



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

2018년 8월
석사학위논문

내진보강 단면형상에 따른 저수지 제방 안전율 특성

조선대학교 대학원

토목공학과

임성훈

내진보강 단면형상에 따른 저수지 제방 안전율 특성

Characteristics of a Safety Factor of Reservoir Embankments
according to shapes of the Reinforced Cross-section

2018년 8월 24일

조선대학교 대학원

토목공학과

임성훈

내진보강 단면형상에 따른 저수지 제방 안전율 특성

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학 석사학위 논문으로 제출함.

2018년 4월

조 선 대 학 교 대 학 원

토 목 공 학 과

임 성 훈

임성훈의 석사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김운중 (인)

위원 조선대학교 교수 박정웅 (인)

위원 조선대학교 교수 김대현 (인)

2018년 5월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제1장 서론	01
1.1 연구배경 및 목적	01
1.2 국내·외 선행연구	03
1.3 연구내용 및 방법	04
제2장 이론적 배경	05
2.1 사면 붕괴의 종류 및 특성	05
2.1.1 성토사면의 붕괴형태의 종류 및 특성	07
2.2 사면붕괴의 발생원인	08
2.3 사면붕괴의 징후 및 특성	10
2.3.1 사면붕괴의 징후	10
2.3.2 사면의 파괴특성	11
2.4 토사사면의 안정해석 및 방법	12
2.4.1 유사정적 해석방법	17
2.4.2 단일활동체 해석방법	18
2.4.3 절편법	22

2.4.4 프로그램 해석법	30
2.4.5 수치해석법	32
2.5 SLOPE/W 사면안정 해석 프로그램	34
2.5.1 SLOPE/W 프로그램의 배경	34
2.5.2 SLOPE/W 프로그램의 특징	34
2.6 저수지 내진 보강대책 공법	35
2.6.1 저수지 보강현황	35
2.6.2 국내 저수지 내진설계기준	36
2.7 지반정수 산정방법	38
2.8 저수지 설계시 허용안전율	44
제3장 사면안정해석 및 결과	46
3.1 현장조사 및 분석	46
3.1.1 현장조사	46
3.1.2 사례 저수지 적용 물성치	49
3.1.3 사례 저수지 지진계수	50
3.2 사면안정성 해석 결과	51
3.2.1 보강 전 제방 모델링	51
3.2.2 1차 제방 내진보강 모델링	59
3.2.3 2차 제방 내진보강 모델링	67
3.2.4 3차 제방 내진보강 모델링	75
3.2.5 사면보강 단면 비교 분석결과	83

제4장 결 론	85
참 고 문 헌	86

표 목 차

표 2.1 사면파괴의 발생 원인	09
표 2.2 사면 붕괴의 징후	10
표 2.3 사면안정 해석법의 분류	15
표 2.4 비선형 안정해석법의 가정과 안전율 계산 근거	15
표 2.5 사면안정 해석법의 종류	16
표 2.6 한계평형법을 이용한 토사사면 안정해석 방법의 종류	23
표 2.7 사면해석 프로그램 개요	31
표 2.8 댐의 내진등급과 재현주기에 따른 위험도 계수	36
표 2.9 지진구역 구분 및 구역계수	36
표 2.10 기초지반 분류에 따른 지반계수	37
표 2.11 토공재료의 개략적인 토질정수	38
표 2.12 개략적인 흙의 토질정수	40
표 2.13 사질토의 토질정수	41
표 2.14 다짐 흙의 토질정수	42
표 2.15 필댐의 안전율	44
표 2.16 활동파괴를 검토하는 경우	45
표 3.1 시추 위치별 실내 토질시험 결과표(물리적 특성)	48
표 3.2 시추 위치별 실내 토질시험 결과표(역학적 특성)	48
표 3.3 사례 저수지 실내 토질시험 결과표(역학적 특성)	49
표 3.4 사례 저수지 지진계수 산정표	50
표 3.5 보강 전 사면안정 분석결과표	58
표 3.6 1차 사면 보강 후 사면안정 분석결과표	66
표 3.7 2차 사면 보강 후 사면안정 분석결과표	74
표 3.8 3차 사면 보강 후 사면안정 분석결과표	82

표 3.9 1차~3차 사면보강 단면 비교표	83
표 3.10 1차~3차 사면보강 안전율 비교표(Bishop법 기준)	84
표 3.11 1차~3차 사면보강 안전율 비교표(Morgenstern-Price법 기준)	84
표 3.12 1차~3차 사면보강 안전율 비교표(Spencer법 기준)	84

그 립 목 차

그림 2.1 사면내 파괴 형상	5
그림 2.2 사면선단 파괴 형상	6
그림 2.3 사면저부 파괴 형상	6
그림 2.4 절편에 작용하는 힘의 시스템	13
그림 2.5 무한 사면해석	18
그림 2.6 흩째기 해석	20
그림 2.7 $\phi = 0$ 해석의 모멘트 해석	21
그림 2.8 Fellenius법에 의한 사면안정 해석	25
그림 2.9 Bishop법에 의한 사면안정 해석	27
그림 2.10 절편 바닥의 경사와 m_u 와의 관계	27
그림 2.11 Janbu법에 의한 사면안정 해석	28
그림 2.12 Janbu법에서 사용되는 보정계수 f_0	29
그림 2.13 변위에 대한 백타	33
그림 2.14 소성 전단 변형률의 분포도	33
그림 2.15 저수지 사면 보강공법의 구성비	35
그림 3.1 사례저수지 시추조사 위치도	47
그림 3.2 보강 전 제방 모델링도	51
그림 3.3 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	52
그림 3.4 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과	54
그림 3.5 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	56
그림 3.6 1차 제방 내진보강 모델링도	59
그림 3.7 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	60
그림 3.8 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과	62
그림 3.9 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	64

그림 3.10 2차 제방 내진보강 모델링도	67
그림 3.11 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	68
그림 3.12 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과	70
그림 3.13 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	72
그림 3.14 3차 제방 내진보강 모델링도	75
그림 3.15 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	76
그림 3.16 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과	78
그림 3.17 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과	80

ABSTRACT

Characteristics of a Safety Factor of Reservoir Embankments according to shapes of the Reinforced Cross-section

Lim, Seong-hun

Advisor : Prof. Kim, Daehyeon, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

Although agricultural reservoir function as benefits for people by providing agricultural water and reduced effects of flood damage as well as rest places as huge engineering structures created by people, enormous human and property damages would be accrued if collapse caused by old reservoir and earthquake may require high repair costs. Thus, prevention is crucial.

Embankment stability is affected by field material properties such as soil parameter values of granular materials that compose the embankment. However, there is a limitation to determine a safety factor of the final embankment solely based on its material property since precise safety diagnosis or ordinary literature values are applied. Precise contemplation is needed when you review reinforced cross-sections as a safety factor is determined by material property value and embankment forms and the latter considerably influences safety factor.

This study therefore aims at allowing reasonable economical design of the reinforced cross-section through repeated reviews by using GEO-SLOPE program to analyze cases reasonable and economical reinforced cross-sections in earthquake-resistant design of “OO reservoir” in Goheung-gun. Results from this analysis are presented as follows.

1. This study by differentiating the reinforced cross-section of banks revealed that as riprap reinforce cross section enlarges, safety factor was ensured according to forms of reinforced cross section despite small reinforced cross sections contrary to the general notion that safety factor is guaranteed as riprap reinforce cross section increases.

2. This study identified that improved reinforcement by putting weight on the lower part rather than reinforcing it by adding more weights on the entire slop including the upper part when determining forms of the reinforced cross section of banks can minimize reinforced cross section, thereby promoting economical earthquake-resistant reinforcement design.

3. Although most parts may not show cross-section models by putting weights on downstream slops in case of earthquake-resistant reinforcement identified in this study according to the purpose and other details on riprap reinforcement, a notion on cross section form that guarantees both safety and economic feasibility in case of earthquake-resistant design is assumed to be significant.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

농업용 저수지는 인류가 만든 거대한 토목 구조물으로써 농업용수를 공급과 홍수피해 절감효과 및 휴식 공간을 제공하는 등 인류에게 이로운 역할을 하고 있지만 저수지 노후화나 지진동에 의한 붕괴가 발생하였을 경우 엄청난 인적, 재산 피해를 주는 것은 물론 높은 복구비용이 요구되므로 사전 예방이 중요하다.

2013년 4월 경주시에 위치한 신대 저수지가 붕괴되어 약 1.2ha의 농경지가 매몰되고 차량 13대가 침수 되는 등 많은 재산 피해가 초래되었다. 신대 저수지의 붕괴 이유는 정밀안전진단에서 D등급을 받은 노후화된 저수지로서 보수보강을 사전에 실시하지 않았기 때문이다.

2016년 9월 12일 경상북도 경주시 남서쪽 8~9km에서 두 차례 지진이 발생하였는데 이는 1978년 충북 속리산에서 규모 5.2, 충남 홍성에서 규모 5.0의 지진이 일어난 뒤 38년 만에 발생한 대형 지진이며 한반도에서는 36년 만에 일어난 대형 육상지진이었다. 이 후 잦은 육상 지진이 발생 하였으며 각종 시설물의 내진 보강이 중요시 되어가고 있는 실정이다. 만일, 신대 저수지 붕괴사고 발생 시 경주 지진과 같은 규모의 지진이 발생하였다면 그 피해는 더욱 컸으리라 생각한다.

이에 따라 지진에 대비한 저수지 내진설계가 중요시 되어가고 있고 기존 노후화된 저수지의 보수 보강이 시급하나, 전국에 있는 정밀안전진단 D등급 기준 저수지를 모두 개보수를 시행하기에는 천문학적인 비용이 들 것으로 예상됨에 따라 비용적인 측면에서 경제적인 시공이 필요할 것이다.

제체의 붕괴 유형은 침투, 침식, 월류, 활동붕괴 등으로 구분할 수 있다. 저수지 제방 설계 시 다양한 가능성을 두고 검토하여 안정성을 확보하는데 최초 형성된 제체의 안정성은 안전율 산정 기준에 따라 토질 상태나 단면이 변하지 않는 한 변화하지 않기 때문에 초기 설계가 매우 중요하다(노수각, 2012).

제체의 안정성은 제체를 이루고 있는 성토재의 토질정수 값 등 현장 물성치에 따라 영향을 받게 되나 제체의 물성치 만으로는 최종 제체의 안전율을 결정하기에는 한계가 있다. 현장의 물성치 값과 제체의 형상에 따라 안전율이 결정되고 후자인 제체의 형상이

안전율에 미치는 영향이 더욱 중요하기 때문에 보강단면 검토 시 정확한 고찰이 필요하다.

따라서 본 연구에서는 저수지 사면의 내진 보강 설계 시 합리적이고 경제적인 보강 단면에 관한 사례를 연구하기 위해 전남 고흥군 “○○저수지”의 GEO-SLOPE 프로그램을 이용하여 반복적 검토를 통해 내진보강 단면의 경제적 설계를 할 수 있도록 하는데 그 목적이 있다.

1.2 국내·외 선행연구

저수지 제방의 안정성 평가는 보강공법의 적용 여부, 사면의 안정성 및 경제성, 지형조건, 토질 및 암반의 공학적 특성, 지층의 구성 상태 등을 검토하여 결정되므로 제방의 안정성을 장기적으로 유지하기 위해서는 체계적이고 합리적인 분석과정을 거쳐야 한다. 최근 국내에 지진에 대한 위험도가 높아지는 가운데 저수지 제방에 대한 지진에 대한 보강 기준이 강화되는 실정에 따라 사면 안정성을 평가 및 검토하는 과정이 중요시 되고 있다.

절성토 사면의 안정해석에 널리 이용되고 있는 한계평형방법은 사면안정 해석에 많이 사용되고 있고 이 방법의 신뢰성은 지금까지 축적된 경험을 통하여 알려져 있다.

근본적으로 사면안정해석은 시행착오법에 의하므로 많은 노력과 시간이 소용되었고, 이를 타개하기 위한 방편으로 Tayer(1937)가 안정해석도표를 발표한 이래 한계평형방법을 이용한 사면안정 해석 방법 중 가장 널리 이용되고 있는 Bishop방법(1955), Spencer(1967), Fellenius방법(1927), Morgenstern-Price(1960, 1963)법, 일반한계평형 등 방법들이 많이 사용되고 있다.

내진설계를 하기 시작한 것은 100년이 채 되지도 않지만 그 시초는 Mononobe(1925)의 지진계수(진도법)을 도입한 것이 댐의 내진 설계부터 시작하였다.

국제적인 댐 내진 해석에 대한 연구동향은 2012년 국제 지진공학 컨퍼런스에서 소개되었는데 필댐의 수치해석을 이용한 내진평가에 대해서 내진해석 기법이 정교화 되고 고도화 되어 가고 있음을 알려주었다. 그러나 지속적인 댐 내진 안정성 연구개발이 필요한 것은 최근 주요 지진들이 과거와 다르게 많은 면에서 대댐에 영향을 미치는 복합적인 위험을 보여주고 있기 때문이다(Wieland 2012).

일본이나 중국에 비해 지진에 의한 댐 피해사례의 경험이 없는 국내에서는 현재로서는 지진 안정성을 검토하는 것이 수치 해석적 모델링이 유일한 대안이고 해석과정의 복잡성과 구성모델의 다양성, 불확실한 물성치 입력 등으로 해석결과에 대한 안정성 평가가 모호한 실정이므로 댐의 내진보강에 대한 연구가 이루어지고 있다. 또한 연구와 아울러 국내의 댐 내진 설계기준은 1979년 댐에 대한 시설 기준이 제정되어 다목적 댐 중심으로 내진설계 개념이 반영되었으며 2001년 댐 설계기준이 제정되고, 개정작업을 거쳐 2011년 댐 설계 기준에 이르렀다(조성배, 2018).

1.3 연구 내용 및 방법

본 연구의 목적은 전남 고흥군 “○○저수지”를 대상으로 토사층에 대한 전단강도, 사면경사, 간극수압 등을 배경으로 사석 및 성토재의 보강단면을 달리한 후 GEO-SLOPE 사면 안정해석 프로그램을 이용한 한계평형해석을 실시한 후 해석결과를 비교 분석함으로써 사면의 안정성 해석에 대해 고찰 및 경제적인 사면의 안정성 해석을 수행한다.

본 연구에서는 ○○저수지가 위치한 지역의 지진계수를 적용한 후 사면안정 검토를 실시하여 ○○저수지의 안전율을 허용 안전율에 만족시키는 내진보강 단면을 찾음으로써 사석과 성토재의 물량이 적음에도 불구하고 단면의 형상에 따라 허용안전율에 만족할 수 있다는 것을 확인하고자 한다.

또한 2014년에 조사된 현장조사 값을 참고하여 저수지 제방 보강단면을 적용 후 GEO-SLOPE 사면안정해석 프로그램을 통한 검토를 실시하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 성토사면의 붕괴의 종류 및 특성

1) 사면내 파괴

그림 2.1은 사면내 파괴 형상인데 사면 중간에 위치한 굳은 지층, 성토층이 여러층 있을 경우나 다짐을 잘못하여 층이 생긴 경우에 발생한다.

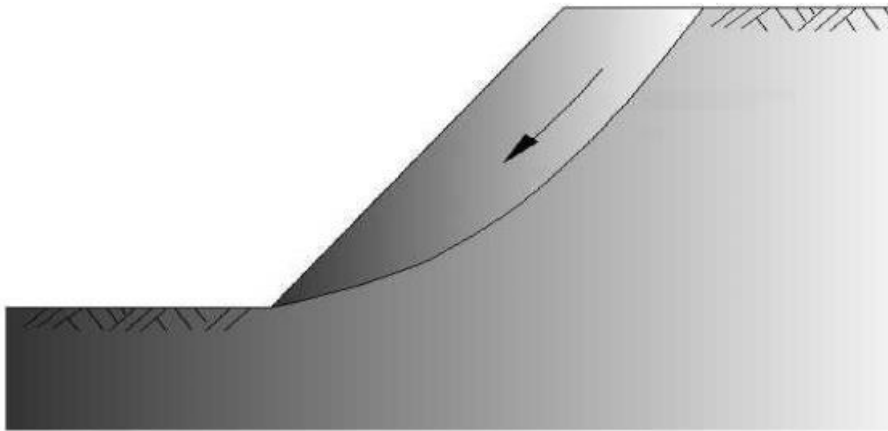


그림 2.1 사면내 파괴 형상

2) 사면 선단파괴

그림 2.2는 사면선단 파괴 형상이다. $\phi = 0$ 인 경우 절토각 β 가 53° 보다 크면 사면선단 파괴가 발생하고, 균일하게 점착성을 가진 흩에서 사면이 급하고 점착력이 작을 때 발생한다.

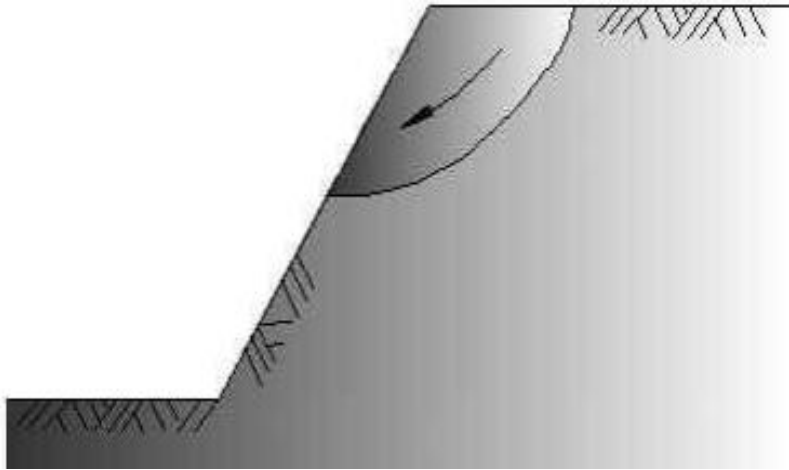


그림 2.2 사면선단 파괴 형상

3) 사면 저부 파괴

그림 2.3은 사면 선단파괴 형상이다. $\phi = 0$ 인 경우 절토각 β 가 53° 보다 작으면 사면 저부파괴가 발생하고 토질이 비교적 연약한 점착성의 흙으로 사면의 경사각이 완만하여 점착력이 크고 사면의 하부에 암반 또는 굳은 지층이 있는 경우에 발생한다.

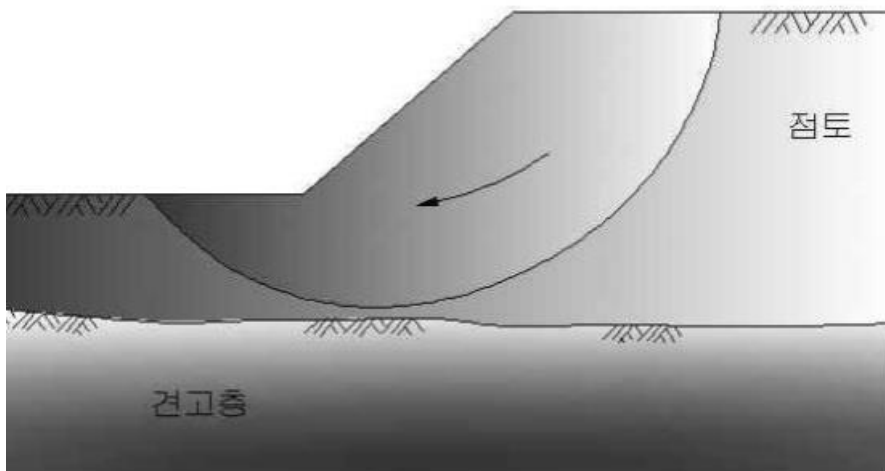


그림 2.3 사면저부 파괴 형상

2.1.1 성토사면의 붕괴형태의 종류 및 특성

성토는 인공적인 구조물로 성토재나 시공측면에서 성토재의 균열질성과 불규칙성이 존재하여 성토의 투수성이나 강도가 일정치 않다. 붕괴형태도 여러 가지가 있고 원인들 중 표면수에 의한 붕괴가 약65%를 차지하고 침투수에 의한 붕괴가 25%, 그 외 기초지반 및 기타사항에 따라 영향이 달라진다. 또한 붕괴규모는 표면수나 침투수 등에 의해 경사면이 침식되는지, 경사물이 세굴 된 소규모의 붕괴가 전체의 80%를 차지하고 있는 실정이며, 기초지반인 경우에는 시공 중, 성토하중에 의해 지반내의 활동이 발생해서 성토가 붕괴하는 경우도 있다. 성토사면의 붕괴형태의 종류 및 특성은 다음과 같다.

1) 얇은 표층붕괴

경사면이 비교적 침식이 쉬운 흩으로 구성되고 배수가 양호하지 않을 경우 점차적으로 넓은 표층 붕괴로 진행된다. 그리고 비탈면 부근에 약화되기 쉬운 흩을 다져 붙일 경우 강우에 의해 붕락이 생기는 경우가 많다. 이러한 표층 붕괴는 성토 본체의 기능에 까지 큰 영향이 미치지 않고 대체적으로 붕괴가 분산되어 큰 범위에서 미치고, 더 심할 경우 대규모 붕괴를 유발할 때가 있다.

2) 기초지반을 포함한 붕괴

경사 불안정 지반이나 활동이 용이한 토층이 있는 사면위에 성토를 하면 기초지반 내에 활동면이 생겨서 대규모적인 붕괴가 일어난다. 연약지반상의 성토붕괴 비슷한 형태이다. 이러한 붕괴는 지반이 자연 상태에서도 불안정했던 부분에 성토를 시공한 것이 발생 동기이다.

3) 깊은 성토붕괴

고함수비의 점성토로 높은 성토를 급속히 시공하면 성토내의 과잉간극 수압이 높아져서 성토의 깊은 부분에서 붕괴될 때가 있다.

또, 사면위에 성토를 한 경우에도 강우나 지반에서의 침투수에 의해 성토내 지하수위가 상승하고 붕괴가 성토전체에 미칠 때가 있다. 이러한 붕괴는 규모가 커서 성토 구조물의 기능을 완전히 잃는 결과가 되는 일이 많다.

2.2 사면붕괴의 발생원인

사면붕괴의 발생원인은 다음과 같이 요약이 가능하다.

사면 절취 후 사면붕괴가 1년 이내에 발생하는 원인은 사면 절취에 따른 암반의 풍화 작용이 촉진되어 굴착전의 안정한 상태에서 불안정한 상태로 전환되면서 발생되거나 강우에 의해 암반의 단위중량이 증가하고 시간이 지남으로서 활동면의 자체 전단강도가 저하되면서 발생하는 것으로 판단된다.

지반활동의 지질적인 원인은 주로 지질의 불연속적이거나 이질적인 지층이 있는 지대에서 발생하고 특히 토사층 하부에 암반층이 있는 지대나 흙의 전단강도가 적은 지대 등에서 발생하기 쉽다. 산지 사면이 직선이 아니고 요철사면으로 되어있는 경우에는 강우 시에 강우가 지표 유출이 되지 않고 자중으로 침투하므로 지하수 상승을 초래한다. 사면에 돌 및 자갈이 석여있는 경우에는 강우의 침투가 용이하여 사면 붕괴의 가능성이 높다.

산사태는 지질 구조적으로 단층이 존재하는 지역에서 발생하기 쉬우며, 파쇄대를 포함한 구조적인 약선(弱線)은 지표수의 지중 침입을 허용하므로 산사태 발생 가능성이 높다. 토사-암편이 혼재된 사면에서 저함수비 조건에서는 단일 토사층으로 구성된 사면에 비하여 안전율이 높으나 강우 등에 의한 지표수의 유입으로 지반이 포화되는 등의 고함수비 상태에서는 거의 유동에 가까운 사면붕괴의 우려가 있어 안전율이 낮게 평가된다.

암반사면에 아카시아등의 수목이 무성한 경우에는 암반균열을 가중시키므로 낙반 및 붕괴위험이 있을 수가 있다. 층리사이에 있는 박층의 점토는 우기 시에 수분이 첨가됨으로서 윤활제로 작용하여 전단강도를 현저히 약화시켜 사면붕괴의 요인이 된다. 자연상태의 무한사면이 파괴되는 이유는 풍화작용으로 인하여 점착력의 대부분을 파괴함으로써 표면토의 강도를 약화시키거나 지질학적 요인에 의해 전단강도가 감소되는 경우가 대부분이다.

사면의 파괴가 임박한 경우 그 첫 징후로 나타나는 특징은 사면의 선단부분(toe)이 위나 바깥으로 부풀며 사면의 상단에서 균열이 발생한다. 표면붕괴 사면의 발생원인은 가파른 암반사면이 암반의 갈라진 틈이나 열극(fissure)에서 물의 동결이나 해빙과 관련된 반복적인 팽창과 수축, 풍화작용 등에 의하여 노출된 암반을 이완시켜 사면의 표면이나 바닥에 암석조각 등이 떨어져 쌓이게 된다. 이때 표면붕괴의 사면안정해석은 원호파괴해석으로 수행된다.

