

제 6 장 억지말뚝이 설치된 사면의 안정해석법

억지말뚝이 설치된 사면의 안정해석원리는 앞에서 언급 한 바와같이 사면의 안정과 억지말뚝의 안정 모두를 만족해야한다. 따라서 본 장에서는 안정 해석시 말뚝에 작용하는 측방토압의 산정과 각각에 대한 안정해석법 그리고 억지말뚝의 사면안정효과를 계수(Parameter)를 변화시켜 검토하여 보고 이를 통하여 억지말뚝의 설계법을 제시하고자 한다.^{60,66,74,75,76)}

6.1 말뚝의 측방토압

사면의 안정과 말뚝의 안정 두 종류의 안정에 모두 줄말뚝에 작용하는 측방토압이 이용되고 있다. 따라서 산사태 억지말뚝의 설계에 있어서는 이 측방토압을 되도록 설계에 맞도록 산정하지 않으면 안된다. 원래 줄말뚝의 전면과 배면에는 서로 평형상태의 토압이 작용하고 있다가 활동토괴의 변형에 의하여 이 평형상태가 무너지게 된다. 여기서 취급하는 측방토압은 줄말뚝의 전면과 배면에 작용하는 토압의 차에 상당한다. 줄말뚝에 작용하는 측방토압의 산정식을 유도할 때 특히 고려할 점은 말뚝간격 및 말뚝주변지반의 소성상태의 설정이다. 전자에 대하여는 4장에서 이미 그 필요성을 강조하였다. 한편 후자의 필요성은 다음과 같다. 즉, 일반적으로 말뚝에 부가되는 측방토압은 활동토괴가 이동되지 않는 0의 상태에서 부터 활동토괴가 크게 이동하여 말뚝주변의 지반에 수동파괴를 발생시킨 경우에는 측방토압의 극한치가 큰 폭으로 변화한다. 따라서, 사면안정에 있어서 수동말뚝의 설계를 행하기 위하여는 어떤 상태의 측방토압을 이용하여야 좋은지를 선택하여야만 한다.

우선, 말뚝간격에 대하여는 줄말뚝 1개당에 작용하는 측방토압을 산정하기 위하여 그림 6.1(a)의 평면도에 사선을 친 부분 지반의 거동을 취급하는 것으로 충분하다. 이 부분을 확대하여 표시하면 그림 6.2와 같으며 두 개의 말뚝 사이 지반거동을 취급함에 따라 말뚝간격을 정확히 고려하게 되고 처음부터 줄말뚝의 문제로 취급할 수 있게 된다.

한편, 말뚝주변지반의 소성상태의 설정에 대하여는 만약 말뚝주변 지반에 수동파괴가 발생하였다고 하면 그때는 산사태가 상당히 진행되어 활동면의 전단저항력이 상당히 저하하여 버리는 점과 수동파괴시 말뚝에 작용하는 측방토압이 상당히 커서 말뚝자체의 안정이 지탱하지 못할 염려가 있는등 불안한 점이 많다. 따라서 설계에 채용될 수 있는 측방토압은 산사태의 진행에 따른 활동면의 전단저항력의 저하가 거의 발생하지 않는 상태에 있는 값을 채용하는 것이 가장 합리적이라고 생각된다. 이 조건을 만족하는 측방토압의

최대치를 산정하기 위하여 그림 6.2 에 사선을 친 부분만이 Mohr-Coulomb 의 항복조건을 만족하는 소성상태에 있다고 가정한다. 이러한 가정은 사면 전체의 평형상태를 거의 변화시키지 않고 말뚝에 부가되는 측방토압을 산정하는 것을 의도하는 점에서 중요한 의미를 갖는다.

이러한 가정에 의해 억지말뚝에 작용하는 측방토압은 소성변형지반 속의 측방토압 산정식을 이용하여 산정될 수 있다. 산사태토층단위길이당 1개의 원형말뚝에 작용하는 측방토압의 최대치(설계에 이용할 수 있는 값중 최대치의 의미)는 다음 식으로 제안된바 있다.

$$P(z)/d = K_{p1} c + K_{p2} \sigma_H(z) \quad (6.1)$$

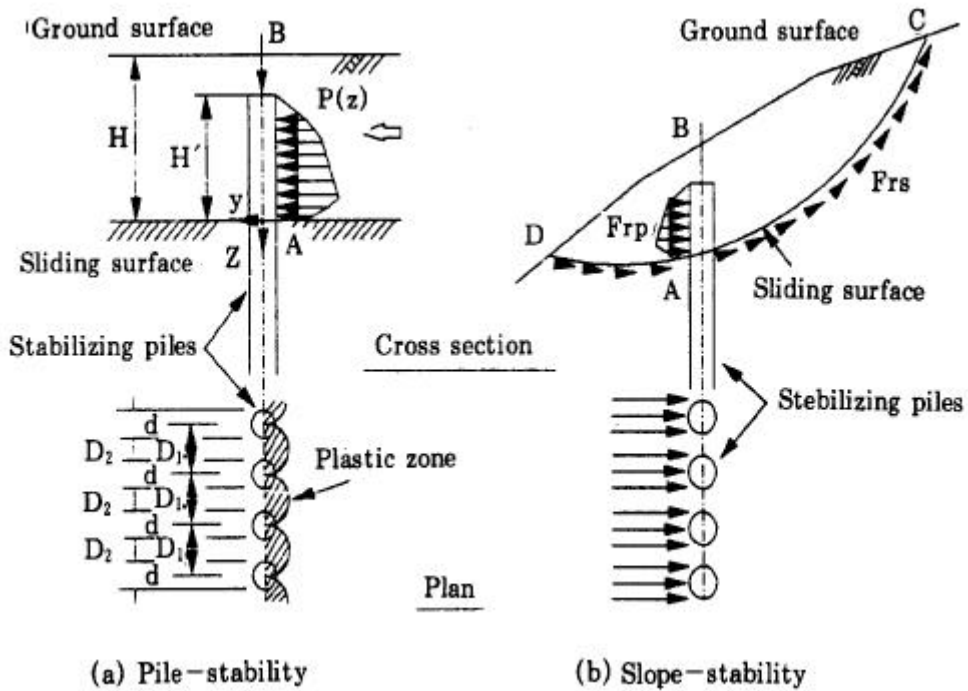


그림 6.1 억지말뚝의 사면안정도^{158 160)}

여기서, D_1 과 D_2 는 각각 말뚝의 중심간격과 순간격(그림 6.1참조)

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

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

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

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

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

점착력이 0인 사질토의 경우는 식(6.1)에 $c = 0$ 을 대입하면 측방토압 $p(z)/d$ 는 σ_H 만의 항으로 표시된다. 한편 내부마찰각이 0인 점성토의 경우는 별도의 유도과정으로 측방토압계수 K_{p1} 과 K_{p2} 가 다음과 같이 된다.

$$K_{p1} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\phi}{8} \right) \quad (6.3a)$$

$$K_{p2} = 1 \quad (6.3b)$$

식(6.3)중의 K_{p2} 은 식(6.2)에 $\phi = 0$ 를 대입한 결과와도 일치한다. 따라서 측방토압계수 K_{p1} 은 식(6.2a)로 구하되 $\phi = 0$ 인 점성토의 경우만은 식(6.3a)으로 구하며, 측방토압계수 K_{p2} 는 언제나 식(6.2b)만으로 구할 수 있다.

이들 측방토압계수식 (6.2)와 (6.3)을 그림으로 나타내면 그림 6.3과 같다. 즉 말뚝간격 D_1 과 D_2 로부터 결정되는 말뚝간격비 D_2/D_1 과 내부마찰각 ϕ 로부터 그림 6.3를 이용하면 간편하게 측방토압계수 K_{p1} 과 K_{p2} 를 구할 수 있다.

이미 앞에서 설명한 바와 같이 설계에 적용가능한 측방토압은 0에서 식(6.1)로 주어지는 최대치까지의 값이다. 즉, 활동토괴의 변형과 함께 줄말뚝에 측방토압이 차츰 증가되어 말뚝주변지반만이 소성상태가 발생할 때의 위식으로 나타내는 최대치까지 달하게 된다. 여기에, 이상의 측방토압 부가정도를 나타내기 위하여 측방토압부가계수 $\alpha_m (0 < \alpha_m < 1)$ 을 도입하면 식(6.4)와 같다.

$$p_m(z) = \alpha_m \times p(z) \quad (6.4)$$

이 측방토압부가계수 α_m 은 변수로 사용될 수 있다. 우선 임의의 가상 활동파괴면에 대하여 말뚝의 안전율을 1보다 크게 되도록 α_m 을 결정한 후 사면안정의 안전율을 계산한다.

6.2 억지말뚝을 이용한 사면안정 해석

본 절에서는 억지말뚝설계시의 2가지 중요한 요인, 즉 말뚝간격을 보다 엄밀히 고려하는 점 및 말뚝과 사면 양자의 안정해석을 보다 유기적이고 계통적으로 행하는 점에 중점을 두고 억지말뚝이 설치된 사면의 안정해석법을 억지말뚝이 설치된 사면의 안정과 억지말뚝의 안정에 대해 설명하고자 한다.

