

工學碩士 學位論文

대규모 절개사면의 보강단계별
사면거동에 관한 해석적 연구

An Analytical Study of Slope Behavior to Reinforcement
Stages in Large-scale Cut Slope

指導教授 金 泰 亨

2006年 8月

韓國海洋大學校 大學院

土木環境工學科

姜 基 天

목 차

| | |
|--|-----------|
| ABSTRACT | i |
| 그림목차 | v |
| 표목차 | vii |
| 사진목차 | viii |
| | |
| 제 1 장 서 론 | 1 |
| 1.1 연구의 배경 및 목적 | 1 |
| 1.2 연구범위 | 3 |
| | |
| 제2장 억지말뚝의 사면안정효과에 대한 문헌검토 | 4 |
| 2.1 수평하중을 받는 수동말뚝 | 4 |
| 2.1.1 주동말뚝과 수동말뚝 | 4 |
| 2.1.2 수동말뚝의 종류 | 4 |
| 2.2 억지말뚝에 작용하는 측방토압 | 5 |
| 2.2.1 줄말뚝에 작용하는 측방토압 | 6 |
| 2.2.2 측방토압식 | 8 |
| 2.2.3 굴착사면지반의 지반계수 | 15 |
| 2.3 억지말뚝 해석법 | 19 |
| 2.3.1 억지말뚝을 이용한 안정해석법 | 21 |
| | |
| 제 3 장 현장계측자료 검토 | 26 |
| 3.1 현장개요 | 26 |
| 3.2 지반조건 | 27 |
| 3.2.1 지형학적 특징 | 27 |
| 3.2.2 지질학적 특징 | 28 |
| 3.2.3 지층구성 | 28 |
| 3.2.4 지하수위 | 32 |

| | |
|-----------------------------------|-----------|
| 3.2.5 대표단면의 선정 | 32 |
| 3.3 인장균열면 현황 | 34 |
| 3.4 계측기 설치 현황 | 38 |
| 3.4.1 스트레인게이지(Strain gauge) | 38 |
| 3.4.2 경사계 | 40 |
| 3.4.3 지하수위계 | 42 |
| 3.4.4 하중계 | 43 |
| 제 4 장 보강단계별 계측결과 분석 | 44 |
| 4.1 경사계 | 44 |
| 4.1.1 A-A단면 | 44 |
| 4.1.2 B-B단면 | 47 |
| 4.1.3 굴착에 의한 수평변위 변화 | 49 |
| 4.1.4 강우에 의한 수평변위 변화 | 50 |
| 4.2 변형률계 | 51 |
| 4.3 지하수위계 | 56 |
| 제 5 장 보강단계별 사면안정 해석 | 57 |
| 5.1 보강단계별 사면의 안정해석 해석프로그램 | 57 |
| 5.1.1 SLOPILE(Ver 3.0) | 57 |
| 5.1.2 기존 프로그램과의 비교검토 | 59 |
| 5.2 사면보강공법의 선정 | 62 |
| 5.2.1 사면보강공법 | 62 |
| 5.3 보강사면의 안정해석 | 64 |
| 5.3.1 지반물성치 산정 | 64 |
| 5.3.2 보강단계별 사면안정해석 | 64 |
| 5.4 보강단계별 사면의 거동 | 69 |
| 제 6 장 결 론 | 75 |
| 참고문헌 | 77 |

그 립 목 차

| | | |
|---------|-----------------------------|----|
| 그림 2.1 | 주동말뚝과 수동말뚝 | 5 |
| 그림 2.2 | 측방변형지반속의 말뚝설치도 | 7 |
| 그림 2.3 | 말뚝주변지반의 소성상태 | 10 |
| 그림 2.4 | 각종 말뚝의 단면형상 | 14 |
| 그림 2.5 | 초기탄성계수와 변형계수 | 15 |
| 그림 2.6 | 억지말뚝의 사면안정도 | 22 |
| 그림 3.1 | 대상지역의 평면도 | 26 |
| 그림 3.2 | 지반조사 위치 | 29 |
| 그림 3.3 | 지질계통표 | 29 |
| 그림 3.4 | 개략적 지층 구성도 | 31 |
| 그림 3.5 | 대표단면의 선정 | 33 |
| 그림 3.6 | 계측기 설치평면도 | 37 |
| 그림 3.7 | 스트레인게이지 설치단면도 | 39 |
| 그림 3.8 | 스트레인게이지 설치평면도 | 39 |
| 그림 3.9 | 경사계 설치단면도 | 41 |
| 그림 4.1 | A-A단면 경사계 변위도 | 45 |
| 그림 4.2 | A-A단면 경사계 최대변위 | 46 |
| 그림 4.3 | B-B단면 경사계 변위도 | 47 |
| 그림 4.4 | B-B단면 경사계 최대변위 | 48 |
| 그림 4.5 | 굴착에 의한 수평변위 변화 | 50 |
| 그림 4.6 | 일일강우량에 따른 최대변위(B-B단면) | 51 |
| 그림 4.7 | 상부No.37말뚝의 응력도 | 52 |
| 그림 4.8 | 하부No.51말뚝의 응력도 | 53 |
| 그림 4.9 | 상부No.17말뚝의 응력도 | 54 |
| 그림 4.10 | 하부No.23말뚝의 응력도 | 54 |
| 그림 4.11 | 말뚝의 최대휨응력 | 55 |
| 그림 4.12 | 일일강우강도 및 지하수위 변화 | 56 |
| 그림 5.1 | SLOPILE 프로그램 흐름도 | 57 |
| 그림 5.2 | SLOPILE 프로그램의 해석 예 | 59 |
| 그림 5.3 | 대상사면의 사면안정공법 및 보강순서도 | 63 |

| | | |
|--------|-----------------------------|----|
| 그림 5.4 | 건기시 시공단계별 해석단면도 | 67 |
| 그림 5.5 | 우기시 해석단면도 | 69 |
| 그림 5.6 | 보강단계별 안전율 변화(건기시) | 70 |
| 그림 5.7 | 보강단계별 안전율 변화(우기시) | 71 |
| 그림 5.8 | 상부 사면의 수평변위 해석치 및 실측치 | 73 |
| 그림 5.9 | 하부 사면의 수평변위 해석치 및 실측치 | 74 |

표 목 차

| | | |
|-------|---|----|
| 표 2.1 | 측방토압계수 $K_{\rho 1}$ 과 $K_{\rho 2}$ | 11 |
| 표 2.2 | 말뚝의 형상계수 ξ | 14 |
| 표 2.3 | 지반의 변형계수 (Schulte, 1958) | 16 |
| 표 2.4 | 현장시험 물성치와 E_s 의 관계 (Bowles, 1982) | 16 |
| 표 2.5 | 사질토의 지반계수 E_s (Poulos, 1971) | 17 |
| 표 2.6 | 해안별 초기탄성계수와 비배수전단강도와의 관계 | 19 |
| 표 3.1 | 스트레인게이지 설치현황 | 38 |
| 표 3.2 | 경사계 설치현황 | 41 |
| 표 3.3 | 지하수위계 설치현황 | 42 |
| 표 5.1 | 기존프로그램과의 비교 | 61 |
| 표 5.2 | 해석단면의 토질정수 | 64 |
| 표 5.3 | 건기시 안전율 | 68 |
| 표 5.4 | 우기시 안전율 | 69 |

사 진 목 차

| | | |
|--------|-----------------------|----|
| 사진 3.1 | 인장균열면 관찰위치 | 34 |
| 사진 3.2 | A지역 균열현황 | 35 |
| 사진 3.3 | B지역 균열현황 | 35 |
| 사진 3.4 | C지역 균열현황 | 36 |
| 사진 3.5 | D지역 균열현황 | 36 |
| 사진 3.6 | 스트레인게이지 설치모습 | 40 |
| 사진 3.7 | 경사계 설치모습 | 41 |
| 사진 3.8 | 지하수위계 설치완료 후 모습 | 42 |
| 사진 3.9 | 하중계 설치완료 후 모습 | 43 |

An Analytical Study of Slope Behavior to Reinforcement Stages in Large-scale Cut Slope

Gi-Chun Kang

*Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School of Korea Maritime University*

Abstract

The purpose of this study is to prevent a landslide by checking the behavior of slope and stabilizing piles according to reinforcement stages with using field measurement data obtained from the slope reinforced by the slope stability systems. To achieve this goal, first of all, the behavior of the slope was monitored by inclinometers during slope modification. The horizontal deformation of slope gradually increased and then rapidly decreased at a certain depth of sliding surface. It indicates that the sliding surface locates at the certain depth below the ground surface. According to this result, stabilizing piles were designed and installed in this slope. To ensure the stability of the reinforced slope using stabilizing piles, an instrumentation system was installed. The maximum deflection of piles was measured at the pile head and the deformative behavior of pile is similar to a cantilever beam. The maximum bending stress of pile is measured at the soil layer. The pile above the soil layer is subjected to lateral earth pressure due to driving force of the slope, while pile below soil layer is subjected to subgrade reaction against pile deflection. A comparison between

the measured and calculated behavior of stabilizing piles was fulfilled, and the behavior of slope and stabilizing piles according to reinforcement stages were observed. As a result of this research, the effect and applicability of stabilizing piles and the behavior of slope and stabilizing piles according to reinforcement stages in large-scale cut slope could be confirmed sufficiently.

제 1장 서론

1.1 연구배경 및 목적

산업화와 이에 따른 인구의 도시집중은 주택 및 산업단지의 가용용지를 고갈시키고 있어 토지이용의 효율을 증대시키기 위해 자연사면을 절취하여 부지를 확보하는 사례가 늘어나고 있다. 국토의 균형있는 발전과 효율적인 개발이 요구되면서 전국에 걸쳐 건설된 도로망은 대부분 내륙의 산악지형을 경유함으로써 크고 작은 절토 및 성토사면을 형성시키고 있다.

사면 증가에 따라 산사태 및 인위적인 사면활동의 위험도 증가하고 있는데 이들 문제는 지형, 지질, 식생 그리고 기후 등 여러 요인이 복합적으로 작용하여 발생하며 많은 인명과 재산상의 피해를 주고 있다. 특히, 사면붕괴와 관련된 자연재해(산사태, 옹벽붕괴, 매몰 등)는 최근 국지성 집중호우를 포함하여 호우의 집중강도가 높아지는 등 기상학적 원인에 의해 매년 발생하고 있다(국립방재연구소, 2002, 기상청). 그리고 국내의 산사태는 자연적인 원인에 의한 것도 있으나 보다 심각한 피해는 인위적으로 자연지반을 절취함으로써 발생하는 사면평형의 붕괴와 관련 있다. 예를 들어 1993년~2002년의 자료에 의하면 사면붕괴에 의한 사망자수가 전체 재해사망자수의 연 평균22.7%에 달하고 있다. 특히 1998년 이후부터는 사면붕괴로 인한 평균 사망자 비율이 22.6~36.8%로 거의 자연재해로 인한 사망자수의 1/3를 차지하는 등 날로 심각해지고 있는 실정이다. 따라서, 지반공학적 입장에서의 산사태 재해에 대한 원인을 규명하고 그 대처 방안을 마련하는 것은 인간생활 측면에서 매우 중요하다 할 수 있다.

대상지역의 지질학적, 지형학적, 기상학적 및 지반공학적 특성에 따라 차이가 크므로 효과적인 산사태방지를 위하여는 각 지역의 특성에 적합한 안정대책공법을 개발할 필요가 있다(홍원표 1990). 특히 우리나라에서 발생하는 산사태는 발생원인이 장마철 집중강우에 의한 경우가 대부분이고, 이로 인한 피해가 날로 증가하고 있는 실정이다. 즉, 연평균 강우량의 대부분이 6월에서 9월 사이에

편중되어 있어 집중호우로 인한 사면붕괴나 산사태의 발생이 빈번하다(홍원표 외 4인, 1990, 강기천외 3인, 2005, 오재일외 4인, 2005, 강기천외 3인, 2006).

최근에 이르러 우리나라에서는 이러한 산사태의 발생을 더 이상 방치하여 둘 수 없는 시점에 도달하였다는 인식을 가지고 각종 공사에서 산사태 발생을 예측하고 그 산사태를 예방할 수 있는 대책공법을 연구 개발하고 있다. 이미 주택단지 조성공사, 도로건설공사, 건축물부지 조성공사 등에서 발생한 산사태의 복구공사에 억지말뚝, 앵커, 옹벽 등의 공법을 적용한 예도 있다.(홍원표 외 2인, 1998; Hong & Park, 2000). 종래의 사면안정공법으로는 경사면을 식물이나 블록으로 피복하여 강우에 의한 세굴을 방지하는 소규모의 공법이나, 사면의 구배를 완만하게 하는 단순한 공법이 많이 사용되었다(김성환 외 2인, 1996). 그러나, 최근에 이르러서는 이들 사면안정대책공법으로 산사태를 억지시키기에는 한계가 있으므로 억지말뚝, 앵커, 쏘일네일링, 옹벽 등으로 절개사면의 저항력을 증대시키는 적극적인 공법이 많이 사용되고 있으며 이에 대한 설계법 및 해석법 등이 제안되기도 하였다(Hong, 1999; 홍원표, 1999; 홍원표 & 송영석, 2002). 특히, 억지말뚝에 의한 사면보강공법은 중규모 및 대규모 절개사면의 보강공법으로 좋은 효과가 있는 것으로 인식되어 많이 활용되고 있는 실정이다. 억지말뚝에 작용하는 측방토압과 합리적인 설계법에 대한 연구도 계속 지속되어 오고 있으며, 이에 대한 설계 및 시공도 계속적으로 시행되고 있다(홍원표, 1991; 홍원표 & 한중근, 1993; 홍원표 외 2인, 1998; 홍원표 & 송영석, 2002).

본 연구에서는 억지말뚝을 이용한 대규모 절개사면의 안정에 대한 연구의 연장으로 시공과정에서 사면이 불안정하여 국부적인 사면의 붕괴 혹은 대규모의 산사태가 발생하여 인명피해와 재산피해를 입는 경우가 있기 때문에 보강단계별 사면의 안정성을 파악하는데 그 목적이 있다. 즉, 사면안정해석 프로그램인 SLOPILE을 이용하여 절개사면의 보강순서에 따른 사면의 안정성을 현장 계측치와 역해석을 통해 파악하고자 한다. 본 연구 지역의 대규모 절개사면 보강은 6단계로 이루어지는데 순서별로 살펴보면 하부억지말뚝, 상부억지말뚝, 하부사면 굴착 후 쏘일네일링, 상부말뚝에 1단 앵커, 성토 순으로 진행된다. 또한, 산

사태 방지대책의 일환으로 억지말뚝공법을 채택한 경우의 현장실험과 말뚝해석 프로그램을 통해 말뚝이 설치된 사면과 말뚝의 상호작용에 대해 확인하고 사면 내 활동억지시스템의 장기거동 및 사면 안정효과를 확인 규명하고자 한다.

1.2 연구 범위

연구내용은 크게 다음과 같이 구분할 수 있다.

제 2 장에서는 본 연구의 대상과 관련된 제반 기존연구 이론인 수동말뚝과 주동말뚝에 대해 설명하고 말뚝이 일정간격으로 설치되어 있는 사면에서 말뚝에 작용하는 측방토압의 산정방법과 이에 적합한 지반계수의 사용을 제시하고 억지말뚝의 안정해석법을 정리 검토하여 보고자 한다.

제 3 장에서는 억지말뚝공이 실시된 현장을 대상으로 현장실험 결과를 정리하였다. 먼저 본 연구의 대상이 된 현장의 개요와 지반조건 등 현장상황을 설명하고 설치된 계측기의 종류, 설치방법 그리고 계측기의 위치 등을 표시했다.

제 4 장에서는 이와 같이 설치된 계측기를 통해 얻어지는 계측결과를 이용하여 억지말뚝으로 보강된 절개사면에 대한 시공단계별 거동과 강우시 거동을 구분하여 억지말뚝의 효과, 사면의 안정 그리고 말뚝의 안정을 각각 검토한다.

또한 제 5 장에서는 억지말뚝의 사면안정효과를 검토하기 위하여 말뚝해석프로그램인 SLOPILE(Ver 3.0)을 활용하여 단면을 해석하고 계측자료와 비교하여 사면억지말뚝의 거동을 측정·분석한다.

제 2 장 역지말뚝의 사면안정효과에 대한 문헌검토

2.1 수평하중을 받는 수동말뚝

2.1.1 주동말뚝과 수동말뚝

수평력을 받는 말뚝은 말뚝과 지반중 어느 것이 움직이는 주체인가에 따라 그림 2.1에 도시된 바와 같이 주동말뚝(active pile)과 수동말뚝(passive pile)의 두 종류로 대별할 수 있다(홍원표, 1983).

주동말뚝은 그림 2.1(a)에서 보는 바와 같이 말뚝이 지표면상에 기지의 수평하중을 받는 경우이다. 그 결과 말뚝이 변형함에 따라 말뚝주변지반이 저항하게 되고 이 저항으로 하중이 지반에 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝이 움직이는 주체가 되어 먼저 움직이게 되고 말뚝의 변위가 주변지반의 변형을 유발시키게 된다. 한편 수동말뚝은 그림 2.1(b)에서 보는 바와 같이 우선 어떤 원인에 의하여 말뚝주변지반이 먼저 변형하게 되고 그 결과로서 말뚝에 측방토압이 작용하고 나아가 부동지반면하의 지반으로 이 측방토압이 전달된다. 이 경우에 있어서는 말뚝주변지반이 움직이는 주체가 되어 말뚝이 지반변형의 영향을 받게 된다.

이들 두 종류의 말뚝의 최대 차이점은 말뚝에 작용하는 수평력이 주동말뚝에서는 미리 주어지는데 비하여 수동말뚝에서는 지반과 말뚝사이의 상호작용의 결과에 의하여 정하여지는 점이다. 말뚝주변지반의 변형상태 및 말뚝과의 상호작용이 대단히 복잡한 점을 고려하면 수동말뚝이 주동말뚝에 비하여 더욱 복잡한 것임을 알 수 있다.

2.1.2 수동말뚝의 종류

수동말뚝을 안전하게 취급하기 위하여는 무엇보다도 우선 지반변형에 의하여 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구를 규명해야 할 필요가 있다. 지반의 측방변형은 여러 가지 원인에 의하여 발생될 수 있다. 연약지반상 성토 및 굴착

등으로 하중을 가하거나 제거하면 지반은 수평방향으로 측방유동이 발생하게 될 것이다. 대부분의 경우, 이와 같은 지반의 측방유동은 바람직하지 못한 현상이기 때문에 가능하면 측방유동이 발생하지 않도록 유의할 필요가 있다. 반대로 지반의 측방유동을 방지하기 위하여 말뚝을 적극적으로 사용하는 경우도 증가하고 있다.

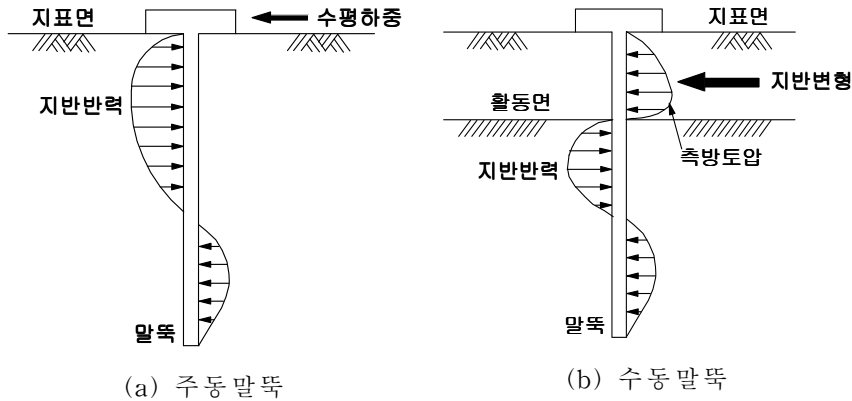


그림 2.1 주동말뚝과 수동말뚝

수동말뚝의 구체적인 종류를 열거하면 흠막이용 말뚝, 사면안정용 말뚝, 교대 기초 말뚝, 구조물 기초말뚝, 황산교 기초말뚝, 근접공사에 영향을 받는 구조물 기초말뚝, 지진시 수동말뚝, 사면안정용 말뚝 등이 있다. 본 연구에서는 산사태 등의 사면붕괴를 방지할 목적으로 사면상에 말뚝을 설치하는 것으로, 수동말뚝이 가지는 수평하중에 대한 저항특성을 적극적으로 활용한 경우이다.

2.2 역지말뚝에 작용하는 측방토압

수동말뚝의 거동을 검토하는데 있어 가장 중요한 것은 수동말뚝에 작용하는 측방토압의 산정이다. 이유는 수동말뚝을 계통적으로 해석하는데 있어서, 말뚝 및 사면의 안정문제를 검토해야 하는데, 측방토압의 산정이 각각의 안정문제에

서는 핵심이 되기 때문이다. 그러나 측방토압은 성토고의 높이나 형상, 지반의 구성과 역학특성 및 말뚝의 배치와 강성 등 여러 가지 요인의 영향을 받으므로 정량적으로 파악하기에는 많은 어려움이 수반된다. 지금까지 수동말뚝에 작용하는 측방토압에 관련된 많은 현장계측 및 모형실험이 행해져 왔다. 이들은 변형률 분포를 측정하여, 해석적 방법으로 측방토압을 추정하는 것이 대부분이다.

2.2.1 줄말뚝에 작용하는 측방토압

말뚝이 측방변형지반속에 일정한 간격을 가지고 일렬로 설치되어 있는 경우, 그 지반이 부근의 상재하중 등으로 인하여 말뚝열과 직각방향으로 측방변형을 하게 되며, 이때 말뚝주변지반에는 소성영역이 발생되어 줄말뚝은 측방토압을 받게 된다. 일반적으로 줄말뚝의 설계에 적용되는 측방토압은 단일말뚝에 작용되는 토압이 사용되어 왔지만 이들 이론식의 근거는 매우 빈약하고 이를 토대로 설계되므로 사고가 발생하는 경우가 종종 있었다. 즉, 단일말뚝에 작용하는 측방토압을 줄말뚝에 적용할 경우 문제가 있고, 말뚝의 설치간격에 따라 말뚝 주변지반의 변형양상이 다르게 발생되므로 측방토압을 산정하는데 어려움이 있다. 또한, 소성변형이나 측방유동이 발생하는 지반에 줄말뚝이 설치되어 있으면 지반의 측방유동이 수동말뚝의 안정에 중요한 영향을 미치게 된다. 왜냐하면 측방유동에 의하여 유발되는 측방토압은 말뚝과 주변지반의 상호작용에 의하여 결정되기 때문이다.

원래 이 줄말뚝의 전면(지반변형을 받는 면)과 배면에는 서로 평형상태인 토압이 작용하고 있었으나, 굴착이나 뒤채움, 그리고 성토 등에 의한 편재하중으로 인하여 지반이 이동하게 되어 토압의 평형상태는 무너지게 되고 말뚝은 편토압을 받게 된다. 여기서 취급하게 될 측방토압이란 이 줄말뚝의 전면과 배면에 각각 작용하는 토압의 차에 상당하는 부분에 해당하는 것이다(홍원표, 1982a, 1982b, 1984 ; Matsui et al., 1982a).

