

모래로 築造한 堤體의 斜面安定 解析

Analysis of Slope Stability through Sand Constructed Model Levee

申 芳 雄*
Shin, Bang Woong
崔 基 逢**
Choi, Gi Bong

Abstract

The author has studied the collapse of a slope with seepage occurring in sand model with a trapezoidal cross section. The primary objective of this study was to examine the failure phenomenon of embankment with respect to change in void pressure at embankment slope.

The contents of this experiments are as follows;

- 1) Determination of exit point by seepage line.
- 2) Evaluation of partial failure at exit point.
- 3) The effects of seepage force at embankment.

要 旨

本 研究는 堤體에 있어서, 水位가 急上昇함에 따라 堤體內부의 空隙水壓이 變化하는 堤體傾斜面의 破壞現象을 研究한 것이다. 그리고 이미 發表된 近似理論式을 토대로 局部 破壞現象을 實驗을 通하여 考察했다.

本 實驗에서 研究된 內容은 다음과 같다.

- 1) 浸潤線에 따른 流出點의 위치 決定
- 2) 流出點 部近에서 發生되는 局部 破壞現象에 대한 考察
- 3) 浸透水壓이 堤體에 미치는 影響

1. 序 論

堤體의 破壞에 있어 原因이 靜力學的이든 動力學的이든 關係없이 滑動面은 嚴密히 말해서 圓

形으로 일어나지 않고 複合的인 曲線形態로 나타난다.

모든 平衡條件을 滿足한 最初의 方法은 圓弧 滑動面에 의한 Bishop(1955)^(1,2)의 方法과 複合 滑動面에 의한 Morgenstern-Price(1953)⁽³⁾ 方法

* 正會員 · 忠北大學校 工科大學 教授, 土木工學科

** 正會員 · 忠北大學校 工科大學

등이 있다.

특히, 本研究은 初期 局部破壞後^(4,5) 時間의 經過에 따라 破壞가 확대되는 過程을 實驗으로 考察했다.

局部 破壞實驗은 限界平衡狀態인⁽⁶⁻⁹⁾ 地表面의 임의의 點에서 浸透壓에 의해 鉛直, 水平의 均衡을 잃으면서 일어나는 微小局部破壞로 始作하여, 複合의인 曲線形態로 形成된다. 또한 流出點을 찾기 위해서는 浸潤線을 파악해야 한다. 이에 대한 것은 定常流일 때와 非定常流^(9,10)일 때가 있다.

水位가 急上昇 혹은 急下降일 때를 非定常流라고 하는데, 여기서는 水位가 急上昇일 境遇이므로 非定常流일 때의 浸透에 의한 破壞에 관하여 考察한 것이다.

2. 局部破壞

單一粒子의 力學的 平衡에서 出發하는 破壞式은 다음과 같다.

그림 1과 같이 流出面에 있어서 한개의 微小한 球狀의 모래粒子를 생각해 볼 때, 이 모래粒子에 作用하는 힘은 다음과 같다.

$$dG = \frac{4}{3}\pi(dr)^3r, \dots\dots\dots(1)$$

$$dF = \frac{4}{3}\pi(dr)^3r_w \dots\dots\dots(2)$$

$$dP = \frac{1}{c}\pi(dr)^2d\bar{P} \dots\dots\dots(3)$$

단; dG =모래粒子의 自重

dF =靜水壓(浮力)

$d\bar{P}$ =單位面積當 浸透壓

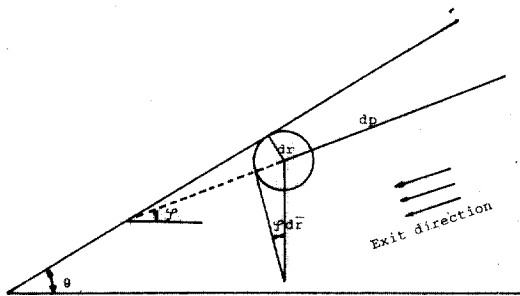


그림 1. Sliding of fine sand particles.