일반적으로 사면안정을 위한 억지말뚝의 설계에 있어서는 그림 6.1에 도시된 바와 같이 말뚝 및 사면의 2종류의 안정에 대하여 검토하지 않으면 안된다. 만약 활동토괴에 의하여 말뚝에 작용하는 측방토압(혹은 말뚝으로부터 활동토괴에 작용하는 반력)이 알려져 있다면 우선 그림 6.1(a)에 도시된 바와 같이 말뚝의 안정은 수평하중을 받는 말뚝의 해석법을 응용하여 검토할 수 있다. 이상과 같이 말뚝의 안정성이 확보되면 그림 6.1(b)에 도시된 바와 같이 줄말뚝으로부터 활동토괴에 작용하는 수평저항력을 부가하여 통상의 사면안정해석법을 적용하여 사면의 안정을 검토할 수 있다. 따라서 측방토압의 산정은 사면안정을 위한 억지말뚝설계에 있어서 키 포인트이며 이 값이 될 수록 정확하게 예측하는 것이 매우 중요하다. 이는 말뚝의 안정과 사면의 안정에 미치는 측방토압의 영향이 서로 상반되기 때문이다. 즉 앞절에서 이미 설명된 바와 같이 이 측방토압을 실제보다도 크게 산정하여 설계한 경우, 말뚝의 안정에 관하여는 안전측이나 사면의 안정에 관하여는 위험측이 된다. 반대로 측방토압을 실제보다 적게 산정하여 설계한 경우에는 그 반대현상이 발생할 것이다.

억지말뚝을 설치한 경우는 강성이 좋은 강말뚝을 사용하는 것이 바람직하다. 강말뚝에도 강관말뚝과 H말뚝의 두 종류가 사용되고 있다. 이들 말뚝을 설치할 경우 통상적으로 항타에 의하여 말뚝을 설치하는 것은 매우 바람직하지 못하며 천공후 말뚝을 삽입하는 공법이 좋다. 이때 억지말뚝은 설치후 영원히 그 기능을 발휘되도록 영구구조물로 생각하여야 한다. 따라서 말뚝을 삽입한 후 콘크리트나 시멘트그라우팅으로 말뚝의 전 길이를 피복하여 부식의 영향을 받지 않도록 하여 주어야 한다. 그러므로 말뚝의 휨응력은 강재가 받아주나 단면상으로는 원형단면의 말뚝으로 생각하는 것이 좋다. 따라서 본 논문에서는 말뚝은 원형말뚝으로 취급하였다..

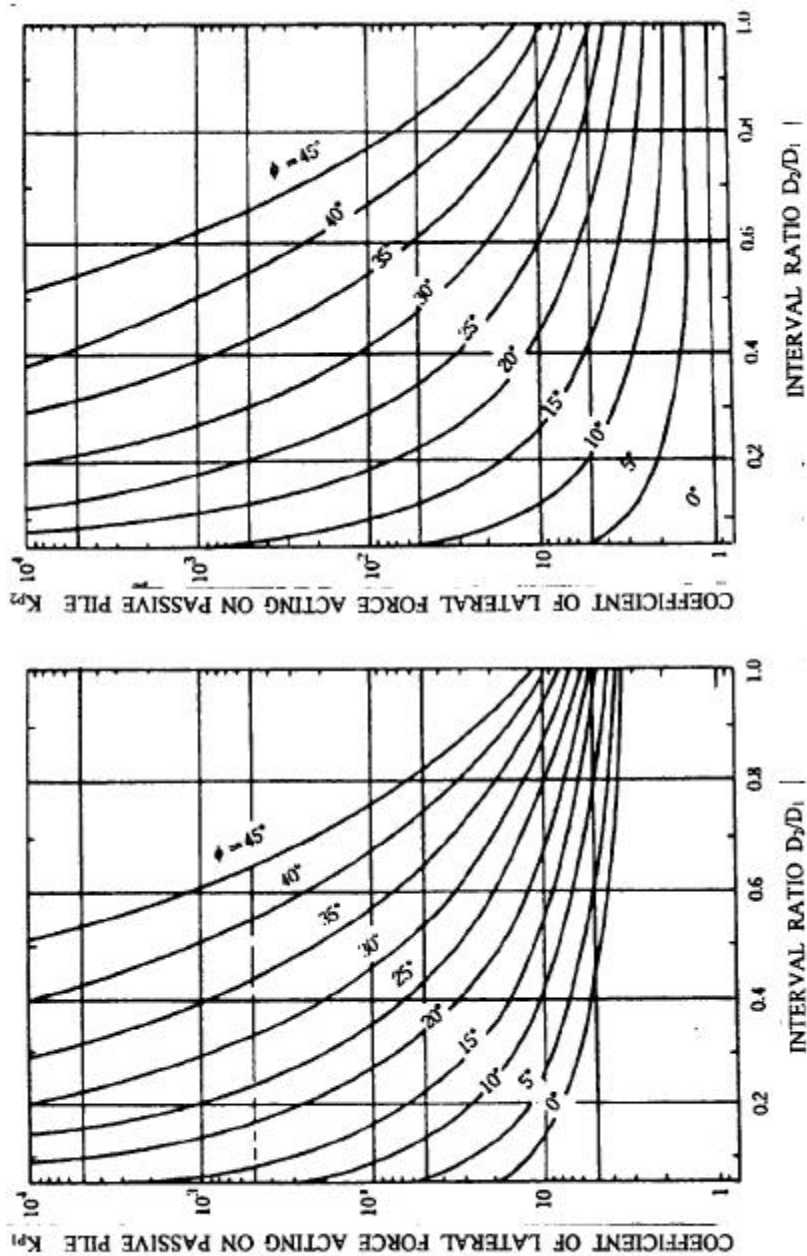


그림 6.3 원형말뚝의 축방향토압⁽⁸⁶⁾

6.2.1 사면의 안정해석법

산사태가 발생하는 사면에서는 사면의 지표경사면과 활동파괴면이 서로 평행한 무한사면의 파괴형태로 산사태가 발생하는 경우가 많다. 따라서 이런 경우의 사면안정해석법은 기본적으로 무한사면의 사면안정해석법과 동일한 방법으로 실시될 수 있다. 또한 일반적으로 산사태의 경우는 현장조사에 의하여 활동면이 사전에 알려질 수 있다. 따라서 알려진 고정된 사면활동에 대한 사면안정해석을 실시하면 된다. 즉, 그림 6.1(a)에 도시된 바와 같이 활동면과 CADBC에 작용하는 활동력 F_d 와 저항력 F_r 을 비교하므로서 사면의 안정이 검토될 수 있다. 여기서 저항력은 활동면 CAD를 따라 발휘되는 전단저항력 F_{rs} 및 AB면에 있어서의 줄말뚝의 반력 F_{rp} 의 합으로 구할 수 있다. 이때, A점에서 D점까지의 활동면의 전단저항력도 고려하는 것에 대한 타당성이 문제가 된다. 그러나, 줄말뚝 설치위치 양측의 토괴(그림 6.1(b)의 ABCA와 ABDA)가 말뚝 사이에서 대부분이 연속되어 있으며, 말뚝에 작용하는 측방토압 산정시 말뚝주변지반만이 소성상태가 되도록 할 경우에는 양측토괴가 일체로 거동하기 때문에 활동면 AD에 의한 전단저항력을 함께 고려하여도 큰 오차를 동반하지 않을 것이다.

따라서 사면의 안정에 대한 안전율(F_s)_{slope}은 다음과 같이 표현된다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{F_{rs} + F_{rp}}{F_d} \quad (6.5)$$

만약 활동파괴면이 원호일 경우에는 다음식이 이용된다.

$$(F_s)_{\text{slope}} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \quad (6.6)$$

여기서 M_r 은 저항모멘트, M_d 는 활동모멘트, M_{rs} 는 파괴면 DAC에 의한 전단저항력에 의한 저항모멘트, M_{rp} 는 AB면에 있어서의 줄말뚝 반력에 의한 저항모멘트이다. 식 (6.5) 및 식(6.6)에 있어서 F_{rs} , F_d 혹은 M_{rs} , M_d 는 통상의 사면안정해석에서의 분할법에 의해 구하여지며, F_{rs} 혹은 M_{rs} 는 사면활동면 상부의 줄말뚝에 작용하는 측방토압과 말뚝배면의 지반반력을 말뚝중심간격으로 나눈값을 이용하여 산정된다. 단, 암반활동과 같이 말뚝의 전단에 의하여 파괴될 경우에는 F_{rs} 및 M_{rs} 가 활동면 위치에서 말뚝에 작용하는 전단력을 이용하여 산정된다. 식(6.5) 혹은 식(6.6)의 안전율이 소요안전율보다 클 경우에 사면의 안정이 얻어질 수 있다.

