



海岸防護設施規劃設計手冊



經濟部水利署

中華民國 105 年 9 月

目 錄

頁 次

目 錄	I
表 目 錄	VI
圖 目 錄	VII
照片 目 錄	X

第一章 總 則

1.1 依據	1 - 1
1.2 適用範圍	1 - 2
1.3 章節架構	1 - 3
1.4 規劃設計作業流程	1 - 4
1.5 參考資料	1 - 8

第二章 海岸防護設施型式、功能

2.1 堤防	2 - 1
2.1.1 堤防型式	2 - 1
2.1.2 堤防功能	2 - 2
2.2 護岸	2 - 3
2.2.1 護岸型式	2 - 3
2.2.2 護岸功能	2 - 3
2.3 突堤	2 - 4
2.3.1 突堤型式	2 - 4
2.3.2 突堤功能	2 - 6
2.4 離岸堤	2 - 6
2.4.1 離岸堤(潛堤)型式	2 - 6
2.4.2 離岸堤(潛堤)功能	2 - 9

2.5	人工養灘.....	2 - 10
2.5.1	人工養灘型式.....	2 - 10
2.5.2	人工養灘功能.....	2 - 12
2.6	人工岬灣.....	2 - 13
2.6.1	人工岬灣型式.....	2 - 13
2.6.2	人工岬灣功能.....	2 - 14
2.7	相關設施.....	2 - 15
2.7.1	胸牆.....	2 - 15
2.7.2	防潮閘門.....	2 - 15
2.7.3	滯(蓄)洪池.....	2 - 16
2.7.4	地下水補注設施.....	2 - 19
2.7.5	抽水設施.....	2 - 19
2.7.6	防風定砂設施.....	2 - 21
2.7.7	其他.....	2 - 22
2.8	海岸災害與防護對策.....	2 - 22
第三章 防護設施規劃		
3.1	問題探討 ^{[4],[10],[18],[21]}	3 - 2
3.1.1	海岸侵蝕 ^{[10],[18]}	3 - 2
3.1.2	暴潮溢淹 ^{[10],[18]}	3 - 4
3.1.3	設施災損(經濟損失) ^{[10],[18]}	3 - 4
3.1.4	環境營造(景觀、生態) ^{[4],[10],[18],[21]}	3 - 5
3.1.5	綜合問題 ^{[10],[18]}	3 - 7
3.2	資料蒐集補充與調查 ^{[10],[18],[19],[21]}	3 - 8
3.2.1	水深地形 ^{[10],[18],[19]}	3 - 8
3.2.2	工程地質 ^{[10],[18],[19]}	3 - 10
3.2.3	漂砂、岸灘底質 ^{[10],[18],[19]}	3 - 10
3.2.4	潮位(暴潮) ^{[10],[18],[19]}	3 - 12
3.2.5	深海波浪 ^{[10],[18],[19]}	3 - 13

(註：上標^[XX] 內數字^{XX}代表參考文獻之編號。)

3.2.6	近岸流 ^{[10],[18]}	3 - 14
3.2.7	氣象 ^{[10],[18],[19]}	3 - 14
3.2.8	環境生態及景觀 ^{[10],[18],[19],[21]}	3 - 15
3.2.9	民情(社經條件、交通) ^{[10],[18]}	3 - 17
3.2.10	其他(地層下陷、氣候變遷) ^{[10],[18],[20]}	3 - 18
3.3	海岸特性分析與評估 ^{[4],[9],[10],[11],[14],[16],[18],[19],[20],[21],[22],[24],[25],[26],[27],[29],[31],[32],[43],[44]}	3 - 21
3.3.1	地形侵淤 ^{[10],[18],[19]}	3 - 22
3.3.2	漂砂特性分析 ^{[10],[18],[22],[24],[26],[32]}	3 - 24
3.3.3	設計水位 ^{[9],[10],[18],[20]}	3 - 29
3.3.4	設計波浪 ^{[9],[10],[18],[20]}	3 - 30
3.3.5	波浪溯升高 ^{[9],[10],[18],[20],[25],[27],[29],[43],[44]}	3 - 38
3.3.6	容許越波量 ^{[9],[10],[18],[31]}	3 - 44
3.3.7	保護標的與基準 ^{[9],[10],[18],[16]}	3 - 47
3.3.8	環境生態營造及景觀融和 ^{[4],[10],[11],[18],[21]}	3 - 48
3.3.9	民眾參與 ^{[10],[14],[16],[18]}	3 - 51
3.4	防護設施布設方案規劃 ^{[10],[18]}	3 - 53
3.4.1	現況(零方案)研析 ^{[10],[18]}	3 - 53
3.4.2	初步方案研析 ^{[10],[18]}	3 - 54
3.4.3	方案驗證與修正 ^{[10],[18]}	3 - 62
3.4.4	綜合評估分析(優選方案) ^{[10],[18]}	3 - 64

第四章 防護設施設計

4.1	堤防 ^{[9],[10],[18],[24],[25],[26],[36],[39],[40],[46]}	4 - 3
4.1.1	外坡 ^{[9],[10],[18],[24],[26],[36],[39],[40],[46]}	4 - 3
4.1.2	過濾層 ^{[9],[10],[18]}	4 - 12
4.1.3	堤心填方 ^{[9],[10],[18]}	4 - 16
4.1.4	基礎 ^{[9],[10],[18],[24],[25]}	4 - 17
4.1.5	內坡 ^{[9],[10],[18]}	4 - 22

(註：上標^[XX] 內數字^{XX}代表參考文獻之編號。)

4.1.6	水防道路 ^{[9],[10],[18]}	4 - 23
4.1.7	側溝 ^{[9],[10],[18]}	4 - 23
4.2	護岸 ^{[9],[10],[18]}	4 - 24
4.2.1	外坡	4 - 24
4.2.2	過濾層	4 - 25
4.2.3	填方	4 - 25
4.2.4	基礎	4 - 25
4.2.5	滲透安定性 ^{[9],[10]}	4 - 25
4.2.6	防滲與排水設施 ^{[9],[10]}	4 - 29
4.2.7	水防道路	4 - 32
4.2.8	側溝	4 - 32
4.3	突堤 ^{[10],[26]}	4 - 32
4.3.1	表層	4 - 33
4.3.2	過濾層	4 - 33
4.3.3	堤心填方	4 - 34
4.3.4	基礎 ^{[10],[26]}	4 - 34
4.3.5	堤頭、堤根 ^{[10],[26]}	4 - 36
4.4	離岸堤(潛堤) ^{[10],[26]}	4 - 37
4.4.1	表層 ^{[10],[26]}	4 - 37
4.4.2	過濾層	4 - 39
4.4.3	堤心填方	4 - 39
4.4.4	基礎	4 - 39
4.4.5	堤頭、開口	4 - 40
4.5	人工養灘 ^{[10],[26]}	4 - 40
4.6	人工岬灣 ^{[10],[26],[33],[34],[35]}	4 - 50
4.7	波壓力計算 ^{[10],[18],[26]}	4 - 53
4.8	地震力計算 ^{[1],[3],[10]}	4 - 64

(註：上標^[XX] 內數字^{XX}代表參考文獻之編號。)

4.9	相關設施 ^{[1],[2],[3],[4],[5],[6],[8],[10],[13],[15],[17],[18],[26]}	4 - 71
4.9.1	胸牆	4 - 71
4.9.2	防潮閘門 ^{[2],[10],[13]}	4 - 72
4.9.3	滯(蓄)洪池 ^[6]	4 - 75
4.9.4	地下水補注設施 ^[5]	4 - 79
4.9.5	抽水設施 ^{[2],[13]}	4 - 80
4.9.6	防風定砂設施 ^{[8],[10],[15],[17]}	4 - 82
4.9.7	河口防護設施	4 - 86
4.9.8	離岸砂洲防護	4 - 86
4.9.9	海岸生態景觀環境營造 ^{[4],[8]}	4 - 87
4.9.10	海岸生態綠化應用植物 ^{[8],[15],[17]}	4 - 89

(註：上標^[XX] 內數字^{,XX}代表參考文獻之編號。)

參考文獻	參 - 1
------	-------

表 目 錄

頁 次

表3.2.1	親水因子調查項目與調查方式一覽表	3 - 16
表3.2.2	景觀因子調查項目與調查方式一覽表	3 - 17
表3.2.3	嚴重地層下陷區域範圍之各海堤地層下陷潛勢量參 考表	3 - 20
表3.3.1	常數計算式	3 - 33
表3.3.2	$S_{max}=10$ 時繞射圖旋轉偏角	3 - 37
表3.3.3	不同堤防表層之粗糙減低係數表	3 - 41
表3.3.4	滲透參數P值因堤防結構滲透功能而異	3 - 44
表3.3.5	容許越波量與防護設施、利用狀況之關係表	3 - 47
表3.3.6	一般防護標的類型	3 - 48
表4.1.1	Hudson公式安定係數 K_D 建議值(SPM, 1984年)	4 - 5
表4.1.2	S_b 常數	4 - 8
表4.1.3	地工織布選擇標準	4 - 15
表4.1.4	土壤透水率	4 - 16
表4.2.1	加權重之土壤潛變比	4 - 29
表4.2.2	各種土壤滲流比限值	4 - 30
表4.2.3	各種土壤權重滲流比限值	4 - 31
表4.3.1	A,B,C常數表	4 - 36
表4.5.1	後灘高度推算公式	4 - 41
表4.7.1A	各種物體之 C_D 值	4 - 62
表4.7.1B	各種物體之 C_M 值	4 - 63
表4.8.1	各震區水平加速度係數Z	4 - 67
表4.8.2	內政部劃定各震區水平加速度係數 Z	4 - 68
表4.8.3	用途係數I	4 - 68
表4.9.1	海岸工程項目與生態相關性參考表	4 - 88
表4.9.2	增加海岸工程生態性之設計手法參考表	4 - 89

圖 目 錄

頁 次

圖1.1	海岸防護設計手冊內容	1 - 3
圖1.2-A	規劃設計作業流程圖 - 問題與背景資料.....	1 - 5
圖1.2-B	規劃設計作業流程圖 - 規劃階段.....	1 - 6
圖1.2-C	規劃設計作業流程圖 - 設計階段.....	1 - 7
圖2.1.1	堤防設置型式	2 - 2
圖2.2.1	護岸斷面示意圖	2 - 3
圖2.3.1	突堤型式(依外型分類)	2 - 4
圖2.3.2	拋石突堤(左)與木板樁堤(右).....	2 - 4
圖2.3.3	沉箱堤	2 - 5
圖2.3.4	透水式木樁列突堤	2 - 5
圖2.4.1	高頂潛堤	2 - 7
圖2.4.2	梯形潛堤	2 - 8
圖2.4.3	多列潛堤	2 - 9
圖2.4.4	二列拋石潛堤佈置圖	2 - 9
圖2.5.1	置砂位置圖	2 - 11
圖2.6.1A	兩岬頭形成之人工岬灣(高雄西子灣)	2 - 13
圖2.6.1B	五種岬頭形式(Hsu, 1993).....	2 - 14
圖2.7.1	水門構造示意圖	2 - 16
圖2.7.2	離槽式滯洪池配置平面示意圖	2 - 17
圖2.7.3	在槽式滯洪池配置平面示意圖	2 - 18
圖2.7.4	豎軸式抽水站佈置參考圖	2 - 19
圖2.7.5	沉水式抽水站佈置參考圖	2 - 20
圖2.7.6	螺旋式抽水站佈置參考圖	2 - 20
圖3.2.1	海岸嚴重地層下陷地區分佈圖	3 - 19
圖3.3.1	沿岸漂砂量和沿岸波浪能量通率之關係(Komar , 1990).....	3 - 27
圖3.3.2	由式(3.3.7)從現場實測數據推求沿岸漂砂量(Komar , 1998).....	3 - 29
圖3.3.3	有限振幅波之淺化係數 K_s	3 - 32
圖3.3.4	不規則波在碎波帶內波高變化(合田,2008)	3 - 34
圖3.3.5	不規則波等深線折射角(合田,2008)	3 - 35

圖3.3.6	不規則波平行直線等深線折射係數(合田,2008)	3 - 35
圖3.3.7a	波浪垂直於單一無限長防波堤不規則波繞射係數(合田,2008)	3 - 36
圖3.3.7b	開口防波堤不規則波之繞射圖(合田,2008)	3 - 37
圖3.3.8	斜向入射波繞射主軸偏角	3 - 37
圖3.3.9	複式斷面假定單一坡度示意圖	3 - 42
圖3.3.10	van der Meer假定坡度示意圖	3 - 42
圖3.3.11	平台對溯升及越波之減低係數	3 - 43
圖3.3.12	海岸環境營造評估流程圖	3 - 51
圖3.4.1	突堤間灘線	3 - 55
圖3.4.2	突堤斷面建議堤高	3 - 57
圖3.4.3	突堤群末端佈置	3 - 58
圖3.4.4	離岸堤示意圖	3 - 59
圖3.4.5	離岸堤各項參數示意圖	3 - 60
圖3.4.6	數值模擬與水工試驗混合模式工作流程圖	3 - 64
圖4.1.1	外坡表層被覆塊重量(W)計算參考示意圖	4 - 4
圖4.1.2	加勁草皮圖例	4 - 12
圖4.1.3	過濾層示意圖例	4 - 13
圖4.1.4	過濾層設計流程圖	4 - 13
圖4.1.5	基礎保護工法(SPM, 1984年)	4 - 18
圖4.1.6	混凝土基礎例	4 - 21
圖4.1.7	混凝土基礎配合拋石	4 - 21
圖4.1.8	配合樁基礎	4 - 22
圖4.1.9	堤後基礎工型式	4 - 22
圖4.1.10	堤內坡洩水工圖例	4 - 23
圖4.2.1	圓弧滑動示意圖	4 - 27
圖4.2.2	直線滑動示意圖	4 - 27
圖4.2.3	Casagrande法之堤體自由水面	4 - 28
圖4.2.4	堤身參數示意圖	4 - 30
圖4.3.1	拋石突堤斷面圖例(上：縱斷面，下橫斷面)	4 - 33
圖4.4.1	離岸堤斷面圖例	4 - 37
圖4.5.1	不同粒徑養灘剖面(CEM,2004)	4 - 43
圖4.5.2	粒徑與斷面坡度之關係	4 - 44
圖4.5.3	灘線變化量示意圖	4 - 48
圖4.5.4	填土調整係數與粒徑關係(資料來源：SPM,1984)	4 - 49
圖4.5.5	再養灘係數與粒徑關係(資料來源：SPM,1984)	4 - 50

圖 4.6.1A	入射 20° 及 60° 之岬灣形狀比較	4 - 51
圖 4.6.1B	興建防波堤後之海灘線預測	4 - 51
圖 4.6.2	岬島與突堤間之安定灘線形狀(宇田,2004)	4 - 52
圖 4.7.1	重複波波壓分佈	4 - 54
圖 4.7.2	合田公式用之波壓分佈圖	4 - 56
圖 4.7.3	B.E.B.碎波後波壓分佈	4 - 57
圖 4.7.4	B.E.B.灘頂上堤防之波壓分佈	4 - 59
圖 4.7.5	直立圓柱體之波力	4 - 61
圖 4.7.6	$(F_D)_{\max}=(F^M)^{\max}$ 時 H/D 之臨界值	4 - 62
圖 4.7.7	圓柱體之 C_M 與 C_D 值	4 - 63
圖 4.7.8	作用於直立圓柱體之 K_D 、 K_M 值	4 - 64
圖 4.8.1	地震力與重力之合力	4 - 65
圖 4.9.1	防潮閘門示意圖	4 - 73
圖 4.9.2	水門(閘門)設計流程圖	4 - 75
圖 4.9.3	滯洪池斷面示意圖	4 - 76
圖 4.9.4	滯洪池設計流程圖	4 - 78
圖 4.9.5	地面漫流法示意圖	4 - 79
圖 4.9.6	抽水設施示意圖	4 - 80
圖 4.9.7	抽水設施設計流程圖	4 - 81
圖 4.9.8	複層防風林斷面示意圖	4 - 85
圖 4.9.9	防風林帶周邊氣流模式	4 - 85

照片目 錄

頁 次

照片2.1	海岸防護設施主要設置型式示意照片(高雄茄萣海堤).....	2 - 1
照片2.1.1	設於高灘禦潮之堤防	2 - 2
照片2.2.1	護岸例照	2 - 3
照片2.4.1	一般潛堤(左)及人工潛礁(右).....	2 - 8
照片2.7.1	直立式胸牆(左)、反波式胸牆(右).....	2 - 15
照片2.7.2	海岸滯洪池之示意圖	2 - 18
照片2.7.3	海岸防砂籬	2 - 21
照片2.7.4	防風網配合植生	2 - 21
照片2.7.5	自然砂灘地區之定砂植被(右為馬鞍藤，左為蜆蜷菊)	2 - 22
照片2.7.6	防風林(右為福木，左為木麻黃).....	2 - 22

第一章 總 則

1.1 依據

本手冊依據104年2月4日公布「海岸管理法」訂定。

說明：

- 一、「海岸管理法」第二十三條規定中央水利主管機關應會商相關目的事業主管機關，考慮海象、氣象、地形、地質、地盤變動、侵蝕狀態、其他海岸狀況與因波力、設施重量、水壓、土壓、風壓、地震及漂流物等因素與衝擊，訂定海岸防護設施之規劃設計手冊。
- 二、該法第十條第二款說明：一級海岸防護計畫由中央目的事業主管機關協調有關機關後擬定；二級海岸防護計畫由直轄市、縣（市）主管機關擬定。
- 三、該法第十四條說明海岸地區有一、海岸侵蝕，二、洪氾溢淹，三、暴潮溢淹，四、地層下陷，五、其他潛在災害等情形之一者，得視其嚴重情形劃設為一級或二級海岸防護區，分別訂定海岸防護計畫。並說明第一款至第四款之目的事業主管機關為水利主管機關。
- 四、該法第十五條明訂海岸防護計畫應載明下列事項：
 1. 海岸災害風險分析概要。
 2. 防護標的及目的。
 3. 海岸防護區範圍。
 4. 禁止及相容之使用。
 5. 防護措施及方法。
 6. 海岸防護設施之種類、規模及配置。

7. 事業及財務計畫。

8. 其他與海岸防護計畫有關之事項。

並明訂海岸防護設施應避免破壞或減損海岸保護區之環境、生態、景觀及人文價值，同時徵得海岸保護計畫擬訂機關同意；無海岸保護計畫者，應徵得海岸保護區目的事業主管機關同意。

五、水利主管機關依前項二、項三及項四內容，研擬「海岸防護計畫規劃作業參考手冊（草案）」，說明相關規劃作業原則與對策，並據以研訂海岸防護區之防護計畫。

1.2 適用範圍

依「海岸管理法」第二條第三款定義之海岸防護設施應依據本手冊辦理規劃設計。

說明：

- 一、依照該款定義之海岸防護設施係指：堤防、突堤、離岸堤、護岸、胸牆、滯（蓄）洪池、地下水補注設施、抽水設施、防潮閘門與其他防止海水侵入及海岸侵蝕之設施。
- 二、其他目的事業性設施如兼具海岸防護設施功能者，其海岸防護設施功能部份之規劃設計，一併適用本手冊內容。
- 三、使用本手冊時，若1.1.節第五項所述各海岸防護區之海岸防護計畫，已依照該節第四項載明防護計畫相關事項，則應依據其所擬訂之防護標的、防護範圍、防護設施種類、規模及配置，參照第四章防護設施設計之內容說明，直接進行相關設計。
- 四、本手冊所揭示者係以目前國內相關手冊普遍認可之技術事項為主，如因個案所需亦得採用其他技術或新方法，但應敘明緣由與其規劃設計之相關技術方法。

1.3 章節架構

本手冊章節架構共分為總則，海岸防護設施型式、功能，防護設施規劃，與防護設施設計等四章。

說明：相關章節如下圖，分別為

- 一、第一章總則。說明本手冊編撰依據、適用範圍、章節架構與可供參考之相關手冊。
- 二、第二章海岸防護設施型式、功能。說明海岸防護設施型式與防護功能、優缺點，及海岸災害之因應對策與防護設施。
- 三、第三章防護設施規劃。依據海岸防護計畫之規劃成果，說明得依防護計畫之防護標的，進行資料補充收集、調查與分析等相關規劃作業。
- 四、第四章防護設施設計。說明海岸防護設施各項組成單元之安全、安定分析原則與方式。

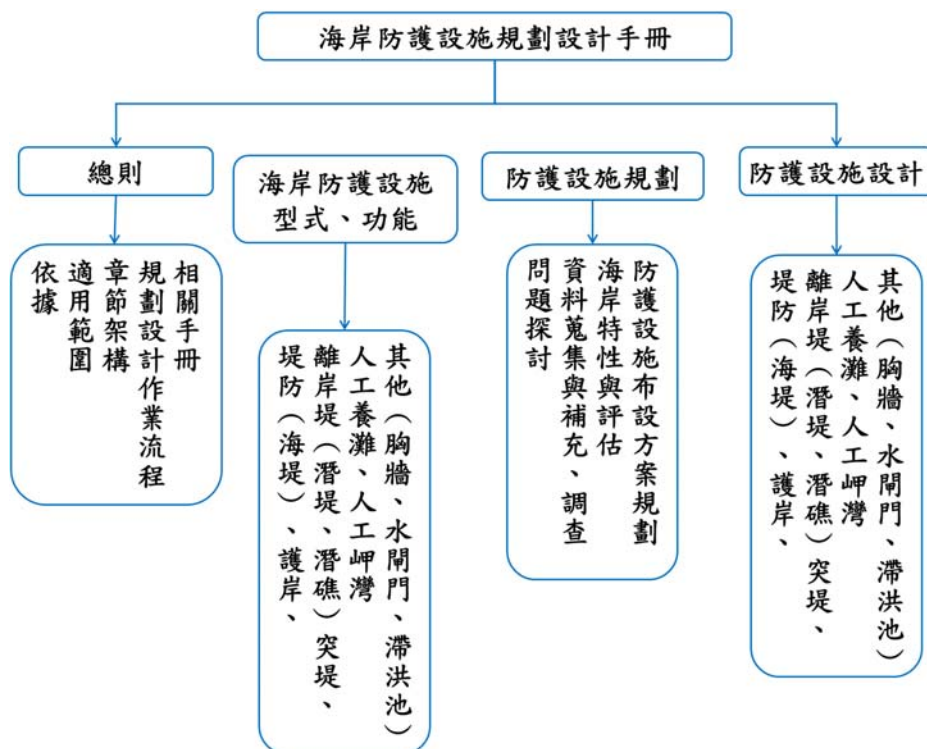


圖1.1 海岸防護設計手冊內容

1.4 規劃設計作業流程

海岸防護設施規劃設計作業流程分成問題與背景資料、規劃與設計三個階段。在進行海岸防護設施之設計規劃時，得依照各海岸防護計畫所規劃之防護標的、防護範圍、規模，與海岸地形、災害類別、災損情形及人文、景觀、生態環境及文化資產等之現況，參酌下圖各階段之步驟及流程，視需求擇項辦理相關作業。

說明：各階段相關工作內容分別為

- 一、第一階段問題與背景資料，在瞭解海岸災害之類別與原因，擬訂防護標的，並蒐集海氣象、水深地形、生態、人文景觀環境及文化資產資料進行分析，以提供規劃設計應用；其流程如圖1.2-A所列。
- 二、第二階段規劃階段，主要在參照海岸災害情形，評析合乎防護標的之防護設施及其平面布置、斷面外廓配置；其流程如圖1.2-B所列。若海岸防護計畫已擬訂防護設施種類、規模與配置，得逕予進行第三階段之設計作業。
- 三、第三階段設計階段，依據項二之說明，以海岸防護計畫或第二階段之規劃方案，進行防護功能檢討、防護設施之安全、安定分析與設計；其流程如圖1.2-C所列。

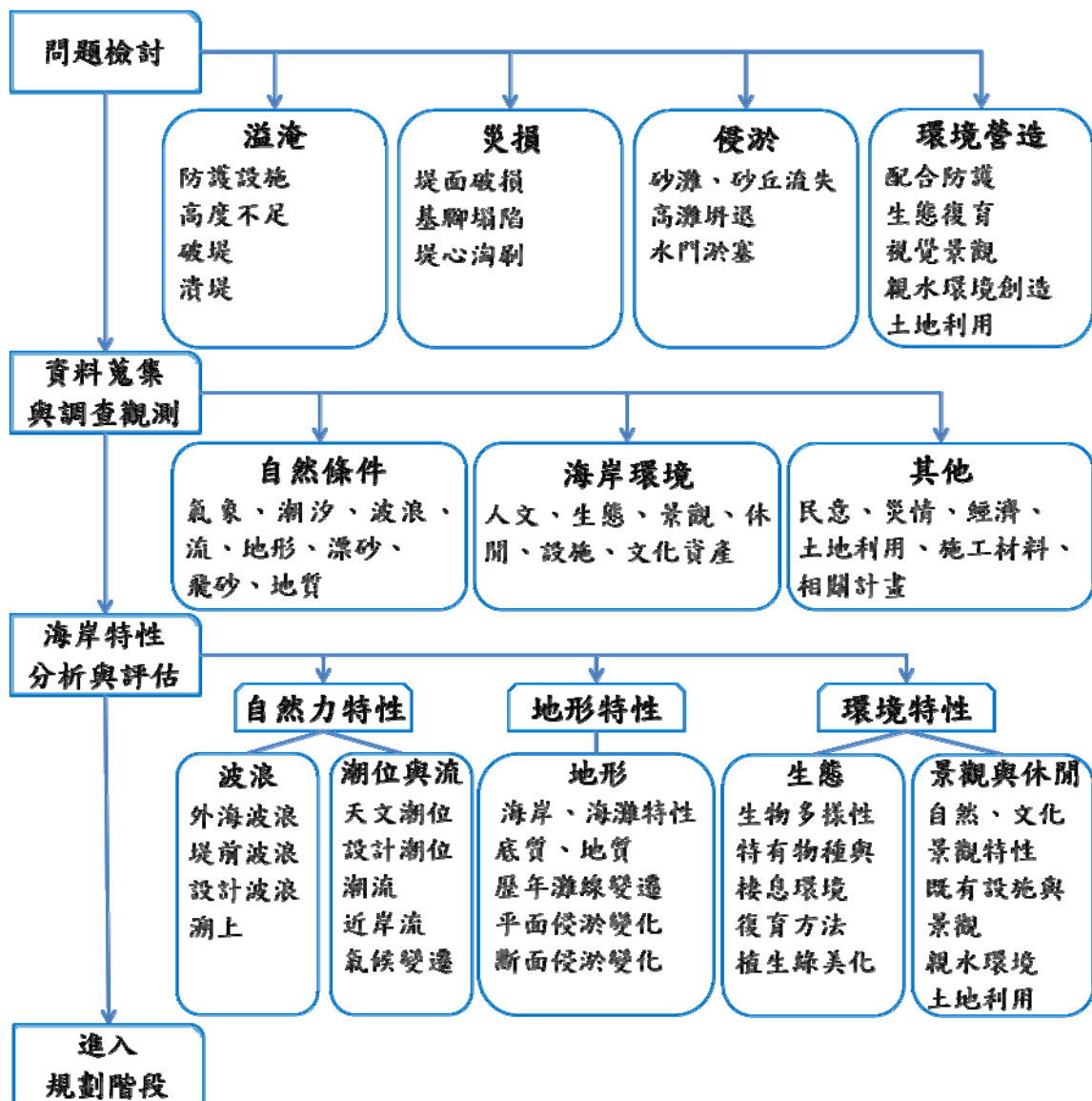


圖1.2-A 規劃設計作業流程圖 - 問題與背景資料

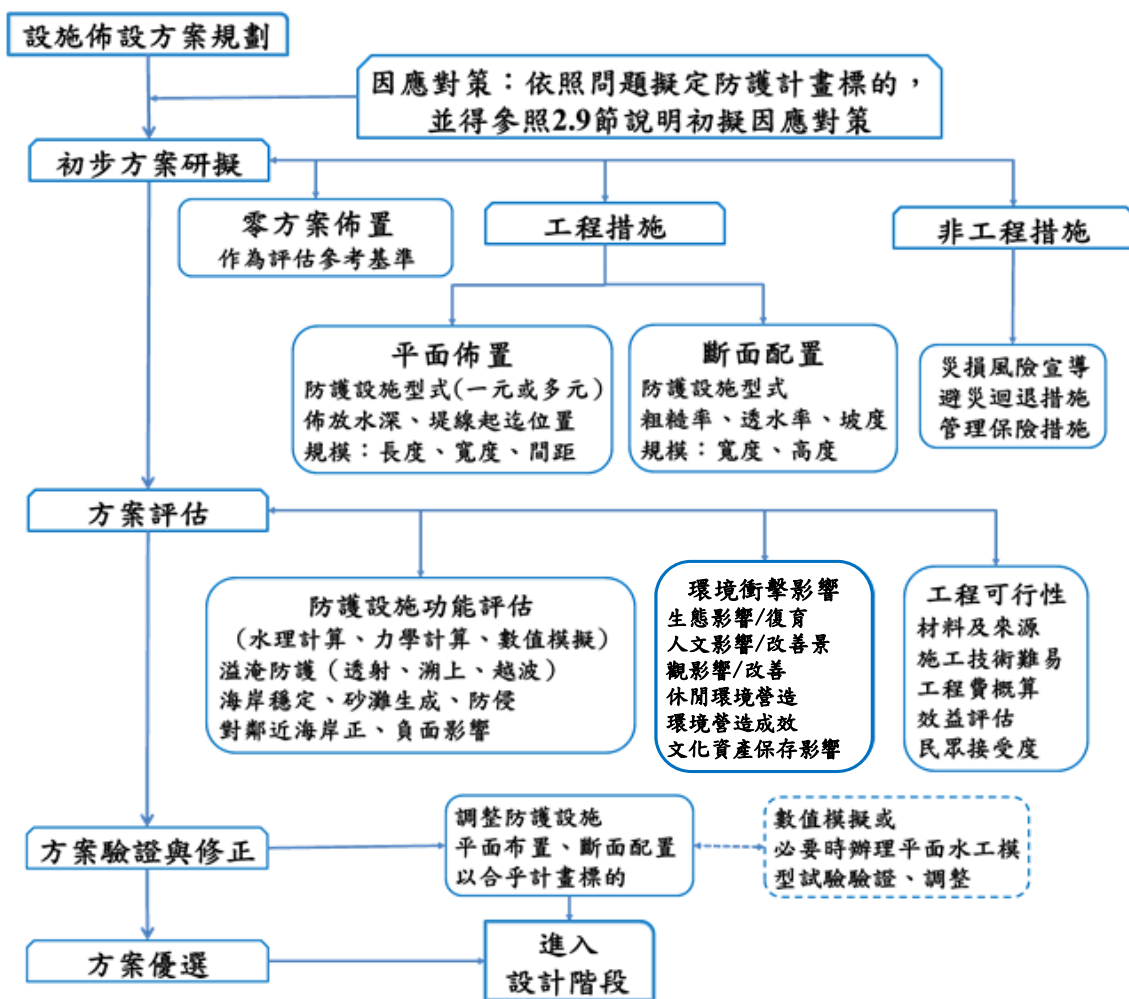


圖1.2-B 規劃設計作業流程圖 - 規劃階段

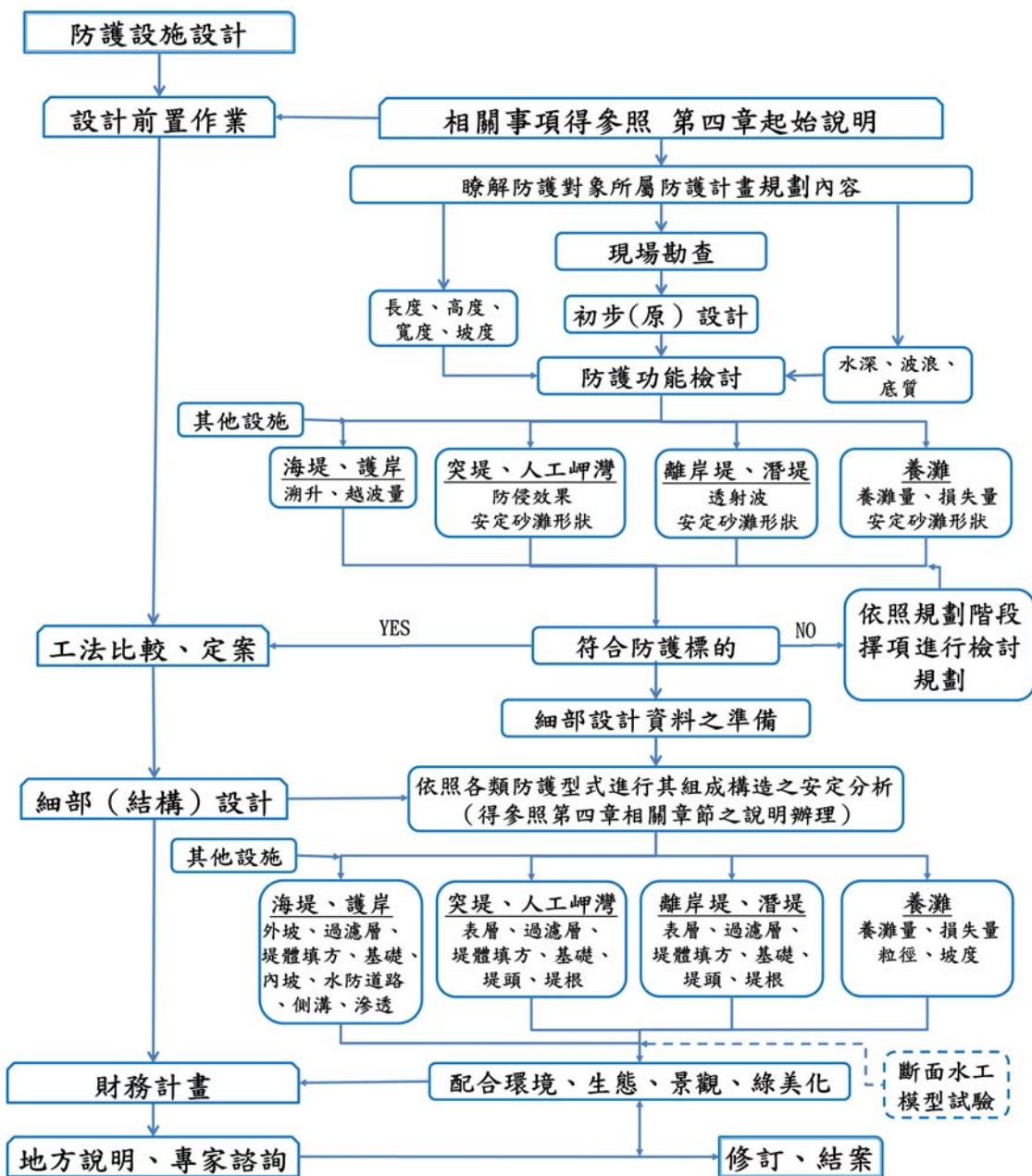


圖1.2-C 規劃設計作業流程圖 - 設計階段

1.5 參考資料

本手冊係參照現有相關手冊，彙整目前普遍認可之技術事項、原則予以訂定，在辦理海岸防護設施規劃設計時，得據以參考各相關作業手冊、準則及其他參考手冊、資料。

說明：

- 一、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」，2010。
- 二、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸防護設施設計準則(草案)－海堤篇」，2010。
- 三、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸生態棲地評估及工程影響減輕對策或替代方案研擬作業手冊(草案)」，2010。
- 四、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸防護生態工程技術手冊」、「海岸生態工程實務手冊彙編總報告」，2012。
- 五、經濟部水利署水利規劃試驗所，「親水景觀海岸環境整體營造規劃參考手冊(1/2)」，2013。
- 六、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸防護規劃基本資料觀測調查作業參考手冊」，2014。
- 七、經濟部水利署水利規劃試驗所，「海岸環境營造規劃參考手冊」，2015。
- 八、其它有關海岸防護設施相關技術文獻、手冊、報告等如參考文獻所列。

第二章 海岸防護設施型式、功能

海岸防護設施依其設置型式與功能主要可分為堤防(海堤)、護岸、突堤、離岸堤、人工養灘、人工岬灣與其他防護設施。



照片2.1 海岸防護設施主要設置型式示意照片(高雄茄萣海堤)

2.1 堤防

2.1.1 堤防型式

堤防多沿海岸地區設置，構造物高出地表，以阻擋波潮入侵，泛稱海堤，而設置在感潮河川排水出口段，不受波浪侵襲，用以阻擋暴潮水位入侵堤後陸地者，通稱防潮堤。其主體構造包括堤身(含外坡、過濾層、堤體填方、內坡)、基礎、底床與水防道路、側溝等。

說明：

一、依其外坡之坡度可分為

1. 直立堤：堤面垂直或近似垂直。

2. 陡坡堤：外坡坡度小於或等於1：3者屬之。

3. 緩坡堤：外坡坡度大於1：3以上者屬之。

二、依其外坡之形狀可分為

1. 單斜坡堤：外坡由單一坡度所形成者。

2. 複式斜坡堤：由二種以上不同坡度所構成，或由斜面與戡台(Berm)所構成者。

3. 階梯式堤：由混凝土或平面石材構成階梯型堤面。

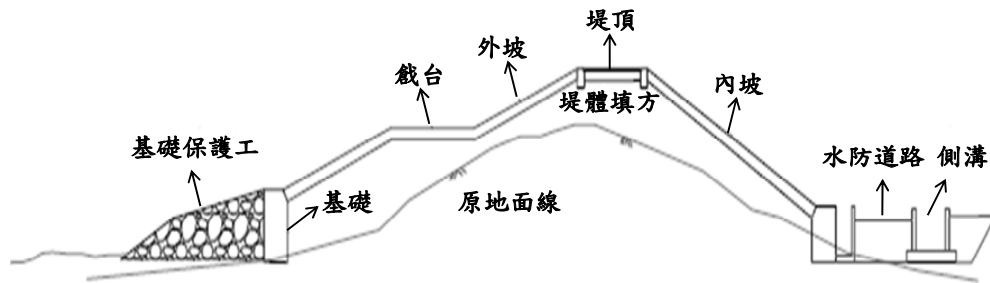


圖2.1.1 堤防設置型式



照片2.1.1 設於高灘禦潮之堤防

2.1.2 堤防功能

堤防沿海岸設置可防阻暴潮及波浪、海水直接侵入陸地，但構造物造成反射波時，易使堤前砂灘侵退、基礎流失，而造成堤基、坡面下陷情形，因此用於海岸防護時，需做好削減波浪能量之消波設施，以及基礎保護工。

2.2 護岸

2.2.1 護岸型式

其型式與堤防類似，但構造物背後陸地與護岸頂高相近。

2.2.2 護岸功能

護岸兼具防止海水侵入陸地、防阻暴潮、波浪及擋土功能。構造物造成反射波時，易使堤前砂灘侵退、基礎流失，而造成堤基、坡面下陷情形，因此用於海岸防護時，需做好削減波浪能量之消波設施，以及基礎保護工。

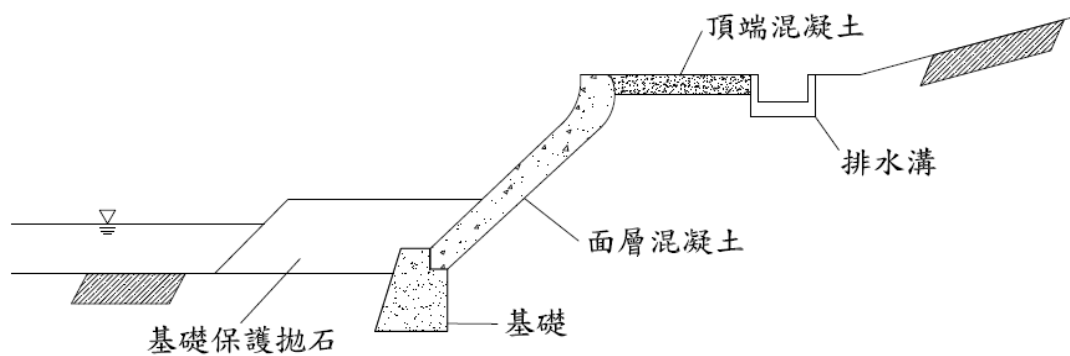


圖2.2.1 護岸斷面示意圖



照片2.2.1 護岸例照

2.3 突堤

2.3.1 突堤型式

突堤為垂直或大約垂直於海岸，一端與海岸連繫之構造物。其形式可依外型、材料、透水性、堤長、潛沒性等分類。

說明：

一、由外型可分為直線型、Γ型、T型與Y型等，如圖2.3.1所示。

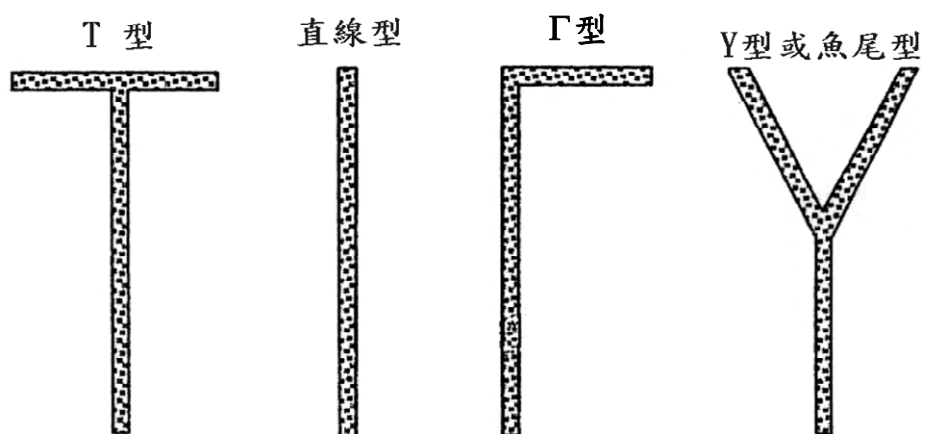


圖2.3.1 突堤型式(依外型分類)

二、由材料可分為拋石堤、實心木板樁堤、消波塊堤、開孔木板樁堤、混凝土堤(方塊式、沉箱式)、鋼板樁堤、混凝土板樁堤、地工布袋(腸)堤、石籠堤等，如圖2.3.2~圖2.3.4所示。

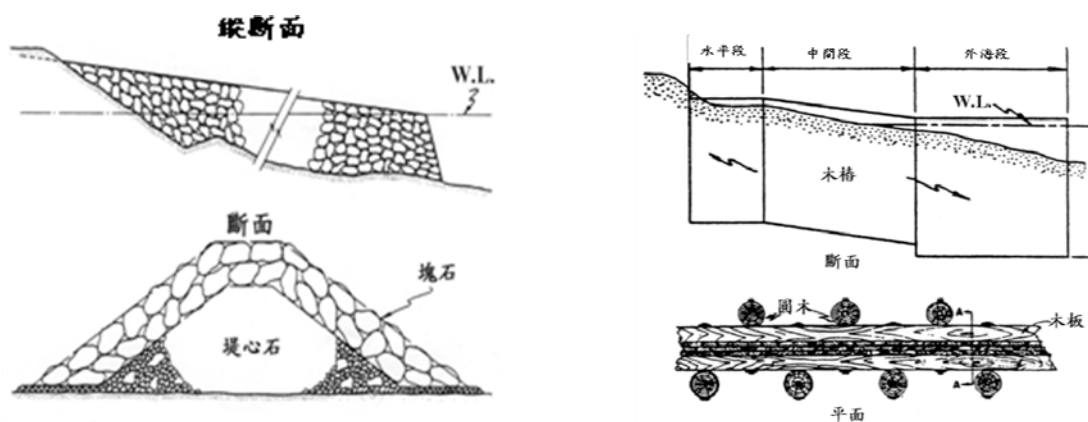


圖2.3.2 拋石突堤(左)與木板樁堤(右)

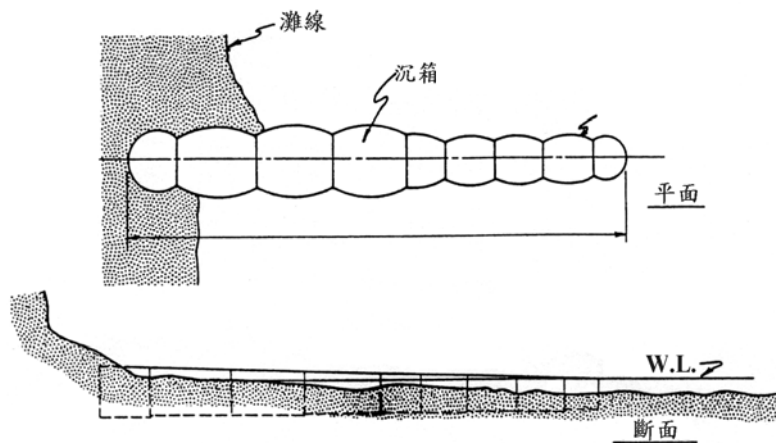


圖2.3.3 沉箱堤

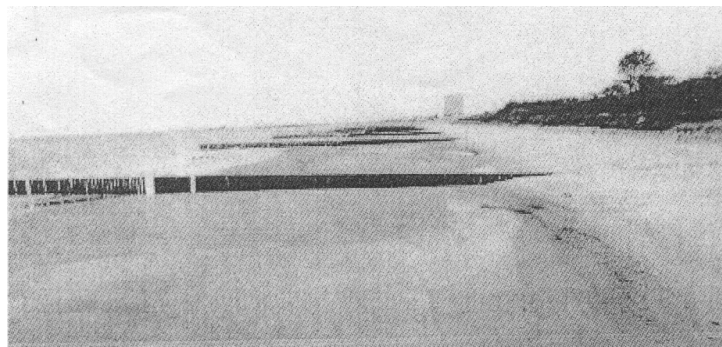


圖2.3.4 透水式木樁列突堤

三、依透水性分

1. 透水堤：上列諸型中拋石堤、消波塊堤、蛇籠堤及開孔木樁堤等堤體具有空隙者屬之。
2. 不透水堤：由混凝土方塊、沉箱、板樁等材料構成不透水性堤體者都屬於不透水堤。

四、依堤長分

1. 長突堤：長度較碎波帶長，用於完全攔阻沿岸漂砂者。
2. 短突堤：長度短於碎波帶，用於阻擋部份沿岸漂砂者。

五、依潛沒性分

1. 露出突堤：堤頂全露出低潮線上
2. 半潛沒突堤：海灘部份露出或埋入砂灘下，海域部份潛沒

在低潮線下。

2.3.2 突堤功能

突堤功能主要用於阻緩沿岸流及沿岸漂砂，修正灘線方向，促使砂灘堆滯、穩定海灘、減阻海岸侵蝕，但多少會造成下游海岸侵退。

說明：

- 一、一支或多支大約垂直突出於海岸線，將海岸線切成小漂砂單元阻滯沿岸流及沿岸漂砂，控制海灘季節性變化使之堆積於突堤間，有利於海灘長期穩定，並有利於親水。
- 二、不透水實心突堤淤砂效果較高，但對下游海岸侵退影響較大；高透水性突堤或潛沒性突堤攔砂率較低，但對下游海灘侵退影響較低。
- 三、可配合養灘措施，減少沿岸漂砂之損失，以安定砂灘、提高養灘防護海岸侵蝕之成效。
- 四、防止沿岸漂砂侵入航道妨礙航行，維持航道暢通。
- 五、阻止沿岸漂砂流入河口或潮口，維持水流斷面積以免影響河道或潮口水流之進出流量、水質及生態。
- 六、在防止海岸侵蝕工法中工程施工較容易、較省費用的方法。

2.4 離岸堤

2.4.1 離岸堤(潛堤)型式

平行或大約平行海岸設置於與灘線不相連之內灘，露出水面之實心或透水性構造物稱為離岸堤，而離岸堤設計高度低於平均海水面以下(不露出水面)，則歸屬為潛堤。

說明：

- 一、離岸堤型式

1. 單支堤或分離堤：單支堤通常設置於水深較深處，用於控制外海波浪，防止波浪進入港口或者阻擋海嘯或波浪侵入灣內，分離堤則由數支堤組成離岸堤群，設置於近岸做為海岸防護設施。
2. 透水堤或不透水堤：透水堤通常由塊石或消波塊堆成或者由開孔式沉箱形成。不透水堤則於堤心堆置方塊等不透水構造物形成。

二、潛堤型式

1. 線形潛堤：一座堤整體堤寬相同成直線平行或大約平行海岸佈置。
 - (1) 依堤高可分為：

A. 高潛堤：堤頂高等於或大約等於堤趾水深，堤頂水深甚小，如圖2.4.1所示。

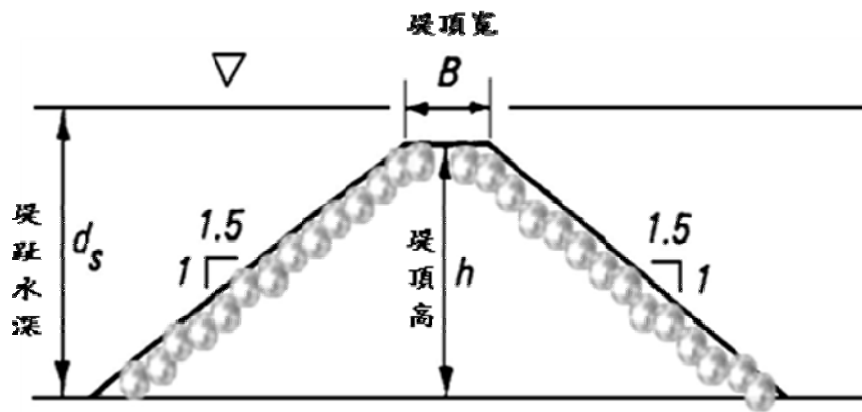
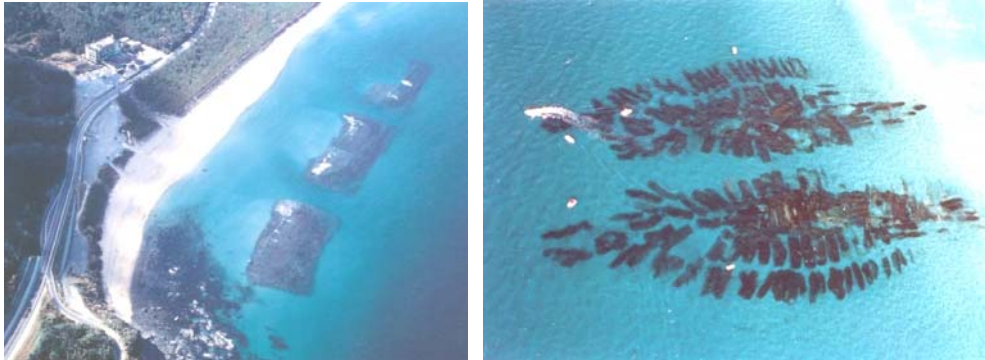


圖2.4.1 高頂潛堤

B. 低潛堤：堤高低、堤頂高出底床有限而堤頂水深大於堤高者如照片2.4.1又稱為低檻堤，多設置於水深較大處。



照片2.4.1 一般潛堤(左)及人工潛礁(右)

(2) 依堤寬可分為：

- A. 一般潛堤：如一般傳統式之離岸堤斷面大約堤頂寬只有3~5個消波塊，約數公尺寬與波長比甚小者。
- B. 寬頂潛堤：堤頂寬達數十公尺約為數倍於波高之堤寬，或約與波長同位階有如珊瑚礁岩，故又稱人工潛礁。

2. 非直線形潛堤：一座堤堤頂兩端寬度不同，其平面形狀為三角形、盾形或梯形如圖2.4.2大約平行海岸佈置。

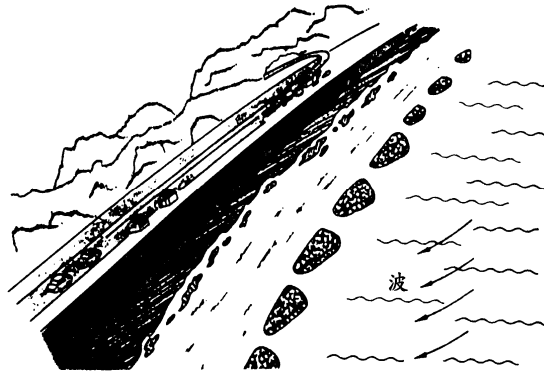


圖2.4.2 梯形潛堤

3. 依堤列數可分：

- (1) 單列式潛堤：僅有一道潛堤。
- (2) 多列式潛堤：二道或二道以上潛堤並列，藉其堤間波浪共鳴及碎波減衰波浪如圖2.4.3及圖2.4.4所示。

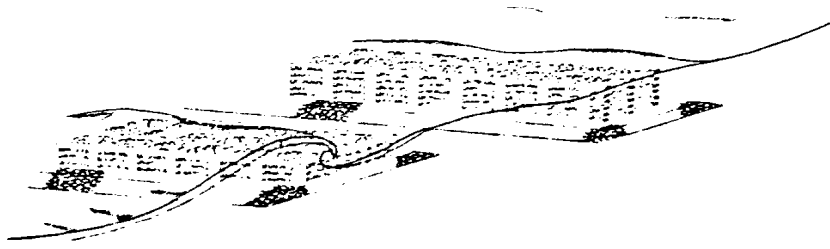


圖2.4.3 多列潛堤

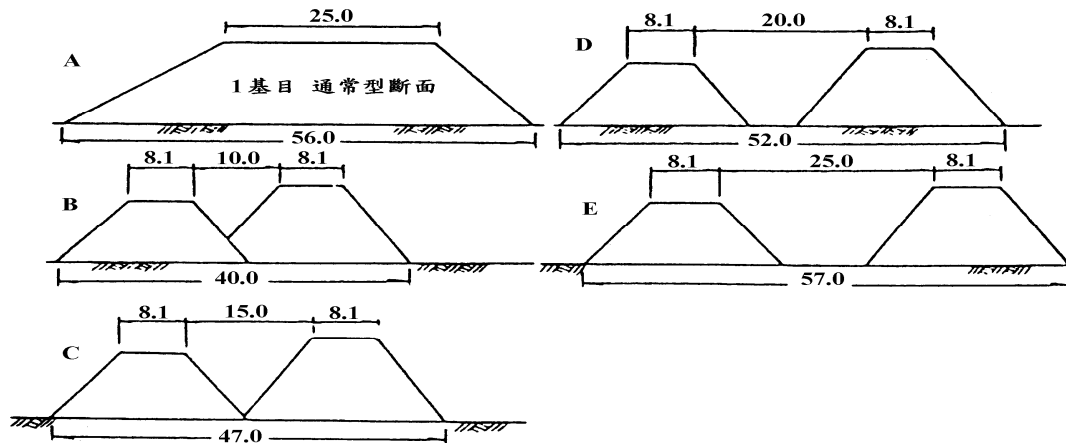


圖2.4.4 二列拋石潛堤佈置圖

2.4.2 離岸堤(潛堤)功能

離岸堤(潛堤)設施之功能在減衰入射波能量或改變其進行方向，抑制堤背後透過波的能量，一者減少後側海堤溯上、越波災害，二者促成海灘回淤及穩定效果，但多少也會阻遮沿岸流、沿岸漂砂，破壞漂砂連續性，而使上、下游海岸發生侵退現象。

