

偏載荷重을 받는 연약지반속의 壁鋼管式 岸壁의 安定 解析

Stability Analysis of Quaywalls Constructed by Steel-pipe-Sheetpiling in Soft Soils Subjected to Unsymmetrical Surcharges

홍 원 표¹⁾ · 이 우 현²⁾ · 남 정 만³⁾ · 한 중 근⁴⁾

By HONG, Won Pyo, LEE, Woo Hyun, NAM, Jeong Man and HAN, Jung Geun

ABSTRACT : Recently quaywalls are constructed in soft soil by placing steel-pipe piles at close intervals in a row. Because of complexity of the soil-pile interaction mechanism, the usual analytical methods, which are applied to analyze behaviors of common sheetpiles, can not be applied for analysis of the quaywalls. In order to establish a reasonable analytical method for the quaywalls constructed by steel-pipe piles, a couple of ideas was introduced in this study.

For estimating lateral earth pressure acting on the quaywalls constructed by steel-pipe piles, the concept of the "passive pile" was introduced since the steel piles was subjected to plastic lateral soil flow.

The soil reactions against pile movements were considered by separating the soil modulus into two for above and below potential slip surfaces. The soil modulus above potential slip surfaces could be decided according to the slope deformability.

On stability analysis of slope with quaywalls constructed by steel-pipe sheetpiling, the stabilities of both slope and piles should be considered simultaneously.

Finally, the behavior of steel pipe piles was analysed by use of the proposed analytical method.

1. 序論

최근에 강관말뚝을 벽체가 되도록 좁은 간격으로 일렬로 설치하는 벽강관식 안벽이 국내에서 채택된 바 있다[1, 2]. 이러한 안벽을 구성하고

1) 정회원 : 중앙대학교 토목공학과 부교수, 공학박사

2) 정회원 : 중앙대학교 토목공학과 교수, 공학박사

3) 중앙대학교 대학원 토목공학과 박사과정

4) 중앙대학교 대학원 토목공학과 석사 졸업

있는 강관말뚝들의 상부는 통상 부분적으로 접속 부를 부착시켜 수평으로 서로 연결되어 있으나 하부는 연결되어 있지 않다. 이러한 안벽이 설치되어 있는 지반에 측방유동이 발생할 경우 지반은 말뚝사이를 빠져 나갈 수 있게 되어 있다. 이 안벽은 널말뚝식 안벽의 일종으로 구분되는 경우도 있으나 강관말뚝을 사용하는 관계로 통상적인 널말뚝식 안벽과는 토압의 발생기구 및 벽체의 거동이 다르다. 이러한 벽강관식 안벽 전면에 橫棧橋를 설치하므로서 대형선박의 정박을 가능하게 할 수가 있어 이 형태의 埠頭施設이 채택되고 있다.

이러한 棧橋가 설치된 후 안벽배면에는 통상적으로 뒤채움 매립을 실시하게 된다. 그러나, 이 뒤채움 매립은 안벽에 막대한 측방토압을 유발시키게 된다. 더우기 바다쪽 지반이 가파른 사면의 연약지반인 경우 뒤채움 매립은 안벽배면 지반에 편재하중으로서 작용하게 되어 배면지반을 측방으로 변형시키며 사면과 안벽 모두의 안정에 막대한 영향을 미치게 된다. 이 경우 사면의 안전률은 극도로 낮아지게 되므로 안벽에 작용하는 측방토압에 저항하여 줄 수 있는 사면지반의 저항력도 부족하게 되어 안벽은 수평방향으로 이동하게 된다.

결국, 이러한 현상은 상부구조물의 안정에 대한 막대한 영향을 미치게 되며 부두시설의 기능의 마비까지도 유발하게 되는 아주 심각한 문제를 야기시킬 수도 있다. 실제, 이와 같은 문제로 인하여 상부구조물에 피해가 발생되어 대책이 마련된 몇몇 예가 보고되고 있다[5].

벽강관식 안벽의 경우는 작용토압이 말뚝들사이의 지반과 말뚝의 상호작용에 의하여 결정되게 되므로 말뚝사이의 지반이 미소한 소성변형의 발생기구를 고려하지 않으면 정확한 토압의 산정이 불가능한 실정이다. 이와같은 벽강관식 안벽설계법으로 종래의 널말뚝식 안벽설계법이 채택될 경우 벽강관 벽체의 변위는 전혀 계산검토할 수 없는 실정이다. 대형 선박이 정박되는 부두의

경우 하역작업을 위한 장비는 부두의 변위에 대단히 민감하게 영향을 받게 된다. 따라서, 벽강관식 안벽의 설계를 정확하게 하기 위하여서는 이 안벽의 거동을 정확히 분석할 수 있어야 할 것이다. 이와같은 문제를 해결하기 위하여는 뒤채움 매립에 의하여 벽강관식 안벽 배면에 작용하게 될 측방토압과 안벽 전면의 저항토압의 복잡한 발생기구가 정확하게 밝혀져야만 한다.

이들 사항이 규명된 위에 벽강관식 안벽의 합리적인 설계법을 마련함을 본 연구의 궁극적인 목표로 삼고자 한다. 따라서, 본 논문에서는 벽강관식 안벽이 설치되어 있는 사면에 편재하중으로 인한 측방변형이 발생할 경우를 대상으로 이미 제시된 측방토압산정 이론식을 이용하여 벽강관식 안벽의 해석법을 제안하고자 한다.

본 연구를 완성시킴으로 인하여 벽강관식 안벽이 가지고 있는 장점을 최대한으로 살릴 수 있는 방안 마련에도 크게 도움이 되어 금후의 대형선박 정박용 호안구조물 설계에 크게 활용될 수 있을 것이 기대되는 바이다.

2. 受動말뚝의 研究

교량을 지지하기 위한 교대, 부두시설을 위한 잔교등을 연약지반상에 설치하는 경우가 많다. 이 경우 상부구조물의 하중을 지지시키기 위하여 기초말뚝을 사용하거나 배면 흠막이용 널말뚝을 사용하게 된다.

연약지반상에 교대나 잔교가 설치된 후 뒤채움이나 매립으로 인한 하중은 연약지반에 편재하중을 가하게 되어 연약지반을 측방으로 변형시키게 된다. 이러한 측방유동은 대부분 바람직하지 않은 변형이 되어 많은 피해를 유발시킨다. 즉, 측방유동이 발생하는 지반속에 설치된 기초말뚝은 지반으로부터 2차적인 측방토압을 받게 되기 때문에 변위가 발생하여 결국 상부구조물의 수평이동이 발생하게 된다. 이러한 측방유동은 대부분 바람직하지 않은 변형이 되어 많은 피해를 유발시킨다.

즉, 측방유동이 발생하는 지반속에 설치된 기초말뚝은 지반으로부터 2차적인 측방토압을 받게 되기 때문에 변위가 발생하여 결국 상부구조물의 수평이동이 발생하게 된다.

이와같이 지반의 측방유동으로 인하여 발생하는 측방토압을 받는 말뚝을 수동말뚝(Passive pile)이라 하여 최근에 많은 관심을 가지고 연구되고 있는 실정이다[16].

현재 국내외에서 이와같은 현상에 의한 교대 및 잔교의 이동에 대한 사례는 많이 보고되고 있는 실정이다[3-12].