6.2.2 말뚝의 안정해석법

말뚝의 안정에 관하여는 그림 6.1(a)에 표시된 바와 같이 활동면상의 토괴에 의하여 말뚝이 $P_{mi}(\bar{z})$ 의 측방토압을 받는다고 생각하면 주동말뚝에 대하여 이용하는 수평력을 받는 말뚝의 해석법이 적용될 수 있다.⁶⁵⁾ 단, 수동 말뚝의 경우는 활동면상의 말뚝에 작용하는 측방토압이 분포하중이 된다. 이 측방토압을 분포하중으로 취급할 경우 말뚝에 관한 기본 방정식은 활동면 상부와 하부에 대하여 다음식으로 표현된다.^{60,71)}

$$\begin{aligned} E_p I_p \frac{d^4 y_{1i}}{dz^4} &= P_{mi}(\bar{z}) - E_{s1i} y_{1i} \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \\ E_p I_p \frac{d^4 y_{2i}}{dz^4} &= -E_{s2i} y_{2i} \quad (\bar{z} > 0) \end{aligned} \quad (6.7)$$

여기서 $\bar{z} = (z - H)$, i 는 다층지반의 각 지층번호를 의미하며 z 는 지표면에서부터의 깊이, H 및 H' 는 각각 활동면에서 지표면 및 말뚝머리까지의 거리, L_p 는 말뚝길이, y_{1i} 및 y_{2i} 는 각각 활동면 상하의 각 지층의 말뚝의 변위, $E_p I_p$ 는 말뚝의 휨강성, E_{s1i} 및 E_{s2i} 는 각각 사면활동면 상하부의 각 지층의 지반계수이다. 파괴면 상부지층의 측방토압 P 는 각 지층에 구하여진 말뚝 1개당의 측방토압으로 깊이 z 에 대하여 $f_{1i} + f_{2i} \bar{z}$ 의 직선분포로 작용한다.

식(6.7)에 대한 미분방정식 해를 구하면 말뚝의 변위에 대한 일반해는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} y_{1i} &= e^{-\beta_{1i}\bar{z}} (a_{1i} \cos \beta_{1i}\bar{z} + a_{2i} \sin \beta_{1i}\bar{z}) + e^{\beta_{1i}\bar{z}} (a_{3i} \cos \beta_{1i}\bar{z} + a_{4i} \sin \beta_{1i}\bar{z}) + (f_{1i} + f_{2i}\bar{z})E_{s1i} \\ y_{2i} &= e^{-\beta_{2i}\bar{z}} (b_{1i} \cos \beta_{2i}\bar{z} + b_{2i} \sin \beta_{2i}\bar{z}) + e^{\beta_{2i}\bar{z}} (b_{3i} \cos \beta_{2i}\bar{z} + b_{4i} \sin \beta_{2i}\bar{z}) \end{aligned} \quad (6.8)$$

여기서 $a_{1i}, a_{2i}, a_{3i}, a_{4i}, b_{1i}, b_{2i}, b_{3i}$ 및 b_{4i} 는 적분상수로 말뚝의 머리와 선단에서의 구속조건 및 활동면과 지층 경계위치에서의 말뚝의 연속조건에 의하여 결정된다. 말뚝머리의 구속조건으로는 자유(변위 및 회전 가능), 회전구속(변위만 가능), 힌지(회전만 가능) 및 고정(변위와 회전 모두 불가능)의 4종류를 생각할 수 있으며 β_{1i} 는 $\sqrt[4]{E_{s1i}/4E_p I_p}$ 이고 β_{2i} 는 $\sqrt[4]{E_{s2i}/4E_p I_p}$ 이다.

이와같은 구속조건은 다음과 같은 상태와 대응시켜 생각할 수 있다. 즉 회

전구속의 조건은 억지말뚝의 두부를 철근콘크리트의 지중보로 연결시킨 경우로 얻어질 수 있으며 한지 조건은 억지말뚝의 두부를 강재띠장으로 연결시키고 이 지중보를 앵커로 말뚝두부를 고정시킨 경우로 얻어진다. 한편 고정조건은 말뚝두부를 철근콘크리트의 지중보와 앵커로 말뚝두부를 고정시킨 경우로 얻어진다.

암반파괴와 같은 말뚝의 강성에 비하여 지반의 강성이 큰 경우를 제외하면 일반적으로 말뚝의 파괴는 휨응력에 의하여 발생된다. 따라서, 통상 말뚝의 안정에 대한 안전율 $(F_S)_{pile}$ 은 허용휨응력 σ_{allow} 와 최대휨응력 σ_{max} 의 비로 다음과 같이 구한다.

$$(F_S)_{pile} = \sigma_{allow} / \sigma_{max} \quad (6.9)$$

상기와 같이 휨 파괴를 발생하지 않는 경우에는 말뚝의 전단응력에 의하여 다음과 같이 검토할 필요가 있다.

$$(F_S)_{pile} = \tau_{allow} / \tau_{max} \quad (6.10)$$

여기서, τ_{allow} 는 허용전단응력, τ_{max} 는 최대전단응력이다. 위 두식의 안전율이 1보다 클 때 말뚝의 안정이 확보될 수 있다.

6.3 억지말뚝의 사면안정효과

억지말뚝은 말뚝주변지반과의 상호작용에 의하여 3차원적으로 거동하기 때문에 억지말뚝의 사면안정효과는 지반과 말뚝에 관련된 여러 요인에 영향을 받는다. 이미 이전의 연구에서 억지말뚝의 사면안정효과는 말뚝의 설치간격, 말뚝머리의 구속조건, 사면활동면 상부활동토괴속의 말뚝의 길이, 강관말뚝의 직경, 두께 및 강성에 영향을 받고 있음을 규명한 바 있다.^{71,75)} 또한 장대사면에서의 억지말뚝 설계연구에서도 억지말뚝의 사면안정효과는 측방토압부가계수 및 말뚝열수에 영향을 받고 있음을 밝힌바도 있다. 그러나 말뚝이 측방토압을 받아 변위가 발생하는 경우 지반의 반력상태에 대한 말뚝의 변위와의 상호관계를 밝히지 못하였다.

따라서 본 논문에서 사용되는 말뚝 및 사면지반의 안정해석은 6.2절에 설명된 바와 같이 가상활동면 상하부의 지반반력을 다르게 고려하여 억지말뚝의 사면안정효과에 대해서 검토하여 보고자 한다. 또한 그림 6.4에서 보는

바와 같이 우리나라의 산사태 예정지를 예로 들어 앞절에서 설명한 수정사면안정해석법으로 억지말뚝의 사면안정효과를 검토하여 보고자 한다. 특히, 지반계수, 말뚝의 간격비, 말뚝의 열수, 지하수의 상승, 강관말뚝 두부 및 선단의 구속조건 등 사면안정효과에 미치는 영향을 조사하여 보고자 한다. 본 연구중 개발된 산사태억지말뚝설계 프로그램인 SPILE(ver1.0) 을 사용하였다.

6.3.1 해석대상사면

그림 6.4는 아파트부지개발을 목적으로 예정되어 있는 구릉지사면의 일례로 현장사면의 축척 및 실험자료를 그대로 적용하였다.³⁰⁾ 그림 6.4에서 보는 바와 같이 자연상태의 지표면경사는 1/2 구배를 가지며 표면으로부터 약 8m 두께로 지표면과 평행하게 붕적토층(점토와 전석 혼합층)이 분포되어 있고 그 하부에 기반암의 풍화대인 풍화토 및 풍화암이 약 4m두께로 역시 지표면에 평행하게 되어 있다. 이들 토층에 대한 토질정수는 비배수 삼축압축 시험결과를 토대로한 잔류비배수전단강도를 사용 하였다. 붕적토층에 대하여는 내부마찰각이 25° , 습윤단위중량과 포화단위중량이 각각 1.8 t/m^3 과 1.9 t/m^3 이다.

또한, 풍화 잔적토층은 풍화도에 따라 풍화토로 존재하는 지역과 풍화암의 상태로 존재하는 지역으로 구분할 수 있으나 이것을 구별없이 풍화토로 간주하였으며, 표준관입시험에 의한 N치는 대단히 높게 나타나고 있으나 절리면을 따라 편응력이 작용할 경우 강도가 대단히 저하될 수도 있다. 풍화토의 비배수전단강도는 7.0 t/m^2 이며, 습윤단위중량과 포화단위중량은 각각 1.8 t/m^3 과 1.85 t/m^3 이다. 한편 연암층에 대해서는 내부마찰각을 45° 로 하고 습윤단위중량 γ_i 는 2.0 t/m^3 로 사용한다.

이와 같은 구릉지에 그림에서 보는 바와 같이 하부지역에 절토와 성토를 실시하고 옹벽을 설치하여 아파트부지를 확보하도록 계획되어 있다. 본부지의 사면쪽 경계부에 설치된 옹벽의 상단부에는 1:1 경사구배를 갖도록 하였다. 이러한 단지조성이 완료된 상태의 지반과 지형조건에 대하여 갈수기에 본지역의 최소사면안전율을 구하여 보면 0.91이었다. 이때 사면의 활동면은 풍화잔적토층과 연암층 사이의 경계면으로 나타난다. 따라서 사면의 소요 안전율을 1.10이라하면 풍화토층과 연암층 사이의 경계면을 따라 산사태가 발생될 것이 예상된다.

산사태방지대책으로 억지말뚝을 3열로 사용하기로 하면 그림에 표시된 바와 같이 옹벽배면 25m 지점인 법면 상단부에 1열 설치한 후 50m간격으로 2

열을 추가 설치하도록 한다. 억지말뚝으로는 직경이 500mm이고 두께가 13mm인 강관말뚝을 단단한 암층에 2.3m 깊이까지 근입시켜 사용하기로 하고 말뚝의 설치간격은 1.25m로 하여 말뚝의 간격비 D_2/D_1 을 0.6으로 한다. 안정해석을 실시하기 위한 그밖의 사항에 대하여는 다음과 같이 결정하기로 한다.