dP =流動水壓

c =粒子의 形狀 및 空隙의 크기에 關係된 係數
局部破壞는 各各의 모래粒子 사이의 均衡이 깨지면서 일어나기 始作하여, 時間이 흐를수록 그 範圍가 擴大되고 最終的으로 다음式으로 整理된다.

$$\left. \begin{aligned} dS &= \frac{4}{3}\pi(dr)^3 \sin\phi \cdot r_b + \frac{1}{c}\pi(dr)^2d\bar{P} \\ dN &= \frac{4}{3}\pi(dr)^3 \cos\phi \cdot r \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

단; $r_b = r_{s,1} - r_w$; 浮力을 받는 모래의 單位重量

ϕ =流線이 水平面과 이룬角

dS =流線方向의 힘

dN =法線方向의 힘

여기서, 流動水壓 P 는 形狀係數에 反比例하고, 모래粒子의 直徑과 單位面積當浸透壓에 比例한 것을 알 수 있다. 이는 (3)式과 같다.

물에 잠긴 모래의 內部摩擦角을 ϕ , 라고 하면 平衡의 限界狀態에 있어서는 (5)式과 같은 不等式이 成立된다.

$$dS \leq dN \cdot \tan\phi, \dots\dots\dots(5)$$

式 (4)를 式 (5)에 代入하면 (6)式을 얻는다.

$$\frac{dP}{dr} \leq \frac{4c}{3}r_b \cdot \cos\phi (\tan\phi - \tan\phi) \dots\dots\dots(6)$$

式 (6)의 左邊의 dP/dr 는 流出面 附近에 있어서 浸透壓 P 이고 動水傾斜 i 와의 사이에는 $P = ir_w$ 인 關係가 있으므로 式 (6)은 다음 (7)式과 같이 쓸 수 있다.

$$i \leq \frac{4c}{3} \frac{r_b}{r_w} \cos\phi (\tan\phi - \tan\phi) \dots\dots\dots(7)$$

단, c 값은 粒子의 形狀 및 空隙의 크기에 關係된 係數로 여기서는 0.4로 가정한다.

3. 實驗裝置

實驗裝置는 길이 450 cm×幅 45 cm×높이 50 cm이고, 水槽前面에는 浸透現象을 測定할 수 있도록 5 cm 格子間隔으로 눈금을 그렸다(實驗裝置의 概要는 그림 2와 사진 1과 같다).

堤體의 形態는 堤體높이 35 cm, 堤體頂部幅은 10 cm로 하였고, 堤體傾斜는 1:20을 基準斷面으로 했다. 그리고 斜面破壞의 形態를 追跡하기

표 2. Grain size accumulation curve.

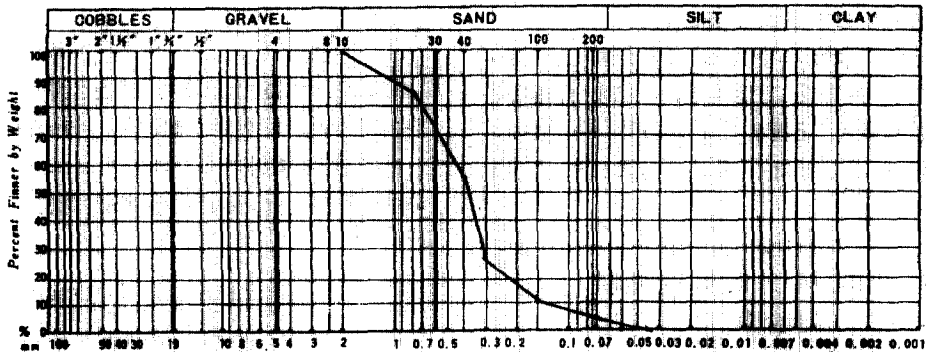


표 1. Properties of sand.

Properties	Value
Void ratio : e	0.615
Specific gravity : G_s	2.61g/cm ³
Porosity : n	38.1%
Slope angle : θ	26°33'54''
The angle between seepage line and horizontal line : ϕ	9°6'
Coefficient of permeability : K	6.223×10 ⁻² cm/sec
Angle of interior friction of submerged sand : ϕ_s	30°27'

표 3. The relation of temperature and the penetration coefficient.

