

# 捨石堤 構造物の 安定度 Stability of rock-fill structures

By Krystian W. Pilarczyk\* · 趙鏞七\*\* · 尹梧燮\*\*

## I. 潮流에 露出된 捨石의 安定度 및 實際適用

護岸 또는 실(sill) 위의 捨石의 安全度는 여러 學者(參考文獻 29, 32, 35, 42, 52)들에 의해 論議되었다. 그러나 決定된 여러 公式들 간에 종종 많은 差異가 있다. 그러므로 이들 公式中 實際的으로 適用하기 위해서 가장 適當한 것으로 여겨지는 것을 擇하였다.

### 1. 一般의인 安定度 公式과 推薦하는 係數

一般의인 公式

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{g\Delta D_s}} = 6\sqrt{\psi_{cr}} \left(\frac{h}{D_s}\right)^{1/6} = \phi_1 \left(\frac{h}{D_s}\right)^{1/6} \dots\dots(1)$$

or

$$D_s = \frac{1}{\phi_1^3 (g\Delta)^{3/2}} \frac{U_{cr}^3}{\sqrt{h}} = \phi_2 \frac{U_{cr}^3}{\sqrt{h}} \text{ (in m)} \dots\dots(2)$$

여기서

$U_{cr}$  : 臨界(限界)流速

$g$  : 重力加速度

$\Delta$  : 捨石의 相對密度

$\psi_{cr}$  : 捨石이 움직이는 臨界狀態를 나타내는 係數

$h$  : 水深

$D$  : 捨石의 平均重量에 대한 等價直徑( $G_{50\%}$ )

$\phi_1, \phi_2$  : 數值的 係數

실(sill)의 경우 水深은 下流部의 실의 마루를

取하여야 한다. 適當한 係數  $\psi_{cr}$ 의 數值 選定은 다음에 提示된 것을 勸奨한다.

No.	$\psi_{cr}$	$\phi_1$	$\phi_2$	適用( $\Delta=1.6\sim1.7$ )
1	0.06	1.5	0.005	실(sill)이 거칠지 않고 水平河床이고 等流일 때 (돌의 運搬이 制限됨)
2	0.035	1.15	0.010	河床保護工(돌의 運搬이 制限됨) 即 堤의 築造段階, 실이 $B/h > 5$ 일 경우
3	0.0275	1.0	0.015	河床保護工(돌의 絕對安定) 또는 실의 $B/h < 5$ 일 경우

( $B$ =마루의 너비)

이 公式들은 跳水하는 餘水路와 같은 特殊한 構造物에 高度의 亂流가 發生되는 境遇의 影響에 대해서는 考慮되어 있지 않다.

賦與된 돌의 直徑에 대해 臨界(限界)流速을 計算할 경우 다음 式으로 係數를 줄일 수 있다.

$$\phi_r = \frac{1.45}{1+3r} \dots\dots\dots(3)$$

여기서  $r$  : 相對亂流의 密度

普通 거치른 河床에 等流가 흐른다고 假定하면  $r=0.15$ 로 본다.

跳水(靜水池)의 直接 下流에서의  $r$ 의 값은 0.3~0.35로 豫測할 수 있고  $\phi_r$ 의 값은 약 0.7로 주어진다. 이것은  $\text{cox}^{17}$ 에 의해 주어진 圖表에서 大略的으로 合致된다.

흐름으로 인한 浸蝕量에 關係 跳水中에서 亂流가 미치는 影響은 Kumin<sup>33,35</sup>에 의해 研究되었다.

\* Head research and development, road and hydraulic engineering division the netherlands

\*\* 韓國農地開發研究所 干拓研究室

돌의 直徑을 計算하기 위하여 Kumin은 平均流速은 跳水の 潛水度 및 收縮斷面으로부터 距離에 따라 달라지는 補正係數 K를 곱한다고 提案하였다.

係數K는  $1/\phi_r$ 과 同等的한 것이 分明하다. 係數K를 圖示한 그래프는 그림. 1에 나타나 있다.

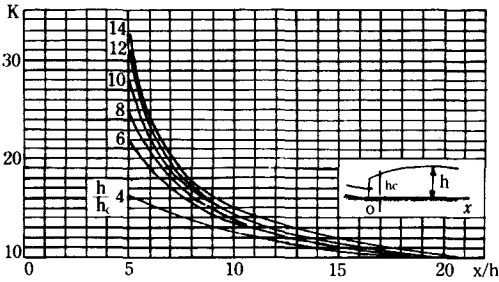


그림. 1. 亂流(跳水)에 의한 速度의 補正係數 (53)

돌의 直徑을 計算하는데 必要한 係數는  $\psi=0.035$  ( $\phi_2=0.01$ )의 (2)의 公式이다.

跳水가 作用하는 餘水路아래의 捨石들의 安定에 대한 보다 具體的인 方法은 Zharkov<sup>59)</sup>에 의해 주어져 있다.

소용돌이 흐름方向(vortex street)에 의해 影響을 받는 捨石들의 安定에 대해서 妥當한 것을 勸獎하기는 어렵다. 大部分의 경우 特別한 模型實驗이 要求된다. 그러나 그러한 極端的인 경우에서는 計算된 許容限界流速은 50%까지 減少해야 한다.

물막이 工事を 施行할때 築造된 여러種類의 橋台로 因하여 소용돌이가 發生한다.

이들의 結果는 保護될 構造物의 安全한 設計를 위해서는 무엇보다도 細密한 調査를 하여야 한다.

## 2. 實驗公式

Isbash<sup>29)</sup>는  $h/D$ 의 影響을 無視하고 河床에서 的 捨石(다른 돌들 사이에 묻힌것)의 安定을 實驗의 關係를 反映한 것으로 다음과 같이 나타냈다.

$$U_{cr} = 1.2\sqrt{2g\Delta D_{50}} = 1.7\sqrt{a\Delta^{50}} \dots \dots \dots (4)$$

댐(실)마루의 捨石 또는 亂流의 境界層이 充分히 發達되지 않은 곳의 臨界(限界)流速은 다음 公式과 같이 減少된다.

$$U_{cr} = 0.86\sqrt{2g\Delta D_{50}} = 1.2\sqrt{g\Delta D_{50}} \dots \dots \dots (5)$$

Isbash의 公式은 相對깊이  $h/D < 5$ 이거나 혹은 流速斷面에서 垂直 調整이 일어나지 않는 放流工에 대해서는 成功的으로 適用이 되었다.

Delft 水理實驗所에서는  $h/D > 5$ 와 潛水된 餘水路 條件에서 “垂直으로 실(sill)을 築造(gradual vertical closure-漸高式)하는 물막이 段階의 適用되는 設計에 다음 公式을 設定하였다.

(60a, 56, 19) :

넓은 마루 실(廣頂堰)의 경우  $B/h > 5$ 일때

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{g\Delta D}} = 1.4 \log 3.5 \frac{h}{D} \dots \dots \dots (6)$$

칼날 마루 실(銳頂堰)의 경우 (側面傾斜 1:2) 일때

$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{g\Delta D}} = 1.4 \log 1.5 \frac{h}{D} \dots \dots \dots (7)$$

여기서 直徑D(捨石 및 블록)는 材料를 考慮하여 正六面體形의 길이로서 이 重量은 捨石의 總量中에서 個個의 重量이 50%를 超過하는 公稱直徑은  $D_n = (\text{體積 } V_{50\%})^{1/3} = (G_{50}/\gamma_s)^{1/3}$ 로서 定義된다.

石材를 케이블웨이로 投下하여 끝막이 工事を 하는 最終段階에서 댐은 三角形의 모양으로 形成이 된다.

칼날 마루댐위에서 流速을 測定하는 것은 一般的으로 매우 어렵기 때문에 이 水頭差의 方法에 의해서 限界安定狀態를 究明하는 것이 더 實用的이다.

이러한 基準은 그림. 2(60b, 56, 19)에서 보는 바와 같이 그래프로서 각기 相異한 돌들의

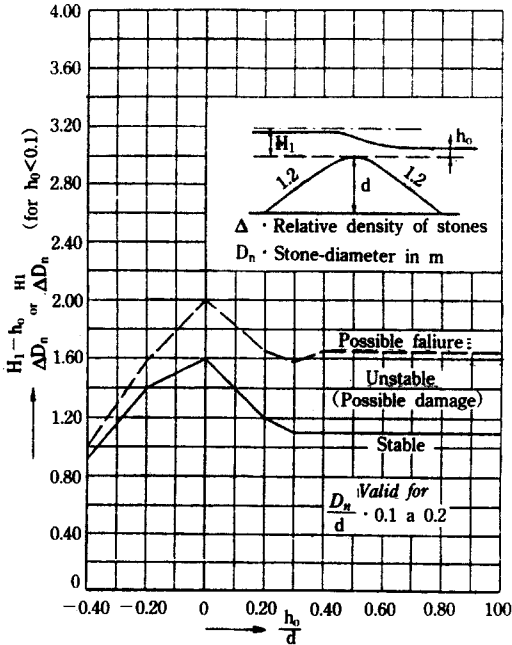


그림. 2. 相對水深과의 關聯된 臨界水頭的 差異

크기에 대해 Delft 水理實驗所에서 設定하였다. 水頭差는  $(H_1 - h_0)$ 로서 定義되며 여기에  $H_1$ 은 壩 마루를 中心으로 하여 上流의 에너지 準位 (energy level)이며 그리고  $h_0$ 는 下流의 水面이다.  $H_1 - h_0$ 는  $h_0 < 0$ 일때  $H_1$ 으로 되어 간다. 또 다른 파라미터로서  $d$ 가 壩의 높이 일때  $h_0/d$ 의

比를 擇하였다. 그러므로 이 基準은 完全溢流 狀態가 一般的으로 나타나는 끝막이 段階를 設計하는데 使用된다.

最終의 基準으로 그림. 3(60d)의  $H_0$ 와 같이  $H_0/\Delta D_n$  vs  $h_B/D_n$ 의 關係를 使用하여 算定할 수 있다.

이  $H_0$ 는 壩 마루에서의 上流側 水深이다. 물 넘이 壩의 경우 波力(潮流 및 波浪의 混合된 힘)에 의한 影響을 받으며 波浪의 影響은  $1/3 H_s$  ( $H_s$  = 有義波高)에 의해 上流水位가 增加함에 따라 概略적으로 취할 수 있다.

壩 兩 비탈面의 河床은 構造物の 安定성을 갖기 위해서는 洗掘에 대해서 保護되어야 한다.

潛水된 흐름의 狀態에서 1:2~1:8의 多樣한 傾斜로 實施한 實驗에서, 下流의 흐름狀態는 壩의 傾斜 및 壩 마루위의 水深에 依해 變化되는 것을 發見하였다.

緩慢한 傾斜도와 相當한 水深을 가진 壩 下流의 흐름 狀態에서는 소용돌이를 誘發시키지는 않는다. 비탈이 急傾斜( $\text{ctg } \alpha < 5$ )이고 水深이 낮은 壩위에서는 소용돌이를 발생시킨다.(그림. 4)

또한 흐름의 現象은 壩構造물의 透水性에 달려있다. 만약 그 構造물이 透水性이 큰 것이라면

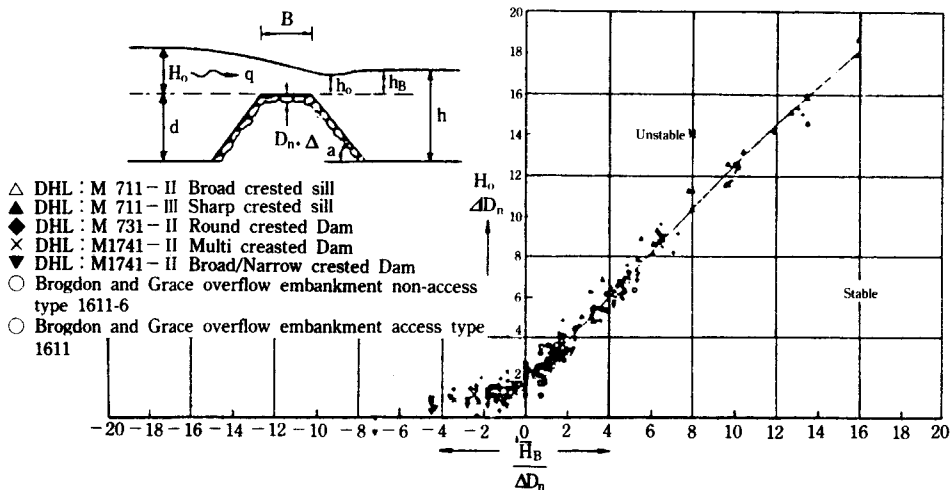


그림. 3. 綜合結果圖(60d),  $h_B/\Delta D_n$ 에 대한 臨界 물넘이의 높이

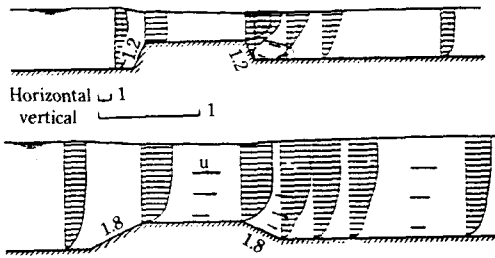


그림. 4. 急傾斜 및 漸變傾斜로 形成된 댐의 流速斷面

下流側의 傾斜가 急하여도 小용돌이는 形成되지 않을 수가 있다.