說明：

一、降低海岸災害：離岸堤(潛堤)藉其形狀(堤頂水深、堤寬、坡度、空隙)，達到(1)堤身反射、減少入射波浪能量(2)堤高強制波浪提早碎波；(3)頂寬使入射波浪分裂轉移主成份波能量、產生高頻成份波；(4)透水性使波動產生之滲透水流造成摩擦、攪亂，將使堤後波浪能量衰減，降低海堤溯升及越波量及其發生機會。

二、促進安定海灘：藉離岸堤(潛堤)之形狀及平面佈置，除可促使

波浪碎波減衰波能外，及波浪發生折、繞射現象，改變原有波浪進行方向，同時改變沿岸流流向控制漂砂分佈。使其堤後形成繫岸砂洲、砂舌、弱砂舌或無起伏地形等灘線情形，其灘線情形則決定於漂砂多寡及堤線佈置。

三、離岸堤(潛堤)設施可配合養灘作業，以減少上下游海岸侵退情形。

四、其他：離岸堤(潛堤)可抑制水流及波高，造成較安定水域，其構造孔隙可供水中及底棲生物棲息。

2.5 人工養灘

2.5.1 人工養灘型式

以人工方法自他地取得土砂補充本地海岸砂源之不足，用於創造或維護海灘安定，取代海堤、離岸堤或突堤等剛性工法的一種柔性海岸保護工。

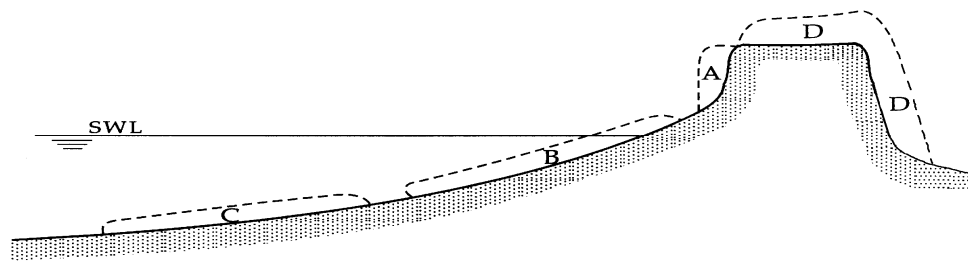
說明：

一、人工養灘位置

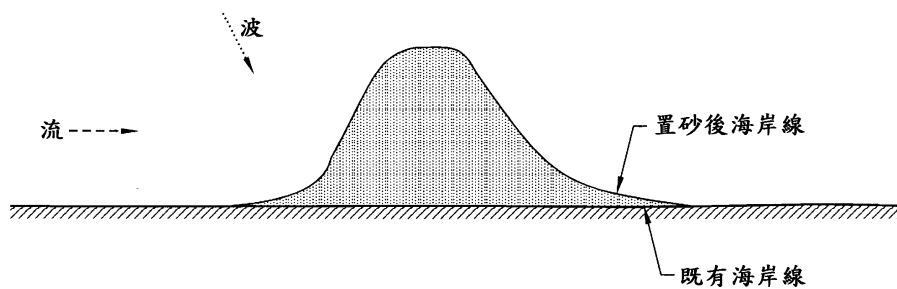
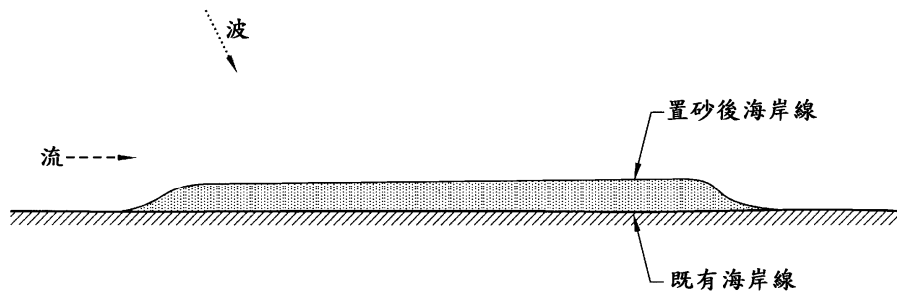
1. 就斷面位置區分：

- (1) 堆放土砂於砂丘頂或其後側波浪作用無法到達處如圖2-5-1(a)中之D處，用來加強砂丘以減阻大暴風浪來襲之破壞。
- (2) 堆放土砂於砂丘前緣如圖2-5-1(a)之A處，防阻砂丘被波浪沖刷。
- (3) 堆放土砂於後灘平台與/或內灘上如圖2-5-1(a)之B處，加寬砂灘寬度以備波潮流之連續沖刷作用。
- (4) 拋放土砂於外灘區如圖2-5-1(a)之C處，藉波與流的力量將土砂輸送至內灘區。

(5) 全面拋放：自後灘至外灘全面堆砂。



(a) 置砂斷面位置圖



(b) 置砂平面位置圖

圖2.5.1 置砂位置圖

2. 就沿岸位置區分：

養灘可直接於需砂處養灘或其他地點養灘，再藉自然水力輸送到需砂地點。

(1) 直接置砂：直接堆放於需砂之侵蝕區，例如於砂丘上或於其前後方及砂灘上堆砂。通常堆置位置平行於需砂區，如圖2-5-1(b)。

(2) 儲蓄置砂：先儲蓄土砂於海岸某一地點，再藉波、流等自然水力輸送分佈到侵蝕區沿岸。

(3)持續置砂：於海岸某些地點連續養灘再藉波、流等自然水力輸送分佈到侵蝕區沿岸，如土砂迂迴法。

2.5.2 人工養灘功能

復育海灘減緩海岸侵蝕，形成緩衝帶吸收波浪能量，減少海岸災害保護海灘或砂丘，降低波浪溯升高防止波浪越過離岸砂洲、保固砂洲，提供寬敞之海灘休憩親水區，亦可防阻海堤堤趾沖刷、降低鹽害、淨化海灘之功能。

說明：

- 一、人工養灘不會造成下游海岸侵蝕：堤防、突堤、離岸堤等防護設施多少會阻擋漂砂導致上游、下游海岸侵蝕變化，而養灘則可使海岸獲得砂源之補充、減緩侵蝕；但宜就採砂區、養灘區之生態影響進行評析。
- 二、具高可塑性：剛性防護工法興建即難遷移改變，且利用其強度阻擋波浪之傳播，會產生波浪之強烈反射反而造成海灘之流失，而養灘則藉砂灘空隙滲透性吸收波浪能量，並隨波浪特性調整海灘形狀達到消能目的。不像剛性結構物一旦破壞即需撤除重建，倘有損失再補充即可。
- 三、設置範圍具有彈性能與自然環境融合提供親水環境：可依需要選擇養灘位置、養灘寬度、養灘量及砂源。且天然材料與剛性防護結構物相較，不致於擾亂海岸之自然特性及阻絕生物廊道、改變生物棲息環境，且能保持自然砂灘提供更寬敞之海灘供休閒親水之用，具有高潛能之旅遊環境。
- 四、資源再利用：以航道、港灣、河川、水庫淤積浚渫土砂為養灘料源，不必運到外海拋放，或將淤積於漂砂下游，或者防波堤上游側以土砂迂迴方法循環輪送再利用。
- 五、不確定性較高：新填土方之土砂鬆軟易於流動損失，尤以颱風暴雨時期最為明顯。流失之砂仍然堆積於鄰近海岸或外海

並非實質的消失，部份損失土砂可能於颱風過後會漂回。

- 六、需反覆養灘：需養灘處所原本乃屬於侵蝕性海岸，除非以較原海灘更粗粒徑之土砂為養灘料源或更平緩之斷面，使海灘特性變為堆積性或中間性海灘否則乃具有侵蝕傾向。即使保持動態平衡，一旦有暴風浪來襲海岸仍然會侵蝕，故通常經過若干時間後需再養灘，尤以無突堤或低檻堤等配合設施限制漂砂活動時，其損失率較高，補充量也較多。
- 七、成本較難估計：據歐美經驗初期養灘成本較剛性防護工低，但經若干時間後需一再補充養灘料維持海灘之安定，維護費難予預估，如料源近，其成本一般都較剛性防護設施為低。

2.6 人工岬灣

2.6.1 人工岬灣型式

人工岬灣設施形同T型或Γ型突堤，所不同者考慮二堤間之半月形海灘形狀，並維持二控制堤間形成漂砂獨立系統，保持安定之海灘。

說明：

人工岬灣如圖2.6.1A多由兩岬頭形成，而岬頭形狀依Hsu提議有如圖2.6.1B所示五種形式。



圖2.6.1A 兩岬頭形成之人工岬灣(高雄西子灣)

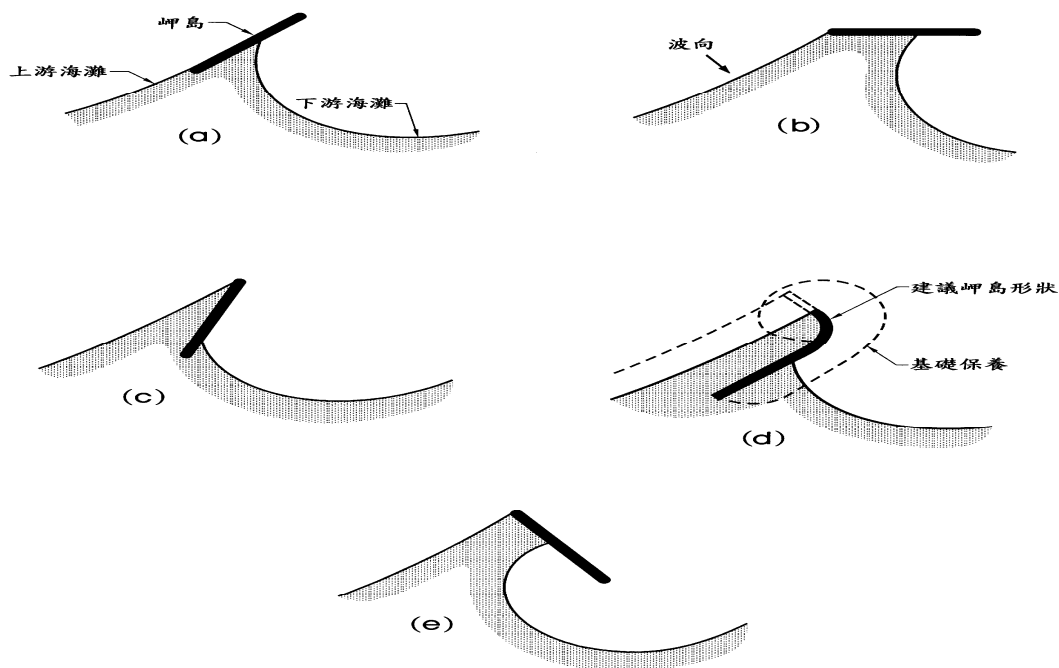


圖2.6.1B 五種岬頭形式(Hsu, 1993)

2.6.2 人工岬灣功能

人工岬灣乃模仿自然海灣地形用於保護海灘之一種概念，期待二岬頭間在同一波向之溫馴波浪長期作用下終於形成與波向線垂直之弧形灘線，從而降低沿岸漂砂至最少，以達到穩定海灘之目的，但於岬灣外側也會產生灘線調整、侵退情形。

說明：

- 一、 人工岬灣係仿效自然小型岬頭間形成安定曲線之平面地形設計。用於波浪單向入射或垂直入射時之局部海灘安定。所形成之半月形灘線曲線優美，適宜於數百公尺規模小型人工養灘海水浴場之建設。
- 二、 波浪方向如非來自單向則岬灣地形形狀隨繞射方向調整，倘堤長不足於抑制沿岸漂砂時，土砂仍有流失之可能。
- 三、 如考慮二岬頭間成為獨立漂砂系統，則堤頭需延伸至臨界水深；若堤身較長則堤頭部份水深斷面大，工程頗為龐大。

- 四、在直線形綿長海岸實施較人工岬灣設施，較易阻斷沿岸漂砂，將海岸分成許多控制系統，而形成此淤彼侵情形。因此人工岬灣較適用於獨立海岸漂砂系統之兩端。
- 五、侵蝕海岸通常前灘寬度已不足，建築岬頭之後最大灣入部份可能侵入原灘線內，岬頭間距愈長後退量愈大，以致威脅海堤或砂丘安全，故須配合養灘補足後退量。
- 六、構築傘形岬頭群較易造成景觀破壞，消波塊建造時對景觀破壞更顯著，有違海岸環境營造原意，宜謹慎規劃設計。

2.7 相關設施

2.7.1 胸牆

胸牆一般設置在海堤或護岸頂或後側，藉以增加高度，以減少或防止溯上及越波。其型式有直立式、反波式等，前者若遇波浪直接衝擊，易產生浪花飛越牆頂，後者則可減阻浪花飛越，但溯上超過其高度時，則失卻成效。



照片2.7.1 直立式胸牆(左)、反波式胸牆(右)

2.7.2 防潮閘門

為防止暴潮沿排水倒灌進入內陸造成溢淹災害，在排水溝口設置不同型式之閘門或水閘，阻擋暴潮、避免暴潮入侵到內陸。

說明：

一般水門通常包括渠道、涵洞、門柱、閘門、機房、操作台、止水板等構造體，如圖2.7.1所示。

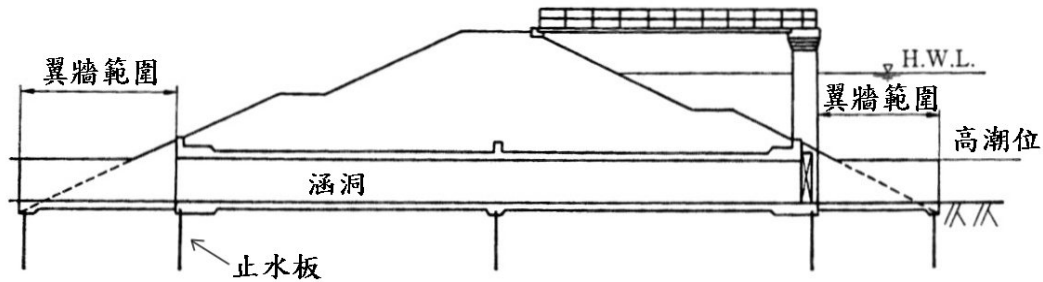


圖2.7.1 水門構造示意圖

2.7.3 滯(蓄)洪池

河川、排水滯洪池用以蓄滯流量、雨量，減輕下游排水水位等防洪功能，有助於洪泛溢淹之防護，另可將其水資源利用、地下水補注、生態、景觀、遊憩、教育、社區營造等功能融入滯洪池，圖2.7.2、2.7.3分別為為離槽式與在槽式類型之滯洪池。海岸滯洪池(如照片2.7.2)尚能藉由閘門控制調節暴潮水位，減阻鄰近暴潮溢淹災情。

說明：

滯洪池之配置將因地理環境條件而變，其可能淹沒之最大範圍及其附屬設施包括閘門、側溢堰、渠道、箱涵、舌閘、抽水設施、邊坡、維護通道、水生植物、安全防護設施、監視設備...等。就排水系統配置滯洪池目標之防洪水文量而言，為使用地取得、池體規模較能有效削減洪峰，多以離槽式佈設。

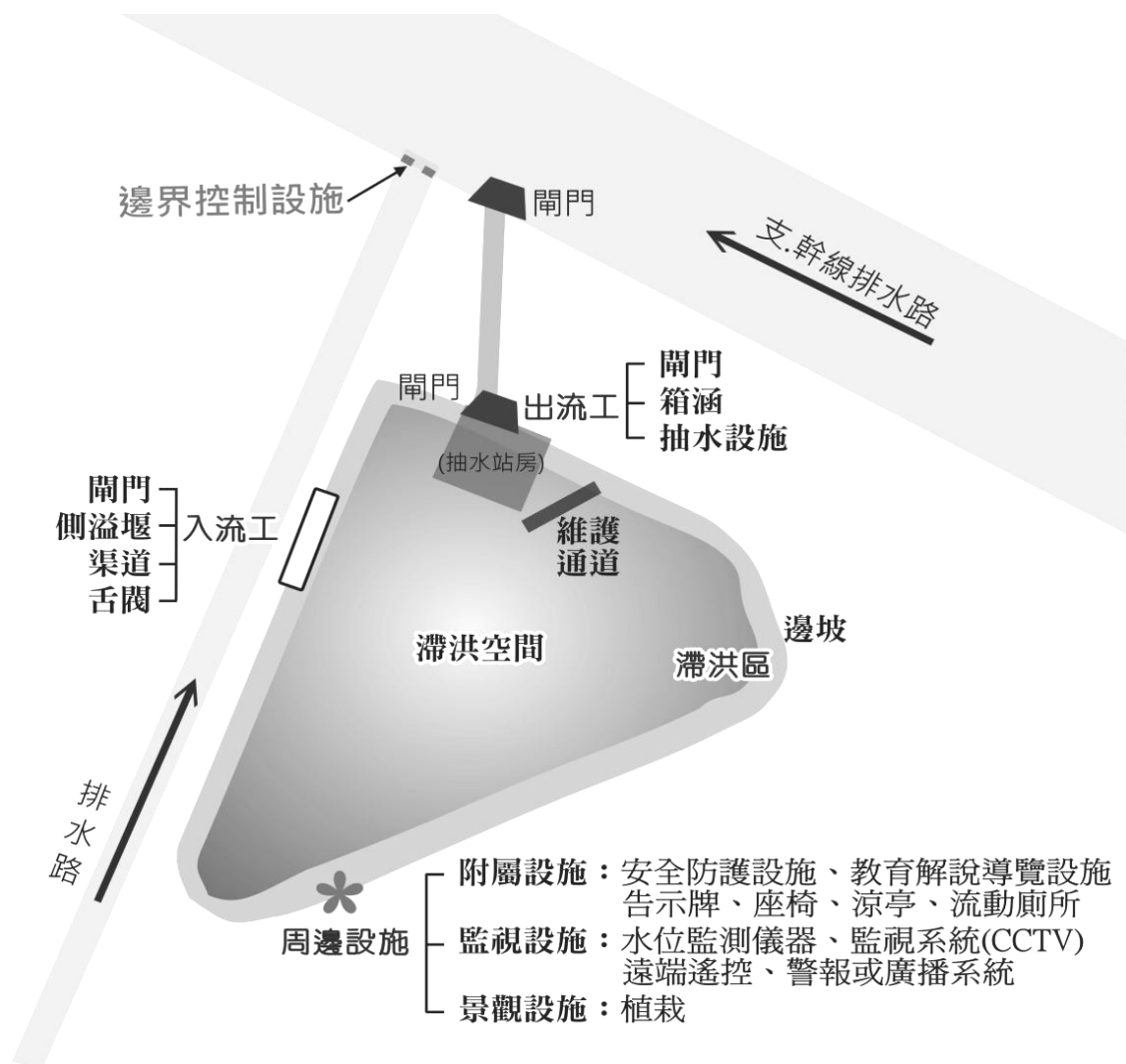


圖2.7.2 離槽式滯洪池配置平面示意圖

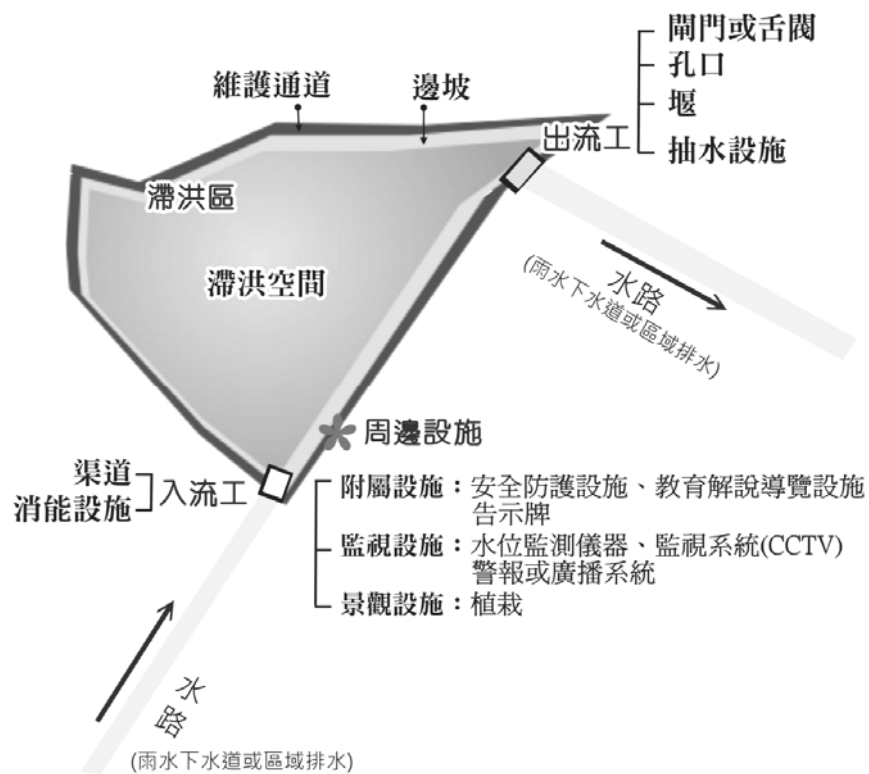


圖2.7.3 在槽式滯洪池配置平面示意圖



照片2.7.2 海岸滯洪池之示意圖

2.7.4 地下水補注設施

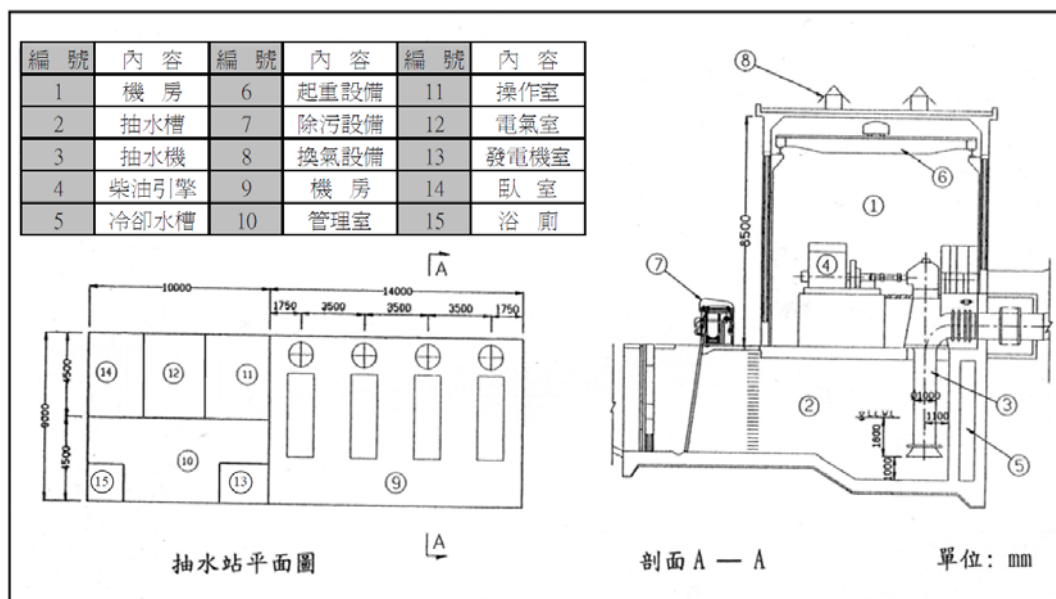
地下水補注設施的配置，須視不同地區的水文特性、補注水源、地形等條件進行適當的調配。地下水補注方法有河床漫溢法、坑溝補注法、地面水塘補注法、深井補注法、天然河道法、灌溉法、水土保持法、地下水庫、輻射式水平補注井、人工湖補注法等。

2.7.5 抽水設施

低窪地區之排水出口因受外水影響而阻滯，無法以重力自然排水時，通常需借助機械抽排加速低地內水之排除，以減輕淹水時間、損失。抽水站之組成包括站房、抽水機設備、運轉管理設備、進出水設施及附屬設備等，其型式主要有豎軸式、沉水式、螺旋式等。

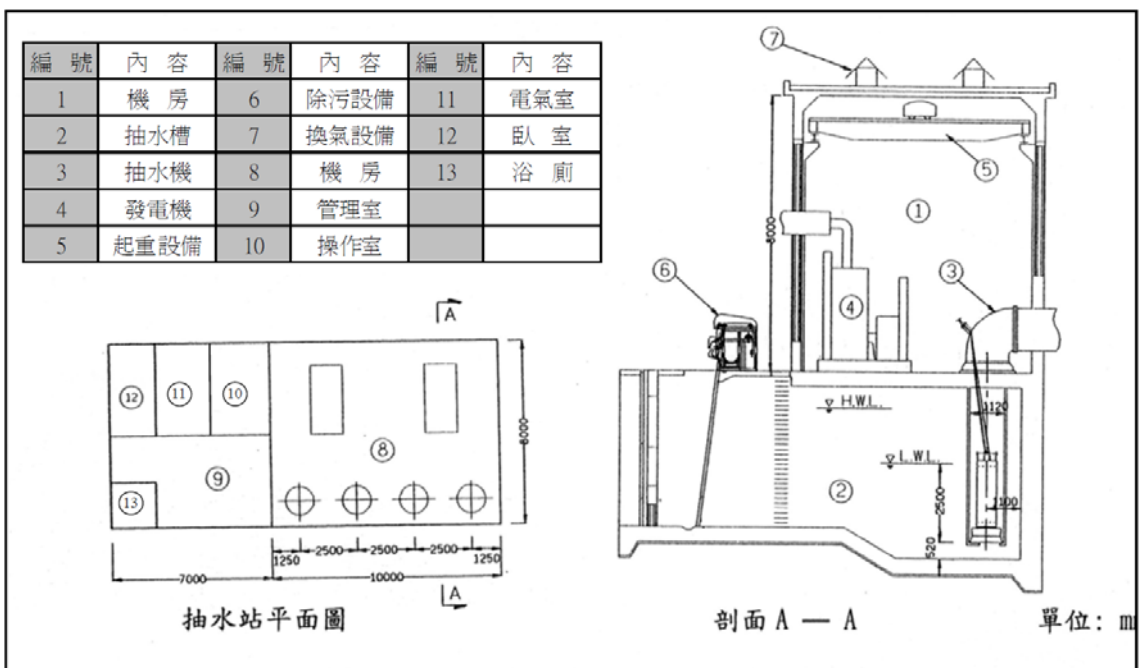
說明：

抽水站整體佈置應根據站址的地形、地質、水流、淹水狀況、供電、環境等條件，結合整個排水系統，抽水規模要求，機組型式等，做到布置合理、有利施工、運轉安全、管理方便、減少用地及美觀協調等需求。一般抽水站主要設施佈置如圖2.7.4~2.7.6所示。



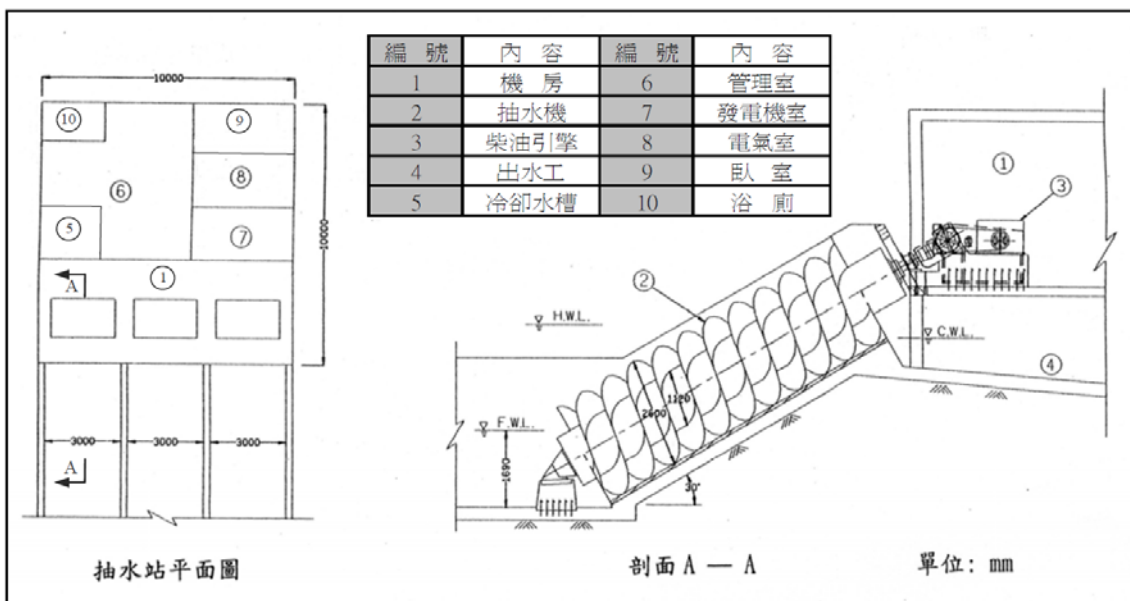
註：資料來源：臺灣省政府「區域排水之抽排工程研究報告」

圖2.7.4 豎軸式抽水站佈置參考圖



註：資料來源：臺灣省政府「區域排水之抽排工程研究報告」

圖 2.7.5 沉水式抽水站佈置參考圖



註：資料來源：臺灣省政府「區域排水之抽排工程研究報告」

圖 2.7.6 螺旋式抽水站佈置參考圖

2.7.6 防風定砂設施

許多海濱地區使用防風設施，搭配栽植，不但可有效的定砂，且可達到綠美化的效果。

說明：

- 一、攔砂籬：海岸飛砂地設置攔砂籬以攔截砂石，再植甜根子草、濱刺麥、林投、海雀稗或木麻黃等定砂植物，以穩定砂丘，是最常用且最有效之方法，如照片2.7.3所示。



照片2.7.3 海岸防砂籬

- 二、防風網：為克服海岸地區之惡劣環境，可採用尼龍防風網保護植生方式如照片2.7.4，進行綠化與防風定砂的工作。



照片2.7.4 防風網配合植生

- 三、植生：海岸砂丘地區經常為高溫、乾旱，加上土粒因強風而產生經常性的移動，植物遭掩埋或根群暴露。故選用有匍匐生長、莖葉肥厚、節節生根或深根性、抗旱、耐鹽等特性之

植物如照片2.7.5，以適應海岸砂丘環境。



照片2.7.5 自然砂灘地區之定砂植被(右為馬鞍藤，左為蜆蜞菊)

四、 防風林：為擋風及攔阻海岸飛砂而種植的樹林，如照片2.7.6。

防風林植物需能抵抗風害、旱害、鹽害等惡劣環境。



照片2.7.6 防風林(右為福木，左為木麻黃)

2.7.7 其他

其他如河口防護、離岸砂洲防護、生態環境營造等等，其相關設施與前述海堤、離岸堤、突堤、人工養灘、定砂等設施雷同。

2.8 海岸災害與防護對策

海岸災害分有海岸侵蝕、暴潮溢淹、洪氾溢淹、地層下陷及其他潛在災害，相關防護設施得參照各型式防護設施之功能，及可能的負面影響，予以規劃設計。

說明：

- 一、海岸侵蝕：應根據現場水深地形或測量資料研判侵蝕原因與趨勢。若是颱風造成的短期侵蝕，可視其回復情形再決定是否施作防護設施；若為海象環境或突出海岸大型結構物所造成得長期侵蝕情形，宜依照鄰近景觀、防護標的進行規劃設計相關防護設施。相關防護設施得採用人工養灘、突堤、離岸堤、人工岬灣等防護設施。
- 二、洪氾溢淹：得考量堤防、護岸、滯洪池、抽水站、水門等防護設施。
- 三、暴潮溢淹：得考量離岸堤降低透射波，海堤、人工養灘減阻波浪溯上、越波，佐以胸牆、水門等防護設施。
- 四、地層下陷：相關防護設施宜考量限制抽取地下水，設置地下水補注設施與滯洪池。
- 五、其他潛在災害：依照災害情形，選取相關防護設施。
- 六、以上因應各類海岸災害之防護設施，得考量多項、複合式的防護設施，以提升防護效果，並降低對上下游砂灘侵蝕、生態、景觀所帶來的負面影響。

第三章 防護設施規劃

海岸防護設施規劃設計時，應參照海岸防護計畫所規劃防護設施範圍、規模進行，在海岸地形、侵淤變化、災害情形現況有所變異時，得參酌總則1.4作業流程與本章相關步驟擇項辦理檢討及規劃，以為後續作業辦理之依據。

說明：

- 一、海水倒灌、國土流失等海岸災害主要係由海岸地區水深地形改變與潮水、波浪之交互作用而造成，海岸防護設施至少需能確實發揮防潮、禦浪與減阻水深地形改變的功能；而保有寬廣的岸灘最能衰減波浪、禦阻潮水，並合乎海岸資源保育、永續發展標的，因此海岸防護設施亦應考量增寬岸灘之功能。
- 二、本手冊總則所指各項海岸防護設施，因其型式與造價各異、防護功能則各有優缺點，在規劃設計時應先瞭解災害情形，蒐集、補充調查自然環境生態等資訊，規劃、研推較能發揮防潮、禦浪與保有寬廣岸灘等防治災害之平面與斷面布置方案，及各布置方案對鄰近海岸地形、生態環境、景觀之影響，再就各方案之功能、造價、施工與影響情形等，綜合評估較佳平面與斷面布置。
- 三、防護設施要能持久發揮防治海岸災害的功能，必須確保海岸防護設施之安全；設計時，應就規劃所評估之較佳平面與斷面布置方案，分析該防護設施各項結構之組成單元的安定性。倘若因安全因素而造成布置方案有重大改變時，應再檢討平面與斷面布置之防災功能，再據予決定較佳的防護設施方案。

3.1 問題探討^{[4],[10],[18],[21]}

3.1.1 海岸侵蝕^{[10],[18]}

海灘為海岸地形中最常見到的地貌，它不但是減衰入侵波能最自然且最佳的防護方式，也是提供海岸生物棲息及人類休憩的重要場所，它的變化亦是判斷當地海岸是否穩定的重要指標之一，故海灘若遭致侵蝕將引起海岸安全及海岸環境上嚴重的負面衝擊。

說明：

在海岸資源開發、海岸災害防治及海岸環境復育等工作上皆須留意當地海灘之變化情形。由於海灘在地形學上因受外力的影響而在時間上屬於一種具有短暫及臨時性變動的平衡特性，若遭外力破壞此種特性，將使海灘產生侵蝕現象。引發海灘侵蝕之原因除自然因素如波浪、潮汐、水流、風及漂砂等外力外，人為外力的不當干擾亦是重要的影響因素。Bird (1985)認為海岸侵蝕是一種持續進行的全球性問題，雖然如此，臺灣這種地狹人稠之國家，海岸是國土極珍貴的一部份，因此我們對引起海岸侵蝕的原因必須有所認識與瞭解，方能掌握海岸侵蝕防護的最佳方法。

一、自然因素

1. 地殼變動：局部地區大規模的板塊運動所造成的地殼沉降可能會造成瞬間海岸線的大幅後退。
2. 海平面上升：海平面上升不僅使海岸線位置向內陸內移，亦能因水深變化使波浪改變，影響漂砂運動產生不同之海岸過程。
3. 波浪搬運：颱風波浪往往將內灘土砂帶往外灘堆積，海岸線急速後退，一旦被帶往外海之土砂極不易再帶回內灘，倘無沿岸漂砂來補充海岸本身就有被侵蝕之特性。
4. 飛砂：通常風由海向陸成某種角度吹送，故一般會將砂灘

上之砂吹往內陸方向堆積形成海岸砂丘，據調查冬天約以0.2~0.15cm/day的速度堆高，這些砂都由海灘供應，因此就海灘而言是土砂損失原因之一。

5. 地形阻絕：河口海溝、小型離岸砂洲常影響輸砂造成下游海岸侵蝕。
6. 氣候因素：集水區之乾旱問題，也將造成河川逕流與輸砂量的減少，相對也會造成下游海岸之侵蝕。

二、人為因素

1. 水土保持、河川整治與水庫的影響：集水區及山坡地水土保持工作之改善、河川整治及截流工程的施作，使得河川所挾帶之土砂量已有減少，而河道上游所興建的攔砂壩及水庫，中下游所興建的攔河堰及防潮閘等工程設又將河川中所輸送的部份土砂攔阻而堆積於這些結構物背後，造成河川輸砂量減少。
2. 水庫、河川砂石抽取：從水庫、河床採砂，則河川供應海岸之砂源將會更為短缺，海岸侵蝕現象更加嚴重。
3. 海岸結構物之影響：突堤(或防波堤、導流堤)或離岸堤之設置不當，可能阻斷漂砂之移動及改變波流場造成海岸侵蝕。
4. 浚渫航道及外海抽砂：同前項所述，可能阻斷漂砂之移動及改變波流場造成海岸侵蝕。
5. 地層下陷：地層下陷形同海面上升海床下降水深增加，將使海岸地帶之水深變大前灘內移，而造成後灘內縮，使原有之海灘變窄。
6. 海面尾跡波的作用：高速快艇急駛之船跡波，其性質有如長波型的湧浪，其最大波高有時可達將近1m，它會改變近岸地區的波流場及碎波狀態，長期作用下(如定時航行的交通快艇等)也是會對地形產生侵蝕作用。

3.1.2 暴潮溢淹^{[10],[18]}

在低氣壓或高氣壓系統通過時，氣壓潮、風揚、波擁三種現象合成之水位偏差，通稱為暴潮或暴潮偏差。當暴潮使近岸海水位明顯提高，較大的波浪會更近岸碎波，造成海岸地形明顯侵淤變化、構造物破壞，且使波浪溯升、越波量增大，而發生海水溢淹情形，謂之暴潮溢淹。若暴潮適在天文潮大潮期間發生，兩者逢合的結果更易形成前述水位抬高、大波浪在近岸碎波與波浪溯升、越波量增大情形，而造成更大的暴潮溢淹災害。

說明：

氣壓變動之梯度差造成水位產生顯著升降，稱為氣壓潮；劇烈的氣壓變化亦經常伴隨強風，其風剪力會造成下游水面異常升高，此為風揚；而強風引起的大浪，在近岸碎波後，水體往岸邊推擁而造成近岸水位上生，即為波擁。

颱風登陸時，通常較易在海岸邊產生較大的暴潮偏差。當颱風中心逐漸接近時，由於氣壓逐漸下降以及風力慢慢增強，即會造成水位波動稱為前驅湧，當颱風中心通過時，因為氣壓急速下降，而且風速也迅速增大，會產生明顯的水位上升，而造成水位偏差；颱風過後，水位逐漸恢復正常，但受到剩餘風力影響，以及水位擾動與海岸地形的交互作用，部分時間水位可能會降至天文潮以下，經一段時間後，又漲至天文潮以上，此種颱風通過後的水位波動，稱為餘湧。

3.1.3 設施災損(經濟損失)^{[10],[18]}

說明規劃地區之歷史災害事件、發生時間、災害原因(海嘯、颱風或其他特殊災害)及防護設施之復建情形。

說明：

海岸災害原因包括波浪破壞、暴潮越波或溢流，海嘯溢流及地

震等，須就其觀測到之波浪、暴潮位、海嘯之波高、週期、歷時、溯升高、海岸防護設施、沿岸房屋、公共設施等受損災情詳加敘明。災害狀況可由相關之地方誌、政府單位相關災害報告、報紙、氣象及災害史、古文獻等，蒐集災害發生時間、原因、災害規模與範圍、淹水深度及日數、狀況、傷亡等資料。

3.1.4 環境營造(景觀、生態)^{[4],[10],[18],[21]}

海岸防護設施堤體形狀、結構及設置位置，除能確實發揮應有之防災功能外，亦應兼顧海灘之穩定、維護生態之多樣性與自然景觀環境之融合，並營造休憩親水利用之舒適環境，促進海岸資源之永續發展。

說明：

海岸環境營造工程設計目標為「防護」、「利用」及「環境」，主要包含侵蝕防治、溢淹防治及環境營造等。其中侵蝕防治及溢淹防治，大致為傳統海岸防護設施工程，而環境營造利用方面，大都為視覺景觀改善、親水環境創造；對於海岸生態考量方面，因海岸區域包含水域、水陸交接區域及陸域，而海岸具有不同之地形，如岩石海岸、砂質海岸，各具有不同海岸生態及棲地環境與特性，為維護豐富多樣性的海岸生物與保護特有生物，如於海岸進行工程營造時應儘量迴避對棲地生態的破壞，以「就地取材」及「因地制宜」之特性融入設計理念中，以達到減輕對生態影響之目標，或以復育、復建、改善及創造等方式營造予以棲地補償。

海岸景觀的欣賞與利用主要是海側景觀的可及性及陸側景觀利用二個面向，因此海岸環境營造的主要重點應在海岸景觀視野的開放性、景觀維護、周邊環境營造等內容，並以適意海岸、景觀美質營造二部份做為海岸環境營造的目標。

一、基本規劃理念與原則

敘明海岸環境營造依據海岸類型及地理位置的不同擬定海岸適意性環境營造原則，再根據資源特色、文化及利用情況

提出景觀設計手法。海岸環境營造應著重在自然景觀的維持及人為景觀的改善等。就臺灣海岸利用現況而言，海岸景觀環境的營造及改善原則如下：

1. 海岸自然景觀的維護

臺灣海岸因地理環境差異而有多樣的景觀特色，因此任何必要海岸結構工程的導入，都必須審慎思考及配合地區海岸的地形特徵，以維護海岸景觀特色。同時對既有且破壞環境特徵的海岸防護設施，應導入景觀設計及生態工程手法以復育海岸原有環境景觀特色。

2. 適意海岸景觀空間營造

海岸因應人為利用營造的環境，從過去以單一目的事業如漁業生產或經濟開發為主體，到現在合併多元利用或以遊憩觀光為主體，因此營造適意性海岸景觀環境，以符合現階段海岸空間的多樣化需求就變的非常重要。海岸適意景觀空間營造不僅在現有海岸人為景觀的改善與再造，同時為創造人與海岸親近結合的可能性，因此創造及引導民眾各種親近海岸的可能性及活動，並讓海岸的觀賞價值與吸引力凸顯出來就變的很重要。

3. 人為結構物景觀改善與營造

臺灣海岸在土地資源限制，人為利用無法緊縮情況下，海岸人為結構物的減量、更新美化等對海岸景觀的改善與復原有重大的意義。而其目的是就既有及未來海岸必須的防護設施，提出可融合於海岸景觀環境、有地方特色、同時又具親水可及性的設計，以使海岸結構設施能保持與海岸環境的協調性，同時能夠讓人與海洋交流親近。

二、 景觀設計要素與營造手法

敘明景觀設計的基本精神，整合既有與導入元素、色彩或

設施具整體性及與環境的協調性，並且尊重及彰顯地方景觀特色與場所精神。

1. 結構物應自然就是美，盡量減少人工化，採自然化、軟性化、最小化，力求與周邊自然景觀融合。
2. 景觀設計、植栽綠美化，由點、線到面，由近景到遠景做景緻之整體考量。
3. 海堤坡度放緩、降低高度，或將道路與堤頂落差降低消除視覺障礙。採用自然材料、生態工法，有生態之處自然景觀必定美，也最具親水性。
4. 儘量採用潛堤、潛突堤消除海面視覺障礙。
5. 以人工養灘消能或降低海灘地下水等工法，取代海堤、離岸堤等硬性結構物。
6. 過長之直線大型海堤須適度的改變堤形，避免過於單調，弧形曲線可增美感，並設置生態廊道，以減少對生態影響。
7. 色澤及外觀應融合週遭地區文化、景觀及生態自然之特色。

3.1.5 綜合問題^{[10],[18]}

依據環境背景資料、現場勘查結果與相關的海岸環境分析資料，將規劃地區待解決問題或需求做一綜合陳述，並提出可能之對策。

說明：

確定面臨問題之步驟，使用如專家現勘或簡易模式等方式評估目前海岸所面臨災害之程度及發生原因，擬定要規劃解決的問題，即在現有資料及原因初探條件下，初步判定目前海岸是否安全、地形侵淤是短期或長期現象、棲地環境的改變是否已至生物不可接受的程度。若是評估結果認為問題確定存在，則繼續執行後續規劃步驟，若是評估結果認為問題不存在，則需要修正原訂之問題陳述。若問題確定存在時，經過簡易的數值模式，考慮環境、工程、生態、

景觀、經濟及政策法規等限制條件下，進行初步可行性分析。

或就海岸以往發生之災害情形評估是否有防護之需要性，評估之項目包含防潮、禦浪、防止海岸侵蝕、防飛砂等，並研判未來最有可能發生之情況。海岸防護之需要性必須從正負兩方向雙向評估，如有太多負面影響即已消失其需要性，必須審慎考量。因應社會之需求，對於生態之維持與復育，環境之營造以及提供優良美質之休息空間，提供生活品質等需要性，亦須加以評估。海岸環境營造應兼顧五大方向：安全防災、侵蝕防治、海域淨化、生態復育與舒適空間營造。

3.2 資料蒐集補充與調查^{[10],[18],[19],[21]}

蒐集彙整針對海岸環境營造規劃案之需求辦理完成之海岸基本資料調查計畫成果資料，並依規劃功能目標進一步說明各基本資料的特性及其代表值。若前述調查計畫成果未能完全滿足規劃案需求，須針對計畫標的所需資料擇取範圍進行補充測量及調查。

說明：

至計畫現場勘查，實際瞭解計畫區域情形外，尚需核對蒐集資料是否足夠提供工程規劃參考，如資料不足、須進行資料補充或增加資料蒐集調查時，得依照規劃基地及目標特性，選擇必要背景資料及測量之細項予以進行分項蒐集、調查。

3.2.1 水深地形^{[10],[18],[19]}

敘明規劃地區海岸地形水深測量引用之控制系統，地形及斷面所採用之測量資料，俾供後續規劃方案及環境營造佈設之依據。

說明：

水深地形測量方式、成果圖與範圍可參考水利規劃試驗所「海岸防護規劃基本資料觀測調查作業參考手冊」(2014)。同一區段海

岸之測量期間盡量縮短，並避免測量期間有大浪作用造成前後測量資料之差異性，期使區段水深地形受季節、波潮之影響特性一致。

控制系統採用基本測量實施規則第六條所規定測量基準與參考系統。現行國家坐標系統為1997坐標系統(TWD97)，高程系統為2001高程系統(TWVD2001)。本島採用內政部公告之2001臺灣高程基準(TWVD 2001)；離島部分因尚未公布高程基準，綠島暫以綠島潮位站(南寮漁港)平均海平面、金門則以水頭潮位站平均海平面作為高程基準，其他採用當地縣政府所設置高程基準，若無高程系統，參考當地平均海水面自訂高程，並埋設基樁。

水域測量測深作業以測深儀量測為主，作業前應作儀器檢校、視需求從事現勘、規範主測線間距、測點間距及檢測線規定。作業進行中應記錄航跡，航跡圖(測深點分佈)可幫助作業人員了解水深測點需加密之處，並能知悉何處可能錯誤需再重測。

水深測量範圍應考量測量目的、海域波浪特性決定。一般陸上測量範圍應涵蓋大浪衝擊時海水可能到達之處，或至海堤或公路、地形植被明顯變化處；河口、區域排水部分宜涵蓋感潮河段。

海域水深測量範圍，一般海岸防護設施規劃之波浪數值計算所需者，以設計波浪深海波長的0.15倍為宜(明顯發生折射、淺化現象)；以地形侵淤變化、設施成效分析為目的者，測量離岸方向以一般砂岸之終端水深(約年平均波高之6~7倍，以外之底床地形已甚少變化)略增些範圍來界定，亦可由歷年地形侵淤範圍研判、選取適當之測量範圍。沿岸測量範圍宜含蓋計畫區及其兩側各2~3倍設施離岸距離範圍。

如係探討海岸開發所引起之災害者，沿岸測量範圍須涵蓋因填海造地或抽砂對波、流及海岸地形可能造成影響之範圍，沿海岸大約為開發區或抽砂區左右側各2倍長或突出海岸結構物長度之2~3倍。如係長期侵蝕海岸之防護方案規劃，其沿岸測量範圍兩側應至岬角、突出結構物等控制點或等深線平直段。

3.2.2 工程地質^{[10],[18],[19]}

說明規劃地區及其附近之地質及土壤資料，包括：地層年代分布、組成物質、岩石性質、地質構造(如斷層與褶皺及土壤種類、分布、特性)等，作為承載力評估、堤體安定分析及地震時土壤液化可能性研判之依據。

說明：

海堤堤線及其附近之地質資料，如地質圖、土壤鑽探圖及土壤試驗資料等，標示堤線地質結構、土壤性質資料，用以堤體安定、承載力及研判地震時土壤液化之可能性。

未壓密飽和砂質土壤在地震時有液化而導致結構物受損之虞，因此在設計海岸防護結構物時，必須考慮土壤液化之影響。土層液化之預測及判斷方法之種類有粒徑分佈與N值及返復三軸試驗等二種方法。粒徑分佈與N值試驗方法較簡易，一般都採用之。

3.2.3 漂砂、岸灘底質^{[10],[18],[19]}

敘明規劃地區粒徑調查、礦物成份調查、漂砂量與漂砂趨勢等資料，作為海岸地形侵淤研判、海岸輸砂來源及漂砂移動方向判斷之用。

說明：

相關調查可參考水利規劃試驗所「海岸防護規劃基本資料觀測調查作業參考手冊」(2014)。

一、粒徑調查

漂砂粒徑調查主要可分為高、低潮線、底床質與懸浮質粒徑等三項調查作業，以利瞭解海岸沿岸高、低潮線與底質粒徑分佈狀況。

說明：

沿岸底質粒徑分析包含冬、夏二季及颱風後海灘表層粒徑分佈

資料。粒徑分析結果可以瞭解代表粒徑當為數值模擬與研判漂砂特性方法之一。

1. 平行海岸線方向：沿灘頂、高低潮線之粒徑分佈變化，以資判斷漂砂方向之參考。
2. 垂直海岸線方向：採取若干斷面自砂丘或後灘至漂砂移動界限水深間之粒徑變化。低潮線以上前後灘及砂堆間須密集採樣，以外可稀疏取樣，繪製中值粒徑沿岸及離岸方向之變化圖，以資海灘剖面特性分析及漂砂推算之用。

二、礦物成份調查

底床質礦物成份調查可供海岸輸砂來源及漂砂移動方向判斷之用。

說明：

底質礦物取樣依海岸漂砂粒徑調查砂樣，於粒徑分析後可再供礦物成份分析使用，惟數量至少需10公克以上。漂砂可能來源底質取樣則於底質取樣鄰近海域之河川、排水河道內擇取2~3站採樣點位進行取樣，其中取樣之砂量至少需10公克以上。

礦物成份調查砂樣經實驗室鑑識分析後，需依各調查樣本分析之主要成份與百分比資料，整理成採樣礦物組成分析結果表。並將各礦物成份分析資料，彙整成採樣礦物組成比較表，比對底質與可能來源底質之礦物成份與百分比資料，研判輸砂來源。

三、漂砂量與漂砂趨勢調查

為瞭解海岸漂砂底床載與底床懸浮載移動趨勢及其量之分佈狀況，供海岸輸砂推估及漂砂移動方向判斷之用。

說明：

1. 於底床表面運移之底床載：於碎波帶內不同水深處設置捕砂器或追蹤劑，定點捕捉不同波流作用時底床附近之掃流

砂流向及輸砂量分佈。

2. 鄰近底床懸浮、運移之懸浮載：以光學及超音波濃度計或浮游質捕捉設備等量測碎波帶內，在不同波、流作用下垂直剖面之懸浮質分佈。
3. 漂砂量測時須同時觀測波浪及波流，據以分析漂砂量與波流能量之關係及漂砂方向。
4. 漂砂方向及漂砂量：蒐集當地地形侵淤及鄰近海岸之估算資料做參考，並依據地形、波浪及底質資料推算漂砂量。
5. 輸砂來源與損失：依據河川輸砂量、海崖、砂丘後退量、沿岸漂砂量、離岸損失量及河口深溝、海岸抽砂等，評估計畫區內之輸砂收支。