특히 Marche와 Lacroix[9]는 다수의 현장사례의 고찰을 통하여 측방유동의 특성을 조사한바 있으며 Tschobotarioff[3] 및 De Beer와 Wallays[14]도 이 분야의 연구에 기여한바 있다.

Marche[15]도 연약지반상에 성토를 실시할 경우 측방유동의 양은 사면안전률과 연관되어 있음을 밝혔으며 Franke[12]는 측방유동지반의 소요안전률을 Consistency Index와 연관지어 결정하도록 제시하였다. 한편, Tschobotarioff[13]는 성토에 의하여 전단변형 및 파괴가 발생한 경우의 예를 정리하여 전단변형 및 파괴에 이르는 성토고를 제시하였다.

이러한 수동말뚝의 해석법으로는 Tschobotarioff법[13]이나 De Beer와 Wallays법[14]과 같은 간편법 이외에도 지반반력법[17], 탄성해석법[18] 및 유한요소법[19]이 제안 및 연구되고 있다.

3. 解析法

사면안전 문제에 있어서 벽강관식 안벽이 사면활동면을 관통하여 설치되어있는 경우, 사면의 활동을 방지하는 벽강관의 효과가 기대된다. 그러나, 한편으로는 벽강관은 사면활동면 상부의 토괴로부터 측방토압을 받게 된다. 이 문제에 대처하기 위하여는 이 측방토압을 정확하게 산정하는 것이 매우 중요하다. 왜냐하면, 이 외력은 사면의

안정 및 말뚝의 안정에 동시에 관련되어 있기 때문이다. 즉 이 측방토압을 실제보다 크게 산정하여 설계할 경우 말뚝의 안정에 관하여는 안정측이나 사면의 안정에 관하여는 위험측이 된다. 반대로 측방토압을 실제보다 적게 산정하여 설계할 경우는 그 반대로 된다. 그러나, 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구는 복잡하기 때문에 정확하게 산정하기가 매우 어려워 강성벽에 사용하는 고전적 토압론에 의거한 토압을 사용하고 있는 실정이다.

일반적으로 벽강관식 안벽이 설치된 사면안전문제에 있어서는 사면의 안정과 말뚝의 안정에 대한 두가지의 해석이 그림1(a)에서와 같이 실시되어야 한다. 벽강관이 설치된 전체 사면의 안정은 사면과 말뚝 모두의 안정이 확보되었을 경우에만 비로소 가능할 것이다.

만약, 벽강관 말뚝에 작용하는 측방토압(혹은 붕괴 토괴에 저항하는 말뚝의 저항력)이 알려져 있다면, 먼저 말뚝의 안정이 수평하중을 받는 말뚝(主動말뚝)의 해석법을 응용하여 그림1(b)와 같이 검토되어야 한다. 그러나, 주동말뚝의 경우는 수평하중이 말뚝머리 부분에 집중하중으로 작용하나 수동말뚝은 사면활동면 상부의 측방변형 지반을 통하여 말뚝에 분포하중으로 작용하게 된다.

이상의 말뚝안전 계산에서 말뚝의 안정이 확보되면 사면의 안정계산이 그림1(a)에서와 같이 파괴면의 전단저항 및 말뚝의 저항력을 고려하여 실시되어야 한다.

3.1 말뚝에 作用하는 側方土壓

일반적으로 현재 설계에 적용되는 측방토압은 단일말뚝에 작용되는 토압이 사용되어 왔지만 그 이론식의 근거는 매우 미약하고 이를 토대로 설계되므로 사고가 발생하는 경우가 종종 있었다. 즉 단일말뚝에 작용하는 측방토압을 줄 말뚝에 적용함에 문제가 있고, 말뚝들의 설치 간격에

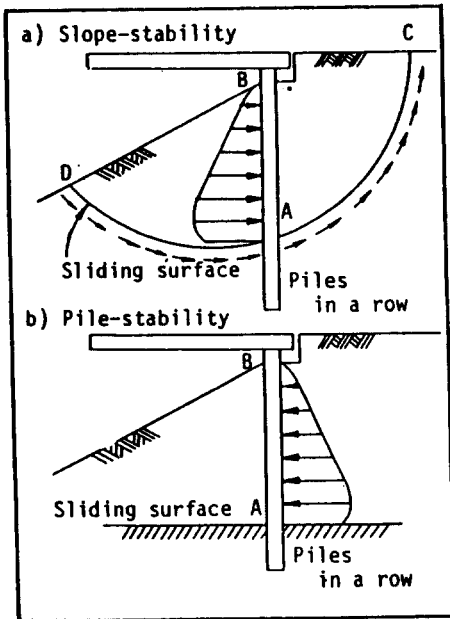


그림 1. 벽강판식 岸壁이 설치된 사면의 안정

따라 말뚝 주변지반의 변형양상이 다르게 되므로 측방토압을 산정하는데 어려움이 있다. 또한, 소성 변형이나 측방유동이 있는 지반에 줄말뚝이 설치되어 있을 때 토괴의 측방유동이 수동말뚝의 안정에 중요한 영향을 미친다. 왜냐하면 측방유동에 의하여 유발되는 측방토압은 말뚝과 주변지반의 상호작용에 의하여 결정되기 때문이다.

말뚝이 일렬로 설치되어 있는 경우 원래는 이 줄말뚝의 전면과 배면에 서로 평형상태인 토압이 작용하고 있었으나, 뒤채움이나 성토등의 편재하중으로 인하여 발생된 활동토괴의 변형에 의하여 이 평형상태가 무너지게 된다. 여기서 취급하게 될 측방토압이란 이 줄말뚝의 전면과 배면에 각각 작용하는 토압의 차에 상당하는 부분에 해당하는 것이다.

줄말뚝에 작용하는 측방토압의 산정식을 유도하는 경우에 특히 고려되어야 할 점은, 말뚝간격 및 말뚝주변 흙의 소성상태의 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 때 부터 말뚝사이의 지반을 함께 고려하므로써 가능하게 된다.

또한 후자의 필요성에 대하여는 아래와 같다. 즉, 일반적으로 말뚝에 부가되는 측방토압은 활동 토괴가 이동하지 않는 경우의 0상태에서 부터 활동토괴가 크게 이동하여 말뚝주변의 지반에 수동파괴를 발생시킨 경우의 극한치까지 큰 폭으로 변화한다. 따라서, 사면안정에 있어서 수동말뚝의 설계를 실시하기 위하여는 어떤 상태의 측방토압을 사용하여야 좋은가 결정하여야만 한다.

말뚝주변지반의 소성상태의 설정에 대하여서는 만약 말뚝주변지반에 수동파괴가 발생한다고 하면 그때에는 활동이 상당히 진행되어 사면활동면의 전단저항력도 상당히 저하되어 버리므로 말뚝에 작용하는 측방토압이 상당히 크게 되어 말뚝자체의 안정이 확보되지 못할 염려가 있는 등 불안한 요소가 많다. 따라서 설계에 채용되어야 할 측방토압은 활동의 진행에 의한 사면활동면의 전단저항력의 저하가 거의 없는 상태의 값을 채용하는 것이 가장 합리적일 것이다.