- 1) 지하수위면은 지표면과 평행하게 존재한다.
- 2) 강관말뚝의 탄성계수는 $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 로 한다.
- 3) 강관말뚝의 허용휨응력과 허용전단응력은 각각 1400 kg/cm^2 와 800 kg/cm^2 로 한다.
- 4) 말뚝의 구속조건에 대하여는 말뚝머리를 회전구속으로 하고 말뚝선단은 소켓형태로 설치된 것으로 하여 힌지로 간주한다.
- 5) 지반계수 E_s 에 대하여는 사면활동면 상부 붕적토의 지반계수 E_{s1} 은 90 t/m^2 로 하고 풍화토에 대하여는 사면활동면의 상부에 풍화토가 존재하는 경우와 하부에 존재하는 경우로 구분하여 각각 $105 \text{ t/m}^2 (= 15c_u)$ 와 $280 \text{ t/m}^2 (= 40c_u)$ 로 한다. 한편 사면활동면 하부의 연암층의 지반계수는 700 t/m^2 로 한다.

이상과 같은 조건하에서 3열의 억지말뚝의 사면안정효과를 고려하여 사면 안전율을 구하여 보면 갈수기에 연암층 상부에 지하수위가 존재하지 않는 경우 사면안전율은 풍화토층과 연암층 사이의 활동면에 대하여 억지말뚝의 효과에 의하여 0.91에서 1.19로 상승한다. 따라서 사면 안전율은 억지말뚝을 사용함으로써 0.28 상승하게 되어 소요안전율 1.10을 넘게 됨을 알 수 있다.

이 경우의 억지말뚝은 말뚝머리부를 서로 철근콘크리트 지중보로 연결시킨 경우에 해당한다. 만약 억지말뚝의 사면안정효과를 더욱 크게 얻고자 한다면 이 지중보를 앵커로 단단한 암층에 정착시키는 것이 바람직하다. 혹은 말뚝머리를 그저 강제 띠장으로 연결시킨 후 앵커로 띠장을 단단한 암에 정착시키면 된다.

6.3.2 지반계수의 영향

억지말뚝이 사용된 지역에서의 사면의 안정은 사면활동면 상부지반에서의 지반계수 E_{s1} 의 값에 의해 많은 영향을 받는다. 따라서, 지반계수 E_{s1} 이 사면 안정에 미치는 영향을 고찰하기 위해 지반계수를 붕적토와 풍화토층으로 구분하여 각각 표 6.1과 같이 구분하였다.

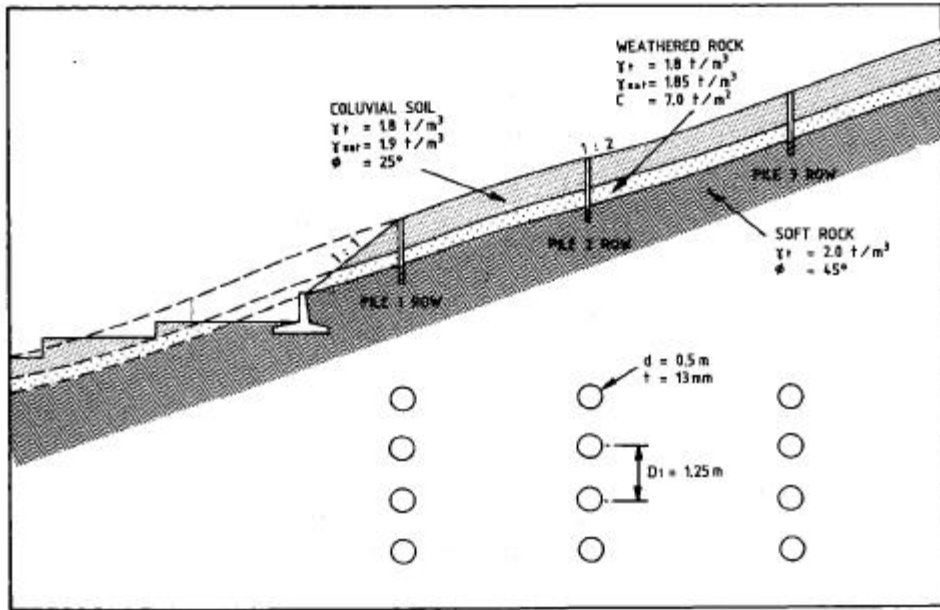


그림 6.4 해석대상 사면도

표 6.1 지반계수 E_s (t/m^2)

해석번호		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5	Case 6	Case 7	Case 8	Case 9
붕적토층	사면활동면 상부(E_{s1})	0	22.8	45.5	68.3	91	112	133	154	175
풍화토층	사면활동면 하부(E_{s1})	0	26.3	52.5	78.8	105	148.8	192.5	236.3	280
평균지반계수비 (E_{s1}/E_{s2})		0	0.11	0.23	0.34	0.45	0.59	0.73	0.86	1

표에서 보는 바와 같이 붕적토와 풍화토층에 대한 지반계수 E_{s1} 의 값은 우선 Case 1, Case 5, Case 9의 세가지로 구분하여보자. 우선 Case 1은 사면 활동면 상부지반의 지반 저항 효과를 완전히 무시하여 사면과피면 상부 지반의 지반계수 E_{s1} 의 값을 0으로 한 경우이다. 즉, 이와 같은 경우는 사면

의 안전율이 매우 낮아 지반의 변형이 심각할 정도로 발생하여 사면활동면 상부지반에서의 지반반력을 기대할 수 없는 경우라 생각할 수 있다.

Case 5의 경우는 사면활동면 상부지반의 지반저항효과를 March & Lacroix가 제시한 값중 붕적토층에서는 E_{s1} 을 느슨한 상태의 모래에 대한 최소값인 91 t/m^2 로 하였고, 풍화토층에서는 $15 c_u$ 에 해당하는 105 t/m^2 로 하였다.

Case 9의 경우는 사면활동면 상부지반의 지반계수 E_{s1} 의 값은 붕적토층의 경우는 느슨한 모래지반에 대한 평균값인 175 t/m^2 로 하였으며 풍화토층에 대해서는 $40 c_u$ 를 적용시켜 280 t/m^2 로 한 것이다.

즉, 표 6.1은 Case 1 Case 5, Case 5 Case 9 사이의 지반계수를 각각 균등배분하여 지반계수를 10단계로 구분하였다. 따라서 본 장에서 해석시에는 표에서 보는 바와 같이 각층에 대한 활동면상부의 평균 지반계수비에 의거하여 수행하였으며, 그 결과는 그림 6.5와 같다.

그림 6.5에서 보는 바와 같이, 말뚝의 지반저항을 무시한 경우 사면의 최소안전율은 0.96으로서 말뚝이 설치되지 않은 경우 사면의 안전율 0.91에 비해 저항효과가 적다. 그러나, 지반효과를 고려한 경우, 억지말뚝이 설치된 사면의 안전율은 선형증가함을 볼 수 있다.

억지말뚝이 설치된 사면의 소요안전율이 1.0이면 지반계수비가 Case 1 이상에서 모두 소요안전율을 만족하게 되고 소요안전율 1.1인 경우에는 지반계수비가 Case 3 이상에서 소요안전율을 만족한다. 또한, 사면의 소요안전율이 1.2인 경우에는 Case 5 이상에서 소요안전율을 만족하게 된다. 따라서 말뚝이 설치된 사면의 안정성은 활동면 상부의 말뚝이 배면지반으로부터 지반저항력의 받는 정도의 크기에 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 지반계수의 결정은 안정해석에 중요한 영향을 미치게 되므로 신중을 기하여야 할 것이다. 이상에서 검토한 바와 같이 지반계수를 고려하여 사면안정을 검토시에는 지반계수값을 March & Lacroix 및 Poulos의 제시값 범위내에서 사면자체의 안정성을 감안하여 결정함이 바람직하다.

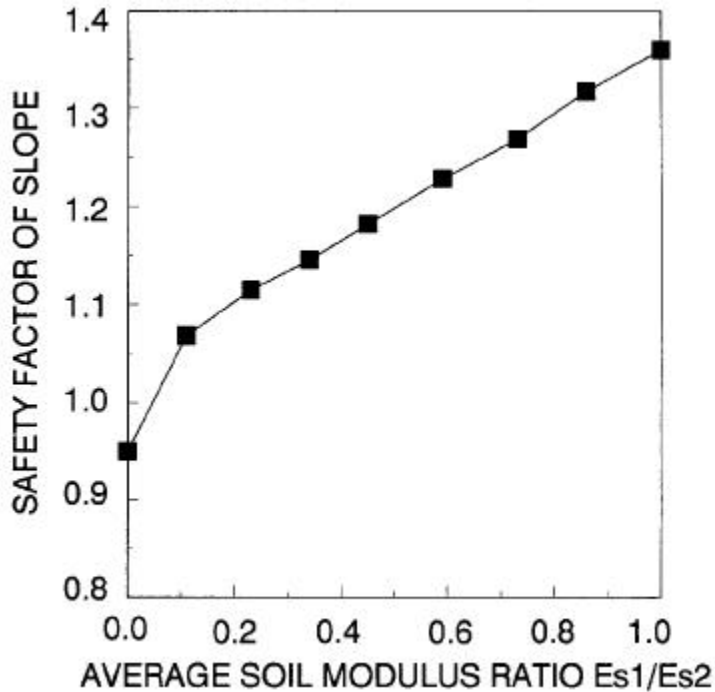


그림 6.5 지반계수에 따른 사면안전율 변화

6.3.3 말뚝간격비의 영향

말뚝의 간격비(D_2/D_1)에 따른 사면안전율의 영향을 고려하기 위해 말뚝간격비를 0.2에서 0.9까지 0.1씩 증가시켜 사면안전율을 구하면 그림 6.6와 같다. 그림에서 보는 바와 같이 말뚝의 간격비가 감소할수록 사면안전율이 증가하고 있음을 보여주고 있다.

