

교대기초말뚝의 安定

The Stability of Foundation Piles for Abutment

洪 元 杓* ¹	李 愚 賢* ²
Hong, Wòn-Pyo	Lee, Woo-Hyun
安 鍾 弼* ³	南 正 萬* ⁴
Ahn, Jong-Pil	Nam, Jeong-Man

Abstract

When bridge abutments are constructed on pile foundations in unstable slope, horizontal deflections may be developed in the piles and the abutments due to lateral soil movements arisen from backfills. In most of the above mentioned cases, the piles are situated in a soft layer where lateral earth pressures are developed between the piles and the soils. The undesirable lateral earth pressures decreases the stability of the piles. However, the piles may have a preventive effect against lateral soil movements and improve the stability of the slope.

For the stability problem of such slope containing piles in a row, two kinds of analyses for the slope-stability and the pile-stability have to be performed. The whole stability of bridge abutments on pile foundation can be obtained only by the stabilization for both the slope and the piles.

A reasonable analytical method for the bridge abutments on pile foundation was established in this study. By use of the analytical method for an example, several factors which influence affect the stability of bridge abutment were investigated. Finally, for the bridge abutment subjected to lateral deflections damage, the fixity condition of pile head was investigated.

概 要

불안정한 斜面地盤에 기초말뚝을 사용하여 교대를 축조할 경우 뒤채움에 의한 편재하중으로 인하여 기초말뚝과 교대에 水平變位가 발생하는 경우가 종종 발생되고 있다. 이 경우 교대배면의 뒤채움은 하부 원지반에 편재하중을 작용시키게 되므로 결국 下部地盤이 연약할 경우 측방유동이 발생되게 되며 기초말뚝은 측방유동으로 인하여 유발되는 측방토압을 받게 된다. 그러나 한편으로는 이들

*¹ 정회원, 중앙대학교 토목공학과 교수

*² 중앙대학교 토목공학과 교수

*³ 정회원, 조선대학교 토목공학과 부교수

*⁴ 정회원, 중앙대학교 대학원 박사과정

기초말뚝은 지반의 측방유동에 저항하여 사면의 안전성을 증대시키는데 기여하기도 한다.

이러한 줄말뚝이 설치된 사면의 안정문제는 지반과 말뚝의 상호작용의 문제로 기초말뚝의 안정과 사면안정의 두가지 해석이 모두 실시되어야 한다. 결국 기초말뚝을 사용한 교대의 전체의 안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 때만 가능한 것이다.

본 연구에서는 이러한 측방유동이 발생될 가능성이 있는 斜面地盤에 말뚝을 일정간격으로 설치한 위에 교대가 설치되어 있는 경우의 합리적 해석법을 확립시켰다. 이 해석법을 한 해석예에 적용하여 검토한 결과 교대의 안정에 영향을 미치는 여러 요소를 조사하였다. 특히 편재하중으로 인한 지반의 측방유동으로 水平變位の 피해를 받는 교대기초말뚝의 구속상태에 대한 규명을 할 수 있었다.

1. 서 론

최근에는 교량을 지지하기 위한 교대, 항만시설을 위한 잔교, 도로의 성토 등이 軟弱地盤上에 실시되는 경우가 많아지고 있다. 그러나 이러한 구조물이 軟弱地盤上에 축조될 경우, 교대나 잔교의 배면 뒤채움이나 도로의 성토 등은 下部地盤에 편재하중으로 작용하게 되어 지반의 측방유동을 유발시키게 된다. 또한 뒤채움이나 성토로 형성된 斜面地盤의 안정 측면에서도 매우 불안정하게 되는 경우가 많다. 이와 같은 측방유동이 발생될 가능성이 보이는 軟弱地盤에 교대기초말뚝이 설치되어 있으면 말뚝은 지반으로부터 측방토압을 받게 된다. 통상적으로 말뚝이 수평으로 이동하려면 지반으로부터 저항을 받게 된다. 그러나 불안한 斜面地盤에서는 기초말뚝이 측방토압에 저항하여 줄 수 있는 지반의 저항력도 크게 부족하게 되어 상부구조물은 수평으로 이동할 수밖에 없게 된다. 결국 이러한 현상은 상부교량에 막대한 피해를 주게되어 그 대책이 마련된 예가 많이 보고되고 있는 실정이다.^(1~9)

이러한 교대의 피해는 크게 두가지로 구분된다. 하나는 교대가 기초말뚝과 함께 교량구조물 쪽으로 水平變位가 발생하여 교량의 Girder에 균열이 발생하는 경우이며 다른 하나는 교대본체 응력이 뒤로 기울어져 Girder가 추락한 경우이다.^(10, 11)

본 연구에서는 軟弱地盤上에 작용하는 불균형한 편재하중으로 인하여 발생하는 측방유동 지반

속에 설치된 교대기초말뚝이 지반과 말뚝의 상호작용으로부터 받게되는 영향을 검토하여 보고자 한다.

교대기초말뚝의 안정은 교대배면뒤채움의 편재하중에 의하여 발생하는 지반의 측방토압과 사면안전을 등에 많은 영향을 받게 된다. 따라서 본 논문에서는 교대기초말뚝의 설계법을 확립시킬 목적으로 이미 제시된 소성변형지반속 말뚝의 측방토압산정 이론식을 이용하여 기초말뚝의 사면안정효과 등을 고려한 교대기초말뚝의 해석법을 제안하고자 한다.

2. 교대기초말뚝의 안정해석법

교대기초말뚝의 설계시에는 사면의 안정검토와 말뚝의 안정검토가 반드시 실시되어야만 한다. 불안한 斜面地盤에 말뚝이 일렬로 설치되어 있으면 이 말뚝은 사면활동을 방지하는 역할을 하게 된다. 한편 이 경우 말뚝은 斜面滑動面 상부의 토피로부터 측방토압을 받게 된다. 이 문제를 해석하기 위해서는 이 말뚝의 측방토압을 정확하게 산정하여 말뚝의 사면활동 저지능력 및 말뚝의 거동에 관한 분석을 정확하게 하여야만 한다. 그러나 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구는 복잡하기 때문에 정확하게 하기가 매우 어려워 강성벽에 사용하는 고전적 토압론에 의지한 토압산정식을 사용하고 있는 실정이다.

一般的으로 말뚝이 設置된 斜面安定問題에 있어서는 斜面의 安定과 말뚝의 安定에 대한 두가지의 解析이 그림 1에서와 같이 實施되어야 한다. 왜냐하면 말뚝이 設置된 斜面의 全體安定은 斜面과 말뚝 모두의 安定이 확보되었을 경우

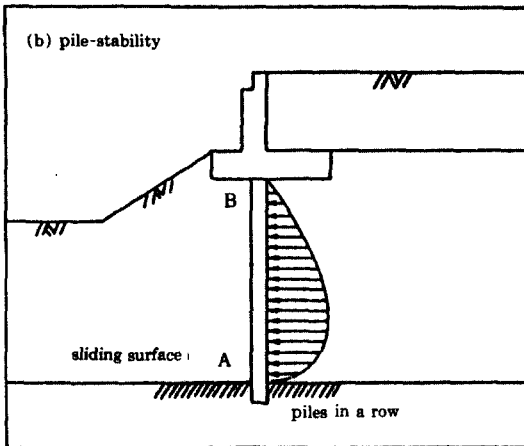
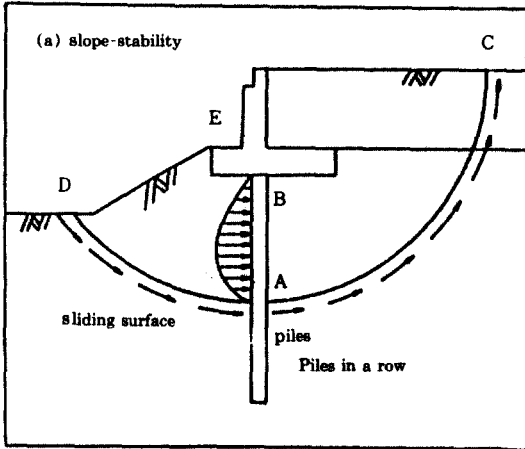


그림 1 교대기초말뚝이 설치된 사면의 안정

에만 비로소 가능하기 때문이다.