줄말뚝에 작용하는 측방토압의 산정식을 유도하는 경우에 특히 고려하여야 할 점은 말뚝간격 및 말뚝주변지반의 소성상태의 설정이다. 전자에 대하여는 말뚝이

일렬로 설치되어 있을 경우는 단일말뚝의 경우와 달리 서로 영향을 미치게 되므로 말뚝간격의 영향을 반드시 고려하여야 한다. 이 말뚝간격의 영향을 고려하기 위하여는 측방토압산정식을 유도할 때부터 말뚝사이의 지반을 함께 고려함으로써 가능하게 된다. 또한, 후자의 필요성에 대하여는 아래와 같다. 즉, 일반적으로 말뚝에 부가되는 측방토압은 활동토괴가 이동하지 않는 경우의 0인 상태에서부터 활동토괴가 크게 이동하여 말뚝주변의 지반에 수동과괴를 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 수동과괴가 발생한다고 하면 그때에는 활동이 상당히 진행되어 파괴면의 전단저항력도 상당히 저하하고 말뚝에 작용하는 측방토압은 상당히 크게 되어 말뚝자체의 안정이 확보되지 못할 염려가 있는 등 불안한 요소가 많다. 따라서, 설계에 사용되어야 할 말뚝의 측방토압은 지반변형의 진행에 의한 파괴면상의 전단저항력의 저하가 거의 없는 상태까지의 값을 사용하는 것이 가장 합리적일 것이다.

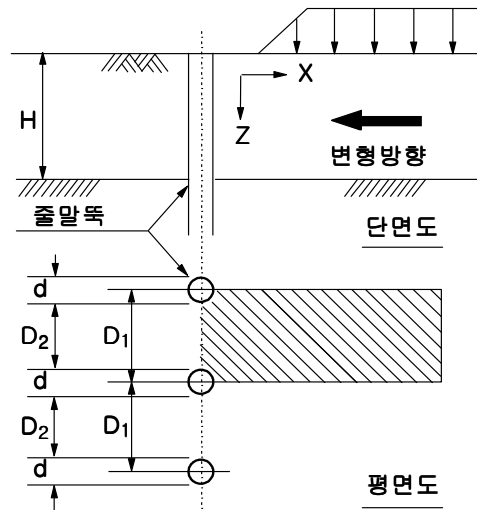


그림 2.2 측방변형지반속의 말뚝설치도

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

일렬의 말뚝이 그림 2.2와 같이 H 두께의 소성변형지반속에 설치되어 있을 경우, 측방토압산정시 고려하여야 할 부분은 그림 2.2중에 빗금친 말뚝사이의 지반이다. 이 두개의 말뚝사이 지반의 소성상태를 확대하여 표시하면 그림 2.3과 같다. 즉, 말뚝주변의 아칭현상에 의하여 그림 2.3의 빗금친 부분만이 소성상태에 도달할 경우의 측방토압을 산정하여야 할 것이다.

2.2.2 측방토압식

이상에서 열거한 조건을 고려하여 일렬로 설치된 줄말뚝에 작용하는 측방토압을 유도 정리하면 식(2.1)과 같이 제안된다.

$$\begin{aligned}
 A(z) = & \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left\{ \exp(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi) - 1) + \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right\} \right. \\
 & \left. - D_1 \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right] c + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \exp(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi)) \right. \\
 & \left. - D_2 \right] \sigma_H(z)
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

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

$$G_2(\Phi) = 2 \tan \Phi + 2N_\Phi^{1/2} + N_\Phi^{1/2}$$

$$G_3(\Phi) = N_\Phi \tan \Phi_0 \qquad G_4(\Phi) = 2N_\Phi \tan \Phi_0 + c_0 / c$$

$$N_\Phi = \tan^2(\pi/4 + \Phi/2)$$

$$D_1 = \text{말뚝 중심간격} \qquad D_2 = \text{말뚝 중심간격}$$

$$c, \Phi = \text{활동토괴의 전단정수} \quad \gamma = \text{활동토괴의 단위중량}$$

$z =$ 지표면에서의 깊이 $\xi =$ 말뚝의 형상계수

식(2.1)을 간단히 정리하면 식(2.2)와 같다.

$$p(z)/B_0 = K_{\rho 1} c + K_{\rho 2} \times \sigma_H(z) \quad (2.2)$$

여기서, B_0 는 그림 2.3(a)의 원형말뚝인 경우 말뚝직경 d 이고, 그림 2.3(b)의 경우는 말뚝폭 B_1 이며, $\sigma_H(z)$ 는 말뚝 전면에 지반의 측방유동에 저항하여 작용하는 토압으로 주동토압을 사용함이 바람직하다. $K_{\rho 1}$ 과 $K_{\rho 2}$ 는 측방토압계수로 식(2.3)을 사용하여 구할 수 있다.

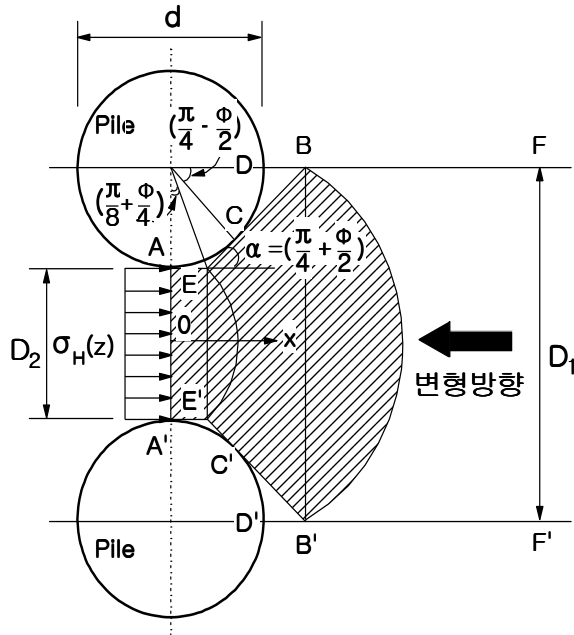
$$K_{\rho 1} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left(\frac{G_4(\Phi)}{G_3(\Phi)} \left(\exp\left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2}\right) G_3(\Phi) - 1 \right) + \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right) - \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right]$$

$$K_{\rho 2} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left(\exp\left(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2}\right) G_3(\Phi) - \frac{D_2}{D_1} \right) \right] \quad (2.3)$$

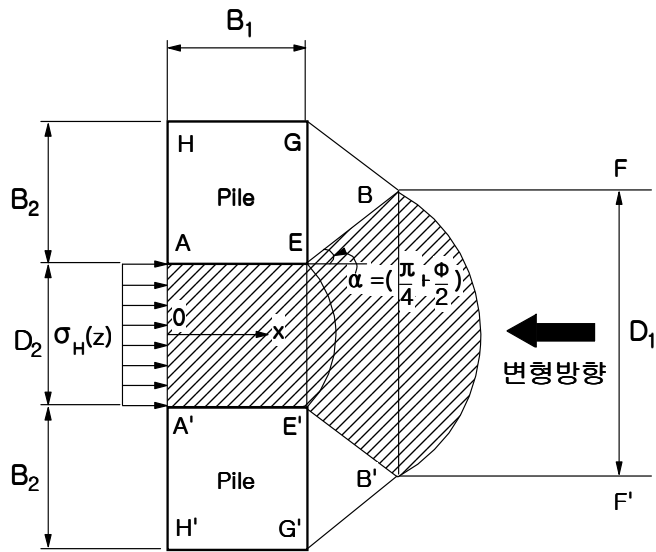
여기서, $G_1(\Phi)$, $G_2(\Phi)$, $G_3(\Phi)$ 및 $G_4(\Phi)$ 는 표 2.1에 기술된 바와 같으며 ξ 는 말뚝형상계수로 표 2.2와 같다.

점착력이 0인 사질토의 경우는 식(2.2)에 $c=0$ 을 대입하면 측방토압 p/B_0 는 $\sigma_H(z)$ 만의 항으로 다음과 같이 정리되어 진다.

$$\frac{p(z)}{B_0} = K_{\rho 2} \sigma_H(z) \quad (2.4)$$



(a) 원형단면말뚝



(b) 구형단면말뚝

그림 2.3 말뚝주변지반의 소성상태

표 2.1 측방토압계수 $K_{\rho 1}$ 과 $K_{\rho 2}$

| 구 분 | $K_{\rho 1}$ | | $K_{\rho 2}$ |
|-------|--|---|---|
| | $\Phi \neq 0$ | $\Phi = 0$ | |
| 줄 말뚝 | $\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left(\frac{G_2(\Phi)}{G_3(\Phi)} \right) \right. \\ \left. \left(\exp(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi)) - 1 \right) \right. \\ \left. + \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} + \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right]$ | $\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right)$ | $\frac{1}{1 - D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \right. \\ \left. \left(\exp(2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi)) - \frac{D_2}{D_1} \right) \right]$ |
| 단일 말뚝 | $G_2(\Phi) + 2\xi G_1(\Phi)$ | | $G_1(\Phi) + 2\xi G_3(\Phi) + 1$ |
| 비 고 | $G_1(\Phi) = N_\phi^{1/2} \tan \Phi + N_\phi - 1, \quad G_2(\Phi) = 2 \tan \Phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}$ $G_3(\Phi) = N_\phi \tan \Phi, \quad G_4(\Phi) = 2N_\phi^{1/2} \tan \Phi + c_0/c, \quad N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \Phi/2)$ H 형 말뚝과 원형 말뚝의 경우 $\Phi_0 = \Phi, \quad c_0 = c$ | | |

점성토지반의 경우 내부마찰각 ϕ 가 0이므로 측방토압은 다음과 같이 산정된다.

$$p(z) = cD_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) + (D_1 - D_2) \sigma_{H(z)} \quad (2.5)$$

식(2.5)를 역시 B_0 로 나누어 정리하면 식(2.2)와 같은 형태로 나타낼 수 있다. 단, 이 경우의 측방토압계수 $K_{\rho 1}$ 과 $K_{\rho 2}$ 는 다음과 같이 별도의 식으로 정리되어야 한다.

$$K_{\rho 1} = \frac{1}{1 - D_2/D_1} \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2\xi \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) \quad (2.6)$$

$$K_{\rho 2} = 1$$

여기서, 식(2.6)중의 $K_{\rho 1}$ 는 식(2.3)에 $\Phi = 0$ 를 대입한 결과와도 일치한다. 따

라서 측방토압계수 $K_{\rho 1}$ 은 식(2.3)으로 구하되 $\Phi = 0$ 인 점성토의 경우는 식(2.6)으로 부터 구하며, 측방토압계수 $K_{\rho 2}$ 는 식(2.3)만으로 구할 수 있다.

이상에서 구하여진 측방토압계수 $K_{\rho 1}$ 과 $K_{\rho 2}$ 에 단일말뚝의 경우를 포함하여 정리하면 표 2.1과 같이 정리되어 진다.

(1) 말뚝단면형상의 영향

말뚝에 작용하는 측방토압은 말뚝단면의 형상에 따라 다르게 된다. 그림 2.4는 4가지의 단면을 가지는 말뚝의 설치도를 보여주고 있다. 그림 2.4(a)는 두께가 얇은 판이 지반변형방향에 수직으로 놓여 있는 경우이다. 이 경우는 말뚝형상계수 $\xi (= t_0 / B_1)$ 는 대단히 적어 0으로 생각할 수 있으므로 측방토압산정식은 식(2.7)~(2.9)와 같이 구하여 진다. 또한, \overline{AE} 와 $\overline{A'E}$ 에서의 전단저항을 무시하는 경우에도 ξ 는 0으로 생각할 수 있다.

$$h(z) = cD_1 \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} - 1 \right] + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.7)$$

$c=0$ 인 사질토의 경우는

$$h(z) = D_1 \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.8)$$

$\Phi=0$ 인 점성토의 경우는

$$h(z) = 3cD_1 \ln \frac{D_1}{D_2} + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \quad (2.9)$$

만약 이러한 얇은 판이 지반변형방향에 평행하게 놓여있다면, 말뚝의 형상계수는 B_2/t_0 가 되고 D_2 는 $D_1 - t_0$ 가 된다.

그림 2.4(b)와 같은 정방형말뚝은 $B_1 \times B_1$ 이므로, \overline{AE} 는 B_1 이 되고 형상계수 ξ 는 1이 된다. 따라서 다음의 식(2.10)~(2.12)로 나타낼 수 있다.

$$\begin{aligned} \beta(z) = & c \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left(\frac{G_4(\Phi)}{G_3(\Phi)} \left(\exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} \times G_3(\Phi) \right) - 1 \right) \right. \right. \\ & \left. \left. + \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right) - D_1 \frac{G_2(\Phi)}{G_1(\Phi)} \right] \\ & + \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \left(\exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi) \right) - D_2 \right) \right] \sigma_H(z) \end{aligned} \quad (2.10)$$

$c=0$ 인 사질토의 경우

$$\beta(z) = \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\Phi)} \exp \left(2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} G_3(\Phi) \right) - D_2 \right] \sigma_H(z) \quad (2.11)$$

$\Phi = 0$ 인 점성토의 경우

$$\beta(z) = c D_1 \left(3 \ln \frac{D_1}{D_2} + 2 \frac{D_1 - D_2}{D_2} \frac{c_0}{c} \right) + (D_1 - D_2) \sigma_H(z) \quad (2.12)$$

그림 2.4(c)는 H형말뚝의 경우이며, 이 경우는 플랜지와 웨브사이의 흙이 일체로 되어 움직일 것이 예상되므로 구형단면의 경우와 동일하게 생각하여도 무방할 것이다. 단, 이 경우의 말뚝과 지반사이의 점착력 c_0 와 마찰각 ϕ_0 는 지반의 점착력 c 와 내부마찰각 ϕ 를 사용할 수 있다. 따라서 $G_3(\Phi) = N_\phi \tan \Phi$, $G_4(\Phi) = 2N_\phi^{1/2} \tan \Phi + 1$ 을 사용하여야 할 것이다.

그림 2.4(d)는 그림 2.3(a)와 같이 $1/2 (D_1 - D_2) \tan(\pi/8 + \Phi/4)$ 인 ($\overline{A'E}$)와 \overline{AE} 를 지닌 원형말뚝의 형상계수는 $1/2 \tan(\pi/8 + \Phi/4)$ 로 정하는 것이 타

당할 것이다.

이상의 결과를 정리하면 표 2.2와 같다.

표 2.2 말뚝의 형상계수 ξ

| 말뚝단면 | 박판형 | 정방형 | 구형 및 H형 | 원형 |
|-------------------|-----|-----|-----------|---|
| 형상계수 (ξ) | 0 | 1 | B_2/B_1 | $\frac{1}{2} \tan\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4}\right)$ |

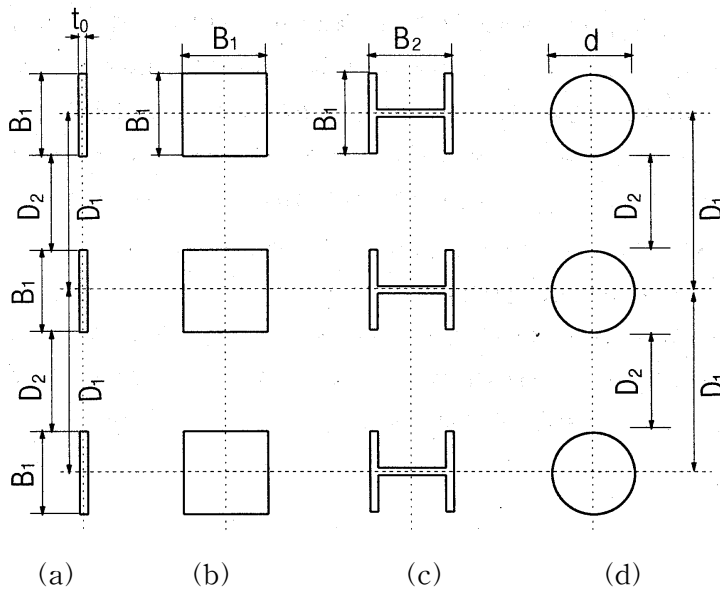


그림 2.4 각종 말뚝의 단면형상

그리고 설계에 적용 가능한 축방토압력은 0에서 식(2.1)~(2.2)로 주어지는 최대치까지의 값이다. 즉, 활동토괴의 변형과 함께 줄말뚝에 축방토압이 차츰 증가되어 말뚝주변지반만이 소성상태가 발생할 때의 위 식으로 나타내는 최대치까지에 달하게 된다. 여기에, 이상의 축방토압 부가정도를 나타내기 위하여 축압 부가계수 a_m 를 도입하면 식(2.13)과 같이 된다.

$$p_m(z) = \alpha_m \times p(z) \quad (2.13)$$

여기서, α_m 은 측압부가계수로 ($0 < \alpha_m < 1$)이다.

2.2.3 굴착사면지반의 지반계수

그림 2.5에서 응력-변형률 곡선을 나타내었는데 직선OB의 기울기를 초기탄성계수(E_i)라 하고 직선 OA는 변형계수라 하는 탄성계수이다. 이 변형계수는 응력 최대치가 1/2이 되는 점과 원점을 연결하는 선의 기울기이다. 이것은 흙이 탄성체가 아니므로 탄성계수보다는 변형계수로 E_{50} 또는 E_s 로 표현된다(이양상, 1992 ; 허정, 1992). 한편, Wu(1966)에 의하면 변형계수 E_s 는 삼축압축시험에 의한 응력-변형률곡선에서 1%의 축변형에 대응하는 점과 원점을 잇는 직선의 기울기로 정의하였다.

탄성계수는 유한요소법에 의한 탄성해석이론에 의거 지반해석에 사용된다.

Schultze(1958) 및 Bowles(1982)가 제안한 토질별 변형계수와 현장시험에서 얻은 물성치로부터 변형계수를 추정할 수 있는 공식은 표 2.3, 표 2.4이다.

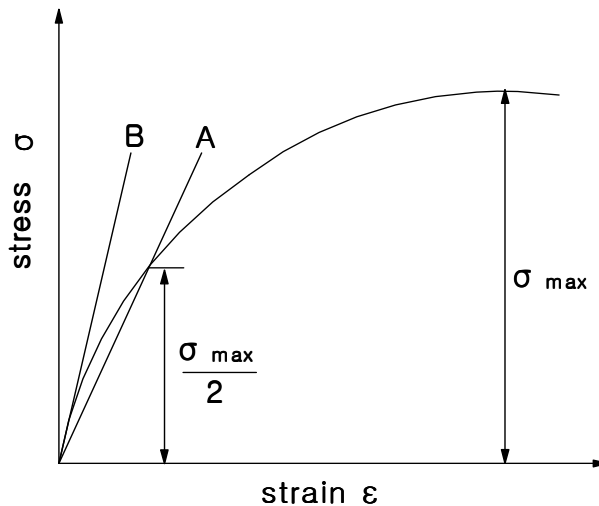


그림 2.5 초기탄성계수와 변형계수

표 2.3 지반의 변형계수 (Schultze, 1958)

| 토 질 | 상 태 | 변형계수 E_s (kg/cm ²) | | |
|-----|---------------|----------------------------------|-------|-------|
| | | 최 소 | 최 대 | 평 균 |
| 사질토 | 조 밀 느 슨 | 800 | 2,000 | 1,500 |
| | | 400 | 1,000 | 500 |
| 점성토 | 재하시 하중 제거시 | - | - | 200 |
| | | 10 | 500 | 50 |

표 2.4 현장시험 물성치와 E_s 의 관계 (Bowles, 1982)

| 토 질 | SPT | CPT |
|------------------------|--|--|
| 모 래 (정규압밀된 경우) | $E_s = 500(N + 15)$ $E_s = 1,800 + 750N$ $E_s = (15,000 \sim 22,000)\ln N$ | $E_s = (2 \sim 4) q_c$ $E_s = 2(1 + D_r^2) q_c$ |
| 모 래 (과압밀된 경우) | $E_s = 40,000 + 1,050N$ | $E_s = (6 \sim 30) q_c$ |
| 점토질 모래 | $E_s = 320(N + 15)$ | $E_s = (3 \sim 6) q_c$ |
| 자갈섞인 모래 | $E_s = 300(N + 6)$ | $E_s = (1 \sim 2) q_c$ |
| 실트, 점토질 실트 | $E_s = 1,200(N + 6)$ | |
| 연약 점토 | | $E_s = (3 \sim 8) q_c$ |
| 비배수 전단강도 (c_u) 사용시 | | |
| 점 토 | $I_p > 30$, 또는 유기질 $I_p < 30$, 또는 견고 $1 < OCR < 2$ $OCR > 2$ | $E_s = (100 \sim 500) c_u$ $E_s = (500 \sim 1,500) c_u$ $E_s = (800 \sim 1,200) c_u$ $E_s = (1,500 \sim 2,000) c_u$ |

한편, 점성토지반의 경우 지반계수 E_s 는 식(2.14)와 같이 쓰여진다(Peck & Davisson, 1962).

$$E_s = 15c_u \sim 95c_u \quad (2.14)$$

여기서, c_u 는 점토의 비배수전단강도이다.

즉 지반계수는 연약한 지반일 경우 $15c_u$, 견고한 지반일 경우는 $95c_u$ 값을 사용한다. 통상적으로 식(2.15)와 같이 평균값을 사용한다.

$$E_s = 40c_u \quad (2.15)$$

표 2.5 사질토의 지반계수 E_s (Poulos, 1971)

| 밀도 | 사용범위 (t/m^2) | 평균치 (t/m^2) |
|----|------------------|-----------------|
| 느슨 | 90 ~ 120 | 175 |
| 중간 | 210 ~ 420 | 350 |
| 조밀 | 420 ~ 980 | 700 |

한편, 사질토의 경우는 Poulos(1971)에 의해 밀도에 따라 표 2.5와 같이 제안되었다. Ladd(1965)는 변형계수에 영향을 주는 요인으로써 시료의 양생기간이 길수록, 전단강도가 클수록 E_s 가 크게 된다고 하였다. 이 보고에 의하면 노르웨이의 정규압밀점토에 대하여 E_s 와 일축압축시험 또는 베인시험에 의한 c_u 사이에는 식(2.16)의 관계가 있다고 하였다.

$$E_s = (250 \sim 500)c_u \quad (2.16)$$

여기서, c_u : 비배수전단강도 (kg/cm^2)

渡邊(1966)에 의하면 보통 E_s 는 q_u 와의 관계로부터 식(2.17)과 같이 나타내고 있다.

$$E_s = \frac{1}{3.5}(q_u - 0.04) \quad (2.17)$$

竹中은 고소성 해성점토의 E_i 와 c_u 의 관계에 대하여 조사한 결과 불교란시료 일 경우,

$$E_i = 210 c_u \quad (2.18)$$

로 되며 이것이 실제상의 상한으로 되고 있다고 하였으나 미국 MIT보고에 의하면 초기탄성계수 E_i 와 c_u 의 사이에는

$$E_i = 1,200 c_u \quad (2.19)$$

의 관계가 있다고 함으로써 지역별 토질에 따라 매우 큰 폭을 보이고 있다.

한편, 우리나라 서해안, 남해안 해성점토의 초기탄성계수와 콘관입저항치와의 관계를 정리하여 보면 다음과 같다(이양상, 1992 ; 허정, 1992).

우선 서해안의 경우 초기탄성계수는 q_c 의 3~24의 범위에 위치하며 남해안의 경우는 2.5~18의 범위에 위치한다. 이들 상관관계의 평균치는 서해안의 경우 $E_i = 6.3q_c$, 남해안의 경우 $E_i = 7.6q_c$ 이다. 한편 이들 모두에 대한 결과는 초기탄성계수는 q_c 의 2.5~24의 범위이고 평균치는 $E_i = 6.8q_c$ 이다. 이 관계를 정리하면 다음과 같다.