T	μ	K_n	K_n^{-1}	K_t
0	1.829	1.777	0.567	3.502×10 ⁻²
5	1.549	1.505	0.664	4.130×10 ⁻²
10	1.336	1.298	0.770	4.789×10 ⁻²
15	1.167	1.134	0.882	5.486×10 ⁻²
20	1.029	1.000	1.000	6.223×10 ⁻²
22.5	0.971	0.944	1.059	6.587×10 ⁻²
25	0.913	0.887	1.127	7.010×10 ⁻²

$$K_t = 0.001527T + 0.03382$$

$$T = 654.88K_t - 21.362$$

$$K = 6.223 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$n = 38.1\%$$

$$D = 0.025 \text{ cm}$$

$$\text{Hazen} = 6.25 \times 10^{-2} \text{ (cm/sec)}$$

$$K_t = \frac{\mu_t}{\mu_{20}} \times K_{20}$$

T = Temperature

K = Coefficient of permeability

D = Diameter

n = Porosity

$\frac{\mu_t}{\mu_{20}}$ = Viscosity correction factor

위해 가로 45 cm×세로 40 cm 의 틀을 만들었고 가로로 5 cm 마다 실선을 設置하여 破壞를 測定했다.

使用된 堤體材料는 표 1 과 같고 粒度分布는 표 2 와 같다. 透水係數는 $K=6.223 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 이고 透水係數에 대한 圖表는 표 3 과 같다.

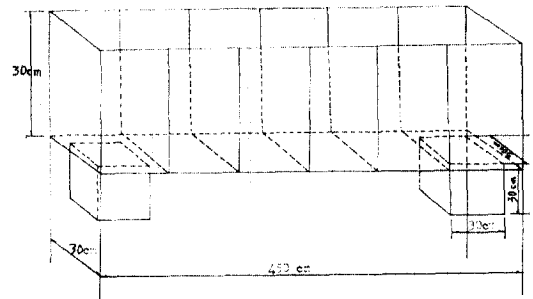


그림 2. Schematic sketch of experimental equipment.

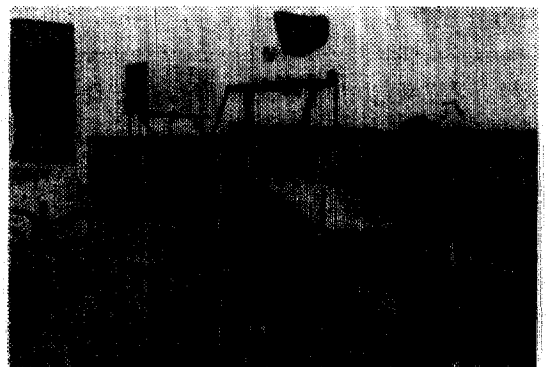


사진 1. The photograph of experimental equipment.

4. 實驗結果 및 考察

4-1 浸透壓을 받는 斜面的 安定算定

一般的으로 浸透水가 있는 堤體內的 한 點 J 에 作用하는 外力를 考慮하면, J 點에 作用하는 흙의 單位重量과 浸透壓으로 區分할 수 있다. 물로 飽和된 흙의 單位重量은 (8)式으로 表示된다.

$$r_b = (G_s - 1)(1 - n)r_w \dots\dots\dots(8)$$

단, G_s = 土粒子의 比重, n = 空隙率

r_w = 물의 單位重量

그리고, 浸透壓 P 는 (9)式으로 表示된다.

$$P = r_w \cdot i \dots\dots\dots(9)$$

단, i = 單位體積을 考慮했을 때의 動水傾斜 따라서, J 點에는 P 와 r_n 과의 合力 r 이 그림 3 에 나타내는 方向에 作用한다.

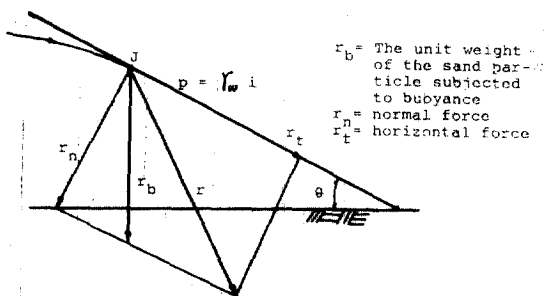


그림 3. Determination of components in any exit point.

