

2009年 2月
博士學位論文

강우침투에 따른 화강풍화토 절토사면의
얕은파괴에 대한 안정해석

朝鮮大學校 大學院

土木工程學科

崔 薺 範

강우침투에 따른 화강풍화토 절토사면의
얕은파괴에 대한 안정해석

*A Stability Analysis on Shallow Failure of Weathered Granite
Soil Cut Slope in accordance with the Rainfall Infiltration*

2009年 2月 25日

朝鮮大學校 大學院

土木工學科

崔 彞 範

강우침투에 따른 화강풍화토 절토사면의
얕은파괴에 대한 안정해석

指導教授 沈 泰 燮

이 論文을 工學博士學位 論文으로 提出함.

2008年 10月

朝 鮮 大 學 校 大 學 院

土 木 工 學 科

崔 彞 範

崔蕘範의 博士學位論文을 認准함.

委員長 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

委 員 東新大學校 教授 _____ (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

委 員 朝鮮大學校 教授 _____ (印)

2008年 12月

朝鮮大學校 大學院

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론	1
1.1 연구목적	1
1.2 연구동향	2
1.3 연구방법 및 범위	5
제2장 강우침투와 사면안정해석	9
2.1 강우시 지반의 침투거동	9
2.1.1 1차원 침투이론	9
2.1.2 습윤전선의 변화	12
2.1.3 한계강우강도	16
2.1.4 간극수압의 변화	17
2.2 강우특성에 따른 사면붕괴와 국내 강우분포특성	21
2.2.1 강우특성에 따른 사면붕괴	21
2.2.2 국내의 확률강우강도	24
2.3 사면의 안정해석	26
2.3.1 한계평형해석법	26
2.3.2 Fellenius 방법	28
2.3.3 Bishop 방법	30
2.3.4 Janbu 방법	32

2.4 부(-)의 간극수압을 고려한 사면안정해석	34
2.4.1 점착력에 의한 방법	35
2.4.2 확장된 전단강도법	37
제3장 한계강우강도와 한계투수계수	40
3.1 한계강우강도와 지속시간	40
3.2 한계투수계수	53
제4장 화강풍화토 절토사면의 안정해석	58
4.1 사면안정해석의 개요	58
4.1.1 사면해석 프로그램	58
4.1.2 해석에 적용한 화강풍화토의 지반정수	59
4.2 강우를 고려하지 않는 경우의 사면안정해석	60
4.2.1 수평과괴범위 변화에 따른 안정해석	61
4.2.2 사면경사와 높이의 변화에 따른 안정해석	66
4.2.3 강도정수(C , ϕ) 변화에 따른 안정해석	73
4.3 강우침투를 고려한 사면안정해석	82
4.3.1 수평과괴범위 변화에 따른 안정해석	83
4.3.2 사면경사와 높이 변화에 따른 안정해석	89
4.3.3 강우침투로 인한 포화깊이 변화에 따른 안정해석	95
4.3.4 강도정수(C , ϕ) 변화에 따른 안정해석	101
제5장 해석결과 및 적용성 평가	110
5.1 사례현장의 지형 및 지층	110

5.2 지반의 거동해석	111
5.2.1 FLAC의 개요	111
5.2.2 FLAC의 해석과정	112
5.2.3 입력 토질정수 및 해석결과	114
5.3 사례현장의 적용성 평가	120
제6장 결 론	125
참 고 문 헌	127

표 목 차

표 2.1 간극수압 측정대상의 종류	18
표 2.2 침투양상에 따른 간극수압계수(Lambe & Silva-Tulla, 1992)	21
표 2.3 지역별 확률강우강도식 회귀계수(허준행 등, 1999)	25
표 3.1 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[서울지역]	42
표 3.2 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[대전지역]	44
표 3.3 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[부산지역]	46
표 3.4 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[광주지역]	48
표 3.5 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[목포지역]	50
표 3.6 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[여수지역]	52
표 3.7 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=1.00m$]	54
표 3.8 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.75m$]	55
표 3.9 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.40m$]	56
표 3.10 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.20m$]	57
표 4.1 대상지역의 화강풍화토 물리·역학적 특성값	59
표 4.2 해석에 적용된 화강풍화토 강도정수 및 제반 값	59
표 4.3 안전율이 1.0일 때의 한계경사각	72
표 4.4 안전율이 1.0일 때 점착력과 내부마찰각($H=20m$)	81
표 4.5 안전율이 1.0일 때의 한계경사각	94
표 4.6 안전율이 1.0일 때 점착력과 내부마찰각($H=20m, z_w=1.0m$)	109
표 5.1 해석에 적용된 화강풍화토 및 암층의 지반정수	114
표 5.2 구역별 사면경사에 따른 최대변위	115
표 5.3 사례현장 구역별 해석사면의 최소 안전율	120

그 립 목 차

그림 1.1 연구진행 과정	8
그림 2.1 깊이에 따른 함수비 분포	10
그림 2.2 강우시 습윤대의 형성	12
그림 2.3 포화조건외 강우강도와 지속시간	15
그림 2.4 강우시 사면내의 간극수압	19
그림 2.5 사면에서의 간극수압계수	20
그림 2.6 사면붕괴발생 규모별 최대시간강우강도와 누적강우량의 상관도	22
그림 2.7 산사태 발생지점의 사면경사	23
그림 2.8 절편법(slice method)	29
그림 2.9 m_α 를 구하는 도표	31
그림 2.10 Janbu의 방법에서 절편에 작용하는 힘	33
그림 2.11 강우시 절편에 작용하는 응력	35
그림 2.12 절편의 바닥에 작용하는 힘	36
그림 3.1 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(서울지역) ..	41
그림 3.2 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(대전지역) ..	43
그림 3.3 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(부산지역) ..	45
그림 3.4 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(광주지역) ..	47
그림 3.5 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(목포지역) ..	49
그림 3.6 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(여수지역) ..	51
그림 3.7 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=1.00\text{m}$]	54
그림 3.8 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=0.75\text{m}$]	55
그림 3.9 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=0.40\text{m}$]	56
그림 4.1 강우를 고려하지 않는 얇은과괴의 해석단면	60
그림 4.2 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=10\text{m}$)	61

그림 4.3 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=20\text{m}$)	62
그림 4.4 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=30\text{m}$)	62
그림 4.5 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=10\text{m}$)	63
그림 4.6 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=20\text{m}$)	63
그림 4.7 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=30\text{m}$)	64
그림 4.8 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=10\text{m}$)	64
그림 4.9 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=20\text{m}$)	65
그림 4.10 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=30\text{m}$)	65
그림 4.11 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 1m) ·	67
그림 4.12 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 1m) ····	67
그림 4.13 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 1m) ·····	68
그림 4.14 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 2m) ·	68
그림 4.15 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 2m) ····	69
그림 4.16 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 2m) ·····	69
그림 4.17 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 1m)	70
그림 4.18 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 2m)	70
그림 4.19 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average)	71
그림 4.20 사면높이에 따른 한계경사각의 관계	73
그림 4.21 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Fellenius 방법) ·····	74
그림 4.22 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Bishop 방법) ·····	75
그림 4.23 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Janbu 방법) ·····	75
그림 4.24 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Fellenius 방법) ·····	76
그림 4.25 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Bishop 방법) ·····	76
그림 4.26 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Janbu 방법) ·····	77
그림 4.27 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Fellenius 방법) ·····	77
그림 4.28 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Bishop 방법) ·····	78
그림 4.29 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Janbu 방법) ·····	78

그림 4.30 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Average)	79
그림 4.31 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Average)	79
그림 4.32 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=60^\circ$, Average)	80
그림 4.33 강우침투를 고려한 얽은파괴의 해석단면	82
그림 4.34 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=10\text{m}$)	84
그림 4.35 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=20\text{m}$)	84
그림 4.36 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=30\text{m}$)	85
그림 4.37 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=10\text{m}$)	85
그림 4.38 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=20\text{m}$)	86
그림 4.39 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=30\text{m}$)	86
그림 4.40 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, H=10\text{m}$)	87
그림 4.41 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, H=20\text{m}$)	87
그림 4.42 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, H=30\text{m}$)	88
그림 4.43 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 1m) ·	89
그림 4.44 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 1m) ····	90
그림 4.45 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 1m) ····	90
그림 4.46 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 2m) ·	91
그림 4.47 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 2m) ····	91
그림 4.48 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 2m) ····	92
그림 4.49 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 1m)	92
그림 4.50 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 2m)	93
그림 4.51 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average)	93
그림 4.52 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=10\text{m}$)	96
그림 4.53 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=20\text{m}$)	96
그림 4.54 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=30\text{m}$)	97
그림 4.55 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=10\text{m}$)	97
그림 4.56 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=20\text{m}$)	98

그림 4.57 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=30\text{m}$)	98
그림 4.58 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=10\text{m}$)	99
그림 4.59 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=20\text{m}$)	99
그림 4.60 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=30\text{m}$)	100
그림 4.61 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Fellenius 방법)	102
그림 4.62 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Bishop 방법)	102
그림 4.63 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Janbu 방법)	103
그림 4.64 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Fellenius 방법)	103
그림 4.65 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Bishop 방법)	104
그림 4.66 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Janbu 방법)	104
그림 4.67 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Fellenius 방법)	105
그림 4.68 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Bishop 방법)	105
그림 4.69 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Janbu 방법)	106
그림 4.70 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Average)	106
그림 4.71 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Average)	107
그림 4.72 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Average)	107
그림 5.1 FLAC의 단계별 계산과정	112
그림 5.2 FLAC의 해석과정	113
그림 5.3 사면경사 1:1.5일 때의 변위(A구역)	116
그림 5.4 사면경사 1:1.7일 때의 변위(A구역)	117
그림 5.5 사면경사 1:1.5일 때의 변위(B구역)	118
그림 5.6 사면경사 1:1.7일 때의 변위(B구역)	119
그림 5.7 A구역 해석사면의 안전율의 변화	121
그림 5.8 A구역 해석사면의 평균 안전율의 변화	121
그림 5.9 B구역 해석사면의 안전율의 변화	122
그림 5.10 B구역 해석사면의 평균 안전율의 변화	123

기 호 해 설

- f : 침투능
 k_s : 포화투수계수
 z_w : 습윤전선의 깊이
 Ψ_f : 습윤전면흡인력
 $\Delta\theta_i$: 함수량 결손
 t : 강우지속시간(분)
 T_w : z_w 까지 포화되는데 필요한 시간
 θ_i : 초기 체적함수비
 k : 토층의 투수계수
 n : 간극율
 S_o : 강우전의 포화도
 S_f : 강우후의 포화도
 T_w : z_w 까지 포화되는데 필요한 시간
 T_{min} : z_w 까지 포화되기 위한 최소의 강우지속시간
 I_{min} : z_w 까지 포화시킬 수 있는 강우강도
 k_{lim} : 한계투수계수
 I_{lim} : 도도
 h_s : 사면의 높이
 l : 사면의 길이
 m_s : 수두-사면경사에 따른 계수
 u : 간극수압
 r_u : 간극수압계수
 z : 지표에서 사면 내 임의의 위치까지의 깊이
 γ_t : 토체의 습윤단위중량

- i : 사면경사각
 θ : 유선의 경사각
 I : 강우강도
a, b, c, d : 회귀계수
 T : 강우지속시간(년)
 X : 전단력
 E : 연직력
 N' : 연직반력
 W : 절편의 중량
 s : 전단강도
 α : 가상파괴면이 수평면과 이루는 각도
 c' : 유효점착력
 ϕ' : 유효내부마찰각
 σ_n : 절편바닥의 수직응력
 τ_n : 절편바닥의 전단응력
 F_s : 안전율
 b : 절편의 폭
 m_α : $\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi') / F$
 ΔS : Janbu의 해석법에서 절편에 작용하는 전단력의 증가량
 ΔE : Janbu의 해석법에서 절편에 작용하는 연직력의 증가량
 θ : Janbu의 해석법에서 가상파괴면이 수평면과 이루는 각
 Δx : Janbu의 해석법에서 절편의 폭
 S_m : 절편바닥의 전단력
 u_a : 간극공기압
 u_w : 간극수압

- $(\sigma_n - u_a)$: 절편의 바닥에 수직으로 작용하는 순응력
 $(u_a - u_w)$: 흡인력(matric suction)
 ϕ' : 순수직응력($\sigma_n - u_a$) 상태와 관련된 내부 마찰각
 ϕ^b : 흡인력($u_a - u_w$) 변화와 관련된 내부 마찰각
 X_L : 절편의 왼쪽 면에 작용하는 전단력
 X_R : 절편의 오른쪽 면에 작용하는 전단력
 E_L : 절편의 왼쪽 면에 작용하는 수직력
 E_R : 절편의 오른쪽 면에 작용하는 수직력
 A_L : 외부수압합력
 β : 사면의 경사각
 R : 반지름
 $f(x)$: X/E 변화에 따른 함수관계식
 λ : 상수
 H : 사면의 높이
 x : 사면에서 가상파괴면까지의 거리

ABSTRACT

A Stability Analysis on Shallow Failure of Weathered Granite Soil Cut Slope in accordance with the Rainfall Infiltration

Choi, Soon-Bum

Advisor : Prof. Shim, Tae-Sup, Ph.D.