즉, 서해안의 콘저항치가 2~14kg/cm²로 분산되어 있고 초기탄성계수가 20~50kg/cm²이며, 남해안은 콘저항치가 2~10kg/cm²로 분산되어 있고 초기탄성계수가 6~40kg/cm²의 범위로 남해안이 서해안보다 초기탄성계수 및 콘저항치가 약간 적어 더 연약한 해성점토층으로 형성되어 있음을 알 수 있다. 이는 Bowles(1982)이 발표한 $E_i = 6 \sim 8 q_c$ 의 관계와 비교하여 볼 때 대략 비슷한 경향을 보이고 있다. 또한 초기탄성계수와 비배수전단강도의 관계를 정리하면 표 2.6과 같이 나타낼 수 있다.

표 2.6 해안별 초기탄성계수와 비배수전단강도와의 관계

| 지 역 | 평 균 | 분 포 |
|-------|-----------------|-------------------------|
| 서 해 안 | $E_i = 148 c_u$ | $E_i = 80 \sim 320 c_u$ |
| 남 해 안 | $E_i = 191 c_u$ | $E_i = 50 \sim 400 c_u$ |
| 서남해안 | $E_i = 164 c_u$ | $E_i = 50 \sim 400 c_u$ |

(홍원표 외 2인, 1994)

2.3 억지말뚝 해석법

억지말뚝공법은 활동토괴를 관통하여 부동지반까지 말뚝을 일렬로 설치하므로서 사면의 활동하중을 말뚝의 수평저항으로 부동지반에 전달시키는 방법이다. 이러한 억지말뚝은 수동말뚝(passive pile)의 대표적 예중의 하나로 활동토괴에 대하여 역학적으로 저항하는 공법이다.

이 공법은 사면안전을 증가효과가 커서 일본과 미국 등 외국에서는 예로부터 많이 사용되어 오고 있다. 특히 일본의 경우는 강관말뚝을 사용하여 산사태를 방지하려는 시도가 매우 활발하게 실시되고 있다.

억지말뚝공법은 타 공법에 비교하여 지중 깊은 곳까지 활동이 발생하는 산사태의 경우에서도 지중에 저항할 수 있는 구조물을 설치할 수 있다는 장점을

가지고 있다. 그러나 이 억지말뚝을 합리적으로 설계하는 것은 결코 용이한 일이 아니다. 과거 일본에서 적절한 설계법이 없이 억지말뚝을 사용한 결과 실패한 경우도 많이 보고되고 있다.

이에 대해 억지말뚝의 설계법으로 우선 지반의 측방변형으로 인하여 일렬로 설치된 줄말뚝에 작용하게 될 측방토압을 산정할 수 있는 이론식이 제안되어있고, 이 이론식을 이용하여 일렬의 억지말뚝을 설계할 수 있는 방법이 계속 수정발전되어 오고있는 실정이다.

따라서 사면안정대책공으로 억지말뚝을 채택할 경우 사면안정해석에 대한 억지말뚝의 설계에 있어서 중요한 요인은 말뚝의 안정과 사면의 안정이라고 하는 전혀 다른 2종류의 안정문제를 유기적 및 계통적으로 해석하여야 한다는 점이다. 왜냐하면, 줄말뚝을 포함하고 있는 사면의 안정문제에는 말뚝자체의 안정과 말뚝의 효과를 고려한 사면의 안정이 모두 만족하여야만 비로소 사면 전체로서의 안정을 확보할 수 있기 때문이다.

종래 억지말뚝의 설계에 있어서 줄말뚝을 포함하지 않는 사면의 안정해석에 있어서 부족한 저항력으로부터 줄말뚝에 의하여 부가될 저항력을 단순히 역산하여 말뚝간격을 정하는 설계법이 이용되는 경우가 많다. 그러나 이 경우 줄말뚝과 지반사이의 상호작용이라는 입장에서부터 말뚝에 작용하는 측방토압의 발생기구가 검토되어 있지 않다.

따라서 말뚝 간격만을 좁혀 줄말뚝의 숫자만 늘리면 안전측의 설계가 된다고 생각된다. 그러나 이것은 사면의 안정에 대하여는 안정측이 됨을 의미하나 말뚝간격을 좁힐수록 말뚝에 작용하는 측방토압이 급격히 커져 말뚝의 안정을 유지하기가 불가능하게 된다.

결국, 우선 말뚝이 파괴되고 사면도 전체로서 안정시킬 수 없게 된다. 또한 산사태가 진행되는 초기상태에서는 말뚝에 소요의 저항력이 꼭 발생되리라는 보장은 없으며, 말뚝에 소요의 저항력이 발생될 때에는 이미 산사태가 상당히 진행되어 활동면의 전단 저항력이 더욱 저하되어 이미 줄말뚝의 효과를 더한다하여도 사면전체 안정이 얻어지지 않는 상황이 될 가능성이 많다고 생각된다.

2.3.1 억지말뚝을 이용한 안정해석법

억지말뚝설계의 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 2.6에 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 2.6(a)에 도시된 바와 같이 말뚝의 안정은 수평하중을 받는 말뚝의 해석법을 응용하여 검토할 수 있다. 이상과 같이 말뚝의 안정성이 확보되면 그림 2.6(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 값을 될 수록 정확하게 예측하는 것이 매우 중요하다. 이는 말뚝의 안정과 사면의 안정에 미치는 측방토압의 영향이 서로 상반되기 때문이다. 즉 앞 절에서 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 단면상으

로는 원형단면의 말뚝으로 생각하는 것이 좋다. 따라서 본 논문에서는 말뚝은 원형말뚝으로 취급하였다.

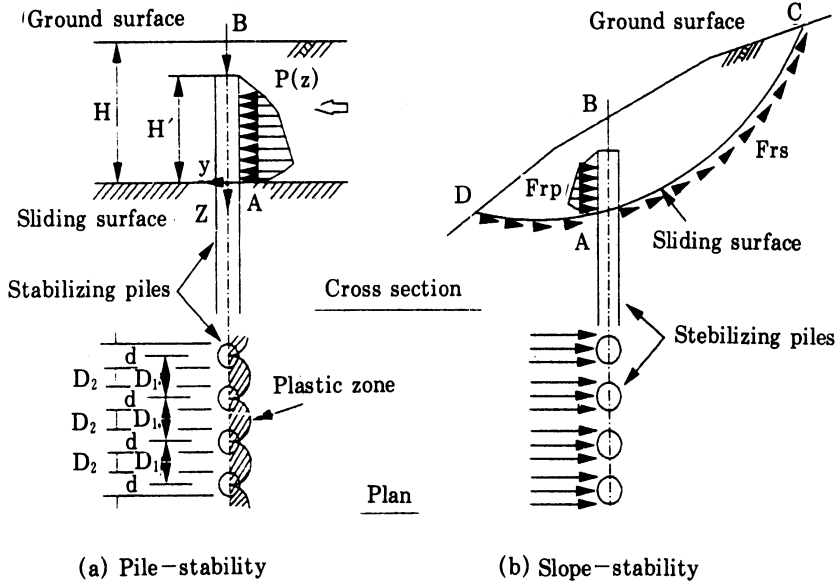


그림 2.6 억지말뚝의 사면안정도

(1) 사면의 안정

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 사면안정 해석을 실시하면 된다. 즉, 그림 2.6(b)에 도시된 바와 같이 활동토괴 CADBC에 작용하는 활동력 F_d 와 저항력 F_r 을 비교하므로써 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. 그러

나, 줄말뚝 설치위치 양측의 토괴(그림 2.6(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.

$$(F_S)_{slope} = \frac{F_r}{F_d} = \frac{F_{rs} + F_{rp}}{F_d} \quad (2.20)$$

만약 활동파괴면이 원호일 경우에는 다음 식이 이용된다.

$$(F_S)_{slope} = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \quad (2.21)$$

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 (2.20) 및 식(2.21)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 나눈 값을 이용하여 산정된다. 단, 암반활동과 같이 말뚝의 전단에 의하여 파괴될 경우에는 F_{rs} 및 M_{rs} 가 활동면 위치에서 말뚝에 작용하는 전단력을 이용하여 산정된다. 식(2.20) 혹은 식(2.21)의 안전율이 소요안전율보다 클 경우에 사면의 안정이 얻어질 수 있다.

(2) 말뚝의 안정

말뚝의 안정에 관하여는 그림 2.6(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. 단, 수동말뚝의 경우는 활동면상의 말뚝에 작용하는 측방토압이 분포하중이 된다. 이 측방토압을 분포하중으로 취급할 경우 말뚝에 관한 기본 방정식은 활동면 상부와 하부에 대하여 다음 식으로 표현된다(한중근, 1997).

$$E_p J_p \frac{d^4 y_{1i}}{d\bar{z}^4} = P_{mi}(\bar{z}) - E_{s1i} y_{1i} \quad (-H' \leq \bar{z} \leq 0) \quad (2.22)$$

$$E_p J_p \frac{d^4 y_{2i}}{d\bar{z}^4} = -E_{s2i} y_{2i} \quad (\bar{z} > 0)$$

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, $E_p J_p$ 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 $f_{1i} + f_{2i}$ 의 직선분포로 작용한다.

식(2.22)에 대한 미분방정식 해를 구하면 말뚝의 변위에 대한 일반해는 다음 식과 같이 된다.

$$y_{1i} = e^{-\beta_{1i}\bar{z}}(a_{1i}\cos\beta_{1i}\bar{z} + a_{2i}\sin\beta_{1i}\bar{z})$$

$$+ e^{\beta_{1i}\bar{z}}(a_{3i}\cos\beta_{1i}\bar{z} + a_{4i}\sin\beta_{1i}\bar{z})$$

$$+ (f_{1i} + f_{2i})/E_{s1i} \quad (2.23)$$

$$y_{2i} = e^{-\beta_{2i}\bar{z}}(b_{1i}\cos\beta_{2i}\bar{z} + b_{2i}\sin\beta_{2i}\bar{z})$$

$$+ e^{\beta_{2i}\bar{z}}(b_{3i}\cos\beta_{2i}\bar{z} + b_{4i}\sin\beta_{2i}\bar{z})$$

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 $4\sqrt{E_{S1i}/4E_p I_p}$ 이고 β_{2i} 는 $4\sqrt{E_{S2i}/4E_p I_p}$ 이다.

이와같은 구속조건은 다음과 같은 상태와 대응시켜 생각할 수 있다. 즉 회전 구속의 조건은 억지말뚝의 두부를 철근콘크리트의 지중보로 연결시킨 경우로 얻어질 수 있으며 힌지 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.

$$(F_S)_{pile} = \sigma_{allow} / \sigma_{max} \quad (2.24)$$

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

$$(F_S)_{pile} = \tau_{allow} / \tau_{max} \quad (2.25)$$

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

제 3 장 현장계측자료 검토

3.1 현장개요

본 연구대상 현장은 강원도 일원에 시공된 동해고속도로 동해~주문진간 4차로 확장공사(제3공구)구간이다. 연구대상사면에 대한 평면도는 그림 3.1과 같다.

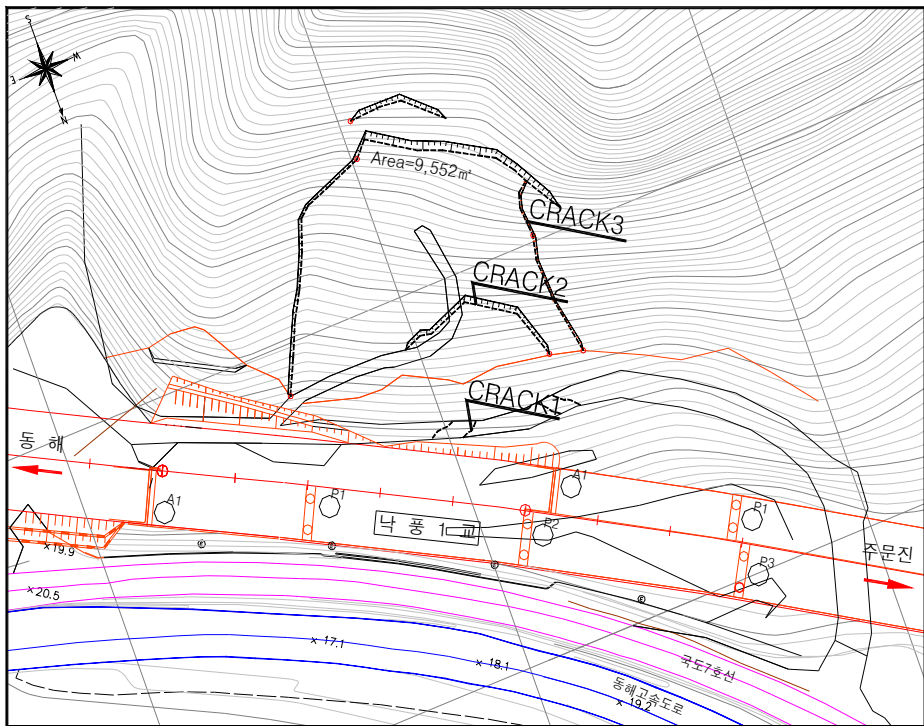


그림 3.1 대상지역의 평면도

대상 사면의 시점은 Sta. No. 2+730, 종점은 Sta. No. 2+830이므로 사면연장은 100m이다. 그리고, 사면의 높이는 87m이며, 사면의 경사는 20~45°의 범위에 존재한다. 한편, 지질은 주로 셰일이 광역변성작용에 의해 형성된 천매암이며, 부분적으로 사암 및 석회암이 분포하고 있다.

2001년 4월 27일 N1교의 P2(주문진 방향) 기초시공을 위한 사면절토시 공사 차량 진입도로 및 사면상부에 총 3개소의 인장균열이 발생되었다. 그림 3.1에서 보는 바와 같이 3개소의 인장균열을 하부에서부터 각각 Crack 1, 2 및 3으로 나타내었다. Crack 1은 기초터파기 과정에서 발생된 것이며, Crack 2 및 3은 그 당시 계속적으로 변위가 약간씩 진행되고 있는 상태였다.

활동토괴의 규모는 평면적으로 사면폭이 100m, 사면높이가 87m로서, 전체면적은 약 9550m²정도임을 알 수 있다.

인장균열의 폭은 Crack 3의 경우 상부에서 30~40cm정도이며, 최대 단차는 2m정도이다. 그리고, 측방으로는 소규모 골짜기를 중심으로 인장균열이 진행되어 있음을 알 수 있다.

3.2 지반조건

3.2.1 지형학적 특성

본 연구대상 지역은 강원도 일원으로 한반도의 동북쪽에 위치한다. 그리고, 본 지역의 동쪽에 국도 7호선이 남북방향으로 지나가고 있다. 그리고, 서쪽에 청학산(337m), 피래산(753.9m) 및 화산(307.6m)이 남북방향으로 형성되어 있으며, 동쪽에 가마봉(383m) 및 망운산(338.4m)이 위치하고 있다. 본 지역의 수계는 낙풍천, 정동천, 주수천 및 옥계저수지 등 소지류들이 수지상 수계(dendritic drainage pattern)의 특징을 보인다.

본 현장에서 자연사면의 경사방향은 N26E 방향이 우세하며, 대체로 사면의 경사각은 21~45° 정도를 보이고, 사면활동 예상부분은 약 20° 정도의 구배를 보이는 것으로 예상된다. 현재 사면 활동부를 중심으로 3개소에서 연장성을 가진 균열(Crack)을 보이며, 이는 과거로부터 계속적으로 사면활동이 진행중인 것으로 추정된다.

3.2.2 지질학적 특성

본 연구대상 현장의 지질은 시추조사시 채취된 코어 등으로 기반암을 판단하였다. 그 결과 평안계(Pyeongang System)의 고방산층, 사동층, 홍점층과 조선계(Joseon System)의 석빙산 석회암층이 분포하고 있으며, 이를 제4기 충적층이 부정합으로 피복하고 있다. 그림 3.2는 본 현장에 대한 지질계통도를 나타낸 것이다.

본 지역은 고생대 석탄기에서 페름기에 걸쳐 퇴적된 평안누층군의 하부 지층인 만항층(과거에는 홍점층이라 칭함)에 해당하는 퇴적암류이다. 이 지역은 남한에 분포하는 탄전 중에서 가장 북동부에 위치한 소위 강릉탄전에 해당하는 부분으로 이 지역의 지질조사는 1962년 태백산 지구 지하자원 조사단에 의해 체계적으로 조사 발간되었으며 그 후 탄광을 중심으로 단편적으로 조사된 바 있다. 일반적으로 만항층은 약 250~300m의 두께로 조선누층군의 석회암층을 부정합으로 덮는다. 강릉탄전에서 이 층은 담회색~유백색, 담록색 조립사암, 담록색~녹색, 회색의 중립내지 세립사암, 적자색, 녹회색, 암회색의 세일 및 실트암, 박층의 탄질세일 등으로 구성되어 있으며 수매의 렌즈상의 분홍 및 석회암을 협재하기도 한다. 이 층은 금천층에 의해 정합적으로 피복된다. 본 지역의 만항층 퇴적암류에 비해 변성작용을 받아 천매암질로 되어 있으며, 층리 뿐만 아니라 엽리도 매우 잘 발달되었다.

3.2.3 지층구성

그림 3.2는 시추조사를 실시한 위치를 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 총 14회의 시추조사를 실시하였다. 시추조사를 통하여 지층분포현황을 파악하였으며, 실내시험을 위한 시료채취도 실시하였다. 그리고, 1.5m깊이별로 표준관입시험을 실시하였다. 시추조사 결과 연구대상지역의 지층은 상부로부터 봉적토층, 풍화 잔류토층, 풍화암층 및 연암층으로 구성되어 있다. 그리고, 이들 지층에 대한 특성은 다음과 같다.

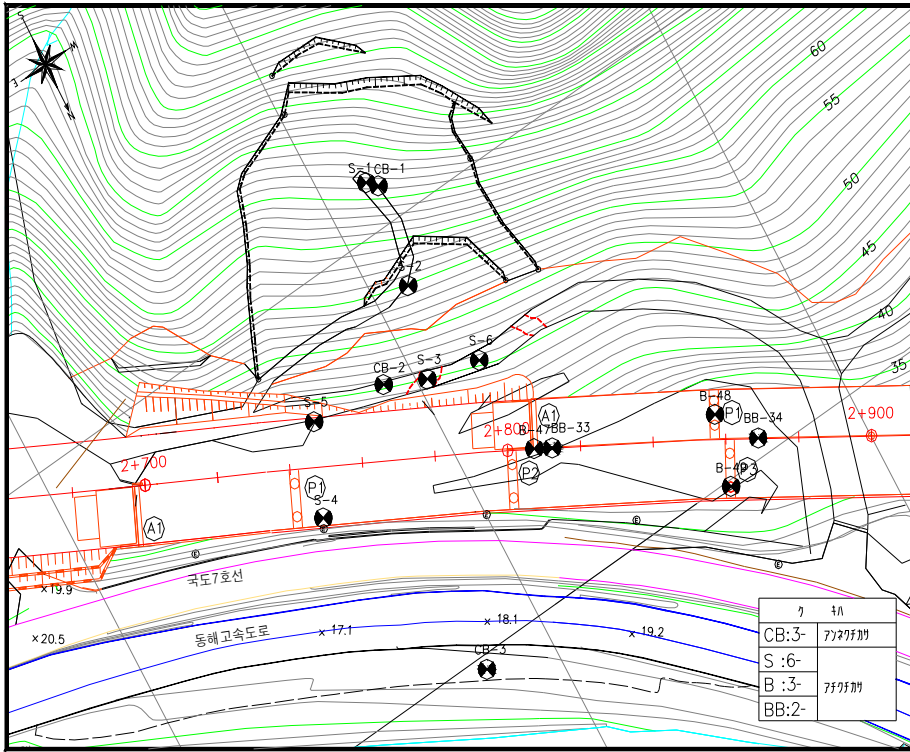


그림 3.2 지반조사 위치

| | |
|-----------------------|------------------------------------|
| Quaternary | 신기하성층 (Recent River Deposits) |
| 부정합 (Uncomformity) | |
| Triassic | 고방산층 (Sandstone, Shale) |
| Permian | 사동층 (Shale, Sandstone, Anthracite) |
| Upper Carboniferous | 홍점층 (Shale, Sandstone, Limestone) |
| 부정합 (Uncomformity) | |
| Ordovician - Cambrian | 석빙산 석회암층 |

그림 3.3 지질계통표

(1) 붕적토층

상부사면이 붕괴, 또는 침식되어 쌓인 층으로 전석, 모래, 암편, 점토 등으로 구성되어 있다. 습윤상태이며, 갈색~회색을 띠고 있다. 표준관입시험 결과 N치가 13/30~50/3으로 상대밀도는 보통 조밀~매우 조밀한 상태이나, 자갈의 분포 정도에 따라 N치가 과대 측정되는 경향이 있다. 분포심도는 GL(-)0.0~6.5m이며 완전 누수상태이다.

(2) 풍화잔류토층

토사와 연암이 교호하는 층으로서 이 층은 천매암의 차별 풍화에 의해 형성되었다. 연직투수성은 크지 않을 것으로 판단되나 수평방향으로는 파쇄가 심한 연암층의 영향으로 투수성이 매우 큰 것으로 나타났다. 지표면으로부터 GL(-)12.0~15.5m 부분은 활동의 예상층으로서 함수비가 높은 편이다. 이 층은 입도시험결과 실트섞인 점토층(CL)으로 구별할 수 있다. 표준관입시험 결과 N치가 13/30~50/26로 상대밀도는 보통 조밀~매우 조밀한 상태이며, 부분적으로 누수현상이 심한상태이다.

(3) 풍화암층

CB-2 및 CB-3위치에서 나타나며 습윤, 회색의 천매암이 상부 풍화대로 모래, 실트 및 암편 등으로 이루어져 있으며, 표준관입시험 결과 N치가 50/2로 상대밀도는 매우 조밀한 상태이다. 풍화정도는 완전풍화상태이며, 층후는 2.3~5.7m이다.

(4) 파쇄심한 연암층

천매암의 파쇄대로서 회색~갈색을 띠며 시추시 주로 암편으로 채취된다. 부분적으로 풍화암대도 나타나며 시추시 누수현상이 심한 상태를 보인다. 채취된 코아의 TCR=14~80%이나 RQD는 평균적으로 0%정도로 파쇄가 심하다. 분포심도는 GL(-)15.5-23.0m이다.

(5) 연암층

회색~갈색의 천매암 및 일부 석회암으로 구성되어 있고, 시추시 암편~주상의 코아로 채취된다. 채취된 코아의 TCR=42.1~100%, RQD는 평균적으로 50% 정도로 비교적 신선한 편이다. 분포심도는 GL(-)23.0m이하이다.