이 흙에서 流線이 水平面과 이루는 角을 ϕ , 粘着力을 c 라하면 이 흙이 가지고 있는 J 點에 있어서의 剪斷力은 (10)式과 같다.

$$s = c + r_n \cdot \tan \phi \dots\dots\dots(10)$$

또, J 點에 있어서 斜面上에 平行하게 作用하는 힘은 (11)式과 같다.

$$\tau = r_w \cdot i + r_b \cdot \sin \theta \dots\dots\dots(11)$$

따라서, 流出點 J 에서 單位體積의 흙이 이런 힘에 依해 밀려나가지 않게 하기 위해서는 $s \geq \tau$, 즉, (12)式의 不等式이 成立해야한다.

$$c + r_n \cdot \tan \phi \geq r_w \cdot i + r_b \cdot \sin \theta \dots\dots\dots(12)$$

또, $r_n = r_b \cdot \cos \theta$ 을 (12)式에 代入하여 흙粒子의 滑動에 대한 臨界狀態를 考慮하면 (13)式이 된다.

$$c + r_b \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi \geq r_w \cdot i + r_b \cdot \sin \theta \dots\dots\dots(13)$$

(13)式에서 臨界狀態일 때의 動水傾斜를 $i = i_c$ 라 하면 (14)式을 얻는다.

$$i_c = -\frac{r_b}{r_w} (\tan \theta - \tan \phi) \cos \theta + \frac{c}{r_w} \dots\dots\dots(14)$$

여기서, i_c 는 土粒子가 浸透水壓에 의해 흘러 나가지 않는 限界動水傾斜를 나타낸다. J 點에 있어서 動水傾斜는 $i_j = \sin \theta$ 이므로, 이것을 利用하면 이 斜面이 安定하기 위한 條件은 (15)式과 같다.

$$\frac{r_b}{r_w} (\tan \phi - \tan \theta) \cos \theta + \frac{c}{r_w} > \sin \theta \dots\dots\dots(15)$$

또, $f_s \geq 1$ 인 係數를 利用하면 (16)式과 같이 쓸 수 있다. 여기서 f_s 는 最大의 傾斜角 i_j 에 對해 安全性의 정도를 角의 正弦比로 나타낸 것으로 一種의 安全率이다.

$$\frac{r_b}{r_w} (\tan \phi - \tan \theta) \cos \theta + \frac{c}{r_w} = f_s \cdot \sin \theta \dots\dots\dots(16)$$

流出點에 있어서 傾斜는 그 流出點에서의 限界動水傾斜보다도 緩慢해야 安全하다.

結果적으로 (16)式에 나타난 바와 같이 斜面 安定에 影響을 주는 諸因子는 ① 물로 飽和된 흙의 比重量(r_b/r_w)과 ② 흙의 粘着力(c) 및 ③ 流線이 水平面과 이루는 角(ϕ)이다.

4-2 堤體內 浸潤線의 形態

浸潤線 以下の 重力水帶에 있어서 流速分布는 流線網에서 얻어진 것과 一致한다. 即, 均一한 正方形의 形態로 構成된 流線網에 있어서 隣接한 等 Potential 線間의 距離는 動水傾斜에 反比例하고 또 隣接한 流線의 間격은 浸透流速에 反比例한다(그림 4).

그러므로, 流入面에 가까운 境遇에는 堤體底部의 不透水層 部分은 流速이 느리나, 浸潤線에 있어서 最大의 流速을 나타낸다. 그러나 流出點에 가까워지면 浸潤線 附近과 底部의 不透水層의 附近에 流線網을 構成하는 正方形의 間격은 거의 差異가 없으므로 浸透流速의 鉛直方向 分布는 거의 均一하게 되고, 이 附近에서는 堤體에 形成되는 流線網의 間격이 작으므로 堤體의 上流側보다 큰 流速을 갖는 것을 알 수 있다(그림 4).