3.2.4 潮位(暴潮)^{[10],[18],[19]}

說明所選定重現期之暴潮位(大潮平均高潮位+暴潮偏差，或最高潮位統計值)、平均潮位、朔望平均高低潮位等。

說明：

應有一年以上連續完整之現場觀測記錄做為平均潮位及平均高、低潮位，大潮平均高、低潮位，最高及最低潮位，平均潮差、大潮平均潮差等天文潮位之計算依據，如有少量缺測則以調和分析法推算補充之。由調和分析法可得天文潮潮位特性，再由資料統計出暴潮偏差量，可確定當地潮型，並可決定設計水位作為結構物頂部高程設計參考。

如為推算極端值潮位則需20年以上之實測值為依據，年數不足時可由數值計算結果補充。當地無實測資料而屬地形單純之海岸時，可引用鄰地二測站之資料中差估算；但海岸地形複雜如灣澳處則須於當地設站觀測。

潮位站近處應設置水準檢驗點，以檢測地面或水位觀測參考點

之高程變動，作為觀測期間修正水位記錄之用。臺灣地區各地引用之驗潮基準系統不一，為使潮位資料得以互通相互應用，應使用基隆中潮系統(以基隆驗潮站的平均潮位為測量基準，即TWVD2001)作為驗潮水準系統。

3.2.5 深海波浪^{[10],[18],[19]}

說明季節性波浪、颱風波浪之有義波高(H_s)、平均週期(T_m)或主頻週期(T_p)、主要波向，年或各季之波高、平均及主頻週期、波向之統計資料等，並據以計算所選定重現期之復現值。

說明：

依波浪統計理論，至少需100個波之資料長度，其分析統計資料方較具義意。因此，調查期間若以2Hz記錄波浪資料，每次記錄時間至少應達20分或至少連續記錄100波以上。平時每隔約2小時定時觀測記錄，颱風或異常氣象來臨時，縮短記錄間隔至一小時，或連續記錄俾能記錄颱風波浪變化。

波浪測站觀測資料經零上切法或能譜分析後依逐時代表波高、週期與波向之分析結果，建置波浪觀測記錄表；同時依據波高、週期、波向分析結果繪製波浪時間歷程圖。或需就計畫觀測期間特殊海象發生事件，列出事件波浪極端值資料，同時配合蒐集氣壓圖資料，概述特殊海象事件天氣。

深海波浪需一年以上連續完整之現場觀測資料，如缺乏此資料須設站觀測，以此做為分析年、季波浪統計分析之用。如當地無實測波浪資料者可引用鄰近測站之資料，並依其相關位置及地形修正。如為推算極端值波浪重現期，則應以20年以上之實測資料，或輔以颱風波浪推算值，依據極端值統計理論推算。

季節風波浪資料需要長期測量來分析較為可靠，此項分析以榎木亨(1982)公式計算實測逐時波浪示性波(significant wave)之波高及週期資料來獲得冬夏季的代表示性波的週期及波高，先由式

(3.2.1)依各種逐時波浪所佔比例下的週期計算代表性波的週期，再由線性波浪理論計算逐時波浪及代表性波的群波波速，依波浪逐時波浪的能通率總合等於代表性波的能通率下求出代表性波的波高。

$$\sum(T_i \times P_i) = T_s \times \sum P_i \quad (3.2.1)$$

$$\sum(H_i^2 \times C_{gi} \times P_i) = H_s^2 \times C_{gs} \times \sum P_i \quad (3.2.2)$$

式中，

P_i ：逐時(t_i)的波浪所佔的比例

H_i ， T_i ：逐時(t_i)波浪的波高及週期

C_{gi} ：逐時(t_i)波浪的群波波速(group velocity)

H_s ， T_s ：代表性波的波高及週期

C_{gs} ：代表性波的群波波速

3.2.6 近岸流^{[10],[18]}

流場調查之目的係在掌握現有地形下，沿岸區域海水流動方向、速度之時間及空間分佈狀況，供漂砂、海岸及河口地形變化等評估，或數值模擬之邊界值、初期值設定，以及預測驗證之用。

說明：

一般近岸海域之海潮流主要包括潮流、平均流、季節風或颱風所形成之區域性風驅流、波浪引發之近岸流場以及因地形、結構物或河川所形成之區域環流，其流況隨潮汐及季節有空間上及時間上的變化。以定點觀測或漂浮物觀測近岸潮流速度及流向，碎波帶附近之近岸流分佈。

3.2.7 氣象^{[10],[18],[19]}

說明規劃地區影響海象之主要氣象要素包括：風、氣壓、降雨量、颱風等。

說明：

由中央氣象局網頁(<http://www.cwb.gov.tw>)下載整理或實測水文氣象資料以統計方法分析之。主要包括平均降雨量、平均降雨日數、平均日照時數、平均氣壓、平均溫度、相對濕度、平均風速及濃霧日數。

一、風：卓越風速及風向可做風浪推算及防治飛砂對策之需，包括：冬季季風、夏季季風及颱風資料等。目前國際通用之風力估計，係以蒲福風級為標準。

二、氣壓：氣壓下降1mb，海面約可上升1.32cm，平時氣壓變化不大，其影響不太顯著，但在颱風過境時，因中心氣壓急劇下降，可在瞬間巨幅提升海面形成暴潮，對海岸威脅甚大。

三、降雨量：雨量站資料至少須連續蒐集25年以上為原則，才能較合理的統計分析各頻率降雨量。

四、颱風：蒐集影響計畫區之歷史颱風及其相關氣象參數，以利後續海岸災害分析及數值模擬工作使用。蒐集資料以中央氣象局為主要來源，並可配合日本資訊中心(National Institute of Informatics)之資料，來補充中央氣象局早年氣象參數資料不完整的部分，以建立完整的歷史颱風資料。颱風參數包括颱風最低中心氣壓、最大風速、行進速度及侵襲路徑(經緯度坐標)等氣象參數。分析侵臺之颱風侵襲計畫區域之機率，以瞭解颱風侵襲計畫區之重要路徑及機率，以及颱風及颱風波浪對計畫區海岸災害影響機會。

3.2.8 環境生態及景觀^{[10],[18],[19],[21]}

海岸工程規劃時，須盡可能同時兼顧環境生態及景觀條件，避免與其衝突。透過歷史資料蒐集與現場調查作業，彙整計畫區環境生態及景觀特性。

說明：

一、環境生態

環境生態調查作業包括海岸生物與棲地環境等，調查方法可參考水利規劃試驗所「海岸情勢調查作業參考手冊」。生物調查成果敘明海濱動物(尤以近灘底棲生物為重點)及海濱植物的物種、空間分佈等，以現地生物調查種類為主，其中臺灣特有種、保育類、稀少或洄游性生物須加註明。海岸棲地環境調查成果，敘明近岸地區之海流、流速、潮汐變化、海岸水質、海岸環境(組成基質、有機物含量、基質含水量、酸鹼度、氧化層)等資料，作為海岸生態棲地環境評估之依據。

二、海岸景觀

海岸景觀調查作業包括親水因子與景觀因子等，調查方法可參考水利規劃試驗所102~103年「親水景觀海岸環境整體營造規劃考手冊」，其中親水因子與景觀因子之調查項目及方式如表3.2.1及表3.2.2所示。

表3.2.1 親水因子調查項目與調查方式一覽表

主項目	次項目	調查方法	調查頻率
海域環境	海水透明度	圖資分析及現場調查	1年4次(遇重大災害，需額外調查)
	海域水質分類	現場調查	1年4次(遇重大災害，需額外調查)
親水可及性	海堤型式	資料蒐集及現場調查	原則調查1次 (遇重大災害，需額外調查)
	安全性	文獻資料及政府資訊 蒐集、民眾訪談	1年4次(一季一次)
	海灘底質	資料蒐集	原則調查1次 (遇重大災害，需額外調查)
	海灘寬度	現場調查	1年2次 (遇重大災害，需額外調查)
	在地傳統文化	文獻資料及政府資訊 蒐集、民眾訪談	原則調查1次 (遇重大災害，需額外調查)

表3.2.2 景觀因子調查項目與調查方式一覽表

主項目	次項目	調查方法	調查頻率
海岸地形地貌	植栽	現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
	水際線	圖資分析及現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
	海灘寬度	文獻資料蒐集及現地測量	1年2次 (遇特殊事件需額外調查)
	海灘底質	現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
	海岸獨特性	現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
構造物	海堤及護岸	文獻蒐集(水利署各河川局)及現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
	離岸堤		
	突堤		
	河口導流堤		
	非堤類構造物	現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
視覺穿透性	海堤與堤後路面高程差	圖資分析(防洪記載表)及現場調查	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)
	視覺障礙物	現場調查及居民訪談	原則調查1次即可(遇特殊事件需額外調查)

3.2.9 民情 (社經條件、交通)^{[10],[18]}

規劃地區之人文社經資料說明得包括：行政區域、人口、土地利用、發展沿革、歷史環境、文化資產、產業經濟、交通運輸、觀光休閒遊憩相關既有設施等資訊，作為規劃方案之基礎資料，須注意相關資料須與後續規劃有相關性。

說明：

- 一、 人口調查：沿岸鄉鎮、村里之人口數、戶數、年齡分佈、人口增減趨勢、產業就業類別。
- 二、 產業結構：依據空照、衛星資料、經濟部、各縣市政府之產業調查資料等了解沿岸農、漁、養殖、觀光、工商各類產業結構之特性、就業類別、人數、所得、消費動向。

- 三、民俗活動場域：沿岸寺廟林立，廟宇慶典如王船祭典等都在海邊舉行，吸引不少觀光客，在可能範圍內須確保此等宗教活動之濱海場所及通路。
- 四、文化資產：依文化資產保存法第三條規定公告之文化資產，主要包括古蹟、歷史建築、聚落、文化景觀、傳統藝術、民俗及有關文物、遺址之位置、資源活動與特性等，可透過文化資產局網站或所在地文化局(處)查詢。如涉及遺址發掘之調查、試掘及探勘，應依文化資產保存法第45條及遺址發掘資格條件審查辦法，經文化資產主管機關審議及核定後始得進行。
- 五、交通及休閒旅遊：濱海道路及施工材料運輸路線之交通流量、交通設施現況及未來計畫等。

3.2.10 其他(地層下陷、氣候變遷)^{[10],[18],[20]}

就海岸防護設置地點沿岸之長年地層下陷量及地殼變動量，進行調查並概估未來變化量，作為防護之設計參考。

為防範氣候變遷對計畫區未來可能造成之威脅，可參考聯合國氣候變化綱要公約建議之保護(Protect)、適應(Accommodate)及撤退(Retreat)三項基本調適策略為原則，研提相關改善建議。

說明：

一、地層下陷

為減緩環境資源之過度利用，有效管制開發行為，保育自然生態，降低災害之發生，水利署依據國土復育策略方案暨行動計畫原則，訂定「嚴重地層下陷地區劃設作業規範」。根據第一、二期地層下陷防治執行方案監測結果劃設嚴重地層下陷地區，並於民國94年12月15日公告，範圍涵蓋彰化、雲林、嘉義、臺南及屏東等縣市之沿海鄉鎮(如圖3.2.1)。

各海堤段之地層下陷潛勢量，可採用「易淹水地區水患治理計畫」為依循準則，以5年或比照排水以10年之預估沉陷量，做為海岸防護設施出水高(堤高餘裕量)之檢核基準。依據近年各海堤檢測結果，或依歷年地層下陷監測數據，推估嚴重地層下陷區域範圍之各海堤地層下陷潛勢量，近年結果如表3.2.3所示。

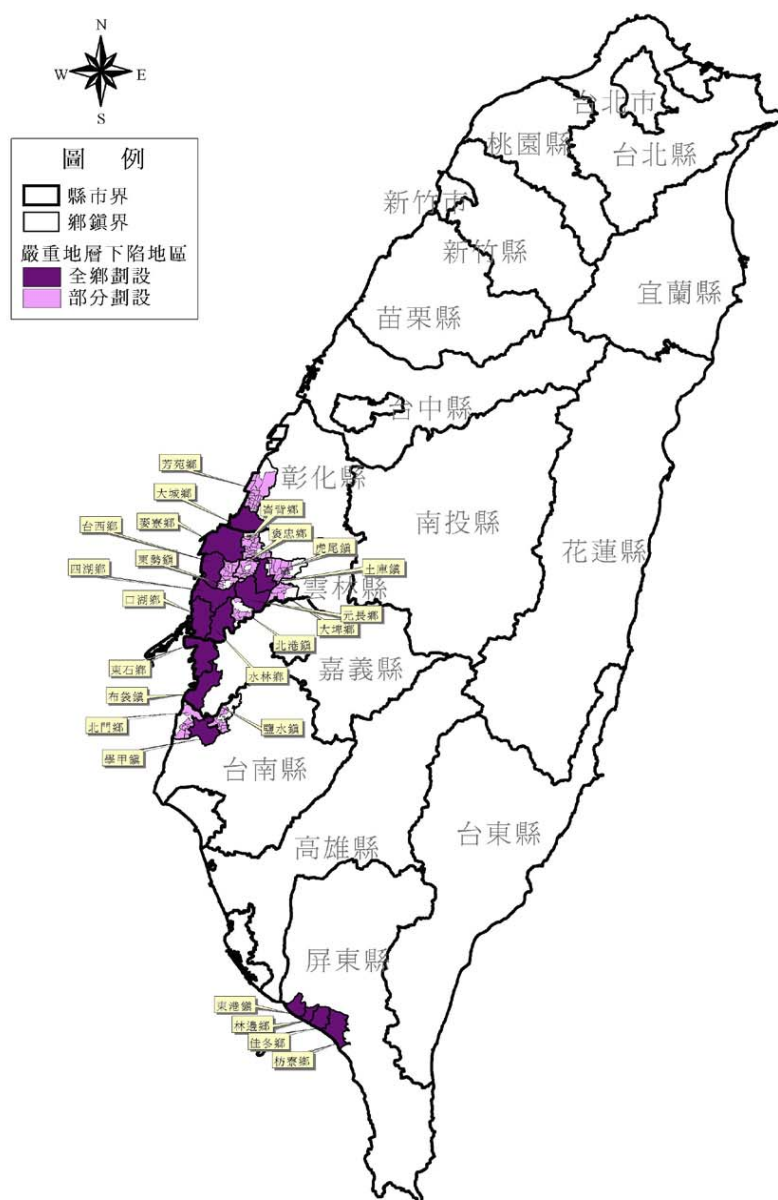


圖3.2.1 海岸嚴重地層下陷地區分佈圖

- 註：1. 水利署民國94年12月15日公告
2. 民國99年施行縣市合併、升格直轄市，臺北縣升格為新北市，臺中縣市合併為臺中市，臺南縣市合併為臺南市，高雄縣市合併為高雄市。民國103年桃園縣升格為桃園市。

表3.2.3 嚴重地層下陷區域範圍之各海堤地層下陷潛勢量參考表

	海堤名稱	累積下陷量(m)	統計年期(民國)	下陷速率(m/年)	資料來源
彰化	漢寶海堤	0.40	81-97	0.024	彰化縣地區歷年水準檢測成果(第四河川局，彰化縣沿海地層下陷區海堤結構安全調查分析，民國99年4月)
	新寶海堤	0.40	81-97	0.024	
	王功新生地海堤	0.40	81-97	0.024	
	王功海堤	0.30	81-97	0.018	
	芳苑市郊海堤	0.30	81-97	0.018	
	芳苑市區海堤	0.50	81-97	0.029	
	新街海堤	1.20	81-97	0.071	
	大城北段海堤	1.80	81-97	0.106	
	大城南段海堤	2.10	81-97	0.124	
雲林	後安寮海堤(2)	0.35	89-100	0.031	第五河川局，雲林海岸海堤安全性評估分析研究計畫，民國100年
	台西海埔地海堤	0.32	93-100	0.045	
	海口海堤	1.58	83-100	0.099	
	海新海堤	1.61	85-100	0.107	
	林厝寮海堤	0.65	86-100	0.046	
	三條崙海堤	0.09	99-100	0.043	
	箔子寮海堤	0.61	87-100	0.047	
	下崙海堤	0.72	89-100	0.072	
	羊稠厝海堤	0.92	85-100	0.066	
	青蚶海堤	0.94	82-100	0.052	
	新港海堤	0.50	87-100	0.041	
	台子村海堤	0.05	88-100	0.047	
嘉義	東石海堤(新吉段)	0.93	84-99	0.058	第五河川局，嘉義海岸海堤安全性評估分析研究計畫，民國99年
	東石海堤(型厝段)	0.98	84-99	0.061	
	東石海堤(塭港段)	1.38	83-99	0.081	
	東石海堤(猿樹段)	0.96	87-99	0.073	
	網寮海堤	1.26	80-99	0.063	
	白水湖海堤	1.12	81-99	0.058	
	布袋鹽場海堤(二工區)	0.56	89-99	0.050	
	布袋鹽場海堤	0.76	89-99	0.069	
臺南	北門海埔地海堤	0.20	90-99	0.020	臺南地區民國90至99年累積下陷量圖(工業技術研究院)
	北門鹽田(井子腳)海堤	0.20	90-99	0.020	
	蘆竹溝海堤	0.15	90-99	0.015	
	三光海堤	0.10	90-99	0.010	
	將軍鹽田海堤(七股一鹽區)	0.05	90-99	0.005	
屏東	東港海堤	0.15	90-101	0.013	屏東地區民國90至101年累積下陷量圖(經濟部水利署，101年度多元化監測及整合技術應用於宜蘭、苗栗、臺中、嘉義及屏東地區地層下陷監測，民國101年)
	嘉蓮里海堤	0.15	90-101	0.013	
	南平里海堤	0.15	90-101	0.013	
	塗家厝海堤	0.15	90-101	0.013	
	崎峰海堤	0.15	90-101	0.013	
	水利村海堤	0.15	90-101	0.013	
	塭豐海堤	0.30	90-101	0.025	
	葫蘆尾海堤	0.20	90-101	0.017	
	下寮海堤	0.15	90-101	0.013	
	大庄海堤	0.15	90-101	0.013	
	番子崙海堤	0.15	90-101	0.013	
	枋寮海堤	0.15	90-101	0.013	
	北勢寮海堤	0.05	90-101	0.004	

資料來源：一般性海堤禦潮功能檢討(2014)

二、氣候變遷

氣候變遷於海岸防護設施設計規劃，主要反應於設計水位與波浪條件。可透過鄰近海岸長期海象監測資料、聯合國政府間氣候變遷專門委員會(IPCC)較新研究報告或公部門最新公佈資料等之蒐集作業，彙整水位上升與其它海象條件改變特性結果，並概估未來變化量，作為防護之設計參考。

3.3 海岸特性分析與評估^{[4],[9],[10],[11],[14],[16],[18],[19],[20],[21],[22],[24],[25],[26],[27],[29],[31],[32],[43],[44]}

探討沿岸海底地形特性及結構物佈置對波場、流場及沿岸漂砂的影響，並評估當地漂砂趨勢及影響海岸線走向之主要外營力。

說明：

海岸地形主要受入射波浪之性質、海岸地形、海岸坡度及粒徑等控制。入射波浪包括：波浪週期之長短及波高大小即波形尖銳度以及波向。暴風浪波形尖銳度大約為0.04以上會將前灘及後灘之底質帶往外灘堆積，形成侵蝕性海灘。反之，暴風浪過後之餘波波形尖銳度小約小於0.02，會將內灘之土砂帶向前灘堆積。海灘坡度陡則作用於底床顆粒之垂直重力大，於波浪後退時將砂粒帶向外海方向之力遠超過推向向岸之力量，易於形成侵蝕性海岸，反之坡度平緩者較不易被侵蝕。

另一影響海灘特性之重要因素為海灘粒徑之大小及密度。海灘粒徑大如卵石者或粗砂者易於堆積，而粒徑細如細砂、粉土則海灘易於侵蝕，同時密度小者易於被波浪推向岸而堆積。海灘之侵蝕或堆積大致可由波浪、坡度及粒徑三者判斷。另外海灘上之植生狀況、地下水位及逕流量大小等也是影響海灘侵蝕的因素之一，植生茂密則固砂效果強，風力之吹襲及波浪上溯之淘刷流失將可減少；地下水位低，則可降低下刷之回流強度，砂灘消能效果佳，砂灘之侵蝕也可減弱。

3.3.1 地形侵淤^{[10],[18],[19]}

依據冬、夏季後海岸地形變化過程，分析季別及年度或長期之海域水深變化，比較斷面及等深線變化，分析向離岸及沿岸變化趨勢、區域內灘線變動量及總侵淤量，藉以探討計畫區海岸地形之季節性與長期侵淤變化特性。若要探討颱風波浪對地形侵淤變化之影響情形，可選定在特定颱風侵襲前、後，分別進行測量進行分析比較。

說明：

海岸地區支配漂砂活動之自然外力如波浪、潮汐、水流及風力等常有季節性的明顯差異，甚至人為外力對海灘之干擾也會因季節活動不同而有不同的影響程度，因此各地海灘斷面地形及砂灘粒徑亦存有短期之季節性變化。

由於夏季時之平均波高較小，波浪上溯能量較小，可將淤積於外灘側之泥砂或砂堆上之土砂推往岸側之近灘處堆積，除非遇上颱風期之巨浪淘刷，否則一般均會形成寬廣之砂灘。而此寬廣之砂灘於冬季時，因為平均波高較大，波浪上溯之淘刷能力變強，易將夏季時所淤積之寬廣且平緩之砂灘逐漸淘蝕，將泥砂帶至外灘側淤積成砂洲地形，致使海灘寬度明顯變窄且海灘坡度也比夏季時來得陡峭。

臺灣海岸因受冬、夏季節之風浪及海流型態影響，海岸地形也有明顯之季節性變化，沿岸漂砂移動方向大致與季風方向吻合而呈南北走向運移。南部海岸冬季時沿岸漂砂由北往南移動，夏季時則自南往北移動。因此，冬季時海灘多呈淤積地形，海灘坡度平緩，後灘則有平臺地形的形成，岸線亦往外擴展，砂堆向外海移動；夏季則平臺消失，灘坡變陡，沿岸砂堆向岸側前進，呈侵蝕狀態，此即所謂之冬淤夏侵型地形，中、北部海岸之海灘則呈現相反之季節性變化，此種季節性變化的地域差異，工程人員應該加以瞭解，因為某些地形的侵淤情形可能是這種短期的季節性影響，並非長期性

的變遷，若貿然施予防護，可能攔斷漂砂的回淤而造成永久性的侵蝕問題。

一、平面侵淤分析

將計畫區內在兩個不同測次之底床高程差，計算出分區塊面積下底床地形侵淤平均高程或體積。在海岸地形變化比較劇烈之區域常在碎波帶內，因此在劃分區域時，在近岸要比較小，才能凸顯近岸地形的變化趨勢。

依逐季(季節性)、同季不同年度(年度或長期)進行侵淤分析繪製平面侵淤比較圖，並依區段水深間隔計算土方變化量，以利水深變化判斷。另為瞭解不同時間之等深線變化情形，可選擇同年同季、主要侵淤分界或計畫需求之等深線(如+2、+1、0、-2、-5、-10、-20m等)，以不同線條如實線、虛線、點虛線或不同顏色線條，套繪歷年等深線離岸距離變化圖進行比較；並以最早一年或某特定年(如結構物設置)為基準，比較經選定等深線歷次測量之沿岸變化量。

二、斷面侵淤分析

為瞭解海床斷面形狀並作為斷面侵淤變化分析之用，可根據海岸之水深地形特徵、底床坡度特性與海岸結構物型態等擇取代表性海岸斷面或規劃之斷面樁位置，於同一斷面上依逐季、同季不同年度繪製海岸斷面侵淤分析圖。

1. 由不同時間測量的斷面底床高程，繪製斷面高程(或水深)、離岸距離之二維圖，或再把兩次高程相減之而得離岸距離之高程變化，若是高程降低表示此點漂砂往前後移動，一般大波浪會形成外海潛沒砂洲之冬季砂灘，小波浪會形成岸上堆積之夏季砂灘。所取斷面宜垂直於灘線，其位置應能代表區段地形侵淤變化之特性。
2. 分析底床地形的變化趨勢及季節性變化需有長期之地形測

量資料，包括數年以上及夏冬季季節代表地形(主要在春秋
季測量)。做法為將相對應每筆資料以時間橫軸畫圖，並進
行回歸方法得長期變化趨勢，而各測點值與回歸曲線差距
即可視為季節性變化。

三、長期海岸線變遷分析

為瞭解海岸長期之灘線變遷情形，可依歷次水深地形監測
資料，配合蒐集舊地形圖、航照圖、衛星照片等，經由平面坐
標與水準系統轉換後，繪製歷年海岸線變遷分析圖，比較歷年
海岸線移動量，判斷長年海岸線變遷趨勢，同時計算海岸線平
均移動量。

3.3.2 漂砂特性分析^{[10],[18],[22],[24],[26],[32]}

探討漂砂移動界限水深、漂砂帶終端水深、沿岸漂砂分佈及漂砂量推
算，作為地形變化之數值模擬依據。

說明：

計畫區鄰近海域之漂砂特性分析，須依據計畫區鄰近海域之波
浪特性、海床底質特性等資料推估相關漂砂活動之各項指標，進行
計畫區附近海域之漂砂特性探討分析，藉由指標分析結果，可約略
判定計畫區附近海域之漂砂活動範圍及海岸特性。

一、漂砂移動界限水深

有關漂砂活動範圍之探討，於海岸防護設施規劃之漂砂問
題分析中，以表層移動界限水深與集體移動界限水深較顯重
要。所謂表層移動界限水深(h_s)，即海底表面砂粒能隨波浪進
行方向或沿岸流方向移動之水深界限，可視為漂砂能有效移動
之水深界限；所謂集體移動界限水深(h_g)，即某種深度以上之
砂粒全部脫離其原來位置，砂粒移動十分顯著，是為含有明顯
水深變化之臨界條件。漂砂移動界限水深的通式如下：

$$\frac{H}{L_o} = \alpha \left(\frac{D}{L_o} \right)^n \sinh kh_i \quad (3.3.1)$$

式中 α 和 n 均為經驗係數， h_i 為漂砂移動之臨界水深， D 為平均粒徑或中值粒徑， H 為波高、 L_o 為深海波長、 k 為週波數 $=2\pi/L$ ， L 為波長。Sato和Tanaka (1966)之研究指出，表層移動時取係數 $\alpha=1.35$ ， $n=1/3$ ，將之代入上式，可計算得 h_i 值，即表層移動界限水深 h_s ；完全移動時取係數 $\alpha=2.4$ ， $n=1/3$ ，代入上式即可計算得 h_i 值，即集體移動界限水深 h_g 。

二、漂砂帶之終端水深

從海岸地形變化的觀點來看，歷次量測之海域水深變化顯示，在漂砂活動範圍內經長時間之波潮流作用後，某一水深內有明顯海岸地形變化，此種水深稱為終端水深。比起漂砂移動界限水深，終端水深為地形變化較為明確之臨界水深，在海岸防護設施上更具實用意義。此水深之外海雖仍有漂砂活動，但其輸砂變化並不足以產生地形顯著之變化。一般以數值模式預測未來數年或數十年之海岸線變遷，其計算範圍之極限水深均從終端水深予以界定。

Hallermeier (1981)提議沿岸或向、離岸漂砂足以使海床產生明顯漂砂移動之終端水深 h_c 為

$$h_c = 2.28H_e - 68.5 \frac{H_e^2}{gT_e^2} \quad (3.3.2)$$

式中 h_c 稱為漂砂帶之終端水深， H_e 為每年超過12小時之近岸巨浪波高， T_e 則為與巨浪相關之波浪週期。

三、沿岸流漂砂之界限水深

海岸地形之變化主要可分為向離岸方向與沿岸方向，其中又以沿岸方向代表海岸長期變化之特性，而沿岸輸砂之大小則以沿岸流影響為主，此處所計算之界限水深即可視為沿岸流輸砂之影響界限，故視為沿岸輸砂之一重要指標。有關此值之計

算採Hallermeier(1981)提出之公式如下

$$D_c = [2.9H_0 / \sqrt{(\rho_s / \rho) - 1}] - 110H_0^2 / [((\rho_s / \rho) - 1)gT^2] \quad (3.3.3)$$

式中 ρ_s 為底床砂粒之密度， ρ 為海水之密度， g 為重力加速度， H_0 為深海波高， T 為波浪週期。

四、漂砂量

海岸漂砂依方向分為平行海岸之沿岸漂砂及垂直海岸之向、離岸漂砂。向、離岸漂砂的優勢方向影響海灘之侵淤。如以向岸漂砂為卓越方向時，則海灘在近岸區堆積成平台；反之如漂砂以向海運移為優勢方向時，則平台消失海灘侵蝕在外海形成砂堆。

沿岸總漂砂量在工程應用上雖極有價值，但沿岸漂砂量在垂直海岸方向之分佈亦有了了解之必要，特別在地形變化之數值模擬上尤具重要性。沿岸漂砂垂直於海岸方向之分佈量一般認為碎波及波浪衍生之沿岸流卓越處分佈量最高。漂砂被碎波擾亂成懸浮質後被沿岸流輸送，加上強烈之波動流速將底質以薄層流形態運移，其成分成為沿岸漂砂之主體。

沿岸漂砂量係由於波浪平行海岸方向入射，當波浪碎波時由於輻射應力之推動而產生近岸流，而平行海岸的方向則稱為沿岸流。沿岸流能將土砂搬運並沿著海岸平行方向輸送，所輸送的土砂量稱為沿岸漂砂量。從沿岸流流速剖面分佈形式，可以瞭解沿岸漂砂包含碎波帶內外呈掃流狀態之底床載及懸浮在水中之懸浮載之成份。沿岸漂砂之推算方式有三：1. 由海岸結構物的攔截推估沿岸漂砂量，如突堤、導流堤、防波堤或離岸堤等；2. 由單位寬度之波浪能量通率推估沿岸漂砂量；3. 由沿岸流分佈推估沿岸漂砂量。三種方法簡述如下：

1. 由海岸結構物的攔截推估沿岸漂砂量

海岸結構物的興建如同在河川中、上游築壩，將上游

側之沿岸漂砂阻斷，形成堆積性砂灘，而於下游側則出現海岸侵蝕。從長期的海岸地形變化資料加以分析，可以推估漂砂卓越方向之沿岸漂砂量。

2. 由單位寬度之波浪能量通率推估沿岸漂砂量

Greer和Madsen(1978)，Komar(1990) 以及Schoones和Theron(1993)等學者根據現場實測資料分析結果指出，沿岸漂砂量和沿岸波浪能量通率(Longshore wave energy flux)有密切的關係，其關係式為

$$I_y = KP_y = K(EC_g)_b \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (3.3.4)$$

式中 I_y 為沿岸漂砂量(牛頓/秒)， P_y 為沿岸波浪能量通率， E 為波浪單位寬度之能量， C_g 為群波波速， θ_b 為碎波角， K 為比例常數，下標 b 表示碎波帶之物理量。式(3.3.4)之關係式與實測數據之比較示於圖3.3.1，從圖中之結果可以看出，沿岸漂砂量和沿岸波浪能量通率呈正比，其比例常數 K 值為 $K=0.7$ 。

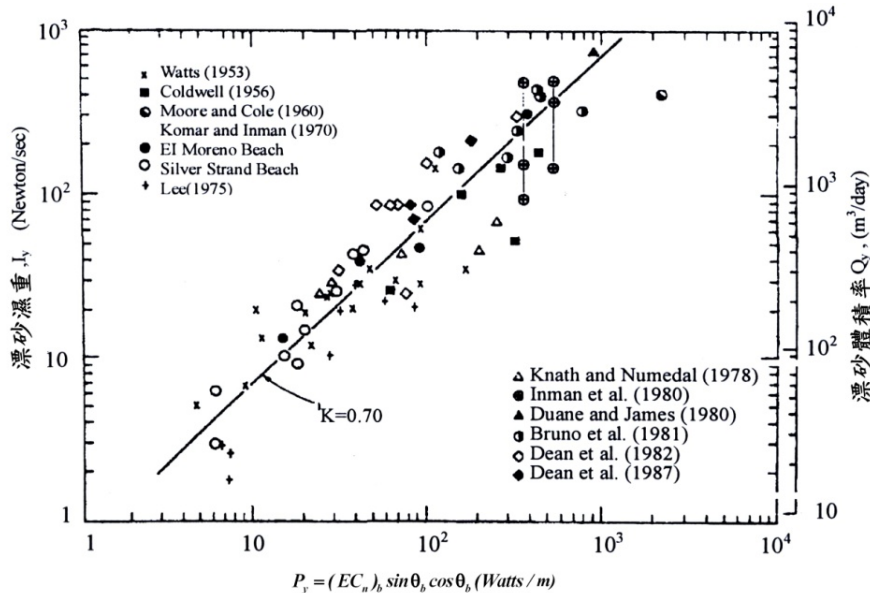


圖3.3.1 沿岸漂砂量和沿岸波浪能量通率之關係(Komar, 1990)

在工程實際應用上，常以體積表示沿岸漂砂量總量，故漂砂浸水之重量換為浸水之體積，其關係式為

$$I_y = (\rho_r - \rho_w)g(1 - \lambda)Q_y \quad (3.3.5)$$

式中， Q_y 為沿岸漂砂量之體積單位(m^3/day)， ρ_r 為底質密度， ρ_w 為海水密度， λ 為底質孔隙率。

將式(3.3.5)代入式(3.3.4)，可得沿岸漂砂量關係如下

$$Q_y = \frac{K}{(\rho_r - \rho_w)g(1 - \lambda)} P_y = K_1 (EC_g)_b \sin \theta_b \cos \theta_b \quad (3.3.6)$$

式(3.3.6)中之係數 K_1 與波浪在近岸區的能量消散形式有關，也與底質的分佈特性相關。井島等人(1960)建議 $K_1=0.06$ ，Savage(1959)則提議 $K_1=0.217$ 。事實上，圖3.3.1之數據侷限在一定的粒徑範圍，如粗顆粒之礫石或卵石其沿岸漂砂量是否仍可用上式推估必須進一步研究。一般 K_1 值的範圍介於0.15~1.0(Komar, 1990)。

另外，仿如式(3.3.6)之沿岸漂砂量計算方法，美國海岸防護手冊(SPM, 1984)依據不同波浪資料提出相關計算方式，工程師應用時，可參考水利規劃試驗所(2010)「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」之表4-9-1。

3. 由沿岸流分佈推估沿岸漂砂量

沿岸漂砂之始動條件在於波浪對海床之作用力，如波浪能攪動海床之底質顆粒，則沿岸流能攜帶土砂而形成沿岸漂砂。此一機制由Bagnold (1963) 利用數學方法推估沿岸漂砂量，他所建議的公式為

$$I_y = K' (EC_g)_b \frac{v_y}{U_{bm}} \quad (3.3.7)$$

式中 v_y 為碎波帶中點之沿岸流流速， U_{bm} 為波浪在碎波帶之最大海床流速，而 $(EC_g)_b/U_{bm}$ 之比值則和波浪作用於海床之剪力成正比， K' 為無因次之比例係數，係由實測之沿岸漂砂量所決定。

Komar和Inman(1970)利用沿岸漂砂量、沿岸流和波浪

參數等數據校驗式(3.3.7)之適用情形。所獲結果示於圖3.3.2，從圖中之結果發現，沿岸輸砂量和沿岸流、波浪能量通率及海床流速之最大振幅成正比，係數 $K'=0.28$ 。如參考Kraus等人(1982)從日本多處海岸所得之數據綜合分析，則經驗係數 $K'=0.25$ 。

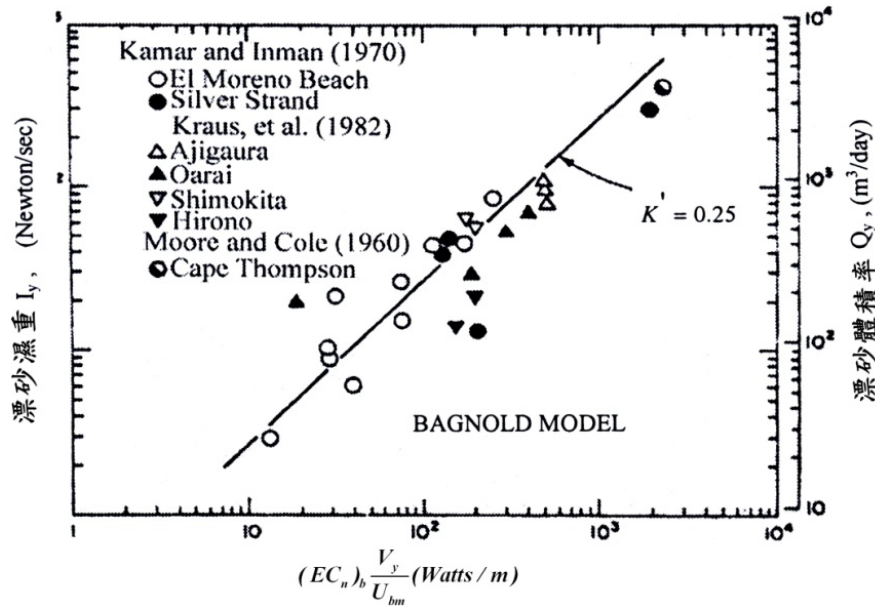


圖3.3.2 由式(3.3.7)從現場實測數據推求沿岸漂砂量(Komar, 1998)

3.3.3 設計水位^{[9],[10],[18],[20]}

海岸防護設施之設計水位，宜依照其防災功能需求及堤體結構安全，分別選擇其最不利之潮位與暴潮累計值，作為規劃或設計之基準。

說明：

功能需求與結構安定之設計潮位可能相異，例如禦潮防浪設施如海堤、護岸之堤高係由溯升或越波量決定，故應由可能發生最大值之潮位作為設計潮位，因推算溯升及越波量之經驗式均由水工試驗求得，試驗中波浪推升已包含在內，故潮位推算時不再加此項。但堤體結構及基礎之安定計算時，可能在潮位較此設計潮位低時發生危險，故應再就不同潮位予以檢討。例如作用於堤體之波壓在堤前約3倍波高前發生碎波時，其衝擊波壓最具危險性，故宜就此較

低潮位檢討其安全性，堤體圓弧滑動時亦然。

設計潮位之決定通常依下述五種方法擇一推算。

- 一、 既往實測資料之最高潮位。
- 二、 大潮平均高潮位+既往最大暴潮偏差。
- 三、 大潮平均高潮位+推算暴潮偏差最大值。
- 四、 由既往異常暴潮位發生機率推算某重現期之潮位。
- 五、 考慮堤後人口密度，產業資產，重要性設施，地盤高程等決定。

其中，方法1較方便，但須有30年以上長期觀測資料方可行。方法2及3雖能掌握暴潮特性，但其暴潮偏差重現期不明確。方法4則發生機率明確，但如以短期觀測資料推算長期重現值，其信賴性較有疑慮，故應有30年以上之觀測資料為宜。方法1、2及3在潮位資料長度不足時，亦可採用颱風期(6~10月)大潮平均高潮位計算。暴潮偏差量採用颱風造成暴潮位偏差之極值樣本，進行極值分析(extreme analysis)推算之，至於重現期則依海堤設計年限決定。

3.3.4 設計波浪^{[9],[10],[18],[20]}

海岸防護設施須考量外海或堤前波高及週期與水深地形條件，計算溯升高、越波量、沖刷深度、波壓力等外力因子，作為防護功能設計及斷面安定計算主要參數。

說明：

波浪乃海岸防護設施破壞力最大之能量來源，影響海岸地形最大，是決定海岸防護結構物規劃設計之主要因素。原則上防護設施宜採用不規則波特特性進行折繞射淺化變形、波壓力等之推算、設計，其設計波浪之決定，得以風浪之推算經驗公式推算或以經計畫區現場資料檢驗過之模式，進行數值模擬推算之。以下茲就簡易推算風浪之流程予以說明：

一、 外海設計波浪(深海波)

海岸防護設計波浪含波高、週期及波向，應依據波浪長期觀測資料統計分析決定之，如觀測資料不足時可以波浪推算結果補充之。平常波浪特性之分析，應依觀測資料做波高、週期及波向之月、季及年之機率統計表或圖，及波高與週期之結合機率圖表現之。

颱風時極大波浪則應由極端值統計法推算重現期(年)波高。週期一般不做極端值分析，而由既往極端值波高與週期之相關關係分析，或可依據一般風浪之有義波高(H_s)與有義週期(T_s)之關係式 $T_s = 3.83\sqrt{H_s}$ 計算之。

當地無波浪觀測資料時可引用鄰近波浪觀測站之資料，由鄰近二站之資料，依相對位置內差應用之。月、季及年波浪機率統計至少須有一年連續觀測資料，極端值波高統計分析如欲求50年重現期(年)則至少須有20年以上之觀測或推算資料，資料之可靠性乃推算值信賴度之關鍵。

二、 淺海波浪推算

波浪由深海傳播到淺海時，受水深影響發生淺化現象，隨水深變淺波高趨漸變高、波長變短。波向則受水深地形影響產生折射現象，愈近海岸波向漸趨垂直海岸。如有島嶼、岬角或防波堤、離岸堤等結構物阻擋時會發生繞射現象波向轉彎繞向其背後，同時產生反射現象，部分能量反射回深海方向。及至水深大約為波高之1.28倍處會發生碎波，此即為碎波波高 H_b 、碎波水深 $h_b = 1.28 H_b$ ，之後波高及能量急速因碎波而減衰。週期則如非遇到潛堤而破碎波浪分裂之外，波浪週期變化微小，可以深海波浪週期設計。

1. 波浪淺化

波浪自深海向海岸傳播的過程中，在水深波長比

$h/L \leq 0.5$ 時波高、波長及波速均隨水深變化。海洋波浪雖為不規則波，但可將有義波視同規則波，在設計應用上以微小振幅波處理。如須精密計算時波動應考慮非線性影響，以有限振幅波計算淺化係數，波高受波浪尖銳度 H_0/L_0 影響會比微小振幅波大。圖3.3.3為有限振幅波之淺化係數 K_s 與 h/L_0 及 H_0/L_0 關係曲線，圖最下面及右上方之曲線為微小振幅波之 $K_s \sim h/L_0$ 關係。

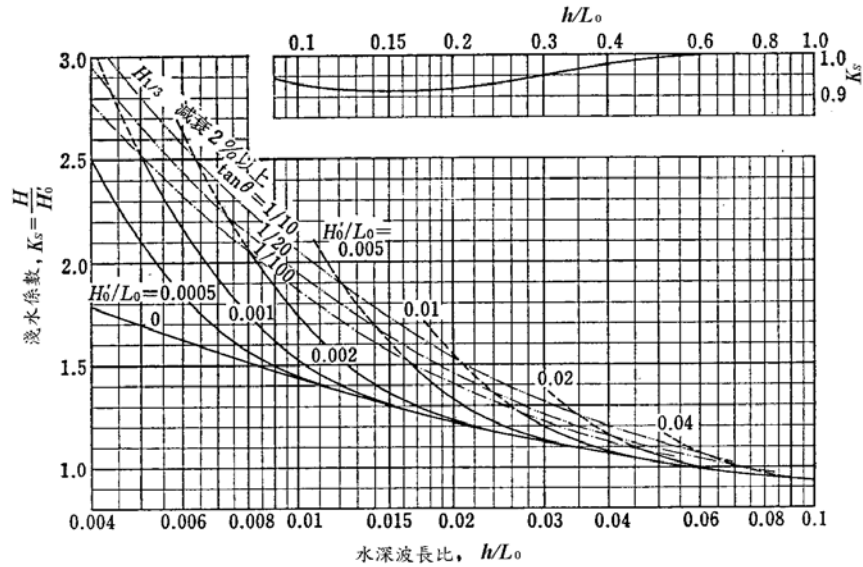


圖3.3.3 有限振幅波之淺化係數 K_s

2. 碎波及碎波後波高

波浪進入近岸極淺水區，表面水粒子速度大於波速時波形崩潰，波峰出現白沫的碎波現象，碎波後碎波帶內之波高因能量損失急速衰減。碎波帶內之波高可由Goda計算式推算。

$$H_s = \begin{cases} K_s H'_o & ; h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_o H'_o + \beta_1 h), \beta_{\max} H'_o, K_s H'_o\} & ; h/L < 0.2 \end{cases} \quad (3.3.8)$$

$$H_{\max} = H_{1/250} \begin{cases} K_s H'_o & ; h/L \geq 0.2 \\ \min\{(\beta_o^* H'_o + \beta_1^* h), \beta_{\max}^* H'_o, 1.8 K_s H'_o\} & ; h/L < 0.2 \end{cases} \quad (3.3.9)$$

$H_{\max}$ 為250波中之最大波，即以 $H'_{\max}=1.8H_s$ 計算。 H'_o ：深海有義波高，式中之常數 β_o ， β_1 ， $\beta_{\max}$ ， β_o^* ， β_1^* ， $\beta_{\max}^*$ 等常數由表3.3.1所列各式計算，式中 $\min\{a,b,c\}$ 指括弧內a,b,c三值中取最小值。

表3.3.1 常數計算式

H_s 計算用常數	$\beta_o = 0.028(H'_o / L)^{-0.38} \times \exp[20 \tan^{1.5} \beta]$ $\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \beta]$ $\beta_{\max} = \max \{0.92, 0.32(\frac{H'_o}{L_o})^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \beta]\}$
$H_{\max}$ 計算用常數	$\beta_o^* = 0.052(H'_o / L)^{-0.38} \times \exp(20 \tan^{1.5} \beta)$ $\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \beta]$ $\beta_{\max}^* = \max \{1.65, 0.53(\frac{H'_o}{L_o})^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \beta]\}$

註： β ：海底坡度， $\max\{a,b\}$ 指取a,b二值之較大者。

圖3.3.4為Goda公式圖化不同海底坡度之碎波帶內最大波高及有義波高變化圖，淺化係數 $K_s=H_s/H'_o$ ，可由圖3.3.4依堤前 h/H'_o 及 H_0/L_0 查得，但圖中之 H'_o 為換算等值深海波波高 ($H'_o=K_r K_d H_0$)，曲線最高點為碎波波高，其左側為碎波後波高， K_r 為折射係數， K_d 為繞射係數； K_r 可由(三)折射一節中之圖3.3.5及圖3.3.6求得；即，由圖3.3.5根據防護設施處之 h/L_0 對照波浪入射角 $(\theta_p)_0$ 之交點分別求出折射角 $\Delta\theta$ ；由圖3.3.6對照不同之方向擴散係數 $S_{\max}$ ，根據防護設施處之 h/L_0 與波浪入射角 $(\theta_p)_0$ 之交點求出 K_r 。 K_d 可由(四)繞射一節計算之。

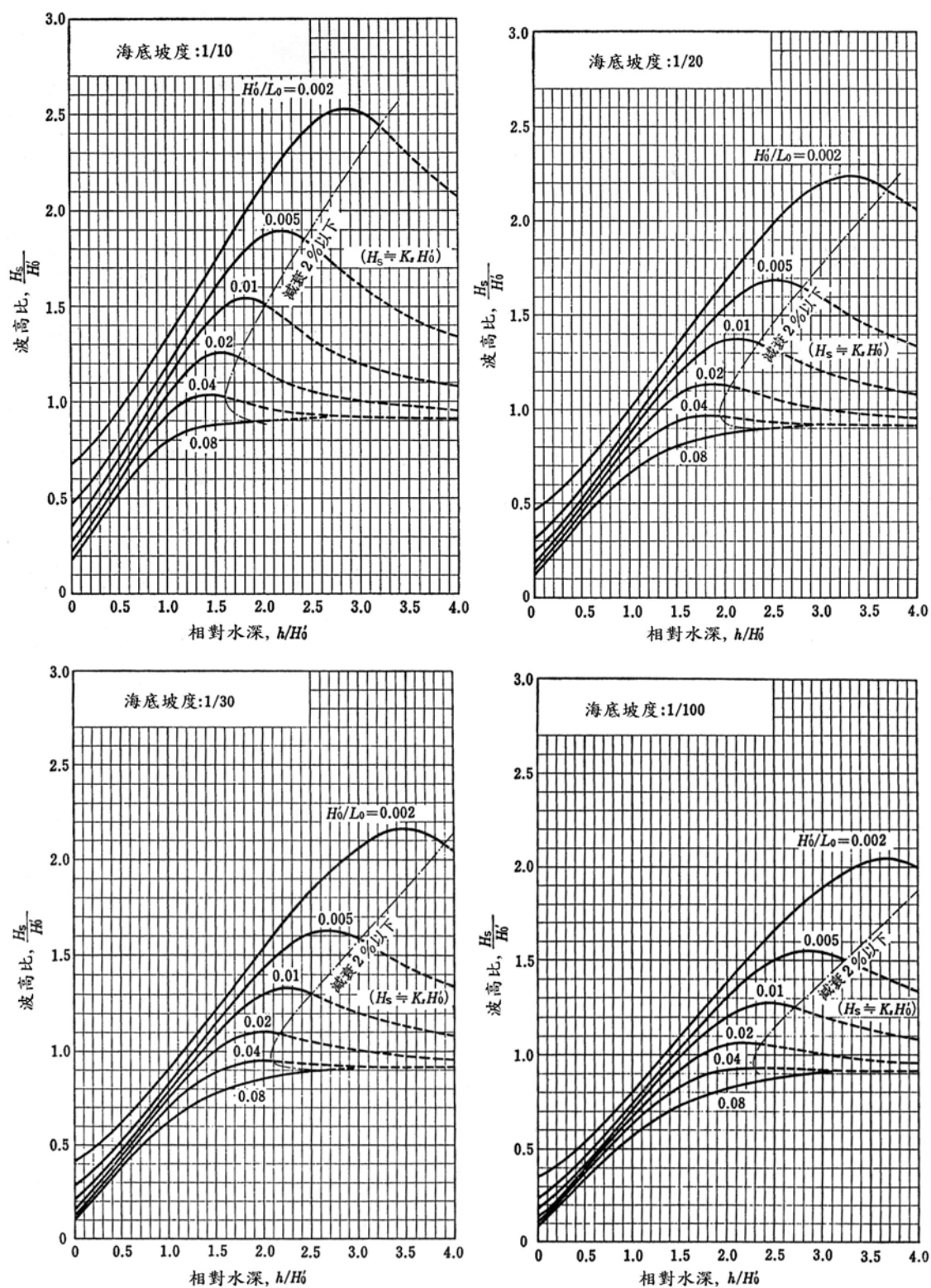


圖3.3.4 不規則波在碎波帶內波高變化(合田,2008)

3. 折射

不規則波在平行等深線之折射角及折射係數可由圖 3.3.5 及圖 3.3.6 查得，圖中之 $S_{\max}$ 為方向擴散係數 $= (2\pi f_p U/g)^{-2.5}$ ， f_p 為波譜主頻率(波譜最大時所對應之頻率)， U 為風速， g 為重力加速度。風浪之 $S_{\max}=10$ ，短程衰減距離之餘波(Swell 俗稱長浪) $S_{\max}=25$ ，經長程衰減距離之餘波 $S_{\max}=75$ 。

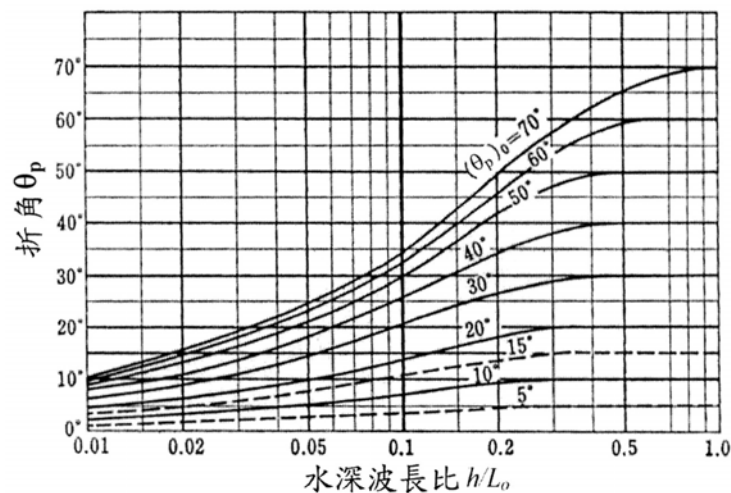


圖3.3.5 不規則波等深線折射角(合田,2008)

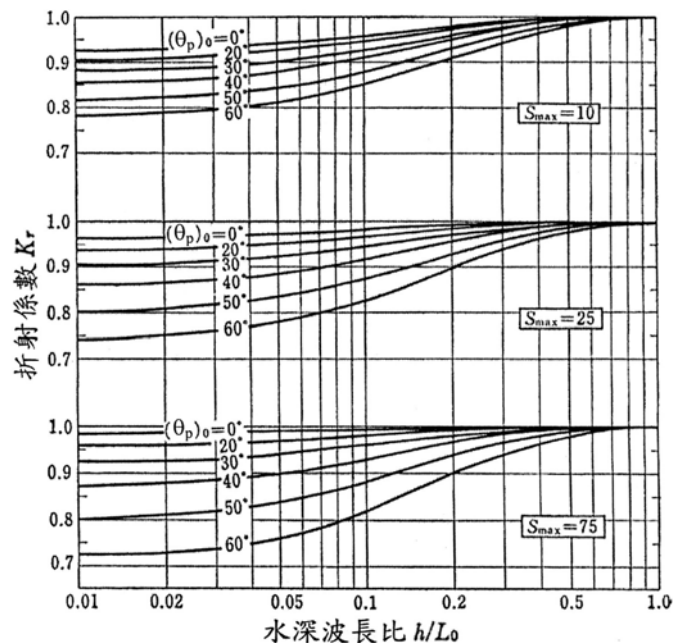


圖3.3.6 不規則波平行直線等深線折射係數(合田,2008)