표 2.1 사면파괴의 발생 원인(이현무, 2013)

분 류		내 용
간접적 원인	지질학적 원인	<ul style="list-style-type: none"> - 암반불연속면(층리, 편리 등) - 연약, 풍화, 전단물질 - 구조적 불연속면(단층, 부정합, 접촉부 등)
	지형학적 원인	<ul style="list-style-type: none"> - 지구조적 또는 화산성 용기, Glacial Rebound, 비탈기슭 (Slope Toe)의 하식(河蝕, Fluvial Erosion), 측면부(Lateral Margin)의 침식, 비탈기슭(Slope Toe)의 파랑침식(Wave Erosion), 지표하 침식(파이핑), 비탈면 또는 관부의 퇴적 재하, 식생제거(산불, 가뭄)
직접적 원인	자연현상적 원인	<ul style="list-style-type: none"> - 지진, 화산분출 - 집중강우, 예외적으로 지속적인 강수, 급한 수위강하 - 해빙, 동결-융해 풍화, 수축-팽창 풍화
	인위적 원인	<ul style="list-style-type: none"> - 산림벌채, 수위강하, 광산개발, 인위적 진동, 상하수도 누수 등 - 비탈면의 절취, 비탈면 또는 비탈면관부(Crest)에 재하

2.3 사면붕괴의 징후 및 특성

2.3.1 사면붕괴의 징후

사면 붕괴란 다량의 채설 물질, 토사 또는 암석 등 지표상의 지반을 형성하고 있는 재료가 경사면을 따라 급격하게 아래로 이동하는 현상을 뜻한다. 태풍과 장마철에 급경사지에서 주로 발생하고 집중호우 때문에 지하수위가 상승할 경우, 단층과 균열 등이 발달한 과쇄대와 심한 풍화 또는 지진의 진동 때문에 지반이 약해진 곳에서 발생하게 된다.

사면 붕괴 징후의 사례에는 지반 속 과포화된 지하수가 있어서 지표 경사면에 갑자기 다량의 물이 샘솟는 현상이나 산 위의 지하수가 통과하는 토양층에 이상 발생시 평소 잘 나오던 지하수가 멈추는 현상, 산허리 부분이 갑자기 금이 발생하여 내려앉은 현상 등이 있다. 표 2.2에서는 사면 붕괴의 징후를 단계별로 설명하였다.

표 2.2 사면 붕괴의 징후(이현무, 2013)

구 분	붕 괴 징 후
1단계	사면의 정상부 지표면에 인장균열이 발생하며 토사와 암석이 사면 아래 쪽으로 천천히 이동한다.
2단계	원호활동파괴인 경우 사면에 웅덩이가 형성되며, 평면파괴가 일어날 경우 암괴가 벌어지기 시작하며 인장균열의 폭과 깊이가 증가한다. 나무 밑둥이 휘어져있거나 나무가 전체적으로 기울어진다.
3단계	불안정한 부분이나 커다란 암괴가 떨어져 나간다.
4단계	파괴가 발생한다.

2.3.2 사면의 파괴특성

흙이 깊게 발달한 사면의 경우 얇은 활동이 경사면에 평행하게 발생하는 경우, 직선 활동과 병진활동이 많이 발생하는데 이것은 과하게 압밀된 점토의 강도정수가 깊이에 따라 일정하지 않기 때문이다. 사면이 매우 단단한 층위에 놓여있는 경우 또는 흙에서 췌기파괴가 일어나는 경우는 사면내부나 사면아래에 연약층이 존재할 경우에 발생한다.

풍화토사면이나 붕적토사면에서 이동속도가 2-5cm/일 이상 되면 이동이 일어나기 시작한 후 큰비가 내리거나 우기가 닳았을 때 사면이 파괴된다. 또한 층리가 발달된 퇴적암의 경우 침식작용에 의해 형성된 지역은 침식과정에서 응력이 이완되어 층리를 따라 횡방향 이동이 일어나므로 층리가 연약대 역할을 하게된다. 이 때 층리면을 따라 사면파괴가 발생하는 경우가 많다.

점토로 구성된 사면의 경우 불포화대에서는 모관력에 의해 인장균열이 발생할 수 있으며 인장균열깊이는 포화도의 함수이다. 인장균열이 지표면에 발생하면 이 지점에서 파괴가 발생하는 것이 일반적이다.

견고한 균열점토나 점토혈암이 파괴되는 경우에는 사면지층 내부에 형성된 취약면이나 균열형태가 파괴를 지배한다고 볼 수 있다.

2.4 토사사면의 안정해석 및 방법

사면안정해석은 현재 한계평형방법(Limit Equilibrium Method)을 주로 사용하고 있으며, 원호, 직선, 대수나선으로 가정된 표면이나 불규칙적인 표면을 따라 Coulomb의 파괴표준이 만족된다는 기본 가정 하에 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체의 안정성을 해석하는 것이다. 이러한 문제를 단순화하기 위한 가정을 설정하여 한계평형방법을 사용하면 정역학이론으로 해를 얻을 수 있게 된다. 한계평형방법은 절성토 사면의 안정해석에 많이 사용되고 있고, 이 방법의 유용성과 신뢰성은 현재까지 축적된 경험을 통하여 잘 알려져 있다. 한계평형이론에 의한 사면안정해석방법은 여러 가지가 있으나 그 정확성은 강도정수와 사면의 기하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우된다.

대부분의 경우에 있어서는 강도정수와 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 결과에 더 큰 영향을 미치게 된다.

해석방법으로는 Fellenius 방법, Bishop방법, Janbu의 방법, Morgenstern and Price 방법, Spencer방법, 일반한계평형(GLE)방법, 대수나선해석방법, 무한사면해석법, 흩썰기해석법, $\phi = 0$ 해석법 등이 있다.

해석방법으로는 $\phi = 0$ 해석법, Fellenius 방법, Bishop방법, Janbu의 방법, Spencer방법, Morgenstern and Price 방법, 일반한계평형(GLE)방법, 대수나선해석방법, 무한사면해석법, 흩썰기해석법 등이 있다.

한계평형이론에 의한 사면안정해석법은 다음 4가지 특성을 공통적으로 가지고 있다.

(Duncan & Wright, 1980)

- ① 안전율 F의 정의가 동일하다. 즉,

$$F = \frac{s}{\tau} \quad (2.1)$$

여기서, s = 전단강도(Shear Strength), τ = 전단응력(Shear Stress)

안전율이 전단강도의 힘으로 정의되기 때문에 안전율은 가장 중요한 미지수가 된다.

② 흙의 강도 - 변위 특성은 non - brittle이며, 큰 변위가 일어나는 동안에도 전단강도의 값은 동일하다고 생각한다. 한계평형방법에서는 변위를 전혀 고려하지 않으므로 이러한 가정이 필요하게 된다.

따라서 엄격히 말하자면 이 방법은 잔류강도(Residual Strength)가 최대강도(Peak Strength)보다 훨씬 적은 사면 안정해석에는 부적당할 수 있다. 실제에서 이러한 난점은 최대강도 보다 적은 강도를 채택함으로 극복하고 있고 이를 극복하기 위한 다양한 해석방법도 연구되어가고 있는 실정이다.

③ 활동면의 수직응력 σ 와 전단응력 τ 를 산정하기 위하여 평형방정식을 사용하게 되는데 수직응력 σ 는 다음 식 2.2와 같이 전단강도 S를 구하는데 필요하다.

$$S = c + \sigma \cdot \tan\phi \quad (2.2)$$

④ 한계평형법에 의한 사면안정해석은 부정정 문제이다. 자세히 말하면 미지수의 수가 방정식의 수보다 많다는 뜻인데 해를 구하기 위해서는 미지수의 수와 방정식 수의 차이를 보완할 수 있는 개수만큼의 가정을 도입하고 있으며 방정식, 미지수 및 가정은 그림 2.4와 같이 설정하고 있다.

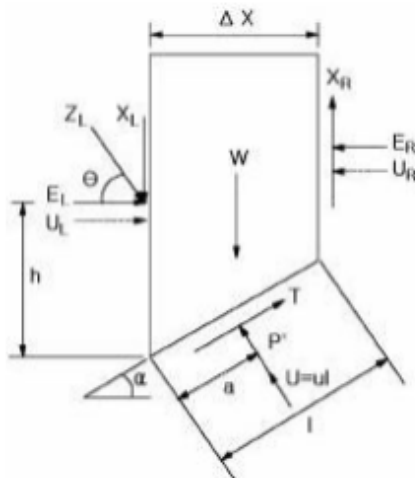


그림 2.4 절편에 작용하는 힘의 시스템

그림 2.4와 같이 사면을 n 개의 절편으로 나누면 연직력, 수평력, 모멘트평형을 적용하여 방정식의 수는 $3n$ 개이고, 미지수의 수는 $(5n-2)$ 개가 된다. 그리고 힘의 평형은 각 절편마다 1개씩으로 n 개의 유효수직 응력값과 절편의 연직 경계면마다 1개씩인 $(n-1)$ 개의 X 값, 절편의 연직 경계면 마다 1개씩인 $(n-1)$ 개의 E 값과 1개의 안전율을 나타내며, 힘의 평형에서 미지수는 $(3n-1)$ 개이다. 다음으로 모멘트 평형에서 n 개의 모멘트의 팔길이 a 값, $(n-1)$ 개의 E 의 작용점인 h 값이며, 미지수의 개수는 $(2n-1)$ 개가 된다.

힘 평형과 모멘트 평형을 고려할 경우 총 $(5n-2)$ 개의 미지수가 있으므로 $(2n-2)$ 차 부정정이 된다. 이 경우 부정정차수를 극복하기 위하여 가정 설정이 필요하게 되는 것이다.

각 방법은 서로 다른 가정 위에 성립되었으므로 계산된 안전율이 상이하며 어느 것도 정확한 해를 얻을 수는 없지만 다음 ①, ②과 같은 가정 설정을 하여 실용상 타당성이 있는 결과를 얻을 수 있도록 한다.

- ① 절편의 저면에 적용하는 $\bar{\sigma}$ 의 작용 위치 a 는 절편의 중앙점(또는 중심)이라고 가정 해도 큰 오차는 일어나지 않는다.(n 개의 미지수가 제거된다.)
- ② 절편의 측면에 적용하는 수직응력과 전단력의 합력이 수평면과 이루는 각 θ 나 위치 h 를 가정함으로써 $n-1$ 개의 미지수가 제거되어 $(2n-1)$ 개의 미지수가 제거된다.

결국, 미지수의 수가 방정식의 수보다 1개 더 적은 것이 된다.

즉, 미지수의 수 = $5n - 2$, 방정식의 수 = $3n$, 가정 조건 수 = $2n - 1$ 으로 나타낼 수 있다. 한계평형이론에 의한 사면 안정 해석법은 가정에 따라 일부는 직접 안전율을 계산할 수 있지만, 그 외 나머지는 안전율을 얻기 위하여 반복 계산을 할 필요가 생긴다.

표 2.3 사면안정 해석법의 분류

구 분	해석법 종류
선형법	- 무한사면해석법 - Sliding block 혹은 Wedge해석법 - Fellenius법 - $\Phi_u = 0$ 법
비선형법	- 일반한계평형해석법(GLE) - Spencer 법 - Bishop 간편법 - Janbu 간편법, 정밀법 - Morgenstern & Price법

표 2.4 비선형 안정해석법의 가정과 안전율 계산 근거

해 석 방 법	가 정	한계평형조건	
		힘평형	모멘트평형
Morgenstern Price법	$X/E = \lambda f(x)$	○	○
Bishop 간편법	$X_R - X_L = 0$		○
Spencer 법	$X/E = \tan\theta$	○	○
Fellenius법	$X/E = \tan x$		○
Janbu 간편법	$X = 0$	○	

가장 일반적으로 사용되는 사면안정해석방법에 대하여 설명하였는데 해석방법에 대한 정확성은 강도정수와 사면의 기하학적 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우된다고 할 수 있다. 표 2.5는 사면의 기하학적 조건과 각 해석방법 고유의 정밀도를 요약하였으나, 대부분의 경우에 있어서 토성과 기하학적 조건이 해석방법 차이보다 결과에 더 큰 영향을 미치게 되므로, 사면의 기하학적 조건과 강도정수를 정확히 산정하여 적용하는 것이 중요한 사항임을 알아두어야 한다.

표 2.5 사면안정 해석법의 종류

해 석 방 법	절편에 대한 가정
Janbu 간편법	수평
수정 Bishop 간편법	수평(수직절편력 없다.)
일반한계평형법(G.L.E)	$\theta = X/E = \lambda f(x)$
Spencer 법	평형($\theta =$ 일정)
무한사면해석법	사면에 평행
Morgenstern & Price법	절편에서 절편까지 측면력 경사(θ)의 변화 패턴 : $\theta = X/E = f(x)$ $f(x)$ 값은 각 내부절편경계로 가정되고, λ 값은 미지수.
흙썰기해석법	경사정의
Fellenius법	절편저면에 평행
대수나선사면해석	파괴면의 모양이 대수나선이다

2.4.1 유사정적 해석방법

지진이 발생하면 사면에 큰 관성력이 유발되며 토체 내 응력이 증가하게 된다. 관성력을 유발시키는 지진력을 정적하중으로 치환하여 Body Force로 사면 토체에 작용하여 해석하는 방법을 유사정적해석법이라 하며 다음과 같이 계산된다.(Terzaghi, 1950)

$$F_h = \frac{a_h}{g} W = k_h \frac{a_{\max}}{g} W \quad (2.3)$$

여기서, a_h =수평가속도, a_{\max} =최대지반가속도, k_h =수평지진계수이다. 수직성분을 고려할 경우에는 식(2.3)의 h항을 ν 로 변경하면 된다. 식(2.3)은 유사정적해석의 정확성은 a_h (또는 k_h)에 따라서 결정됨을 보여준다. 국내의 경우 a_{\max} 는 일반적으로 내신설계기준에서 제시된 재현주기 1000년(내진성능 1등급) 또는 재현주기 500년(내진성능 2등급) 지진에 상응하는 최대지반가속도(a_{\max})가 사용되고 있다.

일반적으로 보통암지반으로 가정되며 이와 같은 경우 a_{\max} 내진성능 1,2등급 각각 0.154g과 0.11g이다. 지반의 증폭 현상을 모사할 경우, 지반분류별 증폭계수를 적용해야 한다. k_h 는 일반적으로 0.5~1.0이 적용되고 있다.

a_{\max} 의 예측은 수평지반이라고 가정해서 예측하였으며 이는 사면에 적용하는 것은 무리가 있다. 이를 정확하게 예측하기 위해서는 2차원-3차원 동적해석을 수행해야 하나 긴 연산시간이 소요되고 수행하기가 어려워 널리 수행되지 않고 있다.

지표면에서 계산되는 최대지반가속도를 사요하기에 깊이에 따른 가속도의 변화가 고려되지 않고 깊이에 따른 가속도의 변화를 모사하기 위해서는 동적해석을 수행해야 한다. 사면 내 깊이에 따른 최대지반가속도의 변화와 순간적으로 동적하중이 작용하는 점 등을 고려하여 국내외에서 k_h 는 1.0보다 작은 값이 일반적으로 사용되고 있다.

하지만, k_h 는 경험적으로 산정된 값이며 국가별 설계기준에서 k_h 는 일정하지 않다. 국내에서는 관례적으로 0.5~1.0이 적용되고 있다(윤세웅, 2009).

2.4.2 단일활동체 해석방법

(1) 무한사면의 안정해석

그림 2.5에 보인 바와 같이 경사각 β 인 무한사면(Infinite slope)이 지표면과 평행한 평면 활동면을 따라 활동을 일으키는 경우에 무한 사면안정 해석 방법이 편리하다(Skempton & Delory, 1957).

무한사면의 안정해석을 하기 위해선 다음과 같은 가정이 필요하다.

첫째, 깊이에 비하여 사면의 길이가 길 경우 파괴면은 사면에 평행하게 형성되는데 사면의 길이는 거의 무한대이므로 양 끝의 영향은 무시하고 침투수압이 사면에 평행하게 작용한다고 가정한다.

둘째, 임의의 분할면 양 끝의 수직면에 작용하는 절편력의 크기가 같고 반대 방향으로 작용하며, 이러한 응력상태는 어느 분할 면에서나 같다고 가정한다.

그림 2.5에서 $Q_L = Q_R$ 로 가정하면 파괴면에 평행하게 발생하는 전단력 T는 식 2.4가 된다.

$$T = W \cdot \sin\beta = \tau \quad (2.4)$$

따라서, 식 (2.4)은 다음과 같이 표현될 수 있다.

$$s = \frac{W}{b} \cos\beta \sin\beta \quad (2.5)$$

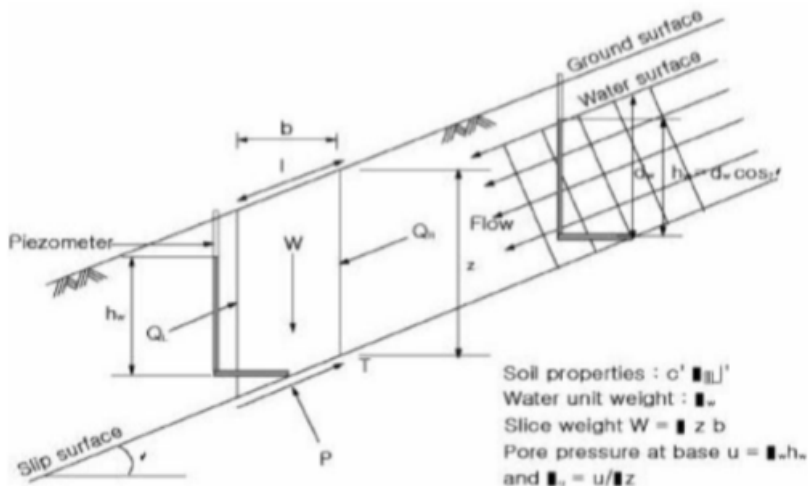


그림 2.5 무한사면해석(Haefili, 1948 : Skempton and Delry, 1957)

파괴면에 수직인 방향의 힘 P는 식 (2.6)과 같다.

$$P = W \cdot \cos\beta = \sigma \cdot 1 \quad (2.6)$$

따라서, 식 (2.6)은 다음 식 (2.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \frac{W}{b} \cos^2\beta \quad (2.7)$$

파괴표준에서 전단강도는 식 (2.8)과 같다.

$$s = c' + (\sigma - u) \tan\phi' \quad (2.8)$$

동원되는 전단강도는 식 (2.9)과 같다.

$$\tau = \frac{S}{F} \quad (2.9)$$

여기서 식 (2.8)에 식 (2.5)와 식 (2.6)을 대입하여 정리하면 식 (2.10)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\frac{W}{b} \cos\beta \sin\beta = \frac{1}{F} (c' + [\frac{W}{b} \cos^2\beta - u] \tan\phi') \quad (2.10)$$

따라서 안전율 F에 대하여 정리하면 식 (2.11)과 같다.

$$F = \frac{c' + [rz \cos^2\beta - u] \tan\phi'}{rz \sin\beta \cos\beta} \quad (2.11)$$

(2) 흙 췌기 해석법

Wedge 방법은 임계활동면이 비원호임이 명백한 경우 즉 2개 또는 3개의 평면으로 이루어진 경우에 주로 적용하는 사면안정 해석법이다. 이 방법의 개요는 그림 2.6에 제시되어 있다.

이 방법은 힘의 평형만을 고려하고 있다. 그림 2.5에서 알 수 있는 바와 같이 미지수가 방정식 수보다 많아 보통 Z 의 경사각 θ 를 가정하여 부정정을 극복한다. F 를 가정하고 힘다각형이 폐합되도록 시행착오법을 상동하여야 한다. 마지막 훅째기가 평형상태에 있으면 가정한 F 가 정답이 된다.

이 방법으로 구한 F 의 값은 가정한 θ 값에 따라 상당히 예민하게 달라진다. Duncan and Wright(1980)에 의하면 보다 정밀한 방법으로 안전율이 2.27(오차 $\pm 15\%$)인 사면을 이 방법으로 해석한 결과 $F=2.98$ 이 되어 약 30%가 크게 평가되었다. 이 때 θ 는 지표면의 경사와 같이 보았다. 이 경우 만약 정확한 안전율이 1.0이나 이 방법으로 구한 $F=1.3$ 으로 산정할 것이므로 심각한 문제가 될 수 있다.

Z 의 경사각 θ 를 가정하는 방법은 여러 가지가 제안 되었다. 첫째, θ 를 사면의 경사각과 같게 하는 방법, 둘째, $\theta = \rho_m$ 으로 보는 방법(단 $\tan \rho_m = \tan \frac{\rho'}{F}$), 셋째, Low and Karfiath(1960)의 방법으로 θ 를 경계면 상단의 사면경사각과 경계면 하단의 활동면의 경사각의 평균치로 취하는 방법 등이다.

Lambe and Whitman(1969)에 의하면 첫째와 둘째 방법으로 계산한 안전율은 그 차이가 미미하다고 한다. Duncan and Wright(1980)은 셋째 방법을 추천하고 있으며 ρ 또는 ρ' 가 클수록 이 방법은 더욱 정확한 결과를 산정한다고 한다.

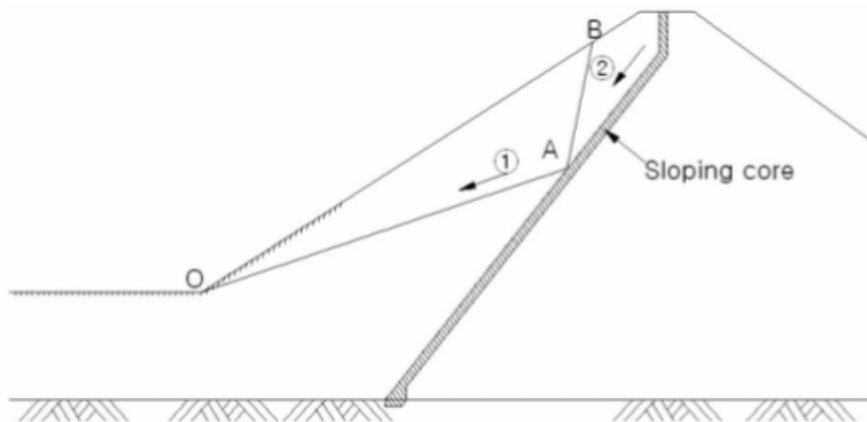


그림 2.6 훅째기해석(Nash, 1987)

(2) $\phi = 0$ 해석법

원호활동면에 대한 안정해석방법 중 가장 간단한 것이다. 이 방법의 개요는 그림 2.6에 제시되어 있다. 사면의 파괴는 활동면 보다 위에 있는 흙이 강체로서 회전함으로써 일어나게 되며, 활동면에는 비배수강도 c_u 가 작용하게 된다. 안전율은 활동 원호 중심에 대한 모멘트를 취하여 구하게 된다.

흙의 전단강도가 전 활동면에 걸쳐 일정하지 않을 때에도 이 방법을 쉽게 사용할 수 있다.

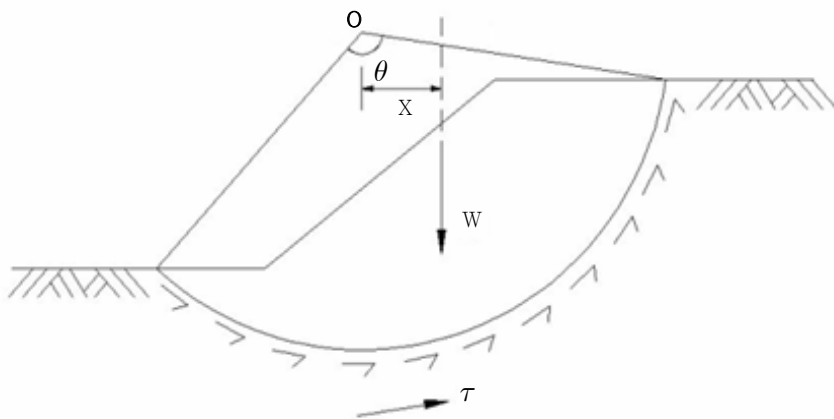


그림 2.7 $\phi = 0$ 해석의 모멘트 해석

이 방법은 $\phi = 0$ 해석법이므로 완공직후(End of Construction) 조건, 예를 들어 연약 점토상에 축조된 제방의 단기안정해석에 적당하다. 일반적으로 이 방법은 급격한 하중의 변화가 일어난 경우를 제외하고는 자연적인 점토 사면해석에는 부적당하다 (Anderson and Richards, 1987).

2.4.3 절편법

일반적으로 토사사면에 사용되는 안정해석 방법으로 임계활동면에서 역학적인 평형 관계만을 해석하는 한계평형해석법이 있는데, 이는 근본 원리상 사면안정 해석 뿐 만 아니라 토압, 지지력 등과 같은 지반공학적 문제를 설명하고 해결하는데 기초를 이루는 방법으로 대상 지반을 하나의 토체로 간주하여 임의의 파괴면에 대한 힘 또는 모멘트의 평형 조건을 고려하는 것이다.

한계평형해석법은 굴착에 따른 비탈면 내 응력변화 및 그에 수반되는 변형 거동상태 해석이 가능한 일반적 수치해석 방법과는 달리 변형과 관련된 지반 문제 해석에 있어서는 적용될 수 없다는 단점이 있으나, 이해가 쉽고 사용이 간편하다는 점과 과거 많은 사면 안정 해석에 대한 적용사례로 그 신뢰성이 입증된 방법으로 사면 안정 해석 방법으로 가장 많이 사용되고 있다.

