have a big change in the experimental data, which is not associated with the strength of concrete is poor, so the lack of reason to promote. (2). the micro-drilling test method can detect the quality of concrete inside, theoretically the most relevant with the strength of concrete, through the experimental study of this project, verify that the test results are quite reliable.

Keywords: Sediment Deposition, Concrete, Strength, Nondestructive Testing

目次

摘要.....	I
Abstract.....	II
目次.....	III
表次.....	V
圖次.....	VII
第一章 緒論	1-1
第一節 前言	1-1
第二節 計畫預計成果	1-6
第二章 工作執行方法與步驟	2-1
第一節 探討非破壞檢測技術評估強度之適用性	2-1
第二節 以野溪淤積土產製混凝土之方法	2-10
第三章 執行成果與工作進度	3-1
第一節 非破壞檢測試驗之設計與試驗流程	3-1
第二節 實驗室之試驗成果分析	3-9
第三節 現地之試驗成果分析	3-25
第四節 計畫進度	3-47
第四章 結論及建議	4-1
第一節 結論	4-1
第二節 建議	4-2
參考文獻.....	參-1
附錄.....	附錄-1
附錄一、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-1
附錄二、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形	附錄-4

表次

表 2-1 取樣地點不同配合比例之抗壓強度	2-17
表 3-1 眉溪淤積土粗粒料篩分析試驗	3-11
表 3-2 眉溪淤積土細粒料篩分析試驗	3-11
表 3-3 水流東溪淤積土粗粒料篩分析試驗	3-12
表 3-4 水流東溪淤積土細粒料篩分析試驗	3-12
表 3-5 野溪淤積土之材料性質	3-13
表 3-6 野溪淤積土產製混凝土之配比設計	3-14
表 3-7 野溪淤積土產製混凝土之抗壓強度試驗結果 (kgf/cm^2) ·	3-16
表 3-8 試體 N1 之反彈鎚試驗結果	3-17
表 3-9 試體 N2 之反彈鎚試驗結果	3-18
表 3-10 試體 H1 之反彈鎚試驗結果	3-18
表 3-11 試體 H2 之反彈鎚試驗結果	3-18
表 3-12 試體 N1 之超音波波速量測結果	3-19
表 3-13 試體 N2 之超音波波速量測結果	3-19
表 3-14 試體 H1 之超音波波速量測結果	3-20
表 3-15 試體 H2 之超音波波速量測結果	3-20
表 3-16 試體 N1 之微鑽孔試驗結果	3-21
表 3-17 試體 N2 之微鑽孔試驗結果	3-22
表 3-18 東光溪上游野溪擋土牆混凝土鑽心試驗之抗壓強度···	3-28
表 3-19 東光溪上游野溪擋土牆之反彈鎚試驗結果·····	3-28
表 3-20 東光溪上游野溪擋土牆之超音波波速量測結果·····	3-29
表 3-21 公林野溪擋土牆混凝土鑽心試驗之抗壓強度·····	3-32
表 3-22 公林野溪擋土牆之反彈鎚試驗結果·····	3-32
表 3-23 公林野溪擋土牆之超音波波速量測結果·····	3-33

表 3-24 虎頭山農路工程鑽心試驗之抗壓強度·····	3-35
表 3-25 虎頭山農路工程之反彈錘試驗結果·····	3-36
表 3-26 虎頭山農路工程 A 區之微鑽孔試驗結果·····	3-37
表 3-27 虎頭山農路工程 B 區之微鑽孔試驗結果·····	3-38
表 3-28 合望溪現地構造物之反彈錘試驗結果·····	3-44
表 3-29 合望溪現地構造物之超音波波速量測結果·····	3-45
表 3-30 合望溪現地構造物 A 區之微鑽孔試驗結果·····	3-45
表 3-31 合望溪現地構造物 B 區之微鑽孔試驗結果·····	3-46
表 3-32 目前計畫進度表·····	3-47

圖次

圖 1-1 非破壞現場強度試驗法與混凝土強度間之關係曲線圖	1-4
圖 1-2 小型圓柱試體抗壓試驗之破壞型態	1-5
圖 2-1 反彈鎚的構造示意圖	2-2
圖 2-2 義大利 CONTROLS 58-C0181/G 反彈鎚	2-2
圖 2-3 反彈鎚的反彈數與混凝土強度之關係曲線	2-4
圖 2-4 超音波量測表面波速之試驗配置	2-5
圖 2-5 超音波量測混凝土波速之方法	2-6
圖 2-6 淤積土石混凝土施作流程	2-11
圖 2-7 現地土石拌合工法施工流程圖	2-13
圖 2-8 「現地土石拌合地盤改良工法」現場施作流程	2-15
圖 2-9 合望溪室內強度試驗結果	2-18
圖 2-10 合望溪、紅香部落現地拌合料抗壓強度	2-19
圖 3-1 反彈鎚之打擊位置配置圖	3-2
圖 3-2 超音波波速量測試驗原理示意圖	3-3
圖 3-3 超音波之繞射波傳輸時間法試驗示意圖	3-4
圖 3-4 Pundit Lab 超音波波速量測儀	3-7
圖 3-5 微鑽孔檢測裝置	3-8
圖 3-6 微鑽孔檢測試驗	3-9
圖 3-7 淤積土採集(眉溪)	3-10
圖 3-8 淤積土採集(水流東溪)	3-10
圖 3-9 混凝土試體	3-14
圖 3-10 圓柱試體之抗壓試驗	3-15
圖 3-11 實驗室試體之反彈鎚試驗	3-15
圖 3-12 實驗室試體之超音波波速量測試驗	3-16

圖 3-13 實驗室試體之微鑽孔試驗·····	3-16
圖 3-14 反彈鎚試驗推算強度正規化後之誤差值·····	3-17
圖 3-15 試體 N1 之鑽孔深度時間關係圖 ·····	3-23
圖 3-16 試體 N2 之鑽孔深度時間關係圖 ·····	3-24
圖 3-17 鑽孔深度與抗壓強度之關係圖·····	3-24
圖 3-18 東光溪上游野溪擋土牆·····	3-25
圖 3-19 東光溪上游野溪擋土牆之反彈鎚試驗·····	3-26
圖 3-20 東光溪上游野溪擋土牆之超音波波速量測·····	3-26
圖 3-21 東光溪上游野溪擋土牆之混凝土鑽心試驗·····	3-27
圖 3-22 公林野溪擋土牆·····	3-30
圖 3-23 公林野溪擋土牆之反彈鎚試驗·····	3-30
圖 3-24 公林野溪擋土牆之超音波波速量測·····	3-31
圖 3-25 公林野溪擋土牆之混凝土鑽心試驗·····	3-31
圖 3-26 虎頭山農路工程之反彈鎚試驗·····	3-34
圖 3-27 虎頭山農路工程之微鑽孔試驗·····	3-34
圖 3-28 虎頭山農路工程之混凝土鑽心試驗·····	3-35
圖 3-29 A 區鑽孔深度與鑽孔時間之關係圖 ·····	3-39
圖 3-30 B 區鑽孔深度與鑽孔時間之關係圖·····	3-40
圖 3-31 合望溪殘存之野溪淤積混凝土構造物·····	3-41
圖 3-32 合望溪構造物之非破壞檢測試驗場址·····	3-42
圖 3-33 砂輪機修整混凝土構造物之表面·····	3-42
圖 3-34 合望溪現地構造物之反彈鎚試驗·····	3-43
圖 3-35 合望溪現地構造物之超音波波速量測試驗·····	3-43
圖 3-36 合望溪現地構造物之微鑽孔試驗·····	3-43

第一章 緒論

第一節 前言

臺灣地區的地形陡峭、地質脆弱，每逢颱風豪雨，極易發生土壤沖蝕、山崩、道路坍方及土石流等災害，而山區野溪也常因土砂大量流出而導致溪床嚴重淤積致災。由於這些淤積土砂量體積大且品質較差，砂石業者興趣不高且無法於短時間清疏，不僅影響工程的修復進度，且就近堆置若處理不當更會成為下次災害的來源。這在過去常以清疏外運的方式處理土砂淤積問題，但隨著災區之擴大，清疏方式已不足以應付如此的災害規模，因此近年來已有多位學者研究以野溪淤積土來製作混凝土，不僅能有效處理這些龐大之淤積土，亦能符合現代綠建築之廢棄物再利用之精神。但這些利用淤積土製作之混凝土不僅工作性質不同於傳統砂石製作之混凝土，完工後之強度品質控制也有異於傳統混凝土。

傳統的混凝土為一種由水泥、砂、粒料、水、摻料及摻劑所組合而成之非均質複合材料，其工程性質與配比、拌和、澆置、搗實及養護等施工條件息息相關。而由於混凝土材料之價格低廉且對構造物之外觀具良好之可鑄性，向來在工程建設上均佔有極重要之地位，再加上其具耐久及耐火之特性，因此，現階段土木及建築工程大部份均採用鋼筋混凝土作為主結構體，所以對於混凝土材料之品質檢測，將是結構安全評估的首要重點。

截至目前為止，混凝土之抗壓強度仍為所有工程性質中最重要之品質管制指標，也是實務上驗收混凝土品質之依據，因此在混凝土相

關之設計與施工規範，皆要求進行混凝土之抗壓強度試驗。混凝土之抗壓強度大都是進行標準圓柱試體之抗壓試驗來求得，標準圓柱試體抗壓試驗雖已廣泛應用超過 70 年，然而標準圓柱試體抗壓試驗結果，僅能代表預拌混凝土被送到工地時所能達到的強度，其中並未考慮澆置過程、振動狀況或是養護程度所造成的強度折減，因此標準抗壓試驗結果不足以代表結構物混凝土的現場強度。故有些工程除了進行標準圓柱試體之抗壓試驗外，亦常常要求現場鑽心取樣[1]進行抗壓試驗，以確認工程之施工品質。但由於現場鑽心取樣費時費力，且取樣數量受到很大之限制，有可能遇到一些工程本身並不適合鑽心，例如鋼筋配置較密集或有防水功能之結構物，因此混凝土強度之現場試驗(in-place tests)便因應而生。

混凝土強度現場試驗方法之發展應以簡易方便為原則，通常亦要求須無損受測混凝土之結構體外觀，其可應用來瞭解混凝土結構體之重要構件（例如：柱、樑、預力構件）或是混凝土澆置作業施作較困難區域的真實混凝土強度。另外，混凝土強度現場試驗對加快施工進度之工程，有相當積極正面之貢獻，因為這些工程之模板拆除、預力施加與臨時支撐架移除作業，在安全無虞的前提下是越早施作越好，但是如何確保各項作業施作時的安全性，則有賴於可靠的混凝土強度現場試驗。在 1983 年之前，美國 ACI 318 規範要求在拆除模板或是臨時支撐之前，需要施作現場養護的圓柱試體抗壓試驗，1983 年之後的 ACI 318 規範則允許其它替代試驗方法，亦即表示可選擇混凝土強度之現場試驗結果，作為決定模板或是臨時支撐之拆除時間的參考依據。

混凝土強度現地試驗可在結構物興建時施作，也可以應用在已完

工多時的結構物混凝土上。目前歐美國家對於評估現場混凝土強度已將之納入標準的試驗方法有：反彈鎚法(Rebound hammer method)[2]、探頭貫入法(Probe penetration method)[3]、彎裂法(Break-off method)[4]、拉拔法(Pullout method)[5]、直接拔出法(Pull-off method)[6]、波速量測法(Pulse velocity method)[7]、成熟度法(Maturity method)[8]及場製圓柱試體法(Cast-in-place cylinder method)[9]。從所列舉的試驗方法種類眾多，正顯示出一個很重要的訊息，那就是混凝土的現場強度非破壞試驗方法，仍然是在不斷的研究發展中，在 ACI Committee 228 的報告[10] "In-Place Methods to Estimate Concrete Strength"中，亦針對各個方法之優缺點及個別試驗之變異性進行整理分析。

前述之混凝土強度現場試驗法通常所量測之物理量並非混凝土之真正抗壓強度，而是混凝土之其他力學性質。因此，需先建立各方法所量測到之物理量與混凝土強度間之關係性，並決定其率定曲線，如圖 1-1 所示，方能使該試驗方法可以在現場試驗時快速求得其對應之混凝土抗壓強度關係值。

圖 1-1 中橫座標為該方法所量測之物理量(例如波速量測法為波速、彎裂法則為彎矩強度)，縱座標則為該方法量測試體所對應之圓柱試體抗壓強度，此一關係曲線之可靠性與準確性，取決於試驗法所量測之物理量與抗壓強度間之相關性來決定。以反彈鎚試驗法為例，試驗者對反彈鎚施壓，內部彈簧會受拉且帶動撞鎚，直到內部撞鎚抵到裝設在內部的卡榫後，將撞鎚釋放且撞擊衝撞頭，反彈鎚主要是利用刻度表紀錄該撞鎚在撞擊衝撞頭後的反彈值(rebound number)，因此反彈鎚法量取到之物理量為反彈值，反彈鎚本身是一個動態衝擊以

及應力波傳播綜合複雜的問題。反彈鎚法所得到的反彈高度僅能代表接近衝撞頭附近混凝土性質，比如衝撞頭所在位置下方剛好是質地較為堅硬的粒料，所得到的反彈值勢必較高，反之，如果衝撞頭下方恰好具有較大的孔隙或是質地較軟的粒料，就會導致所量測的試驗值較低，反彈鎚試驗結果主要受到混凝土表層的狀況影響，因此混凝土表面碳化情形、乾濕程度、使用的模板種類、試驗區鏟平後的粗糙程度都會影響反彈鎚的反彈值。其他試驗方法例如拉拔法量測拔出一個埋在混凝土內部具有擴大頭部鐵件所需之力量、彎裂試驗法為量測彎裂一個如懸臂之混凝土試體所需之力量、波速量測法則為量測應力波在混凝土內部傳動之波速。

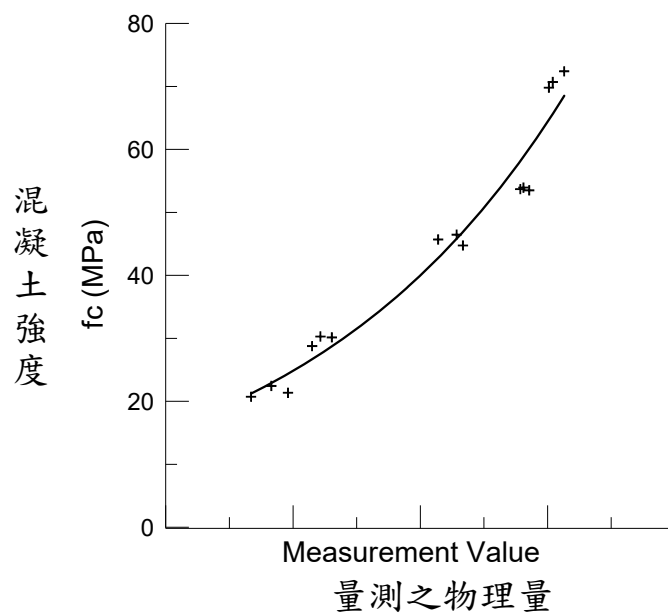


圖 1-1 非破壞現場強度試驗法與混凝土強度間之關係曲線圖

近年來，日本在開發非破壞檢測技術上，也有相當不錯的研究成果。在寺田謙一等學者提出的報告[11]中，鑑於大型鑽心試驗，試體擷取過程太過麻煩，一般希望在主要結構上擷取，例如結構物的樑、

柱等構件上，鑽心時有可能會切斷樑或柱內的箍筋，造成結構物損壞而有安全上的疑慮。所以寺田謙一等學者考慮使用小型圓柱鑽心試體（ $2.5 \sim 3.2 \text{ cm}$ ）來代替大型鑽心試體（直徑 10 cm ）進行抗壓實驗。其研究規劃的混凝土的強度是利用水灰比（ w/c ）來區分共計有 10 種。除強度變化外，小試體的直徑也分為 2.5 cm 、 2.9 cm 和 3.2 cm 三種，小試體的高寬比（ h/d ）分 1.5 和 2.0 兩種。此外，對於粒料使用的種類亦加以規定，以縮小研究範圍及符合當地之需要。

由於小試體受到粗粒料的影響不小，所以本文獻中將小試體抗壓破壞的形狀分為四種，如圖 1-2 所示。第一種是和直徑 10 cm 之鑽心試體相同呈錐狀的破壞；第二種是試體在斜斷面一分為二的剪力破壞；第三種試體的破壞面大多發生於粒料介面；第四種試體呈斜斷面破壞，破壞面亦大多發生於粒料面。實驗中發現第三種破壞行為下的抗壓強度有較小的傾向，而第四種的破壞行為下的抗壓強度則有較大的傾向，第三與第四種破壞行為大多發生在小試體內含有較大粒徑粒料。實驗中如有第三與第四種破壞行為發生則捨棄不用。