小용돌이의 形成이 잘된 潮流가 河床을 浸蝕하는 것은 主된 흐름이 河床으로 落下할때 其位置에서 最大가 된다. 그러나 其 地域의 흐름에서 甚한 亂流가 作用하는 正確한 位置를 糾明하는 것은 쉬운 問題가 아니다. 이러한 要因들로 因해 工事施行의 各 段階中 댐 下流에 豫想되는 흐름의 形態를 一般적으로 數值化하기는 힘들다. 그러나, Delft 水理實驗所의 調査結果에서 導出된 主要 結果는 댐 下流의 河床保護工에 對한 捨石重量은 댐의 臨界築造 段階때와 같거나 적은 것이 바람직하다.<sup>60)</sup> 만약 댐을 永久的인 물넘이의 댐으로서 施工한다면 댐의 保護되는 上層部와 河床保護工은 물넘이 樣相에 對해 檢討하여야 한다. 比較的 不透水性 코어와 自由 흐름 狀態의 경우 물넘이 댐의 下流側 傾斜의 保護工에 損傷을 주지 않기 위해서는 Knauss<sup>32)</sup>에 依해 簡便化된 Hartuxg와 Scheulein<sup>24)</sup>의 公式를 適用할 수 있다.

$$\max \cdot q = 0.84 \sqrt{G_{50}(1.9 + 0.8\phi - 3 \sin \alpha)} \dots (8a)$$

in  $m^3/s \cdot m$

또는

$$\max \cdot q = \sqrt{g D_s^{3/2} (1.9 + 0.8\phi - 3 \sin \alpha)} \dots (8b)$$

여기서  $D_s$ 는 等價지름(equivalent diameter)이며 그리고  $G_{50} = \rho_s' \cdot g^T / 6D_s^3$ 은 돌의 平均중량(KN)이다. 록필(rock-fill)의 表面層 築造를 위

한 다짐係數(packing factor)  $\phi$ 는 다음의 範圍에서 算出할 수 있다.

$$1.125 \geq \phi \geq 0.625$$

$1.125$ (人工다짐)  $\geq \phi \geq 0.625$ (自然다짐) 公式(8)은 다짐係數와 몇몇 選擇된 돌 크기의 限界값을 算定한 그림. 5에 圖示한 것이다.

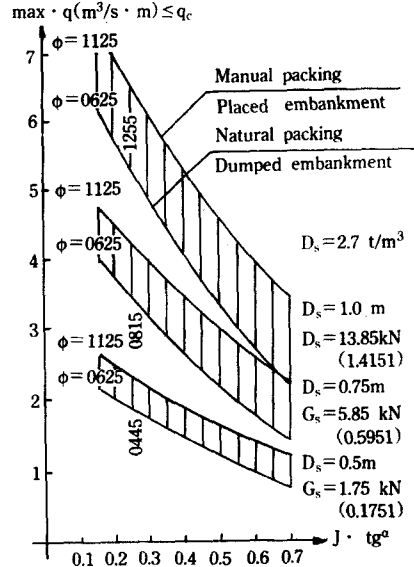


그림. 5. 最大流量대 下流側의 諸傾斜, 돌의 重量 및 다짐係數<sup>32)</sup>

下流側 水深이 댐 높이보다 낮은 경우에는 公式8을 使用하는 것이 바람직하다. 그러나 이 式은 下流의 水深이 댐 높이보다 높을 경우에는 適用하기에는 不安하다.

Delft 水理實驗所의 安定基準은 그림. 3을 使用하고 있다.

또다른 計算方法과 使用上의 注意할 點 그리고 設計上 特別히 考慮하여야 할 點 또는 施工節次에 隨伴된 指針들은 H. Olivert<sup>42, 43)</sup>와 29, 52, 6, 61)의 論文中에 收錄되어 있다.

새로 補充研究한 것은 Delft 水理實驗所에서 M 1741-10(60d)의 報告書에 收錄되어 있다. 그러나 댐 물막이의 各 種 단계에서 捨石의 安定에

對한 一定한 計算方法은 現在까지 究明하지 못하고 있다.

## II. 代替材料들의 安定度

새로운 材料들의 適用을 위한 廣範圍한 研究는 可能視되는 經濟的인 利益面에서 正當化 되었다.

和蘭의 河口 Grevelinen 댐을 물막이 하는데 여러가지의 材料가 考慮되고 實驗<sup>(60, 56, 19)</sup>을 하였다.

댐을 築造하는 材料, 適用性的 實驗은 乾燥된 모래 또는 덩프한 모래, 모래를 나이론이나 쥘트布袋속에 채운것, 역청질 모래를布袋에 채운것, 그리고 熱을 加하여 混合 製造한 모래 아스팔트의 덩어리 等이다.

플라스틱 布袋에 모래를 넣어 眞空部分을 잡아끌어 個個의 粒子間에 應力의 增加를 避할 수 있다. 따라서 單一體로 느슨하게 담겨진 粒子들은 固體布袋로 變形이 된다. 眞空布袋를 使用할 때의 短點은 比重이 낮은데 있다. 만약 모래를 使用한다면 그 布袋들의 比重은 모래體積의 重量과 같다. 即 乾燥된 모래는 約  $1.6t/m^3$ 이며 濕한 모래는 約  $1.9t/m^3$ 이다. 또한 投下하는 過程에서 플라스틱은 쉽게 損傷이 되었다. 黃麻와 나일론의 混織布袋의 適用性을 實驗所 現場에서 實驗한 結果, 潮流에 對하여 最大의 安定은 그 布袋의 80% 程度의 容量을 채웠을 때이며 圓形布袋에서의 損失은 單一體의 安全性的 損失과는 大름을 알 수 있다. 布袋들이 움직이기 前에 布袋内部의 모래들의 狀態가 먼저 變化되면서 移動된다. 1:20과 1:5의 縮尺으로 比較 實驗한 結果는 그림 6(a)에 나타나 있다. 이 두 實驗에서 나타난 結果는 分明한 差異가 있다. 이것은 明確하게 하기 위하여 여러가지 縮尺의 模型을 設置하여 實驗한 結果는 그림 6(b)와 같다. 그림에서 布袋들은 처음 움직이게 하는 臨界流速과 布袋길이의 平方根을 한것과의 關係를 圖示하

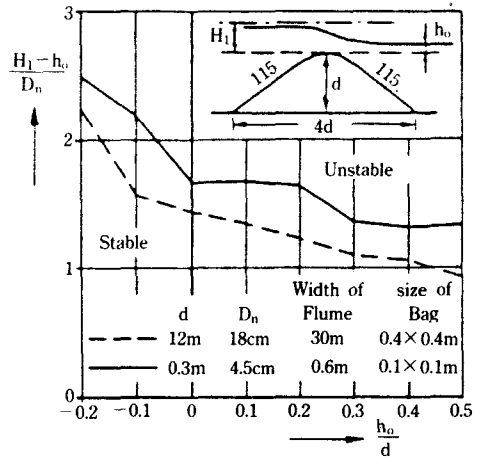


그림. 6(a). 모래布袋의 실험

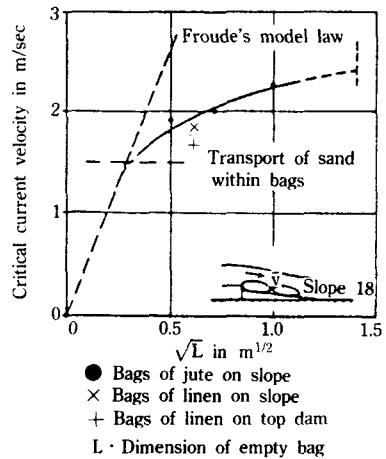


그림. 6(b). 모래布袋의 安定과 潮流에 대한 縮尺의 影響

였다. 만약 Froude's의 模型實驗은 그들의 形態를 가지고 있는 材料를 使用할 境遇 其 結果가 直線으로 나타난다. 그림에서의 曲線部分은 전혀 實際狀況과는 符合되지 않는다. 模型實驗을 原形狀態로 實驗을 하였을 때의 布袋의 길이가 2m라고 하면 臨界流速이 2.5m/sec가 된다. 이 그림에서 臨界流速은 1.5m/sec에 對應하는 水平線은 布袋속의 모래가 움직이기 始作하는 點을 말한다.

結論으로 모래布袋의 安全性 實驗은 縮尺

1:1로 하여야 하나 不可能할 境遇 일련의 縮尺의 實驗이 施行되어야 한다.

모래布袋의 安定性에 對하여는 一般의으로 立證할 수 있는 設計基準을 定할 수는 없다.

### III. 波浪의 來襲에 對한 捨石의 安定度

#### 1. 一般의인 安定度 公式

被覆石의 必要한 重量을 算定하기 위한 가장 一般의인 公式은 Iribarren<sup>28)</sup>과 Hudson<sup>37)</sup>에 의 해 導出되었다.

Iribarren의 公式

$$G = \frac{K_{Y_s} H^3}{\Delta^3 (\cos \alpha \mp \sin \alpha)^3} \dots\dots\dots(9)$$

Hudson의 公式

$$G = \frac{\gamma_s H^3}{K_D \Delta^3 \text{ctg} \alpha} \dots\dots\dots(10)$$

- 여기서 G : 被覆工 個當物體의 平均重量
- H : 設計波高
- Δ : 被覆工 個當物體의 相對密度
- Δ = (ρ<sub>s</sub> · ρ<sub>w</sub>) / ρ<sub>w</sub>
- ρ<sub>w</sub> : 물의 密度
- ρ<sub>s</sub> : 被覆工 個當物體의 密度
- γ<sub>s</sub> : 被覆工 個當物體의 比重
- α : 傾斜角
- K, K<sub>D</sub>: 無次元 安定度 係數
- f : 被覆工의 個當物體의 摩擦/連動 係數

Iribarren의 公式은 理論的으로 誘導되었으며 急傾斜에 對해 f와 k값을 다음과 같이 提示하였다.

河床에 平衡일 경우, f=2.38 k=0.430 즉(f cos α - sin α)

마루에 平衡일 경우, f=2.38 k=0.849 즉(f cos α + sin α)

이들 두 平衡曲線들은 ctg α=3.64에서 自然 捨石(립래프)에 對해서는 서로 교차한다. 約 ctg α=4보다 더 急傾斜이고 그 河床과 平衡狀 態일 境遇 必要한 捨石의 重量을 算出하는 代 表的인 것이다.

上述한 k값은 無損傷의 狀態와 關係가 된다. 總體의 破壞는 無損傷時의 波高보다 60%가 더 높은 波高일 때 一般的으로 發生한다.