한계평형이론에 의한 사면안정 해석방법은 여러 가지 관점에 의해 분류 될 수 있으나 크게 활동 토체를 단일 토체로 보는 방법과 활동 토체를 여러 개의 수직절편으로 분할하는 절편법으로 구분할 수 있는데, 이중 절편법에 의한 사면안정 해석법이 널리 이용되고 있다.

절편법에 의한 사면안정 해석방법은 많은 연구자들에 의해 여러 가지 방법들이 제안되었으나, 안전율 산정을 위한 평형조건, 해석 활동면의 형상, 절편의 작용력 및 작용위치 가정 등에서 다소 차이가 있을 뿐 그 근본적 방법에는 차이는 없는 것으로 알려지고 있다.

일반적으로 토사사면의 안정성 해석에 널리 사용되고 있는 한계평형해석방법은 활동면을 따라 지반에 작용하는 전단응력과 전단저항력의 크기를 비교하여 사면의 안정성을 해석하는 방법으로 한계평형이론에 의한 사면 안정 해석방법은 여러 가지가 있으나, 그 정확성은 강도정수와 사면의 기하학적인 조건의 정확도 및 각 해석방법 고유의 정밀도에 따라 좌우되며, 여기서 기하학적인 조건은 파괴면의 형상을 결정하는 것으로서 파괴면이 평면, 원호, 임의의 불규칙한 면인가 또는 이들의 복합적인 형태인가를 결정하는 문제로서 토사사면의 파괴면은 일반적으로 곡면이지만 수평방향의 지층, 불연속면의 존재 시에는 평면 파괴가 자주 일어나고 있다.

표 2.6 한계평형법을 이용한 토사사면 안정해석 방법의 종류

해석 방법		계산		활동면 형상	평형만족조건			
		수 계산	컴퓨터 계산		Vertical force	Horizont al force	Overall of moment	Individual Slice moment
단 일 활 동 토 체 해 석 방 법	Friction Circle method	○	○	원호	○	○	-	-
	Wedge Analysis	○	○	평면	○	○	-	-
	Infinite Slope (Skempton & Delory, 1957)	○	○	평면	○	○	-	-
수 직 절 편 으 로 분 할 하 는 절 편 법	Fellenius method (Ordinar y Slice Method) (Fellenius, 1927)	○	○	원호	-	-	○	-
	Bishop's simplified method (Bishop, 1955)	○	○	원호	○	-	○	-

표 2.6 한계평형법을 이용한 토사사면 안정해석 방법의 종류(계속)

해석 방법		계산		활동면 형상	평형만족조건			
		수계산	컴퓨터 계산		Vertical force	Horizontal force	Overall of moment	Individual Slice moment
수직 절편 으로 분할 하는 절편 법	Janbu's simplified method (Janbu, 1968)	○	○	원호	○	○	-	-
	Spencer's method (Spencer ,1967)	-	○		○	○	○	○
	G.L.E method (Fredlund & Krahn, 1977)	-	○		○	○	○	○

이 때 각 절편 사이의 힘 일반적으로 사용되고 있는 한계평형법으로는 Fellenius법, Bishop법, Janbu법, Spencer법, Morgenstern-Price법 등이 있으며 본장에서는 주로 안정성 평가에 많이 사용되는 Fellenius법, Bishop법, Janbu법에 대해서 간략하게 정리하였다.

(1) Fellenius법

파괴가 점 O에 중심을 가진 원통형 절편의 회전에 의하여 발생하며 점 O에 대한 총 모멘트 평형으로부터 안전율을 구한다. 그림 2.8과 같이 이의 합력은 절편의 바닥에 평행하다고 가정한다.

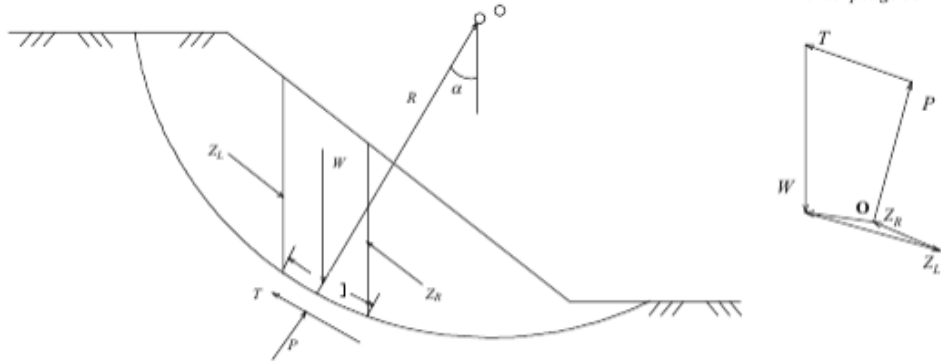


그림2.8 Fellenius법에 의한 사면안정 해석

절편의 바닥에서 파괴식 $s = c + (\sigma - u)\tan\phi$ 이고, 활동 전단강도는 $\tau = \frac{s}{FS}$ 로 표현할 수 있다.(수직응력 σ , 전단응력 τ , 공극압 u)

여기서, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 이므로 $T = \frac{1}{F}cl + (P - ul)\tan\phi$ 이다.

절편사이의 힘의 합력이 절편의 바닥에 평행하다고 가정하면 $P = W\cos\alpha$ 이고, 점 O에 대한 전체 모멘트의 평형으로부터 $\sum WRs\sin\alpha = \sum TR$ 이 된다.

따라서 $\sum WRs\sin\alpha = \sum \frac{1}{F}cl + (P - ul)\tan\phi$ 이므로 안전율 FS는 식 (2.12)과 같다.

$$FS = \frac{\sum cl + (W\cos\alpha - ul)\tan\phi}{\sum Ws\sin\alpha} \quad (2.12)$$

여기서, W : 절편 흙의 전체중량(kN/m^3), α : 경사각($^\circ$), c : 흙의 점착력(kN/m^2),
 l : 절편바닥 길이(m), ϕ : 흙의 내부마찰각($^\circ$)

상기 식은 우측변에 안전율 FS를 포함하고 있지 않기 때문에 수작업으로 계산을 수월하게 할 수 있지만 절편 사이의 힘에 대한 가정에 오류가 있어 결과치가 최대 60%까지 오차가 있을 수 있다(Whitman and Bailey, 1967).

(2) Bishop 간편법

이 방법은 절편법 중 가장 많이 사용되고 있고, 그 결과는 대체적으로 정확하고 다른 방법과 차이가 없다. 즉 이 방법의 편리성과 신뢰성은 많은 경험으로부터 입증된 셈이다.

그림 2.8과 같이 파괴가 점 O에 중심을 가진 원통형 절편의 회전에 의하여 발생하며 점 O에 대한 총 모멘트 평형으로부터 안전율을 구한다. 이 때 각 절편 사이의 힘들은 수평하다고 가정한다.

절편의 바닥에서 파괴식은 $s = c + (\sigma - u)\tan\phi$ 이고, 활동 전단강도는 $\tau = \frac{s}{FS}$ 로 표현할 수 있다.

여기서, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 이므로 $T = \frac{1}{F} \{cl + (P - ul)\tan\phi\}$ 이다.

수직 방향의 힘에 대하여 $P\cos\alpha + T\tan\alpha = W - (X_R - X_L)$ 의 관계가 있는데 절편력 사이의 힘이 수평 방향이라는 가정으로부터 $X_R = X_L = 0$ 이므로 절편 바닥에 수직하는 힘 P는 식(2.13)과 같다.

$$P = \left\{ W - \frac{1}{F}(cl\sin\alpha - ul\tan\phi\sin\alpha) \right\} / m_a \quad (2.13)$$

여기서, $m_a = \cos\alpha + \frac{\tan\phi \times \sin\alpha}{FS}$ 이며 이를 그림으로 표현하면 그림 2.9와 같다.

점 O에 대한 전체 모멘트의 평형으로부터 $\sum WR\sin\alpha = \sum TR$ 이 된다. 상기 식들을 정리하여 안전율 FS로 표현하면 다음과 같다.

$$FS = \frac{\sum \{ (cb + (W - ub)\tan\phi) / m_a \}}{\sum W\sin\alpha} \quad (2.14)$$

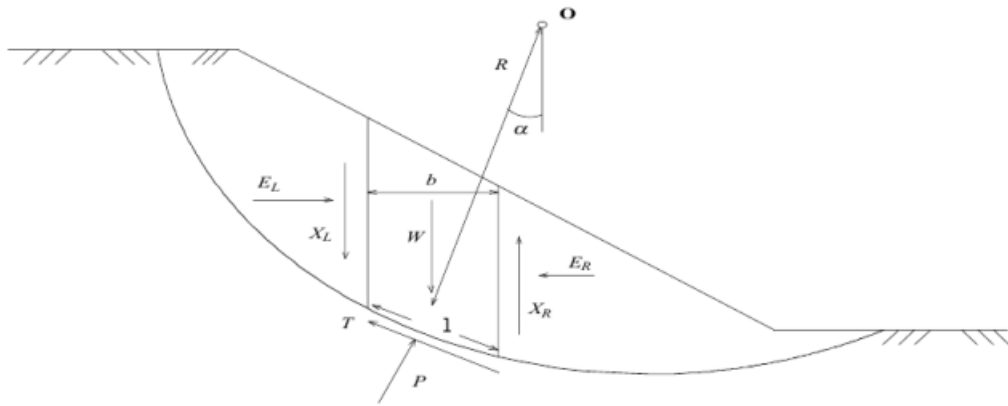


그림 2.9 Bishop법에 의한 사면안정 해석

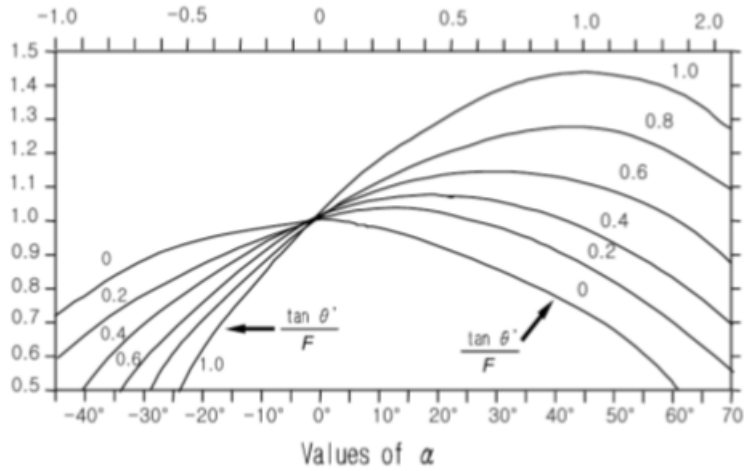


그림 2.10 절편 바닥의 경사와 m_a 와의 관계(강준원, 2010)

(3) Janbu 간편법

그림 2.10과 같이 파괴가 비원호 파괴면에 대한 원통형 절편의 회전에 의하여 발생하며 총 힘의 평형으로부터 안전율을 구한다. 이때 각 절편 사이의 전단력이 0이라고 가정하기 때문에 각 절편의 바닥에 작용하는 총 수평력은 Bishop 간편법과 동일하나 보정계수를 도입한다.

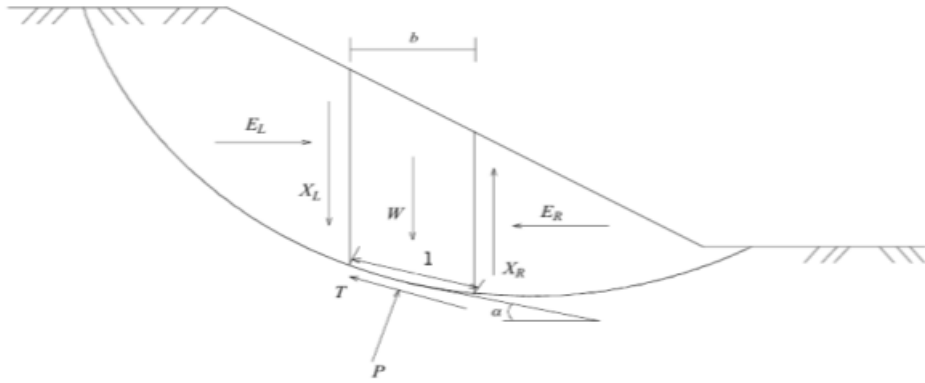


그림 2.11 Janbu법에 의한 사면안정 해석

절편의 바닥에서 파괴식은 $s = c + (\sigma - u)\tan\phi$ 이고, 활동 전단강도는 $\tau = \frac{s}{FS}$ 로 표현할 수 있다.

여기서, $P = \sigma l$, $T = \tau l$ 이므로 $T = \frac{1}{F} \{cl + (P - ul)\tan\phi\}$ 이다.

수직 방향의 힘에 대하여 $P\cos\alpha + T\tan\alpha = W - (X_R - X_L)$ 의 관계가 있는데 절편력 사이의 힘이 수평 방향이라는 가정으로부터 $X_R = X_L = 0$ 이므로 절편 바닥에 수직하는 힘 P 는 식 (2.15)와 같다.

$$P = \left\{ W - \frac{1}{F}(cls\sin\alpha - ultan\phi\sin\alpha) \right\} / m_a \quad (2.15)$$

여기서, $m_a = \cos\alpha + \frac{\tan\phi \times \sin\alpha}{FS}$ 이다.

절편바닥에 대하여 평행한 힘들은 $T + (E_R - E_L)\cos\alpha = W - (X_R - X_L)\sin\alpha$ 이다.

$X_R = X_L = 0$ 이므로 T 에 대하여 정리하면 다음과 같다.

$$E_R - E_L = W\tan\alpha - \frac{1}{F} \{cl + (P - ul)\tan\phi\} \sec\alpha \quad (2.16)$$

전체 힘의 평형상태에서 지표면에 하중이 작용하지 않는 경우에 $\sum(E_R - E_L) = 0$ 이므로 $\sum(E_R - E_L) = \sum W \tan \alpha - \frac{1}{F} \{cl + (P - ul) \tan \phi\} \sec \alpha = 0$ 이다.

따라서 전체힘의 평형력에 의한 안전율은 $F_0 = \frac{\sum \{cl + (P - ul) \tan \phi\} \sec \alpha}{\sum W \tan \alpha}$ 이다.

절편사이의 전단력을 고려하기 위하여 Janbu는 보정계수 f_0 를 도입하여 안전율을 $F_S = f_0 F_0$ 로 하였다.

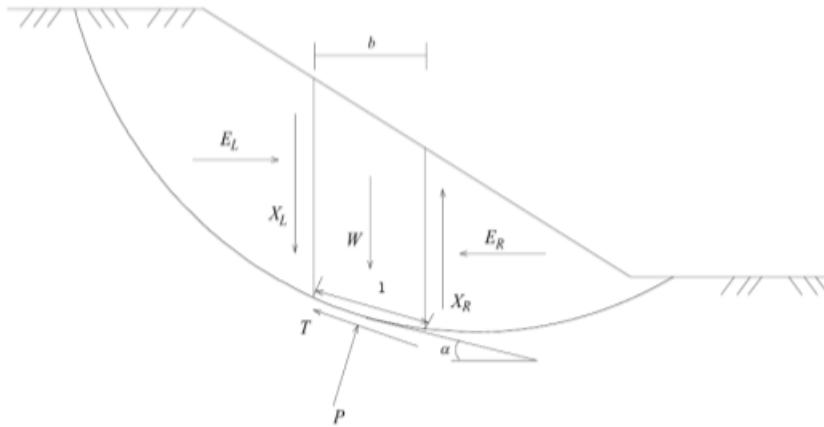


그림 2.12 Janbu법에서 사용되는 보정계수 f_0

2.4.4 프로그램 해석법

현행 원호 활동에 대한 안정계산은 “PC-SLOPE” 또는 “STABL” 등의 컴퓨터 프로그램을 이용한다. 이와 같은 프로그램 해석 방법은 가상 원호 활동면의 중심점으로 예상되는 부분에 Grid를 작성하여, Grid의 각 절점을 중심점으로 하여 설계자가 기입한 경우의 수를 기준으로 가상 원호 활동면에 대하여 최소 사면 안전율이 구하여지는 곳을 찾는 방법이다. 이때 파괴 형상에 대한 검토도 같이 할 수 있다.

또한, 해석 프로그램을 씌우로서 무수한 경우의 수를 검토할 필요 없이 한번에 검토할 수 있으니 시간을 절약할 수 있다는 장점이 크다고 할 수 있다.

원호 활동에 대한 안정 계산은 한계평형 원리에 입각한 Fellenius방법이나 Bishop방법 등의 사면 안정 해석법을 적용하여 해석한다. 원호활동과괴에 대한 안전율은 다음의 식 (2.17)과 같이 나타낼 수 있으며 활동토괴가 미끄러져 내려가려는 힘 F_d 혹은 M_d 와 이에 저항하려는 힘 F_r 혹은 모멘트 M_r 의 비로 안정성을 검토할 수 있다. 여기서, 저항력 F_r 혹은 모멘트 M_r 은 토괴가 활동시 발생하는 마찰력 및 점착력에 의한 전단 저항력 F_{rs} 혹은 저항모멘트 M_{rs} 와 말뚝에 의한 저항력 F_{rp} 혹은 모멘트 M_{rp} 으로 활동 모멘트 M_d 로 나누면 다음 식 (2.17) 과 같다.

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} = \frac{\sum(W\cos\alpha - ul)\tan\phi + \sum c l}{\sum W\sin\alpha} \quad (2.17)$$

여기서, M_r 은 저항모멘트 ($M_{rs} + M_{rp}$), M_d 는 활동모멘트, W는 토괴의 중량, u는 간극수압, c는 점착력, l은 사면길이, ϕ 는 내부 마찰각, α 는 사면 경사각이다.

표 2.7 사면해석 프로그램 개요(강준원, 2010)

프로그램	개발자	해석방법	활동면상태	활동면 추정유무	외부하중 적용유무
PC-SLOPE	Fredlund Krahn (Geo-Slope)	Fellenius Bishop Janbu Morgenstem-P rice Spencer	원호, 비원호 Block	○	○
STABR	Guy Lefebvre (1971)	Fellenius Bishop	원호	○	×
STABGM	J.M.Duncan B.K.Low (1984)	Fellenius Bishop	원호	○	○
PCSTABL5	J.R Carpenter (1986)	Bishop Janbu Spencer	원호, 비원호 Block	○	○
SLOPE8R	S.G.Wright J.M.Duncan (1968)	Spencer	비원호	×	×

2.4.5 수치해석법

일반적으로 토사사면에 사용되는 수치 해석법으로는 유한요소법, 유한차분법, 개별 요소법 등이 있는데 수치 해석법은 지반의 변형 특성을 고려한 탄성 또는 탄소성 해석 방법으로 지반정수 산정 시 많은 현장 시험 및 실내 시험이 필요하며 해석상의 소요 시간이 길고 그 결과에 대한 신뢰도가 떨어지는 단점이 있다.

유한요소 해석은 사면 변형에 대한 예측에 가장 적합한 방법이라 할 수 있고, 이 해석 방법은 지반 내에서 발생하는 응력 분포 및 변형의 크기와 방향을 계산할 수 있으므로 이를 통하여 그림 2.12에서 보는 바와 같이 변형의 크기와 형태를 예측할 수 있는 방법이다.

유한요소 해석은 1950년대에 구조 해석에 처음 도입되었고, 그 이후 토질공학에서는 1960년대부터 사용하여 거의 모든 토목 구조물 뿐만 아니라 터널의 거동 해석에 이르기까지 광범위하게 이용 되었고 지금까지 사면 안정에 이용된 유한요소해석은 성토 사면 중 주로 댐의 안정 문제의 검토에 많이 적용되고 있다. 최근에는 성토 사면에 대한 검토 뿐만 아니라, 도심지의 굴착과 관련된 굴착 사면에 대한 변형 해석에도 적용되고 있다. 또 유한요소 해석은 굴착사면의 변형을 공사 단계별로 예측할 수 있는데 흙막이 공의 설계에 많이 이용되고 있고, 지금까지 검토된 사면 해석을 보면 시공 단계별 안정에 대한 검토, 공사 직후 최종 단면의 안정에 대한 검토, 장기간의 안정에 대한 검토, 지진과 같은 동하중에 대한 검토 등에도 적용이 되고 있다.

사면 안정의 평가에 있어서 유한 요소 해석방법의 적용은 그리 간단한 문제는 아니지만 응력과 변형의 해석을 위하여 유한 요소법의 이론은 미소 변형율의 개념을 근거로 한 탄성이론에 기초를 두고 있어 초기에는 지반을 탄성체로 가정한 탄성해석이 주도 하였다. 이후, 지반은 탄성체가 아니므로 경우에 따라 큰 변형을 유발하고 있어 이러한 지반에 유한요소해석을 적용하기 위하여 기존의 해석에 다음 두 가지 문제를 고려하려는 노력을 해오고 있으며, 그 중 큰 변형을 수용할 수 있는 유한요소 이론식의 정립과 비선형 거동을 하는 지반에 대하여 정교한 응력-변형률의 거동식을 구성해야 하는 것들이 완벽하게 해결되지 못한 상태이다.

유한요소법은 본래 물리적 또는 공학적인 문제에서 성립된 미분 방정식을 수치 해석적으로 풀기 위한 방법으로 이용되고 있다. 이러한 미분방정식을 풀기 위해서 “Weighted Residual Methods”라고 알려진 고전적인 방법으로 유한요소 해석을 위한 식이 정립 되었다.

유한요소 해석은 변형에 대한 예측 이외에도 절토사면과 관련하여 제방의 인장 균열

에 대한 예측, 과잉 간극수압으로 인한 제방의 균열에 대한 예측, 국부 파괴가 발생하는 지역 및 전반적인 사면안정에 대한 예측 등을 할 수 있으며 유한요소 해석에 의하여 얻어진 변위의 크기와 방향을 통하여 사면의 안정성의 여부를 직접적으로 판단할 수 있다.

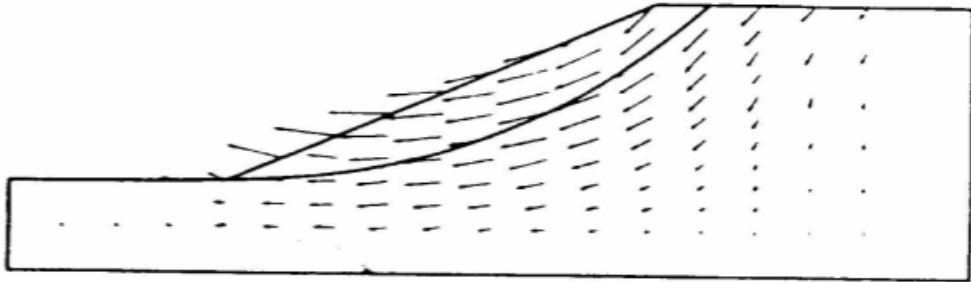


그림 2.13 변위에 대한 벡터(강준원, 2010)

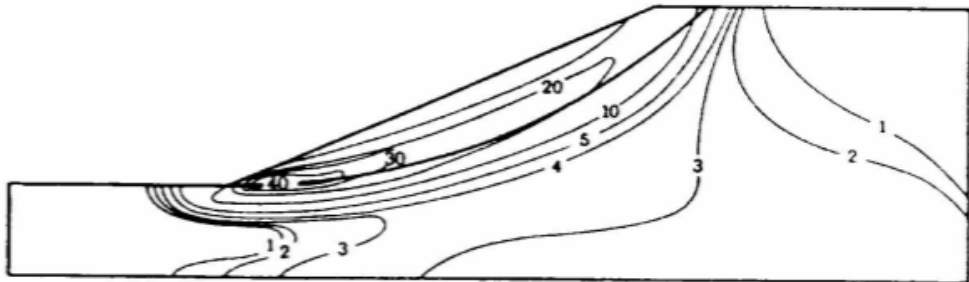


그림 2.14 소성 전단 변형률의 분포도(강준원, 2010)

위와 같이 유한요소 해석을 통한 사면안정 해석은 한계평형이론을 근거로 한 기존의 일반적인 절편법과 거의 비슷한 결과를 나타낸다. 유한요소 해석의 장점으로는 시공 단계별 사면의 변형에 대한 예측, 국부적인 파괴를 일으키는 지역의 예측, 변형 벡터를 통한 파괴형태의 예측 등이 있다.

유한요소 해석에서 가장 큰 과제는 토질의 거동을 정확히 나타낼 수 있는 거동 모델에 대한 연구이다. 즉, 토질의 거동 모델에 따라 해석 결과는 차이를 보이고 있으며, 최근에 이러한 문제를 해결하기 위해 대단히 많은 거동 모델들이 연구되어 유한요소 해석에 적용되고 있지만, 아직까지도 Hyperbolic 모델, Mohr-Coulomb 모델, 또는 Drucker-Prager 모델 등이 많이 사용되고 있다. 이는 모델에 따른 토질정수를 결정하기가 쉽고 만족할 만한 해석 결과를 얻을 수 있기 때문이다.