그리고 그림 3.4의 그림은 개략적 지층 구성도로서 상부로부터 붕적토층, 풍화잔류토층, 점토층, 파쇄가 심한 연암층, 연암층으로 구성되어 있다.

| | | GL |
|------------|---|-------------|
| 붕적토층 | 상부사면의 붕괴, 침식으로 쌓인 층으로 전석, 모래, 암편, 점토등으로 구성 | GL(-) 6.5m |
| 풍화잔류토층 | 토사와 연암이 교호하는 층 상대밀도는 보통조밀~매우조밀 | GL(-) 12.0m |
| 점토층 | 활동의 예상층으로 함수비가 높음. | GL(-) 15.5m |
| 파쇄가 심한 연암층 | TCR=14~80%, RQD=0%, 파쇄가 심함 | GL(-) 23.0m |
| 연암층 | TCR=42.1~100%, RQD=50% | |

그림 11.4 개략적 지층 구성도

3.2.4 지하수위

본 연구대상 지역에 대한 지하수위 측정은 시추작업이 완료된 후 24~48시간이 경과된 후 안정된 지하수위를 얻을 수 있도록 관찰하였으며, 측정된 지하수는 조사지역의 지하수위 분포현황을 파악하기 위한 자료로 이용한다. 측정 결과 지하수위는 지표면으로부터 G.L(-)11.65~23.65m에 위치하는 것으로 조사되었다. 지하수위는 상부사면부의 경우 연암층에 분포하며 하단부의 경우에는 자갈층내에 분포하고 있다. 그러나, 건기나 우기 등으로 인한 기후변화에 따라 지하수위 변화가 발생할 것으로 예상된다.

3.2.5 대표단면의 선정

앞 절에서 설명된 지형 및 지질특성, 지층구성, 지하수위 등을 토대로 본 연구에 적용될 대표단면을 선정하였다. 대표단면은 사면활동의 중앙부를 대상으로 하였다. 그림 3.2의 지반조사 위치에서 사면상단부는 S-1 및 CB-1위치, 사면중앙부는 S-2위치, 사면하단부는 S-3 및 CB-2위치, 도로시공구간은 S-4 및 CB-4위치에서의 시추조사결과를 토대로 하였다. 이상에서와 같은 시추조사 결과를 토대로 대표단면을 선정하였으며, 선정된 대표단면은 그림 3.5와 같이 나타낼 수 있다.

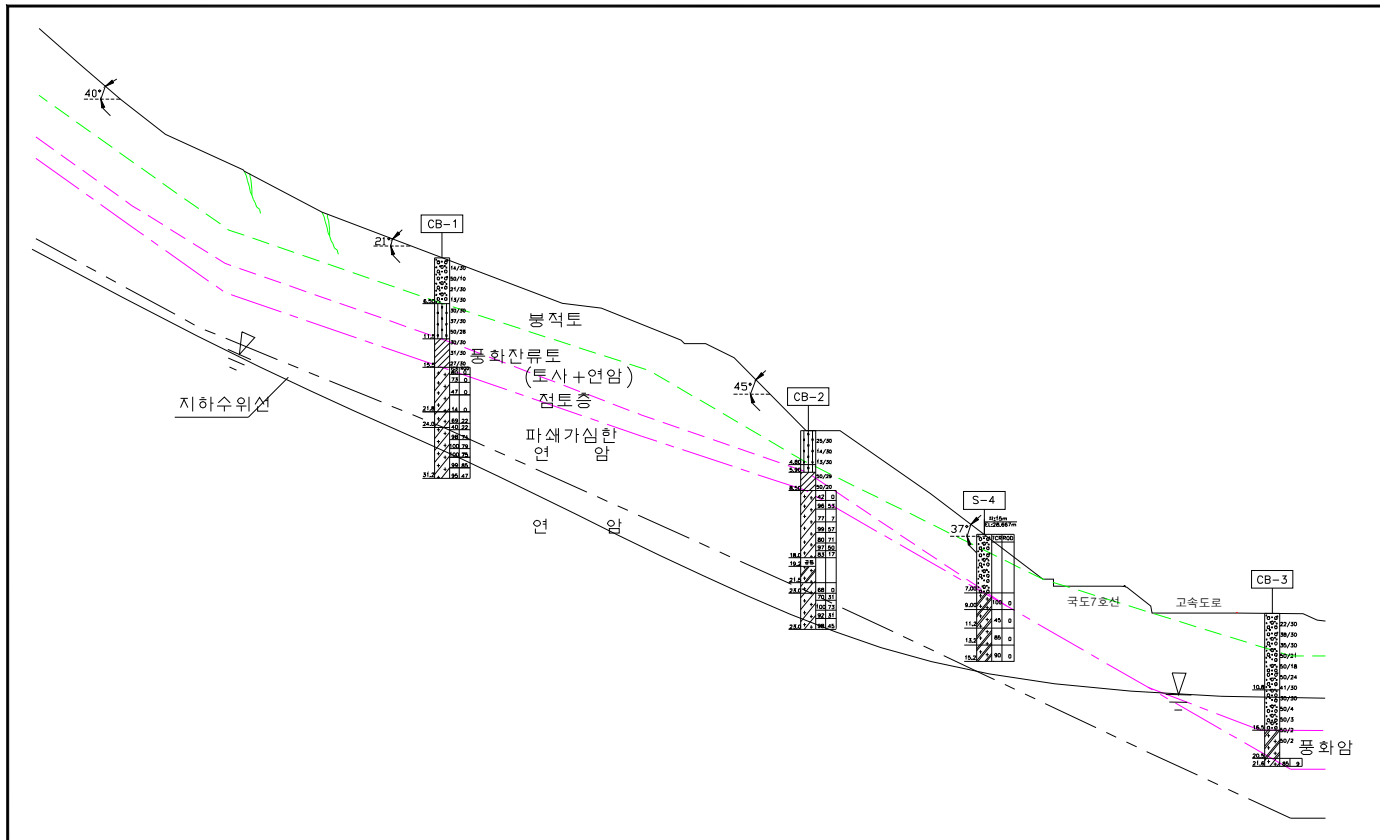


그림 3.5 대표단면의 선정

3.3 인장균열면 현황

사면활동의 이력, 범위, 이동상황을 파악하기 위하여 육안으로 구별 가능한 균열면에 대해 균열폭, 단차, 발달방향 및 경사를 조사하였다. 사면활동 토괴의 이동방향은 N19W~N95E 사이에서 여러 방향으로 나타나고 있으나 대표적인 사면활동 토괴는 N15E~N25E 범위내에서 활동하고 있다. 그리고, 균열폭은 0.1~0.4m, 단차 0.1~2.0m까지 위치별로 심한 차이를 보여주고 있으며, 활동면의 중심에서 양측방으로 인장균열이 진행되었다.



사진 3.1 인장균열면 관찰위치

사진 3.1은 실제로 관찰된 균열현황을 토대로 인장균열면을 작도한 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 크게 3개의 인장균열면이 발생되었다. 그리고, 그림에 표시된 A, B, C 및 D지역에서 자세한 인장균열 현황을 관찰하였다. 이들의 자세한 인장균열 현황은 사진 3.2 ~사진 3.5에 나타내었다.



사진 3.2 A지역 균열현황



사진 3.3 B지역 균열현황

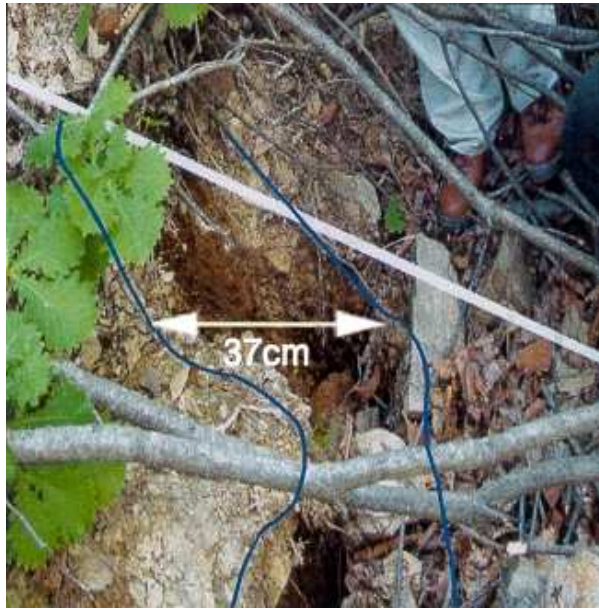


사진 3.4 C지역 균열현황



사진 3.5 D지역 균열현황

사진 3.2는 A지역에서 관찰된 인장균열을 나타낸 것으로 인장균열폭은 21cm로 조사되었다. 사진 3.3은 B지역에서 관찰된 인장균열을 나타낸 것으로 인장균열폭은 22cm로 A지역과 비슷한 것으로 조사되었다. 사진 3.4는 C지역에서 관찰된 인장균열을 나타낸 것으로 인장균열폭은 37cm로 매우 크게 조사되었다. 마지막으로 사진 3.5는 D지역에서 관찰된 인장균열을 나타낸 것으로 인장균열폭은 31cm로 비교적 큰 것으로 조사되었다.

이들 인장균열면에 대한 실제 육안관찰을 통하여 대상지역의 사면활동이 과거에서부터 발생되어 현재에도 계속적으로 진행중인 것으로 추정된다. 현재 인장균열면은 강우의 유입을 방지하기위해 방수막으로 덮어놓은 상태이다.

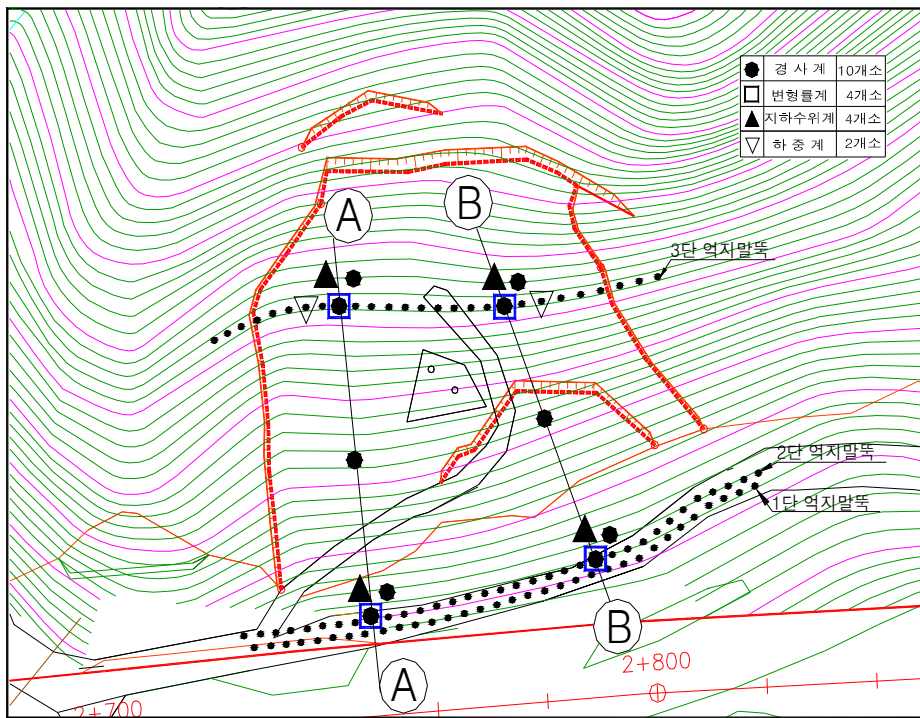


그림 3.6 계측기 설치평면도

3.4 계측기 설치 현황

사면보강대책으로 설치되는 억지말뚝의 거동 및 억지되는 지반의 거동을 파악하여 억지말뚝의 안정성을 파악하기 위해 억지말뚝에는 스트레인게이지와 경사계를 그리고 지반에는 경사계 및 지하수위계를 설치하였다. 설치된 각종 계측기들의 전체 현황도는 그림 3.6와 같다.

3.4.1 스트레인게이지(Strain gauge)

스트레인게이지는 A-A단면과 B-B단면 각각의 억지말뚝에 설치되었으며 설치된 스트레인게이지의 현황은 표 3.1과 같고 설치 단면도는 각각 그림 3.6에서 보는 바와 같다.

A-A단면의 경우 억지말뚝의 하부는 27.0M 지중에 관입되어 있고 하부에서 1.5m지점을 기준으로 2.0m 간격을 유지하며 말뚝 배면(사면쪽으로 통칭)13곳, 전면(고속도로쪽으로 통칭)13곳에 설치되어 총 52곳에 설치되어 있다. BB단면은 억지말뚝이 27.0M 지중에 관입되어 있으며 말뚝당 2.0m 간격으로 배면 13곳에 설치하여 총 26개가 설치되었다. 그림 3.8은 스트레인게이지가 설치된 평면도이다.

말뚝에 부착되는 스트레인게이지는 사진 3.6과 같고 이때 말뚝의 거치는 가급적 스트레인게이지에 충격을 주지 않기 위해 타입을 배제하는 방법을 채택하여 Boring후 말뚝을 일정깊이까지 삽입하도록 하였다.

표 3.1 스트레인게이지 설치현황

| 단 면 | 구 분 | 스트레인게이지 | 비 고 |
|--------|-----|-----------|----------|
| A-A 단면 | 상부 | S1-1 (배면) | No.37 말뚝 |
| | | S1-2 (전면) | No.37 말뚝 |
| | 하부 | S3-1 (배면) | No.51 말뚝 |
| | | S3-2 (전면) | No.51 말뚝 |
| B-B 단면 | 상부 | S2 (배면) | No.17 말뚝 |
| | 하부 | S4 (배면) | No.23 말뚝 |

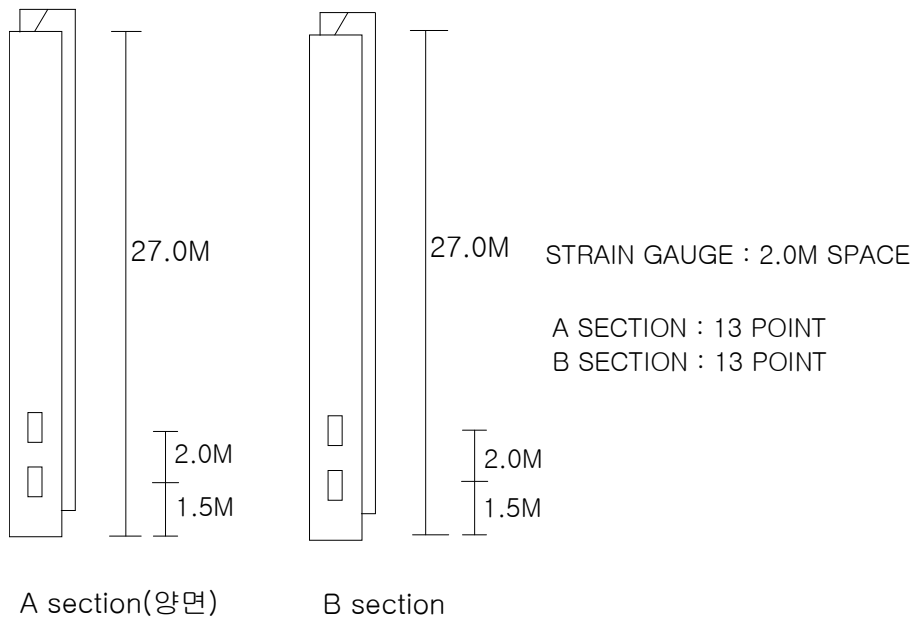


그림 3.7 스트레인게이지 설치단면도

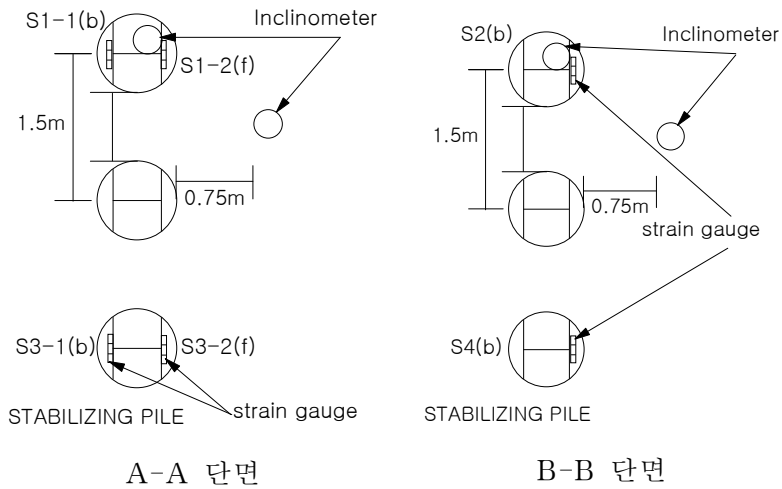


그림 3.8 스트레인게이지 설치평면도



사진 3.6 스트레인게이지 설치모습

3.4.2. 경사계

사면 및 말뚝의 거동을 파악하기 위해 A-A단면과 B-B단면에 경사계를 각각 설치하였으며 설치된 현황은 표 3.2와 같다.

설치된 경사계는 말뚝의 변위를 알기 위해 억지말뚝 내부(상부말뚝 No.17, No.37, 하부말뚝 No.23, No.51)에 1개, 지반의 변위를 파악할 수 있도록 말뚝사이 지반의 소성변형지반면에 접하도록 1곳에 설치되었다. 이때 지반에 설치된 경사계와 말뚝의 거리는 구공동확장이론에 의한 외부아치와 내부아치의 중간지점인 0.75m에 설치하였다(김동화, 2001).

또한, 상부 말뚝과 하부말뚝의 중간에 1곳을 설치하여 각 단면별로 모두 5개소를 설치해서 총 10개의 경사계가 설치되었으며 설치된 단면은 그림 3.9과 같다.

경사계는 말뚝과 지반에 각각 27.0M, 28.0M관입되어 있고 설치모습은 사진 3.7과 같다.

표 3.2 경사계 설치현황

| 단 면 | 구 분 | 경 사 계 | 비 고 |
|--------|-----|--------------------|----------|
| A-A 단면 | 상부 | I1-1(지반), I1-2(말뚝) | No.37 말뚝 |
| | 하부 | I3-1(지반), I3-2(말뚝) | No.51 말뚝 |
| B-B 단면 | 상부 | I2-1(지반), I2-2(말뚝) | No.7 말뚝 |
| | 하부 | I4-1(지반), I4-2(말뚝) | No.23 말뚝 |

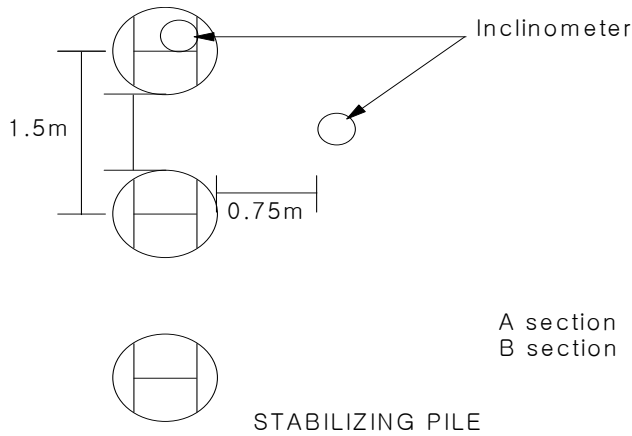


그림 3.9 경사계 설치단면도



사진 3.7 경사계 설치모습

3.4.3. 지하수위계

사면의 지하수위 상승에 따른 영향을 파악하기 위해 A-A단면, B-B단면에 각각 지하수위계를 설치하였으며 A-A단면에 그림 3.6에서 보는바와 같이 2개소에 설치하였으며 B-B단면에도 마찬가지로 설치하였다.

A-A단면, B-B단면 모두 하부와 상부의 억지말뚝에서 배면으로 1m지점에 모두 합하여 4개소에 설치하였다. 지하수위계의 설치현황은 표 3.3과 같으며 지하수위계의 설치완료 된 후의 모습은 사진 3.8과 같다.

표 3.3 지하수위계 설치현황

| 단 면 | 구 분 | 지하수위계 | 비 고 |
|--------|-----|-------|---------------|
| A-A 단면 | 상부 | w1 | 말뚝 배면으로 1m 지점 |
| | 하부 | w3 | 말뚝 배면으로 1m 지점 |
| B-B 단면 | 상부 | w2 | 말뚝 배면으로 1m 지점 |
| | 하부 | w4 | 말뚝 배면으로 1m 지점 |



사진 3.8 지하수위계 설치완료 후 모습

3.4.4 하중계

하중계는 상부역지말뚝에 설치된 영구앵커의 축력을 측정하여 사면의 안정성 여부를 판단할 수 있는데 본 현장에는 3단역지말뚝중 A-A단면 No.40에 1개, B-B단면 No.20에 1개를 설치하여 지속적으로 축력을 측정할 수 있도록 하였다. 하중계 설치 모습은 사진 3.9와 같다.



그림 3.9 하중계 설치완료후 모습

제 4 장 보강단계별 계측결과 분석

본 장에서는 전장에서 설명한 계측기를 이용한 계측결과를 토대로 억지말뚝이 설치된 대규모 절개사면의 보강단계별 거동을 살펴보고자 한다.

먼저 시공과정을 살펴보면 하부말뚝 시공, 상부말뚝 시공, 굴착, 쏘일네일링 시공, 상부말뚝에 1단 앵커 시공 및 성토의 순서로 시공하였다. 그러므로 본 연구에서는 보강단계별 사면의 거동에 대해 분석하고자 한다. 그리고 장기 creep를 고려하여 성토10월 후의 계측데이터도 분석하였다

본 장에서는 A-A단면과 B-B단면에서의 계측결과를 이용하여 억지말뚝의 안정성을 검토하여 보고자 한다.

4.1 경사계

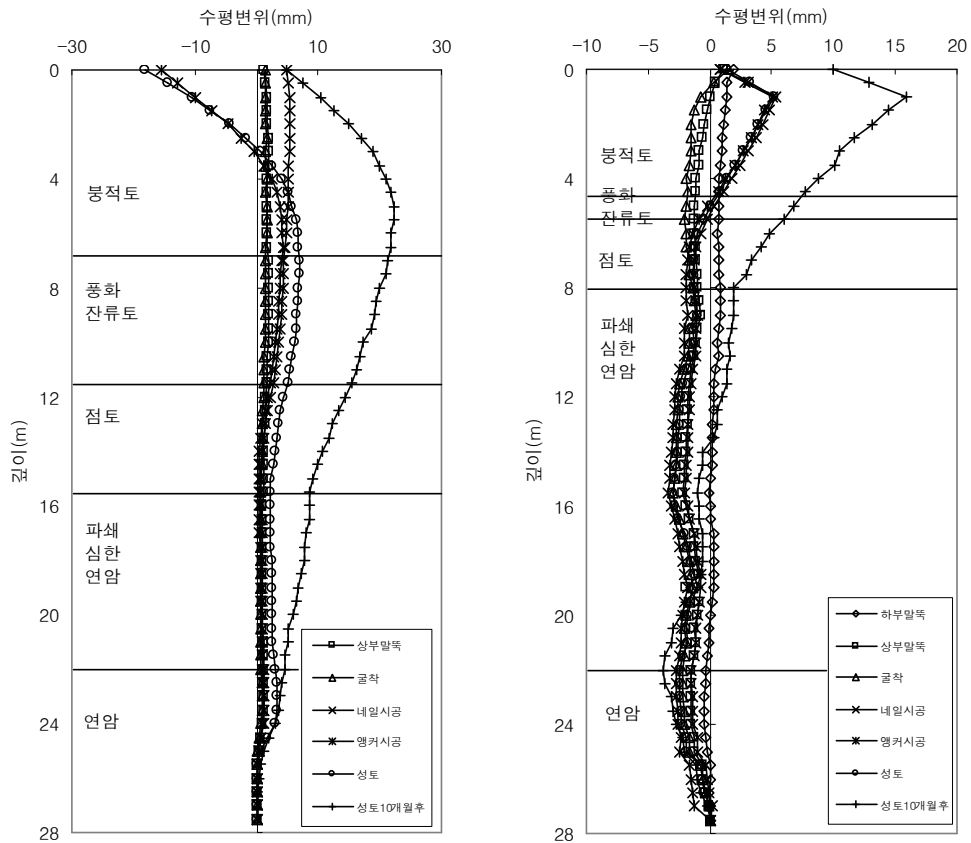
본 현장의 억지말뚝 부근에 설치된 경사계는 A-A단면과 B-B단면에 각각 4개씩 총 8개가 설치되었다. 즉, 각 단면별로 상부와 하부의 억지말뚝에 1개, 말뚝과 말뚝사이의 지반에 1개를 설치하였다(표 3.2 참조).

