

말뚝을 사용한 사면안정공법

* 홍원표

** 한중근

1. 서론

지난 수십년간 우리나라의 건설기술은 철도, 도로등 교통시설, 댐구조물등의 수리시설, 원자력발전소, 화력발전소등과 같은 중요구조물 및 인간생활의 편리를 위한 토목구조물의 건설을 통하여 많은 발전을 거듭하여 오고 있다. 더우기 최근에 이르러서는 구조물의 규모가 증대되어 가고 있으며 토지의 입체적 공간 활용도와 평면적 확장이 요구됨에 따라 열악한 환경에서의 구조물 건설이 요구되어 오고 있다.

이와 같은 개발에 따라 산악지역에도 건물이 들어서고 도로가 건설되며 동시에 사람들의 활동공간도 확대되고 있다. 그러나 이러한 현상과 더불어 구릉지나 산지에서의 자연사면의 붕괴는 인구밀집지역으로 점점 확대되는 경향이 있어 해마다 수많은 산사태재해가 수반되고 있다.

그럼에도 불구하고 아직 산사태 발생과 그 발생기구는 명확히 밝혀지지 못하고 있으며 이렇게 발생하는 산사태에 대한 효과적 방지대책이 확립되지 못하고 있는 실정이다. 따라서, 우리나라에서도 산사태의 원인을 규명하고 그 대책을 마련해야 하는 시점에 도달한 것이다.

산사태를 방지하고자 하는 경우 기존의 대책방법들중 대상지역의 지질학적, 지형학적 및 지반공학적 특성에 따라 가장 효과적인 공법을 선택하여야 한다. 그러나 국가나 지역에 따라 기상특성, 지반특성 및 산사태 발생기구특성이 달라질 수 있으므로 그 나라 특성에 적합한 대책공법을 개발할 필요가 있다. 따라서, 우리나라 산사태의 특징을 면밀히 분석하고 적절한 대책공법을 확립하여 금후에 시행되는 택지개발, 공단부지건설, 산악지역 도로건설등에 부수적으로 생기게 되는 사면안정에 활용될 수 있도록 하여야 할 것이다.

현재 우리나라에서 활용되고 있는 산사태방지대책공법을 기능별로 구분하여 보면, 강우나 용설등과 같은 물의 영향에 의하여 사면의 안전율이 감소하는 것을 방지하여

* 중앙대학교 토목공학과 교수

** 중앙대학교 대학원 박사과정

주는 공법과 불안전하게 판단된 사면의 안전율을 말뚝 등의 저항력을 활용하여 증가시켜 주는 공법의 두가지로 크게 구분할 수 있다.

말뚝을 이용한 억지공법은 일정간격의 말뚝을 일렬로 사면에 설치하므로써 사면안정효과를 얻을 수 있게 하는 공법이다. 본 연구에서는 억지말뚝을 이용한 사면의 안정해석법과 설계법을 확립 정리하기 위해 기존에 제시된 설계법을 보다 편리한 형태로 연구발전시키며 산사태 발생이 예상되는 지역이나 이미 발생된 지역의 사면을 대상으로 본 설계법을 적용하므로써 사면안정효과를 검토하여 본다.

따라서, 우리나라에서 과거에 산사태가 발생되었거나 발생 예상지역을 대상으로 억지말뚝설계법을 적용하여 억지말뚝에 작용하는 축방토압을 산정하는 이론식, 억지말뚝이 설치된 사면의 해석법, 사면에 설치된 억지말뚝의 해석법을 제안하고 억지말뚝의 사면안정 효과를 검토한다. 또한 차후 적용되는 억지말뚝의 설계법을 보다 합리적으로 발전시키기 위해 사면안정에 영향을 미치는 영향요소를 분석 검토하며 산사태 억지말뚝이 가진 장점을 최대한 살리는 대책공법의 방안 마련에 기초를 둔다.

2. 사면안정해석법

2.1 말뚝에 작용하는 축방토압

일반적으로 산사태의 발생기구를 규명하기 위해 무한사면의 안정해석법을 도입하여 해석을 한다. 이때 사면이 활동을 일으켜 산사태가 발생할 경우 활동을 억제시키기 위한 방법으로 말뚝을 이용한 억지말뚝공법이 채택될 수 있다. 따라서 사면의 활동 억지를 위해 사면에 말뚝이 설치될 경우 말뚝과 지반사이에는 상호 영향을 미치게 되는데 이러한 경우 말뚝옆에 작용하는 축방토압의 산정이 매우 중요하다. 그러므로 본 연구에서는 이미 제시된 바^(1,9-11) 있는 말뚝주변의 흙과 말뚝사이의 소성작용으로 인한 상호효과를 고려한 축방토압식을 이용하여 말뚝의 사면안정효과를 고려한 산사태 억지말뚝의 해석법을 제안하고자 한다.

오늘날 설계에 많이 사용되는 側方土壓은 일반적으로 單一말뚝에 작용되는 土壓을 사용해 왔지만 그 理論式의 根據가 대단히 미약함으로 이를 줄말뚝에 적용할 경우 側方土壓을 그대로 사용하는데는 문제가 있다. 왜냐하면 소성변형이나 축방유동이 있는 지반에 줄말뚝을 설치할 경우 토괴의 축방유동은 말뚝과 주변지반의 상호작용으로 결정되므로 수동말뚝의 안정에 중요한 영향을 미치게 되고 실제 설치되는 말뚝의 간격에 따라 주변지반의 변형양상이 달라 축방토압의 산정에는 어려움이 있기 때문이다.

따라서 줄말뚝에 작용하는 側方土壓을 算定하는 경우 말뚝間隔 및 말뚝周邊 地盤의 塑性狀態를 반드시 함께 고려해야만 한다.

한편, 말뚝 周邊地盤에 受動破壞가 발생할 때는 활동이 상당히 진행되어 破壞面의 剪斷抵抗力도 상당히 저하되므로 말뚝에 작용하는 側方土壓은 상당히 크게되어 말뚝 자체의 安定이 確保되지 못할 염려가 있다. 따라서 설계에 채용되어야 할 側方土壓은 활동의 진행에 의한 破壞面의 剪斷抵抗力의 低下가 거의 없는 상태의 값을 채용하는 것이 가장 합리적일 것이다. 여기서 취급하는 축방토압은 줄말뚝의 전면과 배면에 작용하는 토압의 차에 해당한다.

이 조건을 만족하는 側方土壓의 最大値를 算定하려면 側方土壓이 斜面全體의 平衡狀態를 거의 변화시키지 않으면서 말뚝에 부가되도록 하고 말뚝사이의 地盤이 Mohr-Coulomb의 降伏條件을 만족하는 塑性狀態에 있다고 假定되어야 한다.

塑性變形地盤속에 말뚝이 일렬로 설치되어 있을 경우, 줄말뚝 1열에 작용하는 側方土壓 算定時 고려하여야 할 부분은 그림1과 같이 빗금친 부분으로 확대하여 나타내었으며 두개의 말뚝사이의 塑性狀態를 표시하였다. 즉, 말뚝주변의 아칭현상에 의하여 그림 1의 빗금친 부분만이 塑性狀態에 도달할 경우의 側方土壓을 算定하여야 할 것이다.

이와 같은 가정아래 억지말뚝에 작용하는 축방토압은 소성변형지반속의 축방토압 산정식을 이용하여 식(1)과 같이 나타낼 수 있다. 이때 變形하는 土層의 單位깊이당 1개의 말뚝에 작용하는 側方土壓의 最大値(설계에 사용될 수 있는 값 중 最大値를 의미) P(z)는 다음과 같이 된다.^(8,11)

$$\begin{aligned}
 P(z) = & \left[D_1 \left(\frac{G_1(\phi)}{D_2} \right) \left\{ \frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)} \left(\exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) - 1 \right) + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right\} \right. \\
 & \left. - D_1 \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] c + \left[D_1 \left(\frac{G_1(\phi)}{D_2} \right) \exp \left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\phi) \right) - D_2 \right] \sigma_H(z)
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

여기서, $G_1(\phi) = N\phi^{1/2} \tan\phi + N\phi - 1$

$$G_2(\phi) = 2 \tan\phi + 2N\phi^{1/2} + N\phi^{-1/2}$$

$$G_3(\phi) = N\phi \tan\phi_0$$

$$G_4(\phi) = 2N\phi^{1/2} \tan\phi_0 + c_0/c$$

$$N\phi = \tan^2 \left(\pi/4 + \phi/2 \right)$$

$$D_1 = \text{말뚝 中心間隔}$$

- D_2 = 말뚝 純間隔
- c, ϕ = 滑動土塊의 剪斷定數
- γ = 滑動土塊의 單位重量
- z = 地表面에서의 깊이
- ξ = 말뚝의 形狀係數(表 2)

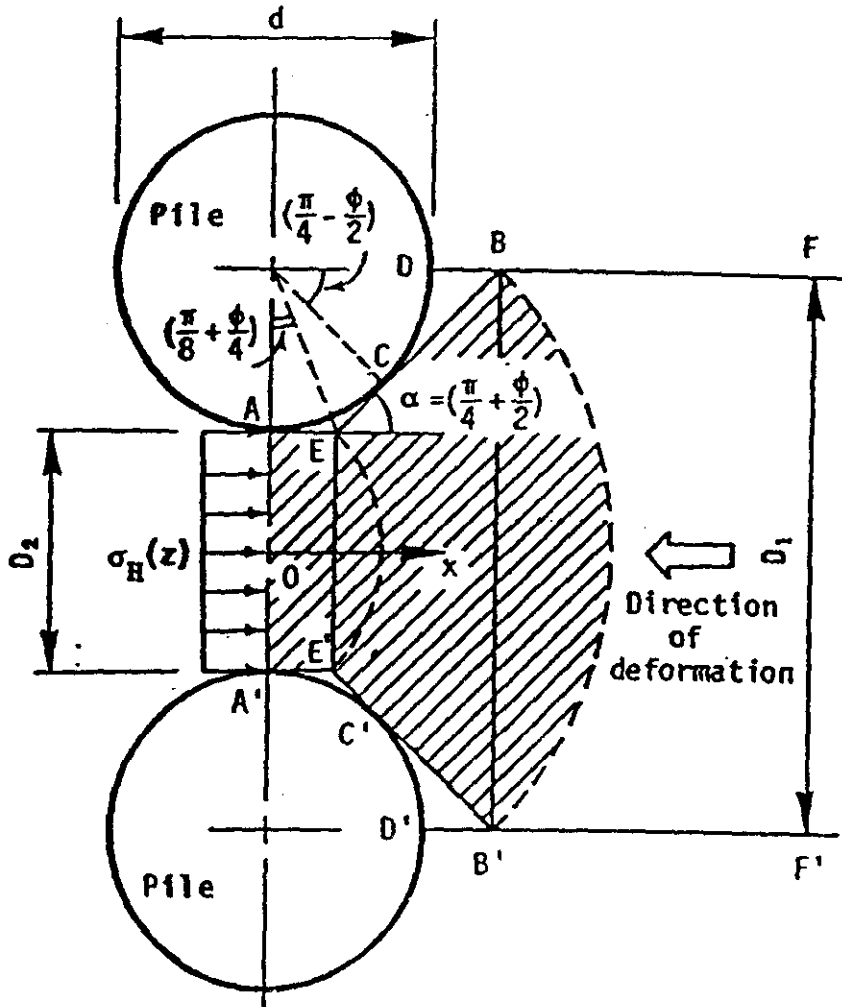


그림 1 말뚝주변지반의 소성상태의 설정

또한 이 식중 $\sigma_H(z)$ 는 그림 1에서 보는 바와 같이 말뚝전면에 지반의 축방유동에 저항하는 토압 즉, 활동토괴층의 主動土壓으로 $(\gamma z N\phi^{-1} - 2c N\phi^{-1/2})$ 이며, c_0 는 矩形말뚝의 경우 말뚝과 地盤사이의 附着力 및 粘着力이다.

砂質土의 경우는 $c = 0$ 이므로 식(1)을 이용하여 산정할 수 있고 粘土($\phi = 0$)의 경우는 다음 식을 이용한다.

$$P(z) = D_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) c + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \quad (2)$$

식(2)를 간단하게 표현하면 다음과 같다.

$$P(z) / d = K_{p1} c + K_{p2} \times \sigma_H(z) \quad (3)$$

여기서, d 는 말뚝直徑, c 는 滑動土塊의 粘着力, $\sigma_H(z)$ 는 그림 2에서 보는 바와 같이 말뚝 前面에 地盤의 側方流動에 抵抗하여 작용하는 土壓으로 滑動土塊 속에서는 主動土壓을 사용한다.

K_{p1} 과 K_{p2} 는 側方土壓係數로 表 1 및 그림 2를 사용하여 구할 수 있다.