2.5 SLOPE/W 사면안정 해석 프로그램

2.5.1 SLOPE/W 프로그램의 배경

SLOPE/W 프로그램은 캐나다의 Geo-slope사에서 개발, 사용화한 사면안정 해석 프로그램으로 윈도우 환경이 발전함에 따라서 User-friendly한 모델링 방법을 추구하며 프로그램의 버전이 몇 년 간격으로 업그레이드되고 있다. 현재 최신 버전은 SLOPE/W 2018 v9이며, 이전 버전에 비해서 모델링 방법이 많이 진화되었다.

GeoStudio는 각 제품별 구매 및 독립적 작업수행이 가능하며, 제품별 데이터 통합관리도 가능하다. 활성화 시켜놓은 제품 간에 연계 모델링 및 해석이 가능하다.

본 연구에서는 SLOPE/W 2007 v7을 이용하였고, 지진시 저수지 제방의 안정성을 검토하기에는 충분한 버전이었다.

2.5.2 SLOPE/W 프로그램의 특징

SLOPE/W에서는 한계평형 해석이론을 이용한 절편법 중에서 다음과 같은 여러 가지 방법을 기본적 또는 선택적으로 사용할 수 있다. 즉 Fellenius방법, Bishop 간편법, Janbu 간편법, Spencer방법, Morgenstern-Price방법, Lowe-Karafiath방법, Corps of Engineers방법 등을 사용할 수 있다.

Slip surface도 circular slip, fully specified slip, composite slip 중 선택 사용이 가능하며 최대 15개의 층까지 토질 토층으로 이루어진 사면의 해석이 가능하다.

Mohr의 파괴 포락선은 곡선으로 표시되므로 이것을 흙에 적용하는데 있어서는 대단히 불편하다. 이에 따라 Coulomb의 전단강도에 대한 개념을 도입하여 이것을 직선으로 나타낸 Mohr-Coulomb의 포락선을 적용하였으며, 사면 주변에 작용하는 지진하중, 지표면 상재하중, 선하중 등을 고려 할 수 있으며, 사면의 완전 침수, 부분침수, 인장 균열 등을 고려할 수 있다.

2.6 저수지 내진 보강대책 공법

2.6.1 저수지 보강현황

국내 저수지는 토사면(식생), 사석, 돌붙임, 돌쌓기, 콘크리트 라이닝 등으로 보강되어 있으며 이중 토사면이 전체의 57.6%를 차지하고 있다. 본 연구에서는 저수지의 내제와 외제에 사석 쌓기와 성토를 통한 보강을 시행하고자 한다.

사석은 깬돌 중에서 유수에 견딜 수 있는 중량을 가지고 지반이나 사면의 보강을 위해 시공하는 대형 사석을 뜻한다.

사석은 크기가 증가함에 따라 세굴 방호에 적용되는 유속의 범위도 증가한다. 그러므로 특정한 범위의 흐름조건에서 요구되는 세굴 방호 능력을 충분히 만족시킬 만한 사석재료의 크기를 산정하는 것이 중요하다(Lauchlan, 2001).

또한, 포설두께, 사석재료의 입경 및 하상 재료와의 비, 접근유속 등이 사석 세굴보호공의 여러 형태의 이탈 및 붕괴에 있어서 직접적인 영향을 미친다. 특히, 사석의 이탈 및 붕괴 형태가 포설두께에 따라 현저하게 달라질 수 있다(이원민, 2007).

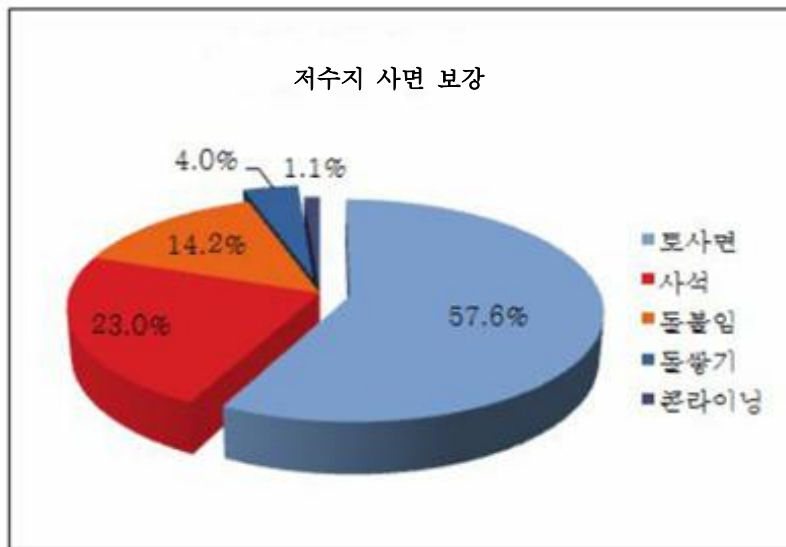


그림 2.15 저수지 사면 보강공법의 구성비(주요한, 2011)

2.6.2 국내 저수지 내진설계기준

필댐 설계시 적용하는 설계진도는 지진구역계수에 내진 등급별 설계지진의 평균 재현 재현주기에 따른 위험도 계수, 지반계수 및 댐 형식별 활중계수를 곱한 값에 중력 가속도를 곱하여 구한다. 그러나 위의 방법으로 산출된 설계진도가 0.2g이상이어서 우리나라보다 지진규모나 발생빈도가 훨씬 높은 나라에서 적용하는 진도보다 과다하다고 판단되는 경우 설계진도를 0.2g이하로 조정할 수 있다(농업생산기반정비사업 계획설계 기준(필댐편) 및 국토해양부 댐 설계기준).

표 2.8 댐의 내진등급과 재현주기에 따른 위험도 계수(국토해양부 댐 설계기준, 2011)

내진등급	댐 구분	재현주기	위험도계수
내진 특등급 댐	-사회, 안보, 경제적인 측면에서 특별한 댐으로 발주처가 지정하는 댐 -법에 의하여 다목적댐으로 분류한 댐 -높이 45m 이상이고 총저수용량 50백만 m ³ 이상인 댐	1,000년	1.4
내진1등급 댐	-내진 특등급 댐 이외의 모든댐	500년	1.0

표 2.9 지진구역 구분 및 구역계수(내진설계기준-공통적용사항, 2017)

지진 구역	행정구역		구역계수
I 구역	시	서울특별시, 인천광역시, 대전광역시, 부산광역시, 대구광역시, 울산광역시, 광주광역시	0.11
	도	경기도, 강원도 남부, 충청북도, 충청남도, 경상북도, 경상남도, 전라북도, 전라남도	
II 구역	도	강원도 북부(홍천, 철원, 화천, 횡성, 평창, 양구, 인제, 고성, 양양, 춘천시, 속초시), 제주도	0.07

표 2.10 기초지반 분류에 따른 지반계수(국토해양부 댐 설계기준, 2011)

지반종류	지표면 아래 30m 토층에 대한 평균 지반 특성			지반계수
	전단파속도 (m/s)	표준관입시험 (N치)	비배수전단강도 (kpa)	
경암지반, 보통암지반	460이상	-	-	1.0
연암지반, 매우 조밀한 토사 지반	360 ~ 760	> 50	> 100	1.2
단단한 토사지반	180 ~ 360	15 ~ 50	50 ~ 100	1.5

1) 댐형식에 따른 할증계수

- 필댐의 경우 설계진도에 20% 할증, 아치댐의 경우 설계진도의 2배를 적용

2) 설계지진계수의 산정

- 구역계수×위험도계수×지반계수×할증계수

 3) 제체 작용 수직지진계수(K_H) 결정

-제체에 작용하는 평균수평지진계수(K_V)의 50% 적용

2.7 지반정수 산정 방법

토사 및 암반의 지반정수는 실내시험 및 현장시험으로부터 구하는 것을 원칙으로 하나 현지 상황 등에 의해 시험을 할 수 없는 경우나 개략적인 지반 정수의 경우에는 다음을 참고하여 추정할 수 있다.

표 2.11 토공재료의 개략적인 토질정수(강준원, 2010)

종 류		재료의 상태		단위중량 (tf/m^3)	내부 마찰각 ϕ (도)	점착력 (tf/m^2)	분류기호 (통일분류)
흙 쌓 기	자갈 및 자갈 섞인 모래	다진 것		2.0	40	0	GW, GP
	모 래	다진 것	입도가 좋은 것	2.0	35	0	SW, SP
			입도가 나쁜 것	1.6	30	0	
	사질토	다진 것		1.9	25	3이하	SM, SC
	점성토	다진 것		1.8	15	5이하	ML, CL, MH, CH

표 2.11 토공재료의 개략적인 토질정수(계속)

종 류	재료의 상태	단위중량 (tf/m ³)	내부 마찰각 ϕ (도)	점착력 (tf/m ²)	분류기호 (통일분류)	
자연 지반	자갈	미실한 것 또는 입도가 좋은 것	2.0	40	0	GW, GP
		밀실하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것	1.8	35	0	
	자갈섞인 모래	밀실한 것	2.1	40	0	GW, GP
		밀실하지 않은 것	1.9	35	0	
	모래	밀실한 것 또는 입도가 좋은 것	2.0	35	0	SW, SP
		밀실하지 않은 것 또는 입도가 나쁜 것	1.8	30	0	
	사질토	밀실한 것	1.9	30	3이하	SM, SC
		밀실하지 않은 것	1.7	25	0	
	점성토	굳은 것	1.8	25	5이하	ML, CL
		약간 무른 것	1.7	20	3이하	
		무른 것	1.7	20	1.5이하	
	점성토 및 실트	굳은 것	1.7	20	5이하	CH, MH, ML
약간 무른 것		1.6	15	3이하		
무른 것		1.4	10	1.5이하		

표 2.12 개략적인 흙의 토질정수(강준원, 2010)

종 별	상 태	단위중량	수중단위중량	내부 마찰각
쇄 석 자 갈	-	1.6~1.9	1.0~1.3	35~45
		1.6~2.0	1.0~1.2	30~40
모 래	다져진 것	1.7~2.0	1.0	35~40
	약간 느슨한 것	1.6~1.9	0.9	30~35
	느슨한 것	1.5~1.8	0.8	25~30
보통흙	굳은 것	1.7~1.9	1.0	25~35
	약간 연한 것	1.6~1.8	0.8~1.0	20~30
	연한 것	1.5~1.7	0.6~0.9	15~25
점 토	굳은 것	1.6~1.9	0.6~0.9	20~30
	약간 연한 것	1.5~1.8	0.5~0.8	10~20
	연한 것	1.4~1.7	0.4~0.7	0~10
실 트	굳은 것 연한 것	1.6~1.8	1.0	10~20
		1.4~1.7	0.5~0.7	0

표 2.13 사질토의 토질정수(강준원, 2010)

재 료	다 짐	DR(%)	N	r_{dry} (g/cm ³)	간극비 (e)	강 도 (ϕ)
GW : 입도가 양호한 자갈	조밀	75	90	2.21	0.22	40
	중간조밀	50	55	2.08	0.28	36
	느슨	25	<28	1.97	0.36	32
GP : 입도가 불량한 자갈	조밀	75	70	2.04	0.33	38
	중간조밀	50	50	1.92	0.39	35
	느슨	25	<20	1.83	0.47	32
SW : 입도가 양호한 모래	조밀	75	65	1.89	0.43	37
	중간조밀	50	35	1.79	0.49	34
	느슨	25	<15	1.70	0.57	30
SP : 입도가 불량한 모래	조밀	75	50	1.76	0.52	36
	중간조밀	50	30	1.67	0.60	33
	느슨	25	<10	1.59	0.65	29
SM : 실트질 모래	조밀	75	45	1.65	0.62	35
	중간조밀	50	25	1.55	0.74	32
	느슨	25	<8	1.49	0.80	29
ML : 무기질 실트, 매우 세립모래	조밀	75	35	1.49	0.80	33
	중간조밀	50	20	1.41	0.90	31
	느슨	25	<4	1.35	1.0	27

표 2.14 다짐 흙의 토질 정수(강준원, 2010)

기 호	흙의 종류	최대건조 밀도(pcf)	최적 함수비 (%)	강 도 특 성		
				점착력 (다짐) psf	점착력 (포화) psf	유효내부 마찰각 (ψ)
GW	입도분포가 양호한 깨끗한 자갈, 자갈모래의 혼합토	125~135	118	0	0	>38
GP	입도분포가 불량한 깨끗한 자갈, 자갈 모래의 혼합토	115~125	1411	0	0	>37
GM	실트질 자갈, 입도분포가 불량한 자갈·모래·실트	120~135	128	-	-	>34
GC	점토질 자갈 입도분포가 불량한 자갈 모래 점토	115~130	149	-	-	>31
SW	입도분포가 양호한 깨끗한 모래, 자갈질 모래	110~130	169	0	0	38
SP	입도분포가 불량한 깨끗한 모래, 모래 자갈의 혼합토	100~120	1511	0	0	37
SM	실트질 모래, 입도분포가 불량한 모래 점토의 혼합토	110~125	1611	1050	420	34
SM-SC	소설세립토가 약간 섞인 모래, 실트, 점토의 혼합토	110~130	1511	1050	300	33
SC	점토질 모래, 입도분포가 불량한 모래 실트의 혼합토	105~125	1911	1550	230	31

표 2.14 다짐 흙의 토질 정수(계속)

기호	흙의 종류	최대건조 밀도(pcf)	최적 함수비 (%)	강도특성		
				점착력 (다짐) psf	점착력 (포화) psf	유효내부 마찰각 (ψ)
ML	비유기질 실트, 점토질 실트	95~20	2412	1400	190	32
ML-CL	비유기질 실트, 점토의 혼 합토	100~120	22~12	1350	460	32
CL	소성이 중간정도 이하인 비유기질 점토	95~120	24~12	1800	270	28
OL	소성이 낮은 유기질 실트, 실트질 점토	80~100	33~21	-	-	-
MH	비유기질 점토질 실트	70~95	40~24	1500	420	25
CH	소성이 높은 비유기질 점토	75~105	36~19	2150	230	19
OH	유기질 점토, 실트질 점토	65~100	45~21	-	-	-

2.8 저수지 설계시 허용안전율

안전율은(FS) 여러 가지 불확실성을 보상 하는 계수이며 주어진 활동면에 대하여 전단강도(S)를 현 제방에 작용하는 전단응력(τ)으로 나눈 값($FS = \frac{S}{\tau}$)이다. 이론적으로는 안전율 $FS > 1.0$ 일 경우에 안전한 것으로 해석할 수 있으나 설계시 제방의 불확실성으로 인한 여건을 감안하여 허용 안전율을 설계에 적용한다. 저수지 제방 설계에 대한 기준 안전율은 한국농어촌공사 농업생산기반계획설계기준에서 만수위시 지진시 1.2, 일부저수위시 지진시에는 1.15를 적용하고 있다.

필댐 사면의 활동에 대한 안전율은 불확정한 요소가 포함되기 쉬운 경우 또는 재료 시험이나 안정계산의 정밀도가 충분하지 않은 경우에 1.5를 표준으로 하고 있고 충분한 경우라도 표 4.9.1의 값 이상의 안전율을 적용하여야 한다.

안전율을 얼마로 하느냐 하는 것은 그 상태가 일어날 확률과 파괴된 경우의 위험도에 따라 정해지는 것이다. 표 4.9.1에서 구분란 1, 2의 안전율이 1.3으로 최대인 것은 어느 댐에서도 반드시 있을 수 있는 상태이기 때문이다. 이에 대해서는 구분 4, 5의 경우는 극히 드물게 발생하는 상태이고 특히 5의 경우는 파괴된 경우라도 물이 흘러 넘쳐 피해가 생길 염려가 없으므로 안전율을 작게 취해도 된다. 활동파괴를 고려하는 경우는 표 4.9.2에 의거하여 실시하도록 한다(농업생산기반 계획 설계기준-필댐편).

표 2.15 필댐의 안전율(농업생산기반 계획 설계기준-필댐편)

구분	제 조건	저수위	지진	안전율		비 고
				상류	하류	
1	완성 직후	바닥상태	없음	1.3	1.3	1) 상류측 비탈면의 하부준이 암석 등으로 되어 있어 간극압이 발생하지 않을 경우에 한함.
2	(간극압 최대)	일부저수	"	1.3	-	
3		급강하	"	1.2	1.2	
4	평상시	만수	있음	1.2	1.2	2) 수위는 보통 댐높이의 45~50%를 취하여 계산함
5		일부저수	"	1.15	-	

표 2.16 활동파괴를 검토하는 경우(농업생산기반 계획 설계기준-필댐편)

경우	저수지 수위	저수지 수위 (정수압)	침투류(간극압)의 상태	설계 진도	원형 활동면 분할법의 적용	
					응력포시	계산사면
1	설계 홍수위	설계홍수위	설계홍수위에서 침투류가 정상상태	-	유효응력	상하류측
2	서차 지수위	서차지수위	서차지수위에서 침투류가 정상상태	50 %	유효응력	상하류측
3	상시 만수위	상시만수위	상시만수위에서 침투류가 정상상태	100 %	유효응력	상하류측
4	중간수위	중간수위	중간수위에서 침투류가 정상상태	100 %	유효응력	상하류측
5	빈경우 (완성직후)	-	축제중의 간극압이 잔류	50 %	진응력 유효응력	상하류측
6(a)	수위 급강하	강하후의 최저수위	상시만수위에서 최저수위까지 강하했을 때이며 간극압이 잔류	100 %	유효응력	상류측
6(b)	수위 급강하			50 %	유효응력	

제 3 장 사면안정해석 및 결과

3.1 현장조사 및 분석

3.1.1 현장조사

제체의 공학적인 토성을 분석하고 침투류 및 사면안정 해석을 실시하여 제체의 안전성 여부를 검토하기 위하여 대표적인 단면을 선정, 성토재 및 점토재에 대한 불교란 시료를 채취 후 채취된 불교란 시료를 이용하여 실내 토질시험을 실시하였다.

1) 시설물 개요

가. 시 설 명 : ○○저수지 (농업생산기반 1종 시설)

나. 위 치 : 전라남도 고흥군 일원

마. 수혜면적 : 185.7ha (준공면적 : 185.7ha)

바. 주요시설

1) 수원공 : 저수지 1개소, 주수원공 (L= 274.0m, H= 24.5m)

2) 평야부 : 용수로(20,835m)

3) 기타시설 : 진입도로(제체 종점부 아스팔트 포장도로(B=5.0m))

2) 시추 조사

제체 재료로 사용된 점·성토의 물리적 성질을 파악하기 위해 현장에서 불교란 시료를 채취한 위치는 다음 그림과 같다.

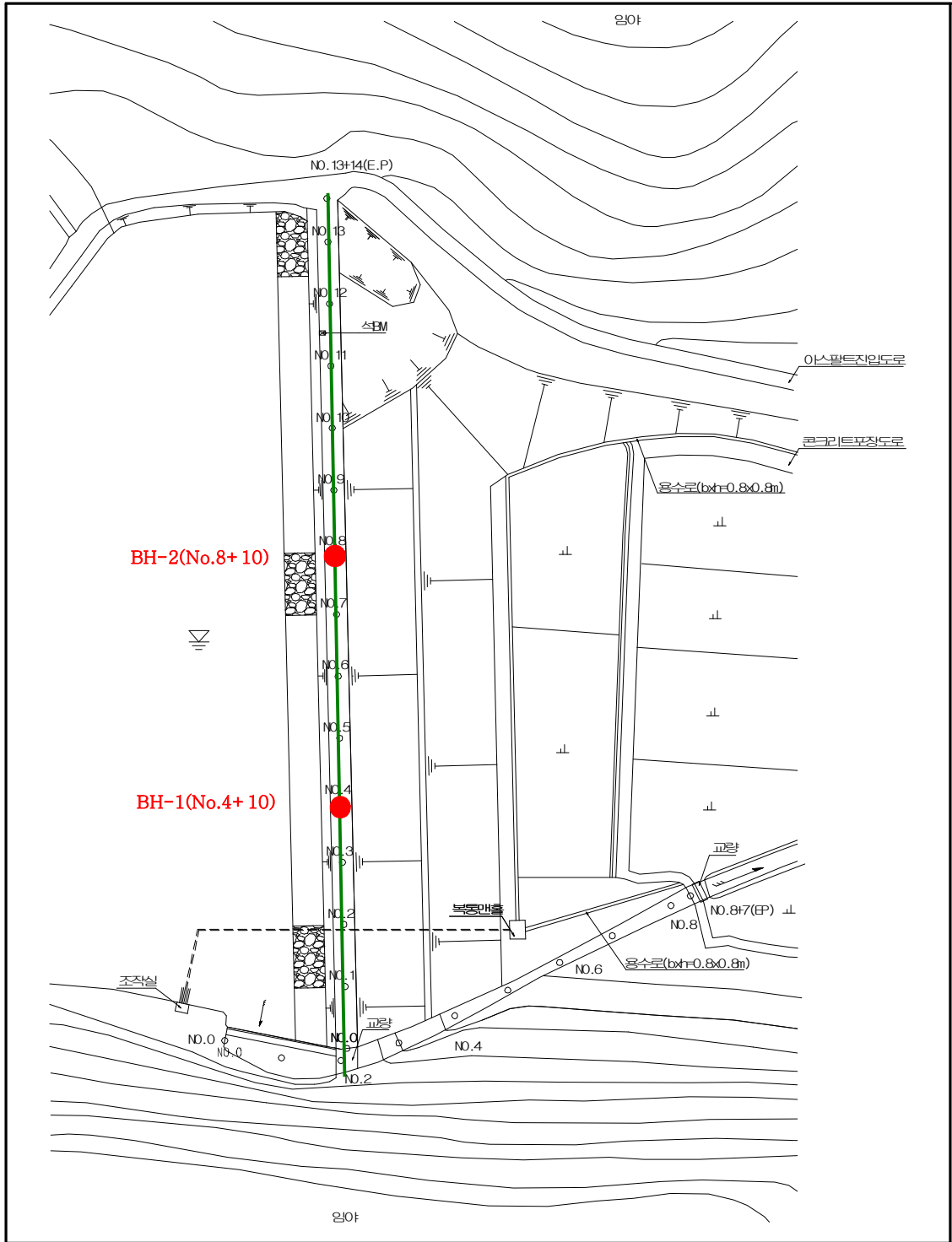


그림 3.1 사레 저수지 시추조사 위치도

표 3.1 시추 위치별 실내 토질시험 결과표(물리적 특성)

시료명	심도 (m)	입도분포 (%)				Atterberg 한계 (%)			비중 (Gs)	통일분류 (U.S.C.S)
		점토	실트	모래	자갈	액성 한계	소성 한계	소성 지수		
BH-1	0.3~1.1	15.0	32.2	52.0	0.8	28.4	15.2	13.2	2.635	SC
BH-1	18.0~18.8	15.0	23.6	51.1	10.3	27.4	16.4	11.0	2.639	SC
BH-2	0.5~1.3	19.0	15.1	62.1	3.7	30.2	19.7	10.5	2.617	SC
BH-2	13.0~13.8	12.5	23.7	60.4	3.4	29.9	18.7	11.3	2.626	SC

표. 3.2 시추 위치별 실내 토질시험 결과표(역학적 특성)

시료명	심도 (m)	자연상태		삼축압축시험 (\overline{CU})		투수계수 (Cm/s)	비고
		함수비 (%)	단위중량 (t/m ³)	점착력 (t/m ²)	내부 마찰각 (°)		
BH-1	0.3~1.1	21.7	2.039	0.03	33	8.29×	
BH-1	18.0~18.8	22.4	2.029	0.02	31	8.45×10 ⁻⁷	
BH-2	0.5~1.3	22.3	2.021	0.04	29	9.16×10 ⁻⁷	
BH-2	13.0~13.8	21.2	2.044	0.03	30	5.23×10 ⁻⁷	

3.1.2 사례 저수지 적용 물성치

1) 채취된 시료의 토질 특성

입도분석 후 통일분류법에 의한 흙의 분류 결과 성토재는 점토질이 섞인 모래로서 모래의 비율은 62.1%를 차지하고 있고, 점토재는 점토질이 섞인 모래로 모래의 비율은 60.4%로 성토재와 점토재는 모래의 비율이 높은 혼합토이며, 실내 토질시험 결과 마찰각은 점·성토재로서 대체로 보통의 상태로 분석되었으나 이는 \overline{CU} 시험의 특성에 의한 것으로 판단된다.

표. 3.3 사례 저수지 실내 토질시험 결과표(역학적 특성)

구분	자연상태		삼축압축시험 (\overline{CU})		투수계수 (m/s)	비고
	함수비 (%)	단위중량 (kN/m ³)	점착력 (kN/m ²)	내부마찰각 (°)		
성토재	22.00	19.908	3.43	31	8.73×10^{-7}	실내시험 평균값 사용
점토재	21.80	17.653	9.81	30.5	7.20×10^{-9}	기진단 자료 사용
사 석	-	18.143	0	40	5.00×10^{-4}	
연 압	-	24.518	98.07	35	5.00×10^{-10}	

※ 문헌값의 경우 지반조사상세편람(기초편) 엔지니어즈(1998)를 참조하였음.