Hudson 公式은 1:2.5~1:5의 傾斜로서 模 型實驗한 結果를 근거로 하였다. 1:5보다 더 평평한 傾斜에서는 1:5의 傾斜로 計算한 被覆 工의 重量을 算出하여 使用하는 것을 권장하고 있다. 표-1은<sup>(62)</sup>로 부터 無破損 狀態를 위한 K<sub>D</sub>의 값을 권장하였다.

原石에 對한 大概의 K<sub>D</sub> 값들은 平等한 捨石 重量에 對해서 設定하였다. 1次의 被覆層을 包 含한 捨石은 G(被覆工 個當物體의 平均重量)이 上이 되는 個個의 捨石重量은 約 75%로서 約 0.75G~1.25G까지의 範圍가 된다. 粒度가 잘 配合된 捨石에 對하여는 K<sub>RR</sub>의 安定係數를 使用하여야 한다. G=G<sub>50</sub>인 境遇는 粒度에 있어서 50% 크기의 重量이다. 만약 몇%의 破損을 收 容할 수 있다면 K<sub>D</sub>의 더 큰 값을 使用할 수 있다. 一般的으로 捨石을 2重으로 被覆하였을 때 20%까지 零(0)의 無破損이 되는 波高의 超過는 下部層(필터층 들의 露出이 認知되지 않을 程 度에 對하여 別로 破損없이 勘耐할 수 있다).

Iribarren과 Hudson의 公式에서 各各의 安定 係數 K와 K<sub>D</sub>값은 實驗所에서 規則的으로 發生 시킨 波浪을 實驗하여 決定되었다. 波浪의 높 이는 發展된 設計公式을 使用하여 왔다. 實際에 있어서 設計者들은 有意波高 或 또다른 特定波 高는 定規波動列의 높이에 相應한다고 假定하 였다. 이들 公式은 어떤 波浪週期의 影響을 內 包한 것은 아니다. 最近 調査<sup>1,2)</sup>에서 被覆石의 安定度는 波浪의 週期(即, 波浪기울기와 碎波 形態)에 의하여 크게 影響을 받는다는 것을 證 明하였다. 또한 그들을 一次元(方向 擴散이 없

표-1. 被覆工 個當物體 重量의 決定에 使用을 勸獎하는  $K_D$ 의 값 (1983-CERC)

No-damage criteria and minor overtopping							
Armor units	$n^*$	Placement	Structure trunk		Structure head		Slope Cot $\theta$
			$K_D^2$		$K_D$		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	
Quarrystone							
Smooth rounded	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.0
Smooth rounded	>3	Random <sup>1</sup>	1.6	3.2	1.4	2.3	5
Rough angular	1	Random	4	2.9	4	2.3	5
Rough angular	2	Random			1.9	3.2	1.5
			2.0	4.0	1.6	2.8	2.0
Rough angular	>3	Random			1.3	2.3	3.0
			2.2	4.5	2.1	4.2	5
Rough angular	2	Special <sup>6</sup>	5.8	7.0	5.3	6.4	5
Parallelepiped <sup>7</sup>	2	Special <sup>1</sup>	7.0~20.0	8.5~24.0	—	—	
Tetrapod and Quadripod	2	Random			5.0	6.0	1.5
			7.0	8.0	4.5	5.5	2.0
Tribar	2	Random			3.5	4.0	3.0
			9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
Dolos	2	Random			7.8	8.5	2.0
			15.8 <sup>8</sup>	31.8 <sup>8</sup>	6.0	6.5	3.0
Modified cube	2	Random	6.5	7.5	---	5.0	5
Hexapod	2	Random	8.0	9.5	5.0	7.0	5
Toskane	2	Random	11.0	22.0	---	---	5
Tribar	1	Uniform	12.0	15.0	7.5	9.5	5
Quarrystone( $K_{RR}$ )							
Graded angular	—	Random	2.2	2.5	---	---	

註 ①  $K_D$ 는 値中 이탤릭체 (italic type)의 數字는 實驗結果에 의하여 立證된 것이 아니라 단지 基本設計 目的을 위하여 주어진 것이다.

② 適用 可能한 傾斜範圍는 1:1.5~1:5이다.

③  $n^*$ 는 被覆層의 두께로 構成된 單位體의 數이다.

④ 捨石被覆體 單一層의 使用은 碎波의 影響을 받은 構造物에는 勸獎을 하지 못하며, 단지 特別한 條件 밑에 碎波의 影響을 받는 構造物에 대해서만이 使用된다. 이것을 使用할 때는 捨石을 注意하여 施工하여야 한다.

⑤ 傾斜에 따른  $K_D$ 의 値의 變動에 대하여 더 많은 資料가 얻어질 때까지는  $K_D$  値의 使用은 傾斜 1:1.5~1:3의 範圍內로 制限된다.

⑥ 特殊(Special)는 돌의 長軸을 構造物의 面에 대해서 垂直으로 쌓는 施工法이다.

⑦ 平行 6面體(Parallelepiped-shaped)의 돌: 돌의 面에 있어 그들의 긴 面이 짧은 面의 치수보다 約 3倍 가량 긴 슬랩형(long slab-like stone)과 같은 돌을 말함(Markle and Davidson, 1979).

⑧ 參照, 無損傷基準(<5% 變位, 振動 및 其他): 만약 無振動(<2%)을 願한다면  $K_D$ 值를 50% 減少한다.(Zwamborn and Van Niekerk, 1982)

⑨ 1:2보다 더 急한 傾斜의 돌로스(Dolos)의 安定性은 其他 特殊模型實驗에 의하여 實證되어야 한다.

⑩  $K_{RR}$ 는  $K_D$ 와 같은 角形 및 粒徑이 잘 配合된 捨石에 대한 安定度 係數.

는) 波의 狀態에 對하여도 言及하였다.

上述한 短點 等으로 이들 公式은 一般의 이 아니므로 適用할때는 適切한 注意를 하여야 한다.

## 2. 被覆工의 安定度에 對한 波浪 週期の 影響

被覆工(rip rap)의 安定度에 對한 波浪의 週期가 미치는 影響에 對하여 廣範圍하게 研究된 것은 美國工兵團 海洋工學研究所(C.E.R.C)<sup>1)</sup>이다. 이 實驗에서 波浪週期の 範圍은 2.8~11.3 sec이고 無破損 狀態의 波高는 2~4ft, 그리고 傾斜가 1:2.5~1:5일 때를 實驗하였다. 이 研究에서 波浪의 週期는 被覆工의 安定度에 큰 影響을 미친다는 것을 보여 주었다.

Ahrens<sup>2)</sup>, Bruum 그리고 Gunbak<sup>7,9)</sup>는  $N_{ZD}$ 의 媒介變數로 提示된 安定度에 關해서 여울(磯波)의 類似媒介變數,  $\xi$  (波浪週期 또는 波形기울기 및 傾斜의 기울기)의 影響을 알기 위하여 이들 實驗資料를 使用해 왔다. 여울의 유사 參數,  $\xi$ 는 波浪이 碎波하는 곳에서 若干커진다. 이의 限界基準은 傾斜面의 粗度와 空隙에 따라 큰 影響을 받을 수 있다. 그러나 이것들을 保護하는 한 形態로서의 參數,  $\xi$ 는 外部負荷( $H \cdot T$ ), 幾何學的係數( $C_{lg}, \alpha$ ), 런업(R) 및 安定度係數( $H_{ZD}$ )와의 相關關係가 있는 大端히 有用한 것이다.

다음 式은 매끄러운 傾斜<sup>4)</sup>와 립래프(rip rap)의 傾斜<sup>1,9)</sup>에 關한 破碎形態를 표시하였다. 여울의 參數는 아래와 같이 正義된다.

$$\xi = (\cot \alpha \sqrt{H/L_0})^{-1} = \sqrt{\frac{g}{2\pi}} T \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H}} \quad \dots\dots(11)$$

여기서  $\alpha$  : 傾斜角

$H$  : 構造物 前面에서의 波高(傾斜)

$L_0$  : 深海의 波長

$T$  : 波浪의 週期

碎波의 形態를 그림. 7과 사진. 1(a, b, c 및

d)에 나타냈다. 無破損(zero damage)의 安定度係數로 稱하는 參數  $N_{ZD}$ 는 다음과 같다.

$$N_{ZD} = \frac{H_{ZD}}{\Delta(G_{50}/\gamma_s)^{1/3}} = \frac{H_{ZD}}{\Delta D_n} \quad \dots\dots\dots(12)$$

여기서  $H_{ZD}$  : 無破損의 波高

$\Delta$  : 相對密度

$D_n$  : 六面體 크기에 同等한 個當物體의 呼稱치수  $D_n = (G_{50}/\gamma_s)^{1/3}$

$N_{ZD}$ 와  $K_D$  혹은  $K_{RR}$  (Hudson 公式)사이의 關係는 다음과 같다.

$$N_{ZD} = (K_{RR} \text{ctg } \alpha)^{1/3} \quad \dots\dots\dots(13-a)$$

또는

$$K_{RR} = \frac{N_{ZD}^3}{\text{ctg } \alpha} \quad \dots\dots\dots(13-b)$$

여울(磯波)의 參數  $\xi$ 의 값과 一致한 것에 對해 각 實驗을 圖示한 것은 無破損 波高로 計

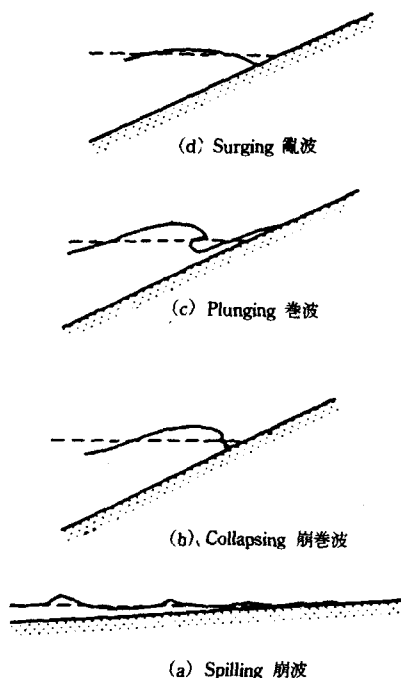


그림. 7. 여울(碎波)의 一般形態



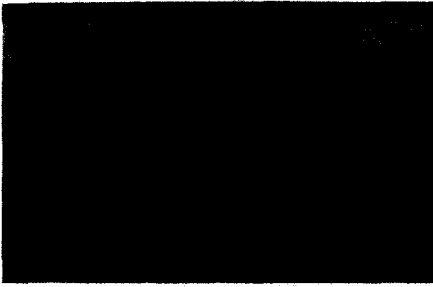


사진. 1(a). Spilling 崩波



사진. 1(c). Plunging 卷波



사진. 1(b). Collapsing 崩卷波



사진. 1(d). Surging 亂波

(SPM)

(SPM)

算한 安定度 係數  $N_{ZD}$ 는 그림. 8에 나타냈다.

Breaker type	Limiting criteria	
	Smooth slopes	Rip rap slopes
Collapsing or surging	if $3.3 < \xi$	$2 < \xi$
Plunging	if $0.5 < \xi < 3.3$	$\xi < 2$
Spilling	if $\xi < 0.5$	

有義波의 週期는 分명한 樣相을 보인다. 一般的으로 最低의 安定度는 傾斜로 된 립래프에서 碎波의 形態와 大略 一致한  $\xi$  값이 2와 3.3사이가 된다. 崩卷波 (collapsing)는 強한 卷波(plunging)와 碎波가 안되는 亂波(surging)間的의 變移되는 範圍에 든다. 이들의 結果는 波의 週期를 包含한 設計基準에 根據한 립래프의 保護뿐만 아니라 모든 種類의 捨石堤를 設計하는데 必要한 重要 事項이다.

Ahrens<sup>1)</sup>에 의하면 最低의 無破損이 되는 波

高의 波浪條件에 對해 最低安定度( $N_{ZD}$ )min는 다음 公式으로 豫測할 수 있다.

$$(N_{ZD}) \min = 1.54(\text{ctg } \alpha)^{2/9} \dots\dots\dots(14)$$

그림. 8 特히 卷波(plunging-breaker) 範圍( $\xi < 2$ )에 對한 기울기의 影響에 關聯해서  $\xi$ 대  $N_{ZD}$ 의 關係에 一貫性이 없음을 보여주고 있다.