만약, 말뚝에 작용하는 側方土壓(혹은 崩壞土塊에 抵抗하는 말뚝의 抵抗力)이 알려져 있다면, 먼저 말뚝의 安定이 水平荷重을 받는 말뚝(主動말뚝)의 解析法을 應用하여 그림 1(b)와 같이 檢討될 수 있다. 그러나, 主動말뚝의 경우는 水平荷重이 말뚝머리 부분에 集中荷重으로 작용하나 受動말뚝은 斜面破壞面 上部의 側方變形地盤을 통하여 말뚝에 分布荷重으로 작용하게 됨에 유의하여야 한다.

이상의 말뚝안정 計算에서 말뚝의 安定이 확보되면 斜面的 安定 計算이 그림 1(a)에서와 같이

破壞面の 剪斷抵抗 및 말뚝의 抵抗力을 고려하여 實施될 수 있다.

2.1 말뚝에 작용하는 側方土壓 算定式

말뚝이 측방변형지반속에 일정한 간격으로 일렬로 설치되어 있으면 지반과 말뚝사이의 상호 작용에 의하여 측방토압이 줄말뚝에 작용하게 된다. 一般적으로 줄말뚝의 設計에 適用되는 側方土壓은 單一 말뚝에 作用되는 土壓이 사용되어 왔지만 그 이론식의 근거는 매우 빈약하고 이를 토대로 設計되므로 사고가 발생하는 경우가 종종 있었다. 즉 單一말뚝에 作用하는 側方土壓을 줄말뚝에 適用할 경우 問題가 있고, 말뚝들의 設置間隔에 따라 말뚝 周邊地盤의 變形양상이 다르게 되므로 側方土壓을 算定하는데 어려움이 있다. 또한 塑性變形이나 側方流動이 발생하는 地盤에 줄말뚝이 設置되어 있을때 土塊의 側方流動이 受動말뚝의 安定에 중요한 影響을 미친다. 왜냐하면 側方流動에 의하여 유발되는 側方土壓은 말뚝과 周邊地盤의 相互작용에 의하여 결정되기 때문이다.

말뚝이 일렬로 설치되어 있는 경우 원래는 이 줄말뚝의 前面과 背面에 서로 平衡 狀態인 土壓이 作用하고 있었으나, 뒤채움이나 성토 등의 偏載荷重으로 인하여 이 平衡狀態가 무너지게 된다. 여기서 취급하게 될 側方土壓이란 이 줄말뚝의 前面과 背面에 각각 作用하는 土壓의 차에 상당하는 부분에 해당하는 것이다.

줄말뚝에 作用하는 側方土壓의 算定式을 유도하는 경우에 특히 고려하여야 할 점은, 말뚝간격 및 말뚝주변 흙의 塑性狀態의 설정이다. 전자에 대하여는 말뚝이 일렬로 설치되어 있을 경우는 단일 말뚝의 경우와 달리 서로 영향을 미치게 되므로 말뚝간격의 영향을 반드시 고려하여야 한다. 이 말뚝간격의 영향을 고려하기 위하여는 측방토압 산정식을 유도할 때부터 말뚝 사이의 지반을 함께 고려하므로써 가능하게 된다.

또한 後者の 필요성에 대하여는 아래와 같다. 즉, 一般적으로 말뚝에 부가되는 側方土壓은 滑動土塊가 이동하지 않는 경우의 0 상태에서부터 滑動土塊가 크게 이동하여 말뚝주변의 地盤에 受動破壞를 발생시킨 경우의 極限值까지 큰 폭으

로 변화한다. 따라서, 斜面安定에 있어서 受動말뚝의 設計를 實施하기 위하여는 어떤 상태의 側方土壓을 사용하여야 좋은가 결정하여야만 한다.

말뚝주변지반의 塑性狀態의 설정에 대하여서는 만약 말뚝주변지반에 受動破壞가 發生한다고 하면 그 때에는 滑動이 상당히 진행되어 斜面破壞面의 剪斷抵抗力도 상당히 저하하여 버리므로 말뚝에 作用하는 側方土壓이 상당히 크게되어 말뚝자체의 安定이 확보되지 못할 염려가 있는 등 불안한 要素가 많다. 따라서 設計에 채용되어야 할 말뚝의 側方土壓은 지반변형의 進行에 의한 斜面破壞面상의 剪斷抵抗力의 저하가 거의없는 상태까지의 값을 채용하는 것이 가장 合理的인 것이다.

이 조건을 만족하는 側方土壓의 최대치를 산정하려면 말뚝사이의 地盤이 Mohr-Coulomb의 항복조건을 滿足하는 狀態에 있다고 가정되어야 한다. 이 가정은 斜面全體의 平衡狀態를 거의 變化시키지 않으면서 말뚝에 부가되는 側方土壓을 算定하는 것을 의도하는 점이 중요한 의미를

가진다.

이상에서 열거한 조건을 고려하여 일렬로 설치된 줄말뚝의 단위 길이당 1개의 말뚝에 作用하는 측방토압을 유도정리하여 식 (1)과 같이 제안된 바 있다.^(12, 13)

$$P(z)/d = K_{p1} c + K_{p2} \times \sigma_H(z) \quad (1)$$

여기서, d 는 말뚝 직경, c 는 滑動土塊의 粘着力, $\sigma_H(z)$ 는 말뚝 전면에 지반의 側方流動에 抵抗하여 作用하는 土壓으로 主動土壓을 사용함이 바람직하다. K_{p1} 과 K_{p2} 는 側方土壓係數로 그림 2를 사용하여 구할 수 있다. 그림중 D_2/D_1 은 말뚝의 간격비로 D_1 은 말뚝중심간격이고 D_2 는 말뚝의 순간격(D_1-d)이다.

이미 앞에서 설명한 바와 같이, 設計에 적용 가능한 側方土壓力은 0에서 식 (1)로 주어지는 最大值까지의 값이다. 즉, 滑動土塊의 變形과 함께 줄말뚝에 側方土壓이 차츰 증가되어 말뚝 주변 지반만이 塑性狀態가 發生할 때의 위식으로 나타내는 最大值까지에 달하게 된다. 여기에, 이상의 側方土壓 부가정도를 나타내기 위하여 側壓附加係數 $\alpha_m (0 < \alpha_m < 1)$ 을 도입하면 식