※ 토성과 투수계수의 비등방성계수 $K_h/K_v = 1/10$ 적용

3.1.3 사례 저수지 지진계수

사례 저수지 지진계수는 2.6.2장 국내 저수지 내진설계기준에 의해서 산정하였다. 본 사례 저수지는 내진 1등급 댐에 속하므로 재현주기 500년, 위험도 계수 1.0을 채택하였고, 행정구역은 전남 고흥군에 속하여 I구역의 구역계수 0.11을 하였다. 그리고 기초지반은 현장조사에 의해서 지반종류를 경암지반, 보통암지반으로 보고 지반계수 1.0을 적용하여 지진계수를 산정하였다.

아래식은 본 사례저수지의 지진계수를 산정하는 식을 나타내었고, 표 3.4는 지진계수 산정값을 표로 나타내었다.

1) 설계지진계수의 산정

$$\begin{aligned}
 & - \text{구역계수} \times \text{위험도계수} \times \text{지반계수} \times \text{할증계수} \\
 & = 0.11 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.2 \\
 & = 0.132
 \end{aligned}$$

2) 체체 작용 수직지진계수(K_V) 결정

$$\begin{aligned}
 & - \text{체체에 작용하는 평균수평지진계수}(K_H) \text{의 } 50\% \text{ 적용} \\
 & = 0.132 \times 50\% \\
 & = 0.066
 \end{aligned}$$

표 3.4 사례 저수지 지진계수 산정표

구역계수	위험도계수	지반계수	할증계수	지진계수	
				수평(K_h)	수직(K_v)
0.11	1.0	1.0	1.2	0.132	0.066

3.2 사면안정성 해석 결과

사레저수지 내진 보강 후 사면안정 분석은 GEO-SLOPE을 이용하여 Spencer법, Bishop법, Morgenstern-Price법 총 3가지 해석을 실시하였다. 해석 단면은 사레저수지의 제체 표준단면의 상류사면(만수위 EL.64.36m, 일부수위 EL.53.60m)과 하류사면(만수위 EL.64.36m)에 대한 조건을 적용하여 사면안정 해석을 한 결과를 본 사레저수지 제방 내진 보강 전과 후를 비교 분석하였다. 제방 보강단면 형상을 달리하여 반복 검토 하였고 아래의 내용은 검토 결과 중 안전율을 만족하는 경우를 선정하였다.

3.2.1 보강 전 제방 모델링

고흥군 ○○저수지의 제방 제원은 다음 설명과 같다. 상류사면의 기울기는 1 : 2.3으로 사석면으로 형성되어 있고, 하류사면의 기울기는 상단부 1 : 1.8, 하단부 1 : 2.0으로 서 때 식재면으로 이루어져 있다. 제방의 높이는 24.8m, 제방의 길이는 216m, 제방 상단 폭은 5m로 설치된 제방이다. 아래 그림 3.2와 같이 보강 전 제방의 표준단면도를 GEO-SLOPE 프로그램에 모델링 하였다.

본 사례 저수지의 지진계수는 3.1.3장에 따라 수평(Kh) 지진계수 0.132와 수직(Kv) 지진계수 0.066을 적용하여 Bishop법, Mongenstern-Price법, Spencer법으로 사면안정성 검토를 실시하였다.

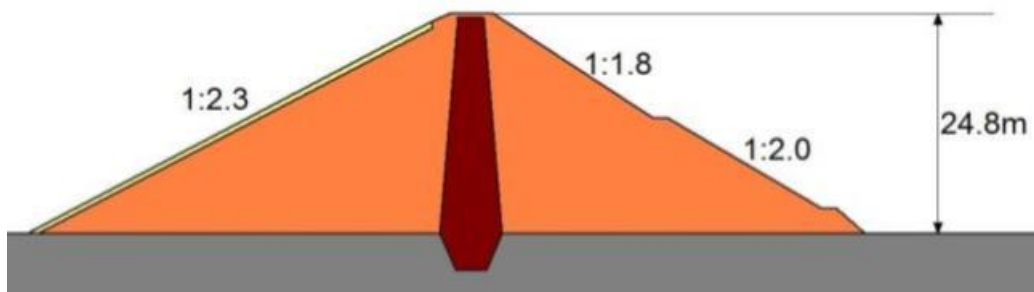
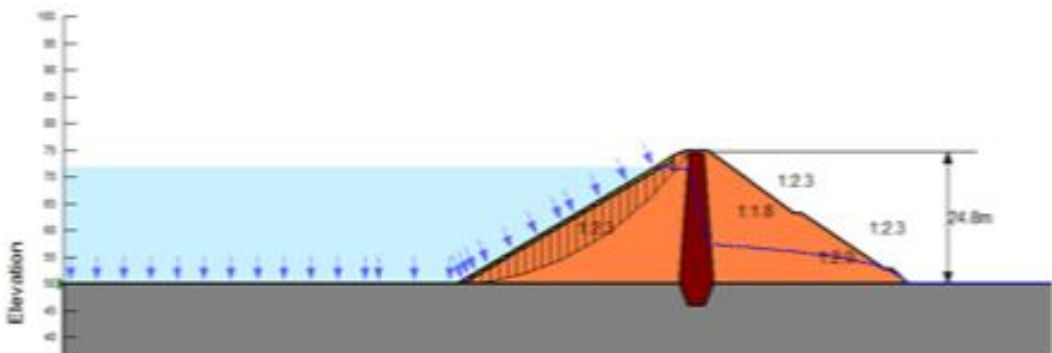
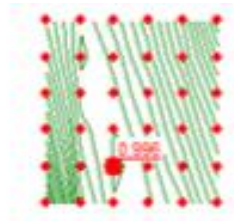


그림. 3.2 보강 전 제방 모델링도

1) 상류사면-만수위-지진시 분석결과

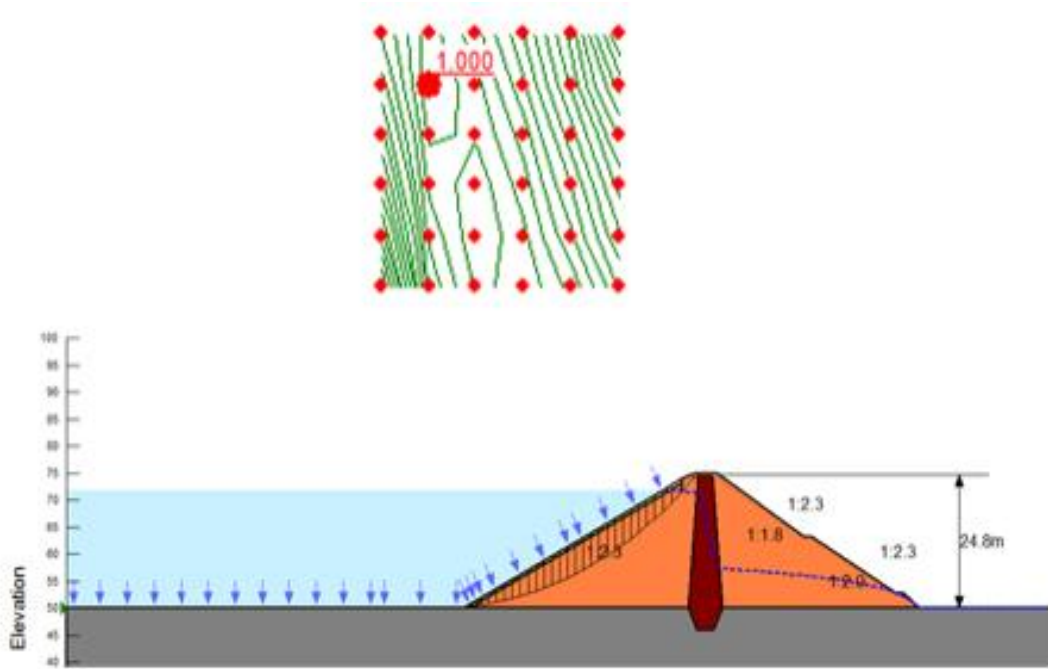
그림 3.3은 Bishop, Mongenstern-Price, Spencer 방법을 이용하여 상류사면-만수위-지진시에 대한 사면안정해석 결과이다.

Bishop법으로 검토할 경우는 안전율 0.966으로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.0, Spencer법일 경우 1.003으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.2를 충족하지 못함으로서 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 필요함을 확인하였다.

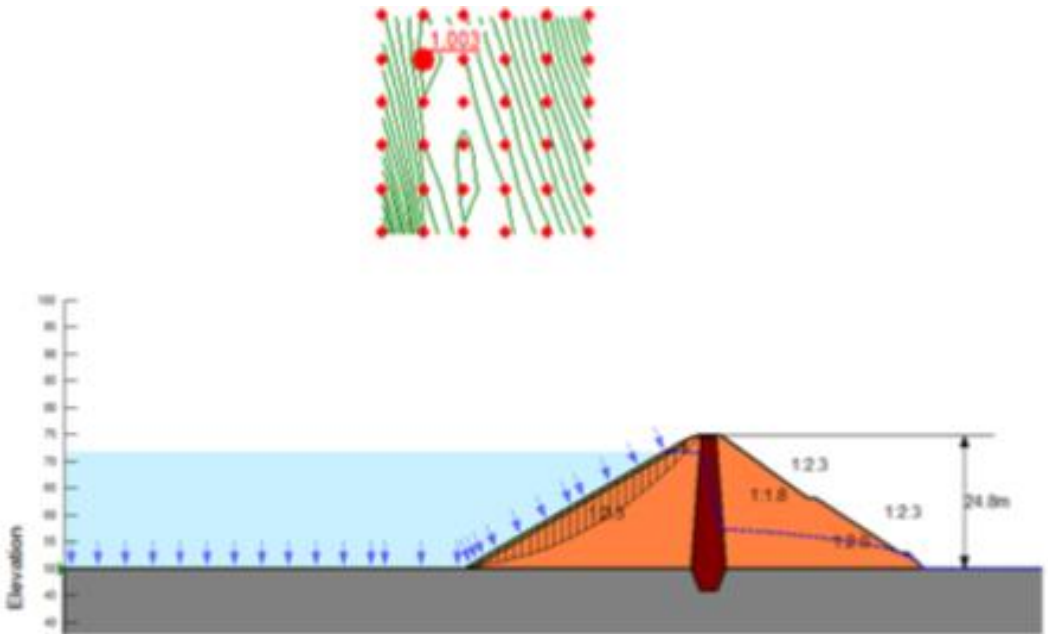


(a) bishop법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.3 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogens-Price법 상류사면-만수위-지진시



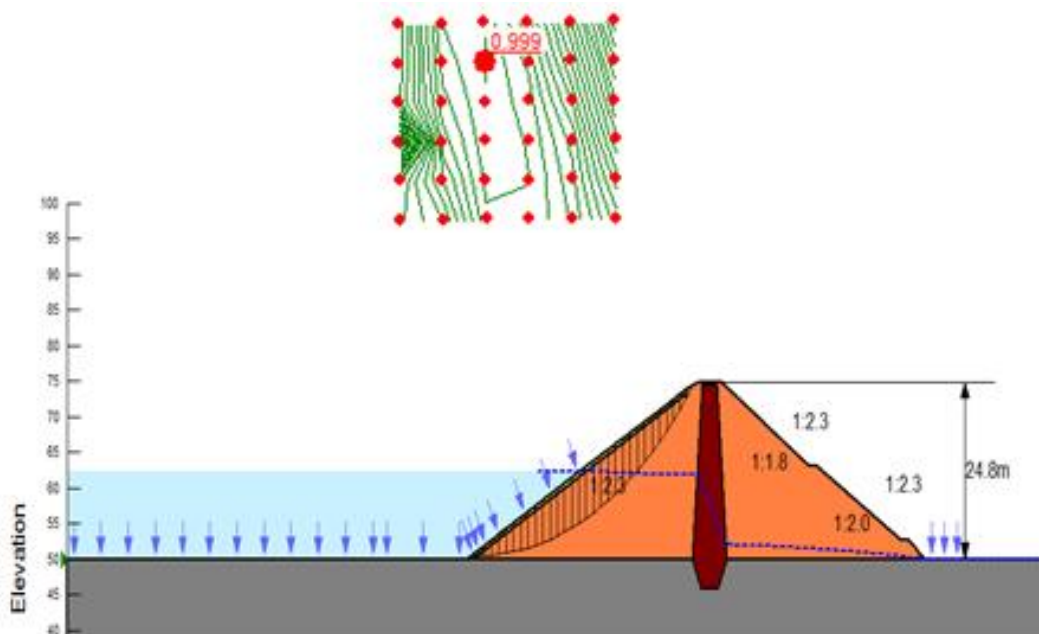
(c) Spencer법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.3 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

2) 상류사면-일부수위-지진시 분석결과

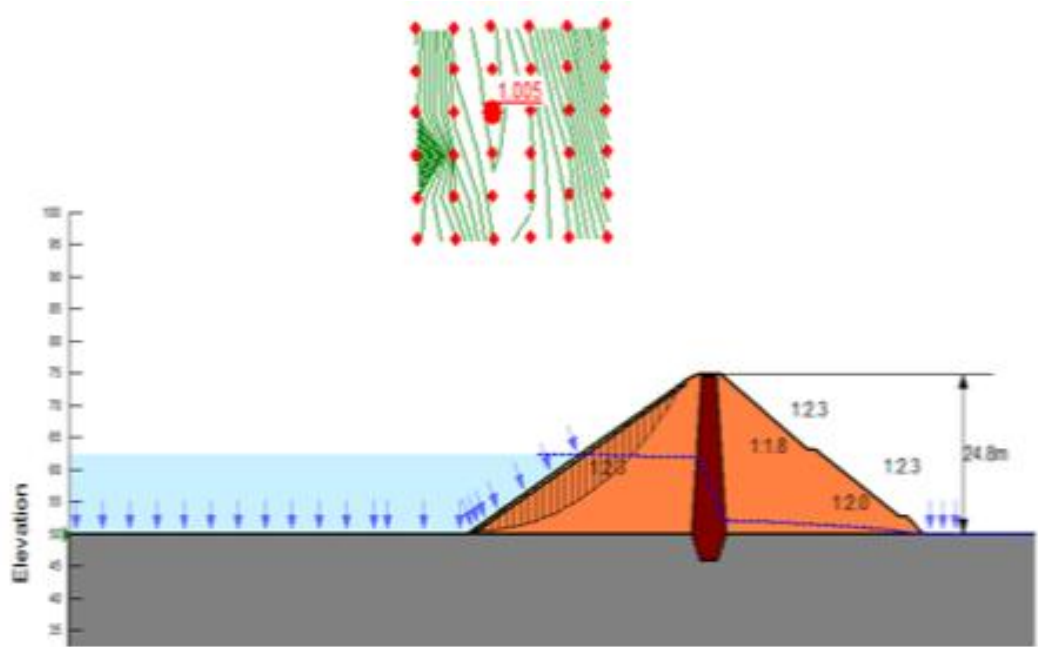
그림 3.4는 Bishop, Mongenstern-Price, Spencer 방법을 이용하여 상류사면-일부수위-지진시에 대한 사면안정해석 결과이다.

Bishop법으로 검토할 경우는 안전율 0.999로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.005, Spencer법일 경우 1.007로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.15를 충족하지 못하여 상류사면에서 일부수위-지진시에 내진 보강이 필요함을 확인하였다.

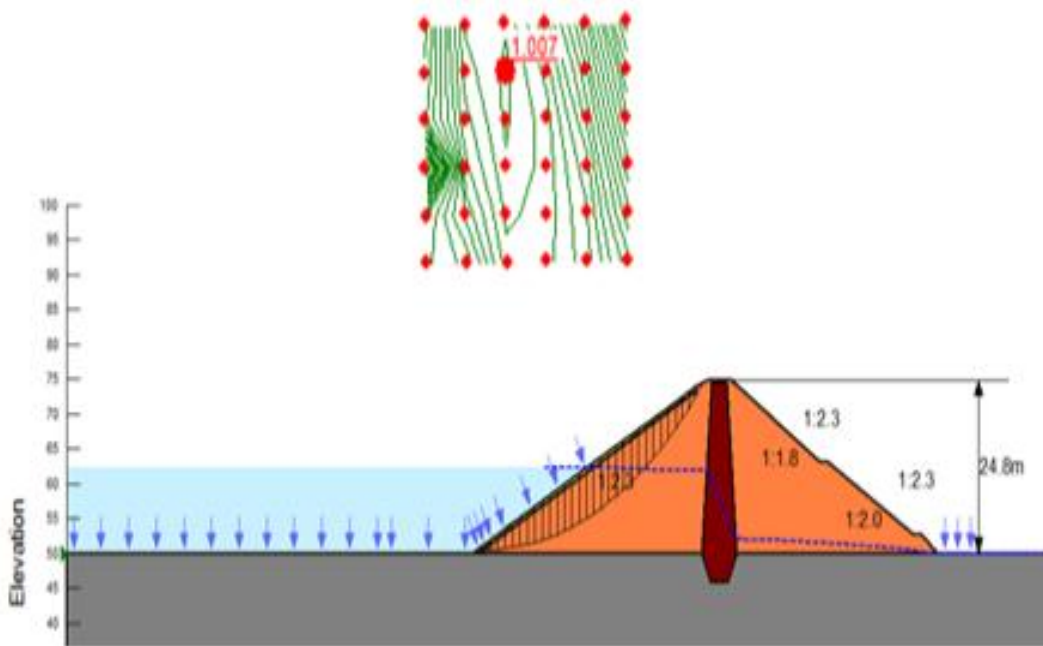


(a) bishop법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.4 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 상류사면-일부수위-지진시



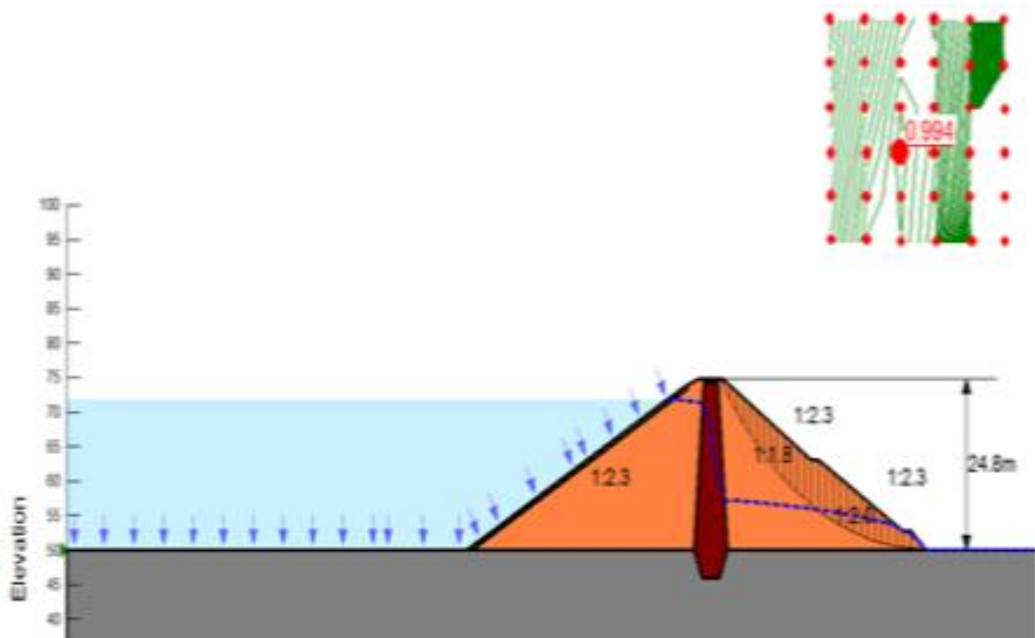
(c) Spencer법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.4 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

3) 하류사면-만수위-지진시 분석결과

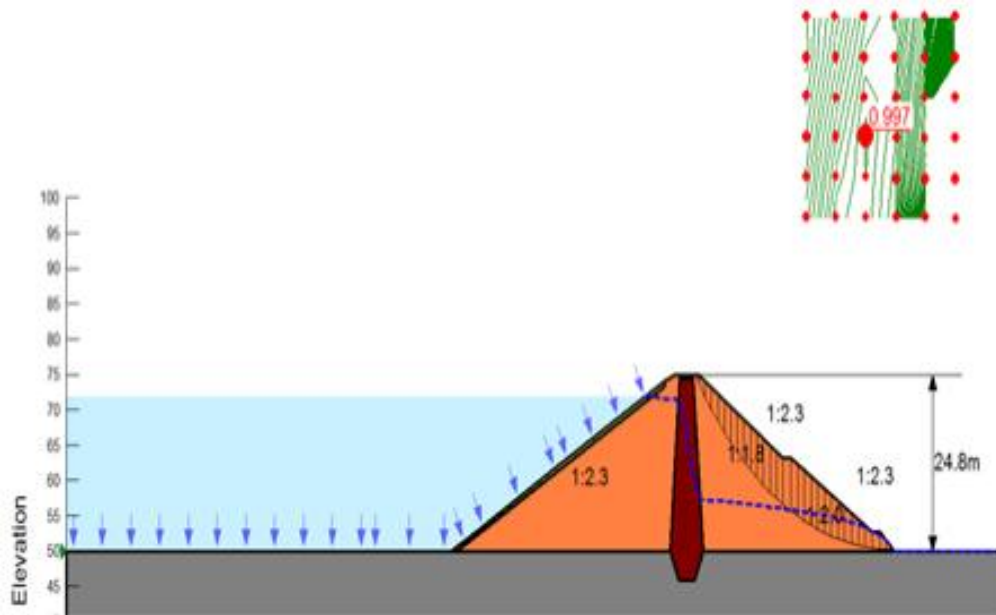
그림 3.5는 Bishop, Mongenstern-Price, Spencer 방법을 이용하여 하류사면-일부수위-지진시에 대한 사면안정해석 결과이다.

Bishop법으로 검토할 경우는 안전율 0.994로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 0.997, Spencer법일 경우 0.997로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.2를 충족하지 못함으로서 하류사면에서 만수위-지진시에 내진 보강이 필요함을 확인하였다.

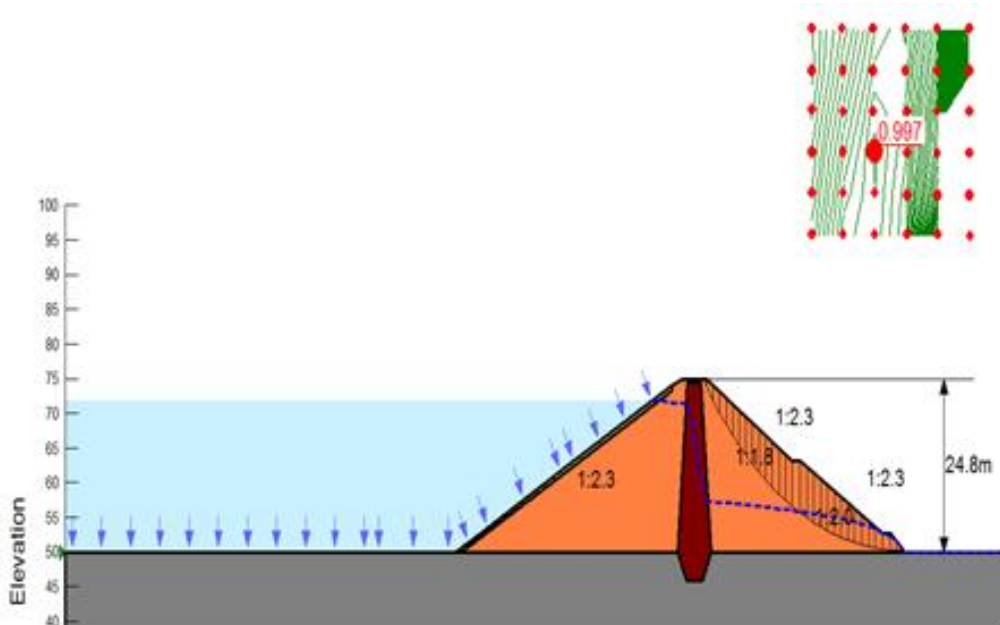


(a) bishop법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.5 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Morgenstern-price법 하류사면-만수위-지진시



(c) Spencer법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.5 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

4) 보강 전 사면안정 분석결과

본 ○○저수지 제방의 상류사면 안전율은 표 3.5와 같이 Spencer법, Bishop법, Morgenstern-Price법으로 검토를 실시한 결과를 정리하였다.

지진시 보강 전 상류사면 만수위시는 0.999~1.005, 하류사면 만수위시 0.940~0.959로 현 설계기준 1.20이상에 미치지 못하였고, 일부저수시에도 0.996~1.009로 현 설계기준 1.15이상에 미치지 못하여 불안정한 것으로 분석되었다.

표 3.5 보강 전 사면안정 분석결과표

구 분		Spencer법	Morgenstern-Price법	Bishop법
		검토결과	검토결과	검토결과
상류사면	만수위	1.003	1.000	0.996
	일부저수	1.007	1.005	0.999
하류사면	만수위	0.997	0.997	0.994

3.2.2 1차 제방 내진보강 모델링

1차 제방 내진보강은 상류사면의 기울기를 1 : 2.3에서 1 : 3.2로 변경하고 사석 A=257m²를 보강하였다. 하류사면의 기울기는 상단부 1 : 1.8, 하단부 1 : 2.0에서 1 : 2.3으로 변경하고 사석 A=118m²를 보강하여 아래 그림 3.6과 같이 보강 전 제방의 표준단면도를 GEO-SLOPE 프로그램에 모델링 하였다.

