



水土保持單元叢書04

野溪預鑄護岸

行政院農業委員會水土保持局 編印
中華民國109年2月

序

水土保持專業領域之主要參考資料，計有水土保持法及其技術規範，以及水土保持手冊，前者為法規規定，屬原則性之陳述，後者則是依法規論述，佐以過往技術累積傳承，以精簡實用為主。整體而言，於內容廣度上尚能滿足實務需求，惟水土保持涉及自然環境變遷與人為土地開發利用問題，複雜程度實非現行水土保持手冊相關內容所能涵蓋。是以，植基於水土保持法、水土保持技術規範及水土保持手冊之架構下，將水土保持各項議題及工法之特性及應用，採以叢書方式做更為寬廣完整而細緻的呈現，提供工程師從事水土保持處理與維護時之參考，實屬必要。

相較於傳統混凝土護岸，藉由各種形狀預鑄混凝土塊所組合之預鑄護岸，不僅在聯接嵌扣技術持續地精進，而且通過妥適之設計布置，使得預鑄護岸不僅在抵抗水流沖擊及其他外力作用之安定表現毫不遜色，在生態景觀保持、施工品質及成本、臨水面作業安全及維護等更是傳統混凝土護岸難以比擬。因此，本叢書以預鑄護岸為對象，除了列出規劃設計時必要的基本資料蒐集與調查外，也特別舉出預鑄護岸毀損原因，提供工程師參考；另依據混凝土預鑄塊體之組成方式，將預鑄護岸區分為平面鋪席型與分層疊砌型兩類型，並分別說明其特性及規劃階段之選用原則。設計層面，從預鑄護岸本體安定檢算、基礎深度、護岸表面粗糙度、濾層、預鑄塊體聯接及植栽選擇等多個面向深入探討。最後，本叢書以本局臺東分局東河鄉羊橋溪第四期整治工程及臺南分局六龜區舊潭2號橋上游野溪治理第一期工程為例，分別說明平面鋪席型與分層疊砌型護岸之現地配置情形，尤其在環境保育方面之突出表現。

本叢書在撰寫過程，承蒙水土保持相關技師公會、水土保持與生態等學者專家及本局同仁提供寶貴意見，最終得以順利編修完成，謹致萬分謝忱！

行政院農業委員會

水土保持局 局長



謹誌

2019年12月

目次

目次.....	I
表次.....	IV
圖次.....	V
照片次.....	VII
第一章 前言	1-1
第二章 預鑄護岸定義與功能	2-1
2.1 預鑄工法.....	2-1
2.2 預鑄護岸定義與功能.....	2-2
2.2.1 預鑄護岸定義.....	2-2
2.2.2 預鑄護岸功能.....	2-3
第三章 野溪預鑄護岸規劃原則	3-1
3.1 基本資料蒐集與調查分析	3-1
3.2 護岸設置必要性評估.....	3-9
3.2.1 溪岸破壞原因.....	3-9
3.2.2 護岸設置必要性評估.....	3-13
3.3 水文分析.....	3-14
3.3.1 合理化公式法.....	3-14
3.3.2 修正三角形單位歷線法.....	3-19
3.4 水理分析.....	3-22
3.4.1 使用時機.....	3-23
3.4.2 水理輸砂模式簡介.....	3-23
3.5 預鑄護岸類型與適用條件	3-25
3.5.1 預鑄護岸類型及特點.....	3-25
3.5.2 預鑄護岸適用條件.....	3-44

3.6 初步選用原則.....	3-50
第四章 預鑄護岸設計	4-1
4.1 設計原則.....	4-1
4.2 設計基準.....	4-4
4.3 用地取得.....	4-7
4.4 通水斷面設計.....	4-7
4.5 安定性檢算.....	4-9
4.5.1 預鑄塊抗水流作用檢算(蓆式預鑄護岸安定性檢算)	4-10
4.5.2 塊石起動分析.....	4-15
4.5.3 預鑄護岸本體安定性檢算(疊式預鑄護岸安定性檢算)	
.....	4-16
4.5.4 安定檢算情境.....	4-28
4.6 基礎深度設計.....	4-32
4.7 護岸表面粗糙度.....	4-39
4.8 濾層設計.....	4-41
4.9 塊體間聯接設計.....	4-44
4.9.1 疊式預鑄護岸聯接.....	4-44
4.9.2 蓆式預鑄護岸.....	4-44
4.10 植栽選擇.....	4-47
4.11 預鑄護岸規劃設計重點原則彙整.....	4-47
第五章 案例分享	5-1
5.1 臺東縣東河鄉羊橋溪第四期整治工程	5-1
5.1.1 工程說明.....	5-1
5.1.3 水文分析.....	5-4
5.1.4 水理分析.....	5-6

5.1.5 平面鋪蓆型預鑄護岸設計.....	5-7
5.2 高雄縣六龜區舊潭 2 號橋上游野溪治理第一期工程	5-15
5.2.1 工程說明.....	5-15
5.2.2 水文分析.....	5-18
5.2.3 水理分析.....	5-20
5.2.4 分層疊砌型鑄護岸設計與檢討	5-21
參考文獻.....	參-1
附錄.....	附錄-1
附錄一 修正三角形單位歷線演算例	附錄-1
附錄二 水土保持局其他預鑄護岸案例	附錄-20

表次

表 3-1 基本資料調查與分析	3-3
表 3-2 水土保持技術規範之逕流係數	3-15
表 3-3 三角形單位歷線洪峰係數與 m 值修正表	3-21
表 3-4 有效降雨延時推估	3-22
表 3-5 野溪常用平面鋪蓆型預鑄護岸	3-28
表 3-6 野溪常用分層疊砌型預鑄護岸	3-36
表 4-1 護岸基礎建議深度	4-6
表 4-2 曼寧粗糙係數參考表	4-7
表 4-3 蓆式與疊式預鑄護岸安定性檢算項目	4-9
表 4-4 後傾式護岸主動土壓力係數一覽表	4-19
表 4-5 各種基礎類型之浮力係數值	4-23
表 4-6 各種基礎類型與混凝土之摩擦係數	4-27
表 4-7 各種基礎類型之容許承载力	4-28
表 4-8 Lacey 與 Blench 關係式之常數	4-34
表 4-9 經驗公式(7.21)中之相關係數	4-36
表 4-10 防砂壩下游局部沖刷公式一覽表	4-37
表 4-11 平面鋪蓆式與分層疊砌式護岸適用條件選用原則及各項技術 標準一覽表	4-48
表 5-1 羊橋溪子集水區歷年整治工程一覽表	5-4
表 5-2 舊潭 2 號橋上游野溪治理第一期工程內容及數量	5-17

圖次

圖 1-1 溪岸帶示意圖	1-2
圖 2-1 複合式預鑄護岸	2-3
圖 3-1 預鑄護岸規劃與設計流程	3-2
圖 3-2 溪床淘刷導致護岸破壞	3-6
圖 3-3 流體力造成預鑄護岸混凝土塊混損	3-8
圖 3-4 土砂被吸出或因管湧滲出而破壞	3-8
圖 3-5 殘留水壓造成護岸破壞	3-9
圖 3-6 岸頂遭水流侵蝕成災	3-9
圖 3-7 溪岸崩塌類型	3-12
圖 3-8 三角形單位歷線圖	3-20
圖 3-9 平面鋪席型(左岸)與分層疊砌型(右岸)預鑄護岸	3-25
圖 3-10 預鑄混凝土塊鋼纜聯結(台東分局羊橋溪四期野溪整治工程)	3-45
圖 3-11 凹岸處設置系列固床工	3-45
圖 3-12 預鑄護岸地工織物濾層	3-46
圖 3-13 預鑄護岸隔牆布置(臺南分局出火野溪整治工程)	3-47
圖 3-14 預鑄護岸預鑄塊體錯縫排列(臺南分局出火野溪整治工程)	3-48
圖 3-15 預鑄塊內回填土方及卵礫石	3-48
圖 3-16 預鑄塊疊砌方式示意圖	3-49
圖 4-1 預鑄護岸設計流程	4-2
圖 4-2 護岸環境機能示意圖	4-3
圖 4-3 作用在斜面上點處的等值泥砂粒徑上之力	4-11
圖 4-4 不同預鑄塊形狀之升力係數和阻力係數	4-12
圖 4-5 護岸土壓力示意圖	4-18

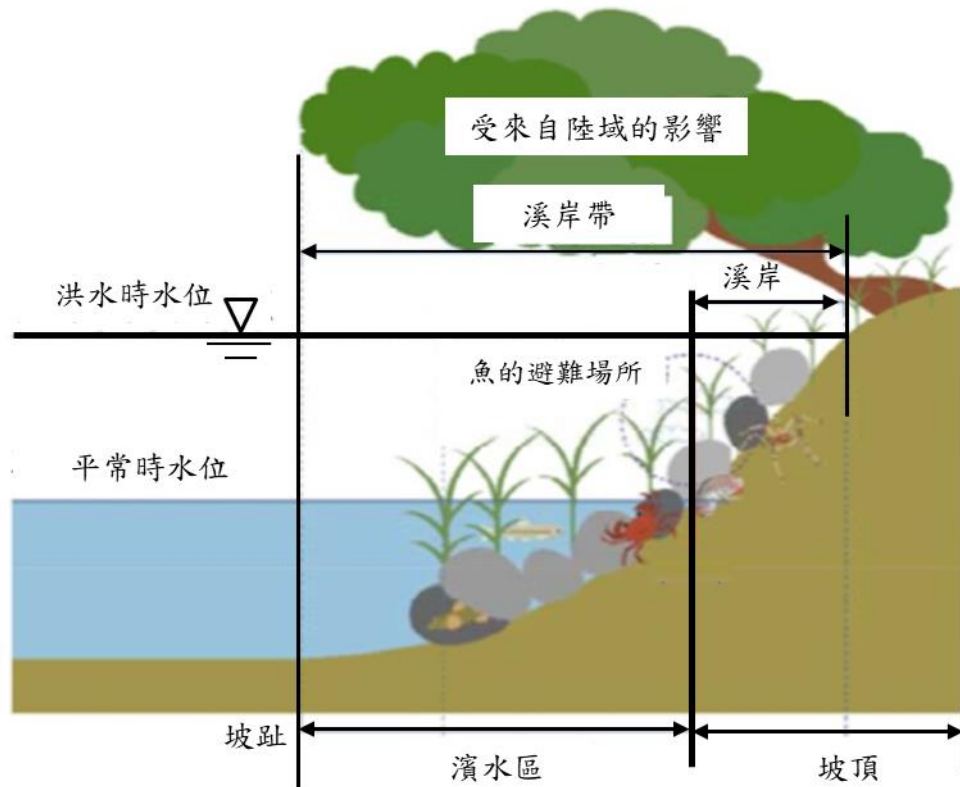
圖 4-6 後傾式護岸土壓力分布	4-19
圖 4-7 郎金土動主壓力分布示意圖	4-20
圖 4-8 護岸受上揚力作用示意圖	4-22
圖 4-9 護岸破壞型態	4-24
圖 4-10 護岸受力偏矩示意圖	4-26
圖 4-11 沖積河道沖刷深度觀測值與中值粒徑之關係	4-34
圖 4-12 防砂壩下游河床沖刷各參數示意圖	4-36
圖 4-13 系列固床工示意圖	4-38
圖 4-14 斷面劃分示意圖	4-40
圖 4-15 粒徑分布曲線圖	4-42
圖 4-16 土工織物濾層	4-42
圖 4-17 疊式預鑄護岸塊體間之聯接方式	4-44
圖 4-18 柔性預鑄塊毯示意圖	4-46
圖 5-1 臺東縣東河鄉興昌村羊橋溪子集水區	5-2
圖 5-2 溪流斷面尺寸圖	5-6
圖 5-3 羊橋溪四期整治工程護岸設計圖	5-8
圖 5-4 RC 箱設計圖	5-9
圖 5-5 高雄市六龜區隆興村舊潭 2 號子集水區	5-16
圖 5-6 護岸設計圖	5-21
圖 5-7 場鑄 RC 箱尺寸圖	5-22
圖 5-8 上、下層 RC 箱扣接方式示意圖	5-23

照片次

照片 4-1 預鑄塊體以鋼纜聯接.....	4-45
照片 4-2 柔性預鑄塊毯應用例.....	4-46
照片 5-1 羊橋溪溪流災害實況.....	5-3
照片 5-2 低水護岸施工與竣工後 15 年之比對.....	5-9
照片 5-3 場鑄 RC 箱.....	5-10
照片 5-4 RC 箱鋼索扣接方式.....	5-10
照片 5-5 護岸隔牆.....	5-11
照片 5-6 RC 箱回填土壤.....	5-11
照片 5-7 菱形網覆蓋於場鑄 RC 箱上.....	5-12
照片 5-8 羊橋四期竣工後現況各期之現況.....	5-13
照片 5-9 低水護岸穩定現況.....	5-14
照片 5-10 舊潭 2 號橋野溪土砂災害現況.....	5-17
照片 5-11 場鑄 RC 箱.....	5-22
照片 5-12 上、下層 RC 箱相互疊砌.....	5-23
照片 5-13 工區竣工時及竣工後之植生現況.....	5-24
照片 5-14 護岸穩定現況.....	5-26

第一章 前言

溪岸帶(riverbank area)係指水、陸交界處之兩側，包含位於枯水位與常水位間臨水植物生長之濱水區(reparian)，以及常水位之上直至水流完全沒有影響(即坡頂)的溪岸(riverbank)，是河流生態系統和陸地生態系統之間進行物質、能量和資訊交換的生態過渡帶，如圖 1-1 所示。溪岸帶是溪流生態系統的重要組成部分，具有防治溪流水流對溪岸土壤的侵蝕、截留轉化來自附近農業用地的逕流泥砂和養分、調節洪水、淨化河流水質、調節區域微氣候、維持碳氮磷等物質循環、地下水補給、休閒旅遊、提供水陸生物覓食、棲息、繁衍和避難，以及維護生物多樣性和保持生態系統的完整性等多個方面之功能。但是，人類為了充分使用河川之水、土及魚類資源，而沿著溪岸帶進行著不同規模和程度的土地利用行為，於是有了溪岸防護之需求。護岸(revetment)係指為為保護溪岸而直接構築於岸坡之縱向順水構造物，具有保護溪岸及穩定坡腳之功能。在水泥等現代材料出現之前，護岸工程主要採用木、石、土及自然植被等天然材料，包括自然植被護岸、木質材護岸(如木格框護岸及木排樁護岸)、乾砌石護岸、拋石護岸等。由於這類護岸對溪岸植被緩衝帶環境之衝擊比較小，故統稱為生態護岸(ecological revetment)，它是在滿足保護溪流岸坡免於被沖刷破壞之基礎上，應用活的植物或是植物與土木材料相結合所構築具有透水、透氣之護岸。



資料來源：國土交通省及國土保全局，2018

圖 1-1 溪岸帶示意圖

但是，由於集水區上游野溪(torrent)坡度陡峭，水流湍急，洪水具有暴漲暴跌之特性，溪床變動程度大，其沖刷與撞擊破壞作用嚴厲地考驗著生態護岸之穩定性。鑑此，為了達成護岸的功能性及安全性，因而必須採用具有堅固、抗沖良好性能之傳統混凝土護岸，以發揮保護溪岸功能。

傳統混凝土護岸工程遵循採用最經濟斷面輸送最大流量的原則，在結構設計和材料選擇上追求斷面渠化和較小的水力糙率，在使用功能上側重保護溪岸及穩定坡腳，因而多數採用漿砌石、混凝土或鋼筋混凝土等硬質材料，對岸坡進行加固保護。這種硬質護岸最大的優點就是堅固、耐久；但是，傳統混凝土護岸所形成的封閉體系，其後果是破壞了溪岸帶之大部分功能，也嚴重惡化了洪水調節水質淨化地下

水補給等功能，以及阻隔水陸生物覓食、棲息、繁衍和避難之棲地環境及移動通道。

由於採用天然材料構築之生態護岸，雖然可以避開對溪岸環境等問題之衝擊影響，不過在耐久性及功能性卻無法完全滿足沿岸保全對象之需求，而採用混凝土護岸又不利於環境、景觀、親水及水資源利用。於是，兼具岸坡保護及良好生態功能之預鑄混凝土塊護岸(precast concrete revetment)，乃運應而生。

第二章 預鑄護岸定義與功能

2.1 預鑄工法

將各種形狀之混凝土塊於適當地點預先製作儲存，俟工程需求再輸運至工地予以施工者，稱之為預鑄混凝土塊(precast concrete block)，而將此預鑄混凝土塊通過之一定的施工程序而組合成某種特定工程者，這種施工法稱為預鑄工法(precast concrete construction)。依據預鑄地點可以區分現場預鑄及工廠預鑄兩種類型，茲簡述如下：

一、現場預鑄(cast-in-place)

這種預鑄方式係為執行特定工程而在施工場區附近選定適當地點澆置生產混凝土塊。這是因應工程需求之限量生產，其優點是距離工區近，運輸方便，但缺點是在山坡地施工場址之有限空間，適當地點並非容易覓得；另，因與工程同時進行，受到天候，人力素質，施工期程等因素影響，不僅不易精確控制品質，且對於縮減工期及降低人力成本之成效仍屬有限。

二、工廠預鑄(cast-in-factory)

這種預鑄方式係以量產方式為主，即在工廠內以人工或自動方式澆置生產混凝土塊，並因應工程需求採行車輛輸運至工區。這種生產方式並非配合特定工程，而是按需求有計畫性的生產，其主要優點是品質得以控制，生產成本得以降低，且具有縮短工程期程之優勢，惟因須採用車輛長程輸運至工區，對於位於交通可及性低之工區就顯得相當不便，且塊體在輸運過程也比較容易受損，皆屬其缺點。

相較於現場澆置混凝土，不論是工廠或現場預鑄混凝土塊所組成之各種構造物，雖然在強度及安全上均不如現場澆置混凝土，但是預

鑄混凝土塊構造物具有生態性、景觀性，以及混凝土品質佳、施工性佳、臨水施工作業較安全等多項優點，在面對日益嚴重的環境惡化問題，人們意識到護岸工程不僅要符合工程設計原理，同時也應順應生物系統之基本需求，考慮護岸對溪岸帶生物環境、植物種群、生物通道等生態因子之影響。因此，發展兼具護岸坡及良好生態功能的預鑄式護岸(precast revetment)，就逐漸成為河溪防砂工程之重要指導原則。

2.2 預鑄護岸定義與功能

2.2.1 預鑄護岸定義

預鑄混凝土塊護岸(以下簡稱預鑄護岸)係由預鑄混凝土塊組成之護岸，可以疊砌堆置，也可以沿著岸坡鋪排，而各個混凝土塊之間係通過多種方式連接，如相互咬合或扣接等，使其充分發揮結構柔性及整體剛性之優點。同時，為避免護岸外觀之生硬化，一般預鑄護岸多數預留孔隙或凹槽，這不僅使護岸具有多孔性及透水性，還允許客土提供植物生長發育，改善混凝土對岸坡棲息地環境及景觀效能之衝擊程度。

另，在急流野溪考量水流之強大作用力，常於設計洪水位以下(包括基礎)採用傳統混凝土護岸取代，而洪水位以上則維持預鑄護岸者，稱之為複合式預鑄護岸(compound precast revetment)，如圖 2-1 所示。



照片地點：台東分局舊斑鳩溪整治工程(林志賢秘書提共)

圖 2-1 複合式預鑄護岸

2.2.2 預鑄護岸功能

承上所述，預鑄護岸係由預鑄混凝土塊經過疊砌或鋪排方式組成護岸，故兼取混凝土預鑄工法及生態護岸之功能。

一、預鑄工法功能

相較於施工場區進行組模及混凝土澆置之傳統工程方法，不論採取現場預鑄或工廠預鑄之混凝土預鑄工法均具有以下效能，包括：

(一) 可控制預鑄構件之工程品質

由於水土保持工程常位於偏遠山區，不僅交通不便，且因坡度較為陡峭，施工機具搬運困難，使得採用預拌混凝土車供料時，因車程及時間問題，常導致混凝土已產生初凝現象而嚴重影響工程品質，即便採用場拌方式進行施工，也常受限於設置混凝土拌合場場址或混凝土養護不易等問題，造成整體施工品質難以掌控。因此，採用預鑄工法就成為上述

各項問題之解決方案了。

預鑄工法之特點，是在可控制的環境下製造構造物之預鑄構件。通過完整的養護標準流程，使得構件品質及強度均得以控制，尤其是高強度混凝土製品，更是預鑄工法之優勢；加上它的體積小，重量輕，故也具有搬運之優勢，適用於偏遠山區交通不便及施工機具搬運困難之施工環境，惟仍須考量吊放機械之施工度。

(二) 可節省之施工成本

預鑄工法(工廠預鑄)係將構造物部分組成構件按市場需求預先大量產製和儲存，俟特定工程案件需求，再輸運至工址利用吊裝作業將構件與構造物組合，因而可以在極短時間內迅速完成工程。因此，由於免除組模及現場混凝土澆置，預鑄工法(工廠預鑄)具有施工一元化、節省人力、縮短工期、較不受天候影響、工期穩定等優點(林哲正，1992)，再者採用吊裝作業組合護岸，提高了臨水作業之勞工安全。另一方面，混凝土預鑄構件多採用高強度混凝土，在相同功能條件下之混凝土用量較少，故具有混凝土減量及降低材料成本之效果。

不過，預鑄工法能否達成降低施工成本之期望，尚須克服下列三個關鍵因素，包括：

1. 預鑄構件必須採用鋼模鑄造，倘若初期因鑄造數量未達經濟規模時，其鑄造工程費用偏高。
2. 預鑄構件外型構造不宜過於複雜，除了增加混凝土澆置及脫模難度外，也會造成鋪排或疊砌施工時之成本，甚至影響構造物整體強度及安定，危及其安全。

3. 預鑄構件間之組合扣接必須穩固牢靠，但不宜過於繁複耗工，否則亦無法有效達成預鑄工法降低人力成本及縮短工期之優勢。
4. 預鑄構件必須以車載方式輸運至預定工址，從而提高施工成本。

(三) 簡化維護工序

水土保持工程多屬剛性構造物，且常位於地形極端不利之邊坡和野溪環境，很容易遭受外力作而破壞，其中野溪水土保持工程構造物表面磨蝕(abration)問題，已成為野溪水土保持工程最常見的問題之一。除非已經採用一些措施加強構造物防磨蝕設計(如高性能混凝土、鋼板防護等)，否則目前對於構造物表面磨蝕問題之防止對策，仍然束手無策，而比較有效的方法就是直接打除重作。雖然打除重作是現階段解決的常用手段之一，惟仍然沒有徹底解決磨蝕的根本問題。因此，避開打除重作所造成的施工成本增加，而將主要易遭磨蝕區位之混凝土改以預鑄構件施作，一旦遭到磨蝕而失去功能時，只要抽換遭磨蝕之部分構件，即可恢復功能，突出了降低工程維護成本之效益。

由各種形狀混凝土塊所組成之護岸或其他構造物，因混凝土塊形狀式樣變化極大，且別具特殊的應用條件及功能，從而吸引廠商以申請專利方式確保混凝土塊使用之權益。但是，除了國內各公務機關在使用專利產品時，必須經過繁複的文件流程說明專利品使用之必要性，而更大的問題是為了避免陷入圖利廠商之泥沼，導致專利產品在國內公共建設上之使用狀況是排斥多於接受，使在推廣上受到很大限制。

二、預鑄護岸功能

預鑄護岸係由各種形狀混凝土塊及相關扣接件所組成。其中，混凝土塊多預留可提供客土植生的空間，以營造植物生長的环境，而護岸穩定則由混凝土塊本身重量、相鄰混凝土塊間扣接成一個整體及植物根系等所提供。與傳統混凝土護岸相比，預鑄護岸係以保護、創造生物良好的生存環境和自然景觀為前提，在保證護岸具有一定強度、安全性和耐久性的同時，兼顧工程的環境效應和生物效應，以達到一種水體和土體、水體和生物相互涵養，適合植物生長棲息的仿自然狀態。因此，預鑄護岸可以滿足以下幾個方面之要求，包括：

(一) 防護功能

由相鄰預鑄混凝土塊之間以凸緣或扣接方式組成護岸，雖然在外力作用下之整體穩定性不如混凝土護岸，但是因屬高透水結構，排水效果佳，岸體受水壓力作用小；且又屬柔性構造，能夠適應較大的整體沉陷及一定程度的不均勻沉陷，允許塊體的微小位移，加上植物根系的固結作用，已大幅度提升預鑄護岸之穩定性。因此，除了在一些水流作用強烈之高風險溪段(如凹岸)，盡量避用或採以特殊設計外，預鑄護岸之安全性及其防護能力，已經具有較好之實用價值。

(二) 保水透水功能

預鑄護岸臨水面具有可滲透性之坡面，且其表面植被可以調節地表和地下水文狀況，使水循環途徑發生一定的變化。當洪水來臨時，洪水通過坡面植被大量滲入土壤中儲存，削弱洪峰，發揮了遲滯逕流的作用；相反地，當遇有枯水季節時，儲存於土壤中的水反而會滲入河流中，維持河流之基本

流量，對調節水量發揮了積極的作用。同時，預鑄護岸中大量採用根系發達的固土植物，其在水土保持方面又有很好的效果，使護岸的抗沖性能大大加強。

(三)生態功能

大自然本身就是一個和諧的生態系統，當採用傳統護岸防護岸坡時，由於溪岸被襯砌化、硬質化，這固然對溪岸防護發揮了一定的積極作用，但同時對整個生態系統的破壞也是顯而易見的，混凝土護岸將水體、土體及其他生物隔離開來，阻止了河道與河畔植被的水氣循環。相反，預鑄護岸卻可以將水、土與河畔植被連成一體，構成一個完整的河流生態系統。預鑄護岸的坡面植被可以造成流速的變化，為魚類等水生動物和兩棲類動物提供覓食、棲息和避難的場所，對保持生物多樣性也具有一定的積極意義。

(四)景觀功能

預鑄護岸技術改變了以往的那種「整齊劃一的河道斷面、筆直的河道流路」的靜態美，而以綠色長廊，昔日的碧水漪漪、青草漣漣的動態美得以重現，預鑄護岸順應了現代人回歸自然的心理，並且為人們休閒、觀賞提供了良好的場所，提升了整個城市的品味。

第三章 野溪預鑄護岸規劃原則

雖然預鑄護岸適用於一般溪流環境，惟因野溪水流湍急，溪流邊界(溪床及兩岸)容易遭受外力作用而發生快速且顯著地變形，使得野溪護岸設施在空間和時間上隨時面臨著各種外力的破壞威脅。因此，在規劃預鑄護岸之前，除了必須蒐集溪流基本資料調查與分析外，亦應針對溪流水流及岸坡條件妥適選用適當之預鑄護岸型式，如圖 3-1 所示。

3.1 基本資料蒐集與調查分析

基本資料蒐集與調查分析之完整性與正確性，是妥適規劃預鑄護岸之必要基礎。與實施預鑄護岸有關之野溪基本資料蒐集與調查項目，包括野溪基本特性調查、河溪生態調查分析、設計參考調查及施工調查等四大項，表 3-1 為各調查項目及其內容與可能資料來源，茲說明如下：

一、集水區概況

- (一) 整治溪段所在集水區基本資料：包括集水區地理位置(起點位置)、所屬流域、主要集水區(次要集水區或子集水區)、名稱、編號、面積等。
- (二) 降雨資料：以年降雨量為主，包括集水區各雨量站至少 15 年以上之降雨量資料。
- (三) 歷史災害事件：包括災害發生時間、原因(颱風事件及累積降雨量)、災損區位及規模等。
- (四) 以往治理情形：包括工程構造物種類、數量、構築時間、施工單位、經費、位置分布、非工程措施及各項措施等。

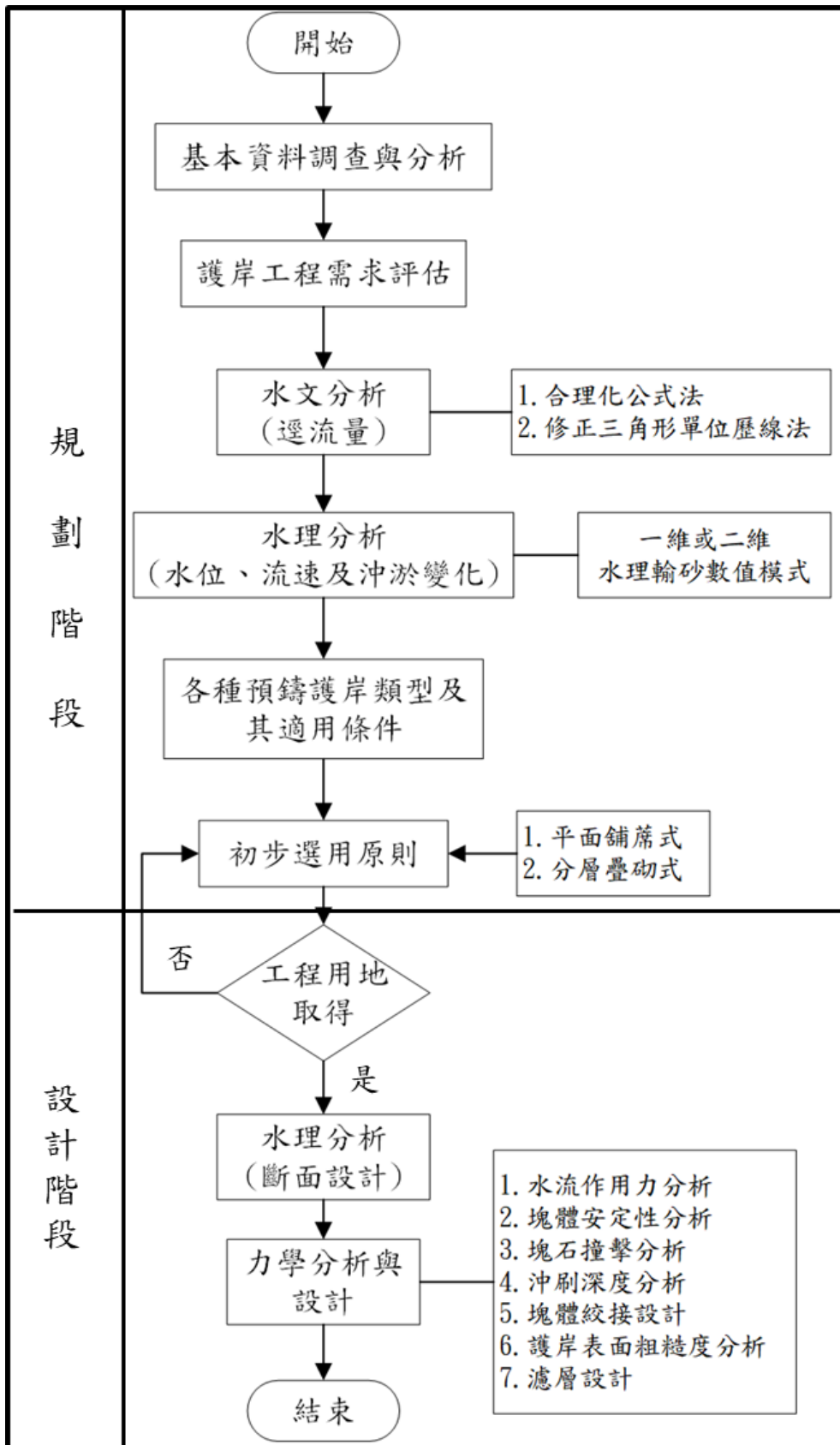


圖 3-1 預鑄護岸規劃與設計流程

表 3-1 基本資料調查與分析

項目	項目與內容	資料來源
集水區 概況	<ol style="list-style-type: none"> 1. 整治溪段所在集水區基本資料 2. 水文資料 3. 歷史災害事件 4. 以往治理情形 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 歷年治理調查規劃報告。 2. 水土保持工程勘查紀錄表。 3. 工程管考系統。
野溪 調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 基本資料調查 2. 歷年護岸毀損調查 3. 溪岸土壤性質 4. 河床質調查 5. 可能致災地點及保全對象 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 水土保持手冊(2017)：基本資料調查與分析篇 2. 歷年各種圖資，含航拍圖、相片基本圖等
生態 調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 棲地生態資料蒐集 2. 生態棲地環境評估 3. 棲地影像紀錄 4. 生態關注區域說明及繪製 5. 研擬生態影響預測與保育對策 6. 生態保全對象之照片 	<p>水土保持手冊(2017)：基本資料調查與分析篇</p>
設計參 考調查	<ol style="list-style-type: none"> 1. 護岸破壞與修復記錄 2. 植栽調查與選用 3. 土地權屬 4. 環境可用資源調查 5. 施工道路可及性 6. 水文特性 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 以往災害調查報告(破壞護岸設計工法及設計圖、破壞照片) 2. 水土保持手冊(2017)：基本資料調查與分析篇 3. 水土保持手冊(2017)：植生篇

二、野溪調查

(一)基本資料調查：以歷年衛星影像及現勘為基礎，經比對研判野溪之各種性狀，包括溪流長度、各段溪床坡度及平均寬度、蜿蜒度、流路變遷、災害發生原因、災損情形及治理工程種類等。

(二)歷年護岸破壞與修復記錄調查：調查歷年護岸破壞之原因、範圍、

護岸種類(含基礎及其他保護工)、毀損程度、修復記錄，供後續設計參考，應儘量掌握其破壞原因並加以防範。

(三)溪岸土壤性質：瞭解治理區段溪岸表層土壤狀況，協助選定合宜之邊坡穩定處理工程或挑選適地適當植栽。

(四)河床質分布：實施溪床質採樣及分析，藉以瞭解河床質粒徑材料分布組成及縱斷變化，研判分析野溪特性，並作為水理分析模式之參數計算及泥砂生產量調查之基本依據。

(五)可能致災地點及保全對象：包括溪流可能致災地點(如谷口、地形開闊處、坡度變陡、河道轉彎、障礙物、橋梁、保全對象地勢低窪等)、保全對象數量及分布等。

三、野溪生態資料蒐集與調查評估(經濟部水利署，2016)

(一)棲地生態資料蒐集：應蒐集包含陸域生態資訊、水域生態資訊、生態議題、其他可能相關之生態訊息等。經蒐集之生態資料應註明資料來源，包括學術研究報告、環境監測報告、地方生態資源出版品及網頁資料、民間觀察紀錄資料等，以完備資料來源之可靠性。

(二)生態棲地環境評估：應包含現地環境描述、生態保育議題研議、棲地評估結果、特殊物種(包含稀有植物、保育類動物)。整合文獻資料及現勘結果，分析生態保育議題，如生態敏感區、重要地景、珍稀老樹、保育類動物及特稀有植物、生態影響等。

(三)棲地影像紀錄：包括災害照片、棲地環境影像(含拍攝日期)。

(四)生態關注區域說明及繪製：以 1/1000 比例尺為原則，將治理範圍(或工程設計圖範圍)之生態保全對象及潛在生態課題，套疊繪製生態關注區域圖，以更精確地呈現工程治理與生態關注區域和生態保全對象之位置關係。繪製範圍除了工程本體所在的地點，亦要將工程可能影響到的地方納入考量，如濱溪植被緩衝區、施工便道的範圍。

若河溪附近有道路通過，亦可視道路為生態關注區域圖的劃設邊界。此外，應標示包含施工時的臨時性工程預定位置，例如施工便道、堆置區等。

(五)研擬生態影響預測與保育對策：應包括生態保全對象與生態影響預測、生態保育策略與保育成果預測分析等項目。其中，生態保全對象與生態影響預測，需考量公告生態保護區、學術研究動植物棲地地點、民間關切生態地點、天然植被、天然水域環境(人為構造物少)等各類型生態保全對象，逐一檢討分析工程設計對於工區(含施工區域)生態環境立即性破壞之可能和程度，並對後續帶來的衍伸性影響(如溪水斷流、植被演替停滯等)進行預測分析。同時，應對各個可能受影響的生態保全對象事先研擬合適之保育策略，工程佈設時應盡量迴避生態保全對象，若無法迴避時，則務求縮小、減輕及補償之策略，同時須評估保育策略的成效。

(六)生態保全對象之照片：應以特寫與全景照方式記錄生態保全對象，提供現地操作人員辨識。

四、設計參考調查

(一)植栽調查與選用：提供作為護岸植栽物種選擇之依據。

(二)土地權屬：工程構造物施設處土地權屬調查，以利後續取得土地使用同意作業，避免造成糾紛。

(三)環境可用資源調查：設計與施工時可用之土石資源與植物，俾便工法與工料之選擇，惟環境資源之採用應避免破壞當地生態環境及河道穩定為原則。

(四)道路可及性：避免過當設計造成工程機具無法進駐施作。

(五)水文特性：調查計畫河段豐枯水期，避免於豐水期施工及瞭解可施工天數，確實掌握工期。

總結以上各項調查，除了必要的水文調查外，與預鑄護岸規劃設計至關密切者，以「歷年護岸破壞與修復記錄調查」為首要關鍵，它關係著預鑄護岸設計之成敗，是累積野溪治理經驗不可或缺的重要調查工作之一。根據日本調查經驗(國土交通省及國土保全局，2018)，預鑄護岸毀損原因大致可歸納出以下六項因素，包括：

一、溪床局部淘刷導致護岸沉陷滑移

通常護岸表面粗糙度小於溪床，貼近護岸之水流流速較大，作用於護岸附近溪床之剪應力及流體力變大，此時溪床與坡趾土砂容易受到水流侵蝕流失，使得護岸基礎裸露懸空，其背填土砂流出導致護岸沉陷滑移而破壞，如圖 3-2 所示。

此外，粗糙度不同的界面相鄰地點，作用的剪應力不均衡，也容易產生淘刷。因此，在規劃時必須查明最大淘刷深度，洪水退落之後原先淘刷地點重新回淤粒徑較小之土砂，未必能對應受災時的淘刷深度，故應以測量桿等刺入掌握正確淘刷深度，作為復舊之基礎深度考量。

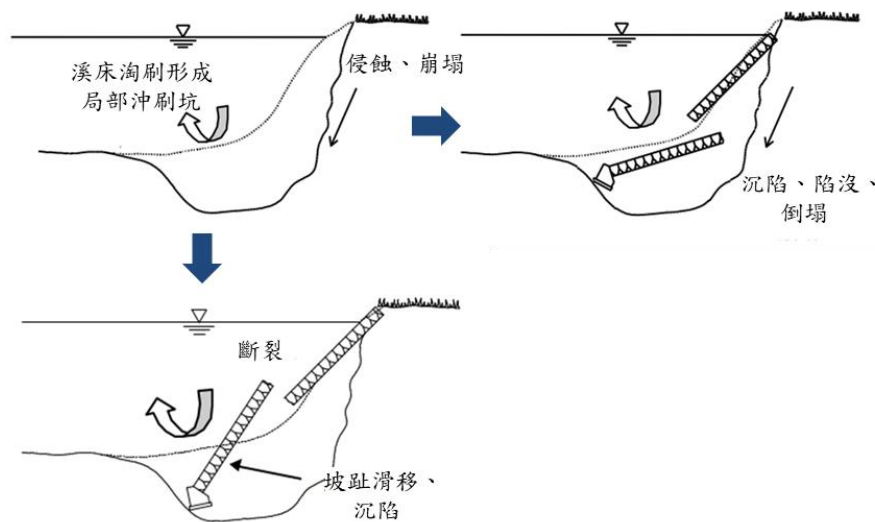


圖 3-2 溪床淘刷導致護岸破壞

二、流體力導致混凝土塊移動與流出

洪水流動會對每個混凝土塊產生上揚力、阻力與重力等作用。混凝

土塊則以摩擦力抵抗，但若流體力太大，會使得混凝土塊移動、流出。只要一塊混凝土塊流出，作用在周邊混凝土塊的流體力就會增強，導致混凝土塊流出範圍擴大，如圖 3-3 所示。

除了上述混凝土塊遭受側向侵蝕的災情，也有其他護岸不同的受災過程：(1)基礎淘刷；(2)坡面保護工承受不了自重而崩塌；(3)崩塌的坡面保護工周圍水流亂流、坡面保護工背面遭受側向侵蝕而使受災面積擴大。

這種狀況和上述側向侵蝕不同，主要致災原因為局部淘刷，兩者不可混淆。

三、流體力造成翻覆

預鑄混凝土塊等整體連成鋪面、具撓曲性護岸的受災型態，這種受災型態發生原因是，連結預鑄混凝土塊護岸端點未妥善處理，作用在端點預鑄混凝土塊的流體力大於作用在連結群內預鑄混凝土塊的流體力，由端點預鑄混凝土塊開始移動，漸往下游擴大範圍，導致整個預鑄混凝土塊翻覆。

預鑄混凝土塊上游端點容易出現弱點，係因受上游粗糙度影響的流速，來到粗糙度較小的預鑄混凝土塊地點，會產生流速變動(加速度)與水流紊亂，造成護岸尾端壓力變動，使預鑄混凝土塊形成揚力。當護岸尾端浮起，預鑄混凝土塊突出於水流的面積增加，急遽提高其阻力與上揚力，於是整個預鑄混凝土塊翻覆破壞。因此，使與護岸末端摩擦區間的粗糙度漸漸變化，並在設施本體施設橫向帶狀物等不易擴大災害之對應措施。

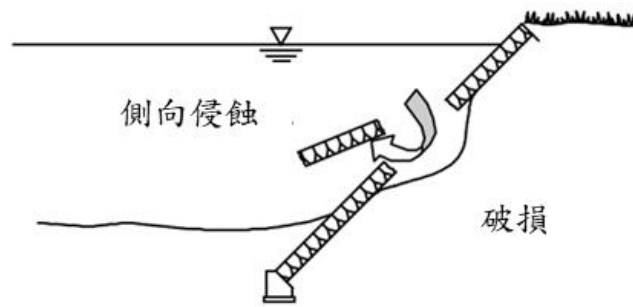


圖 3-3 流體力造成預鑄護岸混凝土塊混損

四、回填材料吸出導致的災害

這是護岸臨水坡面土砂被吸出流失，導致整個護岸受損的災害。此等土砂吸出現象的發生機制為，洪水時壓力變動導致護岸空隙中的土砂被吸出，或洪水退水時殘留水壓造成管湧等，如圖 3-4 所示。