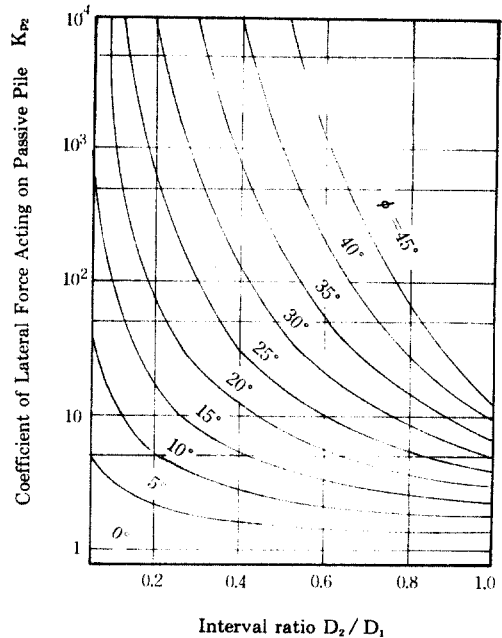
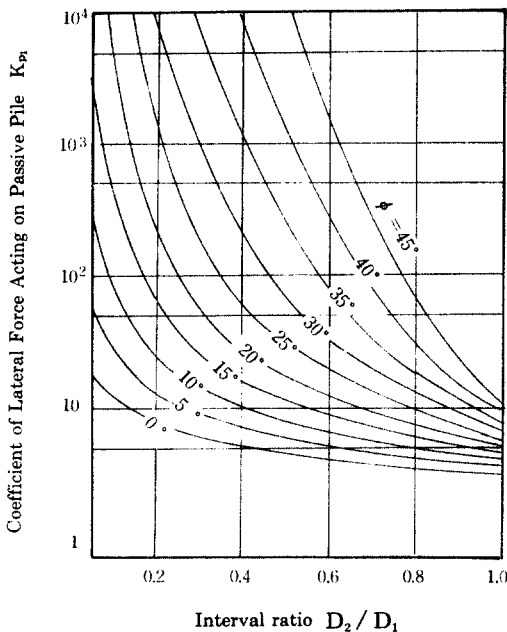


그림 2 원형말뚝의 측방토압

(2)와 같이 된다.

$$P_m(z) = \alpha_m \times P(z) \quad (2)$$

이 側壓附加係數 α_m 은 變數로 사용할 수 있다. 우선 임의의 가상 滑動破壞面에 대하여 말뚝의 安全率이 1보다 크게 되도록 α_m 을 결정한 후 斜面安定의 安全率을 계산한다.

2.2 지반계수

점성토 지반의 경우 지반계수 E_s 는 식 (3)과 같이 쓰여진다.⁽⁷⁾

$$E_s = 15 c_u - 95 c_u \quad (3)$$

여기서, c_u 는 점토의 비배수전단 강도이다. 즉 地盤係數는 軟弱地盤일 경우 $15 c_u$, 견고한 지반일 경우는 $95 c_u$ 값을 사용한다. 통상적으로는 식 (4)와 같이 평균값을 사용한다.

$$E_s = 40 c_u \quad (4)$$

한편, 사질토의 경우는 Poulos에 의해 밀도에 따라 표 1과 같이 제안되었다.⁽¹⁴⁾

표 1. 사질토의 地盤係數 $E_s(t/m^2)$

밀도	사용범위(t/m^2)	평균치(t/m^2)
느슨	91~210	175
중간	210~420	350
조밀	420~980	700

2.3 말뚝의 安定 解析法

말뚝의 安定에 관하여는 그림 1(b)에 표시된 바와같이 滑動面上의 土塊에 의하여 말뚝이 $P_m(z)$ 의 側方土壓을 받는다고 생각하면 主動말뚝에 대하여 이용하는 水平力을 받는 말뚝의 解析法이 適用될 수 있다. 단, 受動말뚝의 경우는 滑動面上의 말뚝에 作用하는 側方土壓은 分布荷重이 된다.

側方土壓을 分布荷重으로 취급한 경우 말뚝거동에 관한 基本微分方程式은 그림 3에 圖示된 바와 같이 斜面滑動面 上部와 下部 말뚝에 作用하는 側方土壓 및 地盤反力로부터 다음 식과 같이 표현된다.⁽¹⁵⁾

$$\left. \begin{aligned} E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} &= P_m(z) - E_{s1} y_1 (0 \leq z \leq H) \\ E_p I_p \frac{d^4 y}{dz^4} &= -E_{s2} y_2 (H < z \leq L_p) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

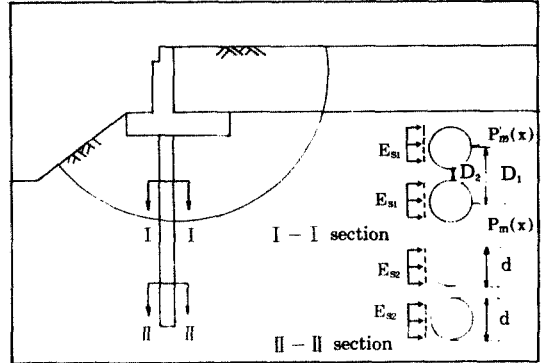


그림 3 사면활동면 상하부 말뚝에 작용하는 하중도

여기서, $P_m(z)$ 는 줄말뚝에 작용하는 측방토압 (식 (1)), z 는 지표면에서부터의 깊이, H 와 H' 는 각각 斜面滑動面에서 지표면 및 말뚝 머리까지의 길이, y_1 과 y_2 는 斜面滑動面 상하부의 말뚝의 변위, E_{s1} 과 E_{s2} 는 斜面滑動面 상하부의 地盤係數(그림 3 참조), $E_p I_p$ 는 말뚝의 강성, L_p 는 말뚝의 길이이다.

식 (5)에서의 활동면 상부의 관계식은 파괴면 상부의 말뚝의 거동에 관한 기본방정식이다. 활동면 상부의 말뚝의 변위방정식의 일반해를 구하면 식 (6)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} y_1 &= e^{-\beta_1 z} (a_1 \cos \beta_1 z + a_2 \sin \beta_1 z) \\ &+ e^{\beta_1 z} (a_3 \cos \beta_1 z + a_4 \sin \beta_1 z) \\ &+ (f_1 + f_2 z) / E_{s1} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\text{여기서 } \beta_1 = \sqrt[4]{\frac{E_{s1}}{4 E_p I_p}}$$

식 (5)의 $P_m(z)$ 는 말뚝에 추가되는 측방토압으로 z 의 선형함수이며 $P_m(z) = f_1 + f_2 z$ 이다.

한편, 식 (5)의 두번째 식으로부터 활동면 하부의 말뚝의 변위에 대한 일반해를 구하면 식 (7)과 같이 된다.

$$\begin{aligned} y_2 &= e^{\beta_2 z} (b_1 \cos \beta_2 z + b_2 \sin \beta_2 z) \\ &+ e^{-\beta_2 z} (b_3 \cos \beta_2 z + b_4 \sin \beta_2 z) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\text{여기서 } \beta_2 = \sqrt[4]{\frac{E_{s2}}{4 E_p I_p}}$$

식 (6)과 식 (7)의 $a_1, a_2, a_3, a_4, b_1, b_2, b_3$ 및 b_4 은 상수이며 각 상수값들은 말뚝머리와 선단의 구속조건과 활동면상에서의 말뚝의 연속 조건에 의하여 구하여지며 교대기초 말뚝의 구속조건으로는 回轉拘束(變位만 可能), 힌지(回轉만 可能), 固定(變位, 回轉 모두 不可能)의 3가지 경우

를 생각할 수 있다.

말뚝의 安定에 대한 安全率(F_s)_{pile}은 許容畧應力 σ_{allow} 와 最大畧應力 σ_{max} 의 比로 다음과 같이 구한다.

$$(F_s)_{pile} = \sigma_{allow} / \sigma_{max} \quad (8)$$

단, 상기와 같이 畧破壞를 發生하지 않는 경우에는 말뚝의 剪斷應力에 의하여 말뚝의 安定을 다음과 같이 검토할 필요가 있다.

$$(F_s)_{pile} = \tau_{allow} / \tau_{max} \quad (9)$$

여기서, τ_{allow} 는 許容剪斷應力, τ_{max} 는 最大剪斷應力이다. 식 (8) 및 (9)의 安全率이 1보다 클 때 말뚝의 安定이 확보될 수 있다.