1차 제방 내진보강 단면도의 지진계수는 3.1.3장에 따라 수평(Kh) 지진계수 0.132와 수직(Kv) 지진계수 0.066을 적용하여 Bishop법, Mongenstern-Price법, Spencer법으로 사면안정성 검토를 실시하였다.

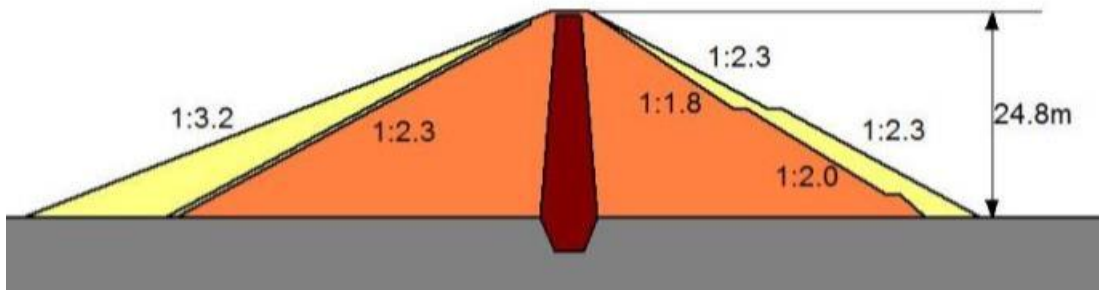
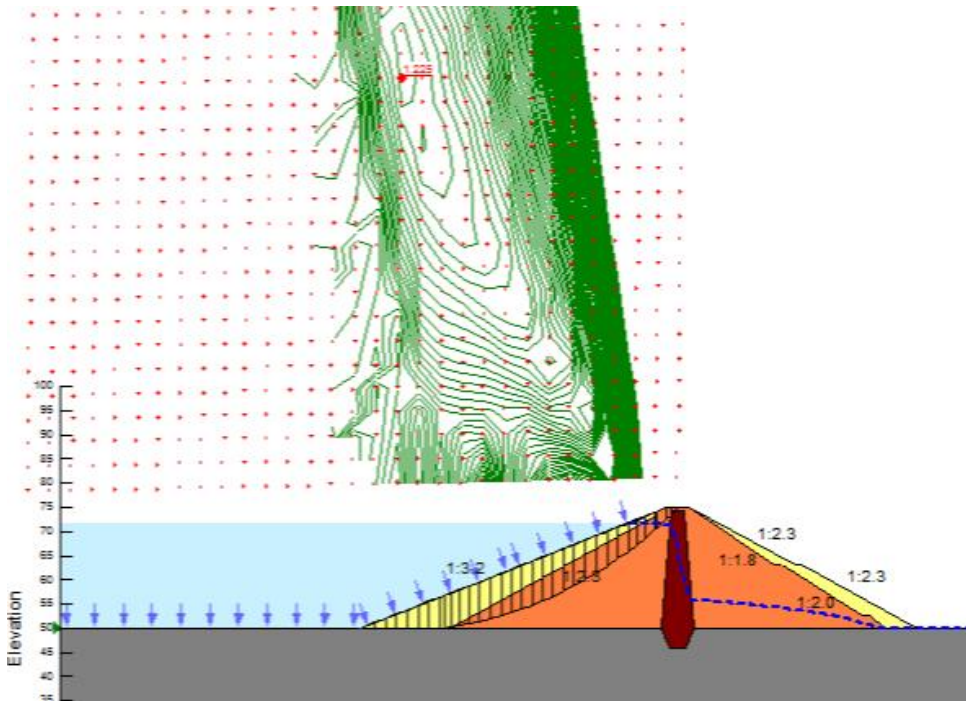


그림. 3.6 1차 제방 내진보강 모델링도

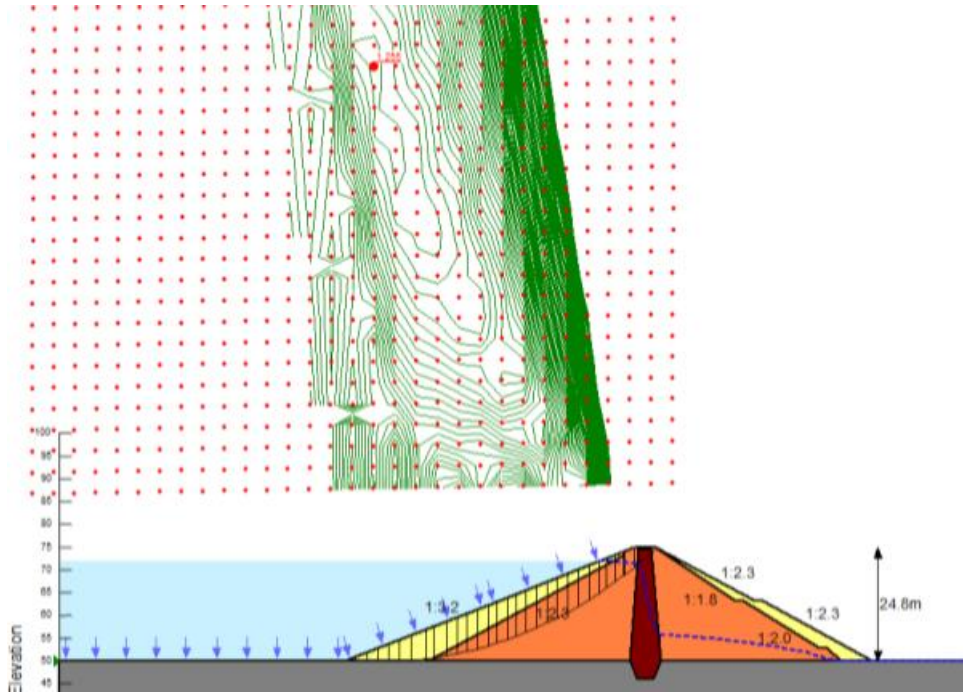
1) 상류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.225로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.255, Spencer법일 경우 1.253으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.2를 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

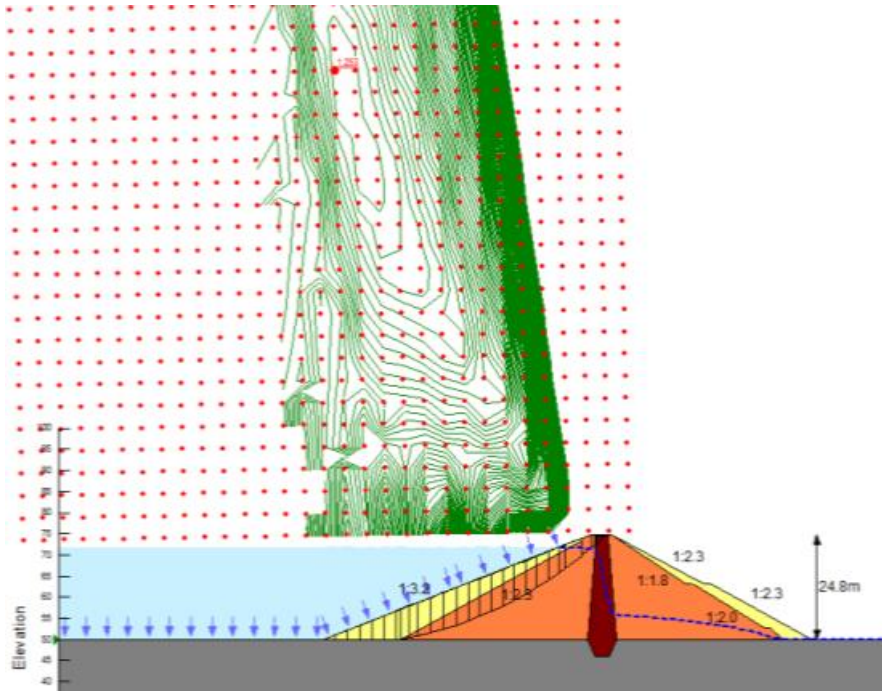


(a) bishop법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.7 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Morgenstern-price법 상류사면-만수위-지진시

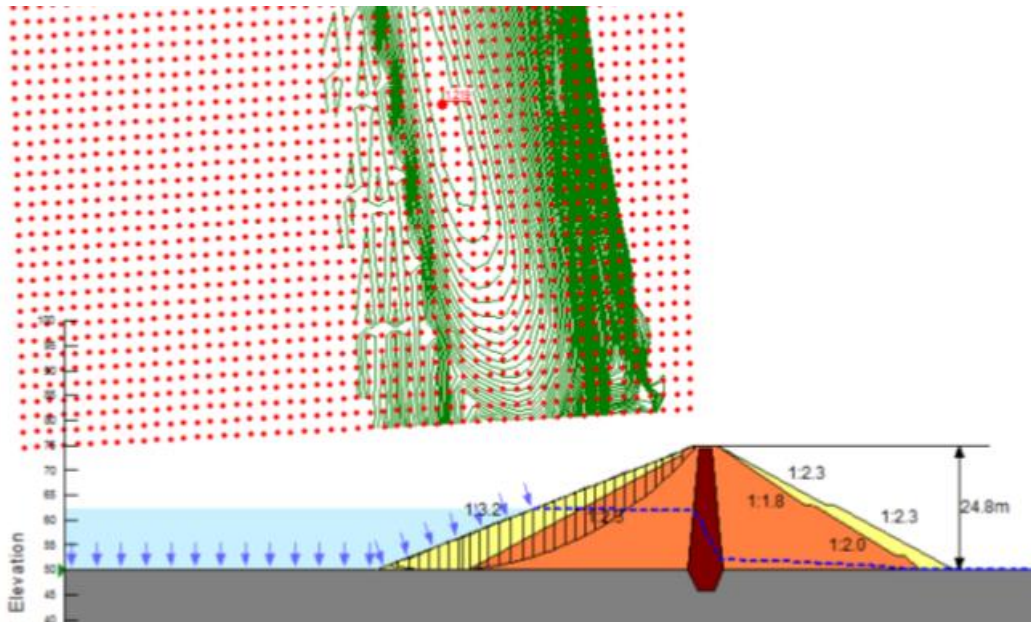


(c) Spencer법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.7 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

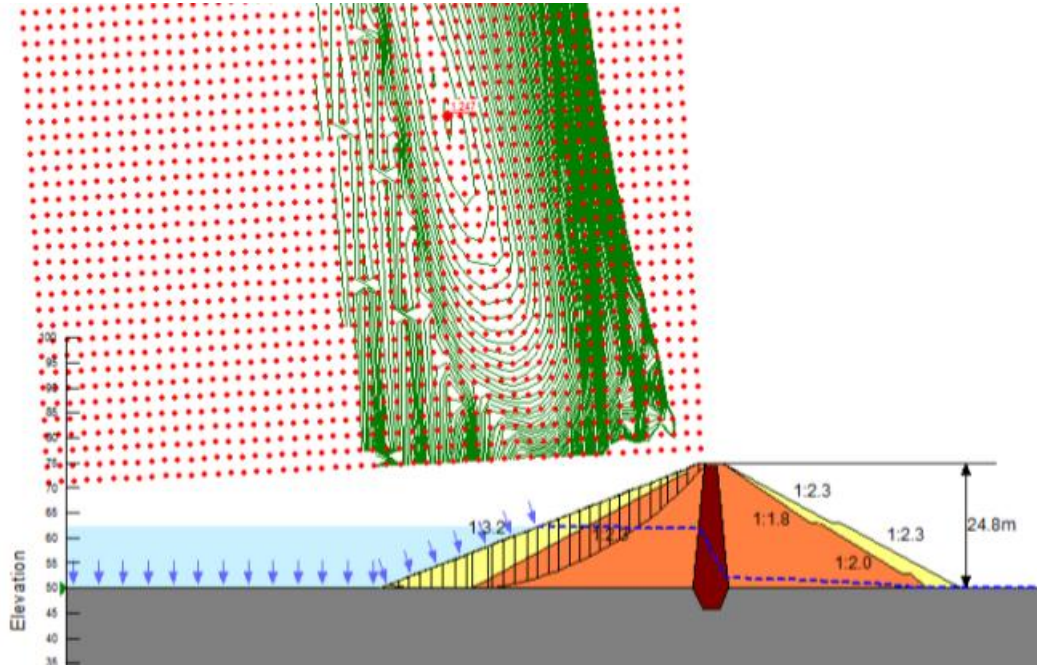
2) 상류사면-일부수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.219로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.247, Spencer법일 경우 1.246으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.15를 충족하여 상류사면에서 일부수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

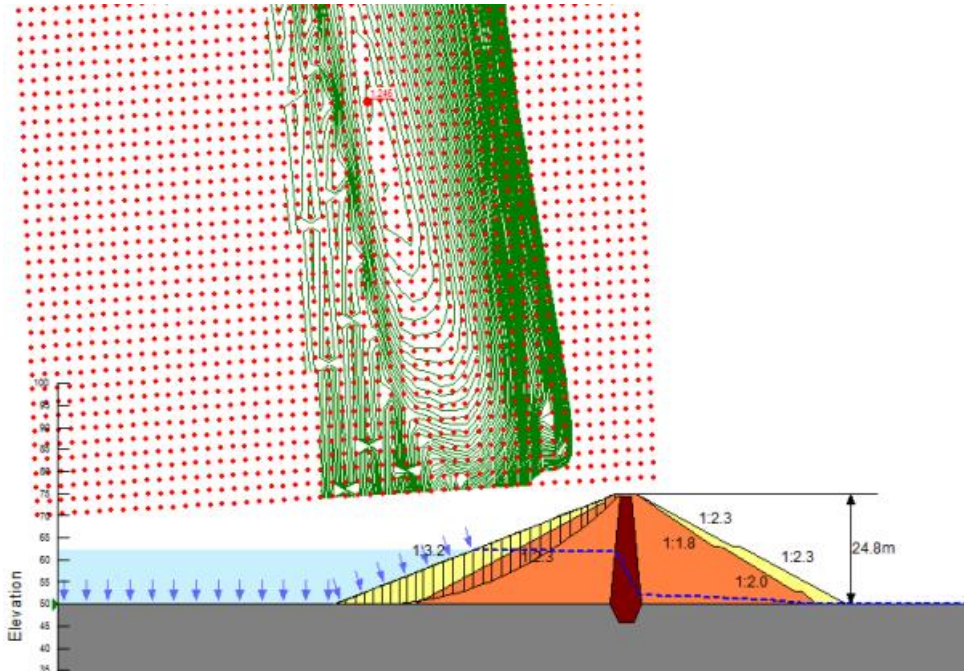


(a) bishop법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.8 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 상류사면-일부수위-지진시

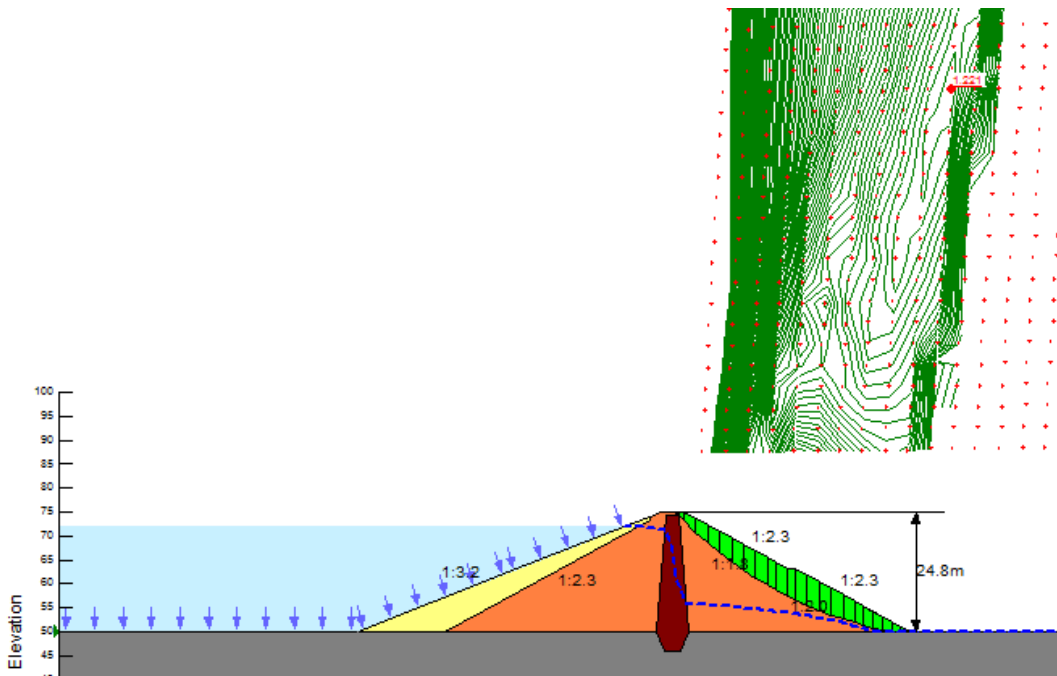


(c) Spencer법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.8 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

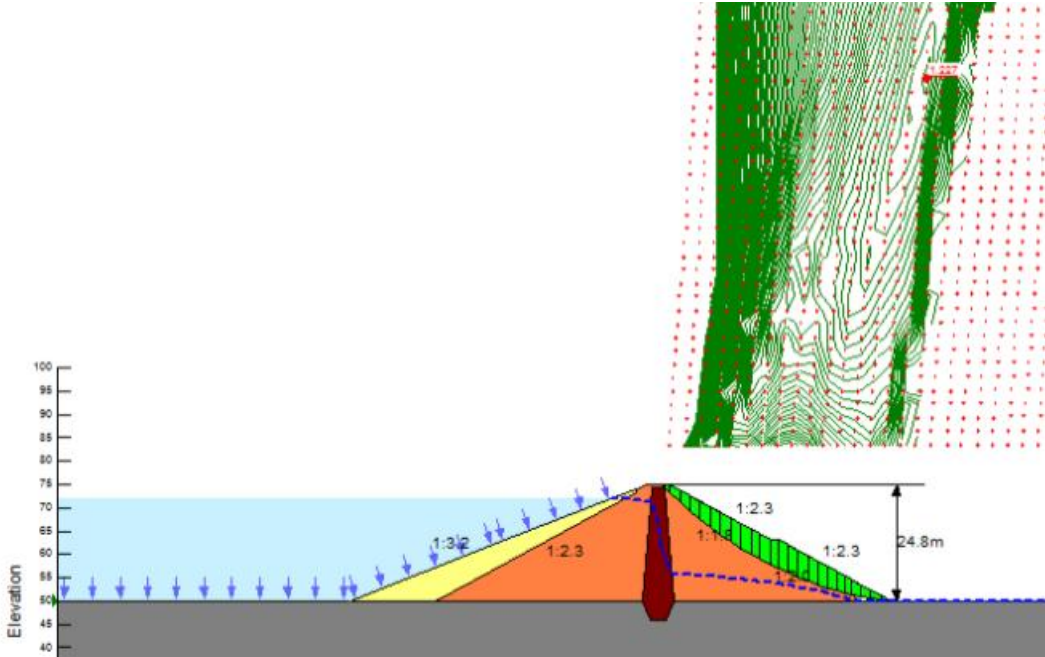
3) 하류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.221로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.227, Spencer법일 경우 1.230으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.20을 충족하여 하류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

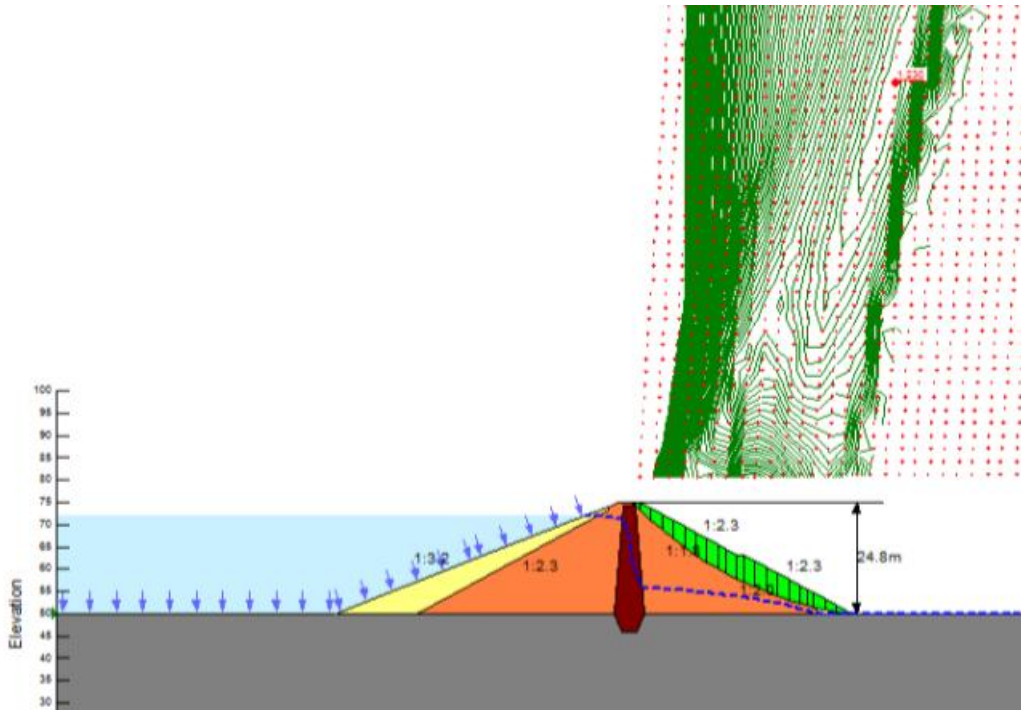


(a) bishop법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.9 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 하류사면-만수위-지진시



(c) Spencer법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.9 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

4) 1차 내진보강 후 사면안정 분석결과

지진시 불안정한 기존 ○○저수지 제방의 상류사면 기울기를 기존 1 : 2.3에서 1 : 3.2로 증가시키고 257m²만큼의 사석단면으로 보강 후 Spencer법, Morgenstern-Price법, Bishop법으로 검토를 실시한 결과, 상류사면 만수위시는 1.225~1.253로 분석되었고, 하류사면 만수위시는 1.219~1.245으로 현 설계기준 안전율 1.20이상에 만족한 것으로 분석되었다. 또한 상류사면 일부 수위시는 1.219~1.245로 현 설계 기준 안전율 1.15이상에 만족한 것으로 분석되었다.

표 3.6 1차 사면보강 후 사면안정 분석결과표

구 분		Spencer법	Morgenstern-Price법	Bishop법
		검토결과	검토결과	검토결과
상류사면	만수위	1.253	1.255	1.225
	일부저수	1.245	1.247	1.219
하류사면	만수위	1.230	1.227	1.221

3.2.3 2차 사면보강 후 사면안정 분석결과

2차 제방 내진보강은 상류사면의 기울기를 1 : 2.3에서 1 : 2.0로 변경하고 사석 A=163m²를 보강하였다. 하류사면의 기울기는 상단부 1 : 1.8, 하단부 1 : 2.0에서 1 : 2.2로 변경하고 사석 A=81m²를 보강하여 아래 그림 3.10과 같이 보강 전 제방의 표준 단면도를 GEO-SLOPE 프로그램에 모델링 하였다.

2차 제방 내진보강 단면도의 지진계수는 3.1.3장에 따라 수평(Kh) 지진계수 0.132와 수직(Kv) 지진계수 0.066을 적용하여 Bishop법, Mongenstern-Price법, Spencer법으로 사면안정성 검토를 실시하였다.