이 조건을 만족하는 측방토압의 최대치를 산정하려면 말뚝사이의 지반이 Mohr-Coulomb의 항복조건을 만족하는 전단상태에 있다고 가정되어야 한다. 이 가정은 사면전체의 평형상태를 거의 변화시키지 않으면서 말뚝에 부가되는 측방토압을 산정하는 것을 의도하는 점이 중요한 의미를 가진다.

이상에서 열거한 조건을 고려하여 일렬로 설치된 줄말뚝의 단위 길이당 1개의 말뚝에 작용하는 측방토압을 유도정리하여 식(1)과 같이 제안된 바 있다[20, 21].

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

여기서, d 는 말뚝직경, c 는 활동토괴의 점착력,

$\sigma_H(z)$ 는 말뚝전면에 지반의 측방유동에 저항하여 작용하는 토압으로 활동토피속에서는 주동토압을 사용한다. K_{p1} 과 K_{p2} 는 측방토압계수로 그림2를 사용하여 구할 수 있다. 그림중 D_2/D_1 은 말뚝의 간격비로 D_1 은 말뚝중심간 간격이고 D_2 는 말뚝의 순간격(D_1-d)이다.

이미 앞에서 설명한 바와같이, 설계에 사용 가능한 측방토압력은 0에서 식(1)로 주어지는 최대치까지의 값이다. 즉, 활동토피의 변형과 함께 줄말뚝에 측방토압이 차츰 증가되어 말뚝 주변 지반만이 소성상태가 발생할때의 위식으로 나타내는 최대치까지에 달하게 된다. 여기에, 이상의 측방토압 부가정도를 나타내기 위하여 측압부 가계수 $\alpha_m(0 < \alpha_m < 1)$ 을 도입하면 식(2)와 같다.

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

이 측압부가계수 α_m 은 변수로 사용될 수 있다. 우선 임의의 가상 활동과피면에 대하여 말뚝의

안전율이 1보다 크게 되도록 α_m 을 결정한후 사면 안정의 안전율을 계산한다.

3.2 地盤係數(Soil modulus)

점성토 지반의 경우 지반계수 E_s 는 식(3)과 같이 쓰여진다[9].

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

여기서, c_u 는 점토의 비배수 전단강도이다. 즉 지반계수는 연약지반일 경우 $15c_u$, 견고한 지반일 경우는 $95c_u$ 값까지 사용한다.

통상적으로 식(4)와 같이 평균값을 사용한다.

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

한편, 사질토의 경우는 Poulos에 의해 밀도에 따라 표1과 같이 제안되었다[22].

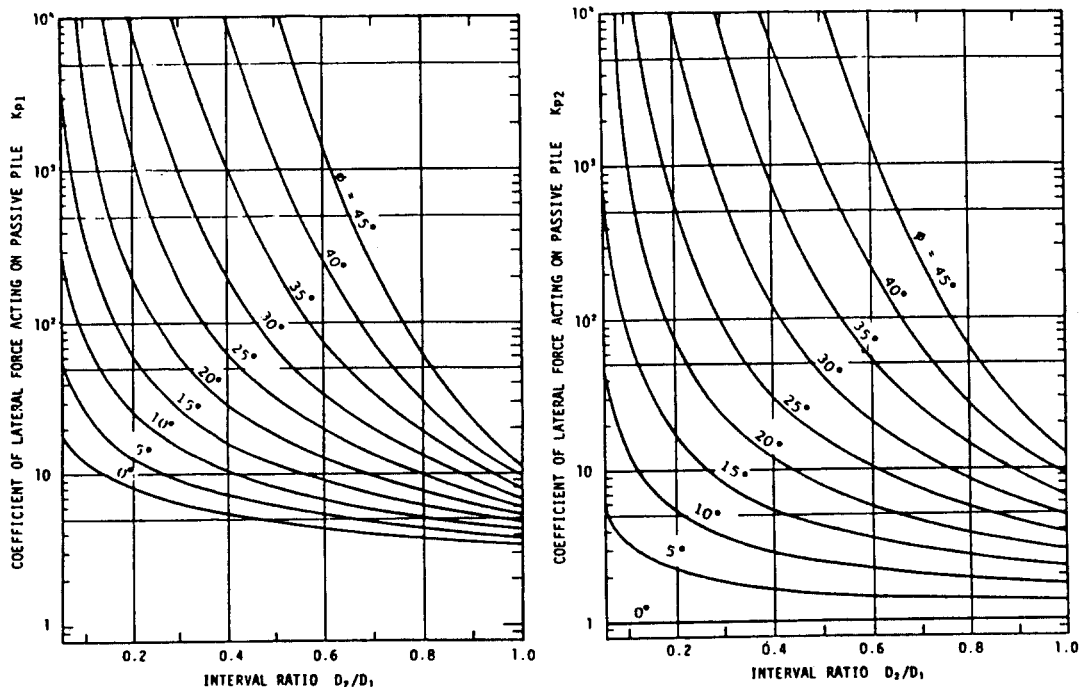


그림2. 원형말뚝의 측방토압계수

표1. 사질토의 지반계수 $E_s(t/m^2)$

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

3.3 말뚝의 安定解析法

말뚝의 안정에 관하여는 그림1(b)에 표시된 바와같이 활동면상의 토괴에 의하여 말뚝이 $P_m(z)$ 의 측방토압을 받는다고 생각하면 주동말뚝에 대하여 이용하는 수평력을 받는 말뚝의 해석법이 적용될 수 있다. 단, 수동말뚝의 경우는 활동면상의 말뚝에 작용하는 측방토압은 분포하중이 된다.

측방토압을 분포하중으로 취급한 경우 말뚝거동에 관한 기본미분방정식은 그림3에 도시된 바와같이 사면활동면 상부와 하부말뚝에 작용하는 측방토압 및 지반반력으로 부터 다음 식과 같이 표현된다.

$$E_p I_p \frac{d^4 y_1}{dz^4} = P_m(z) - E_{s1} y_1 \quad (0 \leq z \leq H) \quad (5)$$

$$E_p I_p \frac{d^4 y_2}{dz^4} = -E_{s2} y_2 \quad (H < z \leq L_p)$$

여기서, $P_m(z)$ 는 줄말뚝에 작용하는 측방토압 (식(1)), z 는 지표면에서 부터의 깊이, H 와 H' 는

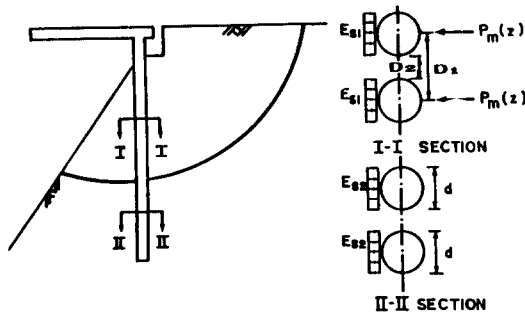


그림3. 사면활동면 상하부 말뚝에 작용하는 하중도

사면활동면에서 지표면 혹은 말뚝머리까지의 길이, y_1 과 y_2 는 사면활동면 상하부의 말뚝변위, E_{s1} 과 E_{s2} 는 사면활동면 상하부의 지반계수(그림3 참조), E_p , I_p 는 말뚝의 강성, L_p 는 말뚝길이이다.