이 部分의 流速分布는 傾斜角이 破壞에 대해 重要한 役割을 한다. 一般的으로 實驗에 의해 浸潤線을 찾는 것은 電氣의 相似法이나 Hele-Shaw

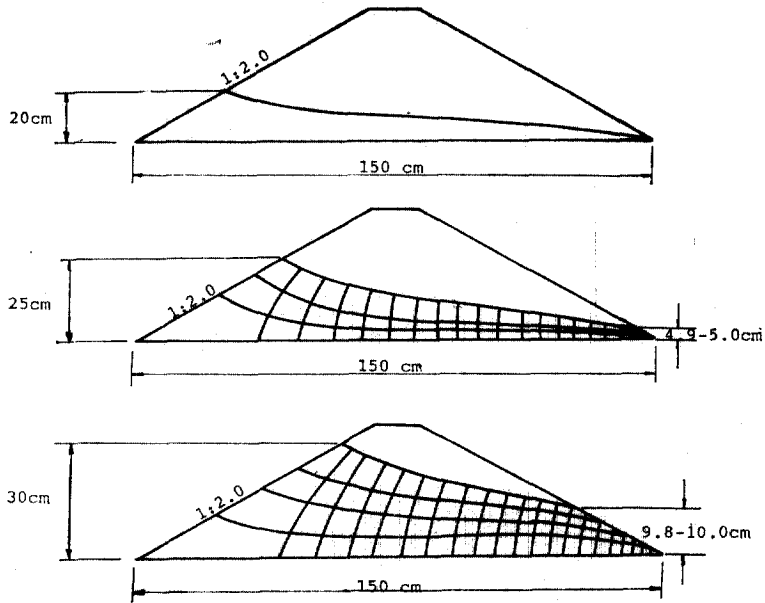


그림 4. Flow nets in each water level.

의 방법으로 比較의 簡單히 結果를 얻을 수 있다.

4-3 動水傾斜 i 와 流出點 및 流出量分析

本 實驗을 分析해보면 流出點은 初期破壞時 (3.2 cm~3.7 cm), 25 cm 일 때(4.8 cm~5.0 cm), 30 cm 일 때(9.8 cm~10.0 cm)의 範圍임을 알 수 있고, 流量은 대체적으로 7分10秒~8分40秒 사이에서 6,200 cm³~6,750 cm³ 範圍로 나타난다. 그리고 實驗時 溫度는 21°C~23°C로 分布되었으므로 溫度가 透水係數에 미치는 影響은 거의 없다고 보아도 無妨하다. 그러므로 溫度의 影響은 없는 것으로하여 透水係數를 決定하였다. 이들의 實驗結果는 Appendix 1과 같이 나타난다. (Appendix 1은 88個의 Data中 例로 20個만 나타낸 것이다.)

표 4. Comparing author's experiment with Akai's experiment for the hydraulic gradient.

	Author's experiment	Akai's experiment
Slope	1 : 2	1 : 2
Calculation value (동수경사 i)	0.10	0.10
Experiment value (동수경사 i)	0.224	0.180

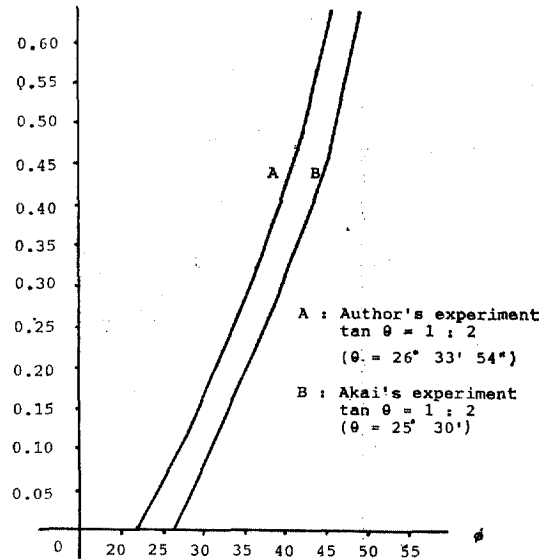


그림 5. Relation of critical hydraulic gradient i_c , ϕ , and θ .