소요안전율 1.2 이상을 만족하려면 말뚝간격비는 0.73이하에서 만족되고 있음을 알 수 있다. 따라서, 소요안전율 1.1 ~ 1.3을 만족하는 말뚝간격비는 0.45 ~ 0.75 사이가 바람직하게 제시될 수 있다.

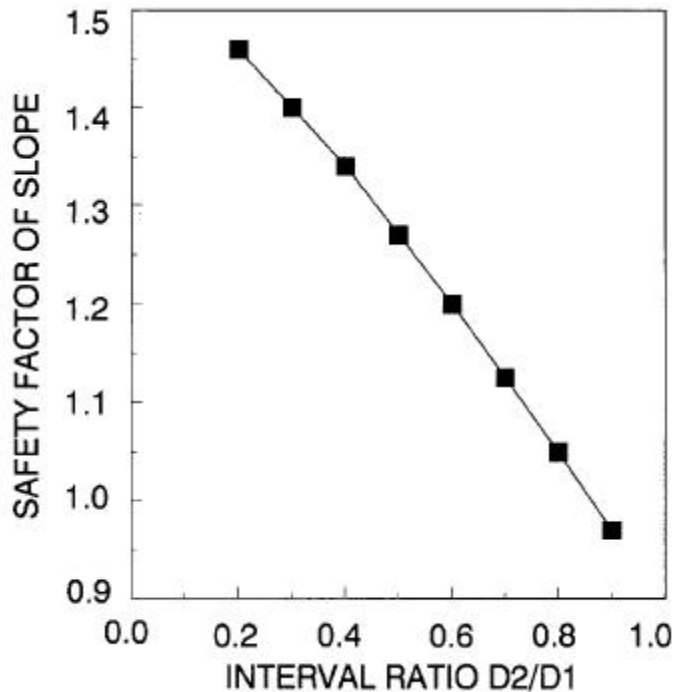


그림 6.6 말뚝의 간격비에 따른 사면안전율 변화

6.3.4 말뚝 열수의 영향

그림 6.7은 그림 6.4의 해석대상지반에 산사태억지말뚝을 설치하는 경우 말뚝이 없는 경우부터 5열의 말뚝을 설치하였을 경우의 사면안전율을 도식한 것이다. 단, 말뚝의 설치위치는 1열보강일 때는 말뚝의 위치를 그림의 3개의 말뚝중 두 번째 말뚝열에 관입한 것으로 하여 해석을 실시하였으며, 2열 말뚝일 때는 말뚝위치를 그림의 첫 번째와 두 번째 말뚝에 설치한 것으로 하였고, 3열 보강시는 그림과 같다. 또한 4열 말뚝의 경우는 그림의 3열 말뚝과 그림중의 첫 번째 말뚝과 두 번째 말뚝의 중간위치 1열을 더 추가시켰으며 5열 보강은 앞의 4열 말뚝에 그림의 두 번째와 세 번째 말뚝 사이에 1열을 추가시켜 말뚝을 5열로 하였다. 이 때의 말뚝 및 지반의 제조건은 그림 6.4와 같으며 지반계수는 표 6.1의 Case 5를 사용하였다. 그림에서 보는 바와 같이 소요안전율 1.1 ~ 1.3을 만족하려면 보강되는 말뚝열을 2열 이상을 설치하게 되면 본 설계사면은 소요안전율을 만족할 수 있음을 알 수 있다.

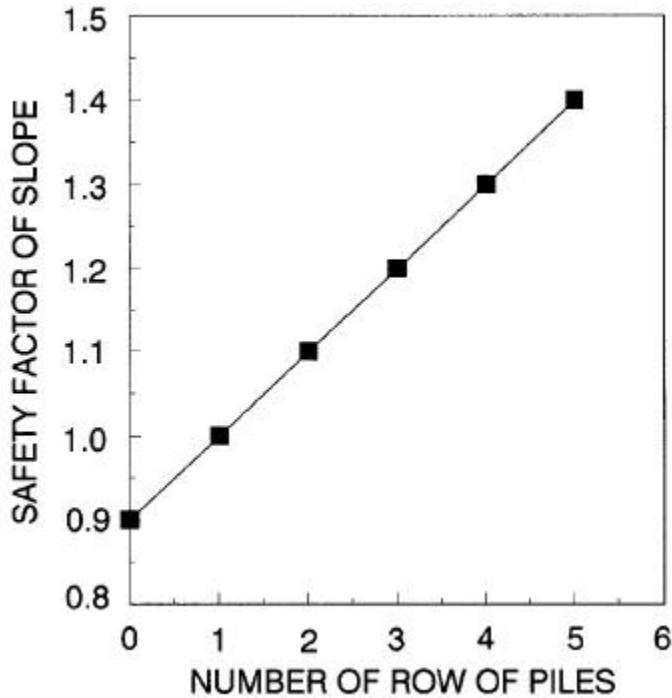


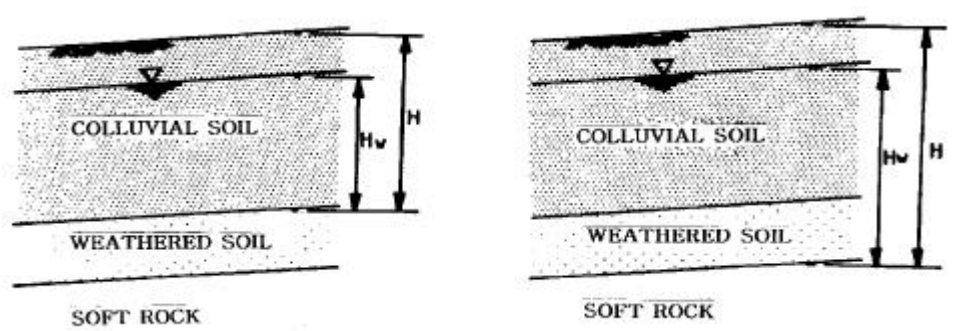
그림 6.7 말뚝열수에 의한 사면안전율 변화

6.3.5 지하수위 상승에 의한 영향

우리나라 연평균 강우량의 절반 이상이 6월과 9월 사이의 우기에 집중된다. 따라서, 이 기간중의 집중호우시에는 우수가 지중에 침투하여 지하수위가 급격하게 상승한다. 그러나 이 우수는 대부분 투수성이 나쁜 풍화전적토층에 침투되기 이전에 붕적토층을 통하여 지표면과 평행하게 하류로 흘러가는 경우가 많다. 따라서 본 절에서는 지하수위에 의한 영향을 검토하기 위하여 그림 6.4의 해석단면에 대하여 붕적토층과 풍화토층의 경계면에서 파괴가 일어났을 경우(그림 6.8(a), 이하에서는 붕적토층파괴라 함)와 풍화토층과 연암층의 경계면에서 파괴가 일어났을 경우(그림 6.8(b), 이하에서는 풍화토층파괴라 함) 모두에 대한 해석을 실시하였다.

그림 6.8은 지하수위 변화에 따른 사면안전율을 고찰하기 위하여 지하수위 변화 비를 나타낸 것으로 붕적토에 대하여는 그림 6.8(a)에서와 같이 H 를 지표면에서 붕적토층과 풍화토층의 경계까지의 깊이로 하였고 H_w 는 붕적토층과 풍화토층의 경계로부터 위로 상승한 지하수위까지의 깊이로 하여 지하

수위 비를 H_w/H 로 나타내어 지하수위가 완전히 지표면까지 올라왔을 때는 H_w/H 를 1로 하고 지하수위가 없을 경우는 0으로 하였다. 풍화토층에 대하여는 그림 6.8(b)와 같이 H를 지표면으로 부터 풍화토층과 연암층의 경계까지로 하고 H_w 는 풍화토층과 연암층의 경계로 부터 상승된 지하수위까지의 길이로 하였다. 이러한 지하수위의 변화에 따른 사면안전률의 변화를 그림 6.9에 도시하였다.