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

The objective of this study was to evaluate the causes and characteristics of shallow failure in cut slopes. For this purpose, we calculated critical permeability coefficient according to the rainfall characteristic of Korea, analyzed horizontal distance from homogeneous cut slopes composed of weathered granite soil to hypothetical failure surface, the inclination angle of slopes, the height of slopes, and the depth of saturation by rainfall, and compared the results. Conclusions drawn from this study are as follows.

The critical permeability coefficient in consideration of Korean rainfall characteristic by area was 5.5~6.5 times higher than the areas subject to the application of Pradel & Radd, and it was found that, considering the general soil characteristic of cut slopes composed of weathered granite soil, infiltration water by rainfall may affect the depth of saturation.

The maximum critical permeability coefficient in consideration of Korean rainfall characteristic by area was 7.16×10^{-4} cm/sec, the corresponding critical rainfall intensity was 25.8mm/hr, and the minimum rainfall duration was 7.2 hours. Accordingly, if rainfall below the critical rainfall intensity continues longer than the minimum rainfall duration in a cut slope composed of weathered granite soil below the maximum critical permeability coefficient, shallow failure

according to the depth of saturation needs to be considered seriously.

When stability analysis was performed with varying horizontal distance at which hypothetical failure surface takes place in over 10m high cut slopes of weathered granite soil, both in case rainfall and rainfall infiltration were considered an inflection point appeared, at which the safety rate increased or changed uniformly within 2m of the range of horizontal failure. This suggests that stability within 2m of the range of horizontal failure should be examined carefully in stability analysis on the shallow failure of weathered granite soil cut slopes.

In the results of analysis according to change in the depth of saturation by rainfall infiltration, the safety rate decreased sharply at around 1m of saturation depth. This suggests that stability at around 1m of saturation depth should be examined carefully in stability analysis on the shallow failure of cut slopes in consideration of rainfall infiltration.

In the results of analyzing shallow failure according to change in the strength parameter, the increase of safety rate showed a linear relation with change in cohesion and internal friction angle at the same inclination angle. That is, the larger the inclination angle was, the smaller the rate of increase in the safety rate according to the increase in internal friction angle was and the larger the rate of increase in the safety rate according to the increase in cohesion was. Furthermore, compared to analysis without considering rainfall, stability analysis that considered rainfall infiltration showed 2.0~4.0% lower rate of increase in the safety rate according to the increase in internal friction angle, and 0.3~2.0% higher rate of increase in the safety rate according to the increase in cohesion. This shows that the rate of increase in the safety rate according to the increase of cohesion is higher than that according to the increase of internal friction angle.

An increase in the depth of saturation by rainfall infiltration appeared to lower stability against the shallow failure of high cut slopes. In addition, even if a cut slope was made less steep in order to increase stability against shallow failure, the safety rate did not increase markedly.

제1장 서 론

1.1 연구목적

최근 국내에서는 신속한 물류운송과 체계적인 도로망 구축을 위해 기존도로 확장 및 도로를 신설하고 있으며 또한, 여름철 집중호우로 인한 수해방지를 위해 제방 및 댐 등의 국토개발 건설이 빈번하게 이루어지고 있다. 이 모든 건설사업의 규모가 대형화되어 절토 및 성토사면도 거대해짐에 따라 여러 가지 원인으로 사면파괴가 발생하여 피해사례도 많이 증가하고 있다. 따라서 성토 및 절토사면에 대한 안정검토가 중요한 문제로 대두되고 있다.

사면파괴는 파괴자체로 끝나는 것이 아니라 인명피해가 발생하는 것은 물론이고, 2차적으로 교통을 두절시켜 수송관련 산업의 피해뿐만 아니라 가옥 및 각종시설 등의 재산피해가 발생되어 사회적으로 큰 경제적 손실을 초래하므로 복합재해로 부르기도 한다(행정자치부국립방재연구소, 2000).

사면의 활동문제는 사면구성이 균질의 재료가 아니고, 또한 이것이 강우 및 지하수위와 깊이 관련되므로 그 안정성을 판단하기가 대단히 힘든 경우가 많다. 특히, 절토사면은 흙과 암석의 혼재, 지층구조 등이 복잡하여 불확실한 요소로 작용하므로 정확한 안정해석이 더욱 어렵다. 절토사면의 경사는 경제성과 밀접한 관계가 있으나 정확한 토질조사 및 안정해석이 이루어지지 않고 조성된 경우는 파괴의 가능성이 더욱 높아진다. 사면의 높이가 큰 절토사면의 경우 사면파괴는 얕은파괴라도 상당히 큰 피해를 줄 수 있다. 따라서 일반적으로 제시되어 있는 사면경사의 일률적인 적용도 사면파괴의 위험성을 증가시키는 요인이 될 수 있다.

강우침투로 인한 포화상태와 지하수위의 영향은 파괴깊이가 깊지 않은 얕은파괴에 상당한 영향을 주고 있다. 그런데 이러한 얕은파괴에 대한 안정검토는 기존의 사면안정해석에서는 간과하는 경우가 많았다. 얕은파괴는 사면 내 파괴 중에서도 활동면의 깊이가 상대적으로 얕은 것을 의미한다. 그러나 얕은파괴의 정의를 명확

하게 내리기가 쉽지 않다. 또한, 절토사면에서 높이가 어느 정도가 되어야 높은 사면으로 포함시켜야 하는지도 명확히 구분하기 어렵다.

일반적으로 강우침투시 사면의 안정해석방법은 침윤선의 하강을 기준으로 하는 방법, 지하수위 상승으로 인한 안정해석법과 침윤선의 하강과 지하수위 상승을 모두 고려한 해석법을 들 수 있다(한중근, 1997). 지하수위 상승에 의한 사면파괴는 사면 내에 기존 지하수위가 높은 경우와 지하수위가 낮게 분포할 때 강우 등이 과도하게 유입되어 지하수위 상승으로 인한 사면파괴가 발생한다. 강우강도가 크거나, 지하수위면이 낮은 경우 절토사면에서 얕은파괴는 지하수위 상승에 의한 영향보다는 강우의 침투로 발생하는 포화깊이의 증가에 따른 전단강도의 감소가 파괴의 주요인이라 할 수 있다.

본 연구에서는 포화깊이에 따른 절토사면의 얕은파괴에 대한 안정성검토를 실시하여 얕은파괴에 지대한 영향을 주는 포화깊이를 결정하였다. 결정된 포화깊이에 따라 지역별 강우분포특성을 고려하여 한계 강우강도와 지속시간을 얻고, 이를 바탕으로 한계투수계수를 산정하여 그 특성을 분석하고 기존 연구결과와 비교·검토하였다. 강우의 고려 여부에 따라 사면수평파괴범위, 사면경사, 사면높이, 강도정수, 강우침투에 의한 포화깊이 등을 변화시키면서 안정해석을 실시하여 절토사면의 얕은파괴에 대한 안전율의 변화관계를 비교·분석하고, 다음으로 실제 절토사면에서 얕은파괴가 발생된 사례현장을 선정하여 해석결과의 적용성을 검토함으로써 국내 절토사면의 토질 및 강우특성을 고려한 얕은파괴의 특성을 규명하는데 목적이 있다.

1.2 연구동향

최근의 사면안정에 대한 연구는 유한요소법 또는 유한차분법에 의한 사면안정해석, 3차원 사면안정해석, 한계해석법, 지진시의 사면안정해석, 말뚝 등으로 보강된 상태에서의 사면안정해석, 파괴확률이론을 이용한 사면안정해석 등으로 요약할 수 있다(한중근, 1997).

Fellenius(1927)는 동원될 수 있는 전단강도와 평형상태를 유지하는데 필요한 전단강도의 비를 사용하여 안전율의 개념을 도입하였다. 그 뒤 Taylor(1937)는 안전율을 점착력 항에 대한 안전율과 전단저항각 항에 대한 안전율로 분리하여 사용하였다. Bishop(1955)은 절편의 양수직면에 작용하는 힘의 합력은 영(0)이고, 수평방향으로 작용한다고 가정하고 해석하는 간편법을 제안하였다. 그 후 간편법을 기초로 안전율을 구하는 방법을 제안하였다. Janbu(1973)는 Bishop의 방법을 비원호 활동면으로 확장해서 힘과 모멘트의 평형조건으로 해석하는 방법을 제안하였다. Janbu 방법은 Purdue University의 Siegel(1975)에 의하여 컴퓨터 프로그램으로 개발 되었는데 그 이름을 STABL이라 하였다. 그 후, Boutrup(1977)에 의하여 수정되어 STABL 6M이라 하였다.

불포화토와 관련된 사면안정해석 연구는 절토사면의 경우 대부분 풍화토로서 이에 대한 지반 특성치는 Lumb(1975)에 의해 연구된 바 있으며, Matyas 등(1968)은 부분포화토의 체적변화를 연구하였다. Anderson 등(1984)은 수리학적 모델에 불포화 흐름을 적용한 연구를 수행하였으며, 풍화토층에서의 사면설계는 Brand(1985)에 의해 제시된 바 있다. Alonso Fourie 등(1995)은 사면안정의 강우침투에 관한 연구를 수행하였다. Fredlund(1981)는 대기압과 간극수압에 관련된 흡인력(suction)의 문제가 불포화토의 안정에 절대적이라고 제안하였으며 Walsh 등(1993)은 흙의 흡인력 문제와 관련하여 현장의 포화도 측정에 관련한 연구를 수행하였다. 풍화토의 경우 풍화도의 평가가 중요한 요소로 작용하며 장기간의 강우나 집중호우 시 얇은 파괴가 발생한다. 이와 같은 흡인력 문제와 관련하여 Shen(1998)은 홍콩에서 1978년부터 20년간의 현장계측 자료를 바탕으로 분석한 내용을 소개하였으며 Rahardjo 등(1991)은 부(-)의 간극수압을 해석하는 계산절차에 관한 연구를 발표하였다.

강우강도와 관련된 사면안정연구로 Leach 등(1982)은 강우강도에 따른 다층토의 모델을 유한차분으로 해석하는 연구를 수행하였고, Pradel 등(1993)은 강우강도, 지속시간 그리고 재현기간을 고려한 균질사면의 침투거동으로 인한 표면파괴에 대한 연구를 수행하였다. Ng 등(1998)은 투수와 관련된 불포화토의 사면안정에 관한 수치해석을 수행하였다.

최근 컴퓨터 공학의 발전과 계산기법의 향상으로 종전에는 계산시간 때문에 쉽게 접근할 수 없었던 유한요소법 또는 유한차분법을 이용한 사면의 안정성 평가방법이 개발되고 있다. 유한요소법에 의해 제안된 여러 방법 중 파괴 시까지 지반의 전단강도를 감소시키면서 계산하는 방법을 전단강도감소기법(Shear Strength Reduction, SSR)이라 부른다. 이 기법은 Zienkiewicz 등(1975)이 처음으로 사용한 이후 Naylor(1982), Donald 등(1988), Matsui 등(1992), Ugai 등(1995), Dawson 등(1999) 많은 학자들에 의해 소개된 바 있다. 근래에 개발된 FLAC-2D Version 4.0에서는 SSR기법을 이용하여 간편하게 안전율을 계산할 수 있도록 하였다.

최근의 사면안정해석기법은 확률론적 사면안정해석, Fuzzy 이론, 동적해석, Random 계산모델을 이용한 사면안정해석 등으로 발전되고 있다. 이중 확률론적 분석기법은 해석조건이나 입력물성치의 불확실성을 고려하기 위하여 실시하며 일반적으로 많이 사용되는 방법으로는 Monte Carlo기법과 일계신뢰분석법(First order Reliability Analysis)이 있다(Cornell, 1971; Cambou, 1975).

우리나라의 강우를 고려한 해석관련 연구동향은 다음과 같다. 김영묵(1990)은 강우시 무한사면의 침투거동에 관해서 연구를 수행하였고, 이달원(1995)은 강우를 고려한 성토사면의 안정해석을 강우강도와 사면경사 등을 고려한 실험적 방법과 유한요소해석을 이용한 연구를 수행하였다. 홍원표 등(1996)은 강우로 인해 침윤선이 하강하는 깊이 및 분포를 가정하고 한계평형해석에 의한 사면안정해석법을 제안하였다. 김문겸 등(1997)이 지하수 흐름을 고려한 유한요소해석 후 각 시간단계에서 산출된 간극수압을 구조계의 하중항에 포함시켜 다시 탄소성 유한요소해석을 수행하는 단계적 해석방법을 제안한 바 있다. 또한, 조성은 등(2000, 2001)은 토사사면의 불포화 거동특성을 규명하고자 시간 의존적 침투-응력해석기법을 적용하여 수치해석기법과 침투에 대한 수정간략법을 제안하였으며, 강우강도와 지속시간을 고려한 사면의 표면파괴 가능성 평가에 대한 연구도 수행하였다. 이승래 등(2001)은 한계평형해석법에 의한 사면 안정해석 프로그램을 보완하여 불포화토의 비선형적 강도변화특성을 고려할 수 있는 프로그램을 개발하였으며, 강우시 사면안정성 평가에 모관흡인력의 변화에 따른 투수특성과 강도특성을 고려할 수 있는 안정해석법

을 제안하였다. 정상섭 등(2002)은 강우로 인한 불포화 풍화토의 침투깊이에 대해 국내 지역을 대상으로 실험적인 연구를 수행하였다. 김재홍 등(2002)은 강우로 인한 사면의 포화깊이가 사면의 안정성에 미치는 영향을 분석하고, 포화깊이 추정식과 침투류 해석결과를 비교하여 추정식의 적용성을 파악하고자 하였다. 류지협(2003)은 모관흡수력을 고려한 사면의 안정성 평가에 관한 연구를 실시하였다. 이 밖에도 심태섭 등(2004), 송영석 등(2005), 이광모 등(2005), 박성완 등(2006)이 강우시 영향인자들의 대해 연구를 수행한 바 있다.