특히 限界動水傾斜 i_c 와 ϕ , 및 θ 와의 關係는 그림 5와 같이 얻었다. 그리고 Akai教授와 本 實驗 Data를 破壞時 動水傾斜에 對해 比較한 값은 표 4에 있는 바와 같다.

Appendix 1. Analysis of the exit point and the discharge and the temperature.

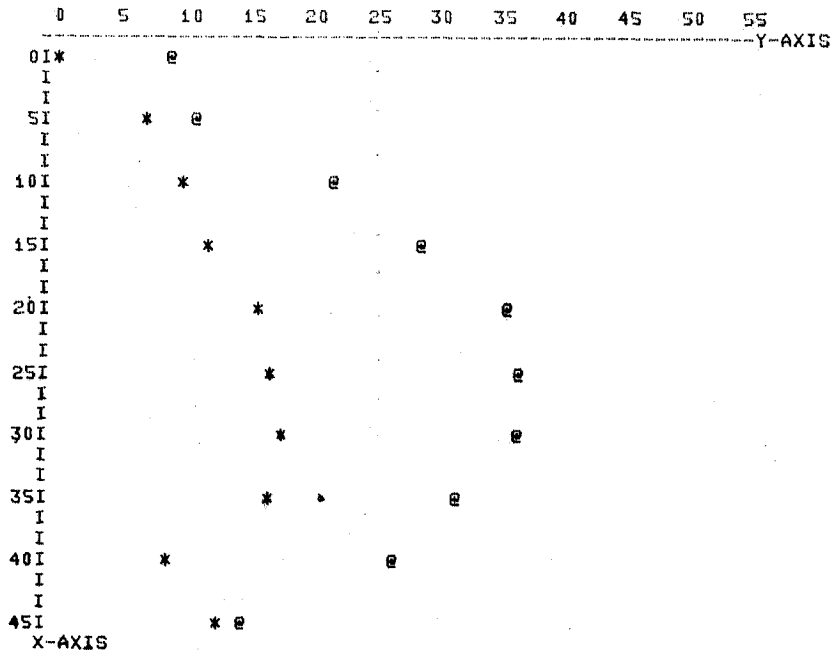
No.	Water level 20(cm)	Water level 25(cm)	Water level 30(cm)	Discharge (cm ³)	Temperature (°C)	9	3.4	5.0	10.0	6,570	22°5'
1	3.5	5.0	10.0	6,570	22°5'	10	3.5	5.0	10.0	6,480	22°
2	3.8	5.0	9.8	6,390	22°5'	11	3.6	5.0	10.0	6,570	23°
3	3.5	5.0	10.0	6,210	22°8'	12	3.5	5.0	10.0	6,480	22°8'
4	3.4	4.9	9.9	6,390	22°4'	13	3.5	5.0	10.0	6,480	23°
5	3.4	4.9	9.8	6,660	23°	14	3.6	5.0	10.0	6,390	22°6'
6	3.4	4.9	10.0	6,660	23°3'	15	3.4	5.0	10.0	6,300	22°
7	3.7	4.9	9.9	6,480	23°	16	3.7	5.0	10.0	6,210	23°
8	3.6	5.0	10.0	6,480	23°	17	3.4	5.0	10.0	6,480	22°6'
						18	3.4	5.0	10.0	6,480	22°6'
						19	3.5	5.0	10.0	6,210	23°
						20	3.8	5.0	10.0	6,210	23°

NO. = 30

< STATISTICS TABLE >

FIRST	SECOND	THIRD	H(S-F)	H(T-S)	V(S-F)	V(T-S)
337.00000	330.00000	496.00000	43.00000	116.00000	.00000	.00000
.00000	.00000	1.80000	.00000	1.80000	.00000	.01552
.00000	1.50000	3.70000	1.50000	2.20000	.03488	.01897
.80000	2.80000	7.20000	2.00000	4.40000	.04651	.03793
1.70000	4.10000	10.00000	2.40000	5.90000	.05581	.05086
2.70000	5.90000	13.20000	3.20000	7.30000	.07442	.06293
3.40000	6.90000	14.40000	3.50000	7.50000	.08140	.06466
4.20000	7.80000	15.30000	3.60000	7.50000	.08372	.06466
2.90000	6.30000	12.70000	3.40000	6.40000	.07907	.05517
1.50000	3.40000	8.90000	1.90000	5.50000	.04419	.04741
.00000	2.70000	5.80000	2.70000	3.10000	.06279	.02672

< GRAPH REPRESENTATION >



TIMES : (H(S-F), H(T-S) ; 5) , (V(S-F), V(T-S) ; 20)

그림 6. Failure height in each water level.