(a) 붕적토와 풍화토사이에서 파괴가 발생하는 경우 (b) 풍화토와 연암사이에서 파괴가 발생하는 경우

그림 6.8 지하수위 상승률(H_w/H)

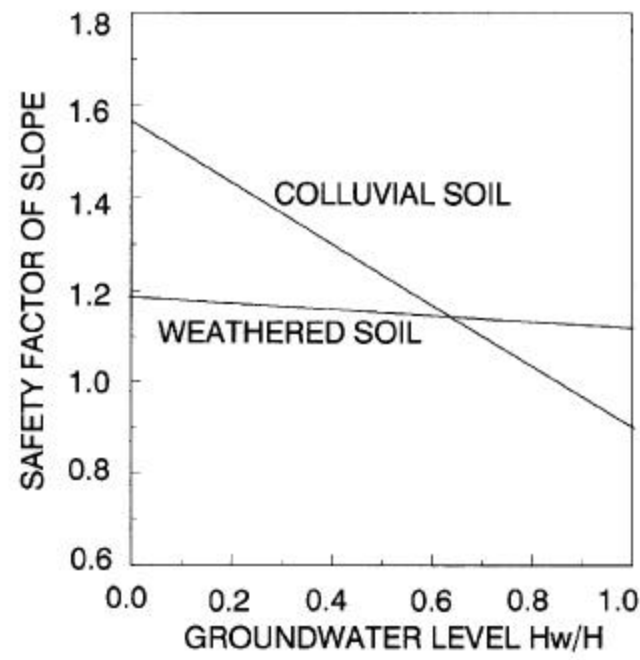


그림 6.9 지하수위 변화에 따른 영향

우선, 풍화토층에 대한 사면안전율은 H_w/H 가 0인 경우는 1.2이고 지하수위가 상승할수록 안전율은 조금씩 감소하여 H_w/H 가 1인 경우 즉 완전히 포화되어 있는 경우의 사면 안전율은 1.14를 나타내고 있어 지하수위에 의한 영향을 그다지 많이 받지는 않고 있다고 할 수 있다. 한편 붕적토의 경우 H_w/H 가 0인 경우에는 사면안전율이 1.56으로 풍화토의 경우보다 훨씬 높는데 반해 지하수위의 상승에 따른 사면안전율은 급격히 하락되어 H_w/H 가 1인 경우는 안전율이 0.91까지 하락함을 볼 수 있다.

소요안전율 확보면에서 살펴보면 소요안전율을 1.10으로 하였을 경우 풍화토층에 대한 파괴는 지하수위의 깊이에 관계없이 모두 안전한 것으로 나타나고 있다. 그러나 붕적토의 경우는 H_w/H 의 비가 약 0.7이상이 되면 소요안전율을 확보하지 못하게 된다. 또한 소요안전율을 1.2로 하였을 경우는 풍화토는 지하수위가 없을 경우에만 사면안전율이 확보되고 있으며 붕적토는 H_w/H 가 0.55이상이 되면 소요안전율을 확보하지 못하게 된다. 소요안전율이 1.3인 경우는 풍화토에서 항상 사면안전성을 확보하지 못하고 있으며 붕적토에서는 H_w/H 가 약 0.4이하에서만 사면의 안전율을 확보하고 있다.

이상에서 보는 바와 같이 지하수위가 없을 경우에는 붕적토에서의 안전율이 풍화토층에서의 안전율보다 훨씬 높는데 반해 지하수위가 상승함에 따라 붕적토에서의 안전율이 풍화토층에서보다 훨씬 많이 감소하여 H_w/H 가 1인 경우에는 붕적토에서 안전율이 훨씬 작아지게 된다. 따라서, 우기시는 붕적토층 하부 경계면이 사면활동면이 될 확률이 많으므로 붕적토에 대해서는 우기시 강우침투에 대한 대책이 많이 요구되어져야 할 것으로 사료된다.

6.3.6 말뚝두부의 구속조건에 의한 영향

말뚝두부의 구속조건은 말뚝의 시공상태에 따라 자유힌지, 회전구속 및 고정 등의 구속조건으로 분류할 수 있다. 예를 들어 말뚝을 설치시 말뚝의 머리를 지중보로 연결하게 되면 이것은 말뚝의 두부가 회전이 구속되어 두부의 구속조건을 회전구속으로 볼 수 있게 되고 말뚝 두부에서의 변화가 구속되게 되어 힌지의 조건으로 간주할 수 있다. 또한 상기 두가지를 복합하여 말뚝의 두부를 지중보로 연결하고 또한 앵커를 설치하게 되면 말뚝두부는 변위와 회전이 모두 구속되게 되어 고정의 조건으로 생각할 수 있게 된다. 그림 6.10는 말뚝의 간격비에 따른 말뚝두부의 구속조건을 고려한 사면안전율 변화를 도시한 것이다. 그림에서

보는 바와 같이 사면의 안전율은 회전구속인 경우에 안전율이 가장 크게 나타나고 있으며 산사태의 억지말뚝에서 말뚝의 구속조건에 의한 사면안전율은 회전구속인 경우에 말뚝이 사면안전율에 가장 많은 기여를 하고 자유와 힌지의 순으로 기여도가 작아지며 고정인 경우에 기여도가 아주 작아진다.

6.4 말뚝의 거동에 영향을 미치는 요소

6.4.1 지반계수의 영향

표 6.1에서 Case 1, Case 5 및 Case 9의 3가지 경우에 대한 수평변위를 나타내면 그림 6.11과 같다. 그림 6.4에서 3열의 말뚝중 첫 번째 말뚝에 대한 변위를 나타낸 것이다. 지반계수비가 Case 1인 경우는 말뚝의 두부에서 최대수평변위는 약 25.91cm의 변위를 보이고 있다. 지반계수비가 Case 5인 경우 말뚝의 최대수평변위도는 말뚝두부로부터 약 8m의 깊이에서 약 6.32cm의 변위를 보이고 있다. 또한 No.9인 경우 말뚝의 최대 수평변위는 말뚝의 두부로부터 약 8m 깊이에서 약 5.3cm의 변위를 보이고 있다.

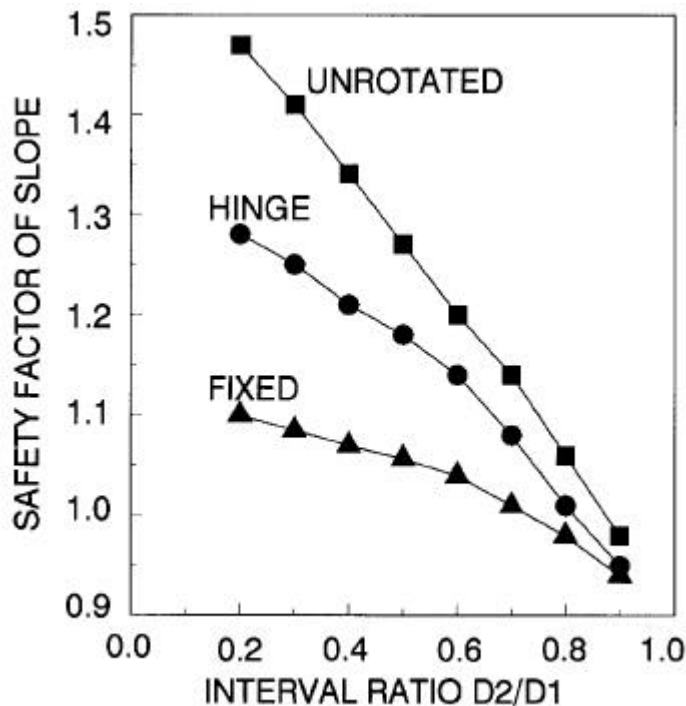


그림 6.10 말뚝두부의 구속조건에 의한 사면 안전율 변화

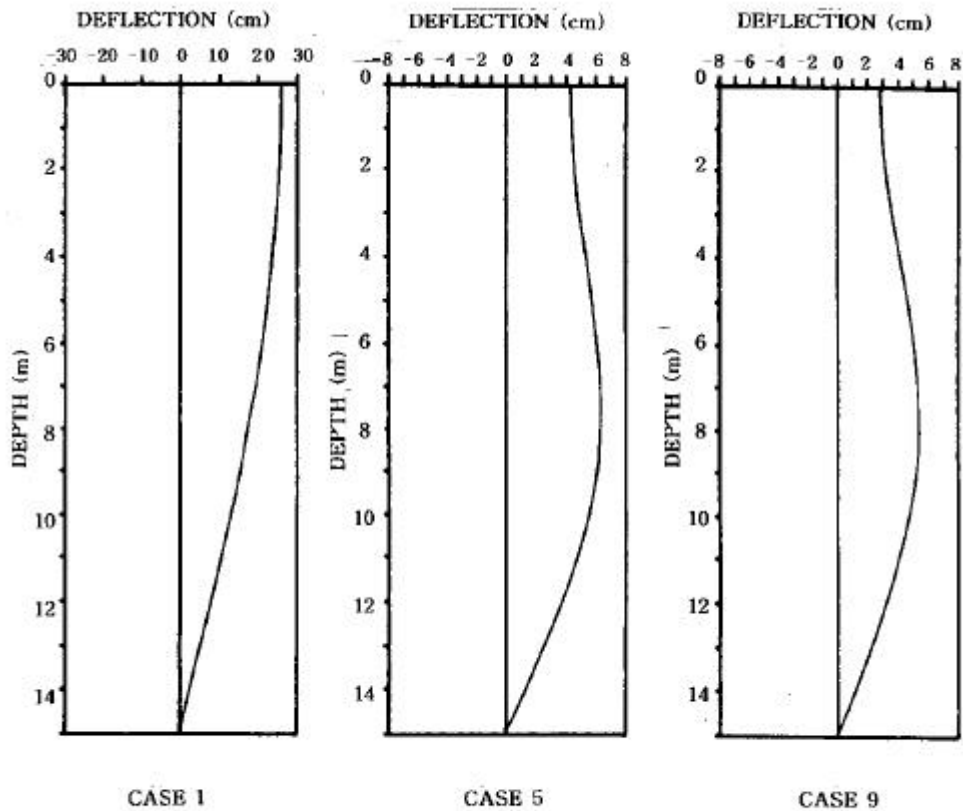


그림 6.11 지반계수에 따른 말뚝의 변위

그림 6.12는 지반계수비 변화에 따른 말뚝의 최대수평변위 및 말뚝 두부의 수평변위를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 지반계수비가 증가함에 따라 말뚝의 변위는 급격히 감소하지만 지반계수비가 일정한 단계를 지나면 말뚝의 변위 감소율은 일정하게 된다.