지금까지 강우를 고려한 사면안정해석방법에 대한 많은 연구가 거듭되어 왔음에도 불구하고, 대부분 무한사면이나 성토사면의 안정해석방법에 관한 연구이며 절토사면에서 얇은파괴에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

1.3 연구방법 및 범위

절토사면의 높이가 클수록 사면파괴가 깊지 않은 얇은파괴의 경우라도 상당한 피해가 발생할 수 있다. 특히, 강우로 인한 포화상태와 지하수위의 영향은 사면의 얇은파괴에 상당한 영향을 미친다. 그런데 이런 얇은파괴의 검토는 기존의 사면안정해석에서는 간과하기 쉬운 부분이다. 이러한 대절토사면에서 발생 할 수 있는 얇은파괴의 특성을 규명하기 위하여 다음과 같이 연구를 수행하였다.

전국을 대상으로 국내 주요지역 3곳과 광주·전남지역 3곳을 선정하고, Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 강우강도와 포화깊이를 적용·분석하여 국내의 강우분포특성이 절토사면의 안정에 어떤 영향을 미치는지 알아보았다. 대상 지역은 국내 주요지역(서울, 대전, 부산)과 광주·전남지역(광주, 목포, 여수)을 선정하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 따라 포화깊이별로 각 지역의 한계강우강도와 지속시간을 결정하여 검토하였다. 지역에 따라 결정된 한계강우강도에 대응하는 한계투수계수를 산정하여 그 결과를 비교·검토하고, 절토사면의 토질특성에 따른 한계투수계수의 특성을 분석하여 화강풍화토로 구성된 국내 절토사면에서의 포화깊이에 따른 얇은파괴의 검토필요성을 확인하였다.

절토사면에서는 사면경사, 사면높이, 포화깊이와 강도정수 등에 의해서 안전율이 크게 좌우되므로 이와 같은 정량적인 인자들을 변화시키면서 해석을 실시하여 안전율의 변화를 분석해 보았다. 강우가 없는 경우의 사면내 얽은파괴에 대한 특성을 알아보기 위해서 다음의 조건에 따라 안정해석을 실시하였다. 첫 번째로, 대표적 화강풍화토의 지반조건으로 가상의 원호 파괴면이 수평파괴거리 x (1m, 2m, 3m, 4m, 5m)만큼 떨어져서 파괴가 일어나도록 하고, 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 두 번째로, 첫 번째 해석결과를 분석하여 안전율의 감소로 인한 변곡점이 발생하는 수평파괴거리(1m, 2m)의 범위에서 사면경사(30°, 40°, 50°, 60°)와 사면높이(5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 마지막으로 사면높이 20m에 대해 사면경사(30°, 40°, 50°)와 강도정수(점착력:0t/m², 1t/m², 2t/m², 3t/m²; 내부마찰각:0°, 10°, 20°, 30°)를 각각 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다.

강우침투를 고려한 사면 내 얽은파괴에 대한 특성을 알아보기 위해서 다음의 조건에 따라 안정해석을 실시하였다. 첫 번째로, 대표적 화강풍화토의 지반조건으로 가상의 원호 파괴면이 수평파괴거리 x (1m, 2m, 3m, 4m, 5m)만큼 떨어져서 파괴가 일어나도록 하고, 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 두 번째로, 첫 번째 해석결과를 분석하여 안전율의 감소로 인한 변곡점이 발생하는 수평파괴거리(1m, 2m)의 범위에서 사면경사(30°, 40°, 50°, 60°)와 사면높이(5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 세 번째로, 수평파괴거리(x)는 1m로 고정시키고 포화깊이를 1m에서 5m까지 변화시키면서 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)에 대한 안전율의 변화를 검토하였다. 마지막으로 사면높이 20m에 대해 사면경사(30°, 40°, 50°)와 강도정수(점착력:0t/m², 1t/m², 2t/m², 3t/m²; 내부마찰각:0°, 10°, 20°, 30°)를 각각 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다. 안정해석에는 GEO-SLOPE사의 SLOPE/W를 활용하였다.

안정해석결과를 실제 사례현장에 적용해 보기 위해 사면높이가 크고 사면 내 얇은 파괴가 발생한 절토사면의 사례현장을 A, B구역으로 선정하여 기존자료 검토, 현장조사, 지반거동해석 및 해석결과를 이용한 사면안정해석을 실시하였다. 사면굴착에 의한 지반거동을 분석하기 위해 본래의 사면에서 현 단면으로 굴착하였을 경우 횡방향 구속압의 감소에 따른 지반의 변위량을 유한차분해석이 적용된 FLAC-2D 프로그램을 이용하여 분석하였다. 또한, 사면경사의 안정성을 검토하기 위해 사면 경사를 1:1.2(40°), 1:1.5(34°)와 1:1.7(30°) 로 변경했을 경우의 해석결과를 이용한 사면안정해석을 실시하였다.

그림 1.1은 절토사면의 얇은파괴의 특성을 규명하고자 본 연구의 전반적인 진행과정을 나타낸 것이다.

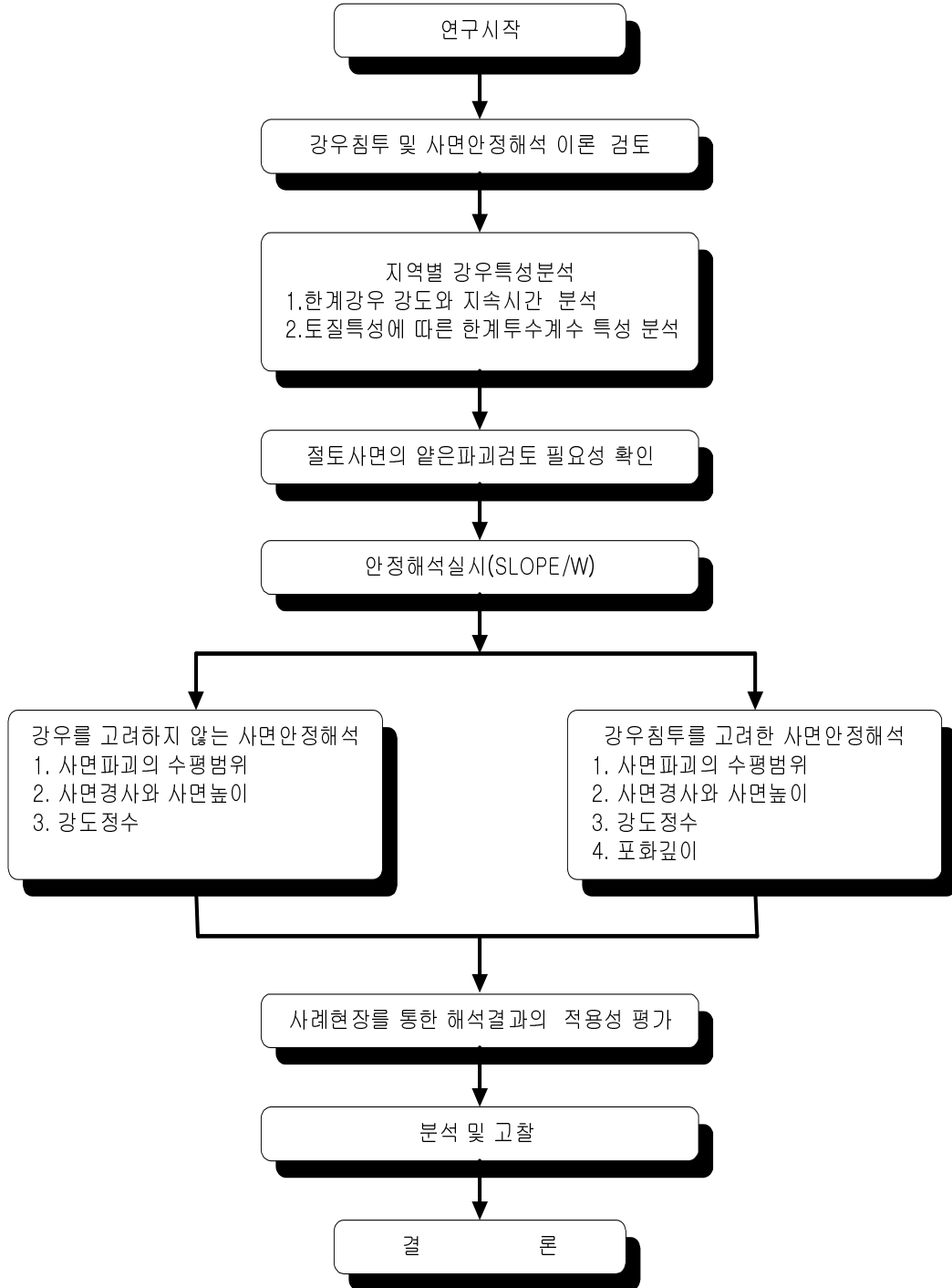


그림 1.1 연구진행 과정

제2장 강우 침투와 사면안정해석

본 장에서는 강우시 지반의 침투거동과 간극수압 분포에 대해 기술하며, 또한, 우리나라의 강우 분포특성과 강우특성으로 인한 사면붕괴의 현황에 대해 기술하고자 한다. 마지막으로 일반적인 사면안정해석 이론과 강우시 부(-)의 간극수압을 고려한 사면안정해석 이론에 대해 기술한다.

2.1 강우시 지반의 침투거동

2.1.1 1차원 침투이론

지반 내 임의의 면을 통해 강우 등이 지표면에서부터 흡수되어 들어가는 것을 침투라 하고, 이러한 과정을 거쳐 침투할 수 있는 최대치를 침투능력이라 한다. 침투가 진행됨에 따라 그 값은 시간에 따라 변화하며 최소값에 접근할 때까지 감소하게 되는데, 그 최소값은 대략 포화투수계수와 유사하다. 이 때 침투능 곡선 아래의 면적을 흙의 누적침투능이라 하며 임의의 시간동안 주어진 흙이 흡수할 수 있는 단위면적당 최대 부피를 의미한다. 침투는 지표층을 통해 물이 흙 속으로 들어가는 물리적인 과정을 말하며 침투량은 불포화 지반의 함수량조건, 간극수압, 투수계수 등에 따른 물의 재분포에 의해 결정된다. 일차원 연직침투는 가장 보편적인 침투과정이며 불포화영역을 통한 침투율을 산정하기 위한 많은 방법들이 연구되어져 왔다. 이들 여러 방법들은 Richard식, Green-Ampt식, 경험식에 관련된 모델들로 크게 나눌 수 있다.

본 논문에서는 가장 보편적으로 사용되고 있는 Green-Ampt식에 대해 설명하기로 한다. 지표층을 통해 침투할 수 있는 물의 양은 흙의 함수특성, 불균질성, 포화도 등에 연관되어 있으며 균질한 흙을 통한 일차원 연직침투에 대한 많은 해석적, 경험적 식들이 제안되었다(Green-Ampt, 1911; Horton, 1940; Mein & Larson, 1973).

Green-Ampt는 해석적인 방법에 의해 침투능을 구하기 위해 1차원 연직흐름에

기초를 둔 간략 해를 최초로 제안하였다. 그들은 그림 2.1과 같이 명확한 습윤전선이 존재하는 피스톤 모양의 함수량분포를 가정하였다.