그것을 分析하기 위해 Pilarczyk<sup>47)</sup>은 그림. 9 (a)에서 圖示한 바와 같이 Ahrens의 資料를 再圖表化 하였다.

그러한 意圖에서 Ahrens는 傾斜에 對해 抵抗 係數를 아래와 같이 紹介하였다.

$$S_R = \mu \cos \alpha + \sin \alpha \dots\dots\dots(15)$$

여기서  $\mu = \tan \phi_r$

$\phi_r$ : 自然 安息角

自然石(捨石)들은  $\phi_r \approx 45^\circ$ 이고  $\mu \approx 1$ , (20)이다.

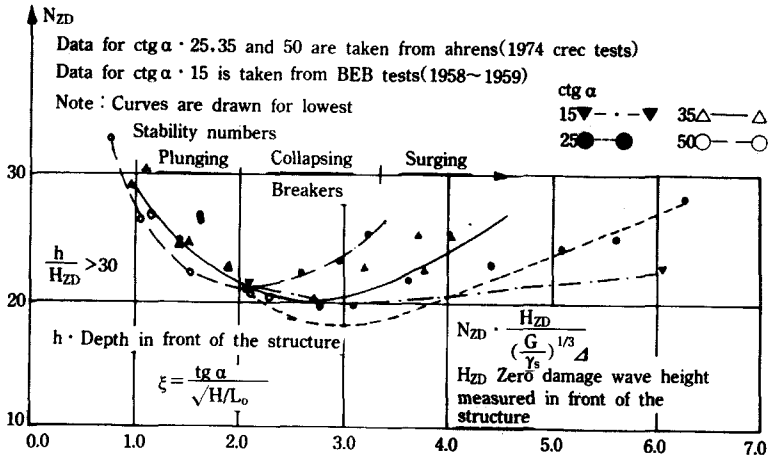


그림. 8.  $N_{ZD}^9$ 에 影響되는 波浪週期

이 傾斜抵抗은 捨石들의 隆起가 發生하지 않는 限 長期間 持續한다. 傾斜에서 捨石이 움직이기 始作할 때 即 崩壞할 때 傾斜에 對한 抵抗은 Iribarren의 公式(即  $f \cos \alpha \pm \sin \alpha$ )에 주어진 一般的으로 記錄된 바에 따라 아마도 變化할 것이다.

립래프의 安定度에 關해서 Pilarczyk에 의해 研究分析된 結果를 다음과 같이 要約하였다.

$$\left(\frac{H}{L_0}\right)_{cr} \cong 0.05 \tan \alpha \quad \dots\dots\dots(16)$$

◦ 最低安定度( $N_{ZD}$ )min을 다음과 같은 公式으로 豫測할 수 있다.

$$(N_{ZD})_{min} = 1.1(ctg \alpha)^{0.25} S_R \quad \dots\dots\dots(17)$$

◦  $H/L_0 < (H/L_0)_{cr}$  (弱하고 破壞力이 없는 波浪에 對해서)일 경우  $H_{ZD}$ 는 다음과 같이 나타냈다.

$$N_{ZD} = 0.54 \left(\frac{H}{L_0}\right)^{-0.25} S_R \quad \dots\dots\dots(18)$$

◦  $H/L_0 > (H/L_0)_{cr}$  (즉: 強力한 碎波가 되는 波浪에 對해서)  $N_{ZD}$ 는 다음과 같이 나타냈다.

$$N_{ZD} = 2.25 \xi^{-0.5} S_R = 2.25 \sqrt{ctg \alpha} \left(\frac{H}{L_0}\right)^{0.25} S_R \quad \dots\dots(19)$$

實用(安全)的인 面을 위해 約 2.4와 同等한 平均값 대신 2.25( $N_{ZD}$ 의 最低限界)에 同等한 數值的 係數를 取했다.(그림. 9(a) 參照)

(1)의 資料를 根據한 립래프의 傾斜面에 對한 相對 런업은 그림. 9(b)를 봄으로서 方程式을 다음과 같이 概略的으로 나타냈다.

$$\frac{R}{H} = 0.8 \xi^{0.5} \quad \text{for } 0.8 < \xi < 5 \quad \dots\dots\dots(20)$$

매끄럽고 不透水性의 傾斜에 대해서는  $R/H = \xi$  (碎波)이다.

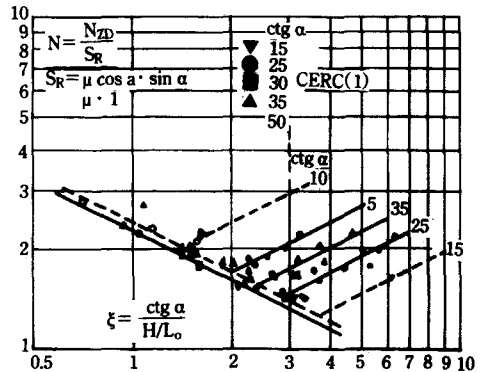


그림. 9(a). 여울파리미터 대 無破壞 安定度面數<sup>47)</sup>

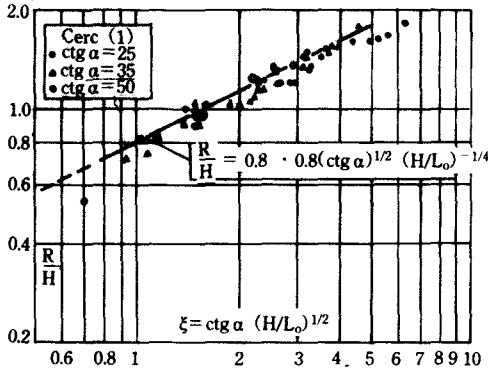


그림. 9(b). 립래프 傾斜面에 대한 相對런업(47)

### 3. 計劃波高 및 不規則波列의 影響

捨石의 安定에 關하여 앞에서 記述한 모든 公式는 均一波列로 實驗한 것에 根據되고 있는 反面, 事實은 바람으로 發生된 波列은 그 높리와 길이가 넓은 範圍의 波로 構成되어 있다. 均一波列의 影響으로 인한 破壞와 自然的으로 發生한 波列사이에 關聯性이 確立된 바 없으므로 實際의 斷面保護를 위해 均一波로 實驗한 것을 設計波高로 使用하는데 對하여는 若干 모호하다. 이 問題는 매우 難解하고 아직 確實히 解明되지 않았다. 그 理由는 波浪週期의 影響이 安定係數에 對한 數值的인 값을 一般的으로 包含하지 않았으며 또한 規則, 不規則 波를 適用하여 比較 模型實驗한 回數가 매우 制限되어 있기 때문이다.

被覆捨石의 構造物에 對하여 設計波高는 一般的으로 有意波高를 基本으로 하며, 그리고 그것은 주어진 波群中에서 最高波의 1/3의 平均值이며 構造物에 適切한 保護措置를 하기 前에 破損은 進展되고 破損의 作用은 어느 時間이 普通 必要하다. 이와 같이 破損되는 경우는 하나의 最大破로 因해서 發生한다고는 볼 수 없다.

設計公式에서 設計波高를 알맞게 定義하는 問題는 즉시 또는 完全한 破損이 아주 可能한 構造物에 對해 더욱 더 要求된다. 透水되는 下層(필터)위에 놓은 護岸블록 등의 構造物에 있어

만약 한 個의 블록이 波浪에 의하여 轉移되면 護岸블록은 아주 急速하게 完全히 破損된다. 模型實驗 結果 블록의 轉移는 單波의 作用아래서도 종종 發生하는 것을 보여 주었다. 最高의 波가 잠재적으로 最大의 被害를 주기 때문에 原型 블록은 豫期되는 最高波에 의한 충격에도 安定이 되어야 한다.

理論的 處理와 經驗的 研究(即, Bretschneider, Longue-Higgins)는 自然的인 바람으로 發生되는 波列에서, 波高의 分布에 對하여 究明하였다. 이러한 研究는 特別한 波高의 發生可能性의 算出을 可能케 하였다. 적고 좁은 스펙트럼인 경우 波列中의 波高 分布는 Rayleigh 分布와 一致한다.

이것은 最大波高의 가장 可能한 값은 記錄(暴風雨의 期間)된 期間에 달려 있다는 것을 잘 알 수 있다.

有義波高( $H_s$ )에 對한 最大確率 波高( $H_{max}$ )의 比率은 波의 數 N와 關聯되고 그 方法은 아래 (Rayleigh distribution) 表에서 보여준다.

N	$H_{max}/H_s$
1 : 10	1.07
1 : 100	1.52
1 : 1000	1.86
1 : 10000	2.15

그러므로 構造物 前面에서의 最大波高는 有義波高보다 相當히 더 크며 이 例는 設計波의 狀態들에 對해 適切한 正義가 必要함이 다시 強調된다.

몇가지 研究中 波浪이 規則 또는 不規則한 捨石堤 構造物에 對하여 實驗되어 왔다. 概略 計算으로 이러한 오래된 實驗은 Hudson 公式에서 有義波高는 規則波의 無破損 波高로 使用될 수 있었다는 것을 볼 수 있다. 그러나 實驗結果의 破損은 有義波高와 最大波高의 比를 使用하였을 때 波浪스펙트럼에 달려 있으며 群波들은 重要한 考慮 要素들이라는 것을 보여 주었다. 이 問題에

對한 資料들은<sup>5, 12, 21, 55, 63)</sup>에서 찾아 볼 수 있다.

不規則波(좁은 스펙트럼)<sup>74)</sup>를 Delft 水理實驗 所에 의해 施行된 最近의 體系의인 研究結果는 有義波高  $H_s$ 에 의해 나타난 捨石堤의 安定은 規則波의 安定보다 낮은 係數( $N=3,000$ 波일때)인 1.3이다. 이 係數는 波의 數에 따라 增加한다.

結論의으로 捨石堤 構造物들에 對해서는 當 分間 그림 2, 4, 8, 9에서 (16)÷(19) 關係들에 關해서 波高  $H$ 는 最少限 다음의 것으로 代替되 어야 한다.

$H = 1.3H_s \rightarrow$  無破損 狀態인 경우

$H = 1.0H_s \rightarrow$  破損을 견딜 수 있을 때(浸蝕깊이  $< 2 D_n$ )

$\text{ctg } \alpha \geq 2 \cdot (S_R = 1.1 \div 1.35)$  傾斜로서 抵抗파 라미터  $S_R$ (公式15)의 變化를 無視할 수 있기 때문에 安定파라미터(公式 19)는 普通 不規則 波의 狀態( $N=3,000$ )에 對해서

$\xi \geq 3$ 인 경우(碎波: 崩卷波-卷波)

$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 2.25 \xi_z^{-0.5}$ : 無破損인 狀態일 때

$\frac{H_s}{\Delta D_n} = 3.0 \xi_z^{-0.5}$ : 破損을 견디어 낼 수 있을 때

(指數 0.6은<sup>74)</sup>의 資料를 使用함으로써 誘導되었 다.)

여기서  $\xi_z = (\text{ctg } \alpha \sqrt{H_s/L_0})^{-1}$  및  $L_0 = gT_z^2/2\omega$  ( $T_z$ 는 平均波의 週期)가  $\xi_z > 3$ 일 때(無碎波)

$\left(\frac{H_s}{\Delta D_n}\right) \xi_z = 3 \approx$  一定한 것이 安全한 近似值일 것이다.

그러나 工事費가 많고 重要한 構造物들에 대 해서는 不規則波들을 模型施設에서 最終設計를 實驗하는 것이 항상 권고된다. 設計波 狀態들을 명확하게 하는데 對해서 Bruun과 Gunbak<sup>7)</sup>은 만약 共振이 波浪週期和 下降週期사이에 發生 한다면 특별히 위험한 狀態가 存在한다는 것을 強調하였다. 즉 波浪의 下降時에 發生하는 위 험한 狀態는 가장 낮은 位置이며 崩卷波와 卷

波가 同時이거나 反復하면서 發生하며 最大의 힘이 作用하는 位置는 傾斜面에 對해 수직이 되는 場所이거나 近接된 場所이다. 同時에 捨 石堤 内部의 靜水壓도 最大가 된다. 이러한 것 들은 “暴風雨에 대한 設計(design storm)” 또는 “設計스펙트럼(design spectrum)”을 選定하기 에는 充分하지 않다.