4. 繞射

水深一定情況下， K_d 分別可由圖3.3.7a及圖3.3.7b求得。波向垂直入射時不規則波之繞射係數如圖3.3.7a所示，圖中之 x/L 及 y/L 為無因次化之距離， y 、 x 分別為縱橫座標， L 為開口處入射波波長。a圖為風浪($S_{\max}=10$)、餘波($S_{\max}=75$)垂直入射於半無限長之堤長時繞射係數圖，b圖為風浪($S_{\max}=10$)、波向垂直入射時開口比 $B/L=1$ 及 $B/L=2$ 之繞射區內之繞射係數圖， B 為堤防開口寬度，圖左半部為週期比，右半部為波高比。如入射波斜向為 θ 時，可將垂直入射之繞射圖依表3.3.2所列之偏向角 $\Delta\theta$ 旋轉，依圖3.3.8所示，取 $\Delta\theta$ 近似推估之。

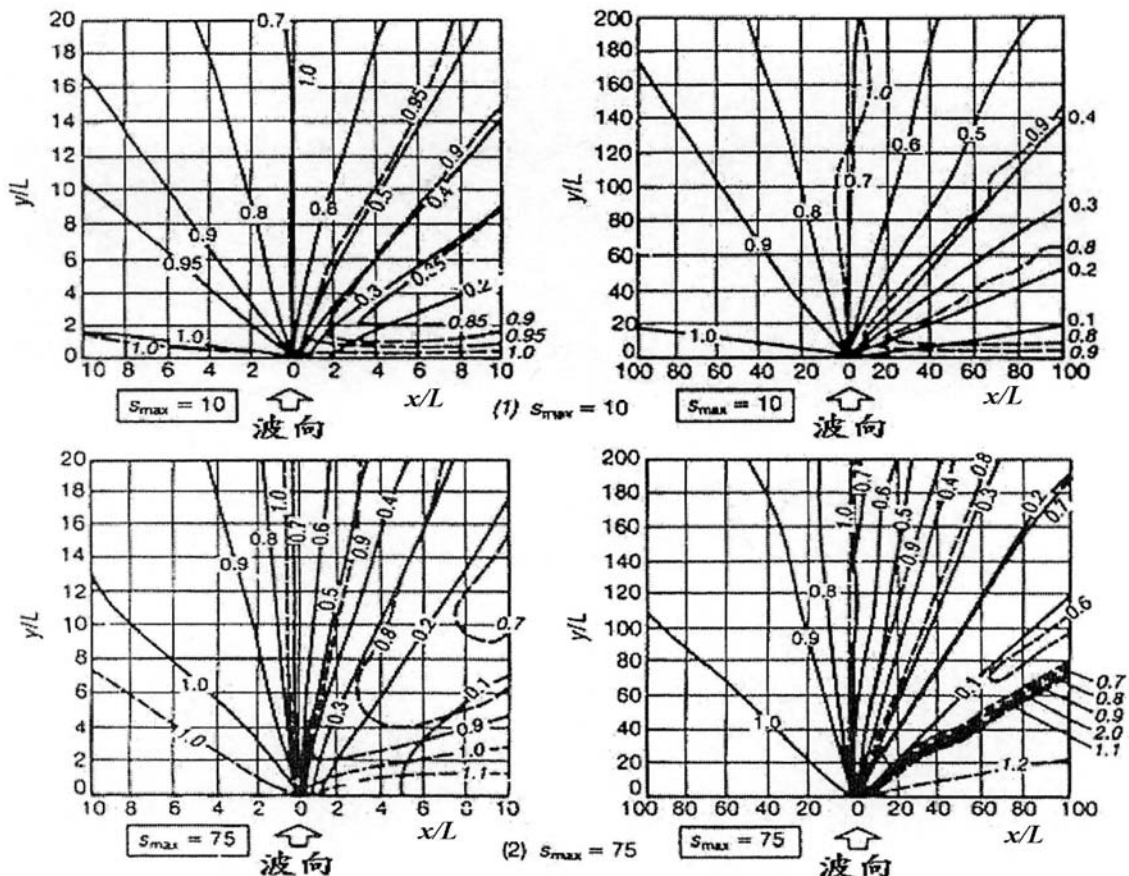


圖3.3.7a 波浪垂直於單一無限長防波堤不規則波繞射係數(合田,2008)

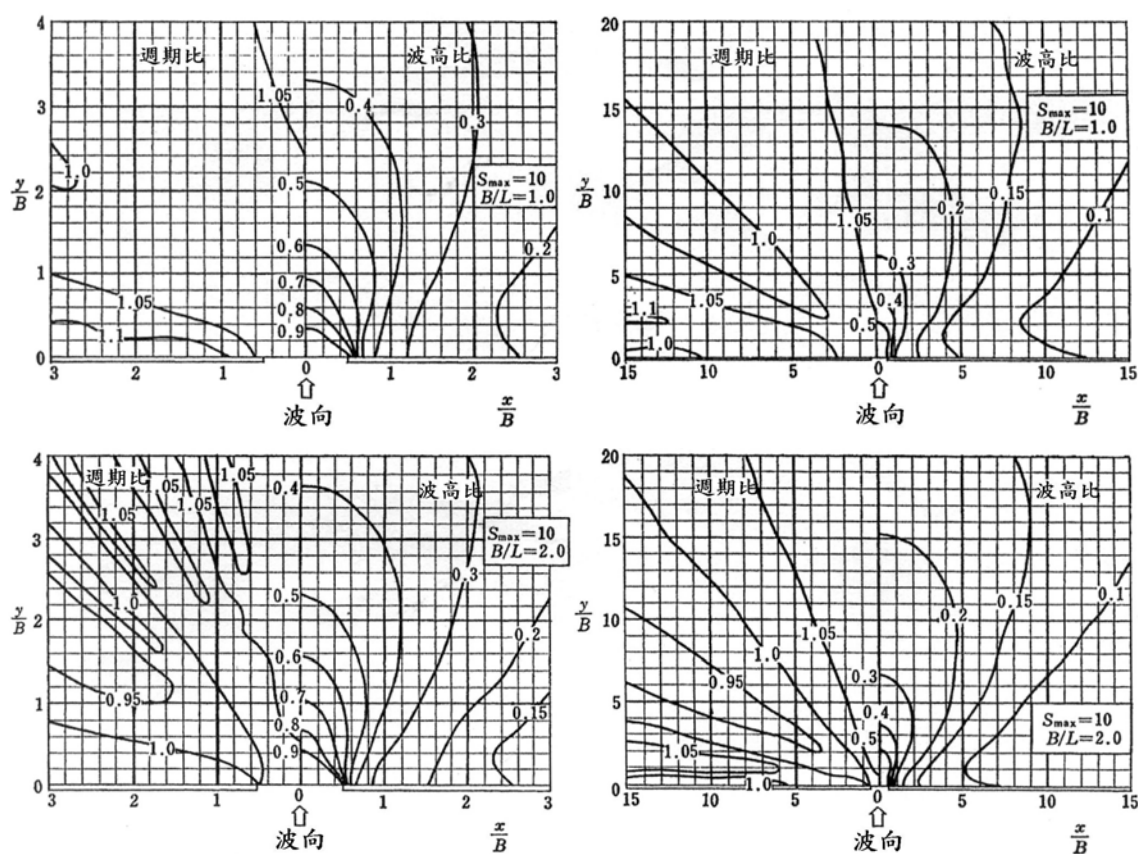


圖3.3.7b 開口防波堤不規則波之繞射圖(合田,2008)

表3.3.2 $S_{\max}=10$ 時繞射圖旋轉偏角

B/L	偏角 $\Delta\theta$			
	$\theta = 15^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 60^\circ$
1.0	37°	28°	20°	11°
2.0	31°	23°	17°	10°
4.0	26°	19°	15°	10°

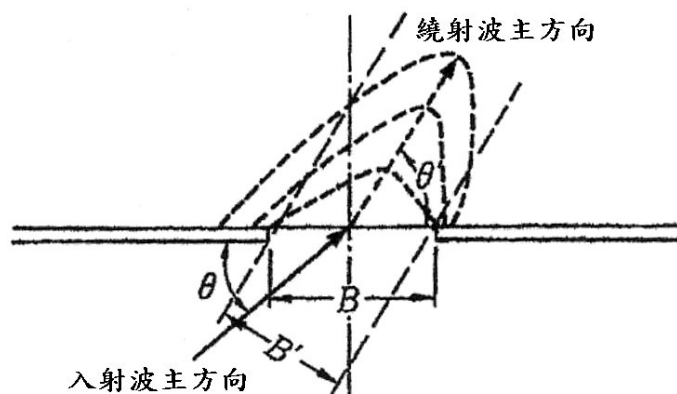


圖3.3.8 斜向入射波繞射主軸偏角

3.3.5 波浪溯升高^{[9],[10],[18],[20],[25],[27],[29],[43],[44]}

說明現有海岸防護設施之堤前波高、波浪溯升高、回降、越波量檢討結果。

說明：

一、堤前波高推算

波浪由外海經折射繞射至堤防堤趾時，堤前波高可參照3.3.4節推算。計算時水深 h 係以堤防堤趾在設計潮位下之水深計算，換算深海波波高 $H_0'=K_t K_d H_0$ 。

堤防前如有離岸堤或潛堤存在時，其堤前波高應考慮波浪透過率修正堤前波高。入射波高 H_i 與透水波高 H_t 之比率稱為透過率 $K_t(=H_t/H_i)$ ，波浪之透過率一般都由水工試驗求得，不同形式之結構物及材料各有不同透水率，就傳統透水性堤防或離岸堤有下列公式可引用：

1. d'Angremond etc.(1996)

$$K_t = -0.4 \frac{R_c}{H_{si}} + 0.64 \left(\frac{B}{H_{si}} \right)^{-0.31} (1 - e^{-0.5\xi}) \quad (3.3.10)$$

式中

R_c ：堤頂出水高

H_{si} ：堤前有義波高

B ：透水性堤防或離岸堤頂寬

ξ ：碎波參數 $(\tan\alpha/(H_{si}/L_0)^{0.5})$ ， α 為透水性堤防或離岸堤前坡面傾角， L_0 為深海波波長

2. van der Meer (1991)

$$K_t = \left(0.031 \frac{H_{si}}{D_{n50}} - 0.024 \right) \frac{h_c}{D_{n50}} + b \quad (3.3.11)$$

式中

H_{si} ：入射波高

$$b = \begin{cases} -5.42S_{0p} + 0.323 \frac{H_s}{D_{n50}} - 0.0017 \left(\frac{B_h}{D_{n50}} \right) + 0.51^{1.84} & ; \text{傳統} \\ -2.6S_{0p} + 0.05 \frac{H_s}{D_{n50}} + 0.85 & ; \text{潛堤} \end{cases}$$

$S_{op}=H_{op}/L_{op}$ ， D_{n50} ：石塊平均粒徑， R_c ：堤頂出水高

S_{op} ：主頻波浪銳度， B_h ：離岸堤在靜水面處寬度

傳統拋石堤：最大 $K_t = 0.75$ ，最小 $K_t = 0.075$

潛堤：最大 $K_t = 0.6$ ，最小 $K_t = 0.15$

二、波浪溯升高

過去之堤高設計都以有義波高之溯升高 R_s 考量，但依此決定之堤高可能100波中仍有約13.4個溯升會超過此值，安全上不無顧慮，因此近期都改採較大2%之平均 $R_{2\%}$ 為設計標準。以 $R_{2\%}$ 設計者仍有1.5波超過此值，因此得另加餘裕高方能防止波浪不越堤。

依水利規劃試驗所2010年「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」，波浪溯升高之計算常因海堤堤趾水深、入射波浪之波高及週期、入射角、堤面坡度、粗糙率、斷面形狀及透水性等而異，此等因素之個別影響如何不易分別估計，故通常以波浪直角入射於光滑面之直線傾斜堤為基本溯升高，然後再依其他影響因素修正計算，如下式

$$R' = R \cdot K_f \cdot K_\theta \cdot K_b \cdot K_p \quad (3.3.12)$$

式中 R' ：綜合各種影響後之波浪溯升高

R ：光滑傾斜堤之波浪溯升高

K_f ：堤面粗糙度改正係數

K_θ ：波浪入射角改正係數

K_b ：有平台時改正係數

K_p ：透水性修正係數

其中，光滑不透水面之溯升高計算式繁多，工程人員可參考水利規劃試驗所2010年「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」第五章所列常用計算式，或較新並經驗核之計算式進行光滑不透水面溯升高計算。一般得以美國CEM(2003)光滑不透水面溯升高推算式為依據，再依下述粗糙面、複式斷面及斜向入射等影響因子進行修正溯升高。

美國CEM(2003)

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 1.6\xi_{op} \quad ; \quad 0.5 < \xi_{op} < 2.5 \quad (3.3.13)$$

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 4.5 - 0.2\xi_{op} \quad ; \quad 2.5 < \xi_{op} < 9 \quad (3.3.14)$$

式中

$R_{2\%}$ ：超過機率2%之溯升高

H_s ：堤前坡高

ξ_{op} ：碎波參數 $(\tan\alpha/[2\pi H_{os}/(gT_s^2)]^{0.5})$

H_{os} 為深海有義波高

T_s 為有義週期

α 為堤防坡面傾角。

1. 粗糙度之修正

光滑面溯升高 R 乘以粗糙減低係數 K_f ，即為粗糙面之溯升高 $R'=K_f R$ ，不同堤防表層之粗糙減低係數如下表：

表3.3.3 不同堤防表層之粗糙減低係數表

堤防表層	減低係數 K_f
光滑不透水(光滑混凝土、瀝青)	1.0
漿砌或鋪卵石	0.9
草皮(3cm)	0.9-1.0
土工墊、草墊、孔隙瀝青	0.95
粗混凝土	0.85
一層塊石鋪在不透水層上	0.80
混凝土鋪面塊	0.75
石塊、蛇籠	0.70
圓形拋石	0.6~0.65
一層塊($H_s/D=1.5\sim3.0$)	0.8
二層塊石	0.6

2. 複式斷面及平台之修正

複式斷面之溯升及越波試驗資料甚少，一般為方便計將複式斷面之坡度用以下方法假設為單一坡度處理。

三、Saville(1958)建議以估計之最大溯升高與碎波水深連線所形成之交角 α ，代入相關公式計算。(參照圖3.3.9)

1. de Waal and van der Meer (1992)建議以下式計算 K_b (參照圖3.3.10)

$$K_b = 1 - r_B(1 - r_{dB}) \quad ; \quad 0.6 \leq K_b \leq 1.0$$

$$-1.0 \leq d_b / H_s \leq 1 \quad (3.3.15)$$

在 $B > 0.25L_0$ 情況下

$$r_B = \frac{B/H_s}{2\cot\alpha + B/H_s}, \quad r_{dB} = \frac{d_b^2}{2H_s^2} \quad ; \quad 0 \leq r_{dB} \leq 1 \quad (3.3.16)$$

$\cot\alpha = (L_b - B)/3H_s$ ， L_b 為連接水面 $\pm 1.5 H_s$ 間之堤防水平距離。

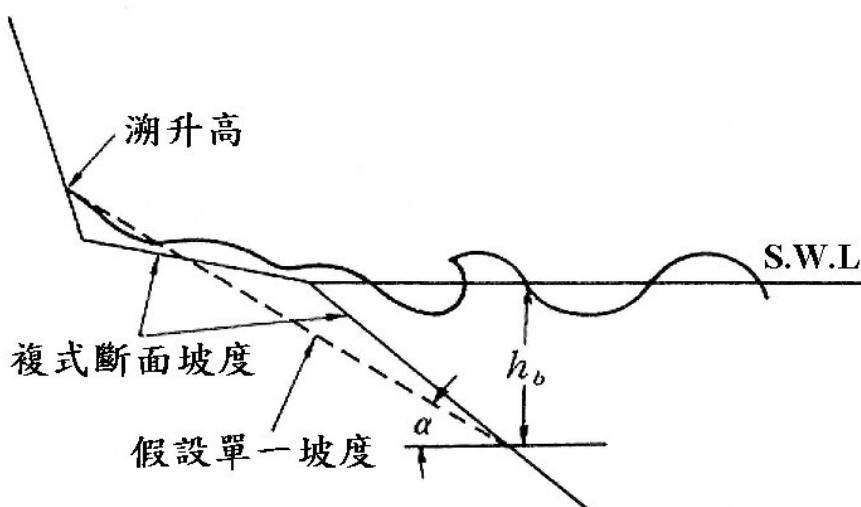


圖3.3.9 複式斷面假定單一坡度示意圖

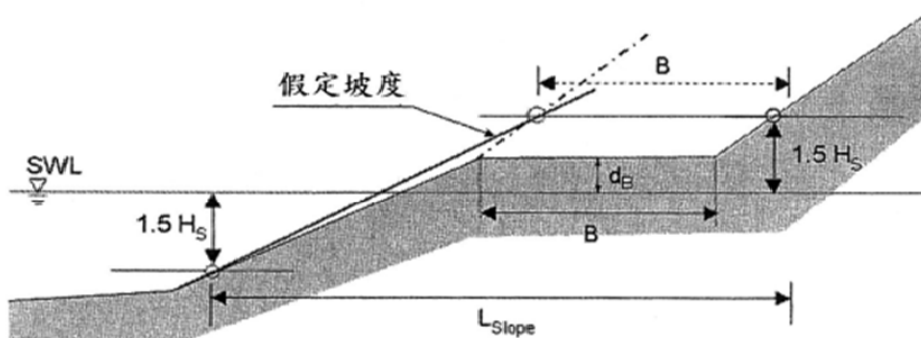


圖3.3.10 van der Meer假定坡度示意圖

2. EurOtop(2007)提議

平台在靜水面上時：

$$r_{dB} = 0.5 - 0.5 \cos\left(\frac{\pi d_b}{R_{2\%}}\right) \quad (3.3.17)$$

在靜水面下時：

$$r_{dB} = 0.5 - 0.5\left(\frac{\pi d_b}{2H_s}\right) \quad (3.3.18)$$

式(3.3.13)~(3.3.16)中， $R_{2\%}$ 為超過機率2%之溯升高， H_s 為堤前有義波高、 B 為平台寬、 α 為 $\pm 1.5H_s$ 間之平均坡度、 d_b 為平台上水深、 $r_B = B/L_{Berm}$ 為平台寬因子。另外，平台於靜水面 $B = 0.4L_{Berm}$ ， $-1.0 \leq d_b/H_s \leq 1.0$ 時最有效，此時平台

減低係數 $K_b=0.6$ ， K_b 值介於 $0.6 \leq K_b \leq 1.0$ 。平台對溯升之減低係數如圖3.3.11所示。

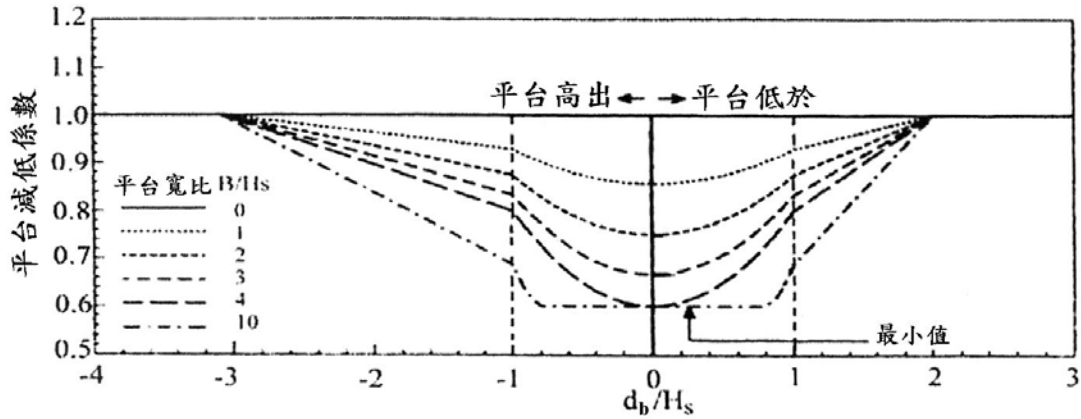


圖3.3.11 平台對溯升及越波之減低係數

3. 入射角之修正

$$K_{\theta} = 1 - 0.0022|\theta^{\circ}| \quad ; \quad 0^{\circ} \leq |\theta| \leq 80^{\circ} \quad (3.3.19)$$

θ ：入射波向角與堤防垂直線之交角

四、波浪回降

波浪溯升後水位退回到平均水位以下，到下一波浪來臨前水位最低時之垂直高度稱為回降(Run-down)。回降量與堤趾保護與堤趾附近堤面安定有密切關係，但試驗資料較少，據試驗結果回降深度可以下式推算：

CIRIA/CUR(1991)推算式

光滑面：

$$\frac{R_{d2}}{H_s} = 0.33\xi_p \quad ; \quad \xi_p < 4 \quad (3.3.20)$$

$$\frac{R_{d2}}{H_s} = 1.5 \quad ; \quad \xi_p \geq 4 \quad (3.3.21)$$

式(3.3.22)~(3.3.23)中

R_{d2} ：2%超過機率之回降深

H_s ：堤前有義波高

ξ_p ：碎波參數

粗糙透水面：

$$\frac{R_{d2}}{H_s} = 2.1\sqrt{\tan \alpha} + 1.5 \exp[-60(H_s / gT_m^2)] - 1.3P^{0.15} \quad (3.3.22)$$

式中

R_{d2} ：2%超過機率之回降深

H_s ：堤前有義波高

T_m ：平均週期

α ：堤防坡面傾角

g ：重力加速度

P ：透水係數(0.1~0.6因表層透水性而異，參照表3.3.4)

表3.3.4 滲透參數P值因堤防結構滲透功能而異

表層2層厚底層為不透水層	P=0.1
表層2層，次層厚1.5D _{n50}	P=0.4
表層2層，堤體填土石方碎石	P=0.5
全堤拋石	P=0.6

3.3.6 容許越波量 [9],[10],[18],[31]

容許越波量由堤線位置與防護對象之距離、防護對象之重要性及排水設施等決定，一旦容許越波量決定即可依此反推堤頂高度。

說明：

一、越波量計算

影響越波之因素除與溯升相同之外，最重要因素為堤頂出水面高 R_c ，所謂堤頂出水高係指堤頂至靜水面之垂直高度。溯升高與堤頂高之落差愈大越波量愈多堤後安全性降低，過量則

對建築物或行人車輛造成危險。溯升及越波乃不規則性之機率過程，有極端值出現之機會。

越波量係以100波以上之波浪作用時單位寬度之平均越波量表示，若干試驗指出瞬間最大越波量可能達到平均越波量之5~50倍，超過機率2%者約為平均越波量之5倍，超過機率為1%者約為平均越波量之6倍。越波量推算式均在較簡單之條件下所舉辦之實驗所歸納之結果，如地形及斷面複雜者應另辦理水工試驗決定越波量。

光滑面之越波量公式如欲應用於粗糙面或斜向入射時，可以下式求得

$$q' = K_f K_b K_\theta q \quad (3.3.23)$$

q' ：粗糙面斜向入射之平均越波量($m^3/m/s$)

q ：光滑面平均越波量($m^3/m/s$)

K_f ：粗糙面修正係數， K_b ：平台修正係數

K_θ ：波向修正係數

1. 堤趾水深/波高比 $h/H_s > 0.5$

van der Meer等(1998)依據試驗結果分別就波浪是否於堤面碎波提出越波量計算公式如下

碎波時($\xi_{op} < 2$)：

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = \frac{0.067}{\sqrt{\tan \alpha}} K_b \xi_{op} \exp\left(-4.25 \frac{R_c}{H_s} \xi_{op}^{-1} \frac{1}{K_b K_f K_\theta}\right) \quad (3.3.24)$$

不碎波時($\xi_{op} \geq 2$)：

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_s} \frac{1}{K_f K_\theta \tan \alpha}\right) \quad (3.3.25)$$

$$\xi_{op} = \tan \alpha / \sqrt{2\pi H_{os}/gT_s^2}$$

H_{os} ：深海有義波高， T_s ：有義週期， $\tan\alpha$ ：堤面坡度， q 為單位時間單位寬度越波量， R_c 為堤頂出水高， H_s ：為堤趾波高， K_f ：粗糙面修正係數， K_b ：平台修正係數， K_θ ：波向修正係數。

2. 堤趾水深極淺處或灘線以上 $h/H_s < 0$

臺灣或其他國家之許多海堤均設置於高潮線以上，在此條件下因距碎波點較遠，溯升及越波量須較設置於水中者低。Goda(2008)依據CLASH計畫(2007)及玉田等(2002)之資料提出可適用於堤趾水深接近0之越波量計算式如下

$$\frac{q}{\sqrt{gH_s^3}} = \exp\left\{-\left[A + B\left(\frac{R_c}{H_s}\right)\right]\right\} \quad ; \quad 0 \leq \frac{h}{H_s} \leq 6 \quad (3.3.26)$$

$$A = 3.4 \tanh\left\{0.956 + 4.4 \tan\alpha \left[h/H_s + 1.242 - 2.032(\tan\alpha)^{0.25}\right]\right\}$$

$$B = 3.4 \tanh\left[0.822 - 2.22 \tan\alpha (h/H_s + 0.578 - 2.22 \tan\alpha)\right]$$

H_s ：堤趾波高， R_c ：堤頂出水高， h ：堤趾水深， $\tan\alpha$ ：海床坡度

二、容許越波量

依水利署水利規劃試驗所2010年之「海岸防護設施設計準則(草案)－海堤篇」，容許越波量由(1)堤頂或堤背後行人及交通安全性，(2)由堤體結構安全，(3)堤後產業、建築物之重要性，及(4)堤後排水設施之容量等訂定，其標準如表3.3.5所示。由上述越波量容許標準制定原則，考量計畫區海堤堤後土地利用情形，決定沿線海堤防護標準。

表3.3.5 容許越波量與防護設施、利用狀況之關係表

堤面保護情況及堤後使用狀況		容許越波量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{m}$)
海堤	三面混凝土保護工	0.05
	堤頂保護工內坡無保護層	0.02
	堤頂無保護層	0.005以下
護岸	背頂無保護工	0.05
	背頂有保護工	0.2
直立護岸	含堤頂低消波護岸	0.01
汽車	緊臨堤後(50%安全度)	2×10^{-5}
	(90%安全度)	1×10^{-6}
行人	緊臨堤後(50%安全度)	2×10^{-4}
	(90%安全度)	3×10^{-5}
建築物	緊臨堤後(50%安全度)	7×10^{-5}
	(90%安全度)	1×10^{-6}
重要性	堤後房屋、公共設施密集，越波、浪花可能造成災害	0.01
	其他重要地區	約0.02
	其他地區	0.02~0.06

3.3.7 防護標的與基準^{[9],[10],[18],[16]}

防護標的為需防護對象，應依據各類災害可能影響程度與範圍，探討需予以防護的標的。防護基準為設施的防護能力設定，需就災害類型分別擇選適宜基準，其中海岸侵蝕及暴潮溢淹應依致災程度，並考量標的類型、重要性及其周遭相關法定區位、土地利用狀況及環境特性，擇選相對應適宜的防護基準，而洪氾溢淹則依循河川排水治理計畫的防護基準。

說明：

依據水利規劃試驗所105年9月「海岸防護計畫規劃作業參考手冊(草案)」，防護標的類型之訂定如表3.3.6所示，防護基準則依災害類別擇選，先進行防護範疇之界定，再依據海岸防護標的重要性及沿岸土地利用情況，擇取適當的防護基準進行海岸防護相關規劃設計工作。

表3.3.6 一般防護標的類型

災害	標的類型
暴潮溢淹	以需防護的村落為主。 其他需防護的重要設施(如維生設施等)。 自然海岸原則不納入考量,除災害影響程度甚劇需進一步考量者。
海岸侵蝕	海岸侵蝕對海岸防護設施造成影響。 其他需特別關注的設施。 海岸自然侵蝕(河口區及天然沙洲等)原則不納入考量,除災害影響程度甚劇需進一步考量者。
洪氾溢淹	河川及排水治理計畫保全的對象或區域。 其他易受洪氾溢淹影響的重要設施。

3.3.8 環境生態營造及景觀融和^{[4],[10],[11],[18],[21]}

規劃方案除須滿足海岸防災需求,同時須就海岸空間可能衍生的遊憩活動進行審慎考量,選擇適用的海岸工法,以符合民眾對海岸生態、景觀、遊憩親水的利用需求。

說明：

防災、生態環境、景觀環境與休閒環境之間既有衝突亦有互惠。有優良的生態環境才能吸引遊客來觀賞生態,保育自然地形自然就會形成豐富多樣的生態環境,招來遊客賞景親水。防災措施如能善加規劃設計亦有助於生態復育。例如離岸堤可使水域穩靜,堤體可供海洋生物棲息。人工海灘可防災亦可提供海岸休憩及親水空間,透過人工補砂或其他工法來固定砂灘,維持其安定性。但如不善加控制,過密之利用則造成環境傷害,過多之休閒活動亦足以傷害生態與景觀。海岸除前面有無垠開闊的海域外,背後通常亦有砂丘、防風林、濕地或養殖池等人為或自然的緩衝帶,形成開闊的公共空間,在此開闊的自然環境中,徜徉於海邊欣賞晨曦東昇或夕陽下沉,傾聽濤濤波聲、海風拂髮送來潮香令人心曠神怡,可充分享受視覺、聽覺、嗅覺等感受。在景觀設計上應充分活用海、陸生態

及鄰近地區景觀特性等豐富的自然資源加以發揮。

海堤、護岸在海邊區域中雖只不過一線而已，但在整體海岸景觀中卻是最為突出之人工結構物，如何使之能與周邊景觀融合又能發揮親水功能，在整體景觀設計中扮演最重要的角色，卻也是最難處理的一項工作，需由景觀專家及海岸防護設施師通力合作始可達成。

依據海岸親水空間評估結果，結合海岸環境特色及景觀營造，建構親水空間規劃技術，以營造多元休閒遊憩與觀光利用，同時可以保育海岸資源，活化地方人文與生產特色。臺灣現行政策雖已不再新建海堤，但考量現有海堤未來仍有重建或修繕之可能，故針對海堤之景觀性及親水性，提出堤前堤後各種海堤堤面之營造建議，供現場工程師依經費及需求做設計時之參考。

其中就海堤或護岸設施，可分別從構造型式、色彩運用、線狀配置及材料選用四個方面說明景觀營造手法。

一、構造型式：

海堤為達防災安全功效，因此具備基本安全結構型式，但舊海堤二側覆地的大小，運用複斷面形式海堤結構或是提高路側覆土深度，並結合景觀設計及植栽運用，緩和海堤量體結構對使用者可能產生的壓迫感受，以提升景觀品質，增加海洋面的視野。在景觀設計上可分別就海堤的海側、陸側分別考量。

1. 海側部分，可以階梯式、階段式、緩坡式、階段加緩坡式、人工沙灘式為考量，並配合不同生態型海岸結構設施物的運用，使之更具親和感。
2. 陸側部分，可以階梯式或緩坡式誘導使用者達到堤頂，並以景觀手法進行路側空間營造，使具景觀效益及親水遊憩機能；若陸側漁港且腹地不足，則可於結構設施下部增設雨庇式通路，經景觀處理後，可形成良好的賞景休憩空間。

二、 色彩運用：

臺灣海岸環境日照長且炙熱，根據李麗雪(2005)研究顯示，使用者普遍對經彩繪處理，且色彩與環境形成強烈對比的海堤景觀美值及評價都不高；所以若要運用色彩美化海堤，應對海岸及其週邊環境進行色彩分析，以選用與環境協調的色彩為宜。

三、 現狀配置：

在平面配置上臨海側應配合海岸地形進行配置，同時考慮堤頂作為賞景的可能性。同時可利用突堤或防波堤等作為人工岬頭創造自然曲線，不僅能符合力學需求，並具自然環境美學之韻律。

四、 質感及材料的選用：

海堤一般都使用混凝土，臨路側腹地不大的海堤或有使用馬賽克拼貼、立體陶瓷拼貼進行美化，腹地較大者或以植栽進行綠美化軟化水泥化空間，未來可以自然或具地方人文語彙材料進行美化處理。

海岸環境營造為求得安全、生態、景觀及親水等課題間的平衡，應針對目標海岸作整體性評估，評估流程如圖3.3.12。在海岸防護設施施作前，應先參考「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」；為避免工程設施造成生態棲地的破壞，在需防護的海岸地段，可依據「海岸生態棲地評估及工程影響減輕對策或替代方案研擬作業手冊(草案)」評估生態環境特性，並輔以工程影響減輕對策或補償方案，將工程對環境危害或干擾程度降至最低。待利用前述手冊完整評估後，面對有景觀維護或親水遊憩發展潛能之海岸段，則可透過下列評估流程與營造手法思考海岸整體營造規劃，並研擬出適宜的營造方式。

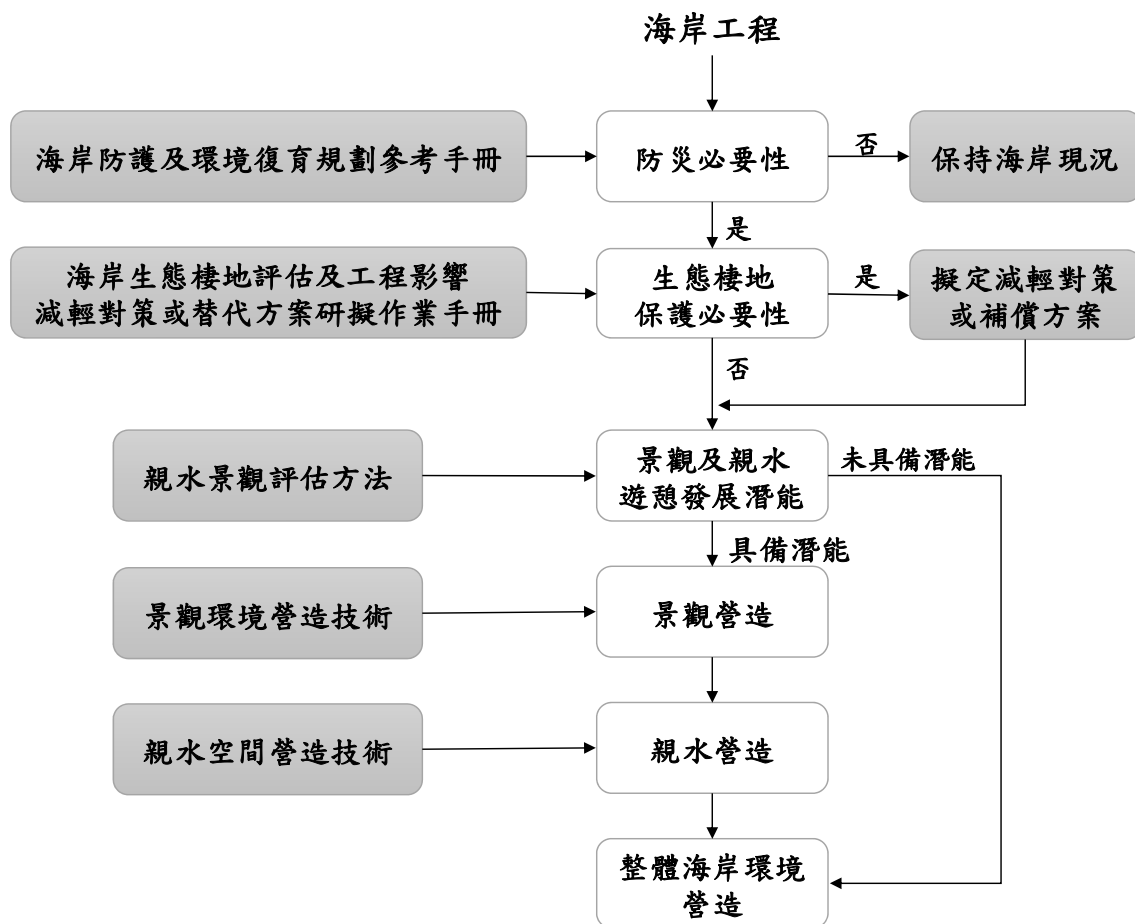


圖3.3.12 海岸環境營造評估流程圖

資料來源：親水景觀海岸環境整體營造規劃參考手冊(1/2)(2014)

3.3.9 民眾參與^{[10],[14],[16],[18]}

進行民眾及相關團體意願查訪、問卷調查等，說明當地居民對規劃改善期望及願景。

說明：

民間意識之把握，攸關計畫推動之難易及成敗，為深入瞭解地方政府及當地居民對防災期望及海岸環境發展願景，須進行民眾及相關團體意願查訪，作為規劃設計之重要參考資料。

在環境生態意識提升的臺灣，修建或興建海岸防護設施的規劃設計及施工的過程，若有民眾的直接涉入參與，可避免執行階段引發民眾抗爭，降低執行成本。規劃中期需要進行與當地居民的說明

會，讓民眾參與優選工法之意見，以確定最後優選方案之可行性。工程規劃後期，可設計讓民眾參與生態監測等工作，透過民眾共同維護海岸生態，達到保持海岸生態永續之目的。

依據水利規劃試驗所(2012)「民眾參與標準作業程序(SOP)建立及規劃成果推廣之研究」，提出公眾參與標準作業程序，四個公共溝通步驟為「初步對話」、「建立關係及信任感」、「深入溝通與共同協商」、「達成協議並承擔義務」。公共溝通步驟可貫穿規劃程序，從建立關係到形成利益關係者之共識之執行等。

「海岸防護計畫規劃」對於公眾參與的操作建議有三：一為在重要課題分析及對策階段與公民團體及地方社團進行意見交流；二為進行方案規劃時，考量生態環境景觀及休閒因素，進行公眾參與以收集相關意見；三為方案規劃完成後進行地方說明會收集意見，以作為方案修正參考。依據規劃工作重點可將「海岸防護計畫規劃」分成四個階段：

- 一、 第一階段：從「功能目標及範圍設定」、「基本資料蒐集」、「調查及外業測量」等，建議與利益相關者進行初步對話。
- 二、 第二階段：為規劃之「海岸特性分析」、「重要課題分析與對策」等工作，可針對計畫的目標、願景，邀請公民團體及地方社團進行意見交流，達成建立關係及信任感之目的。
- 三、 第三階段：為規劃之「方案規劃」、「方案修正」、「各方案綜合評價」及「優選方案」。考量生態環境、景觀及休閒需求，可辦理公眾參與活動，並召開地方說明會，說明方案規劃內容。需要進行深入溝通與共同協商，以達到利益相關者之間的共識。
- 四、 第四階段：為前階段之優選方案確立後的「計畫評價」及計畫審查行政程序。由於「海岸環境營造亦牽涉管理，建議未來著力於如何邀請社區參與海岸環境的管理工作。

3.4 防護設施布設方案規劃^{[10],[18]}

海岸防護設施之增設或多或少會對環境造成負面影響，除依防護目的規劃防護設施布置之外，亦應考量其對海灘安定及海岸生態景觀環境及文化資產保存之影響，從數種替代方案中，優選負面影響較小者，布設方案規劃之目的即依此要領決定其平面布置與斷面布置方式，以期達成防止溢淹、減少海岸災害、保障人民財產，穩定海灘防止侵蝕、維護海岸自然系統(砂丘、海灘等)。

說明：

海岸防護對策依其目的，相關防護設施大致可分為：

- 一、 溢淹防治：包括養灘、海堤、護岸、防潮堤、浮體防波堤、防潮閘門及暴潮閘、抽水系統等。
- 二、 海灘安定：包括消波堤、突堤(含岬灣工)、離岸堤、潛堤、潛礁、地下水降低、植物(紅樹林、海草)。
- 三、 海灘復育：人工養灘(機械、水力式)及土砂迂迴。
- 四、 零方案：任其自然，不採取對策(如生態保護區不得干擾)。

3.4.1 現況(零方案)研析^{[10],[18]}

係指不採取任何防護措施之零方案，探討方案時，須將各方案與零方案作比較，如不採任何措施仍可得防護效果，則採行零方案以維持海岸之自然法則與平衡機制。

說明：

零方案意指原本要防護海岸問題在現況不增加防護設施下處理情況。倘經過資料蒐集分析，考慮環境、工程、生態、景觀、經濟及政策法令等限制條件下，不增設防護設施(即為零方案)時，透過數值或物理模式預測未來海岸特性狀況(如地形變遷或環境水質改變)是否能被接受。若零方案預測結果證實此海岸問題可以自然

解決，即無需採用防護設施處理。若零方案預測結果指出此海岸問題繼續存在或更趨嚴重，則再規劃、評估合適防護設施方案，其分析步驟如下：

- 一、以數理公式分析零方案現況下，其平面與斷面佈置之防災功能及漂砂地形特性。
- 二、評估零方案之生態、景觀、休閒等功能。
- 三、評估零方案對臨近海岸地形環境之影響。
- 四、以數值模式或物理模型進行驗證。

零方案預測結果發現海岸問題需要防護設施才能解決時，零方案預測結果可作為選擇各種方案模擬結果之比較基準。因此零方案之評估在海岸規劃過程相當重要，可確定原本擬定之問題是否在不處理工法條件下解決，以節省人力及後續規劃經費。

3.4.2 初步方案研析^{[10],[18]}

初步研擬規劃方案，依防護安全、海岸生態、工程全生命週期、景觀親水、文化資產保存、經濟性及民眾意見等考量，優選出較適規劃方案。

說明：

一、海堤

堤頂高：依設計水位、波高及容許越波量決定。在可能範圍內盡量壓低堤高以利通路及景觀，並不宜阻擋海堤內側行人或車輛之觀海視線。

堤頂寬：以不少於三公尺寬為原則，得視施工需要、散步安全及腹地等條件決定。

二、突堤

突堤之功能在使其產生蓄砂之作用以免於暴風浪期間被

侵蝕，故其長度、方向及堤間隔需與波浪之方向及週期有適當之配合，使之能形成與波向線垂直之曲線灘線，但二突堤間灘線最深入部份不能超過原直線海灘，或者與海堤、砂丘之間至少要保留若干距離 Y_{min} ，如圖3.4.1所示。

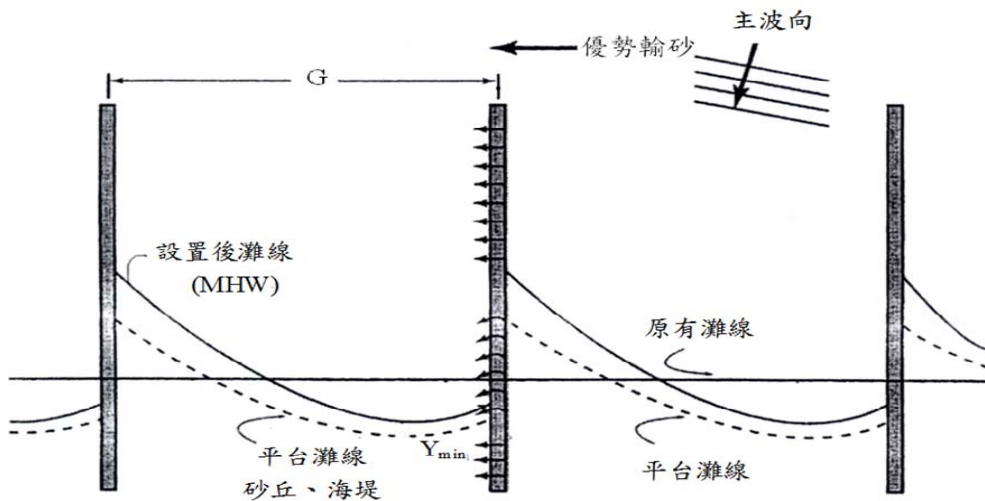


圖3.4.1 突堤間灘線

1. 堤長

堤長應視所欲阻擋之沿岸漂砂決定，一系列之突堤群第一、二座間如捕捉 $1/2$ 沿岸漂量，則第二、三座間僅有 $1/4$ ，以此類推，即知其效果遞減。另外突堤長自灘線起算如只有碎波帶之 $1/2$ 時，捕砂率約可達沿岸漂砂量之 50% ，尚有一半可流到下游。如堤延伸至碎波點，則大約攔下 80% 之沿岸漂砂。

由此可知突堤之攔砂效果並非全由堤長決定，而與碎波帶之寬度有關，亦即與海灘坡度有關。海灘坡度陡者用較短之長度亦可達到高攔砂效果，反之緩坡海岸則需有較長之長度方能達到同一效果。由於各處海灘坡度不同、波高不同、碎波帶寬度亦異，同時與潮差亦有關，因此所提議之堤長建議值也多所不同諸難一概而言。最重要者乃在如何衡量該讓多少百分比之沿岸漂砂可繼續供應到下游，免得引起下游海岸之侵蝕。下列各學者研究之突堤建議長

度值僅供參考：

(1)卵石灘：Coen-Cogli：自灘線起40~50m長

Fleming：50~60m長

(2)砂灘：Brown：延伸至平均水位下2m，可阻80%漂砂。

Fleming：自灘線起95m長

Bruun：延伸至水深4~6m最有效

Nagai：捲波碎波點至灘線之40%長

Horikawa：捲波碎波點至灘線之40~60%長

Ishihara：延伸至水深2.5m可阻止50%漂砂T型突堤至少60m長

CERC：高堤—延伸至水深MLLW以下3m可攔阻100%，1.3~3m可攔阻75%，0.3~1.3m可攔阻50%漂砂。

低堤—MLLW以下水深3m或以上可攔阻75%，水深小於3m可攔阻50%。

Kuo：灘線起算約以60-80m長為宜，以免阻擋過多之沿岸漂砂影響下游，視堆積情形再予以延長。

突堤愈長堤頭水深愈深，斷面、工程費跟著快速增加；此時宜考量經費省、施工容易之竹木樁設施。

2. 突堤群間隔

突堤長(B)與間隔寬(G)之比影響二突堤間所形成之安定灘線形狀，同時決定堤間之堆砂量，而更需確認暴風期灘線之後退不致於影響到海堤、砂丘之安全，最好尚能保留若干安全距離。所以最好的方法乃利用數值模擬或水工模型試驗尋找最適當的長度及間隔之佈置方案。

突堤間隔除與堤長有密切關係外，與潮差、波浪、海灘粒徑與坡度、波向季節變化等也有關係，各國各地這些條件都不同，實地經驗也不同，因此所提出之建議也有頗大之差異，大部份建議值均介於 $G/B=1\sim3$ ，而集中於 $1\sim2$ 間，這些建議值均屬不透水性或低透水性(拋石、消波塊)堤之經驗。另外國內郭、莊(1998)模型試驗結果為，突堤間隔 G 與堤長 B 之比， $G/B=2$ 時，堤間之堆積量最多。

3. 堤高

水平段：與平台(berm)同高(參考圖3.4.2)

中間段：自平台至平均低潮位之前灘傾斜部份，坡度可較前灘稍緩或平行。

外海段：與平均低潮位或平均最低潮位平或平行海底坡度，視攔砂率決定。

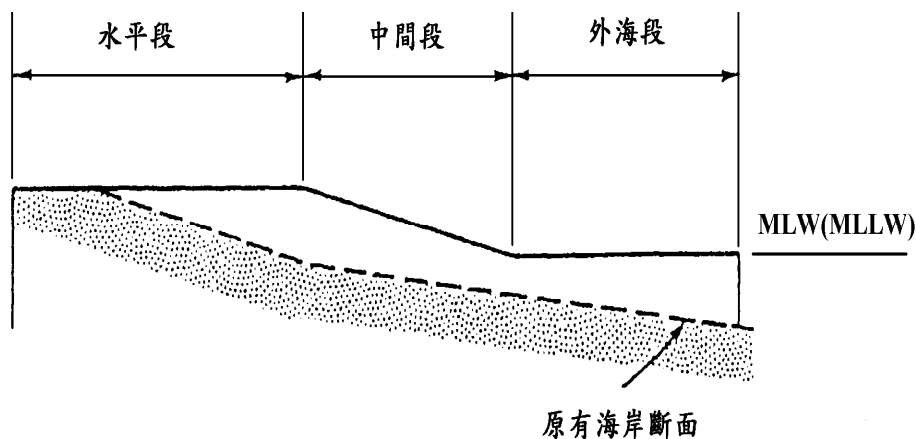


圖3.4.2 突堤斷面建議堤高

高灘水平段之高程及長度視欲期待之海灘寬度設計，高度約大於後灘高程之 $0.3\sim0.5\text{m}$ ，至少與平台同高，卵石灘則約高出高潮線 1m 為度。中間段以高於砂灘 $0.6\sim1.0\text{m}$ 視攔砂率決定，可俟堆滿後再予以加高。內灘段可依施工便利性及攔砂率決定，約與平均低潮同高。

4. 方向

突堤方向應依入射波向決定，一般海岸冬夏季波浪方向不同，所以向一邊傾斜成鈍角之突堤，於另一波向作用時則成銳角，利弊互換，因此採取與海岸垂直之突堤在不同季節均可適應，故多採垂直方向建設。

5. 突堤群末端

歸納以上諸經驗大致可獲得以下之結論：突堤長度應依欲期待之攔砂率、欲造成之海灘寬度與砂源供應量之關係決定。除能保護當地海灘防止海灘侵蝕之外，亦不應因而影響下游海岸之平衡導致下游海岸之侵蝕。一般以延伸至水深2~3m，攔阻約50%之沿岸漂砂為度，容許有另一半沿岸漂砂可繼續輸往下游。如果採用較長之堤長時，應以二堤間各自形成獨立之漂砂單元為設計之基本考量，決定其長度與寬度。為避免邊界之突變應於突堤群之末端設漸變段，約以5~6°角度逐漸將堤長縮短如圖3.4.3所示，使設置區末端及其下游海岸能保持平衡。

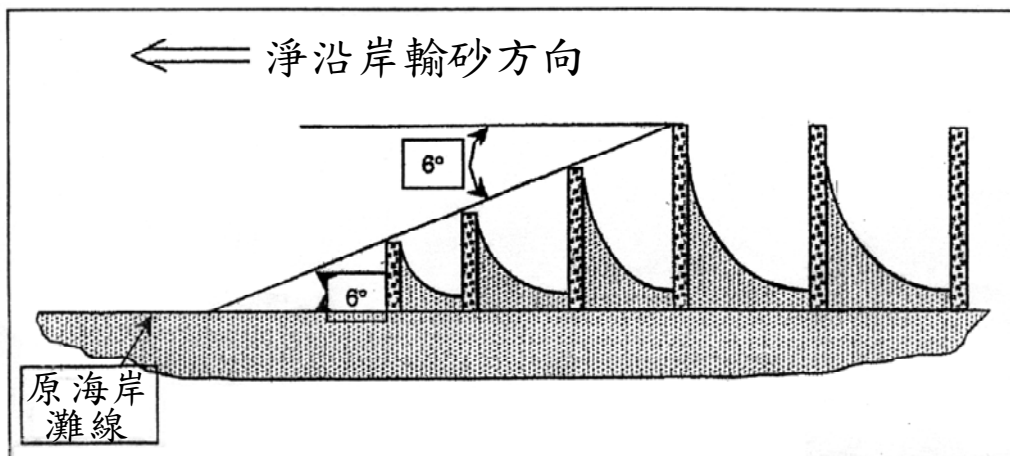


圖3.4.3 突堤群末端佈置

三、離岸堤

離岸堤設置(如圖3.4.4示意圖)以削減入射波能量、溯升高為目的時，可參照「3.3.5波浪溯升高」說明中之透過率，反覆計算校核不同設置水深、離岸堤之透射波溯升高是否合乎防護標的，以確定離岸堤設置水深。設置離岸堤之目的為因應海灘長期侵蝕，或為親水造灘而設置者，一般多設置在水深3~4m處，以此評估離岸距離，再根據離岸堤設置後預期形成之繫陸砂洲、砂舌、弱砂舌(Weak salient)或無起伏地形灘線，決定堤長及開孔寬等，其對策如後說明。

在設置離岸堤前應先考慮所欲期待之海灘堆積形狀為何？繫陸砂洲地形固然砂灘寬地形美觀，但對下游海岸最不利且不利水質交換。砂舌地形看似堆砂效果不如繫陸砂洲優良，但堤內側仍有沿岸流及沿岸漂砂可通過，對下游海岸安定影響較少，水流仍可交換對水質影響較低，因此不必強求形成繫陸砂洲。

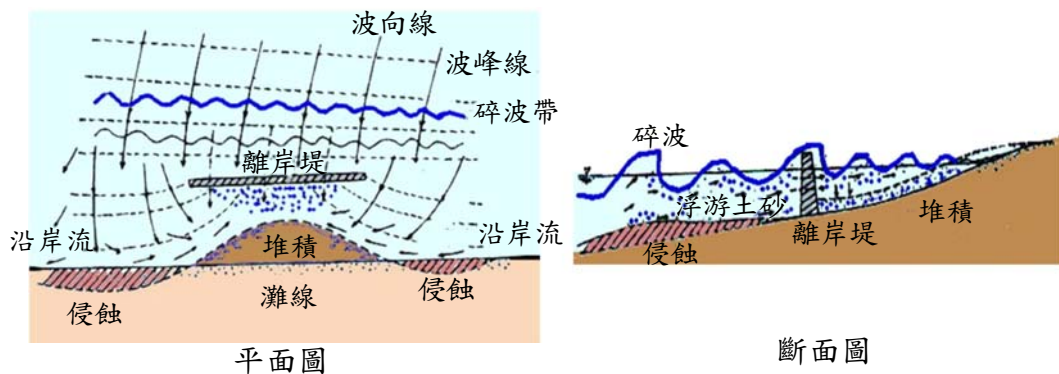


圖3.4.4 離岸堤示意圖

1. 堤線位置—離岸距離(Y)