한편, 교대의 경우는 水平變位の 크기가 교량 전체의 安定에 크게 영향을 미치게 되므로 水平變位の 허용량을 정하여 놓는 경우가 있다. 이 경우의 말뚝의 安定은 말뚝머리의 최대 水平變位の 비교에 의하여 다음과 같이 검토한다.

$$(F_s)_{pile} = y_{allow} / y_{top} \quad (10)$$

여기서 y_{allow} 은 말뚝머리의 허용수평변위이고 y_{top} 은 말뚝머리의 水平變位이다.

2.4 사면의 安定 해석

斜面の 安定에 관하여는 그림 1(a)에 표시한 바와 같이 圓弧滑動土塊 CADEC에 作用하는 滑動모멘트 M_d 과 抵抗모멘트 M_r 의 비교에 의하여 安定이 검토된다. 따라서, 斜面の 安定에 대한 安全率 (F_s)_{slope}은 다음 식과 같이 표현된다.

$$(F_s)_{slope} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \quad (11)$$

여기서 M_{rs} 는 破壞面 DAC에서의 剪斷抵抗力에 의한 抵抗모멘트, M_{rp} 는 AB면에서의 줄 말뚝의 抵抗에 의한 抵抗모멘트이다. 식 (10)에서의 M_{rs} 및 M_d 는 통상의 斜面安定解析에 있어서의 分割法에 의하여 얻어지며 M_{rp} 는 식 (2)를 이용하여 얻어진 말뚝 1개당의 側方土壓 식 (5)중의 $P_m(z)$ 항에 해당하는 저항력과 말뚝배면의 地반반력의 합을 말뚝 중심간격으로 나누어 算定한다. 식 (11)의 安全率이 所要安全率보다 큰 경우 斜面の 安定이 얻어질 수 있게 된다.

3. 교대기초말뚝의 安定 해석 예

3.1 개요

교대기초말뚝의 安定 해석을 위해 사용한 교대기초말뚝과 斜面地盤의 개요는 그림 4와 같다. 우선 地반구성은 교대배면에 모래에 의한 뒤채움 매립층이 약 8m의 두께로 위치하고 있으며 매립층 하부의 원지반은 상부에 느슨한 모래층이 형성되어 있다. 이 모래층은 교대를 기준으로 교대하부와 배면쪽으로 약 14m 정도의 두께로 구성되어 있으며 교대 전면으로는 경사가 약 1:2 정도의 구배로 사면이 형성되다가 EL(-) 6m 지점부터 약 6m 두께로 모래층이 형성되어 지고 있다. 한편 모래층 하부에는 연약점토층이 약 14m의 두께로 분포되고 있으며 하부층은 자갈층과 연암층으로 구성되어 있다.

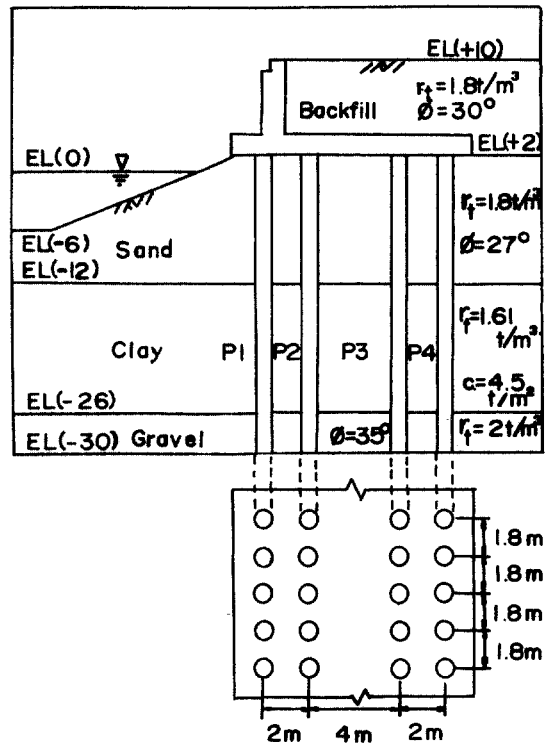


그림 4 교대기초말뚝이 설치된 사면지반

그리고 각 지반의 토질정수는 그림에서와 같이 매립층에서는 마찰각 ϕ 를 30°로 하고 원지반의 모래층은 느슨한 모래로 하여 ϕ 를 27°로 한다. 또한 점토층은 점착력 c 를 4.5 t/m²로 한다.

그리고 교대하부에 사용된 기초말뚝은 그림에서와 같이 4열의 강관말뚝을 2m, 4m, 2m의 간격으로 설치하고 말뚝의 재원 및 지반반력계수는 다음과 같이 설정한다.

1) 강관말뚝의 탄성계수 E_p 는 2,100,000 kg/cm²로 한다.

2) 강관말뚝의 허용휨응력 및 허용전단응력은 각각 1400 kg/cm², 800 kg/cm²로 한다.

3) 地盤係數 E_s 는 Poulos가 제시한 값을 기준으로 하여 사용하기로 한다. 즉 모래지반의 경우 斜面滑動面 하부층의 地盤係數 E_{s2} 는 Poulos가 제시한 평균치로 사용하기로 하여 느슨한 모래의 E_{s2} 인 175t/m²로 하고 점토의 E_{s2} 는 40c_u인 180t/m²로 한다.

4) 해석시 말뚝에 작용하는 연직하중은 고려하지 않는다.(만약 연직하중의 영향을 고려할 시는 중첩의 원리를 이용하기로 하고 여기서는 측방토압의 영향만을 고려하기로 한다.)

5) 사용된 말뚝은 직경 d를 0.6m로 두께 t를 14mm로 하였으며 말뚝의 중심간격은 1.8m로 하여 그 간격 D_2/D_1 을 0.67로 한다.

6) 말뚝 해석을 위한 말뚝두부의 구속조건은 회전구속으로 하고 말뚝선단의 구속조건은 힌지로 한다.

이상과 같은 말뚝과 지반에 대한 해석으로 지반반력계수, 말뚝의 간격비, 말뚝열수, 말뚝머리의 구속조건 등에 따른 교대기초말뚝의 안정에 관한 검토를 실시한다.

3.2 사면의 안정성에 영향을 미치는 요소

3.2.1 地盤係數의 영향

교대기초말뚝이 설치된 斜面地盤에서 사면과

피면 上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 이 사면안정율에 미치는 영향을 파악하기 위하여 地盤係數를 표 2와 같이 5가지로 구분하였다.

표 2에서 보는 바와 같이 斜面地盤에서의 地盤係數 E_s 를 斜面滑動面の 上部地盤과 下部地盤으로 구분하여 정하였다. 우선, 斜面滑動面 下部地盤의 地盤係數 E_{s2} 는 Poulos가 제시한 평균값을 사용하기로 하였다. 즉, 모래지반에 대하여서는 느슨한 모래의 평균값인 175t/m²로 하였고 점토층에 대하여서는 40c_u를 적용시켜 180t/m²로 하였다. 한편 上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 에 대하여는 이것을 무시하는 경우와 Marche & Lacroix⁽⁷⁾가 제시한 값이 작용하는 경우 및 Poulos⁽⁴⁾가 제시한 값이 작용하는 경우 등으로 분류하여 정하였다.