設計波 또는 設計스펙트럼은 發生할 수 있는 最大露出에 對해서 때때로 “荷重(load)”이 주 어진다. 그러나 이것은 實際와는 差異가 많다.

適切한 設計條件을 얻기위하여 그들은<sup>41, 49)</sup>에 說明되어 있는 繼續波들 사이의 關聯에 對해 特別히 考慮할 概略의인 規則波列과 極限狀態를 分析<sup>26)</sup>한 現場의 實際波(actual wave)의 記錄 數를 檢證하는 것을 提案하였다.

實驗에서는 大部分 危險한 共振現象을 일으 키는 狀態에 對해 特別한 關心을 가지고 實際 스펙트럼이 發生하는 어떤 波浪과 週期들의 組 합에 對하여 集中하여야 할 것이다. 捨石堤를 設計하는 課題에 있어서 두 詳細한 內容들은<sup>10, 11, 45, 62, 63)</sup>에 收錄되어 있다.

設計波의 選定은 統計學的인 波浪發生 뿐만 아니라 어떠한 特別한 統計學的인 波浪의 發生 으로 豫測되는 破損에도 根據가 되는 統計學的인 問題가 한 部分이 된다.

構造物의 設計에서 決定的인 接近法을 使用 하였을때 各種 構造物들의 部分的인 破壞와 完 全破壞 사이의 關心에 對해 理解不足이 原因이 되어 破壞程度에 對해서 不確實한 것과 確率 및 極限破壞 메카니즘의 不確實한 것 같은 問題들에 直面한다.

다른 것들 中에서도 이들 問題들은 經濟的이고 잘 均衡잡힌 設計를 하는데 障害가 될 것이다.

위에서 言及한 問題들은 統計學上的 配分을 알고 構造物의 強度, 安定度 및 破壞메카니즘의 知識을 根據로 한 確率的인 接近法이 될 것이다.

4. 波浪의 런업

波浪의 런업(wave run-up)<sup>75)</sup>은 海岸構造의 設計에 重要한 要素이다. 이들에 對해서 理論的이거나 實驗上으로 많은 分野에서 研究되어 왔다.

傾斜面 構造物에 대한 有效런업(R)는 다음과 같이 定義될 수 있다.

$$R = R_n \gamma_R \gamma_B \gamma_\beta \quad \dots\dots\dots(21)$$

- 여기서  $R_n$  : 平滑한 斜面에서의 런업의 높이 靜水向上의 垂直높이로 規定
- $n$  : 超過의 百分率의 指數
- $\gamma_R$  : 斜面의 粗度 및 透水性에 의한 減少係數
- $\gamma_B$  : 小段에 의한 減少係數
- $\gamma_\beta$  : 斜波에 의한 減少係數
- $\xi$  : 碎波指數(breaker index)

亂波( $R_n$ )는 다음과 같이 表現된다.

$$\frac{R_n}{H_s} = C_n \sqrt{\pi \xi_p} = 2.5 C_n \xi_p$$

여기서

$$\xi_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H_s/L_p}} = \frac{1.25}{\sqrt{H_s}} T_p \tan \alpha < 2.5 \quad \dots\dots(22)$$

여기서  $C_n$  : 波浪스펙트럼의 形態 및 超過百分率에 의한 常數

- $H_s$  : 有義波高
- $T_p$  : 最大週期
- $\alpha$  : 傾斜角

$C_n = C_{2\%}$ 의 값(2%를 超過하는 波浪의 런업)은 測定에 의한 推算値로 大略다음과 같다.

- $C_{2\%} = 0.5$  및  $0.60$  : 스펙트럼이 적을 때
- $C_{2\%} = 0.70$  : 스펙트럼이 넓을 때

和蘭에서는 過去 普遍的으로 使用한 "Old delft formula"로서 2%런업(R 2%)의 計算을 하기 위하여  $C_{2\%} = 0.70$  波形기울기 約5% (北海沿岸의 典刑的인 暴風雨)를 適用하여

$$R_{2\%} = 8H_s \tan \alpha \quad \dots\dots\dots(23)$$

이 公式은  $\text{ctg} \alpha \geq 3$  및 比較的 平滑한 被覆工(revetments)에 對해서 有效하다.

安全側의 接近을 위해서는 風浪으로 인한 런업의 決定에는  $C_{2\%} = 0.70$ 를 使用할 것을 勸奨한다.

이때

$$\frac{R_{2\%}}{H_s} = 1.75 \xi_p \text{ or } R_{2\%} = 0.7 T_p \sqrt{g H_s} \tan \alpha \text{ for } \xi_p < 2 \text{ a } 2.5 \quad \dots\dots\dots(24-a)$$

또

$$\frac{R_{(n)}}{R_{(2\%)}} = 3.5 \text{ or } R_{2\%} = 3.5 H_s \text{ for } \xi_p \geq 2.5 \quad \dots\dots(24-b)$$

Rayleigh의 分布曲線에 提案한

$$\frac{R_{(n)}}{R_{(2\%)}} = 0.77 \sqrt{2 - \log_{10} n} \quad \dots\dots\dots(25)$$

여기서  $n$  = 超過百分率, 即  $R_{2\%} = 1.4 R_{s(13\%)}$  被覆面의 粗度 및 透水性에 대한 減少係數  $\gamma_R$ 는 大略 다음과 같이 推算한다.

被覆面의 材料	$\gamma_R$
아스팔트, 平滑한 콘크리트 Asphalt, smooth concrete	1
콘크리트블록, 지오섬유매트 Concrete blocks, geotextile mat	0.95
돌공간아스팔트, 草生매트 돌쌓기, 마사루튼 Open stone-asphalt, grass mat	0.90
Pitched stone, basalton	
粗面, 透水性 블록매트 Rough, permeable block mat	0.80
자갈, 돌망태 Gravel, gabions	0.70
捨石(最小두께 $2 \times D_{50}$ ) Rip rap (min. thickness $2 \times D_{50}$ )	0.60

小段이 있는 傾斜의 경우의 런업은 係數  $\gamma_B$ 에 의하여 減少될 수 있다. (그림. 12), 一定幅( $\beta$ )을 가진 小段의 效果는 小段이 大略 平均水面에 놓여 있을 때 最大이다. ( $d_B < 0.5H_s$  그림 11(a))

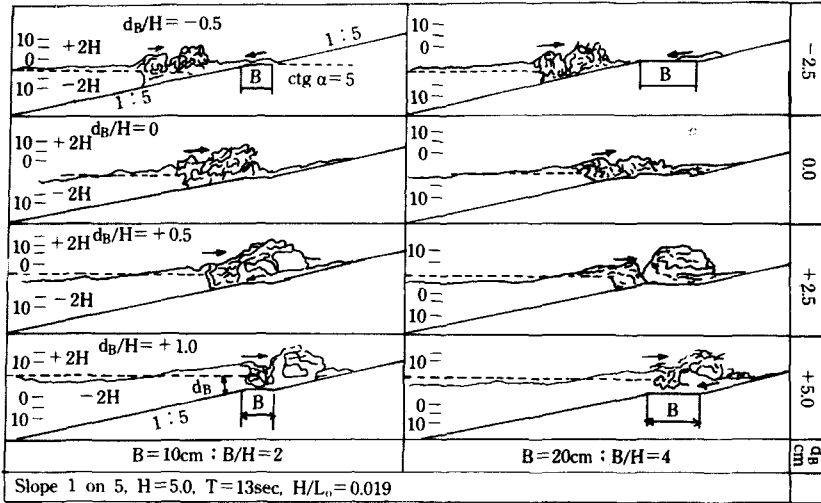


그림. 10. 所段 傾斜面上的 물의 運動(相互作用)

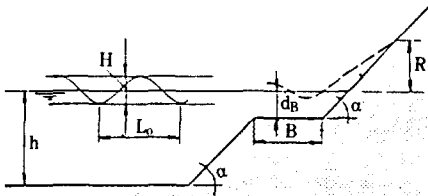


그림. 11(a). 記號圖

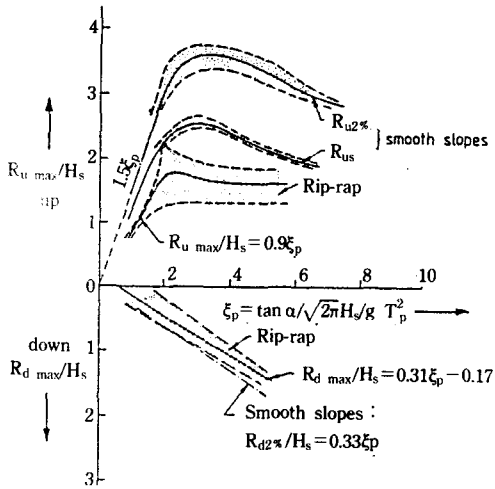


그림. 11(b). 平滑한 傾斜面 및 리래프 傾斜面에 대한 런업 및 런다운(無小段인 경우)

波浪의 런업 記號圖 그림. 12)

또한 런업은 小段의 幅이 넓어질수록 減少되나 일단 最小幅보다도 더 超過하면 急激하게 減少하게 됨이 判明되었다.

即  $\beta = 0.25 L_0$  無碎波 및 碎波

$\beta = 4H_s$  強碎波  $H_s/L_0 > 0.03$

小段幅에 의한 減少係數  $\gamma_B$ 는 위에서 記述한 바와 같이 最小幅과 같거나 또는 큰 것은 概略 다음과 같이 鑑定할 수 있다.

傾斜度, $\text{ctg } \alpha$	$\gamma_B$ (at $d_B < 0.5 H_s$ 및 $H_s/L_0 > 0.03$ )
5 to 7	0.75 à 0.80
4	0.60 à 0.70
3	0.50 à 0.60

下位數值( $\gamma_B$ )는 어느 傾斜로 된 小段과 關聯된다. 即,  $1 : 10 \div 1 : 20$

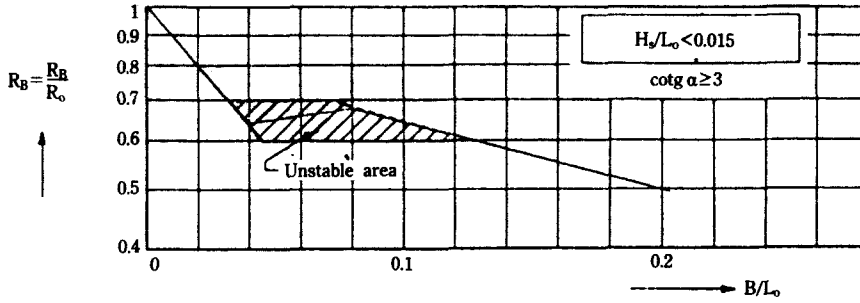
無碎波 또는 弱碎波( $H_s L_0 < 0.015$ ) 및 小段幅  $\beta > 0.2 L_0$ 에 대한 減少係數  $\gamma_B$ 는 略 0.5이다. (傾斜角에 거의 無關,  $\text{ctg } \alpha > 3$ ) 角度  $\beta$ 가 되는 斜波는  $\gamma_B$ 에 의해서 概略 考慮할 수 있다.

$$\gamma_B = \cos(\beta - 10^\circ), \quad \beta \leq 65^\circ \dots \dots \dots (26)$$