表 1 側方土壓係數 K_{p1} , K_{p2}

	K_{p1}		K_{p2}
	$\phi \neq 0$	$\phi = 0$	
말뚝	$\frac{1}{1-D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{2+2\xi} \left(\frac{C_1(\phi)}{C_2(\phi)} \right) \left(\exp \left(\frac{2\xi(D_1-D_2)}{D_2} \times G_1(\phi) - 1 \right) + \frac{C_1(\phi)}{C_2(\phi)} \right) + \frac{C_1(\phi)}{C_2(\phi)} \right]$	$\frac{1}{1-D_2/D_1} \left[1 + \frac{D_1-D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right]$	$\frac{1}{1-D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{2+2\xi} \exp(2\xi) \frac{D_1-D_2}{D_2} G_2(\phi) - \frac{D_1}{D_2} \right]$
단일 말뚝	$G_1(\phi) + 2\xi G_2(\phi)$		$G_1(\phi) + 2\xi G_2(\phi) + 1$
비고	$G_1(\phi) = N_c \tan^2 \phi + N_c - 1$, $G_2(\phi) = 2 \tan \phi + 2 N_c \tan^2 \phi + N_c - 1$, $G_3(\phi) = N_c \tan \phi$, $G_4(\phi) = 2 N_c \tan^2 \phi + c/c$ $N_c = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$, H형 말뚝과 圓形 말뚝의 경우 $\phi = 0$, $c_0 = c$		

ξ 는 表 2와 같이 결정한다. (5)

表 2 말뚝 形狀 係數 ξ

말뚝斷面	薄板形	正方形	矩形 및 H形	圓形
形狀係數 ξ	0	1	B_2/B_1	$\frac{1}{2} \tan(\pi/8 + \phi/4)$

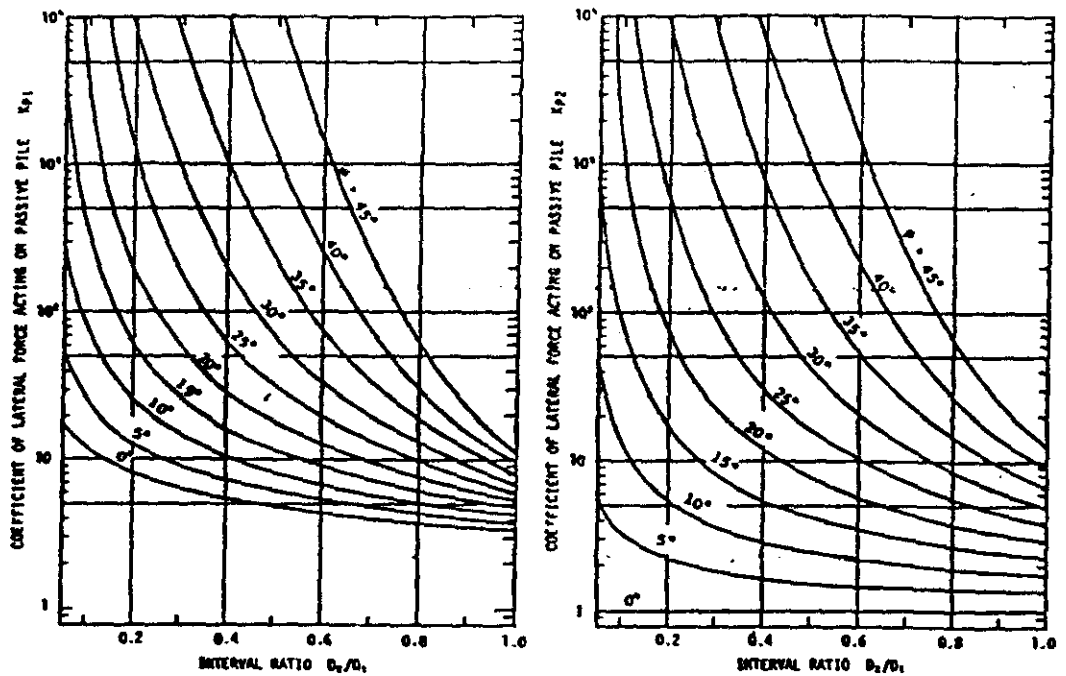


그림 2 圓形 말뚝의 側方土壓係數 (8.11)

이미 전술한 바와 같이, 설계에 적용가능한 側方土壓은 滑動土塊의 變形과 함께 줄 말뚝에 側方土壓이 차츰 증가되어 말뚝周邊地盤이 塑性狀態가 발생할 때의 관계인 식 (1)~(3)의 최대치까지 달하게 된다. 여기에, 이상의 側方土壓附加程度를 나타내기 위하여 側壓附加係數 α_s ($0 < \alpha_s < 1$)를 도입하면 식 (4)와 같이된다.

$$P_s(z) = \alpha_s \times P(z) \quad \text{----- (4)}$$

이 側壓附加係數 α_s 은 變數로 사용하여 임의의 假想滑動破壞面에 대하여 말뚝의 安全率이 1보다 크게 되도록 α_s 을 결정한 후 斜面安定의 安全率을 계산한다.

2.2 말뚝의 安定解析法

말뚝의 安定에 관하여는 그림 3(a)에 표시된 바와 같이 滑動面上의 土壤에 의하여 말뚝이 $p_i(z)$ 의 側方土壓을 받는다고 생각하면 主動말뚝에 대하여 이용하는 水平力을 받는 말뚝의 解析法이 적용될 수 있다. 단, 受動말뚝의 경우는 滑動面上의 말뚝에 작용하는 側方土壓은 分布荷重이 된다.

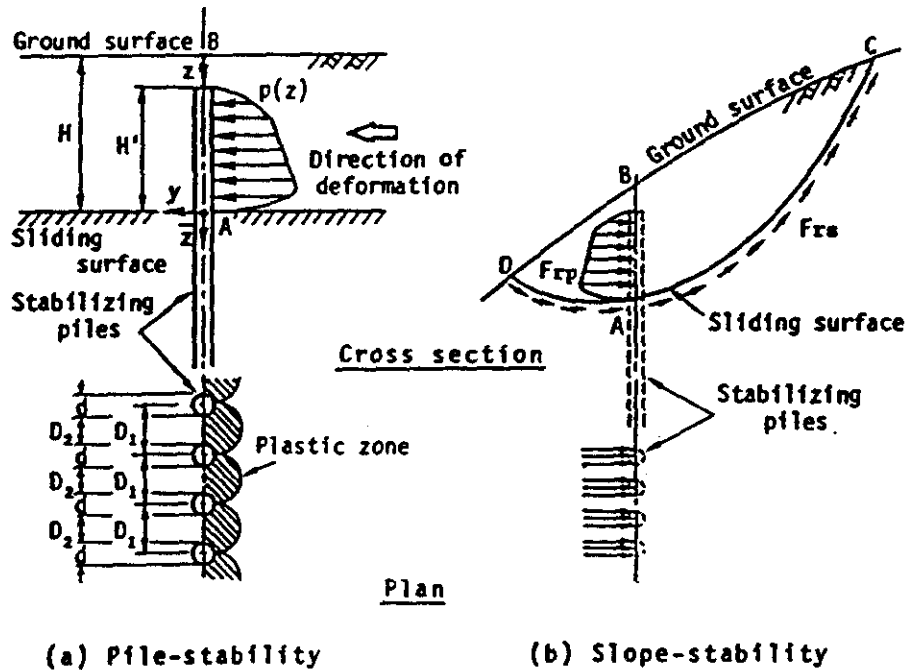


그림 3 말뚝 效果를 고려한 斜面安定解析

側方土壓을 分布荷重으로 취급한 경우 말뚝에 관한 基本方程式은 滑動面 아래 말뚝에 작용하는 地盤反力이 말뚝의 變位에 比例하는 것으로 가정하여 다음 식으로 表現된다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y_{1i}}{dz^4} = P_{ai}(z) - E_{s1i} y_{1i} \quad (0 \leq z \leq H)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y_{2i}}{dz^4} = -E_{s2i} y_{2i} \quad (H < z \leq L_p) \quad \text{----- (5)}$$

여기서 i 는 多層地盤의 각 地層番號를 의미하며 z 는 地表面으로부터의 깊이, H 는 破

壞面에서 말뚝머리까지의 거리, L_p 는 말뚝길이 Y_{11} 및 Y_{21} 는 각각 破壞面 상하의 각 地層의 말뚝의 變位, $E_p I_p$ 는 말뚝의 樞剛性, E_{s11} 및 E_{s21} 는 각각 斜面破壞面 상하부의 각 지층의 地盤係數이다. 破壞面 上部地層의 側方土壓 P 는 각 지층에 대하여 식(1)-(2)로 구하여진 말뚝 1개당의 側方土壓으로 깊이 z 에 대하여 $f_{11} + f_{21} z$ 의 直線分布로 작용한다.

식 (5)를 풀면 말뚝의 變位에 대한 一般解는 다음식에 의하여 구하여 진다.

$$\begin{aligned}
 y_{11} &= e^{-\beta_{11}z} (a_{11} \cos \beta_{11}z + a_{21} \sin \beta_{11}z) + e^{\beta_{11}z} (a_{31} \cos \beta_{11}z + a_{41} \sin \beta_{11}z) \\
 &\quad + (f_{11} + f_{21}z)/E_{s11} \\
 y_{21} &= e^{-\beta_{21}z} (b_{11} \cos \beta_{21}z + b_{21} \sin \beta_{21}z) + e^{\beta_{21}z} (b_{31} \cos \beta_{21}z + b_{41} \sin \beta_{21}z) \\
 &\quad \text{----- (6)}
 \end{aligned}$$

여기서 a_{11} , a_{21} , a_{31} , a_{41} , b_{11} , b_{21} , b_{31} 및 b_{41} 는 積分常數로 말뚝의 머리와 先端에서의 拘束條件 및 破壞面과 각 地層境界位置에서의 말뚝의 連續條件에 의하여 결정된다. 말뚝머리의 拘束條件으로는 自由(變位 및 回轉 모두 可能), 回轉拘束(變位만 可能), 힌지(回轉만 可能) 및 固定(變位와 回轉 모두 불가능)의 4종류를 생각할 수 있다.

$$\beta_{11} \text{는 } \sqrt[4]{E_{s11}/4E_p I_p} \text{ 이고 } \beta_{21} \text{는 } \sqrt[4]{E_{s21}/4E_p I_p} \text{ 이다.}$$

岩盤破壞와 같은 말뚝의 剛性에 比하여 地盤의 剛性이 큰 경우를 제외하면 일반적으로 말뚝의 破壞는 樞應력에 의하여 발생된다. 따라서, 통상 말뚝의 安定에 대한 安全率 $(F_s)_{pile}$ 은 許容樞應力 σ_{allow} 와 最大樞應力 σ_{max} 의 比로 다음과 같이 구한다.

$$(F_s)_{pile} = \sigma_{allow} / \sigma_{max} \text{ ----- (7)}$$

단, 상기와 같이 樞 破壞를 발생하지 않는 경우에는 말뚝의 剪斷應력에 의하여 다음과 같이 검토할 필요가 있다.

$$(F_s)_{pile} = \tau_{allow} / \tau_{max} \text{ ----- (8)}$$

여기서, τ_{allow} 는 許容剪斷應力, τ_{max} 는 最大剪斷應力이다. 식 (7) 및 (8)의 安全率이 1 보다 클 때 말뚝의 安定이 확보될 수 있다.

2.3 사면의 安定 해석법

사면은 유한사면과 무한사면으로 분류할 수 있다. 유한사면은 自然的 또는 人爲的

으로 형성된 활동면의 깊이가 사면의 높이에 비해 비교적 클 때를 말하며 통상적으로 Fellenius법, Bishop법등의 사면안정해석법을 적용하여 해석한다.

말뚝이 貫入된 斜面의 安定에 대하여는 그림 3(b)에 表示된 바와 같이 滑動土塊 CAD BC가 미끄러져 내려가려는 힘 F_d 와 이에 抵抗하려는 힘 F_r 의 比로 安定을 검토할 수 있다.

여기서, 抵抗力 힘 F_r 은 토괴가 활동시 발생되는 마찰력 및 粘着力에 의한 剪斷抵抗 力 F_{rs} 와 말뚝에 의한 抵抗力 F_{rp} 로 나눌 수 있다. 또한 여러개의 말뚝列이 설치된 경우 는 모든 말뚝列의 側方抵抗反力을 斜面滑動의 剪斷抵抗力에 가산하여 전체의 抵抗力으 로 한다. 따라서, 斜面의 安定에 대한 安全率(F_s)는 다음과 같이 表現된다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{F_{rs} + F_{rp}}{F_d} \quad \text{----- (9)}$$

만약 활동파괴면이 원호일 경우에는 다음의 식이 이용된다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \quad \text{----- (10)}$$

식 (9)에서의 F_{rs} 및 F_d 는 통상의 無限斜面安定解析에 있어서의 解析法에 의하여 얻어 지며, F_{rp} 는 식 (4)를 이용하여 얻어진 말뚝 한개당의 側方土壓 식(1)중의 $P_i(z)$ 항에 해당하는 抵抗力和 말뚝背面的 地盤反力(식(5)중의 $E_{s11} Y_{11}$ 항에 해당하는 抵抗力)을 말뚝중심間隔으로 나눈 값을 이용하여 산정된다. 식(10)에서 M_r 은 저항모멘트, M_d 는 활동모멘트, M_{rp} 는 AB면에 있어서의 出말뚝 반력에 의한 저항모멘트, M_{rs} 는 파괴면 DAC에 의한 前단저항력에 의한 저항모멘트이다. 단, 安半활동과 같이 말뚝의 前단에 의하여 파괴될 경우에는 F_{rp} 및 M_{rp} 가 활동면 위치에서 말뚝에 작용하는 前단력을 이용하여 산정된다. 식(9) 혹은 식(10)의 안전율이 所要安全율 보다 클 경우에 사면의 안정이 얻어질 수 있다.