護岸坡面土砂被吸出後，護岸背面土砂因此陷沒。在災害現場，從接近護岸頂之視線，瞄視上下游護岸坡頂線(高度線)有無凹凸狀況。

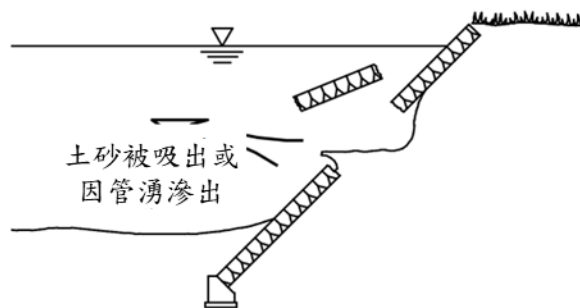


圖 3-4 土砂被吸出或因管湧滲出而破壞

五、殘留水壓造成災害

洪水消退時殘留在背填土中之滲透水形成殘留水壓，除了導致管湧外，若護岸坡面陡峭，殘留水壓加上土壓，可能造成護岸往溪流側翻倒，或土質強度降低導致滑動災害，如圖 3-5 所示。

與上述護岸坡面土砂被吸出的狀況相同，觀察岸頂高程或坡面坡度變形，可能是這種災害之徵兆。

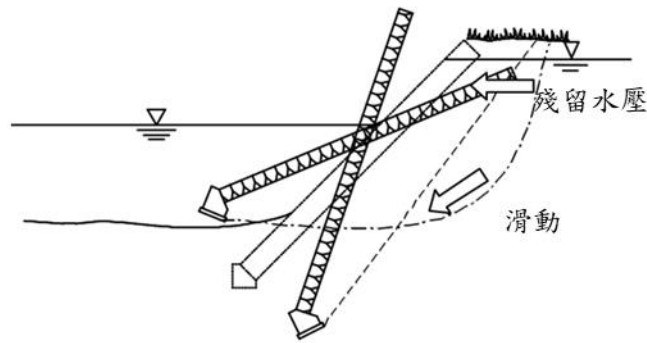


圖 3-5 殘留水壓造成護岸破壞

六、堤頂侵蝕導致災害

洪水流越過護岸頂端，可能導致護岸頂端背填土侵蝕、讓護岸內空洞化造成護岸破壞，如圖 3-6 所示。溪流彎曲段凹岸側水流與離心力交互作用使水位抬升，這樣的水流衝上護岸時，會沿護岸頂端產生高速水流，其下游側則出現水流由岸頂往水路掉落、劇烈侵蝕岸頂附近土砂，其結果是護岸背填土砂流失而危及護岸之安定。

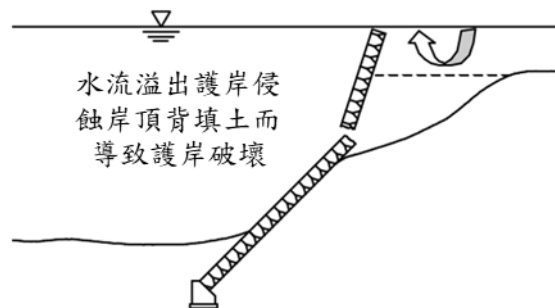


圖 3-6 岸頂遭水流侵蝕成災

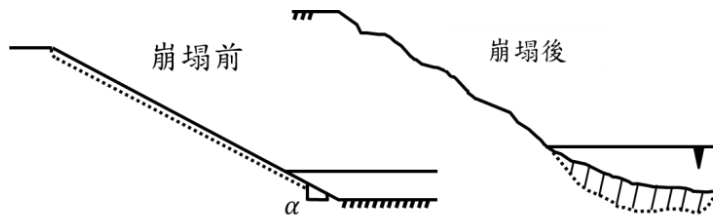
3.2 護岸設置必要性評估

3.2.1 溪岸破壞原因

影響溪岸崩滑破壞的因素多而複雜，一般認為與縱向水流強度、橫向環流強度、深泓離岸距離和頂沖部位的變化、河彎形態、岸坡形態、溪岸土質條件、地下水滲流作用、風浪、河砂開採等多種因素有關。其中，從

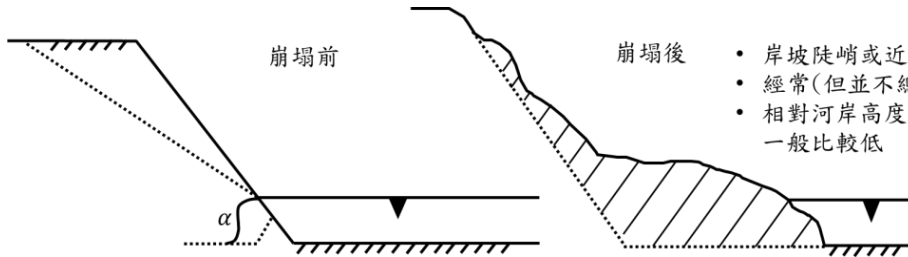
水流條件觀點認為，主流貼岸引起溪岸破壞段之近岸河床刷深，岸坡變陡，當岸坡坡度超過穩定的臨界值時，岸坡即失去平衡而產生溪岸崩滑破壞。對於一定的溪岸組成，近岸水流強度愈大，岸坡愈陡，愈容易發溪岸崩滑破壞。從土力學溪岸穩定的觀點，認為引起岸坡失穩的主要因素有岸坡土體本身的物理性質、狀態指標、強度指標及其變化、河床的沖刷深度、河道水位的變化及引起的滲透水壓力等。枯水期溪岸土體較乾，單位重較小，土體側向土壓力較小，而內摩擦角(ϕ)及粘聚力(C_h)一般較浸水飽和時為大，亦即其抗剪強度較大，溪岸相對穩定。洪水期溪岸土體經水浸泡飽和後，一般 ϕ 及 C_h 值會有所降低，從而抗剪強度降低。退水時，岸坡土體處於濕單位重，側向土壓力相對較枯水時大，同時岸坡土體向河槽方向的滲透水力坡降增大，滲透水壓力加大，此時溪岸極易發生崩滑破壞。一般，溪岸崩滑破壞的發生由兩個方面所決定：

- 一、溪岸下方的溪流，在汛期時，河床深槽貼近溪岸，通過由強烈淘刷改變溪岸邊坡幾何形態，間接改變了邊坡土體的受力條件而誘發溪岸崩塌，如坡腳側向淘刷後退，這類型破壞除了與河道水深及流速有關外，溪岸邊坡土體的內部構造及其實際坡度變化為造成破壞的主要因素，如圖 3-7(1)-(6)所示。
- 二、溪岸坡度極陡，甚至大於飽和土體的安息角，在降雨或地震等條件的誘發之下，由重力作用產生崩塌，這類崩塌皆與土力學性質有關的因素，包括土體單位重、粘聚力、內摩擦角等，它們在時間上均隨土體含水量而變化，一般多發生於邊坡的上方，沒有受到河道水流的直接影響，如圖 3-7(7)及(8)所示；因此，溪岸陡峭的坡度造成重力沿著斜坡方向的分力大，是導致溪岸崩滑破壞發生的主要動力因素，而降雨逕流主要是起到誘發的作用。



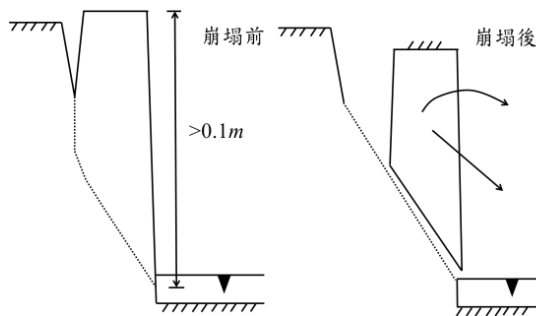
- 岸坡平緩
- 常發生在土質河岸
- 崩塌滑動面大致與坡面平行
- 河岸滲透水顯著降低穩定坡度
- 植被有助於坡面穩定

(1)淺層崩塌



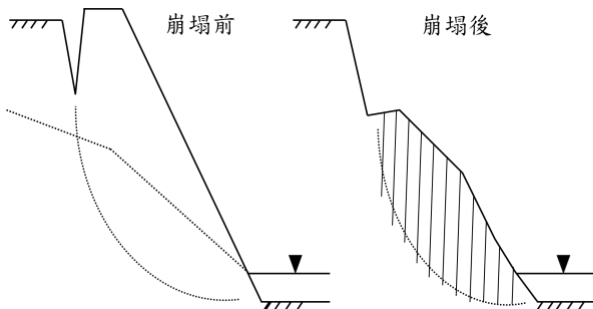
- 岸坡陡峭或近乎垂直
- 經常(但並不總是)發生在非粘性河岸
- 相對河岸高度, 地下水位/河道水位一般比較低

(2)平面型崩塌



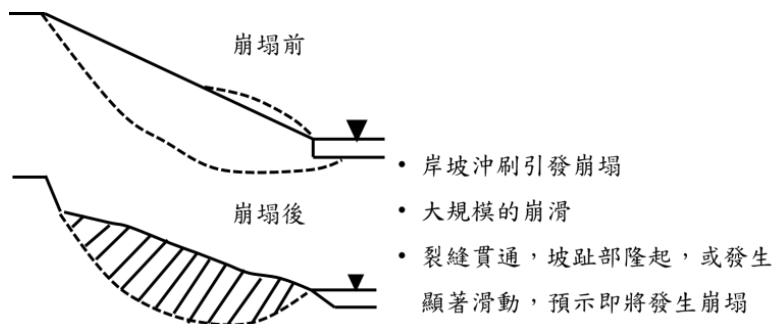
- 岸坡陡峭或接近垂直
- 具有較深的張力裂縫
- 因滑動和(或)傾覆而崩塌
- 裂縫積水勢必提高崩塌可能
- 地下水位影響不大

(3)平面/板狀崩塌



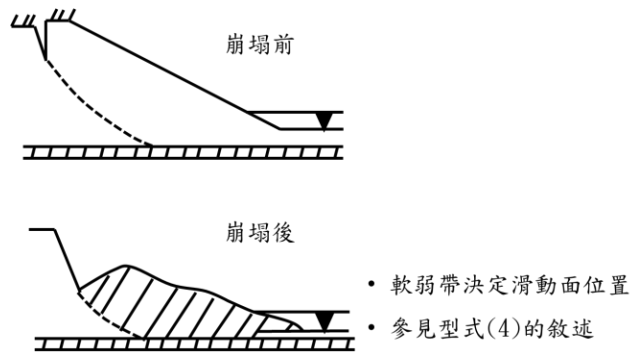
- 常發生在中等高度或較陡的河岸
- 常為均質粘性土
- 張力裂縫積水後降低邊坡穩定
- 地下水位影響顯著
- 崩塌可能擴及坡腳以外, 參見(5)

(4)均質材料的圓弧崩塌

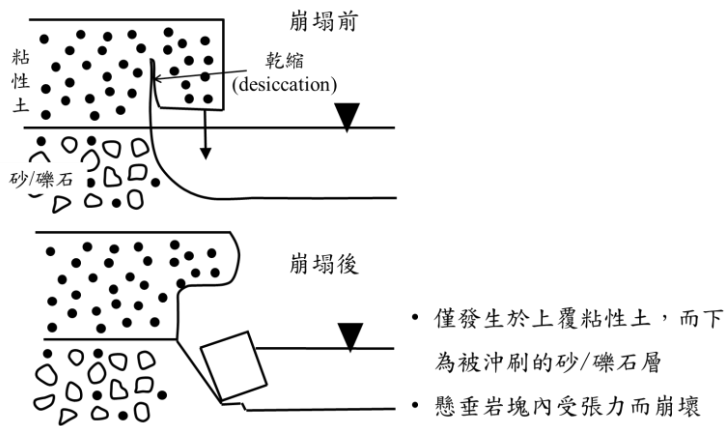


- 岸坡沖刷引發崩塌
- 大規模的崩滑
- 裂縫貫通, 坡趾部隆起, 或發生顯著滑動, 預示即將發生崩塌

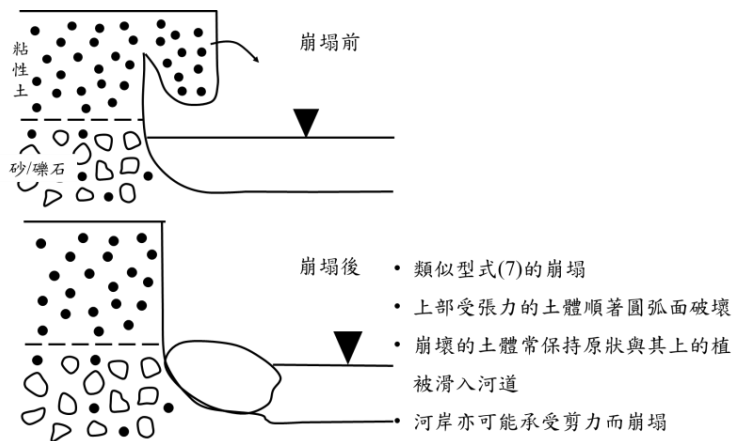
(5)沿軟弱帶的圓弧崩塌



(6)大規模圓弧崩塌/地滑



(7)異質溪岸組成崩塌(張力)



(8)異質溪岸組成崩塌(張力)

Source:Hemphill & Bramley, 1989

圖 3-7 溪岸崩塌類型

總之，由降雨及其引發的逕流誘發溪岸崩塌，主要有以下三個方面，包括：

一、降雨滲入溪岸土體內，使得土體重力增大，同時也使粘聚力減少，降

低土體的抵抗滑動的力量，從而發生溪岸崩滑破壞。

二、降雨逕流從坡面匯入河道之後，由於坡度由緩轉陡，侵蝕力大增，導致溪岸土體發生強烈侵蝕而發生崩滑破壞。

三、降雨匯集大量逕流，使河道水流淘刷溪岸下方兩側坡腳，加大了溪岸坡度，導致上方土體失去支撐而失穩崩落溪床。

在實際發生的諸多案例中發現，溪岸邊坡幾何形態受河道水流作用而改變，誘發土體崩塌是野溪溪岸崩塌的主要類型，且往往導致溪岸邊坡上方土體因失去支撐而失穩滑崩。在土體自重、滲流、外部荷重及河道水流等多種因素的作用下，坡腳處土體將首先出現裂隙或陷坑，以至形成破壞面，並沿著破壞面出現土塊傾倒與崩落，不僅使其上部土體失去支撐，同時也縮短了入河滲流的長度，上部土體隨即依次產生失穩，逐步出現傾倒崩落，每次土塊的傾倒崩落都相當於一次平面滑動破壞，隨著時間的增長，土塊崩落現象逐步向上發展，最終溪岸邊坡整體破壞，形成下緩上陡的坡面形態。

3.2.2 護岸設置必要性評估

根據溪岸破壞原因，為保全溪岸之安全及合理利用，應從以下項目研判護岸設置之必要性，包括：

一、溪岸周邊鮮少土地利用及保全對象分布者，除非可能引發大規模土砂流失，否則應該無設置護岸之必要。

二、雖然目前屬於自然溪岸，但是以往並無洪水淘刷而導致顯著的土地流失問題，而未來也沒有發生嚴重的土壤侵蝕者，應該無設置護岸之必要。

三、溪岸由岩石構成，研判不會發生淘刷破壞，故無設置護岸之必要。

四、溪流寬度局部放大之溪段，因水流單位寬度流量(即水流強度)降低，對溪岸淘刷勢能亦同時減弱，溪岸無顯著淘刷破壞之虞，故無設置護岸

之必要。

五、位於溪流凸岸(內岸)者，因長期趨勢係朝著土砂淤積擴大，即便在大規模洪水作用下也無破壞之虞，故無設置護岸之必要。

溪岸崩滑破壞程度是護岸工程需求之重要因素，惟溪岸崩滑破壞是否影響其附近之保全對象，則是護岸工程的決定因素。一般，未有明顯開發或恣意改變溪岸型態的狀況下，溪岸發生崩滑破壞應屬自然演化之過程，並無所謂的災害問題。不過，當溪岸崩滑破壞問題已影響附近保全對象生活、生產及財產之安全時，加強溪岸保護而施以護岸工程則屬必要之作為。

3.3 水文分析

通過整治溪段基本資料蒐集與調查，並確定護岸工程施作需求之後，接著應就工址所在野溪進行水文分析，推估設計洪水標準下之洪峰流量。

一般，分析模型常以分析對象集水區(含開發基地)面積之大小選用之。當集水區面積小於 1,000ha 或集流時間小於 1.0hr 時，一般被歸類為小型集水區；同理，當面積大於 1,000ha 或集流時間大於 1.0hr 者，即屬中、大型集水區。由於位於溪流上游之小型集水區，多欠缺水文站及實測流量資料，而降雨於時間與空間的分布較為均勻，且降雨延時通常大於集流時間，故常以合理化公式法(rational formula method)進行洪峰流量的設計。至於中型集水區以上之洪峰流量演算，因降雨的時變性效應甚為明顯，因而常採用能夠反應時變性降雨強度的方法，如單位歷線法(unit hydrograph method)，而這裡將側重介紹臺灣地區山坡地常用之三角形單位歷線法(triangular unit hydrograph method)。

3.3.1 合理化公式法

合理化公式法為設計都市或公路及小集水區系統而推算洪峰流量，普

遍應用於欠缺實測流量之小型集水區中。

一、合理化公式：

基於集水區內有效降雨強度不隨時間與空間變化之假定條件下，則在集水區下游特定出口斷面處之設計洪峰流量，可表為

$$Q_p = \frac{1}{360} C I_{t_c}^T A \quad (3-1)$$

式中， Q_p =洪峰流量(peak surface runoff, cms)； C =逕流係數(runoff coeff.)，係反應集水區降雨損失的無因次係數，與地面條件相關； $I_{t_c}^T$ =設計降雨強度(mm/hr)，與集流時間、重現期及年降雨量等有關； A =集水區面積(ha)。

二、逕流係數

逕流量與降雨量之比值稱為逕流係數，與集水區面積、形狀、地質、地形、植被覆蓋、土地利用、前期降雨情況等眾多因子相關，難以採用理論方式直接推估。一般，常採以地形及土地利用方式估計之，如表 3-2 所示。

表 3-2 水土保持技術規範之逕流係數

集水區狀況	陡峻 山地	山嶺區	丘陵地或 森林地	平坦 耕地	非農業 使用
無開發整地區之 逕流係數	0.75~.0.90	0.70~0.80	0.50~0.75	0.45~0.60	0.75~0.95
開發整地區整地 後之逕流係數	0.95	0.90	0.90	0.85	0.95~1.00

註：開發中之 C 值以 1.0 計算；資料來源：水土保持手冊，2017

三、設計降雨強度

應用合理化公式的主要關鍵，在於推估平均設計降雨強度。根據水土保持技術規範(2016)提出以集水區年平均降雨量(P)為參數的無因

次降雨雨強度公式，即

$$I_t^T = (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{C_x}} I_{60}^{25} \quad (3-2)$$

且

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 \quad (3-2a)$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 \quad (3-2b)$$

$$B = 55 \quad (3-2c)$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 \quad (3-2d)$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 \quad (3-2e)$$

$$H_x = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.83 P} \right)^2 \quad (3-2f)$$

式中， P = 年平均降雨量(mm)； t = 有效降雨延時(min)； T = 重現期距(年)； A_x 、 B 、 C_x 、 G 、 H_x = 係數，可依下列原則選用之，即：

- (一) 當計畫區位於附錄一表列氣象站附近時，前項之年平均降雨量與 A_x 、 B 、 C_x 、 G 、 H_x 等係數，可參水土保持手冊(2017)基本資料調查與分析篇。
- (二) 當計畫區附近之氣象站只有年平均降雨量，且無 A_x 、 B 、 C_x 、 G 、 H_x 等係數時，可依前述之計算式分別計算各參數值。
- (三) 當計畫區附近無任何氣象站時，則從年等雨量線圖查出計畫區之年平均降雨量值，再依計算式分別計算各參數值。

四、集流時間

集流時間(time of concentration)是一種理想化的概念，係指逕流從

集水區上最遠的點流到特定出口斷面所需的時間。通常，在集水區內多簡化為兩種分段，其中由逕流從坡面流入溪流的時間，屬於坡面漫地流段，稱為流入時間(inlet time)；而由溪流最上游流至下游出口的時間，屬於明渠流段，稱為流下時間(travel time)；集流時間即為流下及流入時間之和，即

$$t_c = t_s + t_d \quad (3-3)$$

式中， t_s = 流入時間； t_d = 流下時間。因此，集流時間可以採用漫地流及渠流流速推估，或其他經驗公式推估。

(一) 流入時間(t_s)推估

坡面漫地流係指水流由集水區邊界流至排水管或溪流的流動型態。在大型集水區，漫地流運行時間所佔的比例相對較小，而在中、小型集水區中，漫地流為主要的流動型態。坡面漫地流流速受到諸多因素影響，不容易獲得比較一致的結果，因而多數依坡面植被及坡度直接設定漫地流平均流速(V_s)約介於 0.3~0.6m/sec 之間，且在坡面上漫地流流動長度(ℓ_s)不得大於 300m，屬於開發坡面小型集水區，亦不得大於 100m。因此，流入時間可表為

$$t_s = \frac{\ell_s}{V_s} \quad (3-4)$$

(二) 流下時間推估

Rziha 建議採用以下公式推求水流流速，可表為(水土保持手冊，2006)

$$V_d = 20(H / \ell_d)^{0.6} \quad (m / sec) \quad (3-5)$$

$$V_d = 72(H / \ell_d)^{0.6} \quad (km / hr) \quad (3-6)$$

式中， H = 集水區溪流或排水路最上游點至控制點之高程差； ℓ_d = 溪流或排水路長度。由上式流下時間可得

$$t_d = \frac{\ell_d}{V_d} \quad (3-7)$$

上式係目前較常用的流下時間公式。

《演算例一》

一、基本資料：位於山嶺區之集水區已知下列相關資料，試推求 50 年重現期洪峰流量。

(一)集水區面積： $A = 295.5 (ha)$ 。

(二)溪流長度 $\ell_d = 10 (km)$ 。

(三)溪流縱斷面高程差 $H = 0.695 (km)$ 。

(四)坡面漫地流流動長度： $\ell_s = 300 (m)$ 。

(五)坡面漫地流流速： $V_s = 0.6 (m/s)$ 。

(六)年平均降雨量： $P = 1850 (mm)$ 。

二、計算：

(一)集流時間(t_c)

1.流入時間 t_s [式(3-4)]

$$t_s = \frac{\ell_s}{V_s} = \frac{300}{0.6} = 500 (s) \cong 0.14 (hr) \quad (1)$$

2.流下時間 t_d [式(3-6)及式(3-7)]

$$\text{流下速度 } V_d = 72 \left(\frac{H}{\ell_d} \right)^{0.6} = 72 \left(\frac{0.695}{10.0} \right)^{0.6} = 14.54 (km/hr) \quad (2)$$

$$\text{流下時間 } t_d = \frac{\ell_d}{V_d} = \frac{10.0}{14.54} = 0.69 (hr) \quad (3)$$

3.集流時間 t_c [式(3-3)]

$$t_c = t_s + t_d = 0.14 + 0.69 = 0.83 (hr) \quad (4)$$

(二)50 年重現期設計降雨強度：根據式(3-2)可得

$$I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 = 86.26$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 = 23.27$$

$$B = 55$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 = 0.65$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 = 0.546$$

$$H_x = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.83 P} \right)^2 = 0.31$$

$$\begin{aligned} I_t^{50} &= (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{C_x}} I_{60}^{25} \\ &= (0.546 + 0.31 \log 50) \frac{23.27 \times 86.26}{(49.8 + 55)^{0.65}} = 104.7 \text{ (mm / hr)} \end{aligned}$$

(三) 洪峰流量：由表 3-2 得知，山嶺區逕流係數 $C = 0.75$ ，故根據式(3-1) 可得

$$Q_p = \frac{1}{360} C I_t^T A = \frac{1}{360} 0.75 \times 104.7 \times 295.5 = 64.5 \text{ cms}$$

3.3.2 修正三角形單位歷線法

雖然合理化公式可以推求設計洪峰流量，惟卻欠缺洪水的過程。因此，假設集水區流量歷線(過程線)呈三角形分布，且基期為固定，而洪峰流量與降雨量成正比例關係，如圖 3-8 所示。這樣，由三角形面積可得

$$Q_p = \frac{2QA}{T_p + T_r} \quad (3-8)$$

式中， Q_p = 洪峰流量； Q = 總逕流水深； A = 集水區面積； T_p = 歷線開始至

到達洪峰流量時間； T_r =到達洪峰流量時間至歷線終端； T_b =歷線時間基期(= $T_p + T_r$)。當總逕流水深(Q)等於單位有效降雨深度(R_e)(一般取 10mm)，則上式稱之為三角形單位歷線(triangular unit hydrograph)。三角形單位歷線法概念相當簡單，用途卻頗為重要，適用於海洋島嶼型小集水區的洪峰流量設計，尤其在欠缺實測資料的上游集水區，更屬重要。

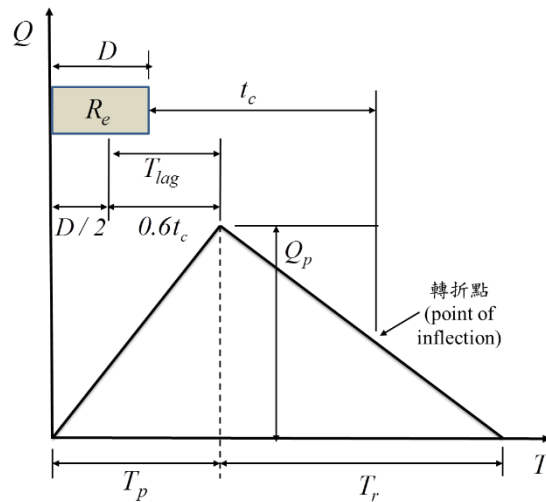


圖 3-8 三角形單位歷線圖

依圖 3-9 得知洪峰流量到達時間 T_p 可以表示為

$$T_p = \frac{D}{2} + T_{lag} \quad (3-9)$$

式中， D =有效降雨延時(hr)， $D \leq 0.133 t_c$ ； T_{lag} =稽延時間(hr)，表有效降雨中心至洪峰流量到達時間，可表為(Mockus 1957; Simas 1996)

$$T_{lag} = 0.6 t_c \quad (3-10)$$

式中， t_c =集流時間(hr)，可依前述集流時間相關公式推求之。設 $T_r = m T_p$ ，且 Mockus(1957)提出， $m=1.67$ ，則三角形單位歷線洪峰流量及洪峰流量到達時間可分別表為

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A \cdot R_e}{T_p} \quad (3-11)$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c \quad (3-12)$$

式中， Q_p =洪峰流量(*cms*)； R_e =單位有效降雨深度(*mm*)； A =集水區面積(*km*²)； T_p =歷線開始至到達洪峰流量時間(*hr*)。

一、洪峰係數修正

式(3-11)中係數 0.208 稱為洪峰係數(*peaking factor*)，係反應集水區內保留或遲滯水流的能力，與集水區特性相關。根據「美國國家海洋及大氣總署」單位歷線技術手冊建議，針對集水區不同土地利用型態，應修正式(3-11)中的係數值，以符合集水區逕流特性，如表 3-3 所示。

二、有效降雨延時(*D*)計算

由式(3-12)得知，有效降雨延時可以由集流時間計算。但是，考量集水區面積較小之實際問題，於是水利署提出了適用於臺灣地區的有效降雨延時的推估方式，並將三角形單位歷線更名為修正三角形單位歷線(*Modify Triangular Unit Hydrograph*)。其推估方法如表 3-4 所示。表中，雖然部分集流時間採用值大於 $0.133 t_c$ ，惟依 Viessman et al.(2003)認為，只要不大於 $0.17 t_c$ 皆屬可容許之範圍。

表 3-3 三角形單位歷線洪峰係數與 *m* 值修正表

土地使用狀況	洪峰係數	$m = T_r / T_p$
標準 SCS	0.208	1.67
都市地區：陡坡	0.247	1.25
都市與鄉村混合區	0.172	2.25
鄉村：陡坡	0.129	3.33
鄉村：緩坡	0.086	5.5
鄉村：平地	0.043	12.0

資料來源：經濟部水利署水利規劃試驗所，2012

表 3-4 有效降雨延時推估

集流時間	$D \leq 0.133 t_c$	採用值(min)
$t_c \geq 6$ hr	>48 min	60
$5.0 \leq t_c < 6.0$ hr	$40 \leq D < 48$ min	50
$4.0 \leq t_c < 5.0$ hr	$32 \leq D < 40$ min	40
$3.0 \leq t_c < 4.0$ hr	$24 \leq D < 32$ min	30
$2.0 \leq t_c < 3.0$ hr	$16 \leq D < 24$ min	20
$1.0 \leq t_c < 2.0$ hr	$8 \leq D < 16$ min	10
$t_c < 1.0$ hr	$D < 8$ min	5

資料來源：經濟部水利署水利規劃試驗所，2012

《演算例二》

參見附錄一。

3.4 水理分析

在預鑄護岸規劃設計階段，溪流水理分析工作具有兩種不同任務(參見圖 3-1)，包括：

- 一、規劃階段水理分析：在規劃階段必須深入掌握治理範圍及其上、下游之水理特性，即在已知溪流斷面及重現期之洪峰流量作用下，評析溪流各個斷面之水位、流速及其沖淤變化，並找出高水位及高流速區，以利後續斷面設計之參採。
- 二、設計階段水理分析：在設計階段之水理分析，旨在一定的設計標準下，設計溪流之通洪斷面，包括溪流斷面寬度及護岸高度(設計洪水位及出水高度之和)。

3.4.1 使用時機

規劃階段之水力分析，經常採用一維或二維水力輸砂模式模擬分析溪流在既有(或已知)的斷面、河床質及坡度等條件下，溪流各個斷面之水位、流速及其沖淤變化，藉以掌握溪流水力特性，提供後續規劃與設計之參採。

目前較為普遍使用的河溪動床數值模式有一維定量/變量流水力模式如 HEC-RAS、NETSTARS、CCHE1D、SRH1D 等；二維定量/變量流水力模式如 CCHE2D、SRH2D、FLO2D 等。原則上，溪流治理區段洪水水位之推演皆以一維定量流演算，尤其是野溪一般坡度較為陡峭，其縱向流速遠大於橫向流速，一維定量流演算已足以模擬其水位及底床沖淤變化。但是，彎道、沙洲、主支流匯流出、瓶頸斷面(如橋梁附近)或急劇變動的局部溪段，因水流流況複雜，本質上具有二維之特性，如須作進一步瞭解時，可採用二維定量流/變量流模式，模擬分析該溪段之水深、流速、流向等之分布狀況。選用前述水力模式時應進行模式參數的檢定及驗證。

3.4.2 水力輸砂模式簡介

溪流為適應上游來水、來砂量及其過程，而以沖刷或淤積形塑新的固體邊界作出調整，其調整規律(含沖淤規模及位置)的定量推估，除了通過野外觀測或物理模型外，常採用一維或二維河溪水力輸砂模式，來模擬求解非均勻流況下的水力參數及泥砂沖淤現象。河溪水力輸砂模式係指以方程式組定量描述特定的物理過程，同時模擬水流、輸砂及溪床在時間與空間上之變化過程，它的主要關鍵在於建立完整的控制方程式和封閉條件以及有效的演算方法。

以一維水力輸砂模式為例，其控制方程式包括水流及泥砂的連續方程式和運動方程式，其中水流部分可寫為

水流連續方程

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (3-13)$$

水流運動方程

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{Q}{A} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{2A^2} \right) + g \frac{\partial y}{\partial x} + g(S_f - S_0) = 0 \quad (3-14)$$

式中， x =空間座標； t =時間座標； A =通水面積； Q =流量； y =水深； S_0 =溪床縱坡； β =動量修正因子； g =重力加速度； q =單位溪長的側向入流流量； S_f =摩擦坡度。式(3-14)在水力學上稱之為動力波(dynamic wave)方程，係基於下列假設推導而得，即(1)溪流基本順直和均勻，可視為一維水流流動；(2)水面曲度很小斷面中各點可以按靜水壓力分布考慮；及(3)阻力係數可以利用穩定流阻力公式計算。

從空間的變化來看，在水砂由上游往下游的輸移過程中，水流中粗顆粒泥砂沿程落淤，而細顆粒泥砂則隨著水流向下游輸移，使得泥砂顆粒粒徑逐漸細化，從而表現出泥砂遞移率隨集水區面積的增大而減少的規律。另一方面從時間變化來看，洪水漲落過程造成特定溪段泥砂沖淤隨著時間變化，並在不同的來水來砂條件下引起不同的溪床變形。這種不平衡的輸砂特性可以具體反應溪流範圍內不同位置的沖淤分布，以及各溪段的沖淤變化過程，可表為一維變量流輸砂連續方程，即

$$\frac{\partial(\bar{C}_s A)}{\partial t} + (1 - \lambda) \frac{\partial A_b}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_{is} \quad (3-15)$$

式中， \bar{C}_s =包含懸浮載及推移載之平均泥砂體積濃度； A_b =控制體底部以上溪床(不活動部份)之斷面積； Q_s =輸砂率； λ =孔隙率； q_{is} =單位溪長側向泥砂流入率(流入時取為正值，流出時則為負值)。此外，泥砂運動方程式一般選用適當之輸砂公式來使用。不過，現有輸砂公式絕大多數都利用平衡狀況下之觀測資料所建立，故嚴格講只能代表平衡流況下之泥砂運動關係。

3.5 預鑄護岸類型與適用條件

3.5.1 預鑄護岸類型及特點

國內外預鑄護岸種類眾多，惟根據組成方式大致上可以區分為兩大類型，如圖 3-9 所示。茲分述如下：



照片地點：臺南分局深水村深水橋上下游野溪整治工程

圖 3-9 平面鋪蓆型(左岸)與分層疊砌型(右岸)預鑄護岸

一、平面鋪蓆型(以下簡稱蓆式預鑄護岸)

這類護岸多屬緩坡式護岸[註：緩坡式護岸係指與水平面夾角小於溪岸土石料之內摩擦角(或休止角)，使坡面自保安定而不滑落或弧形滑動，其坡度多小於 1：1.5。]，係由預鑄混凝土塊沿著岸坡鋪排而成，如表 3-5 為各種預鑄塊所組成之蓆式預鑄護岸或擋土設施。在結構上，它是柔性重力式結構，除了必須依靠混凝土塊本身自重來抵抗動、靜荷載，以達到穩定的作用外，也能適應較大的整體沉陷和一定程度的不均勻沉陷，允許塊體微小的位移變形。從水力學角度，塊體間具有良好的排水效果，承受的土壓力較小，但受流體力(水流剪應力)作用影響大。因此，本類型預鑄護岸具有以下特點：

(一)適用於緩坡溪岸：蓆式預鑄護岸係以其自重維持穩定，當岸坡坡度

太陡時，因降低垂直於坡面之重量分量，使塊體較不穩定，故僅能適用於坡度較緩的溪岸。一般，不宜陡於 1：1.5 的溪岸坡度(國土交通省及國土保全局，2018)。

(二)植生功能：塊體間具有一定的孔隙可供植物生長，不僅可以改善景觀，同時植物根系具有防沖固坡之功能。

(三)水生生物棲息避難設計：於近溪床處或水面下鋪排具有中空凹槽之塊體，回填卵塊石，藉以滋生附著苔藻，提供魚、蝦、蟹等食物來源，形塑水生生物索餌最佳之自然環境，同時提供棲息避難之空間。

(四)塊體體積較大：由於依靠混凝土塊本身自重來抵抗水流剪應力作用，以維持穩定，故預鑄塊體宜有較大的體積，或通過相互扣接方式將各個塊體聯接成一個整體，以增加其自重。

(五)濾層設計(filter design)：這類預鑄護岸具有較大的孔隙率和較強的透水性，在水流的淘刷作用下，其底層的土壤在植物完全發育之前將會受到水流吸出而淘空或地下水湧滲流出，最後將導致破壞。因此，須於土坡界面採用天然碎石級配或土工織物(geotextiles)設計濾層。

(六)臨水面設計：於臨水面之塊體表面可以依據需求設計類似砌石表面，以增加粗糙度，或設計一些圖案提升景觀美感。

(七)複合式預鑄護岸設計：部分預鑄塊體具有較大的凹槽，可以依據實務需求回填適當材料，包括：

1. 回填土壤者，係以植生需求為主，惟植物生長到可以抵抗水流沖刷，不僅需要時間，且因土壤及植物抗沖能力較低，故通常僅設置於設計洪水位以上之岸坡，而設計洪水位以下部分則採用傳統混凝土護岸，謂之複合式預鑄護岸。

2. 回填塊石或其他材料者，除了抗沖能力大於土壤外，由於不規則塊石堆疊而產生不平整之表層，增加對水流之摩阻力，故可直接設

置於設計洪水位以下之岸坡(參見圖 3-4 左岸預鑄護岸)。

(八)組成具有彈性：於表 3-5 中部分預鑄塊可依需求採用平面鋪排或分層疊砌組成護岸或擋土設施，使在應用深具彈性。但是，當預鑄塊鋪排形成蓆式預鑄護岸或擋土設施時，限於體積之故，其坡度不宜陡於 1：1.5，而高度也應限於 5.0m 以下。

二、分層疊砌型(以下簡稱疊式預鑄護岸)





這類護岸多屬陡坡式護岸[註：當護岸邊坡係數介於 0.3~1.5 之間時，因護岸坡面與水平面夾角大於溪岸土石料之內摩擦角(或休止角)，謂之陡坡式護岸。]，係由預鑄混凝土塊相互堆疊並呈階梯結構而成，如表 3-6 所示。在結構上，除了少部分沒有提供植生功能外，這類預鑄塊體多數具有中空凹槽提供回填土壤或塊石，一方面作為植生基盤，另一方面增加塊體本身自重，來抵抗動靜荷載達到穩定；同時，因屬無砂漿混凝土施工，必須依靠帶有凸緣的塊與塊之間嵌鎖作用和自身重量來防止滑動傾覆。因此，本類型預鑄護岸具有以下特點：

- (一)岸坡適應性高：通過層與層間的疊砌重疊長度調整坡度，對溪岸坡度的要求較低，可以適應各種斜坡的溪岸。
- (二)容土植生：多採用空心混凝土塊或多預留凹槽，這不僅使護岸具有多孔性及透水性，而且還允許植物生長發育，改善岸坡棲息地條件，增加景觀效果，同時提高護岸防沖固坡之功能。
- (三)水生生物棲息避難設計：於近溪床處或水面下鋪排具有中空凹槽之塊體，回填卵塊石，藉以滋生附著苔藻，提供魚、蝦、蟹等食物來源，形塑水生生物索餌最佳之自然環境，同時提供棲息避難之空間。
- (四)塊體體積小：相較於平面鋪蓆型預鑄護岸，這類預鑄塊體通常體積較小，重量較輕易，使之易於疊砌施工。
- (五)臨水面設計：於臨水面之塊體表面可以依據需求設計類似砌石表面，

以增加粗糙度，或設計一些圖案提升景觀美感。

(六)高粗糙度：塊體分層階梯狀堆疊具有較大之粗糙度，對水流產生較高摩阻力，降低水流流速及沖刷能力。

表 3-5 野溪常用平面鋪席型預鑄護岸

名稱	護岸植生塊
<p>《說明》RC 預鑄箱近似方型中空構造，具方向性。其相關尺寸，長度 120cm (含卡榫)，寬度 90cm，高度 60cm，箱體重量約達 840kg。適用於集水區上游野溪 1:0.5 以下之坡面，具有較具彈性之植生空間。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p style="text-align: center;">資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺東分局(2004)</p>	
名稱	H型混凝土預鑄塊
<p>《說明》本型護岸係在混凝土基礎之上採用H型預鑄塊鋪席而成。塊體本身及塊體間具有孔隙，可提供植物生長，因採用吊裝方式施工，施工快速且安全，同時預鑄塊表面可型塑各種圖樣，使工程更為親近自然。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p style="text-align: center;">資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2004)</p>	

名稱	預鑄格框護岸
----	--------

《說明》本型護岸係將傳統格框護岸改以預鑄工法施工。格框可回填塊卵石或圓柱試體，除了增加表面粗糙度外，亦能提高抵抗水流剪應力作用；惟為因應生態功能需求，於設計洪水位以上宜改以土包袋植生方式處理。

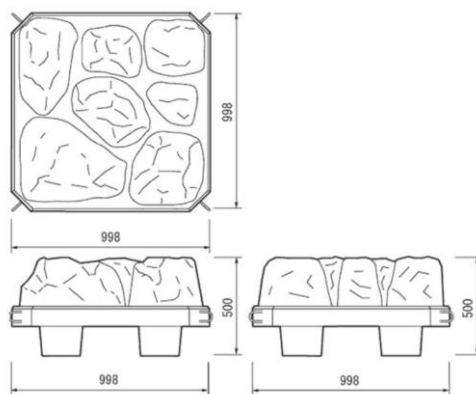


資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2003)

名稱	ウィーディーロック(雜草岩)
----	----------------

《說明》

1. 在塊石之間凹陷中回填之土壤，並且可以實現豐富植被的綠化。
2. 覆蓋土、砂和草，使坡面更接近自然狀態，並且水面下維持凹陷，將確保水生動物的棲息地。
3. 塊體相互連接，提高了安定的力量。

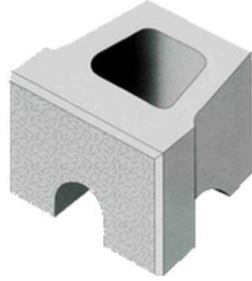


生產廠商：共和コンクリート工業株式会社

註：該廠商生產多種預鑄塊，可直接上網詳參。

名稱	ホタルブロック(螢火蟲塊)
----	---------------

《說明》係以營造螢火蟲及水生生物避難棲息之空間，共3種型式。適用於小坑溝及具有常流水之緩坡溪流，亦能應用於較為陡峻的岸坡，兼具植生之功能。

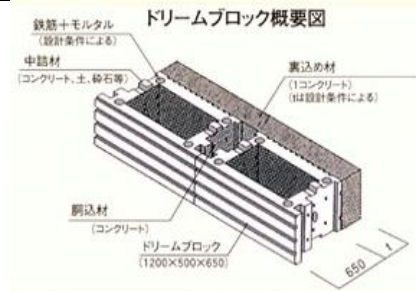


綽號	主要尺寸 (mm) 高度x寬度x長度
一種類型	300 x 400 x 360
B形	300 x 400 x 360
C形	100 x 400 x 360

生產廠商：共和コンクリート工業株式会社

名稱	環境保全型大型積ブロックドリームブロック
----	----------------------



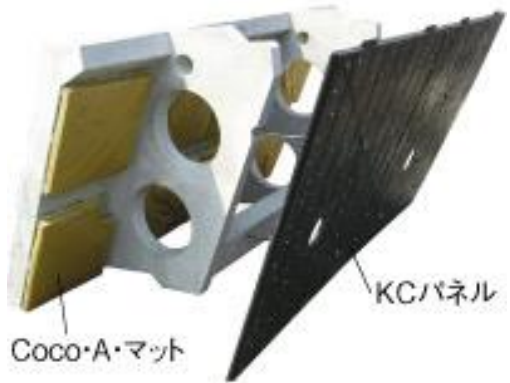
《說明》除了混凝土，可以選擇花崗岩。土壤可作為填充材料，可以應用於種植，魚巢，防災，花壇等。