식(5)의 첫번째 관계식은 활동면 상부의 말뚝의 거동에 관한 기본 방정식이다. 활동면 상부의 말뚝의 변위방정식의 일반해를 구하면 식(6)과 같이 된다.

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

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

식(5)의 $P_m(z)$ 는 말뚝에 부가되는 측방토압으로 z 의 선형함수가 되어 $f_1 + f_2 z$ 로 표시할 수 있다.

한편, 식(5)의 두번째식으로부터 활동면 하부의 말뚝변위의 일반 해를 구하면 식(7)과 같이 된다.

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

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

식(6)과 (7)의 $a_1, a_2, a_3, a_4, b_1, b_2, b_3$ 및 b_4 는 상수이며 각 상수값들은 말뚝머리와 말뚝선단에서의 구속조건과 사면활동면에서의 말뚝의 연속 조건에 의하여 구하여지며 말뚝의 구속조건은 자유(변위와 회전이 모두 가능), 회전구속(변위만 가능), 힌지(회전만 가능) 및 고정(변위, 회전 모두 불가능)의 4가지 경우를 생각할 수 있다.

말뚝의 안정에 대한 안전률(Fs)_{pile}은 허용 휨응력 $\sigma_{allow.}$ 와 최대휨응력 $\sigma_{max.}$ 의 비로 다음과 같이 구한다.

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

단, 상기와 같이 휨 파괴를 발생하지 않고 전단에 의하여 말뚝의 파괴가 발생하는 경우에는 말뚝의 전단응력에 의하여 다음과 같이 검토할 필요가 있다.

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

여기서, $\tau_{allow.}$ 는 허용전단응력, $\tau_{max.}$ 는 최대전단응력이다. 식(8) 및 식(9)의 안전율이 1보다 클때 말뚝의 안정은 확보될 수 있다.

3.4 斜面の 安定解析法

사면의 안정에 관하여는 그림1(a)에 표시한 바와 같이 원호활동토괴 CADBC에 작용하는 활동모멘트 M_d 와 저항모멘트 M_r 의 비교에 의하여 그 안정이 검토된다. 따라서, 사면의 안정에 대한 안전율(Fs)_{slope}은 다음 식과 같이 표현된다.

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

여기서 M_{rs} 는 파괴면 DAC에서의 전단저항력에 의한 저항모멘트, M_{rp} 는 AB면에서의 줄말뚝의 저항에 의한 저항모멘트이다. 식(10)에서의 M_{rs} 및 M_d 는 통상의 사면안정해석에 있어서의 분할법에 의하여 얻어지며 M_{rp} 는 식(2)를 이용하여 얻어진 말뚝 1개당의 측방토압으로 식(5)중의 $P_m(z)$ 항에 해당하는 저항력과 말뚝배면의 지반반력의 합을 말뚝 중심간격으로 나누어 산정한다.

식(10)의 안전율이 소요안전율보다 크면 사면의 안정이 얻어질 수 있게 된다.

4. 解析例

4.1 概要

본 예제에서 사용한 지반의 단면과 지층의 개요는 그림4와 같다. 즉 이 횡단교는 1/2경사구배를

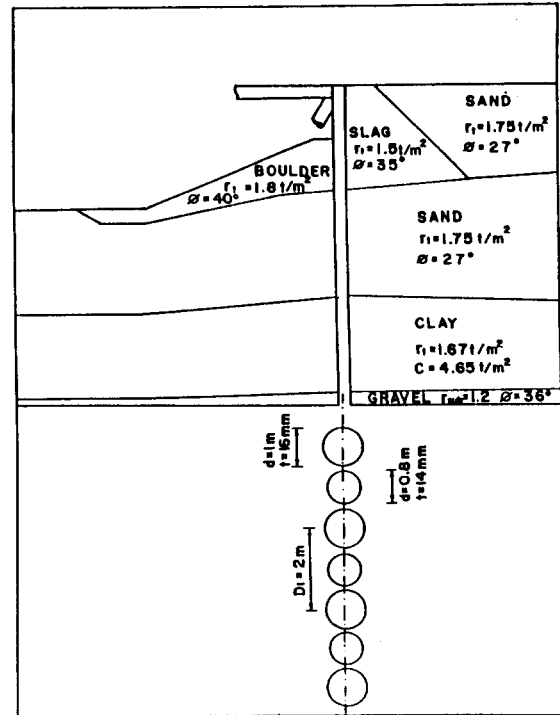


그림4. 벽강관이 설치된 사면지반

가지는 사면지반에 설치되어 있다. 사면 선단부는 소요 수심을 얻기위하여 원 지반을 준설하였으며 준설후 준설면에 Geotextile를 포설하고 벽강관 전면에는 모래로 성토되었고 벽강관 배면은 스톤 그로 뒤채움이 되었고 뒤채움 면에 Geotextile를 포설한후 모래로 임항부지 매립이 실시되어 있다.

매립층 하부의 원지반은 상부층에 13.2m두께의 실트질 모래의 퇴적층으로 형성되어 있고 그 아래의 중간층에는 실트질 점토층이 10.1m두께로 분포되어 있으며, 하부층은 세사, 자갈, 호박돌 및 풍화암으로 구성되어 있다.

상부 모래층은 N값이 대략 6전후이며 중간 점토층은 일축압축강도 q_u 값이 0.9—1.0t/m²였다.

그밖에 이 단면에 대한 해석을 실시하기 위하여 다음과 같은 사항을 설정하여 해석하기로 한다.

1) 강관말뚝의 탄성계수 E_p 는 2100000.0kg/cm²으로 한다.

2) 강관말뚝의 허용휨응력 및 허용전단응력은 각각 1400kg/cm^2 , 800kg/cm^2 로 한다.

3) 지반계수 E_s 는 Poulos가 제시한 값을 기준으로 하여 사용하기로 한다[22]. 즉, 모래지반의 경우 사면활동면 보다 하부층의 지반계수 E_{s2} 는 Poulos가 제시한 평균치를 사용하기로 하여 느슨한 모래의 E_{s2} 는 175t/m^2 , 점토의 E_{s2} 는 $40c_u$ 로 한다.

4) 말뚝 구속조건으로는 말뚝머리를 회전구속으로 하고 말뚝선단을 힌지로 한다.

5) 해석시 말뚝에 작용하는 연직하중은 고려하지 않는다.

6) 벽강관에 작용하는 측방토압 산정시 $d=1000\text{mm}$ 직경의 말뚝을 $D_1=2\text{m}$ 간격으로 배치한 것으로 하며 $d=800\text{mm}$ 직경의 말뚝은 $d=1000\text{mm}$ 말뚝의 강성을 보장하여 주는 역할로 간주한다.