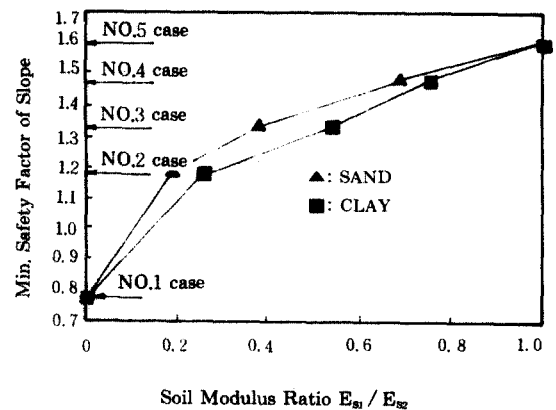


그림 5 사면안정율에 미치는 지반계수의 영향

우선 표 2의 No.1의 경우는 斜面滑動面 上部地盤의 지반저항효과를 무시하여 사면과피면 上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 의 값을 0으로 한 경우

표 2. 地盤係數 E_s (t/m²)

해 석 번 호		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5
모래층	斜面滑動面 상부(E_{s1})	0.0	45.5	91	133	175
	斜面滑動面 하부(E_{s2})	175	175	175	175	175
	E_{s1} / E_{s2}	0.0	0.26	0.54	0.76	1.0
점토층	斜面滑動面 상부(E_{s1})	0.0	33.8	67.5	123.8	180
	斜面滑動面 하부(E_{s2})	180	180	180	180	180
	E_{s1} / E_{s2}	0.0	0.19	0.38	0.69	1.0

이다. 즉, 이와 같은 경우는 사면의 안전율이 매우 낮아 지반의 변형이 심각할 정도로 발생하여 斜面滑動面 上部地盤에서의 지반반력효과를 기대할 수 없는 경우라 생각할 수 있다.

No.3의 경우는 斜面滑動面 上部地盤의 지반저항효과를 Marche & Lacroix⁽⁷⁾가 제시한 값중 최소값을 선택한 것으로 모래층에서는 E_{s1} 을 느슨한 상태의 모래에 대한 최소값인 91t/m^2 로 하였고 점토층에서는 $15c_u$ 에 해당하는 67.5t/m^2 로 하였다.

No.5의 경우는 斜面滑動面 上部地盤의 地盤係數의 값을 斜面滑動面 下部地盤에 대한 地盤係數 값과 동일한 값을 사용한 경우 이것은 사면이 매우 안정되어 지반의 변형이 심각하지 않은 경우라 할 수 있다.

한편 No.2와 No.4의 경우는 斜面滑動面 上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 을 No.1, No.3 및 No.5의 경우의 E_{s1} 값의 중간값으로 地盤係數 E_{s1} 을 정한 경우이다.

그림 4에 도시된 해석예에 대한 사면안정 계산 결과 말뚝이 없는 순수사면에 대한 사면안전율은 0.76이었다. 그리고 말뚝이 설치된 각 경우에 대한 지반반력효과에 따른 사면안전율의 변화는 그림 5에 도시된 바와 같이 나타났다. 地盤係數比 E_{s1}/E_{s2} 가 모래와 점토지반에 대하여 약간씩 다르게 나타나므로 모래와 점토를 구분하여 도시하였다. 우선 斜面滑動面 상부의 말뚝의 지반저항 효과를 무시한 No.1의 경우에서는 사면의 안전율이 0.79로서 순수말뚝만에 의한 사면안정 효과는 약 0.03 정도밖에 상승되지 않고 있다. 그러나 지반의 저항효과를 고려한 No.2의 경우에는 안전율이 1.18로써 말뚝이 없는 순수사면 안전율보다 약 0.42 정도 상승되었고 No.3의 경우에는 안전율이 1.34로서 소요사면안전율을 1.3으로 할 경우 소요안전율을 확보하고 있다. 또한 No.4의 경우와 No.5의 경우에 대한 사면안전율은 각각 1.48과 1.60으로 안전율이 많이 향상됨을 알 수 있다. 그리고 각 경우에 대한 사면안전율의 증가 추세는 斜面滑動面 上部地盤의 저항효과를 무시한 No.1 경우를 제외하고는 각 경우에 대해 사면안전율이 거의 선형적으로 증가하는 추세를 보이고 있다.

따라서 교대기초말뚝이 설치되어 있는 斜面地盤의 안전성은 斜面滑動面 상부말뚝이 배면지반으로부터 받는 지반저항력의 크기에 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 따라서 地盤係數 E_{s1} 의 결정은 안정해석에 중요한 영향을 미치게 되므로 신중을 기하여야 할 것이다. 그러나 이 E_{s1} 은 말뚝이 설치된 사면의 안전성에 따라 결정되어야 하므로 E_{s1} 의 결정이 그다지 수월하지 않은 것이다. 이 地盤係數 E_{s1} 의 결정은 표 2에서와 같이 Marche와 Lacroix의 제안치나 Poulos의 제안치 범위내에서 사면자체의 안전성을 감안하여 결정함이 바람직하다.

3.2.2 말뚝간격비의 영향

말뚝의 간격비에 따른 사면안전율의 영향을 고려하기 위해 말뚝의 간격비를 0.25에서부터

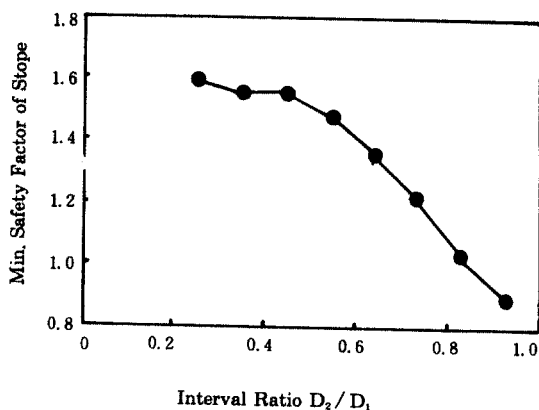


그림 6 사면안전율에 미치는 말뚝간격비의 영향

0.95까지 0.1씩 증가시켜 보았다. 여기서 말뚝의 간격비 D_2/D_1 은 그림 3에 도시된 말뚝열중 말뚝 중심간거리 D_1 과 말뚝순간격 D_2 즉(D_1-d)와의 비를 의미한다. 따라서 D_2/D_1 은 0에서 1 사이에 존재하게 되며 D_2/D_1 이 크면 말뚝간격이 넓은 경우를 의미하며 D_2/D_1 이 적으면 말뚝간격이 좁은 경우를 의미한다. 즉 그림 6의 결과에 의하면 사면안전율은 말뚝의 간격비가 감소할수록 증가하고 있음을 보여주고 있다. 말뚝의 간격비가 0.95에서 0.55로 감소할 때까지는 사면안전율의 증가량은 크나 0.55 이하로 간격비를 줄일 경우 사면안전율의 증가가 둔화되어 그다지 큰

증가가 보이고 있지 않다. 따라서 간격비 D_2/D_1 을 0.55 전후로 말뚝을 설치할 때가 말뚝의 사면 안전율 기여 효과가 제일 효율적이라 생각된다. 이 말뚝간격비는 현재 설계에서 권유되고 있는 말뚝직경의 2.0~2.5배의 말뚝배치($D_2/D_1=0.5 \sim 0.6$)와 일치하기도 한다.