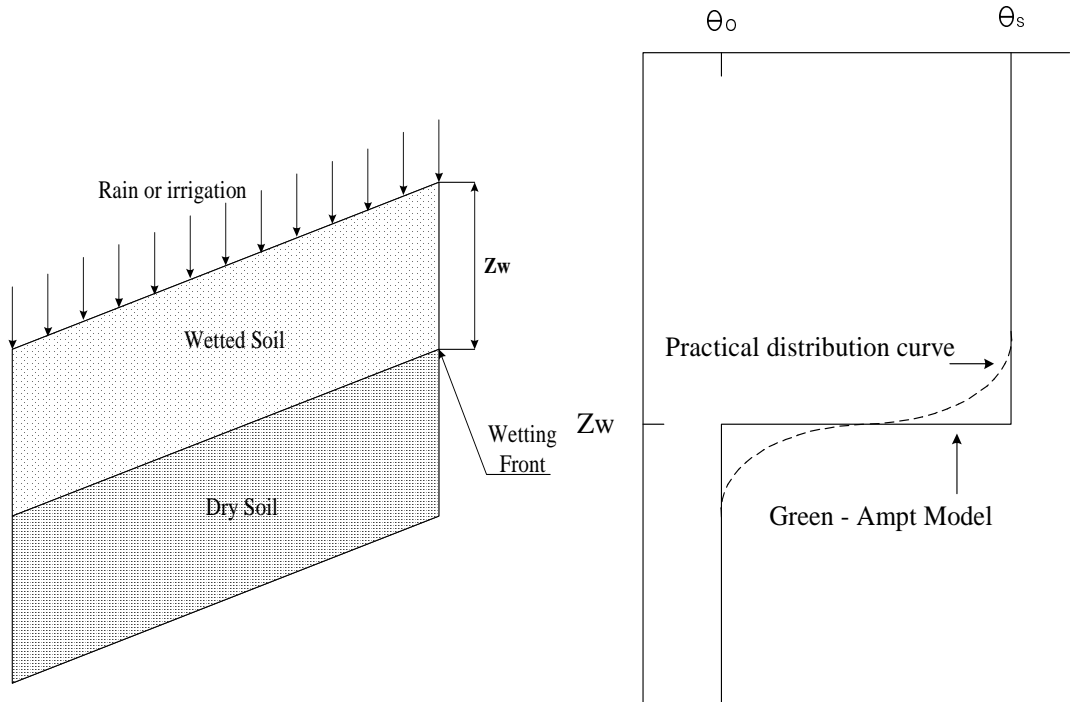


그림 2.1 깊이에 따른 함수비 분포

이 모델은 1차원 연직흐름, 습윤전선에 일정한 습윤 전면흡인력(ψ_f), 습윤전선 윗부분에서의 함수량 결손($\Delta\theta_i$)과 투수계수(k_s)가 일정하다는 가정을 바탕으로 하고 있다. 습윤 전면흡인력(ψ_f)은 지반이 포화되기 직전에 나타나는 최소 흡인력 값이며 사면의 자연함수비인 초기 값에 따라 크게 영향을 받는 것으로 알려져 있다. 습윤전선의 깊이(z_w)까지는 완전히 포화되어 있고 습윤전선의 깊이 하부는 초기상태의 포화도를 유지한다는 가정 하에 임의의 시간에서의 침투능을 Darcy의 법칙을 적용하여 식(2.1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$f = k_s \frac{(z_w + \Psi_f)}{z_w} = \frac{d(z_w \Delta \theta_i)}{dt} = \frac{dF}{dt} \quad (2.1)$$

침투능은 시간(t)이 증가할수록 감소하여 포화투수계수(k_s)값에 점차 수렴하게 된다. 이 때 누적 침투능은 상기 식(2.1)을 적분하여 식(2.2)와 같이 구할 수 있다.

$$F = z_w \Delta \theta_i = k_s t + \Delta \theta_i \Psi_f \ln\left(1 + \frac{F}{\Delta \theta_i \Psi_f}\right) \quad (2.2)$$

깊이 z_w 까지 지반을 포화시키기 위해 필요한 시간은 식(2.3)과 같다.

$$T_w = \frac{\Delta \theta_i}{k_s} [z_w - \Psi_f \ln\left(\frac{\Psi_f + z_w}{\Psi_f}\right)] \quad (2.3)$$

여기서 T_w 는 지반을 포화시키기 위해 필요한 강우지속시간(hr), z_w 는 습윤전선의 깊이(cm), Ψ_f 는 습윤전선의 흡인력을 나타낸다. 또한, $\Delta \theta_i$ 는 포화 전·후의 체적함수비차로 강우 전·후 사이의 변화량($\theta_s - \theta_i$)이며 단위로는 물의 부피를 전체 토체의 부피로 나눈 값이다. 그러므로 $\Delta \theta_i$ 에서 초기 체적함수비(θ_i)는 사면의 강도를 결정짓는 중요한 요소가 되며 식에서 중요한 수치이다. Green & Ampt의 모델 식에서 나타나는 Ψ_f 는 습윤전선의 흡인력으로써 지표면으로부터 강우가 침투하는 동안 깊이별로 변하는 흡인력을 나타낸다. 즉, 지반이 포화되기 직전에 나타나는 최소 흡인력이며, 사면의 자연함수비인 초기 값에 따라 크게 영향을 받는 정수이다.

위의 식(2.3)을 토대로 남부 캘리포니아의 건조한 날씨($\Delta \theta_i = 10 \sim 30\%$)에 대한 자연사면 안정해석을 모래질 흙의 모관흡인력(80cm)과 점토질 흙(140cm)에 관한 연구도 진행 되었었다(Pradel & Raad, 1993).

Dancy법칙에 기초한 Green-Ampt모델은 간단하면서도 연직침투과정의 기본적인 특성을 잘 나타내며 모델 변수들은 측정 가능한 흙의 물리적인 특성 값들로 구성

되어 있다. 이 모델은 불포화 흐름을 고려한 보다 엄밀한 방법과 비교해도 매우 합리적인 예측결과를 주는 것으로 알려져 있다(Wallace, 1975).

2.1.2 습윤전선의 변화

강우시 지표면으로부터 침투가 발생되면 지반 내 포화 및 불포화 흐름으로 인해 그림 2.2와 같이 포화대의 변화과정을 경험하게 된다. 지반이 무한히 깊은 경우 지표면으로부터 포화영역(Saturation zone)이 형성된다. 전이영역(Transmission zone)은 함수비가 거의 일정한 크기로 존재하여 완전포화 상태는 아니지만 거의 완전포화에 가까운 영역이다. 강우로 인해 지표부근은 완전히 포화되어 포화도가 1.0에 접근하나 중력의 영향으로 깊이가 깊어짐에 따라 점차 감소하다가 일정깊이 이상에서는 일정한 포화도를 나타내며 습윤대(Wetting zone)를 형성한다.

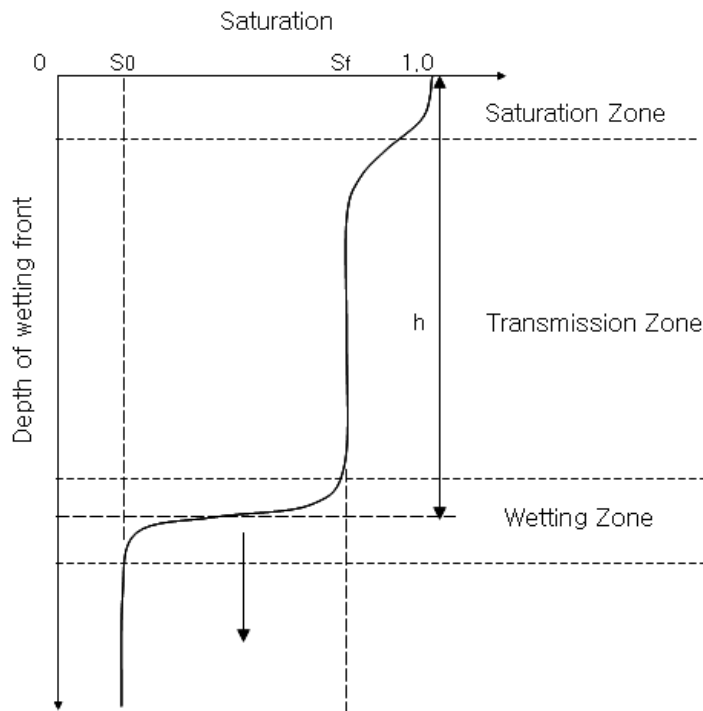


그림 2.2 강우시 습윤대의 형성

습윤대는 모관흡인력과 함수비의 사이에서 급작스런 변화가 있는 영역으로 이는 강우강도와 강우지속기간과 밀접한 관계를 갖고 있어, 습윤영역이 확대됨에 따라 지반의 모관흡인력이 상실되어 사면의 안정을 해치게 된다(Wallace, 1975; Freeze & Cherry, 1979). 습윤영역의 전면(前面)부분을 습윤전선이라 하는데, 강우가 계속됨에 따라 습윤전선이 지반내로 확산되고 이로 인해 부(-)의 간극수압은 급격히 감소하게 된다. 이때 지표면으로부터 습윤전선까지의 깊이를 ‘습윤전선의 깊이’라 한다.

강우시 습윤전선의 깊이를 예측하기 위한 방법으로는 Lumb(1975)에 의해 제안된 최소 침투능에 따른 침투깊이를 산정하는 방법과 Pradel & Radd(1993)에 의해 제안된 최대 침투능에 따른 습윤전선의 깊이를 산정하는 방법 등이 있다.

가. Lumb의 방법

Lumb(1975)는 홍콩의 강우를 분석하여 습윤전선의 깊이를 결정할 수 있는 간편식을 식(2.4)와 같이 제안한 바 있다.

$$z_w = \frac{kt}{n(S_f - S_0)} = \frac{kt}{\Delta\theta_i} \quad (2.4)$$

여기서 z_w 는 습윤전선의 깊이, k 는 토층의 투수계수, n 은 간극률, S_0 는 초기 포화도, S_f 는 최종 포화도를 나타내며 t 는 강우 지속시간, $\Delta\theta_i$ 는 포화 전, 후의 체적 함수비 차를 나타낸다.

평평한 지표면에서 포화투수계수 값보다 큰 강우가 작용하면 포화된 지반의 침투율은 포화투수계수의 값과 같다고 볼 수 있다. 이때, 포화된 지반과 아래 부분의 불포화된 부분사이에 명확한 습윤전선을 가정하면 습윤전선의 깊이는 다음과 같이 나타낼 수 있다. 이때 지표에 작용하는 강우강도는 포화투수계수의 값 이상이어야 한다. 또한, Lumb의 방법은 연직방향의 흐름을 전제조건으로 하여 강우종료 후의 물의 흐름을 무시한 것이다. 일정한 값인 최소 침투율, 즉 포화투수계수에 의해 습윤대 깊이가 예측되기 때문에 직선 형태로 나타나고 시간(t)에 비례하는 양상을 보

이다. 그러나 불포화상태의 실제지반에서 침투능은 초기조건과 강우강도에 따라 다르지만, 포화투수계수(k_s)보다는 항상 크고 한계 값인 포화투수계수(k_s)값으로 수렴하기까지 상당한 시간이 소요됨을 알 수 있다. 따라서 Lumb의 방법은 Pradel & Radd(1993)방법에 비해 적은 침투량과 얇은 습윤전선의 예측결과를 나타낸다. Lumb의 방법은 장기간의 강우로 지반이 거의 포화된 상태에서 포화투수계수(k_s)값보다 큰 강우가 작용하는 경우에 적용가능하나 강우강도를 고려하지는 못하는 한계를 가지고 있다.

나. Pradel & Radd의 방법

Pradel & Radd(1993)는 사면의 안정성 검토를 위하여 강우강도, 강우지속시간, 강우재현기간을 고려할 수 있는 방법을 Green-Ampt 모델을 이용하여 제안하였다. 이 방법은 사면에서 습윤전선의 깊이(z_w)까지 포화되기 위해서는 다음과 같은 두 가지 조건이 만족되어야 한다. 첫 번째 조건은 강우가 지반의 침투능을 초과해야 하고, 둘째는 강우지속시간이 습윤전선의 깊이(z_w)까지 포화될 수 있도록 충분히 오래 동안 지속되어야 한다. 이 때, Green-Ampt 모델로부터 지반을 z_w 까지 포화시키기 위해 필요한 시간은 식(2.3)과 같음을 알 수 있다. 이러한 조건들은 $T \geq T_w$ 와 $I \geq f$ 를 요구한다. 일정깊이(z_w)까지 포화되기 위해 식(2.5)와 식(2.6)의 최소조건을 만족해야한다. 여기서 T_{\min} 은 일정깊이(z_w)까지 포화되기 위한 최소의 강우지속시간이며, I_{\min} 은 최소의 강우지속시간(T_{\min})동안에 일정깊이(z_w)까지 포화시킬 수 있는 강우강도를 의미한다.

$$T_{\min} = T_w \quad (2.5)$$

$$I_{\min} = f = \frac{\Delta\theta_i}{T_{\min}} \left[z_w - \Psi_f \cdot \ln \left(\frac{\Psi_f + z_w}{\Psi_f} \right) \right] \left(\frac{z_w + \Psi_f}{z_w} \right) \quad (2.6)$$

앞에 언급한 강우강도와 지속시간을 산정할 때 유출과 증발산을 고려하지 않았으므로, 일정깊이(z_w)까지 포화시키는데 I_{\min} 보다 더 큰 강우강도가 요구될 것이다.

포화에 대한 조건들은 그림 2.3의 그래프로 설명될 수 있다.