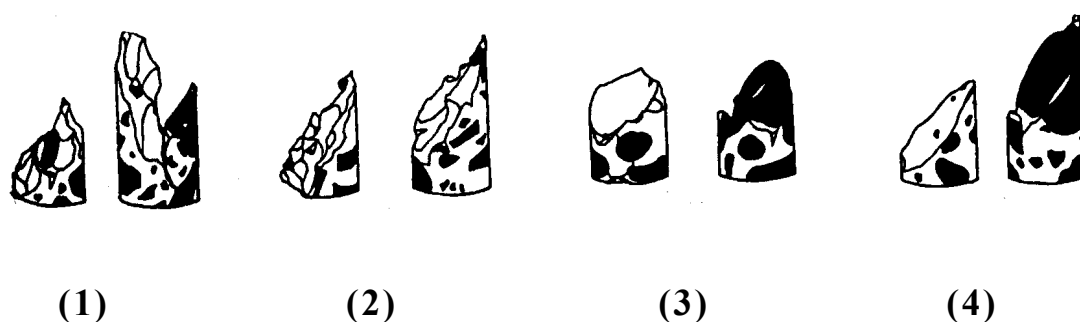


圖 1-2 小型圓柱試體抗壓試驗之破壞型態[11]

經由其研究推導出之強度預測公式，用來預測結構物的混凝土之 10 cm 鑽心試體強度時，當小試體直徑為 22.5 mm 且 $h/d = 2.0$ 時，其

標準偏差皆小於 2 N/mm^2 (20.4 kgf/cm^2)，且當混凝土強度愈高時其預測誤差愈小，可見其實務應用價值相當高。

綜觀前述之各種試驗方法，以反彈鎚法最為簡易且對混凝土不會造成任何損壞，因此廣為工程界所採用，惟其試驗結果之變異性偏高，因此大都僅供參考用。拉拔法、拔出法、貫入法與彎裂法皆會在混凝土試驗區附近產生小局部之破壞，其中拉拔法試驗過程中讓拉拔區之混凝土產生拉力與剪力破壞，與混凝土抗壓試驗之破壞模式有點相似，因此拉拔法在評估現場混凝土早期與 28 天強度上為歐美所樂於採用，但其缺點為需預先插入或事後鑽孔埋入擴大頭部鐵件於混凝土中，以便進行拉拔試驗。成熟度法與場製圓柱試體法僅適用於新建工程，且須事先規劃與準備才能施作，對於已完工之工程則不適用。超音波速量測法對混凝土不會造成任何損壞，而且操作簡易，試驗不需任何事先準備，亦為工程界樂於採用之方法，所量測之波速與混凝土之緻密性有相當程度之關係，同樣的與混凝土強度亦存在著良好相關性，但因混凝土配比變化無窮，影響波速與強度之主控因素並非一致，因此目前波速量測法在現場混凝土強度非破壞檢測評估上之應用仍須再進一步研究。

第二節 計畫預計成果

前述所及皆是以傳統砂石製作之混凝土所發展出來的非破壞檢測技術，但這些利用淤積土製作之混凝土不僅工作性質不同於傳統之混凝土，完工後之強度品質控制也有異於傳統混凝土。因此如何有效地檢測這些混凝土之強度，實是值得加以深入探討之議題。本計畫預計擬探討現有非破壞檢測技術中，較具應用價值的反彈鎚法、應力波

速量測法與微鑽孔試驗法等三種檢測試驗，分別加以建立評估淤積土製作之混凝土強度的試驗流程，而預計完成之成果為：

- (1). 評估國內外現有關於混凝土強度之非破壞檢測技術，探討各種試驗方法之優缺點及適用性。
- (2). 比較分析傳統砂石與野溪淤積土所製作之混凝土強度的差異性，並提出野溪淤積土應用於工程上之建議。
- (3). 建立評估野溪淤積土製作之混凝土強度的非破壞檢測試驗流程。

本計畫之執行對日後以野溪淤積土製作之混凝土的檢測評估，具有重要之意義，無論新建工程或既有存在之結構物，均可藉助本計畫之研究成果，進行現場混凝土強度非破壞檢測評估，而不再只是依賴標準圓柱試體抗壓試驗或少量之鑽心取樣抗壓試驗，進行品管與驗收，對工程品質之管制將有相當大之實務價值。

第二章 工作執行方法與步驟

本研究將以文獻整理及試驗之方式來執行此計畫。首先探討各種非破壞檢測技術在評估現地混凝土強度的適用程度，接著比較分析傳統砂石與野溪淤積土所製作之混凝土強度的差異性。最終再結合統計分析方法，找出會影響檢測成果的關鍵因子，訂出非破壞檢測技術的最佳試驗流程。各分項之執行重點與步驟如下：

第一節 探討非破壞檢測技術評估強度之適用性

一、反彈鎚法

反彈鎚法係由瑞士工程師 Schmidt 於 1948 年所研發出來的，其設備構造如圖 2-1 與圖 2-2 所示，其主要構件有四部份：(1)外殼；(2)衝擊桿；(3)鎚塊；及(4)彈簧。實際檢測強度時，將突出儀器外面的衝擊桿與混凝土表面接觸，當衝擊桿還是突出儀器外面時，其內部的鎚塊將會被卡損固定在桿頂端，此時把儀器外殼推向混凝土表面，使連接儀器外殼與鎚塊的彈簧伸長，當外殼推到與桿頂接觸時，卡損將放開鎚塊，使其衝向混凝土，而撞擊到衝擊桿上的突肩部分，並反彈回去。反彈鎚塊將會帶動指針，以顯示反彈的距離。反彈距離的刻度數字由 10 到 100 之間，稱為反彈值(rebound number)。

在反彈鎚法的檢測中，只有與衝擊桿接觸的混凝土部分影響反彈值，例如若接觸到硬石塊，會產生較高的反彈值；相反地，若接觸到空洞或較軟石塊將會產生較低的反彈值。所以同一塊混凝土會因取樣點的不同而有不同的數據。依 ASTM C 805 的規定，每次檢測時取 10 個值來平均之，假如其中有一個值超過平均值達 7 個單位以上時，

此數值必須捨棄，然後再將剩餘的數值平均之；假若有二個值以上都是大於平均值 7 個單位時，則此 10 個值必須全部捨棄。

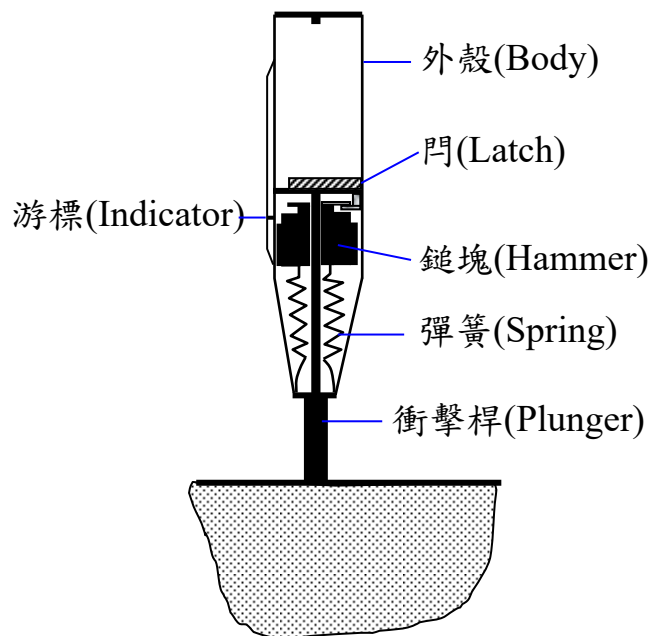


圖 2-1 反彈鎚的構造示意圖



圖 2-2 義大利 CONTROLS 58-C0181/G 反彈鎚

進行試驗前應以類似材料及不同強度之混凝土試體先進行試驗校正，建立反彈值與強度之關係作為參考依據。此外亦需考慮齡期效應，將反彈鎚試驗之結果乘以齡期係數，才能反應混凝土於 28 天之強度。

因為反彈鎚法只檢測到混凝土表面層附近的硬度，所以並不能代表就是混凝土內部的強度。而反彈鎚法亦會常受下列因素影響而影響其準確度：

1. 試體表面的光滑及平整程度，會對試驗結果的正確性有很大的影響。當在粗糙的表面進行試驗時，衝擊桿會對混凝土表面產生較大的擊碎作用，導致反彈值變小，故在測試粗糙表面情況的混凝土，通常須先將表面磨平。如果表面有用墾刀處理過，其表面會較堅硬，而可以得到較高之反彈值。
2. 混凝土溼度對反彈鎚的測試結果有相當大的影響，表面乾燥時測得強度會比內部潮溼的混凝土強度高。一個 3 年乾燥混凝土之反彈值可以比一個潮濕混凝土之反彈值高出 10~12 個單位。
3. 澆置混凝土時所用之模板亦會影響反彈值。用鋼模澆置出之混凝土的表面因較為光滑，其反彈值可能會比使用木模澆置之混凝土的反彈值高；但若因木模吸收或滲漏混凝土表面之水份，進而使表層混凝土之水灰比明顯降低時，木模澆置之混凝土的反彈值，亦有可能高於鋼模混凝土的反彈值。
4. 老舊結構物由於受週遭環境之影響，其表面常有碳化(中性化)的情況發生，由於反彈鎚法為表面測試方法，自然會受到影響，一般受碳化之混凝土會有較高之反彈值，因而會導致測得的表面強度大於內部的強度。

5. 水泥之種類會影響測試之結果，如果以普通卜特蘭水泥之反彈值為基準，相同反彈值的高鋁水泥混凝土可能會有兩倍的實際強度。同樣的反彈值，含硫量高水泥之混凝土卻會有低 50%左右的實際強度。
6. 反彈鎚與試體表面間之夾角，會導致估算混凝土強度時的誤差，一般儀器廠商會提供『反彈鎚反彈數與混凝土強度之關係曲線』，如圖 2-3 所示，除了用以概估混凝土強度外，亦可對不同的施測角度進行修正。

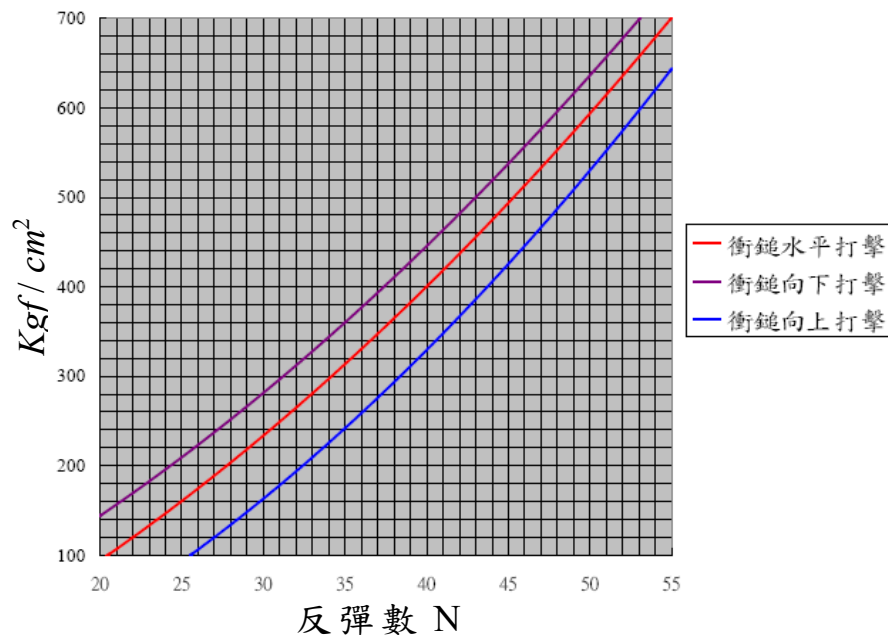


圖 2-3 反彈鎚的反彈數與混凝土強度之關係曲線

綜合以上所言，反彈鎚法是一種非常簡單的檢測方法，但是影響混凝土表面強度的因素很多種，所得結果只能當作參考用，雖然儀器製造商提供了反彈值和抗壓強度間的關係圖(圖 2-3)，但是由於混凝土本身有太多的變異及因數影響，所以使用者仍應自行建立適用材料

的關係表，以提高預估強度的準確度及可信度，這是檢測人員必須事先認知的。所以美國 ASTM 標準建議此法僅可用於判斷現場結構混凝土的一致程度，描繪出結構的品質低劣區域，指出混凝土特性因時間產生的變異。若要取得較好之結果，試驗人員應先從受測結構物取得鑽心試體，再來建立受測混凝土的抗壓強度與反彈鎚反彈值間之關係，然後再利用此關係，來估算結構物之混凝土強度。檢測結果僅可作為相對強度的均勻性參考，是大面積混凝土結構物快速初步判斷其品質的方法。

二、應力波波速量測法

應力波波速之量測，依其應力波波源產生方式之不同，目前可分為超音波法與敲擊回音法兩種，但均是以量測到之波速來推估混凝土之強度，所以下列僅以超音波法做代表來描述其檢測原理。



圖 2-4 超音波量測表面波速之試驗配置

超音波儀器首先由脈波器（pulser）送出一個短週期高電壓的訊號給，使發射器以其本身共振頻率振動，當脈衝電波開始時，則電子計時器啟動，發射器的振動脈波經由耦合液（Viscous coupling fluid）傳送至混凝土，再由配置於混凝土另一端的接收器所接收，當接收器接收到脈波時，計時被切斷並顯示出所歷經之時間，則將發射器到接收器的直線路徑，除以所歷經時間可得混凝土中的脈波速度，量測試驗之儀器配置如圖 2-4 所示。

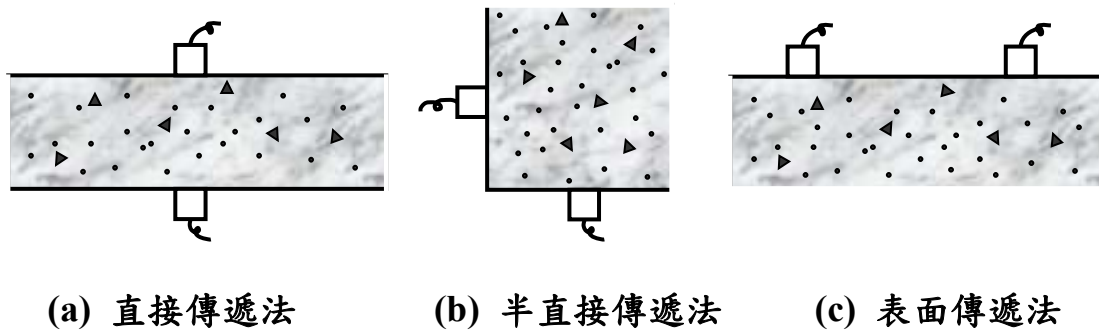


圖 2-5 超音波量測混凝土波速之方法

使用超音波量測混凝土波速之方法，依構件狀況及探頭位置的不同，可分為下列三種方式：

(1). 直接傳遞法（direct transmission）：

此法探頭配置如圖 2-5(a)所示，在情況允許下，以直接傳遞法量得之波速最為準確，因為超音波在波源正下方有最大之振幅。

(2). 半直接傳遞法（semidirect transmission）：

此法探頭配置如圖 2-5(b)所示，若探頭相距不遠，尚可測得滿意之波速。

(3). 間接（或表面）傳遞法（indirect or surface transmission）：

此法探頭配置如圖 2-5(c)所示，表面量測所得之超音波振幅很小，通常僅為直接傳遞法之振幅的 3%以下，且訊號常受到隨後振幅較大的表面波所干擾，故諸多超音波儀使用此法時，常無法量測出正確之波速。

脈波速度和混凝土的彈性模數開平方成正比，和混凝土密度開平方成反比，若根據 ACI 318 建議，混凝土彈性模數和抗壓強度的開平方成正比，則脈波速度和抗壓強度的四次方根成正比，這表示當混凝土抗壓強度隨材齡增加而增加，則脈波速度亦會相對地有微幅的增加，但在較後期材齡時，混凝土中的脈波速度並不會隨強度有敏感的改变。

混凝土強度外的一些因數亦會影響脈波速度，並且由這些因數而造成波速的改变，可能較由強度所造成者更重要，水分含量是其中最重要者，當混凝土含水量由氣乾增加至飽和狀態，脈波速度可以增加至 5%，所以，若未考慮含水量的影響，則會對現地強度作出錯誤的結論，尤其是已成熟的混凝土。所以計測抗壓強度和脈波速度間的試驗關係時，須和預期的現地混凝土有類似的含水量。

另一個影響的因數即是鋼筋的存在，由於脈波速度在鋼筋中較在混凝土中快了約 40%，所以脈波經過鋼筋密集的混凝土會較經過鋼筋量少的混凝土有較快波速，尤其是當鋼筋方向和脈波波傳方向平行時更令人困擾，脈波可能折射進入鋼筋而以在鋼筋中的波速傳至接收器，則所得的波速將會大於實際在混凝土中的波速，故若不確知鋼筋的所在位置和方向將導致對混凝土強度的錯誤判斷。

對一已知配比之混凝土而言，利用波速來評估其強度之可行性

高；但對未知配比之混凝土而言，其變異性則相當大，尤其是普通強度之混凝土，對於高性能或高強度混凝土，則波速與強度間之關係較為穩定，顯示其應用性較高。

三、微鑽孔試驗法

微鑽孔試驗法是一種侵入性低且能夠深入混凝土內部進行強度評估之檢測方法，這種獨特的檢測對於現地應用是有利的，因為其他現地方法，如脈衝波速法或反彈鎚法，僅僅用於評估表面層。此方法也是實驗室檢測的重要方法，因為它造成材料的破壞相對傳統的抗壓測試較少，就能得到有意義的數據。