4.2 斜面安全率

그림5는 그림4의 단면에 대하여 벽강관 말뚝의 사면안정효과를 무시하는 경우의 사면안전률 Contour를 표시한 결과이다. 이 그림에서 보는 바와 같이 이 사면의 최소안전률은 그림중에 표시된 원 호에 대하여 0.81이다. 이때의 원호는 하부 점토층과 자갈층의 경계면을 지나고 있다. 그러나, 가상원호활동면의 중심점을 횡단교의 床板상

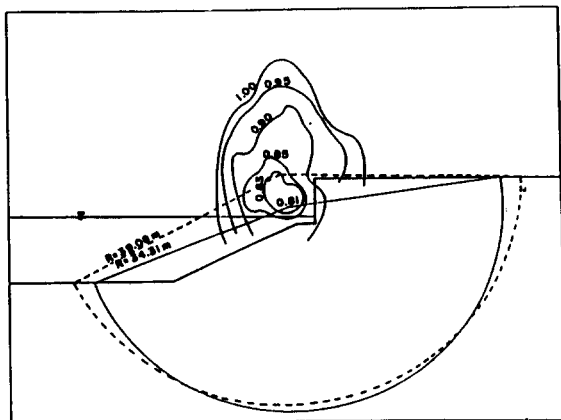


그림5. 말뚝효과를 무시한 경우의 사면안전률

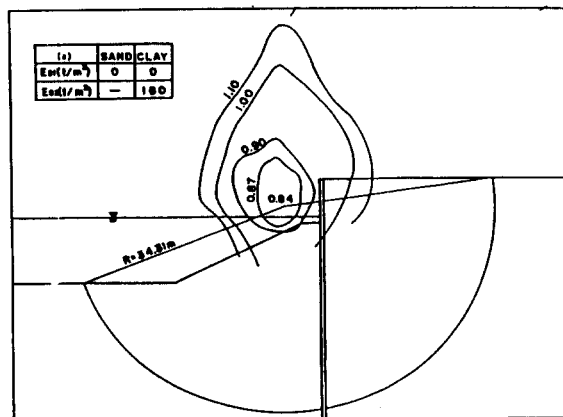


그림6(a). 말뚝효과를 고려한 경우의 사면안전률

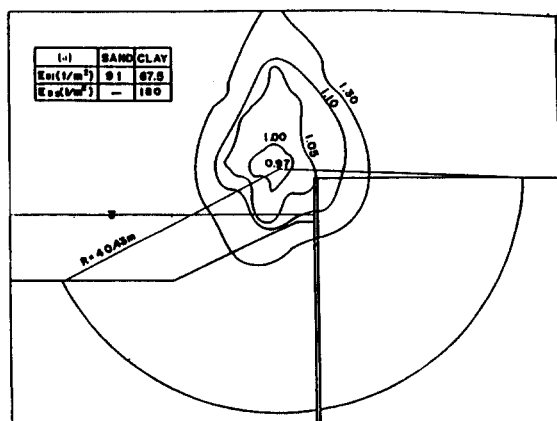


그림6(b). 말뚝효과를 고려한 경우의 사면안전률

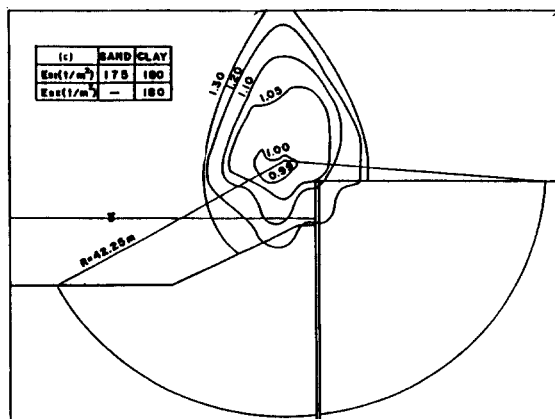


그림6(c). 말뚝효과를 고려한 경우의 사면안전률

부로만 제한하면 최소안전률은 그림중에 점선으로 표시된 원호에 대하여 0.83으로 되어 있다. 여기서는 횡간교 床板 상하부 구별없이 가상원호활동과 파괴면의 중심을 정할 수 있다고 하여 최소 안전률을 0.81로 하기로 한다.

이 사면안전률은 소요안전률보다 훨씬 적은것으로 판단되어 사면의 붕괴가 예상되나 실제 사면이 붕괴되어 있지 않은 점으로 보면 지반의 전단강도 설정에 오차가 생겼을 것으로 예측된다. 그러나 정확한 값을 알 수가 없어 벽강관 안벽의 사면안정 효과와 말뚝의 거동분석만을 알아보기로 하는 것이 목적이므로 이 예제를 그대로 선택하여 계산하기로 한다.

그림6은 벽강관말뚝의 사면안정효과를 고려한 경우의 사면안전률 Contour이다. 이 그림에서 보는바와 같이 말뚝의 사면안정효과를 해석할 경우 3.3절의 말뚝의 안정해석법에서 설명한 바와 같이 사면파괴면 상부지반의 지반계수 E_a 의 변화에 따라 사면안정효과는 크게 차이가 있음을 알 수 있다. 이 지반계수 E_a 값으로는 0에서 사면활동면 아래와 동일한 지반계수 E_g 사이의 값을 취할 수 있다. 즉, 사면의 안전률이 매우 낮아 지반의 변형이 심각할 경우는 이 지역의 지반반력을 기대할 수 없으므로 0으로 하고 사면의 안전률이 높아 지반의 변형이 심각하지 않을 경우는 사면활동면 상하 구별없이 동일한 지반계수 값을 채택할 수 있다. 따라서 그림6(a)는 지반계수 E_a 를 0으로 한 경우이며, 그림6(c)는 지반계수 E_a 를 E_g 와 동일하게 생각한 경우이며 그림6(b)는 지반계수 E_a 를 Marche & Lacroix[9]가 제시한 값중 최소값을 채택하기로 하여 모래지반의 E_a 는 $91t/m^2$, 점토지반의 E_a 는 $67.5t/m^2$ 으로 한 경우의 결과이다.

우선 E_a 를 기대할 수 없을 경우 사면의 최소안전률은 그림6(a)에 도시된 원호에 대하여 0.84로 된다. 따라서, 그림5와 비교하여 보면 사면안전률이 벽강관 말뚝의 효과에 의하여 0.03 증가되었을

을 알 수 있다. 한편, E_a 를 Marche & Lacroix의 최소치를 사용한 경우, 사면의 최소안전률은 그림6(b)에 도시된 원호에 대하여 0.97로 되어 사면안전률은 말뚝의 효과에 의하여 0.16 증가되었음을 알 수 있다.

또한 E_a 를 E_g 와 동일하게 생각할 경우 사면의 최소안전률은 그림6(c)에 도시된 원호에 대하여 0.99로 되어 사면안전률은 0.18 증가되었음을 알 수 있다.

한편 그림5와 그림6을 비교하여 보면 벽강관 말뚝의 유무나 E_a 값의 크기에 관계없이 사면안전률의 Contour의 Pattern 및 최소안전률의 원호활동면의 위치는 거의 동일함을 알 수 있다.

또한 이 사면지반의 경우 원호활동면의 위치는 대단히 깊이 존재함을 보여주고 있다.

4.3 壁鋼管式 말뚝의 舉動

한편, 말뚝의 거동을 조사하여 보면 그림7과 같다. 즉, 그림6에서 설명 표시된 말뚝의 사면안정효과를 발휘시킬 수 있는 측방토압이 말뚝에 작용할 경우의 말뚝의 변위거동이 그림7과 같다.