4.1.1 A-A단면

경사계I1-1은 A-A단면 상부No.37억지말뚝에 설치된 경사계이며, 그림 4.1(a)는 보강단계에 따른 계측결과를 분석한 것이다. 그림을 살펴보면 억지말뚝의 수평변위는 초기에서 말뚝두부에 최대변위가 발생하였으며 상부말뚝은 굴착에 대한 영향을 받지 않고 있음을 확인할 수 있다. 그리고, 수평변위는 계속적으로 증가하지 않고 일정범위 안에서 탄성거동을 나타내고 있음을 볼 수 있다. 앵커 시공 후에는 말뚝 두부가 인장력을 받게 되어 수평변위가 크게 회복됨을 알 수 있으며, 성토 후에는 약 5mm의 수평변위가 발생하는 것으로 나타났다.

경사계I3-1은 A-A단면 하부No.51억지말뚝 내부에 설치된 경사계이며, 그림 4.1(b)는 보강단계에 따른 계측결과를 분석한 것이다. 그림을 살펴보면 경사계 I3-1에서는 수평변위가 하부말뚝, 상부말뚝, 굴착단계까지는 일정하게 증가하지

만 네일시공단계 이후부터는 증가량이 6.2mm까지 증가하는 것으로 나타났으며 성토완료 후에는 15.85mm까지 증가하는 것으로 나타났다. 그러나 굴착이 완료되고 강우가 없는 시기에는 증가되었던 수평변위가 다시 회복되는 것을 볼 수 있다. 결국 이러한 현상은 현재 역지말뚝이 탄성거동을 하고 있음을 의미하고 있다. 그리고 상부말뚝, 굴착시의 (-)로 발생된 변위량 양이 매우 적은편(5mm)이므로 계측오차이거나, 하부말뚝 시공 후 상부말뚝 시공 시 공사차량으로 인하여 발생된 변위일수 있다. 그 이후의 시공단계에서는 (+)의 변위량이 발생하여 올바른 계측이 실시되었다는 것을 알 수 있다.



(a) 상부No.37말뚝의 경사계

(b) 하부No.51말뚝의 경사계

그림 4.1 A-A단면 경사계 변위도

하부말뚝에 설치된 경사계와 상부말뚝에 설치된 경사계를 통하여 측정된 보강 단계에 따른 최대수평변위의 양상이 매우 비슷하게 나타났다. 말뚝의 최대변위량이 계측초기에 말뚝두부에서 발생하다가 GL-1.0m로 옮겨진 이유는 역지말뚝의 두부에 철근콘크리트 지중보를 설치함으로 말뚝의 변형이 억제되어 나타나는 결과라 할 수 있다.

한편, A-A단면의 경사계로부터 측정된 최대수평변위량의 변화양상은 그림 4.2와 같이 나타낼 수 있다. 최대수평변위는 굴착이후부터 점차 증가하여 약 7mm까지 증가하는 것을 볼 수 있다. 그러나 수평변위량은 크지 않으므로 안정된 상태에서 공사가 진행되었다고 판단된다. 쏘일네일링 시공 후 최대수평변위가 감소한 이유는 하부의 쏘일네일링 설치로 인한 지반의 보강과 하부말뚝의 지중보 설치가 완료됨으로서 말뚝에서 발생된 탄성변위가 회복되었기 때문으로 판단된다. 앵커시공 이후 상부말뚝은 수평변위가 미소하게 증가하였으나, 하부말뚝은 수평변위가 유지하고 있음을 알 수 있다. 그리고, 성토이후 발생된 말뚝의 수평변위는 강우 등에 의한 외적요인에 의하여 발생된 것으로 판단된다.

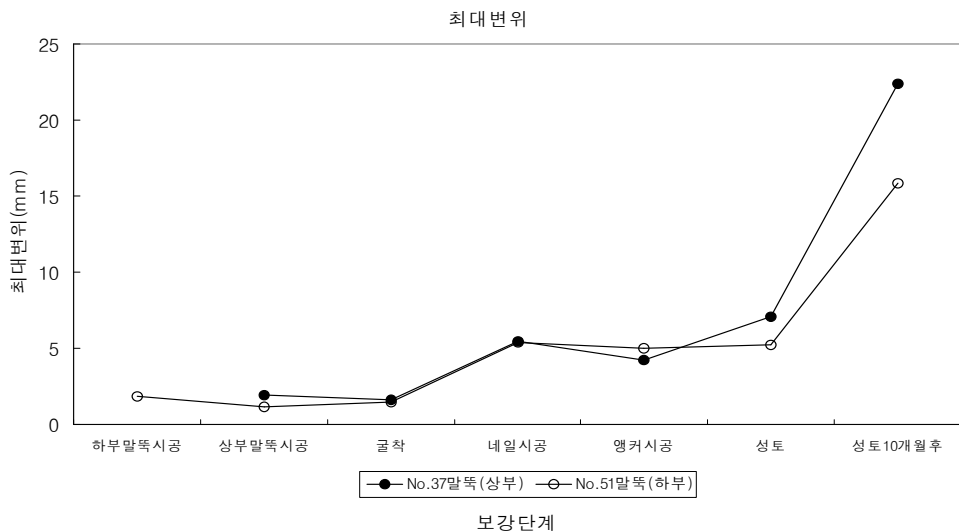
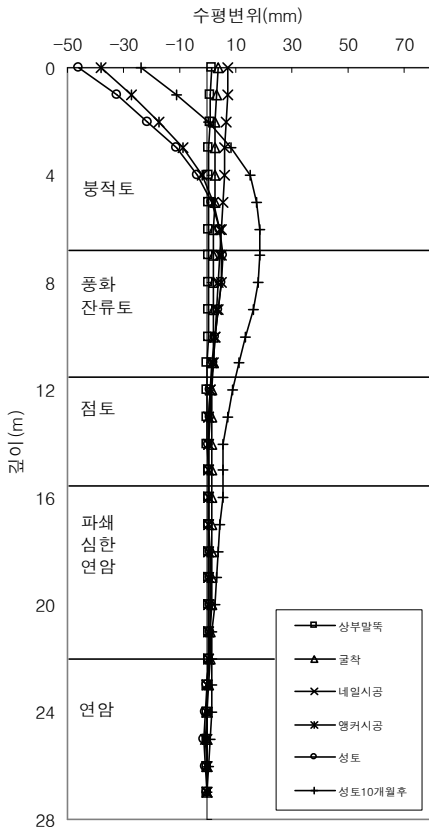


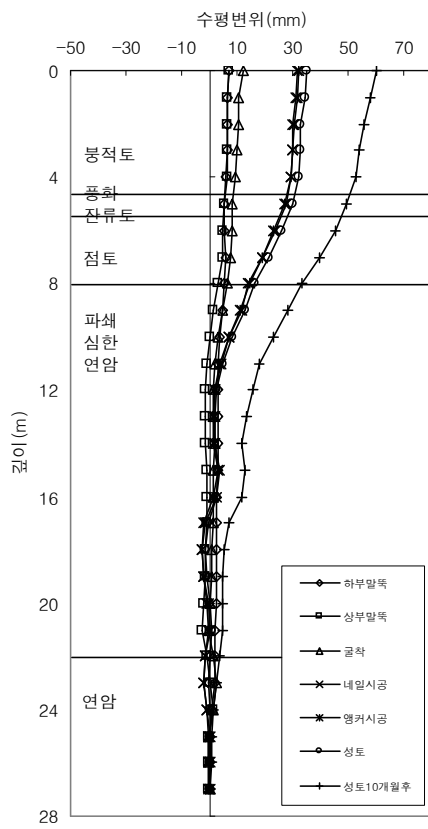
그림 4.2 A-A단면 경사계 최대변위

4.1.2 B-B단면

그림 4.3(a)는 B-B단면에서 상부 억지말뚝인 No.17말뚝의 보강단계에 따른 수평변위의 거동을 나타낸 것이다. 이는 억지말뚝 내부에 설치된 경사계를 이용하여 측정하였으며, 억지말뚝의 깊이에 따른 수평변위 거동을 측정할 수 있다. 그림을 살펴보면 보강단계에 따라 억지말뚝의 수평변위는 점차적으로 증가하는 양상을 보이고 있으며, 억지말뚝의 최대수평변위는 7.4mm로 말뚝두부로부터 발생되었다. 억지말뚝의 수평변위 형상은 켈틸레버보의 변형형상과 매우 유사하게 발생하는 것으로 나타났다. 한편, 억지말뚝의 선단에서 수평변위는 미소하게 발생하는 것으로 나타났다. 이는 말뚝의 선단이 지지층에 관입되어 있기 때문이며, 이를 통하여 억지말뚝의 선단조건은 힌지 혹은 고정상태라 할 수 있다.



(a) 상부No.17말뚝의 경사계



(b) 하부No.23말뚝의 경사계

그림 4.3 B-B단면 경사계 변위도

그림 4.3(b)는 B-B단면에서 하부 억지말뚝인 No.23말뚝의 보강단계에 따른 수평변위의 거동을 나타낸 것이다. 이는 억지말뚝 내부에 설치된 경사계를 이용하여 측정하였으며, 억지말뚝의 깊이에 따른 수평변위 거동을 측정할 수 있다. 그림을 살펴보면 보강단계에 따라 억지말뚝의 수평변위는 점차적으로 증가하는 양상을 보이고 있으며, 성토 10개월 후까지 억지말뚝의 최대수평변위는 60.16mm로 말뚝부두에서 발생되었다.

한편, B-B단면의 경사계로부터 측정된 최대 수평변위량의 변화양상은 그림 4.4와 같이 나타낼 수 있다. 그림에서 보는 바와 같이 No.23말뚝의 수평변위는 말뚝시공단계에서는 미소한 변화를 보이다가 굴착이 진행됨에 따라서 급격히 증가하는 양상을 나타내고 있다. 그러나 No.7말뚝의 수평변위는 5mm에서 일정하게 나타나고 약간 증가하는 추세를 보이고 있다. 그리고, 성토이후 발생한 말뚝의 수평변위는 강우 등에 의한 외적요인에 의하여 발생된 것으로 판단된다.

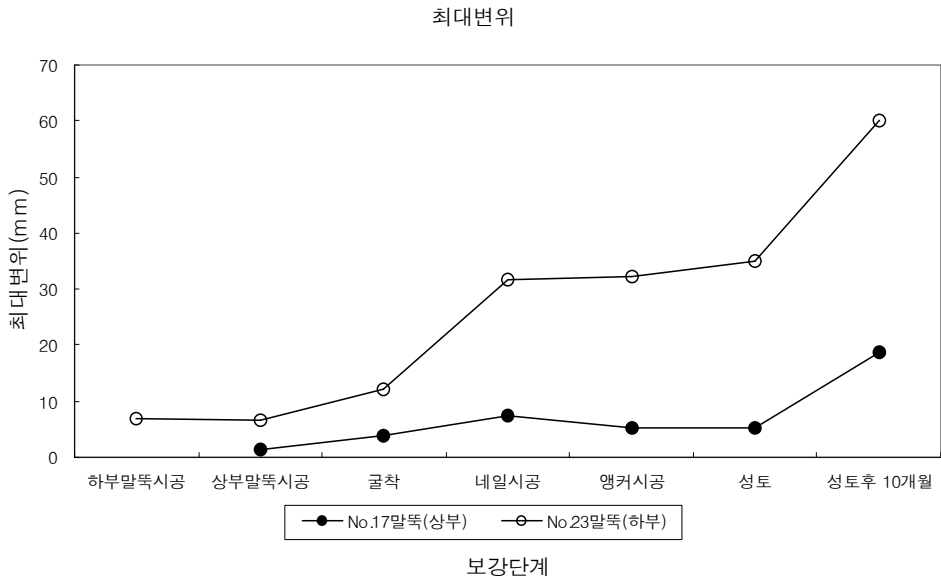


그림 4.4 B-B단면 경사계 최대변위

4.1.3 굴착에 의한 수평변위 변화

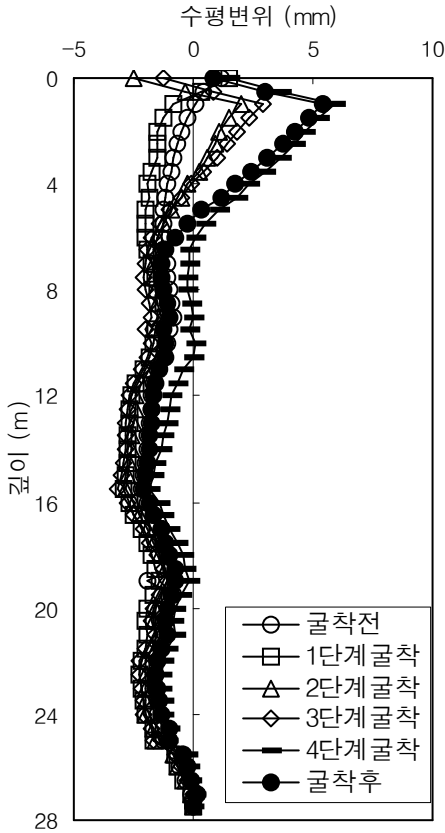
그림 4.5는 말뚝이 설치된 단면 하부에서 굴착을 실시한 경우 배면지반에 설치된 경사계의 수평변위를 도시한 것이다. 상부말뚝은 굴착에 대한 수평변위의 변화가 미미했으므로 여기서는 제외시키고, 하부말뚝에 설치된 경사계만을 나타낸다. 특히 No.23말뚝의 수평변위는 굴착이 진행됨에 따라서 변위의 증가폭이 큰 반면에 N0.51말뚝의 수평변위는 약 9mm범위에서 변위가 변화된다.

굴착에 따른 시공과정을 분류하면 다음과 같이 크게 6단계로 구분할 수 있다.
(한국건설교통기술평가원 건설교통부, 2003)

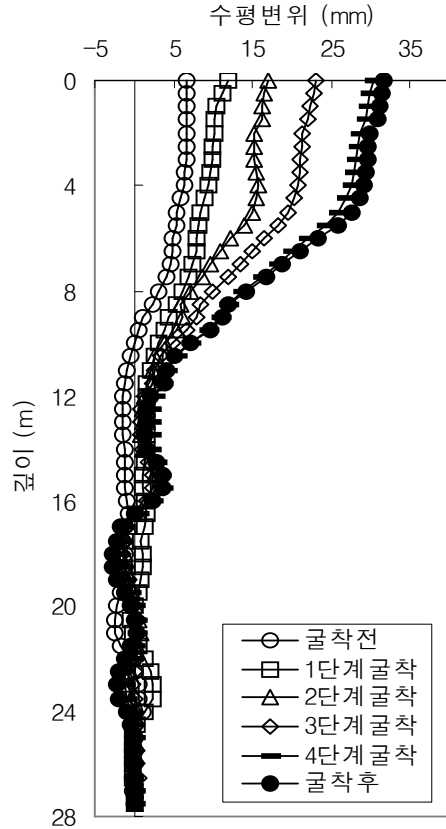
- ① 굴착전 : 네일링 시공전
- ② 1단계굴착 : 네일링 시공없이 굴착만 진행됨
- ③ 2단계굴착 : 1, 2열 네일링 천공 및 삽입
- ④ 3단계굴착 : 3, 4, 5열 천공 및 삽입, 그라우팅 실시
- ⑤ 4단계굴착 : 6, 7, 8열 천공 및 삽입, 그라우팅 실시
- ⑥ 굴착후 : 그라우팅 양생후

그림 4.5(a)는 No.51말뚝의 수평변위를 나타낸 것으로 그림에서 보는바와 같이 단계별 굴착이 수행됨에 따라 역지말뚝의 수평변위가 증가하는 것으로 나타났으며, 굴착후의 변위가 회복하는 것을 볼 수 있는데 이것은 역지말뚝이 탄성거동을 하고 있음을 알수 있다.

그림 4.5(b)는 No.23말뚝의 수평변위를 나타낸 것으로 쏘일네일링 설치전에는 수평변위가 6mm 발생하였으나, 굴착이 진행되고 쏘일네일링이 설치됨에 따라서 수평변위가 점차로 증가하여 8단까지 설치가 완료되기까지 30mm의 수평변위가 발생된 것을 볼 수 있다. 굴착전과 1단계굴착에서는 굴착에 의한 영향이 거의 없다가 2단계굴착 이후부터는 굴착에 의한 영향으로 수평변위 증가폭이 더욱 커지는 것으로 나타났다. 굴착이 완료된 후에는 수평변위의 증가폭이 감소하고 수렴되는 경향을 보이는 것으로 나타났다.



(a) No.51말뚝



(b) No.23말뚝

그림 4.5 굴착에 의한 수평변위 변화

또한 굴착면의 지층구성을 보면 A-A단면(No.51말뚝)은 암석이 주로 보이고 B-B단면(No.23말뚝)은 암석의 비율이 낮고 토사가 많이 존재하고 있기 때문에 상대적으로 변위발생이 적은 것으로 사료된다.

4.1.4 강우에 의한 수평변위 변화

강우에 의한 억지말뚝의 거동을 살펴보기 위해 B-B단면에 설치된 억지말뚝의 최대수평변위를 나타내었다. 그림 4.6은 B-B단면의 억지말뚝에 설치된 경사계

I2-1 및 I4-1로부터 측정된 최대수평변위량과 이 지역에서 조사된 강우량을 함께 도시한 것이다. 그림을 살펴보면 강우량이 많았던 A구간(8월7일)과 B구간(8월31일)에서 말뚝의 수평변위가 급격하게 증가하였으나 그 이후 수평변위의 증가속도가 둔화되는 양상을 보이는 것으로 나타났다. C구간에서는 상부 말뚝의 수평변위는 거의 일정한 반면 하부말뚝의 수평변위만 증가되는 것으로 나타났다. 이는 강우의 영향이 아닌 하부사면의 쏠일네일링 설치에 따른 굴착의 영향으로 판단된다. C구간 이후부터는 말뚝의 수평변위 증가속도가 감소되는 경향을 나타낸다.

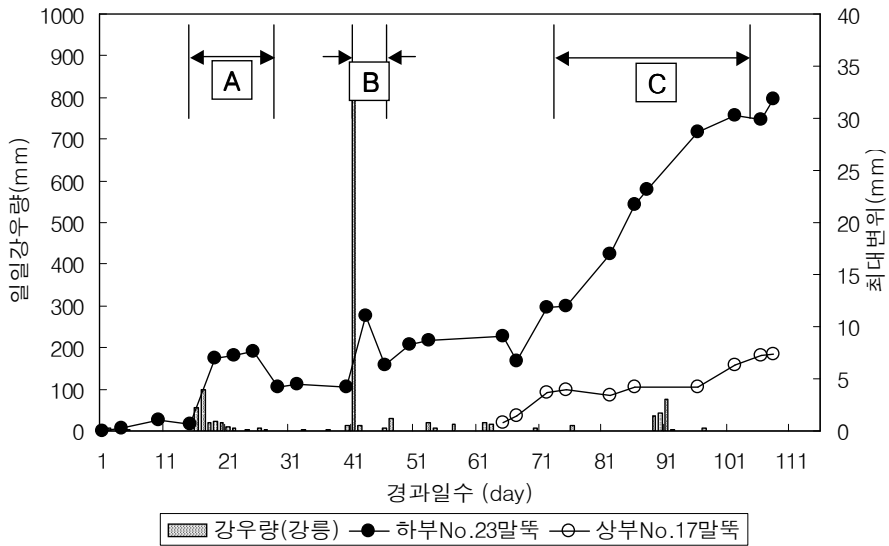


그림 4.6 일일강우량에 따른 최대변위(B-B단면)

4.2 변형률계

사면보강단계에 따른 혹은 강우에 의한 억지말뚝의 휨응력을 비교하여 보았다. A-A단면(상부와 하부 모두)은 억지말뚝의 배면과 전면에 스트레인게이지를 각각 설치하여 압축응력과 인장응력을 동시에 계산하였고, B-B단면은 억지말뚝의 전면에만 스트레인게이지를 설치하였다. 그림 4.7 및 4.8는 A-A단면에

서의 억지말뚝 휨응력을 나타내었으며, 그림 4.9 및 4.10은 B-B단면에서의 억지말뚝 휨응력을 나타낸 것이다.

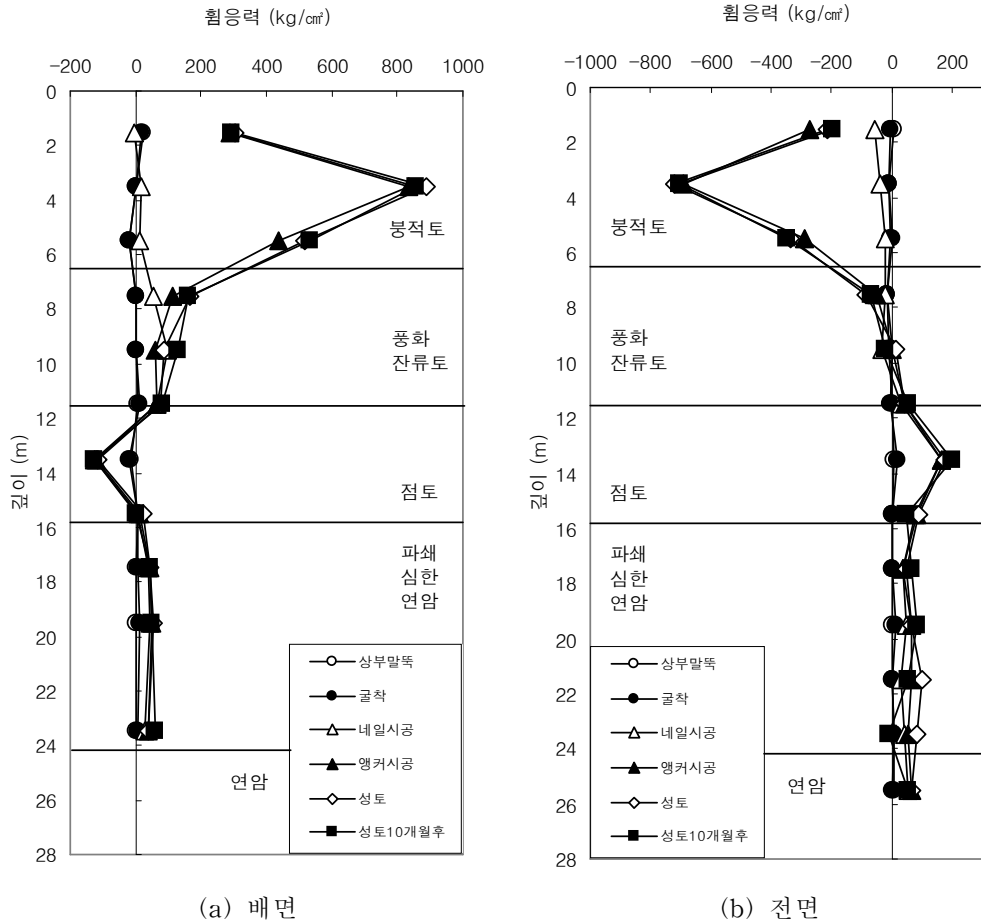


그림 4.7 상부 No.37 말뚝의 응력도

그림 4.7은 A-A단면 상부말뚝가운데 No.37말뚝의 휨응력을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 보강단계에 따라 휨응력이 조금씩 증가하다가 앵커시공 후 휨응력이 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 그리고 점토층이 존재하는 위치에서는 휨응력이 국부적으로 증가하는 현상을 보이는 것으로 나타났다.