離岸堤之佈置在第一階段都先決定堤線離岸距離。離岸距離Y相對於碎波帶寬度 Y_b 有二種選擇。

(1) $Y > Y_b$ ：堤線設置於碎波帶外海側，多用於抑制波浪而非造灘防侵之用，因離岸遠對原海灘線之影響較緩和。

(2) $Y < Y_b$ ：堤線設置於碎波帶內，主要目的在期待堤背後能形成半月形安定海灘，乃至促進砂舌或繫陸島之形成。

離岸越遠水深越深工程費越高，因此在可能範圍內應近岸，離岸距離越近越省錢越容易施工，但太近岸又因堤背後區不足以形成適當之穩靜度使土砂沉澱堆積，同時水位抬升較高離岸流速變快，將漂砂帶向外海方向不利堆積作用，但砂舌或繫陸島地形之形成並非單由離岸距離支配，與堤長及開口寬度亦有關，如圖3.4.5所示。

離岸距離與堤長比為控制海灘地形之重要因素。就單支堤而言，如離岸距離與堤長比 $Y/B \geq 2$ ，就難期待堆砂。

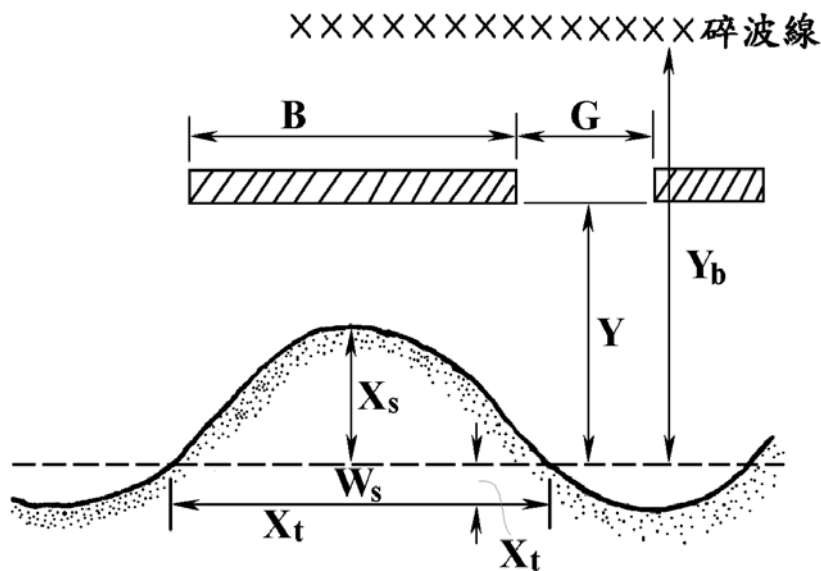


圖3.4.5 離岸堤各項參數示意圖

2. 堤長(B)

如為抑制波高之用，堤長B應有1倍波長L以上為宜。於緩坡海岸通常 $B/L \doteq 1.2 \sim 1.6$ 即能使波高明顯降低。在陡坡海岸時堤長應有2倍波長， $B \geq 2L$ 以上即能有效使波高減衰，但其消波效果亦與堤斷面及開口寬有關。

如以堆砂為目的則須考慮其與離岸距離之關係，堤長B

通常由離岸距離 Y 之比例 Y/B 及欲期待之堤背後灘線地形為砂舌或繫陸砂洲決定。就單隻堤據郭等(1995)之試驗在固定堤長改變離岸距離 Y 時，於 $Y/B=0.6\sim0.9$ 間形成繫陸砂洲， $Y/B=0.2\sim0.5$ 、 $1.2\sim1.8$ 則成砂舌地形，表示離岸堤離岸過遠或過近均不足於形成繫陸砂洲。故如欲形成砂舌， Y/B 建議為 $1.2\sim1.8$ 之間。

3. 離岸堤間距(開口寬) G

開口寬 G 通常約為1倍波長或大於1倍波長而小於2倍波長或離岸堤長 B 之 $1/3\sim1/4$ 間，以避免產生離岸流，或者開口內側海灘侵蝕後退到原灘線內側。

分離堤之開口部份一則可使水流及波浪自開口部灌入，保持良好水質，亦可使漂砂自開口處輸入，同時可利用為漁船進出之用。開口部份因不建造堤亦可節省不少工程費，但開口太大則波浪遮蔽效果不良不利漂砂沉積，同時抑制堤防溯升及越波量之效果難予達到海岸保護之目的。如何調整堤長/開口寬比及離岸距離，才能使堤背後產生最大攔砂量且能達成保護海岸之目的當為設計之重點。

Seiji等(1986)依據現場資料整理開口寬/堤長比 G/B 對開口背後部份之灘線變化量，指出 $G/B\div0.3$ 者海岸線均有前進且前進量有達50m者， $G/B\div0.3$ 且 $B/Y\geq2$ 時海岸線不前進，即離岸距離小於堤長一半時海灘未見前進。而 $G/B\div0.5$ 者前進後退出現機率各半，前進量最大不過10m，後退最大達20m。故欲使灘線前進，開口寬長度建議為離岸堤長之 $1/3\sim1/4$ 。

4. 堤高與堤頂寬

如其目的為防止波浪溢淹之消波效果，堤高之設計應考慮離岸堤堤斷面及其透過率、開口入射波、海堤容許越波量或溯升高以及地層與堤下陷量等綜合考慮之。此時所

考慮之水位應以設計暴潮位，波高為堤前設計波高，亦可以下述之堆砂目的之方法決定之。

如以堆砂效果為目的則以年發生數次之波浪不發生越波做為堤頂設計，通常以

朔望年平均潮位+ $H_s/2$ +沉陷量

此處波高 H_s 為離岸堤線水深處之有義波高，或

朔望平均潮位+1.0~1.5m+沉陷量

沉陷量應參考既往附近資料或參考表3.2.3。

堤頂寬通常為石塊或消波堤3排或3~5m寬，或由消波需要及堤體安定決定。外坡坡度約為1:1.5~1:2.0；內坡受波力較小，故內坡可陡些。

3.4.3 方案驗證與修正^{[10],[18]}

在從事海岸防護及海岸防護計畫規劃作業前，首先應針對過去海岸變化趨勢進行瞭解與分析，並進而預測未來海岸地形可能的改變，擬訂整體海岸營造計畫。海域地形變遷為一錯綜複雜之海岸動力過程，受當地地形、氣象、海象及人為結構物等因素之影響而發生變化。一般研究海岸地形變遷常利用的方法包括現場調查、水工模型試驗及數值模式推算等。

說明：

就實際應用而言，數值模式不受試驗設備或即時預報限制，在現今電腦發達的現代化海岸防護設施理念中，採用具有可信度、有效率且高精度之水理特性和海岸變遷之數值模式，對配合海岸空間之開發利用及海岸防護配套上都有莫大的助益。

然而近岸海域由於波、流、漂砂動力機制極為複雜，迄今仍有許多問題無法利用數學理論及數值模式求得解答，因此得視規劃或設計需求，辦理水工模型試驗，作為相關作業規劃設計之參考。因

此，善用數值模式及水工模型試驗等工具，為海岸環境防護及復育規劃作業成功之重要依據。一般以往國內相關作業方式為：

一、採用數值模式計算者，多應用於：

近岸整體波流場分析、海域地形變遷預測、海岸線變化分析、設計波流條件分析等作業項目。尤其多應用於先期規劃、規劃、基本設計及方案評選等階段，可節省時間及試驗經費。

二、採用水工模型試驗者，多應用於：

數值模式驗證、定案配置海岸地形變化分析、及對所採用工程手段結構物設計斷面之穩定性等進行驗證。

三、採用數值模擬及水工模型試驗混合(Hybrid)模式，多應用於：

對於大型海岸開發計畫，如港灣新建擴建、海埔地開發填海造陸等：首先由水工模型試驗驗證數值模式後，利用數值模擬對於初步構想及規劃方案進行模擬分析，俾利規劃作業之進行；並藉此優選出數個優選方案後，再進行細部規劃；最後則以水工模型試驗決定方案，並對所採用工程細部設計結構物斷面之穩定性等進行驗證。整體數值水工混合模式之執行流程如圖3.4.6所示。

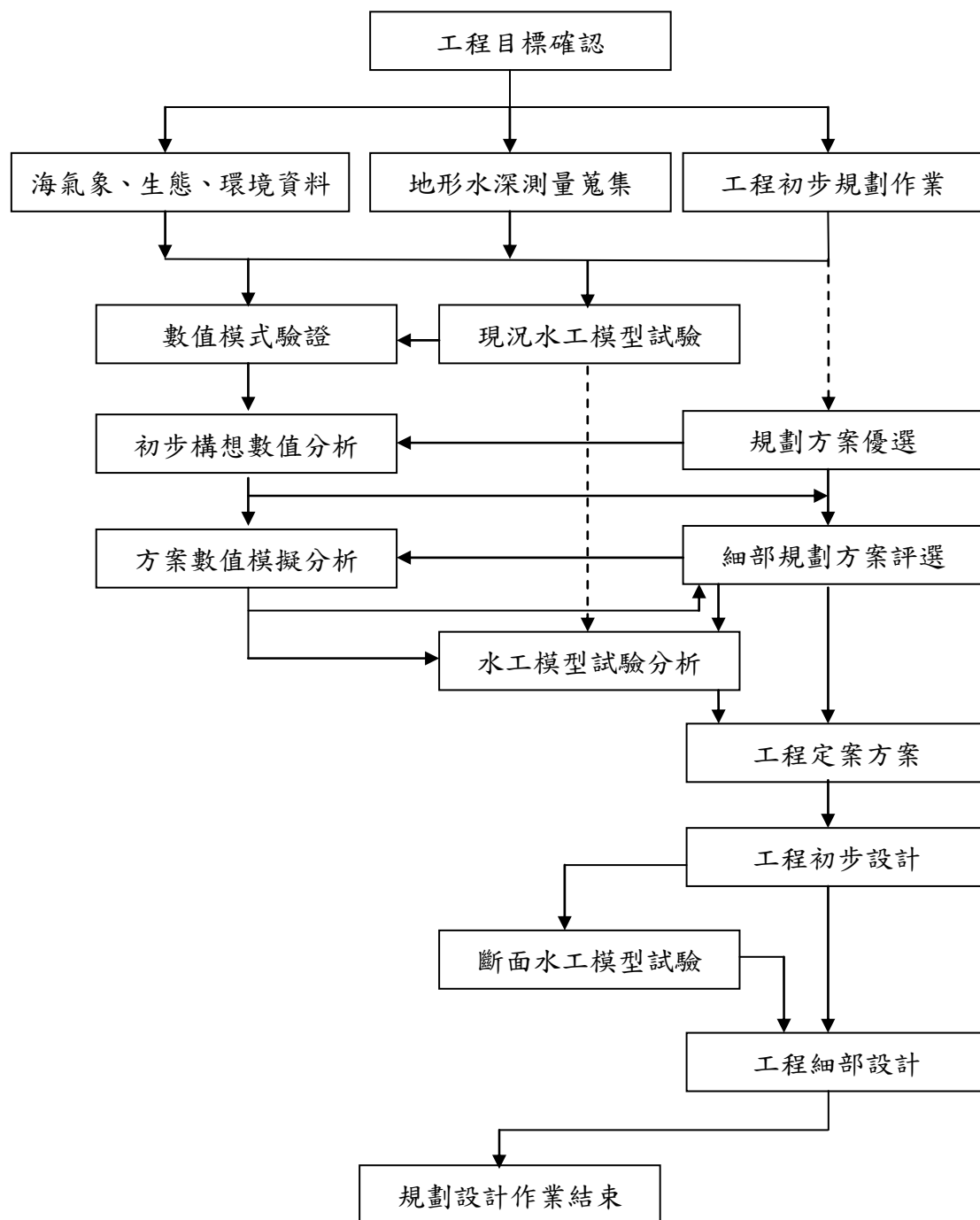


圖3.4.6 數值模擬與水工試驗混合模式工作流程圖

3.4.4 綜合評估分析(優選方案)^{[10],[18]}

綜合評估比較海岸防護方案之優劣及可行性，並依據優選方案說明方案實施優先順序與分期分年計畫。

說明：

一、 方案比較項目

研擬方案比較項目(如海岸防護效益、工程經費、用地取得難易度、工程技術及所需工期評估、對環境及生態維護情形、社會接受度及後續維護管理難易等，可依海岸防護規劃方案特性，擇取適當要項)。

1. 海岸防護效益：評比海岸防護保護範圍、海岸砂灘回復成效、波浪能量削減、溯升高與越波量抑制效果等。
2. 工程材料選用：海岸防護設施常需大量材料進行施設，材料之取得宜以就地選材為原則，同時可考量工業生產過程中可資源化材料之再利用；惟採用前，應確認材料符合環境保護及工程主管機關所訂定之相關法規。
3. 工程費：工程的經濟性是非常重要的考量，工程費的差異有限時，其他因素的差異可以彌補經費較高的缺點；但工程費的差異懸殊時，必須要有非常強而有力的其他考量，否則難以選擇經費較高的方案。
4. 用地取得難易：因徵收費用龐大或其他因素，使得用地取得困難時，通常須放棄或調整該方案。
5. 環境及生態維護情形：興建海岸工程須將減輕環境影響列入考量，應選擇影響較小的方案。另由於對特定環境或生態問題的考量，往往會在方案選擇時有決定性影響。
6. 社會接受度：社會接受度得利用民意訪查方式或召開公聽會進行瞭解。此外，由媒體輿論反映情形，也可研判瞭解社會接受度。
7. 維護管理難易：維護管理除了對海岸防護工程的長期發揮功效及其安全性有重要影響外，維護管理費用高低也是評估考量因素。

8. 工程技術難易：工程技術難易事關能否依照功能需求來及時在預算內完成工程。對於可達成相同海岸防護功能的不同方案，應採用工程技術較容易的方案。
9. 需要工期：海岸防護工程通常有明確的達成期限需求，一般係在非汛期施工，以期及時在汛期發揮功能。若在汛期施工，失敗的風險會增加。因此，原則上是工期短為宜，儘量避免跨越汛期施工。
10. 其他個案考量事項：海岸防護工程遇有特殊個案問題時，宜個案考量。

二、實施優先順序

1. 一般工程實施須考慮工程經費，急迫性及工程性質，是否進行分期實施並決定工程實施的時機。海岸環境營造工程並非工程會所歸類之重大工程，而且防護需求常為急迫性，因此實施計畫多為不分期，工程實施的時機常為計畫經費核准下才能實施。
2. 因海岸情況特殊，風險較大，原則上以當年完成者為限。安全無虞且規模較大者始得分年分期籌措經費辦理。
3. 海岸環境營造工程規模大且經費需求大者，考慮政府財源之籌措及施工人力之配合問題，得予分期分年辦理。優先順序考量原則如下：
 - (1) 防護對象具重要性及急迫性者優先。
 - (2) 工程實施後能立即產生防護效益者優先。
 - (3) 分期分年效益評估較高者優先。
 - (4) 工程用地較易取得、地方政府配合問題較少者優先。
 - (5) 防護設施工程原則由下游往上游分期分年辦理，但防護對象具重要性及急迫性，且實施後不致增加其他地區之災害者可優先辦理。

三、 分期分年計畫

分期分年計畫，可提供後續財務計畫分析、效益成本分析及計畫評價使用，為行政院核定計畫及決策的參考依據，計畫經核定後亦為日後建設進度及經費調度管理之依據。

第四章 防護設施設計

防護設施設計主要目的係參照其方案規劃較適方案之平面布置與斷面布置，依其功能型式考量其主體構造之安定性進行其組成設計，使其在規劃重現期(年)內之各種外力作用下，能保持主體構造之安定不被破壞，維持應有的防護功能。倘因安定設計需求致使方案布置有所變動時，宜參照其規劃方式檢討其防護功能是否合乎計畫標的需求。

說明：

防護設施設計前應就防護計畫所規劃之內容作充分之瞭解，並比對現況環境、地形、生態、災害情形等，以決定設計作業方針。

一、設計時採用條件注意事項

1. 設計時得參照防護計畫所規劃之成果或依照現場水深地形重新規劃成果，採用相關平面、斷面布置方案。
2. 設計時採用之入射波浪、水位、流速，得參照防護計畫於規劃階段所使用的數據資料。

二、設計前置作業

海岸防護設施設計需要考量其平面布置、斷面配置情形，其結構、材料與主要為來自水體的作用力，如波浪、水位等外力因子，以下說明其相關作業事項。

1. 瞭解防護對象所屬防護計畫之規劃內容

收集所屬防護計畫所規劃之範圍、防護標的與防護方案等相關資料，包含防護設施之平面布置、斷面配置情形(長度、寬度、水深地形、底質)與其設計波浪、設計水位，安全需求(侵淤、溯上、越波量)以及環境與人文、景觀之配合事項等。

2. 現場勘查

進行踏勘以瞭解現場侵淤、人文景觀環境變化，就既定防護設施所在之水深地形測量，若與前項防護計畫所規劃內容差異性不大，可進行後續設計作業；若差異性甚大，得進行防護設施功能檢討。

3. 概念設計

根據防護計畫所規劃平面布置之起迄位置、現況地形與設計水位，計算其底床水深，推估堤前波浪條件。若有數值模式推算結果，可逕取防護設施處之波高(H)、入射角度、淺化係數(K_s)、折射係數(K_r)及繞射係數(K_d)等資料，否則可根據3.3.4節Goda之淺海波浪推算過程推算之。

4. 防護功能檢核

依照項2中波浪、水位資料與防護設施之型式、布置，參酌3.3.5~3.3.7節進行計算，檢核防護設施之功能是否合乎防護標的(防阻侵淤、暴潮溢淹、溯上越波等)的安全需求，就原設施布置方案作局部調整，必要時得重新研擬布置方案，並與民眾及地方說明、溝通。

5. 細部設計資料之準備

細部設計所需資料包括水深地形、水位、波浪、土壤底質粒徑與防護設施所需結構材料、施工場所等，並據以推算防護設施所在位置之設計水深、底床坡度、設計波浪。

由於細部設計時，不同主體組成的安定分析所用的波浪條件不同，通常有防護設施所在處之波高(H)，如有義波高(H_s)、最大波高(H_{max})，可根據項二說明計算得，有些計算公式用到深海波高(H_o)、深海有義波高(H_{so})等，其符號雖符號不同，但代表意義一致，若計算公式取用防護設施處波高(H)所對應的深海波高，可由項二所推得(H)除以淺化係數(K_s)反推之。

4.1 堤防^{[9],[10],[18],[24],[25],[26],[36],[39],[40],[46]}

堤防包括海堤與防潮堤，外廓型態(如堤高與外坡等)應於規劃階段決定完成，設計階段進行外坡、過濾層、堤心填方、基礎、內坡、水防道路及側溝等基本斷面元件設計。

說明：

海堤斷面必須能有效達成應有之禦潮防浪功能，且在各種外力作用下於設計重現期(年)內，保持堤體安定不被破壞及減損功能；而防潮堤斷面必須能有效達成應有之禦潮功能。

4.1.1 外坡^{[9],[10],[18],[24],[26],[36],[39],[40],[46]}

外坡負有抵禦波力及流力，同時保護堤內層之作用，其重量必須在承受外部波力、流力與內部上舉力及空隙壓力下保持安定不動，或者容許不致於導致破壞之局部性個體移動，視材料性質而定。另外，設計時須充份考慮景觀與生態與親水等海岸環境。

說明：

外坡設計主要為表層材料與被覆塊安定重量兩部份。

一、表層材料

表層材料之抗抵力來自摩擦力、內聚力、個體重量、個體間摩擦力、連鎖力及力學強度等，不同材料之臨界載重條件自異。表層材料得以自然或人造再生粒料製成，主要可分為

1. 細粒徑材料：如黏土、砂、草等。
2. 粗粒徑材料：如塊石、卵石、獨立性混凝土。
3. 連鎖性塊體：如連鎖性消波塊、連鎖鋪面塊。
4. 面板：如混凝土坡面工、材料面板。

表層為混凝土坡面工、混凝土鋪面塊等剛性材料時，不得有

移動、滑動情形，塊石、卵石、消波塊等粗粒徑材料，則容許在設計波作用下，約整體個數之5%移動。堤整體由塊石、卵石或土砂等天然材料構成者，得容許堤形動態安定之變形。

另外，在靜水面附近波力及流力最強，該處被覆體最易被移動，最需保持安定，故高潮位溯升高以下被覆層重量應相同。高潮位溯升高以上部份因波力及流力較弱，得以較輕重量之被覆塊鋪設，乃至採用土砂、粘土、草皮鋪設於被覆塊上以利植生綠化。

二、被覆塊安定重量

堤防整體由塊石、卵石或土砂等等粗粒徑材料構成者，得容許堤形動態安定之變形，其斷面使用材料重量 W 配置情形如圖4.1.1所示。一般海岸防護設施所使用塊體之安定性，決定於由波浪作用於其表面波壓力之分布所形成之慣性力、拖曳力，其重量都由水工模型試驗檢定之公式，以波高、週期、地床及坡面坡度、塊體形狀、單位重等條件直接推算之。

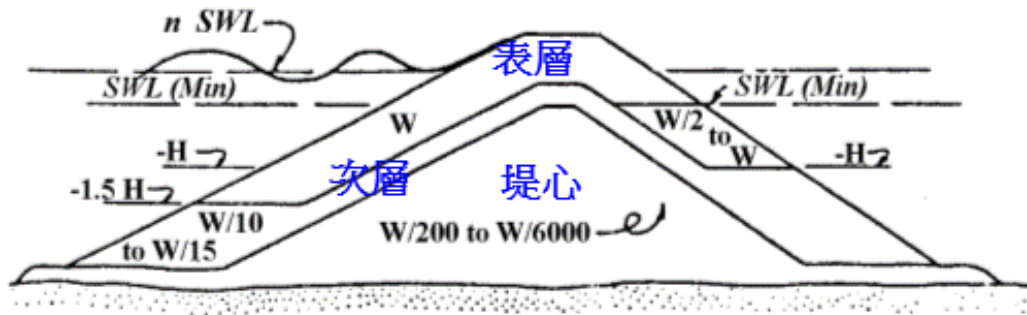


圖4.1.1 外坡表層被覆塊重量(W)計算參考示意圖

1. 塊石、卵石

塊石、卵石安定重量推估方法甚多，其中以Hudson (1984)所提計算方法較為簡易，而van der Meer(1988)考慮碎波型態、波浪作用時間、損害率及空隙率等因素較為嚴謹，以下摘要說明Hudson(1984)與van der Meer(1988)計算方法。

(1)Hudson公式

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (4.1.1)$$

式中：W：塊石重量(ton)，H：設計波高， K_D ：安定係數
 α ：堤面坡度， S_r ：塊石比重(γ_r / γ_w)， γ_r ：被覆塊單位體積重(石塊約2.65 ton/m³，混凝土約2.3 ton/m³)， γ_w ：水單位體積重(約1.03 ton/m³)

使用上式公式時：

- A. 式中設計波高H過去都採用 $H_{1/3}$ ，但為安全起見美國工兵團(1984)建議用 $H_{1/10}$ 以策安全。
- B. 安定係數(K_D)因塊石形狀、消波塊形狀而異， K_D 值愈大安定性愈佳，如表4.1.1。

表4.1.1 Hudson公式安定係數 K_D 建議值(SPM，1984年)

型塊種類	厚度 層數	排列 方式	堤 身		堤 頭		堤面坡度 cotα
			K _D		K _D		
			碎波	不碎波	碎波	不碎波	
粗菱角塊石	2	亂拋	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
					1.6	2.8	2.0
					1.3	2.3	3.0
菱型塊 (Tetrapod)	> 3	亂拋	2.2	4.5	2.1	4.2	
	2	整齊	5.8	7.0	5.3	6.4	
圓滑塊石	2	亂拋	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5~3.6
	> 3	亂拋	1.6	3.2	1.4	2.3	
四腳塊 (Quadripod)	2	亂拋	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
鼎型塊 (Tribar)	2	亂拋	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
雙T塊 (Dolos)	2	亂拋	14.8	31.8	8.0	16.0	2.0
					7.0	14.0	3.0

資料來源：SPM，1984年，如參考文獻[24]。

(2) van der Meer公式

A.深水情況

碎波時 ($\xi_m < 2.5$, ξ_m 為碎波參數) :

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = 6.2 P^{0.18} (S_z / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (4.1.2)$$

不碎波時 ($\xi_m > 2.5$) :

$$\begin{aligned} N_s &= \frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} \\ &= 1.0 P^{-0.13} \sqrt{\cot \alpha} (S_z / \sqrt{N})^{0.2} \xi_m^P; \cot \alpha \leq 3 \end{aligned} \quad (4.1.3)$$

式(4.1.2)與(4.1.3)中 ,

S_z : 損害程度 ($S_z = A_z / D_{n50}^2$)

A_z : 斷面被沖刷面積

D_{n50} : 代表直徑 $(W / \gamma_r)^{1/3}$, W 為重量

H_s : 有義波高 ($=H_{1/3}$)

N_s : 安定參數

N : 波浪數 (以波浪作用時間除以波浪週期)

P : 堤體滲透係數

Δ : 塊體相對密度 $(\gamma_r / \gamma_w) - 1$

γ_r : 被覆塊單位體積重 (石塊約 2.65 ton/m^3 , 混凝土約 2.3 ton/m^3) ,

γ_w : 水單位體積重 (1.03 ton/m^3)

α : 堤面角度

B.淺水情況

在捲波 (Plunging wave) 時 :

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta \times D_{n50}} = 8.7 P^{0.18} \left(S_z / \sqrt{N} \right)^{0.2} \xi_m^{-0.5} \quad (4.1.4)$$

在湧波(Surging wave)時：

$$\frac{H_{2\%}}{\Delta \times D_{n50}} = 1.4 P^{-0.13} \left(S_z / \sqrt{N} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot \alpha} \cdot \xi_m^P \quad (4.1.5)$$

式 (4.1.4) 與 (4.1.5) 中，依 Rayleigh 分佈 $H_{2\%} = 1.4H_s$ ，但在淺水時此比值變小因波高水深比而定，各參數定義同前。其餘參數定義與式(4.1.2)與(4.1.3)相同。

2. 混凝土消波塊

混凝土消波塊限於無法取得塊石時，使用應整齊排列。選擇消波塊型式，除考慮安定係數、肢體強度、勾結性之外，更應注意景觀、視覺與親水等環境融合性，避免使用突兀形狀之型塊。混凝土消波塊之安定重量推估方法，可以Hudson(1984)與van der Meer(1988)等方式進行推估，如式(4.1.1)~(4.1.5)。

3. 混凝土鋪面塊(Placed blocks)

混凝土鋪面塊厚度計算，可依 Klein Breteler 與 Bezuijen(1991)置放於粒狀石料過濾層上之鬆散鋪面塊試驗結果推估。鋪面塊重量必須滿足抗滑動、抗上舉力、抗表面阻力、內部安定與整體平衡等頗為複雜之因素，可依 Pilarczyk(1990)提議方法進行推估。另外，抗滑安全係數 F_s 應大於1，且鋪面塊外坡坡度一般採用1:3~1:4，浪花可打到之部份常生青苔易滑倒，應予注意防範，而設計潮位以上應予覆土植生綠化。以下摘要說明鋪面塊厚度、重量與抗滑動其計算方法。

(1) 鋪面塊厚度

Klein Breteler 與 Bezuijen(1991)依據置放於粒狀石

料過濾層上之鬆散鋪面塊試驗，提議以式(4.1.6)計算厚度。

$$\frac{H_s}{\Delta \times t_a} = S_b \xi_p^{-0.67} \quad (4.1.6)$$

其中，波高 H_s 建議以 $H_{2\%}=1.4H_s$ 取代計算較安全。

式(4.1.6)中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重

t_a ：表層厚度(m)

H_s ：有義波高(= $H_{1/3}$)

S_b ：經驗常數，如表4.1.2。

ξ_p ：碎波參數(= $\tan \alpha / \sqrt{H_{os} / L_{op}}$)

α ：堤面坡度

H_{os} ：深海有義波高

L_{op} ：主頻深海波波長(= $gT_p^2 / 2\pi$)

T_p ：波譜主頻週期

表4.1.2 S_b 常數

表層材料	S_{bmin}	S_{bmax}
鬆散鋪面塊於粒狀過濾層上，低安定	2.6	5.6
鬆散鋪面塊於粒狀過濾層上，正常安定	3.7	8.0
鬆散鋪面塊於地工布、砂過濾層上	3.7	8.0
鬆散鋪面塊於粘土上	5.1	11.0
連鎖塊於粒狀過濾層上，低安定	3.0	6.5
連鎖塊於粒狀過濾層上，正常安定	3.7	8.0
連鎖塊於地工布、土過濾層	5.1	11.0

(2) 鋪面塊重量

Pilarczyk(1990)提議以式(4.1.7)計算鋪面塊重量。

$$\frac{H_s}{\Delta \times D} = 2.25 \Psi \cos \alpha \xi_p^{-0.5} \quad (4.1.7)$$

式中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重

H_s ：有義波高(= $H_{1/3}$)

Ψ ：徐爾茲數 ($= \frac{u_b^2}{(s-1)gD}$)

u_b ：底床粒子流速

s ：塊體比重 γ_r / γ_w

D ：代表直徑

g ：重力加速度

α ：堤面坡度

另外，使用式(4.1.7)計算時需注意：

A. 鬆散或緊密之鋪面塊， $H_s < 1.5\text{m}$ 過濾層為地工布+砂及粒狀石料時 $\Psi = 1.5$ 。鬆散緊接鋪面塊，置於地工布+粘土+粒狀石料時 $\Psi = 2.0$ 。

B. 灌漿或串聯鋪面塊/勾結性良好之鋪面塊置於粒狀石料上者， $\Psi \geq 2.5$ 。

(3) 抗滑動

摩擦力可由鋪面塊垂直於堤面之分力求得

$$F_f = f_c F_n \quad (4.1.8)$$

式中：

F_f ：摩擦力

F_n ：垂直分力

f_c ：摩擦係數($= \tan(2/3\phi_r)$ ， ϕ_r 為摩擦角)

鋪面塊每塊之垂直力

$$F_n = L \cdot b \cdot t_a (\rho_c - \rho_w) g \cos \alpha \quad (4.1.9)$$

式中：

L ：面塊長

b ：面塊寬

t_a ：面塊厚

ρ_c ：混凝土密度

ρ_w ：水密度

α ：堤面坡度

最大上舉力出現於波峰出現前，設波峰作用前鋪面塊滑動其驅動力最大。

$$F_a = L \cdot b \cdot t_a \rho_c g \sin \alpha = (H_s / \sin \alpha) b \cdot t_a \rho_c g \sin \alpha \quad (4.1.10)$$

則抗滑安全係數 F_s 大於1 即安定

$$F_s = F_f / F_a > 1 \quad (4.1.11)$$

鋪面塊外坡坡度一般採用1：3~1：4，浪花可打到之部份常生青苔易滑倒，應予注意防範。

4. 開孔鋪面塊

空隙率>10%之正常安定狀況者比照鋪面塊計算安定重量，因體塊形狀各有不同，安定性自有差異，應由試驗決定，厚度應不小於50cm。開孔部份填卵石保護過濾層。

5. 混凝土坡面工(Slabs)

混凝土坡面工面積大(一般大於3m×3m)承受之上舉力

亦較大。混凝土坡面工厚度以不小於30cm 為原則，高潮線下承受波力較大酌增為50cm。基於海岸生態棲息、景觀環境應盡量避免採用混凝土外坡。設計潮位以上之混凝土坡面工上應覆土植生綠化，減少視覺衝擊。

大塊混凝土如場拌混凝土面，或大於面積3m×3m之混凝土面所形成之表層承受極大之上舉力，會集中於某局部板面，以至於減少其阻力，若以 Klein Breteler 與 Bezuijen(1991)估算混凝土坡面工厚度時，常數 S_b 建議以4.3計算。另外，考量大型混凝土面可能承受極大之上舉力，為加厚板面厚度增加其安定性，可依Yarde(1996)所提經驗式計算。

$$\frac{H_s}{\Delta \times t_a} = \frac{S_c}{\xi_p} \quad (4.1.12)$$

$$S_c = 3.3 \ln[(\sqrt{A_s / t_f})(w / D_{f15})^{0.1}] + 4.0 \quad (4.1.13)$$

式中：

H_s ：有義波高($H_{1/3}$)

A_s ：板/面面積(m^2)

t_f ：過濾層厚度(m)

W ：板/面接縫(mm)

D_{f15} ：過濾材料15%篩粒徑(mm)

ξ_p ：碎波參數($= \tan \alpha / \sqrt{H_{os} / L_{op}}$)

H_{os} ：深海有義波高

L_{op} ：主頻深海波波長 ($= gT_p^2 / 2\pi$)

α ：坡度角

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重，
 γ_w 為水單位體積重

t_a ：面塊厚

6. 草皮

堤防外坡、堤頂及內坡種植草皮，不但可減低水流流速、防止飛砂、抗雨，更具有生態、景觀、休閒性，乃至農牧之多項功能。在外坡高潮位溯升高以上或設計潮位以上，平常海水不易到達部份，宜考量種植草皮綠化環境，減少人工結構物之視覺障礙。荷蘭以草皮做為堤防外坡之研究已累積20年以上之經驗，現場經驗均証實具實用性。除直接於土堤表面植草之外，在石料或貧瀝青空隙水泥面植草或覆蓋加勁草皮更廣為採用。

加勁草皮有二種：

A. 織布、網目或墊席(Mat)

B. 格框或開孔混凝土塊



圖4.1.2 加勁草皮圖例

4.1.2 過濾層^{[9],[10],[18]}

過濾層為防止堤心填方土壤之流出，同時使堤心填方中之滲透水能釋出俾降低水壓力。設計時，需瞭解對堤心填方土壤特性(如土壤種類、粒徑分佈)、堤防型態及透水性。其次，再依施工、水流、在乾濕地建設等條件選擇過濾層型式。

說明：

過濾層(如圖4.1.3所示)通常採用骨材或合成纖維或結合二

者，但骨材因施工、經費及水力等理由，最近多採用地工布 (Geotextiles) 取代，如用骨材過濾層通常都使用二層以上，尤以保護細粒徑土壤時為然。過濾層設計流程如圖4.1.4，以下摘要說明其計算方法。

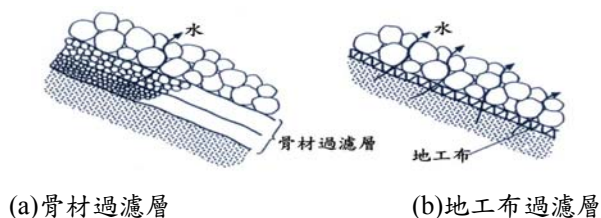


圖4.1.3 過濾層示意圖例

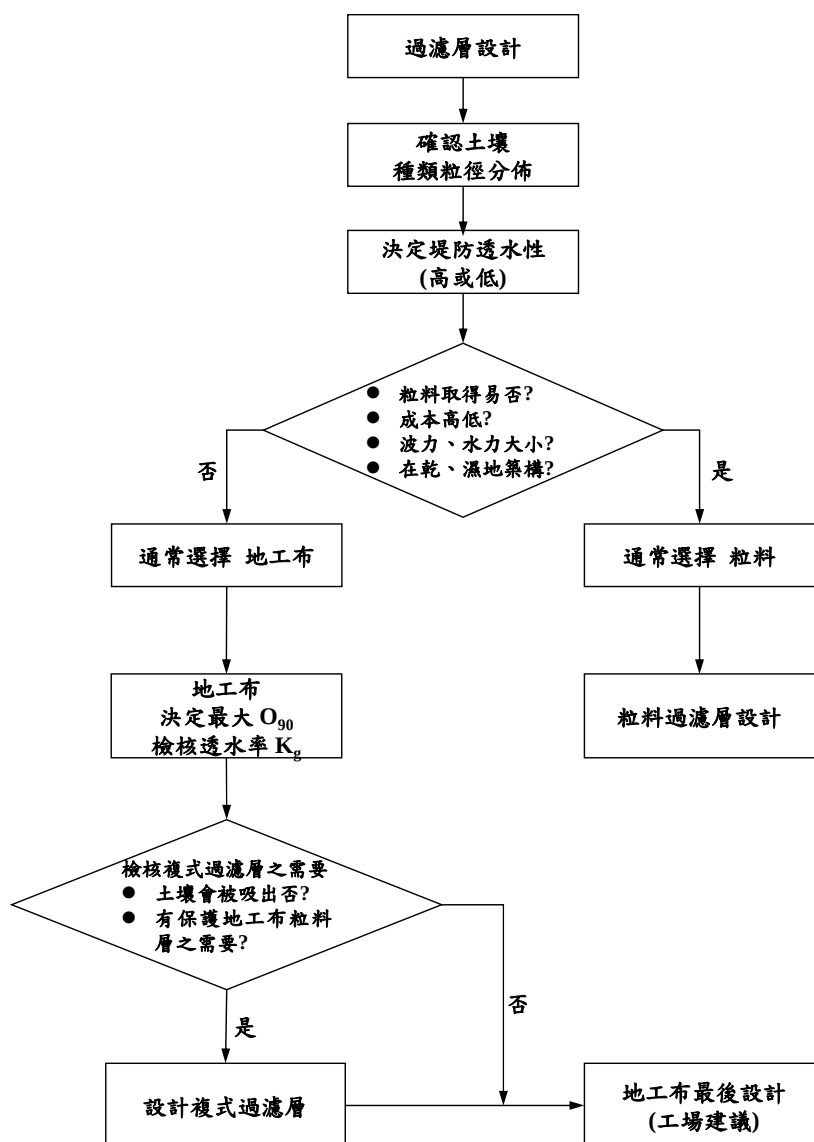


圖4.1.4 過濾層設計流程圖

一、骨材過濾層

粒狀骨材過濾層由其級配及厚度決定，過濾層可為複數層各層需保持安定，如表層為拋石塊，過濾層之級配應大致與其類似。如堤心填方粒徑為細過濾層應有複數層組成，上層粒徑較粗，依次變細成為彼此之過濾層，各層間保持安定。

$$\begin{cases} D_{85f} \geq 0.25D_{15c} \\ D_{50f} \geq 0.14D_{50c} \\ D_{15f} \geq 0.14D_{15c} \\ D_{10f} \geq 0.10D_{60f} \end{cases} \quad (4.1.14)$$

式中， D_x 表示小於 $x\%$ 之粒徑重，註腳 f 、 c 分別表示過濾層及表層。

設計時依序符合此關係至堤心填方土壤，或由底層往上層設計粒狀骨材過濾層。表層為混凝土消波塊或開孔塊時，先決定開孔或塊間空隙最大尺寸，以此為過濾層之 D_{10} ，並依 $D_{10f} > 0.10D_{60f}$ 做為近似級配曲線，再依式(4.1.14)設計。另外，過濾層骨料與底層土壤粒徑之關係必需滿足下列標準：

安定及管湧基準 $D_{15f} < 5D_{85b}$

透水率基準 $D_{15f} > 5D_{15b}$

均勻性基準 $D_{50f} < 25D_{50b}$

且 $D_{5f} > 0.075$ ， D_x 表示小於 $x\%$ 重量之粒徑，腳註 f 及 b 分別表示表層及底層。

安定及管湧基準乃控制過濾層下細粒徑不被淘刷出過濾層外之標準。透水率基準則基於確保排水及水力梯度，均勻性標準乃在避免各層材料過於偏離。此外在選擇過濾層材料時，亦應注意內部磨擦安息角應大於堤防堤面坡度，以免發生滑落塌陷。過濾層厚度不得小於150mm、小於 D_{100} 或 $1.5D_{50}$ ，用於水中時厚度應再增加50%。

二、地工布過濾層

地工布有二類：織布及不織布，其原料多為多元酯、聚丙烯聚合體材料，亦有用聚乙烯者，因前二者不論從力學、過濾性、化學及生物上言都較優越，因而普遍應用於河海保護工之過濾層或基礎。織布空隙整齊且較大適於特殊粒徑之土壤，而不織布具有較廣範圍之開孔，故做為過濾層更有效，且伸縮性較高可免於被碎石料刺破。工程設計時視工程特性選用適合之材料，需具有高強度、抗拉、抗磨、耐酸鹼、耐紫外線性等性能。

地工布孔隙(一般以 O_{90} 表示)應足夠於阻止底層細粒材料之流出，同時其透水率亦足以防止底層材料內聚集過度之水壓力，因此應依表4.1.3之標準選擇。

表4.1.3 地工織布選擇標準

土壤種類	孔隙標準 O_{90}	
粘聚性	$O_{90} \leq 100D_{50}$	$O_{90} \leq D_{90}$
均勻非粘聚性($U < 5$)	$O_{90} \leq 2.5D_{50}$	$O_{90} \leq D_{90}$
良好級配非粘聚性($U < 5$)	$O_{90} \leq 10D_{50}$	$O_{90} \leq D_{90}$
底層非粘聚性重量 $>50\%$ 之粘土	$O_{90} \leq 200\mu\text{m}$	

* U =均勻係數 D_{60} / D_{10}

地工布需具較底層土壤之透水率高，其透水率標準亦需滿足下列最低值

$$K_g \geq MK_s \quad (4.1.15)$$

其中，織布時 $M = 0$ ，不織布時 $M = 50$ 。

式(4.1.15)中：

K_g ：地工布透水率(m/s)

K_s ：底層透水率(m/s)。

土壤之透水率可由 $k_s = 0.01 \times (D_{10})^2$ 計算(D_{10} ：mm， k_s =m/s)，或參考表4.1.4。

表4.1.4 土壤透水率

材料種類	粒徑範圍(mm)	$K_s(m/s)$
大石塊	2500 ~ 850	1.0(亂流)
小石塊	300 ~ 100	0.3(亂流)
卵石	80 ~ 10	0.1(亂流)
極粗砂	3 ~ 1	1×10^{-2}
粗砂	2 ~ 0.5	1×10^{-3}
中砂	0.5 ~ 0.25	1×10^{-3}
砂與卵石	10 ~ 0.05	1×10^{-4}
細砂	0.25 ~ 0.05	1×10^{-5}
粘土	2.0 ~ 0.005	1×10^{-6}
砂質粘土	1 ~ 0.001	1×10^{-7}

4.1.3 堤心填方^{[9],[10],[18]}

堤心填方乃構成整體堤體安定之關鍵，整體斷面形狀必須在各種外力作用下保持安定，同時堤體在各種內部應力作用下維持安定，此有賴堤心填方填土材料之土壤性質之安定，材料選擇及施工都應慎重。漏水現象有堤體之漏水及基礎漏水，將導致堤體土砂流失、流砂及管湧現象。

說明：

在選擇材料之際應注意下列事項：

- 一、 對溼潤、乾燥等環境變化安定。
- 二、 不含高有機成份之腐蝕土。
- 三、 施工時容易夯實。

為避免堤體漏水應注意：

- 一、 選擇滲透性低者，即粘土或砂質土。
- 二、 堤防斷面要大，故緩坡堤寬之斷面較無漏水問題。陡坡堤則應就堤體斷面形狀、土壤條件、基礎條件、暴潮位及其持續時間檢討滲透流，並檢核圓弧滑動安定分析。

三、高夯實度可防止飽和狀態之液化和近似飽和狀態之衝擊力，施工時應切實分層均勻夯實壓密。

四、滲透水應盡速排洩，滲透水動力梯度大則滲透使土粒子移動發生管湧，內坡堤趾應採用排水優良之粗粒徑材料或乾砌石。

4.1.4 基礎^{[9],[10],[18],[24],[25]}

基礎保護工目的在防止外坡之平行滑動，同時防止堤趾沖刷。設計時需考量堤趾沖刷深度，並擇取合適基礎保護型式，且基礎保護工材料之重量，必需足以抵抗波力。

說明：

一、基礎保護

基礎保護之型式如圖4.1.5所示。

1. 沖刷深度預估

緩坡堤之堤趾應順著外坡以同一坡度將被覆塊伸入地盤至波浪最大可能沖刷深度以上方能確保堤體安全，如有海灘被侵蝕之顧慮時則應再加深此部份變化量。波浪之碎波落點正好衝擊堤面往下回降時，流速最快沖刷力最大產生最深沖刷坑，反射強之堤面沖刷深度也較大，故光滑直立堤及陡坡堤之沖刷深度最深，而粗糙面緩坡堤或拋石堤則沖刷深度較淺。SPM(1984)提議以下式估算砂灘之最大沖刷深度。

$$d_s \approx H_{\max} \approx 1.8H_s \quad (4.1.16)$$

式中：

d_s ：堤趾沖刷深度

$H_{\max}$ ：波群中最大波高

H_s ：有義波高(= $H_{1/3}$)

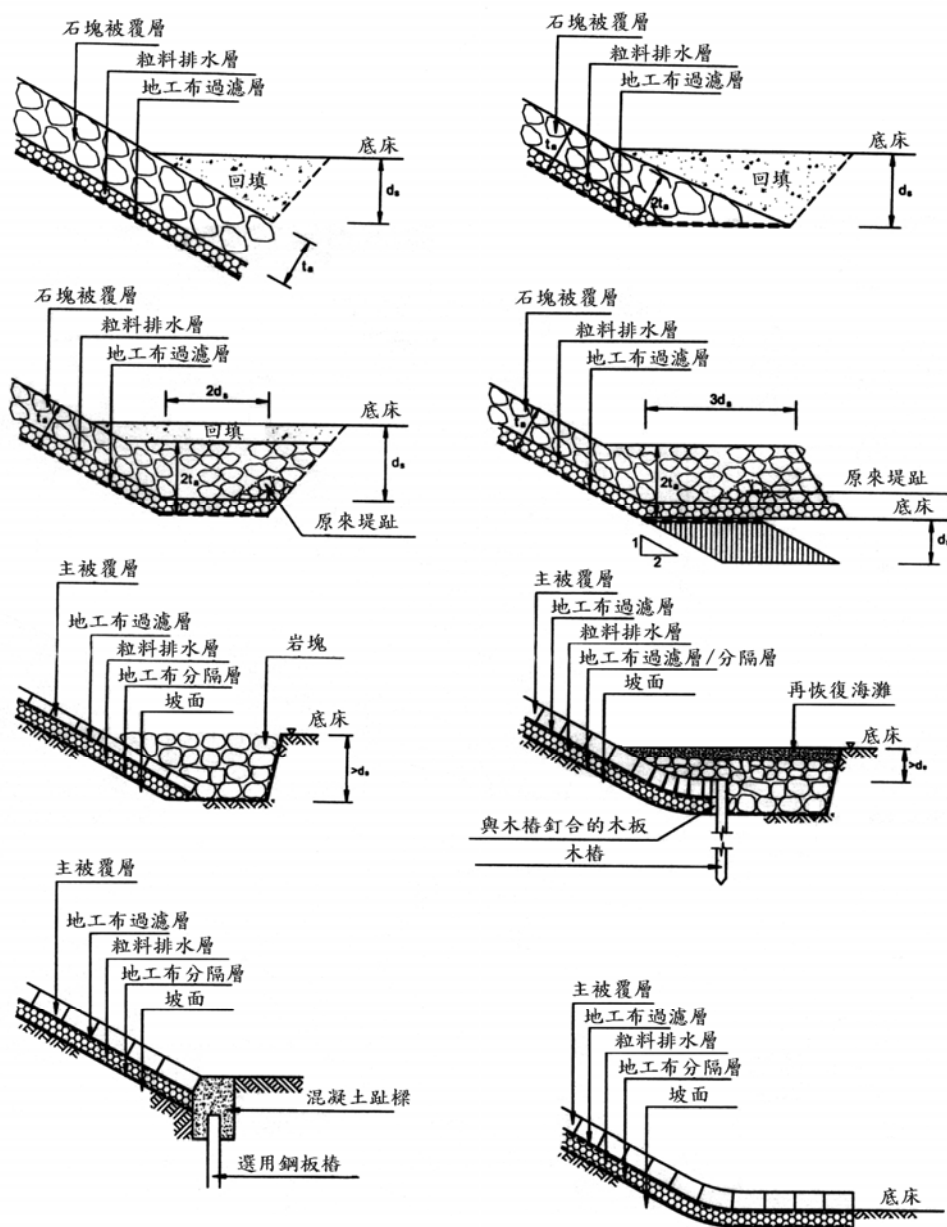


圖4.1.5 基礎保護工法(SPM, 1984年)

依據實驗陡坡堤及近垂直結構物之冲刷深度 d_s 及披覆層厚度 t_s ，銳度 $S_{m0}=0.02\sim0.04$ 波浪作用下近似於入射波高，而捲波型碎波發生於堤腳時，最大冲刷深度又與反射率有關，故光滑不透水堤冲刷較深。因此在淺水堤腳部份以1:3之緩坡可減低反射及冲刷。1:3不透水堤可比直立堤減少20~50%之冲刷深，堆石堤幾乎無明顯冲刷甚致可能有淤積。此外冲刷深度亦與堤趾水深 h 波高 H_s 比 h/H_s 有密切關

係，就直立堤言，約於 $h/H_s \doteq 2.0$ 時沖刷最深，大或小於 $h/H_s \doteq 1.25$ 沖刷均減低，而另於 $h/H_s \doteq 0$ 時又變深。小尖銳度之波浪作用下最大刷深量 $h/H_s \doteq 2.0$ 。由此可知無基礎保護工或堤腳未伸入沖刷深度以下，將導致堤趾部份崩潰乃至堤結構之破壞。

2. 護坦長度

陡坡堤之護坦長度不短於2倍波高，緩坡堤之護坦則至少與波高相同，B.E.B建議拋石堤護坦應深入底床下 $1.0H \sim 1.25H$ ，鋪石塊外坡應深入 $1.2H \sim 1.5H$ 。

3. 基礎重量

基礎保護工材料之重量必需足以抵抗波力，可引用Hales與Houston(1983)、van der Meer(1988)進行計算，而依護基高與堤趾水深比決定者，可由Holes與Houston(1983)、CIRIA•CUR(1991)所提方法推估，以下摘要說明各基礎重量推估方法。

(1) Hales與Houston(1983)

$$\frac{H_b}{\Delta \times D_{50}} = A \left(\frac{B_p}{L_s} \right)^{2/3} \approx 20 \left(\frac{B_p}{L_s} \right)^{2/3} \approx 20 \left(\frac{B_p}{T \sqrt{gh}} \right)^{2/3} \quad (4.1.17)$$

式中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重

H_b ：碎波波高

L_s ：淺海波波長 $= T \sqrt{gh}$

A ：常數(17.5~28.5)。若為17.5表示保守值，護坦厚度至少塊石兩層厚，一般多採20估算。

B_p ：堤趾保護工延伸長度

h：堤前水深

D₅₀：中值粒徑

T：波浪週期

(2) van der Meer(1988)

$$\frac{H_s}{\Delta \times D_{50}} = \frac{1.6}{(N_{od}^{-0.15} - \frac{0.4h}{H_s})} \quad (4.1.18)$$

其中，N_{od} = 2代表損害尚可接受，N_{od} > 2代表嚴重災害

式中：

Δ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重

N_{od}：與表層位移量有關常數

H_s：有義波高(=H_{1/3})

h：堤前水深

D₅₀：中值粒徑

(3) CIRIA•CUR(1991)

建議依護基高與堤趾水深比決定

水深比(h _t / h)	H _s / (ρ _r / ρ - 1) D ₅₀
0.5	3.3
0.6	4.5
0.7	5.4
0.8	6.5

h_t：護基高

h：堤前水深

H_s：有義波高(=H_{1/3})

ρ_r ：粒徑單位重

ρ ：水單位重

D_{50} ：中值粒徑

二、基礎保護工

1. 堤前基礎工：

(1) 混凝土基礎工：

尺寸 $1.0\text{m}\times 1.0\text{m}$ ，埋藏深度至少 1.0m ，如果基礎工下方有拋石支撐，就不需要至少 1.0m 的埋藏深度。拋石支撐頂部寬 2 到 5m ，高至少兩層拋石。此外，拋石必須考慮被覆材和基礎土壤的流失。

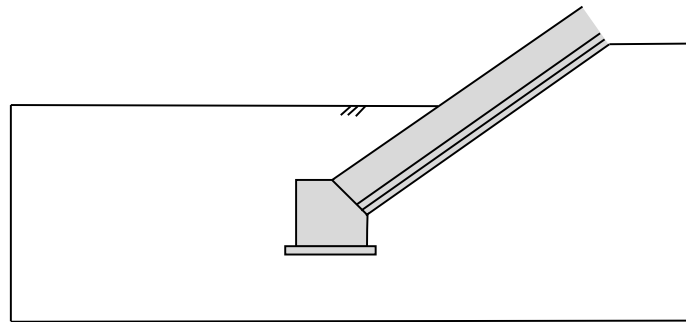


圖4.1.6 混凝土基礎例

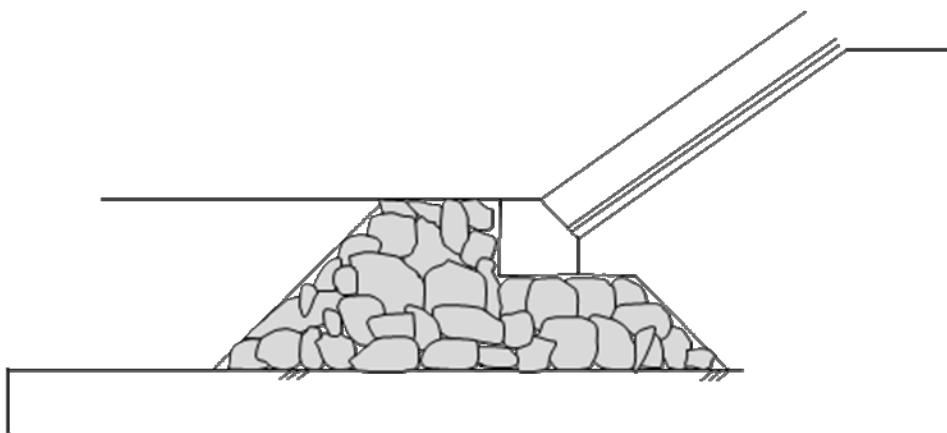


圖4.1.7 混凝土基礎配合拋石

(2) 樁基礎：

與傾斜式樁基礎結合，一般用在平時水位較高處。

設定樁長度與直徑時考慮耐震、經費等因素。水泥基礎尺寸至少 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ ，不需確保埋藏深度。樁長度至少 3m ，直徑至少 0.2m ，深入水泥基礎至少 0.2m 。如圖4.1.8所示，A型樁頂部在地面下，設定樁深度為 3m ，B型由於樁頂在地盤上，需由應力計算結果設定樁長度。