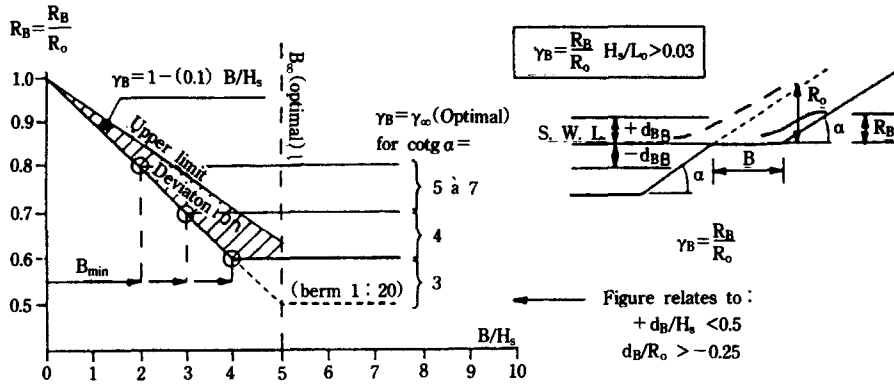
$\beta > 65^\circ$ ,  $R \geq H_s$  ( $H_s$  보다 작지 않아야 함)  
(注意:  $\beta$ 는 變化하기 때문에  $10^\circ$ 가 減少된

捨石堤 構造物の 安定度

A) Reduction factor  $\gamma_B$  for weak and non-breaking waves :  $d_B=0$



B) Reduction factor  $\gamma_B$  for strong breaking waves



Peculiar cases :

- 1 Berm close to the water level
  - $-0.2R_0 < 0.5H_s$
  - $B_{min} = 10(1 - \gamma_{B, \infty})$
  - $B_{\infty}(\text{Optimal}) = (4 \text{ à } 5) H_s$
  - $\gamma_B = \gamma_{\infty}$  for  $B > B_{min} \approx B_{\infty}$  } see graph
- 2 Berm above still water-level :
  - $(-d_B)$  and  $B \geq 0$
  - $d_B = 0 \rightarrow \gamma_B = \gamma_{\infty}$  (max. reduction)
  - $-d_B = R_0 \rightarrow \gamma_B = 1$  (no reduction)
- 3 Berm below still water-level :
  - $(+d_B)$  and  $B \geq B_{min} \approx B_{\infty}$
  - $d_B = 0 \rightarrow \gamma_B = \gamma_{\infty}$  (max. reduction)
  - $-d_B = 2.5H_s \rightarrow \gamma_B = 1$  (no reduction)
- 4 Maximal reduction (safe approach) :  $B > B_{min} \approx B_{\infty}$ 
  - $\cotg \alpha = 3 \quad \gamma_{\infty} = 0.6$
  - $\cotg \alpha = 4 \quad \gamma_{\infty} = 0.7$
  - $\cotg \alpha = 5 \text{ à } 7 \quad \gamma_{\infty} = 0.8$
  - $B_{\infty} \geq (1/4)L_0$
  - $L_0 = gT^2/2\pi = 1.56T^2$

그림. 12. 小段에 의한 런업의 減少(例)

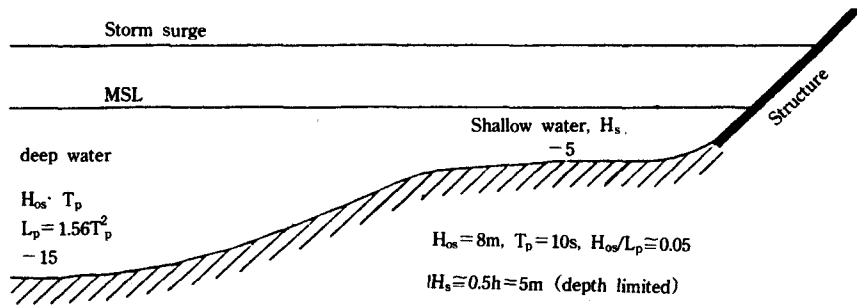
다)

註 : 波浪스펙트럼에 따라 即, 豫想되는 最高波浪의 높이 및 保護工의 形態와 透水性, 下位部の 形態, 런업은 合理的으로 變化하여 따라서 傾斜面의 保護는 多少間 擴張이 되어야 한다. 特別한 境遇에 模型 實驗을 施行하므로 適切한 解答을 얻을 수 있을 것

이다.

波浪의 來襲을 받을 傾斜面의 下位部 限界 (保護工이 必要한 場所)는 概略 다음과 같이 表現될 수 있다.

$$\frac{R_d}{H_s}(\text{down}) = 0.8\xi + 0.5 \text{ for } \xi < 2.5 \dots\dots(27-a)$$



wave run-up :  $R_{2\%} = \gamma_B \cdot 8 \cdot H_s \cdot \tan \alpha$  (for  $H_{os}/L_p \approx 0.05$ )  
 Berm reduction :  $\gamma_B = 0.7$  for  $\text{ctg } \alpha = 4$  and  $B = 4H_s$

Results :	$\text{ctg } \alpha = 3 ; \gamma_B = 1$	$\text{ctg } \alpha = 4 ; \gamma_B = 1$	$\text{ctg } \alpha = 4 ; \gamma_B = 0.7$
Storm surge MSL+	5.00	5.00	5.00
Run-up	13.30	10.00	7.00
Sea-level rise	0.25	0.25	0.25
Seiches/oscillations	0.25	0.25	0.25
Settlement	0.50	0.50	0.50
Dike crest MSL+	19.30	16.00	13.00

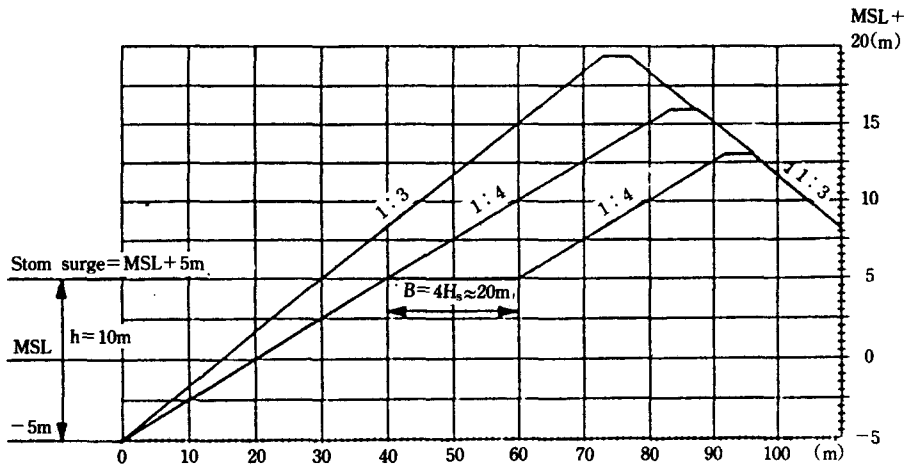


그림. 13. 堤防마루의 計算(例)

그리고

$$\frac{R_d}{H_s} = 2.5 \text{ for } \xi \geq 2.5 \dots\dots\dots(27-b)$$

萬若 必要하다면 위 下限보다 낮은 傾斜面의 保護는 還元流(ship. waves)의 基準 또는 海岸流의 基準 및 風浪의 速度(軌道上)에 따라 設

計해야 한다.

和蘭에서 防潮堤의 마루를 計算하는 例로서 그림 13을 提示하였다.

### 5. 階段形 및 混成形의 傾斜

海岸構造物의 安定度公式은 直線型 傾斜로 되어 있는 것과 때로는 傾斜가 混成形으로 되어



있는 것(混成形 傾斜)또는 水位以下の 水平 小段으로 되어 있는 (階段形 傾斜)것도 있다.<sup>76)</sup>

이들 形態의 構造에 대한 設計曲線은 다음 文獻에 論述되어 있다.

- 階段形傾斜는 Delft Hydraulics-M2006(1986)
- 混性形傾斜는 Van der Meer (1990. b)

이 結果는 그림 14~16에 圖示되어 있고 階段形 및 混性形의 傾斜에 대한 參考事項은 언제나 直線形 傾斜의 安定度이다. 階段形 또는 混成形의 安定度는 相互類似한 安定度로 增加되나 直線形은 그렇지 않다.  $f$ 로 指稱하는 安定度の 增加는 萬若 階段形 또는 混成形의 傾斜가 直線形 傾斜와 同等한 安定度を 가지고 있다면  $f$ 로 나타내는 安定度の 增加는 1.0이 될 것이다. 階段 또는 傾斜의 轉移 安定도에 實質的인 効果가 있으면 1.0보다 더 커질 것이다. 安定度 曲線에서 破損의 始點은  $S=2-3$ 에서 나타난다.

設計節次는 다음과 같다.

- 直線形 傾斜에 따라서 階段 또는 混成形 傾斜의 部分에 대하여 要求되는  $D_{n50}$ 을 計算한다.
- 要求되는  $D_{n50}$ 은 그림으로부터 取해진 安定係數  $f_i$ 의 增加에 따라 위에서 찾은  $D_{n50}$ 을 分割하므로써 計算될 수 있다.

構造物의 3가지 形態에 대해서 다음과 같이

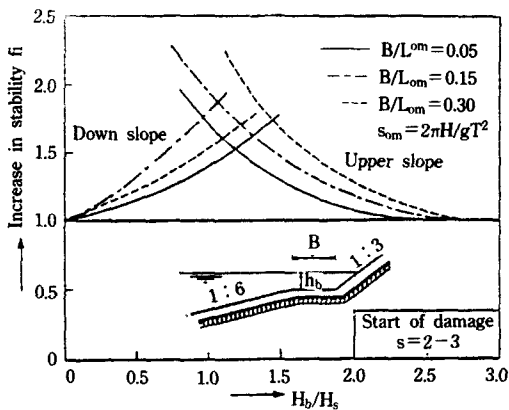


그림. 14. 階段 또는 小段傾斜의 安定度

調査 研究되었다.

- a- 水面以上 또는 水面에서 水平水段으로 된 階段形의 傾斜

上段部の 傾斜는 1:3 및 下段部の 傾斜는 1:6이므로 適用可能範圍은 上段部 傾斜에서는 1:2~1:4, 下段部 傾斜는 1:5~1:7 程度가 된다.

- b- 上段部の 傾斜가 1:3인 混成形의 傾斜, 下段部の 傾斜는 水面 또는 水面轉移部에서는 1:6 이다.

上段部 傾斜의 適用 可能範圍은 1:2~1:4 이고 下段部の 傾斜는 1:5~1:7 이다.

(그림. 15)

- c- 平坦한 上段部 傾斜가 1:3인 混成形 傾斜. 아스팔트 또는 블록 護岸工으로 될 수 있다. 下段部 傾斜는 1:3 또는 1:6의 捨石이다.

(그림. 16)

이와같은 可能한 範圍은 다른 構造物에 대해서도 適用할 수 있다.

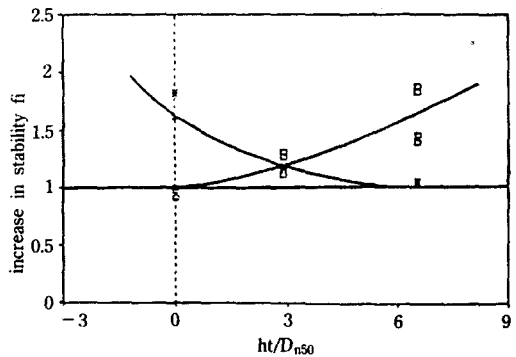


그림. 15. 混性形 傾斜의 安定度(上段部 傾斜1:3, 下段部 傾斜1:6)

그림에서 보는 것과 같이 一般的인 傾向은 下段部の 傾斜에서 水位가 轉移部位 보다 높게 되자마자 安定度는 增加한다. 上段部の 傾斜에서는 水位가  $2H_s$  또는 水位轉移部 위의  $6D_{n50}$  보다 적게 되자마자 安定度는 增加한다.