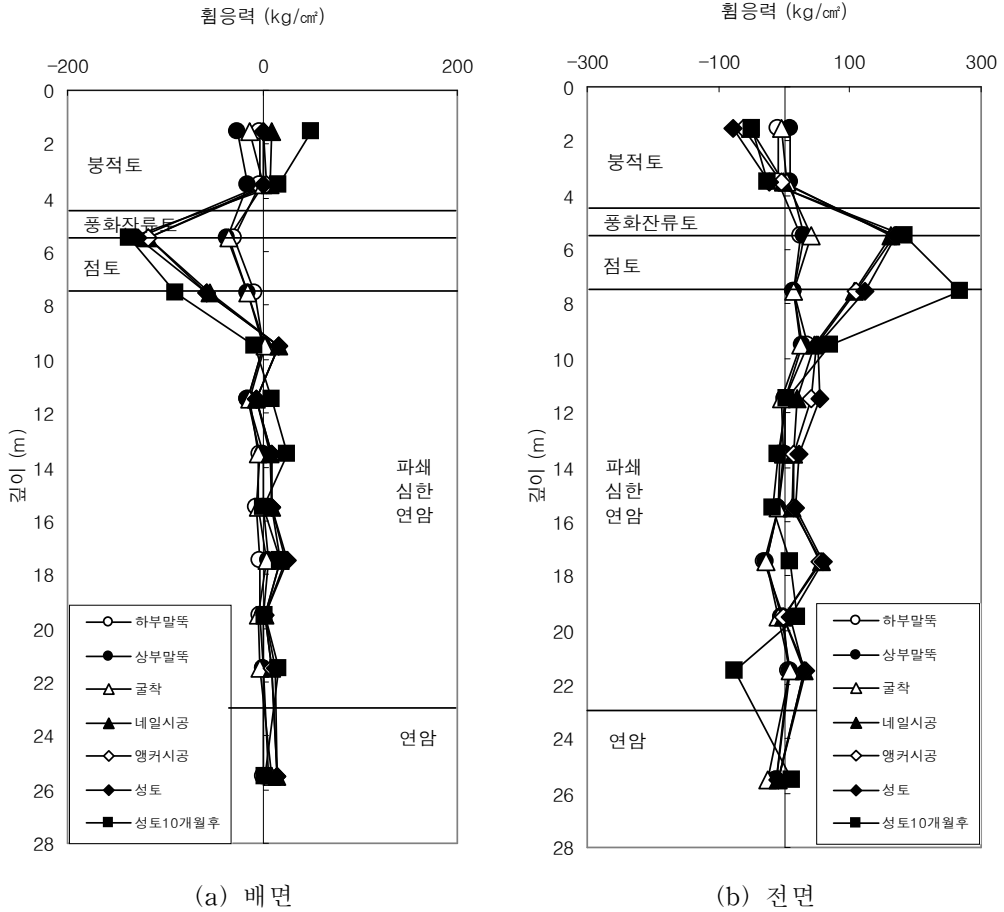


그림 4.8 하부 No.51 말뚝의 응력도

그림 4.8은 A-A단면 하부말뚝가운데 No.51말뚝의 휨응력을 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 굴착이 진행되고 쏘일네일링을 시공하는 단계에서 말뚝의 휨응력이 증가하는 것으로 나타났으며, 말뚝두부의 콘크리트 지중보의 설치로 인하여 말뚝두부의 응력이 억제되고 있음을 알 수 있다. 최대휨응력이 발생하는 깊이는 대상현장의 점토층이 존재하는 위치의 부근으로 나타났다. 그리고, 성토가 완료된 이후 강우 등의 영향으로 인하여 휨응력이 증가되고, 최대휨응력의 발생위치도 깊어지는 것으로 나타났다.

그림 4.9는 B-B단면 상부말뚝가운데 No.17말뚝의 휨응력을 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 보강단계에 따라 억지말뚝의 휨응력은 점차적으로 증가하는 양상을 보이는 것으로 나타났다. 그리고 앵커시공 후 휨응력이 크게 증가하는 것을 알 수 있다. 최대휨응력이 발생하는 깊이는 대상현장의 점토층이 존재하는 위치의 부근으로 추정할 수 있다.

그림 4.10은 B-B단면 하부말뚝가운데 No.23말뚝의 휨응력을 나타낸 것이다. 그림을 살펴보면 보강단계에 따라 억지말뚝의 휨응력은 점차적으로 증가하는 양상을 보이고 있다. 최대휨응력이 발생하는 깊이는 대상현장의 점토층이 존재하는 위치의 부근으로 나타났다. 점토층의 상부토사층이 측방변형으로 인하여 억지말뚝에 측방토압이 작용하고, 점토층의 아래 억지말뚝은 암반층으로 지반반력을 크게 받게 된다.

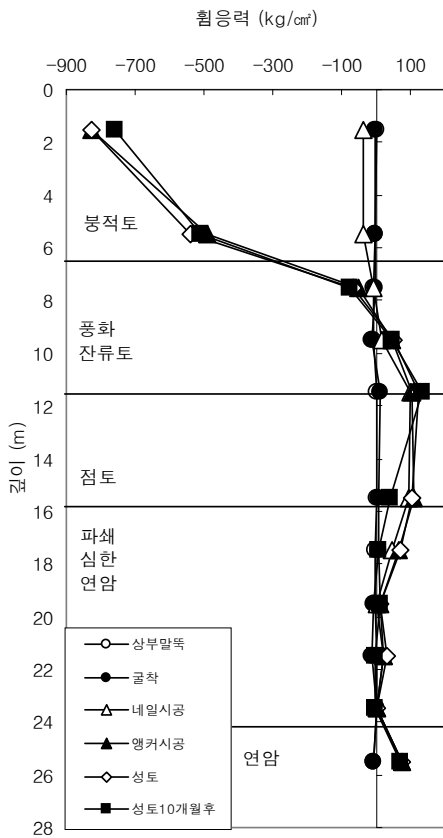


그림 4.9 상부No.17말뚝의 응력도

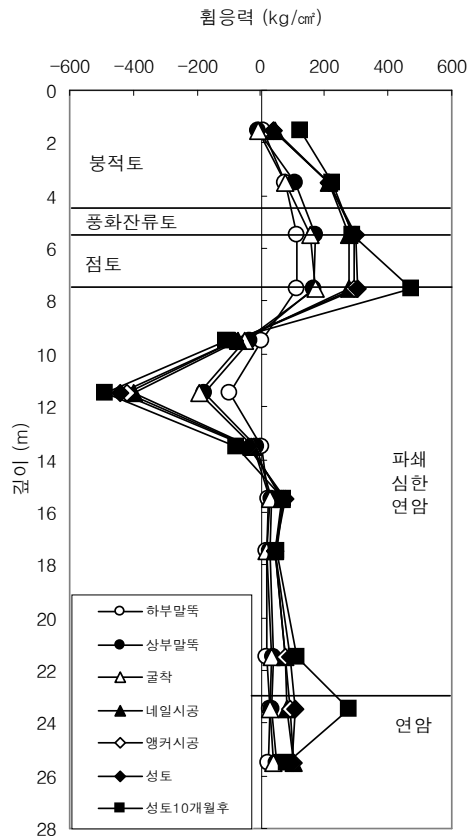


그림 4.10 하부No.23말뚝의 응력도

따라서, 대상현장의 경우 억지말뚝의 휨응력은 점토층에서 급격하게 증가하는 양상을 보이는 것으로 나타났다. 이는 점토층의 상부 토사층이 측방변형이 발생되어 억지말뚝에 측방토압이 작용하여 발생한 것이다. 그리고, 억지말뚝의 전면에 쓰일네일링 설치로 인한 굴착작업에 의해서도 억지말뚝의 휨응력이 증가하는 것으로 나타났다. 한편, 억지말뚝의 수평변위와 휨응력에 대한 계측결과를 토대로 사면지반내 예상활동면 깊이를 확인 할 수 있다. 대상사면인 B-B 단면의 경우 예상활동면의 깊이는 상부사면 및 하부사면에서 각각 16m 및 8m로 정의할 수 있으며, 이는 점토층의 하부깊이와 일치함을 알 수 있다. 또한, 휨응력이 허용휨응력인 $1,333\text{kg}/\text{cm}^2$ 보다 작기 때문에 안정하다고 할 수 있다.

두 단면의 말뚝에 작용하는 최대휨응력을 경과일수에 따라 그림 4.11과 같이 나타내었다. 그림에서 보는 바와 같이 동일한 말뚝에서 배면과 전면의 최대휨응력은 같은 모양의 거동을 나타내고 있으며 단지 말뚝의 배면쪽은 압축응력(+)을 받게 되고 말뚝의 전면쪽은 인장응력(-)을 받고 있다. 경과일수 초기에는 휨응력의 변화폭이 적다가 시간이 경과함에 따라 휨응력이 계속 증가하고 있지만 우기철이 끝나고 이후로 건기가 계속 되기 때문에 휨응력은 일정하게 수렴할 것으로 생각된다(이재용, 2002).

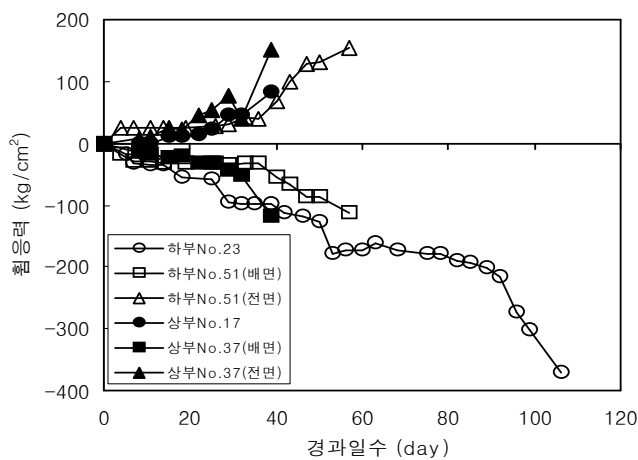


그림 4.11 말뚝의 최대휨응력

4.3 지하수위계

그림 4.12에서 보는 바와 같이 절개사면의 A-A, B-B단면에 설치된 2개의 지하수위계의 변화를 계측하여 일일강우량의 변화와 비교하여 보았다. w3, w4는 억지말뚝 배면 1m지점에 설치되었으며 2002년 8월 29일부터 측정한 값을 기록하였다.

지하수위 변화를 일일강우강도와 시간에 따라 나타내면 그림 4.6과 같다. w3의 경우 초기 지하수위는 GL-18.00m이었으나 2002년 8월 31일 태풍 루사의 영향으로 최대시간강우강도가 강릉98mm, 누적강우량이 강릉870.5mm를 기록하였을 때 지하수위는 급격히 증가하여 A-A단면의 최대수위는 GL-17.4m를 기록하고 서서히 줄어드는 경향을 나타낸다. 2002년 10월18일부터 20일까지 3일간의 평균 51.7mm의 강우로 인해 지하수위는 약 30cm 가량 상승했다.

B-B단면의 w4는 초기 지하수위가 GL-18.00m에서 집중호우가 발생한 2002년 8월31일 이후 급격히 증가하여 GL-16.3m의 최대치를 기록하였으나, 그 후로는 w3와는 다르게 지하수위가 16.6m 부근에 머물러 있는 것을 볼 수 있다(이재용, 2002).

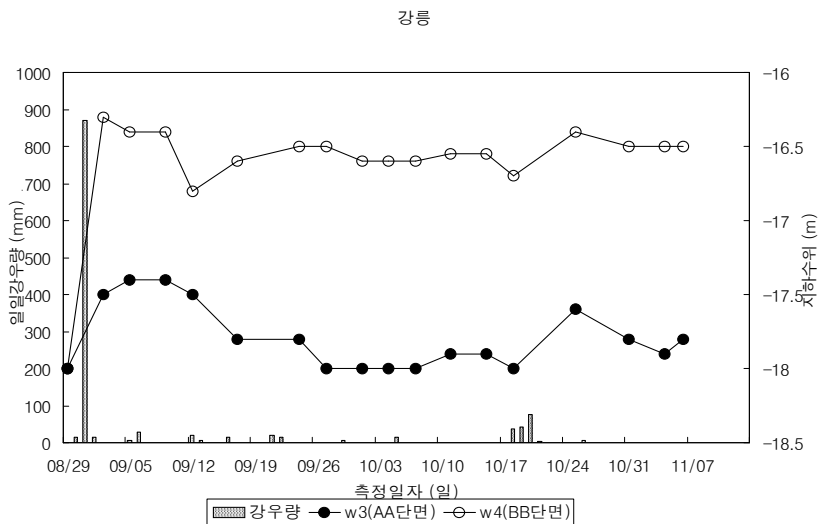


그림 4.12 일일강우강도 및 지하수위 변화

제 5 장 보강단계별 사면안정 해석

5.1 보강단계별 사면의 안정해석 해석프로그램

5.1.1 SLOPILE(Ver 3.0)

본 해석에 사용된 프로그램인 SLOPILE은 말뚝 효과를 고려한 기존의 사면안정 해석 프로그램인 CHAMP와 SPILE을 개선하여 절·성토사면 및 무한사면에 대한 원호파괴면해석(Fellenius 방법, Bishop 간편법) 및 평면파괴면해석이 가능하도록 개발한 프로그램으로 흐름도는 그림 5.1와 같다.

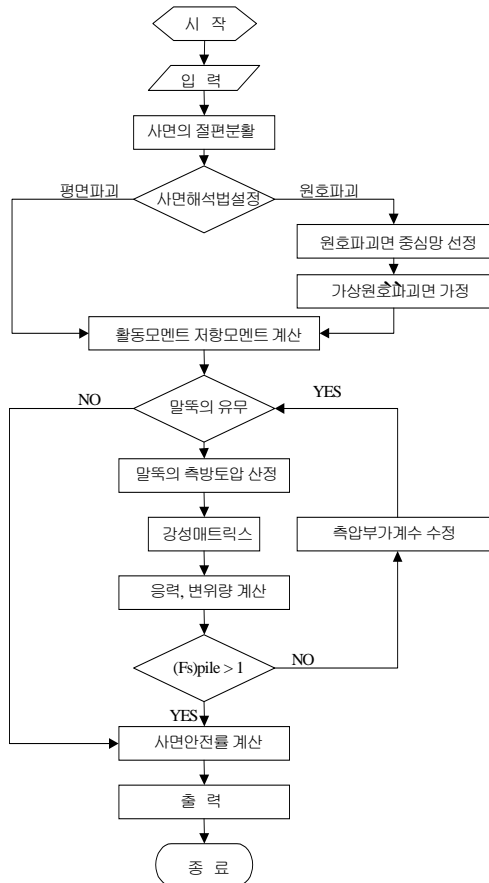


그림 5.1 SLOPILE 프로그램 흐름도

SLOPILE은 먼저 가상원호활동면을 기준으로 활동면 상부의 활동토괴로부터 줄말뚝에 작용하는 측방토압을 산정하여 말뚝의 안정해석을 실시하며, 말뚝이 저항할 수 있는 측방토압만을 저항력으로 활용하여 사면의 안전율계산에 말뚝의 저항력을 추가시켜 사면안정의 기여도를 평가할 수 있도록 한다.

먼저, 해석대상사면의 해석을 위해 전체 사면을 일정한 분할요소로 구분한 후 사면안정해석법을 선택한다. 그리고 설정된 사면안정해석법에 따라 무한사면해석과 원호파괴해석으로 구분하여 실행되도록 하였다. 원호파괴면 해석법의 경우 가상원호활동면의 원점으로 예상되는 부분에 원점망을 작성하여 원점망의 각 절점을 중심점으로 한 무수한 가상원호활동면에 대하여 사면안전을 계산을 반복하여 최소사면안전율이 구하여지는 원점과 가상원호활동면을 찾는다. 사면 안전율계산은 한계평형원리에 입각한 절편법을 사용하였고, 각각의 가상원호활동면에 대하여 사면의 활동모멘트와 지반의 전단저항에 의한 저항모멘트를 계산하여 기억시킨다.

말뚝이 설치되어 있지 않으면 곧바로 활동모멘트와 저항모멘트로 바로 사면안전을 계산한다. 그러나 만약 말뚝이 설치되어 있으면, 먼저 줄말뚝에 작용하는 측방토압식을 사용하여 측방토압을 산정한다. 그 다음으로 원호활동면상부의 말뚝부분은 활동토괴로부터 측방토압을 받고 이 측방토압에 의하여 발생될 말뚝의 수평변위에 대하여, 말뚝이 지반으로부터 지반반력을 받도록 한다. 또한, 말뚝머리와 선단의 구속조건을 고려하여 말뚝의 강성매트릭스를 작성한다.

말뚝의 휨응력과 전단응력 및 변위량을 계산하여 말뚝의 안전율을 계산한다. 만약 말뚝의 안전율이 소요안전율보다 낮으면 측압부가계수를 수정하여 말뚝의 측방토압을 줄여 계산을 반복한다. 이러한 작업을 말뚝의 안전율이 소요안전율이내가 될 때까지 반복한다.

그림 5.2는 SLOPILE프로그램의 해석 예를 나타낸 것이다.

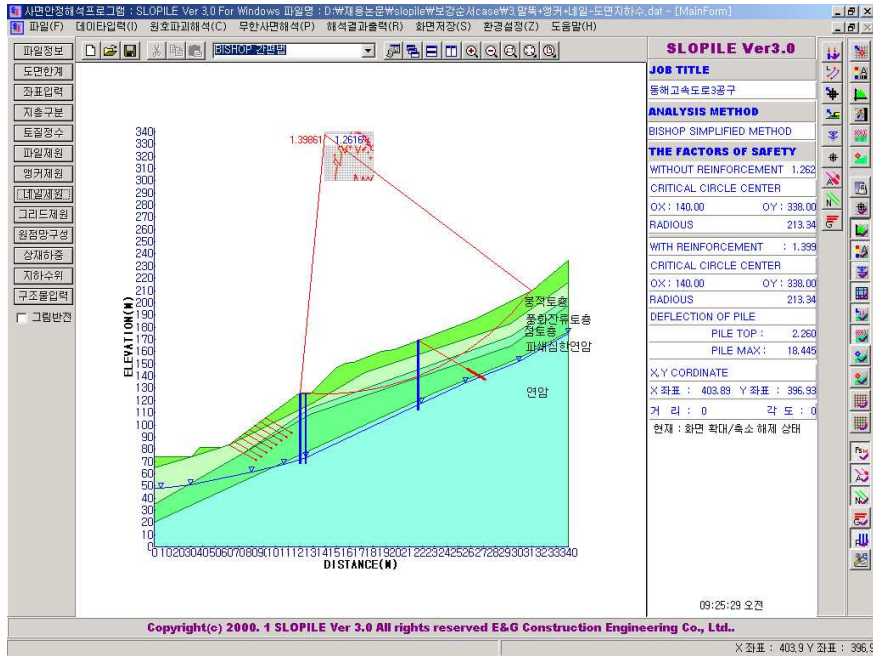


그림 5.2 SLOPILE프로그램의 해석 예

말뚝의 안전율이 소요안전율보다 크게 되면 말뚝의 안정에 사용한 측방토압을 사용하여 가상원호활동면의 원점을 기준으로 추가적인 저항모멘트를 구한다. 사면안전을 계산시 구하였던 사면파괴면에서의 전단저항에 의한 저항모멘트에 말뚝에 의한 저항모멘트를 가산하여 사면안전을 계산하여 말뚝의 사면안정효과를 산정한다.

이러한 계산작업은 다른 가상원호활동면에 대하여도 반복실시하여 한 원점에 대한 무수한 가상원호활동면중 최소안전율을 가지는 활동면과 안전율을 구한다. 또한 이 원점을 원점망상의 각 절점으로 이동시키면서 동일한 계산을 반복한다.

5.1.2 기존 프로그램과의 비교검토

SLOPILE(Ver 3.0)프로그램과 현재 범용적으로 사용되고 있는 TARREN프로그램 및 SLOPE/W프로그램을 비교검토하고 한다. 표 5.1은 SLOPILE(Ver 3.0),

TARLERN 및 SLOPE/W를 각각 비교한 것이다. SLOPILE(Ver 3.0), TARLERN 및 SLOPE/W프로그램에서 사면안정해석법은 평면파괴, 원호파괴 및 복합파괴에 대한 해석이 모두 가능하며, 특히, SLOPILE(Ver 3.0), TARLERN프로그램에서는 사면활동면을 임의로 지정할 수 있는 기능이 있다. 그리고, SLOPILE(Ver 3.0), TARLERN 및 SLOPE/W프로그램에서 상재하중 및 지하수위를 모두 고려할 수 있도록 되어있다.

앵커로 보강된 사면의 경우 SLOPILE(Ver 3.0), TARLERN 및 SLOPE/W프로그램에서 앵커의 정착장에 대한 주변마찰력, 앵커의 설치간격 및 설치각도를 모두 고려하여 사면안정해석을 수행할 수 있다. 따라서, SLOPILE(Ver 3.0), TARLERN 및 SLOPE/W프로그램은 앵커로 보강된 사면의 안정해석에 적합하다.

쏘일네일링으로 보강된 사면의 경우 SLOPILE(Ver 3.0) 및 TARLERN프로그램에서는 해석이 가능하지만, SLOPE/W프로그램에서는 해석이 불가능하다. SLOPE/W프로그램에서는 네일의 해석이 가능하다고 되어 있으나, 실제로 SLOPE/W프로그램상에서 네일에 대한 입력값이 존재하지 않는 것으로 나타났다. SLOPILE(Ver 3.0) 및 TARLERN프로그램에서는 네일의 간격조절이 가능하며, 네일에 발생하는 저항력의 계산이 가능하다. 따라서, SLOPILE(Ver 3.0) 및 TARLEN프로그램에서는 쏘일네일링으로 보강된 사면의 안정해석하는데 적합하다.