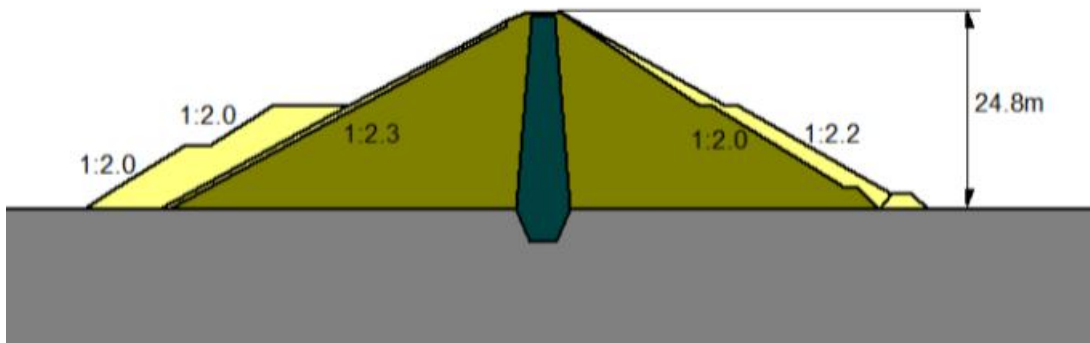
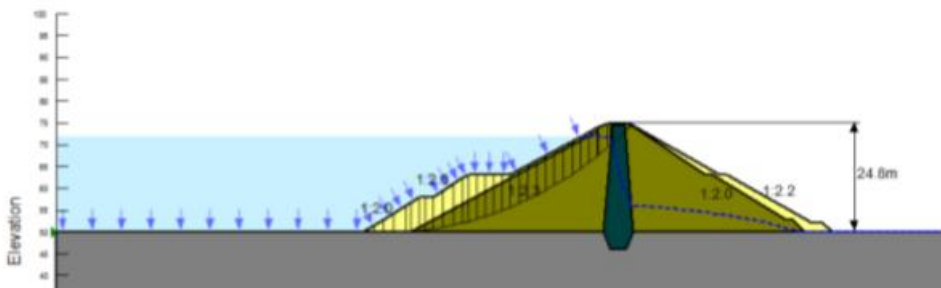
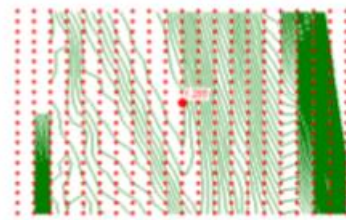


그림. 3.10 2차 제방 내진보강 모델링도

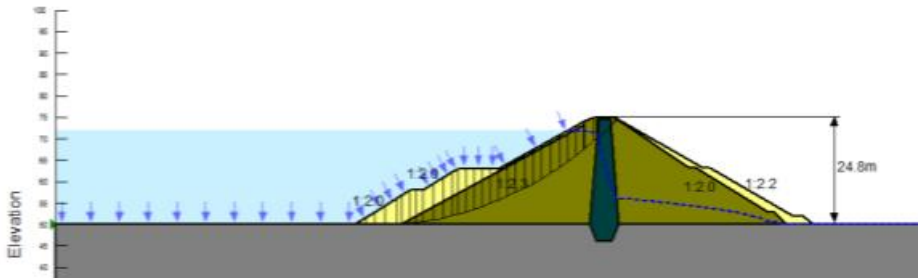
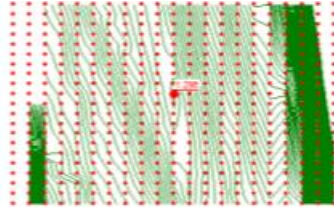
1) 상류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.265로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.296, Spencer법일 경우 1.305으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.2를 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

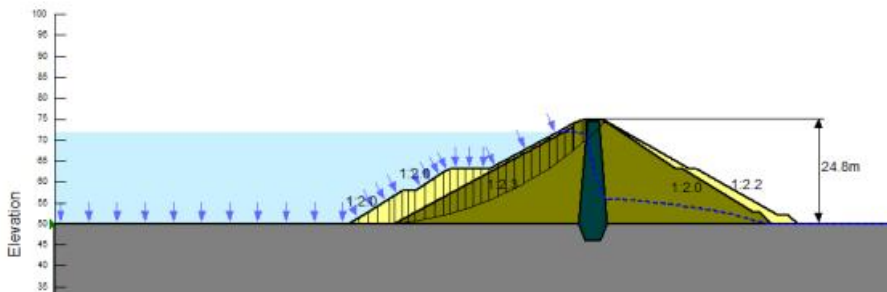
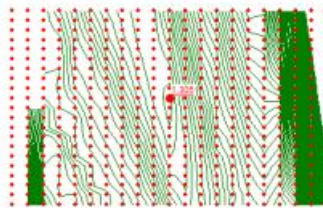


(a) bishop법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.11 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 상류사면-만수위-지진시

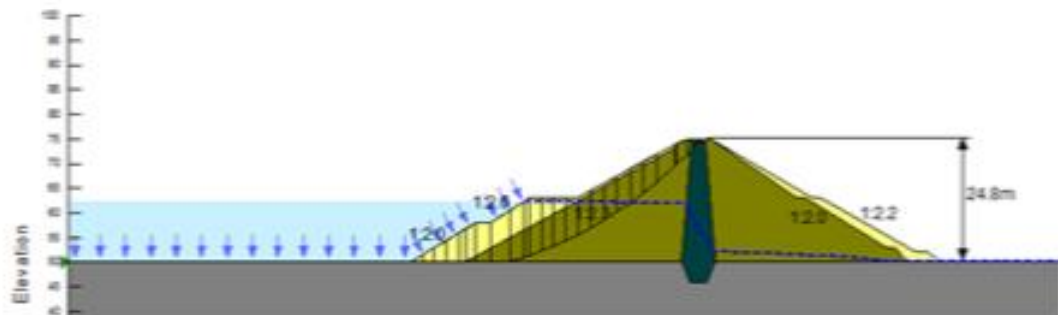
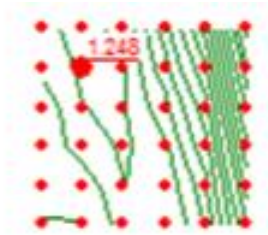


(c) Spencer법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.11 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

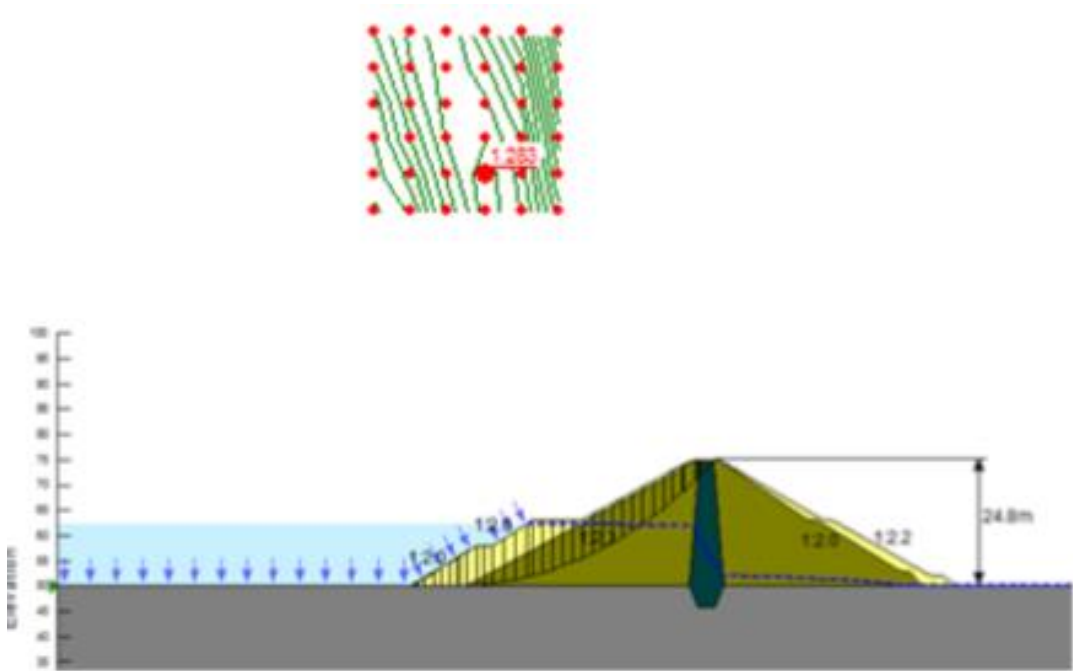
2) 상류사면-일부수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.248로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.283, Spencer법일 경우 1.296으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.15를 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

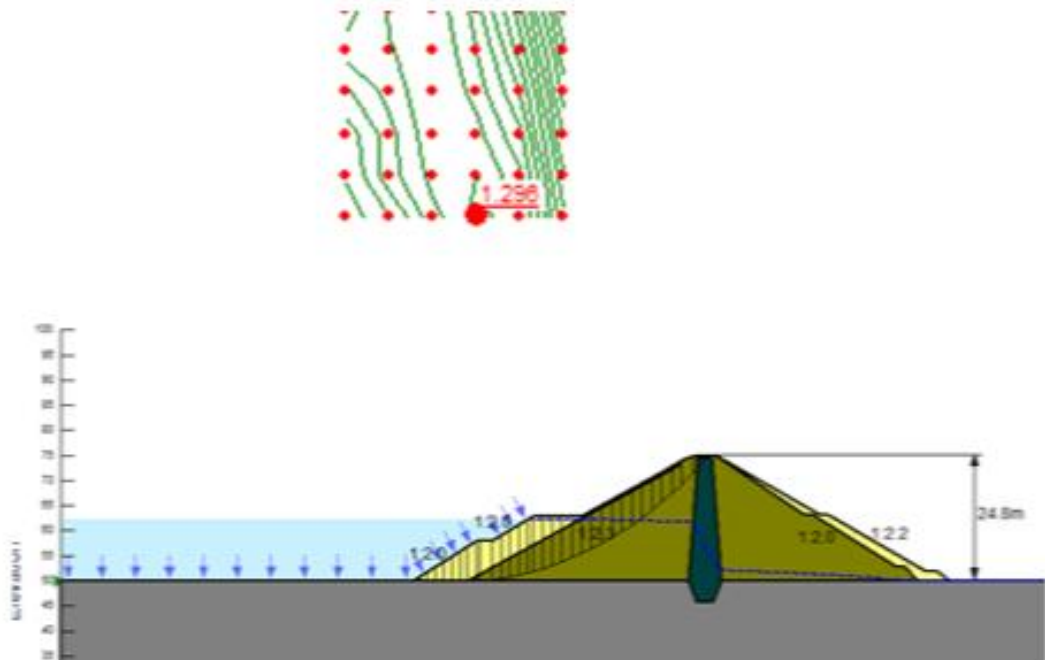


(a) bishop법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.12 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 상류사면-일부수위-지진시

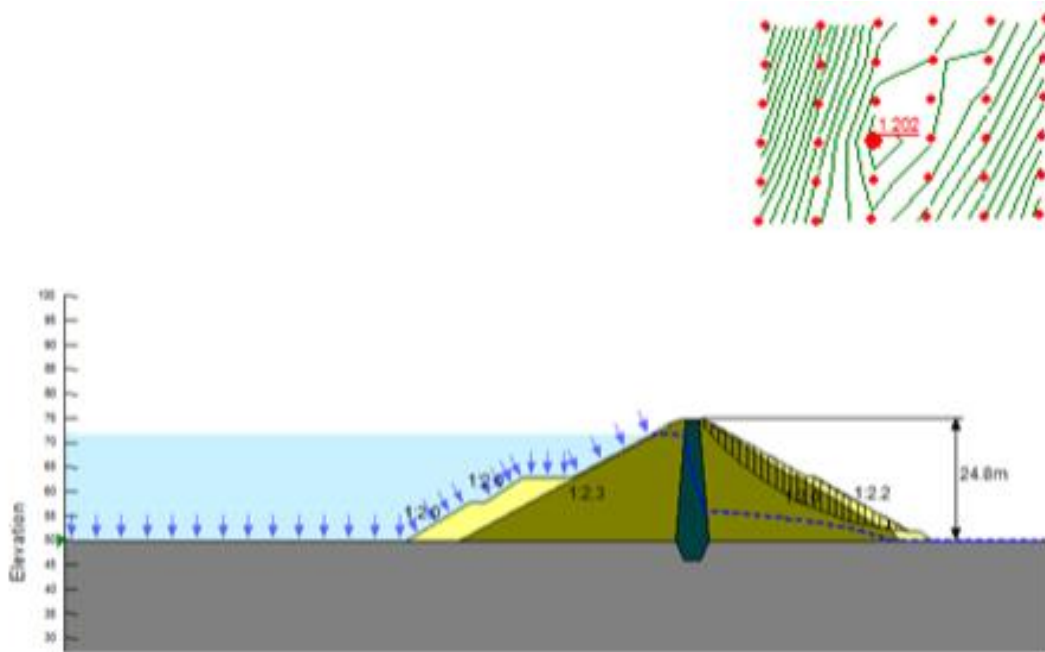


(c) Spencer법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.12 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

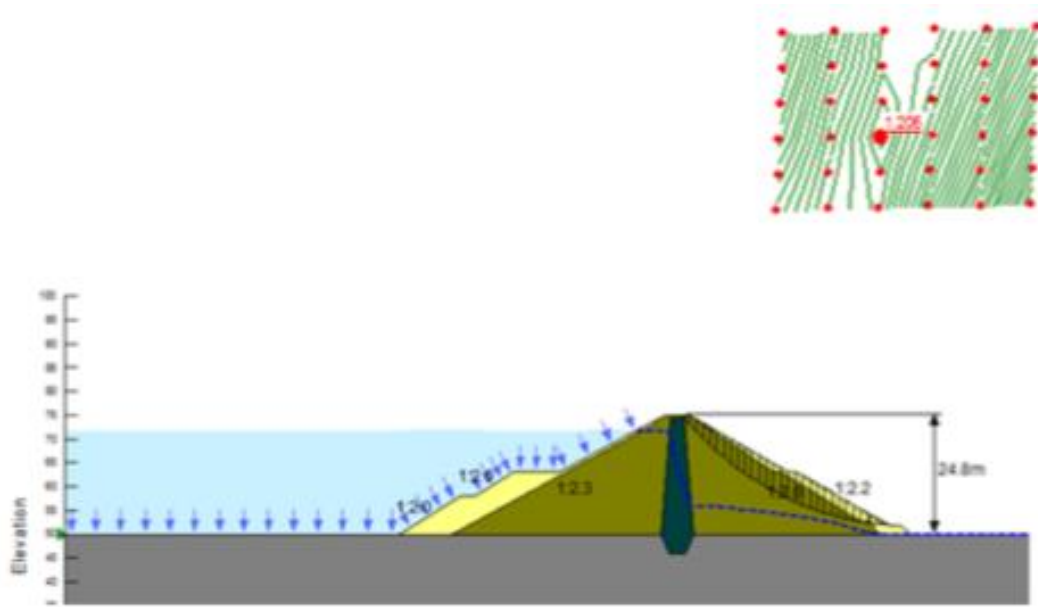
3) 하류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.202로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.206, Spencer법일 경우 1.212으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.20을 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

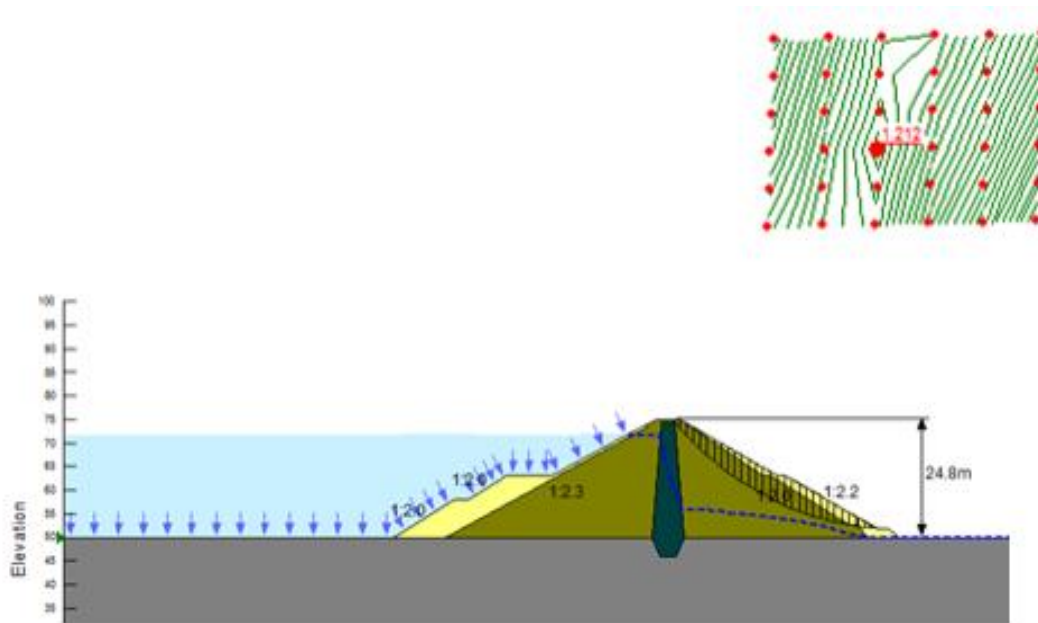


(a) bishop법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.13 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 하류사면-만수위-지진시



(c) Spencer법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.13 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

4) 2차 내진보강 후 사면안정 분석결과

2차에서 시행한 사면보강은 기존 ○○저수지 제방의 상류사면 기울기를 기존 1 : 2.3에서 1 : 2.0로 감소시키고 163㎡만큼의 사석단면으로 보강 후 Spencer법, Morgenstern-Price법, Bishop법으로 검토를 실시한 결과, 상류사면 만수위시는 1.265~1.305, 하류사면 일부 저수시 1.248~1.298으로 현 설계기준 안전율 1.20이상에 만족한 것으로 분석 되었다. 또한 하류사면은 기울기를 1 : 2.0에서 1 : 2.2으로 증가시키고 81㎡만큼의 사석단면으로 보강 후검토한 결과, 일부수위시는 1.202~1.212로 현 설계 기준 안전율 1.15이상에 만족한 것으로 분석되었다.

표 3.7 2차 사면보강 후 사면안정 분석결과표

구 분		Spencer법	Morgenstern-Price법	Bishop법
		검토결과	검토결과	검토결과
상류 사면	만수위	1.305	1.296	1.265
	일부저수	1.298	1.283	1.248
하류사면	만수위	1.212	1.206	1.202

3.2.4 3차 사면보강 후 사면안정 분석결과

3차 제방 내진보강은 상류사면의 기울기를 1 : 2.3에서 1 : 3.0로 변경하고 사석 A=116m²를 보강하였다. 하류사면의 기울기는 상단부 1 : 1.8, 하단부 1 : 2.0에서 1 : 2.3으로 증가시키고 사석 A=18m²과 성토 A=100m²를 보강하여 아래 그림 3.14와 같이 보강 제방의 표준단면도를 GEO-SLOPE 프로그램에 모델링 하였다.

3차 제방 내진보강 단면도의 지진계수는 3.1.3장에 따라 수평(Kh) 지진계수 0.132와 수직(Kv) 지진계수 0.066을 적용하여 Bishop법, Mongenstern-Price법, Spencer법으로 사면안정성 검토를 실시하였다.

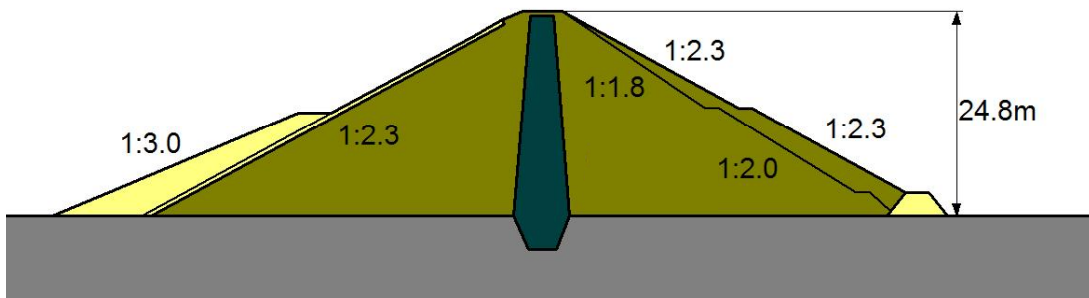
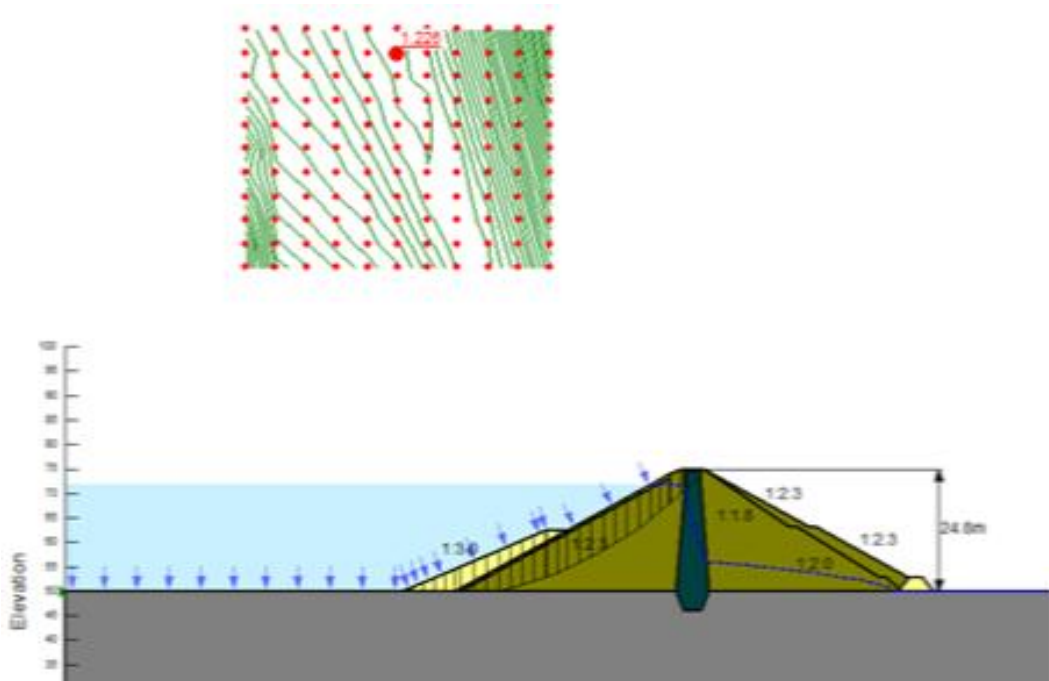


그림. 3.14 3차 제방 내진보강 모델링도

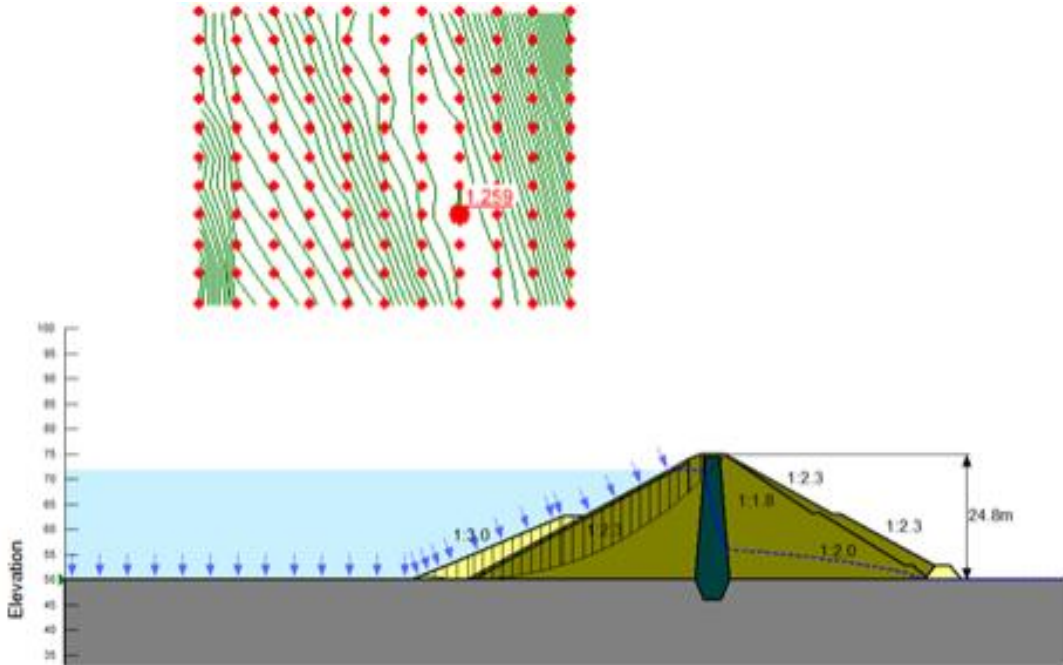
1) 상류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.226로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.259, Spencer법일 경우 1.265으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.2를 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

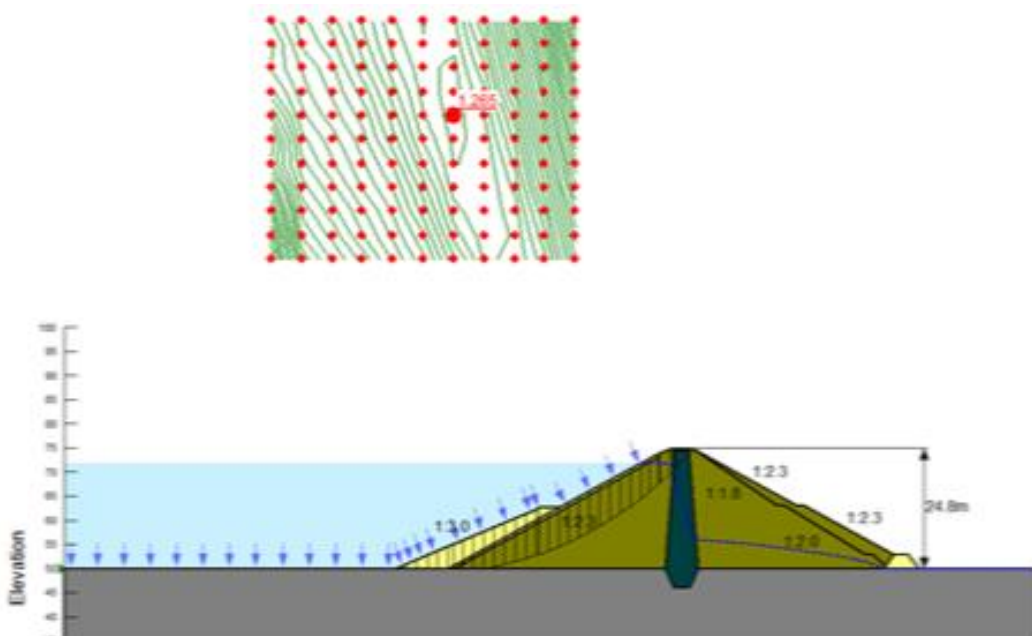


(a) bishop법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.15 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 상류사면-만수위-지진시