3. 사면안정에 영향을 미치는 요소

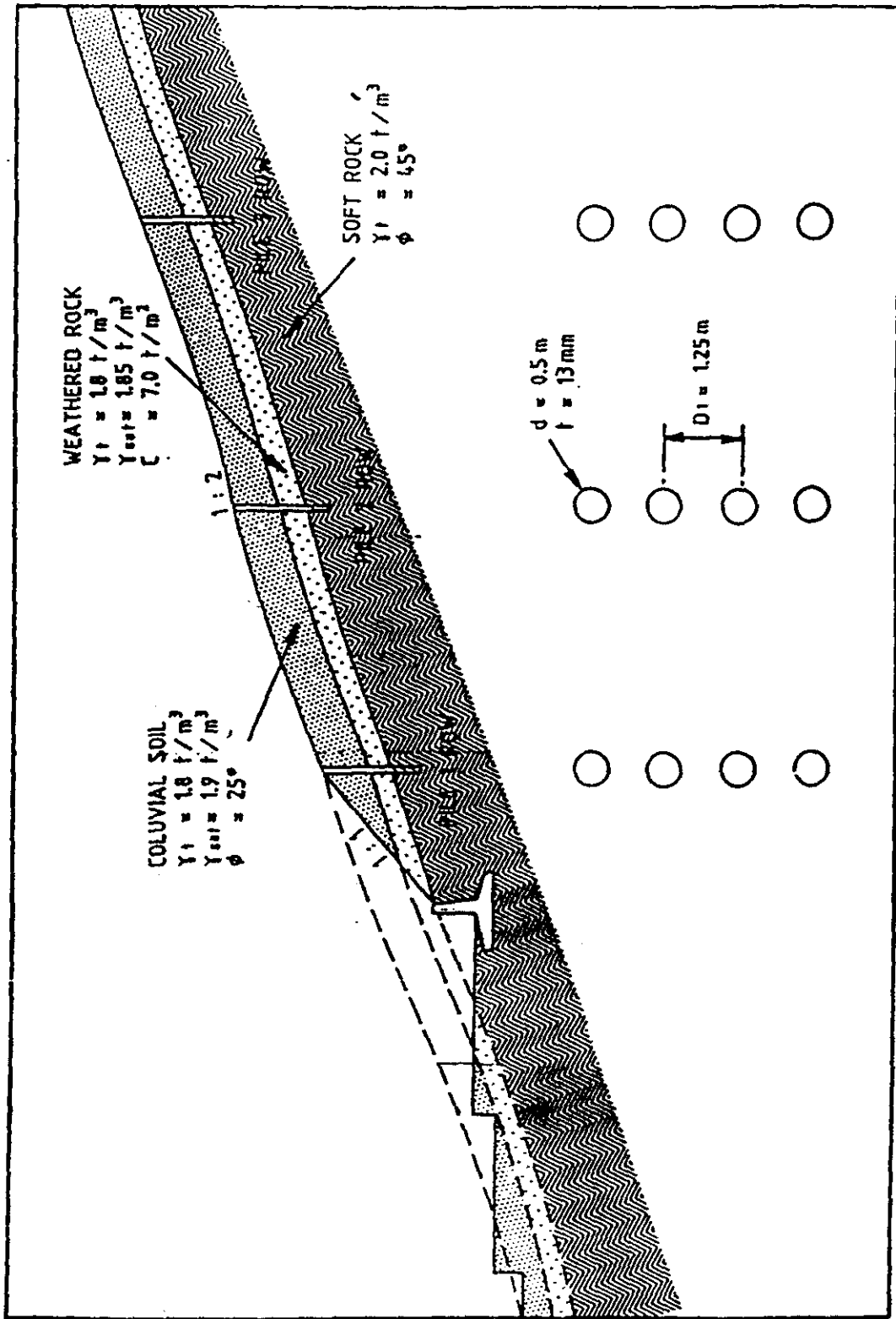
역지말뚝은 말뚝주변지반과의 상호작용에 의하여 3차원적으로 거동하기 때문에 역지말뚝의 사면안정효과는 지반과 말뚝에 관련된 여러 요인에 영향을 받는다. 기존의 연구에서 역지말뚝의 효과는 말뚝의 설치간격, 말뚝머리의 구속조건, 사면활동면 상부 활동토괴속의 말뚝의 길이, 강관말뚝의 직경, 두께 및 강성에 영향을 받고 있음을 규명한 바 있다.⁽⁹⁻¹⁰⁾ 또한 사면안정효과에 대한 축방토압부가계수와 말뚝열수에 영향을 받고 있음을 밝힌바 있다.⁽¹⁰⁾ 따라서, 본 연구에서는 수정된 사면안정해석법으로 역지말뚝의 사면안정효과를 고려키 위해 사면의 안정에 영향을 미치는 제반계수에 대해서 검토하여 본다. 또한 역지말뚝의 거동과 사면안정의 기여도 및 말뚝두부와 선단의 고정조건에 따른 사면안정에 대한 효과도 검토하며 역지말뚝이 설치된 사면에서의 말뚝 및 지반의 상호작용을 고려하여 말뚝의 안정과 사면의 안정을 함께 검토한다. 또한 실제로 과거에 산사태가 발생된 현장이거나 산사태 발생이 예상되는 현장의 예들을 적용하여 다시금 역지말뚝을 이용한 사면안정에 영향을 미치는 요소를 검토해 본다. 또한 개발중 수정 제안된 산정식을 이용하여 Slope Program을 보완하여 적용시키므로써 실제 산사태가 발생할 수 있는 사면의 안정효과를 검토한다.

3.1 해석대상사면

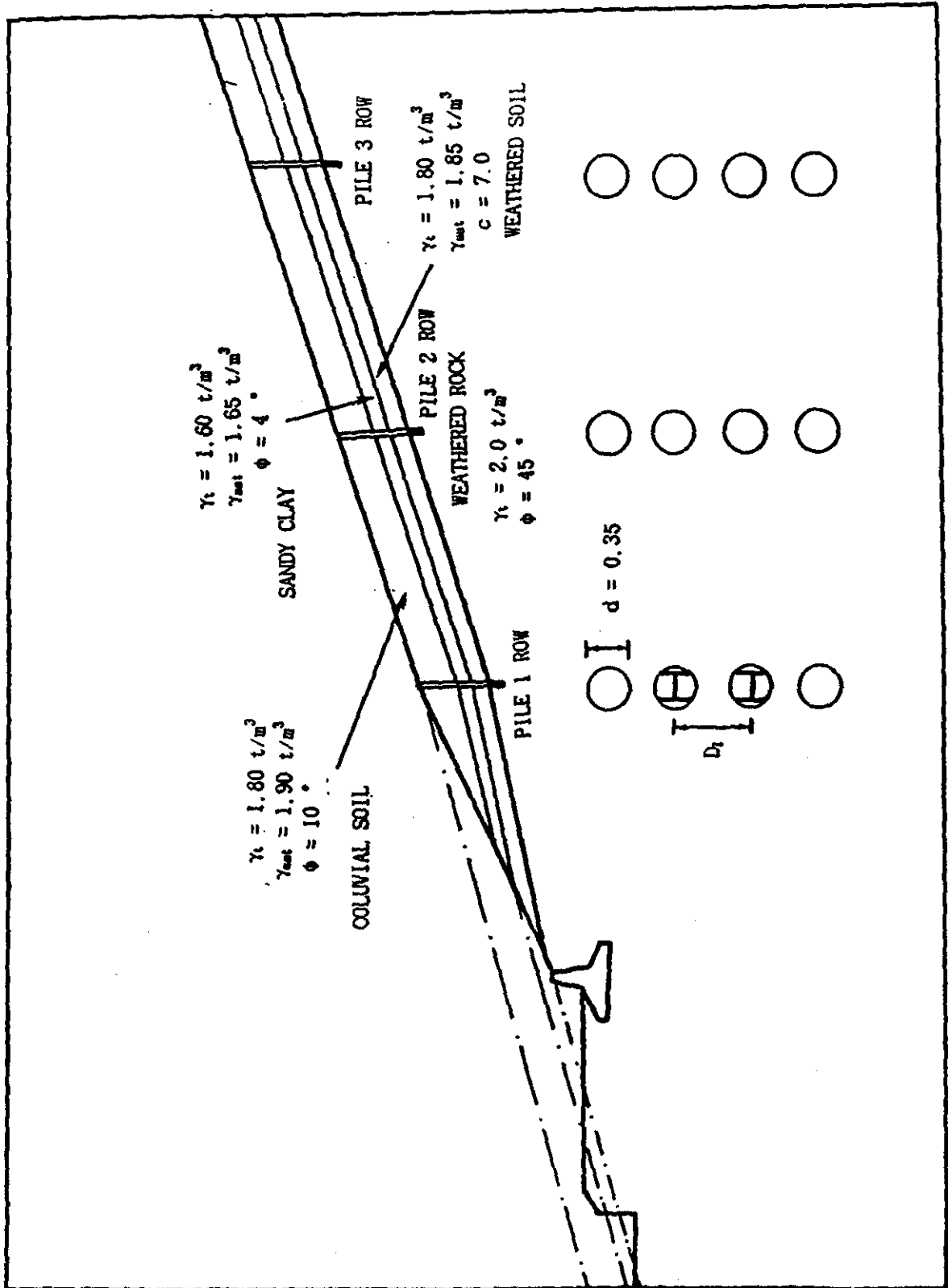
본 연구에 적용된 A, B 및 C사면은 각각 그림 4 (A), (B), (C)와 같다. 각 사면은 모두 상부층은 붕적토가 위치하고 있고 그 아래층은 풍화대(풍화암(점토와 전석혼합물) 및 풍화토)가 얇게 위치하고 그 아래에 기반암으로는 풍화암 및 연암층이 존재하고 있다. 이때 각 사면의 토질정수값은 그림 4에 표시된 바와 같이 풍화잔적토층은 풍화도에 따라 풍화토 및 풍화암으로 나뉘어지지만 풍화토로 간주하였고, 풍화암의 절리면에 편용력이 작용할 경우 대단히 강도가 낮을 수 있어 (A)(B)사면의 경우 비배수전단강도를 $7.0t/m^2$ 으로 하였고 (C)사면의 경우는 과거 산사태가 발생된 지역에 다시 집중강우로 인하여 산사태가 재현된 지역으로 상부층이 점성토 및 자갈의 혼합층으로 구성되어 있어 함수비가 높아짐에 따라 대단히 연약해지는 흙으로 비배수전단강도는 $1.5 t/m^2$ 이다. 각사면 상부층에서의 내부마찰각은 각각 25° , 10° , 11.28° 였다. 한편 연암층에 대한 내부마찰각은 45° 로 하고 습윤단위중량 γ_s 는 $2.0 t/m^3$ 로 사용하였다.

그 밖에 단면을 해석하기 위해 다음과 같은 사항을 설정하여 해석하였다.

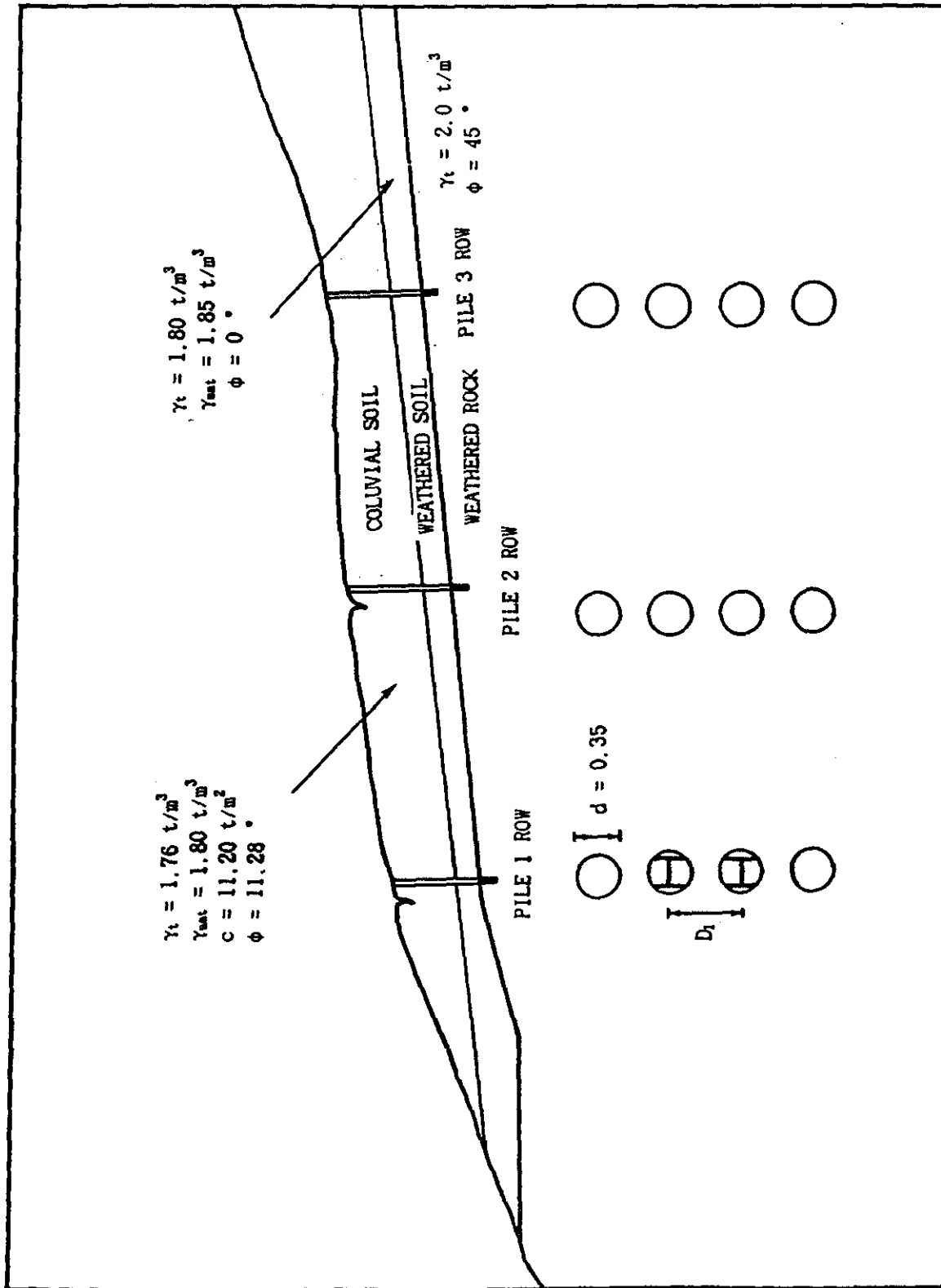
- 1) 설계단면은 단지조성시 단지의 조성이 완료된 지표면에 대해 고려하고 도로사면의 경우 절토 및 성토가 완료되어 도로사면으로 설치된 때의 사면을 설계지표면으로



A 사면
그림 4 해적지반 단면도 (A)



B 사면
 그림 4 해적지반 단면도 (B)



C 사면
 그림 4 해석지반 단면도 (C)

고려한다.