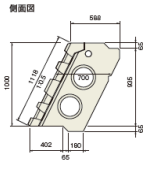
生產廠商：株式会社丸万コンクリート

名稱	グリーン(綠色塊)
----	-----------

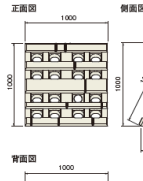
《説明》 適用於坡度 1：0.5 以下的坡面，具有植生功能。

A型



B型






区分	参考重量 (kg)	積込量 (m ³)
A型	721	0.991
B型	363	0.508

※セパレータ-取付用インサート

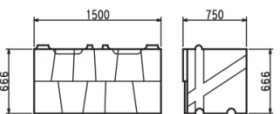
生産廠商：ケイコン株式会社

名稱	環境 MD
----	-------

《説明》 適用於陡坡之坡面，且具有植生功能。主要應用是河流和湖泊，道路擋土牆，農業水道等護岸。

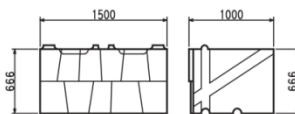




A75



標準重量 1240kg

A100

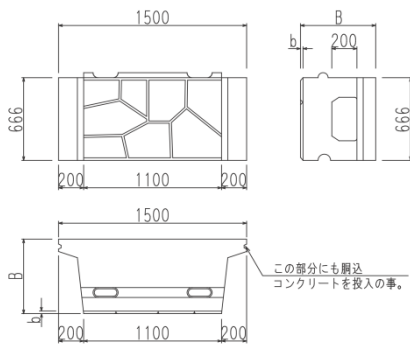


標準重量 1550kg

生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社

名稱	魚巢ブロック
----	--------

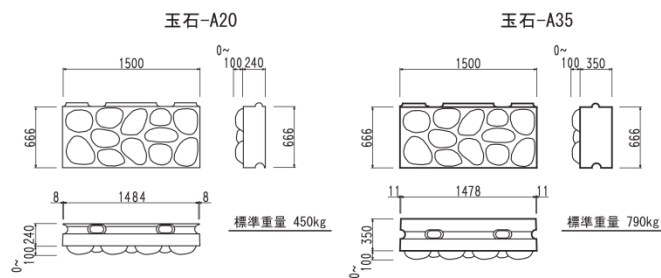
《説明》 兼具護岸、擋土設施及營造魚巢空間，適用於坡度小於 1：0.5 以下之坡面。



生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社

名稱	ピュアロック(仿砌石塊)
----	--------------

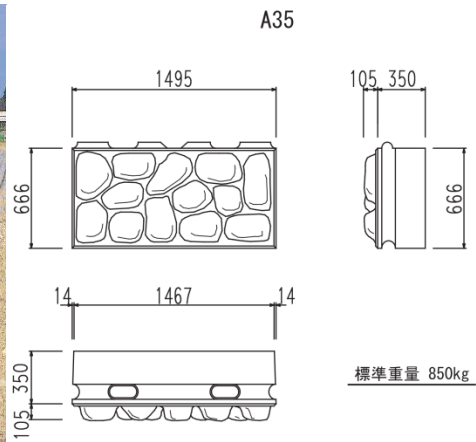
《説明》 為仿砌石面之預鑄塊，依需求可形塑蓆式及疊式預鑄護岸或擋土牆，主要應用是河流和湖泊、道路擋土牆、農業水道等護岸。



生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社

名稱	グレープストーン
----	----------

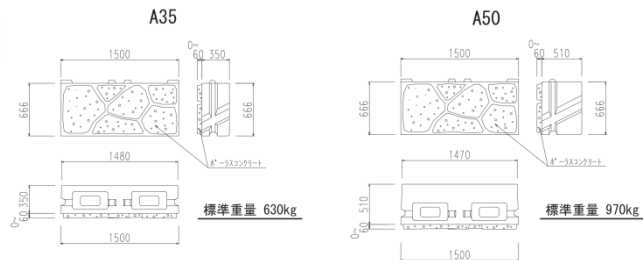
《説明》為仿砌石面之預鑄塊，依需求可形塑蓆式及疊式預鑄護岸或擋土牆，主要應用是河流和湖泊、道路擋土牆、農業水道等護岸。



生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社

名稱	MD ポーラス
----	---------

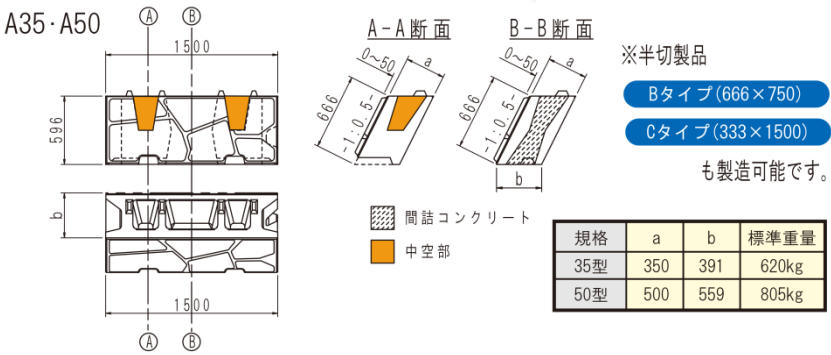
《説明》為仿自然岩石面之預鑄塊，依需求可形塑蓆式及疊式預鑄護岸或擋土牆，主要應用是河流和湖泊、道路擋土牆、農業水道等護岸。



生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社

名稱	環境レベロック
----	---------

《説明》為仿自然岩石面之預鑄塊，依需求可形塑蓆式及疊式預鑄護岸或擋土牆，適用於坡度達1：0.5以下之坡面，主要應用是河流和湖泊、道路擋土牆、農業水道等護岸。



生産廠商：丸高コンクリート工業株式会社







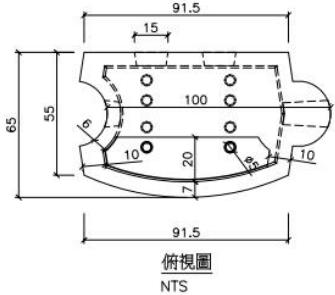
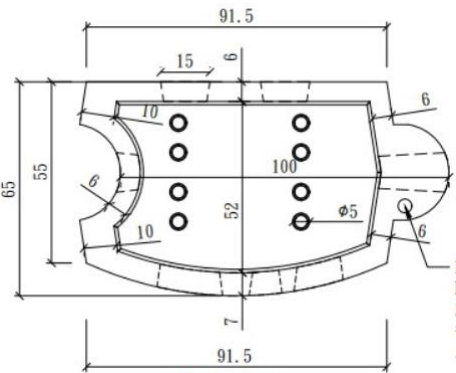
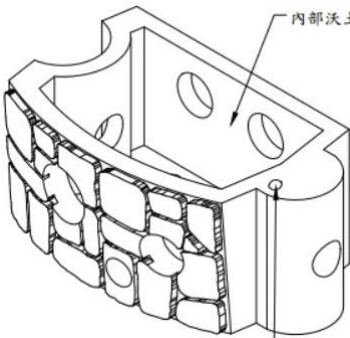

名稱	柔性疊塊毯護岸
<p>《說明》 本工法係利用三維迴圈型抗沖蝕毯結合混凝土疊塊形成一毯狀構造，混凝土疊塊部分可依需求採廠內灌注結合或工地現場灌注結合等方式。此工法可有效提升混凝土疊塊品質且結合抗沖蝕毯具有高強度及高沖蝕功能，形成一連續單元的柔性護毯，可用於海事、水利、水保及道路等工程之中，如海岸保護、堤岸保護、河岸保護、野溪護岸、溝渠、邊坡保護及路基改良等。</p>	
<div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: right;">資料來源：盟鑫工業股份有限公司</p>	

表 3-6 野溪常用分層疊砌型預鑄護岸

名稱	護岸植生塊
<p>《說明》 近似方型中空構造，具方向性。其相關尺寸，長度120cm (含卡榫)，寬度90cm，高度60cm，箱體重量約達840kg。。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> <p style="text-align: center;">資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺東分局(2013)</p>	
名稱	預鑄槽框護岸
<p>《說明》 本型護岸係在混凝土基礎之上由多個槽框分層疊砌而成，並依現地需求，調整槽框疊砌之重疊長度，以形塑不同斜坡之護岸。槽框內回填土方提供植物生長環境。</p>	
<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;">資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2006)</p>	
名稱	混凝土預鑄槽塊護岸
<p>《說明》 本型槽塊固定係由兩種槽塊構造以積木交錯堆疊方式相互扣接而成，其一是底部具有突緣，另一是底部具有凹槽；而兩種槽塊皆具有植生凹槽，提供綠化效果。</p>	
<div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;">  </div> </div> <p style="text-align: right;">資料來源：水土保持局臺北分局</p>	

名稱	生態槽 I 型護岸
<p>《說明》具有仿岩石面層，內留凹槽提供充填卵礫石或客土植生，且以半圓柱作為凹凸榫扣接左右塊體，可作為護岸及擋土牆之用。</p>	
	 <p>生產廠商：盟鑫工業股份有限公司</p>
名稱	生態槽 II 型護岸
<p>《說明》具有仿岩石面層，內留凹槽提供充填卵礫石或客土植生，且以半圓柱作為凹凸榫扣接左右塊體，可作為護岸及擋土牆之用。</p>	
   <p>資料來源：行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2019)</p>	

名稱	生態槽預鑄護岸
----	---------

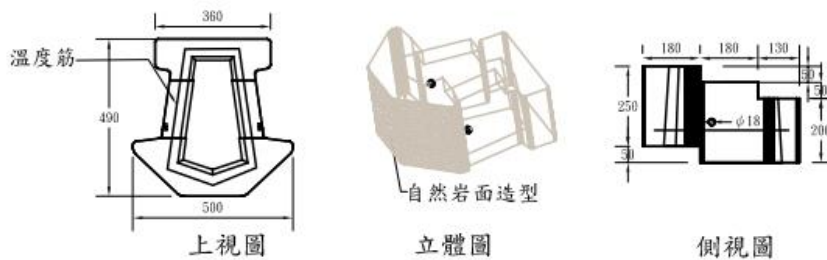
《說明》生態槽為預鑄混凝土空心槽體，槽體預留凹槽並採用現地土石料回填，其面層構造仿自然岩石之設計，粗糙表面具有消能、減緩水流速度之功用，同時兼具排水性佳與多孔性，可提供溪岸植物生長以及動物棲息之環境。



生產廠商：盟鑫工業股份有限公司


名稱	仿岩磚
----	-----



《說明》內中空磚體設計，底部為階梯狀免卡榫堆疊設計。



圖四：仿岩預鑄疊塊磚:500X490X250±3% 單位:mm (N.T.S.)

生產廠商：盟鑫工業股份有限公司

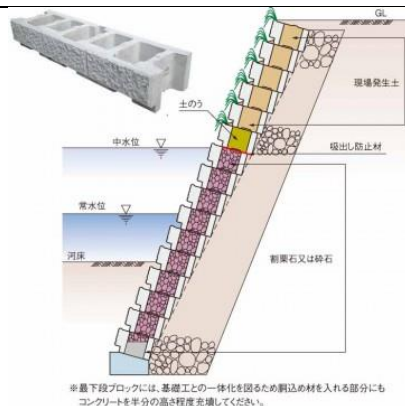
名稱	植生預鑄塊護岸
<p>《說明》此類護岸係由混凝土預鑄塊體分層疊砌而成，具有透水透氣功能，預鑄塊凹槽中回填土壤，並能種植花草。預鑄塊疊砌完成後前方形成開口處，為植物理想的垂直生長空間。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> <p style="text-align: right;">生產廠商：臺灣生態保護有限公司</p>	
名稱	駁坎石
<p>《說明》適用於陡坡坡面，可作為護岸及擋土牆。尺寸：120*110*40cm。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: center;">  </div> <p style="text-align: right;">生產廠商：尚美實業股份有限公司</p>	
名稱	Keystone 護岸
<p>《說明》此類型護岸係由混凝土槽狀預鑄塊分層疊砌而成，具有透水透氣功能，部分塊體預留植生槽，可提供客土植生。除了依靠其自身重量維持穩定外，塊體間也搭配插銷或灌漿方式，以提高其抵抗水流作用。</p>	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;">   </div> <p style="text-align: right;">資料來源：https://www.keystonewalls.com/</p>	

名稱	植生復育槽護岸
《說明》 兼具植生及魚類棲息功能，適用於坡度1：0.3以下之坡面。	
 <p data-bbox="847 680 1331 714">生產廠商：尚美實業股份有限公司</p>	
名稱	枝幹式混凝土框護岸
《說明》 本型係由日本吉村隆顯先生所研發。枝幹式混凝土框除能穩定溪岸邊坡和兼具生態保育作用外，還能達到節能減碳之效用，且土框採預鑄工法，以構件模組化、標準化達到工期減短、品質穩定、減少混凝土量之效用。	
 <p data-bbox="687 1402 1331 1435">資料來源：行政院農委會水土保持局南投分局</p>	

名稱	環境保全型預鑄塊護岸
-----------	-------------------

《說明》

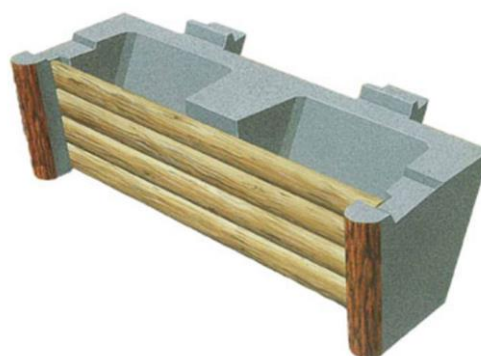
1. 適用坡度 1:0.3~1:0.6；適當高度約 5.0m。
2. 適用流速 0~8.0 m/s。
3. 粗糙係數=0.03。
4. 塊體間的凹槽可供客土植生，適合螢火蟲及其他昆蟲居住生存。
5. 在水面下的塊體可成為水生生物的棲息地洞，發揮保護生態之功能



名稱	イタロック
-----------	--------------

《說明》

1. 可以有效地使用木材，當它安裝在前面時，木材的紋理將與周圍的景觀相協調。
2. 植被基礎足夠牢固，提供植物生長。此外，中等填充材料空隙為水生和陸生小動物提供棲息地。
3. 通過混凝土和砌塊的接合形成一個整體。
4. 由於塊體是水平堆疊的，使結構更為安全，並且可以提高工作效率。

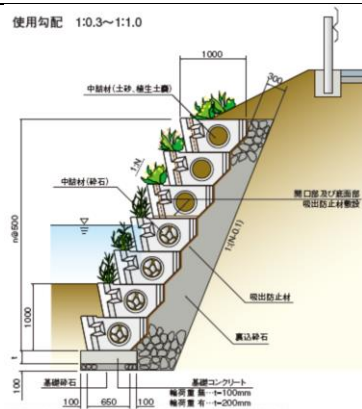


生產廠商：共和コンクリート工業株式会社

名稱	Kago 塊
----	--------

《說明》

1. 適用坡度 1:0.3~1:1。
2. 適用流速=6.5 m/s。
3. 適用高度=5.0 m。
4. 設計洪水位以下回填礫石(15~20 cm)，如營造魚巢，則回填礫石 20 cm 以上。
5. 洪水位以上客土植生。



生產廠商：ケイコン株式会社

名稱	框式階梯混凝土景觀塊護岸
----	--------------

《說明》 框式階梯生態護岸，鋼筋混凝土澆置，具有較大的孔隙，結構滿足基本防護、穩定牢固、堅固抗震功能外，還設置了種植功能，增加綠化覆蓋率，緩解水流速度，更好的涵養水分，保護土壤流失，為生物提供生存空間，通過植物增加堤岸穩定性，減少泥砂流入河道，減輕淤堵，從源頭治理河道，實現物質、養分、能量的交流，促進水氣循環。

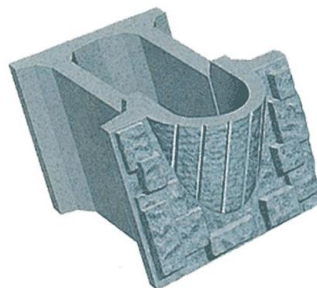


生產廠商：北京建科創新建材技術研究中心

名稱	タイプ
----	-----

《説明》預鑄植生塊，適用於坡度1：0.3以下坡面，可作為護岸及擋土設施。計有5種形式，其高度：50、75、100、150、200cm。

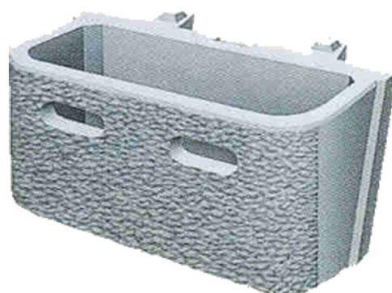
呼び名	主要部寸法(mm) 高さ×幅×控長
A形	800×1,250×500
B形	800×625×500
C形	400×1,250×500
D形	400×625×500
S形	800×1,250×500



生産廠商：共和コンクリート工業株式会社

名稱	綠蔭
----	----

《説明》預鑄式植生槽，具有4種形式，適用於道路旁低矮擋土設施具有景觀之功能。



呼び名	主要部寸法 長さ×高さ×幅(mm)
A形	1,500×600×781
B形	750×600×781
C形 (天端)	1,500×160×471
D形 (天端)	750×160×471

生産廠商：共和コンクリート工業株式会社

名稱	剛 (つよし)								
<p>《說明》此類護岸係由混凝土預鑄塊體分層疊砌而成，具有透水透氣功能，預鑄塊凹槽中回填土壤，並能種植花草。預鑄塊疊砌完成後前方形成開口處，為植物理想的垂直生長空間。</p>									
 <table border="1" data-bbox="842 488 1300 833"> <thead> <tr> <th>呼び名</th> <th>主要部寸法 高さ×幅×水平長(mm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>A形</td> <td>500×2,000×768/518</td> </tr> <tr> <td>B形</td> <td>500×1,000×768/518</td> </tr> <tr> <td>C形</td> <td>150×2,000×768/518</td> </tr> </tbody> </table> <p>生產廠商：共和コンクリート工業株式会社</p>		呼び名	主要部寸法 高さ×幅×水平長(mm)	A形	500×2,000×768/518	B形	500×1,000×768/518	C形	150×2,000×768/518
呼び名	主要部寸法 高さ×幅×水平長(mm)								
A形	500×2,000×768/518								
B形	500×1,000×768/518								
C形	150×2,000×768/518								

3.5.2 預鑄護岸適用條件

護岸穩定係與水流和背填土壓作用有關，故其適用環境必須考量水流流速、護岸高度及坡度等因素。

一、蓆式預鑄護岸

- (一) 一般適用於水流流速 8.0m/sec 以下之流況。
- (二) 適用於 1:1.5 以下之緩坡溪岸，岸坡高度以不超過 5.0m 為原則，惟其適用高度應因地制宜，並通過安定性檢算後確定之。
- (三) 因屬柔性構造，允許些微的不均勻沉陷，故適用於基礎承载力較低之岸坡，惟預鑄塊體如採用水泥砂漿作為聯接固定者(屬剛性構造)，則應排除適用。
- (四) 塊體間多以鋼纜、鍍鋅螺絲、卡榫、土工織布或其他方式予以扣接牢靠，如圖 3-10 為分別採用鋼纜和鍍鋅螺絲作為塊體間聯接。



(a)羊橋四期整溪整治工程



(b)羊橋三橋野溪整治工程

圖 3-2 預鑄混凝土塊鋼纜聯結(台東分局羊橋溪四期野溪整治工程)

- (五) 如採用鋼纜等材料聯接者，不適於強酸性或含高鹽分之岸坡，以免聯接材料被侵蝕失效。
- (六) 每隔適當間距(約 10-30m)應設置間隔牆。
- (七) 於急流野溪或凹岸處，除了可以配合施作丁壩群或系列固床工，達到保護溪岸之功能外，亦可設法採用複合式預鑄護岸，即於設計洪水位以上設計預鑄護岸，以避免遭到水流直接作用而毀損，如圖 3-11 所示。



圖 3-3 凹岸處設置系列固床工

- (八) 於流路擺盪不定或溪床沖刷嚴重河段，宜應妥適設計基礎深度及系列固床工，以穩定結構體。

(九) 位於設計洪水位以下或地下水豐富之坡面必須妥為設計濾層，如圖 3-12 所示。



圖 3-4 預鑄護岸土工織物濾層

- (十) 塊體本身及塊體間之孔隙可作為植物生長空間，適合具有草本植栽需求之護岸。
- (十一) 因體積較大，故採用吊裝方式施工時，應有適當場址配合。
- (十二) 岸坡須確實整平壓實，以避免鋪排時表層凹凸不齊，不僅影響美觀，且因塊體形狀阻力大增，在水流作用下會放大拖曳力效應而造成塊體不穩。
- (十三) 因屬緩坡護岸，合乎野生動物通道之需求條件，故適用於在生態敏感區或關注區內。

二、疊式預鑄護岸

- (一) 一般適用於水流流速 8.0m/sec 以下之流況。
- (二) 適用於 1:1.5 以上之陡坡溪岸，惟背填土坡度宜小，盡量降低動態荷載，以避免產生過量之主動土壓力。
- (三) 依據日本現行使用經驗，預鑄護岸整體結構高度以不超過 7.0m 為原則，惟其適用高度應因地制宜，並通過安定性檢算後確定。

- (四) 地質脆弱、沉陷量大、地滑地區不宜使用。
- (五) 位於有滑動位移之虞的岸坡，須經安全穩定應力分析後，並應搭配其他穩定工法，否則不宜採用之。
- (六) 如採用鋼纜等材料聯接者，不適於強酸性或含高鹽分之岸坡，以免聯接材料被侵蝕失效。
- (七) 每隔適當間距(約 10-30m)應設置間隔牆，如圖 3-13 所示。



圖 3-5 預鑄護岸隔牆布置(臺南分局出火野溪整治工程)

- (八) 在溪床穩定之河槽型態下，可作為基腳保護工。
- (九) 層與層間之扣接方式，以凹榫在下及凸榫在上為原則，且應確實扣接牢靠。
- (十) 分層疊砌時各層間應錯縫排列，如圖 3-14 所示。



圖 3-6 預鑄護岸預鑄塊體錯縫排列(臺南分局出火野溪整治工程)

- (十一) 在小幅度轉彎及護岸首尾工銜接處，因錯縫水平排列，故須設計連結收尾措施。
- (十二) 預鑄塊體多預留凹槽，以供充填土方或卵礫石如圖 3-15 所示。一般，位於設計洪水位以下者，宜以卵礫石為充填材，而設計洪水位以上者，則以客土植生綠化為佳。



圖 3-7 預鑄塊內回填土方及卵礫石

- (十三) 於流路擺盪不定或溪床沖刷嚴重河段，宜應妥適設計基礎深度及系列固床工，以穩定結構體。
- (十四) 於急流野溪或凹岸處，除了可以配合施作丁壩群或系列固床工，達到保護溪岸之功能外，亦可設法採用複合式預鑄護岸，即於設計洪水位以上設計預鑄護岸，以避免遭到水流直接作用而毀損，如圖 3-16 所示。
- (十五) 因屬陡坡護岸，故應在適當位置及間距預留緩斜坡道，參考「水土保持設施常見野生動物通道規劃與設計」。
- (十六) 相對於蓆式預鑄護岸，只要確實將基礎土壤壓實，就能取得一定程度的穩定性，惟因需要大量挖方，故不適用於陡峭岸坡下之土方開挖作業。

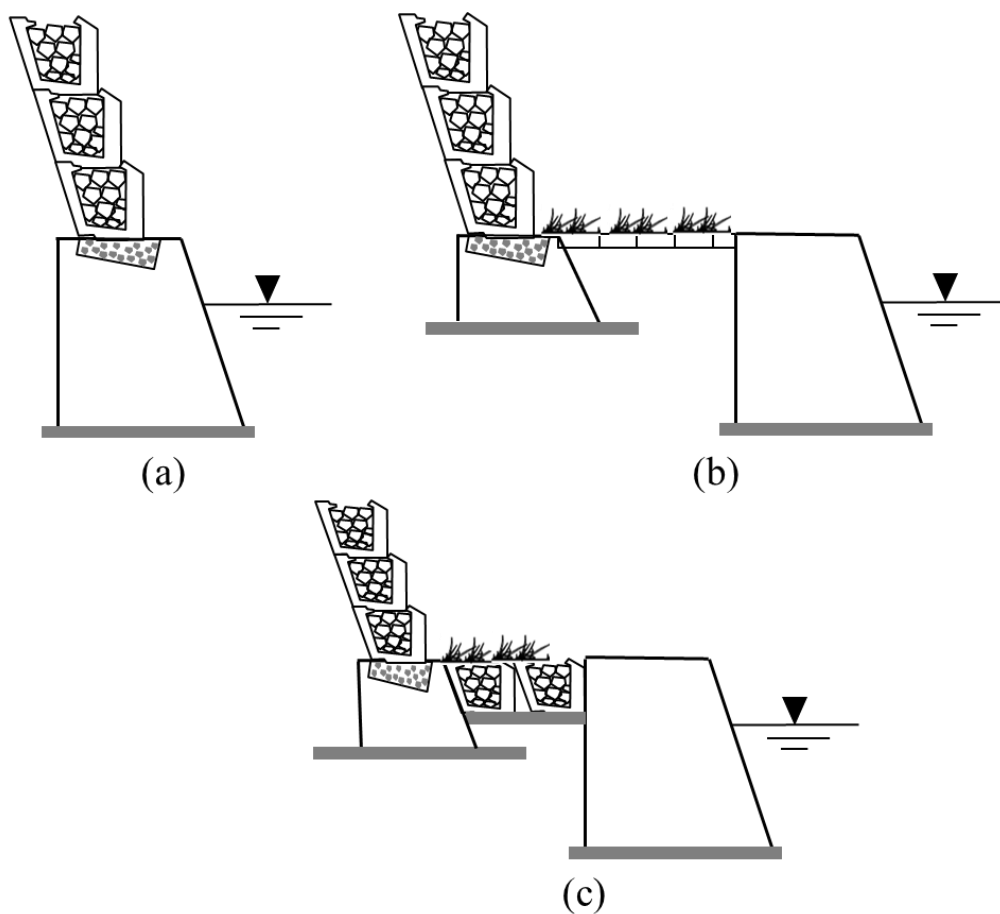


圖 3-8 預鑄塊疊砌方式示意圖

三、其他

- (一)不論是蓆式或疊式預鑄護岸，在構築時必須注意：(1)牆後細粒料遭水流吸出；(2)基礎遭到水流淘空；及(3)於軟弱基礎上造成結構體不均勻沉陷等問題。
- (二)須設計吊搬運預鑄塊便道及考量溪床內吊排機具作業空間。排列時應考量勞工安全，可以採用抓具挖土機執行排列預鑄塊，並編列抓具挖土機及便道的費用。

3.6 初步選用原則

除了以「岸坡坡度」提供選用預鑄護岸類型之參採外，由於各種預鑄混凝土塊形狀不一，適用條件及場合也頗為分歧，在選用上無法就個別塊體提供具體建議，不過從預鑄護岸之安全性、環境機能確保(生態性)、景觀及成本等面向，仍可提出以下一些原則提供參考。

一、受外力作用均能保持穩定

- (一)護岸在受到外力作用時，均須保持本身之穩定及安全，亦即在平時、洪水或地震等單一或組合情況下，均須滿足安定檢討之最低標準。
- (二)護岸基礎深度應考量溪床可能刷深之情形深入溪床，以防止基礎深度不足，導致基礎懸空而崩壞。

二、足以抵抗水流挾帶石塊撞擊

預鑄護岸設計應視水流狀況選擇適當工法，使護岸具有足夠強度抵禦水流挾帶石塊之撞擊而不破壞，以達成完全保護溪岸之目的。

三、建造成本低廉

工程設計不僅需要滿足功能與安全條件，而且須符合經濟原則，即以經濟的工程費用完成所需要的工程。但是，必須特別注意的是工法選用，除了在建造費用要求經濟廉美外，對工程竣工後之維護費用亦應在

設計階段一併考量。

四、材料應具耐久性、耐磨性及撓曲性

(一)工法選用應考量材料之耐久性。一般，預鑄護岸宜採用鋼筋混凝土提高強度且混凝土強度應達 280 kg/cm^2 以上，以提高其耐久性。

(二)在急流河溪溪床滾石撞擊力強之處，預鑄護岸表層遭水流磨蝕而影響其耐久性，故應設法採用高耐磨材料，如鋼材、橡膠(如輪胎)、石料及高強度混凝土等。

(三)在一些軟弱地盤上施設預鑄護岸時，必須考量其結構撓曲性(flexibility)(即材料彎曲變形性能)，以適應不均勻沉陷或背填土被水流吸出等產生變形。

五、工法簡單、施工容易

野溪防災工程施工期間限於防汛期以外之枯水時間，工期相當有限，故工法應力求簡單且施工容易，以便在有限期間內完成工程。

六、護岸表面粗糙度應與天然溪流粗糙度盡量接近

粗糙度(roughness)直接影響溪流流速，其影響程度較水面坡降或水力半徑顯著，而與流速成一次反比關係(參考曼寧公式)。因此，在工法選用及護岸設計時，應注意表面粗糙度與溪流粗糙度之配合，以免在護岸附近造成較快之流速，增加對護岸拖曳力及刷深溪床，導致護岸之損毀，甚至引起溪流流路變化。

七、生態效能

預鑄護岸整治目的，除以防護岸坡穩固為目的外，應能同時考量減緩環境衝擊，包括橫向廊道連續性、增加表面糙度、增加表面孔隙度、增加棲地多樣性及增加自然度等。因此，預鑄護岸之選用，應在保全對象之安全前提下，選擇能將環境衝擊減緩到最低之工法為佳。

(一)橫向廊道連續性：橫向廊道連續之條件，如河岸坡面低緩、表面粗

糙、有遮蔽物能掩護生物行蹤等。

- (二)增加表面糙度：預鑄護岸類型係使用近自然資材及多孔性之設計，故均可達到增加表面糙度之目的。一般，植生界面糙度較礫石界面來得高。
- (三)增加表面孔隙：槽框式預鑄混凝塊回填石料，除了其孔隙可以提供生物棲息與躲藏空間外，且孔隙能使砂土與種子停留其中，引導當地植生入駐。
- (四)增加自然度：增加地貌自然性係為預鑄護岸目標之一。在滿足功能和安全的前提下，工法選用上應以降低對生態環境之衝擊為優先。例如，採用植生或石材來增加其河貌自然度。一般來說，具有植生鋪面之自然度應較無植生之石材鋪面為佳。

第四章 預鑄護岸設計

於規劃階段依據溪岸立地、水流、地質等條件選用了適當預鑄護岸型式之後，接下來就必須進行護岸本體之設計。預鑄護岸設計項目包括溪流斷面分析、設計洪水位、安定性檢算、基礎深度、濾層、塊體間銜接、植栽及用地取得等，如圖 4-1 所示。

4.1 設計原則

預鑄護岸之設置，除了為了保全溪岸附近設施及人民財產外，亦應確保溪岸的環境機能，如圖 4-2 所示。根據日本國土交通省及國土保全局(2018)指出，預鑄護岸設計時應特別注意確保環境機能，包括：

- 一、坡頂與濱水區應有植生覆蓋，使露出的生硬人工材質視覺上越少越好。
因此，於坡頂與濱水區之間施作植生以遮隱護岸表面，降低護岸視覺範圍。
- 二、護岸表面應使用能夠融入周邊景觀之材質，且應具有凹凸不平整的表面、多孔性及粗糙度。
- 三、護岸應具備生物棲息、生長空間與通道等功能，包括：
 - (一)護岸底部應有足以作為動物棲息、生長場所與植生基盤的孔隙。
 - (二)護岸應具有透水性與保水性，確保坡面濕潤狀態，以適合動物棲息與生長。

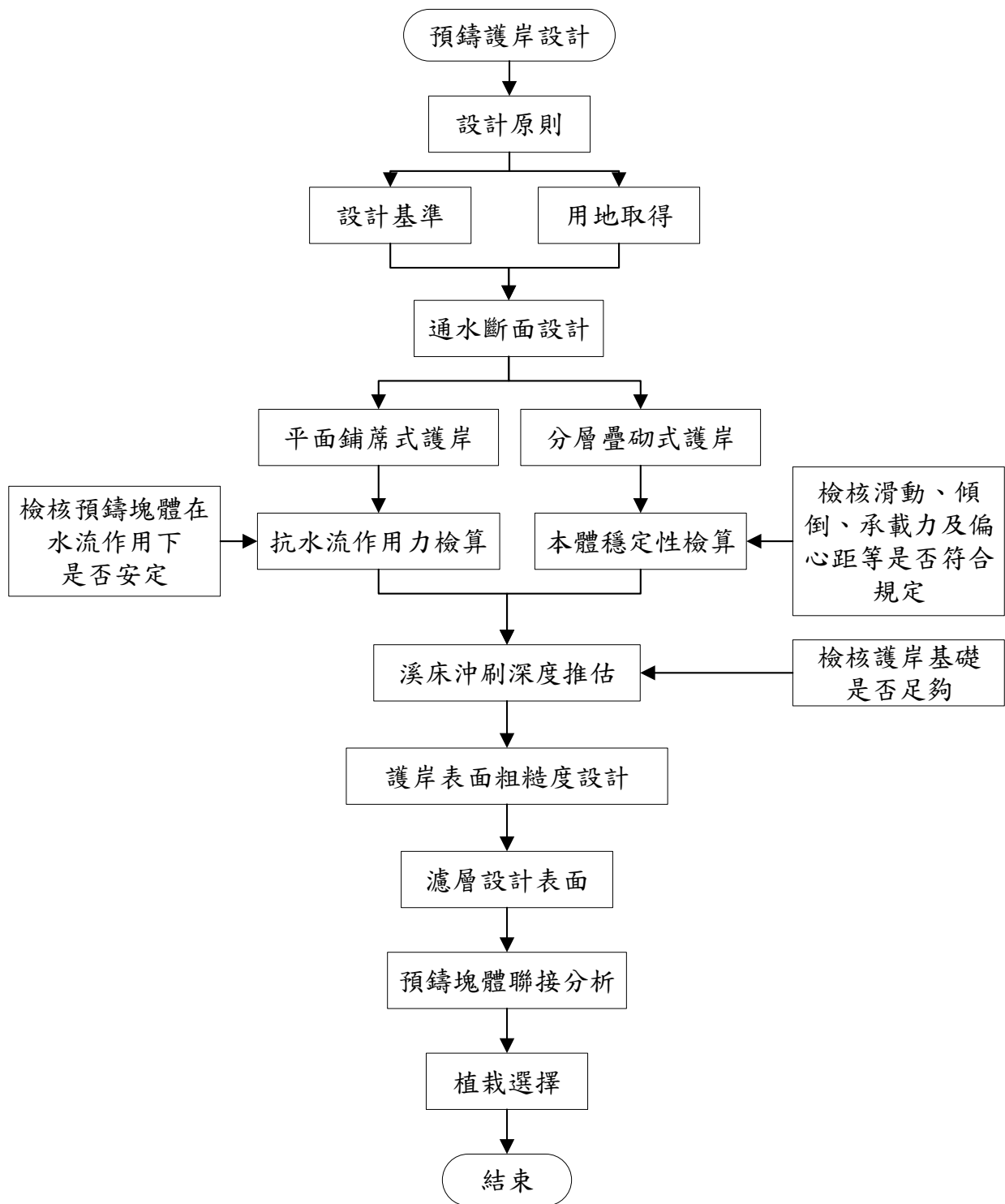
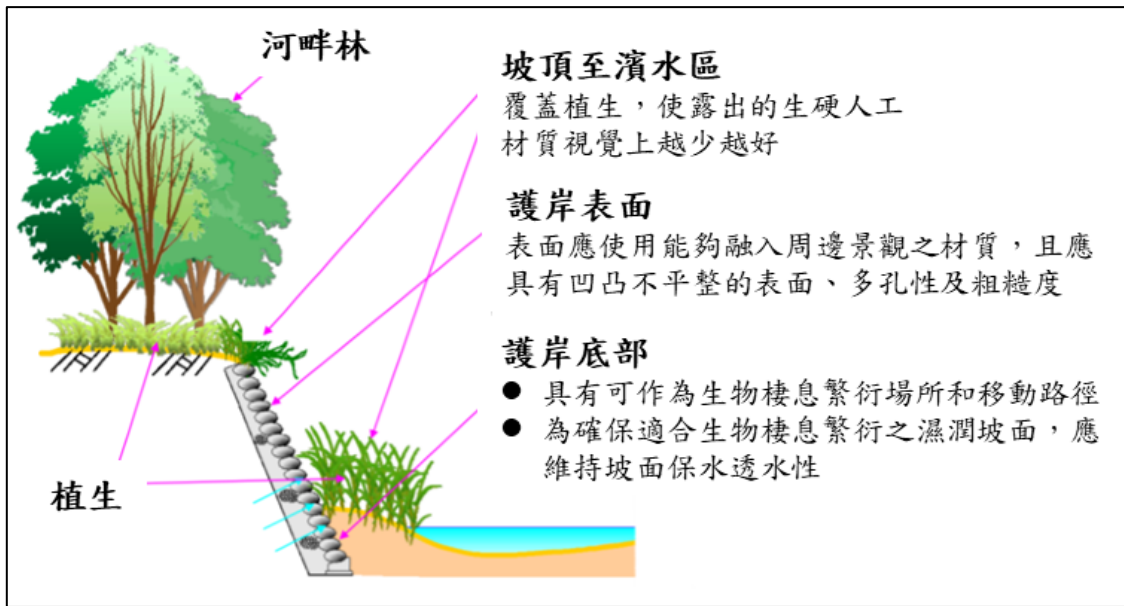


圖 4-1 預鑄護岸設計流程



資料來源：國土交通省及國土保全局，2018

圖 4-9 護岸環境機能示意圖

鑑此，護岸設計必須符合功能、安全、經濟及生態景觀等四項基本原則，即：

一、功能原則

護岸為保護溪岸之設施，其構造不僅能夠在洪水期間發揮鞏固溪岸免於淘刷之功能、同時材料壽命也必須經得起風吹雨打日曬等物理化學風化作用，特別是必須要適應水流及溪流邊界變遷而維持其防護溪岸之功能。

二、安全原則

護岸受到任何可能之外力及環境變化，必須保持安定。外力包括洪水或地震及人類活動所引起之動、靜荷載；環境變化係指溪床之沖淤，護岸上、下游溪岸之地形變化，以及岸頂上因土地利用可能引起之地形變化等。以上這些可能發生之外力及環境變化，在護岸安全分析時應作充分之調查與分析，以保護護岸之安全。

三、經濟原則

通常，護岸只要提高材料強度，大部分都能夠滿足安全之要求，但

是提高材料強度必須增加投資費用，而沒有限度地投入資源，就會變成浪費。工程師設計時不只要求安全，而且必須符合經濟原則。經濟原則是要求建設成本與維護費用合併考慮後為最經濟者，亦指設計護岸各部分之安全度與耐久性要平衡，不要某一部分強度很高，而另一部分強度很弱，強度太高者會形成浪費，強度不足者可能會引發損害，結果造成護岸整體之破壞，此點設計時應加以留意。

四、景觀生態原則

護岸要與周遭環境協調，其表面不要太突兀。協調設計較不會破壞原有環境之美感，例如自然溪流兩岸多為凹凸不平的線形，許多大石塊和植被分布或鑲嵌在岸邊，既能降低近岸流速保護溪岸，也能維持溪流情勢的穩定，即便是裸露的岸壁亦具有生態重要性(屬於翠鳥等棲息地)。但是，部分野溪構築護岸採用表面十分光滑之混凝土材料，雖然使水流能夠更快地通過，增加排洪效率，降低洪水位，惟光滑的護岸使近岸水流的速度增高。這樣，將洪水由高水位轉化為高流速的威脅，洪水的高水位威脅容易對付，只要提高堤岸高度就可以獲得較好的效果，但洪水高流速可以對河床及其兩岸的任一點造成沖刷破壞，增加了水流沖刷堤岸及溪床的風險；再者，高水位往往對於維持較高的生物多樣性是不可或缺的，但是高流速對河道生態系統會有更大的破壞。因此，容許溪岸的粗糙不平，能使極具沖刷動力之高速水流不能靠岸，對保護溪岸和調和環境是非常重要的。

4.2 設計基準

在護岸設計時必須謹守以下基準，包括岸線布置、護岸高度、基礎深度及預鑄混凝土塊材料等，茲分述如下。

一、岸線布置

護岸岸線布置宜順流平直或以圓滑曲線順應水流，不要太遷就現有地形而有顯著之突出或凹入之情形，以免發生局部亂流引起局部沖刷。岸線之起點，應有穩固之地形或嵌入適當之岸內，以防止因溪岸變化而暴露於水流衝擊之險處。岸線之終點，應引導水流順岸流下或導離溪岸，以免沖刷下游溪岸，尤其設於凹岸之護岸應延伸至彎道終點以下適當位置。當溪流主流緊靠溪岸時，宜配置丁壩或固床工以減低水流流速，並將主流挑離基腳，防止基腳沖刷。

二、護岸高度

護岸高度為設計洪水位與出水高之和。一般，出水高度介於 0.6 m ~ 1.0 m 之間，惟可視實際需要與地面同高。護岸設計洪水位之設計標準，係採重現期 50 年設計降雨強度之洪峰流量為原則。

彎曲段凹岸處因水面橫比降而導致水位超高，在設計時亦應考量之。

三、基礎形式及深度

預鑄護岸基礎台設計多數採用傳統混凝土，即採用厚度約 5.0 cm 之 210 kg/cm^2 混凝土打底後，再依設計基礎深度構築；另，亦有採用具有中空凹槽之預鑄構件回填卵礫石或混凝土作為基礎台，此種預鑄構件基礎台必須留意橫向塊體間之聯接方式及牢靠問題，因結構強度較傳統混凝土基礎為低，故在一些急流野溪不建議採用之。

不過，不論預鑄護岸是採用混凝土或預鑄構件(回填卵礫石或混凝土)作為基礎，其損毀多數以基礎深度不足，溪床刷深，基礎懸空而崩壞者居多。因此，護岸基礎設計深度應考慮溪床可能刷深之情形而適當地深入溪床。通常，護岸基礎深度以計畫溪床高程為基準，如表 4-1 所示。此處所謂計畫溪床高程係指溪流在輸砂上能夠維持不沖不淤之有利斷面或溪床高程。