依據美國混凝土協會之非破壞檢測委員會(ACI Committee 228)所出版之 ACI 228.1R-03 內文第 1.1 節之說明：一些早期的測試並沒有損壞混凝土，然而，多年以來，很多研發的新方法會導致表面的局部損害。因此，規範已修正定義，只要不改變混凝土原有之性質，但導致輕微表面損傷的試驗，仍可屬於本委員會研究之範疇。所以微鑽孔試驗法符合非破壞檢測之精神，可由此規範佐證。

微鑽孔試驗之原理可由公式(2-1)及(2-2)來加以說明，首先定義每單位旋轉的切割深度 d (mm) 由為：

$$d = 2\pi \times (V/X) \quad (2-1)$$

其中， V (mm/min) 為鑽桿的穿透速度； X (RPM) 為電鑽之轉速。

檢測從鑽桿進入材料的壓痕過程產生的切割深度。根據穿透規律，通過鑽孔力在每個切割面積上建立鑽孔強度 J (N/mm²)：

$$J = (F_d / a \times d) \quad (2-2)$$

其中， F_d (N) 為鑽桿的垂直推力； a 為鑽桿的鑽桿半徑。

鑽孔能量 J 取決於測試材料以及鑽頭的類型和幾何形狀。由於 J 是 d 的函數，因此可以比較透過不同鑽孔參數來獲得的鑽孔強度值 (V/X)。然而，對於非均質材料其破壞機制更加複雜如砂漿或混凝土，這種假設尚未得到驗證，最終導致 F_d 和 d 之間的線性關係受干擾。

在延性材料中，於鑽孔過程中發生的破壞機制是塑性破壞，這是由相當大的剪切應變產生的，沒有裂紋擴展（連續碎裂）。相反，在脆性材料的情況下，是由在鑽桿前端產生的明顯得壓應力造成之破壞。該切割過程被描述為分為兩個階段如下：

1. 在增長階段情況下，在鑽頭前方狹窄的地帶（塑性破壞）中發生細碎裂，並且在基材中出現拉伸裂紋。
2. 減小階段的特點是不連續的分散和去除大碎片。這種逐步切屑形成對應於所謂的脆性切屑破壞機制。

當物體脆性材料時，會發生兩種主要的破壞機制：塑性破壞和脆性碎屑，它們的相互發生取決於材料的強度，剛度和異質性。由於裂紋擴展限制在鑽桿周圍的有限區域，因此塑性破壞以剛性和均勻的材料為主。

在非均質脆性材料中，碎片與碎片之間的內部摩擦變得非常重要，微結構之複雜起了重要作用，因為損傷擴展到主裂縫周圍的擴散區域較寬，這提供了一定程度的“延性”。因此，在非均勻的脆性微結構的情況下，維持驅動鑽頭所需的 F_d 較低，大量的能量於延性的

破壞區域周圍消耗掉了。於耐磨，剛性和均勻的材料的情況下，碎片積聚被限制在窄的損壞區域，導致 F_d 隨著鑽頭變得更加困難而增加，保持鑽孔參數的恆定。由於上述之原因，鑽掘阻力方法提供的結果受到現行破壞機制的強烈影響。

當塑性破碎是主要的破壞機理時， F_d 由於碎片積聚在受限制的受損區域而上升，增加內部摩擦，因此，當分析由鑽孔阻力法提供的結果時，必須考慮其強度，剛度和異質性的方面，作為破壞機理最有影響的特性。

在低強度的砂漿中，脆性破壞機制是隨著裂縫傾向於沿著聚集體之間的空間而擴展，在較粗的砂漿中較大的孔隙和一些可能存在的裂縫與更細微的粒徑砂漿的情況相比，延伸的損傷區域更大。在前者情況下，碎片大小也較高。

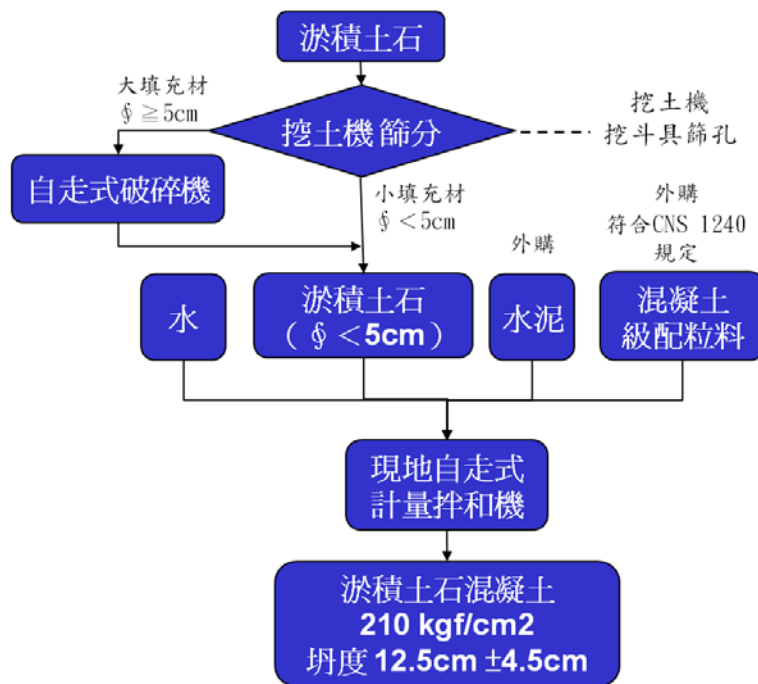
在較高強度的砂漿中，隨著基體強度的增加，損傷區域受到更多的限制，碎片之間的內部摩擦力增加了 F_d 值，由於這種影響是內部摩擦的結果，當測試時更容易發生塑性破碎優於脆性碎屑。

第二節 以野溪淤積土產製混凝土之方法

一、野溪淤積土產製混凝土之特性

傳統砂石與野溪淤積土產製混凝土之差異，主要在以野溪淤積土來取代較具強度之粗細粒料。依據台大陳振川教授(2008)之研究，以具篩孔料斗之怪手將淤積土石篩分出大於 5 cm 之淤積石料（稱為大填充材，再藉由自走式破碎機破碎為小於 5 cm 之石材）；將小於 5 cm 以下之小填充材，添加水泥、符合 CNS 規定之混凝土級配粒料（目的為調整淤積土石不良之級配），搭配自走式計量拌和機等機具，拌

合產製之混凝土，其施作流程如圖 2-6 所示。



(資料來源：水土保持局，2008，淤積土石現地利用之研究及輔導試驗工程)

圖 2-6 淤積土石混凝土施作流程

但由於野溪河道通常位處偏僻之深山，施工腹地有限，機具之進駐不易等因素，所以要如上述產製符合 CNS 規定之混凝土級配粒料來拌合混凝土，有相當高之困難度。因此，水土保持局復於民國 102 年 12 月制定「現地土石拌合工法施工規範及標準作業操作手冊」[12]，希望在預算有限、工期緊迫下，以最少的錢，於最短的時間內，先開築深槽、疏通水路。將清疏挖出之土石，視為土石資源，依現地修復與保護的需求，搭配施作「現地土石拌合地盤改良工法」進行地盤改良，能達節能減碳、經濟有效之目標。

現地土石拌合地盤改良工法是在野外現地上直接將淤積土石、水泥混合，再採類似「水泥混凝土預拌廠」以「盤」為單位概念，邊加

水邊以挖土機挖斗直接攪拌，拌合至像水泥混凝土般完全均勻，以水泥漿體膠結土石顆粒，最後淤積土石如同一般土壤經添加水泥予以固化後，轉變為類似水泥混凝土般、體積穩定之脆性材料，具有強度增加、變形量減少、滲透性降低等改良特性。它可以回填溝槽，使之類似「地盤改良灌漿工法」，成為一道「地盤改良體」增加現地淤積抵抗沖刷能力，提供較疏鬆土石略高之強度及抗沖刷能力，以達到保護河道二側保全對象之目的。

「現地土石拌合地盤改良工法」非屬於一般之水泥混凝土，是為了配合河道淤積土石清疏工作，有效利用河道淤積土石，以淤積土石、水泥與水經現地簡易拌合成為回填敷設材料，以即挖、即拌、即用方式快速改良河岸地盤，減緩河岸沖刷侵蝕，延長工程構造物等相關河道保護工之使用壽命，達到資源再利用及節能減碳之目的。其應用可用於崩塌地、土石回填區、河道攻擊岸、農地道路等下方坡趾防沖刷侵蝕等，提供抗沖蝕之地盤改良。

現地土石拌合工法為了讓現地淤積土石能即採、即拌、即用，對於淤積土石規格、品質幾乎不予以限制，可使用土石塊石之最大粒徑是以挖土機挖斗可以攪拌均勻為原則外，如此方能將原無用之河道淤積障礙物轉換為現地有益之保護改良體，淤積土石盡量消化使用，減少外運或堆置數量；加上為了能精準掌控發包預算，現地不浪費時間做任何篩選區分，如現地淤積土石之骨材堅硬程度、土石種類、組成比例、含泥量多寡等這些影響強度因子，所有土石材料皆現地開挖直接使用。

二、現地土石拌合工法之施工流程

依據「現地土石拌合工法施工規範及標準作業操作手冊」之說明，現地土石拌合工法施工流程如圖 2-7 所示，其施工程序可說明如下：

1. 設計單位應於設計階段，先行至擬施工區域，隨機抽樣三區試坑並於取樣後，量取平均單位土重，交由監造單位據以管控廠商現地拌合施工之水泥用量。

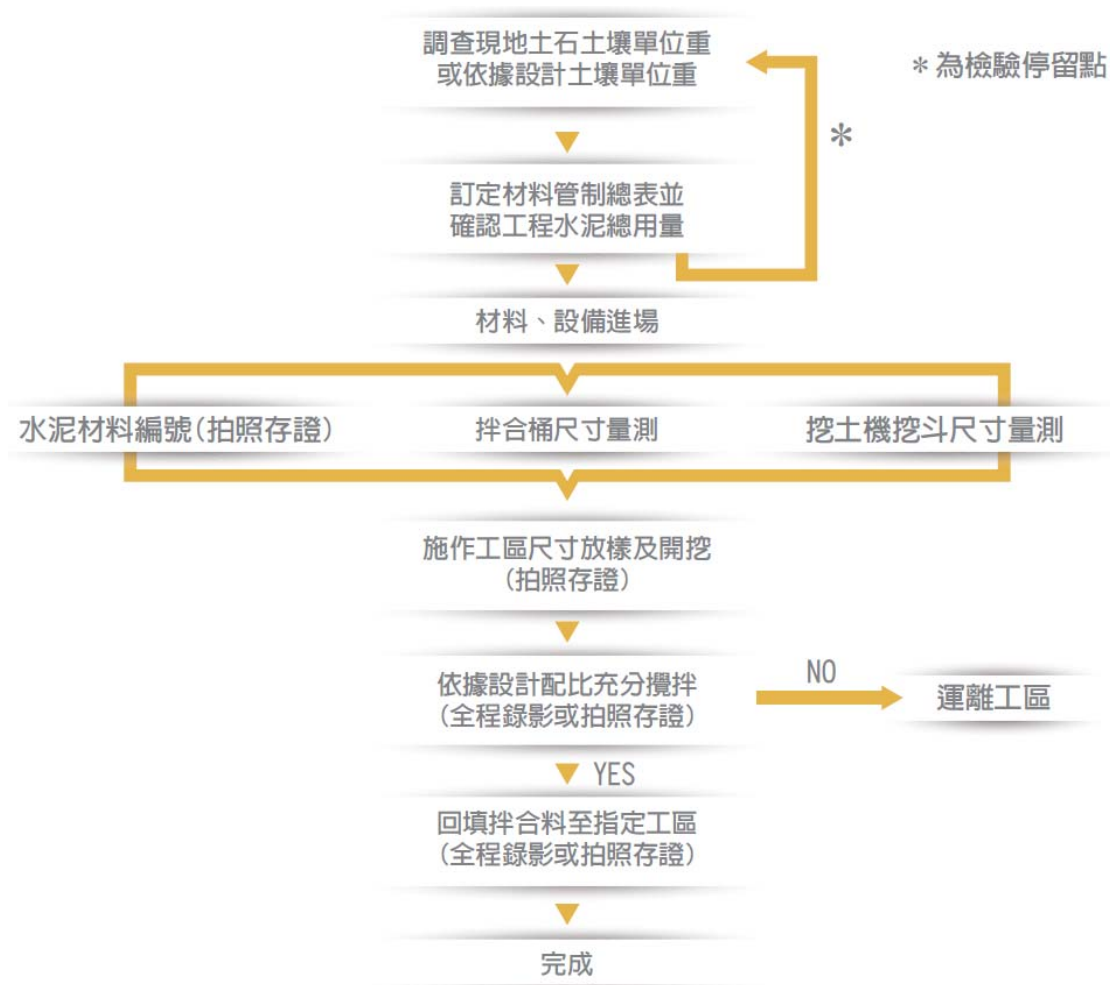


圖 2-7 現地土石拌合工法施工流程圖 [12]

2. 監造單位應依設計單位提供之現地淤積土石土壤單位重，換算工區所需水泥用量，並製作材料管制總表，以利全程管控廠商水泥用料，確保施工品質。

3. 現地土石拌合工法施工前，應有工程施工流程告示牌以召示民眾，並依需求召開工程施工說明會，公開說明設計原則；本工程屬地盤改良之一種，非屬混凝土工程，無需以混凝土規範管制。
4. 廠商應依據監造單位指示備料，水泥材料應編號並拍照存証，施工期間，應製作材料管制總表，並詳實紀錄每日使用水泥數量，確實管控水泥，完工後應繳送水泥空袋，提供監造單位核對數量以作為驗收依據。
5. 現地土石拌合工法施工應依設計圖說尺寸，確實放樣開挖，並應經監造工程師丈量尺寸符合後，才可進行後續拌合作業。
6. 現地土石拌合工法施作型式可採用 I 型式或倒 L 型式，主要作為構造物基礎保護及承載用途。
7. 現地土石拌合工法施作時，應全程錄影或每階段施工之前中後定點定向照片佐証，以為驗收依據
8. 現地土石拌合工法為地盤改良之一種，不適用混凝土相關規範驗收，相關抗壓強度及坍度試驗，僅供水泥用量檢核之參考。

現地土石拌合工法為簡化施工程序，首先以挖土機挖掘河道上淤積土石，土石現場施工不須做篩分析，也不需進行粗、細骨材分類，只需將粒徑大於挖土機可以攪拌拌合之卵石或塊石挑出，剩餘淤積土石則依上述配比數量投入已抽乾積水之拌合桶或拌合坑。

將符合配比數量之水泥投入拌合桶或拌合坑，以挖土機挖斗將水泥與淤積土石進行初步攪拌，逐步添加適量水，至所有材料達到攪拌均勻程度。1 次拌和量以能於 60 分鐘內用完為原則。現地拌合料經拌合完成至現場回填過程中不得另外添加水量或任何淤積土石材

料，以保持現地拌合料的品質。現地土石拌合工法並不是水泥混凝土，為一種地盤改良，所以施工過程不會進行秤重或過篩，只需將拌合完成之現地拌合料，投入回填已事先挖掘、尺寸經檢驗合格之溝槽，現場施作流程如圖 2-8 所示。



圖 2-8 「現地土石拌合地盤改良工法」現場施作流程 [12]

三、現地土石拌合工法之配比設計

現地土石拌合工法性質屬於地盤改良，「現地土石拌合地盤改良工法」採取將水泥與土壤顆粒包裹攪拌混合，故採取固定配比，只要

現地淤積土石混雜大量卵塊石，屬於 USCS 分類之「G」類，水泥含量可採用 7%~8%。為了簡化施工程序建議水泥與淤積土石之重量比例至少為 1:12，如現地材料較為破碎、軟弱，含泥量較高，則可提高至 1:9 或 1:6，讓現地有一淤積土石體積與重量之簡易換算方式，便於現場工班計量，只需知道幾挖斗鬆方土石搭配幾包水泥，而不用於現地準備大型磅秤、耗費時間進行每斗每盤秤重，讓工地施作迅速、施工進度能順利推展。原則上可以使用拌合桶或拌合坑進行淤積土石、水泥、水等材料拌合。不論使用拌合桶或拌合坑，其容積需足以使所有材料皆能以挖土機挖斗攪拌混合均勻。

拌合用水可以現場坍度試驗控制，因淤積土石屬泥、土、砂、石之複合材料，各種材料吸水率差異極大，且現地土石含水量因開挖取料位置深淺、距河道遠近而不同，須於每次拌合時，現場控制逐步添加適量水，至所有材料達到攪拌均勻程度，即為該次拌合之所需水量。

四、現地土石拌合工法之試驗過程

由於本計畫重點主要在探討應用非破壞檢測技術評估野溪淤積土混凝土強度之適用性，考量到計畫之執行期限與困難度，所以關於現地淤積土產製混凝土結構物之工程，採用前人研究[12]之成果，以既存之河道保護工做為日後現地非破壞檢測驗證之工址。該工程施做之試驗過程，依室內與室外試驗之流程不同，分別簡述如下：