- 2) 地下水位는 집중호우시 地表面 까지 상승한 경우를 예상하여 地表面과 일치시킨다.
- 3) 壙壁의 設計施工이 안전하게 실시된 것으로 가정하여 壙壁의 壁體를 貫通하게 되는 破壞面은 고려하지 않는다.
- 4) 강관말뚝의 彈性係數 E_p 는 2100000 kg/cm^2 로 한다.
- 5) 강관말뚝의 許容침壓力 및 許容剪斷應力은 각각 1400 kg/cm^2 , 800 kg/cm^2 로 한다.
- 6) (A)사면의 경우 : 地盤係數 E_s 는 Poulos가 제시한 기준을 사용하기로 한다. 崩積土의 경우는 느슨한 모래로 간주하여 E_{s1} 을 91 t/m^2 로 하였으며 風化土의 경우 斜面滑動面 上部에 대해서는 E_{s1} 을 $15c_u$ 로 하여 105 t/m^2 으로 하고, 斜面滑動面 下部에 대해서는 $40c_u$ 를 적용시켜 280 t/m^2 으로 한다.
(B), (C)사면의 경우 : 각 사면의 토층별로 파괴활동면이 생긴다고 할 경우 사면활동면의 상부는 지반반력이 발생할 수 없다고 가정하고 하부층은 봉적토의 경우 E_{s2} 를 175 t/m^2 , 풍화토의 경우 E_{s2} 를 280 t/m^2 으로 적용한다
한편, 연암층은 滑動面 下部에 대한 E_{s2} 를 700 t/m^2 으로 한다.
- 7) 말뚝의 拘束條件으로는 (A)사면의 경우 말뚝머리는 回轉拘束으로 하고 말뚝先端은 알반에 socket형태로 설치된 것으로 하며 힌지로 간주한다. (B)(C)사면의 경우 말뚝머리는 힌지로 하고 말뚝선단은 고정된 것으로 가정한다.
- 8) 말뚝에 작용하는 側方土壓 算定時
(A)사면의 경우 : 直徑 $d=500 \text{ mm}$ 의 말뚝을 $D_1=1.25 \text{ m}$ (純間隔 $D_2=0.75 \text{ m}$) 間隔으로 배치한 것으로 하여, 그 間隔比 D_2/D_1 을 0.6 으로 한다.
(B), (C)사면의 경우 : $350 \times 350 \times 12 \times 19$ 의 H말뚝을 간격비 $D_2/D_1=0.5$ 와 $D_2/D_1=0.6$ 으로 각각 적용한다.

한편 억지말뚝을 설치할 경우 강성이 좋은 강말뚝을 사용하는 바람직하지만 일반적으로 강말뚝의 경우 강관말뚝과 H 말뚝 두종류의 말뚝을 사용하는 것이 통상적이다. 일반적으로 사면활동이 예상되거나 사면활동이 이미 발생한 지역에 항타에 의해 억지말뚝을 설치하는 경우는 바람직하지 못하므로 천공후 말뚝을 삽입하는 공법이 좋을 것이다. 이러한 경우 말뚝은 영구구조물로 생각하여 말뚝을 삽입후 그라우팅 등을 피복하여 부식의 영향을 받지 않도록 한다. 즉 말뚝의 휨응력은 강재가 받아주나 단면 상으로는 원형단면의 말뚝으로 생각하는 것이 좋다. 따라서 본 연구에서 사용한 말뚝은 원형말뚝으로 취급하여도 좋을 것이다.

3.2 斜面安定에 影響을 미치는 要素

(가) 地盤係數

그림 4와 같은 대상지반에 대한 산사태의 안정을 해석하기 위해 (A)사면의 경우는 0.5m의 말뚝을 간격비 0.6으로 옹벽배면 25m지점으로 부터 50m간격으로 3열의 말뚝열을 설치하고 山沙汰가 가장 上部에 있는 崩積土層下部境界面에서 일어났을 경우와 그 아래에 있는 風化土層下部境界面에서 일어났을 경우의 두가지로 나누어 斜面安全率檢討를 실시하였다. (B)사면의 경우는 0.35m의 말뚝을 간격비 0.6으로 옹벽배면 약40m 지점에서부터 40m 거리마다 말뚝을 3열로 설치하였고, (c)사면의 경우는 절토사면하부에 도로를 건설하는 경우로 사면이 시작되는 지점에서 약40m지점에서 부터 B사면의 경우와 마찬가지로 40m 거리마다 말뚝을 3열로 설치하였다.

한편 각 사면의 경우에 대하여 말뚝이 관입되지 않은 순수사면지반에 대한 안정해석과 말뚝이 설치되었을 경우의 해석은 표3에 나타난 바와 같이 수행되었고, 순수사면지반에 대한 안정해석은 붕적토층 경계면이 파괴되는 경우와 풍화암층에서 파괴되는 경우로 나누어서 해석하였다. (A)사면에서 말뚝이 貫入되지 않은 경우 崩積土層境界面이 破壞되는 때의 最小安全率은 1.10이었으며 風化土層境界面에서 파괴가 발생하는 때 0.91로 風化土層境界面에서 약 0.2정도 낮게 算定되고있다. 또한, 3열의 말뚝효과를 고려한 경우 崩積土層境界面에서 破壞가 발생될시는 最小安全率이 1.56으로 나타났으며 風化土層境界面에서 破壞時의 경우는 安全率이 1.19로 風化土에서 破壞가 일어났을 경우가 安全率이 0.37정도 安全性이 불안한 것으로 나타났고 (B)사면의 경우 붕적토층 경계면에서 파괴가 발생할때의 安全率은 1.58이고 풍화토층 파괴면에서 파괴가 발생할 경우의 안전율은 1.38로 풍화토층에서의 파괴가 발생할 경우 안전율이 0.2정도 안전성이 불안한 것으로 나타났다. 한편 (C)사면의 경우는 붕적토층 경계면에서의 안전율은 1.58 이다. 地盤係數 E_{s1} 이 사면안정에 미치는 영향을 검토하기 위하여 그림 4의 對象地盤에 말뚝을 일정한 간격비에 따라 3列로 배치하고 斜面滑動面上部の 地盤係數 E_{s1} 을 表3의 No.1을 기준으로 각각 要素의 값을 변화시키면서 검토하였다.

말뚝이 관입된 지역에서의 山沙汰의 安定은 斜面滑動面 上部地盤에서의 地盤係數 E_{s1} 의 값에 의해 많은 影響을 받는다. 따라서, 地盤係數 E_{s1} 이 斜面安定에 미치는 影響을 考察하기 위해 地盤係數를 表3와 같이 9가지로 구분하였다.

表 3 地盤係數 E_s (t/m^2)

解析番號		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9
崩積土層	斜面滑動面上部 (E_{s1})	0	22.8	45.5	68.3	91	112	133	154	175
風化土層	斜面滑動面上部 (E_{s1})	0	26.3	52.5	78.8	105	148.8	192.5	236.3	280
平均地盤係數比 (E_{s1}/E_{s2})		0	0.11	0.23	0.34	0.45	0.59	0.73	0.86	1

表3에서 분류한 崩積土와 風化土層에 대한 地盤係數 E_{s1} 의 값은 우선 No.1, No.5, No.9의 세가지로 크게 구분할 수 있다.

우선 No.1은 斜面의 安全率이 매우 낮아 地盤의 變形이 심각할 정도로 발생하여 斜面滑動面上部地盤에서의 地盤反力을 기대할 수 없는 경우라 생각하여 斜面滑動面上部地盤의 地盤抵抗효과를 완전히 무시하여 斜面破壞面上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 의 값을 0으로 한 경우이다.

No.5의 경우는 斜面滑動面上部地盤의 地盤抵抗효과를 Marche & Lacroix가 제시한 最小값을 선택한 것으로 앞절에서 설명한 바와 같이 崩積土層에서는 E_{s1} 을 느슨한 상태의 모래에 대한 最小값인 $91t/m^2$ 로 하였고, 風化土層에서는 $15c_u$ 에 해당하는 $105t/m^2$ 로 하였다.

그림5는 봉적토와 풍화암 각각의 평균지반계수 E_{s1}/E_{s2} 를 표3의 9가지 경우에 대해 A, B 및 C 사면에 적용시켜 안정해석한 결과를 나타낸 것이다. 이때 각 사면의 안전율은 갈수기때의 사면에 대한 안전율을 의미하고 있다.

한편, A사면의 경우에 대해 살펴보면, 지반의 효과를 고려한 경우 사면안정효과 상승율이 선형적으로 증가하고 있음을 볼 수 있다. 이와같이 말뚝이 설치되어 있는 사면의 안정성은 사면활동면 상부의 말뚝이 배면으로 부터 받는 지반저항력의 크기에 영향을 받고있음을 알 수 있다. 따라서 만족하는 소요안전율을 1.1, 1.2 및 1.3으로 확보하고자 할 경우의 지반반력효과를 결정할 수 있다. 또한 C사면의 경우 활동면 상부에서의 지반반력의 효과를 고려하는 경우 초기의 사면의 안전율효과는 급격히 증대하지만 그 증가율은 점점 줄어들어 종국에는 거의 일정한 안전율을 나타내고 있다.

마찬가지로 B사면의 경우 처음 활동면상부의 안전율은 0.93이었으나 초기에 급격히 지반반력효과가 나타나다가 그 효과는 거의 일정하게 나타나고 있다. 이러한 경우는 말뚝열의 설치위치가 적당하지 못하여 말뚝배면에 작용하는 저항반력값이 제대로 작용하지 못하고 있음을 보여주는 것이다. 따라서 B사면은 처음에 가정한 설계에 대해 다

시 기준을 마련하여야만 할 것이다. 이와같이 지반계수의 결정은 안정해석에 있어서 중요한 요소가 되며 이를 결정할 경우는 신중한 판단이 되어야만 한다. 따라서 적용되는 말뚝이 설치된 사면의 안전성에 대한 E_{s1} 값을 결정하는 한가지 방법으로 앞에서 언급한바와 같이 Marche & Lacroix의 提案値나 Poulos의 提案値 범위내에서 사면자체의 안전성을 감안하여 결정함이 바람직하다. 또한 소요안전율을 만족하는 지반계수값을 선정하므로써 여지말뚝을 이용한 사면안정의 효과를 획득하기 위해 지반계수의 효과량을 선정할 수 있을 것이다.

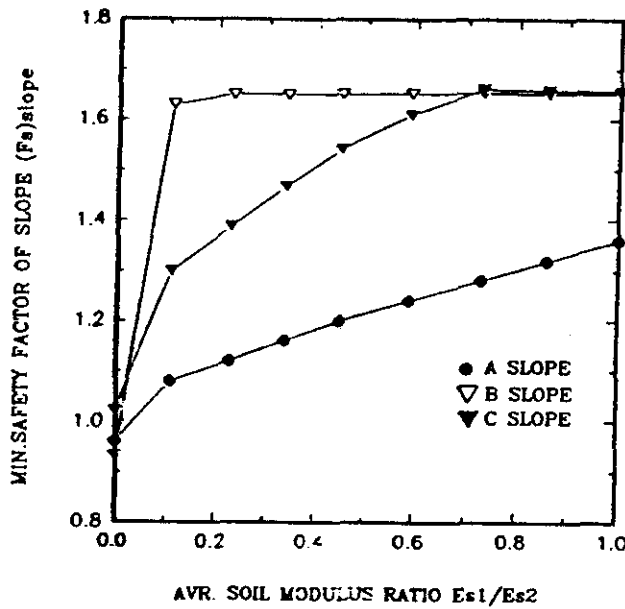


그림 5 지반계수와 사면안전율과의 관계

(나) 지하수위 상승에 의한 영향

우리나라의 강우량은 년평균의 50% 이상이 6월-8월의 약 3개월간에 걸쳐 집중적으로 발생하고 이 기간중의 집중호우등으로 인하여 우수가 지반에 침투하여 지하수위를 상승시키게 된다. 대부분 강우는 투수성이 좋지 않은 풍화잔적토층에 침투하기 이전인

봉적토층을 통하여 지표면과 평행하게 하류로 흘러가는 경우가 대부분이다. 따라서, A사면의 경우는 지하수위에 대한 영향을 봉적토층과 풍화토층으로 구분하여 해석을 하였으며 B, C사면의 경우는 집중호우 등으로 갑자기 지하수위가 상승하였을 경우를 예상하여 가장 위험한 경우인 지하수위와 지표면이 일치하였을 경우 봉적토층의 파괴면을 가상하여 해석을 실시하였다. 왜냐하면 급작스런 경우는 침투율이 낮은 풍화토대를 통과하기 이전 봉적토층에서 이미 지하수위의 상승이 빨라져 지표면과 일치되기 쉽기 때문이다.