따라서 산사태 억지용 말뚝 설계시에는 사면의 안전율을 어느정도 확보하여야만 말뚝의 변위도 감소시키고 말뚝에 의한 사면안전율 효과도 증대된다.

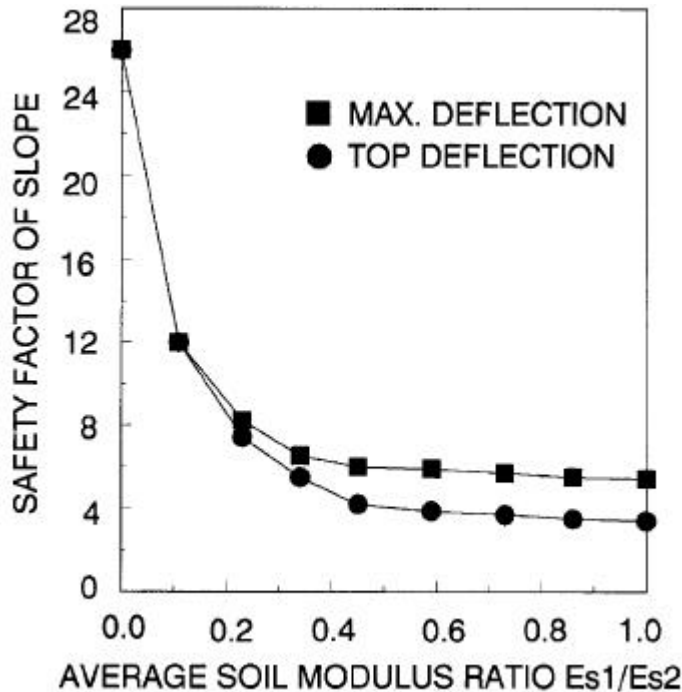


그림 6.12 지반계수에 따른 말뚝두부 및 최대변위

6.4.2 말뚝의 두부구속 조건의 영향

그림 6.13은 말뚝 두부의 구속조건에 따른 말뚝의 수평변위, 휨모멘트 및 전단력 분포상태를 나타내고 있다. 말뚝의 선단은 암반에 관입되어 있는 관계로 힌지로 가정하였으며 말뚝의 두부는 말뚝의 시공상태에 따른 구속조건의 변화를 감안하여 이것을 회전구속, 힌지 및 고정의 3가지 경우로 취급하여 보았다.

말뚝에 작용하는 측방토압은 지중으로 내려 갈수록 증가하는데 반해 이에 저항하는 지반계수는 층마다 일정하게 설정함으로써 말뚝의 최대 변위는 측방토압이 크게 작용하는 지중에서 발생하는 것으로 판단된다. 말뚝의 거동을 요약하면 표 6.2와 같다.

표 6.2 말뚝의 변위량

구분	회전구속		힌지		고정	
	위치	발생량	위치	발생량	위치	발생량
두부수평변위 (cm)	0	4.3	0	0	0	0
최대수평변위 (cm)	8	6.3	8	5.7	9	2.8
최대 모멘트 (t · m)	9	33	9	33	0	33
최대전단력 (t/m ²)	14	11.3	14	9.9	0	9.4

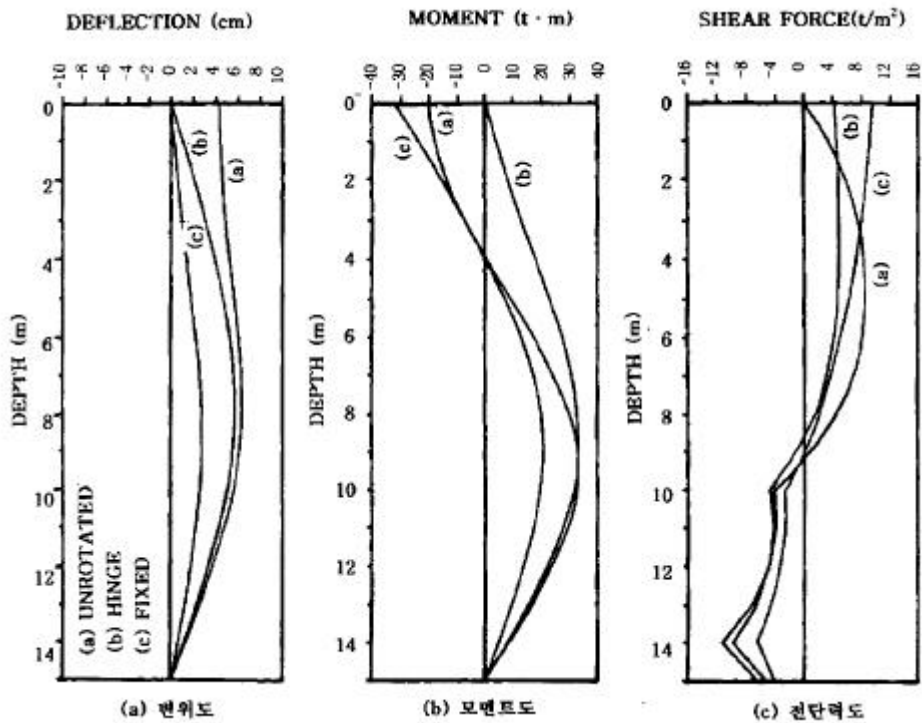


그림 6.13 말뚝 두부의 구속조건에 따른 말뚝의 거동

상기에서와 같이 말뚝두부의 변위는 회전구속, 자유, 힌지, 고정의 순으로 발생하고 있으며 말뚝의 최대변위는 자유와 회전구속인 경우 거의 비슷하게 발생하고 힌지, 고정의 순으로 나타나고 있다.

한편, 그림 6.13(b)는 모멘트를 도시한 것으로 말뚝의 최대 휨모멘트는 고정인 경우에는 말뚝두부로부터 약 9m 지점에서 최대휨모멘트가 발생하고 있다. 그림 6.13(c)는 전단력에 대한 것으로 두부구속조건이 고정인 경우에는 최대전단력이 말뚝두부에서 발생하고 있으며 자유, 회전구속 및 힌지인 경우에는 약 14m 지점에서 발생하고 있다.

6.5 산사태억지말뚝의 설계법

6.5.1 설계법

앞절에서는 사면안정에 영향을 미치는 요소 및 산사태억지말뚝의 거동에 영향을 미치는 요소들에 대하여 검토하여 보았다. 이를 토대로 하여 산사태억지말뚝의 설계법을 다음과 같이 제시하여 보고자 한다. 먼저 산사태억지말뚝의 설계를 위한 개략도를 그림 6.14와 같이 Block Chart로 나타내었다.

산사태억지말뚝의 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 그림의 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 따라서, 그림에서와 같은 순서에 따라 설계가 시행될 수 있도록 제안한다.

우선 말뚝두부의 구속조건으로는 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 구속조건으로는 자유, 회전구속, 힌지, 고정의 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 경우에는 다시 Feed Back하여 말뚝을 재선정 하면 된다.

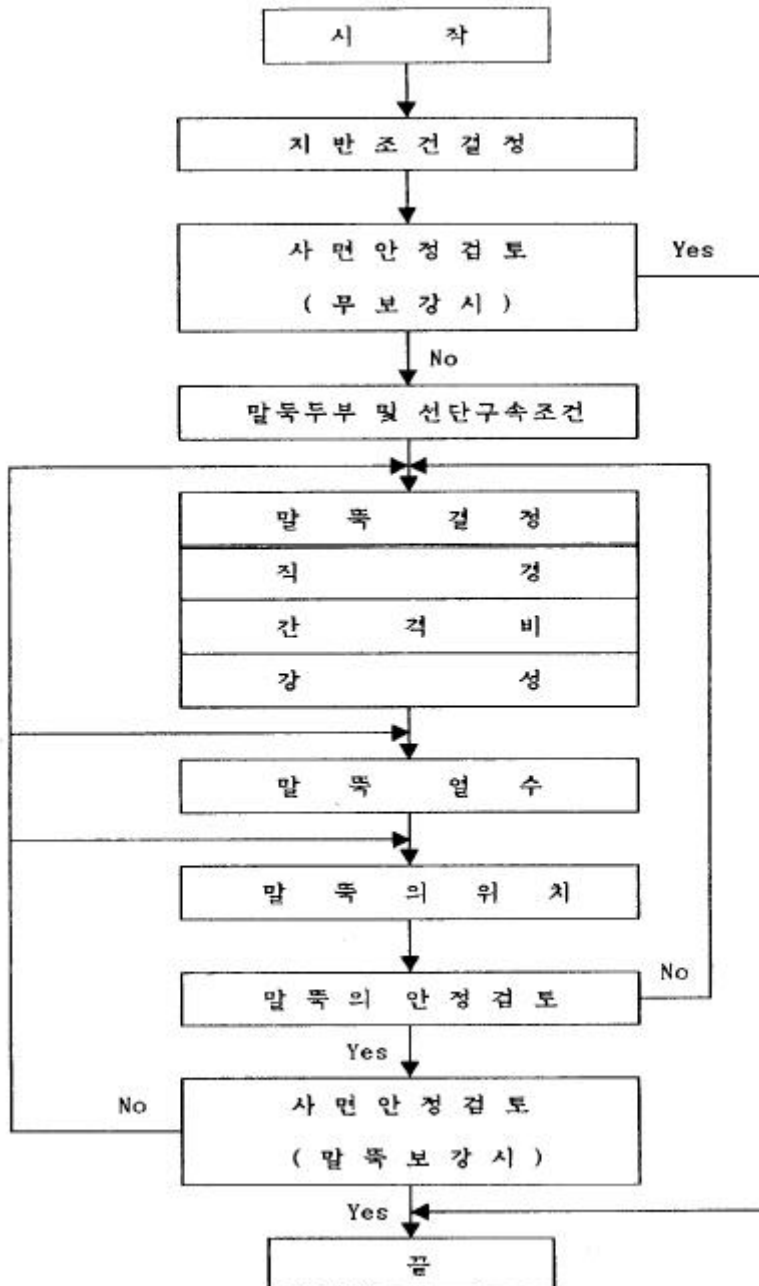


그림 6.14 개략도

6.5.2 설계예

앞절에서와 같이 제안된 설계법을 적용하여 억지말뚝을 설치하여 산사태를 억지코자 할 경우 보다 경제적인 설계법이 도입될 수 있을 것이다. 따라서, 제안된 설계법의 재검토를 위해 6.3절에서 제안된 해석단면을 대상으로 검토를 실시하여 보고자 한다.