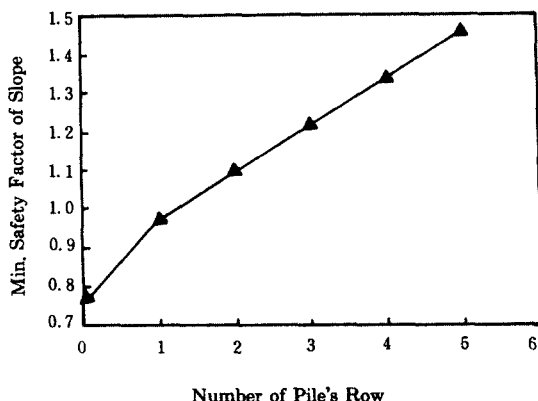


그림 7 사면안전율에 미치는 말뚝열수의 영향

3.2.3 말뚝열수의 영향

그림 7은 그림 4의 해석지반에서 교대기초말뚝을 말뚝이 없는 경우로부터 말뚝열수를 5열로 설치하였을 때까지의 사면안전율 증가 경향을 도시한 결과이다. 이때의 말뚝간격비와 말뚝직경은 그림 4의 설명에서와 같이 각각 0.67과 0.6 m로 하였으며 地盤係數는 표 2의 No.3 경우로 하였다. 말뚝이 없을시의 사면안전율은 0.76을 나타내고 있으며 말뚝 1열 보강시에는 0.97의 사면안전율을 나타내어 말뚝의 보강효과가 약 0.21 정도의 사면안전율이 향상되고 있으며 2열, 3열, 4열 및 5열말뚝 보강시는 말뚝의 보강열수가 1열씩 추가될 때마다 안전율이 약 0.12 정도 향상되어 각각 1.09, 1.22, 1.34 및 1.46의 안전율을 나타내어 말뚝이 증가될 때마다 사면안전율이 선형적으로 증가하는 추세를 보이고 있다.

3.2.4 사면구배의 영향

그림 4의 해석지반에서 교대의 전면에 있는 사면경사의 구배 L_v/L_h 가 1/2인 사면을 1/

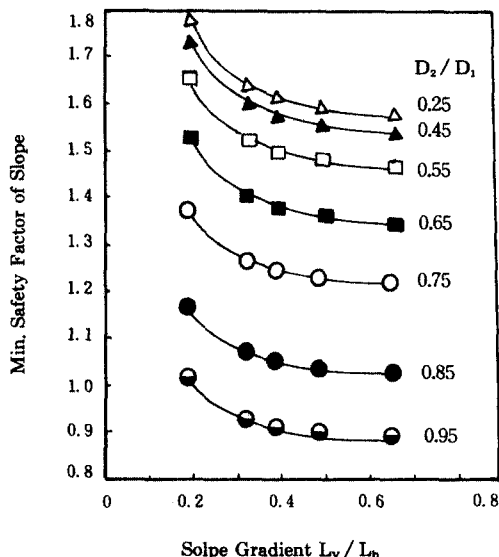


그림 8 사면안전율에 미치는 사면구배의 영향

1.5, 1/3 및 1/5로 변화시키면서 사면안전율의 변화를 살펴보면 그림 8과 같다.

그림 8에서는 사면구배에 따른 사면안전율의 변화를 말뚝간격비 D_2/D_1 을 0.25에서 0.95까지 변화시켜 도시하였다. 그림에서 \triangle 는 간격비 D_2/D_1 이 0.25일때의 안전율을 나타내고 있으며, \blacktriangle 는 간격비가 0.35와 0.45의 결과치를 동시에 도시한 것으로 이 두 경우에 대한 안전율은 거의 동일하게 산정되어 함께 나타내었다. 또한 \square , \blacksquare , \circ , \bullet 및 \odot 는 각각 0.55, 0.65, 0.75, 0.85 및 0.95일 때의 안전율을 도시한 것이다. 모든 경우에 있어서 사면안전율은 사면의 구배가 급해짐에 따라 약간의 곡선형태를 보이며 감소하는 추세를 보이고 있다. 즉, 사면의 구배를 완만하게 할수록 사면의 안전율은 증가추세가 크게 되어 사면의 안전성이 많이 확보됨을 알 수 있다.

3.3 말뚝의 거동

3.3.1 地盤係數

표 2의 5가지 경우에 대한 말뚝의 水平變位를 분석한 결과는 그림 9와 같다. 그림 9에 도시된 결과는 그림 4에 도시된 4열 말뚝중 4번째 말뚝에 대한 변위를 도시한 것으로 그림 9(a)는 말뚝에 대한 地盤係數 E_{s1} 을 무시한 No.1의 경우를 나타낸 것이다. 그림에서 말뚝아 最大水平變位는

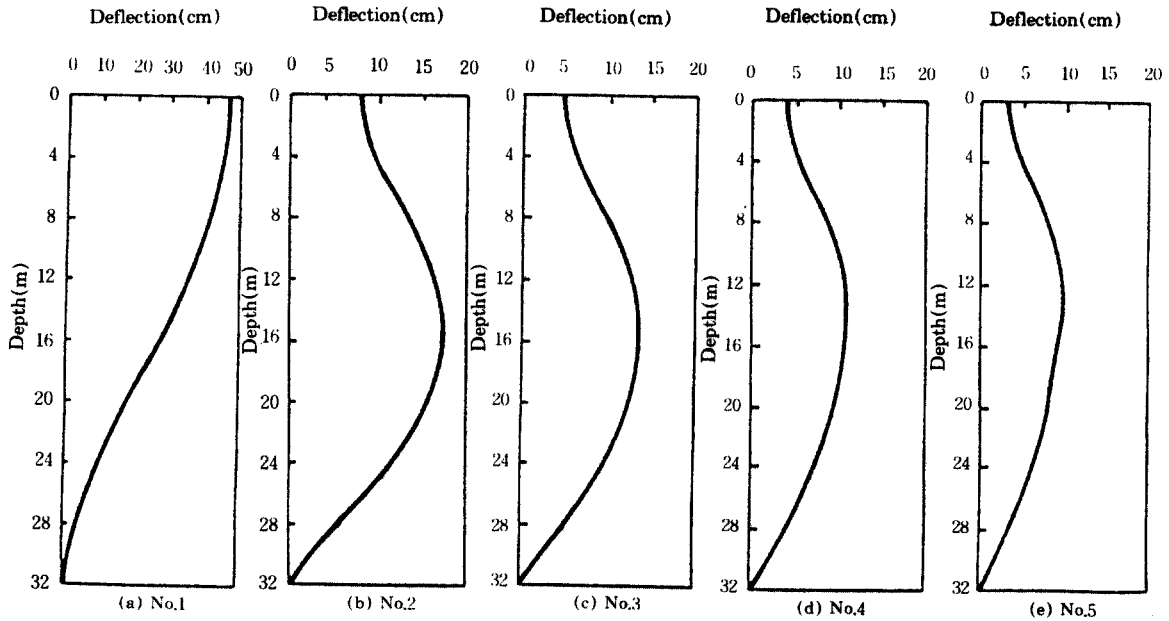


그림 9 말뚝의 수평변위도

말뚝의 두부에서 발생하고 있으며 약 46cm의 수평변위를 나타내고 있다.

그림 9(b)는 No.2에 대한 말뚝의 수평변위도로써 말뚝두부에서는 약 8cm의 수평변위를 보이고 있으며 最大수평변위는 말뚝두부로부터 약 15m 아래의 모래층과 점토층 경계부근의 점토층에서 약 17.1cm의 변위량을 보이고 있다.

또한 地盤係數 E_{s1} 을 Marche & Lacroix의 최소값을 사용한 No.3의 수평변위를 나타낸 그림 9(c)에서는 말뚝두부의 수평변위가 약 4.7cm를 보이고 있으며 最大수평변위는 No.2보다 조금아래인 말뚝두부로부터 약 16m 지점에서 약 13.4cm의 수평변위를 보이고 있다.

그림 9(d)는 No.4에 대한 수평변위도로써 모래층과 점토층의 경계부근 점토층에서 발생했던 No.2, No.3과는 달리 말뚝두부로부터 약 13m 지점의 모래층과 점토층 경계부근의 모래층에서 약 10.8cm의 변위를 보이고 있다.