그림 6은 지하수위 변화에 따른 사면안전율을 고찰하기 위한 지하수위 비율 나타낸 것으로 각 지층에 대해 지표면에서 각 지층하부에 이르는 거리를 H 라하고 이때의 지하수위 상승율을 H_w 로 하여 그 비율을 H_w/H 로 나타내었다. 즉 지하수위가 완전히 지표와 일치하였을 경우를 1로 하고 지하수위를 고려치 않을 경우 즉 갈수기때는 그 비율을 0으로 하였다. 이와 같은 지하수위 비율의 변화에 따라 사면안전율의 변화를 그림 7에 도시하였다.

그림4에서 A사면의 경우 풍화토의 안전율은 H_w/H 가 0일 때 1.2에서 H_w/H 가 1일때 1.14로 감소율이 대단히 작아 사면이 활동을 일으킬 가능성은 작지만 봉적토의 경우 H_w/H 가 0일때의 안전율이 1.56으로 풍화토에 비해 높았으나 지하수위의 증가로 인한 감소율은 대단히 커서 H_w/H 가 1일 경우 0.91까지 감소한다. 이는 봉적토와 풍화토의 사면안전율이 우수의 침투와 파괴발생 가능성을 관계를 입증하는 것이라 할 수 있다.

한편, B사면의 경우 봉적토층의 파괴는 A사면의 경우와 거의 일치하며 C사면의 경우는 H_w/H 가 0일 때 1.87에서 H_w/H 가 1일때 1.1까지 선형적으로 감소하고 있음을 보여주고 있다. 따라서, 소요안전율면에서 보면 말뚝이 설치되지 않았을 경우 B사면의 경우 H_w/H 가 0.15에서 만족하게 되고 3열의 말뚝이 설치되었을 경우는 H_w/H 가 0.75일때까지 소요안전율을 만족하게 된다. 또한 C사면의 경우는 말뚝이 설치되지 않았을 경우 H_w/H 가 0.45일때 소요안전율을 만족하지만 말뚝을 3열로 설치하였을 경우는 H_w/H 가 0.9일때까지 소요안전율 1.1을 만족하게 된다. 그러나 H_w/H 가 1.0인 경우 즉 지표면과 지하수위가 일치될 경우 갑작스런 안전율의 하락으로 사면활동이 발생할 수 있음을 보여주고 있다.

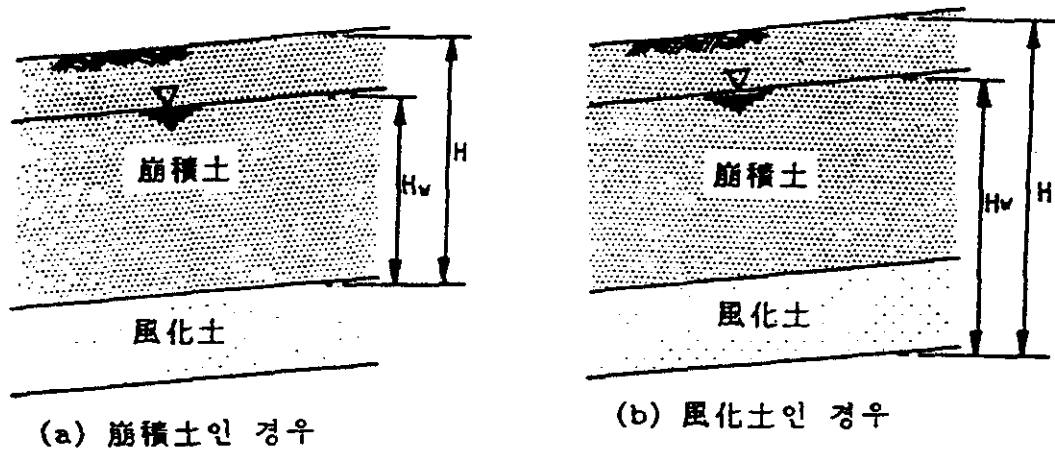


그림 6 지하수위 상승율 (H_w/H)

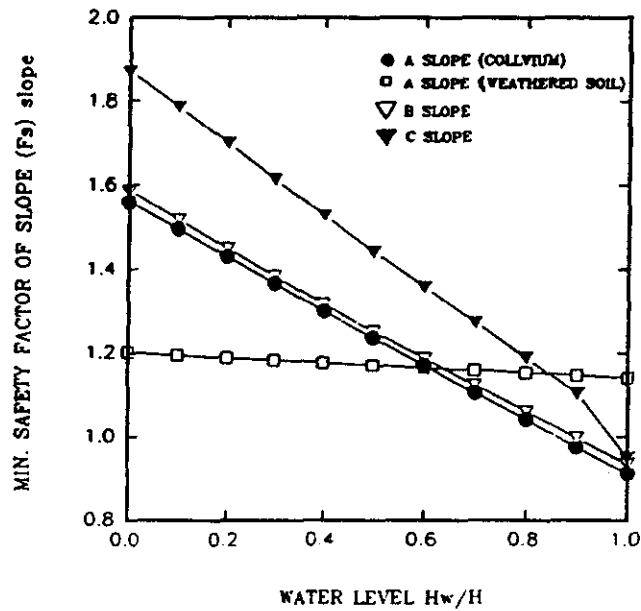
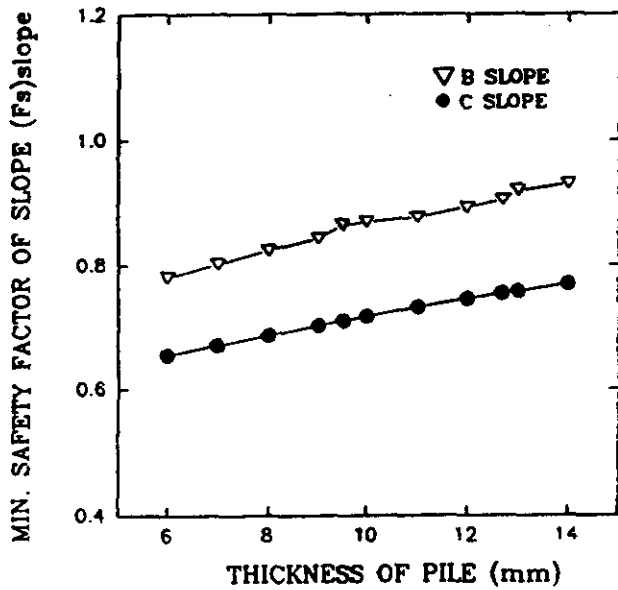


그림 7 지하수위 변화와 사면안전을 관계

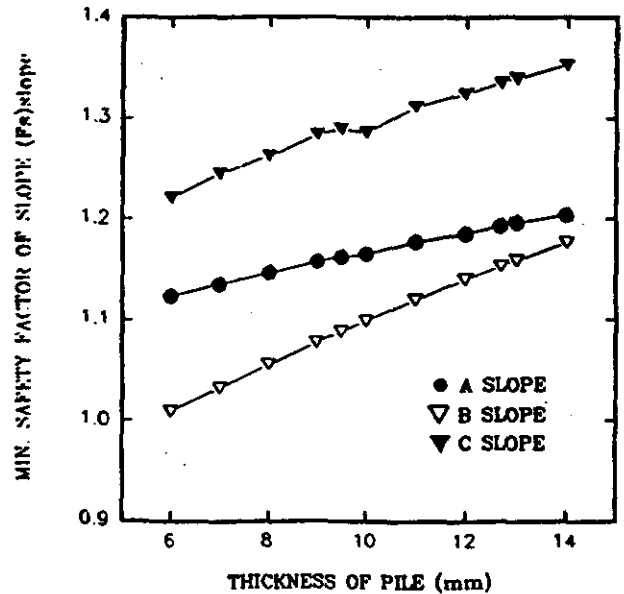
상기에서와 같이 집중호우 및 우기에서의 지하수위 상승에 따른 사면의 안전은 붕괴 토의 경우 커다란 영향을 받고 있으므로 적절한 대책의 마련이 요구되며 보다 높은 소요안전율에 대해 안전대책을 강구하여야 할 것이다.

(다) 말뚝강성 변화에 따른 영향

말뚝의 강성에 의한 영향을 살펴보기 위해 말뚝의 직경을 A사면은 0.5m의 말뚝에 말뚝두께 t 를 그리고 B,C사면의 경우는 0.35m의 말뚝에 말뚝두께 t 를 각각 6mm, 7mm, 8mm, 9mm, 9.5mm, 10mm, 11mm, 12mm, 12.7mm, 13mm, 14mm의 11가지 경우에 대해 해석을 실시하여 그림 8에 말뚝의 강성에 대한 사면안전율을 나타내었다. 그림 8(a)는 H_w/H_g 가 1인 즉 만수위 때의 말뚝강성효과를 도시한 것이고, 그림 8(b)는 H_w/H_g 가 1인 즉 갈수기 때의 말뚝강성효과를 도시한 것이다. A,B 및 C사면 모두 강성이 증가함에 따라 선형적으로 사면의 안전율이 증가하고 있고 지하수위의 증가가 없을 경우는 최소안전율이 B사면의 경우 1.18, C사면의 경우 1.6으로 모두 소요안전율을 1.1, 1.2로 정하여도 만족하고 있다. 그러나 H_w/H_g 가 1일때는 B, C단면의 경우 그림 8(a)에서 보는 바와 같이 소요안전율을 1.0으로 하여도 소요안전율을 만족하지 못하므로 강성의 변화로는 H_w/H_g 가 1일때 사면안정에 적용된 말뚝을 그대로 채택하여 억지공으로 사용 할 수 없음을 알 수 있다.



(a)



(b)

그림 8 말뚝강성과 사면안전율 관계

한편 그림 8(b)에서 A사면의 말뚝강성의 변화에 대해 소요안전율을 만족하므로 강성

의 변화로 인한 사면안전율을 정할 수 있지만 B,C사면은 H_w/H 가 0.5일 경우 강성을 변화시켜서 소요안전율을 택할 수 있다. 따라서 그림 8에서 살펴 본 바와 같이 B,C사면은 지하수위비 H_w/H 가 0.5이상에서 1이 될 경우는 말뚝강성의 변화이외의 다른 대책을 필요로 할 것이다.

3.3 말뚝거동에 영향을 미치는 요소

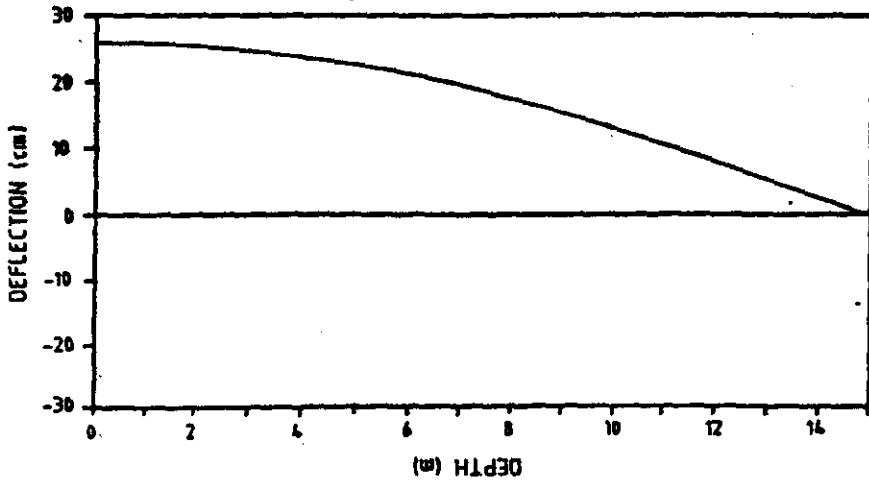
(가) 지반계수

표3의 9가지 경우중 No.1, No.5 및 No.9의 3가지 경우에 대해 그림 4와 같이 각 사면에 설치된 3열의 말뚝중 첫번째 말뚝의 수평변위를 말뚝의 두부조건을 회전구속으로 했을 경우를 그림 9와 같이 도시하였다. 그림 9(a)는 지반의 반력을 고려치 않았을 경우 말뚝두부의 수평변위를 나타낸 것으로 A사면의 경우 4.3cm, B사면의 경우 17.5cm 그리고 C사면의 경우 14.4cm의 변위를 나타내고 있다.

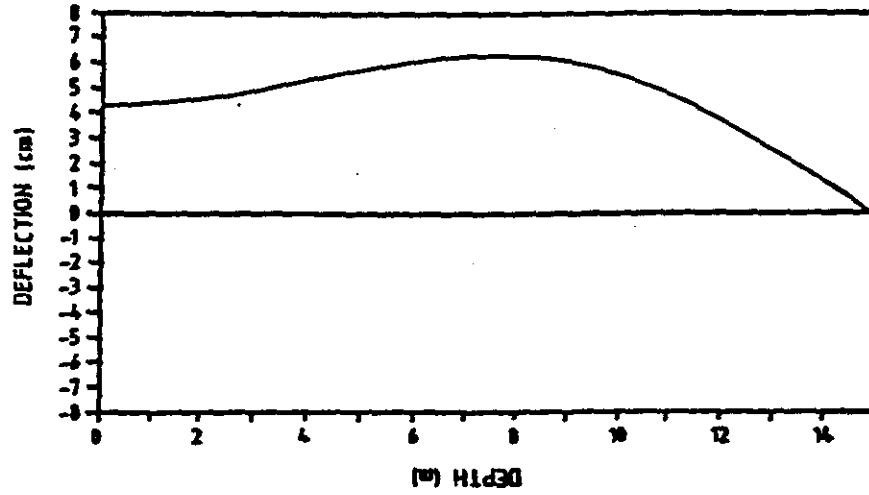
그림 9(b)는 지반반력계수 E_{s1} 의 값을 Marche & Lacroix의 最小값을 사용한 No.5에 대한 수평변위도로서 말뚝의 水平變位는 A사면의 경우 말뚝頭部로부터 약 8m의 깊이에서 약 6.32 cm의 變位를 보이고 있으며 말뚝頭部에서는 약 4.3cm의 水平變位를 보이고 있다. B사면의 경우는 말뚝두부에서 약 17.5cm의 최대수평변위를 보이고 있고 힌지로 고려될 때는 두부에서의 변위는 B,C사면에 대해 0이고 최대변위는 각각 5.2cm, 4.3 cm이다. 마찬가지로 그림 9(c)는 地盤係數 E_{s1} 의 값을 Poulos가 제안한 平均값을 사용한 표3의 No.9에 대한 水平變位를 도시한 것으로 A사면의 경우 말뚝의 최대수평변위는 말뚝의 두부로부터 약 8m 깊이에서 약 5.3cm의 變位를 보이며 말뚝두부에서의 變位는 2.84cm를 보이고 있다. 한편 B,C사면의 경우 두부조건이 힌지로 취급될 때 최대안전효과를 얻을 수 있으므로 힌지때의 수평변위를 나타내면 두부에서의 변위는 0이고 최대수평변위는 5cm와 6cm이다.