4-4 堤體傾斜面的 浸透로 인한 破壞

大部分의 堤體斷面들은 上流側水位가 限界水位 以上이던 下流側傾斜面에 局部的인 傾斜가 생기고, 上流側水位가 다시 上昇함에 따라 漸進的으로 破壞의 範圍가 擴大된다. 一般的인 破壞의 狀況은 Scouring 破壞와 Sliding 破壞로 區分할 수 있으나 本 實驗에서 얻은 結果는 斜面傾斜가 1:2.0인 境遇이므로 Sliding 破壞에 대해서 考察하였다.

堤體가 1:2.0과 같은 傾斜의 境遇에는 流出點이 上端의 傾斜面에서도 작은 圓弧를 形成하면서 Sliding 破壞가 생긴다.

이 境遇는 洗掘破壞(Scouring Failure)에 의한 破壞와 같이 한개의 모래粒子的 移動이 順次的으로 進해진 破壞形式이 아니라 多少나마 全體의인 Sliding 이 堤體傾斜의 流出點以下에서 部分的으로 생기지만, 이 境遇도 堤體全體에서 보면 역시 局部的인 破壞에 不過하다.

上流側 水位가 上昇함에 따라 浸潤線이 上昇하며 流出點의 位置가 上方으로 移動함으로써 Sliding 圓弧의 크기가 增加하고 그 先端은 傾斜面 아래로 퍼져 堆積한다. 이런 破壞現象의 觀察에서 注意를 要하는 것은 流出點의 位置이다.

4-5 各 水位別 水位上昇高(H)에 대한 破壞高

實驗水位가 各 各 20 cm, 25 cm, 30 cm 일 때의 浸潤線을 찾았고 이때, 各 水位에서의 破壞形態에 대해 分析했다. 또한 여기서는 各 水位別 上昇高 H에 대한 破壞高의 Data를 分析했다.

水位가 20 cm~25 cm 사이에서 初期破壞가 생겼으며 25 cm 破壞高에서 初期破壞를 測값은 H (S-F)로 表示했고 이들에 대한 關係는 그림 6과 같다.

그림 6에서 보는 바와 같이 破壞過程은 基準線 0點을 始作으로 점차 增加했다가 橫型幅 30 cm에서 가장 큰 破壞가 일어나고 橫型幅 45 cm點까지는 차츰 減少했다. 그리고 25 cm~初期破壞일 때 높이 差는 0~4 정도로 分布됐고, 30 cm~25 cm일 때의 높이 差는 1~8 cm까지로 나타났다.