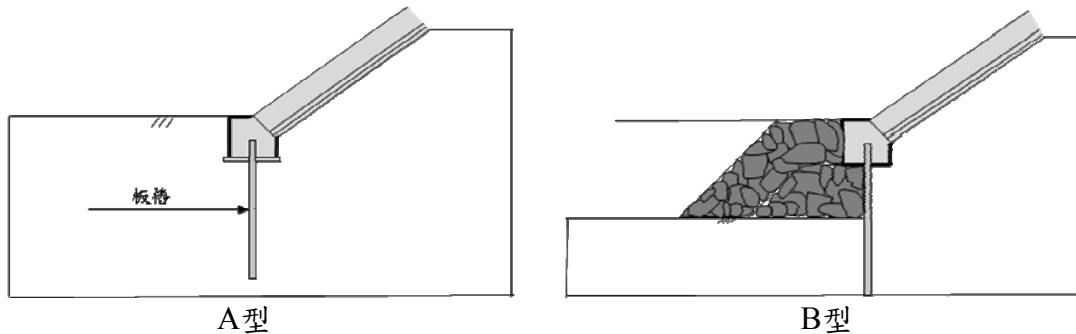


圖4.1.8 配合樁基礎

2. 堤後基礎工:

水泥基礎尺寸為 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ ，在考慮潰堤後侵蝕狀況下，埋藏深度至少 1.0m 。如果並用樁基礎工，樁長度至少 3m ，直徑至少 0.2m 。如果由堤後侵蝕深度決定樁長度，原則上為侵蝕深度加 1m 。

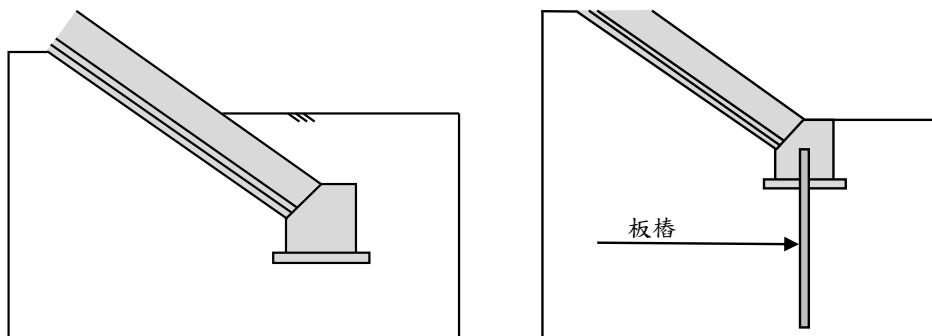


圖4.1.9 堤後基礎工型式

4.1.5 內坡^{[9],[10],[18]}

內坡設計表層材料以採用粘土、土砂等自然材料，並以植生綠化為原則，表層下宜有過濾層或地工布。

說明：

內坡坡度其坡度應考慮材料性質、堤體安定、土壤安息角、滲透、植生、越波沖刷、臨界流速、動物遷徙、遊客親水通路等因素，其坡度以不超過1:2(垂直:水平)為宜。在腹地容許下應盡量放緩，軟弱土層處為分散載重應放緩坡度或設平台。堤高超過4m時應設寬1.5m 以上平台，坡度陡於1:2者於適當距離設計階梯。

內坡穩定得做土壤圓弧滑動計算，並分析堤體浸潤線(Phrealic line)，如有管湧之虞時應放緩坡度或於堤腳設置洩水工(Drain)如圖4.1.10。

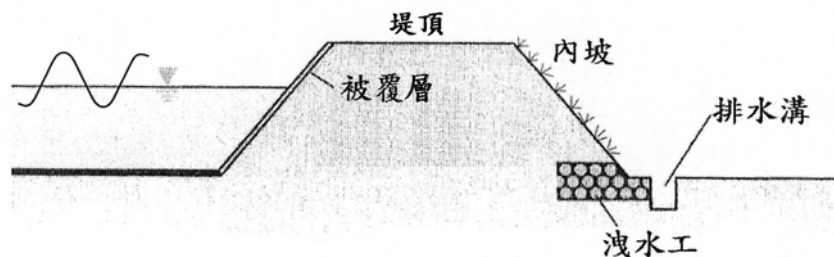


圖4.1.10 堤內坡洩水工圖例

4.1.6 水防道路^{[9],[10],[18]}

為堤防巡視、暴風浪時工程搶修、施工管理兼做道路使用，但如受建築物或堤後已有一般道路時不在此限。

說明：

於適當距離設置會車道路，採用土石道路以利生態為原則，如兼做一般道路使用時應有二線道，並依一般道路水準設計。道路與堤防堤頂落差應盡量降低以不妨害觀海視界乃至做堤防之一部份考慮為宜，並應與現有道路聯通，以利防汛車輛進出。

4.1.7 側溝^{[9],[10],[18]}

側溝設置之目的在匯集波浪越波流量及雨量。設計時，側溝斷面積，需考量足以宣洩波浪越波量及降雨量。

說明：

側溝斷面積由流量及縱斷面坡度，依明渠側流量計算公式決定之。越波量採用容許平均越波量之5倍計算，一般側溝斷面積約為 0.5m^2 。

側溝可設置於內坡堤腳或水防道路外側，其斷面形狀應考慮動物之遷徙，不可形成遷徙障礙。

4.2 護岸^{[9],[10],[18]}

護岸之外廓型態(如堤高與外坡等)應於規劃階段決定完成，設計階段進行外坡、過濾層、填方、基礎、滲透安定性、防滲與排水設施、水防道路及側溝等設計作業。護岸斷面必須能有效達成應有之禦潮防浪功能，且在各種外力作用下於設計重現期(年)內保持堤體安定不被破壞及減損功能。

說明：

護岸設置之目的在禦潮防浪，保障人民生命財產與產業安全，其斷面應足以防止暴潮與波浪之越波，使不致於造成災害。實際上要完全防止波浪不越波有困難，因此，設計斷面時，其功能僅能足以控制越波量於某一定安全範圍內，不致於威脅保護對象為考量，而堤體在各種外力作用下仍能保持安定不被破壞。

4.2.1 外坡

外坡負有抵禦波力及流力，同時保護堤內層之作用，其重量必須在承受外部波力、流力與內部上舉力及空隙壓力下保持安定不動，或者容許不致於導致破壞之局部性個體移動，視材料性質而定。另外，設計時須充份考慮景觀與生態與親水等海岸環境。

說明：

設計方法參考4.1.1節。

4.2.2 過濾層

過濾層為防止填方土壤之流出，同時使填方中之滲透水能釋出俾降低水壓力。設計時，需瞭解對填方土壤特性(如土壤種類、粒徑分佈)、堤防型態及透水性。其次，再依施工、水流、在乾濕地建設等條件選擇過濾層型式。

說明：

設計方法參考4.1.2節。

4.2.3 填方

填方乃構成整體堤體安定之關鍵，整體斷面形狀必須在各種外力作用下保持安定，同時堤體在各種內部應力作用下維持安定，此有賴填方填土材料之土壤性質之安定，材料選擇及施工都應慎重。漏水現象有堤體之漏水及基礎漏水，將導致堤體土砂流失、流砂及管湧現象。

說明：

設計方法參考4.1.3節。

4.2.4 基礎

基礎保護工目的在防止外坡之平行滑動，同時防止堤趾沖刷。設計時需考量堤趾沖刷深度，並擇取合適基礎保護型式，且基礎保護工材料之重量，必需足以抵抗波力。

說明：

設計方法參考4.1.4節。

4.2.5 滲透安定性^{[9],[10]}

護岸對滲透之安定性，應就坡面之滑動與基礎地盤之管湧(Piping)檢討。

說明：

一、滑動破壞

1. 圓弧滑動

Bishop法假定滑動破壞面為弧形，並將之切成數片分割體如圖4.2.1，計算面上抗剪強度對圓心O點之力矩與驅使破壞作用力對此圓心之力矩比，計算安全係數 F_s ，如此取多個破壞面即可得一連串之安全係數，取得最小之 F_s 值。

$$F_s = \frac{R \sum_{i=1}^n (Cl + W \cos \alpha \tan \psi)}{\sum_{i=1}^n Wx + \sum Qa} = \frac{\text{總抵抗力矩}}{\text{總驅動力矩}} \quad (4.2.1)$$

式中：

R：滑動面半徑(m)

C：土壤粘著力(t/m)

ψ ：內部摩擦角

l：分割體底邊長(m)

W：分割體有效重量(t/m)(含水部份以水中單位重量計算)

α ：分割體斜角

x：分割體重心與滑動圓中心水平距離(m)

Q：作用於滑動圓內土塊之水平外力(含水壓、地震力、波壓等)

a：作用外力Q對圓心之長度(m)

計算之際應改變圓中心點，就各種半徑試算安全係數，求其中之最小安全係數，檢核是否 $F_s \geq 1.2$ 。

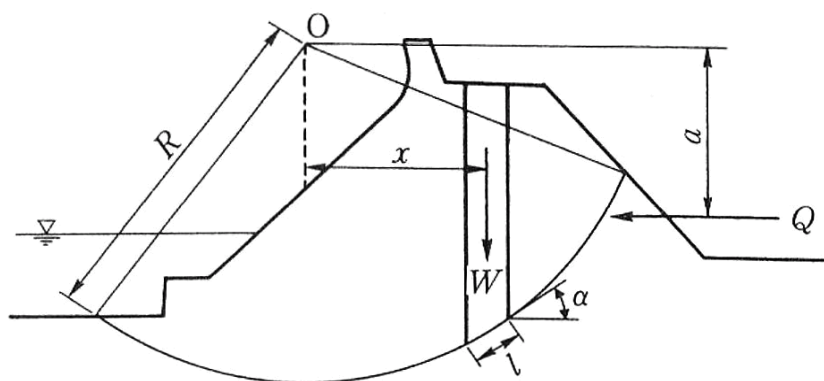


圖4.2.1 圓弧滑動示意圖

2. 直線滑動

直線滑動時，可假定直線滑動面如圖4.2.2，依下式檢討其安全係數。

$$F_s = \frac{\sum Cl + W \cos \alpha \tan \phi}{\sin \alpha \sum Wx + \cos \alpha \sum Qa} \quad (4.2.2)$$

安定計算應假定不同滑動面及角度，求最小之安全係數 F_s 。

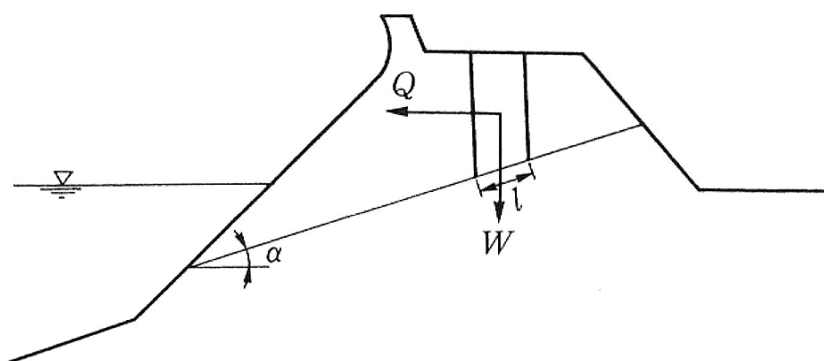
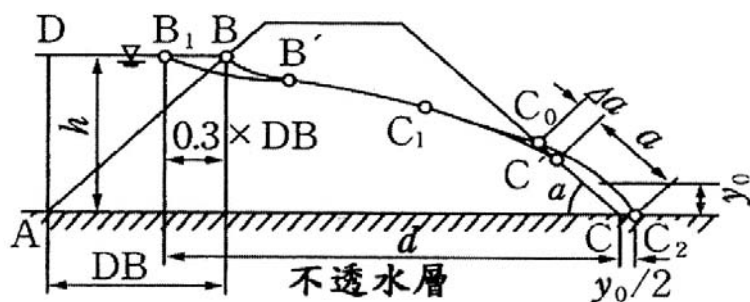


圖4.2.2 直線滑動示意圖

二、堤體之滲透分析

堤體內之自由水面受堤外水位變化影響，於堤內產生滲透流。梯形斷面之填方如為均勻材料，地盤如為不透水性時，於堤內所形成之滲流線為拋物線，自由水面如圖4.2.3，其基本形狀可以Casagrade法簡單示。



$$y_0 = \sqrt{h^2 - d^2} - d$$

$$a = \sqrt{d^2 - h^2} - \sqrt{d^2 - h^2 \cot^2 \alpha}$$

圖4.2.3 Casagrande法之堤體自由水面

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0} \quad (4.2.3)$$

$$y_0 = \sqrt{h^2 - d^2} - dy_0 \quad (4.2.4)$$

式中：

h ：水面至地盤高差

d ：不透水層水面距離

a ：作用外力 Q 對圓心之長度(m)

α ：分割體斜角

如滲流線滲出堤內坡堤趾則有管湧之虞，內外坡水位差與堤體滲透路徑長(填土寬)之比(潛變比，Creep ratio)大時，超過堤內填土之臨界動水梯度時內坡發生管湧，堤防為避免管湧其潛變比應大於表4.2.1所列數值。

$$C_e = \frac{\frac{B}{3} + l}{h_{er}} \quad (4.2.5)$$

式中：

C_e ：加權重之潛變比

B ：滲流線水平距離(m)

l ：滲流線垂直距離(m)

h_{er} ：最大水頭差(m) (最大內外水位差)

表4.2.1 加權重之土壤潛變比

堤體或地盤土質	潛變比	備註
黏土	8.5	取堤體或地盤 透水性最小者
細砂	7.0	
中砂	6.0	
粗砂	5.0	
中礫砂	3.5	
含卵石之粗礫石	3.0	

此時應擴大堤頂寬或放緩內坡坡度，加高水防道路乃至於內坡堤趾設置洩水設施。緩坡或堤頂寬之堤防堤底都較寬故較無管湧之虞。

4.2.6 防滲與排水設施^{[9],[10]}

臺灣地區降雨強度大，護岸坡面易受雨水沖刷，並滲流進入堤身影響結構安全。另漲潮時高水位易因滲流對堤防產生安全顧慮，應視實際需要設計防滲與排水設施。

說明：

- 一、邊坡的防滲體應滿足滲透穩定以及施工與構造的要求。
- 二、堤身防滲可採用心牆、斜牆等型式。防滲材料可採用黏土、混凝土、瀝青混凝土、不透水膜等材料。堤身排水可採用伸入背水坡腳或沿坡面設置濾層。濾層材料可採用砂、礫料或土工織物等材料。
- 三、堤防設計時應考量滲流線不能露出於堤後坡的坡面，以避免坡面破壞。若欲使滲流線不露出於外坡面，應考量符合下式：

$$mH < (b + nH)$$

上式中各參數定義如圖4.2.4所示。

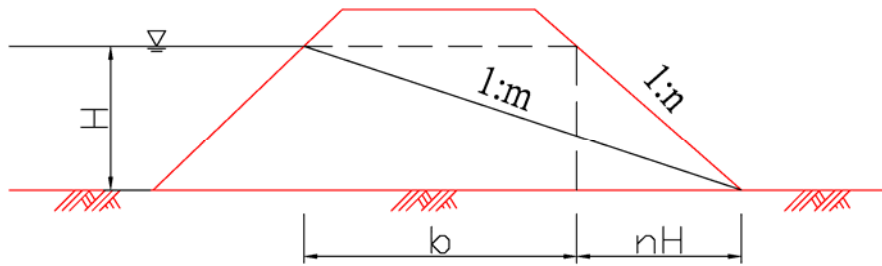


圖4.2.4 堤身參數示意圖

四、滲流線係由堤前坡與水面接觸點開始，循堤防或護岸(回填土堤或既有土坡)內部或混凝土之側面或底邊，行至堤後坡之地面或水面為止。滲流比(Creep Ratio)即為滲流線之長度除以有效水頭所得之比；權重滲流比為權重滲流距除以有效水頭，其中權重滲流距為直滲流距(陡於45度)加平滲流距(小於45度)三分之一。

建築在不同土質之堤防、護岸或防洪牆應依其特性，限定其滲流比或權重滲流比在規定數值以上，以免因過度之滲水造成管湧現象(piping)，引起基礎陷落而發生傾倒。各種土壤滲流比限值及權重滲流比分別列如表4.2.2、4.2.3所示：

表4.2.2 各種土壤滲流比限值

基礎土壤種類	滲流比之容許最小值
粒狀土(砂或礫)	4.0
顆粒均勻之細砂及壤土	3.0
級配良好之砂質壤土	2.0
黏質壤土及壤質黏土	1.8

表4.2.3 各種土壤權重滲流比限值

土質	滲流比之容許最小值
極細砂或泥	8.5
細砂	7.0
中級砂	6.0
粗砂	5.0
細礫	4.0
中級礫	3.5
粗礫包括卵石	3.0
大石附有若干卵石及礫	2.5
軟黏土	3.0
中級黏土	2.0
硬黏土	1.8
極硬黏土或硬泥盤	1.6

- 一、邊坡的防滲與排水層的佈設應與堤基防滲與排水設施統籌佈置，並使兩者緊密結合。
- 二、防滲體的頂不應高出設計水位0.5m。
- 三、土質防滲體的斷面，應由上而下逐漸加厚。其頂部最小水平寬度不宜小於0.3m，底部厚度不宜小於堤前設計水深的1/4。砂、礫石排水層的厚度或頂寬不宜小於0.5m。
- 四、土工布材料主要功能為排除水分、防止土料流失及穩固構造物擋土之目的，常用於基礎、斜面鋪底或加勁土邊坡護岸等，其材料規格、施工及檢驗等相關規定應符合CNS或其他同級標準。工程用地工布材料分為織布及不織布視工程特性選用適合之材料，需具有高強度、抗拉、抗磨、耐酸鹼、耐紫外線性等性能，且孔徑應滿足防止滲漏、土壤流失的要求。
- 五、水泥土、漿砌石、混凝土等護坡應設置排水孔，孔徑可為50~100mm，孔距可為2~3m²一孔，採交錯對齊排列。漿砌石、混凝土護坡應設置伸縮縫。

六、高於6m的土堤受雨水沖刷嚴重時，宜在堤頂、堤坡、堤腳以及堤坡或其他建築物結合部設置排水設施。

七、平行堤軸線的側溝可設在戕台內側或近堤腳處。坡面縱向側溝可每隔50~100m設置一處，並應與平行堤軸向的側溝聯通，側溝可採用預鑄、場鑄或卵塊石砌築，其尺寸與渠底坡度應由計算或結合既有工程的經驗確定。

4.2.7 水防道路

為堤防巡視、暴風浪時工程搶修、施工管理兼做道路使用，但如受建築物或堤後已有一般道路時不在此限。

說明：

設計方法參考4.1.6節。

4.2.8 側溝

側溝設置之目的在匯集波浪越波流量及雨量。設計時，側溝斷面積，需考量足以宣洩波浪越波量及降雨量。

說明：

設計方法參考4.1.7節。

4.3 突堤^{[10],[26]}

突堤之佈置與外廓型態(如堤長、堤高、間距、佈置角度等)應於規劃階段決定完成，設計階段進行表層、過濾層、堤心填方、基礎、堤頭、堤根等設計作業。

說明：

突堤(拋石堤)基本斷面由表層、過濾層、堤心填方、基礎、底床構成，其設計斷面如圖4.3.1所示(拋石突堤)。

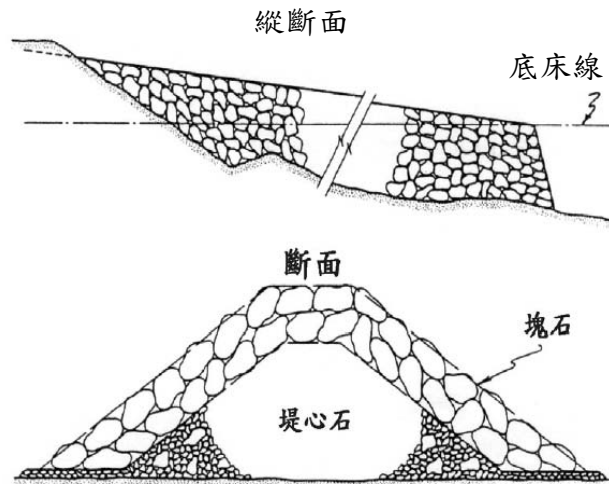


圖4.3.1 拋石突堤斷面圖例(上：縱斷面，下橫斷面)

4.3.1 表層

突堤表層負有抵禦波力及流力，同時保護堤內層之作用，其重量必須在承受外部波力、流力與內部上舉力及空隙壓力下保持安定不動，或者容許不致於導致破壞之局部性個體移動，視材料性質而定。另外，設計時須充份考慮景觀、生態及親水等海岸環境。

說明：

設計方法參考4.1.1節。

4.3.2 過濾層

過濾層為防止堤心填方土壤之流出，同時使堤心填方中之滲透水能釋出俾降低水壓力。設計時，需瞭解對填堤心方土壤特性(如土壤種類、粒徑分佈)、堤體型態及透水性。其次，再依施工、水流、在乾濕地建設等條件選擇過濾層型式。

說明：

設計方法參考4.1.2節。

4.3.3 堤心填方

堤心填方乃構成整體堤體安定之關鍵，整體斷面形狀必須在各種外力作用下保持安定，同時堤體在各種內部應力作用下維持安定，此有賴堤心填方填土材料之土壤性質之安定，材料選擇及施工都應慎重。

說明：

設計方法參考4.1.3節。

4.3.4 基礎^{[10],[26]}

接近海底堤趾處，為防止堤趾沖刷並增加斜坡塊石之安定，通常以拋石平行排放於底床下。如塊石重量與斜坡被覆石重量相同，則其安定應無問題，唯通常會採用重量較輕之塊石以節省工費。

說明：

一、基礎護基塊石重量

依日本港灣研究所之研究(1982)可用下式計算。

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = \max \{1.8, 1.3\alpha + 1.8 \exp[-1.5\alpha(1-k)]\} \quad (4.3.1)$$
$$\alpha = \left[(1-k) / k^{1/3} \right] h' / H_s, \quad k = k_1 k_2$$
$$k_1 = (4\pi h' / L') \sin(4\pi h' / L'), \quad k_2 = \sin^2(2\pi B / L')$$

式中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重，
 γ_w 為水單位體積重

D_{n50} ：代表直徑 $= (W / \gamma_r)^{1/3}$ ， W 為重量

h' ：護基頂水深

L' ：該水深波長

B ：護基頂寬

$\max(a,b)$ ：a、b二值中取較大者

N_s ：安定係數，一般以不超過2為原則。

α ：堤面交角

二、拋石堤堤基保護安定重量

van der Meer, d'Angremond · Gaurding及CEM(2001)建議
以下式計算

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = (0.24 \frac{h_t}{D_{n50}} + 1.6) N_{od}^{0.15} \quad (4.3.2)$$

式中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重，
 γ_w 為水單位體積重

D_{n50} ：代表直徑 $= (W / \gamma_r)^{1/3}$ ，W為重量

h_t ：為堤趾水深

$$N_{od} = \begin{cases} 0.5 & \text{無損害} \\ 2 & \text{可接受之損害} \\ 4 & \text{嚴重損害} \end{cases}$$

據DHI之研究可接受之損害(3~10%)範圍內護基重量可由
下式計算

$$\frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = 8.7 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{1.4} \quad (4.3.3)$$

式中：

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r / \gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重，
 γ_w 為水單位體積重

D_{n50} ：代表直徑 $= (W / \gamma_r)^{1/3}$ ，W為重量

N_s ：安定係數

h_t ：為護基上之水深

h ：為堤前之水深

H_s ：有義波高($=H_{1/3}$)

4.3.5 堤頭、堤根^{[10],[26]}

堤頭、堤根因有承受各種波向波浪來襲之可能，且堤頭碎波時流速強波力大，因此需有較堤身重之塊石、或應放緩坡度、或者二者同時考慮才能保持安定。

說明：

堤頭、堤根之安定重量，通常應用比Hudson公式(見式4.1.1)計算所得者加重1.5倍或 D_{n50} 增加1.3倍。

另外，堤頭安定重量也可以CEM(2001)提議引用之Carver與Heimberg(1989)公式

$$\frac{H_s}{\Delta \times D_{n50}} = A\xi^2 + B\xi + C \quad (4.3.4)$$

式中：

H_s ：堤前波高

ξ ：碎波參數($=\tan\alpha/\sqrt{H_s/L}$)， α 為結構坡度， L 為波長

Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r/\gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重

D_{n50} ：代表直徑 $= (W/\gamma_r)^{1/3}$ ， W 為重量

A 、 B 與 C ：常數，如表4.3.1。

表4.3.1 A, B, C 常數表

被覆石種類	ξ 範圍	A	B	C
石塊	2.1~4.1	0.272	-1.749	4.179
石塊	1.8~3.4	0.1983	-1.234	3.289
雙T塊	2.2~4.4	0.406	-2.800	6.881
雙T塊	1.7~3.2	0.840	-4.466	8.224

4.4 離岸堤(潛堤)^{[10],[26]}

離岸堤(潛堤)之佈置與外廓型態(如堤長、堤高、堤距、開口寬度等)應於規劃階段決定完成，設計階段進行表層、過濾層、堤心填方、基礎、堤頭與開口處重量等設計作業。

說明：

離岸堤(潛堤)基本斷面由表層、堤心填方、基礎、底床構成，其設計斷面如圖4.4.1所示。

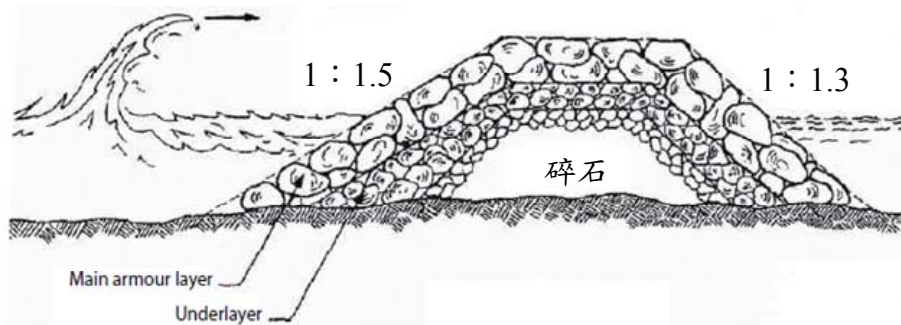


圖4.4.1 離岸堤斷面圖例

4.4.1 表層^{[10],[26]}

離岸堤(潛堤)表層負有抵禦波力及流力，同時保護堤內層之作用，其重量必須在承受外部波力、流力與內部上舉力及空隙壓力下保持安定不動，或者容許不致於導致破壞之局部性個體移動，視材料性質而定。另外，設計時須充份考慮景觀、生態及親水等海岸環境。

說明：

設計方法參考4.1.1節。另外，依水利規劃試驗所2010年「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」，若堤頂僅高出靜水面若干，此時當會有大量越波乃至於產生波浪透過之情形，此時波力可能較無越波時弱，故堤面被覆塊重量反不需如無越波時重，但堤頂及堤背被覆塊重量則需足夠克服越波波浪之沖刷，因此仍需採用與堤面相同重量之被覆塊。

低頂堤大致可分為三類：

- 一、動態安定堤：無過濾層或堤心均以同質之石塊構築，容許波浪衝擊後重新塑造新的平衡斷面。
- 二、靜態安定堤：堤頂在靜水面上($R_c > 0$)時與不越波堤相似，但於大量越波時亦保持安定不損害。
- 三、靜態安定潛堤：波浪整體越過堤，堤頂完全潛沒於靜水中，($R_c < 0$)，堤頂愈低愈安定。

如堤頂較低，容許越波而不致產生破壞，則可較無越波時之消波塊重量減小，van der Meer(1990)提議下式計算減輕係數 D_{n50}' ：

$$D_{n50}' = 1 / (1.25 - 4.8R_p^*) ; 0 < R_p^* < 0.052 \quad (4.4.1)$$

$$R_p^* = R_c / H_s \sqrt{(H_{so} / L_{so}) / 2\pi} \quad (4.4.2)$$

上些式中 R_c 為堤頂出水高，(H_{so}/L_{so})為深海有義波尖銳度， H_s 為堤前波高。

依此式看 $R_c/H_s=0$ 時減輕係數 $D_{n50}'=0.8$ ，而 R_c/H_s 愈大 D_{n50}' 愈大。 $(H_s/L_s)_o=0.04$ 、 $R_c/H_s \geq 0.6$ 時， $D_{n50}'=1$ 。暴風浪時如堤頂出水高大於入射波高之0.6倍時不得減輕重量，深海波尖銳度愈小時減輕係數愈小。

潛堤之安全由堤頂破壞率及入射波決定。Givler & Sorensen，van der Meer (1990)建議以下式推算安定函數 N_s^*

$$R_c / h = (2.1 + 0.1S) \exp(-0.14N_s^*) \quad (4.4.3)$$

式中 S 為損壞程度，開始損壞時 $S=2$ ，中度損害時 $S=5\sim 8$ ，完全破壞時 $S=12$ ， N_s^* 為安定函數， h_c 為潛堤沉沒水深， h 為堤趾水深。

再依此 N_s^* 代入下式決定代表直徑 D_{n50} 。

$$N_s^* = N_s (H_s / L_s)^{-1/3} = H_s / \Delta D_{n50} (H_s / L_s)^{-1/3} \quad (4.4.4)$$

式中 H_s/L_s ：堤趾有義波尖銳度， N_s ：安定係數。 Δ ：塊體相對密度 $\gamma_r/\gamma_w - 1$ ， γ_r 為被覆塊單位體積重， γ_w 為水單位體積重， D_{n50} ：代表直徑 $= (W/\gamma_r)^{1/3}$ ， W 為重量。

4.4.2 過濾層

過濾層為防止填方土壤之流出，同時使填方中之滲透水能釋出俾降低水壓力。設計時，需瞭解對填方土壤特性(如土壤種類、粒徑分佈)、堤體型態及透水性。其次，再依施工、水流、在乾濕地建設等條件選擇過濾層型式。

說明：

設計方法參考4.1.2節。

4.4.3 堤心填方

堤心填方乃構成整體堤體安定之關鍵，整體斷面形狀必須在各種外力作用下保持安定，同時堤體在各種內部應力作用下維持安定，此有賴堤心填方填土材料之土壤性質之安定，材料選擇及施工都應慎重。

說明：

設計方法參考4.1.3節。

4.4.4 基礎

接近海底堤趾處，為防止堤趾沖刷並增加斜坡塊石之安定，通常以拋石平行排放於底床下。如塊石重量與斜坡被覆石重量相同，則其安定應無問題，唯通常會採用重量較輕之塊石以節省工費。

說明：

設計方法參考4.3.4節。

4.4.5 堤頭、開口

堤頭、開口因有承受各種波向波浪來襲之可能，且堤頭碎波時流速強波力大，因此需有較堤身重之塊石、或應放緩坡度、或者二者同時考慮才能保持安定。

說明：

設計方法參考4.3.5節。

4.5 人工養灘^{[10],[26]}

人工養灘斷面設計，依規劃的濱台高度、寬度、終端水深、波浪與養灘粒徑，算出最佳養灘斷面，並依據養灘位置與客土粒徑資料，推算養灘損失率，以供後續養灘維護運用。

說明：

一、後灘養灘

1. 灘台高：狹窄之海灘固無灘台，但寬敞之海灘通常有一道或二道灘台形成後灘，低灘台係由平常波浪溯升形成，而其後側之高灘台則形成於暴風浪高潮位時。後灘灘台高與波浪溯升有關，亦即與海灘粒徑及前灘坡度有關，設計時最好參考當地或鄰近海岸之後灘高程再酌量增加些，或者依據參考水利規劃試驗所2010年「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」彙整海灘溯升公式或國內外較新並經驗核之研究成果推算，公式選用時應依計畫區環境特性，配合公式背景條件擇取適合計算式。另灘台高度應比年機率2%波浪之溯升高加高潮位略高些。

表4.5.1 後灘高度推算公式

研 究 者	公 式	備 註(背景條件)
栗山等(2005)	$\frac{R}{H_o} = (52 \frac{H_o}{L_o})^{-2.7}$ $\frac{R}{H_o} = (8.25 \frac{H_o}{L_o})^{-0.461}$	$\frac{H_o}{L_o} \geq 0.013$ 日本12處砂灘 $\frac{H_o}{L_o} < 0.013$
Ruggiero(2001)	$\frac{R_2}{H_o} = 0.27 \xi_o \tan \beta$ 或 $R_2 = 0.5H_{so} - 0.22$	消能性海灘
Roubenheimer Guza(1996)	$\frac{R}{H_o} = (\frac{\pi}{2\alpha})^{1/2}$	$\xi \geq (\frac{\pi^3}{2 \tan \alpha})^{1/4}$
van der Meer(1990)	$\frac{R}{H} = 0.9 \xi_o$	$\xi_o = 0.5 \sim 2$
Kato等(1989)	$R_{max} = \bar{\eta}_o + 0.96H + 0.31$	單位m、 $\bar{\eta}_o$ ：灘線水位 H：在灘線之長週期波高
Holman等(1985)	$\frac{R}{H_o} = (0.5 \sim 1.0) \xi_o$ $\frac{R_2}{H_{so}} = 0.9 \xi_o$	低頻 $\xi_o = 0.25 - 0.75$ ，砂灘 $\beta = 1/200 \sim 1/20$ ， $H = 1.4 - 4.6m$ ， $T = 7 - 17s$
Takeda·Sunamura (1982)	$\frac{R}{\sqrt{H_{so} L_o}} = 0.174$ 或 $R_{max} = 1.1(H_b)_{max}$	現場砂灘
Swart(1974)	$\frac{R}{D_{50}} = 7644 - 7706 \exp(A_R)$ $A_R = 1.43 \times 10^{-4} H_o^{0.488} \frac{T^{0.93}}{D_{50}^{0.786}}$	大型試驗
Roctor(1954)	$\frac{R}{H_o} = 0.24$ $\frac{R}{H_o} = 0.18 (\frac{H_o}{L_o})^{0.5}$	$\frac{H_o}{L_o} \geq 0.018$ 小型試驗 $\frac{H_o}{L_o} < 0.018$
Kuo等(2007)	$\frac{R_{max}}{H_{os}} = 2.32 r_f \xi_{eq}^{0.77}$ $r_f = 0.245 (D_{50}/H_{so})^{-0.141}$	砂、礫石試驗

註：R：溯升高、 H_o ：深海波波高、 L_o ：深海波波長、 D_{50} ：中值粒徑

2. 後灘寬度：由設定重現期(約5年)颱風條件下可能造成之後

灘侵蝕量，或為防止溢淹需要寬度之後灘最小寬度估計，至少約為20~40m寬，愈寬愈佳。預留量依土方來源量及工程費決定。如為休閒海水浴場之需則依利用人口數決定，其估計標準美國：13m²/人，日本：3m²/人，約以50m寬以上為宜。

3. 後灘坡度：約為1/100~1/150

二、砂丘養灘

砂丘可防止暴風波浪之越波及侵蝕，即使海灘有嚴重之侵蝕，砂丘被侵蝕崩塌之砂即可補充到後灘，對海灘侵蝕不無緩和作用。

各地砂丘高度不同，但一旦被侵蝕則自砂丘頂崩塌成約與土砂安息角相同之安定坡度。固然如砂源及經費足夠，可依原狀回填客土至砂丘頂最佳，但如有困難則將新養灘砂丘頂高回填至溯升高即可，亦即依砂丘之養灘坡度推估最大溯升高加出水高。決定暴潮位及波高之重現期一般取50年，但非重要區可取20年。砂丘養灘寬度可依歷年暴風浪侵蝕後退量及預定再養灘年限決定養灘砂丘寬度。砂丘後退量與暴潮位、波浪作用時間、粒徑及海灘寬度都有關係，其中潮位因素對侵蝕後退速度關係最密切。美國CERC提議之再養灘年為五年，建議之砂丘養灘頂高約為5m、寬度約為10m、坡度1：5。養灘後應予以植草，如此不但有助養灘穩定亦可防止飛砂。

三、全斷面養灘

1. 客土與當地砂粒徑成份相同時

由後灘養灘寬度平行於原海灘，向海側堆出至漂砂終端水深止。如圖4.5.1中之實線。

2. 客土與當地砂粒徑成份不同時

如果客土砂粒徑比當地砂粗，則養灘形成之海灘平衡斷面坡度可以較原海灘陡且漂砂終端水深較淺，故與原海灘斷面會有交會如圖4.5.1中虛線。反之，如客土粒徑細於當地者時，養灘後之平衡斷面坡度應緩於原海灘坡度，因漂砂終端水深較深，故與原海灘無交會，如圖4.5.1中之點線所示。

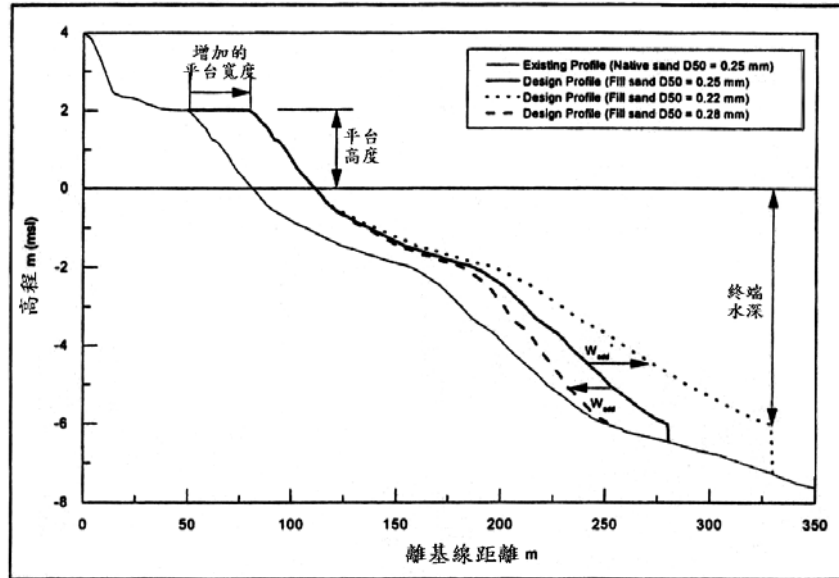


圖4.5.1 不同粒徑養灘剖面(CEM,2004)

3. 前灘坡度：可參考當地或臨近海岸決定，或由海灘安斷面設計。規劃設計時可參考水利規劃試驗所2010年「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」彙整之Vellinga(1982)、日本運輸省(1979)、砂村(1975)、Rector(1954)、Swart(1974)、橋本・宇多(1980)、Dean(1983)與Vellinga(1984)等計算方法，或國內外較新並經驗核之研究成果推算。(相關資料請參閱參考文獻7)

(1)Vellinga(1982)式

客土粒徑與當地者相同則依現場坡度，如粒徑不同則依粒徑之沉降速度調整。

$$\frac{\ell_2}{\ell_1} = \left(\frac{\omega_1}{\omega_2} \right)^{0.56} \quad (4.5.1)$$

式中：

ℓ_1 ：水深處 h 處之原有海灘之水平距離

ℓ_2 ：水深處 h 處之新海灘之水平距離

ω_1 ：當地砂粒沉降速度

ω_2 ：客土砂粒沉降速度

ℓ_1 、 ℓ_2 分別為某一水深處 h 處之原有海灘及同一水深處新海灘之水平距離(參照圖4.5.2)。客土粒徑粗 $w_2 > w_1$ 於當地者，新置砂坡度比原海灘坡度陡，反之如 $w_2 < w_1$ ，則新置砂之坡度緩於原海灘坡度才能維持平衡安定之剖面，而二者無交會如圖4.5.1。因此末端約在終端水深附近需用陡坡接到原底床，其坡度約為1/10(Vellinga建議1/12.5)或以低檻堤(sill)收尾。

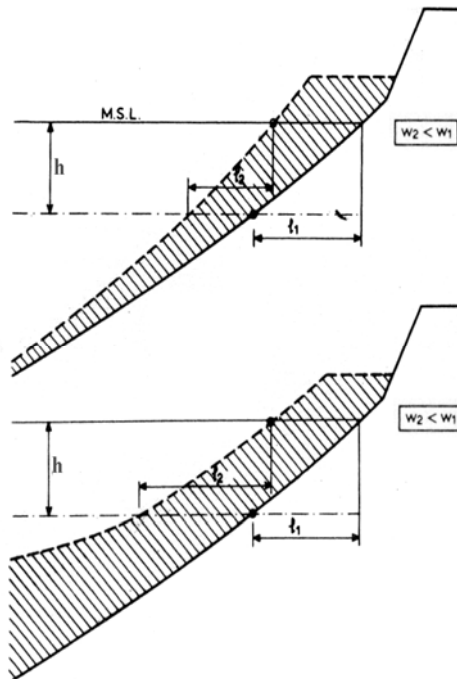


圖4.5.2 粒徑與斷面坡度之關係

(2)日本運輸省(1979)

$$\tan \beta = \left[(D_{50} / H_o) / 37.2 \right]^{0.158} ; D_{50} / H_o \geq 2.4 \times 10^{-4}$$

$$\tan \beta = (376.6 \times D_{50} / H_o)^{0.7856} ; D_{50} / H_o < 2.4 \times 10^{-4} \quad (4.5.2)$$

式中：

β ：海灘坡度

H_o ：深海波高

D_{50} ：中值粒徑

(3)砂村(1975)

$$\tan \beta = 0.45 (D_{50} / H_o)^{0.5} (H_o / L_o)^{-0.3} \quad (4.5.3)$$

式中：

β ：海灘坡度

H_o ：深海波高

D_{50} ：中值粒徑

L_o ：深海波波長

(4)Rector(1954)

$$\tan \beta = 0.3 (H_o / L_o)^{-0.3} (D_{50} / L_o)^{0.2} \quad (4.5.4)$$

式中：

β ：海灘坡度

H_o ：深海波高

D_{50} ：中值粒徑

L_o ：深海波波長

(5)Swart(1974)

$$\tan \beta = (H_o / L_o)^{-1} B \quad (4.5.5)$$

$$B = \left\{ 1510 \left[H_o^{0.132} D_{50}^{-0.447} (H_o / L_o)^{-0.717} \right]^{-2.38} + 0.11 \times 10^{-3} \right\}^{-1}$$

式中：

β ：海灘坡度

H_o ：深海波高

D_{50} ：中值粒徑

L_o ：深海波波長

(6)橋本・宇多(1980)

$$\tan \beta = 0.79 \left(D_{50} / \overline{H}_{\max} \right)^{0.3} \quad (4.5.6)$$

式中：

β ：海灘坡度

$\overline{H}_{\max}$ ：一週中最大有義波高，一週中最大值之移動平均

D_{50} ：中值粒徑

(7)Dean(1983)：水面下

$$h = Ay^{2/3} \quad ; \quad D_{50} = 0.1 \sim 0.4 \text{ mm} \quad (4.5.7)$$

$$\text{或} \quad A = 2.25 \left(\frac{\omega^2}{g} \right)^{1/3}, \quad A = 0.067 w^{0.44}$$

式中：

A ：外灘養灘斷面積

ω ：沉降速度(cm/s)

D_{50} ：中值粒徑

y ：離岸距離

g ：重力加速度

(8)Vellinga(1984)

水深 $h \leq 0.75H_o$ 範圍內

$$h = 0.08y^{0.78}, \quad h = 0.70(H_o / L_o)^{0.17} w^{0.44} y^{0.78} \quad (4.5.8)$$

式中：

H_o ：深海波高

L_o ：深海波波長

w ：重量

y ：離岸距離

4. 外灘養灘

依據田中等(2007)模型試驗結果，外灘養灘不論何種波浪作用下均會使灘線前進(堆積)，灘線位置之前進量因養灘位置之離岸距離、養灘量、底床坡度、粒徑及入射波性質而異。設外灘養灘斷面中心點之離岸距離為 X_D (參照圖4.5.3)，試驗後灘線至中心位置之距離為 X_L ，則歸納試驗結果可以式(4.5.9)表示

$$\frac{X_L}{L_o} = 1.22 \left(\frac{H_s^2}{gT^2} \frac{1}{D_{50} \tan \beta} \right) \quad (4.5.9)$$

$$\frac{X_D}{X_L} = 0.94 - 0.32 \log_{10} \left(\frac{H_o \tan \beta A}{D_{50} L^2} \right) \quad (4.5.10)$$

式中：

A ：外灘養灘斷面積

L ：養灘中心點至灘線距離

H_o ：深海波高

L_o ：深海波波長

$\tan \beta$ ：海灘坡度

D_{50} ：養灘中值粒徑。

H_s ：近岸波高

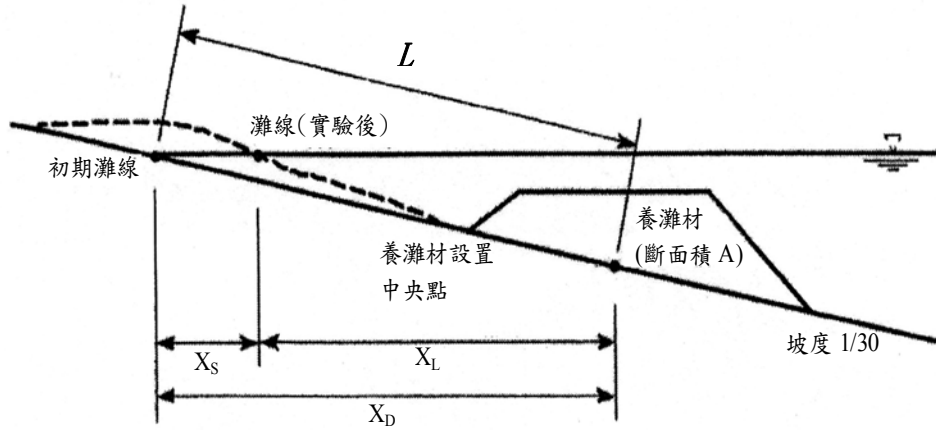


圖4.5.3 灘線變化量示意圖

四、養灘損失率估計

客土堆放之後未必能適應當地海岸，但經過波浪篩分作用後細粒徑砂被淘刷流失到外海，而組織成分會逐漸接近當地海灘材料之粒徑分佈。SPM(1984)提出二種估計參數；預填係數(Qverfill factor) R_A ，及再養灘係數(Renourishment factor) R_j 。前者指客土體積置砂後達到與當地粒徑分佈相同之安定砂灘事先應預加之土方量比，後者指客土細粒徑砂因沿岸輸砂而損失，事後需再補充之體積比。

1. 填土係數：足以產生每一立方公尺土方所需借土土方量之比 R_A 用以估算超加借土量，可由原地及客土區之粒徑標準偏差，如式(4.5.11) 及平均粒徑，如式(4.5.12)，查圖4.5.4 決定。

$$\sigma_\phi = \frac{\phi_{84} - \phi_{16}}{2} \quad (4.5.11)$$

式中， ϕ_{84} 、 ϕ_{16} 分別為通過體積比之84%及16%之phi尺 ($\phi = -\log_2 d_{mm}$)。

$$M_\phi = \frac{\phi_{84} + \phi_{16}}{2} \quad (4.5.12)$$

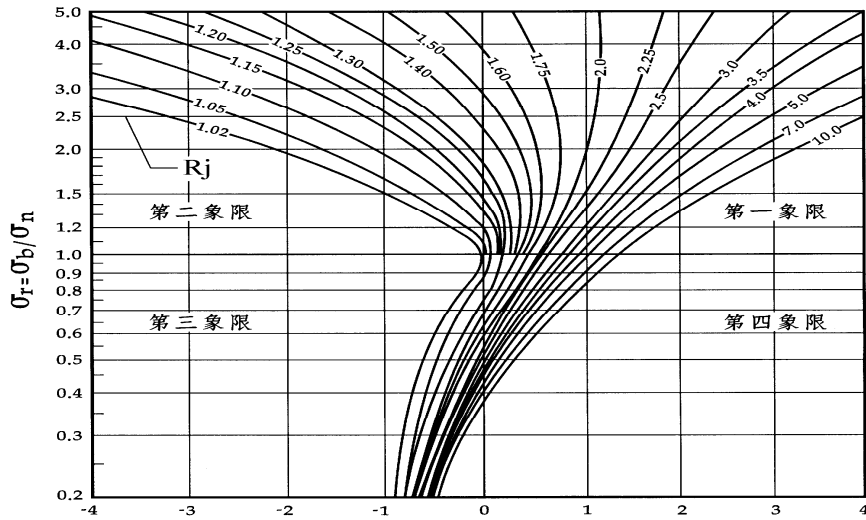


圖4.5.4 填土調整係數與粒徑關係(資料來源：SPM,1984)

2. 再養灘係數 R_j ：指借土被侵蝕量與原海岸被侵蝕量之比用以估計堆土頻率，可由下式(4.5.13)求得：

$$R_j = \exp\left[\Delta\left(\frac{M_{\phi b} - M_{\phi n}}{\sigma_{\phi n}}\right) - \frac{\Delta^2}{2}\left(\frac{\sigma_{\phi b}^2}{\sigma_{\phi n}^2} - 1\right)\right] \quad (4.5.13)$$

式中，腳注b，n分別指借土及原海灘， Δ 為風篩係數介於0.5~1.5，一般取1.0。 R_j 值可由圖4.5.5決定。

第一象限： $M_{\phi b} > M_{\phi n}$ 借土粒徑細於原海灘粒徑， $\sigma_{\phi b} > \sigma_{\phi n}$ 借土篩分劣於原海灘砂。

第二象限： $M_{\phi b} < M_{\phi n}$ 借土粒徑粗於原海灘粒徑， $\sigma_{\phi b} > \sigma_{\phi n}$ 借土篩分劣於原海灘砂。

第三象限： $M_{\phi b} < M_{\phi n}$ 借土粒徑粗於原海灘粒徑， $\sigma_{\phi b} < \sigma_{\phi n}$ 借土篩分優於原海灘砂。

第四象限： $M_{\phi b} > M_{\phi n}$ 借土粒徑細於原海灘粒徑， $\sigma_{\phi b} < \sigma_{\phi n}$ 借土篩分優於原海灘砂。

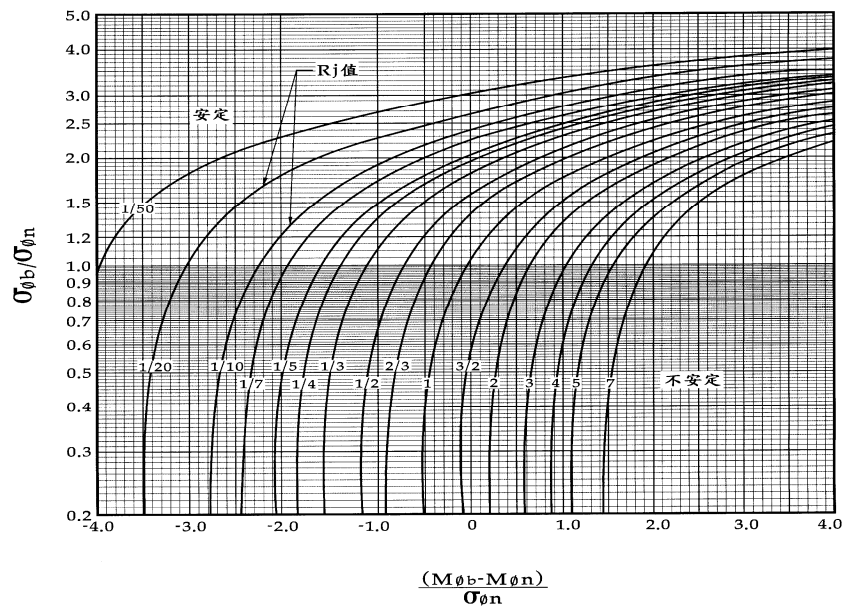


圖4.5.5 再養灘係數與粒徑關係(資料來源：SPM,1984)

4.6 人工岬灣^{[10],[26],[33],[34],[35]}

人工岬灣工法重點在於規劃時期對於海象條件及地形條件之評估，多方研討岬頭角度、長度與岬灣大小以定出最適之方案配置，並參照突堤、離岸堤型式進行相關設計。

說明：

一、靜態平衡灣岸灘線預測

利用Hsu(1989) 推導之岬灣經驗式進行兩岬島間分別在入射角為 $\beta=20^\circ$ 、 $\beta=60^\circ$ 時平衡岬灣灘線形狀之比較，由圖4.6.1A可知入射波向與控制線之交角愈大，安定岬灣曲線弧度愈大愈深入。此一拋物線形之海灣曲線只能應用於單方向波高不大、無砂源輸入之靜態平衡時。

此理論亦可應用於岬島前增設人工結構物或延長結構物時，預測可能產生之灘線變化，圖4.6.1B為岬島前方興建防波堤AB時海灘可能之變化。在無漂砂來源下A、C二岬島間之靜態安定灘線應為AC弧形虛線，但因上游有漂砂自左側繞過上游岬島，灘線乃形成最外邊既有動態灘線之DC弧線(實線)。

興建防波堤 $\overline{AB}$ 後，因上游漂砂被切斷二岬島間無漂砂源，應形成為鎖線所示之BC靜態灘線，亦即海灘自現有灘線被侵蝕後退到BC靜態灘線位置。