그림 10은 最大水平變位를 崩積土와 風化土에 대한 平均地盤係數比에 따라 圖示한 것으로 말뚝의 水平變位는 地盤係數의 抵抗효과를 무시한 地盤係數比가 0인 경우에 最大水平變位가 발생하고 있으며 地盤係數의 比가 증가함에 따라 말뚝의 水平變位도 감소함을 볼 수 있다.

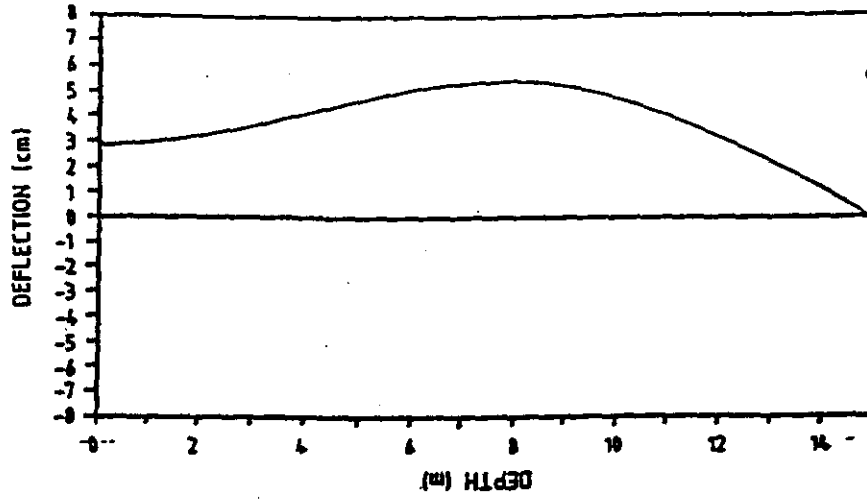
그러나 이러한 減少傾向은 地盤係數의 平均比가 Marche & Lacroix가 제안한 표 3에 있는 No.5의 0.45를 기준으로 0.45 - 0.5이상에서는 말뚝의 水平變位の 變化가 그다지 크지 않으나 地盤係數의 比가 0에서 0.45 - 0.5에서는 말뚝 最大變位와 두부變位 모



(a) NO.1

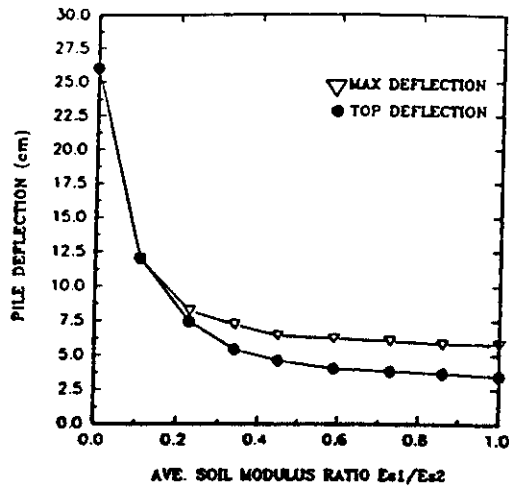


(b) NO.5

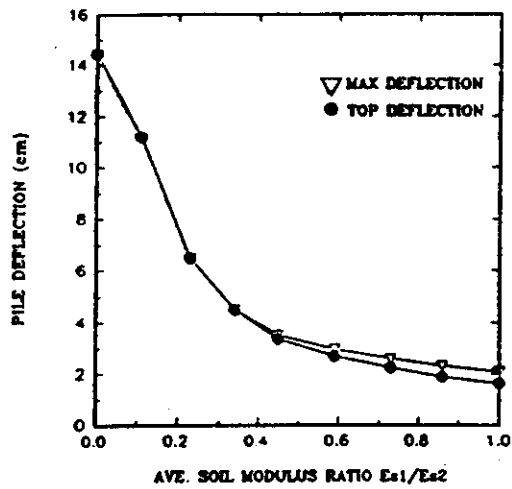


(c) NO.9

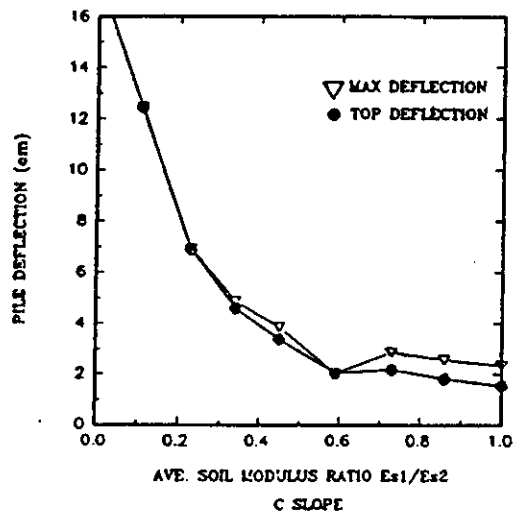
그림 9 지반계수에 따른 밑판의 변위



(a)



(b)



(c)

그림 10 地盤係數에 따른 말뚝의 변위도

두가 아주 급격히 변화하고 있다. 따라서 斜面이 不安한 地盤에서는 地盤係數 E_{s1} 의 효과를 크게 기대할수 없으므로 말뚝의 變位는 커지게 된다. 그러므로 山沙沈抑止用 말뚝設計時에는 斜面의 安全率을 어느정도 확보하여야만 말뚝의 變位도 감소시키고 말뚝에 의한 斜面安全率效果도 증대된다.

(나) 말뚝의 頭部拘束 條件

그림 11은 A사면에 대해 검토된 것으로 말뚝 頭部의 拘束條件에 따른 말뚝의 水平 變位, 樞모멘트 및 剪斷力 分布狀態를 나타내고 있다. 말뚝의 先端은 岩盤에 貫入되어 있는 관계로 힌지로 가정하였으며 말뚝의 頭部는 말뚝의 시공상태에 따른 拘束條件의 변화를 감안하여 이것을 回轉拘束, 힌지 및 固定의 3가지 경우로 취급하여 보았다.

우선 A사면의 경우 말뚝의 水平變位에 대해 살펴보면 그림11(a)와 같다. 말뚝두부의 變位는 回轉拘束인 경우 약 2.2cm의 變位를 보이고 있으며 깊이가 깊어질수록 變位가 증가하여 약 8m 지점에서 6.3cm의 最大變位를 나타내고 더 깊이 내려가면 말뚝의 變位가 감소하고 있다. 이 頭部의 回轉拘束條件에서 地中 8m 깊이에서 最大變位가 발생하고 地表面으로 갈수록 變位의 減少現象은 말뚝에 작용하는 側方土壓이 각 층을 따라 지중으로 내려 갈수록 증가하는데 반해 이에 抵抗하는 地盤係數는 層마다 일정하게 설정함에 의해 말뚝의 最大變位는 側方土壓이 크게 작용하는 地中에서 발생하는 것으로 판단된다. 힌지인 경우는 동일 깊이에서 약 5.7cm의 最大變位를 보이며 固定인 경우는 9m지점에서 약 2.8cm의 變位量을 나타내고 있다. 이와같이 말뚝頭部의 變位는 回轉拘束, 自由, 힌지, 固定의 順으로 발생하고 있다.

한편, 그림 11(b)는 모멘트를 圖示한 것으로 말뚝의 最大 樞모멘트는 固定인 경우에는 말뚝頭部에서 발생하고 있으며 自由, 回轉拘束 및 힌지인 경우에는 말뚝頭部로부터 약9m 지점에서 最大 樞모멘트가 발생하고 있다.

그림 11(c)는 剪斷力에 대한 것으로 頭部拘束條件이 固定인 경우에는 最大剪斷力이 말뚝頭部에서 발생하고 있으며 自由, 回轉拘束 및 힌지인 경우에는 약 14m지점에서 발생하고 있다.

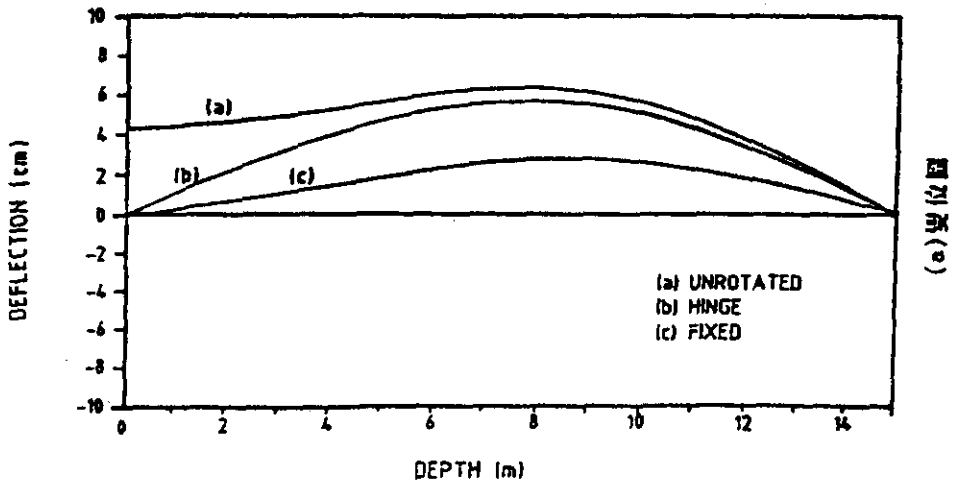
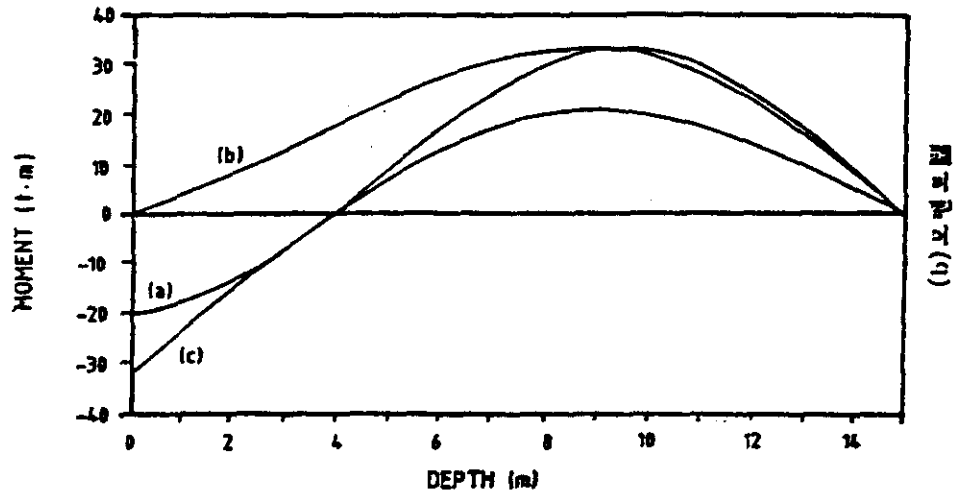
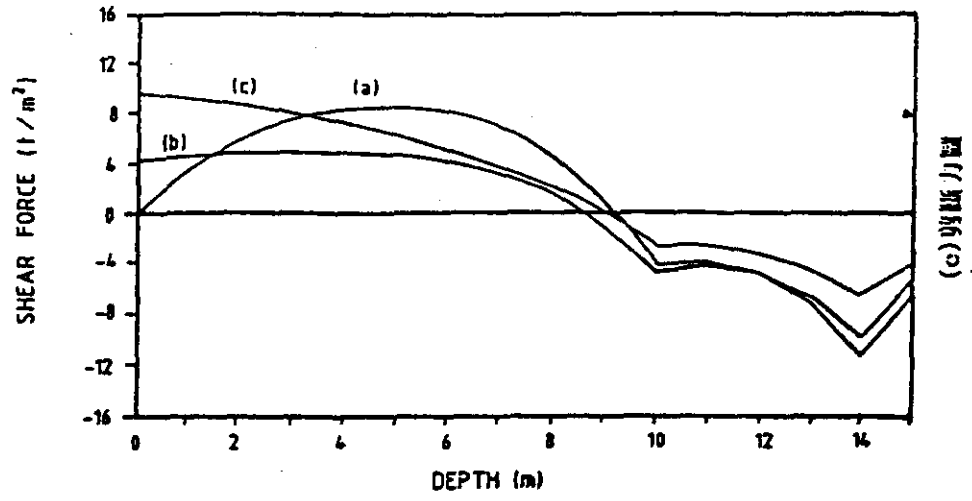


그림 11 밑쪽두부의 구속조건 변화에 따른 변위도

(다) 말뚝의 剛性

앞절에서와 같이 말뚝의 剛性을 말뚝의 두께가 6mm인 경우부터 14mm까지 11가지 경우에 대한 말뚝頭部와 말뚝 最大變位를 대표적으로 A사면의 경우에 대해 그림 12과 같이 나타내었다. 그림 12에서 ∇ 는 最大變位를 나타내고 있으며 \blacktriangledown 는 말뚝의 頭部變位로 말뚝의 變位는 두 경우에서 모두 말뚝剛性의 증가에 따라 거의 線形的으로 증가하고 있으며 변위의 증가량은 두부에서의 변위가 최대변위보다 크게 나타나고 있다. 따라서 말뚝의 斷面係數 즉 강성을 증가시켜줌에 따라 말뚝의 變位가 증가 한다는 것은 상당히 모순된 현상으로 볼 수 있으나 본 解析에서는 斷面의 剛性을 증대시켜줌에 따라 식(4)의 α_0 값이 커지게되어 말뚝이 받을 수 있는 側方土壓 $P_{s(z)}$ 의 값이 커지기 때문에 나타난 결과이다.