表 4-1 為適用於直線段護岸基礎建議深度，但是當遇有彎道時，則應因地制宜而略做調整，包括：

- (一)凹岸：於溪流凹岸施設護岸時，除了應增加基礎深度，並搭配丁壩群、系列固床工或放寬溪幅等措施外，亦可設法採用複合式預鑄護岸，即僅於設計洪水位以上設計預鑄護岸，以避免遭到水流直接作用而毀損。
- (二)凸岸：由於凸岸是泥砂淤積之處，除非溪流流路擺盪不定，否則是不會發生刷深之現象，故設計護岸時，應酌予減少基礎深度。

表 4-1 護岸基礎建議深度

護岸高度(h_r , m)	建議基礎深度(m)
$h_r \geq 3.0$	1.5~2.0
$2 \leq h_r < 3.0$	1.5
$1 \leq h_r < 2.0$	1.0 或 1.2
$h_r < 1.0$	0.6

註：1.凹岸處宜適當增加溪流寬度及基礎深度。

2.本表相關數據僅供參考，仍須以現場實際條件或通過沖刷演算調整之。

四、基礎類型

護岸基礎除了深度外，尚必須考量其類型。通常，為了考量整體結構之安定性，除非位於溪床坡度平緩、護岸高度低矮之預鑄護岸，並經水流剪應力或安定檢算後，可以採用預鑄混凝土塊回填卵礫石或混凝土作為基礎，否則仍建議以傳統混凝土為之。

五、預鑄混凝土塊材料

考量預鑄混凝土塊厚度較薄，材料脆弱度高，故除了必須採用複合材料(即鋼筋混凝土)方式增加強度外，混凝土強度應達 $f'_c = 280 \text{ kg} / \text{cm}^2$ 以上($\geq 4000 \text{ psi}$)，同時應考量塊石撞及破壞問題。

4.3 用地取得

由於水土保持工程無土地徵收機制，其所需土地必須以無償方式取得，這就制約了護岸採用型式。一般，溪岸可取得較大範圍土地時。應以緩坡式護岸為佳；反之，當溪岸無法取得足夠的土地時，則選用陡坡式護岸，以減低對用地範圍之依賴。因此，當初步選用護岸類型之後，應優先處理工程範圍所需要之土地取得問題，或改變護岸類型而縮小用地範圍，或縮減護岸施作範圍，或改以傳統護岸工程等。

4.4 通水斷面設計

在設計各式護岸前必須先行確定溪流斷面，並滿足通洪要求。根據水土保持技術規範第 84 條規定，坡地排水渠流之平均流速得採用曼寧公式計算，其公式可表為

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} \quad (4-1)$$

式中， V =平均流速； A =通水斷面積； R =水力半徑(= A/P)； P =濕周； S_o =底床坡度(無單位)； n =曼寧粗糙係數，如表 4-2 所示。

表 4-2 曼寧粗糙係數參考表

溝內物質		n 值範圍	平均值	溝內物質		n 值範圍	平均值
無 內 面 工	粘土質	0.016-0.022	0.020	有 內 面 工	漿砌磚	0.012-0.017	0.014
	溝身整齊者砂壤、粘壤土	—	0.020		漿砌石	0.017-0.030	0.020
	溝身整齊者稀疏草生	0.035-0.045	0.040		乾砌石	0.025-0.035	0.030
	全面密草生	0.040-0.060	0.050		有規則土底兩岸砌石	—	0.025

雜有直徑 1.3 公分小石	—	0.022	不規則土底兩岸砌石	0.023-0.035	0.030	
雜有直徑 2.6 公分小石	—	0.025		純水泥漿平滑者	0.010-0.014	0.012
平滑均勻岩質	0.030-0.035	0.033		礫石底兩岸混凝土	0.015-0.025	0.020
不平滑岩質	0.035-0.045	0.040				

《演算例三》

已知某溪流溪床坡度 $S_o=0.01$ ，溪流寬度 $B=15\text{ m}$ ，曼寧粗糙係數 $n=0.03$ ，而洪峰流量 $Q_p=64.5\text{ cms}$ (參見演算例二)。為配合設置岸坡為 1：1.5 蓆式預鑄護岸，試設計護岸高度。根據已知條件，溪流通水斷面及濕周可分別表為

$$A = (B + m y) y \quad (1)$$

$$P = B + 2 y \sqrt{1 + m^2} \quad (2)$$

故水力半徑可寫為

$$R = \frac{(B + m y) y}{B + 2 y \sqrt{1 + m^2}} \quad (3)$$

式中， B =溪床寬度(=15 m)； y =水深； m =邊坡係數。根據連續性方程可得

$$Q_p = AV \quad (4)$$

考量實際洪水挾砂之影響，使清水流洪峰流量(Q_p)往往低於設計洪水量(Q_d)，故必須以水流中泥砂混合率予以修正，即

$$Q_d = (1 + \alpha) Q_p \quad (5)$$

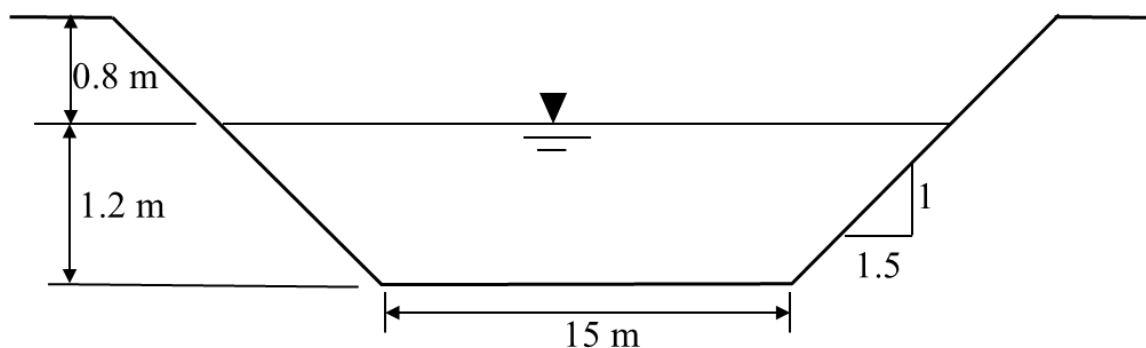
式中， α =水流中泥砂混合率，一般採用水流量之 5%~10%，最大值為 50%，此處取 12.4%。故設計洪水量可表為

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S_o^{1/2} = 80 \text{ cms} \quad (6)$$

將式(1)及式(2)代入上式，可得

$$AR^{2/3} = \frac{(B + 2my)^{5/3} y^{5/3}}{(B + 2y\sqrt{m^2 + 1})^{2/3}} = \frac{n Q_d}{S_o^{1/2}} \quad (7)$$

式中， $AR^{2/3}$ =均勻流斷面因子。由上式得知，斷面因子中僅水深未知，故以試誤法推估溪流水深 $y=1.2 \text{ m}$ ，取出水高 $y_f = 0.8 \text{ m}$ ，故護岸高度達 2.0 m ，如下圖所示。



4.5 安定性檢算

根據預鑄護岸類型，其安定性檢算可概分為預鑄塊體抵抗水流剪應力、回填塊石穩定、本體安定性及基礎河床沖刷深度推估等，如圖 4-2 所示。以蓆式預鑄護岸及疊式預鑄護岸區分，則因所處坡度略有差異，故在安定性檢算上亦有所不同，如表 4-3 所示。

表 4-3 蓆式與疊式預鑄護岸安定性檢算項目

護岸名稱	護岸類型	水流剪應力	回填塊石穩定	本體安定性	沖刷深度
蓆式	緩坡護岸	●	●	~	●
疊式	陡坡護岸	~	●	●	●

4.5.1 預鑄塊抗水流作用檢算(蓆式預鑄護岸安定性檢算)

蓆式預鑄護岸屬於緩坡護岸，基本上是可以忽略土壓力之作用，而只須考量水流剪應力(拖曳力)作用之起動問題。預鑄塊體之起動是指在蓆式預鑄護岸之預鑄塊體開始運動的水流條件，而預鑄塊體之所以會開始運動是各種作用力綜合作用之結果，作用在蓆式預鑄護岸上單一預鑄塊體的力，包括預鑄塊體自重、水流拖曳力及水流上揚力等，茲分述如下。

一、自重(W_w)：預鑄塊之水中重可表為

$$W_s = (\gamma_s - \gamma_w)V_v \quad (4-2)$$

二、水流拖曳力(F_D)

$$F_D = C_D A_d \frac{\rho_w u_d^2}{2} \quad (4-3)$$

三、水流上揚力(F_L)

$$F_L = C_L A_g \frac{\rho_w u_d^2}{2} \quad (4-4)$$

式中， V_v =預鑄塊體積； A_d =預鑄塊於水流方向之投影面積； A_g =預鑄塊於垂直水流方向之投影面積； C_D =阻力係數； C_L =升力係數； u_d =設計流速，係指作用於鑄塊上之流速； ρ_w =液體密度； γ_s =固體單位重； γ_w =液體單位重。

已知溪岸斜面與水平面夾角為 θ ，而水流沿著與溪岸斜面水平軸成 α 角度的方向流動，如圖 4-3 所示。圖中，拖曳力 F_D 與重力在斜面上的分力 $W_w \sin\theta$ 的合力可表為

$$F = \sqrt{(F_D \sin\alpha + W_s \sin\theta)^2 + F_D^2 \cos^2\alpha} \quad (4-5)$$

斜面上預鑄塊的起動條件為

$$f(W_s \cos\theta - F_L) \geq F \quad (4-6)$$

將式(4-12)代入上式可得

$$f(W_s \cos \theta - F_L) \geq \left[(W_s \sin \theta + F_D \sin \alpha)^2 + F_D^2 \cos^2 \alpha \right]^{1/2} \quad (4-7)$$

式中， f = 靜摩擦係數。上式即為席式預鑄護岸預鑄塊之起動條件。茲就以上各式之各項參數說明如下：

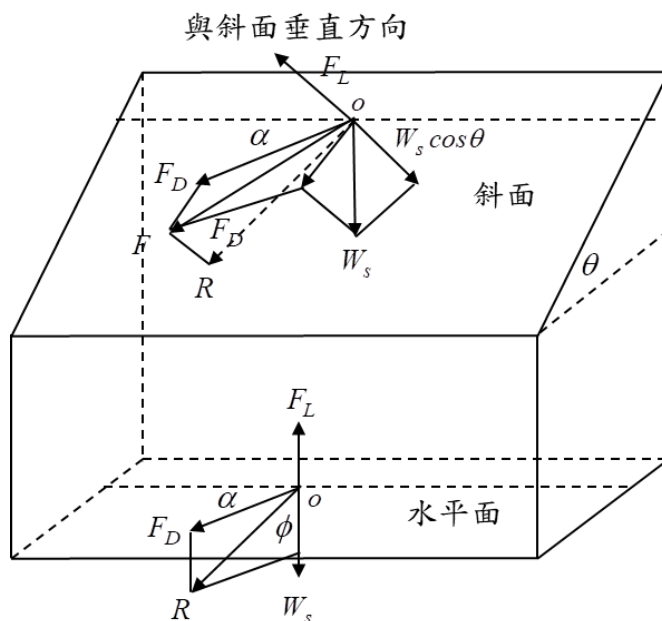


圖 4-3 作用在斜面上點處的等值泥砂粒徑上之力

一、水流沿著與溪岸斜面水平軸夾角 α

(一)若 $\alpha = 0$ 時，此時水流與斜面傾斜方向成正交，相當於溪流邊坡上的預鑄塊起動條件，即

$$f(W_s \cos \theta - F_L) \geq \left[(W_s \sin \theta)^2 + F_D^2 \right]^{1/2} \quad (4-8)$$

(二)若 $\alpha = 90$ 時，此時水流沿著斜坡向下流動，則

$$f(W_s \cos \theta - F_L) \geq \left[(W_s \sin \theta + F_D)^2 \right]^{1/2} \quad (4-9)$$

二、設計流速(u_d)

根據式(4-3)或式(4-4)中，設計流速可表為(国土技術研究センター，1998)

$$u_d = \frac{8.5}{6.0 + 5.75 \log(h_d / K_s)} u_o \quad (4-10)$$

式中， h_d =設計水深； K_s =絕對粗糙度(=0.04) (国土技術研究センター，1998)； u_o =代表流速，可表為

$$u_o = \chi u_m \quad (4-11)$$

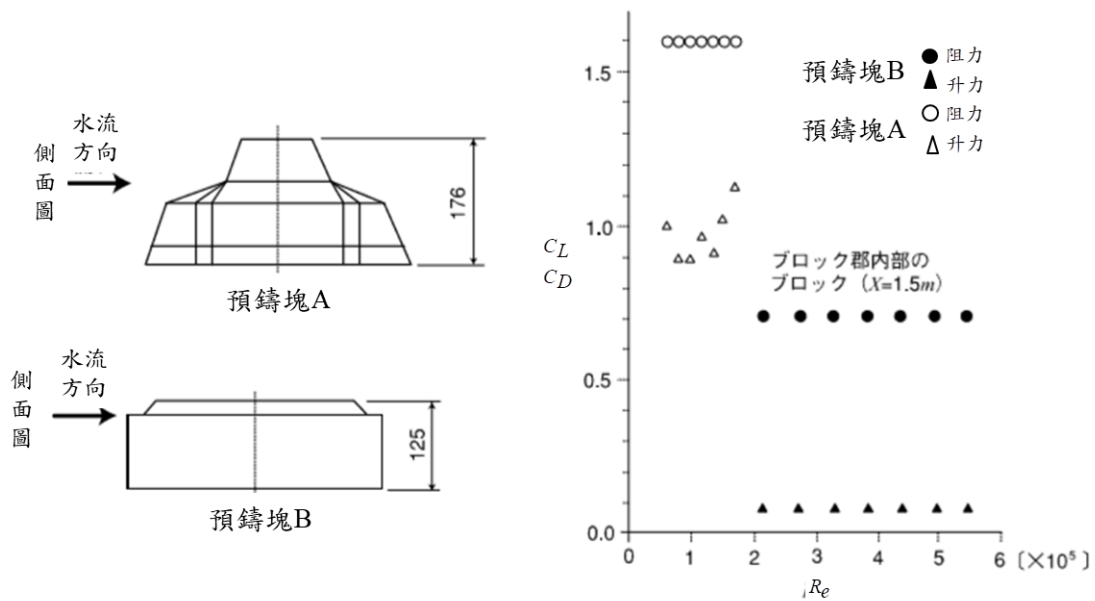
式中， χ =修正係數； u_m =平均流速，可採用曼寧公式表示，即

$$u_m = \frac{1}{n} h_d^{2/3} S_o^{1/2} \quad (4-12)$$

式中， S_o =溪床坡度(無單位)； n =曼寧粗糙係數($m^{1/6}$)，其相關數值可參考表 4-1。

三、升力(C_L)與阻力係數(C_D)

水流作用於預鑄塊所產生的上揚力及拖曳力係與預鑄塊形狀、水流條件[以雷諾數(Renold's number)表之]有關，其相關升力和阻力係數必須通過實驗方式獲得，如圖 4-4 為兩種不同形狀的預鑄塊，以實驗方式繪出其升力和阻力係數之分布。



資料來源：国土技術研究センター，1998

圖 4-4 不同預鑄塊形狀之升力係數和阻力係數

四、代表流速修正係數(χ)

代表流速修正係數係受溪流型態、基礎保護工及座落斷面位置等因素所影響。考量集水區上游野溪多屬深切溪谷，高灘地一般不很常見，故代表流速修正係數可概分以下狀況分別求算(国土技術研究センター，1998)。

(一)直線動床溪流(無基礎保護工)

$$\chi = 1 + \frac{\Delta Z}{2h_d} \quad (4-13)$$

(二)彎曲動床溪流

1.凸岸(內岸)

$$\chi = 1 + \frac{B}{2r} \quad (4-14)$$

2.凹岸(外岸)

$$\chi = 1 + \frac{B}{2r} + \frac{\Delta Z}{2h_d} \quad (4-15)$$

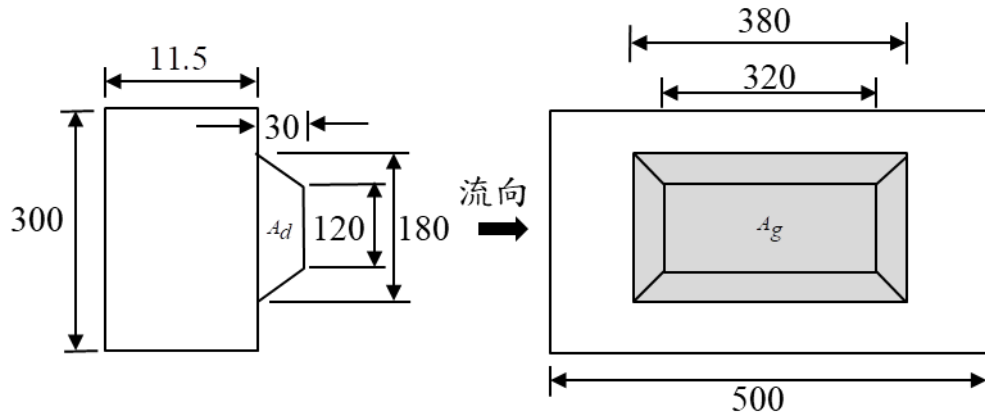
式中， ΔZ =沖刷深度(平均溪床高-最深溪床高)； r =溪床中心處之曲率半徑； B =溪流寬度。

《演算例一》

一、已知條件

溪床坡度(S_o)	26.6度	代表水深(h_d)	2.0 m
代表流速(u_o)	6.8 m/s	預鑄塊密度(ρ_s)	2350 kg/m ³
水密度(ρ_w)	1000 kg/m ³	靜摩擦係數	0.65
升力係數(C_L)	0.1	阻力係數(C_D)	0.7
預鑄塊於水流	0.0045 m ²	預鑄塊於垂直水	0.0684 m ²

方向之投影面積(A_d)		流方向之投影面積(A_g)	
預鑄塊體積	0.0188 m^3	α	0度



二、計算

1. 預鑄塊水中重

$$W_s = (\gamma_s - \gamma_w) V_s = (2350 - 1000) \times 9.8 \times 0.0188 = 248.7 \text{ N}$$

2. 設計流速

$$u_d = \frac{8.5}{6.0 + 5.75 \log(h_d / K_s)} u_o = \frac{8.5 \times 6.8}{6 + 5.75 \log(2 / 0.04)} = 3.67 \text{ m/s}$$

3. 上揚力

$$F_L = C_L A_g \frac{\rho_w u_d^2}{2} = 0.1 \times 0.0684 \times \frac{1000 \times 3.67^2}{2} = 46.1 \text{ N}$$

4. 拖曳力

$$F_D = C_D A_d \frac{\rho_w u_d^2}{2} = 0.7 \times 0.0045 \times \frac{1000 \times 3.67^2}{2} = 21.2 \text{ N}$$

5. 滑動檢算

因水流沿著與溪岸斜面水平軸夾角 $\alpha = 0$ ，故由式(4-8)可得

$$f(W_s \cos \theta - F_L) \geq [(W_s \sin \theta)^2 + F_D^2]^{1/2}$$

$$\Rightarrow 0.65(248.7 \times 0.894 - 46.1) \geq \left[(248.7 \times 0.448)^2 + 21.2^2 \right]^{1/2}$$

$$\Rightarrow 114.5 > 113.4 \quad O.K.$$

4.5.2 塊石起動分析

根據式(4-9)精簡化後可得塊卵石剪應力起動公式(張瑞瑾等, 1988)

$$\frac{\tau'_c}{\tau_c} = K = -\frac{\sin \theta \sin \alpha}{\tan \phi} + \sqrt{\cos^2 \theta - \frac{\sin^2 \theta \cos^2 \alpha}{\tan^2 \phi}} \quad (4-16)$$

若 $\alpha = 0$ 時, 上式可簡化為

$$\frac{\tau'_c}{\tau_c} = K = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} \quad (4-17)$$

式中, 水平溪床條件下卵塊石之起動剪應力(τ_c)及斜坡面卵塊石(或預鑄塊)之起動剪應力(τ'_c)可分別為

$$\tau_c = 7.75 d \quad (4-18)$$

$$\tau'_c = 0.77 \gamma_w y S_o \quad (4-19)$$

式中, d = 比重為 2.65 之天然卵石直徑, 如為級配卵石時, d = 平均粒徑; y = 水深; γ_w = 水單位重量(= $1.0 t/m^3$); S_o = 溪床坡度。實際演算時均採用卵塊石起動安全係數(F_s)表示, 即

$$F.S. = \frac{K \tau_c}{\tau'_c} \quad (4-20)$$

一般卵塊石起動安全係數 $F_s = 2.0$ 。

《演算例二》

一、已知條件

直線溪段之平均水深 $y = 2.0$ m, 溪床坡度 $S_o = 0.01$, 溪床及溪岸土

壤內摩擦角 $\phi=39^\circ$ ，而溪岸坡度 1：2。

二、計算

$$\text{溪床剪應力 } \tau_o = \gamma_w y S_o = 9810 \times 2 \times 0.01 = 196.2 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$\text{溪岸剪應力 } \tau'_c = 0.77 \tau_o = 0.77 \times 294.3 = 151 \text{ N} / \text{m}^2$$

已知溪岸坡度為 1：2(26.6°)，故

$$K = \cos \theta \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \theta}{\tan^2 \phi}} = \cos 26.6 \sqrt{1 - \frac{\tan^2 26.6}{\tan^2 39}} = 0.70$$

已知卵石起動安全係數可表為

$$F_s = \frac{K \tau_c}{\tau'_c} = \frac{0.7 \times 7.75 \times d}{151} = 2 \Rightarrow d = 56.4 \text{ cm}$$

三、結論

設計採用卵石粒徑 56 cm，而級配最大粒徑 $d_{max} < 1.7 d = 95 \text{ cm}$ ，
最小粒徑 $d_{min} > 0.7 d = 39 \text{ cm}$ 。

4.5.3 預鑄護岸本體安定性檢算(疊式預鑄護岸安定性檢算)

疊式預鑄護岸因具有斜度，土壓力減小，護岸得以較輕量設計來抵禦土壓力，達成保護溪岸之目的，故具有節省工費之優點。不過，疊式預鑄護岸(即陡坡式護岸)適用於基礎穩固，溪岸土質較好之場合，在基礎軟弱土質不良或有地下水的場合應避免使用，否則必須在基礎處理及排水上加以改善。

一、各種作用力

護岸除了本身之自重外，也受到水、土等外力作用，而此等作用力就是影響護岸之穩定與安全，故設計時對各種可能狀況之作用力應有充分了解，並且要能掌握各個作用力之大小，始能設計經濟安全之護岸。一般，與護岸安定性相關之作用力，包括護岸自重、水壓力、土壓力、

上揚力及地震力等。

(一)自重(self weight)：

以疊式預鑄護岸為例，其自重包括混凝土及其回填土方重量之和，可表為

$$W = n(\gamma_c V_c + \gamma_s V_b) \quad (4-21)$$

式中， γ_c =混凝土材料單位重量(=2.3~2.4 t/m³)； V_c =混凝土材料體積； γ_s =回填土方單位重量(=1.6~1.8 t/m³)； V_b =回填土方體積； n =層數或塊數。

(二)靜水壓力(hydrostatic pressure)：

係指水體作用於護岸上游面之力量。考量預鑄護岸雖然具有一定透水能力，惟於豪雨期間仍可能無法迅速排除，因而假設其水位可與地面齊平，故預鑄護岸單位寬度靜水壓力可表為

$$P_w = \frac{1}{2} \gamma_w H_o^2 \quad (4-22)$$

式中， H_o =護岸高度。

(三)土壓力(soil pressure)：

土壓力係指護岸回填土砂對護岸所推壓之力量，其計算可分庫倫(Coulomb)及郎金(Rankine)兩種方法。

1.庫倫(Coulomb)土壓力

(1)主動土壓力(active soil pressure)：以圖 4-5 為例，採用庫倫(Coulomb)方法計算作用於護岸之主動土壓力，即

$$P_a = \frac{1}{2} K_{ac} \gamma_{sub} H_o^2 \quad (4-23)$$

式中， K_{ac} =主動土壓力係數； γ_{sub} =浸水單位重。由圖得知，主動土壓力可區分為水平和垂直分力，即

$$P_{av} = P_a \sin(\delta + \bar{\epsilon}) \quad (4-24)$$

$$P_{ah} = P_a \cos(\delta + \bar{\varepsilon}) \quad (4-25)$$

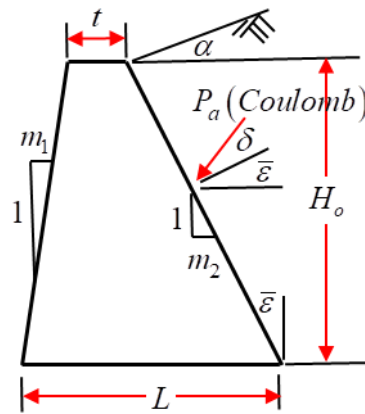


圖 4-5 護岸土壓力示意圖

式中， δ = 牆面與土壤間之摩擦角($=2\phi/3$)； $\bar{\varepsilon}$ = 牆面與垂直方向之夾角。其中，主動土壓力係數可表為

$$K_{ac} = \frac{\cos^2(\phi - \bar{\varepsilon})}{\cos^2 \bar{\varepsilon} \cos(\bar{\varepsilon} + \delta) \left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\delta + \bar{\varepsilon}) \cos(\bar{\varepsilon} - \alpha)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (4-26)$$

式中， ϕ = 土壤內摩擦角。對於背填土方為水平無摩擦之垂直牆面而言，即 $\alpha = 0$ ， $\bar{\varepsilon} = 0$ ，且 $\delta = 0$ 時，庫倫(Coulomb)的主動土壓力係數可寫為

$$K_{ac} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4-27)$$

對於後傾式護岸，假設牆面與土壤間之摩擦角 $\delta = 0$ 時，則主動土壓力之作用方向與牆面垂直(參見圖 4-6)，可依式(4-23)求算之，其中主動土壓力係數，如表 4-4 所示。因此，作用於牆面水平及垂直於地面之土壓力分別為

$$P_{av} = P_a \sin \bar{\varepsilon} = \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} P_a \quad (4-28)$$

$$P_{ah} = P_a \cos \bar{\varepsilon} = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} P_a \quad (4-29)$$

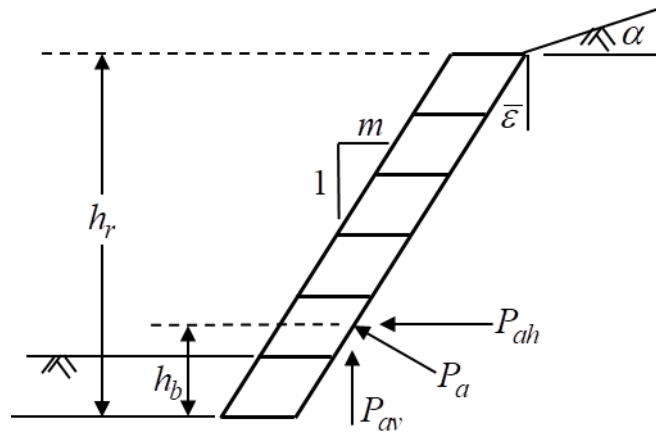


圖 4-6 後傾式護岸土壓力分布

表 4-4 後傾式護岸主動土壓力係數一覽表

α		0			18.4° (1 : 3)		
m	$\bar{\varepsilon}$	ϕ					
		26.6°	33.7°	45°	26.6°	33.7°	45°
0	0	0.37	0.29	0.18	0.51	0.36	0.20
0.3	-16.7	0.28	0.18	0.08	0.38	0.24	0.09
0.5	-26.7	0.23	0.13	0.05	0.30	0.16	0.06
0.7	-35.0	0.18	0.09	0.02	0.23	0.10	0.02
1.0	-45.0	0.11	0.04	0	0.13	0.05	0
1.5	-56.3	0.03	0		0.05	0	
0	0	26.6° (1 : 2)			33.7° (1 : 1.5)		
		0.80	0.43	0.22		0.70	0.27
0.3	-16.7	0.60	0.28	0.10		0.46	0.12
0.5	-26.7	0.50	0.19	0.06		0.35	0.07
0.7	-35.0	0.41	0.12	0.02		0.24	0.03
1.0	-45.0	0.28	0.05	0.05		0.15	0

註：牆面與土壤間之摩擦角 $\delta=0$ 。

(2)被動土壓力 (passive soil pressure)：被動土壓力可寫為

$$P_p = \frac{1}{2} K_{pc} \gamma_{sub} H_o^2 \quad (4-30)$$

而被動土壓力係數為

$$K_{pc} = \frac{\cos^2(\varphi + \bar{\varepsilon})}{\cos^2 \bar{\varepsilon} \cos(\bar{\varepsilon} - \delta) \left\{ 1 + \left[\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\bar{\varepsilon} - \delta) \cos(\bar{\varepsilon} - \alpha)} \right]^{1/2} \right\}^2} \quad (4-31)$$

當 $\alpha = 0$ ， $\bar{\varepsilon} = 0$ ，且 $\delta = 0$ 時，則庫倫被動土壓力係數可寫為

$$K_{pc} = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4-32)$$

2. 郎金(Rankine)土壓力

(1) 若採用郎金(Rankine)法計算主動土壓力時，如圖 4-7 所示，則主動土壓力係作用在通過護岸跟部之垂直面上，可表為

$$P_{a(Rankine)} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} K_{ar} h_t^2 + 2 c_u h_t \sqrt{K_{ar}} + \frac{2 c_u^2}{\gamma_{sub}} \quad (4-33)$$

式中， c_u = 粘聚力； K_{ar} = 郎金主動土壓力係數； $h_t = H_o - z_o$ ； z_o = 臨界深度，可表為

$$z_o = \frac{2 c_u}{\gamma_{sub} \sqrt{K_{ar}}} \quad (4-34)$$

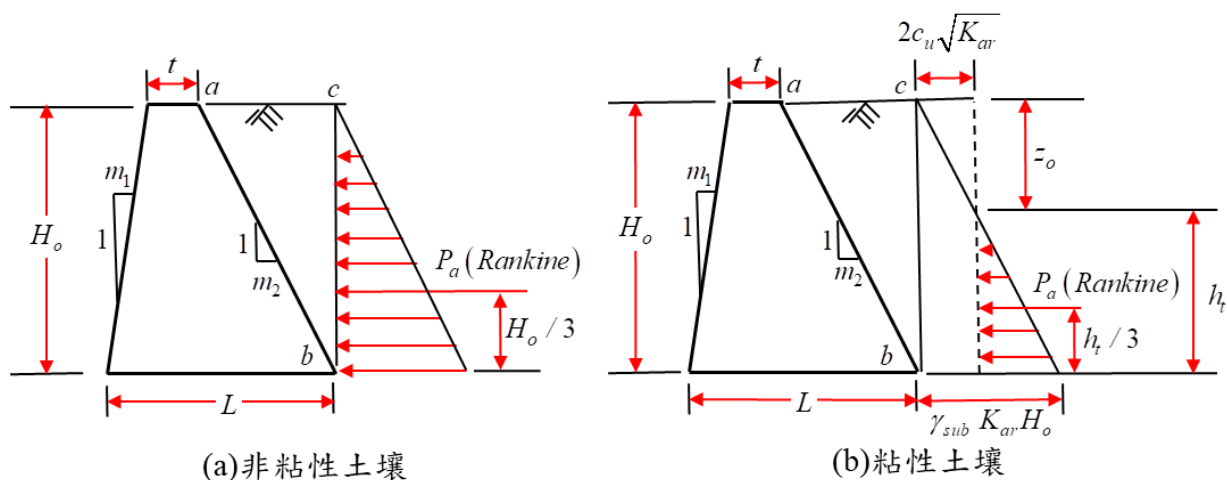


圖 4-7 郎金土動主壓力分布示意圖

對於非粘性土壤時，主動土壓力可表為

$$P_{a(Rankine)} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} K_{ar} H_o^2 \quad (4-35)$$

故主動土壓力之水平和垂直分力分別為

$$P_{av} = P_{a(Rankine)} \sin \alpha \quad (4-36)$$

$$P_{ah} = P_{a(Rankine)} \cos \alpha \quad (4-37)$$

式中，主動土壓力係數可表為

$$K_{ar} = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (4-38)$$

當背填土為水平時，上式可寫為

$$K_{ar} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (4-39)$$

上式與庫倫(Coulomb)方法之式(4-27)相同。除了主動土壓力外，在進行安定分析時，尚需計算土楔 abc 之重量，即

$$W_{(abc)} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} m_2 H_o H_t \quad (4-40)$$

同理，Rankine 被動土壓力為

$$P_{p(Rankine)} = \frac{1}{2} \gamma_{sub} K_{pr} H_o^2 + 2 c_u H_o \sqrt{K_{pr}} \quad (4-41)$$

式中，被動土壓力係數可表為

$$K_{pr} = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi}} \quad (4-42)$$

當淤砂面為水平時，上式可寫為

$$K_{pr} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4-43)$$

上式與 Coulomb 方法之式相同。

3. 庫倫與郎金土壓力理論適用性說明

(1)庫倫土壓力理論：適用於砂土或碎石填料(無粘性)的擋土牆或護岸設計，可考慮牆背傾斜、填土面傾斜以及牆背與填土間之摩擦等多種因素之影響因素。

(2)郎金土壓力理論：適用於具有粘性土壤之回填料，可考慮牆背為兩個以上的平面組成或不為平面之狀況。

(四)上揚力(uplift)：

係指水滲透經過底部所產生之向上作用力，導致護岸有效重量降低，而影響其安定，如圖 4-8 所示。上揚力公式可表為

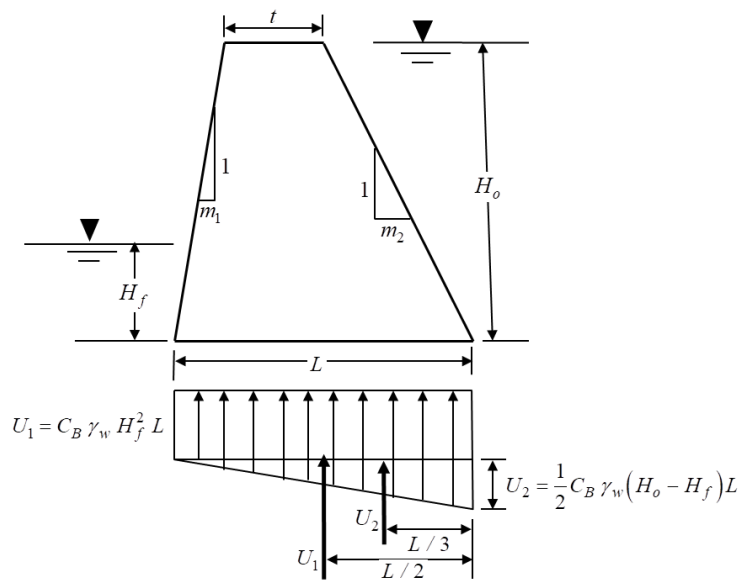


圖 4-8 護岸受上揚力作用示意圖

$$U_1 = \gamma_w C_B h_f L \quad (4-44)$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \gamma_w C_B (h_b - h_f) L \quad (4-45)$$

式中， C_B =浮力係數(=0.2~0.7)。浮力係數與基礎種類相關，如表 4-5 所示，為不同基礎種類之浮力係數值。

表 4-5 各種基礎類型之浮力係數值

基礎種類		浮力係數
粘土	軟粘土	0.6
	普通粘土	0.5
	硬粘土	0.4
砂	鬆細砂	0.7
	壓實細砂	0.6
	鬆粗砂	0.7
砂石混合 或卵石	鬆砂石混合物或卵石	0.6
	壓實砂石混合物或卵石	0.5
堅固岩盤	硬岩	0.3
	強硬頁岩	0.25

註：資料來源：「水土保持手冊」，2017

(五)地震時護岸慣性力：

係指地震對護岸本身所產生的慣性力，可表為

$$P_{e1} = \frac{1}{2} K_h \gamma_c m_1 H_o^2 \quad (4-46)$$

$$P_{e2} = K_h \gamma_c t H_o \quad (4-47)$$

$$P_{e3} = \frac{1}{2} K_h \gamma_c m_2 H_o^2 \quad (4-48)$$

式中， K_h =水平地震加速度係數。

(六)地震時動態土壓力：

係指地震對護岸上游回填土砂所產生的土壓力，包含式(4-23)土壓力及由地震所增加之土壓力。以 Coulomb 理論計算，則地震引起之主動土壓力(含靜態主動土壓力)可表為

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} (1 - K_v) \gamma_s H_o^2 \quad (4-49)$$

式中， K_v = 垂直地震加速度係數； P_{ae} = 地震時的主動土壓力； K_{ae} = 地震時主動土壓力係數，可表為

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\varphi - \bar{\varepsilon} - \bar{\theta})}{\cos \bar{\theta} \cos^2 \bar{\varepsilon} \cos(\delta + \bar{\varepsilon} + \bar{\theta}) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha - \bar{\theta})}{\cos(\alpha - \bar{\varepsilon}) \cos(\delta + \bar{\varepsilon} + \bar{\theta})}} \right]^2} \quad (4-50)$$

式中，地震角 $\bar{\theta} = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right)$ 。根據式(4-49)地震時主動土壓力之

之水平及垂直分力分別為

$$P_{aeh} = P_{ae} \cos(\delta + \bar{\varepsilon}) \quad (4-51)$$

$$P_{aev} = P_{ae} \sin(\delta + \bar{\varepsilon}) \quad (4-52)$$

三、安定檢算

護岸受到水流及外力作用而產生不同型態之破壞，包括滑動、傾倒及沉陷等，如圖 4-9 所示。因此，預鑄護岸在豪雨和地震單獨之情況下，受到各種外力作用時，必須滿足不傾倒、不滑動，並且護岸本身應有足夠支應力及基礎承载力等條件，始能維持安定。因此，對於預鑄護岸之設計，應符合下列規定：

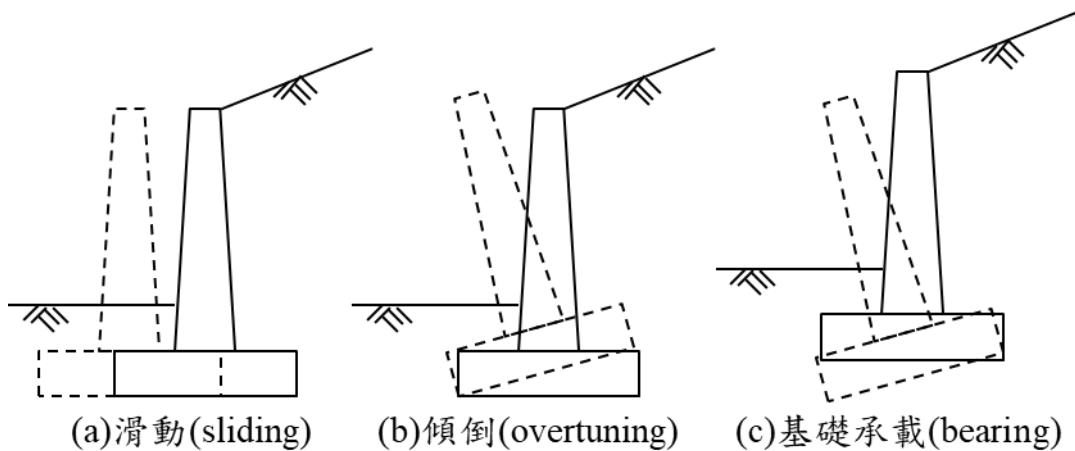


圖 4-9 護岸破壞型態

(一)傾倒(overtuning)分析

在疊式預鑄護岸設計時，不容許有傾倒情形發生。通常，以護岸趾部(toe)為力矩中心，欲使護岸安定，無傾倒之虞，應符合下列條件，即正力矩應大於負力矩，即

$$F.S. = \frac{\text{以護岸趾部為支點阻止傾倒之力矩}}{\text{以護岸趾部為支點驅動傾倒之力矩}} = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} \quad (4-53)$$

一般，設計時要求傾倒安全係數應介於 1.1~1.3 之間。

(二)基礎壓力合力之偏心矩(e)，必須在下列限度內

基礎壓力合力之偏心矩應合於下式

$$e < L/6 \quad (4-54)$$

式中，偏矩 $e = x - L/2$ ，如圖 4-10 所示。其中， x 可表為

$$x = \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma R_v} = \frac{\Sigma M}{\Sigma R_v} \quad (4-55)$$

或是護岸外力與自重之合力作用點應在護岸底部中央三分之一以內表示，即

$$\frac{1}{3}L \leq \frac{\Sigma M}{\Sigma R_v} \leq \frac{2}{3}L \quad (4-56)$$

式中， ΣM = 總力矩； ΣR_v = 垂直分力之總和； L = 護岸底部寬度。

(三)滑動(sliding)分析

護岸受到水平方向之外力時，可能驅使護岸發生水平移位，故安定的護岸必須在基礎上有充分之阻力防止其移位或滑動，基礎上阻抗滑動之力量是靠護岸與其接觸之土壤間剪力來決定。如果剪力小於水平方向之外力，則發生滑動而失去安定。

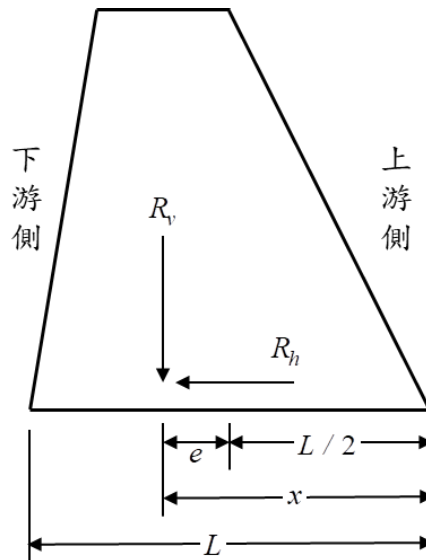


圖 4-10 護岸受力偏矩示意圖

根據與護岸接觸之土壤性質，護岸滑動可概分為基礎接觸面滑動、淺層滑動及深層滑動等。一般在非粘性土壤基礎上，發生接觸面滑動之可能性較大，因阻抗滑動剪力隨垂直壓力大小增加，故深層剪力較淺層剪光大，也就是深層較不會發生滑動；但是在粘性土壤上，如內摩擦角很小時($\phi \approx 0$)，阻抗滑動之力量大部分靠土層之粘聚力(cohesion)，此種情況下，土層阻抗滑動不因土深而增加，故護岸在基礎深層如有軟弱粘質土時，較容易發生深層滑動；淺層滑動在非粘性土層基礎上不會發生，但在粘性土層則有發生之可能。