우선 그림7(a)는 그림6(a)중 최소안전률에 대하여 말뚝의 변위를 조사한 결과이다. 이 결과에 의하면 말뚝머리부의 변위는 580mm까지 발생되고 있다.

그러나, 그림6(b)의 최소안전률에 대한 말뚝의 변위거동과 같이 가상 활동면 상부의 지반계수를 Marche & Lacroix의 하한치를 채택할 경우 말뚝머리의 변위는 170mm로 나타나고 있다.

한편, 사면활동면 상하부의 지반계수 E_a 와 E_g 를 동일하게 생각하면 그림6(c)의 최소안전률 원호에 대하여 그림7(c)와 같이 계산되어 말뚝머리의 변위는 140mm로 나타난다.

또한 모래층의 지반반력을 고려하여 줌으로 인하여 말뚝중간부위의 변위가 현격하게 감소되어 있음을 알 수 있다.

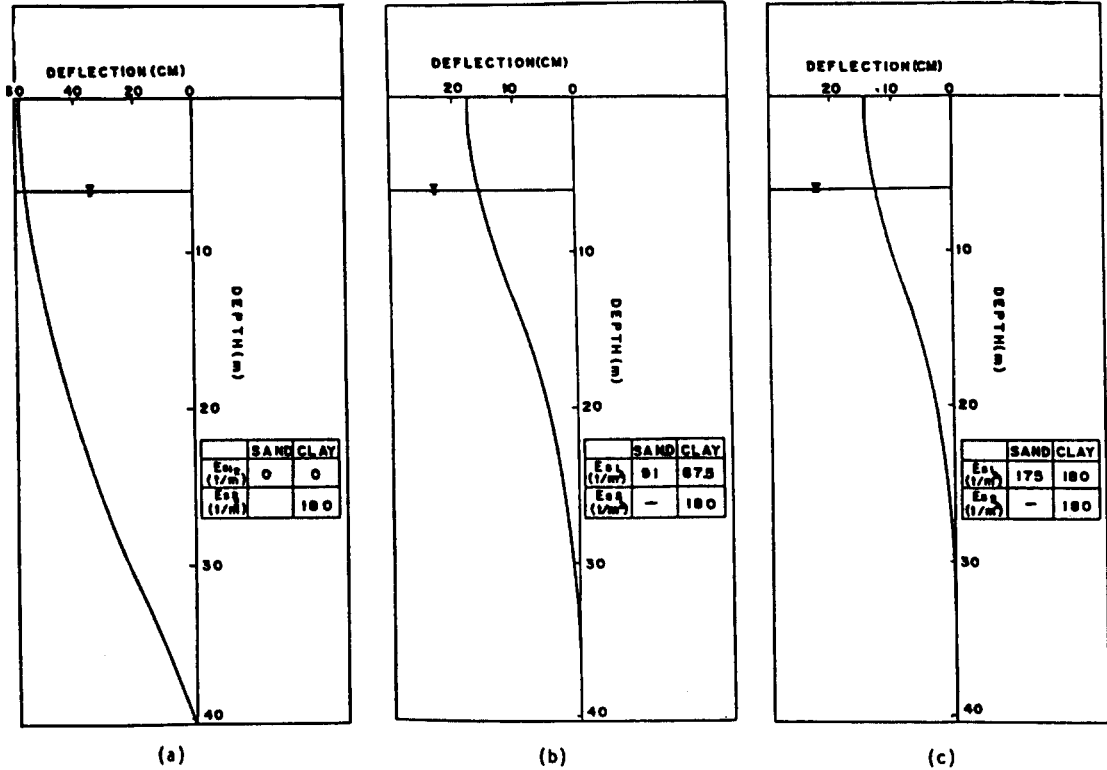


그림7. 말뚝의 변위

이상과 같이 사면활동면 상부의 지반계수 값에 대한 말뚝머리의 변위량 y_{top} 의 변화를 정리하여 보면 그림8과 같이 된다. 지반계수 E_s 의 변화에 따라 말뚝의 변위는 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 특히, 지반계수 E_s 값이 $40t/m^2$ 이하가 되면 말뚝의 변위는 현저히 증가됨을 알 수 있으며, E_s 값이 $100t/m^2$ 이상이 될 경우 말뚝변위의 거동은 완만하여 짐을 알 수 있다.

5. 鋼管말뚝의 暴動에 영향을 미치는 要素

횡간교하부사면에 설치된 벽강관말뚝의 거동에 영향을 미치는 요소에 대하여 조사하기 위하여 그림4의 단면지반을 수정하여 그림9와 같은 $L_v/L_H = 1/2$ 인 경사도를 가지는 단면을 선정하였

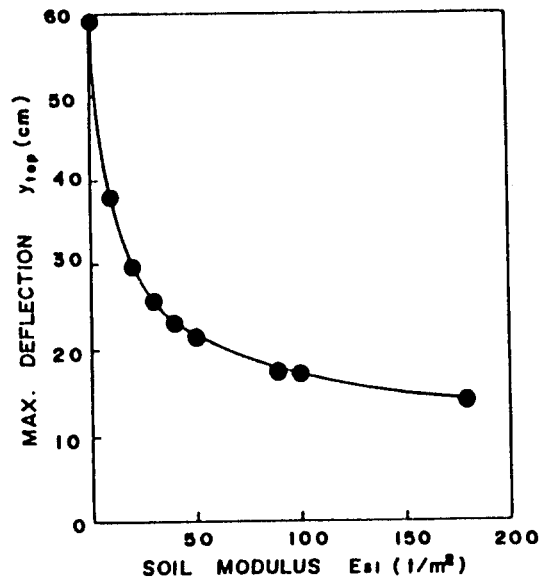
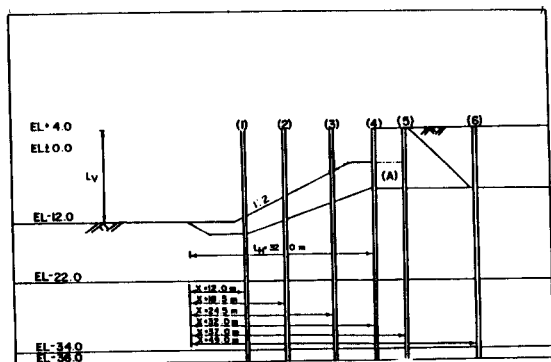