즉 말뚝에 작용하는 側方土壓은 말뚝의 剛性이 담당할수 있는 最大值로 결정되므로 剛性이 낮은 말뚝은 側方土壓을 적게 받을 것이고 剛性이 큰 말뚝은 側方土壓을 많이 받게 되어 斜面安定에는 큰 寄與를 하게 되나 말뚝의 變位는 많이 발생하게 된다.

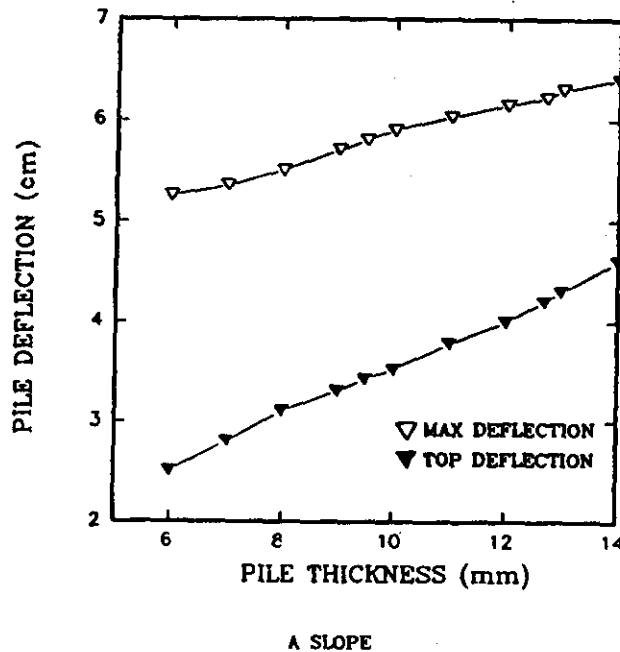


그림 12 말뚝의 剛性에 따른 말뚝 頭部の 變位 變化

4. 억지말뚝의 설계법

4.1 設計法

앞절에서는 사면안정에 영향을 미치는 요소들에 대해 검토하여 보았다. 따라서, 이를 토대로 하여 산사태억지말뚝의 설계법을 제시하면 다음과 같다.

산사태억지말뚝의 설계를 위한 개략도를 그림 13과 같이 Block Chart로 나타내었다. 산사태 억지 말뚝의 설계를 위해서는 우선 대상지반에 대한 지질 및 지형등 지반에 대한 실내시험 및 현장조사등에 의한 지반조사가 수행되어 토질 정수와 단면도등 지반조건을 정확히 결정하여야 한다.

지반조건이 결정되면 그림 13의 개략도에서와 같이 그 단면에 대한 사면안정해석을 실시하여 사면에 대한 안정진단을 하여야 한다. 이 안정검토 결과 사면이 소요안전율을 확보하면 문제는 간단하나 그렇지 못한 경우 사면에 대한 안정보강은 필수적이고 그림 13에서와 같은 순서를 제안한다.

우선 말뚝두부의 구속조건으로서 말뚝을 설치시 말뚝두부는 말뚝을 횡으로 연결시키거나 Tie rod, Anchor 등에 의해 구속을 받게 된다. 그리고, 말뚝의 선단 또한 말뚝의 관입깊이에 따라 선단에서의 조건이 결정되어진다. 따라서, 산사태 억지 말뚝의 설치를 위해서는 우선 그 말뚝의 설치방법에 따라 말뚝의 두부 및 선단의 구속조건이 결정되어야 한다. 말뚝의 구속 조건으로는 자유, 회전구속, 힌지, 고정외 4경우를 생각할 수 있다.

말뚝의 두부 및 선단의 구속조건이 결정되면 다음으로 설치할 말뚝의 직경, 두께 및 간격 등을 적당히 선정하여야 하고 또한 말뚝의 열수 및 위치도 결정하여야 한다.

이러한 말뚝에 대한 선정이 끝나면, 그 말뚝에 대한 안정검사를 실시, 선정된 말뚝이 너무 크거나 작지 않게 검토를 하고 말뚝이 부적당한 경우는 다시 Feed Back하여 말뚝을 재선정한다.

4.2 設計例

그림 13에서 제안된 설계법을 적용하여 이와같이 억지말뚝을 설치하여 산사태를 억지코자 할 경우 보다 경제적인 설계법이 도입될 수 있을 것이다.

이 사면안정 재검토를 위해 대표적으로 A단면을 채택하였으며 그림 14에서와 같이 여러가지 단면에 대한 검토를 실시하여 보면 다음과 같다.

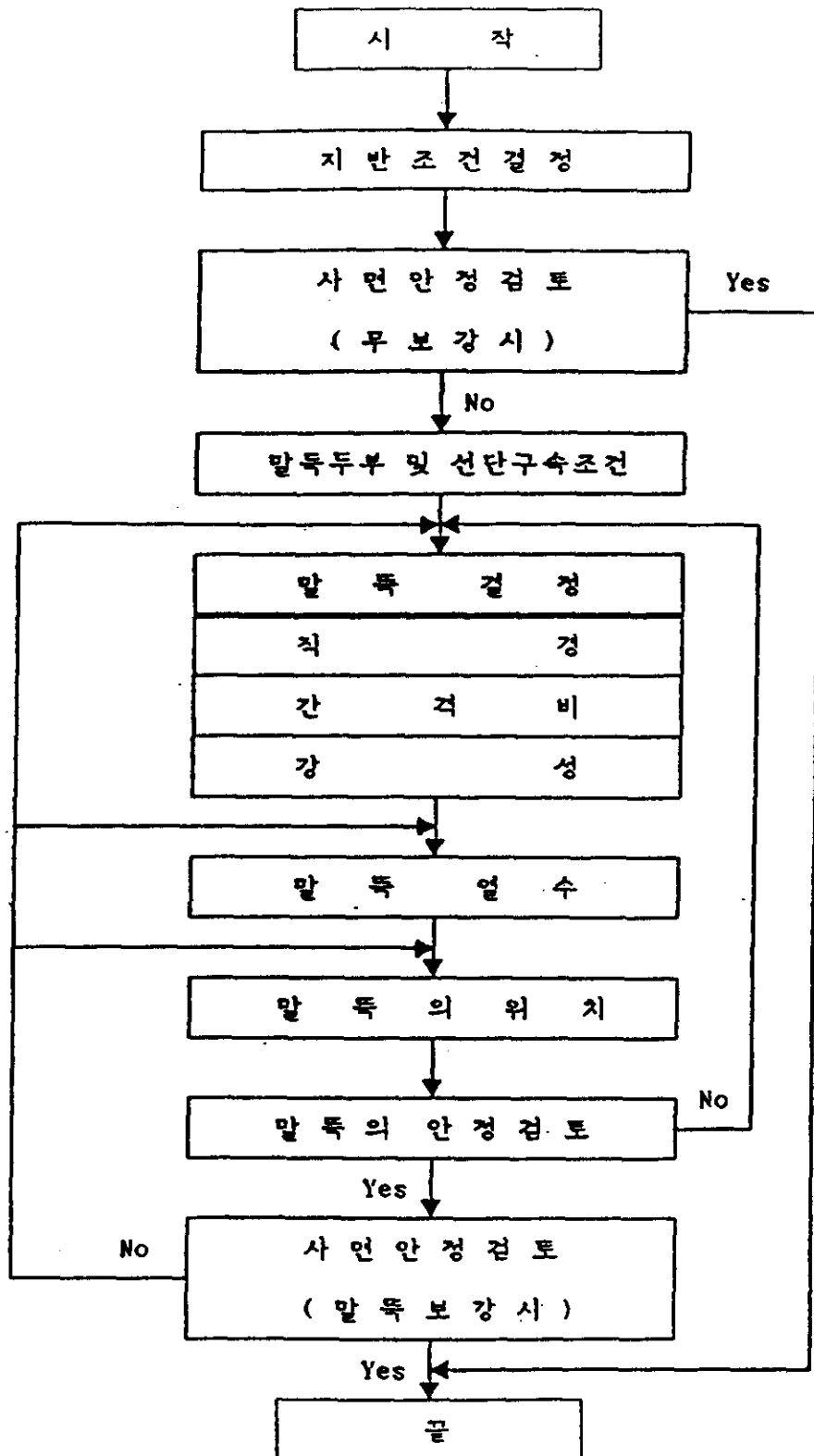


그림 13 개략도 (Block Chart)

먼저 해석대상사면에 대한 사면의 안전율(지하수위가 지표와 동일한 경우)이 0.9로 나타났다. 따라서, 소요안전율을 1.2로 하였을 경우 이를 만족시키지 못하였고 1열 및 2열의 말뚝을 설치하였을 경우에도 소요안전율을 만족하지 못하였으므로 3열의 말뚝을 설치하였다. 이때 비로소 전체사면의 안전율이 소요안전율을 만족시키므로 3열의 말뚝을 설치하였을 경우를 고려하여 사면파괴가 발생할 수 있는 경우를 다음과 같이 고려하였다.

그림 14은 그림 4(a)의 3열 말뚝의 단면에 대해 10가지의 경우로 나눈것으로 Case1은 1열 말뚝전면에서 파괴가 일어났을 때를 가정한 경우이며 Case2와 Case3은 각각 1열말뚝과 2열말뚝 사이 및 2열말뚝과 3열말뚝 사이에서 파괴가 일어났을 시의 검토이다. 또한 Case4는 3열말뚝 배면에서 파괴를 나타낸 경우이며 Case5는 2열말뚝의 전면에서 파괴가 일어난 경우이고, Case6은 1열말뚝부터 3열말뚝 사이에서의 파괴, Case7은 2열말뚝 뒤쪽으로 파괴가 일어났을 경우를 나타내고 있다. 그리고, Case8은 전면으로부터 3열말뚝까지 파괴가 일어났을 경우이며 Case9는 1열말뚝 배면으로 파괴가 일어났을 경우이다. Case10은 그림 4(a)의 3열 말뚝이 설치된 전체 사면에 대한 안정검토이다.

이상과 같이 각단면에 대한 검토를 실시하여 모두 소요 안전율을 확보할 시에는 검토가 끝이 나겠으나 안전하지 못할 시에는 다시 역순으로 Feed Back하여 말뚝의 위치를 조정하거나 말뚝의 열수 및 종류등을 재조정하여야 한다. 말뚝의 종류 및 열수, 간격비, 위치등의 변경에 의해서도 만족할 만큼의 안전율을 얻을 수 없는 경우에는 사면구배의 변화등에 따라 지반조건을 변경하여야한다.

위에서 설명한 설계법을 이용하여 그림 4의 대상지반에 대한 안전검토를 실시하기 위해 해석지반을 그림 14과 같은 10 Case로 분류하여 사면안정검토를 실시한 결과 표 8과 같은 결과를 얻었다.