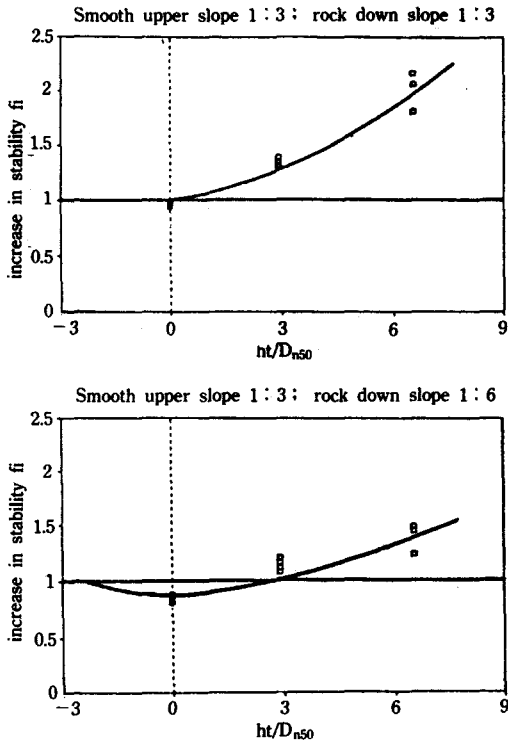


그림. 16. 傾斜度(平滑한 上段部傾斜1:3, 下段部傾斜1:6)

### 6. 越 波

越波量은 構造物(마루 및 안비탈) 保護의 安定度와 氾濫의 豫測에 對하여 重要하다. 또한 越波量은 構造物의 마루높이를 選定하는데 결정적인 要因이다.

越波를 決定하는 獨立變數는 런업(run-up)

되는 것과 全的으로 一致된다.

從屬變數는 여러가지 方法에서 量的으로 表現되는 越波이다.

그림. 17의 定義에 따르면 波浪當 瞬間越波量(Battjes, 1974) 年으로 定義된다. 水面에서 둑마루까지의 높이 ( $R_c$ )가 최대 run-up ( $R$ )이하에 있다면 越波없이 런업(run-up)을 實驗하여 測定하기 때문에, 波浪때 마다 傾斜에 對한 一定位置(마루높이)이상 蓄積되는 越波의 最大量( $B_{max}$ )은 波浪週期( $T$ )마다 越流할 것이다.

規則的인 波浪의 實驗에 근거하여  $B_{max}$ 는  $B_{max} = 0.1(ctg \alpha)^{1.5} (R - R_c)^2$  for  $R \geq R_c$

로서 定義된다.

$$q = \frac{B_{max}}{T} = \text{波浪當 越波量}$$

이 方程式은 波浪의 擴散 領域의 넓이로 利用될 수 있다. 最大 流量  $R = R_2 \%$ 로 導入되어 有義流量은  $R = R_3 = R_2 \%/1.4$ 가 될 것이다.

마루위의 越波量은 흔히 單位幅當 平均越波量으로 決定된다.

단지 變數  $\bar{q}$ 만이 利用되었으므로 越波의 概略的인 것 그 이상의 어떤 값을 얻기는 불가능하다.

瞬間흐름 및 流速의 一時的 變化와 越波의 두께는 考慮하지 않을 것이다.

그러한 變化들에 對하여는 거의 알아낼 수 없었다. 이러한 事實의 觀點에서 단지  $\bar{q}$ 는 가

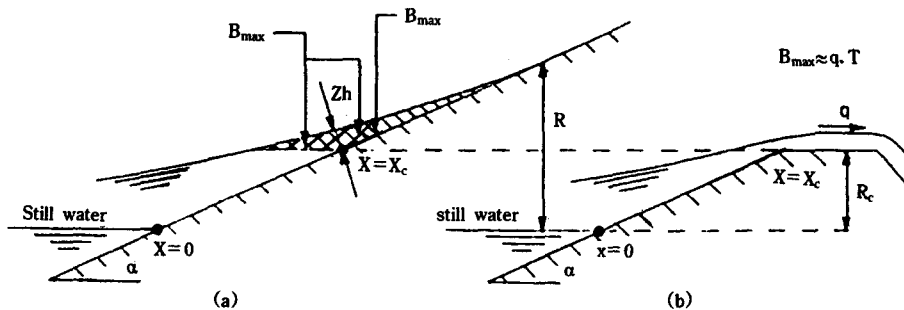


그림. 17. 假定 越波의 定義圖

능한 氾濫結果의 豫測에 관련된 越波의 測定으  
로서 보다 細部的으로 그 量을 定하게 될 것이다.

直線의이고 비교적 平滑한 傾斜面에서의 越  
波는 다음 公式에 의하여 概略的으로 推算할 수  
있다.(그림. 18참조)

$$y = e^{-2.5x} \text{ for } 0 \leq x \leq 2.5$$

여기서

$$x = \frac{R_c \text{ ctg } \alpha}{\sqrt{\bar{H}} L_0}$$

$R_c$  : 設計水位 위에서 構造物 마루까지의 높  
이

$\bar{H}$  : 平均波高 : 50% 波高를 超過한 數值

$\bar{T}$  : 平均波浪의 週期  $L_0 = g\bar{T}^2/2\pi$

$$(\bar{T} \approx 0.9 T_s)$$

그리고

$$y = \frac{\bar{q} \bar{T} (\text{ctg } \alpha)^{1/2}}{0.1 \bar{H} L_0}$$

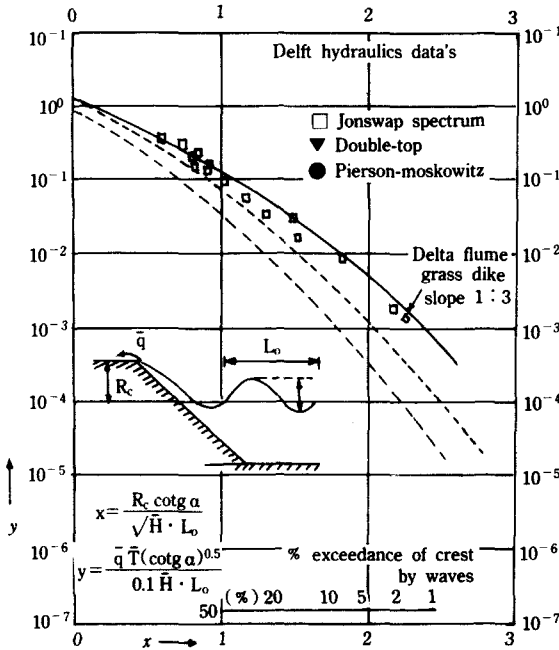


그림. 18. 平滑한 傾斜에서의 越波

$\alpha$  : 水平에 대한 傾斜角

$\bar{q}$  : 單位幅當의 平均越波量

單位幅當 平均越波量( $\bar{q}$ )의 完全한 例는 (그림  
19)에서 보여준다.

이러한 主題에 대한 또다른 資料는 Jensen &  
Juhl. 1987에 技術되어 있다.

## 7. 謝 辭

Delft University Press/1984에서 發刊한 “海  
面の 물막이” (The Closure of Tidal Basins)書  
籍中에서 많이 關心이 있는 K.W.Pilarczyk가  
著述한 “2, 4, 8”章을 韓國語로 翻譯함에 앞서  
著者에게 서신(1989. 10. 21)으로 번역 허락을  
요청한바, 다음 回信(1989. 10. 30)과 같은 同  
意를 하여 주어서 感謝하는 바이며, 첨가하여  
“海岸의 防禦” (Coastal Protection/1990)도 著述  
편찬되어 이 方面에서 近年에 研究開發된 知識을  
얻게 됨을 기쁘게 여기는 바입니다.

We would like to express our sincere thanks  
to Ir. K. W. Pilarczyk, the author of literature  
“Stalility of Rock-fill Structure”, included in  
“The Closure of Tidal Basins”, (Par, 2, 4, 8),  
Published by Delft University Press in 1984, who  
agreed with the Translation of this literature  
into Korean. The following attached letter shows  
us the expression of this agreement.

We are also very much interested to his latest  
edition “Coastal Protection/1990” on which  
Provides us a comprehensive knowledge retailed  
to our Tidal Land Reclamaton Works.

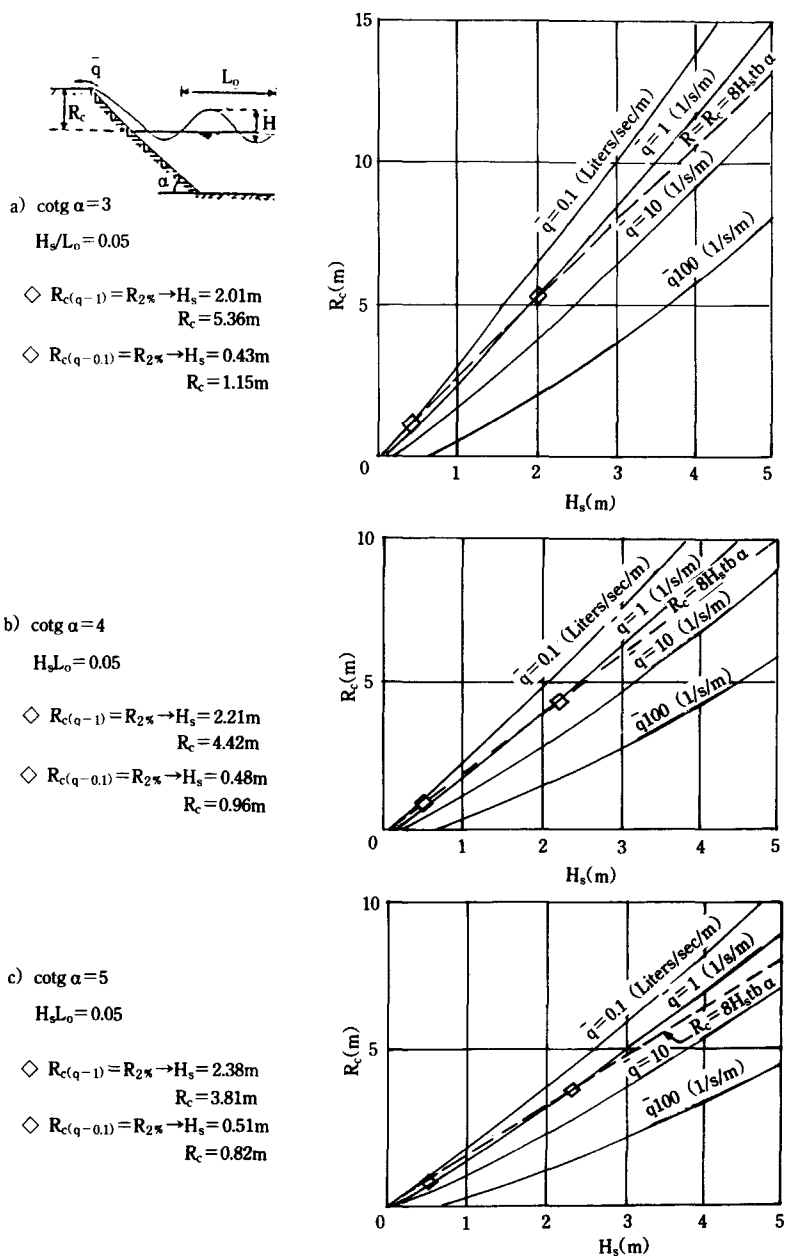


그림. 19. 平滑한 傾斜에서의 越波量의 例

參 考 文 獻

1. Ahrens, J. P., Large Wave Tank Tests on Riprap Stability. C. E. R. C. Technical Memorandum no. 51, May 1957.
2. Ahrens, J. P. and McCartney, B. L., Wave Period Effect on the Stability of Riprap, Proc.