그림 9(e)는 斜面滑動面 上部地盤의 地盤係數 E_{s1} 을 斜面滑動面 下部地盤의 地盤係數 E_{s2} 와 동일하게 Poulos의 평균값을 사용한 경우로서 말뚝의 頭部수평변위는 약 3.2cm를 보이고 있으

며 最大수평변위는 No.4보다 1m 상부인 말뚝두부로부터 약 12m 아래에서 9.5cm의 수평변위를 보이고 있다. 이 그림에서 알 수 있는 바와 같이 斜面滑動面 上部地盤의 저항을 고려할 수 없으면 最大수평변위가 말뚝머리에서 발생되나 사면활동토괴의 지반저항을 고려할 수 있게 되면 最大수평변위는 지중에 발생되고 있다.

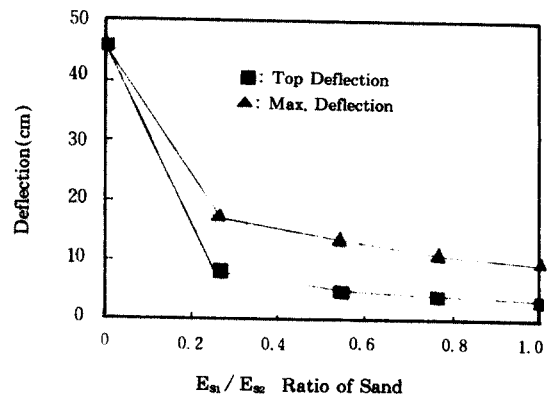


그림 10 말뚝의 최대 및 두부 수평변위량

그림 10은 그림 9의 각 경우의 말뚝수평변위도에서 말뚝의 最大水平變位量과 頭部水平變位量을 정리하여 나타낸 결과이다.

이 그림에 의하면 E_{s1} 을 고려하지 않은 No. 1의 경우는 말뚝의 頭部水平變位와 最大水平變位가 일치하고 있으나 E_{s1} 을 고려함에 따라 最大水平變位가 頭部水平變位와 일치하지 않으며 그 크기도 점차 감소하고 있음을 알 수 있다. 즉, 사면활동 上部地盤의 저항을 고려하므로써 最大水平變位는 말뚝머리 아래위치에서 10cm 전후로 발생되고 있으나 말뚝머리에서의 水平變位는 수 cm로 줄어들게 된다. 교대의 水平變位와 말뚝기초의 水平變位가 일치하도록 발생한다면 No.1과 같은 경우는 교대의 수평변위량이 커져서 상부교량의 보가 떨어질 우려가 있게되나 No.1 이외의 경우는 수평변위량이 적어져서 교량의 안전성에 크게 기여하게 된다.

3.3.2 말뚝두부의 구속조건에 대한 검토

그림 11은 말뚝두부의 구속조건에 따른 말뚝의 水平變位, 휨모멘트 및 전단력 분포상태를 나타

내고 있다. 말뚝의 선단은 암반에 관입되어 있는 관계로 힌지로 가정하였으며 말뚝두부의 구속조건으로는 기초말뚝이 교대내에 정착되어 있는 상태를 감안하여 회전구속, 힌지 및 고정 3경우로 취급하여 보았다.

우선 말뚝의 水平變位에 대하여 살펴보면 말뚝두부의 변위는 말뚝두부가 회전구속인 경우 수평변위량이 약 4.7cm로 발생하고 있다. 말뚝의 最大水平變位는 두부구속조건이 힌지인 경우 말뚝두부로부터 약 13m 아래지점에서 14.8cm의 변위를 나타내어 다른 구속조건 보다 더 많은 변위량을 보이고 있다. 또한 힌지조건 및 고정조건에서는 最大水平變位가 말뚝두부로부터 약 16m 지점에서 각각 13.4cm와 5.9cm의 변위를 보이고 있다. 말뚝두부의 구속조건이 힌지의 경우 말뚝머리에서는 水平變位가 발생되지 않으나 最大水平變位量이 말뚝중간 부근에 크게 발생되고 있다. 따라서 교대가 수평으로 변위가 발생하고 있지는 않으나 지중부분 말뚝의 水平變位가 심하게 발생되어 지상부분의 교대 본체가 배면으

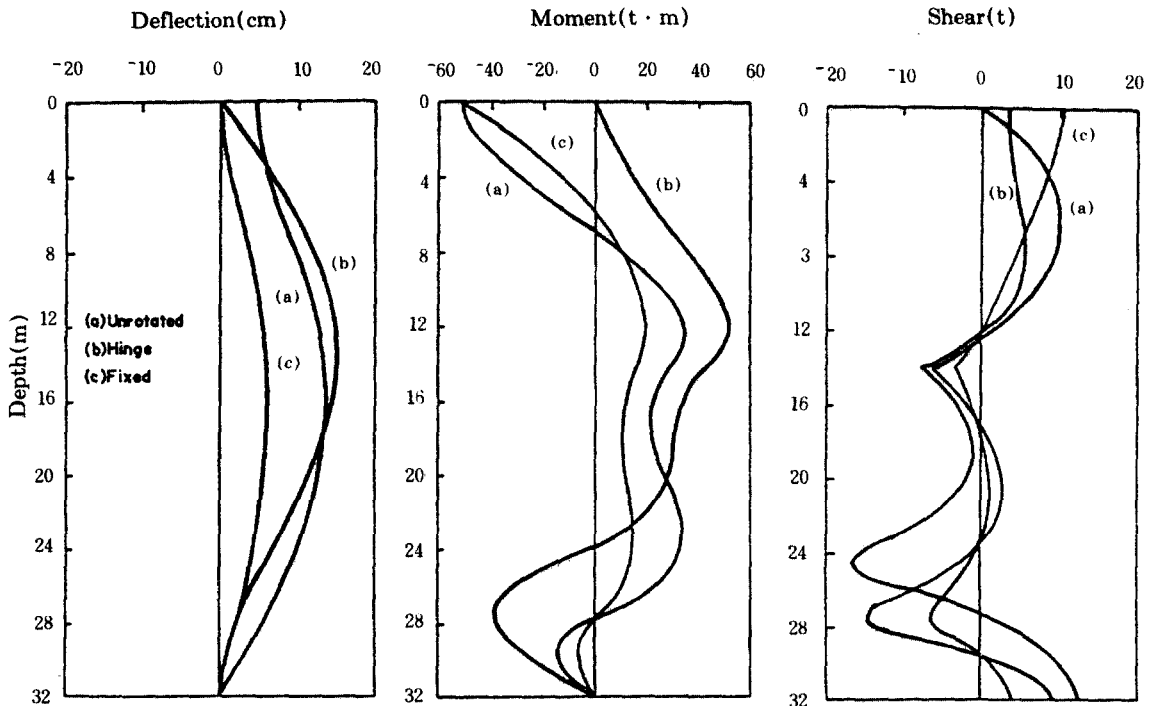


그림 11 말뚝머리의 구속조건에 따른 말뚝의 거동

로 기울어진 교대의 경우는 현지상태의 구속조건이 적합하다고 생각된다. 그러나 軟弱地盤上의 교대가 교량 방향으로 水平變位가 발생되고 있는 현장의 경우는 현지나 고정 조건과는 차이가 있다고 생각된다. 따라서 이러한 경우는 말뚝두부의 구속조건을 회전구속으로 생각함이 바람직하다. 한편 기초말뚝이 교대에 아주 견고하게 시공되어 있고 말뚝두부에 지반구속의 효과가 큰 견고한 지반에 존재하며 비교적 안정된 상태의 교대의 경우는 말뚝두부의 구속조건을 고정으로 생각함이 바람직하다.