역지말뚝으로 보강된 사면의 경우 SLOPILE(Ver 3.0)프로그램에서는 해석이 가능하지만, TARLEN 및 SLOPE/W프로그램에서는 해석이 불가능하다. TARLEN프로그램에서는 말뚝을 네일의 요소로 간주하여 해석을 수행하지만 이는 정확한 말뚝의 해석이라 할 수 없다. SLOPILE(Ver 3.0)프로그램에서는 말뚝의 휨해석이 가능하고, 말뚝의 변형거동을 알 수 있다. 그리고, 말뚝의 간격비를 조절할 수 있으므로, 준 3차원의 해석이 가능하도록 되어있다. 한편, 교대기초말뚝의 해석도 가능하도록 되어 있다. 즉, 교대기초말뚝의 거동, 교대변위를 제어한 해석 등이 가능하므로 합리적인 교대의 설계가 가능하다.(송영석, 2003)

표 5.17 기존프로그램과의 비교

| 구 분 | | SLOPILE(V3.0) | TARLEN | SLOPE/W |
|------------------|--------------------|---------------|--------|---------|
| 개발국가 | | 한국 | 프랑스 | 캐나다 |
| 상용성(한글지원) | | ○ | × | × |
| WINDOW 호환성 | | ○ | ○ | ○ |
| 타 프로그램과 연계해석 | | × | × | ○ |
| 평면파괴해석 | | ○ | ○ | ○ |
| 원호 파괴 해석 | Fellenius법 | ○ | ○ | ○ |
| | Bishop간편법 | ○ | ○ | ○ |
| 예상활동면 제어가능 | | ○ | ○ | × |
| 지하수위 설정 여부 | | ○ | ○ | ○ |
| 침투해석 가능 | | × | × | ○ |
| 상재하중 고려가능 | | ○ | ○ | ○ |
| 역 지 말 뚝 | 휨해석 | ○ | × | × |
| | 거동해석 | ○ | × | × |
| | 활동면 지반반력 고려 | ○ | × | × |
| | 간격비 고려 (준3차원해석) | ○ | × | × |
| 쏘일 네일링 | 네일작용력 계산 | ○ | ○ | × |
| | 수평/수직간격 | ○ | ○ | × |
| 앵커 | 주면마찰력 고려 | ○ | ○ | ○ |
| | 수평/수직간격 | ○ | ○ | ○ |
| 교대 기초 말뚝 | 거동해석 | ○ | × | × |
| | 교대변위 제어 | ○ | × | × |
| | 축하중고려 | ○ | × | × |

(송영석, 2003)

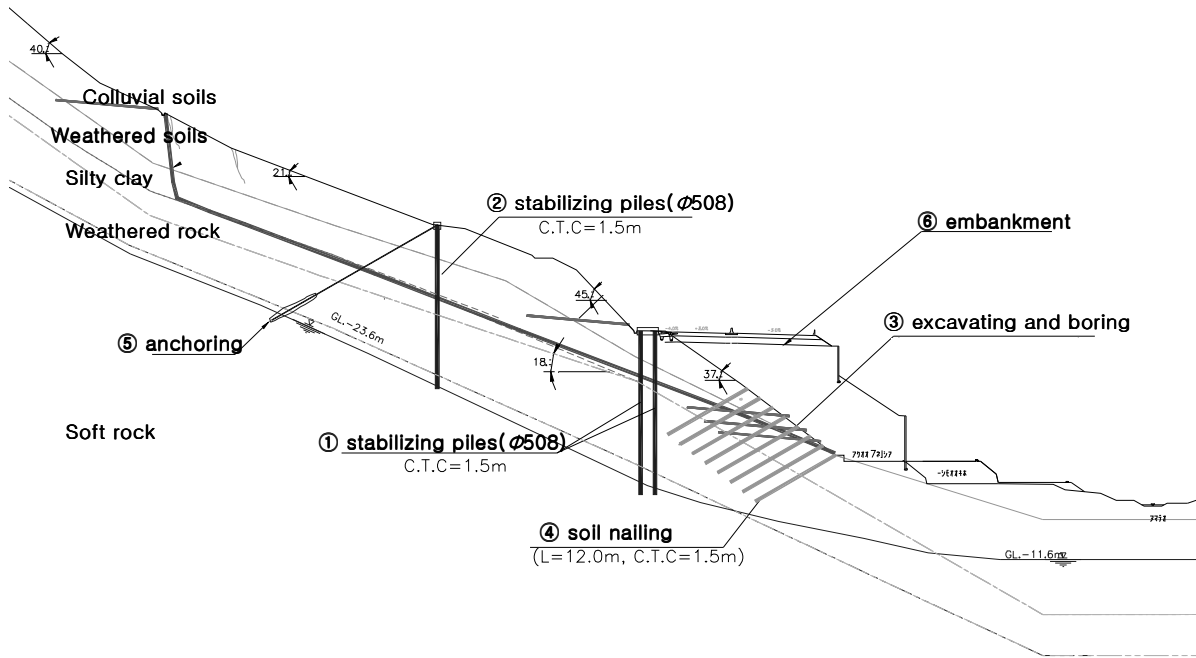
5.2 사면보강공법의 선정

5.2.1 사면보강공법

앞에서 언급한 것처럼 본 연구지역에 3개소의 균열지역이 발생하여 사면붕괴의 가능성을 잠재하고 있고 안정성 확보를 위해서는 사면안정공법은 불가피하다. 사면안정공법은 그림 5.3에서 보는 바와 같이 상부사면의 억지말뚝은 1열로 시공되며, 억지말뚝의 두부에 앵커를 시공한다. 하부사면의 억지말뚝은 2열로 지그재그형태로 시공하고 굴착 후 쏘일네일링을 시공한다. 그리고 마지막으로 사면하부에 성토를 한다. 억지말뚝의 제원은 단면력의 보강을 위하여 합성말뚝으로 강관말뚝(ϕ 508) 내부에 H말뚝($250 \times 255 \times 14 \times 14$)을 삽입하고 시멘트 그라우팅으로 속채움을 실시한다. 말뚝의 길이는 26m이고, 연암층까지 설치하여 소켓형태로 시공되도록 한다. 그리고 말뚝과 말뚝사이의 중심간 간격은 1.5m이며, 말뚝의 간격비는 0.67로 하였다. 상부사면의 앵커는 자유장 21m, 정착장 8m이며, 설치각도는 30° , 설치간격 1.5m, 강선수 7개로 시공된다. 그리고 억지말뚝의 시공방법은 주변지반의 교란억제 및 공벽 유지의 문제점을 보완한 속파기 말뚝으로 시공한다.

하부사면 보강토구간의 도로성토시 안정성 확보를 위하여 하부 억지말뚝 2열 아래의 사면부에 쏘일네일링을 설치하는 것으로 하였다. 쏘일네일링의 길이는 12m, 설치각도는 30° , 설치간격 1.5m이다.

그리고 보강순서는 그림에서 보는 것과 같이 하부말뚝 시공, 상부말뚝 시공, 굴착, 쏘일네일링 시공, 상부말뚝에 1단 앵커 시공후 마지막으로 성토의 순서로 시공하였으며 장기 creep의 영향을 고려하여 성토10월 후의 사면과 억지말뚝의 거동에 대해서도 해석하였다. 본 연구에서는 이 보강단계별 사면의 거동에 대해 분석하고자 한다. 그리고 본 연구에서는 계측결과에 따라 변위가 큰 B-B단면이 위험지역임을 고려하여 해석을 실시하였다.



| 시공순서 |
|-------------------|
| 하부말뚝시공(2열) |
| ↓ |
| 상부말뚝시공(1열) |
| ↓ |
| 굴착(사면) |
| ↓ |
| 소일네일링 |
| ↓ |
| 상부말뚝두부에 1단앵커시공 |
| ↓ |
| 성토 |

그림 5.3 대상사면의 사면안정공법 및 보강순서도

5.3 보강사면의 안정 해석

5.3.1 지반물성치 산정

해석에 사용한 지반의 토질정수는 토사층의 경우에는 실내실험결과와 역해석 및 일반적인 값을 참조하고 암반의 경우는 Hoek & Bray 경험치, 도로설계실무 편람 등에 제안된 강도정수를 비교, 검토하여 적용하였다. 또한 사면안정 해석 기준(한국도로공사)에 제시된 값으로 적용하였다. 해석에 적용된 토질정수는 표 5.2와 같다.

표 5.2 해석단면의 토질정수

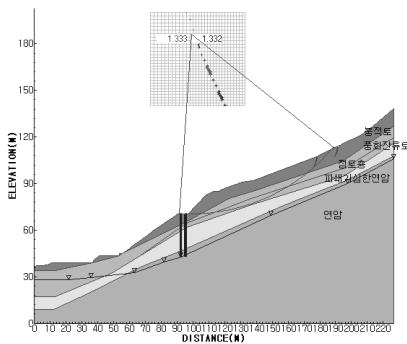
| 지층 \ 구분 | $\gamma_t(t/m^3)$ | $c(t/m^2)$ | $\phi(^{\circ})$ |
|---------|-------------------|------------|------------------|
| 성 토 | 1.9 | 1.5 | 25 |
| 붕적토 | 1.85 | 0.5 | 27 |
| 풍화잔류토 | 1.9 | 1.0 | 30 |
| 점 토 | 1.7 | 1.5 | 20 |
| 파쇄심한 연암 | 2.2 | 5 | 35 |
| 연 암 | 2.5 | 10 | 40 |

5.3.2 보강단계별 사면안정 해석

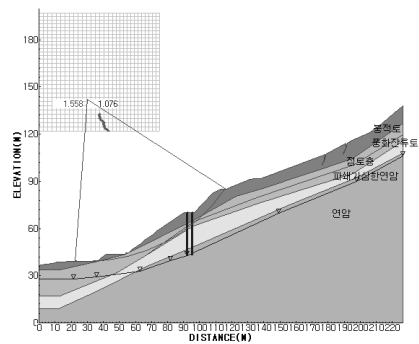
본 사면의 안정성을 검토하기 위하여 SLOPILE(Ver 3.0) 프로그램을 이용한 사면안정해석을 수행하였다. 그림 5.4는 사면안정해석을 위하여 SLOPILE 프로그램을 이용하여 대상사면을 모델링한 것이다. 대상사면의 경우 사면안정해석은 상부사면과 하부사면으로 구분하여 실시하는 것이 바람직하다. 왜냐하면, 상부사면의 안정을 위해 1열의 말뚝과 앵커가 보강되었고, 또한, 하부사면의 안정을 위하여 2열의 말뚝과 앵커가 보강되었기 때문이다. 상부사면에서 사면활동이 발생할 경우 하부사면에서도 연쇄적으로 사면활동이 발생하게 될 것이다. 따라서, 상부사면의 사면활동에 대한 안정이 확보되어야만 하부사면의 사면활동에 대한 안정이 확보될 수 있다. 즉, 상부사면의 안정을 먼저 검토한 후 하부사면의 안정을 검토하여야 할 것이다.

(1) 전기서

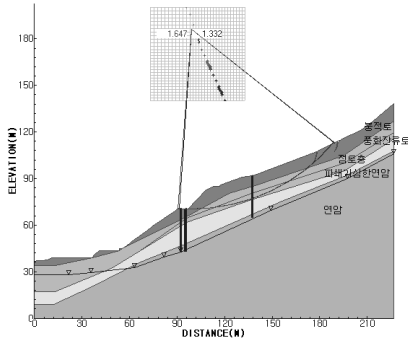
사면안정해석은 계측데이터를 이용, 역해석을 통해 보강단계별 사면거동에 대해 분석하기 위해 실시되었다. 그 결과는 그림 5.4와 표 5.3과 같이 나타낼 수 있다. 표 5.3에서 보는 바와 같이 하부사면의 경우 2열의 말뚝 보강으로 인하여 사면안전율이 0.482정도 증가하며, 상부사면의 경우 1열의 말뚝보강으로 인하여 사면안전율이 0.315정도 증가하였다. 하부사면의 네일시공을 위한 일부 굴착시 하부사면은 활동토괴의 하중경감으로 인하여 안전율이 0.044정도 증가하지만, 상부사면은 굴착으로 저항력이 감소되므로 안전율이 0.019정도 감소함을 알 수 있다. 하부사면의 네일시공시 하부사면의 안전율은 0.093정도 증가하지만, 상부사면의 안전율은 변화가 없는 것으로 나타났다. 상부말뚝두부에 1단 앵커 시공 시 상부사면의 안전율이 0.018정도 증가함을 알 수 있다. 한편, 하부 성토사면 조성 시 상부사면 및 하부사면에서 모두 안전율이 증가함을 알 수 있다. 그리고 성토 후 약 10개월 후는 시간이 지나면서 안전율이 상·하부사면이 약간 감소하는 경향이 있다. 이와 같이 사면보강으로 인하여 사면안전율은 증가하며, 사면보강에 따른 상부사면 및 하부사면에서의 사면안전율은 일부 영향이 있음을 알 수 있다.



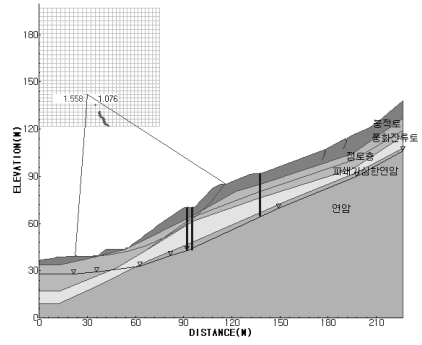
(a) 하부말뚝시공(상부안전율)



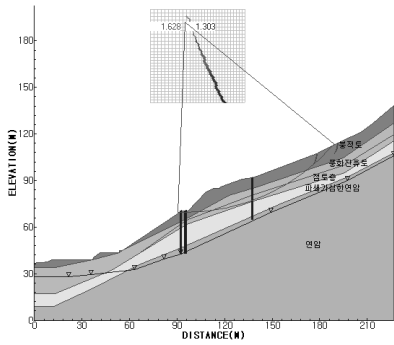
(b) 하부말뚝시공(하부안전율)



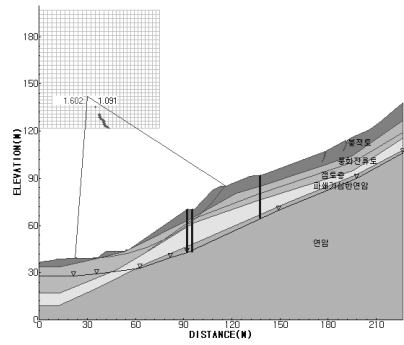
(c) 상부말뚝시공(상부안전율)



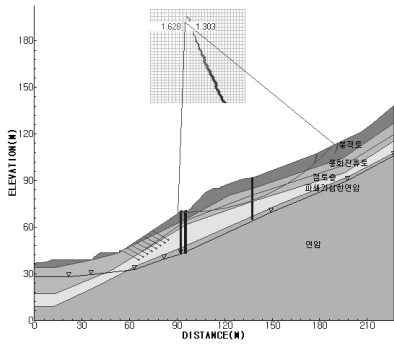
(d) 상부말뚝시공(하부안전율)



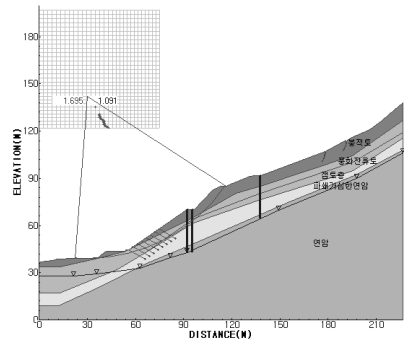
(e) 굴착(상부안전율)



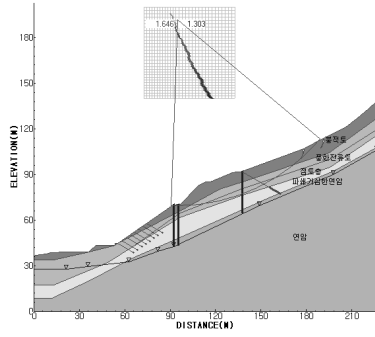
(f) 굴착(하부안전율)



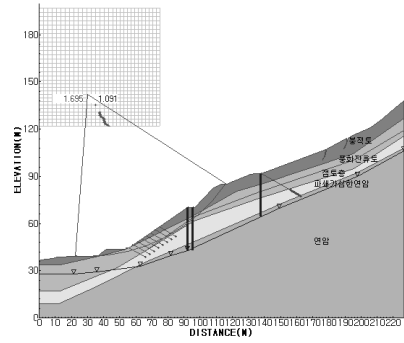
(g) 네일시공(상부안전율)



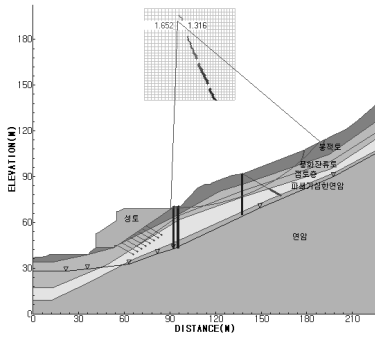
(h) 네일시공(하부안전율)



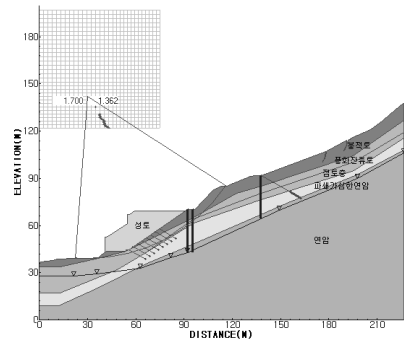
(i) 1단 앵커시공(상부안전율)



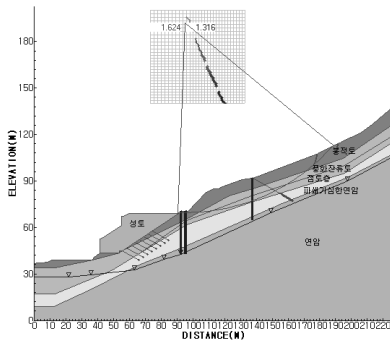
(j) 1단 앵커시공(하부안전율)



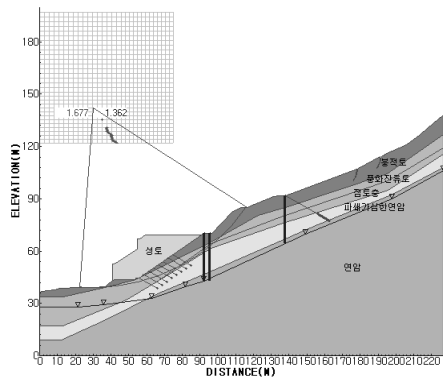
(k) 성토(상부안전율)



(l) 성토(하부안전율)



(m) 성토10개월후(상부안전율)



(n) 성토10개월후(하부안전율)

그림 5.4 건기시 시공단계별 해석단면도

표 5.3 건기시 안전율

| 보강순서 | 안 전 율 | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|
| | 보강전 | | 보강후 | |
| | 하부 | 상부 | 하부 | 상부 |
| 하부말뚝 시공(2열) | 1.076 | 1.332 | 1.558 | 1.332 |
| 상부말뚝 시공(1열) | 1.076 | 1.332 | 1.558 | 1.647 |
| 굴착(하부사면) | 1.091 | 1.303 | 1.602 | 1.628 |
| 네일시공(하부사면) | 1.091 | 1.303 | 1.695 | 1.628 |
| 상부말뚝 1단앵커시공 | 1.091 | 1.303 | 1.695 | 1.646 |
| 성토(하부사면) | 1.362 | 1.316 | 1.700 | 1.652 |
| 성토10개월 후 | 1.362 | 1.316 | 1.677 | 1.624 |

(2) 우기시

본 연구에서는 기록적인 강우에도 불구하고 사면지반의 지하수위의 상승은 미소한 것으로 조사되었으며 그리고 일시적인 집중호우로 붕적토와 아래층의 풍화잔류토 사이에 서로 다른 입자에 의한 수막이 형성되어 지표수가 지반에 깊이 유입되지 못하고 상대적으로 공극이 큰 붕적토 사면에서 하부사면으로 유출기 된다고 볼 수 있다. 그러므로 본 연구에서는 상부사면의 풍화잔류토까지 포화된 것을 우기시로 생각하였다(그림5.5 참조). 표 5.4에서 보는 바와 같이 하부사면의 경우 2열의 말뚝 보강으로 인하여 사면안전율이 0.462정도 증가하며, 상부사면의 경우 1열의 말뚝보강으로 인하여 사면안전율이 0.307정도 증가하였다. 하부사면의 네일시공을 위한 일부 굴착시 하부사면은 활동토괴의 하중경감으로 인하여 안전율이 0.046정도 증가하지만, 상부사면은 굴착으로 저항력이 감소되므로 안전율이 0.017정도 감소함을 알 수 있다. 하부사면의 네일시공시 하부사면의 안전율은 0.09정도 증가하지만, 상부사면의 안전율은 변화가 없는 것으로 나타났다. 상부말뚝두부에 1단앵커 시공시 상부사면의 안전율이 0.017정도 증가함을 알 수 있다. 한편, 하부 성토사면 조성시 상부사면 및 하부사면에서 모두 안전율이 증가함을 알 수 있다. 그리고 성토후 약 10개월후는 시간이 지나면서 안전율이 상·하부사면이 약간 감소하는 경향이 있다. 이는 표 5.2와 유사한 안전율 변화의 경향을 보인다.