- Civil Eng. in the Oceans, Univ. of Delaware, June 9-12, 1975.
3. Ashida, K. and Bayazit, M., Initiation of motion and roughness of flow in steep channels, IAHR-Istanbul, paper A58, 1973.
  4. Battjes, J. A., Surf Similarity, 14th Proc. Conf. on Coastal Eng., Copenhagen, 1974.
  5. Bores, P. S., Earth dam wave protection, 10th Congress Large Dams, Montreal, 1970. Vol. 1, Question 36, Report 50.
  6. Breusers, H. N. C., Lecture Notes on Sediment Transport, International Course in Hydraulic Engineering, Delft 1979-1980.
  7. Bruun, P., Günbak, A. R., Hydraulic and Friction Parameters affecting the Stability of Rubble Mounds, PIANC Bull. no. 24, 1976.
  8. Bruun, P., Johannesson, P., Parameters Affecting Stability of Rubble Mounds, J. of the Waterways, Harbors and Coast. Eng., Vol. 102, WW2, May 1976.
  9. Bruun, P., Günbak, A. R., Risk Criteria in Design Stability of Sloping Structure in Relation to, Symposium on Design of Rubble Mound Breakwaters, England, 1977. (also Coastal Engineering, 1, 1978)
  10. Bruun, P., Common Reasons for Damage or Breakdown of Mound Breakwaters, Coastal Engineering, 2, 1979, (printed in The Netherlands).
  11. Bruun, P., Kjelstrup, S., Practical Views on the Design and Construction of Mound Breakwaters, Coastal Engineering, 5, 1981.
  12. Burcharth, H. F., The Effect of Wave Grouping on On-shore Structures, Coastal Engineering, 2, 1979.
  13. Carstens, T., Torum, A. and Park, A. G., The Stability of Rubble Mound Breakwaters against Irregular Waves, Proc. 10th Coastal Eng. Conf., Tokyo, 1966.
  14. Chang, Y. U., Laboratory Investigations of the Flume Traction and Transportation, Trans. ASCE, 65, no. 8, Pt. 2, 1939.
  15. Cohen de Lara, G., A Study of Seepage in Rockfill Dykes, Proc. 4th Hydr. Conf, Societe Hydro de Paris, 1956.
  16. Collins, I. J. Wave Statistics and Rubble Mound Structures, Int. Symp. on Ocean Wave Measurement and Analyses. New Orleans, Louisiana, U.S.A., Sept. 1974.
  17. Cox, R. G., Velocity Forces on Submerged Rock, U. S. W. E. S. Vicksburg, Misc. paper no. 2-265, 1958.
  18. Gerritsen, F., Bruun, P., Dutch and Florida Practices on Revetment Design, 9th Coastal Eng. Conf., Lisabon, 1964.
  19. Gerritsen, F., Stability of Rock and other Materials against Current and Wave Action, Topics in Ocean Engineering.
  20. Gravesen, H. Jensen, O. J. and Sorensen, T., Stability of Rubble Mound Breakwaters, II, Danish Hydraulic Institute, 1978.
  21. Gravesen, H., Stability of Main Armour Layer for Rubble Mound Breakwaters, Danish Hydraulic Institute, International note, 1979.
  22. Hall, J. V., Stability Tests of Interlocking Block Revetment, J. of the Waterways and Harbors Division, WW3, August 1968. (also 10th Coastal Eng. Conf. Tokyo, 1966). Discussions by A. Fraetteberg, Frans, Geritsen and Per Bruun, and E. R. Köller in WW2, May 1969.
  23. Hallmark, D. E., Smith, G. L., Stability of Channels by Armourplating, Jour. of the Waterways and Harbors Division, WW3, August 1965. (Discussions : WW1, February 1966 and

- WW3, August 1966).
24. Hartung, F., Scheurlein, H., Design of Overflow Rockfill Dams, Dixieme Congr. du Grands Barrages, Montreal, 1970. Vol. 1, pp. 587-598.
  25. Heteren van J., Bruinsma, J., A Method to Calculate the Probability of Exceedance of the Design Wave Height, Coastal Engineering, 5, 1981.
  26. Hourmb, V. G., Rye, H., Analysis of Wave Data from the Norwegian Continental Shelf, Proc. 2nd Conf. of Prot and Ocean Eng. Reykjavik, 1973.
  27. Hudson, R. Y., Laboratory Investigations of Rubble Mound Breakwaters, Proc. ASCE, 85, WW3, Sept. 1959.
  28. Iribarren C., Formule pour le calcul des digues en enrochements naturels ou éléments artificiels, XXI Inter. Navig. Congress, Stockholm 1965.
  29. Izbash, S. V., Khaldre, Kh, Yh., Hydraulics of River Channels Closure, Constr. Ind. Res. and Inf. Assoc., London Butterworths, 1976.
  30. Jachowski, R. A., Interlocking Precast Concrete Block Seawall, 9th Coastal Eng. Conf., Lisbon, 1964.
  31. Kamphuis, J. W., Determination of Sand Roughness for Fixed Beds, Journal of Hydraulic Research, IAHR, Vol. 12, no. 2, 1974.
  32. Knauss, J., Computation of Maximum Discharge at Overflow Rockfill dams, 13th Congr. du Grands Barrages New Delhi, Q. 50, R. 9, p. 143-160, 1979.
  33. Kumin, D. J., Hydraulic Design of Bottom Protection below Spillways (in Russian). Gosenergoizdat, 1956.
  34. Linford, A., A Review of Literature on the Construction of Rockfill Dams by Dumping Stones in Running Water, B.H.R.A. report TN 873, 1967.
  35. Lindford, A. Sauders, D. H., A Hydraulic Investigation of Through and Overflow Rockfill Dams, B.H.R.A., RR 888, 1967.
  36. Losada H. A., Gimenez-Curto, L. A., An Approximation to the Failure Probability of Maritime Structures under a Sea State, Coastal Eng., 5, 1981.
  37. Lysne, D. K., Tvinnerein, K., Scour Protection for Submerged Rockfill Sills, Riv. and Harb. Auth., Bull, 13E, 1971.
  38. McCartney, B. L., Ahrens, J. P., Stability of Gobi Block Revetments to Wave Attack, Technical Memorandum no. 55, October 1975. C.E.R.C. U.S. Army, Corps of Engineers.
  39. McCartney, B. L., Survey of Coastal revetments Types, Miscellaneous Report no. 76-7, May 1976, C.E.R.C. U.S. Army, Corps of Engineers.
  - Giles, L.M., Evaluation of a Concrete Building Block Revetment, Conf. Coastal Sediments, 1977.
  40. McCartney, B. L., and Ahrens, J. P., Overlay of Large Placed Quarystone and Boulders to Increase Riprap Stability, C.E.R.C. Technical Paper no. 76-19, December 1976.
  41. Nolte, K., Hsu, F. H., Statistics of Ocean Wave Groups, Proc. Offshore Tech. Conf., Houston, 1972.
  42. Olivier, H., Through and Overflow Rockfill Dams-New Design Techniques, Jour, Inst. Civil Eng., March 1967.
  43. Olivier, H., Some Aspects of Major River Diversion During Construction, Commission Int. des Grand Barrages, Madrid 1973. (paper Q. 41, R. 63).

44. Ouellet, Y., Effects of Irregular Wave Trains on Rubble-mound Breakwaters, Proc. ASCE. J. of the Waterways, Harbours and Coastal Eng. WW1, February 1972.
45. Paape, A., Ligteringen, H., Model Investigations as a Part of The Design of Rubble mound Breakwaters, Delft Hydraulics Laboratory, Publ. no. 246, Nov. 1980.
46. Paintal, A. S., Concept of Critical Shear Stress in Loose Boundary Open Channels, Journal of Hydraulic Research, no. 1, 1971.
47. Pilarzyk, K. W. and K. den Boer, Stability and Profile Development of Coarse Materials and Their Application in Coastal Engineering, Conference on Coastal and Port Engineering in Developing Countries, Colombo, Sri Lanka, March 20-26, 1983.
48. Rogan, A. J., A Comparison of Regular and Wind-generated Wave Action on Rubble mound Breakwaters, Symp. Research on Wave Action, Delft, Holland, 1969.
49. Rye, H., Wave Group Formation among Storm Waves, 14th Coastal Eng. Conference, Copenhagen, 1974.
50. Sollit, C. K., De Bok, D. H., Large Scale Model Tests of Placed Stone Breakwaters, Proc. 15th Coastal Eng. Conf. Honolulu, Hawaii, 1976.
51. Stands, J. C., Model Investigations and Probabilistic Design, Delft Hydraulics Laboratory, Publication no. 212, May 1979 (also Coastal Structures 1979, March 1979).
52. Stephenson, D., Rockfill in Hydraulic Engineering, Developments in Geotechnical Engineering, Vol. 27, Elsevier, Sc. Publ. Comp., Amsterdam-New York, 1979.
53. Stchavieliev, D. S., Construction of Hydro power-plants, Design and Calculation, Publ. Comp. 'Energia', Leningrad, 1969.
54. Syunsuke Ikeda, Incipient Motion of Sand Particles on Side Slopes, Journal Hydraulics Division, HY1, January 1982.
55. Torum, A., Hydraulic Aspects of Breakwater Design, Internal note 1980, Norwegian Hydrodynamic Laboratories.
56. Venis, W. A., Behavior of Dumping Material when Exposed to Currents and Wave Action, De Ingenieur, 50, 1968(The Netherlands).
57. Ven te Chow, Open-channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York London, 1959.
58. Zanen, A., Revetments, Int. Courses in Hydraulic and Sanitary Engineering, Delft 1976, The Netherlands.
59. Zharkov, Yu. G., Stream Forces on Riprap Protection Downstream of the Hydraulic Structures and Method of Calculation, Izvestiya Vsesoyuznogo Nauchno-Isskdevitalskogo, Institute Gldrotekhniki 97, 1971, 'Energia', Leningradskoje otdelenje.
60. Stability of Rockfill Dams, Delft Hydraulics Laboratory (in Dutch) :
  - a) Reports M711, 1961-1966
  - b) Reports M731, 1963-1966
  - c) Reports M1741, 1981-1982
  - d) Konter, J. L. M. and Akkerman, G. J., Hydraulic Design Criteria for Rockfill Closure of Tidal Gaps, Vertical Closure Method, Delft Hydraulics, Laboratory, Report on investigation, M 1741-IV, July 1983, (in English).
62. Stability of riprap and discharge characteristics, Overflow embankments, Arkansas River, Arkansas, U.S.A., U.S.A. Army Eng., W. E.S., Vicksburg, Techn. Report 2-6500, 1964.
62. U.S. Army Coastal Engineering Research

- Center, Shore Protection Manual, 1975. 1984.
63. Final Report of the International Commission for the Study of Waves, PIANC, Annex to Bulletin no. 25 (Vol. III, 1976.
  64. Hydraulic Aspects of Coastal Structures, Developments in Hydraulic Engineering related to the Design of the Oosterschelde Storm Surge Barrier in the Netherlands, Delft University Press, 1980.
  65. Ahrens, J. P., Irregular Wave Run-up on Smooth Slopes, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, CETA No. 81-17, December 1981.
  66. Ahrens, J. P. and Titus, M. F., Wave Run-up Formulas for Smooth Slopes, Technical Note submitted to the Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE, 1982.
  67. Battjes, J. A., An old Run-up formula considered from the Viewpoint of Modern Theories. (in Dutch) De Ingenieur no. 45, November 1970.
  68. Hunt, I. A., Design of Seawalls and Breakwaters, Proc. A. S. C. E. Vol. 85, no. WW3, September 1959.
  69. Pilarczyk, K. W. and Moret, B., Influence of Berm on Run-up of Regular Waves (in Dutch), Delft Hydraulics Laboratory, Report M 1130, October 1976.
  70. Saville, T., Wave Run-up on Composite Slopes, Proc. 6th Conf. Coastal Eng., Gainesville, 1958.
  71. Van Oorschot, J. H. and d'Angremond, K., The Effect of Wave Energy Spectra on Wave run-up, Proc. 11th Conf. on Coastal Eng., London, Vol. 1, 1968.
  72. Von Oorschot, J. H. and Van Vliet, P., Run-up on a Dike with a Shallow Foreshore (in Dutch). Delft Hydraulics Laboratory, Report M1084, 1971.
  73. ...., Wave Run-up and Overtopping Technical Advisory Committee on Protection against inundation, Government Publishing office, The Hague 1974.
  74. ...., Hydraulic Aspects on Gravel and Riprap Slopes under Wave Attack (in Dutch), Delft Hydraulics Laboratory, Reports M 1809 and M1809/M1983, (be published in 1984).
  75. Coastal Protection, Design of seawalls and dikes Krystian W. Pilarczyk Rijkswaterstaat. Delft 1990 Balkema, Rotterdam.
  76. Coastal Protection, Static and dynamic stability of loose materials Jentsje W. van der Meer Delft Hydraulics. Emmeloord, Netherlands 1990 Balkema, Rotterdam. A. A.
  77. Jensen O. J. and J. Juhl, Wave Overtopping on Breakwaters and Sea Dikes, 2nd inter, Conf. on Coastal and Port Engng. in Developing Countries, Beijing, China. 1987.