2.2.4.1 現地土石拌合工法室內試驗

為了解各地野溪清疏土石拌合水泥之工程特性，選取 10 處野溪淤積土石清疏地點進行取樣，並模擬傳統營建工程常用之混凝土配合比例 1:2:4、1:3:6 及 1:4:8 方式，探討不同配比與不同工程地點之現

地土石拌合工法適用情形。依不同配比、不同取樣地點，製作直徑 15 cm × 高 30 cm 之圓柱試體，分別進行 7 天、14 天及 28 天之齡期抗壓試驗，試驗結果如表 2-1 所示。

表 2-1 取樣地點不同配合比例之抗壓強度(單位： kgf/cm^2) [12]

試驗採樣區	1:2:4	1:3:6	1:4:8
花蓮山里	176	133	111
台東大鳥	60	36	33
南投合望溪	109	71	53
嘉義社興橋	78	50	43
苗栗沙河溪	254	221	93
新竹尖石鄉	239	131	43
台中茄苳寮	175	136	117
嘉義達邦	96	57	38
台南後堀溪	92	65	57
台南亞美坑	93	59	45

對於各地區之 28 天抗壓強度，1:2:4 之配比強度，其中有 9 個試驗區，花蓮山里、南投合望溪、嘉義社興橋、苗栗沙河溪、新竹尖石、台中茄苳寮、嘉義達邦、台南後堀溪、台南亞美坑均有達到 70 kgf/cm^2 ，而台東大鳥之試驗結果亦頗接近；1:3:6 則有 5 個試驗區，花蓮山里、南投合望溪、苗栗沙河溪、新竹尖石、台中茄苳寮；1:4:8 則有 3 個試驗區，花蓮山里、苗栗沙溪、台中茄苳寮。考量施工最經濟成本，可採用最低水泥用量，以配比 1:4:8 之試驗結果，最低強度仍有至少 33 kgf/cm^2 。

由前半部清淤土石拌合試驗結果，配比 1:4:8（相當水泥用量為 7.7%）之試驗結果，最低強度仍有 33 kgf/cm^2 ，在不考慮粗細骨材篩分情形下，以水泥：淤積土石（粗、細骨材混合）=1:12 之配合比例

進行試驗探討。

於南投縣仁愛鄉合望溪進行取樣，以水泥：淤積土石=1：12 之配合比例進行室內室驗，用水量參酌一般混凝土澆置常見工作性，分別設定為坍度 15 cm 與 20 cm，相對之水灰比為 $W/C = 1.82$ 、 $W/C = 1.98$ ，拌合料比照 CNS 1174 移除 37.5 mm(含)以上之卵(塊)石，製作直徑 15 cm × 高 30 cm 圓柱試體，強度試驗結果如圖 2-9 所示，坍度 15 cm 與 20 cm 之 28 天齡期強度分別為 39 kgf/cm^2 、 36 kgf/cm^2 ，比前半部配比 1:4:8 之最低強度 53 kgf/cm^2 為低，應為試驗室模擬拌合試驗之水灰比 W/C 較高所致。

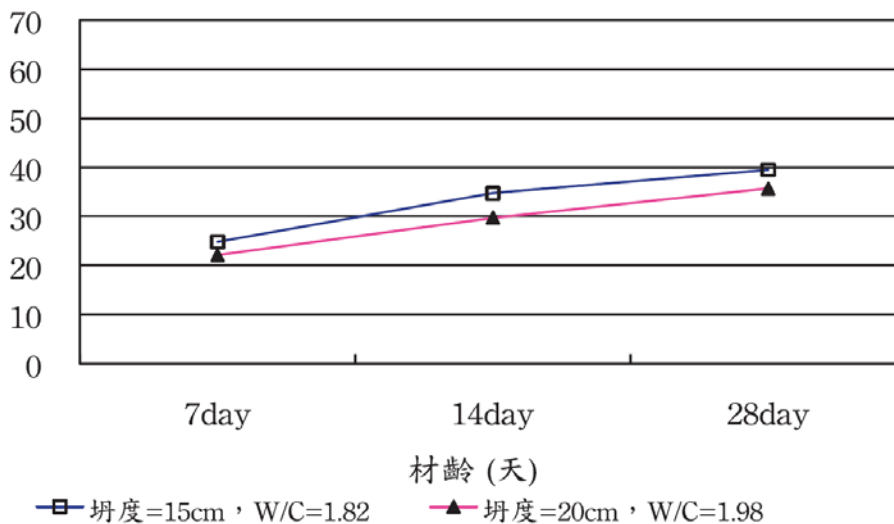


圖 2-9 合望溪室內強度試驗結果[12]

2.2.4.2 現地土石拌合工法室外試驗

為了簡化施工程序，只要現地淤積土石之 USCS 分類屬於「G」類，建議水泥與淤積土石之重量比例為 1:12，即相當於水泥用量為 7.7%。另因淤積土石屬泥、土、砂、石之複合材料，各種材料吸水率差異極大，加上現地土石含水量會因開挖取料位置深淺、距河道遠近

而不同，實務上用水量採現場控制、逐步添加直至所有材料達到攪拌均勻程度為止。以南投縣仁愛鄉合望溪與紅香部落為例，兩處實施清疏工程，考慮現地位置的特性及需保護的程度，依實際需施作「現地土石拌合地盤改良工法」，每立方公尺之現地拌合料使用水泥 165 kg，現地拌合料比照 CNS 1174 移除 37.5 mm(含)以上之卵(塊)石，製作直徑 15 cm × 高 30 cm 圓柱試體，合望溪與紅香部落兩處施作之圓柱試體抗壓強度結果如圖 2-10。

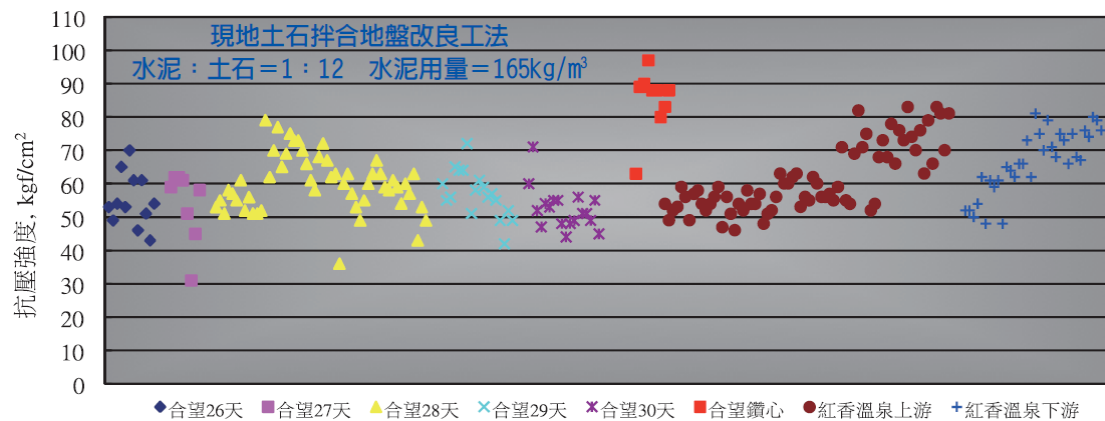


圖 2-10 合望溪、紅香部落現地拌合料抗壓強度 [12]

第三章 執行成果與工作進度

根據前述之文獻回顧，本研究計畫共採用反彈鎚法、超音波波速量測法與微鑽孔試驗法等三種檢非破壞檢測試驗，來加以建立評估野溪淤積土產製之混凝土強度的試驗流程。研究內容首先進行資料之蒐集與文獻整理、非破壞檢測試驗之設計與試驗流程，接著在實驗室進行混凝土之材料試驗與非破壞檢測試驗之初步成果分析，最後再到野外現地之混凝土構造物進行試驗成果之驗證。整體之執行成果與進度分述如下：

第一節 非破壞檢測試驗之設計與試驗流程

一、反彈鎚法

執行本計畫之檢測工作所使用之衝鎚，為義大利 CONTROLS 公司製造之 58-C0181/G 反彈鎚，如圖 2-2 所示。由於現地試驗時，缺乏原有配比之強度率定曲線，因此只能採用該公司所提供之“衝鎚反彈數與混凝土強度之關係曲線”，如圖 2-3 所示，來加以反推現地之混凝土強度。由前述第二章第一節之說明可以得知，此種評估方式可能產生極大之誤差，但在缺乏合理之試驗條件下，此種作法也符合產業界目前之檢測習慣。

本計畫關於反彈鎚之檢測試驗流程，係依照 ASTM C 805

"Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete" 之規定，每次檢測時取 10 個值來平均之，假如其中有一個值超過平均值達 7 個單位以上時，此數值必須捨棄，然後再將剩餘的數值平均之；假若有二個值以上都是大於平均值 7 個單位時，則此 10 個值必須全部捨棄，再重新施作 10 個值來計算；同時依據規範之規定，任何兩次撞擊點，均需相距 2.5 cm 以上，且所測試之表面積，其直徑至少為 15 cm 方為合格之試驗方法，因此，為配合反彈鎚之檢測試驗，預先規劃好一打擊位置配置圖，如圖 3-1 所示，於進行反彈鎚試驗時，貼於檢測試驗處，即能滿足上述之規定。

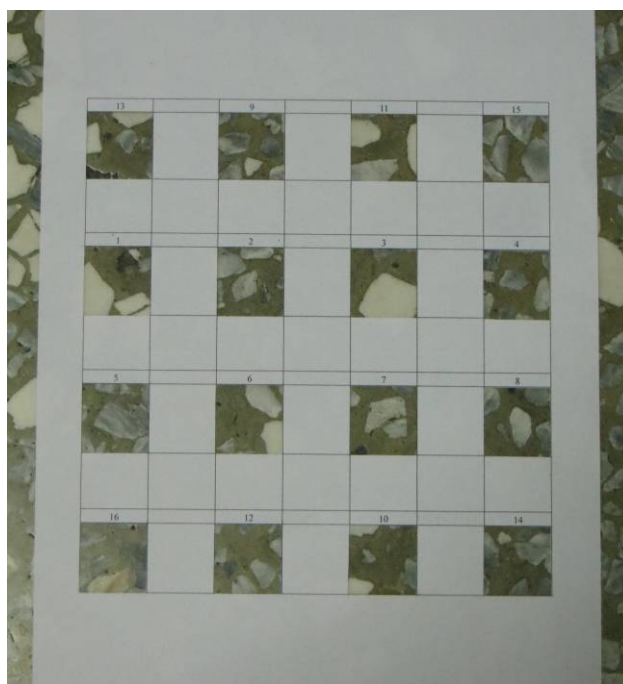


圖 3-1 反彈鎚之打擊位置配置圖

二、應力波速量測法

本計畫關於應力波速量測之部分，目前是採用超音波波速量測試驗來做為主要之檢測法。此試驗方法主要是依據 ASTM C 597 之說明，以測定振動能量脈波在混凝土構件中的波傳速度作為量測標的，其量測配置如圖 3-2 所示。

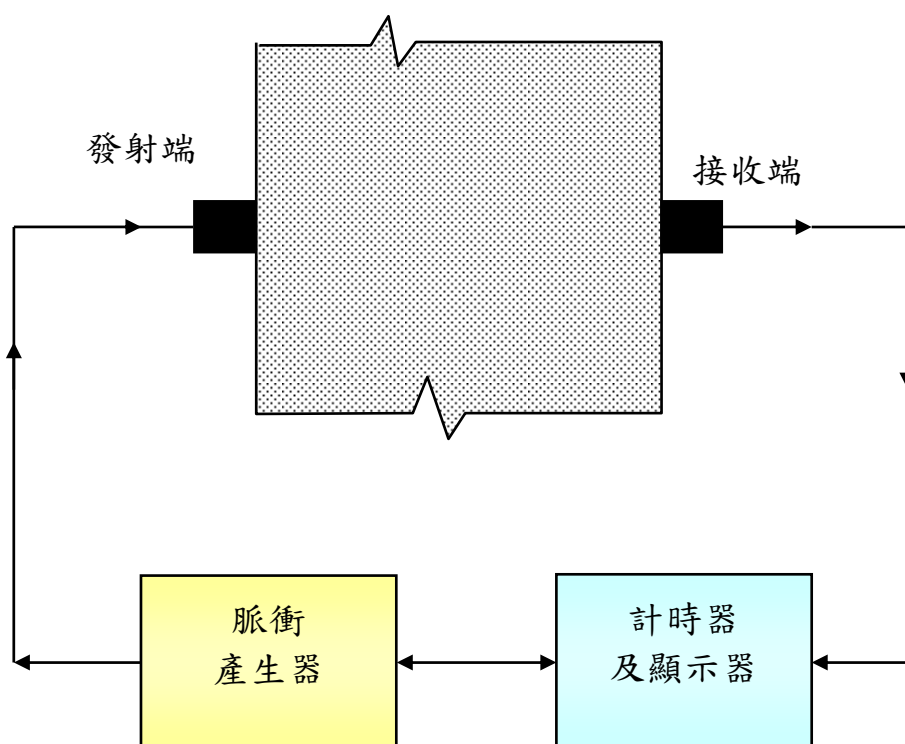


圖 3-2 超音波波速量測試驗原理示意圖

超音波經過空氣層僅可傳送非常少的能量，因此當超音波通過開裂面或是空隙時，透過空氣層所傳送的能量可忽略。當開裂面的投影面垂直於傳播路徑，而且大於傳送器的區域時，脈衝會在瑕疵的周圍產生繞射。如此一來，波的歷時將會比完整無瑕疵的混凝土來的大。

利用這種特性便可迅速的指出混凝土內的瑕疵，如孔隙或開裂等。

超音波之探頭在野外現地受限於形狀之限制，通常採用表面傳遞法，若表面有裂縫存在時，探頭在表面裂縫之一側發射應力波後，應力波便向物體內部傳動，入射波將在裂縫尖端處將產生繞射波，此繞射波如同在裂縫尖端處形成另一個波源，以球狀波形方式向四面八方傳動出去，當繞射波傳回至裂縫之另一側表面時將會產生擾動。

圖 3-3 為超音波之繞射波傳輸時間法試驗示意圖，發射端探頭及接收端探頭與裂縫之距離分別設定為 H_1 及 H_2 ，而超音波從發射端至接收端所花費之時間為 Δt 。則超音波所走的總路徑則等於超音波波速(V)乘於總時間。因此，表面開裂縫之深度(d)可利用畢氏定理推求而得如公式(3-1)所示。

$$d = \sqrt{\left[\frac{(V \times \Delta t)^2 + H_1^2 - H_2^2}{2 \times V \times \Delta t} \right]^2 - H_1^2} \quad (3-1)$$

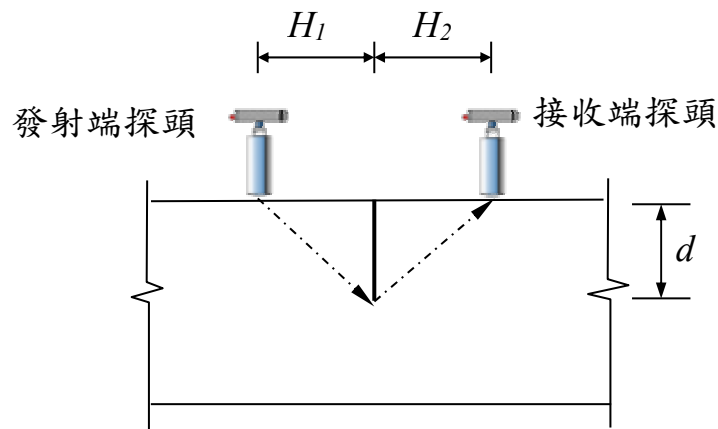


圖 3-3 超音波之繞射波傳輸時間法試驗示意圖

若混凝土表面無開裂時，超音波所走的路徑將為發射端探頭至接收端探頭之間的直線距離 L 。設超音波行經該 L 距離後之波傳總歷時為 Δt ，則超音波波速(V)將可依下式求得：

$$V = \frac{L}{\Delta t} \quad (3-2)$$

超音波波速之檢測應注意下列事項：

- (1). 如果混凝土表面開裂部份積滿了水或是碎屑，而非空氣時，波將會直接藉由水或是填充物通過，使得原預期的波速減低的現象不再有效。因此從訊號上無法判讀裂隙的存在。
- (2). 超音波波速檢測時，傳送器與試體表面應保持完全的接觸。因為空氣對於脈衝而言，並非一種良好的介質，而脈衝透過空氣層僅能傳遞極微量的值。因此，如果混凝土表面十分粗糙時，則須作磨平處理或是用石膏、速凝水泥、環氧樹脂砂漿(epoxy mortar)等，將表面進行蓋平的工作，再藉助於接合液之使用，才能將脈衝順利導入試體內。
- (3). 波傳遞的路徑長短將影響測出的波速；理論上，波速之大小應與路徑的長度無關，但是在實際的應用上卻發現，較短的行進路徑會造成較高的波速出現。歐洲規範 RILEM(1972)則建議以下最小的路徑長度：(a).最大骨材粒徑為 30 mm 時，最小路徑長度為 100 mm。(b).最大骨材粒徑為 45 mm 時，最小路徑長度為 150 mm。