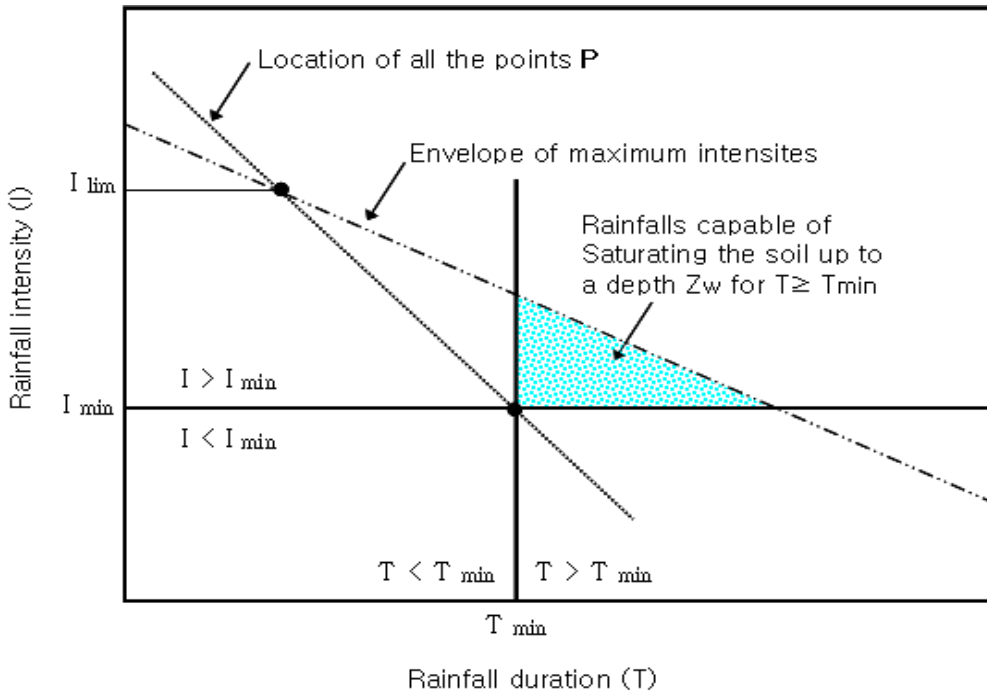


그림 2.3 포화조건 의 강우강도와 지속시간

일정깊이(z_w)를 포화시키기 위한 최소의 강우지속시간과 그 시점의 강우강도 (T_{min}, I_{min})의 좌표를 P점이라고 가정하면 그림 2.3에서 포화되기 위한 조건들은 최대강우강도 포락선 위에 위치할 것이다. 그 위치는 비가 오지 않더라도 일정깊이(z_w)까지 포화 될 수 있을 것이다. 식(2.3)의 조건의 점과 최대강우강도 포락선은 그림 2.3에서와 같이 만나는 점에서 초기 강우강도(I_{lim})와 초기 한계투수계수(k_{lim})를 정할 수 있다. 즉, 한계투수계수는 최대 투수계수로 식(2.7)과 같이 나타낼 수 있다.

$$k_{lim} = I_{lim} \left(\frac{z_w}{z_w + \Psi_f} \right) = \frac{\Delta \theta_i}{T_{min}} \left[z_w - \Psi_f \ln \left(\frac{\Psi_f + z_w}{\Psi_f} \right) \right] \quad (2.7)$$

여기에서, k_{lim} 는 일정깊이(z_w)까지 포화할 수 있는 최대 투수계수이며, 앞에서

언급한 방정식들은 유출과 증발산에 대해 고려하지 않았으므로 k_{lim} 보다 큰 투수계수를 갖는 흙에서는 강우시 포화되지 않을 것이다.

식(2.7)은 일정깊이(z_w)까지 포화되기 위한 최소조건을 나타낸다. 그림 2.3에서와 같이 최대 강우강도의 선과 포화하기 위한 최소 조건의 선이 만나는 위치는 사면 토체에서 일정깊이(z_w)까지 포화시킬 수 있는 최소 강우시간을 정한다. 예를 들어, 체적함수비 변화량($\Delta\theta_i$)값을 알고 포화깊이(z_w)값을 가정한다면 어떤 흙에서 빈도기간을 고려해 강우가 지반을 일정깊이(z_w)까지 포화하기 위해 얼마만큼의 지속시간(T)을 유지해야 되는지 알 수 있다. 이 지속시간 동안에 해당하는 강우강도(I_{lim})와 초기 투수계수(k_{lim})를 예측할 수 있다.

Pradel & Radd(1993)법은 침투량이 강우강도의 크기에 영향을 받지 않고 습윤전선의 깊이가 발달하기 위한 시간도 강우강도의 크기에 독립적이다. 기 시행된 국내의 여러 연구에 의하면 일정한 범위 내에서 습윤 전면흡인력이 작을수록 습윤전선의 깊이가 깊어지고, 반대로 습윤 전면흡인력이 클수록 습윤전선의 깊이가 얕아지는 경향을 보인다고 한다(김재홍 등, 2002). 그리고 Pradel & Radd(1993)방법에 따라 풍화토의 습윤 전면흡인력을 계산한 결과 약 4kPa(=40cm)이하를 보인다고 발표한바 있다. Pradel & Radd(1993)의 습윤전선의 깊이 추정식은 대입되는 투수계수가 포화 투수계수임으로 불포화상태인 실제 지반에서와 뚜렷한 차이를 보인다. 특히, 강우강도와 강우지속시간의 관계에서 실제로 적용되는 값들을 비교할 때 수정식에 의한 습윤전선이 실제보다 과대 추정될 수 있음도 밝혀졌다.

2.1.3 한계강우강도

강우강도는 단위시간에 내리는 강우량(mm/hr)의 척도로서 이 값이 어느 한계값을 넘으면 일정한 침투값 이상, 즉 한계강우강도 이상에서는 강우강도에 비례하여 우수는 지표면으로 유출하는 것을 알 수 있는데 이때의 강우강도를 한계강우강도(I_{lim})라 정의할 수 있다.

일반적으로 침투의 양상은 지표면에 가해지는 강우강도와 지반의 함수량분포에

의해 결정되는데, 지표면에 침투능을 증가하는 유량이 가해지는 경우의 침투는 지반의 함수량분포에만 의존하지만 그렇지 않는 경우의 침투양상은 지반의 초기함수분포와 더불어 작용하는 강우강도에 영향을 받는다.

김상규 등(1991)은 모형사면과 강우재현장치를 이용한 실험을 통해 가는 모래지반과 굵은 모래지반을 대상으로 강우강도를 달리하여 강우로 인한 습윤전선의 진행을 관찰하였다. 관찰결과 강우강도가 지반의 포화투수계수(k_{sat})의 4~5배 까지는 강우강도가 증가할수록 습윤전선의 진행속도가 빨라지나, 포화투수계수 5배 이상에 해당하는 강우강도를 적용할 경우에는 강우강도에 관계없이 습윤전선의 진행양상이 일정한 것으로 나타나, 강우강도가 아무리 크다 하더라도 지반으로 침투되는 수량은 일정한 한계가 있음을 알 수 있었다. 지반으로 침투되는 한계강우량은 그 지반의 포화투수계수의 4~5배라는 것을 실험을 통해 밝혔다. 또한, Cai 등(2004)은 점성토, 실트, 모래지반의 사면을 대상으로 침투류 해석을 실시하여, 지반의 포화투수계수와 같거나 큰 한계강우강도가 작용할 경우 지반은 간극수압의 변화가 없는 정상류 상태에 도달되는 것을 확인하였다. 이러한 연구결과를 바탕으로 한계강우강도 산정식을 식(2.8)과 같이 제안하였다.

$$I = \frac{h_s k_s}{l \sqrt{1 + m_s^2}} \quad (2.8)$$

여기서 h_s 는 사면의 높이, k_s 는 포화투수계수, l 은 사면의 길이를 나타내며 m_s 는 수두-사면 경사의 1.3배를 나타낸다.

2.1.4 간극수압의 변화

간극수압은 흙 속에 매설한 간극수압계에 의하여 수압의 절대치 또는 절대치에서 정수압을 뺀 과잉간극수압으로서 측정된다. 간극수압의 측정치는 점성토지반에서의 압밀도 계산, 지하수면의 높이나 흙 속의 투수정도를 조사 또는 구조물의 기초나 사면의 안정을 검토할 경우 등에 이용된다.

표 2.1 간극수압 측정대상의 종류

<p>정(Positive)의 간극수압</p>	<p>토압의 측정과 함께 간극수압을 측정할 경우, 지하수면의 높이를 조사할 경우, 그 외 일반적으로 정의 간극수압의 절대치를 대상으로 하는 경우가 가장 많다.</p>
<p>부(Negative)의 간극수압</p>	<p>도로의 노상이나 흙댐의 제정부와 같이 불포화토에 대해서 조사할 경우에는 대기압 이하의 부압, 즉 흡인력(suction)이 측정의 대상이 된다. 불포화토에서는 물과 공기가 간극 내에 공존하고 있기 때문에 그 수압을 측정하는 데는 특수한 주의 사항이 필요하다.</p>
<p>과잉(Excess) 간극수압</p>	<p>압밀진행도를 조사하는 경우에 절대값에서 정수압을 뺀 과잉간극수압과 그의 시간적인 변동이 측정대상이 된다.</p>

강우시 사면에서의 간극수압은 강우초기에는 지표부근이 충분히 포화되지 않아 부(-)의 간극수압을 보이다가 강우가 지속되면서 습윤대가 점차 확대되어 지표부근에서는 정(+)의 간극수압을 나타내고 지하수위 부근은 모세관 효과에 의해 부(-)의 간극수압을 나타낸다. 또한 강우가 지속됨에 따라 습윤대가 점차 깊어져 불투수층에 도달하면 지하수위 상승이 발생한다.

강우시 사면내의 간극수압은 그림 2.4와 같이 강우초기에는 지표부근이 충분히 포화되지 않아 부(-)의 간극수압을 보이다가 강우가 지속되면서 습윤대가 점차 확산되어 지표부근에서는 양(+)의 간극수압을 나타내고 지하수의부근은 모세관 효과에 의해 부(-)의 간극수압을 나타낸다. 또한, 강우가 지속됨에 따라 습윤대가 점차 깊어지면서 지하수위 상승이 발생한다.

사면안정해석을 할 때 강우로 인한 간극수압의 영향은 간극수압계수를 이용하여 간편하게 고려할 수 있으며, 임의의 깊이(z)에서 발생하는 간극수압(u)에 대한 전 응력의 비로 정의된다. 간극수압계수(r_u)는 식(2.9)과 같이 나타낼 수 있다. 각 절편

에 대한 간극수압계수는 절편마다 다르므로 이 값을 결정하기 위해서는 활동면을 여러 절편으로 나누어 각 절편마다 일일이 계산하지 않으면 안 된다.

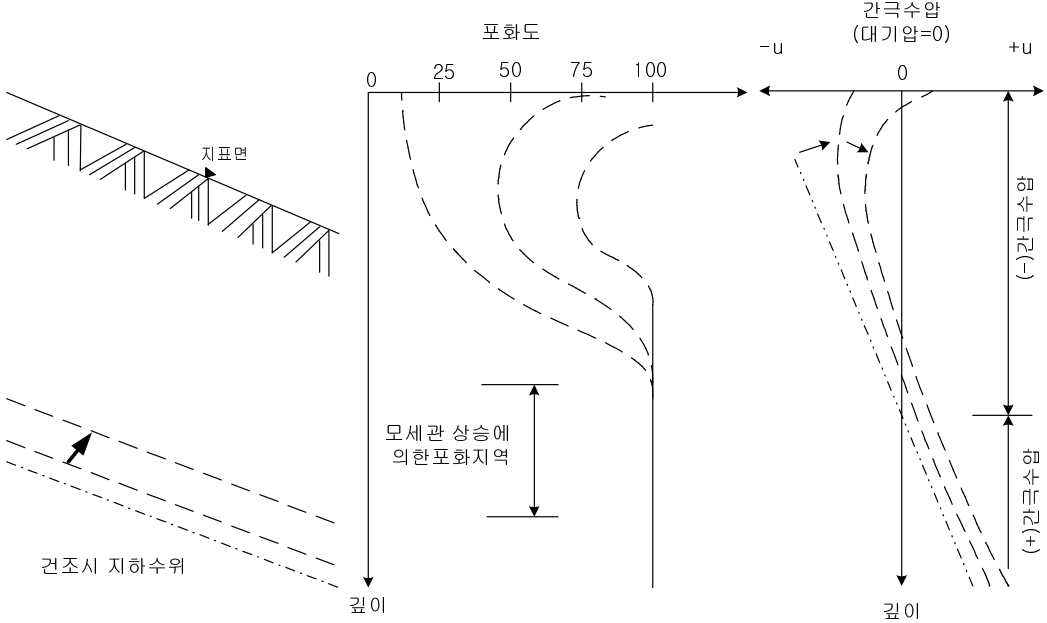


그림 2.4 강우시 사면내의 간극수압

$$r_u = \frac{u}{\gamma_t \cdot z} \tag{2.9}$$

여기서 r_u 는 간극수압계수, u 는 간극수압, γ_t 는 토체의 습윤단위중량을 나타내며 z 는 지표에서 사면 내 임의의 위치까지의 깊이를 나타낸다.