依據護岸類型滑動分析可區分陡坡式護岸(疊式預鑄護岸)及緩坡式護岸(蓆式預鑄護岸)兩種狀況。

1. 疊式預鑄護岸：護岸滑動安全係數可表為

$$F.S. = \frac{\text{阻抗滑動力之和}}{\text{驅動滑動力之和}} = \frac{\tan \phi \sum R_v + \bar{C} L + P_p}{\sum R_h} \quad (4-57)$$

式中， R_v =垂直分力； R_h =水平分力； \bar{C} =粘聚力； L =護岸基礎接觸面寬度； $\tan \bar{\phi}$ =護岸底部靜摩擦係數，可由表 4-6 求得。考量

護岸前趾土層常因沖刷或人為因素而使土層流失有，故為安全計，常將被動土壓力(P_p)刪除，即

$$F.S. = \frac{\tan \phi \Sigma R_v + \bar{C} L}{\Sigma R_h} \quad (4-58)$$

於豪雨時，安全係數 $F.S. \geq 1.5$ ；於地震時，安全係數 $F.S. \geq 1.2$ 。

表 4-6 各種基礎類型與混凝土之摩擦係數

基礎類型		混凝土在土壤上之摩擦係數 f_1 值
粘土	粘土	0.30
砂或砂與粘土混合物	被圍濕細砂	0.30~0.40
	砂與粘土混合物	0.40~0.50
	乾砂	0.45~0.55
砂石混合物	卵石及粗砂	0.55~0.60
堅固岩盤	堅固岩盤	0.70

註：資料來源：水土保持手冊，2017

2. 蓆式預鑄護岸：對於緩坡式護岸推動滑動之力係以水流剪應力為主。依據 4.3.2 節得知其滑動安全係數可表為

$$F.S. = \frac{K \tau_c}{\tau'_c} \quad (4-59)$$

設計上要求安全係數 $F.S. = 2.0$ 。

(三) 基礎承载力：壩基承载力應大於壩趾之應力。壩跟及壩趾處之垂直應力分別為

$$B_{pu} = \frac{R_v}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (4-60)$$

$$B_{pd} = \frac{R_v}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (4-61)$$

式中， B_{pu} = 壩跟垂直應力； B_{pd} = 壩趾垂直應力。此外，各種基

礎之容許承載力，如 4-7 所示。

表 4-7 各種基礎類型之容許承載力

基礎種類		容許承載力(t/m^2)
粘土	軟粘土	10
	普通粘土	20
	硬粘土	40
砂	鬆細砂	10
	壓實細砂	30
	鬆粗砂	30
砂石混合 或卵石	鬆砂石混合物或卵石	40
	壓實砂石混合物或卵石	50
堅固岩盤	硬岩	100
	強硬頁岩	100

註：資料來源：水土保持手冊，2017

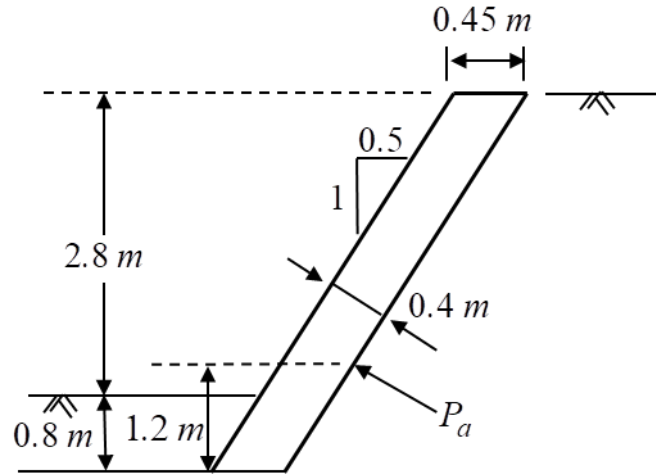
4.5.4 安定檢算情境

在進行安定檢算時必須設定各種可能狀況，包括平時、豪水時(洪水來臨時)、豪雨結束時(洪水退落時)及地震等四種。

《演算例三》

一、結構尺寸

已知護岸厚度 40 cm 置於坡度 1:0.5 的鬆細砂溪岸上，高度 2.8 m，基礎深度 0.8 m，水深 2.3 m，內摩擦角 33.7° 。



二、狀況(一)：平時檢算

$$\text{護岸自重 } W = 0.4 \times 4 \times 2.3 = 3.68 \text{ t/m}$$

$$\text{動態土壓力係數(參見表4-3)： } K_a = 0.13$$

$$\text{主動土壓力： } P_a = \frac{1}{2} \gamma'_s K h^2 = 0.5 \times 1.5 \times 3.6^2 \times 0.13 = 1.26 \text{ t/m}$$

$$\text{主動土壓力垂直分力： } P_{av} = \frac{m}{\sqrt{1+m^2}} P_a = \frac{0.5 \times 1.26}{\sqrt{1+0.5^2}} = 0.56 \text{ t/m}$$

$$\text{主動土壓力水平分力： } P_{ah} = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} P_a = \frac{1 \times 1.26}{\sqrt{1+0.5^2}} = 1.13 \text{ t/m}$$

$$\text{被動土壓力： } P_p = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \gamma'_s h_1^2 = 0.5 \times 1.5 \times 0.8^2 \times \frac{1.555}{0.445} = 1.68 \text{ t/m}$$

(一)滑動檢算

$$F.S. = \frac{\tan \phi \sum R_v}{\sum R_h} = \frac{0.67 \times (3.68 - 0.56)}{1.13} = 1.85 > 1.5$$

$$\text{或 } F.S. = \frac{\tan \phi \sum R_v + P_p}{\sum R_h} = \frac{0.67 \times (3.68 - 0.56) + 1.68}{1.13} = 3.33 > 1.5$$

(二)傾倒檢算：對基腳前趾 A 點求算力矩

$$F.S. = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} = \frac{3.68 \times (0.9 + 0.45 / 2) - 0.56 \times (0.6 + 0.45)}{1.13 \times 1.2} = 2.62 > 2.0$$

(三)承载力剪算

$$\text{合力作用點 } x = \frac{\Sigma M}{\Sigma R_v} = \frac{3.552 - 1.356}{3.12} = 0.7$$

上式表明，合力作用點在護岸基腳中心點之後跟，顯示主動土壓力為超越護岸後靠傾倒之力量，因此基礎力量分布將平均分布於基腳，承载力分布範圍限於護岸部分，即

$$B_p = \frac{\Sigma R_v}{L} = \frac{3.12}{0.45} = 6.9 t/m^2$$

由表4-3得知，鬆細砂容許承载力為 $10 t/m^2$ 。

三、狀況(二)：地震時檢算

水平地震係數採用 $K_h = 0.22$

垂直地震係數 $K_v = \frac{2}{3} K_h = 0.147$

地震角 $\bar{\theta} = \tan^{-1} \left(\frac{K_h}{1 - K_v} \right) = 14.47^\circ$

護岸本身產生之慣性力： $P_w = K_h W = 0.22 \times 3.68 = 0.8 t/m$

地震動態土壓力係數： $K_{ae} = 0.3$

地震動態土壓力(含靜態土壓力)：

$$P_{ae} = \frac{1}{2} K_{ae} (1 - K_v) \gamma'_s h^2 = 0.5 \times 0.3 \times (1 - 0.147) \times 1.5 \times 3.6^2 = 2.49 t/m^2$$

$$P_{aeh} = P_{ae} \cos(-26.7) = 2.2 t/m^2$$

$$P_{aev} = P_{ae} \sin(-26.7) = -1.1 t/m^2$$

(一)滑動檢算

$$F.S. = \frac{\tan \phi \Sigma R_v}{\Sigma R_h} = \frac{0.67 \times (3.68 + 0.8 - 1.1)}{2.2} = 1.0 < 1.5$$

(二)傾倒檢算

$$F.S. = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} = \frac{(3.68 + 0.8) \times (0.9 + 0.45 / 2) - 1.1 \times (0.6 + 0.45)}{2.2 \times 1.2} = 1.47 < 2.0$$

(三) 承載力檢算

因垂直方向之地震加速度不考慮，故基礎承載力不變。

四、狀況(三)：洪水來臨時檢算

洪水時迎水面有水壓力加護岸上，同時也產生剪應力，但護岸背後會產生不動土壓力來平衡水壓，故護岸在滑動或傾倒方面反而是較平時或地震時安定。

五、狀況(四)：洪水退落時檢算

護岸如有良好排水設施，當溪流水位退落時，被填土層中之飽和水位亦隨之下降而成濕土狀況，則單位重量將比乾狀時增加，設土層濕土單位重為 $1.8t/m^3$ ，則

$$\text{主動土壓力 } P_a = 1.26 \frac{1.8}{1.5} = 1.51t/m$$

$$\text{主動土壓力垂直分力： } P_{av} = 0.56 \times 1.2 = 0.67t/m$$

$$\text{主動土壓力水平分力： } P_{ah} = 1.13 \times 1.2 = 1.36t/m$$

$$\text{被動土壓力： } P_p = 1.68 \times 1.2 = 2.0t/m$$

(一) 滑動檢算

$$F.S. = \frac{\tan \phi \Sigma R_v}{\Sigma R_h} = \frac{0.67 \times (3.68 - 0.67)}{1.36} = 1.58 > 1.5$$

(二) 傾倒檢算

$$F.S. = \frac{\Sigma M_v}{\Sigma M_h} = \frac{3.68 \times (0.9 + 0.45 / 2) - 0.67 \times (0.6 + 0.45)}{1.36 \times 1.2} = 2.1 > 2.0$$

六、結論

(一) 按照四種不同情境之分析結果，設計斷面均滿足滑動、傾倒及承載力之安定檢算。

- (二)分析所得安全係數不但滿足安全條件，且與容許安全係數甚接近，故符合經濟設計原則。
- (三)護岸背後如有地下水時應妥為處理排除，否則會因水壓力作用而造成整體結構不安定。
- (四)壘式預鑄護岸係通過各種咬合或扣接方式構成類似鋼體結構，故可以採用鋼體(整體)結構分析其安定性。

4.6 基礎深度設計

經驗上，護岸基礎深度常以設計洪水位作為基準，如表 4-1 所示。但是，在一些災害頻度高、規模較大之急流野溪或土石流潛勢溪流，護岸基礎深度設計就不能直接取自經驗數值，必須從水流沖刷溪床問題進行分析，以提供基礎深度設計之參採。

當溪流水流挾帶泥砂量小於水流挾砂能力，或水流動能因外部環境改變而突然上升時，水流就會帶走從河床沖起的泥砂，此現象謂之溪流沖刷(stream scouring)。野溪水流實際挾帶的泥砂量往往小於挾砂能力，在欠缺卵石巨礫保護的河床，水流就會沖起河床上的泥砂，使河道發生長距離連續的沖刷，它的沖刷範圍可以達到河幅寬度的數十倍甚至百倍以上，謂之一般沖刷(general scour)，包括特大洪水、高含砂水流、溪流渠化等均會引發一般沖刷。一般沖刷(含河岸淘刷)是野溪溪床演變的基本趨勢，在自然狀態下多數野溪都屬於沖刷型河流(incised stream)。

在相同的水流條件下，當遇有橫向阻水構造物(如防砂壩、固床工、..)時，因通水斷面突然改變，局部水流紊動增強，水流沖刷河床的能力獲得提升，則會在構造物下游河床造成有限範圍的沖刷現象，謂之局部沖刷(local scour)。橫向阻水構造物下游河床的局部沖刷現象，主要是造成構造物基礎裸露，更大程度阻礙水域生物縱向廊道的暢通，但相對於河道長距離沖刷，

局部沖刷問題是可預知的，且其影響範圍是有限的。

一、一般沖刷深度推估

河道一般沖刷的相關研究不多。Blench(1969)應用印度灌溉渠道砂質粒徑0.1~0.6mm及Gilbert(1914)水槽礫石粒徑0.3~7.0mm等試驗資料，提出水面下平均沖刷深度可表為

$$h_{s(mean)} = 1.20 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/6}} \quad [0.06 < d_{50} (mm) < 2.0] \quad (4-62)$$

$$h_{s(mean)} = 1.23 \frac{q^{2/3}}{d_{50}^{1/12}} \quad [d_{50} (mm) \geq 2.0 mm] \quad (4-63)$$

式中， $h_{s(mean)}$ = 水面下平均沖刷深度之水深(m)； q = 單寬流量(m^2 / sec)； d_{50} = 河床質中徑(mm)。Blodgett (1986)曾定時觀測 21 個測點的河道一般沖刷變化，並將之與河床質中值粒徑點繪於直角座標中，可概略推估平均與最大沖刷深度與河床質中值粒徑之關係(參見圖 4-11)

$$h_{so(max)} = 1.42 d_{50}^{-0.115} \quad (4-64)$$

$$h_{so(mean)} = 6.5 d_{50}^{-0.115} \quad (4-65)$$

式中， $h_{so(mean)}$ = 參考高程以下之平均沖刷深度； $h_{so(max)}$ = 參考高程以下之最大沖刷深度； d_{50} = 河床質中值粒徑。

Pemberton and Lara (1984)整合 Blench(1970) and Lacey(1931)提出了天然河道一般沖刷深度的通式，可表為

$$h_{so(max)} = K Q_d^a W_f^b d_{50}^c \quad (4-66)$$

式中， Q_d = 設計流量(cms)； W_f = 設計流量時之水流寬度(m)； d_{50} = 河床質中值粒徑(mm)； K = 係數； a 、 b 、 c = 指數。上式係數及各指數如表 4-8 所示。Maza Alvarez and Echavarria Alfaro(1973)也建立了類似的公式，即

$$Z_{t(max)} = 0.365 \frac{Q^{0.784}}{W^{0.784} d_{50}^{0.157}} \quad (d_{75} < 6.0 mm) \quad (4-67)$$

式中， Q =水流流量(cms)； W =水面寬度(m)。

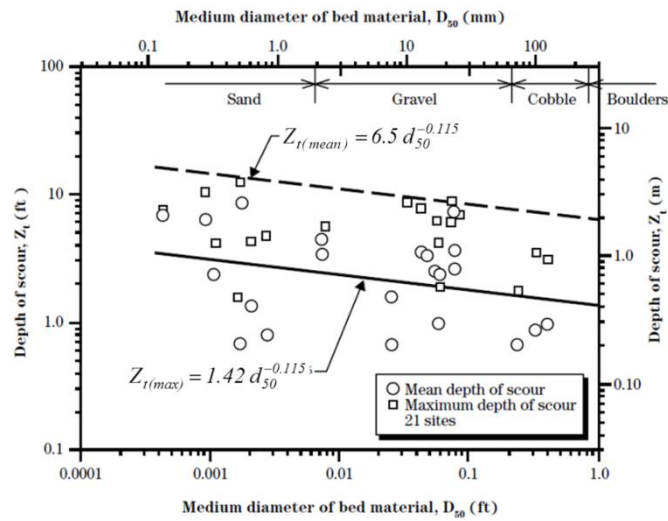


圖 4-2 沖積河道沖刷深度觀測值與中值粒徑之關係

表 4-8 Lacey 與 Blench 關係式之常數

條件	Lacey				Blench			
	K	a	b	c	K	a	b	c
直線河段	0.030	1/3	0	-1/6	0.162	2/3	-2/3	-0.1092
一般彎道	0.059	1/3	0	-1/6	0.162	2/3	-2/3	-0.1092
嚴重彎道	0.089	1/3	0	-1/6	0.162	2/3	-2/3	-0.1092
90 度彎道	0.119	1/3	0	-1/6	0.337	2/3	-2/3	-0.1092
垂直岩壁	0.148	1/3	0	-1/6				

經濟部水利署水利規劃試驗所(2010)於大甲溪公路橋上下側主深槽河床分別埋設沖刷磚，觀測颱風時之最大一般沖刷深度，並獲得短期河床一般沖刷公式可表為

$$Z_{t(max)} = 2.80 \frac{q^{0.80} S_w^{0.35} \sigma^{0.62}}{d_{50}^{0.28}} \quad (4-68)$$

式中， $Z_{t(max)}$ =颱風洪峰流量附近最大沖刷深度(m)； q =全斷面單寬流量(m^2/sec)； S_w =洪峰流量時之水面坡降； σ =泥砂粒徑幾何因子(=

$\sqrt{d_{84}/d_{16}}$)； d_{50} =河床質中徑(mm)。上式為短期一般沖刷公式，退水後仍可能回淤，非屬長期一般沖刷。

此外，溪流彎道沖刷亦屬重要課題。根據研究(Thorne, 1993)，彎道沖刷經驗公式可表為

$$\frac{Z_{m,e}}{h_o} = 1.07 - \log\left(\frac{r}{B} - 2\right), \quad 2 < \frac{r}{B} < 14 \quad (4-69)$$

式中， $Z_{m,e}$ =彎道沖刷深度(m)； h_o =彎道上游直線段水深； r =曲率半徑(m)； B =溪流寬度。當 $r/B > 14$ 時， $Z_{m,e} \approx h_o$ 。

由於一般沖刷深度可資參考的推估公式不多，除了通過實際調查採樣外，倘無其他公式可資應用時，建議採用 Blodgett (1986)公式作為設計參考。

二、局部沖刷深度推估

當水流通過河道斷面局部窄縮段(如橋墩斷面)及橫向阻水構造(如防砂壩、堰、丁壩、..等)時，局部流速及紊動會變得很強，因而造成河床局部的沖刷現象而形成局部沖刷坑。這種沖刷的範圍不長，與產生沖刷的構造物的幾何尺度在同一量級。茲就與護岸設計相關之橫向構造物防砂壩及固床工，說明其局部沖刷深度推估。

(一)防砂壩下游河床局部沖刷

防砂壩係野溪最重要的防砂工程之一，對穩定及調節上游河道泥砂問題具有極為重要之功能。根據以往研究，推定防砂壩下游河床最大局部沖刷坑深度可概分為經驗(empirical)及半經驗(semi-empirical)估算公式。

1.純經驗公式：本類型係通過整理室內和原型觀測資料來建立估算沖刷坑最大沖刷深度之經驗公式。Mason and Arumugam(1985)認為這類公式多數具有以下的形式(參見圖 4-12)

$$t_s = k_r \frac{q^x h_d^y}{d_m^z} \quad (4-70)$$

式中， t_s =最大冲刷水深(= $d_{se} + h_t$ ； d_{se} =冲刷坑深度； h_t =尾水深)；
 h_d =上下游水位差； d_m =河床泥砂平均粒徑； q =入射水流單寬流量； k_r =與河床特徵有關的經驗係數； x 、 y 、 z =指數。

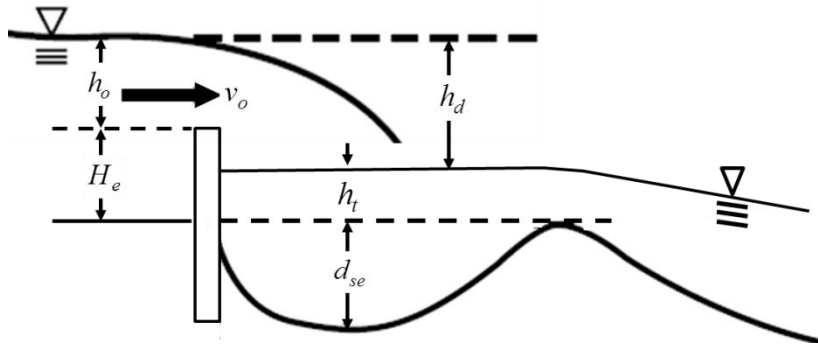


圖 4-3 防砂壩下游河床冲刷各参数示意图

如表 4-9 给出部分公式的各个指数和系数。Mason and Arumugam(1985)通过分析三十余家的经验公式，发现大多数公式中的指数 x 、 y 、 z 取值范围为： $x=0.5\sim0.7$ ； $y=0.1\sim0.5$ ； $z=0\sim0.5$ 。并通过分析给出的推荐值为：

- (1) x 值在模型中取 0.6；在原型中取 0.5。
- (2) y 值在模型中取 0.1~0.2；在原型中取 0.5。
- (3) z 值在模型及原型中取 0.1~0.3。

其他相关经验冲刷公式，如表 4-10 所示。

表 4-9 经验公式(7.21)中之相关系数

作者	k_r	x	y	z	d_m
Schokltsch	0.521	0.57	0.20	0.32	d_{90}
Eggenburger	1.44	0.60	0.50	0.40	d_m
Taraimovich	0.633	0.67	0.25	0	~
Machado	1.35	0.5	0.3145	0.0645	d_{90}
Franke	1.13	0.67	0.5	0.5	d_{90}
Chee and Padiyar	2.126	0.67	0.18	0.063	d_m

Lapotuliv(朱榮林、蔡逢春, 1963)	0.93	0.627	0.25	0.19	d_m
--------------------------	------	-------	------	------	-------

表 4-10 防砂壩下游局部沖刷公式一覽表

作者	公式	備註
Veronese(1937)	$t_s \leq 1.9 q^{0.54} h_d^{0.225}$	
Martins(1975)	$t_s = 1.5 q^{0.6} h_d^{0.1}$	h_t = 尾水深
Jaeger(Masons, 1985)	$t_s = 0.6 q^{0.5} h_d^{0.25} (h_t / d_{90})^{0.333}$	α = 射流入射點與水平夾角
Masons(1984)	$t_s = 3.27 \frac{q^{0.6} h_d^{0.05} h_t^{0.15}}{g^{0.3} d^{0.1}}$	S_o = 溪床坡度
Bormann and Julien (1991)	$t_s = k_r \frac{q^{0.6} h_d^{0.5}}{g^{0.3} d^{0.4}} \sin \alpha$	H_e = 有效壩高 h_d = 上下游水位差
陳正炎等(1993)	$t_s = 4.10 \frac{q^{0.64} H_e^{0.315} S_o^{0.216}}{g^{0.32} d^{0.257}}$	d = 河床粒徑 q = 入射水流單寬流量
Rajaratnam(1995)	$t_s = 0.47 \frac{q^{0.5} h_d^{0.25} h_t^{0.5}}{g^{0.25} d_{50}^{0.5}} + 0.7 h_t$	

2. 半經驗公式：採用自由射流理論配合渠槽試驗所建立之半經驗估
算公式，包括 Tsuchiya & Iwagaki(1967)、林 拙郎(1974)、
Spurr(1985)、吳金洲(1990)、楊書昌(1991)、Bormann and
Julien(1991)、陳正炎等(1993)、蘇重光及連惠邦(1993)等。其中，
林 拙郎(1974)採用邊界層理論分析沖刷坑之剪力分布，再配合
勢能理論，建立自由射流在水墊中的最大沖刷深度公式：

$$\frac{t_s}{d_m \sin \alpha} = 1.63 \left[\frac{q v_o}{g d_m^2} \left(\frac{D}{d_m} \right)^{0.13} \right]^{2/3} \quad (4-71)$$

式中， d_m = 河床泥砂平均粒徑(m)； α = 過壩水舌入射點與水平之
夾角； q = 過壩水流單寬流量； $v_o = \sqrt{2 g H_e}$ ； D = 水舌厚度(= q / v_o)。

Spurr(1985)應用能量概念來解釋沖現象，它通過工程類比和沖刷能量指標 ESI(energy scour index)來綜合估算河床的平衡沖刷深度。蘇重光、連惠邦(1993)以自由射流理論建立防砂壩下游河床局部沖刷之最大沖刷坑深度為

$$\frac{h_t + d_{se}}{h_o} = 0.91 \left(\frac{v_o}{v_c} \right) \sqrt{1 + \frac{2}{F_r^2}} \quad (4-72)$$

式中， h_t =沖刷坑下游水深(m)； h_o =壩上游水深(m)； v_o =壩上游平均坡度(m/s)； \bar{v}_c =底床顆粒起動流速(m/s)； F_r =沖刷坑福祿數(= $u_1 / \sqrt{g h_d}$)； h_d =壩上下游水位差(m)。

(二)固床工下游局部沖刷

與防砂壩一樣，固床工屬於全斷面橫向阻水構造物，惟其與河床間的高度落差小於防砂壩，如圖 4-13 所示。

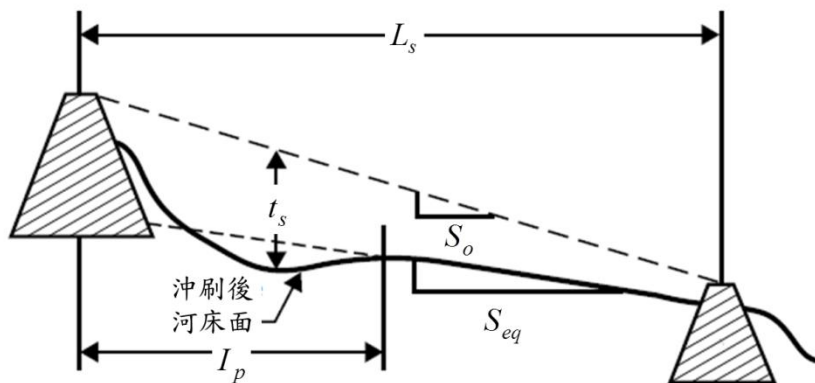


圖 4-4 系列固床工示意圖

Lenzi et al. (2002)參考其他研究者研究成果及由系列實驗結果，提出適用於緩坡(坡度 ≤ 0.02)及陡坡(坡度 ≥ 0.08)的系列固床工間之下游沖刷公式。

1. 緩坡河道($S_o \leq 0.02$)：緩坡河道的沖刷深度及沖刷坑長度，可分別表為

$$\frac{t_s}{H_s} = 0.180 \frac{(S_o - S_{eq})L_s}{(\rho_s / \rho_w - 1) d_{50}} + 0.369 \quad (4-73)$$

$$\frac{I_p}{H_s} = 1.87 \frac{(S_o - S_{eq})L_s}{(\rho_s / \rho_w - 1) d_{50}} + 4.02 \quad (4-74)$$

$$S_{eq} = \frac{(\rho_s / \rho_w - 1) \theta_c d_{50}}{y} \quad (4-75)$$

2.山區陡坡河道($S_o \geq 0.08$)：陡坡河道沖刷深度及沖刷坑長度可分別表為

$$\frac{t_s}{H_s} = 0.436 + 0.06 \left[\frac{(S_o - S_{eq})L_s}{(\rho_s / \rho_w - 1) d_{95}} \right]^{1.4908} + 1.4525 \left[\frac{(S_o - S_{eq})L_s}{H_s} \right]^{0.8626} \quad (4-76)$$

$$\frac{I_p}{H_s} = 4.48 + 2.524 \left[\frac{(S_o - S_{eq})L_s}{(\rho_s / \rho_w - 1) d_{95}} \right]^{1.129} + 0.023 \left[\frac{(S_o - S_{eq})L_s}{H_s} \right]^{-1.808} \quad (4-77)$$

式中， $H_s = 1.5(q^2 / g)^{1/3}$ ； q = 單寬流量(m^2 / s)； S_{eq} = 平衡坡度；

θ_c = 無因次臨界剪應力，可表為

$$\theta_c = \frac{0.24}{d_*} + 0.055 [1 - \exp(-0.02d_*)] \quad (4-78)$$

$$d_* = d_{50} \left(\frac{1.65 g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (4-79)$$

式中， d_* = 無因次泥砂顆粒粒徑。

4.7 護岸表面粗糙度

順直明渠阻力通常由兩部分組成，一部份是邊壁阻力，另一部分是床面阻力，總阻力隨著這兩部分阻力所占的權重的不同而變化。因此，推估護岸(邊壁)表面阻力就必須將這兩部分的阻力予以分割，並分別建立其計算方法。

Einstein(1942)依照水力半徑分割法，將明渠整個斷面劃分成如圖 4-14

所示之兩個區域，其中 A_b 為對應於床面之過水斷面積， A_w 為對應於邊壁之過水斷面積。由矩形斷面可得

$$R_w = \frac{A_w}{P_w} = \frac{A_w}{2H} \quad (4-80)$$

$$R_b = \frac{A_b}{P_b} = \frac{A_b}{B} \quad (4-81)$$

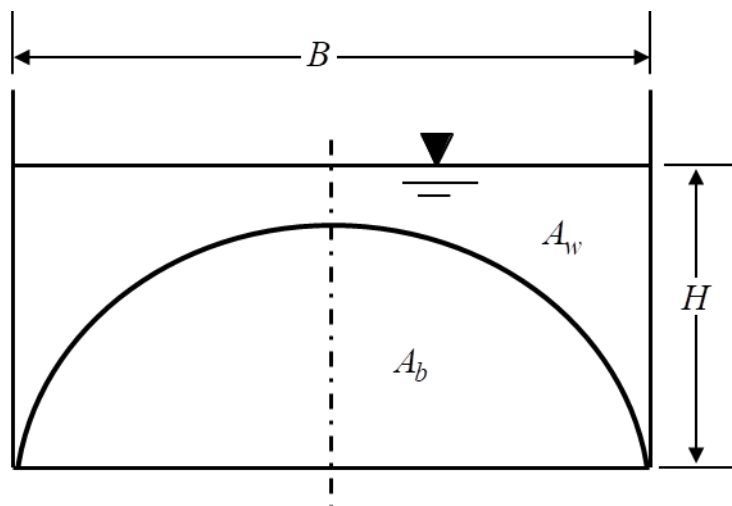


圖 4-5 断面劃分示意圖

式中， R_w = 邊壁水力半徑； R_b = 床面水力半徑； P_w = 邊壁潤濕周； P_b 床面潤濕周。根據胡春宏及惠遇甲(1995)研究結果顯示，邊壁過水斷面積 A_w 及床面過水斷面積 A_b 可分別表為

$$A_w = 0.9 A \left(\frac{B}{H} \right)^{-0.875} \quad (4-82)$$

$$A_b = A - A_w \quad (4-83)$$

整合式(4-80)至式(4-83)可分別得邊壁及床面水力半徑 R_w 及 R_b 。根據 Einstein(1942)假設

$$V = V_w = V_b$$

故由曼寧公式可得

$$n_w = \frac{R_w^{2/3} S_o^{1/2}}{V} \quad (4-84)$$

$$n_b = \frac{R_b^{2/3} S_o^{1/2}}{V} \quad (4-85)$$

式中， n_w 及 n_b 分別表邊壁河床面粗糙係數。結合式(4-84)及式(4-85)，可得溪流斷面粗糙係數(n)

$$n = \left[\frac{n_w^{3/2} P_w + n_b^{3/2} P_b}{P} \right]^{2/3} \quad (4-86)$$

式中， P =溪流斷面潤濕周。

4.8 濾層設計

為有效排除地表滲入水、牆背滲流水及地下水，避免塊體下方細粒料受到滲流水影響，造成土壤剪力強度降低或細料流失而危及預鑄護岸構造之安全等，應採用地工織物或碎石等適當排水設施。

一、天然級配料濾層(*granular filter*)：

- (一)具備足夠之透水性能與截水斷面積，以排除進入結構體多餘水量。
- (二)須有防止阻塞之功能。建議材料應配合下列需求(NCMA, 2012)。

$$\frac{D_{15}(\text{濾層})}{D_{85}(\text{底層土壤})} \leq 5.0 \quad (4-87)$$

上式通過 200 號篩之細料($\phi = 0.074 \text{ mm}$)不得超過 5.0%。

$$\frac{D_{50}(\text{濾層})}{D_{50}(\text{土壤})} \leq 25.0 \quad (4-88)$$

一般，式(4-82)不如式(4-81)通用。

$$4 \leq \frac{D_{15}(\text{濾層})}{D_{15}(\text{土壤})} \leq 20.0 \quad (4-89)$$

上式為滲透係數標準(*permeability criterion*)。以上各式中 D_{15} 、 D_{50} 、 D_{85} 分別為土壤或濾料通過 15%、50%、85% 所相對應之粒徑，

可由材料之粒徑分布曲線求得，如圖 4-15 所示。

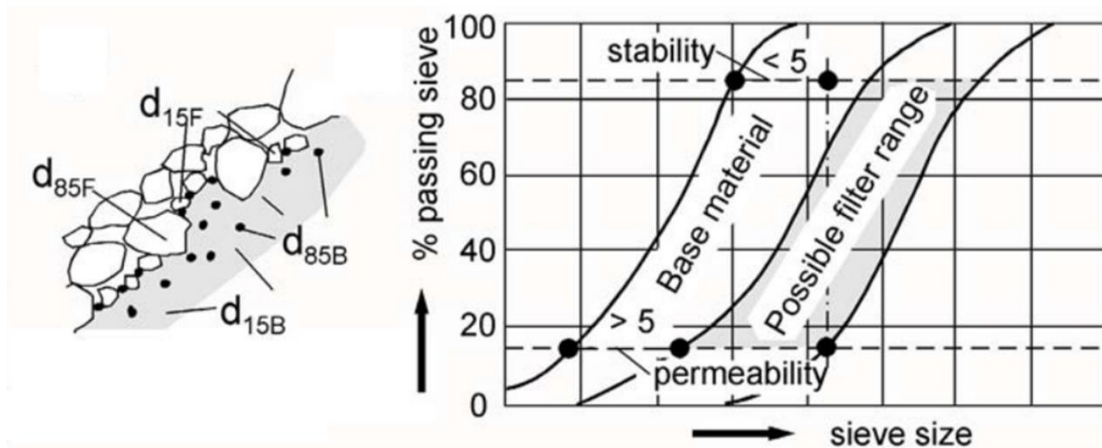


圖 4-6 粒徑分布曲線圖

二、土工織物濾層：土工織物過濾功能與傳統粗顆粒土壤過濾功能類似，可以防止土壤顆粒被水流吸出帶走，但允許水流滲出，如圖 4-16 所示。

土工織物濾層之建議其規格須符合下列規定：

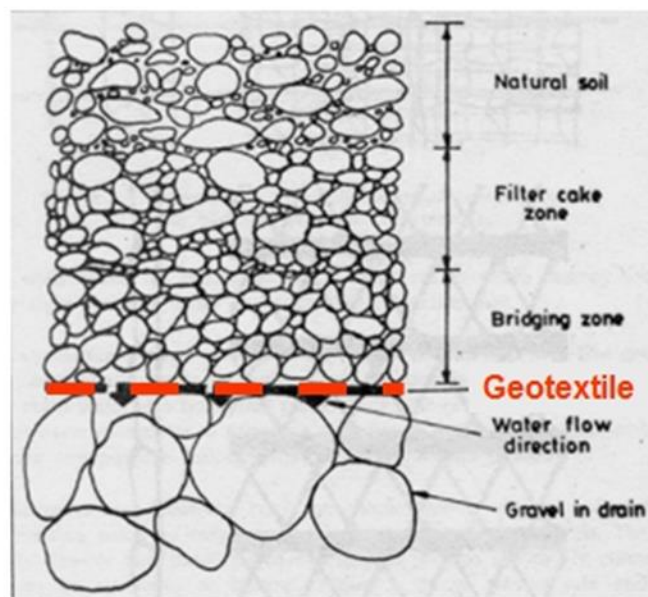


圖 4-7 土工織物濾層

(一)抗管湧要求(NCMA, 2012)

採用地工織物包覆透水性砂石作為排水濾層時，土工織物應需符合下列要求。

$$\frac{AOS_{(\text{土工織物})}}{D_{85(\text{土壤})}} \leq 3.0 \quad (4-90)$$

$$\frac{AOS_{(\text{土工織物})}}{D_{15(\text{土壤})}} > 3.0 \quad (4-91)$$

式中，土工織物之 AOS(Apparent Opening Size，標準網目大小)可由 ASTM D4751 試驗求得。

(二)滲透係數 k 要求(FHWA，1998)

$$k_{(\text{土工織物})} > 1 \sim 10 k_{(\text{土壤})} \quad (4-92)$$

或亦可採用透水率，即

$$\varphi(\text{正向透水率}) \geq 0.1 \sim 0.5 \text{sec}^{-1} \quad (4-93)$$

上式土工織物滲透係數可由織物厚度與 ASTM D4491 試驗求得。

(三)抗阻塞能力之要求(FHWA, 1998)

$$AOS \geq 3 D_{15, \text{土壤}}(\text{一般條件}) \quad (4-94)$$

$$GR < 3.0(\text{臨界狀態}) \quad (4-95)$$

式中，土工織物之 GR 可由阻塞潛能試驗 Gradient Ratio Test ASTM D5101 試驗求得。

(四)耐久性要求

土工織物為提供足夠之耐用性，應符合紫外線照射(ASTM G154 cycle 1)500hr 強度保持率大於 90%之要求。

三、土工合成材排水片：採用地工合成材排水片做為濾層時，其規格須符合下列規定：

(一)所謂土工合成材排水片濾層係指由織布或不織布以網繞或縫合或膠粘於具有一定剛性之核心(Core)所形成之具有過濾及輸水功能之濾層。

(二)上述系統之耐壓強度須大於 1.5kg/cm²(GRI:GC4)。

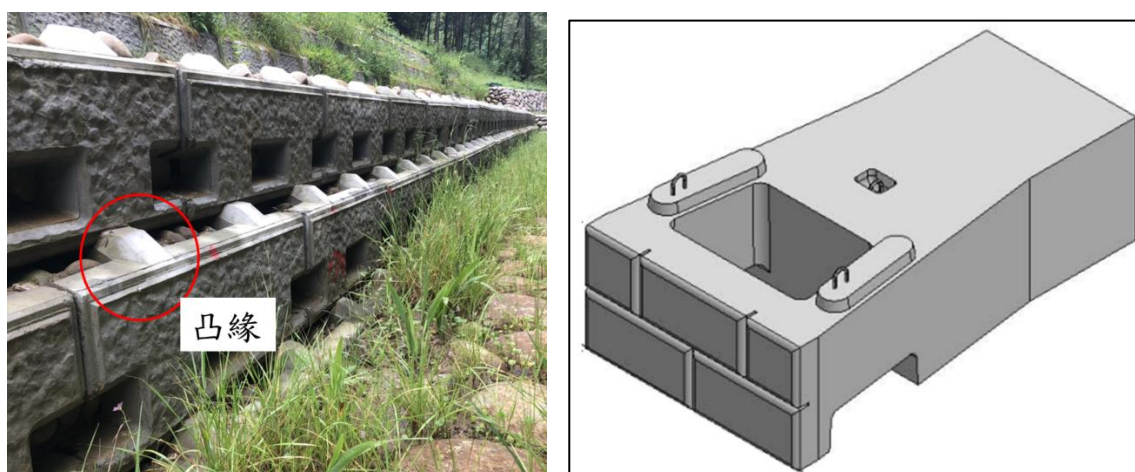
(三)輸水量在水力梯度為 1.0 時，其每一進行米每一分鐘之流量應達 12.5 公升以上(ASTM D4716)。

4.9 塊體間聯接設計

不論是蓆式或疊式預鑄護岸，各個塊體間的確實扣接是維持整體安定之關鍵所在；換言之，預鑄塊體間扣接嵌鎖之考量要件，不僅應能免於被強酸或強鹼侵蝕破壞，而且必須足以抵抗外力作用而維持護岸之安定。

4.9.1 疊式預鑄護岸聯接

疊式預鑄護岸因屬無砂漿混凝土施工，塊體間必須依靠帶有凸緣頂靠或凹凸榫(子母扣)嵌鎖方式，將各個塊體予以聯接和自身重量來防止滑動傾覆，如圖 4-17 所示。



(a)凸緣頂靠

(b)凹凸槽(子母扣)嵌鎖

圖 4-8 疊式預鑄護岸塊體間之聯接方式

4.9.2 蓆式預鑄護岸

蓆式預鑄護岸塊體間之聯接常以鋼纜(wire ropes)或以土工織物及粘合劑組合等。其中，鋼纜係以不銹鋼製為主，其材料規範參考 CNS 941。在實務上，預鑄塊鋪排於坡面後，再順著水流方向或沿著坡面將 5 至 10 各預

鑄塊體為一組以鋼纜予以圈住(數量應視預鑄塊體體積及隔牆距離而定)，如照片 4-1 所示。不過，在強酸或高鹽分坡面因有腐蝕之虞，則不適合採用這聯接的方式。

此外，在國外常將各種形狀預鑄塊與土工織物結合成一種柔性預鑄塊毯，因具有很好的消能抗侵蝕及植生效能，已被廣為應用，如照片 4-2 所示。本種工法係利用三維迴圈型抗侵蝕毯結合混凝土塊形成一毯狀構造，混凝土塊部分可依需求採廠內灌注結合或工地現場灌注結合等方式，如圖 4-18 所示。此工法將各種形狀混凝土塊與抗侵蝕毯結合形成一連續單元的柔性護毯，使之能夠抵抗水流或其他動荷載作用，具有高強度及高侵蝕功能，供各類工程使用。



照片 4-1 預鑄塊體以鋼纜聯接



(a)護岸應用



(b)海岸應用



(c)道路基礎應用



(d)排水溝渠應用



(e)水庫沿岸應用



(f)橋墩保護應用

照片 4-2 柔性預鑄塊毯應用例

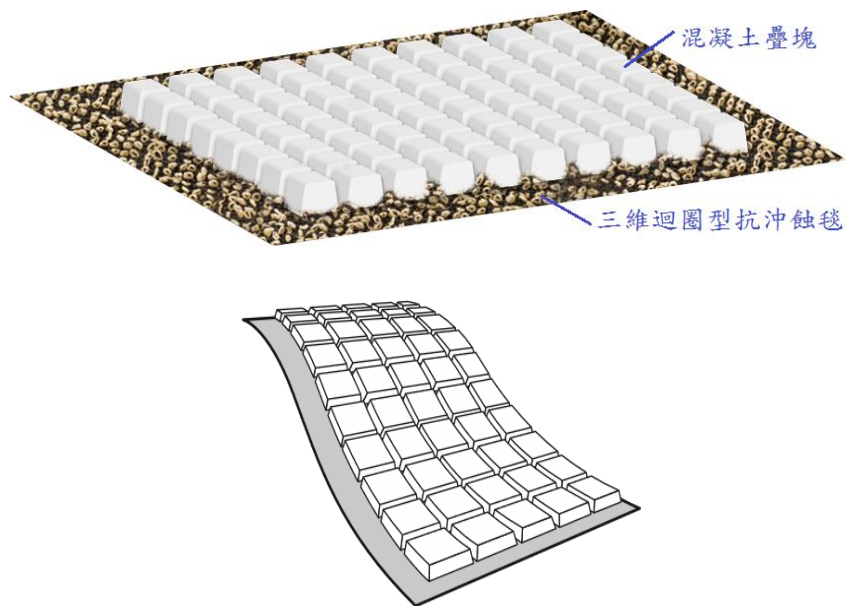


圖 4-9 柔性預鑄塊毯示意圖

4.10 植栽選擇

採用預鑄護岸時，不同植物材料的有效性，很大程度上取決於它們對水位和底土土質的適應性。一般來說，混合使用幾種不同的植物往往比使用單一植物種類更為有利；另外，現場或現場附近已有的本土植物物種，對於護岸工程中植物種類的選擇具有很好的參考指標。