표 4 Case별 사면 안전율

구 분	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10
붕괴토파괴	1.17	1.58	1.58	1.58	1.52	1.68	1.93	1.55	1.67	1.56
풍화토파괴	1.64	1.74	1.74	1.74	1.18	1.42	2.29	1.13	1.13	1.19

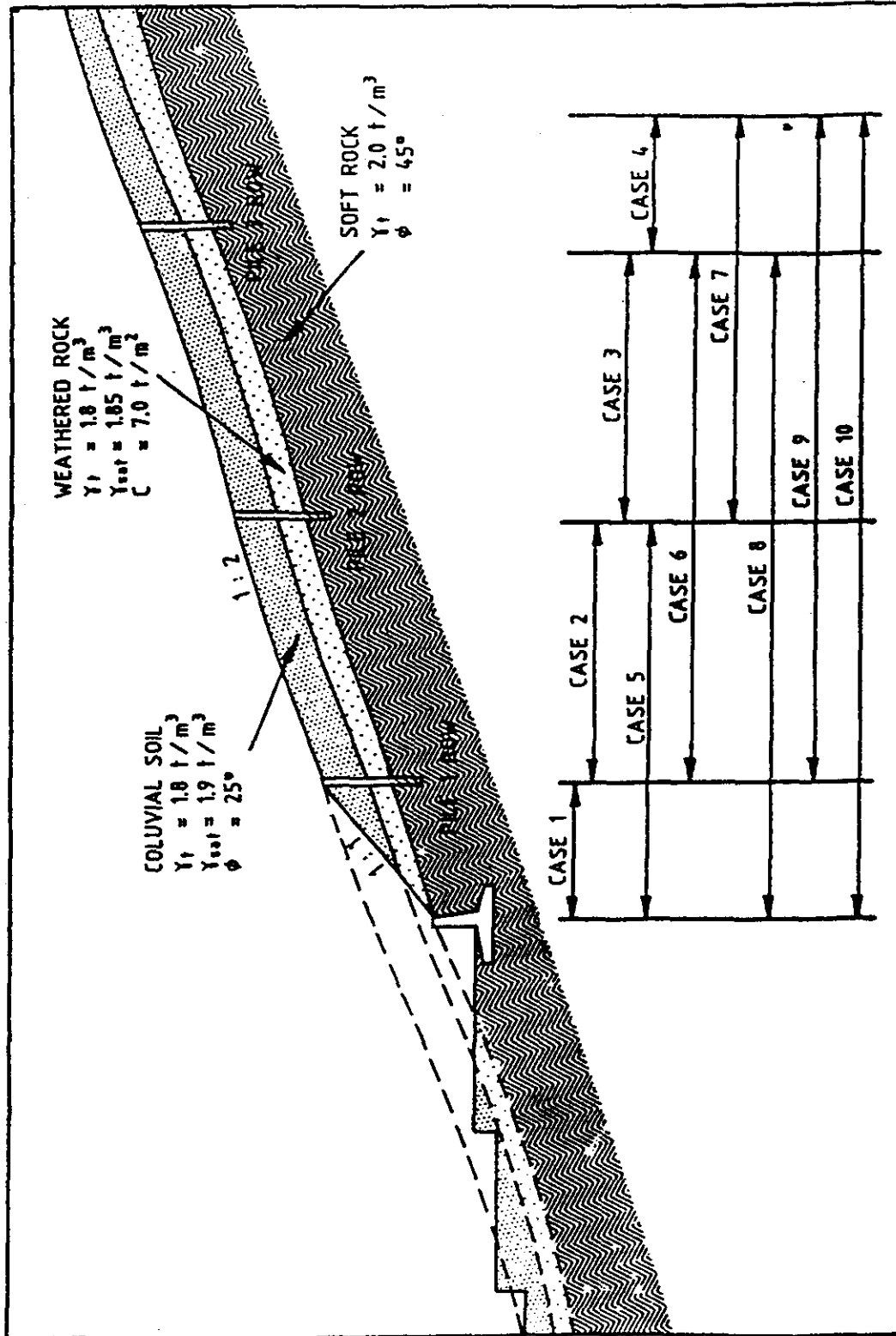
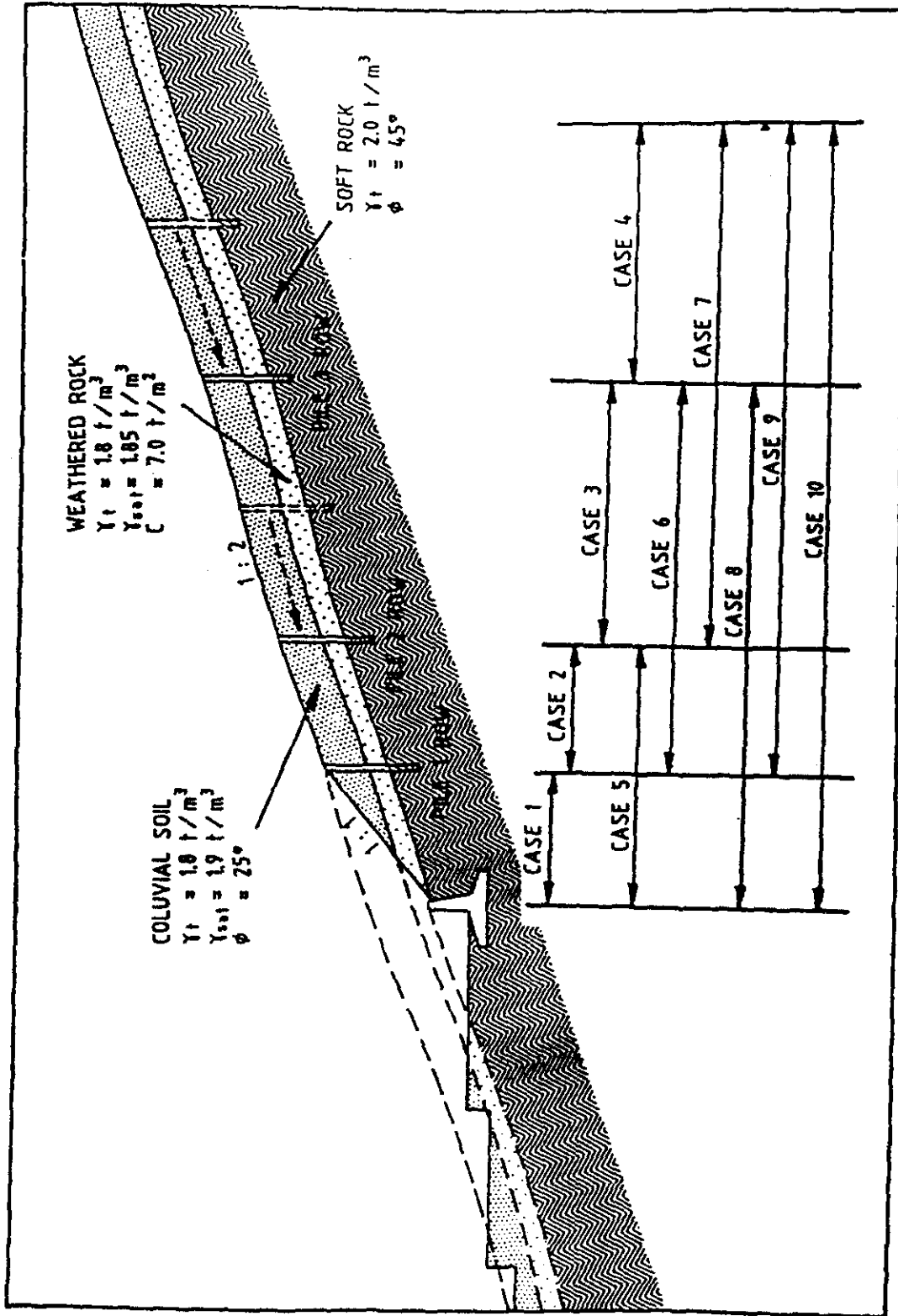


그림 14 해석지반 단면도(말뚝위치 수정전)



A SLOPE

그림 15 해석지반 단면도(말뚝위치 수정후)

각 Case별 해석 결과 소요안전율을 1.2로 하였을 경우 Case1에서는 붕적토에서 사면이 불안한 것으로 나타났고, Case5와 Case8에서는 풍화토에서 소요안전율을 확보하지 못하고 있다. 따라서, 그림 15의 말뚝의 위치중 2열말뚝과 3열말뚝을 각각 20m씩 옹벽 쪽으로 앞당겨 그림 15와 같이 설치하여 앞의 그림 14에서와 같이 10 Case 경우로 나누어 해석을 실시하여 표 5와 같은 결과를 얻었다

표 5 Case별 사면안전율 (말뚝위치 수정후)

구 분	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10
붕적토파괴	1.17	-	1.50	1.50	1.79	1.93	1.68	1.66	1.67	1.56
풍화토파괴	1.63	-	1.69	1.69	1.43	2.29	2.42	1.22	1.43	1.19

앞의 표 4에서 불안한 것으로 나타났던 Case1, Case5 및 Case8에 대해 살펴보면 우선 Case1은 비탈면 부분의 보강을 말뚝의 위치를 옮기는 것보다는 현재 많이 사용하고 있는 잔디나 Shotcrete 등에 의함이 더 효과적이라 판단되어 Case1은 보강해석을 생략하였다.

그리고, Case5와 8은 그림에서와 같이 말뚝을 전면으로 옮김으로 인해 사면이 흘러 내리려는 활동력이 줄어들어 말뚝에 의한 사면안전율이 증가되어 소요안전율을 1.2로 하였을 경우 2가지 Case모두 안전한 것으로 판단된다. 또한, 다른 나머지 Case들 모두 안전한 것으로 나타나고 있으며, Case2는 해석지반의 간격폭이 좁아져 안전율이 더욱 올라갈 것으로 판단되어 해석을 생략하였다.

5. 결론

山沙沈抑止를 위하여 말뚝을 사용할 경우 말뚝과 地盤사이의 相互作用을 고려하여 말뚝과 斜面 모두가 安定을 유지하도록 하여야 할 것이다.

그러나, 말뚝이나 斜面중 어느 한쪽이 소요안전율을 만족하지 못할 경우 양쪽 모두에 피해를 주게된다. 따라서, 말뚝과 사면의 안정 모두를 고려하는 경우 말뚝에 작용하는 측방토압을 산정하여 이러한 側方土壓을 받는 말뚝의 設計時, 말뚝의 安定과 地盤의 安定모두를 만족하는 設計를 하여야 한다.

본 연구에서는 山沙汰抑止말뚝이 설치된 斜면의 安定性解析을 위해 受動말뚝에 제안된 側方土壓算定式을 이용하여 말뚝의 安定과 斜면의 安定을 檢討할 수 있는 解析法을 확립·검토함으로써, 이 解析法에 의거 말뚝의 安定성과 暴動 및 말뚝의 斜면 安定에 미치는 影響 등을 통해 억지용 말뚝에 의한 사면안정 효과를 확인하고 보다 경제적이고 안전한 억지공법을 창출하는 기반이 되도록 하는데 있다.

1) 山沙汰抑止말뚝에 작용하는 側方土壓算定式으로 受動말뚝에 작용하는 側方土壓算定式의 활용이 가능하였다.

2) 山沙汰抑止말뚝이 설치된 斜면의 安定解析法이 말뚝과 斜면 모두의 安定성을 檢討할 수 있도록 安定解析法이 다음과 같이 확립되었다.

(가) 말뚝의 安定解析法 : 斜面滑動面을 기준으로 上部에는 말뚝 前面에 側方土壓과 배면에 地盤反力을 받게 하고, 斜面滑動面下部에는 地盤反力만 받게 하는 상태에서의 彈性보의 微分方程式을 응용한다. 한편 말뚝에 작용하는 토압은 최대토압을 작용시켜 부가되는 값을 이용함으로써 말뚝의 안정을 해석한다.

(나) 斜면의 安定解析法 : 斜面滑動面에 대한 滑動土塊의 抵抗力과 활동력의 비로 斜面安全率을 계산하며 이때 抵抗力은 斜面滑動面位置에서 地盤의 마찰력 및 粘着力에 의해 발생하는 抵抗力의 합으로 한다.

3) 말뚝의 斜면安定效果 및 말뚝의 暴動은 斜面滑動面上部の 地盤係數의 크기에 크게 의존하여 地盤係數가 커질수록 安全率은 증가하고 變位는 크게 줄어들고 總말뚝의 列數를 증가 시킬 수록 말뚝의 斜面安定寄與度는 크다.

4) 일반적으로 사면의 안정은 지하수위의 급격한 증가로 인해 영향을 많이 받으므로 지하수위 상승율에 대한 말뚝의 강성, 간격비, 두부조건, 지반계수설정에 FEEDBACK을 실시하여 말뚝열의 위치를 설정함으로써 산사태억지말뚝의 효과를 높일 수 있다.

참고문헌

1. 홍원표(1983) : “수평력을 받는 말뚝”, 대한토목학회지, 31(5), pp. 32-36.
2. ASCE(1982): Application of Walls to Landslides Control Problems.
3. Ito, T. Matsui, T. and Hong, W.P. (1981) : “Design methods for stabilizing piles against landslides-One row of piles”, Soils and Foundations, 21(1), pp. 21-37.
4. Ito, T. Matsui, T. and Hong, W.P. (1982) : “Extended design methods for multi-row stabilizing piles against landslides.” Soils and Foundations, 22(1), pp. 1-13.
5. Hong, W.P. (1986) : “Design methods of piles to stabilizing landslides”, Proc., Int. Symp. on Environmental Geotechnology, Allentown, pp. 441-453.
6. 홍원표(1982) : “점토지반속의 말뚝에 작용하는 축방토폰”, 대한토목학회논문집, 2(1), pp. 45-52.
7. 홍원표(1983) : “모래지반속에 작용하는 축방토폰”, 대한토목학회논문집, 3(3), pp. 63-69.
8. 홍원표(1984) : “축방변형지반속의 원형말뚝에 작용하는 토폰의 산정”, 중앙대학교 논문집, 제27집, 자연과학편, pp. 319-328
9. 홍원표(1984) : “축방변형지반속의 줄 말뚝에 작용하는 토폰”, 대한토목학회논문집, 4(1), pp. 59-68.
10. 홍원표(1984) : “수동말뚝에 작용하는 축방토폰”, 대한토목학회논문집, 4(2), pp. 77-88.
11. Matsui, T., Hong, W.P. and Ito, T. (1982) : “Earth pressure on piles in a row due to lateral soil movements”, Soils and Foundations, 22(2), pp. 71-81.
12. 대한토목학회(1987): “정선병원 절토사면 안전진단 연구 보고서”
13. 대한토목학회(1987): “장복로 사면붕괴 방지대책 연구 용역보고서”
14. 대한토목학회(1989): “대한주택공사 부산덕천지구 사면안정검토 연구용역 보고서”
15. Poulos, H.G. (1971) : “Behavior of laterally loaded piles : I - Single piles”, ASCE, 97(SM5), pp. 711-731.
16. Marche, T. and Lacroix, Y. (1972) : “Stabilite des culees de ponts etablies sur des pieux traversant une couche molle”, Canadian Geotechnical Journal, 9(1), pp. 1-24.
17. 홍원표(1990) : 산사태 및 방지대책, 사면안정강좌(VIII), 대한토질공학회, 6(3), pp. 88-98.