이러한 방법은 상당히 많은 계산을 필요로 하므로 평균 간극수압계수를 적용하면 계산이 훨씬 간편해 진다. 대부분의 전산프로그램은 평균 간극수압계수를 사용하여 계산하게 되어 있다. 한 사면에 대한 평균 간극수압계수는 식(2.10)과 같이 면적비로 평균값을 추정할 수 있다. 그림 2.5는 이를 그림으로 나타낸 것이다.

$$r_u = \frac{Area(FGDEF)}{Area(ABCDEF)} \times \frac{\gamma_w}{\gamma_t} \quad (2.10)$$

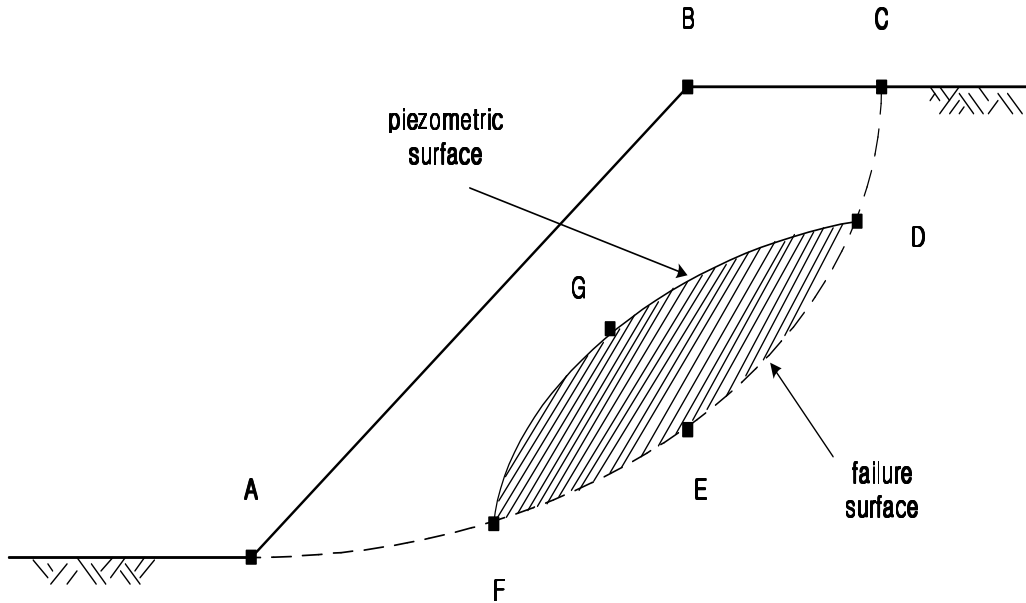


그림 2.5 사면에서의 간극수압계수

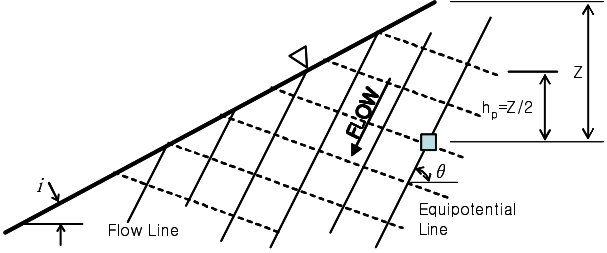
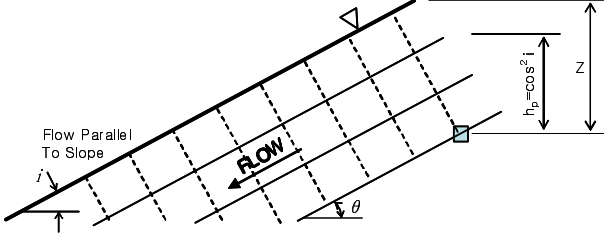
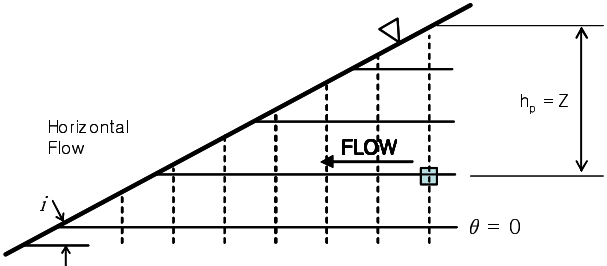
일반적으로 r_u 는 0(최소)~0.5(최대)의 범위의 값을 가지며, 평균적으로 0.25를 사용한다고 제안된 바 있다(Turner, A. K. & Schuster R. L., 1966).

Lambe & Silva-Tulla(1992)에 의하면 간극수압계수는 크기는 유선이 직선일 경우 식(2.11)과 같이 계산할 수 있으며, 강우시 사면내의 침투양상에 따라 표 2.2와 같이 결정할 수 있다.

$$r_u = \frac{u}{z \cdot \gamma_t} = \frac{h_p \cdot \gamma_w}{z \cdot \gamma_t} = \frac{\gamma_w \cos i \cdot \cos \theta}{\gamma_t \cos(i - \theta)} \quad (2.11)$$

여기서 i 는 사면경사, θ 는 유선의 경사각을 나타낸다.

표 2.2 침투양상에 따른 간극수압계수(Lambe & Silva-Tulla, 1992)

침 투 양 상	간극수압계수 (r_u)
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w \text{ 일 경우}$ $r_u = \frac{h_p \cdot \gamma_w}{z \cdot \gamma_t}$ $\doteq \frac{(z/2) \cdot \gamma_w}{z \cdot (2\gamma_w)} = 0.25$
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w, i = 26.5^\circ \text{ 일 경우}$ $r_u = \frac{\gamma_w \cdot \cos i \cos \theta}{\gamma_t \cdot \cos(i - \theta)}$ $= \frac{\cos^2 i}{2} = \frac{\cos^2 26.5}{2}$ $= 0.40$
	$\gamma_t \doteq 2\gamma_w, \theta = 0 \text{ 일 경우}$ $r_u = \frac{\gamma_w \cdot \cos i \cos \theta}{\gamma_t \cdot \cos(i - \theta)}$ $= 0.50$

2.2 강우특성에 따른 사면붕괴와 국내 강우분포특성

2.2.1 강우특성에 따른 사면붕괴

우리나라의 경우 대부분의 절취사면붕괴 및 자연사면에서의 산사태는 우기에 집중적으로 발생하므로, 사면붕괴 발생의 가장 큰 요인은 강우임을 예측 할 수 있다.

우리나라의 연평균강우량은 약 1100mm~1400mm로서 이 중 60~70%가 6월에서 9월 사이에 집중적으로 내리기 때문에 매년 많은 피해가 이시기에 발생하고 있다. 우리나라의 지역적 강우특성을 살펴보면, 중부지역은 기압골 형성에 의한 집중호우

다. 또한, 대규모(동일 지역에서 20개소 이상 발생하는 규모) 사면붕괴는 최대시간 강우강도가 35mm/hr를 초과하고, 2일간의 누적강우량이 140mm를 초과할 경우 발생하는 것을 알 수 있다. 또한, 24시간 내에 200mm 이상의 강우가 지속되거나, 강우가 하루이상 지속되면서 시간당 평균 강우량이 10mm/hr 이상일 경우에 산사태가 발생할 위험이 큰 것으로 나타났다(김윤원, 1989; 홍원표 등, 1990).

그림 2.7은 산사태 발생지점에서 경사각에 따른 산사태의 발생빈도와 전체 길이에 대한 평균경사를 나타낸 것이다(산림청, 2002년).

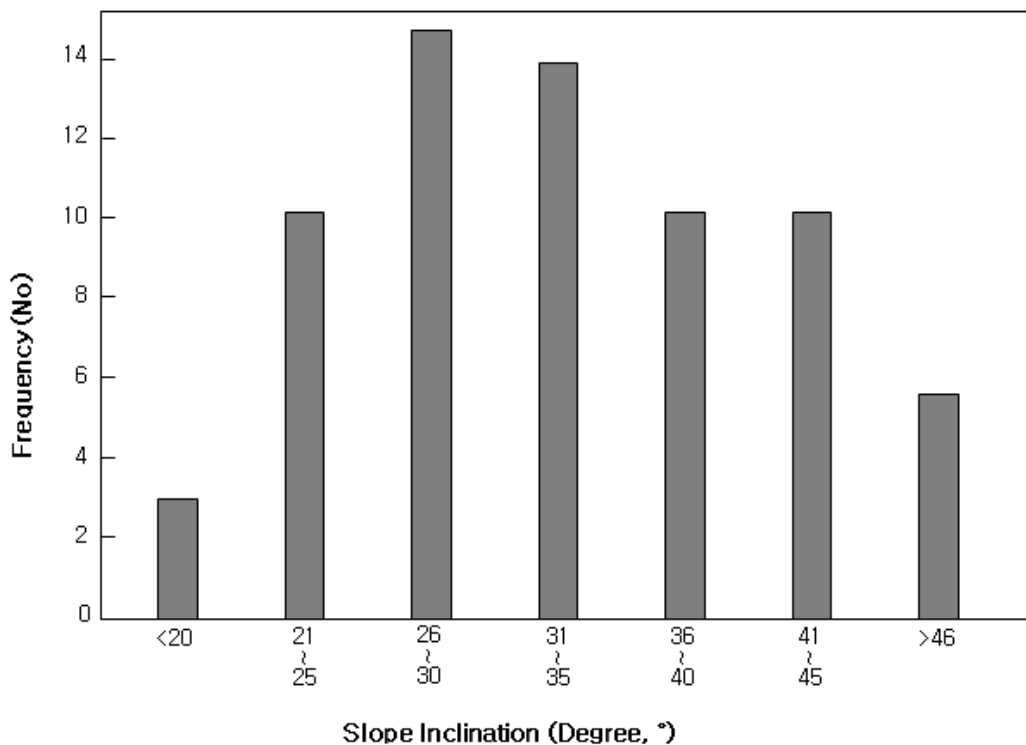


그림 2.7 산사태 발생지점의 사면경사

사면의 경사각을 기준으로 볼 때 산사태가 가장 많이 발생한 지역의 경사는 26~30°(1:2.0~1:1.7)이며 이 범위에서 전체 산사태의 32%가 일어난다. 다음으로 31~35°(1:1.7~1:1.5)의 범위에서 많이 일어나는 것으로 나타났다. 산사태 발생 지점에서

의 경우 경사가 20°를 기준으로 20° 미만일 경우에는 산사태가 거의 발생하지 않으며, 사면 경사가 20° 이상일 경우 산사태 발생이 급격히 증가함을 보여준다. 반면 경사각이 30° 보다 커지면 서서히 감소하는 경향을 보이고 있다. 산사태의 전체 길이에 대한 평균 경사와 산사태 발생 빈도를 비교하여도 유사한 경향을 보이고 있어 결국 30°(1:1.7)전후의 경사면에서 산사태가 가장 빈번히 일어남을 알 수 있다.

2.2.2 국내의 확률강우강도

강우의 분포특성이란 강우강도, 강우량의 시간적 변동특성과 강우시간에 따른 강우량의 배분형태를 의미한다. 강우의 시간적 분포특성을 해석하기 위해 확률강우강도 식을 이용하는데 기본적인 강우강도와 지속시간의 관계식은 Talbot형, Sherman형 그리고 Japanese형이 있으며 이를 식으로 나타내면 식(2.12)~식(2.14)과 같다.

$$I = \frac{a}{t+b} \quad (2.12)$$

$$I = \frac{c}{t^n} \quad (2.13)$$

$$I = \frac{d}{\sqrt{t+e}} \quad (2.14)$$

여기서 I 는 강우강도(mm/hr), t 는 강우지속시간(min), a, b, c, d, e 는 상수값이다. 우리나라의 확률강우강도 식은 1960년대 중반으로부터 연구 개발되었으며, 주로 중앙기상대의 지정우량 자료들이 이용되어 왔다.

허준행 등(1999)은 관측기록이 20년 이상이고 관측정도가 양호한 기상청 산하 전국 22개 지점의 지속기간별 연 최대치 강우자료(지속기간 5분, 30분, 1시간, 2시간, 3시간, 6시간, 12시간, 24시간)를 대상으로 빈도해석을 실시하였다. 그의 매개변수 추정방법은 GEV 확률분포모형을 모델로 재현기간별 확률강우량을 산정함으로써 지역적 해석을 실시하였으며, 선형화 기법을 통해 회귀분석을 하여 식(2.15)과 같은 확률강우강도 식을 유도하였다.

$$I(t, T) = \frac{a + b \ln \frac{T}{t^{0.2}}}{c + d \ln \frac{\sqrt{T}}{t} + \sqrt{t}} \quad (2.15)$$

여기서 a , b , c ,d 는 회귀계수로서 표 2.3에 나타내었다. T의 단위는 ‘년’이고 t 의 단위는 ‘분’ 이다.