從植物生長的角度，護岸回填土石料之壓實度與植物根系發育關係密切。壓實度過高，不僅會阻礙植物根系的發育，限制根的長度，而且還會影響根的直徑和後生木質部的形狀，從而大大降低植物根系的水分和營養物質輸移能力。但是，壓實度過低，卻會影響土壤抗剪強度，降低岸坡土體的穩定性，容易遭水流淘刷作用而發生滑崩破壞。從以上的分析可以看出，壓實度對於植物生長與其穩定要求相互矛盾。根據美國陸軍工程兵團的研究結果，回填土體壓實度介於 80%~85%時，基本能滿足岸坡穩定和植物生長發育的雙重要求。在溪流岸坡比較緩的區段，能滿足整體抗滑穩定要求的情況下，可以選擇比較低的設計壓實度，以保證植物之正常生長。在大多數的情況下，需要對較深層得土壤進行良好的壓實，使土體具有良好的力學性能，以滿足整體抗滑穩定要求，而對表層土壤則通過植物措施進行侵蝕防護。

4.11 預鑄護岸規劃設計重點原則彙整

總結以上各類型預鑄護岸之規劃設計原則，不僅在適用條件存在差異，而且在安定檢算及其他面向均略有不同，故有必要彙整蓆式和疊式預鑄護岸在規劃與設計時之相關重點以供參考，如表 4-11 所示。

表 4-11 平面鋪席式與分層疊砌式護岸適用條件選用原則及各項技術標準一覽表

	平面鋪席式護岸(緩坡護岸)	分層疊砌式護岸(陡坡護岸)
水流條件	<p>◆ 於急流野溪或凹岸處，除了可以配合施作丁壩群或系列固床工，達到保護溪岸之功能外，亦可設法採用複合式預鑄護岸，以避免遭到水流直接作用而毀損。</p> <p>◆ 於流路擺盪不定或溪床冲刷嚴重河段，宜應妥適設計基礎深度及系列固床工，以穩定結構體。</p>	<p>◆ 於急流野溪或凹岸處，除了可以配合施作丁壩群或系列固床工，達到保護溪岸之功能外，亦可設法採用複合式預鑄護岸，即於設計洪水位以上設計預鑄護岸，以避免遭到水流直接作用而毀損。</p> <p>◆ 於流路擺盪不定或溪床冲刷嚴重河段，宜應妥適設計基礎深度及系列固床工，以穩定結構體。</p>
溪流條件	<p>◆ 適用於 1:1.5 以下之緩坡溪岸，岸坡高度以不超過 5.0m 為原則。</p> <p>◆ 岸坡須確實整平壓實，以避免鋪排時表層凹凸不齊，不僅影響美觀，且因塊體形狀阻力大增，在水流作用下會放大拖曳力效應而造成塊體不穩。</p> <p>◆ 屬緩坡護岸，合乎野生動物通道之需求條件，故適用於在生態敏感區或關注區內。</p> <p>◆ 位於設計洪水位以下或地下水豐富之坡面必須妥為設計濾層。</p> <p>◆ 屬柔性構造，允許些微的不均勻沉陷，故適用於基礎承載力較低之岸坡，惟預鑄塊體如採用水泥砂漿作為聯接固定者(屬刚性構造)，則應排除適用。</p>	<p>◆ 適用於 1:1.5 以上之陡坡溪岸，惟背填土坡度宜小，盡量降低動態荷載，以避免產生過量之主動土壓力。</p> <p>◆ 依據日本現行使用經驗，預鑄護岸整體結構高度以不超過 7.0m 為原則，惟其適用高度應因地制宜，並通過安定性檢算後確定。</p> <p>◆ 地質脆弱、沉陷量大、地滑地區不宜使用。</p> <p>◆ 位於有滑動位移之虞的岸坡，須經安全穩定應力分析後，並應搭配其他穩定工法，否則不宜採用之。</p> <p>◆ 相對於席式預鑄護岸，只要確實將基礎土壤壓實，就能取得一定程度的穩定性，惟因需要大量土方，故不適用於陡峭岸坡下之土方開挖作業。</p> <p>◆ 屬陡坡護岸，故應在適當位置及間距預留緩斜坡道，參考「水土保持設施常見野生動物通道規劃與設計」。</p> <p>◆ 在溪床穩定之河槽型態下，可作為基腳保護工。</p>
適用條件	<p>◆ 如採用鋼纜等材料聯接者，不適於強酸性或含高鹽分之岸坡，以免聯接材料被侵蝕失效。</p> <p>◆ 每隔適當間距(約 10-30m)應設置間隔牆。</p> <p>◆ 層與層間之扣接方式，以凹榫在下及凸榫在上為原則，且應確實扣接牢固。</p> <p>◆ 分層疊砌時各層間應錯縫排列。</p>	<p>◆ 如採用鋼纜等材料聯接者，不適於強酸性或含高鹽分之岸坡，以免聯接材料被侵蝕失效。</p> <p>◆ 每隔適當間距(約 10-30m)應設置間隔牆。</p> <p>◆ 層與層間之扣接方式，以凹榫在下及凸榫在上為原則，且應確實扣接牢固。</p> <p>◆ 分層疊砌時各層間應錯縫排列。</p>

	<p>◆ 每隔適當間距(約 10-30m)應設置間隔牆。</p> <p>◆ 塊體本身及塊體間之孔隙可作為植物生長空間，適合具有草本植栽需求之護岸。</p> <p>◆ 因體積較大，故採用吊裝方式施工時，應有適當場址配合。</p>	<p>◆ 在小幅度轉彎及護岸首尾工銜接處，因錯縫水平排列，故須設計連結收尾措施。</p> <p>◆ 預鑄塊體多預留凹槽，以供充填土方或卵礫石。一般，位於設計洪水水位以下者，宜以卵礫石為充填材，而設計洪水水位以上者，則以容土植生綠化為佳。</p>
<p>其他</p>	<p>◆ 應注意：(1)牆後細粒料遭水流吸出；(2)基礎遭到水流淘空；及(3)於軟弱基礎上造成結構體不均勻沉陷等問題。</p> <p>◆ 須設計吊搬運預鑄塊便道及考量溪床內吊排機具作業空間。排列時應考量勞工安全，可以採用抓具挖土機執行排列預鑄塊，並編列抓具挖土機及便道的費用。</p>	
<p>選用原則</p>	<p>(1)受外力作用能夠保持穩定。(2)足以抵抗水流挾帶石塊撞擊。(3)建造成本應低廉。(4)材料應具耐久性、耐磨性及撓曲性。(5)工法簡單、施工容易。(6)護岸表面粗糙度應與天然溪流粗糙度盡量接近。(7)生態效能佳。</p>	
<p>設計技術標準</p>	<p>◆ 預鑄塊抗水流作用檢算(安定檢算)</p> <p>◆ 回填塊石穩定分析</p> <p>◆ 基礎深度(沖刷考量)</p> <p>◆ 表面粗糙度</p> <p>◆ 塊體間聯結扣接</p> <p>◆ 濾層</p> <p>◆ 植栽</p>	<p>◆ 預鑄護岸本體安定檢算</p> <p>◆ 塊體抗撞分析</p> <p>◆ 基礎深度(沖刷考量)</p> <p>◆ 表面粗糙度</p> <p>◆ 塊體間聯結扣接</p> <p>◆ 濾層</p>

第五章 案例分享

5.1 臺東縣東河鄉羊橋溪第四期整治工程

5.1.1 工程說明

本工程坐落於臺東縣東河鄉興昌村羊橋溪子集水區，屬都蘭沿海集水區，如圖 5-1 所示。本子集水區為土石流潛勢溪流，集水區面積達 350 公頃，溪流總長度約 4.500 m，溪床平均坡度約 37%。由於本區於 2002 年 8 月 5 日卡莫里外圍環流影響，累積雨量超過 500mm，以及 2003 年 12 月 10 日成功芮氏規模 6.8 級大地震，造成集水區上游發生多處崩塌，大量砂石隨洪流下洩，不僅造成溪岸淘刷，也因土砂淤積導致洪流改道漫溢，造成東海岸部分交通受阻，農地流失，嚴重影響人民生命財產安全，如照片 5-1 所示。因此，自 2002 年起陸續實施三期整治工程(參見表 5-1)，而第四期工程係位於自羊橋溪巴尼豐橋往上游約 2310m 以上範圍，工程內容包含梳子壩、RC 固床工、砌塊石固床工、乾砌塊石護岸、沉砂疏濬區、滯洪區。其中，乾砌塊石護岸係採用 L 型混凝土護岸面砌大塊石及 RC 預鑄箱所組成，深具特色。

5.1.2 工程內容

本期工程係以巴尼豐橋往上游約 2310m 以上為範圍，工程內容包括梳子壩、RC 固床工、砌塊石固床工、乾砌塊石護岸、沉砂疏濬區、滯洪區等，其中乾砌塊石護岸係採複合式預鑄護岸設計。



圖 5-1 臺東縣東河鄉興昌村羊橋溪子集水區





照片 5-1 羊橋溪溪流災害實況

表 5-1 羊橋溪子集水區歷年整治工程一覽表

期數	施工位置	工程內容	竣工期
第一期	羊橋以下至 出海口	傳統 RC 砌塊石、1:1 護岸及混凝土 固床。	1994
第二期	羊橋至巴尼 豐橋	型鋼框架絲網護岸覆土、透水性型鋼 格框填塊石固床工。 RC 空心基礎及巢箱。	2002
第三期	巴尼豐橋往 上游 366m -1000m	1.RC 空心護岸箱填土掛菱形網，植蘭 嶼鐵莧。基礎為 RC 空心填塊石箱。 2.部分設置竹箱填塊石丁壩工 RC 空心 填塊石丁壩工。 3.RC 隔牆 GIP 管橫條填塊石固床工及 空心 RC 牆翼牆工。	2004
第四期	巴尼豐橋往 上游約 2310m 以上	梳子壩、RC 固床工、砌塊石固床工、 預鑄護岸、沉砂疏濬區、滯洪區。	2005

本案例係以羊橋溪第四期整治工程之護岸工程為對象，說明其設計理念及工法特色。

5.1.3 水文分析

一、基本資料

雨量站=臺東。

年降雨量(P)=1822.0 mm。

集水區面積(A)=350 ha。

二、集流時間(t_c)計算(依據水土保持技術規範二十七條規定)

坡面長度(ℓ_s)=0.15 km。

漫地流流速(V_s)=0.45 m/sec。

溪流長度(ℓ_d)=3.3 km。

溪流縱斷面高程差(H)=0.8 km。

$$\text{流下速度 } V_d = 72 \left(\frac{H}{\ell_d} \right)^{0.6} = 72 \left(\frac{0.8}{3.3} \right)^{0.6} = 30.66 \text{ km/hr}。$$

流入時間 $t_s = \ell_s / V_s = 0.09 \text{ hr}$ 及流下時間 $t_d = \ell_d / V_d = 0.11 \text{ hr}$ ，則

集流時間 $t_c = t_s + t_d = 0.2 \text{ hr}$ 。

三、設計降雨強度(I_t^T)計算(依據水土保持技術規範第16條規定)

$$\text{根據式(3-2)可得， } I_t^T = (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{c_x}} I_{60}^{25}$$

$$\text{式中， } I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 = \left(\frac{1822}{25.29 + 0.09 \times 1822} \right)^2 = 85.92416$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 = 23.62 ; B = 55$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 = 0.65 ; G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 = 0.546$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836 P} \right)^2 = 0.3086$$

取重限期 $T = 50$ 年代入設計降雨強度公式可得

$$\begin{aligned} I_t^T &= (G + H_x \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{c_x}} I_{60}^{25} \\ &= (0.546 + 0.3086 \times \log 50) \frac{23.62}{(0.2 \times 60 + 55)^{0.65}} \times 85.92416 \\ &= 141.24 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

四、流量計算：根據式(3-1)可得

$$Q_p = \frac{1}{360} C \bar{I} A = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 141.24 \times 350 = 109.86 \text{ cms}$$

五、計畫洪水量計算

$$Q_o = (1 + \alpha_x) Q_p$$

式中， α_x = 水流中泥沙混合率(=35%)。故可得計畫洪水量為

$$Q_o = (1 + \alpha_x) Q_p = (1 + 0.25) \times 109.86 = 137.3 \text{ cms}$$

5.1.4 水理分析

一、斷面尺寸：

- (一) 溪流寬度 = 20 m。
- (二) 水流深度 = 1.2 m。
- (三) 邊坡係數 = 1.25 (或 1:1.25)
- (四) 出水高 = 1.0 m。
- (五) 護岸高度 = 2.2 m。
- (六) 斷面尺寸，如圖 5-2 所示。

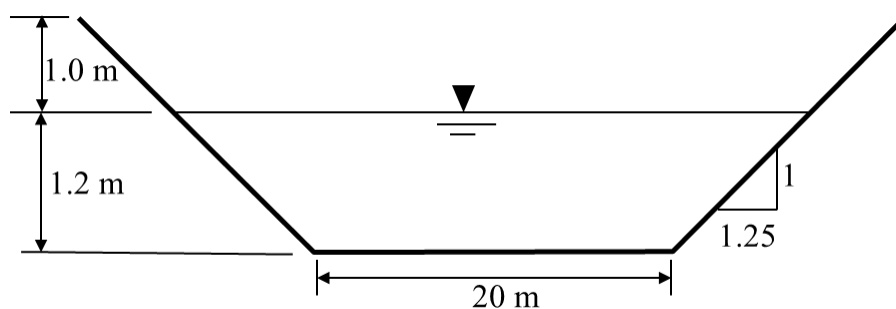


圖 5-2 溪流斷面尺寸圖

二、清水流平均流速(V_w)(依據水土保持技術規範一百九十七條規定)

- (一) 曼寧粗糙係數 = 0.33。
- (二) 溪床坡度 = 6.5%。
- (三) 通水斷面積 $A' = 25.80 \text{ m}^2$ 。

(四)濕周 $P = 23.84 m$ 。

(五)水力半徑 $R = A / P = 1.08 m$ 。

(六)清水流平均流速 $V_w = 8.13 m / sec$ 。

三、計畫水流流速(V_p)檢定

(一)泥沙單位重 $\gamma_d = 2.3 g / cm^3$ 。

(二)水之單位重 $\gamma_w = 1.0 g / cm^3$ 。

(三) $V_p = \frac{\gamma_w}{\gamma_w + \alpha_x(\gamma_d - \gamma_w)} V_w = 5.59 m / sec < 6.1 m / sec \text{ O.K.}$ 。

四、計畫洪水量檢定

$$Q_o = A'V_p = 25.8 \times 5.59 = 144.2 cms > 137.3 cms \text{ O.K.}$$

5.1.5 平面鋪席型預鑄護岸設計

一、護岸設計

本工程護岸設計係由兩層不同結構所組成，其設計圖說如圖 5-3 所示。其中，位於低水範圍之護岸(以下簡稱低水護岸)，高度為 225 cm(含基礎)，係以 L 型混凝土護岸面砌大塊石所構成，如照片 5-2 低水護岸施工與竣工後 15 年現況比對；而位於較高水位之緩坡護岸(1:1)(高水護岸)，高度達 205 cm，為由場鑄 RC 箱構成平面鋪席型護岸。由於兩層護岸分別為底層傳統混凝土護岸及上層場鑄護岸，故本工程亦可稱之為複合式預鑄護岸。

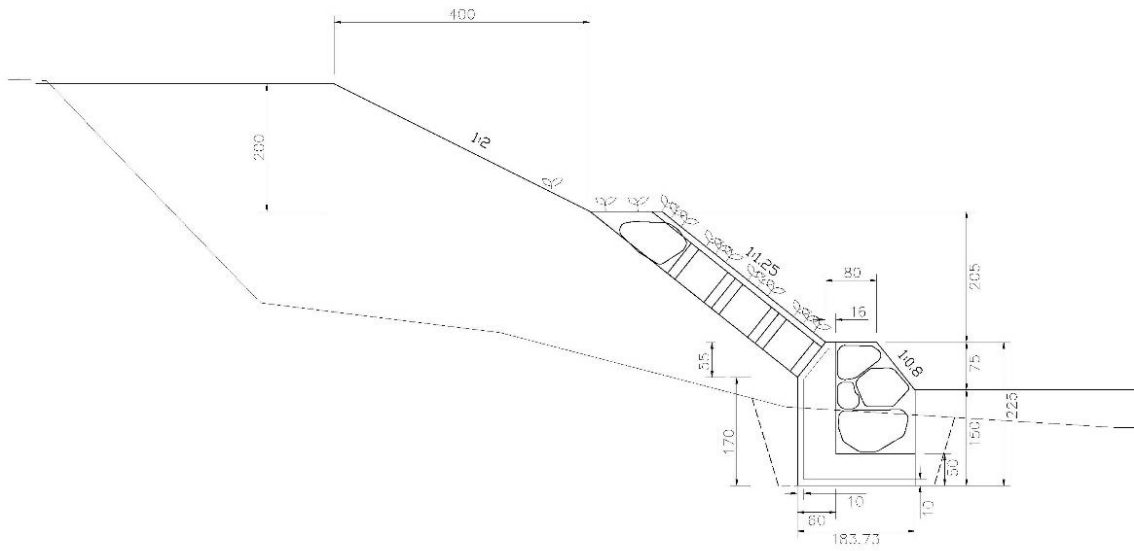
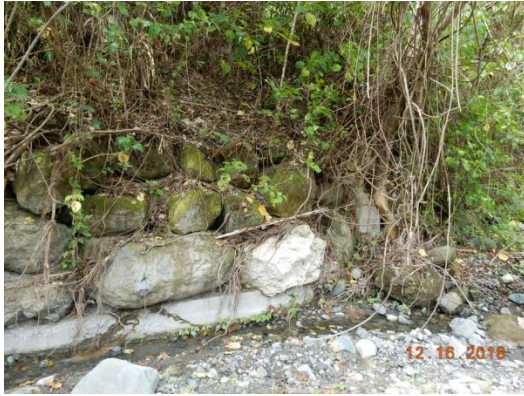


圖 5-3 羊橋溪四期整治工程護岸設計圖



(a) 施工中低水位護岸



(b)竣工後15年砌大塊石現況

照片 5-2 低水護岸施工與竣工後 15 年之比對

二、現場預鑄 RC 箱(以下簡稱 RC 箱)護岸

(一)外觀結構：RC 箱為近似方型中空構造，具方向性，箱體重量約達 816kg，如圖 5-4 及照片 5-3 所示。

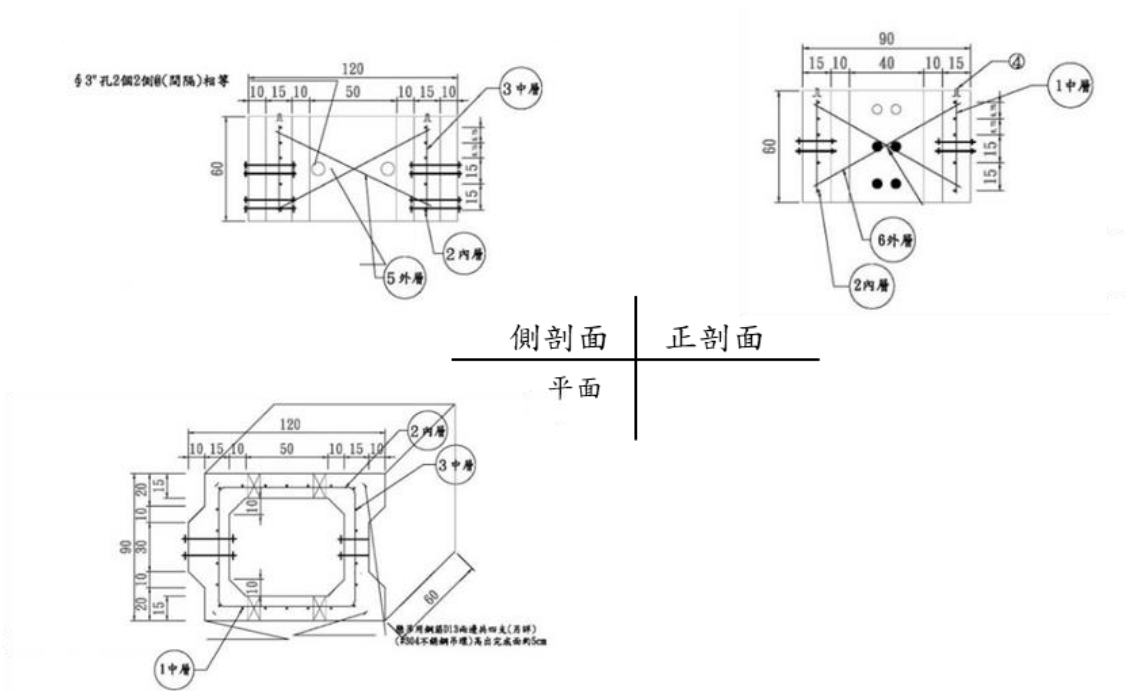


圖 5-4 RC 箱設計圖



照片 5-3 場鑄 RC 箱

(二)扣接方式：RC 箱兩側分別具有 6 個雙排三層的索孔，可以穿過鋼索將 10-20 個箱體予以扣接成一個整體，以抵抗水流作用，如照片 5-4 所示。同時，每 10 或 20 箱體之間均採用隔牆予以分隔，如照片 5-5 所示。



照片 5-4 RC 箱鋼索扣接方式



照片 5-5 護岸隔牆

(三)植生特色：RC 箱因屬上、下中空構造，可以回填土壤植生，且容許喬灌木生長的基盤設計，為其主要特色，照片 5-6 為本工程施工中及竣工後 15 年之植生復育狀況。此外，當完成 RC 箱鋪排及回填土方之後，於其上會覆蓋防沖刷網，原則直徑 4.0mm 外包覆 PVC 菱形網或加勁網，並以直徑 6.0mm 不銹鋼索連鎖固定面填鋪溪床土料後，以避免回填土方及底部係利泥沙遭水流沖刷洗出而破壞，照片 5-7 所示。



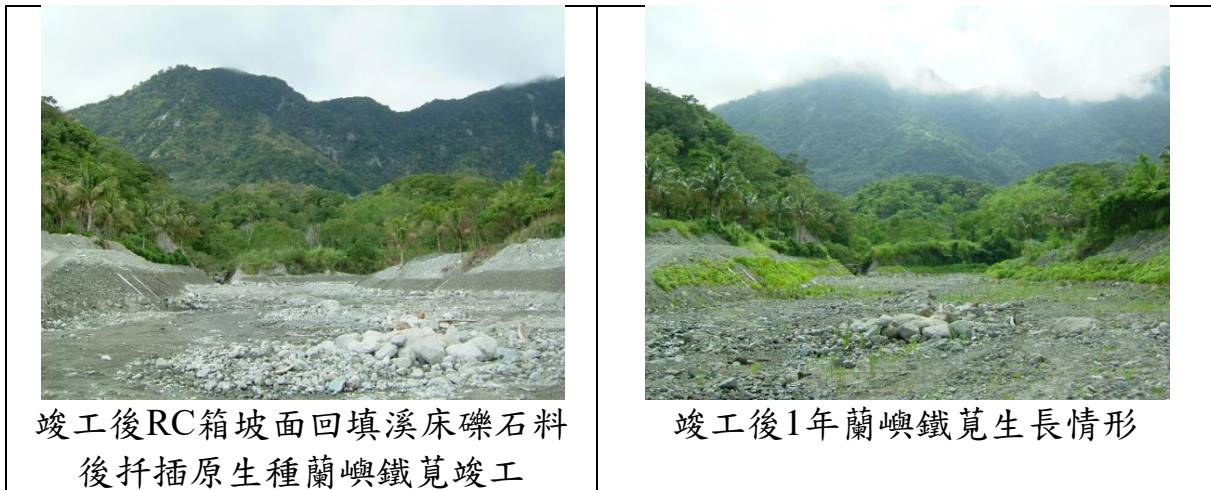
照片 5-6 RC 箱回填土壤



照片 5-7 菱形網覆蓋於場鑄 RC 箱上

5.1.5 治理區現況

本工程自2005年竣工後迄今，治理區現況幾已恢復植生覆蓋，露出的生硬人工材質視覺亦已不復見，其治理成效相當顯著，如照片5-8為竣工後各階段之現況植生復原情形。





照片 5-8 羊橋四期竣工後現況各期之現況

5.1.6 檢討說明

本工程自竣工後歷經多次洪流作用，除了部分構造物外表混凝土遭水流磨蝕外，不論是整體結構或是外觀均能保持穩定且極具豐富的濱溪植生復育環境。為此，茲舉出以下幾個面向討論本工程之相關特點。

一、水理特點

(一) 根據水理分析，本工程整治河段寬度 20 m，設計洪水位 1.2 m，其寬深比達 16.7，故屬寬廣渠道(wide open channel)。由於在寬廣河溪中，除非是位於凹岸，否則兩岸對水流已不具有顯著影響；換言之，在洪水過程中，水流對兩岸作用或破壞程度較低。

(二) 考量近岸水流作用力均集中於河岸近溪床附近，其最大水流作用

約為 1.29 倍的水流剪應力，而該處係採用 L 型混凝土護岸面砌大塊石予以保護，可以維持溪岸之基本穩定。

二、RC 箱護岸設施穩定分析

- (一) 從水理分析結果，提供護岸穩定之關鍵，在於低水護岸設施(L 型混凝土護岸面砌大塊石)足以抵禦水流作用。此外，於 RC 箱護岸下游設置兩座固床工，亦是維持 RC 箱護岸及溪床穩定之關鍵。
- (二) 高水範圍之 RC 箱護岸，於竣工初期植被尚未形成保護機能前，因未有較大洪流作用，此為本工程竣工後 15 年可以維持良好的濱溪植被環境的主要關鍵。
- (三) 總體來看，護岸設施已充分發揮穩定溪岸之功能，如照片 5-9 所示。



照片 5-9 低水護岸穩定現況

三、RC 箱設計與施工優勢

- (一) RC 箱為近似方型上下中空構造，其型態簡單，鋼模組成及澆置容易，不僅達到混凝土減量之環境保護目的，且可以降低成本。
- (二) RC 箱係採取機具吊掛方式施工，可以有效降低人力需求及成本。

同時，因預鑄塊體鋪排採用機械吊裝作業，降低人力搬運，故提高了施工之安全性。

(三) RC 箱以鋼索沿著水流方向相互扣接，並每隔 10m-20m 設置隔牆，惟若沿著坡面方向(與水流垂直方向)可以設計鋼索穿孔，可以獲得更佳的抗沖及安定能力，促使結構更趨穩定。

(四) RC 箱的中空構造提供絕佳的植生環境，尤其容許較大型的喬灌木演替，優於其他類型之預鑄塊體。

(五) RC 箱回填施工開挖土方及溪床上之砂礫，具有挖填平衡及減廢之效果。

(六) 雖然採取菱形網防止 RC 箱內泥砂被吸出，惟這對較大洪流作用下，可能無法達到預期的目的。因此，建議在 RC 箱與原坡面間宜有濾層設計。

5.2 高雄縣六龜區舊潭 2 號橋上游野溪治理第一期工程

5.2.1 工程說明

本工程位於高雄市六龜區隆興村舊潭 2 號子集水區，屬於高屏溪流域，如圖 5-5 所示。由於本區受到 98 年莫拉克颱風豪雨作用之影響，導致區內藤枝林道 3.5K 下方邊坡發生大規模走山崩塌事件，其崩塌面積高達 16ha。根據「藤枝林道 3.5K 下方走山崩塌地區防治調查規劃」報告，本區因藤枝林道 3.5K 下方邊坡崩塌土石受到寺院建築之攔阻，堆積於保全對象及舊潭 2 號橋，而舊潭 2 號橋野溪亦因上游大量崩塌土石伴隨著洪流溢出河岸(肇因於土砂淤積、河道寬度及護岸高度不足)，不僅掩埋數棟房舍，也嚴重影響本區人民生活及生產之安全。

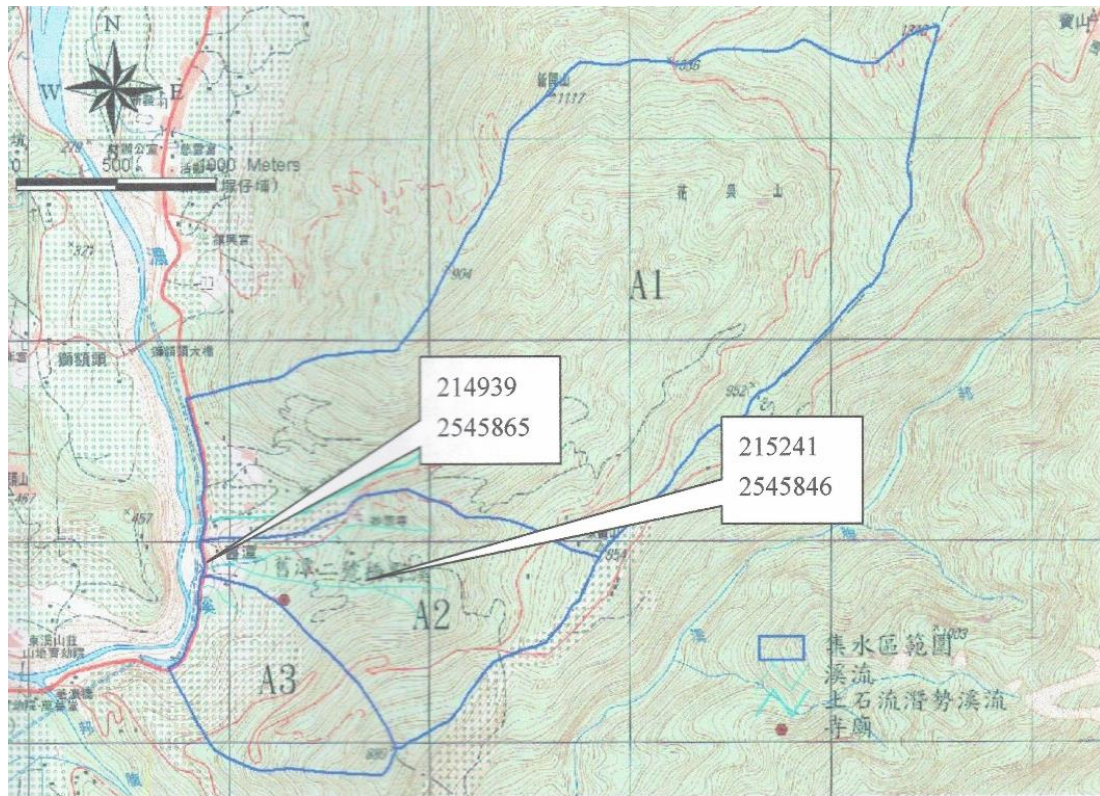


圖 5-5 高雄市六龜區隆興村舊潭 2 號子集水區

經調查結果顯示，本區主要自災原因在於土砂淤積嚴重，加上部分河道護岸高度不足，造成河道流路阻塞，洪流挾帶大量土砂溢出河岸，導致兩岸民宅安全受到威脅，如照片 5-10 所示。為此，必須加速辦理野溪淤積土石清疏及分期分段治理工程，以解決野溪土砂災害，如表 5-2 為本工程內容及數量。



照片 5-10 舊潭 2 號橋野溪土砂災害現況

表 5-2 舊潭 2 號橋上游野溪治理第一期工程內容及數量

工程內容	數量	工程內容	數量
潛壩及水墊	1座	跌水工及水墊	10 座
第一階混凝土護岸 $H=2.5\text{ m}$	436.4 m	固床工及間隔牆	246 座
第一階混凝土護岸 $H=2.5\sim 5.0\text{ m}$	17.0m	生態通道	4 座
第二階箱型護岸工端隔牆	160.0 m	第二階箱型護岸工基礎	451.5 m
第二階箱型護岸工中隔牆	1080.0m	第二階箱型護岸工雙側	1952.0m
混凝土路面修復	300.0 m^2	5cm瀝青混凝土面層	300.0 m^2
20cm級配碎石底層修復	100.0 m^2		

5.2.2 水文分析

一、基本資料

雨量站=六龜(4)。

年降雨量(P)=3329.0 mm。

集水區面積(A)=127.7 ha。

二、集流時間(t_c)計算(依據水土保持技術規範二十七條規定)

坡面長度(l_s)=0.3 km。

漫地流流速(V_s)=0.5 m/sec。

溪流長度(l_d)=1228 m。

溪流縱斷面高程差(H)=0.28 km。

$$\text{流下速度 } V_d = 72 \left(\frac{H}{l_d} \right)^{0.6} = 72 \left(\frac{0.28}{1.228} \right)^{0.6} = 8.24 \text{ m/sec}。$$

流入時間 $t_s = l_s / V_s = 10 \text{ min}$ 。

流下時間 $t_d = l_d / V_d = 2.48 \text{ min}$ 。

集流時間 $t_c = t_s + t_d = 12.48 \text{ min}$ 。

三、設計降雨強度(I_t^T)計算(依據水土保持技術規範第16條規定)

$$\text{根據式(3-2)可得, } I_t^T = (G + H \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{c_x}} I_{60}^{25}$$

$$\text{式中, } I_{60}^{25} = \left(\frac{P}{25.29 + 0.094 P} \right)^2 = \left(\frac{3329}{25.29 + 0.09 \times 3329} \right)^2 = 96.881$$

$$A_x = \left(\frac{P}{-189.96 + 0.31 P} \right)^2 = 15.63$$

$$B = 55$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 = 0.56$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 = 0.55453$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836 P} \right)^2 = 0.303102$$

$$C_x = \left(\frac{P}{-381.71 + 1.45 P} \right)^2 = 0.56$$

$$G = \left(\frac{P}{42.89 + 1.33 P} \right)^2 = 0.55453$$

$$H = \left(\frac{P}{-65.33 + 1.836 P} \right)^2 = 0.303102$$

取重限期 $T = 50$ 年代入設計降雨強度公式可得

$$I_t^T = (G + H \log T) \frac{A_x}{(t + B)^{C_x}} I_{60}^{25} = 152.6 \text{ mm / hr}$$

流量計算：根據式(3-1)可得

$$Q_p = \frac{1}{360} C \bar{I} A = \frac{1}{360} \times 0.8 \times 152.6 \times 128 = 43.4 \text{ cms}$$

計畫洪水量計算

$$Q_o = (1 + \alpha_x) Q_p$$

式中， α_x = 水流中泥沙混合率(=10%)。故可得計畫洪水量為

$$Q_o = (1 + \alpha_x) Q_p = (1 + 0.1) \times 43.3 = 47.63 \text{ cms}$$

土石流流量計算

(一)已知條件：

中值粒徑(m)	0.5	摩擦係數	0.04
動摩擦角(度)	35	溪床坡度(度)	4.57
砂礫密度	2.65	溪床堆積土體 泥砂體積濃度	0.65

(二) 土石流泥砂體積濃度

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\rho_s - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} = \frac{\tan 4.57}{1.65 \times (\tan 35 - \tan 4.57)} = 0.078$$

因泥砂體積濃度小於 0.3，故取 $C_d = 0.3$ 。

(三) 土石流洪峰流量

$$Q_d = \frac{C_*}{C_* - C_d} C I A = \frac{0.65}{0.65 - 0.3} \times 0.8 \times 152.6 \times 127.7 = 80.42 \text{ cms}$$

5.2.3 水理分析

假設溪流為近似矩形斷面，則由連續方程可得

$$Q_d = B h_d u_d$$

式中， u_d = 土石流流速，可表為

$$u_d = \frac{2}{5 d_m} \left\{ \frac{g \sin \theta}{\alpha_i \sin \phi} \left[C_d + (1 - C_d) \frac{\rho}{\rho_s} \right] \right\}^{0.5} \left[\left(\frac{C_*}{C_d} \right)^{1/3} - 1 \right] h_d^{3/2}$$

已知 $d_m = 0.5 \text{ m}$ 、 $\alpha_i = 0.042$ 、 $\phi = 35^\circ$ 及 $B = 8 \text{ m}$ 等代入上式可得

$$u_d = 3.0531 h_d^{1.5}$$

$$\text{故 } h_d = \frac{Q_d}{B u_d} = \frac{80.42}{8 \times 3.0531 \times h_d^{1.5}} \Rightarrow h_d = 1.61 \text{ m} \text{ 及 } u_d = 3.0531 h_d^{1.5}$$

設出水高度 = 1.0 m，則溪流通洪斷面 = 8 m × 2.6 m。

5.2.4 分層疊砌型鑄護岸設計與檢討

一、護岸設計

本工程護岸設計係由兩層不同結構所組成，其設計圖說如圖 5-6 所示。其中，位於設計洪水位(含出水高度)以下之護岸(低水護岸)，高度為 250 cm(不含基礎 150cm)；位於設計洪水位(含出水高度)以上之護岸(高水護岸)，係由場鑄 RC 箱分為 4 層疊砌而成，其高度為 240 cm(不含基礎 100 cm)。

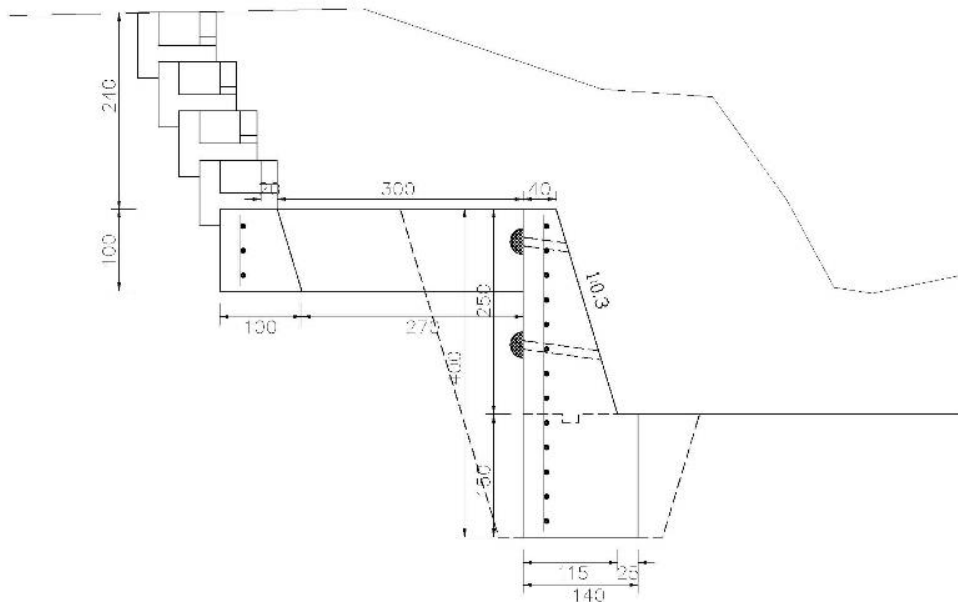


圖 5-6 護岸設計圖

二、場鑄 RC 箱護岸

(一)外觀結構：場鑄 RC 箱為矩形中空構造，具方向性，其相關尺寸如圖 5-7 及照片 5-11 所示。依其尺寸換算箱體重量約達 1200kg(體積約 $0.5m^3$)。

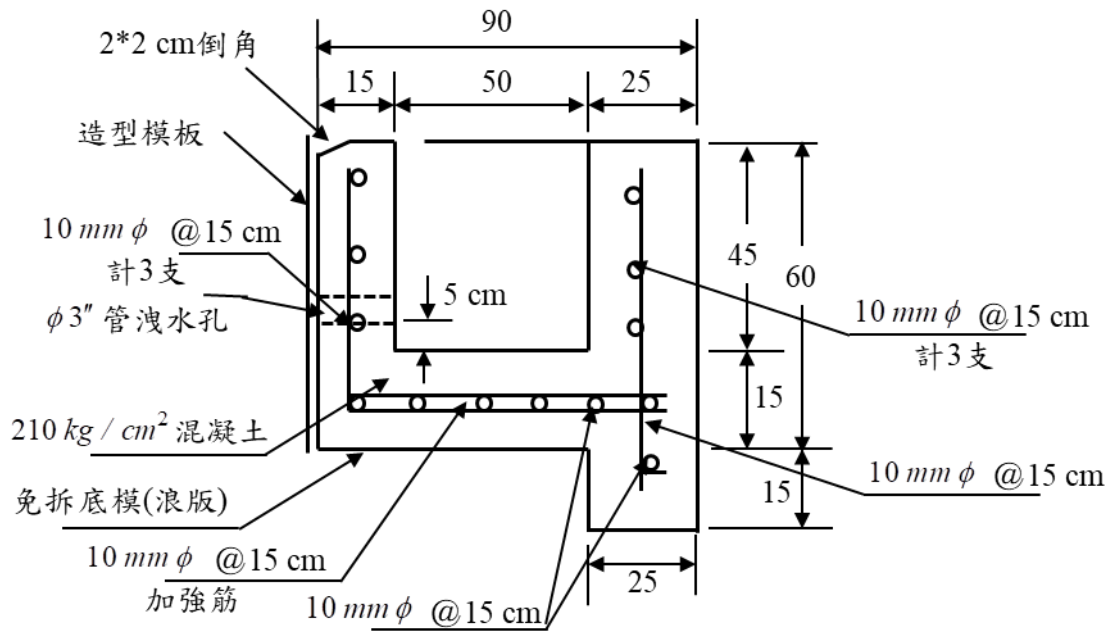


圖 5-7 場鑄 RC 箱尺寸圖



照片 5-11 場鑄 RC 箱

(二)扣接方式：場鑄 RC 箱底部具有 $25\text{ cm} \times 15\text{ cm} \times 200\text{ cm}$ 之底檻，使在 RC 箱上、下層疊砌時互為扣接，如圖 5-8 及照片 5-12 所示。

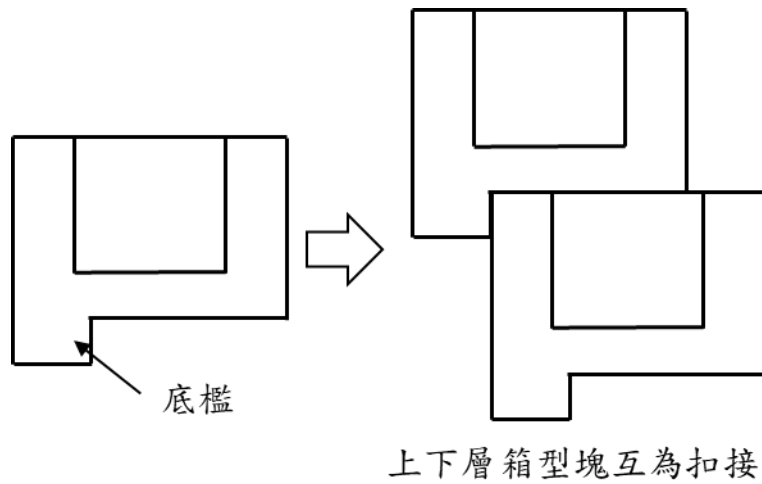


圖 5-8 上、下層 RC 箱扣接方式示意圖



照片 5-12 上、下層 RC 箱相互疊砌

(三)植生特色：場鑄 RC 箱屬中空構造，可以容土植生，惟因底部為混凝土，使較大型之喬灌木難以生長，故多為草本植物，照片 5-13 為本工程竣工時及竣工後 5 年(105 年)之植生復育狀況。



(a)竣工時現況



(b)竣工後5年之現況

照片 5-13 工區竣工時及竣工後之植生現況

三、檢討說明

本工程自竣工後歷經多次洪流作用，不論是整體結構或是外觀均能保持穩定且極具豐富的濱溪植生復育環境。為此，茲舉出以下幾個面向

討論本工程之相關特點。

(一)水理特點

- 1.根據水理分析，本工程整治河段寬度 8 m，設計洪水位 2.6 m，其寬深比達 3.08，故屬窄深型渠道。由於窄深型渠道中水流對兩岸作用極具影響性，故在設計洪水位以下斷面採用傳統混凝土護岸及系列固床工強化溪床和兩岸對水流或土石流作用之抵抗能力。
- 2.由於舊潭 2 號橋野溪屬於土石流潛勢溪流，但因溪床坡度僅為 4.57 度，對土石流潛勢溪流而言，其坡度相當平緩，並不利於土石流流況下大量土砂之輸移，故有土砂淤積致災之虞。因此，本工程採用雙階護岸設計，第一階傳統混凝土護岸(低水護岸)略等於設計洪水位(含出水高度)，作為主要輸砂排洪之渠道；惟當溪流無法輸移大量土砂而淤積時，則第二階高於設計洪水位之場鑄 RC 箱護岸(高水護岸)，其通洪斷面達 16.8 m×2.4m，可以確保洪水或土石流不會因此而溢出。

(二)場鑄 RC 箱護岸設施穩定分析

- 1.從水理分析結果，提供護岸穩定之關鍵，在於低水護岸及系列固床工。
- 2.場鑄 RC 箱護岸，於竣工初期植被尚未形成保護機能前，因未有較大洪流作用，此為本工程竣工後 5 年可以維持良好的濱溪植被環境的主要關鍵。
- 3.總體來看，護岸及系列固床工已充分發揮穩定溪岸之功能，如照片 5-14 所示。



照片 5-14 護岸穩定現況

(三)場鑄 RC 箱設計與施工優勢

- 1.場鑄 RC 箱具有凹槽構造(底部為封底)，其型態簡單，組模組成及澆置容易，不僅達到混凝土減量之環境保護目的，且可以降低成本。
- 2.場鑄 RC 箱係採取機具吊掛方式施工，可以有效降低人力需求及成本。
- 3.場鑄 RC 箱的凹槽構造，可供客土植生，惟因底部封底，喬灌木演替不易，如照片 5-8 所示。
- 4.本案場鑄 RC 箱護岸係採用分層疊砌而成，故其坡度較陡。
- 5.本案場鑄 RC 箱護岸因位於高水位，故未設置濾層。倘若場鑄 RC 箱塊護岸位於設計洪水位下時，建議在場鑄 RC 箱與原坡面間應有濾層設計。

參考文獻

1. 行政院農業委員會水土保持局第五工程所(2001)，「臺東縣東河鄉都蘭沿海集水區整體治理規劃」，成果報告書。
2. 行政院農業委員會水土保持局第五工程所(2004)，「羊橋溪整治四期工程」，工程預算書。
3. 行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2010)，「高雄縣六龜區舊潭2號橋上游野溪治理第一期工程」，工程預算書。
4. 行政院農業委員會水土保持局臺東分局(2010)，「高雄縣六龜區舊潭2號橋上游野溪治理第一期工程」，工程預算書。
5. 行政院農業委員會(2016)，「水土保持技術規範」。
6. 行政院農業委員會水土保持局(2017)，「水土保持手冊」。
7. 行政院農業委員會水土保持局第五工程所(2018)，「都蘭沿海及馬武窟溪集水區環境友善評估」，成果報告書。
8. 行政院農業委員會水土保持局臺南分局(2018)，「預鑄構件模組化應用於水土保持工程施工之研究」。
9. 林哲正(1992)，預鑄混凝土複型溝應用於農地重劃工程之研究，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文
10. 吳金洲(1990)，堰壩溢流水舌對下游河床沖刷之研究，台灣大學農業工程學系碩士論文。
11. 胡春宏、惠遇甲(1995)，「明渠挾沙水流運動的力學和統計規律」，科學出版社。
12. 楊書昌(1991)，無護坦堰壩下卵石河床局部沖刷之研究，逢甲大學土木及水利工程研究所碩士論文。
13. 連惠邦(2017)，「土砂災害與防治」，五南出版社。

- 14.张芳枝、陈晓平(2011)，河流冲刷对堤岸渗流和变形的影响研究。
- 15.張瑞瑾、謝鑿衡、王明甫、黃金堂(1988)，「河流泥沙動力學」，水利電力出版社。
- 16.陳正炎、郭信成、鐘文傳(1993)，堰壩投潭冲刷坑特性因子之研究，中華水土保持學報，24(2)，81-89。
- 17.盟鑫工業股份公司(2019)，「柔性疊塊毯特性」。
- 18.經濟部水利署第二河川局(2008)，「河川生態工法規劃設計輔助資訊系統建置研究(3/3)」。
- 19.經濟部水利署水利規劃試驗所(2010)，「大甲溪河段輸砂特性試驗研究(3/3)」。
- 20.經濟部水利署(2016)，「水庫集水區工程生態檢核執行參考手冊」。
- 21.經濟部水利署水利規劃試驗所(2012)，「臺灣地區主要河川流域水文與水理設計分析系統平臺建立(2/3)」。
- 22.蘇重光、連惠邦(1993)，防砂壩下游天然河床受壩頂溢流冲刷之研究，台灣水利季刊，41(2)，35-41。
- 23.林拙郎(1974)，砂防ダム下流部における洗掘深さについて，新砂防，27(2)，10-19。
- 24.國土交通省及國土保全局(2018)，「守護美麗山河之災害復舊基本方針」。
- 25.国土技術研究センター(1998)，「護岸力学設計法」，山海堂。
- 26.ASTM D4491(1999),Standard Test Methods for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
- 27.ASTM D4751-12(2012), Standard Test Method for Determining Apparent Opening Size of a Geotextile, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.