- (4). 影響混凝土波速的最大因素是鋼筋的存在。波速在鋼筋中的傳播速度約是在混凝土內的 1.2~1.9 倍。因此，靠近鋼筋位置處所量測到的波速讀數通常高於在一般平面混凝土。試驗過程中，應儘量避開鋼筋，否則應選用適當的修正因數作折減。但是對於雙向或是更多方向的排列鋼筋時，即使利用修正因數亦很難得到準確值。
- (5). 在承受高應力的情況下，便會產生微小裂縫。所謂的高應力大約是 65% 的極限應力。而這些微小裂縫將降低波傳速度，進而影響估計值。
- (6). 其他混凝土的溫度、濕度條件、試體的尺寸或形狀，均會影響波速的測定。

本計畫採用之超音波量測儀，為瑞士 Procq 公司製造之 Pundit Lab 混凝土超音波探測儀，並搭配 2 個標準的 54 kHz 探頭(兼具發射器及接收器之功能)，儀器外觀如圖 3-4 所示。此超音波量測儀符合 EN 12504-4 (歐洲)、ASTM C597-02 (北美)、BS 1881 Part 203 (英國)、ISO 1920-7:2004 (國際)等規範之標準，具有量測傳導時間、脈衝速度、路徑長度和表面速度測量等功能。



圖 3-4 Pundit Lab 超音波波速量測儀

由前述之實驗原理可知，要以超音波量測混凝土之品質以直接傳遞法量得之結果為最佳，但在野外現地受限於形狀之限制，無法如同在實驗室般以直接傳遞法進行檢測，只能選擇以表面傳遞法進行施測。

因此本計畫關於超音波波速量測之檢測試驗流程，主要是依據 ASTM C 597 之規定實施，但改以表面傳遞法進行施測，同時參考歐洲規範 RILEM(1972)之建議，兩端之探頭距離間隔設計為 10~15 cm。

三、微鑽孔試驗法

本計畫關於微鑽孔試驗之部分，係依據主持人多年來之研究成

果，以自行開發之微鑽孔檢測裝置來進行檢測。此裝置之組成包含有電鑽、套筒、荷重桿，所組合而成如圖 3-5 所示，各單元之功能說明如下：



圖 3-5 微鑽孔檢測裝置

1. 電鑽：前端為可更換式之鑽桿，於前端標示兩處不同距離之位置以便量測其鑽孔時間。
2. 套筒：為一中空方型筒狀結構，該基座內含一扶持裝置，可以固定電鑽，基座內部有分布數道導軌使電鑽沿著導軌方向移動，底座之外側有數個開孔，可以固定器將基座固定於待測物上。

3. 荷重桿：為一實心鋼桿，下端頂住電鑽，上端穿過套筒頂蓋以連接外加荷重。

微鑽孔試驗法之試驗流程，先將規劃設計所需直徑之鑽桿裝入電鑽，再將設計所需之荷重鐵塊套入荷重桿之上方，於電源定時開關上設定鑽心試驗時間後，即可開始進行試驗，試驗過程中位移計及轉速計會自動將資料輸出至電腦加以記錄，試驗過程如圖 3-6 所示。



圖 3-6 微鑽孔檢測試驗

第二節 實驗室之試驗成果分析

根據第二章第二節關於「現地土石拌合工法之施工流程」之說明，本研究計畫首先在實驗室進行野溪淤積土之材料試驗與非破壞檢

測試驗之探討，配合現地原有之工程構造物，於南投之合望溪之下游處(眉溪)，與水流東溪分別採集淤積土(如圖 3-7~圖 3-8 所示)，之後再於實驗室進行基本之材料試驗。



圖 3-7 淤積土採集(眉溪)



圖 3-8 淤積土採集(水流東溪)

考量到實驗室試體模之尺寸大小，無法使用過大之粗粒料，因此有別於野外現地可不篩選，將全部之淤積土石直接拌合，在實驗室則是需先進行初步之篩選，先將大於 1.5" 以上之過大粒料篩除，再依據 CNS 486 規範之規定，進行粗細粒料之篩分析，以了解淤積土石之級配與傳統混凝土粒料級配之差異，兩處取樣點之篩分析結果如表 3-1~

表 3-4 所示。

表 3-1 眉溪淤積土粗粒料篩分析試驗

篩號	停留重量(g)	停留百分比	累積停留百分比	通過百分比
1.5"	0	0.00%	0.00%	100.00%
1"	340	4.29%	4.29%	95.71%
3/4"	795	10.03%	14.31%	85.69%
1/2"	1650	20.81%	35.12%	64.88%
3/8"	1435	18.10%	53.22%	46.78%
#4	3710	46.78%	100.00%	0.00%
總和	7930	F.M.	6.68	

表 3-2 眉溪淤積土細粒料篩分析試驗

篩號	停留重量(g)	停留百分比	累積停留百分比	通過百分比
#4	15.3	1.36%	1.36%	98.64%
#8	455.8	40.56%	41.92%	58.08%
#16	324.7	28.89%	70.81%	29.19%
#30	167.3	14.89%	85.70%	14.30%
#50	89.5	7.96%	93.66%	6.34%
#100	71.2	6.34%	100.00%	0.00%
總和	1123.8	F.M.	3.93	
底盤	121.7	含泥量	9.8%	

由粗粒料篩分析之結果可以得知，兩處淤積土之細度模數(F.M.)分別為 6.68 與 7.25，與傳統混凝土粗粒料細度模數之範圍 5.5~7.5 相比，尚屬合理，但若考慮已剔除過大之粒料，現地淤積土石之粗粒料

仍屬偏大。

而細粒料篩分析之結果，兩處淤積土之細度模數(F.M.)分別為 3.93 與 3.36，與傳統混凝土細粒料細度模數之範圍 2.6~3.1 相比，則屬偏粗。

表 3-3 水流東溪淤積土粗粒料篩分析試驗

篩號	停留重量(g)	停留百分比	累積停留百分比	通過百分比
1.5"	0	0.00%	0.00%	100.00%
1"	2193	30.17%	30.17%	69.83%
3/4"	1146	15.76%	45.93%	54.07%
1/2"	1650	22.70%	68.62%	31.38%
3/8"	766	10.54%	79.16%	20.84%
#4	1515	20.84%	100.00%	0.00%
總和	7270	F.M.	7.25	

表 3-4 水流東溪淤積土細粒料篩分析試驗

篩號	停留重量(g)	停留百分比	累積停留百分比	通過百分比
#4	1515	18.53%	18.53%	81.47%
#8	1092	13.36%	31.89%	68.11%
#16	1015	12.41%	44.30%	55.70%
#30	1293	15.81%	60.11%	39.89%
#50	1686	20.62%	80.74%	19.26%
#100	1575	19.26%	100.00%	0.00%
總和	8176	F.M.	3.36	
底盤	950	含泥量	10.4%	

整體而言，現地淤積土石之粒料偏粗，與傳統混凝土相比，可能會造成工作性不佳，需增加水泥漿用量外，而兩處之含泥量接近10%，亦將增加用水量與影響最終之混凝土強度。

依據前述現地土石拌合工法之配比設計來以野溪淤積土拌合混凝土，尚需求得淤積土石土壤單位重等其餘之材料性質，再來換算實際所需水泥用量，經試驗後求得兩處取樣點之材料性質如表 3-5。

表 3-5 野溪淤積土之材料性質

取樣點	粗粒料		細粒料		SSD 混合料 容積密度(kg/m^3)
	比重	吸水率	比重	吸水率	
眉溪	2.61	2.22%	2.56	2.57%	1917
水流東溪	2.49	3.05%	2.56	1.65%	1791

本計畫主要是應用水土保持局制定之「現地土石拌合工法施工規範」來進行配比設計，但由圖 2-8 所呈現之強度試驗結果只有 30~40 kgf/cm^2 ，明顯低於傳統混凝土之強度。為了日後能與非破壞檢測試驗之成果做比對，所以在實驗室之配比設計上，先以眉溪之淤積土設計 2 種較高水泥量之試體；再以眉溪與水流東溪之淤積土，按照第二章第 2.2.4.2 小節之建議，以水泥與淤積土石之重量比例高於 1:10 做為野外現地比對之參考試體，所有之配比設計表 3-6 所示。

所有混凝土配比設計之試體均製作一塊版狀試體與若干個圓柱試體，如圖 3-9 所示，版狀試體主要做為非破壞檢測試驗之用，而圓柱試體則是做為追蹤混凝土各齡期強度之用。

表 3-6 野溪淤積土產製混凝土之配比設計

試體 編號	淤積土 取樣點	水泥量 (kgw)	水量 (kgw)	淤積土量 (kgw)	水灰比 (W/C)	水泥：淤積土
N1	眉溪	423	184	1690	0.43	1:4
N2	眉溪	345	185	1826	0.54	1:5
H1	眉溪	141	250	1826	1.77	1:13
H2	水流東溪	166	290	1695	1.75	1:10

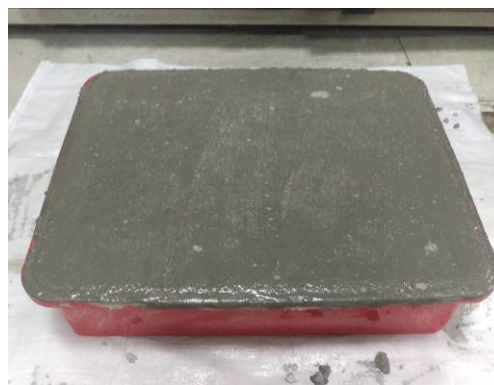


圖 3-9 混凝土試體

在試體澆置完成後，分別在 7 及 28 天之齡期，進行反彈鎚法、超音波波速量測法之非破壞檢測試驗，以及該齡期圓柱試體之抗壓試

驗，而微鑽孔試驗法之非破壞檢測則考慮到取樣處之完整，所以僅在 28 天之齡期才進行試驗。所有試驗之過程如圖 3-10~圖 3-13 所示，各個配比的抗壓強度試驗結果則如表 3-7 所示。



圖 3-10 圓柱試體之抗壓試驗



圖 3-11 實驗室試體之反彈錘試驗



圖 3-12 實驗室試體之超音波波速量測試驗



圖 3-13 實驗室試體之微鑽孔試驗

表 3-7 野溪淤積土產製混凝土之抗壓強度試驗結果 (kgf/cm^2)

試體 編號	7-1	7-2	平均強度	28-1	28-2	28-3	平均強度
N1	155.95	142.27	149.11	189.37	167.92	172.30	176.53
N2	120.32	123.07	121.70	174.77	175.39	177.23	175.80
H1	26.68	27.31	27.00	38.86	39.38	39.22	39.15
H2	19.34	18.13	18.74	27.89	30.34	28.93	29.05

在實驗室對每個版試體取 2 處進行反彈鎚之試驗，得其推算強度後再與圓柱試體之抗壓強度做比較，其試驗結果如表 3-8~表 3-11 所示，並以 28 天之抗壓強度試驗值正規化為 100%為基準，得其誤差值之範圍如圖 3-14 所示。

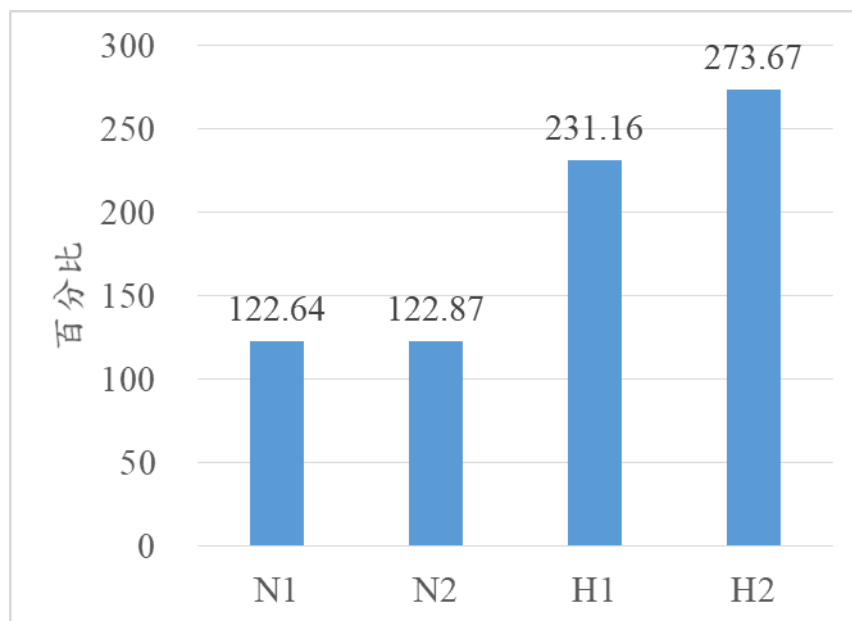


圖 3-14 反彈鎚試驗推算強度正規化後之誤差值

表 3-8 試體 N1 之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											推算強度 (kgf/cm^2)	抗壓強度 (kgf/cm^2)	誤差值
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值			
7-A	21	24	22	31	20	24	22	26	23	25	24	196	149.11	31.45%
7-B	20	27	23	22	21	20	20	20	21	20	21	156	149.11	4.62%
28-A	24	26	26	26	23	21	25	24	25	22	24	196	176.53	11.03%
28-B	24	26	26	28	28	28	28	27	30	23	27	237	176.53	34.25%

表 3-9 試體 N2 之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											推算強度 (kgf/cm^2)	抗壓強度 (kgf/cm^2)	誤差值
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值			
7-A	22	20	22	23	22	26	22	23	28	20	23	182	121.7	49.55%
7-B	22	26	22	22	20	18	20	21	19	20	21	156	121.7	28.18%
28-A	25	25	28	28	24	26	22	30	26	30	26	223	175.8	26.85%
28-B	28	27	27	27	26	22	26	23	22	25	25	209	175.8	18.89%

表 3-10 試體 H1 之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											推算強度 (kgf/cm^2)	抗壓強度 (kgf/cm^2)	誤差值
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值			
28-A	16	13	15	17	16	17	18	14	14	18	16	96	39.15	145.21%
28-B	17	15	12	16	15	13	17	14	14	15	15	85	39.15	117.11%

表 3-11 試體 H2 之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											推算強度 (kgf/cm^2)	抗壓強度 (kgf/cm^2)	誤差值
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值			
28-A	16	13	19	14	15	15	16	15	12	15	15	85	29.05	192.60%
28-B	16	13	12	12	15	16	16	16	14	13	14	74	29.05	154.73%

在一般混合比(N 系列)之試體部分,其 28 天齡期之檢測誤差值約為 20%左右,已有明顯的誤差存在。而在較高淤積土混合比(H 系列)之試體部分,不僅在 7 天之齡期因強度過低而無法測得反彈值,連在 28 天之齡期,其檢測誤差值範圍亦高達 150%以上,可見以反彈鎚試

驗完全無法適用於評估以野溪淤積土產製混凝土之抗壓強度。

實驗室試體之超音波波速量測，同樣每個版試體取 2 處進行試驗，每一個之試驗點均量測 3 次後再取平均值，試驗資料如表 3-12~表 3-15 所示。

表 3-12 試體 N1 之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
7-A	波到時間(μs)	22.5	24.4	23.2	23
	波速(m/sec)	4444	4098	4310	4280
7-B	波到時間(μs)	21.7	22.6	24.6	23
	波速(m/sec)	4608	4425	4065	4354
28-A	波到時間(μs)	23	21	20.5	22
	波速(m/sec)	4348	4762	4878	4651
28-B	波到時間(μs)	20.8	20.6	20.4	21
	波速(m/sec)	4808	4854	4902	4854

表 3-13 試體 N2 之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
7-A	波到時間(μs)	21.6	20.7	21.8	21
	波速(m/sec)	4630	4831	4587	4680
7-B	波到時間(μs)	29.7	21.9	21.6	24
	波速(m/sec)	3367	4566	4630	4098
28-A	波到時間(μs)	25.2	26.8	20.6	24
	波速(m/sec)	3968	3731	4854	4132
28-B	波到時間(μs)	29.6	27.4	28	28
	波速(m/sec)	3378	3650	3571	3529

表 3-14 試體 H1 之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
7-A	波到時間(μs)	22.3	22.1	23	22
	波速(m/sec)	4484	4525	4348	4451
7-B	波到時間(μs)	20.5	21.7	22.5	22
	波速(m/sec)	4878	4608	4444	4637
28-A	波到時間(μs)	22.9	21.5	22.1	22
	波速(m/sec)	4367	4651	4525	4511
28-B	波到時間(μs)	22.4	21.2	21.3	22
	波速(m/sec)	4464	4717	4695	4622

表 3-15 試體 H2 之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
7-A	波到時間(μs)	59.4	42.4	44.6	49
	波速(m/sec)	1684	2358	2242	2049
7-B	波到時間(μs)	45.9	46.5	44.3	46
	波速(m/sec)	2179	2151	2257	2195
28-A	波到時間(μs)	47.3	44.9	46.4	46
	波速(m/sec)	2114	2227	2155	2165
28-B	波到時間(μs)	46.7	43.5	40.9	44
	波速(m/sec)	2141	2299	2445	2288

由眉溪之量測結果顯示，不管配比設計與齡期為何，超音波波速均在 4000 m/sec 以上，與傳統混凝土之波速差異不大，因此無法建立與強度之合理關係。而在水流東溪之量測結果部份(試體 H2)，超音波波速降到只剩 2000 m/sec 左右，可能是由於取樣點之含泥量過大，導致混凝土之孔隙過多，才會產生此種不合理之現象。