표 2.3 지역별 확률강우강도식 회귀계수(허준행 등, 1999)

계 수 지 역	a	b	c	d
속초	482.5	175.9	4.286	-2.281
춘천	332.7	63.1	0.485	-0.501
강릉	291.1	121.0	3.193	0.461
서울	396.4	174.2	1.681	-0.167
인천	300.4	143.7	2.303	0.789
원주	408.5	141.1	0.321	-0.603
수원	710.9	141.1	4.371	-0.763
서산	441.5	85.1	1.286	-0.821
청주	344.4	91.1	1.582	0.044
대전	397.1	84.2	1.396	0.124
추풍령	229.7	59.4	-0.122	0.013
포항	248.1	67.9	0.500	-0.145
군산	305.6	85.6	1.469	0.378
대구	203.9	117.6	1.070	0.511
진주	226.6	116.0	0.863	0.828
울산	332.7	125.0	2.266	0.517
광주	363.0	60.1	0.428	-0.150
부산	318.5	143.9	2.146	0.655
충무	395.8	120.5	2.448	-0.198
목포	328.0	43.2	0.531	-0.134
여수	346.6	118.2	1.865	0.138
완도	298.4	243.6	9.402	2.890

본 연구에서는 허준행 등(1999)이 GEV 확률분포모형으로 산정된 확률강우강도를 활용하여, 국내 주요지역(서울, 대전, 부산)과 광주·전남지역(광주, 목포, 여수)을 대상지역으로 선정하고 강우빈도 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 각 지역의 한계강우강도를 추정하는데 활용하였다.

2.3 사면의 안정해석

사면의 안정해석에는 강도정수의 결정방법에 따라 전응력 해석법과 유효응력 해석법으로 나눌 수 있고 적용되는 기본이론에 따라 한계평형, 소성변형 등이 있으나 현재 많이 사용되고 있는 해석방법은 한계평형해석을 기본으로 하는 것이 많다.

2.3.1 한계평형해석법

한계평형해석은 파괴 순간 힘의 역학관계를 고려하는 것이다. 사면 하부의 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 있는 토체에 작용하는 힘의 평형상태를 고려하여 안정성을 해석하는 방법이다. 한계평형 해석법은 절토나 성토사면의 안정해석에 많이 사용되고 있고 해석방법의 인지도나 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. 그러나 대부분의 경우 해석결과에 있어 토체의 기하학적 조건이 각 해석방법의 차이보다 더 큰 영향을 미치게 된다. 한계평형해석방법에서 사면의 파괴는 토체가 파괴면을 따라 활동함으로써 발생한다고 가정하고 있다. 일반적으로 토사사면의 파괴면은 곡면이지만 때로는 평면일 수도 있다. 특히 지형적인 문제가 있거나 수평방향의 성층면 또는 불연속면이 존재할 때 평면 활동면이 자주 일어나게 된다. 특정한 사면의 안정해석을 위해 해석방법을 선택함에 있어서 적절한 파괴면의 형상을 추정하는 것이 매우 중요하다. 즉, 파괴면이 평면인가, 원호인가, 임의의 곡면인가 또는 이들의 복합면인가 등에 따라 적당한 방법이 결정된

다. Chowdury(1978)에 의하면 한계평형 해석법을 이용하여 사면안정 해석을 실시할 때 해석전 고려사항 및 방법에 대해 다음과 같은 지침을 제시하였다.

가. 해석전 고려사항

- (1) 가능성이 큰 활동면의 형상을 가상하여 그려볼 것. 이를 위해서는 현장의 지질학적 개요를 파악하는 것이 중요하다. 특히 주의할 점은 불연속면인 기존의 활동면, 균질한 흙 사면이나 불연속면이 없는 연약한 암석 사면에 대해서는 원호 활동면을 우선적으로 고려한다. 흙댐이나 제방의 활동면을 가상하기 위해서는 시공방법, 이질재료로 구성된 체제의 구역배치, 기초지반의 특성 등을 고려하여야 한다.
- (2) 기존의 활동면이 존재할 때에는 최초활동과 차후 활동을 구분하여 생각해야 한다. 기존의 활동면에 대해서는 잔류강도만 고려하여야 한다.
- (3) 점착력과 내부마찰각에 대한 안전율을 상대적으로 어떻게 볼 것인가를 결정해야 한다. 강도정수와 간극수압에 대한 신뢰도를 조사하고 과압 지하수의 존재 여부를 확인해야 한다.
- (3) 전응력 해석법과 유효응력 해석법 중 어느 것을 택해야 할 것인가를 결정할 것. 이때 흙의 종류, 단기안정해석인지 장기안정해석인지의 판단, 정확한 간극수압의 추정이 사전에 가능한지 여부, 간극수압의 현장계측여부 등을 생각해 보아야 한다.

나. 사면안정 해석방법의 선택

- (1) 활동면이 지표면과 평행한 평면인 균일 장대사면에 대해서는 무한사면 안정해석방법이 정확하다.
- (2) 활동면이 얇고 긴 평면이며 지표면과 평행하지 않는 경우에 대해서는 Fellenius 방법으로는 정확도가 낮은 결과를 얻을 수 있고 Janbu의 간편법을 사용하면 그 정확도를 향상시킬 수 있다. 임계활동면과 안전율을 보다 정확히 결정하기 위해서는 wedge 혹은 sliding block 방법을 사용해야 한다.

- (3) 원호활동면인 경우 예비해석 단계에서는 안전도표를 이용할 수 있다. 예비해석 단계에서는 Fellenius방법을 사용할 수도 있으나 활동면의 깊이가 깊거나 간극수압이 큰 경우 부정확한 결과가 얻어진다. 보다 정확한 해석을 위해서는 Bishop의 간편법을 사용한다.
- (4) 활동면이 임의 형상인 경우, 예비해석 단계에서는 Janbu의 간편법을 사용한다. 보다 정확한 해를 얻기 위해서는 이론적인 방법, 예를 들어 Janbu의 보편법, Spencer의 방법, Morgenstern and Price 방법(1965), Fredlund and Krahn의 GLE방법 등을 사용한다. 이때는 컴퓨터를 이용한 해석을 실시하여야 한다.
- (5) 사면하단부에서 활동면의 경사가 급한 경우에는 측면력의 분포를 예민하게 고려할 수 있는 방법을 선택해야 한다.

2.3.2 Fellenius 방법

절편법은 사면안정해석에 가장 널리 사용되는 방법이다. 마찰원법은 활동사면의 전체가 동일한 단위중량과 점착력 및 내부마찰각을 가진 것으로 가정하고 해석을 수행하기 때문에 실제 사면과는 차이가 있다. 이러한 문제점을 해결하기 위해 그림 2.8과 같이 사면의 흙층을 여러 개의 절편으로 분할하여 해석하는 방법이 절편법이다. 그러나 절편법은 절편에 작용하는 힘의 평형과 모멘트의 평형을 고려하여 해석을 해야 하지만, 미지수가 입력정수보다 많기 때문에 적절한 가정을 통해 해를 구하게 된다. 이 방법은 임계 활동면상의 흙덩어리를 6~10개 정도의 절편을 분할하고 각 절편의 중량과 전단저항에 대하여 활동원 중심에서 모멘트 값으로 안전율을 구한다. 각 절편의 경계선은 토질조건이나 다른 경계면과 활동원의 교점, 자유수면과 사면과의 교점, 흙 구조물의 단면이 변화하는 점 등을 지나게 하면 계산에 편리하다. 이때 각 절편의 폭은 일정한 값이 될 수 없다.

그림 2.8에서 절편과 절편 사이에 작용하는 전단력(X)과 연직력(E)을 0으로 가정하고 해석하는 방법이 Fellenius방법이다. 절편의 마찰면에 작용하는 연직반력(N')과 전단력(T)은 절편의 자중에 의해 식(2.16)과 식(2.17)으로 얻어진다.

$$N' = W \cos \alpha - ul \quad (2.16)$$

$$T = W \sin \alpha \quad (2.17)$$

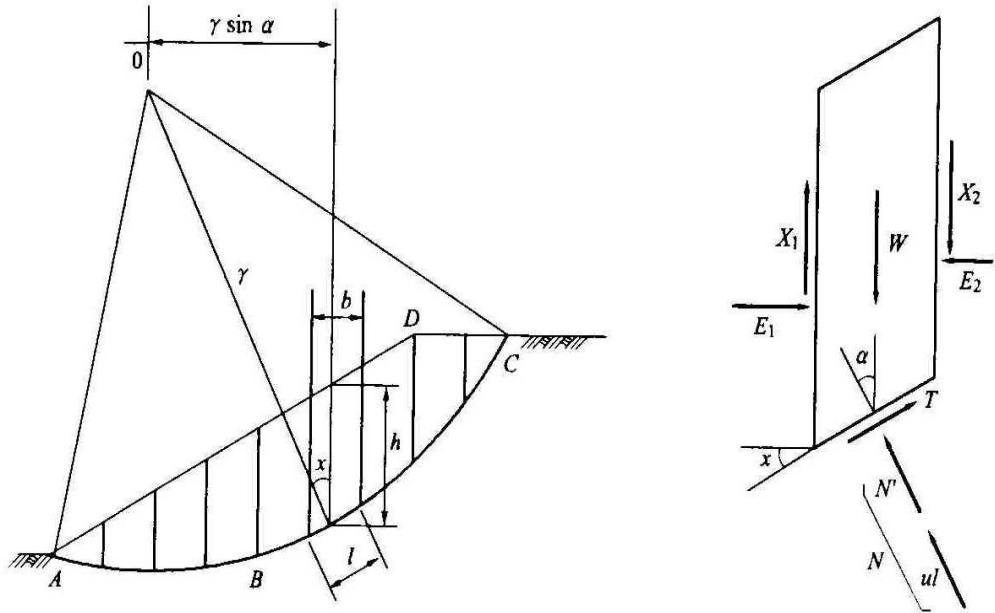


그림 2.8 절편법(slice method)

이것을 단위길이에 대해 작용하는 연직응력과 전단응력으로 표시하면 식(2.18)과 식(2.20)으로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_n = \frac{1}{l} W \cos \alpha \quad (2.18)$$

$$\tau_n = \frac{1}{l} W \sin \alpha \quad (2.19)$$

흙의 전단강도는 식(2.20)과 같이 표현된다.

$$s = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.20)$$

전체 활동면에 작용하는 전단력은 각 절편의 전단력을 합산한 $\Sigma W \sin \alpha$ 와 같으며, 활동면을 따라 작용하는 전단저항력은 식(2.21)과 같다.

$$sl = c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi' \quad (2.21)$$

여기서 유효응력해석을 위해 간극수압(u)를 고려하였다. 최종적으로 전단력과 전단저항력과의 비로 정의되는 안전율은 식(2.22)과 같이 정리할 수 있다.

$$F = \frac{s}{\tau} = \frac{\Sigma \{c'l + [W \cos \alpha - ul] \tan \phi'\}}{\Sigma W \sin \alpha} \quad (2.22)$$

2.3.3 Bishop 방법

Bishop 방법은 Fellenius 방법보다 정밀한 해석을 수행하기 위해 절편과 절편 사이에서 작용하는 전단력(X)과 연직력(E)을 고려하여 해석을 실시하는 방법이다. 그림 2.8에서 절편의 바닥에 작용하는 전단응력은 절편바닥에 작용하는 전단강도를 안전율로 나눈 값은 식(2.23)과 같다.

$$T = \frac{1}{F_s} [c'l + N' \tan \phi'] \quad (2.23)$$

연직방향의 합력은 식(2.24)과 같다.

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (2.24)$$

식(2.25)에 식(2.24)를 대입하여 정리하면

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c'l}{F_s} \sin \alpha + \frac{N'}{F_s} \tan \phi' \sin \alpha \quad (2.25)$$

식(2.25)을 정리하여 N' 를 구하면

$$N' = \frac{W - c' \frac{l}{F_s} \sin \alpha - ul \cos \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \phi' \sin \alpha}{F_s}} \quad (2.26)$$

여기서 $l = b \sec \alpha$ 이므로 이 값을 식(2.26)에 대입하고 다시 정리하면

$$F_s = \frac{1}{\sum W_s \sin \alpha} \sum [c' b + (W - ub) \tan \phi'] \left[\frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F_s}} \right] \quad (2.27)$$

식(2.27)을 변화시켜 식(2.28)을 얻을 수 있다.

$$F_s = \frac{1}{\sum W_s \sin \alpha} \sum [c' b + (W - ub) \tan \phi'] \frac{1}{m_\alpha} \quad (2.28)$$

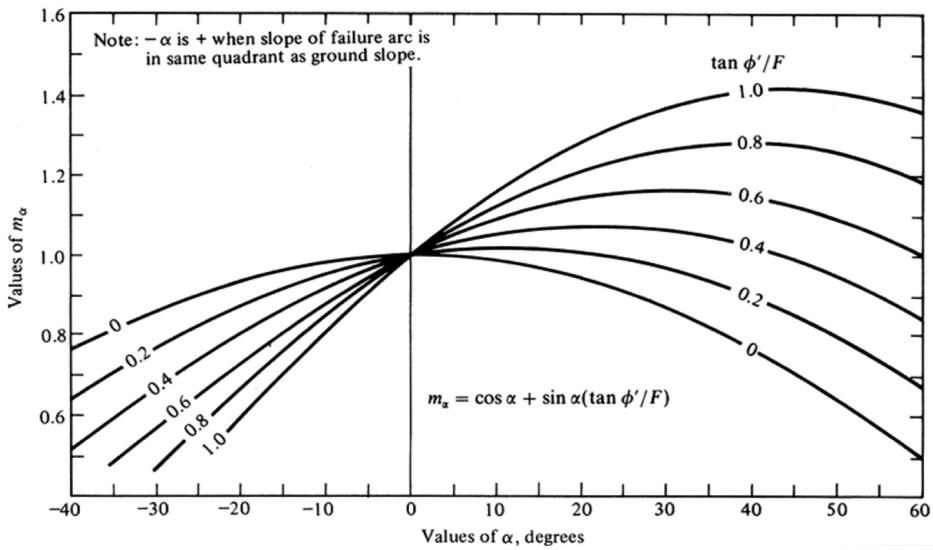


그림 2.9 m_α 를 구하는 도표

m_a 의 계산 편의를 위해 제안된 도표인 그림 2.9를 이용하여 안전율(F_s)을 쉽게 구할 수 있다. Bishop방법도 정역학적으로 해석하기 위해서 가정 설정이 많기 때문에 정해가 될 수 없다. 식(2.27)과 같이 F_s 가 양변에 있기 때문에 우변의 F_s 를 가정하여 좌변의 F_s 와 같은 값이 나올 때까지 시행착오법을 활용하여 결정하여야 한다.