그림8. 지반계수와 말뚝변위와의 관계



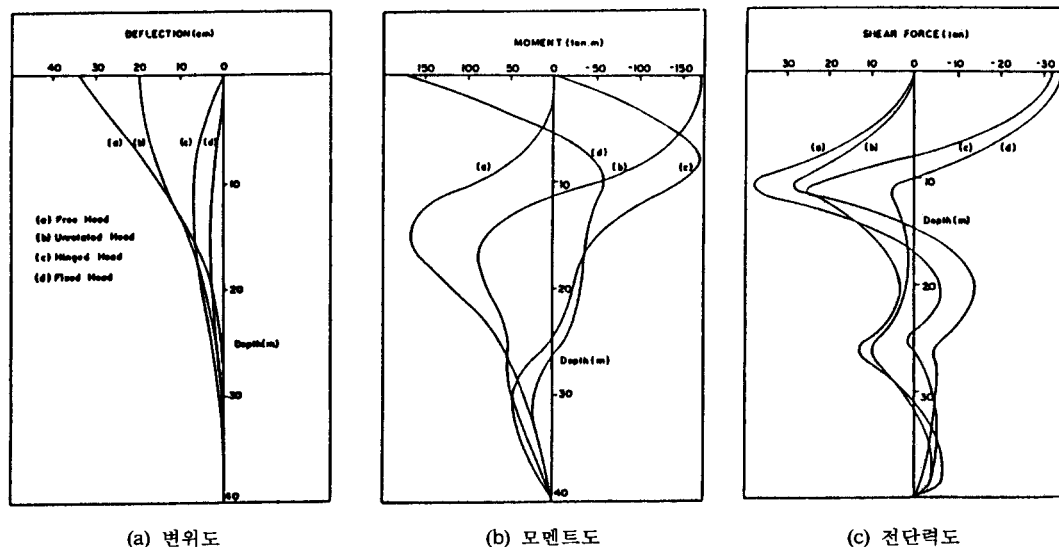
다. 여기서 벽강관 말뚝의 거동은 최소사면안전률 (말뚝의 사면안정효과를 고려하여 결정된 값) 을 가지는 가상활동면 상부지반의 변형에 의한 결과를 검토한다. 따라서 말뚝의 거동은 사면지반 과 말뚝의 상호작용에 결정된 결과이다. 영향 요소로는 말뚝의 拘束條件, 剛性 및 設置位置와 지반의 地盤係數(Soil modulus)를 생각할 수 있으므로 이들 요소의 각각에 대하여 말뚝의 최대변위 량의 변화상태를 조사하기로 한다. 이중 지반의 地盤係數에 관하여는 이미 4장에서 검토하였으므

로 여기서는 제외하기로 한다. 즉, 기본 상태를 그림9와 같이 정하여 이들 요소중 하나를 여러 경우로 변화시키면서 말뚝 변위에 미치는 영향을 조사하기로 한다. 여기서 기본상태로 말뚝의 구속 조건에 대하여는 머리를 회전구속으로 선단을 힌지로 하며 말뚝의 직경 d 는 1000mm 두께 t 는 16mm 말뚝간격비 D_2/D_1 은 0.5가 되게 한다. 또한 벽강판 말뚝의 설치위치는 $X/L_H=1$ 이 되는 그림 9중의 (4)위치로 한다. 기타사항은 4.1절에서 설정된 사항에 따르기로 한다.

5.1 말뚝머리의 구속조건

그림10은 말뚝머리의 구속조건에 따른 말뚝의 변위, 휨모멘트 및 전단력 분포상태를 나타내고 있다. 말뚝선단은 암반에 관입되어 있는 관계로 힌지로 가정하였으며 말뚝머리의 구속조건으로는 3.3절에서 설명된 바와 같이 자유, 회전구속, 힌지 및 고정 4경우를 취급하였다.

먼저 말뚝머리의 변위에 대하여 살펴보면, 말뚝
머리가 자유지지인*경우 변위가 가장 많이 발생하



며 회전구속의 경우 상당량의 변위가 감소되어 있음을 알 수 있다. 또한, 힌지나 고정으로 한 경우 말뚝의 변위는 대단히 감소하여 10cm 이내로 발생됨을 알 수 있다.

휨모멘트에 대하여는 그림10(b)에서 보는 바와 같이 허용휨응력범위내에서 회전구속과 고정의 구속조건의 경우 말뚝머리부에서 상당한 모멘트가 발생됨을 알 수 있어 설계시 말뚝머리 연결부의 안정성에 유의하여야 할 것이다. 또한 힌지와 자유의 구속조건의 경우는 최대휨모멘트가 지중 부분에서 발생되며 자유구속조건의 경우가 힌지구속조건보다 깊은 곳에서 최대휨모멘트가 발생하므로 지반속에서 말뚝의 파괴가 발생될 수 있으므로 유의하여야 할 것이다.

한편, 전단력에 대하여는 그림10(c)에서 보는 바와 같이 자유와 회전구속의 경우 및 힌지와 고정의 경우가 각각 비슷한 거동을 보이고 있다. 그러나 전단력의 크기는 자유의 경우가 회전구속보다 크며, 고정의 경우가 힌지의 경우보다 크게 발생되고 있다. 이 결과와 그림9의 지층분포도와 비교하여 보면 각 지층의 경계 부분에서 전단력이 크게 발생되고 있음을 알 수 있다. 이는 각 지층의 변형특성이 다른 관계로 상대적인 거동의 차이가 지층의 경계면에서 발생된 것으로 생각된다.

5.2 말뚝의 剛性

그림11은 말뚝강성의 변화에 따른 말뚝의 최대 변위를 표시하고 있다. 말뚝 강성 변화는 동일한 직경을 가지는 강관말뚝에 대하여 두께를 증가시키는 방법에 의하여 실시하였고 800mm 및 1000mm 직경의 두 종류의 말뚝을 선택하였다. 여기서 말뚝의 거동은 말뚝에 발생하는 응력이 허용응력에 도달한 경우에 대한 결과만을 나타내고 있다.

이 결과에 의하면 말뚝의 단면 2차 모멘트 I_p 를 증가시켜 줌에 따라 말뚝의 최대변위가 증대되

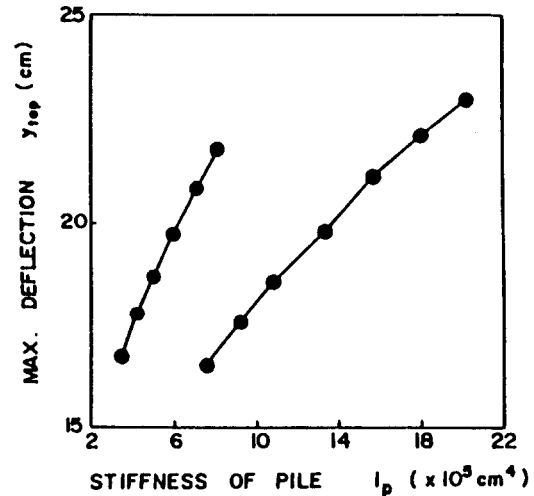


그림11. 말뚝의 강성과 말뚝변위와의 관계

고 있음을 보이고 있다. 이는 모순된 것으로 보일 수도 있으나 단면의 강성을 증대 시켜줌에 따라 말뚝이 받을 수 있는 지반의 최대측방토압의 값이 커질 수 있기 때문에 나타난 결과이다.

즉, 말뚝에 작용하는 측방토압은 말뚝의 강성이 담당할 수 있는 최대치로 결정되므로 강성이 낮은 말뚝은 적은 측방토압 밖에 받을 수 없으며 강성이 큰 말뚝은 큰 측방토압을 받게 되어 사면의 안정에는 큰 기여를 하게 되나 말뚝의 변위는 많이 발생하게 된다.

5.3 말뚝의 설치위치

그림12는 줄말뚝 설치위치를 그림9에 표시된 (1)-(6) 위치에 설치되었을 경우의 말뚝의 최대변위를 표시한 결과이다. 즉 줄말뚝의 설치위치를 X/L_H (L_H 는 32.0m)로 표시하여 횡축으로 하고 종축은 최대변위를 표시하였다.