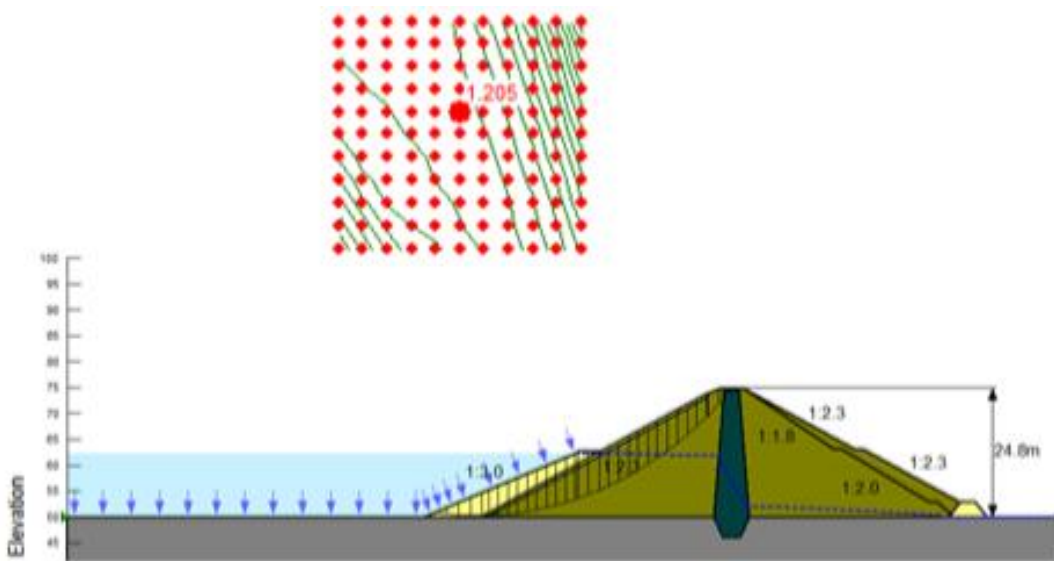


(c) Spencer법 상류사면-만수위-지진시

그림 3.15 상류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

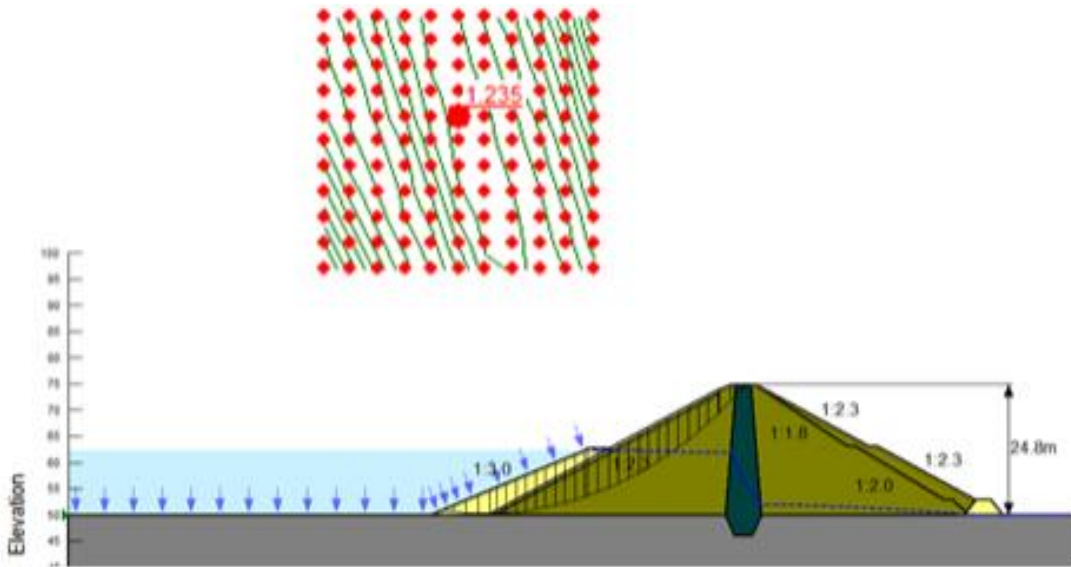
2) 상류사면-일부수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.205로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.235, Spencer법일 경우 1.241으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.15를 충족하여 상류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

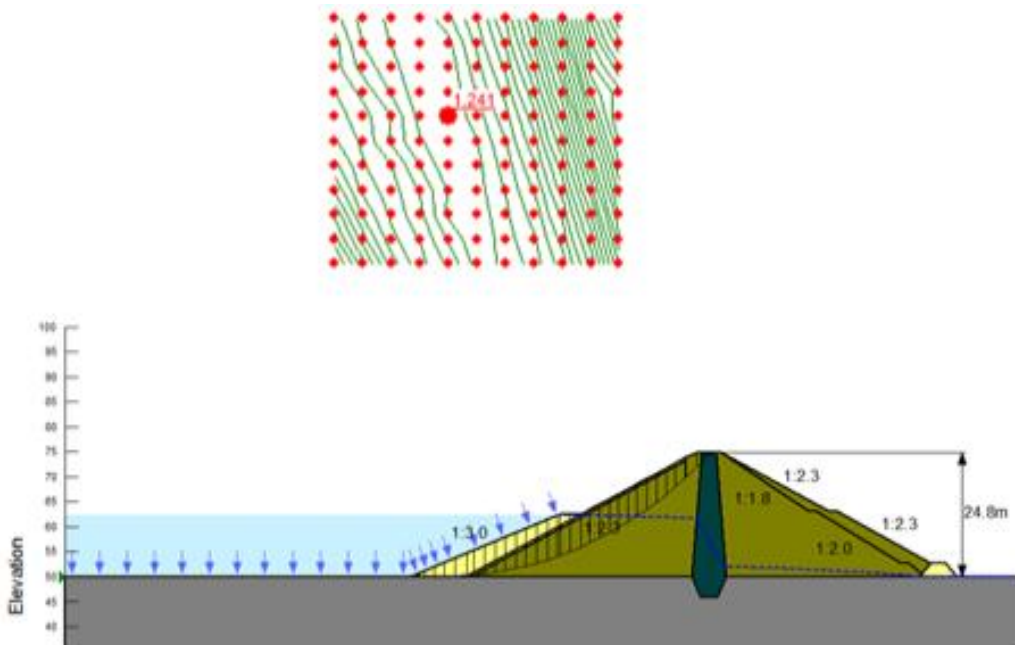


(a) bishop법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.16 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Morgenstern-price법 상류사면-일부수위-지진시

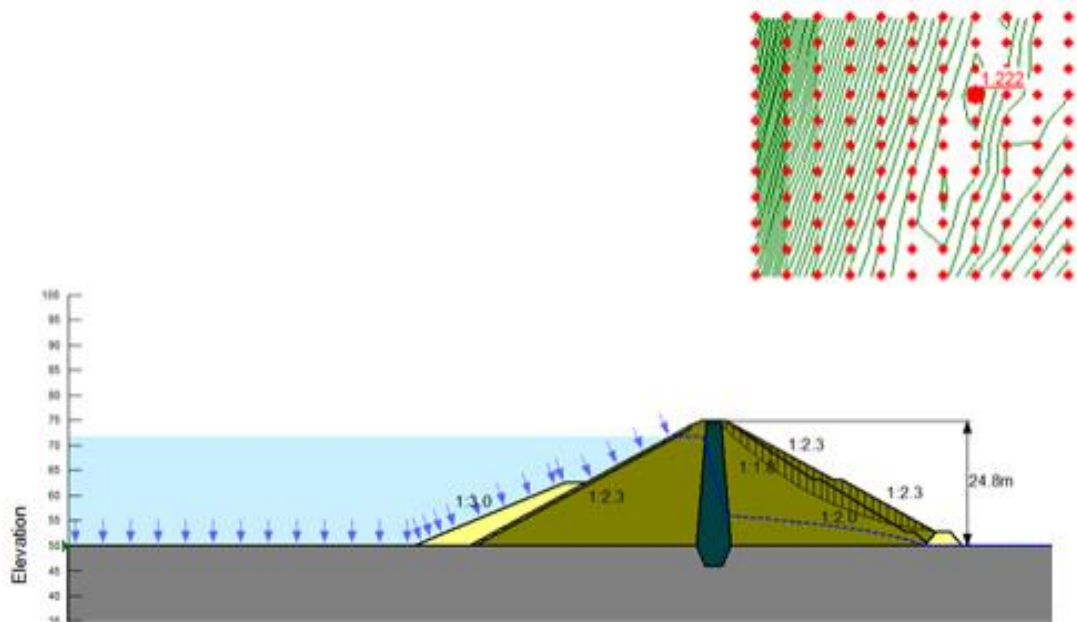


(c) Spencer법 상류사면-일부수위-지진시

그림 3.16 상류사면-일부수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

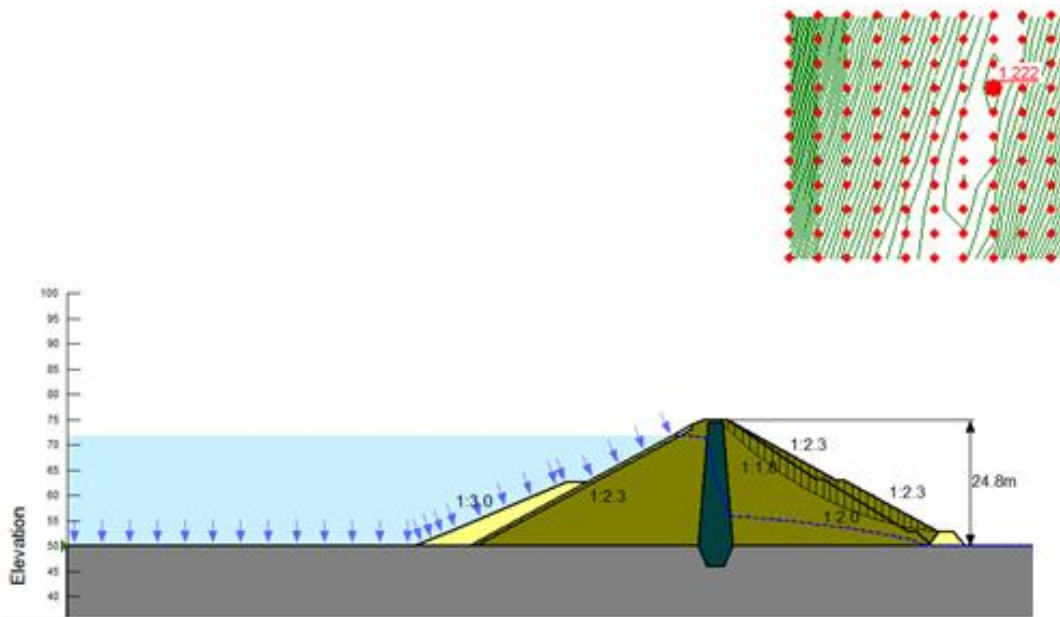
3) 하류사면-만수위-지진시 분석결과

bishop법으로 검토할 경우는 안전율 1.222로 검토 되었고 Mongenstern-Price법일 경우는 안전율 1.222, Spencer법일 경우 1.222으로 3가지 방법 모두 기준 안전율 1.20을 충족하여 하류사면에서 만수위-지진시 내진 보강이 충분히 되었음을 보여 주었다.

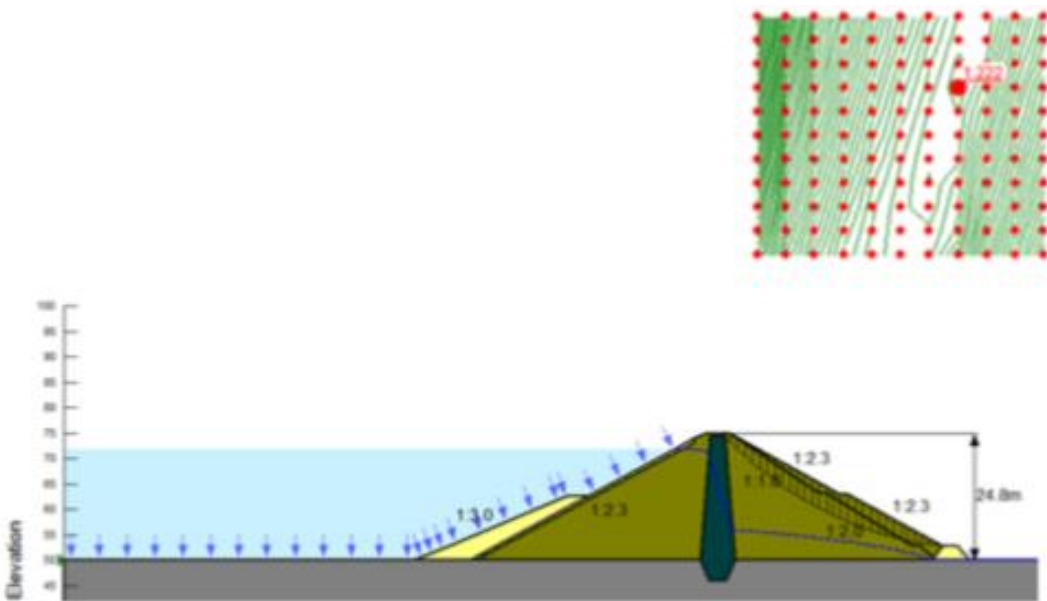


(a) bishop법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.17 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과



(b) Mogenstern-price법 하류사면-만수위-지진시



(c) Spencer법 하류사면-만수위-지진시

그림 3.17 하류사면-만수위-지진시 사면안정해석 결과(계속)

4) 3차 내진보강 후 사면안정 분석결과

3차에서 시행한 사면보강은 기존 ○○저수지 제방의 상류사면 기울기를 기존 1 : 2.3에서 1 : 3.0로 증가시키고 116㎡만큼의 사석단면으로 보강 후 Spencer법, Morgenstern-Price법, Bishop법으로 검토를 실시한 결과, 상류사면 만수위시는 1.226~1.265, 일부저수시 1.203~1.241으로 현 설계기준 안전율 1.20이상에 만족한 것으로 분석 되었다.

또한 하류사면 보강은 기울기를 1 : 1.8 및 1 : 2.0에서 1 : 2.3으로 증가시키고 18㎡만큼의 사석단면과 100㎡만큼의 성토 보강 후 검토를 실시한 결과, 1.222으로 현 설계 기준 안전율 1.20이상에 만족한 것으로 분석되었다.

표 3.8 3차 사면보강 후 사면안정 분석결과표

구 분		Spencer법	Morgenstern-Price법	Bishop법
		검토결과	검토결과	검토결과
상류 사면	만수위	1.265	1.259	1.226
	일부저수	1.241	1.235	1.203
하류사면	만수위	1.222	1.222	1.222

3.2.5 사면보강 단면 비교 분석결과

표 3.9 1차, 2차, 3차 사면보강 단면 비교표와 표 3.10을 참고하여 사석 보강면이 감소하였음에도 불구하고 안전율이 허용 안전율을 충분히 만족한다는 점을 보았을 때 내진보강 시 사면에 대한 보강단면 형상이 안전율에 큰 영향을 주는 것으로 나타났다.

본 연구에서 단면별로 산출한 예정 공사비는 현 건설공사 산출기준을 근거로 산정하였고 세부적으로 산출할 시 금액의 차이는 있을 수 있다.

산출결과, 저수지 제방길이 274m를 기준으로 1차 보강단면에서는 16억원, 2차 단면에서는 14억원, 3차 단면에서는 13억원으로 최고 3억원의 공사 절감이 되는 것으로 분석되었다.

표 3.9 1차, 2차, 3차 사면보강 단면 비교표

1차 보강단면	상류측 사석보강면 :	257m ²	사석 보강면	공사비 : 16억원
	하류측 사석보강면 :	118m ²	합계 : 375m ²	
2차 보강단면	상류측 사석보강면 :	163m ²	사석 보강면	공사비 : 14억원
	하류측 사석보강면 :	81m ²	합계 : 244m ²	
3차 보강단면	상류측 사석보강면 :	116m ²	사석 보강면	공사비 : 13억원
	하류측 사석보강면 :	18m ²	합계 : 134m ²	
	하류측 성토보강면 :	100m ²		

표 3.10 1차, 2차, 3차 사면보강 안전을 비교표(Bishop법 기준)

구 분	상류사면		하류사면	비 고
	만수위(1.20)	일부저수(1.15)	만수위(1.20)	
보강 전(당초)	0.996	0.999	0.994	() 기준안전율
1차 보강단면	1.225	1.219	1.221	
2차 보강단면	1.265	1.248	1.202	
3차 보강단면	1.226	1.203	1.222	

표 3.11 1차, 2차, 3차 사면보강 안전을 비교표(Morgenstern-Price법 기준)

구 분	상류사면		하류사면	비 고
	만수위(1.20)	일부저수(1.15)	만수위(1.20)	
보강 전(당초)	1.000	1.005	0.997	() 기준안전율
1차 보강단면	1.255	1.247	1.227	
2차 보강단면	1.296	1.283	1.206	
3차 보강단면	1.259	1.235	1.222	

표 3.12 1차, 2차, 3차 사면보강 안전을 비교표(Spencer법 기준)

구 분	상류사면		하류사면	비 고
	만수위(1.20)	일부저수(1.15)	만수위(1.20)	
보강 전(당초)	1.003	1.007	0.997	() 기준안전율
1차 보강단면	1.253	1.245	1.230	
2차 보강단면	1.305	1.298	1.212	
3차 보강단면	1.265	1.241	1.222	

제 4 장 결 론

최근 지진에 대비한 저수지 내진설계 기준이 강화됨에 따라 저수지 사면에 대한 내진 보강을 실시하는 사례가 증가하고 있으나, 안정성 평가에 대한 명확한 해석 방법이 없을 뿐만 아니라 이에 따른 비용문제가 동반되는 실정이다.

따라서 본 연구에서는 저수지 사면의 사석과 성토재를 이용한 내진보강 단면 결정시 경제적인 설계를 위한 기초 단계로써, GEO-SLOPE 프로그램을 이용하여 반복 검토를 수행하여 내진보강 단면 형상별 저수지 제방 안전율 변이 특성을 분석한 결과는 다음과 같다.

1. 기존 제방의 단면에 대한 지진시 분석한 결과, 상류사면, 하류사면 모두 만수위시 안전율이 설계기준 1.20이상에 미치지 못하고 상류사면 일부수위시 안전율도 설계 기준 1.15이상에 미치지 못하여 불안정한 것으로 분석되었다.
2. 제방의 1차, 2차, 3차 내진보강 단면을 감소하여 분석결과, 3차 보강단면에서도 상류사면, 하류사면 모두 설계기준 1.20이상을 얻으므로 1차, 2차에 비하여 현저히 적은 보강물량으로도 안전을 확보가 되는 것이 확인되었다.
3. 제방의 내진보강 단면 형상을 결정할 때 사면의 상부측을 포함한 사면 전체에 사석 보강하는 것보다 하부측에만 사석을 보강하는 형상이 보강단면을 최소화 시킬 수 있고 이에 따라 경제적 내진보강 설계가 가능하다는 것을 확인하였다.
4. 사면 보강에 대한 목적과 기타 사항에 따라 본 연구에서 확인된 내진보강 시 사면의 하류부에 집중적으로 중량을 실어 보강하는 단면형상이 나오지 않을 수도 있으나, 내진설계시 안정성과 경제성을 모두 확보하는 단면형상에 대한 개념이 매우 중요하다고 판단된다.

참 고 문 헌

1. 강준원(2010), “Bishop의 간편법에 의한 사면안정해석 프로그램의 특성 분석”, 조선대학교 석사학위논문
2. 이현무(2013), “저수지 내부 사면의 붕괴 및 보강대책에 관한 사례 분석”, 창원대학교 산업·정보대학원 박사학위논문
3. 주요한(2011), “소규모 저수지의 붕괴 피해 저감을 위한 보강기법의 실험적 연구”, 홍익대학교 대학원 석사학위논문
4. 이원민(2007), “사석보호공 안정성 평가에 관한 실험적 연구”, 대한토목학회 학술지
5. 조성배, 김남룡(2018), 댐 시설 내진설계기준에 관한 고찰
6. 김주철(1994), “사면안정 해석법의 비교 연구”, 단국대학교 대학원 석사학위논문
7. 노수각, 손영환, 봉태호(2012), “저수지 제체 단면 형상 변화에 따른 안전율 및 침투 유량 분석”, 한국농공학회논문집, vol 54 NO.2
8. 안재광(2008), “지진동에 의한 사면의 안정성 해석법에 관한 연구”, 한양대학교 석사학위논문
9. 윤세웅, 박두희, 이승호, 황영철(2009), “新 유사정적 사면안정해석 기법 개발”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, 49-54.
10. 박두희, 안재광, 윤세웅(2008), “지진동에 대한 유사정적 사면안정해석 기법 비교”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집
11. 황의규(2011), “수문특성을 고려한 농업용저수지 비상대처계획에 관한 연구“, 전남대학교 산업대학원
12. 한국농어촌공사 농업생산기반 계획 설계기준 - 필댐편(2003)
13. 국토해양부 댐 설계기준(2011)
14. 국민안전처, “내진설계기준 공통적용사항”(2017)
15. Bishop, A.W.(1955), The Use of the Slip circle in the stability Analysis of slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7~17.
16. Anderson, M.G and Richards, K,S(1987), “Slope stability CH.2 A Comparatice Reciew of Limit Equilibrium Methods of Stability Anlysis”, John Wiley and Sons.

17. Hengger S.R and R.P Martin(1984), “The Failure of a Cut Slope on the Tuen Mun Road in Hong Kong”, Int. Conf. on Rolla(ed. S. Prakash), Vol.2, pp.683~688
18. Lukman P.G(1987), “Slope Stability Assessment Under Uncertainty”: A First Order Stochastic Approach“, Ph.D. Thesis, Dept of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
19. Meyerhof, G. G.(1982), “Limit State Design in Geotechnical Engineering Structural Safety, Vol. 1”
20. Lauchlan, C. S., and B. W. Melville, 2001. Riprap protection at bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering 127(5): pp.412~418.
21. D.G Frddund and J.Krahn(1977), Comparison of slope stability methods of analysis
22. Terzaghi, K.(1950). Mechanism of Landslides. The Geological Society of America, Berkey. November: pp.83~123.

감사의 글

대학교 학사과정부터 석사과정을 거쳐 여기까지 올 수 있게 해주신 지도교수님이신 김대현 교수님께 감사의 인사를 드리며 이 글을 시작합니다. 처음 석사과정을 시작하는데 회사 업무를 병행하면서 할 수 있을까라는 두려움이 있었습니다. 그러나 낮에는 업무를 보고 저녁에는 학교에서 생활하면서 저의 학문의 길과 열정에 격려와 인도를 해주신 김운중 교수님, 김성홍 교수님, 박정웅 교수님, 박상준 교수님, 장우식 교수님, 정명훈 교수님 덕분에 가능하였습니다. 토목공학과 교수님들께 감사하다는 말씀을 드립니다. 또한, 토질연구실의 김신환 박사님, 박경호 박사님, 김호철 박사님의 지반공학에 대한 이해를 돕기 위한 많은 조언과 격려를 받음으로서 여기까지 올 수 있게 되었습니다.

그리고 석사생활을 하는 동안 토질연구실의 밝은 미래인 김민석 석사와 김경업 동생, 서혁 동생, 김호연 동생들과 함께 지내면서 전혀 외롭지 않고 즐거웠던 석사과정이었고 동생들에게 고맙다는 말을 전하고 싶습니다. 특히, 김경업, 서혁, 김호연 동생들은 토질연구실에서 배웠던 모든 것들이 장래에 큰 도움이 될 것이라는 응원의 메시지를 보냅니다.

회사와 학교 생활을 하며 가정적인 부분에서 신경을 못써도 아무런 원망없이 오히려 응원을 해준 나의 아내 양수현에게 고맙다는 말을 전하고, 나의 미래를 항상 응원해주신 부모님, 우리형과 형수에게도 고맙다는 말을 전하고 싶습니다.

이 글을 쓰면서 그간 겪었던 회사와 학교생활의 어려움들이 떠오릅니다. 주중 저녁과 주말에 나의 학문을 갈고 닦을 수 있도록 노력해왔고 주변 분들에게 도움을 받으며 난관들을 이겨내왔기에 그 열매는 더욱 달고 맛있는 거 같습니다.

석사과정의 경험에서 제가 느낀 것은 어렵다고만 하지 말고 실천부터 해보자라는 글귀가 저의 인생 좌우명이 되었습니다. 100세 시대에서 저에게 앞으로 남은 70년의 인생을 어떻게 생활해야 하는지를 느끼게 해준 경험이라고 생각합니다.

지금 저의 인생 좌우명인 “어렵다고만 하지말고 실천부터 해보자”처럼 실천을 중요하게 여기는 제가 되겠고 부족한 부분 또한 채워나가는 모습으로 주변분들에게 보답하도록 하겠습니다. 감사합니다.

2018년 06월 13일 임성훈 올림