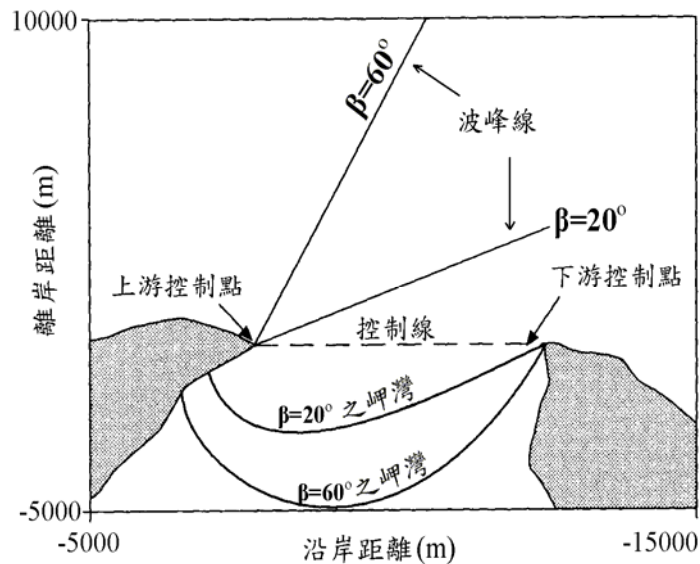


圖4.6.1A 入射 20° 及 60° 之岬灣形狀比較

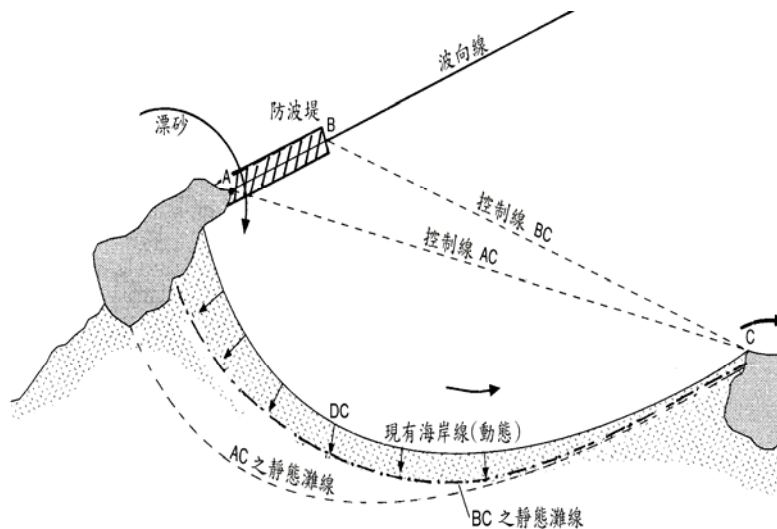


圖4.6.1B 興建防波堤後之海灘線預測

設置岬島工之後所形成半月形新海灘之砂源，乃來自系統內之漂砂移動，亦即二岬島中間之土砂因波浪繞射作用被帶往岬島遮蔽區堆積，如圖4.6.2所示，由系統內土砂收支平衡知遮蔽處所堆積之砂源來自中央部份侵蝕後退量，故新平衡灘線之後退量 $\Delta Y_{\min}$ 可由堆積侵蝕等量關係求得。安定海灘

曲線並非由原海灘線為控制線描繪之曲線(圖中虛線)，而應自後退 $\Delta Y_{\min}$ 處為控制線繪製，修正如圖中實線。

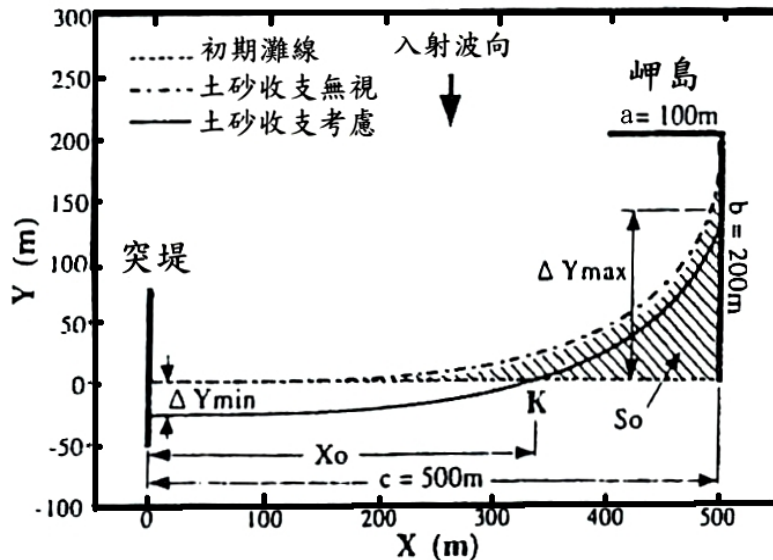


圖4.6.2 岬島與突堤間之安定灘線形狀(宇田,2004)

岬島建設後中央部份之灘線會被侵蝕後退，倘後灘寬度不寬裕時應特別注意，比如堤防前方之砂灘寬度如小於 $\Delta Y_{\min}$ ，則堤趾有被沖刷危及堤防安全之虞。通常因為防治海岸侵蝕而興建岬島，既有海灘寬度已感不足，因此如不做養灘而就原地形興建岬島時應十分注意此結果。

二、岬灣經驗式的應用軟體「MEPBAY」

Hsu and Evans (1987) 所提出的拋物線人工岬灣經驗式，屬靜態平衡灣(bay in static equilibrium)的理論基礎。在零漂砂的情況下，波浪經由長期的折射和岬頭的繞射，在兩岬頭之間或岬頭下游側所形成的灣岸，即為靜態平衡岬灣，此時該處灣岸的安定性不再受到沿岸漂砂減少影響。但靜態灣在遭受颱風侵襲時，灣岸的砂灘仍將被帶移至外海形成潛沒砂洲而使灘線後退；颱風過後繼之而來的湧浪，可能會將潛沒砂洲的海砂搬回。然而灘線後退的幅度如果太大，將造成嚴重海岸侵蝕和災害，此為目前海岸工程人員使用人工岬灣工法之最大疑慮。

由拋物線型經驗式預測的灣線為「靜態平衡」灣岸的海岸線，代表在零漂砂的海岸線的後退極限。在實際應用上，可在空照圖直接繪製波浪入射角與控制線的幾何關係，評估該灣岸的穩定度、設置人工海岸結構物及規劃靜態灣岸之用。該拋物線岬灣經驗式已為國內外海岸工程界所接受，目前並已收錄在美國陸軍工程兵團所發行的「海岸工程手冊」。

岬灣經驗式的應用軟體「MEPBAY」(Model for Equilibrium Planform of BAY beaches, 2003)，可在輸入空照圖後，在使用者介面上得到即時的計算結果及圖形化的輸出，使岬灣經驗式在工程應用上更為便利。利用MEPBAY使用介面及靜態平衡模擬結果，若海岸之灘線與靜態平衡灣岸經驗式所預測者相吻合，表示該海岸為一靜態平衡灣岸，在常年優勢湧浪的作用下，即使在零漂砂的供給下，仍可保持灣岸的安定。

4.7 波壓力計算^{[10],[18],[26]}

坡面工或直立堤於考量整體結構安定性不被破壞問題時，宜進行波壓力計算。波力為海岸結構物之主要外力，波浪與結構物間相互作用之力量，因結構物之形狀、結構及波浪之特性而異。波力依其作用方向與結構物之關係可分為波壓力、上舉力及抵抗力。

說明：

一、重複波波壓

海岸結構物設置於水深大於最大波高之兩倍以上時波浪不碎波而成重複波作用於堤面，在此情況下一般均用Sainflou公式推算重複波波壓強度。設入射波傳播到水深 h 處之波高為 H ，因全反射形成重複波，波高成為 $2H$ ，而中分面自靜水面 D (參照圖4.7.1)上升 Δh_0

$$\Delta h_0 = \frac{\pi H^2}{L} \cdot \coth \frac{2\pi h}{L} \quad (4.7.1)$$

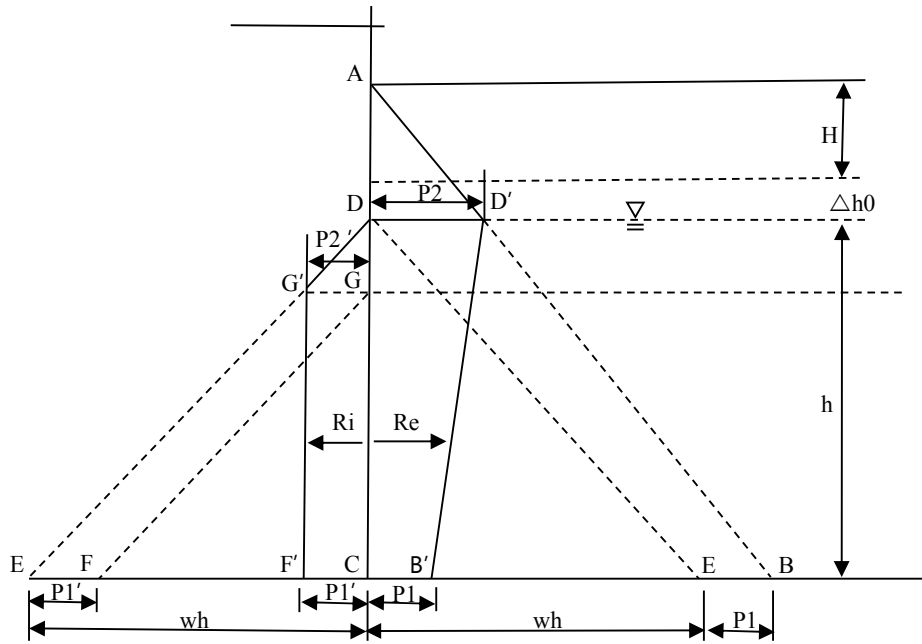


圖4.7.1 重複波波壓分佈

L 為水深 h 處之波長。波峰可達A點，DA等於 $H + \Delta h_0$ ，而波谷DG等於 $H - \Delta h_0$ 。靜壓力於靜水面D處為零，於底面C處等於 wh ，靜壓分佈如DE虛線所示。 w 為海水之單位體積重(1.03t/m^3)。

波峰出現時波壓力分佈為AD'B線，波谷出現時波壓力分佈為GF。減去靜水壓後波峰出現時之壓力分佈如AD'B'CA，波谷出現時為DG'F'CD，故波壓力可以下式推算之：

1. 波峰出現時之壓力強度

$$P_2 = D'D = (P_1 + wh) \frac{H + \Delta h_0}{h + H + \Delta h_0} \quad (4.7.2)$$

$$P_1 = B'C = \frac{wH}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \quad (4.7.3)$$

2. 波谷出現時之波壓強度

$$P_2' = G'G = w(H - \Delta h_0) \quad (4.7.4)$$

$$P_1' = F'C = P_1 = \frac{wH}{\cosh \frac{2\pi h}{L}} \quad (4.7.5)$$

p_2 及 p_2' 分別為波峰出現時靜水面處之壓力強度 (t/m²) 及波谷出現時靜水面下 $H-\Delta h_0$ 處之壓力強度。

3. 波峰出現時之全壓力及力矩

總壓力：

$$R_e = \frac{(h + H + \Delta h_0)(wh + P_1)}{2} - \frac{wh^2}{2} \quad (4.7.6)$$

力矩：

$$M_e = \frac{(h + H + \Delta h_0)^2(wh + P_1)}{6} - \frac{wh^3}{6} \quad (4.7.7)$$

4. 波谷出現時之全壓力及力矩

總壓力：

$$R_i = \frac{wh^2}{2} - \frac{(h + \Delta h_0 - H)(wh - P_1)}{2} \quad (4.7.8)$$

力矩：

$$M_i = \frac{wh^3}{6} - \frac{(h + \Delta h_0 - H)^2(wh - P_1)}{6} \quad (4.7.9)$$

此等重複波公式係假定設置於天然海底上之直立堤情形下導出者，如直立堤設置於拋石護基上則波浪作用力將受基礎結構之影響。

二、 合田公式

一群波浪中可能有若干成碎波衝擊防波堤，另一些則成重複波衝擊防波堤。故無法確定應以重複波或碎波公式考慮，且兩種公式間又不連續，實用上不無問題。合田(Goda)乃由實驗結果及既有防波堤之破壞的檢討提出新公式，使從重複波範圍到碎波範圍之波壓推算能連續，並採用不規則波之代表波為設計波。

設有如圖4.7.2之防波堤， h_s 為堤前水深， d 為護基上之水

深， h' 為直立堤底部到靜水面之高， h_c 為堤頂出水高。其波壓分佈圖及圖中各代表壓力如 P_1 、 P_2 之計算式如下：

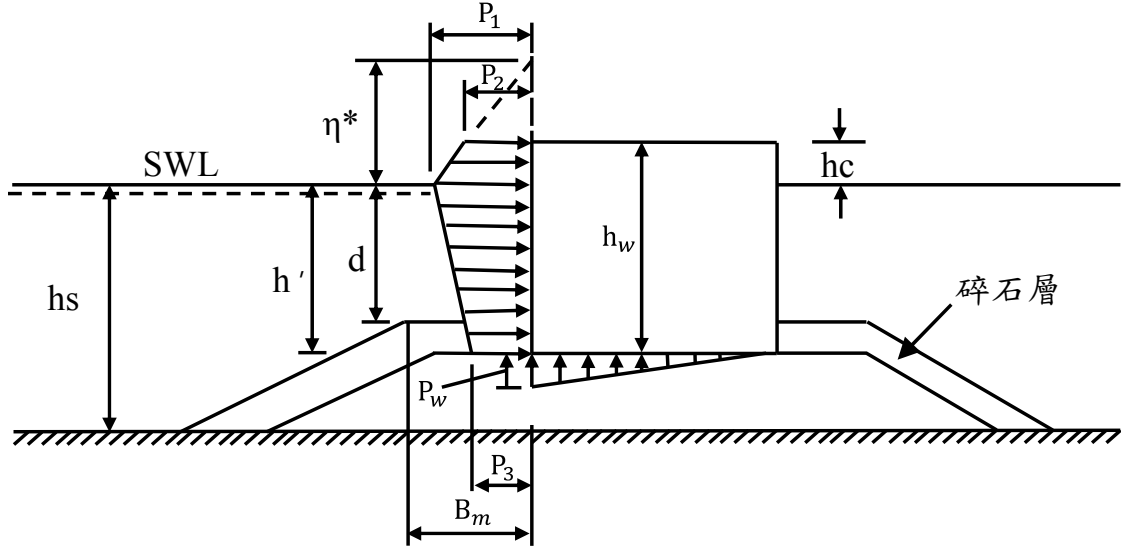


圖4.7.2 合田公式用之波壓分佈圖

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta) \cdot \lambda_1 \cdot H_{design} \quad (4.7.10)$$

$$P_1 = 0.5(1 + \cos \beta) (\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha_* \cdot \cos^2 \beta) w \cdot H_{design} \quad (4.7.11)$$

$$P_2 = \left(1 - \frac{h_c}{\eta^*}\right) P_1 \quad ; \quad \eta^* > h_c$$

$$0 \quad ; \quad \eta^* \leq h_c \quad (4.7.12)$$

$$P_3 = \alpha_3 \cdot P_1 \quad (4.7.13)$$

$$P_u = 0.5(1 + \cos \beta) \lambda_3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot w \cdot H_{design} \quad (4.7.14)$$

上些式中 α 為波浪入射角， β 為海灘坡度， H_{design} 為設計波高，一般可用最大波高 $H_{max} = 1.8H_s$ 。 H_s 為防波堤前水深之進行波示性波高， L 為堤趾處波長， h_b 為堤前 $5H_s$ 處之水深， w 為海水之單位體積重($1.03t/m^3$)。 λ_1 ， λ_2 ， λ_3 為修正因子(Modification factors)，在直立壁計算時， $\lambda_1 = \lambda_2 = \lambda_3 = 1$ 。至於 α_1 ， α_2 ， α_3 之各因子的計算式則分列如下：

$$\alpha_* = \alpha_2 \quad (4.7.15)$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left[\frac{4\pi h_s / L}{\sinh(4\pi h_s / L)} \right]^2 \quad (4.7.16)$$

$$\alpha_2 = \frac{h_b - d}{3h_b} \left(\frac{H_{design}}{d} \right)^2 \text{ 及 } \frac{2d}{H_{design}} \text{ 中最小者} \quad (4.7.17)$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \left[1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h_s / L)} \right] \quad (4.7.18)$$

三、碎波後之波壓力

碎波後水分子以相同於波速之流速向前移動，水流極度攪亂。如海岸陡急則可假定波峰高度一直到結構物保持不變；或假定波高為水深之0.78倍。如海岸平緩則碎波經過若干距離後又恢復波動之形態，但波高已大為減衰。結構物因其設置位置在碎波點至灘線內或在陸上時，其波動及波壓現象頗有差別。

1. 結構物位於碎波帶中

美國工兵團海灘防蝕局(B.E.B)提出假設流速等於波速，即 $V = C = \sqrt{gh_b}$ ， h_b 為碎波水深，則動壓力為從靜水面到波峰之高度，且此高度保持不變直接傳播到堤前(圖 4.7.3)，故其動壓力計算式下：

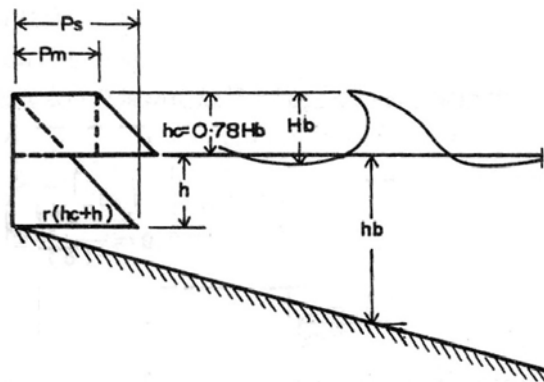


圖4.7.3 B.E.B.碎波後波壓分佈

$$P_m = \frac{wV^2}{2g} = \frac{wh_b}{2} \quad (4.7.19)$$

靜壓力：

$$p_s = w(h + h_c) = w(h + 0.78H_b) \quad (4.7.20)$$

式中

h_b ：碎波水深(m)

w ：海水之單位體積重(1.03t/m^3)

h ：堤趾水深(m)

h_c ：波峰出水高度(m) $\doteq 0.78H_b$

H_b ：碎波波高(m)

合力：

$$R = P_m h_c + P_s \left(\frac{h + h_c}{2} \right) = 0.39wh_b H_b + 0.5w(h + 0.78H_b)^2 \quad (4.7.21)$$

力矩：

$$M = 0.39wh_b H_b (h + 0.39H_b) + \frac{w}{6} (h + 0.78H_b)^3 \quad (4.7.22)$$

2. 結構物位於陸地上時

B.E.B.假定波浪溯升高可達碎波波高之兩倍，且流速及波高成直線變化，即

$$V' = c \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) = \sqrt{gh_b} \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) \quad (4.7.23)$$

$$h = h_c \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) = 0.78H_b \left(1 - \frac{x_1}{x_2} \right) \quad (4.7.24)$$

x_1 ：灘線到結構物之水平距離(m)(參照圖4.7.4)

x_2 ：灘線到溯升極限點之水平距離，即 $x_2 = 2 H_b \cot\beta$

β ：海灘坡度， v' ：堤趾處水流流速

h_c : 靜水面處波峰出水高, h' : 堤趾水深

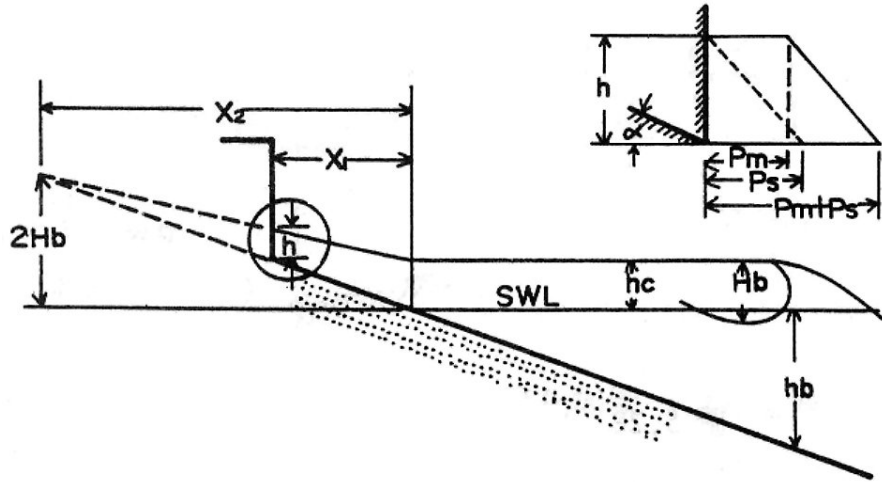


圖4.7.4 B.E.B.灘頂上堤防之波壓分佈

動壓力：

$$P_m = \frac{w(v')^2}{2g} = \frac{wh_b}{2} \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 \quad (4.7.25)$$

靜壓力：

$$p_s = wh' = 0.78wH_b \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right) \quad (4.7.26)$$

合力：

$$\begin{aligned} R &= P_m \cdot h' + \frac{p_s \cdot h'}{2} \\ &= 0.39wh_bH_b \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 + 0.304wH_b^2 \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^2 \end{aligned} \quad (4.7.27)$$

力矩：

$$\begin{aligned} M &= R_m \cdot \frac{h'}{2} + R_s \cdot \frac{h'}{3} = (P_m \cdot h') \frac{h'}{2} + \left(\frac{P_s \times h'}{2}\right) \cdot \frac{h'}{3} \\ &= 0.152h_b \cdot H_b^2 \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^4 \cdot w + 0.079H_b^3 \left(1 - \frac{x_1}{x_2}\right)^3 \cdot w \end{aligned} \quad (4.7.28)$$

四、波向對碎波及碎波後波壓力之修正

如波向與結構物堤線垂直方向不一致而成方向之偏角入射時需以下式修正動壓：

$$P'_m = P_m \cdot \cos^2(\alpha - 15^\circ) \quad (4.7.29)$$

式中 P'_m ：修正後之碎波或碎波後動壓力

P_m ：與堤線垂直方向入射時之碎波或碎波後動壓力

α ：波浪主方向與堤線垂直線間之夾角

靜壓部份之波壓則不修正。動壓修正後較垂直入射時之波壓為小。由於波浪方向可能在主波向平均 $\pm 15^\circ$ 範圍內變動，故取較危險之情況以 $\alpha - 15^\circ$ 計算。

五、結構物坡度對波壓力之修正

設如結構物堤面與水平面之夾角成 θ 角度則堤面垂直方向動壓力不論碎波或碎波後之衝擊壓力皆應修正為

$$P'_m = P_m \cdot \sin^2 \theta \quad ; \quad \theta \leq 90^\circ \quad (4.7.30)$$

p_m ：直立堤之碎波或碎波後動壓力

靜壓力強度部份則不需修正。堤防斷面如成階梯形則依直立面計算($\theta = 90^\circ$)。如結構物堤面為拋物線或弧形斷面向上凸時則以堤頂與堤腳之連線為假想面加以計算。如堤面向陸堤面為側凹入時則以直立面計算。

六、作用於柱體之波力

以柱體作為突堤結構時，得參考本節波浪作用力進行安定分析。作用於微小體塊之作用力為

$$dF = \frac{1}{2} \rho_w C_D u |u| ds + \rho_w C_M \frac{\partial u}{\partial t} dV \quad (4.7.31)$$

式中， dF 為微小體塊之波力， dV 為體積， ds 為斷面水平投影面積， C_D 與 C_M 分別為抵抗係數及質量係數。

作用於直徑D之直立圓柱體 Δz 長(參照圖4.7.5)之波力為

$$dF = \left(\frac{1}{2} \rho_w C_D u |u| dz + \rho_w C_M \frac{\pi D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} \right) dz \quad (4.7.32)$$

全柱體之波力F為

$$F = \frac{\rho_w}{2} \int_{-h}^{\eta_c} C_D u^2 D dz + \frac{V \rho_w \pi D^2}{4} \int_{-h}^{\eta_c} C_M \frac{\partial u}{\partial t} dz \quad (4.7.33)$$

式中， η_c 為波峰水面高， h 為水深， u 為流速。

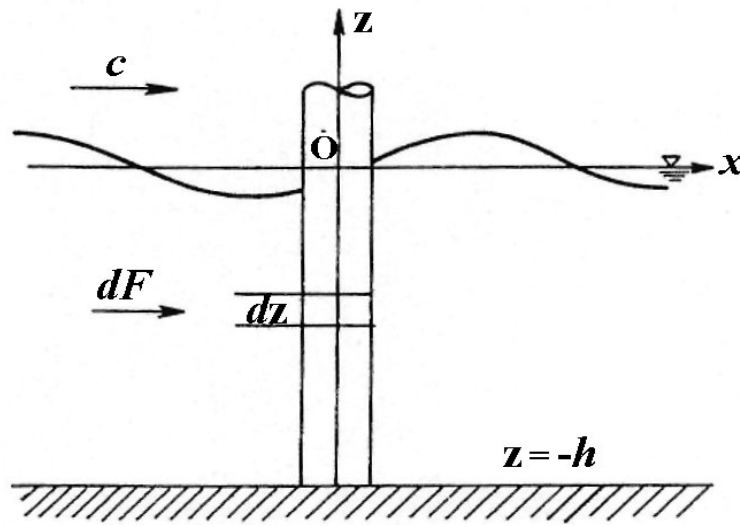


圖4.7.5 直立圓柱體之波力

波力為時變數，最大波力產生於最大流速或最大加速度由下列判定

$$dF_{\max} = \begin{cases} dF_D + \frac{dF_M}{4dF_D} & ; \quad 2dF_D > dF_M \\ dF_M & ; \quad 2dF_D < dF_M \end{cases} \quad (4.7.34)$$

但 $dF_D = (1/2) \rho C_D u_{\max}^2 ds$

$$dF_M = \rho C_M \left(\frac{du}{dt} \right)_{\max}^2 dV$$

$u_{\max}$ 及 $(du/dt)_{\max}$ 分別為水粒子之最大流速與最大加速度。最大臨界值如圖4.7.6所示，該圖係以微小振幅波理論假定 $C_D = 1.0$ 、 $C_M = 2.0$ 計算之界定值，曲線上以抵抗力為主力，曲

線下則以質量力為主。抵抗係數 C_D 及質量係數因柱體形狀 K_C 值($=u_{\max}(T/D)$)及雷諾數而異。各種物體之抵抗係數 C_D 及質量係數 C_M 如表4.7.1系列所列。圖4.7.7為圓形柱體之抵抗係數及質量係數與雷諾數($Re=u_{\max}(D/\nu)$)之關係圖。

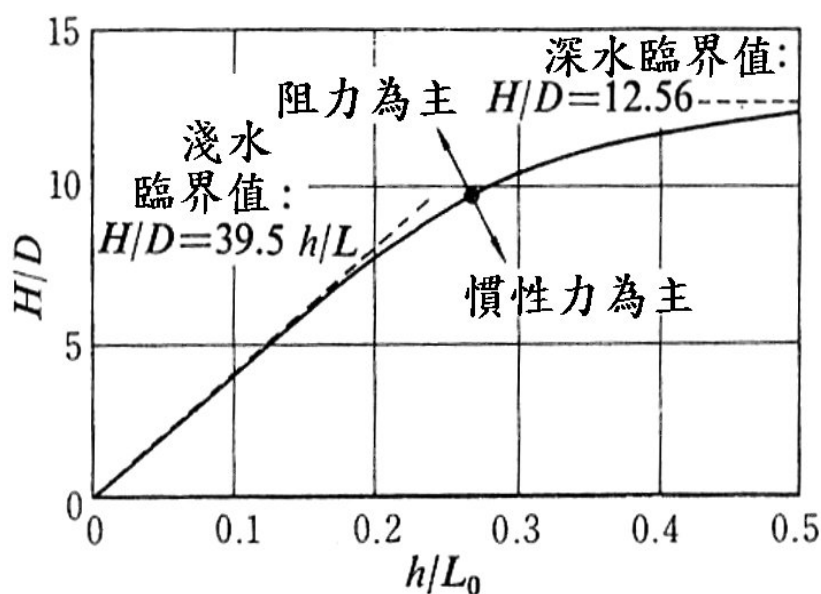
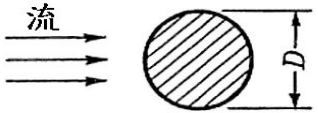
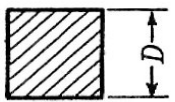
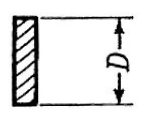
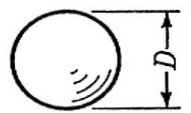
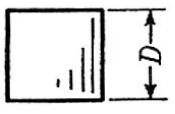


圖4.7.6 $(F_D)_{\max}=(F_M)_{\max}$ 時 H/D 之臨界值

表4.7.1A 各種物體之 C_D 值

物體之形狀	基準面積	抵抗係數 (l :柱長)	物體之形狀	基準面積	抵抗係數 (l :柱長)
圓柱 	D	$1.17(l>D)$	I形柱 	D	$2.10(l>D)$
正角柱 	D	$2.05(l>D)$	長方形板 	D	$2.01(l>D)$
正角柱 	$\sqrt{2}D$	$1.55(l>D)$	球 	$\frac{\pi}{4}D^2$	0.5
L形柱 	D	$2.00(l>D)$	立方體 	D^2	1.05

表4.7.1B 各種物體之 C_M 值

物體之形狀	基準面積	質量係數 (l :柱長)
圓形 	$\frac{\pi}{4} D^2$	$2.0 (l > D)$
正角柱 	D^2	$2.19 (l > D)$
長方形板 	$\frac{\pi}{4} D^2$	$1.0 (l > D)$
球 	$\frac{\pi D^3}{6}$	1.5
立方體 	D^3	1.67

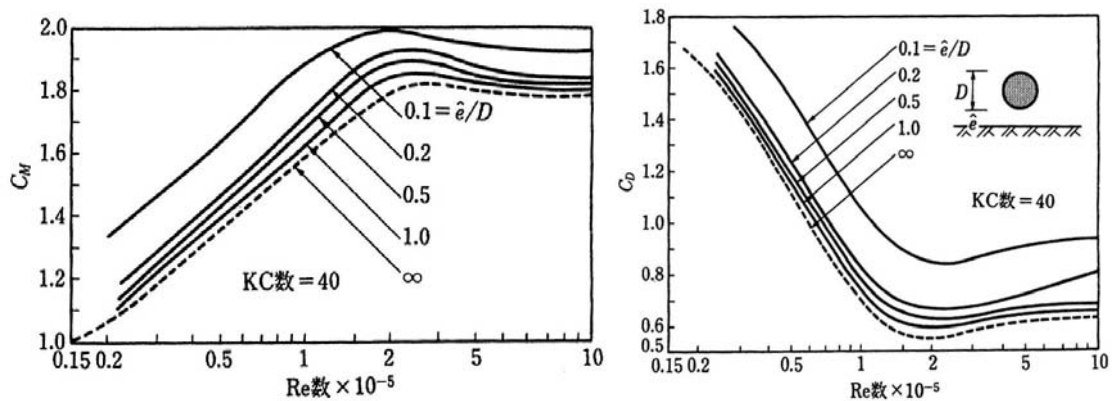


圖4.7.7 圖柱體之 C_M 與 C_D 值

單一直徑之圓柱之總波力近似地可以下式計算，而 K_D 、 K_M 值如圖4.7.8所示。

$$(F)_{\max} = (F_D)_{\max} + \frac{(F_M)_{\max}^2}{4(F_D)_{\max}} ; 2(F_D)_{\max} > (F_M)_{\max} \quad (4.7.35)$$

$$(F)_{\max} = (F_M)_{\max} \quad ; \quad 2(F_D)_{\max} \leq (F_M)_{\max}$$

$$(F_D)_{\max} = \rho_w C_D H^2 K_D$$

$$(F_M)_{\max} = \rho_w C_M D^2 H K_w$$

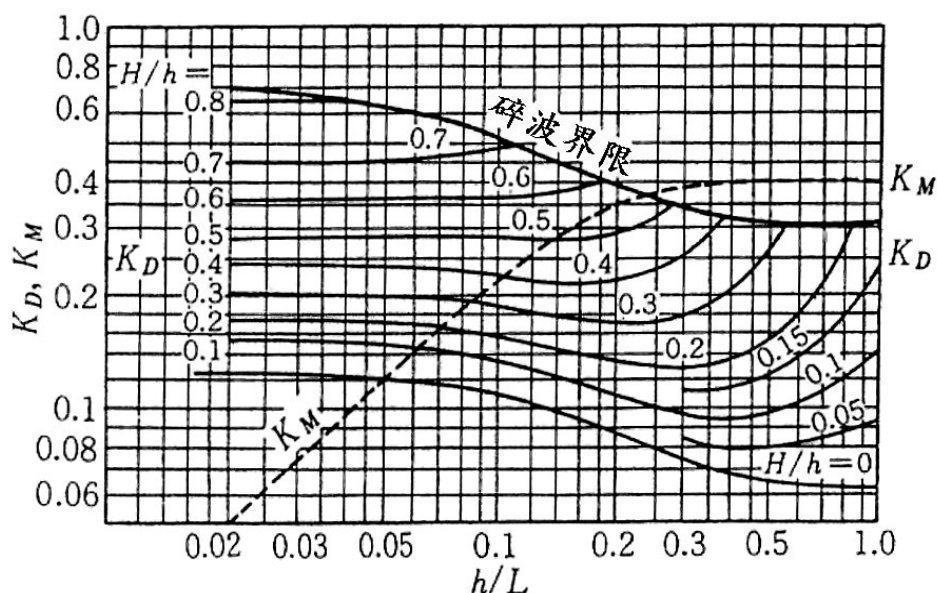


圖4.7.8 作用於直立圓柱體之 K_D 、 K_M 值

4.8 地震力計算^{[1],[3],[10]}

結構體設計時若考慮地震影響，其設計震度即應考慮地區震度、地層分類係數與結構物之重要性(用途係數)等三因數。

說明：

地震對單位質量產生之加速度與重力加速度之比，稱為震度 (seismic coefficient)。震度可分為水平及鉛直震度 k_h 及 k_v 。靜止的物體，受地震力作用後之合力如圖4.8.1。

如只考慮水平震度時，合力 W_h 之大小為

$$W_h = mg\sqrt{1 + k_h^2} \quad (4.8.1)$$

m 為質量， g 為重力加速度 $981\text{cm}^2/\text{s}$

合力方向 θ 為

$$\theta = \tan^{-1}(k_h) \quad (4.8.2)$$

如水平及鉛直震度同時考慮時，合力為 W_a 為

$$W_a = mg\sqrt{(1-k_h)^2 + k_v^2} \quad (4.8.3)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right) \quad (4.8.4)$$

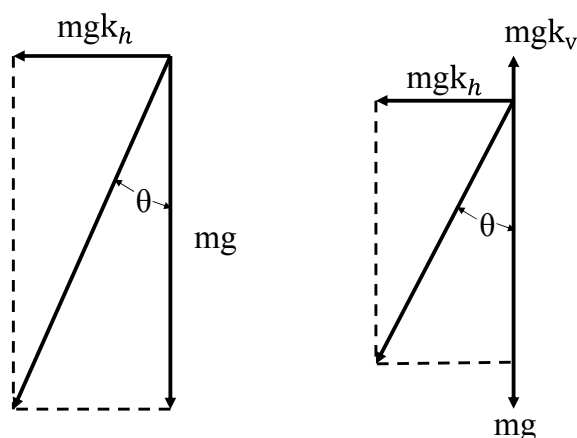


圖4.8.1 地震力與重力之合力

對於結構物，水平震度能增加土壓力、水壓力，引起滑動等，故僅考慮水平震度。實際上水平與鉛直方向之震度目前尚無法正確分出。一般而言，護岸設施之安定分析得考量地震時土壓力、水壓力對滑動與傾倒之影響，其計算方式可參照擋土牆之安定分析方式處理。

一、地震時之動水壓

地震時作用於堤體之動水壓力：

$$P_{dw} = \pm \frac{7}{8} K w_0 \sqrt{hy} \quad (4.8.5)$$

式中之

P_{dw} ：作用於堤體之動水壓力(t/m)

K ：設計震度

w_0 ：水之單位體積重量(t/m)

y：水面至欲求動水壓點止之深度(m)

h：堤頂前之水深(m)

其中設計震度K為工址震度A與用途係數I之乘積。工址震度A隨震區不同而異，其值為工址475年迴歸期之地震地表水平加速度係數Z除以2.0。臺灣地區劃分為地震一甲區、地震一乙區、地震第二區及地震第三區，其對應之加速度係數如下表4.8.1所列。

另外，內政部營建署於民國88年12月修正建築技術規則耐震設計，依震區水平加速度係數劃分為地震甲區及乙區，其中金門與馬祖不屬上述任一震區，但其水平加速度係數可取地震乙區，其對應之加速度係數如下表4.8.2所列。實際應用時可參酌兩表中數據或最新公布資料予以擇用。

用途係數I為提高重要性結構物的耐震標準，或降低不重要結構物的耐震標準，計算設計地震力時使用用途係數，其值如表4.8.3所示。

表4.8.1 各震區水平加速度係數Z

震區	水平加速度係數Z	鄉、鎮、市
地震一甲區	0.33	宜蘭縣：南澳鄉、蘇澳鎮。 花蓮縣：花蓮市、秀林鄉、新城鄉、吉安鄉、壽豐鄉、豐濱鄉、鳳林鎮、光復鄉、萬榮鄉、瑞穗鄉。 雲林縣：斗六市、古坑鄉、林內鄉、斗南鎮。 嘉義縣：大林鎮、梅山鄉、民雄市、竹崎鄉、中埔鄉、番路鄉、大埔鄉、水上鄉。 嘉義市 臺南市：東山鄉、白河鎮、後壁鄉、鹽水鎮、新營市、下營鄉、柳營鄉、六甲鄉、大內鄉、官田鄉、楠西鄉、玉井鄉。
地震一乙區	0.28	宜蘭縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。 花蓮縣：卓溪鄉、玉里鎮、富里鄉。 臺東縣：綠島鄉、蘭嶼鄉及各鄉鎮市。 苗栗縣：獅潭鄉、頭屋鄉、苗栗市、公館鄉、銅鑼鄉、大湖鄉、西湖鄉、造橋鄉、三灣鄉、後龍鎮、三義鄉、卓蘭鎮、苑裡鎮、通霄鎮、竹南鎮、頭份鎮。 臺中縣：東勢鎮、石岡鄉、豐原市、神岡鄉、清水鎮、沙鹿鎮、梧棲鎮、潭子鄉、大雅鄉、大甲鎮、大安鄉、外埔鄉、后里鄉。 雲林縣：除地震一甲區以外之各鄉鎮市。 嘉義縣：溪口鄉、新港鄉、太保市、鹿草鄉、六腳鄉、朴子市、義竹鄉、布袋鎮、東石鄉。 臺南市：北門鄉、學甲鎮、將軍鄉、佳里鎮、西港鄉、麻豆鎮、安定鄉、善化鎮、新市鄉、山上鄉、新化鎮、左鎮鄉、南化鄉。 屏東縣：恆春鎮、滿州鄉。
地震三區	0.18	臺北縣：林口鄉、八里鄉。 桃園縣：除大溪鎮、復興鄉外各鄉鎮。 高雄縣：茄萣鄉、湖內鄉、路竹鄉、阿蓮鄉、永安鄉、彌陀鄉、岡山市、梓官鄉、橋頭鄉、燕巢鄉、大社鄉、仁武鄉、鳥松鄉、大樹鄉、鳳山市、大寮鄉、林園鄉。 高雄市 屏東縣：屏東市、萬丹鄉、新園鄉、東港鎮、崁頂鄉、南洲鄉、林邊鄉、琉球鄉、九如鄉。 澎湖縣：各鄉鎮市。
地震二區	0.23	上述以外之地區。
其他	0.2	金門
	0.15	馬祖

資料來源：碼頭結構物耐震設計之研究，2002年，交通部運輸研究所

表4.8.2 內政部劃定各震區水平加速度係數 Z

地震甲區： $Z=0.33$		地震乙區： $Z=0.23$	
宜蘭縣、新竹市、新竹縣、苗栗縣、臺中市、彰化縣、南投縣、雲林縣、嘉義市、嘉義縣、臺南市、花蓮縣、臺東縣。		基隆市、臺北市、新北市、桃園縣、高雄市、澎湖縣。	
高雄市	旗山區、那瑪夏區、六龜區、內門區、甲仙區、杉林區、美濃區、桃源區、茂林區。	-	-
屏東縣	恆春鎮、九如鄉、內埔鄉、里港鄉、車城鄉、牡丹鄉、長治鄉、來義鄉、泰武鄉、高樹鄉、春日鄉、獅子鄉、瑪家鄉、萬巒鄉、滿洲鄉、霧臺鄉、鹽埔鄉、麟洛鄉、三地門鄉。	屏東縣	屏東市、東港鎮、竹田鄉、林邊鄉、佳冬鄉、枋山鄉、枋寮鄉、南州鄉、崁頂鄉、琉球鄉、新埤鄉、新園鄉、萬丹鄉、潮州鄉。

資料來源：中央氣象局地震預報中心，本報告整理。

表4.8.3 用途係數 I

結構物之種類	結構物之特性	用途係數 I
特定	明顯具有A 級結構物之特性1 至3 項之情形者	1.5
A級	1.結構物在遭受地震災害時，將有可能造成多數人命及財產之損失者。 2.負有震災後復建工作之重要任務者。 3.儲存有害或危險物品之結構物，在遭受地震災害時，將可能造成人命或財產之重大損失者。 4.結構物在遭受地震災害時，對於相關區域之經濟與社會活動將造成重大影響者。 5.結構物在遭受地震災害時，其復舊作業經預測將相當困難者。	1.2
B級	凡不屬於特定、A 級及C 級者	1.0
C級	特定及A 級以外之小規模結構物，復舊作業容易進行者	0.5

資料來源：碼頭結構物耐震設計之研究，2002年，交通部運輸研究所

二、地震時之土壓力

1. 砂質土之土壓

(1)主動土壓

作用於壁面之土壓，依下式計算。

$$P_{ai} = K_{ai} \left[\sum r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (4.8.6)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \phi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi + \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (4.8.7)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) = & -\tan(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \\ & + \sec(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \end{aligned} \quad (4.8.8)$$

式中，

i：土層編號

P_a ：土層下方之主動土壓(kN/m²)

Φ ：土層土壤內磨擦角(度)

γ ：土層土壤單位體積重量(kN/m³)

h：土層厚度(m)

K_a ：土層主動土壓係數

ϕ ：壁面與垂直面所成之角度

β ：地表面與水平面所成之角度

δ ：壁面磨擦角

ξ ：土層破壞面與水平面所成之角度

w：上載載重

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1}k$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1}k'$

k：震度

k' ：在水中之換算震度，依下式計算

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i h_i + \sum \gamma h_j + w) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_i h_i + \sum (\gamma - 10)h_j + w\} + (\gamma + 10)h} k \quad (4.8.9)$$

(2) 被動土壓

作用於壁面之被動土壓，依下式計算。

$$P_{pi} = K_{pi} \left[\sum r_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right] \cos \phi \quad (4.8.10)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \phi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \phi \cos(\delta + \phi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi - \theta) \cos(\phi - \beta)}} \right]^2} \quad (4.8.11)$$

$$\begin{aligned} \cot(\zeta_i - \beta) = & \tan(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \\ & + \sec(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \end{aligned} \quad (4.8.12)$$

式中，

θ ：地震合成角，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1} k$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1} k'$

k ：震度

k' ：在水中之換算震度，依(4.8.9)式計算

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(kN/m^3)

其他：其餘符號與式(4.8.6)~式(4.8.8)相同

2. 粘性土之土壓

(1) 主動土壓

主動土壓依下式計算。

$$P_a = \frac{(\sum \gamma_i h_i + w) \sin(\xi_a + \theta)}{\cos \theta \sin \xi_a} - \frac{c}{\cos \xi_a \sin \xi_a} \quad (4.8.13)$$

$$\xi_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{(\sum r_i h_i + 2w)}{2c}} \tan \theta \quad (4.8.14)$$

式中，

P_a ：主動土壓(kN/m²)

γ_i ：土壤之單位體積重量(kN/m²)

h_i ：土層厚度(m)

w ：上載載重(kN/m²)

c ：凝聚力(kN/m²)

θ ：地震合成角(度)，殘留水位上， $\theta = \tan^{-1} k$ ；殘留水位下， $\theta = \tan^{-1} k'$

k ：震度

k' ：在水中之換算震度，依(4.8.12)式計算

γ ：飽和土壤在空氣中單位體積重量(kN/m³)

ξ_a ：破壞面與水平面所成之角度(度)

(2)被動土壓

地震時，作用於粘性土之被動土壓，不詳之處尚多，至今仍以權宜方法，採用粘性土之土壓公式，以常時土壓力計算公式求之。

4.9 其他設施^{[1],[2],[3],[4],[5],[6],[8],[10],[13],[15],[17],[18],[26]}

4.9.1 胸牆

胸牆(parapet)為設置防護設施頂部、防阻波浪溯升高越過而造成溢淹災害，設計時得考量波壓力或流速衝擊下之安定，設施佈置可按植生花臺、休閒用坐椅設計，考量胸牆出入走道、上下台階之設置，以提升景觀、休憩功能。

4.9.2 防潮閘門^{[2],[10],[13]}

防潮閘門係指在水路中或水路之進出口處設置可活動機械設施，藉由該設施活動部份(一般稱為門扉)之啟閉動作，控制水路水流或阻斷外水。其目的主要為配合防洪、排水、禦潮等水利事業之興辦，發揮擋水、制水功能，以防範外水、暴潮之災害，並兼能調節內水之蓄洩。閘門工程至少包括下列設施：閘門門扉、閘門門框、操作設備。

說明：

防潮閘門配置如圖4.9.1所示(為操作方便亦可將水門設於堤內側)，其主要結構組成說明如下：

- 一、基座：為水門主要下部結構，其主要承受閘門荷重。
- 二、翼牆與側牆：當水門洩水時，因流速增加，故閘門上下游須有足夠長之翼牆，至於側牆主要承受堤防之土壓與上下游滲透壓力。
- 三、閘墩：主要承受自重、上部閘門操作室、操作設備、管理橋等之荷重。當閘門跨距大時，可視需要設2座以上閘門，並設中間閘墩。
- 四、胸牆：為防止外水從閘門上方溢流，主要設於閘門上方。
- 五、閘門門扉：其功用在於阻擋水流之通過，並承受水流荷重。
- 六、閘門門框：其功用在於提供門扉啟閉軌道與水封止水之鋼架，並將門扉所承受之荷重傳遞至閘墩。
- 七、閘門操作室：主要設置機電設備與閘門之操作設備，多位於閘門上方。排水水門之規模較小者，得不設操作室。
- 八、操作設備：又稱為啟閉設備，功用在於提供閘門啟閉之動力。

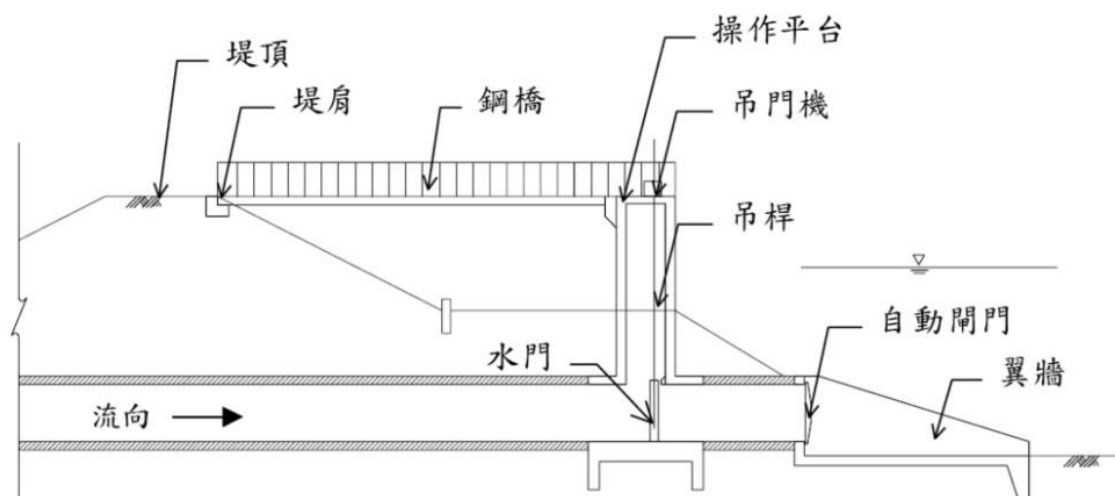


圖4.9.1 防潮閘門示意圖

一般設計原則：

- 一、水門防護條件與設計水位主要依據堤防水門上、下游主體建造物之防洪基準而定。水門淨通水斷面係根據水門內外水頭差、計畫排水流量、孔口高等決定每扇閘門初步尺寸及門數。
- 二、閘門之材料與型式，可依水門尺寸及門數、設置點之環境、操作性、工程經濟、廠商製造品質能力等因素，選取適當型式。
- 三、閘門啟閉機電設備：吊門機之容量，其啟閉力之計算應包括水門自重，支承部和水封間之摩擦力及淤砂壓力，另應考慮浮力，越頂溢流水或水門底放水之向上力及下拉力。一般吊門機之容量，按其啟閉力之1.1~1.25倍設計。此外，水門應具可靠之動力設備，因此一般採用電動馬達；另配備緊急供電及手動啟閉設備，俾能在颱風期間停電時緊急應用。並應考慮備有現場控制及遠方控制設備。至於電氣配備如斷路器、電磁開關、儀錶、開關等，其材料、試驗、設計及檢查均應符合美國國家標準學會(ANSI)標準、美國國家電氣規章(NEC)、中國國家標準(CNS)或中華民國經濟部頒行之屋內線路裝置規則及屋外線路裝置規則之規定。而雨量、流量、水位等基本資料之傳輸，則可考量採用有線或無線，以達監測

及功能需求。

- 四、 閘門操作條件：閘門之啟閉速度一般正常情形在0.3~0.5公尺/分之間，自動啟閉或須減低速度者以不小於0.1公尺/分為宜。閘門則依種類有不同之開度限制，須根據廠家設備型錄之規定作適當之操作。水門開啟後停放高度以不影響水流為原則。通常閘閥操控以現場控制為主，而以遠方控制為輔；若基於節省人事費用，而僅採遠方控制方式，則在現場需有攝影裝置，俾將現場水門啟閉狀態傳回控制中心；或必須在控制中心可目視閘閥啟閉之範圍內，以維護閘閥之正常運轉。
- 五、 閘門操作時機：排水閘門平時以全開為原則，以使內水可藉重力自然排除；洪水期間則視內外水位進行啟閉操作，當外水位高於內水位時關閉閘門，反之則開啟。閘門與抽水站聯合進行排水運轉時，閘門操作除視內外水位外，尚須與抽水站聯合操作。
- 六、 閘門結構應具有良好的剛性，以免因彎曲漏水影響正常操作。
- 七、 水密條件是依據閘門下游面之水文環境狀況，決定閘門工程是否加裝水封設施。
- 八、 操作模式分為現場控制及遠方控制二種。若閘門控制模式具有遠方控制之功能，則必須設置監視設備，以監視啟閉過程是否正常。

其設計流程如圖4.9.2。

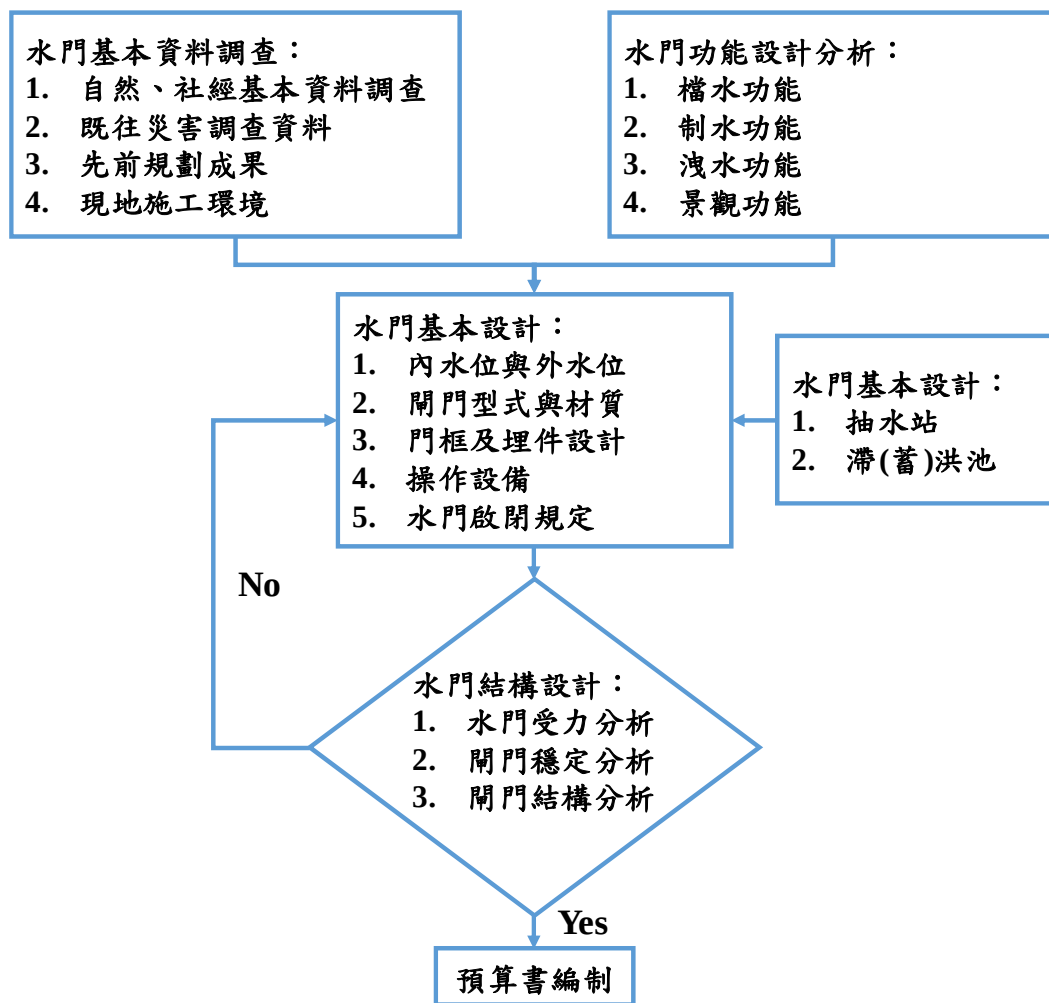


圖4.9.2 水門(閘門)設計流程圖

4.9.3 滯(蓄)洪池^[6]