由於在較高淤積土混合比(H 系列)之試體部分，其 28 天之抗壓強度仍相當低，所以在微鑽孔試驗部份，僅先以一般混合比(N 系列)之試體部分進行檢測，以供做出較合理之判斷。在考量混凝土之品質條件下，使用以下的試驗條件來進行微鑽孔試驗：(1).垂直負荷使用 27.4 kgw 之鐵塊；(2).使用 8 mm 及 10 mm 兩種直徑之鑽桿。

表 3-16 試體 N1 之微鑽孔試驗結果

鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)	鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)
8	1	1	10.86	928.49	10	1	1	11.13	809.58
		2	21.04	897.87			2	17.76	849.59
		3	29.92	981.69			3	24.67	827.69
		4	36.50	885.56			4	31.72	820.31
8	2	1	11.65	930.32	10	2	1	9.85	816.51
		2	19.72	913.21			2	16.08	842.44
		3	25.76	898.69			3	22.94	816.96
		4	31.62	885.57			4	30.90	814.50
8	3	1	11.61	906.23	10	3	1	10.25	789.02
		2	19.94	899.86			2	18.04	844.45
		3	29.46	917.25			3	25.80	803.55
		4	35.78	908.66			4	33.14	813.38
8	4	1	12.14	938.41	10	4	1	10.16	823.21
		2	21.53	906.75			2	18.37	810.25
		3	31.61	951.72			3	26.37	813.38
		4	39.00	900.63			4	33.18	800.86
8	5	1	13.29	931.26	10	5	1	10.42	802.43
		2	24.65	903.46			2	18.60	810.25
		3	33.95	926.51			3	26.50	799.45
		4	40.49	913.70			4	34.19	805.78

每個試體再依照鑽桿之直徑選擇 2 個區域進行試驗，每個區域均試驗 5 次，資料結果整理如表 3-16~表 3-17 所示。

表 3-17 試體 N2 之微鑽孔試驗結果

鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)	鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)
8	1	1	12.73	797.96	10	1	1	11.50	809.80
		2	23.11	799.52			2	20.38	810.25
		3	30.58	874.62			3	28.64	820.31
		4	37.52	782.09			4	35.63	813.38
8	2	1	11.21	891.16	10	2	1	12.01	813.38
		2	23.11	814.72			2	20.44	805.33
		3	32.10	799.30			3	28.60	809.80
		4	38.42	807.79			4	36.46	793.71
8	3	1	14.08	820.98	10	3	1	10.68	801.09
		2	24.81	817.85			2	18.93	804.22
		3	32.19	824.56			3	26.37	817.12
		4	36.46	803.55			4	32.80	767.11
8	4	1	12.87	852.94	10	4	1	9.25	813.38
		2	21.04	861.44			2	16.68	794.16
		3	27.08	838.64			3	24.96	799.30
		4	34.72	800.64			4	32.25	791.48
8	5	1	14.30	810.25	10	5	1	10.66	797.73
		2	25.00	809.36			2	18.77	816.51
		3	31.94	835.51			3	27.06	782.53
		4	37.83	739.17			4	34.77	770.69

若以試驗時間 3 秒之數據做統計，N1 試體的 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 30.14 mm，變異係數(CV)為 10.0%；10 mm 鑽桿之鑽孔

深度平均值為 25.26 mm ，變異係數(CV)為 5.9% 。

而在 N2 試體的部份， 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 30.78 mm ，變異係數(CV)為 7.0% ； 10 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 27.13 mm ，變異係數(CV)為 5.8% 。由此試驗結果可以看出，微鑽孔試驗結果相當穩定，變異係數均在 10% 以下，可見其試驗變異性質不大，有一定之可靠度。

將微鑽孔試驗之鑽孔深度與鑽孔時間做關係對比，如圖 3-15~圖 3-16 所示，其呈現出接近線性之比例關係，可見微鑽孔試驗並不需做太深入混凝土內部之試驗，即能得到良好之檢測成果，充分符合非破壞試驗之檢測精神。

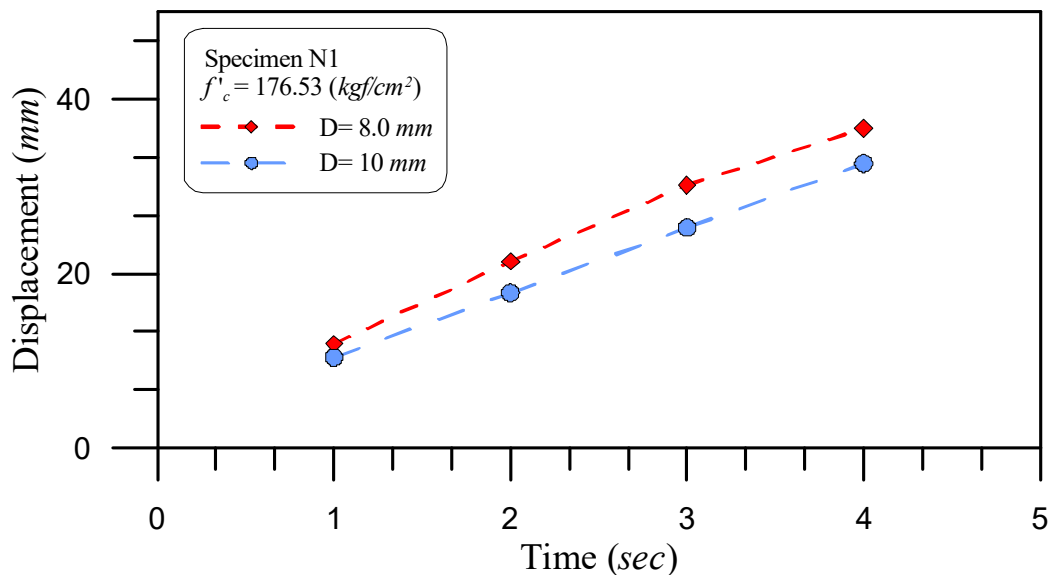


圖 3-15 試體 N1 之鑽孔深度時間關係圖

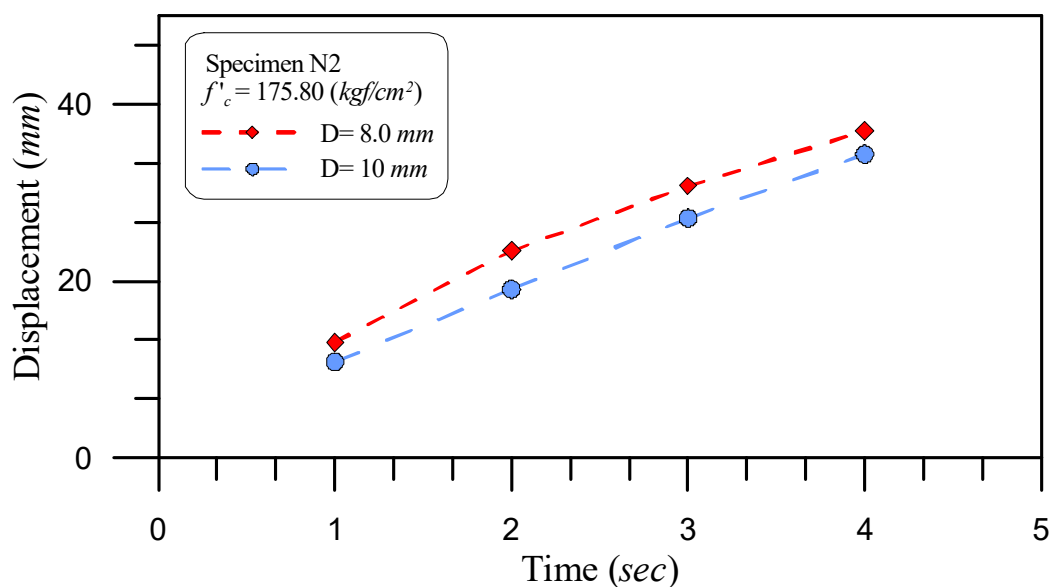


圖 3-16 試體 N2 之鑽孔深度時間關係圖

若將微鑽孔試驗之鑽孔深度與抗壓強度做比較，大致呈現出抗壓強度愈高則鑽孔深度愈淺之趨勢，如圖 3-17 所示，但由於兩試體之抗壓強度過於接近，所以此關係並不明顯。

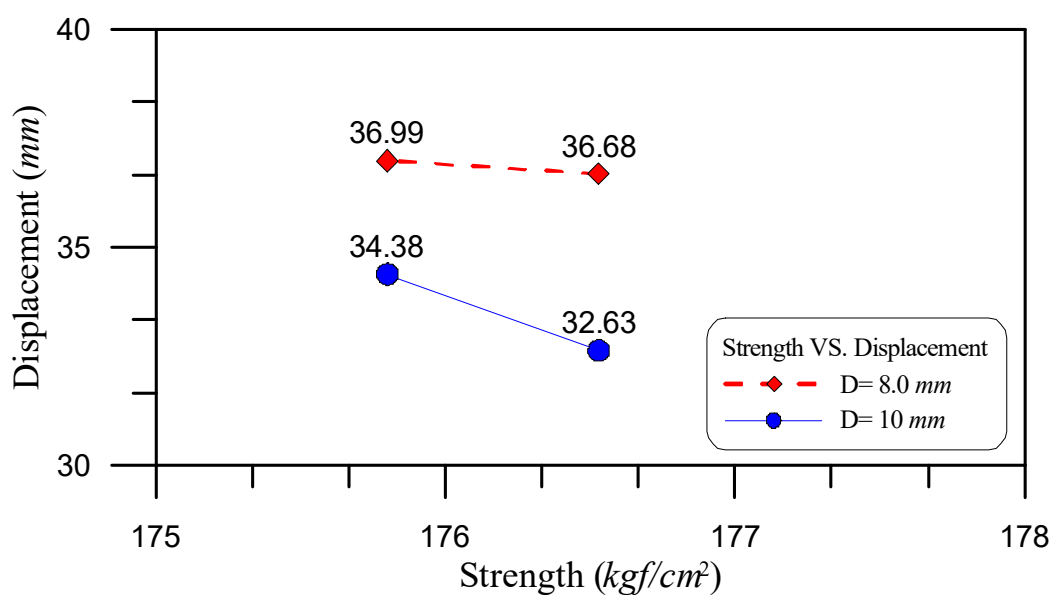


圖 3-17 鑽孔深度與抗壓強度之關係圖

第三節 現地之試驗成果分析

3.3.1 一般混凝土構造物之現地試驗成果

為了確保規劃所設計的非破壞檢測試驗方法，將來能適用於現地混凝土構造物之檢測，本計畫先擇定了三處野溪上游之一般混凝土構造物進行施測，所有現地試驗成果之分析如下：

一、南投縣東光溪上游野溪之擋土牆

東光溪上游野溪之擋土牆，在進行現地試驗時，遇上當時之溪水湍急，且搬移微鑽孔檢測裝置至擋土牆上方有困難，如圖 3-18 所示。



圖 3-18 東光溪上游野溪擋土牆

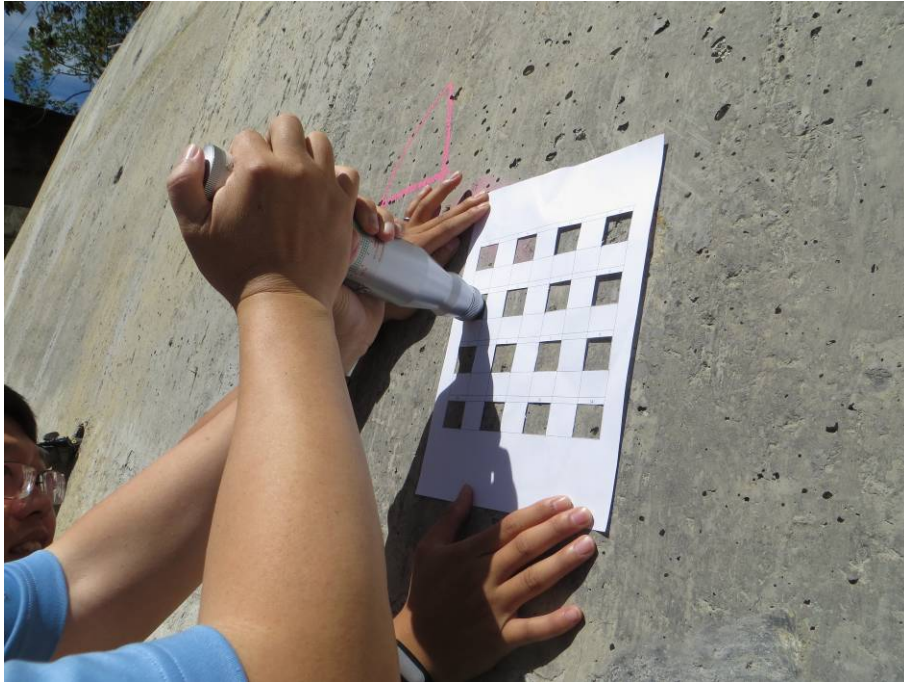


圖 3-19 東光溪上游野溪擋土牆之反彈鎚試驗



圖 3-20 東光溪上游野溪擋土牆之超音波波速量測



圖 3-21 東光溪上游野溪擋土牆之混凝土鑽心試驗

因此僅考慮以反彈鎚法與超音波波速量測法針對擋土牆之牆面來進行非破壞檢測試驗，同時搭配鑽心試驗來驗證其混凝土之抗壓強度，如圖 3-19~圖 3-21 所示。

該區之混凝土鑽心試驗的抗壓強度如表 3-18 所示，其平均抗壓強度為 387 kgf/cm^2 ，變異係數(CV)為 4.5%，試驗結果符合規範規定。

該擋土牆與垂直面傾斜約 20 度，所以反彈鎚試驗之反彈值在代入圖 2-3 求混凝土之強度時，須以水平打擊曲線與向下打擊曲線進行內插，以減少因打擊角度所產生之誤差。

反彈鎚之試驗資料如表 3-19 所示，取 5 處進行試驗之結果，反推其估計強度範圍為 $185\sim275 \text{ kgf/cm}^2$ ，變異係數(CV)為 19.6%。由此

結果加以分析，變異係數偏大，可見此方法的變異性過大。而估計強度偏低，可能是受到表面粉刷層強度較低，且施測前有連續下雨，混凝土含水量偏高所造成之影響有關。

表 3-18 東光溪上游野溪擋土牆混凝土鑽心試驗之抗壓強度

鑽心位置	最大負荷 (kgf)	試體面積 (cm ²)	長徑比	修正係數	抗壓強度 (kgf/cm ²)
1	31860	78.23	1.85	-	407
2	29220	78.23	1.85	-	374
3	29740	78.07	1.85	-	381
平均值					387
變異係數(CV)					4.5%

表 3-19 東光溪上游野溪擋土牆之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											對應強度 (kgf/cm ²)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值	
A	44	27	26	26	27	22	27	31	26	30	27	200
B	24	30	26	30	22	24	22	28	24	25	26	185
C	44	26	24	20	26	30	24	32	26	22	26	185
D	30	32	24	30	30	38	34	34	26	30	31	260
E	31	36	34	28	32	33	34	32	30	34	32	275
變異係數(CV)												19.6%

超音波波速量測之試驗資料如表 3-20 所示，同樣取 5 處進行試

驗，其變異係數(CV)為 9%，相較於反彈鎚之試驗結果，其變異係數相對較低。但平均波速高達 4484 m/sec，因係量測表面之超音波速，在較無粗粒料之因素條件下，此量測值略微偏高。

表 3-20 東光溪上游野溪擋土牆之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
A	波到時間(μs)	31.6	32.1	31.2	32
	波速(m/sec)	4747	4673	4808	4742
B	波到時間(μs)	33.1	32.5	33.7	33
	波速(m/sec)	4532	4615	4451	4533
C	波到時間(μs)	31.3	32.2	33.4	32
	波速(m/sec)	4792	4658	4491	4647
D	波到時間(μs)	31.8	31.5	32.1	32
	波速(m/sec)	4717	4762	4673	4717
E	波到時間(μs)	47.2	37.1	36.4	40
	波速(m/sec)	3178	4043	4121	3781
變異係數(CV)					9.0%

二、南投縣公林野溪之擋土牆

公林野溪之擋土牆，同樣因現地試驗時溪水湍急，且搬移微鑽孔檢測裝置至擋土牆上方有困難，如圖 3-22 所示，所以僅考慮以反彈鎚法與超音波波速量測法來進行檢測。此外該擋土牆採用造型模板，導致表面紋路凹凸不平，影響施測，所以選擇擋土牆之頂部來進行非破壞檢試驗，如圖 3-23~圖 3-24 所示。同時搭配在擋土牆之外側進行