以上에서 알 수 있듯이 各 水位別 높이 差는 一定한 間隔으로 形成되고(그림 6), 最終破壞높이는 全堤體높이의 42%~53% 사이에서 일어났

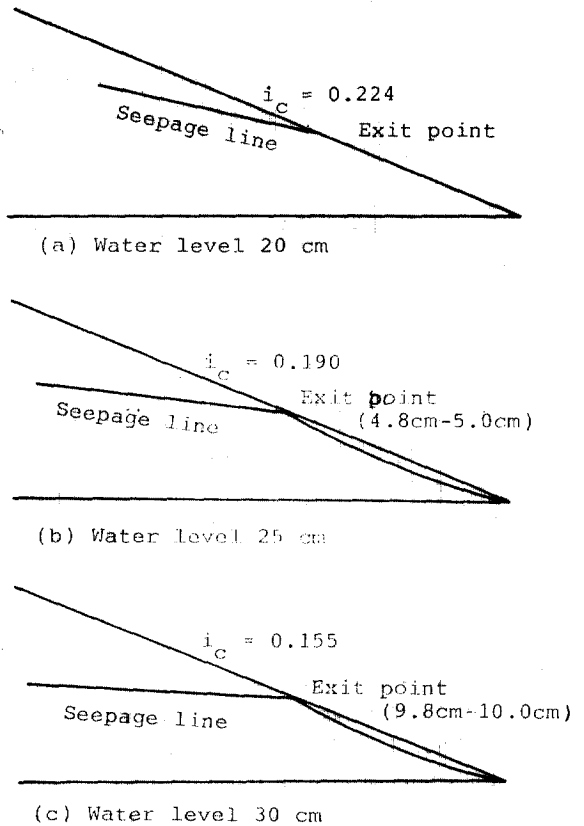


그림 7. Failure at the exit point.

다.

특히, 本 實驗에서 各 水位別 破壞點의 높이와 動水傾斜 i 와의 關係는 그림 7과 같이 나타난다.

Akai教授의 結果值와 本 實驗 結果를 分析하면 限界動水傾斜 i_c 에 따라 (표 4) Akai教授의 安全率은 $F_s=0.490$ 本 實驗에서의 安全率은 $F_s=0.757$ (단, 本 研究에서의 $\phi=9^\circ 6'$, $\theta=26^\circ 33' 54''$ 이고, Akai教授의 값은 $\phi=14^\circ 40' 54''$, $\theta=25^\circ 30'$ 이다)

표 5. Comparing author's experiment with Akai's experiment for the safeth factor.

	Author's experiment	Akai's experiment
Slope	1 : 2.0	1 : 2.0
The critical hydraulic gradient i_c	0.224	0.180
The safety factor	0.758	0.490

5. 結 論

本 研究는 모형모래斜面을 利用한 浸透破壞實驗에 의해 堤體傾斜面의 破壞가 流出點附近에서 發生하는 局部破壞로써 나타나는 것을 확인했다.

1. 破壞는 流出點보다 아래 領域에서 일어난다. 그러나 最初에 發生하는 破壞와 이것에 依해 誘發되는 커다란 滑動破壞는 時間적으로 큰 差異없이 거의 同時에 發生한다.

2. 破壞의 形態는 複合的인 曲線形態로 나타난다.

3. 堤體가 1:2.0 과 같은 傾斜面의 境遇에는 작은 圓弧를 形成하면서 Sliding 破壞가 생긴다.

4. 本 實驗에서 사용한 모형모래 사면의 限界動水傾斜는 0.224 이고, 安全率은 0.758 이다.

參 考 文 獻

1. 久保田敬一, "浸透水流による 築堤斜面の 崩壞に
りて" 土木學會誌, 第37卷 第10號 1952.
2. Noveiller, E., "The Stability Analysis of Slopes
with a Slip Surface of General Shape," *Proc.
6th ICSMFE, Montreal*, Vol. 2, 1965, pp. 525

~552.

3. Bishop, A.W., "The Use of the Slip Circle in
the Stability Analysis of Earth Slopes," *Geo-
technique*, Vol. 5, 1965, pp. 7~17.
4. Bishop, A.W., "The Use of Porepressure Coeffi-
cient in Practice," *Geotechnique*, Vol. 4, 1954,
pp. 147~152.
5. Morgenstern, M. & Price, V.E., "The Analysis
of the Stability of General Slip Surfaces," *Geo-
technique*, Vol. 15, pp. 79~93.
6. Fellenius, W., "Calculation of the Stability of
Earth Dams," *Trans. Second Cong. on Large
Dams*, 4, Washington, 1936.
7. Taylor, D.W., "*Foundamental of Soil Mech-
anics*," John Wiley and Sons, New York, 1968,
pp. 406~479.
8. Taylor, D.W., "Stability of Earth Slopes," *Con-
tributions to Soil Mechanics. Boston Societ of
Civil Eng.*, Vol. 24, No. 1, 1937, pp. 337~386.
9. 申芳雄 "Fill Dam 心壁의 浸透에 관한 實驗的 研
究" 大韓土木學會誌 第26卷 第1號 1978. 3, pp. 26
~31.
10. 內田茂男: "自由境界を 有する非定常滲透流に
りて" 日本土木學會誌 第37卷 第2號 昭 27.

(接受: 1985. 2. 28)