28. ASTM D4716(2012), Standard Test Method for Determining the (In-plane) Flow Rate per Unit Width and Hydraulic Transmissivity of a Geosynthetic Using a Constant Head, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
29. ASTM D5101(2017), Standard Test Method for Measuring the Filtration Compatibility of Soil-Geotextile Systems, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania, USA.
30. Blench, T.(1969), Mobile-bed fluviology, University of Alberta Press, Edmonton, Canada.
31. Blodgett, J.C.(1986), Hydraulic characteristics of natural open channels, Volume 1 of "Rock Riprap Design for Protection of Stream Channels Near Highway Structures," U.S. Geological Survey, Water-Resources Investigations Report 86-4127, prepared in cooperation with the Federal Highway Administration.
32. Einstein, H. A.(1942), Method of Calculating the Hydraulic Radius in a Cross Section with Different Roughness. Appen. II of the Paper "Formulas for the Transportation of Bed Load", Trans. ASCE. Vol.107, pp.575-577.
33. Federal Highway Administration(1998), Geosynthetic Design and Construction Guidelines Participant Notebook, Federal Lands Highway, U.S. Publication No. FHWA HI-95-038, Washington, DC.
34. Hemphill, R. W. & Bramley, M. E.(1989), Protection of River and Canal Banks, a Guide to Selection and Design. CIRIA Water Engineering Report, Butterworths. 200 pp.
35. Lenzi, M.A., Marion, A., Comiti, F. and Gaudio, R.(2002), Local scouring in low and high gradient streams at bed sills, J. Hydr. Res., IAHR, 40(6), 731-739.
36. Maza Alvarez, J.A. and Echavarria Alfaro, F.J.(1973), Contribution to the study of general scour, Proc. International Symposium on River Mechanics, IAHR, Bangkok, Thailand, 795- 803.

37. Mason, P. J., and Arumugam, K.(1985), Free jet scour below dams and flip buckets, J. Hydr. Engrg., ASCE, 111(2), 220-235.
38. National Concrete Masonry Association(2010), Design Manual for Articulating Concrete Block, TR 220A.
39. National Concrete Masonry Association(2012), Design Manual for Segmental Retaining Walls, 3rd Ed., TR 127B.
40. Pemberton, E.L. and Lara, J.M.(1984), Computing degradation and local scour”, Technical Guideline for Bureau of Reclamation, Engineering and Research Centre, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA.
41. Subramanya, K.(1986), “Flow in Open Channels”, 2nd ed., McGraw Hill, New Delhi.
42. Thorne, C.R. (1993). Prediction of near-bank velocity and scour depth in meander bends for design of riprap revetments, Riprap workshop, Fort Collins, CPD-6.
43. Tsuchiya, Y . and Iwagaki Y .(1967), On the mechanism of the local scour from flows downstream of an outlet, Proc. Of the 12th Congress, JAHR, 3, 55-65.

附錄

附錄一 修正三角形單位歷線演算例

應用修正三角形單位歷線法推估某集水區實際降雨之洪水歷線及設計洪水時，其推算流程如圖 1 所示。其中，設計暴雨、設計雨型及設計有效降雨量等推算方法，可參考水文學專書，而本附錄則依照本流程圖之相關步驟，詳為說明實際降雨洪水歷線及設計洪水之推算方法，以資參考。

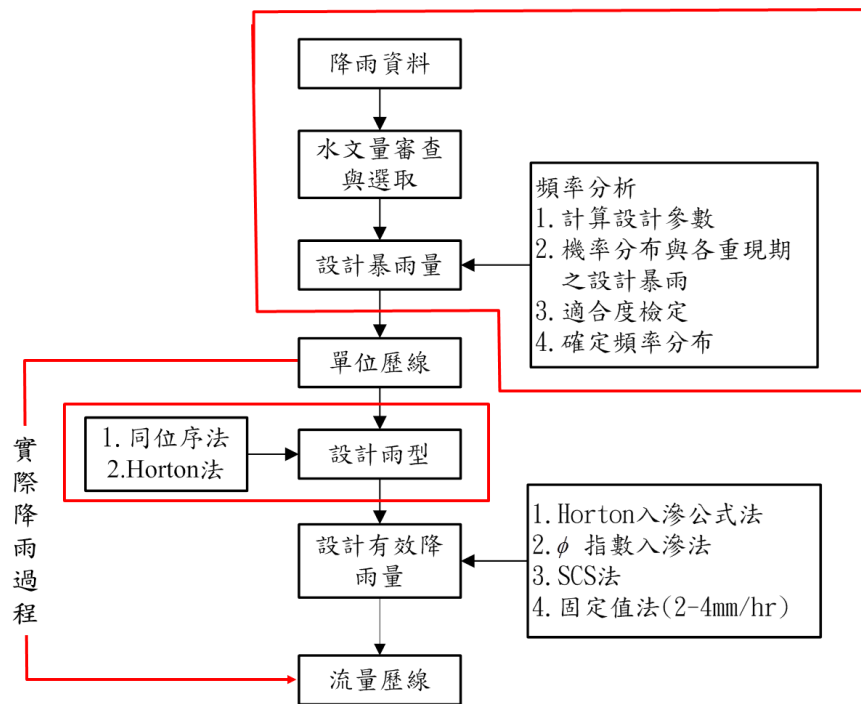


圖 1 設計降雨與流量演算流程

一、修正三角形單位歷線

推算某集水區之洪水歷線前，應由該集水區相關地文資料建立修正三角形單位歷線。其推算步驟如下：

(一)基本資料

1. 集水區面積 $A=29.55(\text{km}^2)$ 。
2. 溪流長度 $L=10.0(\text{km})$ 。
3. 溪流縱斷面高程差 $H=0.695(\text{km})$ 。

4.坡面漫地流流動長度 $l=300(m)$ 。

5.坡面漫地流流速 $v=0.6(m/s)$ 。

(二)集流時間 t_c

1.流入時間 t_1 (雨水經地表面由集水區邊界流至河道所需時間)

$$t_1 = \frac{l}{v} = \frac{300}{0.6} = 500(s) \cong 0.14(hr) \quad (1)$$

2.流下時間 t_2 (雨水流經河道由上游至下游所需時間),本案例採用芮哈(Rziha)經驗公式估算

$$\text{流下速度 } W = 72 \left(\frac{H}{L} \right)^{0.6} = 72 \left(\frac{0.695}{10.0} \right)^{0.6} = 14.54(km/hr) \quad (2)$$

$$\text{流下時間 } t_2 = \frac{L}{W} = \frac{10.0}{14.54} = 0.69(hr) \quad (3)$$

3.集流時間 t_c 如下

$$t_c = t_1 + t_2 = 0.14 + 0.69 = 0.83(hr) \quad (4)$$

(三)推定單位降雨延時(D)

由於 $t_c < 1.0hr$,參考表調-3-1-5 建議選取單位降雨延時 $D = 5min$, 即 $1/12 hr$ 。

(四)計算單位歷線 $U(1/12, t)$

單位歷線 $U(1/12, t)$ 括號內的 $1/12$ 係指單位降雨延時 $D = 1/12hr$ 。單位歷線相關計算如下：

$$R_e = 10(mm) \quad (5)$$

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6t_c = \frac{1/12}{2} + 0.6 \times 0.83 = 0.54(hr) \quad (6)$$

$$T_b = 2.67T_p = 2.67 \times 0.54 = 1.44(hr) \quad (7)$$

$$Q_p = \frac{0.208 \cdot A \cdot R_e}{T_p} = \frac{0.208 \times 29.55 \times 10}{0.54} = 113.82(\text{cms}) \quad (8)$$

由 Q_p 、 T_p 與 T_b 等繪出單位歷線 $U(1/12, t)$ 分布圖，如圖 2 所示。

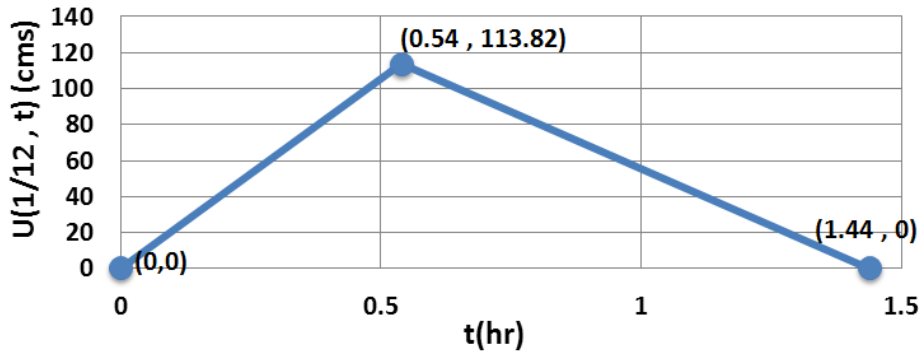


圖 2 單位歷線 $U(1/12, t)$ 分布圖

接著，以 1/12hr 為間距，逐步內插單位歷線 $U(1/12, t)$ 各時間的流量大小，如表 1 所示。

表 1 單位歷線 $U(1/12, t)$

時間(hr)	$U(1/12, t)$
0.000	0.0
0.083	17.6
0.167	35.1
0.250	52.7
0.333	70.3
0.417	87.8
0.500	105.4
0.583	108.3
0.667	97.8
0.750	87.3
0.833	76.7
0.917	66.2
1.000	55.6
1.083	45.1
1.167	34.6
1.250	24.0
1.333	13.5
1.417	3.0
1.500	0.0

(五)歷線轉換：應用單位歷線時，往往因實際降雨有效延時和單位歷線的有效降雨延時不同而引起誤差。例如，實際降雨有效延時短，所用的單位歷線有效降雨延時長，則推算的洪峰流量會偏低，反之偏高。解決的辦法是用 S -歷線法 (S-hydrograph method) 將已知有效降雨延時 D 單位歷線轉換為所需的有效降雨延時單位歷線，以符合實際需要。

1. 單位歷線 $U(1/12, t)$ 轉換為 $U(1/6, t)$

本算例係將單位歷線有效降雨延時 $D = 1/12$ (hr) 轉換為有效降雨延時 $D = 1/6$ 。

(1) 由於本案例的降雨事件係蒐集「十分鐘雨量」，故配合雨量資料的時間尺度，將單位歷線 $U(1/12, t)$ 轉換為 $U(1/6, t)$ 。 $U(1/6, t)$ 係指單位降雨延時 $D = 1/6$ (hr) 的單位歷線。

(2) 先由單位歷線 $U(1/12, t)$ 求出 S 歷線，過程如表 2 所示。

表 2 S 歷線

時間 (hr)	S 歷線疊加過程																		S(t) 歷線	
0.000	0.0																		0.0	
0.083	17.6	0.0																	17.6	
0.167	35.1	17.6	0.0																52.7	
0.250	52.7	35.1	17.6	0.0															105.4	
0.333	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0														175.7	
0.417	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0													263.5	
0.500	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0												368.9	
0.583	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0											477.2	
0.667	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0										575.0	
0.750	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0									662.3	
0.833	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0								739.0	
0.917	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0							805.2	
1.000	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0						860.8	
1.083	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0					905.9	
1.167	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0				940.5	
1.250	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0			964.5	
1.333	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0		978.0	
1.417	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6	0.0	...	981.0
1.500	0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1	17.6		981.0
1.583		0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7	35.1		981.0
1.667			0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3	52.7		981.0
1.750				0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8	70.3		981.0
1.833					0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4	87.8		981.0
1.917						0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3	105.4		981.0
2.000							0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8	108.3		981.0
2.083								0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3	97.8		981.0
2.167									0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7	87.3		981.0
2.250										0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2	76.7		981.0
2.333											0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6	66.2		981.0
2.417												0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1	55.6		981.0
2.500													0.0	3.0	13.5	24.0	34.6	45.1		981.0
2.583														0.0	3.0	13.5	24.0	34.6		981.0
2.667															0.0	3.0	13.5	24.0		981.0
2.750																0.0	3.0	13.5		981.0
2.833																	0.0	3.0		981.0
2.917																		0.0		981.0

(3)再由 S 歷線轉換成 $U(1/6, t)$ ，轉換公式如下：

$$U(D', t) = \frac{D}{D'} [S(t) - S(t - D')] \quad (9)$$

式中， D = 原單位降雨延時， D' = 擬轉換成的單位降雨延時。因此，透過轉換公式計算過程如下

$$\begin{aligned} U\left(\frac{1}{6}, t\right) &= \frac{1/12}{1/6} \left[S(t) - S\left(t - \frac{1}{6}\right) \right] \\ \rightarrow U\left(\frac{1}{6}, t\right) &= 0.5 \left[S(t) - S\left(t - \frac{1}{6}\right) \right] \end{aligned} \quad (10)$$

接著，依據上述關係計算 $U(1/6, t)$ ，過程如表 3 所示。

(4)為方便應用，可將表 3 中的 $U(1/6, t)$ 以時間間距為 1/6(hr) 排列之，如表 4 所示。

表 3 單位歷線 $U(1/6, t)$ 計算過程

時間 (hr)	$S(t)$ 歷線	$S(t-1/6)$ 歷線	$S(t) - S(t-1/6)$	$U(1/6, t) = 0.5[S(t) - S(t-1/6)]$
0.000	0.0		0.0	0.0
0.083	17.6		17.6	8.8
0.167	52.7	0.0	52.7	26.4
0.250	105.4	17.6	87.8	43.9
0.333	175.7	52.7	123.0	61.5
0.417	263.5	105.4	158.1	79.1
0.500	368.9	175.7	193.2	96.6
0.583	477.2	263.5	213.7	106.9
0.667	575.0	368.9	206.1	103.1
0.750	662.3	477.2	185.1	92.6
0.833	739.0	575.0	164.0	82.0
0.917	805.2	662.3	142.9	71.5
1.000	860.8	739.0	121.8	60.9
1.083	905.9	805.2	100.7	50.4
1.167	940.5	860.8	79.7	39.9
1.250	964.5	905.9	58.6	29.3
1.333	978.0	940.5	37.5	18.8
1.417	981.0	964.5	16.5	8.3
1.500	981.0	978.0	3.0	1.5
1.583	981.0	981.0	0.0	0.0
1.667	981.0	981.0	0.0	0.0

時間 (hr)	$S(t)$ 歷線	$S(t-1/6)$ 歷線	$S(t)-S(t-1/6)$	$U(1/6, t) = 0.5[S(t)-S(t-1/6)]$
1.750	981.0	981.0	0.0	0.0
1.833	981.0	981.0	0.0	0.0
1.917	981.0	981.0	0.0	0.0
2.000	981.0	981.0	0.0	0.0
2.083	981.0	981.0	0.0	0.0
2.167	981.0	981.0	0.0	0.0
2.250	981.0	981.0	0.0	0.0
2.333	981.0	981.0	0.0	0.0
2.417	981.0	981.0	0.0	0.0
2.500	981.0	981.0	0.0	0.0
2.583	981.0	981.0	0.0	0.0
2.667	981.0	981.0	0.0	0.0
2.750	981.0	981.0	0.0	0.0
2.833	981.0	981.0	0.0	0.0
2.917	981.0	981.0	0.0	0.0

表 4 單位歷線 $U(1/6, t)$

時間(hr)	$U(1/6, t)$
0.000	0.0
0.167	26.4
0.333	61.5
0.500	96.6
0.667	103.1
0.833	82.0
1.000	60.9
1.167	39.9
1.333	18.8
1.500	1.5
1.667	0.0

2. 單位歷線 $U(1/12, t)$ 轉換為 $U(1, t)$

本算例係將單位歷線有效降雨延時 $D = 1/12$ (hr) 轉換為有效降雨延時 $D = 1$ (hr)。

- (1) 若降雨資料係「時雨量」，配合雨量資料的時間尺度，將單位歷線 $U(1/12, t)$ 轉換為 $U(1, t)$ 。 $U(1, t)$ 係指單位降雨延時 $D=1$ (hr) 的單位歷線。

(2)先由單位歷線 $U(1/12, t)$ 求出 S 歷線，過程與前述表 2 相同。

(3)再由 S 歷線轉換成 $U(1, t)$ ，轉換公式如下：

$$U(1, t) = \frac{1/12}{1} [S(t) - S(t-1)]$$

$$\rightarrow U(1, t) = 0.0833 [S(t) - S(t-1)] \quad (11)$$

接著，依據上述關係計算 $U(1, t)$ ，過程如表 5 所示。

表 5 單位歷線 $U(1, t)$ 計算過程

時間 (hr)	$S(t)$ 歷線	$S(t-1)$ 歷線	$S(t) - S(t-1)$	$U(1, t) =$ $0.0833[S(t) - S(t-1)]$
0.000	0.0		0.0	0.0
0.083	17.6		17.6	1.5
0.167	52.7		52.7	4.4
0.250	105.4		105.4	8.8
0.333	175.7		175.7	14.6
0.417	263.5		263.5	21.9
0.500	368.9		368.9	30.7
0.583	477.2		477.2	39.8
0.667	575.0		575.0	47.9
0.750	662.3		662.3	55.2
0.833	739.0		739.0	61.6
0.917	805.2		805.2	67.1
1.000	860.8	0.0	860.8	71.7
1.083	905.9	17.6	888.3	74.0
1.167	940.5	52.7	887.8	74.0
1.250	964.5	105.4	859.1	71.6
1.333	978.0	175.7	802.3	66.8
1.417	981.0	263.5	717.5	59.8
1.500	981.0	368.9	612.1	51.0
1.583	981.0	477.2	503.8	42.0
1.667	981.0	575.0	406.0	33.8
1.750	981.0	662.3	318.7	26.5
1.833	981.0	739.0	242.0	20.2
1.917	981.0	805.2	175.8	14.6
2.000	981.0	860.8	120.2	10.0
2.083	981.0	905.9	75.1	6.3
2.167	981.0	940.5	40.5	3.4
2.250	981.0	964.5	16.5	1.4
2.333	981.0	978.0	3.0	0.2
2.417	981.0	981.0	0.0	0.0
2.500	981.0	981.0	0.0	0.0

時間 (hr)	$S(t)$ 歷線	$S(t-1)$ 歷線	$S(t)-S(t-1)$	$U(I,t)=$ $0.0833[S(t)-S(t-1)]$
2.583	981.0	981.0	0.0	0.0
2.667	981.0	981.0	0.0	0.0
2.750	981.0	981.0	0.0	0.0
2.833	981.0	981.0	0.0	0.0
2.917	981.0	981.0	0.0	0.0

(4)為方便應用，可將表 5 中的 $U(I,t)$ 以時間間距為 1.0(hr)排列之，如表 6 所示。

表 6 單位歷線 $U(I,t)$

時間(hr)	$U(1,t)$
0.000	0.0
1.000	71.7
2.000	10.0
3.000	0.0

二、由實際降雨歷程推算流量歷線

(一)降雨事件的雨量資料

以短延時降雨事例為例，說明由實際降雨經由修正三角形單位歷線推算其相應之流量歷線。已知集水區發生某場 1.0 hr 之降雨事件，鄰近自動雨量站記錄的 10min 雨量 P 值，如表 7 所示。為配合單位歷線之定義，建議 10min 雨量 P 以公分為單位。

表 7 降雨事件的雨量資料

時間	10min 雨量(P , cm)
PM 12:00~12:10	0.2
PM 12:10~12:20	0.5
PM 12:20~12:30	1.1
PM 12:30~12:40	1.8
PM 12:40~12:50	0.9
PM 12:50~13:00	0.3

(二)洪水流量歷線推估

結合表 5 的 10min 雨量 P 與單位歷線 $U(1/6, t)$ 計算洪水流量，如下所示

$$Q = P \times U(1/6, t) \quad (12)$$

式中， Q =洪水流量(cms)， P =10min 雨量(cm)， $U(1/6, t)$ =有效降雨延時 1/6 hr 之單位歷線。依據單位歷線之定義，10min 雨量 P 以公分為單位。洪水流量 Q 計算過程如表 8 所示，並繪出洪水流量歷線，如圖 3 所示。

表 8 洪水流量 Q 計算過程

時間(hr)	$0.2 \times U(1/6, t)$	$0.5 \times U(1/6, t-1/6)$	$1.1 \times U(1/6, t-2/6)$	$1.8 \times U\left(\frac{1}{6}, t-\frac{3}{6}\right)$	$0.9 \times U\left(\frac{1}{6}, t-\frac{4}{6}\right)$	$0.3 \times U\left(\frac{1}{6}, t-\frac{5}{6}\right)$	洪水流量 Q (cms)
0.000	0.0						0.0
0.167	5.3	0.0					5.3
0.333	12.3	13.2	0.0				25.5
0.500	19.3	30.8	29.0	0.0			79.1
0.667	20.6	48.3	67.7	47.5	0.0		184.1
0.833	16.4	51.6	106.3	110.7	23.8	0.0	308.8
1.000	12.2	41.0	113.4	173.9	55.4	7.9	403.8
1.167	8.0	30.5	90.2	185.6	86.9	18.5	419.7
1.333	3.8	20.0	67.0	147.6	92.8	29.0	360.2
1.500	0.3	9.4	43.9	109.6	73.8	30.9	267.9
1.667	0.0	0.8	20.7	71.8	54.8	24.6	172.7
1.833		0.0	1.7	33.8	35.9	18.3	89.7
2.000			0.0	2.7	16.9	12.0	31.6
2.167				0.0	1.4	5.6	7.0
2.333					0.0	0.5	0.5
2.500						0.0	0.0

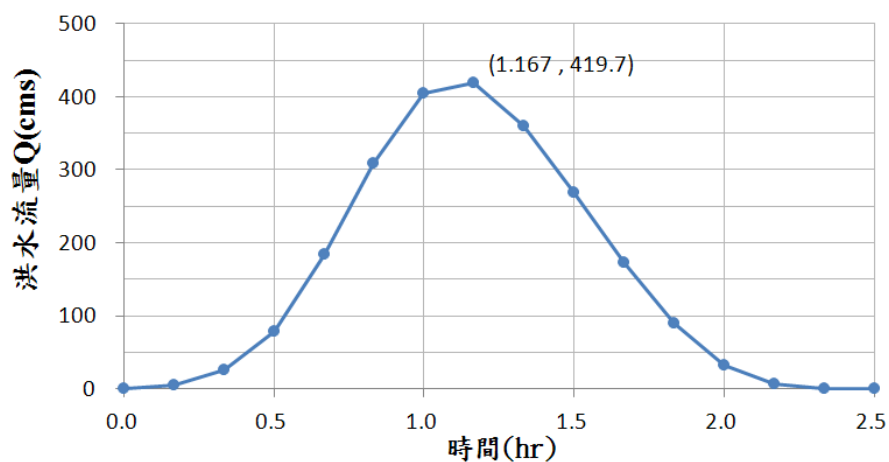


圖 3 洪水流量歷線圖

三、設計洪水

(一) 降雨量觀測資料

某已知集水區歷年之最大三小時降雨量觀測數據，如表 9 所示。

表 9 集水區歷年之最大三小時降雨量觀測數據

年份	最大三小時降雨量(mm)	年份	最大三小時降雨量(mm)
1959	309	1987	243
1960	123	1988	91
1961	200	1989	200
1962	428	1990	280
1963	233	1991	154
1964	276	1992	90
1965	392	1993	303
1966	259	1994	175
1967	94	1995	153
1968	107	1996	428
1969	191	1997	421
1970	120	1998	111
1971	396	1999	425
1972	285	2000	99
1973	100	2001	387
1974	84	2002	409
1975	325	2003	253
1976	233	2004	100
1977	203	2005	421
1978	303	2006	196
1979	205	2007	320
1980	246	2008	249
1981	251	2009	296
1982	386	2010	324

1983	359	2011	154
1984	323	2012	92
1985	253	2013	300
1986	260	2014	406

(二)統計參數計算

依據集水區歷年之最大三小時降雨量觀測數據，進行統計參數計算，如表 10 所示。

表 10 統計參數計算

統計參數	原始資料(x)
平均值	$\mu = 250.4$
變異數	$s^2 = 11794.0$
標準差	$s = 108.6$

(三)各重現期之設計暴雨演算

推估某特定重現期的水文量，可表為

$$x_T = \mu + K_T \sigma \quad (13)$$

上式為頻率分析之通式。式中， x_T = 具重現期 T 之水文量； μ = 水文資料的平均值； σ = 水文資料的標準偏差； K_T = 頻率因子(frequency factor)，為重現期 T 和頻率分布的函數。於水文分析中，較為常用的頻率分布包括常態分布、對數常態分布、皮爾遜 III 型分布、對數皮爾遜 III 型分布及極端值分布等。為方便計，本計算例採用極端值一型分布，則各重現期之頻率因子與水文量計算如下，並彙整為表 11。

$$K_{10} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \{-\ln[-\ln(1 - \frac{1}{T})] - 0.5772\} = 1.3046 ;$$

$$P_{10} = 250.4 + 1.3046 \times 108.6 = 392.1mm$$

$$K_{50} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \{-\ln[-\ln(1 - \frac{1}{T})] - 0.5772\} = 2.5923 ;$$

$$P_{50} = 250.4 + 2.5923 \times 108.6 = 531.9mm$$

$$K_{100} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \{-\ln[-\ln(1 - \frac{1}{T})] - 0.5772\} = 3.1367 ;$$

$$P_{10} = 250.4 + 3.1367 \times 108.6 = 591.0mm$$

表 11 集水區各重現期之最大三小時降雨量

機率分布	10 年	50 年	100 年
極端值一型分布	392.1	531.9	591.0

(四)設計雨型

雨型係指總降雨量在降雨延時內之時間分布型態，一般常用的設計雨型(design hyetograph)包括同位序平均法、序率馬可夫(SSGM)雨型與 Horner 公式雨型法等三種類型。本計算例茲以比較常用的 Horner 公式雨型法為例，推求不同重現期之降雨時間分布。Horner 公式雨型法可以下列公式表示，即

$$I = \frac{a}{(t+b)^k} \quad (14)$$

式中， I =降雨延時 t 分鐘內之平均降雨強度(mm/hr)； t =降雨延時(min)； a 、 b 、 k =常數，與特定雨量站、頻率分布、重現期等因素有關。其推求步驟如下：

- 1.計算集水區集流時間，並依集流時間 t_c 選擇雨型之單位時間間距 t_r ，即(a)當 $t_c \geq 6 \text{ hr}$ ， $t_r = 60 \text{ min}$ ；(b)當 $6 \text{ hr} > t_c \geq 5 \text{ hr}$ ， $t_r = 50 \text{ min}$ ；(c)當 $5 \text{ hr} > t_c \geq 4 \text{ hr}$ ， $t_r = 40 \text{ min}$ ；(d)當 $4 \text{ hr} > t_c \geq 3 \text{ hr}$ ， $t_r = 30 \text{ min}$ ；(e)當 $3 \text{ hr} > t_c \geq 2 \text{ hr}$ ， $t_r = 20 \text{ min}$ ；(f)當 $2 \text{ hr} > t_c \geq 1 \text{ hr}$ ， $t_r = 10 \text{ min}$ ；(g)當 $1 \text{ hr} > t_c$ ， $t_r = 5 \text{ min}$ 。
- 2.參考「台灣地區雨量測站降雨強度-延時 Horner 公式分析」(經濟部水利署, 2003)查詢特定雨量站之 Horner 公式之常

數。

3.利用該雨量站之 Horner 公式計算各延時之降雨強度，其對應之該延時降雨量(即降雨強度與延時之乘積)，再將每相鄰延時的降雨量相減，即得每一單位時間的降雨量。

4.將每個單位時間的降雨量除以總降雨量，可得各個單位時間的降雨百分比，將降雨百分比之最大值放置在中間，再依右大左小依序排列，即可完成尖峰在中央的雨型。

根據上述各個步驟，推求 3 小時雨型。首先，於本計算例中集流時間 $t_c=0.83\text{hr}$ ，故選擇雨型之單位時間間距 t_r 為 5min。此外，透過「台灣地區雨量測站降雨強度-延時 Horner 公式分析」(經濟部水利署, 2003)，查出本計算例鄰近雨量站 50 年重現期的 Horner 公式常數，如表 12 所示。若採用極端值一型理論分布，則 50 年重現期的 Horner 降雨強度公式型式如下

$$I = \frac{325.298}{(t - 2.200)^{0.2302}} \quad (15)$$

表 12 本範例鄰近雨量站的 Horner 公式常數

重現期 (年)	理論分布	a	b	k
50	二參數對數常態	289.345	-3.400	0.2200
	三參數對數常態	268.494	-5.598	0.2071
	皮爾遜三型	256.971	-6.558	0.1977
	對數皮爾遜三型	306.607	-4.151	0.2326
	極端值一型	325.298	-2.200	0.2302

接著，依據上式，推算 50 年重現期之設計 3 小時 Horner 雨型，如表 13 所示；並繪製 50 年重現期之設計 3 小時 Horner 雨型圖，如圖 4 所示。

表 13 推算 50 年重現期之設計 3 小時 Horner 雨型

降雨延時 t(min)	降雨延時 t(min) 內之平均降雨 強度 I (mm/hr)	該延時降雨量 (mm)	各個單位時間的 降雨量(mm)	各個單位時間的降雨 百分比(%)	設計雨型(%)
(1)	(2)	(3)=(2)× $\frac{(1)}{60}$	(4)	(5)= $\frac{(4)}{296.13}$	將(5)之最大值放置 在中間，再依右大 左小依序排列
5	256.65	21.39	21.39	7.22	2.15
10	202.73	33.79	12.40 (註：33.79-21.39)	4.19	2.18
15	180.88	45.22	11.43	3.86	2.21
20	167.66	55.89	10.67	3.60	2.25
25	158.37	65.99	10.10	3.41	2.29
30	151.31	75.66	9.67	3.27	2.33
35	145.66	84.97	9.31	3.14	2.37
40	140.98	93.99	9.02	3.05	2.42
45	137.00	102.75	8.76	2.96	2.48
50	133.56	111.30	8.55	2.89	2.55
55	130.54	119.66	8.36	2.82	2.62
60	127.85	127.85	8.19	2.77	2.71
65	125.43	135.88	8.03	2.71	2.82
70	123.23	143.77	7.89	2.66	2.96
75	121.23	151.54	7.77	2.62	3.14
80	119.39	159.19	7.65	2.58	3.41
85	117.69	166.73	7.54	2.55	3.86
90	116.12	174.18	7.45	2.52	7.22
95	114.64	181.51	7.33	2.48	4.19
100	113.27	188.78	7.27	2.46	3.60
105	111.97	195.95	7.17	2.42	3.27
110	110.76	203.06	7.11	2.40	3.05
115	109.61	210.09	7.03	2.37	2.89
120	108.52	217.04	6.95	2.35	2.77
125	107.49	223.94	6.90	2.33	2.66
130	106.50	230.75	6.81	2.30	2.58
135	105.57	237.53	6.78	2.29	2.52
140	104.67	244.23	6.70	2.26	2.46
145	103.82	250.90	6.67	2.25	2.40
150	103.00	257.50	6.60	2.23	2.35
155	102.21	264.04	6.54	2.21	2.30
160	101.46	270.56	6.52	2.20	2.26
165	100.73	277.01	6.45	2.18	2.23
170	100.03	283.42	6.41	2.16	2.20
175	99.36	289.80	6.38	2.15	2.16
180 (註：設計 3 小時雨型)	98.71	296.13	6.33	2.14	2.14
—	—	—	296.13	—	—

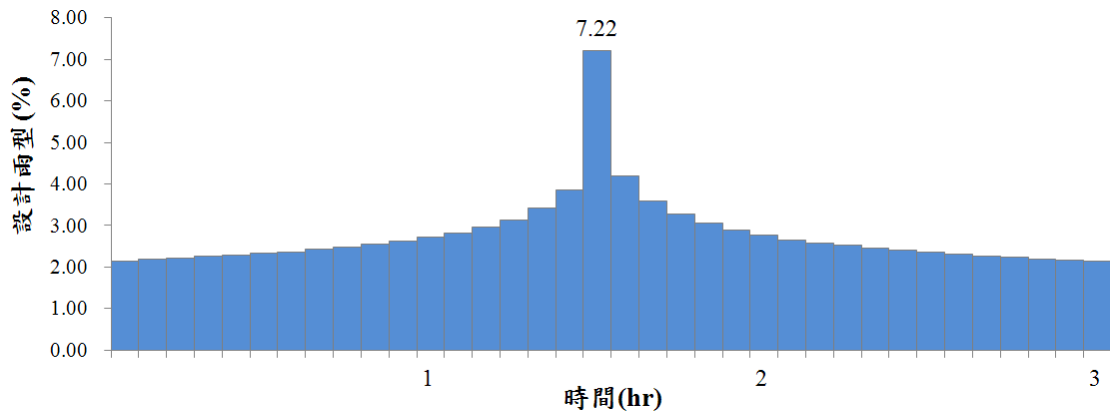


圖 4 繪製 50 年重現期之設計 3 小時 Horner 雨型圖

(五)設計有效雨量推估

設計有效雨量係由設計暴雨扣除降雨損失而得。一般，降雨損失可採用 ϕ 指數入滲法、Horton 入滲公式法、SCS(Soil Conservation Service)曲線號碼法及固定值法(2-4mm/hr)等方法推估。本計算例採取較常用之固定值法，並取 3.0mm/hr 或 0.25mm/5 min 推估設計有效雨量，如表 14 所示。

表 14 50 年重現期之設計 3 小時有效雨量

時間 t(min)	時間 t(hr)	設計雨型 (%)	設計雨量(mm)	入滲率 (mm)	設計有效雨量 (mm)	設計有效雨量 (cm)
(1)	(2)	(3)	(4)=531.9×(3)	(5)	(6)=(4)-(5)	(7)= $\frac{(6)}{10}$
5	0.083	2.15	11.44	0.25	11.19	1.119
10	0.167	2.18	11.60	0.25	11.35	1.135
15	0.250	2.21	11.75	0.25	11.50	1.150
20	0.333	2.25	11.97	0.25	11.72	1.172
25	0.417	2.29	12.18	0.25	11.93	1.193
30	0.500	2.33	12.39	0.25	12.14	1.214
35	0.583	2.37	12.61	0.25	12.36	1.236
40	0.667	2.42	12.87	0.25	12.62	1.262
45	0.750	2.48	13.19	0.25	12.94	1.294
50	0.833	2.55	13.56	0.25	13.31	1.331
55	0.917	2.62	13.94	0.25	13.69	1.369
60	1.000	2.71	14.41	0.25	14.16	1.416
65	1.083	2.82	15.00	0.25	14.75	1.475
70	1.167	2.96	15.74	0.25	15.49	1.549
75	1.250	3.14	16.70	0.25	16.45	1.645
80	1.333	3.41	18.14	0.25	17.89	1.789
85	1.417	3.86	20.53	0.25	20.28	2.028
90	1.500	7.22	38.40	0.25	38.15	3.815
95	1.583	4.19	22.29	0.25	22.04	2.204
100	1.667	3.60	19.15	0.25	18.90	1.890

105	1.750	3.27	17.39	0.25	17.14	1.714
110	1.833	3.05	16.22	0.25	15.97	1.597
115	1.917	2.89	15.37	0.25	15.12	1.512
120	2.000	2.77	14.73	0.25	14.48	1.448
125	2.083	2.66	14.15	0.25	13.90	1.390
130	2.167	2.58	13.72	0.25	13.47	1.347
135	2.250	2.52	13.40	0.25	13.15	1.315
140	2.333	2.46	13.08	0.25	12.83	1.283
145	2.417	2.40	12.77	0.25	12.52	1.252
150	2.500	2.35	12.50	0.25	12.25	1.225
155	2.583	2.30	12.23	0.25	11.98	1.198
160	2.667	2.26	12.02	0.25	11.77	1.177
165	2.750	2.23	11.86	0.25	11.61	1.161
170	2.833	2.20	11.70	0.25	11.45	1.145
175	2.917	2.16	11.49	0.25	11.24	1.124
180	3.000	2.14	11.38	0.25	11.13	1.113

(六)設計洪水歷線

由表 14 之 50 年重現期 3 小時設計有效雨量，且時間間距為 5min(或 1/12hr)，採用修正三角形單位歷線 $U(1/12, t)$ 計算洪水流量，如下所示

$$Q = P \times U(1/12, t) \quad (16)$$

式中， Q =洪水流量(cms)， P =50 年重現期 3 小時設計有效雨量(cm)， $U(1/12, t)$ =單位歷線。表 15 係依據上式推算之設計洪水，並繪出洪水流量歷線，如圖 5 所示。