鑽心試驗來驗證其混凝土之抗壓強度，如圖 3-25 所示。



圖 3-22 公林野溪擋土牆

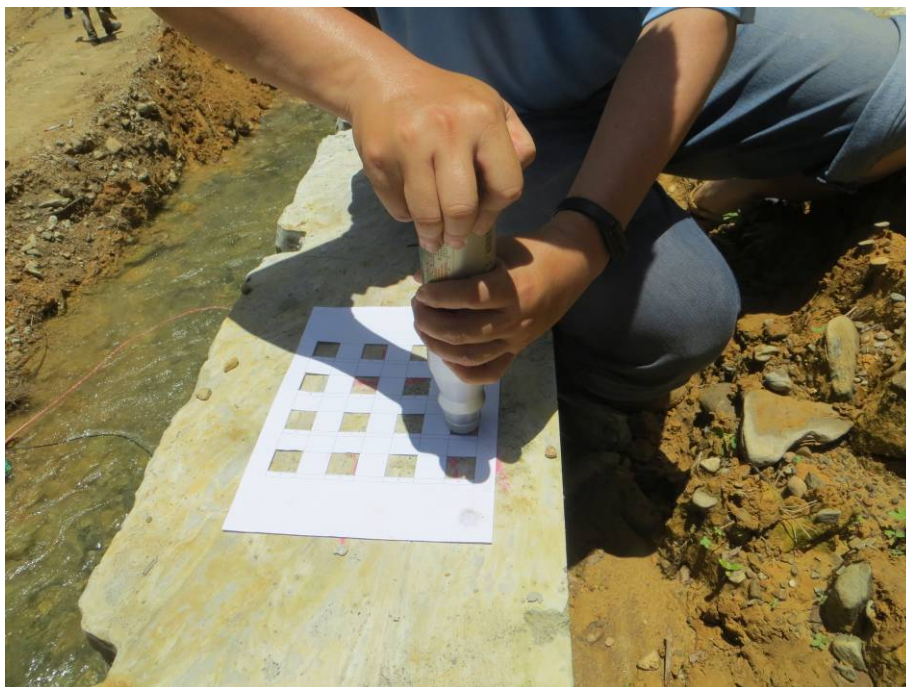


圖 3-23 公林野溪擋土牆之反彈鎚試驗



圖 3-24 公林野溪擋土牆之超音波波速量測

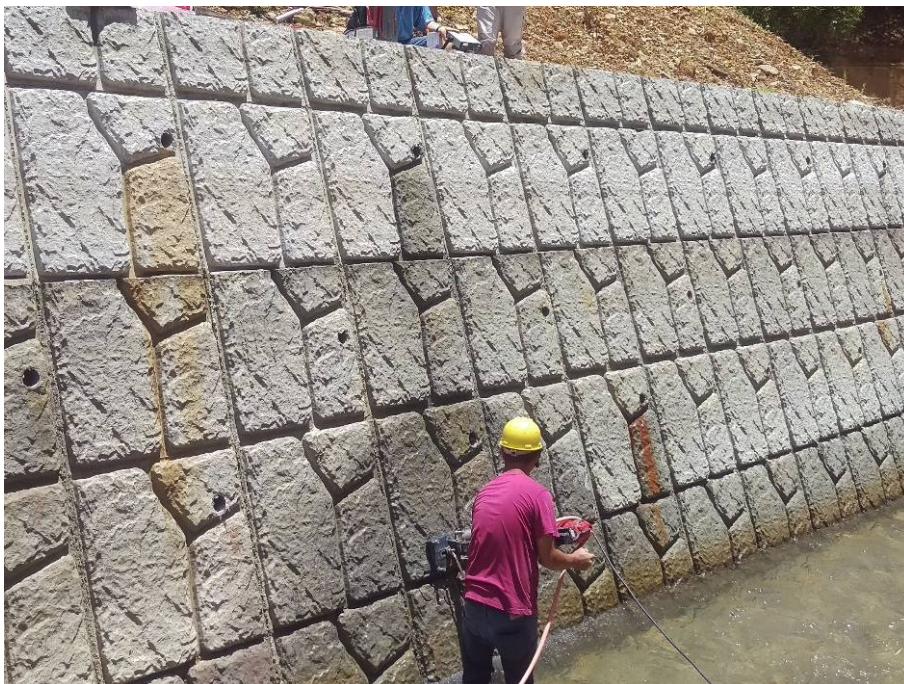


圖 3-25 公林野溪擋土牆之混凝土鑽心試驗

該區之混凝土鑽心試驗的抗壓強度如表 3-21 所示，其平均抗壓

強度為 278 kgf/cm^2 ，變異係數(CV)為 4.0%，試驗結果符合規範規定。

表 3-21 公林野溪擋土牆混凝土鑽心試驗之抗壓強度

鑽心位置	最大負荷 (kgf)	試體面積 (cm^2)	長徑比	修正係數	抗壓強度 (kgf/cm^2)
1	22620	78.23	1.85	-	289
2	20920	78.23	1.85	-	267
3	21820	78.23	1.80	-	279
平均值					278
變異係數(CV)					4.0%

表 3-22 公林野溪擋土牆之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											對應強度 (kgf/cm^2)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值	
A	26	26	29	25	31	28	27	26	28	30	28	252
B	29	30	27	28	30	31	28	29	30	29	29	266
C	28	26	24	26	32	28	26	27	29	26	27	237
D	28	26	24	27	24	26	26	26	24	23	25	209
E	28	27	25	24	29	28	26	26	27	26	27	237
變異係數(CV)												8.8%

反彈鎚之試驗資料如表 3-22 所示，一樣取 5 處進行試驗之結果，反推其估計強度範圍為 $209\sim 266 \text{ kgf/cm}^2$ ，變異係數(CV)為 8.8%。相

較於東光溪上游野溪之試驗結果，變異係數降低很多，可能因素推測為試驗位置在擋土牆之頂部，粗粒料含量較低，打擊點位受到石塊之影響較少有關。

超音波波速量測之試驗資料如表 3-23 所示，取 5 處進行試驗之結果，其變異係數(CV)為 8.1%，與東光溪上游野溪之試驗結果之試驗結果相近。平均波速則為 4254 *m/sec*，此量測值仍稍微偏高。

表 3-23 公林野溪擋土牆之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
A	波到時間(μs)	35	35.1	33.5	35
	波速(<i>m/sec</i>)	4286	4274	4478	4346
B	波到時間(μs)	34.9	34	34.3	34
	波速(<i>m/sec</i>)	4298	4412	4373	4361
C	波到時間(μs)	38.2	39.6	40.2	39
	波速(<i>m/sec</i>)	3927	3788	3731	3815
D	波到時間(μs)	31.8	31.5	32.1	32
	波速(<i>m/sec</i>)	4717	4762	4673	4717
E	波到時間(μs)	37.3	37.1	37.2	37
	波速(<i>m/sec</i>)	4021	4043	4032	4032
變異係數(CV)					8.1%

三、南投縣虎頭山農路工程

虎頭山之農路工程，因試驗當日剛下過雷陣雨，地表相當潮溼，所以僅考慮以反彈鎚法與微鑽孔試驗法來進行非破壞檢測，同時搭配

鑽心試驗來驗證其混凝土之抗壓強度，如圖 3-26~圖 3-28 所示。



圖 3-26 虎頭山農路工程之反彈鎚試驗



圖 3-27 虎頭山農路工程之微鑽孔試驗



圖 3-28 虎頭山農路工程之混凝土鑽心試驗

混凝土鑽心試驗之抗壓強度如表 3-24 所示，其平均抗壓強度為 440 kgf/cm^2 ，變異係數(CV)為 6.4%，試驗結果符合規範規定。

表 3-24 虎頭山農路工程鑽心試驗之抗壓強度

鑽心位置	最大負荷 (kgf)	試體面積 (cm^2)	長徑比	修正係數	抗壓強度 (kgf/cm^2)
1	18700	44.89	1.7	0.98	408
2	20620	44.89	1.7	0.98	450
3	21240	44.65	1.65	0.97	461
平均值					440
變異係數(CV)					6.4%

反彈鎚之試驗資料如表 3-25 所示，一樣取 5 處進行試驗之結果，反推其估計強度範圍為 $108 \sim 144 \text{ kgf/cm}^2$ ，變異係數(CV)為 12.8%。相較於鑽心試驗之抗壓強度高達 440 kgf/cm^2 ，明顯嚴重低估了其抗壓強度，最主要原因為試驗之地表相當潮溼，導致路面表層的硬度降低，因此反推鎚之試驗結果在此處有明顯的誤差。

表 3-25 虎頭山農路工程之反彈鎚試驗結果

試驗 位置	反彈數											對應強度 (kgf/cm^2)
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值	
A	20	18	16	14	28	30	20	14	18	16	19	132
B	18	18	20	20	16	12	18	16	14	16	17	108
C	15	17	15	18	32	22	25	18	12	17	18	120
D	22	25	24	20	15	16	14	29	19	22	20	144
E	16	15	22	22	14	24	17	12	14	29	17	108
變異係數(CV)												12.8%

微鑽孔試驗在進行現地試驗之前，已先在實驗室進行試驗調整，找出較合適之試驗參數，以減少現地試驗所需花費之調整時間。因此在考量混凝土之品質條件下，使用以下的試驗條件來進行微鑽孔試驗：(1).垂直負荷使用 27.4 kgw 之鐵塊；(2).使用 8 mm 及 10 mm 兩種直徑之鑽桿。

表 3-26 虎頭山農路工程 A 區之微鑽孔試驗結果

鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)	鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)
8	1	1	9.37	797.29	10	1	1	8.77	773.15
		2	16.39	815.39			2	17.15	770.69
		3	23.37	787.00			3	22.52	797.51
		4	30.33	750.35			4	27.15	786.11
		5	35.25	739.40			5	32.55	741.85
		6	39.25	735.82			6	41.05	723.97
8	2	1	10.25	807.12	10	2	1	9.03	765.55
		2	19.88	771.58			2	15.59	766.44
		3	26.97	803.99			3	22.07	768.45
		4	35.03	786.33			4	28.00	734.70
		5	41.09	704.97			5	32.79	732.24
		6	48.42	725.09			6	37.54	684.19
8	3	1	10.68	804.89	10	3	1	9.50	761.97
		2	18.54	789.02			2	17.11	751.24
		3	26.10	779.18			3	24.30	767.11
		4	30.73	752.14			4	29.50	783.43
		5	37.78	773.15			5	33.33	764.21
		6	42.05	775.16			6	37.63	751.69
8	4	1	14.48	780.75	10	4	1	7.38	782.76
		2	23.70	778.73			2	12.60	763.98
		3	33.19	752.14			3	19.63	763.54
		4	39.14	791.25			4	26.38	762.86
		5	44.45	721.74			5	33.06	749.01
		6	48.15	700.95			6	39.49	742.30
8	5	1	13.32	799.07	10	5	1	14.61	765.32
		2	22.07	792.37			2	20.59	762.42
		3	30.88	786.78			3	26.18	761.30
		4	39.14	745.88			4	30.35	784.77
		5	46.35	755.49			5	35.29	757.28
		6	53.02	690.22			6	43.27	700.73

表 3-27 虎頭山農路工程 B 區之微鑽孔試驗結果

鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)	鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)
8	1	1	10.64	809.36	10	1	1	9.30	822.10
		2	18.71	812.26			2	13.95	839.98
		3	25.03	793.93			3	19.07	815.62
		4	31.33	772.70			4	26.21	788.57
		5	36.59	753.70			5	32.29	756.38
		6	41.19	745.21			6	38.00	751.02
8	2	1	12.61	787.68	10	2	1	9.04	807.12
		2	23.35	789.46			2	17.11	800.64
		3	33.27	788.35			3	23.45	807.79
		4	39.36	803.55			4	29.04	806.45
		5	45.23	770.02			5	35.50	776.05
		6	52.80	732.47			6	41.90	754.82
8	3	1	12.27	793.49	10	3	1	12.72	789.02
		2	19.90	808.91			2	20.40	790.58
		3	26.49	783.21			3	26.97	794.16
		4	35.58	766.89			4	34.24	763.54
		5	40.55	765.77			5	40.52	765.10
		6	44.23	678.38			6	45.86	769.35
8	4	1	13.74	782.09	10	4	1	10.82	796.84
		2	22.08	777.84			2	20.38	792.15
		3	31.14	772.03			3	28.10	822.77
		4	38.07	752.81			4	34.43	781.86
		5	45.85	732.91			5	41.73	753.03
		6	52.22	720.40			6	48.29	731.35
8	5	1	9.77	785.89	10	5	1	11.69	808.69
		2	20.16	777.39			2	19.70	810.47
		3	31.14	775.38			3	24.18	835.51
		4	37.32	735.15			4	29.12	830.37
		5	41.57	713.24			5	36.18	820.76
		6	46.08	731.80			6	41.00	810.47

現地選擇 2 個區域進行試驗，資料結果整理如表 3-26~表 3-27 所示。若以試驗時間 6 秒之數據做統計，A 區 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 46.18 mm，變異係數(CV)為 11.9%；10 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 39.79 mm，變異係數(CV)為 6.1%。B 區 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 47.30 mm，變異係數(CV)為 10.7%；10 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 43.01 mm，變異係數(CV)為 9.5%。由此試驗結果可以看出，微鑽孔試驗除了可檢測到混凝土內部品質而不受表面潮濕狀態之影響外，變異係數亦都在 10%左右，可見其試驗變異性質不大，有一定之可靠度。

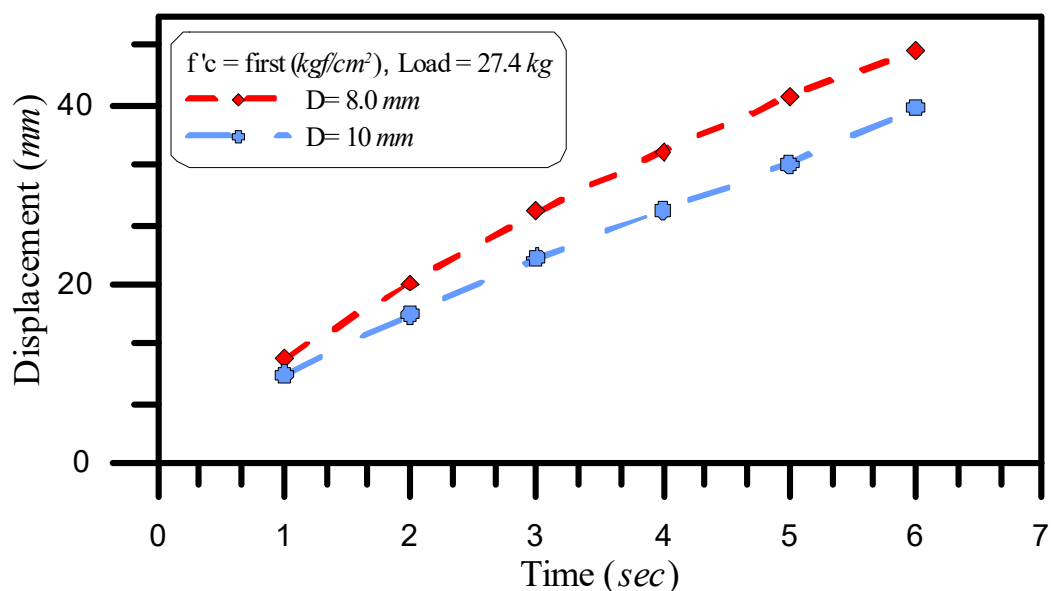


圖 3-29 A 區鑽孔深度與鑽孔時間之關係圖

若將微鑽孔試驗之鑽孔深度與鑽孔時間做關係比較，如圖 3-29~

圖 3-30 所示，其亦呈現出接近線性之比例關係，相同於實驗室之結果，微鑽孔試驗並不需做太深入混凝土內部之試驗，即能得到良好之檢測成果。

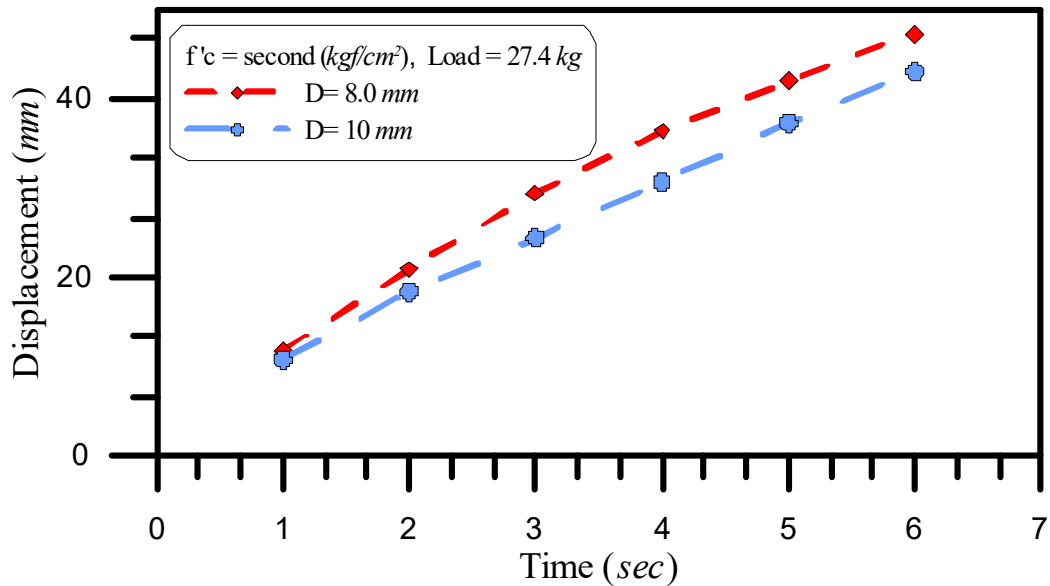


圖 3-30 B 區鑽孔深度與鑽孔時間之關係圖

3.3.2 野溪淤積土產製混凝土構造物之現地試驗成果

經由實驗室之試驗研究，與一般混凝土構造物之現地檢測驗證後，已對三種非破壞檢測試驗之適用性與成效有所了解。依據本計畫設定之目標，本研究最後配合第二章第 2.2.4.2 小節「現地土石拌合工法室外試驗」之研究成果，選定以南投縣仁愛鄉合望溪的野溪淤積土產製混凝土之構造物，做為探討非破壞檢測技術評估以野溪淤積土製作之混凝土強度的實地驗證。