이 그림에 의하면 말뚝의 변위는 말뚝이 X/L_H 가 0.58에서 1.2사이인 지역에 설치되어 있을 경우 제일 크게 발생하고 있다. 특히 (3)위치에 설치되

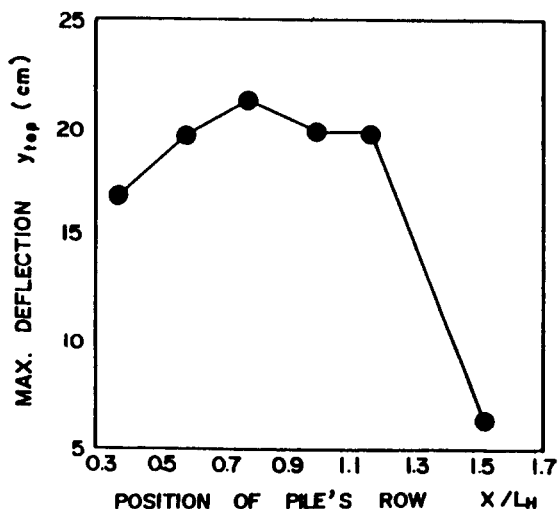


그림 12. 말뚝의 위치에 따른 말뚝변위와의 관계

있을 경우가 제일크며 (1)위치 혹은 (6)위치에 설치되었을 경우 변위가 적게 발생되고 있다. 따라서 강관말뚝의 변위는 설치위치에 따라 크게 영향을 받고 있음을 알 수 있다.

6. 結 論

부두의 하역시설을 마련하기 위하여 안벽을 마련하고 그 안벽 전면에 잔교를 설치하는 경우 이들 구조물과 사면지반 사이의 상호작용에 의하여 구조물과 사면은 모두 안전할 수도 있다. 그러나, 소정의 안전규정을 만족하지 못할 경우 양쪽 모두에 막대한 피해를 주게 된다. 따라서, 이러한 해안구조물의 설계시에는 구조물의 안정과 지반의 안정 모두에 대하여 고려하는 관점으로 부터 설계가 실시되어야 함을 알 수 있다.

강관말뚝을 일렬로 설치하여 안벽으로 사용하는 벽강관식 안벽의 설계에 있어서도 말뚝의 안정과 사면의 안정을 모두 만족하는 규정아래 설계되어야 함을 본 연구를 통하여 제안하는 바이다.

본 연구에서는 이들 안정을 검토하기 위하여 측방변형지반의 줄말뚝에 작용하게되는 측방토압

은 수동말뚝에 제안된 산정식을 이용하여 말뚝의 안정과 사면의 안정을 검토할 수 있는 해석법을 확립 제안하였다. 또한, 이 해석법에 의거 벽강관의 한계에 대한 안정성을 검토하고 강관말뚝의 변위, 휨모멘트 및 전단력을 여러 경우에 대하여 검토하여 보므로써 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 벽강관식 안벽에 작용하는 측방토압 산정식으로 수동말뚝에 작용하는 측방토압 산정식의 활용이 가능하였다.

2) 벽강관말뚝이 설치된 부두 사면의 사면안정 해석법이 다음과 같이 확립되었다.

가) 말뚝의 안정해석법 : 사면의 가상원호활동면을 기준으로 상부에는 말뚝전면에 측방토압과 배면에 지반반력을 받게 하고, 사면활동면 하부에는 지반반력만을 받게 한다.

나) 사면안정해석법 : 사면의 가상원호활동면에 대한 저항모멘트와 활동모멘트의 비로 안전률을 계산하며, 이때 저항모멘트는 사면활동면의 전단저항력에 의한 모멘트와 말뚝의 저항력에 의한 모멘트의 합으로 한다.

3) 말뚝의 사면안정효과 및 말뚝의 거동은 사면활동면 상부의 지반반력의 크기에 크게 의존하였다.

4) 말뚝의 유무에 상관없이 사면안전률 Countor의 Pattern 및 최소안전률의 원호활동면의 위치는 거의 동일하였다.

5) 강관말뚝의 거동은 말뚝의 구속조건, 강성 및 설치위치에 영향을 크게 받는다.

감사의 말

본 연구를 수행함에 있어 많은 도움을 준 製鐵 엔지니어링 株式會社에 감사 드리는 바이다. 또한 본 연구는 한국과학재단 1988년도 연구지원(과제 번호 : 881-1306-012-2)에 의하여 이루어진 연구의 일부이며 동 재단에 대하여도 감사 드리는 바이다.

參 考 文 獻

- [1] 光陽工業基地支援 港灣實施設計用役 報告書, 裡里地方國土管理廳, 1983. 12.
- [2] 光陽2基 製品埠頭 建設工事 實施設計 報告書, 浦項綜合製鐵株式會社, 1985. 5.
- [3] Leussink, H. and Wenz, K.P.: Storage yard foundations on soft cohesive soils, Proc. 7th, ICSMFE, Mexico, 2, pp.149–155, 1969.
- [4] Oteo, C.S.: Horizontally loaded piles deformation influence, Proc. 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.101–106, 1977.
- [5] Tschebotarioff, G.P.: Discussion, Highway Research Record, No.354, pp.99–101, 1971.
- [6] Dillon, R.M. and Edwards, P.H.D.: The inspection repair and maintenance of highway bridge in London, Ontario Eng. Inst. Can Eng. J. 4 4(11), pp.39–48, 1962.
- [7] 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.
- [8] 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.
- [9] Marche, R. and Lacroix, Y.: Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle, Can. Geotech. J. 9(1), pp.1–24, 1972.
- [10] Tschebotarioff, G.P.: Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw–Hill, Kogakusha, Tokyo, ch. 14., 1973.
- [11] Broms, B.B.: Embankment piles, Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.189–191, 1977.
- [12] Franke, E.: German Recommendations on passive piles, Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.193–194, 1977.
- [13] Tschebotarioff, G.P.: Foundations, Retaining and Earth Structures, McGraw–Hill, Kogakusha, Tokyo, pp.400–410, 1973.
- [14] De Beer, E.E. and Wallays, M.: Forces induced in piles by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile, Proc., 5th ECSMFE, Madrid, 1, pp.325–332, 1972.
- [15] De Beer, E.E.: piles subjected to static lateral loads, State-of-the-Art Report, Proc., 9th ICSMFE, Specialty Session 10, Tokyo, pp.1–14, 1977.
- [16] 洪元杓: 水平力을 받는 말뚝, 大韓土木學會誌, 3(5), pp.32–36, 1983.
- [17] Marche, R.: Discussion, Specialty Session 5, Proc., 8th ICSMFE. Moscow, Vol. 4. 3, pp. 247–252, 1973.
- [18] Poulos, H.G.: Analysis of piles in soil undergoing lateral movement, Jour. SMFD, ASCE, 99(SM5), pp.252–253, 1973.
- [19] Moser, M.A.: Lateral pressure of clayey soils on Structures, Proc., 8th ICSMFE, Specialty Session 5, Moscow, Vol.4.3, pp.252–253, 1973.
- [20] 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.
- [21] 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.72–88, 1984.
- [22] Poulos, J.G.: Behavior of Laterally Loaded Piles : I–Single piles', ASCE, Vol.97, No.SM 5, pp.711–731, 1971.