是於河溪湖泊內、或鄰接處、或支流上開挖出的區域，將地表逕流暫時儲存以收調節洪水功效，降低因為暴雨尖峰流量對下游低勢地區所帶來的傷害。

說明：

滯(蓄)洪設施之疏(蓄)洪設施須先決定疏(蓄)洪規模，進行疏(蓄)洪地點選擇，再就疏(蓄)洪設計條件進行分析，俾決定建造物之尺寸。滯(蓄)洪池之容量主要依洪水演算方法，由入流洪水歷線與出流洪水歷線決定之。滯(蓄)洪池之流出工以將滯(蓄)洪水量排

入下游流路為原則，其設施可分為無控制自動排洪與閘門或抽水機人為操作排洪。

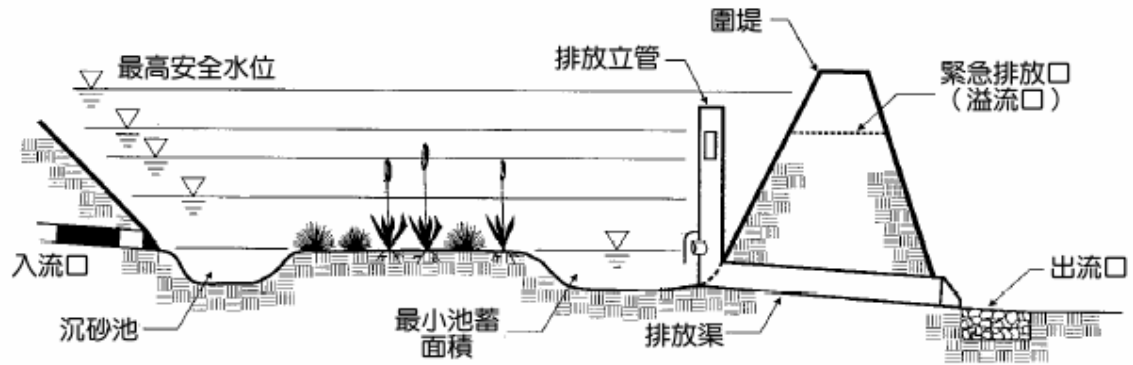


圖4.9.3 滯洪池斷面示意圖

一、滯(蓄)洪設施之開發規模主要依洪水演算方法，由入流洪水歷線與出流洪水歷線決定滯(蓄)所需之規模，以設計條件而言，主要已知條件為入流洪水歷線與下游安全排洪量之洪峰值，故檢核過程為依據滯(蓄)洪與其流出工之限制條件，檢核出流洪水歷線是否滿足下游安全排洪量進行檢核。滯(蓄)洪設施內可分成不同分區，並採取不同之防洪基準，以利操作之彈性。

二、流入工設計原則：

1. 流入工地點應盡可能地靠近保護地區的上游，以發揮最大的防洪功能。滯(蓄)洪設施宜儘量位於流路周邊，並能與流路下游靠近，俾利分洪、出流之操作。
2. 流入工之分洪流量主要由流入工所控制，而一般利用無控制側溢堰或閘門控制分洪流量。參酌國外滯洪設施規劃案例，流入工之型式主要視滯洪設施之流出與分洪條件而定，茲說明如下：
 - (1) 當滯洪設施可同時分洪、出流時，分洪可採無控制分洪方式，而由滯洪池下游之流出工控制。
 - (2) 滯洪設施無法同時分洪、出流時，或出流之條件不佳時，則上游流入工宜採人為控制方式，避免大量洪水造

成滯洪設施之二次災害。

三、滯(蓄)洪池設計原則：

1. 區域排水之滯(蓄)洪池一般採用開敞式滯洪池，而按照滯(蓄)洪區的地形條件並可分成挖掘式或圍堤式二種：
 - (1) 挖掘式滯(蓄)洪設施：本類型滯(蓄)洪設施之滯(蓄)洪空間主要靠挖掘而形成，挖掘深度主要受到地下水水位的限制。一般排水事業因洪水位較低，多採用挖掘式滯(蓄)洪池。
 - (2) 圍堤式滯(蓄)洪設施：本類型之滯(蓄)洪空間主要靠圍堤而形成，並按照地形可分成四周圍堤與部分圍堤。防洪事業之洪水位較高，且需考量滯洪區下游之流出，多以圍堤式居多。
2. 滯(蓄)洪空間佔據了廣大面積，為增加土地利用多功能性，可思考在不影響防洪功能下，考量常時土地利用可能性，增加景觀、生態、遊憩、灌溉、農作、發電等功能。
3. 滯(蓄)洪期間水道懸浮載會進入滯(蓄)洪池落淤，故仍宜考量滯洪設施之泥砂與污物清除，俾利營運管理。

四、流出工設計原則：

1. 滯(蓄)洪設施之流出工，主要包括區分成無控制自由溢流排洪(重力排放)與閘門控制或抽水機之人為操作排洪兩種：
 - (1) 為減少操作失敗之風險，大部份滯(蓄)洪設施皆利用無控制自由溢流排洪方式，排除蓄存之水體，如於出口設計較小之孔口或溢洪口，其排放量不超過下游水道安全容量，一般山區水土保持所設計之滯洪池多屬此類型。
 - (2) 當部份地區特別低窪或出口水位較高時，蓄存之水體無法以重力流方式排除，即須輔以抽水機，以動力抽水方式將水域內水體抽出。當蓄存水量較大，且為保持較高

之防洪操作彈性，滯洪工程多設有閘門，以利操作。

2. 滯(蓄)洪設施流出工除控制出流量外，亦須考量發生超過計畫洪水時之緊急洩洪設施。
3. 流出工以排入原流路下游為原則。

滯洪設施之設計可參考經濟部水利規劃試驗所95年「滯洪設施規劃設計參靠手冊」，滯(蓄)洪設施設計流程如圖4.9.4。

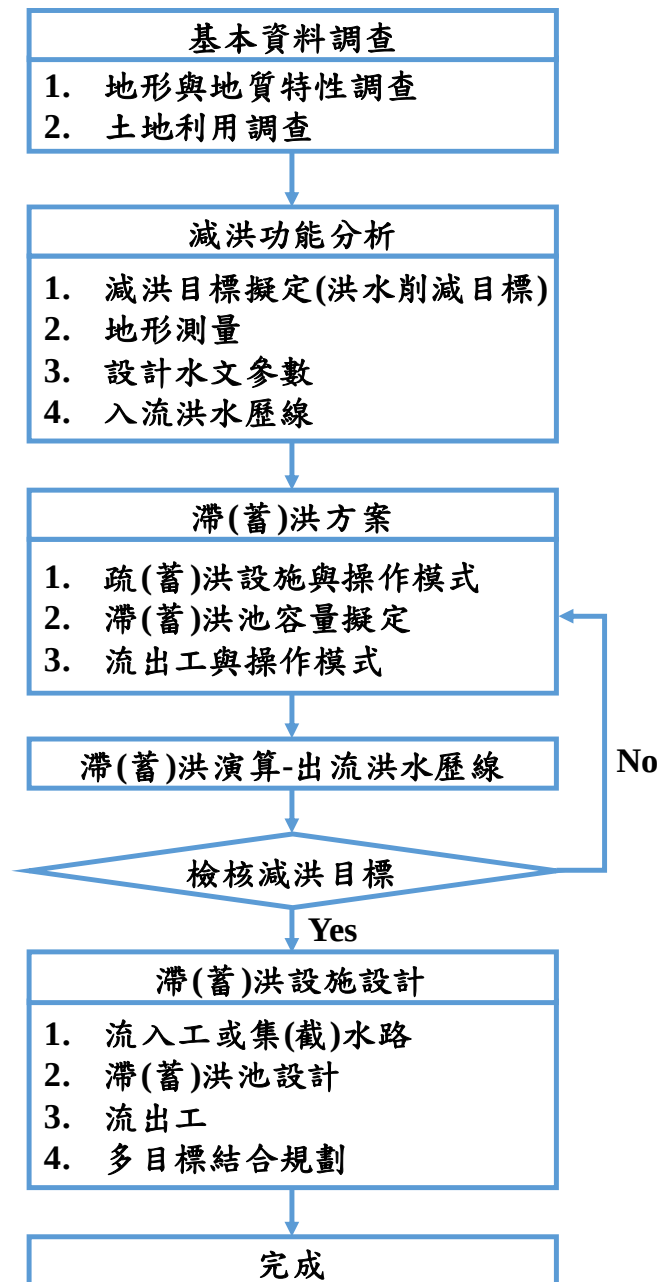


圖4.9.4 滯洪池設計流程圖

4.9.4 地下水補注設施^[5]

補充地下水天然補給之不足，如雨水入滲量之不足。維持與補充地下水水位，並將過多地表水轉儲於地下，以供枯水期使用。並提高地下水水位，減緩水位下降，防止並減少海水侵入地下含水層，也可減緩地層下陷。

說明：

地下水補注方法包括直接人工補注及間接人工補注法

- 一、直接人工補注：包含地面漫流法、水塘法或池浸法、深坑法、溝洫法、天然河道法、灌溉法、水土保持法、地下水庫。

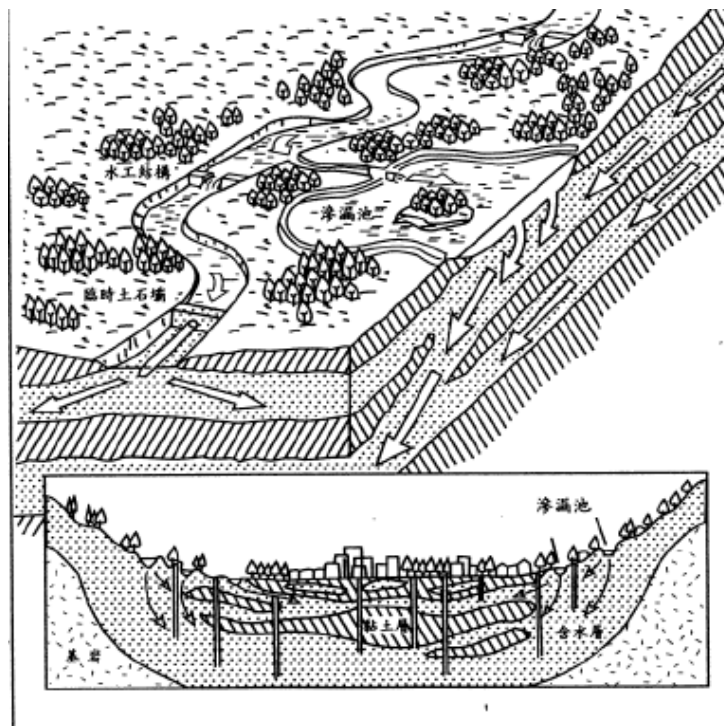


圖4.9.5 地面漫流法示意圖

- 二、間接人工補注法：係指一些除運用工程設施本身興建之目的外，同時也對地下水儲量起補充或增加作用，如利用水庫調節地面逕流同時也增加河水對地下水之入滲補注量；或在河流或湖泊旁之井或集水井具有感應補注之效果，此法有時亦稱為感應補注。

4.9.5 抽水設施^{[2],[13]}

抽水設施係指在排水路出口因地勢低窪或礙於高漲之外水而無法重力排水處，設置動力抽排機械設施排出內水，以期達成減輕淹水為目的。抽水站由抽水機組、抽水站房、進出水設施及附屬設施等水利建造物組成。

說明：

- 一、為達治水防災之目的，於有淹水潛勢地區，在評估比較各可行解決方案後，認為設置抽水站較符合經濟效益時採用之。
- 二、抽水設施設計應以排水系統整體考慮，且為系統功能之一部分。
- 三、抽水機組包括抽水機(又可稱為”泵“或”泵浦“，pump)、動力設備(電動機與內燃機)、傳動設備與其他輔助設備等。
- 四、抽水站房為提供安裝抽水機組、電氣設備及提供管理人員操作營運抽水站之相關設備，設計時須綜合考量選定的抽水機組、用地條件、防洪保護、計畫功能等條件。
- 五、進出水設施包括抽水站的進水與出水設施，其中進水設施作用為導引匯集水流並使其靜緩，以期抽水機組能正常運轉；而出水設施則在於提供抽水機組所抽取之水流排放之通道或空間。

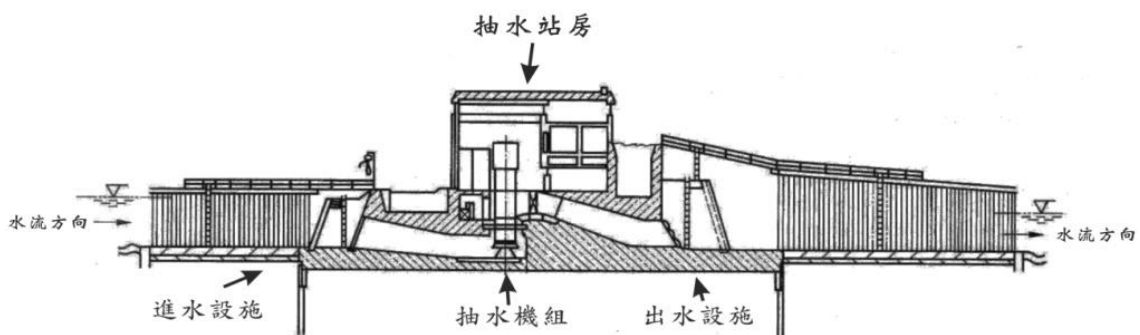


圖4.9.6 抽水設施示意圖

抽水站設計主要決定抽水站位置、抽水規模、抽水操作模式、抽水條件、抽水機型式與數量、動力設備、抽水機房及與其他排水設施搭配機制。

抽水站工程設計原則如下：1.足夠排洩計畫排水容量，2.具有足夠之結構強度，3.製造及安裝容易，4.操作簡易及平順，5.維護保養方便，6.工程符合經濟性，7.抽水站設置高程應避免淹水導致當機。詳細抽水站設計原則請參考經濟部水利署水利規劃試驗所民國99年12月「區域排水抽水站規劃設計參考手冊(草案)」。抽水站設計流程可參見圖4.9.7所示。

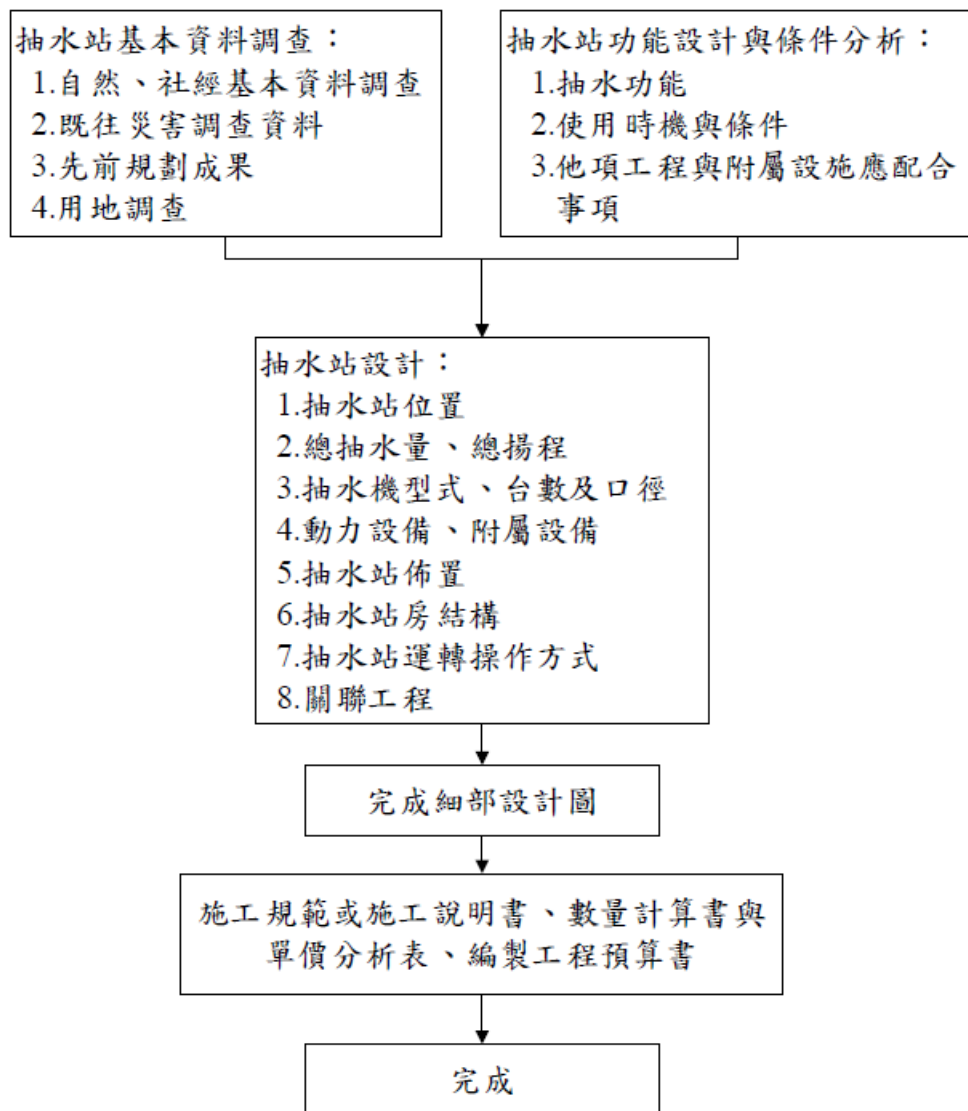


圖4.9.7 抽水設施設計流程圖

4.9.6 防風定砂設施^{[8],[10],[15],[17]}

海岸飛砂地設置攔砂設施攔截砂石，再植定砂植物，以穩定砂丘，是海岸定砂措施最常用且最有效之方法。

說明：

- 一、攔砂籬：臺灣海岸編籬定砂工最常用者是以竹枝編成柵籬，其設置方法及要點如下：
 1. 在砂源不多，海岸侵蝕地區，平行海岸線設置主坦(主柵籬)一道，另與主柵籬交叉每隔10m設翼坦一道，以構成防潮線，主坦設置位置不宜太過靠近高潮線，以免受颱風或暴雨之波浪破壞，主坦或翼坦設施方向原則上與主風垂直。
 2. 坦之建造方法：以長約1.5m之長桂竹打入土中約0.5m作為支柱，竹柱間隔為2m，柱間以4到6kg之細竹枝均勻編柵，上下兩端用橫竹挾緊以鉛線或尼龍繩捆綁，使與支柱連成整條柵籬。
 3. 在砂源豐富，地勢平坦之淤積性海岸，可用與前述防潮線相同之材料及方法完成竹枝編籬。
 4. 臺灣多數海岸飛砂來源多來自東北方，故編籬最好在東北季風來臨前完成；南部部分海岸砂源來自南方，故在西南季風來臨前完成。
 5. 編籬淤砂快滿時，可增設柵籬以加高或增寬攤岸，然後再逐步栽植各種定砂植物，至砂灘及砂丘穩定後，再種植防風林。
- 二、防風網：尼龍防風網的高度約120cm，支柱以竹子為材質，間隔為150~180cm，每500~600cm的距離，再設置垂直方向的防風隔網，長約200~250cm，以增加防風效果。尼龍防風網的使用年限約僅3~5年，惟是時植物已成長並足以應付強風吹襲。

尼龍防風網植生的優點為防風效果佳、施工簡易，且經費低廉，惟尼龍網無法回收使用，有二次污染之虞。

三、砂丘植生：砂丘地區的環境特性一般保水力很差且土壤貧瘠，經常為高溫、乾旱，加上土粒因強風而產生經常性的移動，植物遭掩埋或根群暴露。能適應這種惡劣環境之植物，大多有以下幾點特性：

1. 匍匐生長：生長於砂礫灘之植物為了對抗強風，大多有匍匐生長之傾向，讓莖葉貼近地面來避免強風烈日之傷害。
2. 莖葉肥厚：海邊的強風及烈日加速了植物水分之蒸散，為了儲存更多的水分，植物將莖葉特化成肥厚保水力強的狀態，以維持正常之生理機能。
3. 節節生根：匍匐性之植物的節常長出一些細根以抓附地面，用來固定植物避免強風之吹襲。
4. 深根性：砂礫灘的植物為了吸收充足之水分及養分，特化出較長之根系，有些植物之根還可儲存養分，以供不時之需。

這些特性可以固定植物體及增加吸水機能，適合典型的砂地草本植物大多為匍匐性之藤本植物及耐鹽之草本、木本植物，如三角葉西番蓮、三裂葉蟛蜞菊、土沉香、五節芒、天人菊、毛馬齒莧、白花馬鞍藤、百慕達草、宜梧、苦藍盤、海雀稗、草海桐、馬尼拉芝、馬鞍藤、甜根子草、甜藍盤、細葉草海桐、單花蟛蜞菊、象草、黃荊、黃槿、蔓荊、濱水菜、濱刺麥、濱豇豆、翼柄鄧伯花、雙穗雀稗、蟛蜞菊、類地毯草等，這類植物藉著形態或生理上的適應，配合先前的介紹防風籬抵抗風害、鹽害及砂埋，並維持水分收支平衡而生存。

四、防風林植生：臺灣東西部海岸防風林，先期主要為木麻黃純林，但因木麻黃純林甚易衰退，且易受星天牛、黑角舞蛾等

為害。故以其他樹種或以複層混交造林方式代替木麻黃純林。

1. 複層防風林之配置與設計：

(1) 第一線防風林之建造

A. 海岸最前線造林時，必須選最具抗旱、耐鹽及抗風植物，包括海馬齒莧、甜根子草、馬鞍藤、蔓荊、草海桐、濱刺麥、蟛蜞菊、濱刀豆、濱豇豆、臺灣海棗、林投等。

B. 第一線防風林之建造方式，乃以海岸最前線之可用樹種於栽植溝內採用單株混植方式，以達地表之覆蓋及提供第二道防風林之屏障。

(2) 第二線防風林之建造

第二線防風林因有第一線防風林為屏障，而為了構成歧異度大之傾斜式複層防風林，因此，樹種選擇時，必須考慮其生長速度之相互配合，及各樹種之需光性特性。建造時，第一年每隔一或二栽植溝，以生長快速、耐旱、抗風力強之木麻黃配合以耐鹽、萌芽力強之檉柳，以單株混植方式，形成帶狀保護行，第二年因當地的土壤環境逐漸適合植物生長，便可混植其他植物以達到複層防風林的目標，主要適用植物包括白水木、海欖果、福木、欖仁、瓊崖海棠、黃槿、水黃皮、木麻黃、林投、大葉山欖、臺灣海桐、苦楝等。

(3) 複層防風林之配置

複層防風林之應用植物，依冠層之層次而言，上、中層之樹木，如木麻黃、黃槿、福木、瓊崖海棠、海欖果、蓮葉桐、水黃皮、榕樹、沙朴、小葉南洋杉、相思樹、白千層、茄苳(重陽木)、烏榕、臺灣海桐、欖仁、大葉山欖、樟樹、無葉檉柳、苦楝、毛柿等。下層以灌

木為主，如林投、草海桐、夾竹桃、白水木、朱槿、臭牡丹、胡頹子、日本女真等(如圖4.9.8)。

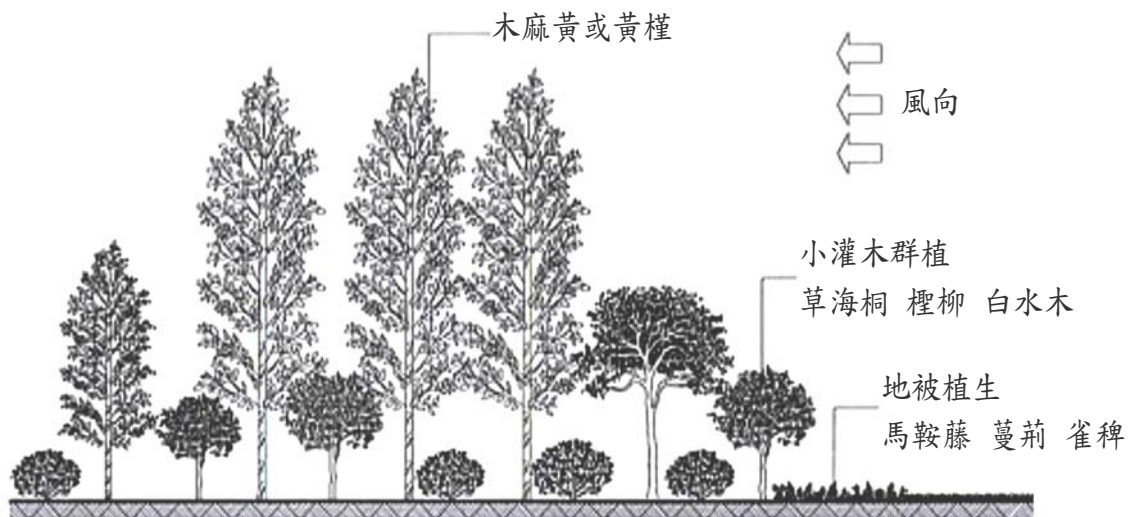


圖4.9.8 複層防風林斷面示意圖

2. 設計規格

防風林高度越高則其背後之保護距離越大。防風林的拖曳力作用一如植生柵或防風牆，可緩和空氣的流動。一般而言，耕地防風林密度越大，則其背風狹小範圍之風速減低效果越佳，但防風之有效距離將減小。以木麻黃防風林為例，其密度以60~80% 最佳。耕地防風林帶之方向，一般是與主風向垂直，因其最具防風效果。大概在最大風速15 m/s以下者，可與風向成垂直。超過15m/s以上者，可酌量改變方向，使成 65° ~ 75° 之夾角。

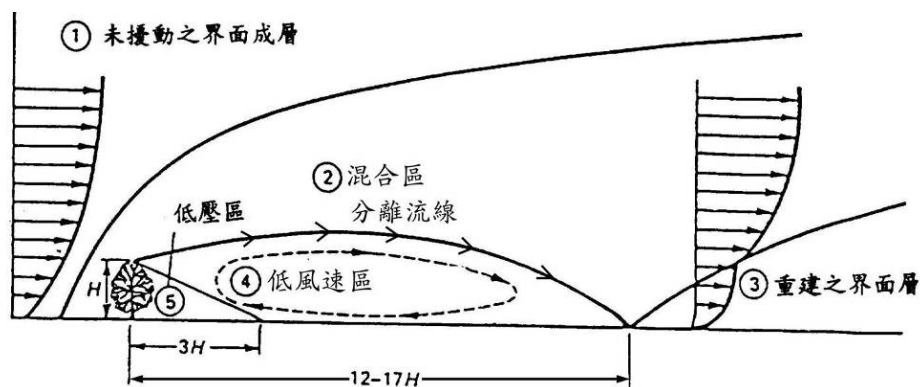


圖4.9.9 防風林帶周邊氣流模式

- 五、防風林植生，請參閱水利署水規所2009年編制「海岸植生方法規劃設計參考手冊」。

4.9.7 河口防護設施

河川海堤、堤防為河口交界之主要防護設施，設計時得考量河川洪流量與海岸暴潮之交會作用，依照其水位、流速與波浪合成作用所造成之影響。

說明：

- 一、可由河海交會數值模式推算河口防護設施所在地區之波浪、水流與水位分布。
- 二、通常在河口地區受暴潮、洪水與波浪交互作用，水位會有抬高情形，海岸防護設施位置之入射或碎波波高會相對增大，河川堤防設施離海岸越遠，底床越高者，設施前波高會遞減。
- 三、由該地區防護設施所在位置之波浪、水位、流速，參照其防護設施型式進行設計。

4.9.8 離岸砂洲防護

離岸砂洲在發展期後，由於漂砂來源減少，臨海側砂灘漂離流失，會有後退情形，受潮汐力、波力、風力影響，砂洲逐漸會有往陸側漂移之陸化情形，減緩沿岸漂砂被波浪帶走、增加砂洲高度能減阻離岸砂洲的侵退情形。

說明：

- 一、減阻沿岸漂砂被波浪帶走，相關設施參照突堤、離岸堤與人工岬灣等。
- 二、增高砂洲措施得以砂洲與海岸間之淤積粒料，抽放砂洲頂部，並進行定砂與植栽工作，其方式參照砂丘養灘設計。

4.9.9 海岸生態景觀環境營造^{[4],[8]}

各種海岸工程建設的目的，均為抵抗浪潮，維護陸上生命財產及生存活動的安全方便，利用不同工程結構有的功能和特性，儘量兼具改善生態環境的作用，在工程設計階段稍加考量，可有效的創造生態豐富性。

說明：

各種海岸工程建設在達到必要的防災功能的前提下海岸工程建設應儘量規劃採用具有生態功能的結構設施物。與海岸工程相關的動植物生態，包括附著性生物、底棲生物、游泳動物以及陸上植栽等，各種海岸工程類別及主要設施，與前述動植物生態相關性，可參考表4.9.1，各種海岸工程建構，各項工程增加生態性的設計手法，可參考表4.9.2，相關設計原則與注意事項如下：

- 一、 混凝土硬化過程會溶出強鹼成分，阻害水中生物生長，若使用高爐水泥以消化氫氧化鈣鹼性成分，或將亞硝酸鐵塗佈於混凝土表面防止強鹼溶出，對生物附著生長都是有益。但這種現象只發生在初期階段，半年或一年後就沒有影響了。
- 二、 石材或混凝土表面若附著沉泥，會嚴重妨礙藻類孢子在基質上的著生。
- 三、 混凝土表面所有溝紋或凸起物，其周圍形成的渦流域容易讓孢子或卵捲入著生。
- 四、 輕量多孔質混凝土表面有很多微小的連續孔隙，具有成為甲殼類、多毛類之生息場所的機能，故很是合於做魚礁、藻礁，對生態環境調和而言非常有益，但其強度小、重量輕，在工程的設計要更為用心。
- 五、 礁體安定不移動，藻類植被的密度則明顯增加，對抗波浪所需礁體大小的估算可利用Hudson公式計算。
- 六、 營造人工藻場而附近缺乏天然藻場供給種源時，可利用人工

植生。

七、生物附著之空隙可做為海生動物隱藏或棲息的場所，但為抑制食害動物過量繁殖，必須限制孔隙的數量。

表4.9.1 海岸工程項目與生態相關性參考表

工程設施	附著性生物		底棲生物		游泳動物	植栽
	藻類	附著動物	藻類	底棲動物		
防波堤	○	○			○	○
防砂堤	○	○		○	○	
導流堤	○	○			○	
護岸	○	○			○	○
海堤		○				○
防潮堤		○				○
突堤	○	○				○
離岸堤	○	○			○	
潛堤	○	○			○	
人工潛礁	○	○	○	○	○	
人工海岸溼地			○	○	○	○
人工海灘				○	○	○
人工岬灣		○		○	○	○
人工潟湖或潮池	○	○	○	○	○	○
碼頭	○	○			○	○
泊地				○	○	
道路						○

資料來源：海岸生態景觀環境營造

表4.9.2 增加海岸工程生態性之設計手法參考表

工程項目	增加生態性手法
碼頭	岸壁增加孔隙
泊地	水質、底質改良
防波堤	多孔隙、透水性、緩傾斜式、複斷面式
防砂堤	潛堤、多孔隙、透水性
護岸	緩坡、多孔隙
海堤	緩坡、多孔隙
導流堤	多孔隙、潛堤
突堤	潛堤、多孔隙、透水性
離岸堤	潛堤、多孔隙、透水性
人工潛礁	多孔隙、保持適當水深
人工岬灣	慎選砂灘之砂礫組成、多設固定基質
人工養灘	慎選砂灘之砂礫組成、多設固定基質
人工沙丘	植生、潟湖
定砂	植生、保持潮溼
道路、停車場	透水鋪面、植生
植栽	採用地方原生植物
防風工程	防風林、結構物綠化
親水遊憩設施	混凝土減量、多用砂土、土石和植栽等自然材料

資料來源：郭一羽、李麗雪(2007)，「海岸生態景觀環境營造」

4.9.10 海岸生態綠化應用植物^{[8],[15],[17]}

海岸生態綠化是利用經選擇之海岸適生植物，以人工的方式建造海岸自然林，以期達到涵養水源、調節微氣候、防風、美觀等環境保護及引誘野鳥、蝴蝶等生物群棲之保育功能，再者更可提供人們於假日時攜家帶眷至海濱活動、休憩之地點

說明：

海岸生態綠化適生植物以計畫區原生種為主，不同之立地環境及生態考量選用植物將有所不同，請參閱水利規劃試驗所2009年編制「海岸植生方法規劃設計參考手冊」所列舉有關定砂、防風林等不同植生手段及適用植物。

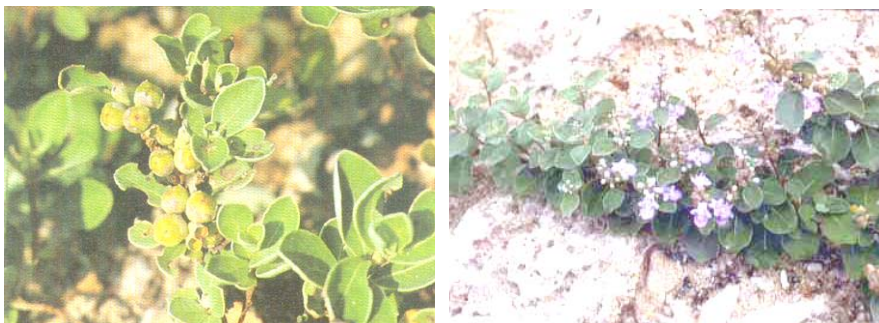
一、定砂植物

甜根子草(濱芒、甘蔗荳、野蔗)	禾本科
<i>Saccharum spontaneum</i> L.	
習性：耐水濕又能耐乾旱，抗風力強，常群集於河床及砂質土壤處成大群落之多年生禾草。 莖葉：稈直立，高2~3 m，嫩梢及節上密生白毛，節底下呈粉狀，花序下具毛，葉線形，頂端葉較密集，細齒緣，銳利，鞘口部有毛，葉舌鈍狀，約2mm長，具短纖毛。 花果：圓錐花序瘦長，長達50cm，分枝直立，小穗軸與柄均纖細，具絲狀毛，小穗披針形，長約3~5mm，穗節具絲毛，長於小穗，內穎宿存，外穎邊緣具纖毛，長3~5mm，具 2龍骨，內穎略小於外穎，具 1龍骨。穎果為內稃所包圍，約1.5mm長。	
 	

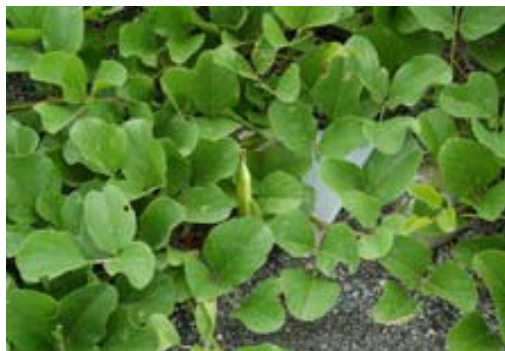
馬鞍藤(鸞藤)	旋花科
<i>Ipomoea pes-caprae</i> (L.) Sweet	
習性：生長於砂岸或泥岸的多年生匍匐草本。耐旱及耐砂埋性高。 莖葉：莖蔓長，分枝，匍匐地面，全株光滑。葉互生，質厚，微革質，圓形，心基或截形，先端凹裂，形如馬鞍或鸞，故稱之馬鞍藤或鸞藤。葉長4~8cm，寬 4~10cm，具長柄。 花果：花腋生成聚繖花序；漏斗狀花冠，紫紅色，徑達 8cm。果為蒴果，具宿萼，間裂，種子 4個，近球形，徑約 5~7mm，密被黃褐色毛。	



濱刺麥(貓鼠刺、濱刺草)	禾本科
<i>Spinifex littoreus</i> (Burm.f.) Merr.	
習性：喜生長在海岸最前線之純粹流砂中，定砂力很強的匍匐多年生禾草。 莖葉：稈木質化匍匐蔓延，長可達數公尺，高30~100cm，節間粉白。觸地生根。葉刺針狀，叢生於枝端，剛硬，線形，捲曲，長約5~20cm，寬0.3cm。葉鞘寬大，重疊，葉舌為密絹毛，長2~3mm。 花果：花為單性，雌雄異株。雄性小穗長 0.8~1.2cm，有短柄，以數枚著生頂端形成穗狀總狀花序，再以多數總狀花序集成有苞片的繖形花序。雌花序球狀，雌性小穗狹披針形，長 1.2cm，成熟時整個花序脫落。種子輕細，具絨毛，易為風吹散。	
 雌花	 雄花

蔓荊	馬鞭草科
<i>Vitex trifolia</i> L.var. <i>simplicifolia</i> Cham.	
習性： 匍匐小灌木，生長於海岸第一線礁岸及砂地，有飛砂之處亦多形成單群落。常與濱刀豆、濱豇豆、馬鞍藤、濱刺麥、濱筊草、無根藤等混生。 莖葉： 樹皮灰褐色，莖橫臥地面，高不到1m，全株著生柔毛，有埔姜的香味。單葉，對生，有柄，厚紙質，全緣或波狀緣，倒卵形或圓形，葉背灰白色。 花果： 花頂生或腋生聚繖花序，淡紫色或稀白色，略帶唇形五裂，長1.5~2cm，萼鐘狀，長0.5cm，二強雄蕊，花柱1，柱頭2裂。果為核果，球形，徑5mm，外果皮木栓質，內果皮木質而堅硬，黑熟。	
	

濱水菜(海馬齒、濱馬齒莧)	番杏科
<i>Sesuvium portulacastrum</i> (L.) L	
習性：在魚塭、水渠、鹽田、馬路、木麻黃海林等邊緣皆可看見，在極乾旱的環境仍可存活。是定砂的良好植物。 莖葉：莖多分枝，匍匐於地面。葉為對生，厚且肉質，似橢圓形。 花果：花朵是紫紅色的，開花期在春夏季。	
	

濱刀豆(肥豬刀)	豆科
<i>Canavalia lineate</i> (Thunb.) DC	
習性：濱刀豆為海岸前線的先驅植物，以細長的蔓莖，覆蓋砂地或石礫地，有時也攀上其他較矮小的植物。不但莖葉粗壯，且分蘗力特強，不斷地長出新葉、新蔓，使其他植物族群難以生存。濱刀豆根有根瘤菌共生，是防風定砂的優良植物，還可以改善海埔新生地之土質。 莖葉：莖匍匐性或蔓延性，長2~4公尺，粗壯，莖被稀疏的微柔毛，具有多數分枝，小枝條擴展狀。葉為羽狀複葉具3小葉；托葉、小托葉小。小葉倒卵形、卵形、橢圓形或近圓形，長5~8公分，寬 4.5~6.5公分，先端通常圓，截平、微凹或具小凸頭，稀漸尖，基部楔形至近圓形，側生小葉基部常偏斜，兩面均被長柔毛，側脈每邊4~5條；葉柄長2.5~7公分；小葉柄長0.5~0.8公分。 花果：花1~3朵聚生於花序軸近頂部的每一節上；花萼鐘狀，長1~1.2公分，被短柔毛；花冠紫粉紅色，旗瓣圓形，長約2.5公分，頂端凹入，翼瓣鑷狀，具耳，龍骨瓣長圓形，彎曲，具線形的耳。	
	

二、防風林植物

海欖果	夾竹桃科
<i>Cerbera manghas</i> L.	
習性：種子靠海流傳播的熱帶海岸林樹種，生長於海岸第一線砂質土，生長迅速，耐風、耐旱之常綠小喬木。伴生植物有瓊崖海棠、欖仁等。 莖葉：樹皮厚，含白色乳液，小枝硬，有顯著的葉痕。葉互生，叢集於枝端，披針形或倒卵形，長15~25cm，寬4.5~6cm。 花果：花頂生，為聚繖花序，萼5裂，裂片線狀易脫落，花冠筒狀，長3cm，先端5裂，裂片倒卵形，白色，基部(冠喉)淡紅色。核果扁橢圓形，微尖頭，紅熟，果所含乳汁有毒，不能食用，中果皮纖維質。種子1個。	
	

木麻黃(木賊葉木麻黃)	木麻黃科
<i>Casuarina equisetifolia</i> L.	
習性：抗風、耐鹹且生長快速，為海岸防風林主要樹種。屬常綠喬木，株高達10m以上。 莖葉：樹幹灰褐色，具不規則縱向細縫裂，呈長片條狀剝落。樹冠長圓錐形，枝條開展，小枝細長，多節，節間約4mm，鞘齒(退化葉)6~8cm，三角狀披針形。 花果：雌雄同株；雄花穗呈黃色，長在小枝先端；雌花穗呈紅色，長在側枝上。瘦果具翅，基部具二木質化苞片，集生成毬果狀，長橢圓形，果長 1.5~1.8cm，寬約1~1.5cm，灰白至淡褐色，8~9月成熟。	
	

無葉檉柳	檉柳科
<i>Tamarix aphylla</i> (L.)Karst.	
習性：常綠灌木或小喬木，高可達10m，於沿海地區的砂地、鹽地均能生長，常與木麻黃混生。性抗風、耐鹹。 莖葉：小枝細柔，圓筒形，節很密，每節長約1mm，葉退化為極短之鞘，僅具1小齒，似木麻黃，蒼綠色，托葉不存。 花果：花淡粉紅色或者無梗，許多穗狀花序排成圓錐狀，頂生，花盤10裂，花苞鞘狀；銳尖，花5數，花瓣早落，果為蒴果，長約4mm，具多粒種子，種子頂端具有毛叢。	
	

白水木(白水草)	厚殼樹科
<i>Messerschmida argentea</i> (L.f.)Johnston	
習性：常綠中喬木，生長於海邊前岸第一線，日照強、風大、鹽分高的珊瑚礁、石灰礁岩上或貝殼碎屑地、砂地上。生長環境與草海桐略同，常有草海桐、蔓荊、馬鞍藤、鹽飄拂草等伴生。於前岸常因風大而呈匍匐狀灌木；於較避風處或後岸則直立成喬木。 莖葉：樹皮灰褐色，深縱裂，具顯著的葉痕，小枝、花序均被銀白色絹毛。枝粗，葉片聚於枝端，呈輪生狀，無柄，葉倒卵形，肉質，長約10~15cm，寬約4~5cm，互生聚於枝端，殆無柄。 花果：花頂生聚繖花序，2叉分枝，小花無梗，密生一側呈蝎尾狀，花徑4mm，各室1胚珠，柱頭2裂。果球形，徑約4mm，基部有宿萼。	
	

黃槿(黃木槿、裸葉樹、鹽水面頭果)	錦葵科
<i>Hibiscus tiliaceus</i> L.	
習性：生長於高溫、潮濕和陽光充足地區。為海岸生態造林、耕地防風之優良樹種。於河岸邊或水庫保護帶可作為過濾帶或保護帶植物，生長迅速，成活率高。可長到4~7公尺高。 莖葉：樹幹灰色無毛，縱裂，有時呈攀援狀。葉廣卵形或近圓形，革質，頂端急尖，基部呈心形，全緣或微波狀齒緣，疏披星狀毛，背面淺灰白色，密披茸毛和星狀毛，表面有鹽腺體排出鹽份，長約7~15公分。 花果：花為總狀花序，單生於葉腋，或由數朵排成腋生或頂生；苞片一對，小苞7~10枚；花冠鐘形，黃色，中央暗紫色；花瓣外面披星狀毛，長約5公分；花萼裂片5裂，頂端漸尖，披短柔毛，長約2公分；柱頭扁平；雄蕊管長約2公分，雄蕊束末超出於花冠。果為橢圓形蒴果，果皮骨質，短喙，披黃色柔毛，長約2~2.5公分，成熟後開裂。種子無毛有散生乳頭狀小疣。	
	

臺灣海桐(七里香、十里香)	海桐科
<i>Pittosporum pentandrum</i> (Blanco)	
習性：生長於高溫、乾燥和陽光充足環境。耐鹽性以及耐風力強，優良海岸林、防風林建造樹種。可供坡地防止崩塌及沖蝕植物。適與其它喬木或灌木行混 合栽植。可長到3~5公尺高。 莖葉：樹皮灰白色，具顯著皮孔；幼枝條被褐色毛。單葉互生，葉數量多且密集、螺旋狀排列，倒卵狀披針形或長橢圓形，5~11公分長，1.5~3.5公分寬，兩端銳尖，全緣，上下兩表面都油亮，覆蓋厚層的臘質，葉內含有揮發性的油脂，葉片揉後會發散出嗆鼻的味道，對天空看，葉脈透明、光亮。 花果：圓錐花序，頂生；雌雄異株；花小，白色，具芳香，密集，花冠徑0.5公分，花瓣狹長，5瓣分離。果呈球形，直徑約長0.8公分，頂端稍突起，熟時由綠轉橘紅色，兩蒴片裂開，內有扁球形紅色種子5~6粒，埋於黏漿中。	
	

參考文獻

1. 中國土木水利工程學會(2004),「港灣及海域工程」。
2. 台灣省政府水利處(1997),「區域排水之抽排工程研究報告」。
3. 交通部運輸研究所(2002),「碼頭結構物耐震設計之研究」。
4. 郭一羽、李麗雪(2007),「海岸生態景觀環境營造」,明文書局。
5. 經濟部水利署(2005),「嚴重地層下陷地區劃設作業規範」。
6. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2006),「滯洪設施規劃設計參考手冊」。
7. 經濟部水利署(2007),「水資源建設與管理環境成本分析之研究(3/3)」。
8. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2009),「海岸植生方法規劃設計參考手冊」。
9. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「海岸防護設施設計準則(草案)－海堤篇」。
10. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「海岸防護及環境復育規劃參考手冊」。
11. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「海岸生態棲地評估技術研究(2/2)」。
12. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「海岸生態棲地評估及工程影響減輕對策或替代方案研擬作業手冊(草案)」。
13. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2010),「區域排水抽水站規劃設計參考手冊(草案)」。
14. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012),「民眾參與標準作業程序(SOP)建立及規劃成果推廣之研究」。
15. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012),「海岸防護生態工程技術手冊」。
16. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012、2016),「海岸防護計畫規劃作業參考手冊(草案)」。
17. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2012),「海岸生態工程實務手冊彙編總報告」。
18. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2013),「海岸環境營造規劃參考手冊」。
19. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2014),「海岸防護規劃基本資料觀測調查作業參考手冊(一般性海堤)」。

20. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2014),「一般性海堤禦潮功能檢討」。
21. 經濟部水利署水利規劃試驗所(2014),「親水景觀海岸環境整體營造規劃參考手冊(1/2)」。
22. 榎木亨(1982),「漂沙と海岸侵蝕」,森北出版株式會社。
23. Carver, R. D., and Heimbaugh, M. S, (1989),『 Stability of Stone- and Dolos- Armored Rubble-Mound Breakwater Heads Subjected to Breaking and Nonbreaking Waves with No Overtopping.』, Technical Report CERC-89-4, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Coastal and Hydraulics Laboratory, Vicksburg, MS.
24. CERC,(1984) ,『 Shore Protection Manual.』 , U.S. Army Corps of Engrs, Washington, D.C.: U.S. Gout Printing Office.
25. CIRIA/CUR, (1991),『 Manual on the use of rock in coastal and shoreline engineering』 , CIRIA Special Publication 83, London, CUR Report 154, Gouda, The Netherlands.
26. CERC, (2004),『 Coastal Engineering Manual』 , U.S. Army Corps of Engineer.
27. d'Angremond, K., van der Meer, J. W., and de Jong, R. J., (1996),『 Wave transmission at low crested structures.』 , Proceedings 25th International Conference on Coastal Engineering.
28. de Waal, J. and van der Meer, J., (1993),『 Wave Runup and Overtopping on Coastal Structures.』 , Coastal Engineering, pp. 1758-1771.
29. EurOtop, (2007),『 Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: European Overtopping Research.』 , Assessment Manual, Environment Agency UK.
30. Goda.Y., (1994),『 Dynamic Response of Uplight Breakwater to Impulsive Breaking wave Porces.』 , Coastal Engineering, Vol.22, 135-158.
31. Goda Y., (2009),『 Derivation of unified wave overtopping formulas for seawalls with smooth, impermeable surfaces based on selected CLASH datasets.』 , Coastal Eng. Vol. 56, pp385-399
32. Hallermeier, R. J., (1981),『 A profile zonation for seanonal sand beaches from wave climate.』 , Coastal Engineering, vol. 4, 253-277.
33. Hsu, J. R., Silvester and Y M. Xia, (1987),『 New characteristics of equilibrium shaped bays.』 , Proceedings of 8th Ausrtalian Conference on Coastal and Ocean Engineering, pp. 140-144.
34. Hsu, J. R. C., R. Silvester ang Y. M. Xia, (1989),『 Applications of headland control. 』 , Journal of Waterways, Port, Coastal, and Ocean Engineering, ASCE, Vo1.115, No.3, pp. 299-310.

35. Hsu, J. R. C. and C. Evans, (1989), ¶ Parabolic bay shapes and applications.¶ , Proceedings of Institution of Cibil Engineers, Vo1. 87, pp. 557-570.
36. Hudson, R. Y. (editor), (1974), ¶ Concrete Armor Units for Protection Against Wave Attack.¶ , Miscellaneous Paper H-74-2, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg,MS.
37. Hughes, S.A., (2003),¶ Estimating Irregular Wave Run-up on Smooth, Impermeable Slopes,¶ , US Army Corps of Engineers, ERDC/CHL CHETN-III-68,PP. 1~11.
38. Hughes, S.A., (2005), ¶ Estimating Irregular Wave Run-up on Rough, Impermeable Slopes.¶ , US Army Corps of Engineers , ERDC/CHL CHETN-III-70,PP.1~11.
39. Klein Breteler, M. and A. Bezuijen, (1991), ¶ Simplified design method for block revet-ments.¶ , Proceedings of Coastal Structures and Breakwaters Conference, London 1991,Thomas Telford London.
40. Pilarczyk, K.W. ed., (1990), ¶ Coastal Protection¶ , Balkema Publ., Rotterdam.
41. Sato, S. and N. Tanaka, (1966), ¶ Field investigation on sand drift at Kashima Harbor facing the Pacific Ocean.¶ , Proceedings of the 10th Conference on Coastal Engineering, ASCE, pp. 595-614
42. Tanimoto, T., Yagyu, T., and Goda, Y., (1982), ¶ Irregular Wave Tests for Composite Breakwater Foundations.¶ , Proceedings of the 18th International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, Vol 3, pp 2144-2163
43. van der Meer, J.W. and d'Angremond, K., (1991), ¶ Wave transmission at low crested structures.¶ , Coastal Structures and Breakwaters, ICE, London, pp. 25-42.
44. van der Meer, J. W. and Stam, C. J. M., (1992), ¶ Wave runup on smooth and rock slopes of coastal structures.¶ , Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, Vol. 118, No.5, September/October 1992.
45. van der Meer, J. W., d'Angremond, K., and Gerding, E., (1995), ¶ Toe Structure Stability of Rubble Mound Breakwaters.¶ , Proceedings of the Advances in Coastal Structures and Breakwaters Conference, Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Publishing, London, UK, pp 308-321.
46. Yarde, A, J., Banyard, L. S. and Allsop, N. W. H., (1996), ¶ Reservoir dams: wave conditions, wave overtopping and slab protection.¶ , Report SR 459, April 1996. HR Wallingford.

國家圖書館出版品預行編目(CIP)資料

海岸防護設施規劃設計手冊 /經濟部水利署
編著—初版. —臺北市：經濟部水利署,民
105.09
冊；公分

ISBN：978-986-04-8551-6(平裝)

1.海岸工程 2.規劃設計

443.3

105006745

海岸防護設施規劃設計手冊

出版機關：經濟部水利署

地址：台中市南屯區黎明路二段 501 號

電話：(04)22501231

傳真：(04)22501613

網址：<http://www.wra.gov.tw>

編著者：經濟部水利署

出版年月：105 年 9 月

版次：初版

定價：新台幣 500 元

展售門市：五南文化廣場

台中市中山路 6 號 (04)22260330

<http://wunanbooks.com.tw>

國家書店松江門市 台北市松江路 209 號 1 樓 (02)25180207

<http://www.govbooks.com.tw>

GPN：1010501832

ISBN：9789860485516

著作權利管理資訊：經濟部水利署保有所有權利。欲利用本書全部或部分內容者，需徵求經濟部水利署同意或書面授權。

電子出版：

聯絡資訊：經濟部水利署

電話(02) 37073000



廉潔、效能、便民



經濟部水利署

台北辦公室

地址：台北市信義路三段41之3號9-12樓

網址：<http://www.wra.gov.tw>

總機：(02) 3707-3000

傳真：(02) 3707-3166

免費服務專線：0800-212239

台中辦公室

地址：台中市黎明路二段501號

總機：(04) 2250-1250

傳真：(04) 2250-1635

免費服務專線：0800-001250