由於合望溪之河工構造物完工已超過四年，除了歷經多次的土石流沖刷，再加上野溪淤積土製作之混凝土強度偏低之因素，現地之工址已破損不堪，如圖 3-31 所示，最後選擇一殘留面積較大之平台，做為非破壞檢測試驗之場地，如圖 3-32 所示。



圖 3-31 合望溪殘存之野溪淤積混凝土構造物

由於現地混凝土構造物之表面經土石流沖刷後，表面相當的崎嶇不平，所以在選定好試驗之場地後，先用砂輪機將其表面加以修飾平整，如圖 3-33 所示，再分別進行反彈鎚法、超音波波速量測法、微鑽孔試驗法等之非破壞檢測試驗，所有試驗之過程如圖 3-34~圖 3-36 所示。



圖 3-32 合望溪構造物之非破壞檢測試驗場址



圖 3-33 砂輪機修整混凝土構造物之表面



圖 3-34 合望溪現地構造物之反彈鎚試驗



圖 3-35 合望溪現地構造物之超音波波速量測試驗



圖 3-36 合望溪現地構造物之微鑽孔試驗

針對合望溪現地混凝土之構造物，研究取 2 處進行反彈鎚之試驗，得其推算強度後再與圖 2-10 合望溪之平均抗壓強度做比較，其結果如表 3-28 所示，其檢測誤差值達到 37.10%，與實驗室之試驗結果相近，所以若以反彈鎚試驗法來評估以野溪淤積土產製混凝土之抗壓強度，成效並不理想。

表 3-28 合望溪現地構造物之反彈鎚試驗結果

試驗位置	反彈數											推算強度 (kgf/cm^2)	抗壓強度 (kgf/cm^2)	誤差值
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	平均值			
A	20	16	15	15	13	12	20	12	11	12	15	85	62	37.10%
B	14	16	21	15	14	20	12	16	12	14	15	85	62	37.10%

合望溪現地混凝土構造物之超音波波速量測，同樣取 2 處進行試驗，每一個之試驗點均量測 3 次後再取平均值，試驗資料如表 3-29 所示。由量測結果顯示，超音波波速都在 2000 m/sec 以下，不僅與傳統混凝土之波速不符，也與實驗室之試驗結果差異過大。探究其原因可能為現地構造物之表面崎嶇不平，雖有使用砂輪機將其表面修整，但仍有相當多之孔洞，導致超音波探頭無法完全與混凝土表面貼合，因此無法量測到合理之超音波波速。

表 3-29 合望溪現地構造物之超音波波速量測結果

試驗位置	檢測數據	試驗 1	試驗 2	試驗 3	平均值
A	波到時間(μs)	53.8	52.9	52.8	53
	波速(m/sec)	1859	1890	1894	1881
B	波到時間(μs)	59.7	57.6	57.8	58
	波速(m/sec)	1675	1736	1730	1713

在微鑽孔試驗部份，採用與實驗室同樣之試驗條件來進行檢測，一樣選擇 2 個區域來進行試驗，每個區域均試驗 5 次，不同於實驗室取樣之時間超過 4 秒，現地野溪淤積土產製混凝土之抗壓強度明顯偏低，平均約只有 62 kgf/cm^2 ，所以大部份之鑽孔時間不到 3 秒即已達到微鑽孔試驗機之底部，因此僅將試驗值紀錄至 2 秒，資料結果整理如表 3-30~表 3-31 所示。

表 3-30 合望溪現地構造物 A 區之微鑽孔試驗結果

鑽桿直徑 (mm)	序號	鑽孔時間 (sec)	鑽孔深度 (mm)	平均轉速 (RPM)	鑽桿直徑 (mm)	序號	鑽孔時間 (sec)	鑽孔深度 (mm)	平均轉速 (RPM)
8	1	1	29.26	943.69	10	1	1	17.94	883.12
		2	40.58	858.75			2	30.09	833.94
8	2	1	25.47	881.11	10	2	1	19.98	846.91
		2	33.09	908.37			2	29.26	50.71
8	3	1	24.94	868.59	10	3	1	16.46	862.78
		2	36.09	839.53			2	29.01	840.20
8	4	1	25.98	873.95	10	4	1	17.40	851.38
		2	40.16	843.78			2	29.87	859.65
8	5	1	26.43	891.84	10	5	1	18.38	851.60
		2	37.52	862.61			2	28.38	863.67

表 3-31 合望溪現地構造物 B 區之微鑽孔試驗結果

鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)	鑽桿 直徑 (mm)	序號	鑽孔 時間 (sec)	鑽孔 深度 (mm)	平均 轉速 (RPM)
8	1	1	26.92	862.11	10	1	1	18.19	876.19
		2	40.84	845.12			2	31.22	885.58
8	2	1	23.40	900.10	10	2	1	16.6	884.23
		2	37.42	852.94			2	29.15	818.07
8	3	1	27.28	887.59	10	3	1	16.83	892.28
		2	39.75	870.82			2	29.48	850.48
8	4	1	25.80	889.82	10	4	1	19.93	890.72
		2	42.86	909.94			2	34.21	850.04
8	5	1	16.85	877.08	10	5	1	17.3	948.83
		2	36.02	816.73			2	32.52	875.52

若以試驗時間 2 秒之數據做統計，A 區之 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 37.49 mm，變異係數(CV)為 8.2%；10 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 29.32 mm，變異係數(CV)為 2.3%。B 區之 8 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 39.38 mm，變異係數(CV)為 6.9%；10 mm 鑽桿之鑽孔深度平均值為 31.32 mm，變異係數(CV)為 6.8%。由此試驗結果可以看出，微鑽孔試驗法在合望溪現地構造物之檢測成果亦相當穩定，變異係數也均在 10%以下，還是有一定之可靠度。

最後綜合實驗室與現地構造物之試驗結果，混凝土之抗壓強度愈高，單位時間內之平均鑽孔深度愈淺，不論其粒料是採用傳統砂石或野溪淤積土，此種趨勢均很明確。

第四節 計畫進度

本研究計畫設定工作期限為自 106 年 2 月 20 日起至民國 106 年 12 月 31 日止，工作進度如下所示。至民國 106 年 8 月提交期中報告，民國 106 年 12 月提交期末報告，目前完成 100%。

表 3-32 目前計畫進度表

工作項目	106 年 月份									
	04	05	06	07	08	09	10	11	12	
文獻整理										
檢測試驗之設計與規劃										
期中報告撰寫										
分析傳統混凝土與淤積土 混凝土強度的差異性										
探討粒徑變化及淤積土含量 對非破壞檢測技術之影響										
期末報告撰寫										
預定進度累計百分比	10	20	35	50	60	70	80	95	100	
目前進度累計百分比	10	30	35	50	60	70	80	95	100	

第四章 結論及建議

第一節 結論

本計畫預計探討現有非破壞檢測技術中，較具應用價值的反彈鎚法、超音波速量測法與微鑽孔試驗法等三種檢測試驗，分別加以建立評估淤積土製作之混凝土強度的試驗流程，綜合實驗室與現地構造物之試驗分析結果，整理出以下之結論：

- (1). 反彈鎚法由於簡便易用，是目前最為普遍使用之非破壞檢測方法，但其與混凝土強度的關聯性不高，且亦受現地潮濕環境之干擾，容易造成誤判，較不具實用價值。
- (2). 超音波波速量測法在理論上與混凝土強度有一定之關聯性，但同樣亦受潮濕環境之干擾，且在現地通常只能選擇表面傳遞法進行施測，大大地降低了其實務應用之價值。
- (3). 微鑽孔試驗法與現地鑽孔取樣進行抗壓試驗之操作方式接近，且能檢測到混凝土內部之品質，理論上與混凝土強度最具關聯性，經由目前現地試驗之結果分析，其檢測成果亦相當穩定，具有不錯之可靠度，值得進一步深入研究。

第二節 建議

根據計畫執行之成果，整理歸納試驗過程中所遇到之困難與問題，提出以下兩點建議：

- (1). 硬固混凝土之品質經常以其抗壓強度為判斷依據，連抽樣檢測亦多以鑽孔取樣進行抗壓試驗來評估，但由於野溪淤積土含泥量通常過高，製做出之混凝土因此強度不高，這項因素大大地限縮了以野溪淤積土之應用範圍。但通常產製野溪淤積土的地方，人車罕至，不太可能會有重壓之情況產生，反倒是較有洪水及土石流之沖刷問題，所以混凝土的抗磨強度反而較抗壓強度來得更具指標意義，因此建議是否該繼續使用鑽孔取樣之抗壓試驗做為驗收依據，值得相關單位加以探討。
- (2). 由於野溪淤積土目前是以現地土石拌合工法來施工，為了簡化施工程序，水土保持局制定之「現地土石拌合工法施工規範」，僅單純以水泥與淤積土石之重量比例做為配比設計之參考，但為了要有良好的工作度，通常會加入過多的水分，導致強度明顯偏低。建議可進一步研究，除了水泥之外，亦可加入適量的飛灰或強塑劑，探討是否可提高混凝土的工作性與耐久性。

參考文獻

1. ASTM C 42, "Standard Method of Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
2. ASTM C 805, "Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
3. ASTM C 803, "Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
4. ASTM C 1150, "Standard Test Method for the Break-Off Number of Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
5. ASTM C 900, "Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1999.
6. BS 1881-Part 207, "Recommendations for the Assessment of Concrete Strength by Near-to-Surface Tests," British Standards Institution, 1992.
7. ASTM C 597, "Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
8. ASTM C 1074, "Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.
9. ASTM C 873, "Test Method for Compressive Strength of Concrete

Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds," Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, 1992.

10. ACI Committee 228 Report, "In-Place Methods to Estimate Concrete Strength," ACI 228.1R-03, 44 pages, 2003.
11. 寺田謙一，谷川恭雄，江口清，中込昭，佐原晴也，「小径コアによる構造体コンクリート強度の推定法に関する研究」，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.847-856，2000。
12. 行政院農業委員會水土保持局研究報告，「現地土石拌合工法施工規範及標準作業操作手冊」，行政院農業委員會水土保持局，2013 年 12 月。

附錄

附錄一、期中審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
1	後續如何針對以野溪淤積土製成之混凝土進行試驗？要做成多大規模的混凝土？	期中報告之內容，主要在測試各種非破壞檢測技術的可行性與可靠度。期末報告則已針對野溪淤積土進行基本材料試驗，並以淤積土在實驗室製成之試體，先進行非破壞檢測試驗之評估後，再到野外現地之淤積土構造物進行驗證。
2	比較各種非破壞檢測技術時，建議可由水保工程設施之角度切入。	淤積土產製混凝土之現地非破壞檢測，已配合選定先前之水保工程設施進行實驗。
3	現地野溪過去水保局有很多個案，應積極尋求個案。	承蒙期中審查委員與水保局承辦人員之協助，已與先前水保局之個案做結合，進行後續之研究。
4	各種非破壞檢測，可多加測試及練習，尋求最適合的現地拌合檢測技術。	已根據審查委員意見，在期中報告後，增加數組不同配比之試體來測試相關之非破壞檢測技術。

項次	審查意見	回覆辦理情形
5	P.2-11淤積土石混凝土與後續水保局推動的工作不一樣，建議多了解相關工作成果。採用所發展微鑽孔方法，應可望有所助益。	感謝委員提供寶貴意見，期末報告已根據水土保持局制定之「現地土石拌合工法施工規範及標準作業操作手冊」，進行修正。
6	圖不宜出現在內文前。	遵照委員指示，已調整盡量先出現內文再放置圖表。
7	反彈鎚有沒有標準校正墊塊。	本計畫使用之反彈鎚為義大利進口之品牌，原廠均有提供校正數據做為參考，亦有不定期送回代理廠商處做校正維護。
8	P.3-10 圖 3-8 擋土牆 1:0.3 斜率如何訂定反彈值。	本研究之反彈鎚試驗結果，是依據原廠提供如圖 2-3 之關係曲線來加以修正，若遇傾斜過大之牆面，則再以線性內插方式改正。
9	超音波如何率定抗壓強度。	超音波波速與混凝土抗壓強度之關係，已有多位學者做過研究，通常必須在有固定粒料含量下所建立之關係曲線，才能有較合理之率定關係。

項次	審查意見	回覆辦理情形
10	P.3-21虎頭山農路，反彈鎚試驗前表面有無磨平清潔？	該工程因為施測當天場地泥濘，僅有稍作整平處理，後續之試驗已全部要求要做磨平清潔。
11	微鑽孔有無對照抗壓強度？	實驗室部分，均有以圓柱試體抗壓強度做對照，野外現地部分則以鑽心取樣之強度做參考。
12	試體抗壓試驗，本來就是潮濕的狀態，乾濕對抗壓強度的影響宜有相當佐證資料。	為了降低實驗之誤差，本研究盡量控制各種客觀條件能夠一致，後續之試驗已排除乾濕狀態對抗壓強度影響之爭議。
13	微鑽孔如何滿足粒料的規範。	由於野溪淤積土之粒料並無滿足規範之要求，所以微鑽孔試驗是以平均之單位時間來計算鑽孔深度，在配合多次取樣進行統計，以降低粒料分布不均勻之影響。

附錄二、期末審查會議紀錄暨回覆辦理情形

項次	審查意見	回覆辦理情形
1	P.3-37第3.3.2節，所選用之案例，是否為以「野溪淤積土製作之混凝土構造物」？建議澄清。	在內文中已有說明：「選定以南投縣仁愛鄉合望溪的野溪淤積土產製混凝土之構造物」，可能因章節安排不甚明顯，不易理解，將再作調整。
2	P.1-7(本計畫預計完成之成果)之一為「建立評估野溪淤積土製作之混凝土強度的非破壞檢測試驗流程」，建議於第三章列出此小節。	感謝委員意見，遵照委員意見，重新調整章節。
3	P.3-44，”已完成大部份”之工作項目，請調整用詞。	感謝委員意見，將調整內容。
4	微鑽孔試驗法似對構造物有破壞行為，似不應歸在非破壞檢測，可視為微破壞試驗。	依據美國混凝土協會之非破壞檢測委員會(ACI Committee 228)所出版之 ACI 228.1R-03 內文第 1.1 節之說明：一些早期的測試沒有損壞混凝土，然而，多年以來，新的方法已經發展，這些方法會導致表面的局部損害。因此，只要不改變混凝土應有性質，但導致輕微

項次	審查意見	回覆辦理情形
		表面損傷的試驗，仍可屬於本委員會研究之範疇。 所以微鑽孔試驗法符合非破壞檢測之精神，可由此規範佐證。
5	微鑽孔試驗法之準確性如何？有其適用情況？	依據本研究之試驗結果，試驗數值呈現線性分布，穩定性極佳，不論是一般混凝土或淤積土製作之混凝土均適用。在鑽孔深度與混凝土之關係性上，定性分析上確實可性，但由於試驗樣本仍嫌不足，在定量分析上，尚不足以給出推定的關係函數。
6	P.3-17表3-8，7-A、28-A推算強度一樣，宜檢核。	此試驗結果剛好可以驗證，反彈鎚試驗的檢測成果只與表面硬度有關，與強度的關聯性不大，所以會有不同強度但反彈值一樣之情況產生。
7	表3-10和表3-11差異性很大，宜檢核是否試驗條件的問題。	此兩批試體的淤積土來源不同，配比也不相同，所以無法合併比較來探討。

項次	審查意見	回覆辦理情形
8	P.3-18超音波宜和抗壓強度率定；微鑽孔試驗宜和抗壓強度率定。	由於 7 天與 28 天的超音波波速差異不大，因此與抗壓強度的關聯性相當低，無法加以率定。而微鑽孔深度與抗壓強度之關係圖已於期末簡報時附上，最終之成果報告亦會附上其關係曲線。
9	P.3-23，圖3-15表面磨平是否確實，角度是否修正。	本研究的傳統混凝土之試驗是用來確認，僅是用來確認非破壞檢測是否可在野外現地實施，因此施作有省略部分細節，但在之後的實驗室及野外試驗，均有確實將表面磨平，並考慮到角度之修正。
10	變異係數CV值，抗壓強度的差異性宜彙整。	成果報告將再做詳細的彙整。
11	P.3-16，H1水灰比1.77和H2水灰比1.75比較，H1平均強度比H2平均強度高，宜說明。	此兩批試體的淤積土來源不同，水泥用量不同，配比也不相同，僅有水灰比相近，所以無法合併比較來探討。
12	反彈錘宜註記打擊角度。	本研究的反彈錘試驗，除了表 3-19 東光溪上游野溪擋土牆之反彈錘試驗外，其餘試驗均

項次	審查意見	回覆辦理情形
		為垂直向下打擊。而表 3-19 已改以傾斜 20 度做內插計算，進行修正。