결국 기초말뚝위의 교대에 있어서 문제가 발생되는 경우는 말뚝두부의 구속조건이 현지나 회전구속의 상태에 있다고 생각된다. 이중 말뚝머리의 水平變位가 교량구조물 쪽으로 발생되어 교량의 Girder에 손상이 발생된 경우는 회전구속으로 하고, 교대본체의 용벽이 배면으로 기울어 Girder가 추락한 경우는 현지로 함이 좋을 것이다.

한편 휨모멘트에 대하여는 그림 11(b)에 보는 바와 같이 회전구속과 고정구속인 경우에는 말뚝두부에서 최대휨모멘트가 발생하고 있으며 현지에서는 말뚝두부로부터 깊이 12m 지점에서 최대모멘트를 보이고 있다.

그림 11(c)는 전단력에 대한 것으로 현지조건에서는 최대전단력이 말뚝두부로부터 깊이 25m 지점에서 16.9t을 나타내고 있다. 또한 회전구속에서는 깊이 약 27m 지점에서 최대전단력이 14.7t을 보이고 있고 고정조건에서는 말뚝두부에서 10.4t의 최대전단력이 발생하고 있다.

따라서 회전구속과 고정구속의 조건에 맞는 말뚝두부의 경우는 말뚝두부가 전단력과 휨모멘트에 견딜 수 있게 설계시 주의하여야 하며 현지의 조건에 맞는 말뚝두부의 경우는 말뚝본체의 강성을 충분히 하여 주어야 한다.

4. 결 론

교량의 상부구조물을 지지하기 위하여 교대기초말뚝을 사용할 경우 말뚝과 지반사이의 상호작용을 고려하여 교대를 안전하게 설계하여야 할 것이다. 그러나 교대기초말뚝이나 사면중 어느 한쪽을 소홀히하여 소정의 안전규정을 만족하지

못할 경우 양쪽 모두에 막대한 피해를 주게 된다. 따라서 이러한 측방토압을 받는 구조물의 설계시에는 구조물의 안정과 지반의 안정 모두에 대하여 안전하게 설계하여야 한다.

본 연구에서는 편재하중에 의한 측방변형 지반속의 줄말뚝이 측방토압을 받게 되는 교대기초말뚝의 안정을 해석하기 위해 수동말뚝에 제안된 측방토압 산정식을 이용하여 말뚝의 안정과 사면의 안정을 검토할 수 있는 해석법을 확립하였다. 또한 이 해석법에 의거 교대기초말뚝의 안전성과 거동 및 말뚝의 사면안정에 미치는 영향등을 검토하므로써 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 교대기초말뚝에 작용하는 측방토압 산정식으로 수동말뚝에 작용하는 측방토압 산정식의 활용이 가능하였다.

2) 교대기초말뚝이 설치된 사면의 안정해석법이 다음과 같이 확립되었다.

가) 말뚝의 안정해석법 : 사면의 가상원호활동면을 기준으로 상부에는 말뚝전면에 측방토압과 배면에 지반반력을 받게 하고, 斜面滑動面 하부에는 지반반력만 받게 하는 상태에서 탄성보의 미분방정식을 응용한다.

나) 사면안정해석법 : 사면의 가상원호활동면에 대한 저항모멘트와 활동모멘트의 비로 안전율을 계산하며 이때 저항모멘트는 斜面滑動面 위치에서 지반의 전단저항력에 의한 모멘트와 말뚝의 저항력에 의한 모멘트의 합으로 한다.

3) 말뚝의 사면안정효과 및 말뚝의 거동은 斜面滑動面 상부의 地盤係數의 크기에 크게 의존하였으며 특히 측방유동이 발생하는 軟弱地盤에서 많은 변위량을 보였다.

4) 줄말뚝의 사면안정효과는 말뚝의 설치간격을 말뚝직경의 2~2.5배까지 줄일수록 효과가 선형적으로 증가하나 그 이상 줄일 경우에는 증가효과가 크지 못하다. 따라서 말뚝설치 간격은 말뚝직경의 2~2.5배로 함이 바람직하다.

5) 줄말뚝의 열수를 증가시킬수록 말뚝의 사면안정기여 효과는 크다.

6) 교대기초말뚝의 구속조건으로는 회전구속, 현지 및 고정의 3가지를 생각할 수 있다.

이중 말뚝머리의 水平變位가 교량구조물 쪽으로 발생되어 교량의 Girder 에 손상이 발생된 경우는 회전구속으로 하고 교대본체의 옹벽이 배면으로 기울어져 Girder 가 추락한 경우는 힌지로 합이 좋다. 또한 교대가 아주 견고하고 말뚝두부에 지반구속의 효과가 큰 견고한 지반이 존재하고 비교적 안정된 상태의 경우는 고정으로 합이 좋다.

感謝의 말

본 연구는 한국과학재단 1988년도 연구지원 (과재번호: 881-1306-012-2)에 의하여 이루어진 연구이며 동 재단에 감사드리는 바이다.

參考文獻

1. Leussink, H. and Wenz, K.P.: "Storage yard foundations on soft cohesive soils", Proc. 7th, ICSMFE, Mexico, 2, pp.149~155, 1969.
2. Oteo, C.S.: "Horizontally loaded piles. Deformation influence", Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101~106, 1977.
3. Tschebotarioff, G.P.: "Discussion", Highway Research Record, No.354, pp. 99~101, 1971.
4. Dillon, R.M. and Edwards, P.H.D.: "The inspection repair and maintenance of highway bridge in London", Ontario Eng. Inst. Can Eng. J. 44(11), pp.39~48, 1962.
5. Mitchell, R.J. and Eden, W.J.: "Measured movements of clay slopes in the Ottawa Area", Can.J., Earth Sci, 9(8), pp.1001~1013, 1972.
6. Stermac, A.G., Devata, M. and Selby, K.G.: "Unusual movements of abutments supported on end-bearing piles", Can. Geotech, J. 5(2), pp. 69~79, 1968.
7. Marche, R. and Lacroix, Y.: "Stabilite des culees de ponts etablies sur des pieux travers ant une couche molle", Can. Geotech, J. 9(1), pp.1~24, 1972.
8. Tschebotarioff, G.P.: Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw-Hill, Kogakusha, Tokyo, ch.14, 1973.
9. Broms, B.B.: "Embankment piles," Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.189~191, 1977.
10. 軟弱地盤上の橋台基礎に關する調査研究報告書 (日本道路公團委託): 財團法人 高速道路調査會 基礎構造 研究委員會 軟弱地盤上の橋台基礎研究班, 1979.
11. 軟弱地盤上の橋台基礎に關する調査研究報告書 (その2) (日本道路公團委託): 財團法人 高速道路調査會 基礎構造 研究委員會 軟弱地盤上の橋台基礎研究班, 1980.
12. 洪元杓: "側方變形地盤 속의 줄말뚝에 作用하는 土壓", 大韓土木學會 論文集, 4(1), pp.59~68, 1984.
13. 洪元杓: "受動말뚝에 作用하는 側方土壓", 大韓土木學會 論文集, 4(2), pp.77~88, 1984.
14. Poulos, H.G.(1971): "Behavior of laterally loaded piles: I-Single Piles", ASCE, Vol.97, No. SM 5, pp.711~731, 1971.
15. 홍원표, 이 우현, 남정만, 한중근: "편재하중을 받는 연약지반속의 벽강관식 안벽의 안정해석", 한국강구조학회논문집, 2(4), pp.213~226, 1990.

(접수일자 1991. 4. 15)