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 6.15는 그림 6.4의 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 3열 말뚝까지 파괴가 일어났을 경우이며 Case9는 1열말뚝 배면으로 파괴가 일어났을 경우이다. Case10은 그림 6.4(a)의 3열 말뚝이 설치된 전체 사면에 대한 안정검토이다.

이상과 같이 각단면에 대한 검토를 실시하여 모든 단면이 소요안전율을 확보할 경우에는 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 6.4의 대상지반에 대한 안정검토를 실시하기 위해 해석지반을 그림 6.15와 같이 10 Case로 분류하여 사면안정검토를 실시하여 보면 표 6.3과 같다.

표 6.3 Case별 사면 안전율

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
붕적토파괴	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

각 Case별 해석 결과 소요안전율을 1.2로 하였을 경우 Case1에서는 붕적토에서 사면이 불안한 것으로 나타났고, Case5와 Case8에서는 풍화토에서 소요안전율을 확보하지 못하고 있다. 따라서, 그림의 말뚝의 위치중 2열말뚝과 3열말뚝을 각각 20m씩 옹벽쪽으로 앞당겨 그림과 같이 설치하여 앞의 그림 6.15에서와 같이 10 Case 경우로 나누어 해석을 실시하여 표 6.4와 같은 결과를 얻었다

표 6.4 Case별 사면안전율 (말뚝위치 수정후)

Case	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
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 6.3에서 불안한 것으로 나타났던 Case1, Case5 및 Case8에 대해 살펴보면 우선 Case1은 비탈면 부분의 보강을 말뚝의 위치를 변경시키는 것 보다는 현재 많이 사용하고 있는 잔디 등 3장에서 검토한 바와 같이 안전율 유지법차원에서 보강 되는 것이 더 효과적이라 판단되어 Case1은 보강해석을 생략하였다. 그리고, Case5와 8은 그림 6.16에서와 같이 말뚝을 전면으로 이동시킴으로 인해 사면이 흘러내리려는 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.

상기에서와 같이 설계를 단계별로 수행하여 모든경우에 대한 사면의 요소 안전율이 만족됨을 알 수 있었고, 이를통해 산사태 억지말뚝의 설계법 및 해석법을 제안할 수 있게 되었다.

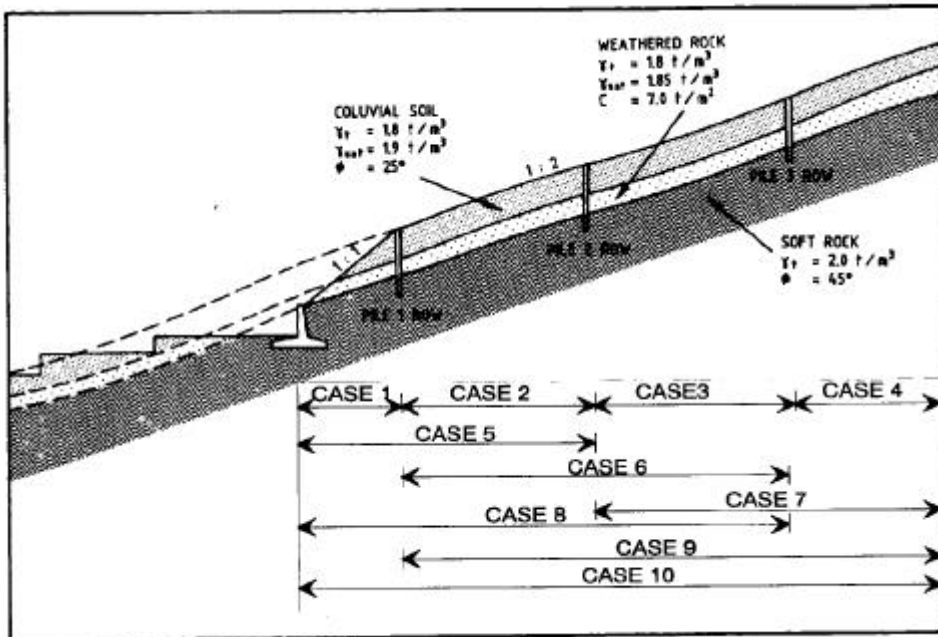


그림 6.15 해석지반 단면도(말뚝위치 수정전)

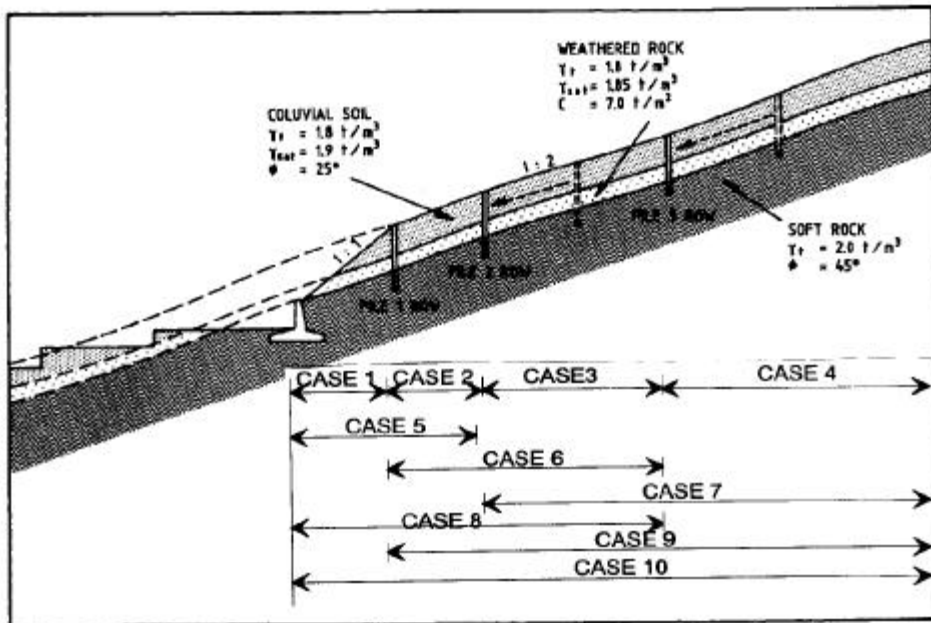


그림 6.16 해석지반 단면도(말뚝위치 수정후)

6.6 요약

본장에서는 산사태억지말뚝이 설치된 사면의 안정성 해석을 위하여 수동 말뚝에 제안된 측방토압 산정식을 이용하여 말뚝 및 사면의 안정으로 검토하여 보았다. 특히, 말뚝안정시 사면활동면 상부 토괴 속의 억지말뚝 배면에 작용하는 지반계수를 사용함으로써 지반반력을 고려할 수 있도록 하였다. 또한, 산사태발생예정지역을 설정하여 해석예를 수행함으로써 억지말뚝의 사면 안정효과를 검토하여 보았다.

말뚝의 사면안정효과, 사면활동면 상부의 지반계수의 크기, 줄말뚝의 열수를 증가시킬수록 사면안정기여 효과는 증가하고 말뚝의 거동은 말뚝의 구속조건, 강성 및 지반계수에 의해 많은 영향을 받는다.

사면의 안전율은 지반계수, 말뚝두부의 구속조건, 말뚝간격, 지하수위상승 등에 크게 영향을 받으며 말뚝두부의 구속조건은 회전구속일 경우가 가장 효과적이었다. 마찰에 의해 저항하는 붕적토의 경우는 지하수위 상승이 점착력에 의해 저항하는 풍화토에 비해 사면의 안전율에 심각한 영향을 받는다.

이와같이 사면 및 억지말뚝의 영향요소에 대하여 그 효과를 검토하여 보았다. 또한, 본 장에서는 4장에서 검토된 바와 같이 산사태억지말뚝을 설치하는 경우 가장 많은 영향을 미치는 실패요인인 말뚝의 순간격 D_2/D_1 , 말뚝의 근입깊이, 그리고 말뚝설치위치등의 재배열등을 고려하여 산사태억지말뚝의 설계법을 합리적으로 제시할 수 있었으며 현장사례를 통하여 그 적용성을 검토할 수 있었다.