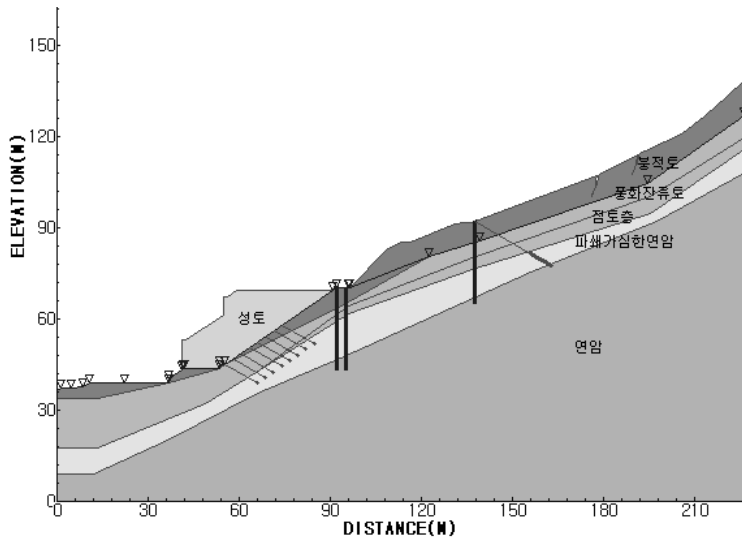


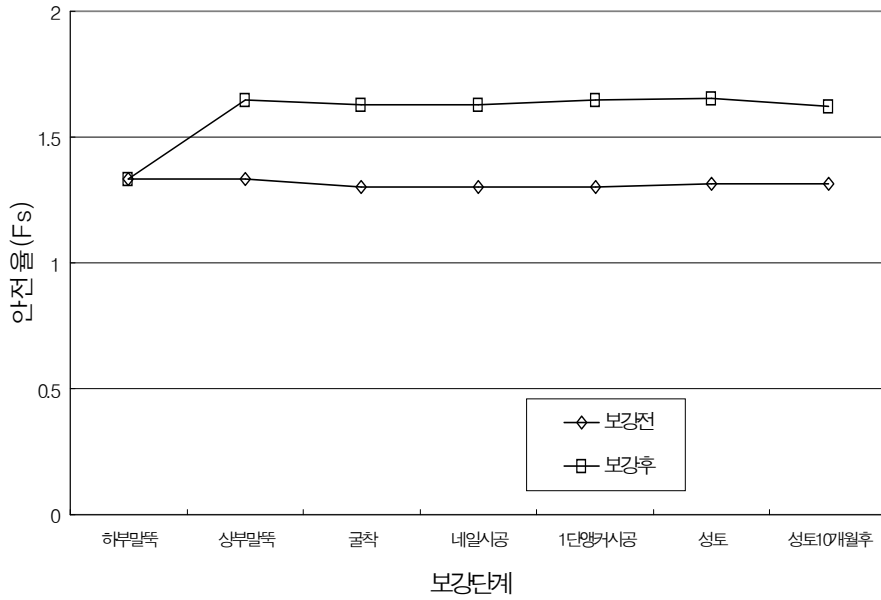
그림 5.5 우기시 해석단면도

표 5.4 우기시 안전율

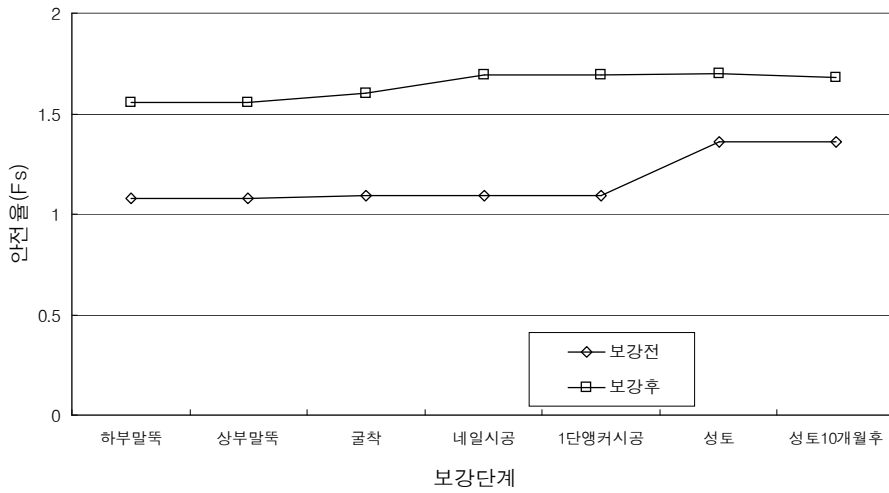
| 보강순서 | 안 전 율 | | | |
|-------------|-------|-------|-------|-------|
| | 보강전 | | 보강후 | |
| | 하부 | 상부 | 하부 | 상부 |
| 하부말뚝 시공(2열) | 0.582 | 1.046 | 1.044 | 1.046 |
| 상부말뚝 시공(1열) | 0.582 | 1.046 | 1.044 | 1.353 |
| 굴착(하부사면) | 0.601 | 1.017 | 1.090 | 1.336 |
| 네일시공(하부사면) | 0.601 | 1.017 | 1.180 | 1.336 |
| 상부말뚝 1단앵커시공 | 0.601 | 1.017 | 1.180 | 1.353 |
| 성토(하부사면) | 1.086 | 1.031 | 1.420 | 1.361 |
| 성토10개월 후 | 1.086 | 1.031 | 1.395 | 1.333 |

5.4 보강단계별 사면의 거동

사면 안정해석 프로그램인 SLOPILE로 계측데이터를 활용하여 보강단계별 사면 역해석 결과는 그림 5.6와 그림 57과 같이 나타낼 수 있다. 보강후의 상·하부 안전율이 대략 0.5정도 증가함을 알 수 있고 이는 본 연구구간에 사용된 사면안정공법이 효과를 충분히 발휘한다고 할 수 있다.

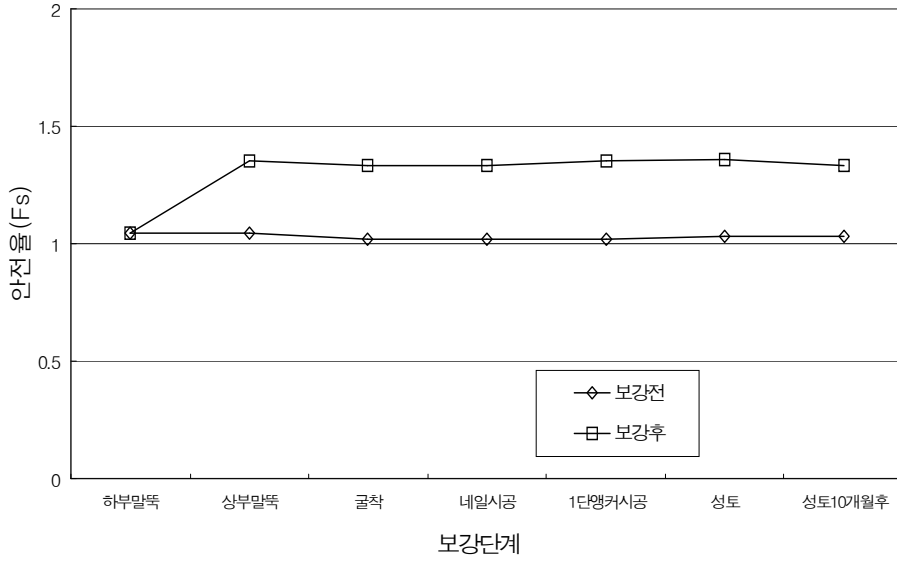


(a) 상부사면 안전율

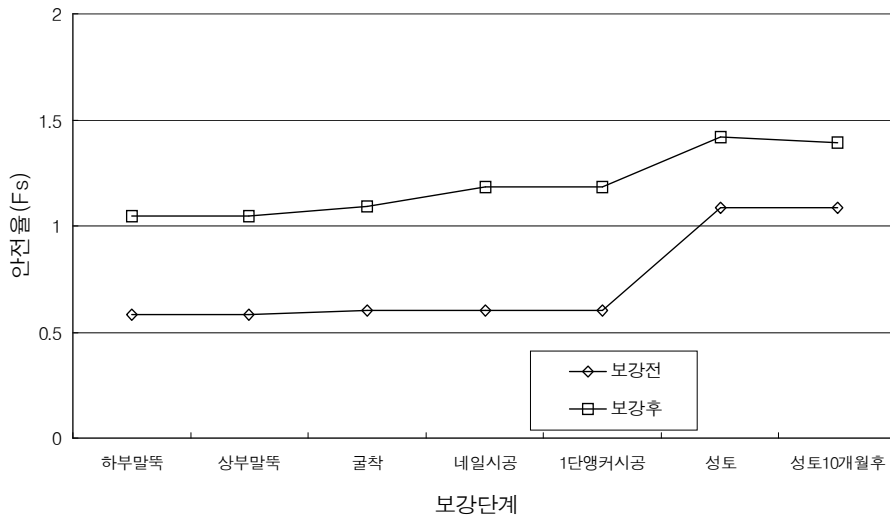


(b) 하부사면 안전율

그림 5.6 보강단계별 안전율 변화(건기시)



(a) 상부사면 안전율

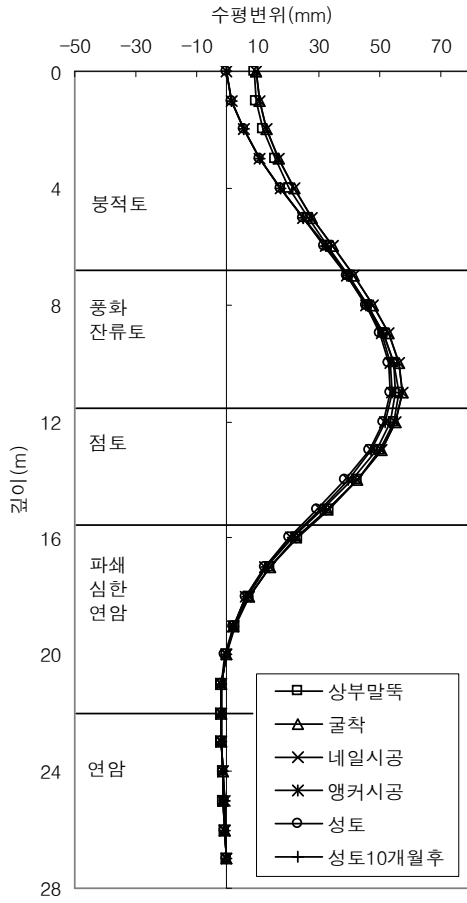


(b) 하부사면 안전율

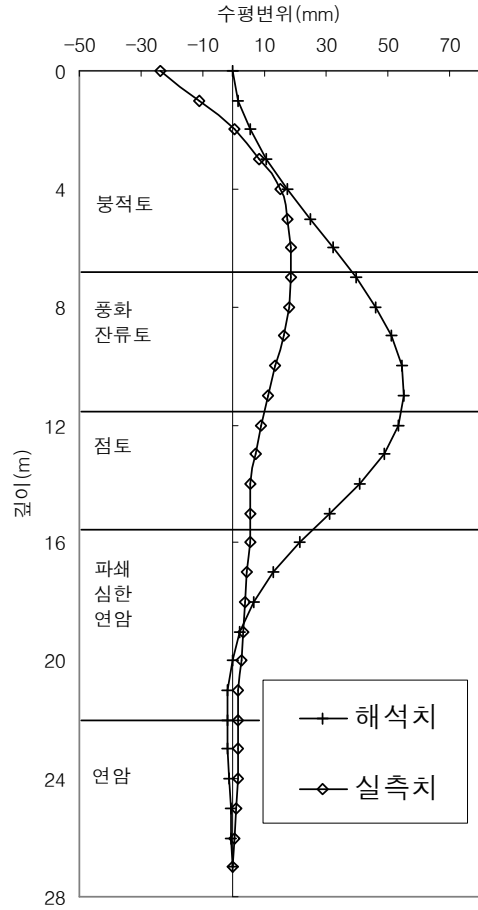
그림 5.7 보강단계별 안전율 변화(우기시)

또한, 대상현장의 경우 각종 계측장치를 이용하여 시공기간동안 각종 보강재 및 사면의 안정성과 거동을 측정하고 이에 대한 유지관리를 실시하였다. 사면 보강이 완료된 후 2003년 9월경의 하부 및 상부말뚝에서의 보강단계별 실측변위와 SLOPILE을 이용한 보강완료 후 말뚝변위에 대한 역해석 결과를 서로 비교하였다. 그림 5.8 및 5.9는 상부 및 하부말뚝의 해석치 및 실측치와 비교하여 나타낸 것이다. 그림 5.8(a)는 상부말뚝을 나타낸 것으로 전체적인 변형양상은 유사하나 해석치가 실측치보다 말뚝변위가 크게 나타났다. 사면안정해석시 앵커설치로 인하여 말뚝두부는 고정상태가 되므로 말뚝변위는 발생하지 않는 것으로 나타난다. 그러나, 그림 5.8(b)에서 실제 말뚝두부의 앵커인장시 말뚝의 변위는 원래 말뚝변위보다 더 크게 회복하게 된다. 한편, 그림 5.9에서 하부말뚝을 나타낸 것으로 실제 계측된 말뚝 변위와 사면안정해석을 통하여 얻어진 말뚝변위는 지표면으로부터 10m 깊이까지 해석치가 실측치보다 크게 나타나며, 10m 깊이이하에서는 실측치가 해석치보다 크게 나타남을 알 수 있다. 그리고, 말뚝에서 발생하는 최대 수평변위는 모두 말뚝두부에서 발생하는 것을 볼 수 있다. 또한, 초기 변위량이 실측치보다 해석치가 20mm정도 크다. 이것은 계측 데이터는 동년 7월부터 계측한 결과이며 지반변위는 계측기 설치 전부터 발생되고 있었다는 것을 의미한다.

한편, 상부말뚝 및 하부말뚝의 변형양상은 해석치와 실측치가 매우 유사한 것으로 나타났다. 따라서, 본 연구에서 수행된 사면안정해석 및 말뚝의 거동분석은 합리적으로 이루어졌음을 알 수 있다.

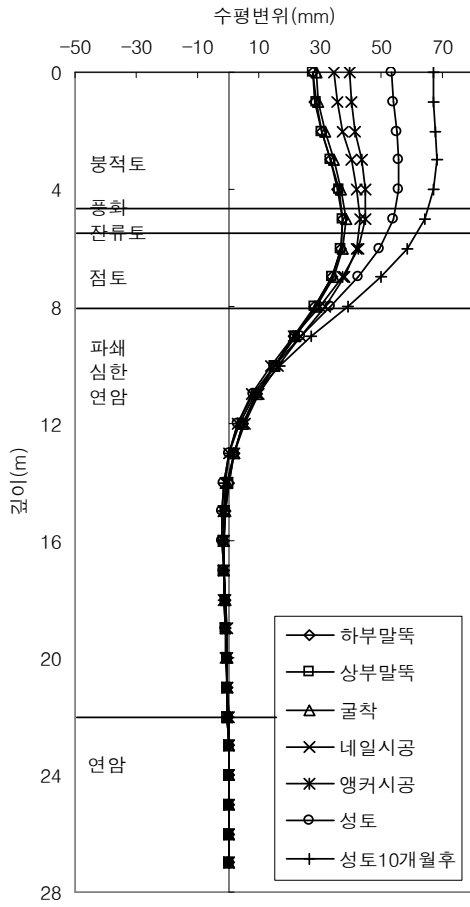


(a) 해석치

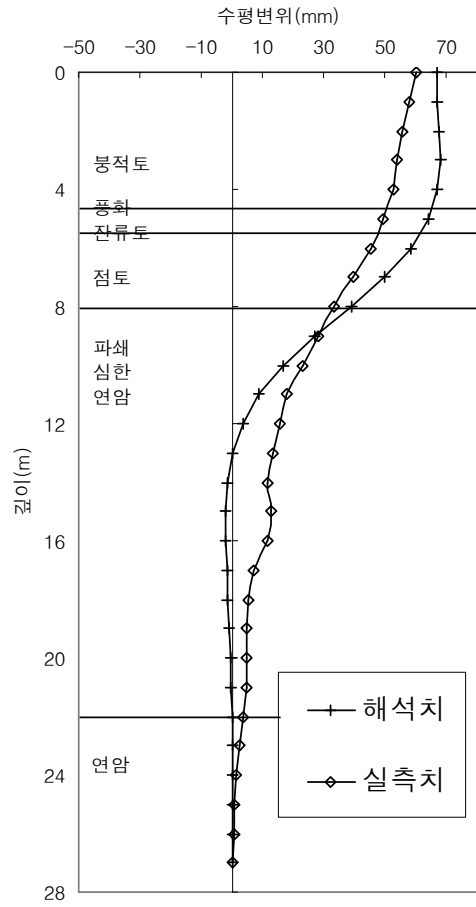


(b) 해석치 및 실측치

그림 5.8 상부 사면의 수평변위 해석치 및 실측치



(a) 해석치



(b) 해석치 및 실측치

그림 5.9 하부 사면의 수평변위 해석치 및 실측치

제 6 장 결 론

본 연구는 도로시공을 위한 사면절개시 대규모 산사태가 발생되어 이에 대한 대책공법으로 억지말뚝, 네일, 앵커 등을 적용하였다. 절개사면의 보강단계별 안정성을 분석하기 위해 사면안정 프로그램인 SLOPILE을 이용, 역해석을 실시하여 사면거동을 분석하고 말뚝변위에 대한 계측치를 비교하여 이를 통해서 얻은 결과를 분석 고찰하였다. 이에 대한 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 억지말뚝의 수평변위는 켈틸레버보의 변형형상과 유사하게 발생되며, 말뚝 두부의 철근콘크리트 보의 설치로 인하여 두부의 수평변위 억제효과를 확인할 수 있다. 이 경우 두부구속조건은 회전구속상태라 할 수 있다.

2. 억지말뚝의 최대휨응력이 발생하는 깊이는 대상지반의 점토층이 존재하는 깊이와 유사한 것으로 나타났다. 즉, 점토층의 상부토사층에서 측방변형이 발생되어 억지말뚝에 측방토압이 작용하게 되고, 점토층의 아래 억지말뚝은 지지층으로부터 지반반력을 크게 받는다.

3. 억지말뚝의 수평변위와 휨응력은 강우 및 전면지반의 굴착에 의해 영향을 받으며, 억지말뚝의 수평변위가 증가함에 따라 휨응력이 증가함을 알 수 있다.

4. 기록적인 강우에도 불구하고 사면지반의 지하수위의 상승은 미소한 것으로 조사되었고 또한 일시적인 집중호우로 지표수가 지반에 깊이 유입되지 못하고 상대적으로 공극이 큰 붕적토인 경우는 사면에 침투하기 전 하부사면으로 유출된다.

5. 사면안정대책공을 적용한 사면안정해석시 1열의 억지말뚝과 앵커로 보강된 상부사면과 2열의 억지말뚝과 쏘일네일링으로 보강된 하부사면을 나누어 수행하여야 한다. 즉, 상부사면의 사면활동에 대한 안정이 확보되어야만 하부사면의 사면활동에 대한 안정이 확보될 수 있기 때문이다. 상부사면과 하부사면으로 구분하여 보강단계별 안정성에 대한 역해석 결과, 사면보강으로 인하여 사면안전율은 증가하며 사면보강에 따른 상부사면 및 하부사면에서의 사면안전율

은 일부 영향이 있으나 서로 독립적으로 변화한다.

6. 하부 및 상부말뚝에서의 실측변위와 이를 이용하여 보강단계별 말뚝변위에 대한 역해석결과를 비교한 결과 말뚝에서 발생하는 최대 수평변위는 모두 말뚝두부에서 발생되었고 전체적인 변형양상은 실측치와 유사하다. 그리고 사면보강으로 보강단계별 안전율은 증가하며 사면보강에 따른 상부사면 및 하부사면에서의 사면안전율은 일부 영향이 있다.

7. 역지말뚝을 이용한 대규모 절개사면의 안정에 대한 연구의 연장으로 계측 데이터를 이용, 역해석을 통해 보강단계별 사면거동에 대해 분석한 결과 시공과정에서의 안정성이 충분히 확보 되었으며 본 연구구간에 활용된 사면안정공법이 충분히 효과를 발휘한다고 볼 수 있다.

참 고 문 헌

- 강기천, 안남규, 오재일, 김태형(2005), “석탄광산에서 발생된 대규모 폐과석 더미에 대한 안정성 검토”, 대한지질공학회, 제15권, 제2호, pp.133~144.
- 강기천, 홍원표, 송영석, 김태형, “대규모 절개사면의 보강단계별 사면안정성에 관한 해석적 연구”, 한국지반공학회 2006 춘계학술연구 발표회, 서울
- 국립방재연구소(2002), “사면붕괴의 유형별 원인과 저감대책 연구”
- 안남규, 김태형, 오재일, 이주영(2005), “폐콘크리트 재생골재를 활용한 폐광미 매립지의 사면안정 해석”, 대한환경공학회 Vol.27, pp.145~150.
- 이양상(1992), “우리나라 서남해안 해성점토의 전단특성에 관한 연구”, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문, pp. 12~17.
- 이재용(2002), “현장계측에 의한 억지말뚝의 거동”, 중앙대학교 대학원 석사학위 논문
- 오재일, 조인성, 안남규, 김태형, 강기천(2005), “폐광석지대의 수질 및 지반안정성 조사”, 대한환경공학회 2005 춘계학술 연구발표회, 경기도, 4월 28~30일, pp.1424-1428.
- 송영석(2003), “활동억지시스템으로 보강된 사면의 설계법”, 중앙대학교 대학원 박사학위논문
- 송영석, 이재호, 김태형(2005), “절개사면에 설치된 앵커지지 흙막이 벽의 변형거동”, 대한지질공학회, 제5권, 제2호, pp.155~168.
- 송영석, 홍원표, 윤중만, 김태형(2005), “강우시 침투속도를 고려한 사면의 안정성”, 대한토목학회 정기학술대회, 제주, 10월 20~21일, pp.4454-4457.
- 한국건설교통기술평가원 건설교통부(2003), “활동억지시스템으로 보강된 사면의 설계법 및 안정해석”
- 한국도로공사(2002), 낙풍1교 상부사면 보강대책 보고서.
- 한국도로공사(1998), 사면안정 해석기준(안).
- 한국지반공학회(1997), “깊은기초”, 구미서관
- 한중근(1997), “억지말뚝을 이용한 사면의 안정해석 및 설계”, 중앙대학교 대학원 박사학위논문.
- 허정(1992), “우리나라 서남해안 해성점토의 초기탄성계수에 관한 연구”, 중앙대학교 건설대학원 석사학위논문, pp. 15~53.
- 홍원표(1982a), “점토지반속의 말뚝에 작용하는 측방토압”, 대한토목학회논문집, 제2권, 제1호, pp. 45~52.

- 홍원표(1982b), “모래지반속에 작용하는 측방토압”, 대한토목학회논문집, 제3권, 제3호, pp. 63~69.
- 홍원표(1993), “수평력을 받는 말뚝”, 대한토목학회지, 제31권, 제5호, pp.32~36
- 홍원표(1984), “측방변형지반속의 원형말뚝에 작용하는 토압의 산정”, 중앙대학교 논문집, 제27편, 자연과학편, pp.319~328.
- 홍원표, 한중근(1993), “말뚝을 사용한 사면안정공법”, 한국지반공학회 사면안정 학술발표회 제2집, pp.19-52.
- 홍원표, 한중근, 신민호(1996), “역지말뚝으로 보강된 절개사면의 강우시 거동”, 한국지반공학회, 제12권, 제1호, pp.35~45.
- 홍원표, 한중근, 윤중만(1998), “사면안정용 역지말뚝의 해석법 및 적용사례”, 한국지반공학회 사면안정 학술발표회 논문집, pp.7-49.
- 홍원표, 한중근, 이문구(1995), “역지말뚝으로 보강된 절개사면의 거동”, 한국지반공학회지, 제11권, 제4호, pp.111~124.
- 홍원표, 한중근, 이재호(1996), “절개사면에 설치된 역지말뚝의 사면안정효과”, 한국지반공학회 사면안정 학술발표회 논문집, pp.90-97.
- Bowles, J. E.(1982), *Foundation Analysis and Design*, 3rd Ed., McGraw-Hill, Tokyo, pp.516~547.
- Hong, W.P & Park, N.S.(2000), “A Design of Slope stabilization using piles; A Case Study on the slopes of Hwangryung-mountain in Pusan, Korea”, *Proceeding of the 8th International Symposium on Land Slide*, Cardiff, UK, vol.2, 725-730.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P.(1979a), “Design method for the stability analysis of the slope with landing pier”, *Soils and Foundations*, Vol.19, No.4, pp.43-57.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P.(1979b), “Effect of foundation piles for landing pier on slope-stability”, *京阪論叢*, 第4号, pp.323-344.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P.(1981), “Design method for the stabilizing piles against landslide - one row of piles”, *Soils and Foundations*, Vol.21, No.1, pp.21-37.
- Ito, T., Matsui, T. and Hong, W. P.(1982), “Extended design method for multi-row stabilizing piles against landslide”, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.1, pp.1-13.
- Lambe, T. W. and Whitman, R. V.(1979), *Soil Mechanics (SI version)*, John Wiley

& Sons, pp.12~14.

Rohn J, Resch M, Schneider H, Fernandez-Steeger TM, Czarda K (2002) "Large scale lateral spreading and related mass movements in the Northern Calcareous Alps", Bull Eng Geol Environ., vol.63, pp.71 - 75.

Shultze, E. and Mezler, K. L.(1965), "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings", Proc. 6th ICSMFE., Montreal, Vol.1, pp.354~358.

Sasaki, Y., Moriwaki, T. and Kano, S.(2001), "Rainfall index for warning against slope failure disaster", Proceedings of the Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, pp. 1249-1252.

Vlcko J (2004), "Extremely slow slope movements influencing the stability of Spis Castle", UNESCO site.