表 15 洪水流量 Q 計算過程及結果

時間(hr)	$1.119 \times U\left(\frac{1}{12}, t\right)$	$1.135 \times U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{1}{12}\right)$	$1.150 \times U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{2}{12}\right)$	$1.172 \times U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{3}{12}\right)$...	$1.113 \times U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{35}{12}\right)$	洪水流量 Q (cms)
0.000	0.0						0.0
0.083	19.7	0.0					19.7
0.167	39.3	20.0	0.0				59.3
0.250	59.0	39.8	20.2	0.0			119.0
0.333	78.7	59.8	40.4	20.6			199.5
0.417	98.2	79.8	60.6	41.1			300.7
0.500	117.9	99.7	80.8	61.8			423.5
0.583	121.2	119.6	101.0	82.4			551.5
0.667	109.4	122.9	121.2	102.9			669.9
0.750	97.7	111.0	124.5	123.5			778.9
0.833	85.8	99.1	112.5	126.9			878.8
0.917	74.1	87.1	100.4	114.6			969.6
1.000	62.2	75.1	88.2	102.3			1051.2
1.083	50.5	63.1	76.1	89.9			1124.3

時間(hr)	$1.119\times$ $U\left(\frac{1}{12}, t\right)$	$1.135\times$ $U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{1}{12}\right)$	$1.150\times$ $U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{2}{12}\right)$	$1.172\times$ $U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{3}{12}\right)$...	$1.113\times$ $U\left(\frac{1}{12}, t - \frac{35}{12}\right)$	洪水流量 Q (cms)
1.167	38.7	51.2	63.9	77.6			1189.7
1.250	26.9	39.3	51.9	65.2			1247.9
1.333	15.1	27.2	39.8	52.9			1300.5
1.417	3.4	15.3	27.6	40.6			1351.1
1.500	0.0	3.4	15.5	28.1			1437.7
1.583		0.0	3.5	15.8			1534.4
1.667			0.0	3.5			1634.0
1.750				0.0			1731.1
1.833							1819.7
1.917							1894.4
2.000					...		1924.4
2.083							1908.3
2.167							1872.1
2.250							1822.2
2.333							1762.9
2.417							1696.3
2.500							1625.5
2.583							1552.2
2.667							1477.6
2.750							1404.6
2.833							1336.4
2.917						0.0	1286.6
3.000						19.6	1249.8
3.083						39.1	1199.8
3.167						58.7	1135.0
3.250						78.2	1054.5
3.333						97.7	957.9
3.417						117.3	845.0
3.500					...	120.5	715.0
3.583						108.9	584.7
3.667						97.2	468.5
3.750						85.4	365.7
3.833						73.7	276.1
3.917						61.9	199.6
4.000						50.2	135.8
4.083						38.5	84.5
4.167						26.7	45.3
4.250						15.0	18.4
4.333						3.3	3.3
4.417						0.0	0.0

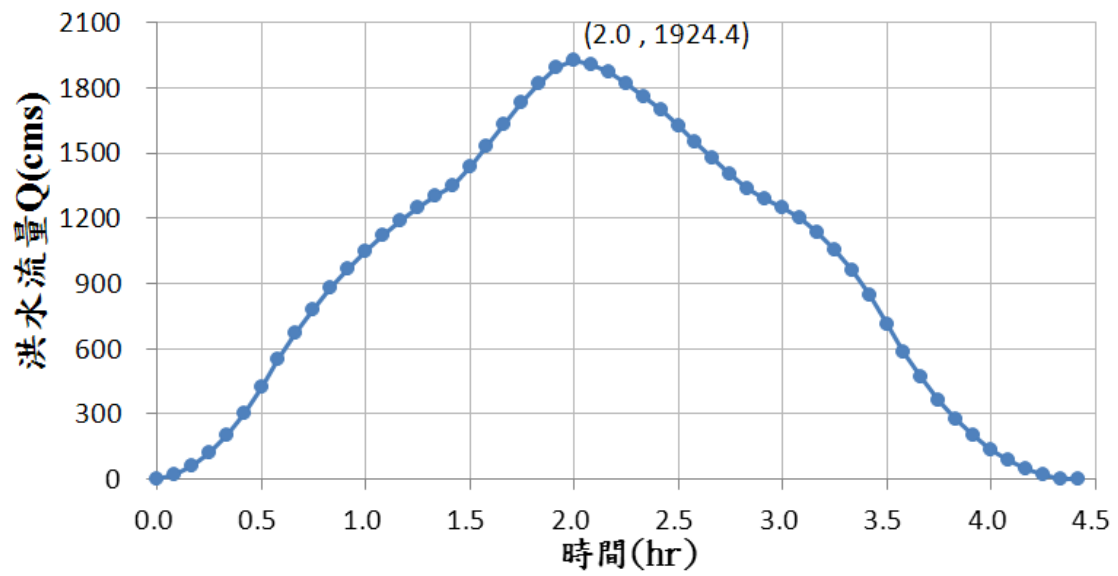


圖 5 50 年重現期 3 小時設計有效雨量之洪水流量歷線圖

附錄二 水土保持局其他預鑄護岸案例

壹、台南分局 H 型預鑄構件及其應用案例

1.1 H 型預鑄構件基本資料

H 型混凝土預鑄構件(以下簡稱 H 型塊)，因型如 H，故稱為 H 型塊，如照片 1 所示。一般，H 型塊可以採用工廠預鑄或現場預鑄兩種方式施作，如採用 280 kg/cm^2 以上混凝土抗壓強度設計時，建議採用工場預鑄方式施作；H 型塊厚度可區分 30 cm 及 50 cm 兩種，其相關尺寸如圖 6 及表 16 所示。表中，倒 U 型混凝土預鑄塊係配合 H 型塊於護岸頂部作為收尾時使用。



照片 1 H 型塊

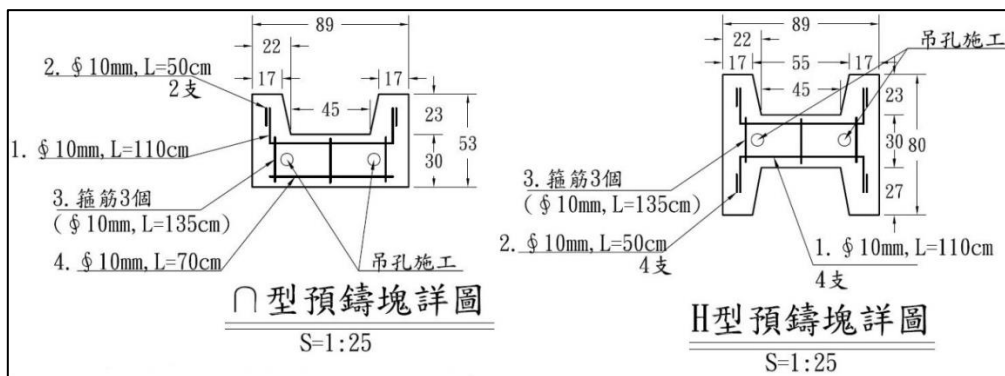


表 16 50 cm 厚度 H 型塊各部尺寸

預鑄塊數量計算表(每塊)									
型式		H型	∩型	型式	H型	∩型			
鋼	1	長(cm)	110	110	混凝土	底面積	0.46	0.36	
		數量	4	2		高(m)	0.50	0.50	
	2	長(cm)	50	50		體積m ³	0.23	0.18	
		數量	4	2		周長m	4.20	3.21	
筋	3	長(cm)	135	135	金屬 模板	高(m)	0.50	0.36	
		數量	3	3		側模m ²	2.10	1.61	
	4	長(cm)		70		底模m ²	0.46	0.36	
		數量		2		合計	2.56	1.97	
		總重kg	5.85	4.84					

1.2 施工步驟

H 型塊施工步驟，茲簡述如下：

一、護岸整坡

(一)坡度放樣。

(二)挖土機裝置修坡鈸，進行岸坡(斜坡)整坡及拍實，如照片 2 所示。



照片 2 溪流岸坡整坡

二、鋪設濾層(參見照片 3)

- (一) 鋪設地工織物濾層；軟弱地質，得加鋪加勁網格。
- (二) 現地地質狀況良好，或非沖刷段，得免鋪設不織布，可加速自然植生復育效果。



照片 3 鋪設濾層

三、鋼模製作

- (一) 預鑄塊面板及側板須以鋼模組立，如照片 4 所示。預鑄塊裸露部分，採隅角施工。
- (二) 面模印鑄圖樣得由施工廠商設計，經甲方同意後使用。



照片 4 鋼模外觀

四、H 型塊吊裝

H 型塊施工時，應以夾具或鋼索吊裝，如照片 5 所示。



(a)以夾具吊裝



(b)以鋼索吊裝

照片 5 H 型塊吊裝方式

五、完工後檢驗坡度

完工應檢驗護岸坡度，如照片 6 所示。



照片 6 護岸坡度檢驗

1.3 注意事項



在實務應用時，設計 H 型塊時注意下列各點，包括：

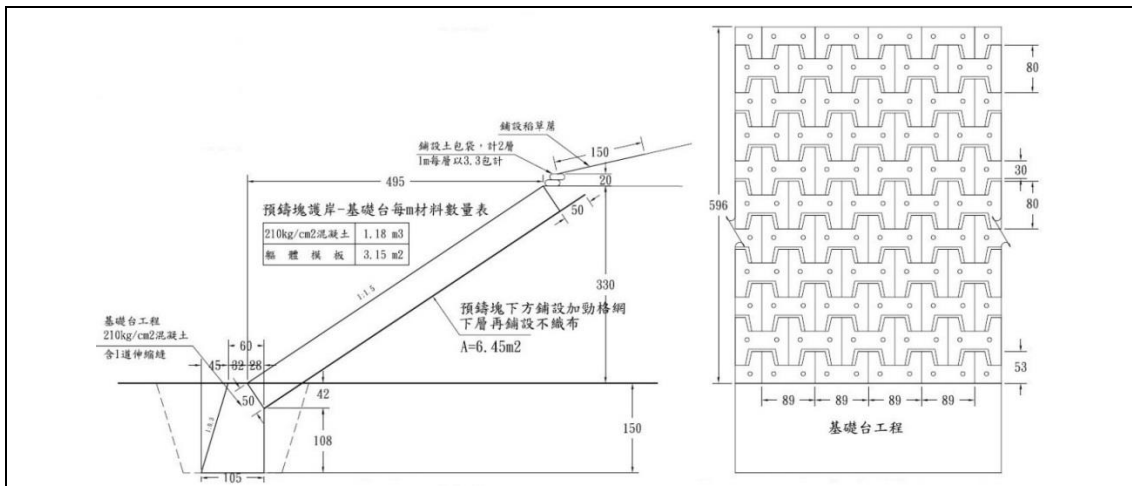
- 一、預鑄塊厚度，依現地條件設計(一般採 30~50cm)。
- 二、預鑄塊面板、側板須以金屬模組立。預鑄塊裸露部分，採偶角施工。
- 三、預鑄塊得依吊裝工法不同，不施作吊孔。
- 四、面模印鑄圖樣得由施工廠商設計，經甲方同意後使用。

- 五、預鑄塊護岸坡度，依現地條件設計(一般採 1:1.5)
- 六、預鑄塊下方得依現地地質狀況，加鋪不織布或加勁格網。
- 七、預鑄塊採密排方式鋪設，彎曲段得依現地需要調整間距。
- 八、預鑄塊間之孔縫，得回填現地土壤，加速自然植生復育。
- 九、銜接處，若無法整塊預鑄塊鋪排，得 1/2 塊方式排置。

1.4 應用案例

1.4.1 青灰泥岩地質野溪整治案例

	<p>一.基本資料</p> <ol style="list-style-type: none"> 1.地點:臺南縣龍崎區崎頂里，屬鹽水溪上游野溪，溪寬約 12 公尺。 2.工程內容:預鑄護岸 56 公尺。 3.保全對象:農路、農地。 4.完工日期:98 年 12 月。
	<p>二.特點</p> <ol style="list-style-type: none"> 1.護岸採 1:1.5 緩坡設計，預鑄塊下方鋪設加勁格網、不織布，凹岸處配置小型丁壩。 2.泥岩地質遇水易鬆軟、泥濘，採預鑄工法，縮短現場施工。 <p>三.復育效益</p> <p>完工 1.5 年後，現地植生自然導入，復育良好。</p>



1.4.2 野溪凹岸沖刷段整治案例

	<p>一.基本資料</p> <ol style="list-style-type: none"> 地點:臺南縣南化區南化里,屬曾水溪上游野溪,溪寬約17公尺。 工程內容:預鑄護岸113公尺(單岸)。 保全對象:農路、農地。 完工日期:98年9月。
	<p>二.特點</p> <ol style="list-style-type: none"> 護岸採1:1.5緩坡設計,預鑄塊下方鋪設不織布濾層,凹岸處配置小型丁壩。 依現地地形,配置護岸高度。 預鑄塊於預鑄廠施作後,運至現地安裝。



三.復育效益

完工 2 年後(100 年 7 月)，預鑄護岸自然植生導入，復育良好。

1.4.3 預鑄護岸搭配丁壩案例



一.基本資料

- 1.地點:臺南縣南化區中坑里，屬曾水溪上游野溪，溪寬約 20 公尺。
- 2.工程內容:預鑄護岸 85 公尺(單岸)、丁壩 1 座。
- 3.保全對象:農地等。
- 4.完工日期:97 年 3 月。



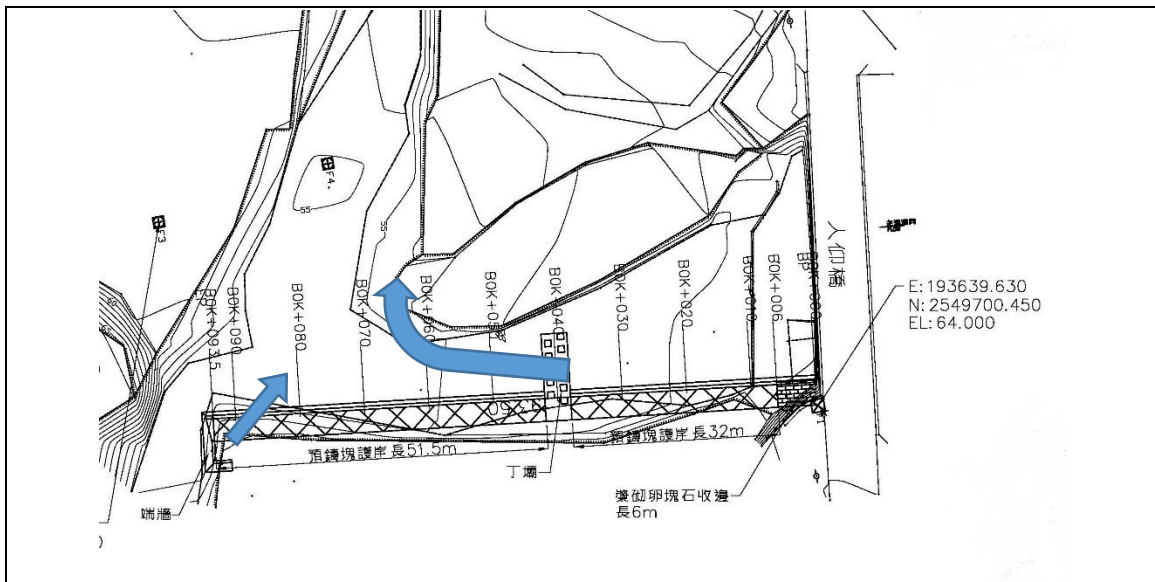
二.工程效益

97 年 7 月卡玫基颱風、98 年 8 月颱風，有效保護農地不受洪水沖刷。

三.備註

1. 僅施作易沖刷河岸(左岸)，右岸保持自然河岸。
2. 丁壩之壩柱高由護岸向中心遞減。

洪水期間



1.4.4 彎曲河段配置案例



一.基本資料

- 1.地點:臺南市玉井區層林里,屬曾水溪上游野溪,溪寬約6公尺。
- 2.工程內容:預鑄護岸 100 公尺(雙岸)、固床工。
- 1.保全對象:農地等。
- 4.完工日期:99 年 11 月。



完工 1 年

二.工程效益

緩坡化預鑄護岸,完工後 1 年自然植生復育良好,並有效保護農地及農路安全。

三.備註

1. 彎曲河段,預鑄塊排置呈現扇形。
2. 凹岸之最下層預鑄塊採緊鄰密排,往上層漸次擴展。



3. 凸岸之最下層預鑄塊採相鄰疏排(必要時，可用混凝土漿填縫)，往上層漸次縮減至密排。
4. 銜接處，若無法預鑄塊整塊排入，可以 1/2 塊方式排置。

1.4.5 其他案例



1. 預鑄塊護岸，彎曲河段配置護腳工，避免淘刷，並調整流心。
 2. 僅施易沖刷河岸(左岸)，右岸保持自然岸坡。
- (屏東縣獅子鄉南世村)



1. 預鑄塊護岸，以固床工調整地形落差。
 2. 固床工中段向上開口，低流量時，可作為水生生物通道，洪水時可調整流心。
- (屏東縣車城鄉海口村)



- 大集水區之野溪(溪寬約 40m)，採預鑄塊護岸搭配間隔牆設計(間隔牆間距約 35 m)
- (屏東縣滿州鄉永靖村)

貳、台南分局生態復育槽預鑄構件及其應用案例

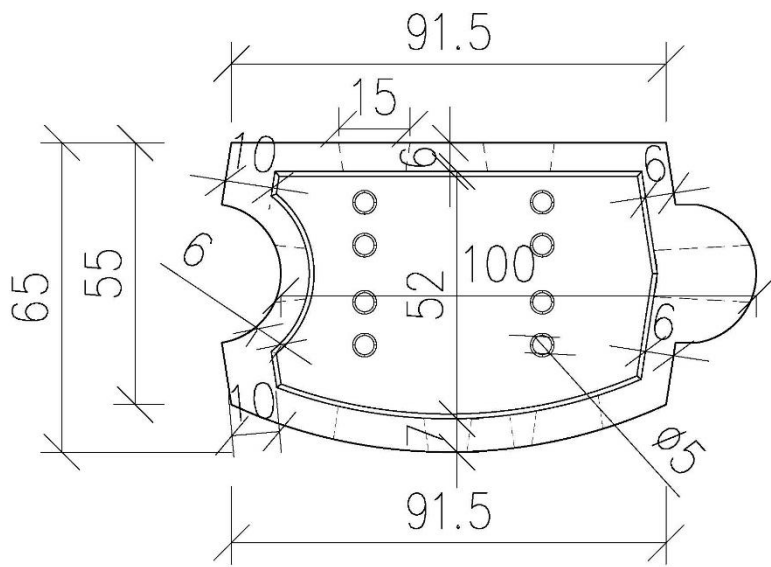
2.1 生態復育預鑄構件基本資料

生態復育預鑄槽構件具有近四方形構造之預鑄混凝土塊，如照片 7 所示。本型預鑄構件除了預留可供客土植生或增重之中空凹槽外，其最重要的設計特點在於側邊半圓形的凹、凸槽，不僅可以作為扣接相鄰預鑄塊以維持整體安定，同時於彎道處，可以配合彎道曲率轉折調整擺放預鑄塊位置，以流暢臨水側岸線。

一般，生態復育預鑄槽構件可以採用工廠預鑄或現場預鑄兩種方式施作，如採用 280 kg/cm^2 以上混凝土抗壓強度設計時，建議採用工廠預鑄方式施作，其相關尺寸如圖 7 所示。

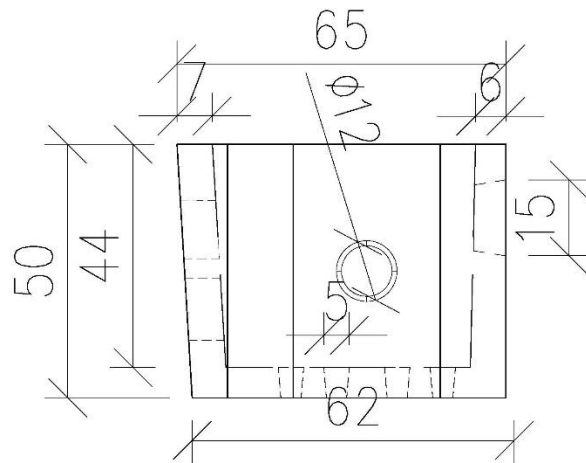


照片 7 生態復育預鑄槽構件(塊)



預鑄生態槽俯視圖

S=1:15 單位：cm



預鑄生態槽側視圖

S=1:15 單位：cm

圖 7 生態預鑄槽各部尺寸圖

2.2 施工步驟

生態復育預鑄槽塊施工步驟，茲簡述如下：

一、護岸整坡

(一) 坡度放樣。

(二) 挖土機裝置修坡鈸，進行岸坡(斜坡)整坡及拍實，如照片 8 所示。



照片 8 溪流岸坡整坡

二、鋪設濾層(參見附照片 2-3)

(一)鋪設土工織物濾層。

(二)現地地質狀況良好，或非沖刷段，得免鋪設土工織物，可加速自然植生復育效果。

三、預鑄槽吊裝

生態預鑄槽可以用怪手進行吊裝，如照片 9 所示。



(a)以小型怪手吊裝



(b)以怪手吊裝

照片 9 預鑄槽吊裝方式

四、完工後

完工照片，如照片 10 所示。



照片 10 完工照片

2.3 注意事項

在實務應用時，設計生態復育槽時注意下列各點，包括：

- 一、預鑄塊護岸坡度，依現地條件設計(一般採 1:0.5)。
- 二、預鑄塊下方得依現地地質狀況，鋪設濾層(如級配料或土工織物)。
- 三、預鑄塊採密排方式鋪設，彎曲段得依現地需要調整間距。
- 四、預鑄塊間之孔縫，得回填現地土壤，加速自然植生復育。
- 五、銜接處，若無法整塊預鑄塊鋪排，可以用收編方式鋪排。

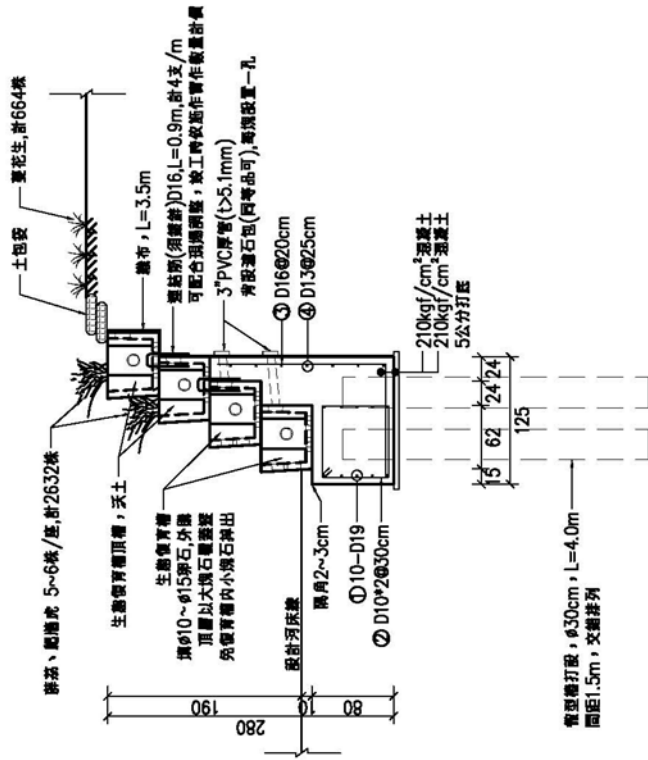
2.4 應用案例

2.4.1 青灰泥岩地質野溪整治案例

	<p>一、基本資料</p> <ol style="list-style-type: none">1. 地點：臺南市大內區二溪里，屬大匏崙支流野溪，溪寬約 3.0 m。2. 工程內容：預鑄護岸 221.3 m。3. 保全對象：農路、農地。4. 完工日期：108 年 7 月。
	<p>二、特點</p> <ol style="list-style-type: none">1. 護岸採 1:0.5 緩坡設計，預鑄塊下方施作混凝土基座。2. 泥岩地質遇水易鬆軟、泥濘，採預鑄工法，縮短現場施工。 <p>三、復育效益</p> <p>完工 2 個月年後，現地植生自然導入，復育良好。</p>
	<p>預鑄塊護岸，以兼隔牆調整地形落差。</p>
	<p>小型集水區之野溪(溪寬約 3m)，採預鑄塊護岸搭配間隔牆設計(間隔牆間距約 20m)</p>


新設基礎(H=1.8m) 數量計算表: (每m)

高度(H=)	180cm						
210kgf/cm ² 混凝土(m ³)		1.44					
編織模板(m ²)		3.60					
鋼筋(kg)							
編號	規格 (mm)	單位重 (kg/m)	間距 (m)	跨支長 (平均) (m)	支數 (支)	總重 (kg)	
1	D19	2.250		1.00	10	22.50	
2	D10	0.560	0.30	2.90	6	9.74	
	總筋D16	1.560		0.90	4	5.62	
3	D16	1.56	0.20	2.75	5	21.45	
4	D13	0.994	0.25	1.00	8	7.95	
小計(未含損耗)						67.26	
鋼筋大樣圖							



新設生態槽含基礎(H=2.8m) 詳圖

2.4.2 出火野溪整治工程

	<p>一、基本資料</p> <ol style="list-style-type: none">1. 地點：出火橋下游野溪整治工程位於屏東縣恆春鎮山腳里。2. 工程內容：固床工 6 座,護岸 1402.6 公尺,排水溝 200 公尺,版橋 1 座,堤頭、尾工 2 座;土包袋 4627 包;稻草蓆 3623m²; R.C.路面 211.17m;掛網噴植 525m²; A 式噴漿溝 67m;警告禁止標誌 2 支。3. 竣工日期：108 年 9 月。

參、台北分局植生預鑄塊及其應用案例

3.1 植生預鑄構件

植生預鑄構件(參見)係由兩種預鑄混凝土塊所組成,如圖7所示。其中。「I型」可放置於任何平坦之新建或既有構造上方,且僅可堆置一層;「II型」僅適合堆置於「I型」上方,且可連續向上堆置。每層預鑄塊依梯形卡榫兩兩相接並交錯排列,於最頂層可另以鋼筋混凝土固定。有關本預鑄塊連接及固定方式詳圖8及照片11。

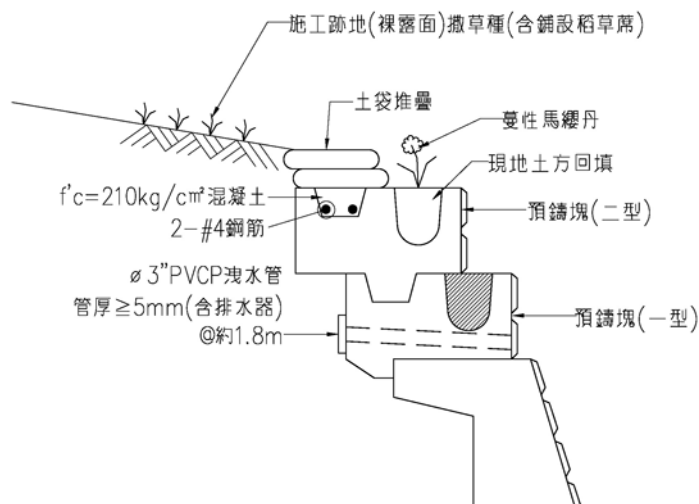


圖 8 預鑄塊堆疊方式示意圖



照片 11 預鑄塊堆疊現況照片

3.2 施工步驟

參考 2.2 節。


3.3 注意事項

經治理前、後現況比較驗證得知，雖然採用預鑄塊護岸已取得良好之環境復育效果，惟從設計及施工之經驗上，仍應注意下列事項，包括：

- 一、軟弱土質護岸邊坡工區，須於土方回填夯實整順，而預鑄塊後方背填可考慮鋪設濾層(如不織布等)，避免邊坡土壤隨滲流吸出，導致被填土淘空。
- 二、預鑄護岸塊排列方式，須以 I 型為底由下往上疊砌 II 型，I 型可放置於任意平坦新設或既有構造，惟建議以混凝土材料為主。每層預鑄塊依梯形卡榫兩兩相接並交錯排列，於最頂層可另以鋼筋混凝土固定。
- 三、預鑄塊疊砌斜率約呈 1：0.5。
- 四、預鑄塊內可回填溪床砂礫料或客土，頂層可堆置土袋包。
- 五、本預鑄塊為現場鑄造，依設計圖說本預鑄略呈梯形(面寬 90cm，後寬 85cm)以方便於彎曲段堆疊，若遇直線段可於鑄造時自行製作成方形(面寬 90cm，後寬 90cm)已增加緊密性。
- 六、I 型預鑄塊置於既有或新設平坦混凝土面時，可於兩界面間塗抹水泥砂漿以增加穩定性。

3.4 應用案例

攪糖窩野溪治理工程本位於新竹縣寶山鄉深井村，集水區面積約30.3ha，溪流長度約590 m。

	<p>連日豪雨致使右岸上邊坡土石崩落堆積河道致影響水流情形，野溪兩岸亦有溪流沖刷致邊坡土石流失情形，影響周邊農作安全。</p>
	<p>本治理工程於107年5月發包，並於隔年107年12月竣工，總工程經費達6,930,000元，工程內容包括(其位置參見圖1-2)：預鑄護岸408.8m、固床工共8座、跌水工3座。</p>
	<p>本工程於107年12月竣工後，歷經多個颱風豪雨作用，野溪兩岸現況仍然保持相當地穩定，植生覆蓋及整體景觀也恢復自然協調。</p>

肆、台東分局 RC 預鑄箱及其應用案例

4.1 護岸植生塊構件基本資料

護岸植生塊預鑄構件(簡稱 RC 箱塊)，因樣式為箱型，故稱為 RC 箱塊，如照片 12 所示。一般，RC 箱塊可以採用工廠預鑄或現場預鑄兩種方式施作，可依流速強度採用 $210 \sim 280 \text{ kg/cm}^2$ 以上混凝土抗壓強度設計，為提升預鑄品質及生產效率，建議採用水泥加工廠自動化預鑄方式施作；RC 箱塊尺寸及重量為全長 120cm，全寬 90cm，全高 60cm，卡榫 10cm，各錯開 55cm，總重 840kg，其樣式如圖 9 所示。RC 箱塊間係以 2~6 支鋼螺栓或鋼索鎖定，並與基礎頂鋼勾環銜接鋼索固定及適當間隔設置鋼筋混凝土格牆作為加強使用，如照片 13 所示。



照片 12 RC 箱塊

4.2 施工步驟

RC 箱塊施工步驟，茲簡述如下：

一、護岸整坡

(一) 坡度放樣。

(二) 挖土機裝置修坡鈸，進行岸坡(斜坡)整坡及夯實，如附照片

50cm 以上野溪，建議配合設置 2 年以上底水流量高度之基腳工，抵抗水流塊石沖刷。

- (二) 鋪設 RC 箱塊前，若護岸軟弱地質，得加鋪濾層。
- (三) 鋪設 RC 箱塊前，若堤防型護岸，箱塊底部可釘鋪不透水 3mm 不銹鋼板層或不透水織布及加勁網，並預留透水孔加過濾材，避免因滲流而影響堤身崩塌。
- (四) RC 箱塊螺栓組立查驗合格後回填溪床礫石料再鋪設土包袋後，外覆 3 吋孔直徑 4.0mm 鉛絲包 pvc 菱形網，縱橫以鋼索捆綁連鎖後，外填溪床礫土料，可加速自然植生復育效果。



照片 14 鋪設 RC 箱塊

三、鋼模製作

- (一) 預鑄塊面板及側板須以金屬模組立打樣，且須製作一個鋼模組立查驗合格後，再以正式鋼模製作，如照片 15 所示。預鑄塊裸露部分，採偶角施工。
- (二) 預鑄場整地先鋪木模，鋼模須設底部鋼模扣緊避免漏漿，須先試預鑄一個，經甲方查驗合格後方可大量預鑄。



照片 15 金屬模組立與配筋及預鑄完成後外觀

四、RC 箱塊吊裝

RC 箱塊吊排組立施工時，應以夾具或適當方式吊裝並須由下游往上游方向吊排，箱塊凹槽下游、凸槽上卡接，上下排錯縫排列，因地形或用地因素其吊排可採用疊砌或蓆式鋪設，如照片 16 所示。



照片 16 RC 箱塊蓆式鋪設組立

伍、施工前及鋪設中、後坡度檢驗

護岸鋪設前、中、後，均應進行坡度抽檢驗。

4.3 注意事項

經治理前、後現況比較驗證得知，雖然採用預鑄植生塊護岸已取得良好之環境復育效果，惟從設計及施工之經驗上，仍應注意下列事項，包括：

- 一、軟弱土質護岸邊坡工區，須於土方回填夯實整順，而預鑄植生塊底部須鋪設濾層(如不織布等)，避免邊坡地下水滲出而將土壤吸出，導致護岸產生不均勻下陷。
- 二、流速不得大於 6 m/s，但若配合鋼筋混凝土隔牆與固床工，以及採用 16 mm 不銹鋼鋼纜及鋼軌樁連鎖措施，適用流速得酌於提高。
- 三、預鑄護岸植生塊排列方式，須由下往上疊砌，且凹榫在下方則凸榫在上方並須扣緊，第二排須與第一排須錯縫排列。
- 四、預鑄植生塊席式或疊砌斜率以 1：0.5~1：1.50 為宜。
- 五、各植生塊間須以直徑 22 mm 不銹鋼鋼棒 2~6 支連鎖，並採用 16mm 不銹鋼吊勾環將植生塊與護岸隔牆縱橫扣接。
- 六、預鑄植生塊內回填溪床砂礫料，經簡易夯實後面層鋪排植生包，再鋪設防沖蝕網。原則上，防沖蝕網為直徑 4.0mm 外包覆 pvc 之菱形網或加勁網，再以直徑 6.0mm 不銹鋼索連鎖固定防沖蝕網，並面填鋪溪床礫土料。
- 七、溪流小轉彎處及護岸首尾工銜接處，因錯縫水平排列時，預鑄植生塊須設計連結收尾措施。須設計預鑄植生塊吊搬運便道及考量溪床內吊排機具作業空間，排列時考量勞工安全，建議可採用抓具挖土機執行排列植生塊，並編列抓具挖土機及便道的費用。

二、舊斑鳩溪四期

	<h3>一.基本資料</h3> <p>(一) 地點:台東縣卑南鄉興昌村，屬舊斑鳩溪四期中游野溪，集水面積 550ha、溪寬約約 30.60 公尺、設計流量 185cmc、流速 5m/s。</p> <p>(二) 工程內容:預鑄護岸 136 公尺。</p> <p>(三) 保全對象:農路、農地。</p> <p>(四) 完工日期:100 年 12 月。</p>
	<h3>二.特點</h3> <p>(一) 護岸採 1:0.70 緩坡設計，預鑄植生塊內回填溪床砂礫料，經簡易夯實後面層鋪排植生包，再鋪設防沖蝕網。防沖蝕網為直徑 4.0mm 外包覆 pvc 之菱形網，預鑄塊下方無鋪設不織布，設置於兩岸處，並配踏步式固床工。</p> <p>(二) 護岸邊坡複式整坡填方，採預鑄工法，縮短現場施工。</p> <h3>三.植物綠覆穩定情形</h3> <p>完工 8 年後，經多年豪雨沖刷後現地植物演替且生育基盤穩定良好。</p>

三、舊斑鳩溪十期

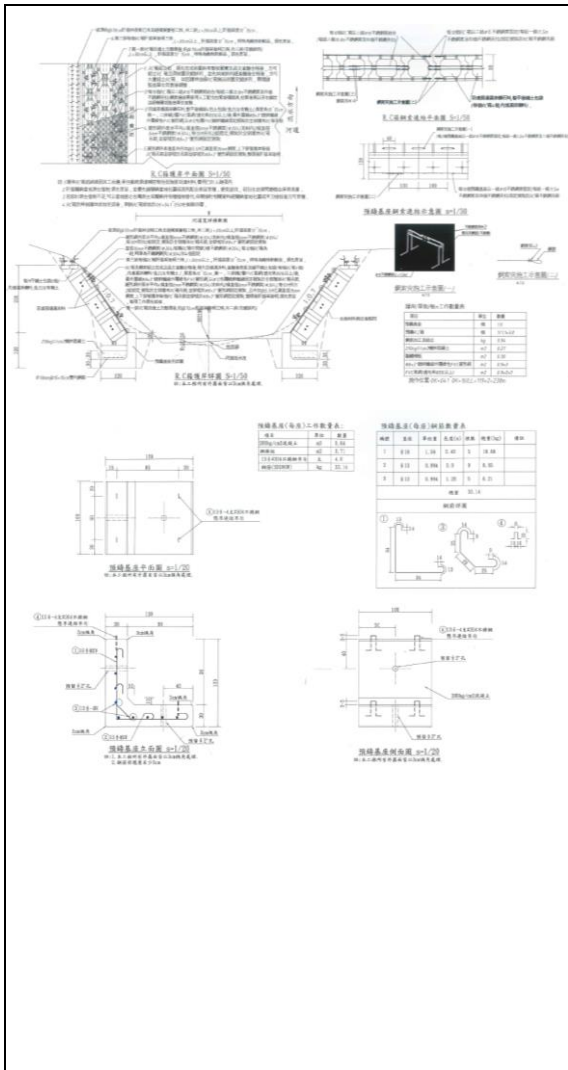
	<h4>一.基本資料</h4> <p>(一)地點:台東縣卑南鄉興昌村,屬舊斑鳩溪十期下游野溪,集水面積 569ha、溪寬約約 40~52公尺、設計流量 217cms、流速 5.90m/s 以下。</p> <p>(二)工程內容:預鑄護岸 613 公尺。</p> <p>(三)保全對象:公路、農路、農地。</p> <p>(四)完工日期:105 年 12 月。</p>
	<h4>二.特點</h4> <p>(一)護岸採 1:0.70 緩坡設計,預鑄植生塊內回填溪床砂礫料,經簡易夯實後面層鋪排植生包,再鋪設防沖蝕網。防沖蝕網為直徑 4.0mm 外包覆 pvc 之菱形網,預鑄塊下方無鋪設不織布,設置於兩岸處,並配置低透水式固床工導流,穩定流心。</p> <p>(二)護岸上邊坡採用複式方型石籠內填太空包袋,採預鑄工法,縮短現場施工。</p> <h4>三.植物綠覆穩定情形</h4> <p>完工 3 年後,經多年豪雨沖刷後現地植物演替且生育基盤穩定良好。</p>

4.4.2 集水區 150 公頃以下野溪整治案例

一、柑仔林野溪

	<p>一. 基本資料</p> <p>(一) 地點:台東縣東河鄉北源村,集水面積 25ha、溪寬約約 4.50~7.0 公尺、設計流量 8.0cms、流速 4.90m/s 以下。</p> <p>(二) 工程內容:預鑄護岸 275 公尺。</p> <p>(三) 保全對象:公路、農路、農地。</p> <p>(四) 完工日期:94 年 08 月。</p>
	<p>二.特點</p> <p>(一)護岸採 1:0.50 複式緩坡設計箱內塊溪床塊石縫填溪礫土,預鑄塊下方無鋪設不織布,設置於兩岸處,並配置低透水式固床工導流,穩定流心。</p> <p>(二)護岸上邊坡採用複式乾砌塊石,採預鑄工法,縮短現場施工。</p> <p>三.植物綠覆穩定情形</p> <p>完工 14 年後,經多年豪雨沖刷後現地植物演替且生育基盤穩定良好。</p>

三、東清 1 號橋野溪整治工程



一. 基本資料

- (一) 地點: 台東縣蘭嶼鄉, 集水面積 298ha、溪寬約 13~15 公尺、設計流量 77.50cms、流速 6.00m/s 以下。
- (二) 工程內容: 預鑄護岸 238 公尺。
- (三) 保全對象: 鄉道、農地。
- (四) 完工日期: 102 年 9 月。

二. 特點

- (一) 護岸採 1:0.70 蓆式緩坡設計, 預鑄植生塊內回填溪床砂礫料, 經簡易夯實後面層鋪排植生包或鋪黑網, 再鋪設防沖蝕網。防沖蝕網為直徑 4.0mm 外包覆 pvc 之菱形網, 預鑄塊下方無鋪設不織布, 設置於兩岸處, 並配置 L 型預鑄塊固床工導流, 穩定流心。
- (二) 護岸上邊坡採用砌土包袋, 採預鑄工法, 縮短現場施工。



三. 植物綠覆穩定情形

完工 6 年後, 經多年豪雨沖刷後現地植物演替且生育基盤穩定良好。



四、野銀永興農場野溪治理

	<h3>一.基本資料</h3> <p>(一)地點:台東縣蘭嶼鄉野銀部落,集水面積 83ha、溪寬約 5.0 公尺、設計流量 26.60cms、流速 6.0m/s。</p> <p>(二)工程內容:預鑄護岸 484 公尺。</p> <p>(三)保全對象:鄉道、農路、農地。</p> <p>(四)完工日期:102 年 10 月。</p>
	<h3>二.特點</h3> <p>(一)護岸採 1:0.70 複式階段疊砌設計,預鑄植生塊內回填溪床砂礫料,經簡易夯實後面層鋪排植生包,再鋪設防沖蝕網。防沖蝕網為直徑 4.0mm 外包覆 pvc 之菱形網,表面外填溪床礫土,植栽委由當地部落居民種與維護。預鑄塊下方無鋪設不織布,並配置 L 型預鑄塊固床工導流,穩定流心。</p> <p>(二)護岸上邊坡採用複式乾砌塊石,採預鑄工法,縮短現場施工。</p> <h3>三.植物綠覆穩定情形</h3> <p>完工 6 年後,經多年豪雨沖刷後現地植物演替且生育基盤穩定良好。</p>



水土保持單元叢書 04-野溪預鑄護岸

編著者：行政院農業委員會水土保持局

發行人：李鎮洋

出版單位：行政院農業委員會水土保持局

策劃指導人員：李鎮洋、王晉倫、連榮吉、柯燦堂、高伯宗、王志雄、林仕修、周祖明
吳瑞鵬

編審人員：李木青、林志賢、邱暉仁、施俊成、柯燦堂、翁源泉、梁家齊、許中立、連惠
邦、陳國威、陳智誠、游元興、童遠欽、黃于玻、葉建民、鄒宗儒、劉西河、賴
慶昌、簡志凱（以姓氏筆畫為序）

執行企劃：顏川舜、許惠綺

地址：54044 南投縣南投市中興新村光華路 6 號

電話：(049)2394300

網址：本書同時刊載於行政院農業委員會水土保持局全球資訊網站
(<http://www.swcb.gov.tw>)

編印日期：中華民國 109 年 2 月

出版日期：中華民國 109 年 2 月

G P N：4710900358

I S B N：978-986-544-091-6

著作權：本刊著作權歸行政院農業委員會水土保持局所有