2.3.4 Janbu 방법

Janbu의 방법은 Bishop의 방법을 비원호 활동면으로 확장해서 힘과 모멘트의 평형모멘트의 평형조건으로 다음과 같이 해석한다. 그림 2.10은 하나의 절편에 작용하는 힘들이다. 수평력은 작용선의 위치가 가정이 되면 h_t 와 δ 를 알 수 있고, 수직력의 평형조건에 의하여

$$N \cos \theta = W + \Delta S - T \sin \theta \quad (2.29)$$

$$N = (W + \Delta S) \sec \theta - T \sin \theta \quad (2.30)$$

수평력의 평형조건에서

$$\Delta E = N \sin \theta - T \cos \theta \quad (2.31)$$

식(2.31)에 식(2.30)을 대입하면

$$\Delta E = (W + \Delta S) \tan \theta - T \sin \theta \quad (2.32)$$

$\Delta x \rightarrow 0$ 일 때 저부의 중앙점에서의 모멘트 평형 조건에 의해

$$S \Delta x = -E \Delta x \tan \delta + h_t \Delta E \quad \text{그리고,}$$

$$S = -E \tan \delta + h + t \frac{\Delta E}{\Delta x} \quad (2.33)$$

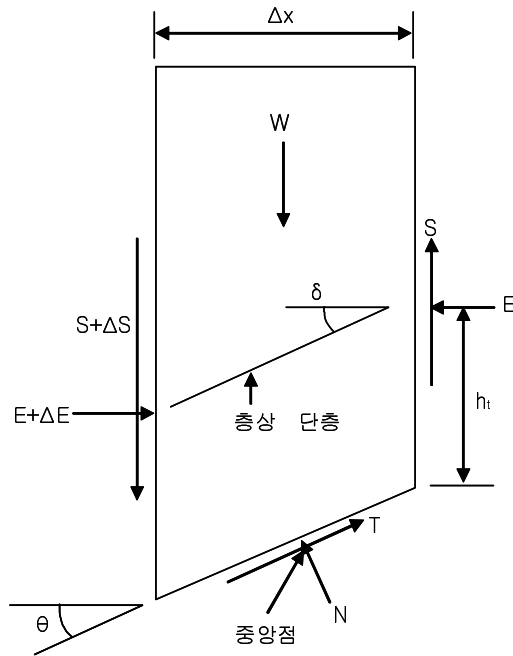


그림 2.10 Janbu의 방법에서 절편에 작용하는 힘

전 수평력의 평형에 대한 필요조건은

$$\Sigma \Delta E = 0 \quad (2.34)$$

식(2.34)에 식(2.32)을 대입하면

$$\Sigma (W + \Delta S) \tan \theta - \Sigma T \sec \theta = 0 \quad (2.35)$$

$$T = \frac{c \Delta x \sec \theta + N \tan \phi}{F} \quad (2.36)$$

그러므로 식(2.35)은

$$T = \frac{\Sigma(c \Delta x \sec\theta + N \tan \phi) \sec\theta}{\Sigma(W + \Delta S) \tan\theta} \quad (2.37)$$

식(2.37)에 식(2.31)을 대입하면 안전율은 식(2.38)과 같이 얻을 수 있다.

$$F = \frac{\Sigma\{c \Delta x \sec\theta + [(W + \Delta S) \sec\theta - T \tan \phi] \tan \phi\} \sec\theta}{\Sigma(W + \Delta S) \tan\theta} \quad (2.38)$$

Janbu의 방법의 해석절차는 다음과 같다.

- (a) $\Delta S = 0$ 으로 가정하고 식(2.38)으로부터 안전율(F)을 구한다.
- (b) 위에서 구한 안전율(F)을 첫째 번으로 가정하여 식(2.31)과 식(2.29)에서 T 를 각 절편에 대하여 구하고, 이 T 를 식(2.38)에 대입하여 새로운 안전율(F)을 구한다. 가정된 안전율과 새로운 안전율이 같을 때까지 반복한다.
- (c) 최종의 T 를 식(2.31)에 대입하여 ΔE 를 구한다. ΔE 를 알면 절편의 양면에서 E 가 합계로써 구해진다. E 에 대한 적절한 수평력의 작용선을 가정하여 δ 와 h_t 를 얻는다. 식(2.32)로부터 S 를 알고 미분하여 ΔS 를 구한다.
- (d) 이렇게 해서 얻어진 ΔS 를 사용하여 단계 1을 반복하여 새로운 안전율을 구한다.
- (e) 안전율이 특별한 오차까지 수렴될 때까지 (b)와 (c)를 반복한다.

2.4 부(-)의 간극수압을 고려한 사면안정해석

사면안정해석에는 2차원의 한계평형해석법이 많이 사용되고 있다. 이때, 포화된 사면안정해석에서는 유효 강도정수를 이용하는데 지하수면 위의 부(-)의 간극수압은 고려하지 않는 것이 보통이다. 그러나 지하수면이 깊은 경우와 얇은파괴의 경우 이러한 가정은 타당하지 않을 수 있다. 따라서 부(-)의 간극수압을 고려한 해석을

위해 Rahardjo 등(1991)은 다음과 같은 방법을 제안했다.

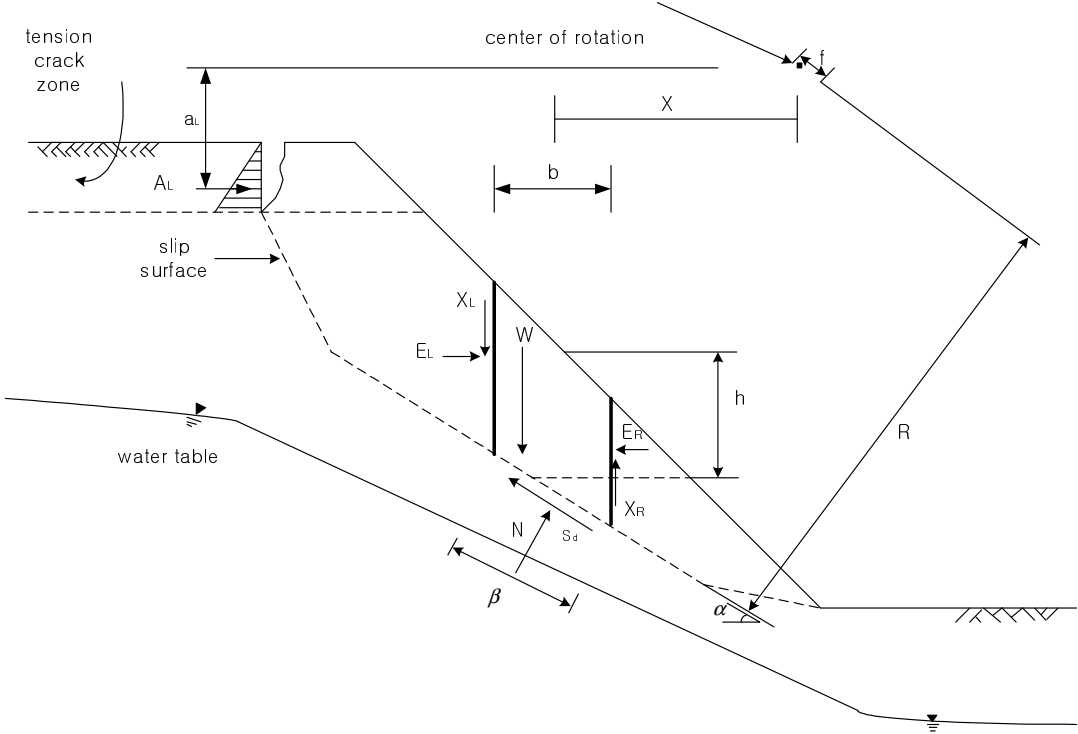


그림 2.11 강우시 절편에 작용하는 응력

그림 2.11은 절편에 작용하는 힘을 보여주고 있다. 사면에는 인장균열이 발생하여 물로 채워져 있고, 이 지역은 전단강도가 없는 것으로 가정하고 A_L 은 외부수압의 합력이다. 인장균열 지역의 흙의 무게는 사면위에 상재하중으로 작용한다.

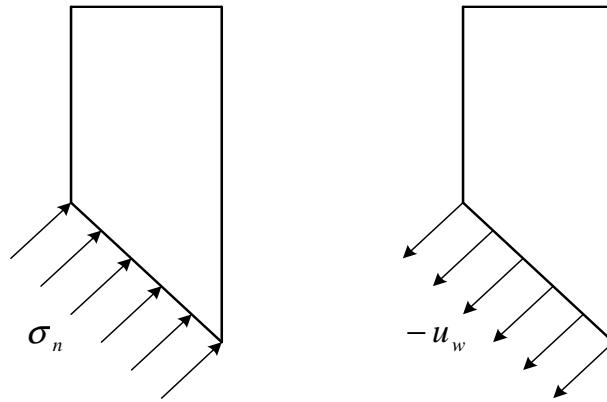
2.4.1 점착력에 의한 방법

절편의 바닥에서 작용하는 전단력을 불포화도에 대한 전단강도의 형태로 식(2.39)과 같이 표현할 수 있다.

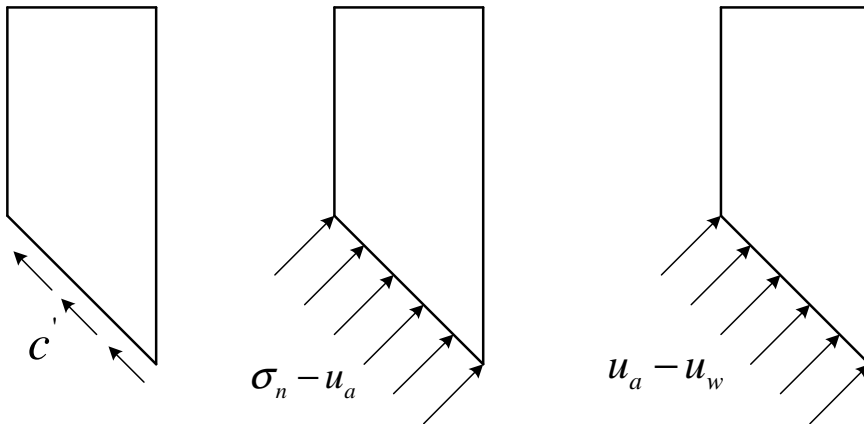
$$S_m = \frac{\beta}{F} [c' + (\sigma_n - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b] \tag{2.39}$$

여기에서, S_m 은 절편바닥의 전단력, F 는 안전율, c' 는 유효점착력, σ_n 은 절편바닥에서의 총 수직응력, u_a 는 간극공기압, u_w 는 간극수압을 나타내며 $(\sigma_n - u_a)$ 는 절편의 바닥에 수직으로 작용하는 순응력, $(u_a - u_w)$ 는 흡인력을 나타낸다. 또한, ϕ' 는 순수 수직응력($\sigma_n - u_a$)상태와 관련된 내부마찰각이며 ϕ_b 는 흡인력($u_a - u_w$) 변화와 관련된 전단강도 증가비를 나타내는 각이다.

절편의 바닥에 작용하는 전단력의 요소를 그림 2.12에 보여주고 있다.



(a) 절편 바닥에 작용하는 분력



(b) 전단저항의 요인들

그림 2.12 절편의 바닥에 작용하는 힘

모관흡인력(matric suction)은 흙의 점착력의 부분으로 가정할 수 있다. 즉, 식 (2.39)은 식(2.40)과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_m = \frac{\beta}{F} [c + (\sigma_n - u_a) \tan \phi'] \quad (2.40)$$

여기서 c 는 흙의 점착력(c')과 $(u_a - u_w) \tan \phi_b$ 합을 나타낸다.

식(2.40)은 불포화토 문제를 해결하기 위해 포화토의 형태로 컴퓨터 프로그래밍 하여 사용할 수 있다. 이 문제를 해결할 때 부간극수압 지역의 흙은 일정한 점착력을 갖는 층으로 세분해야만 한다. 이 방법은 점착력이 연속된 함수가 아니기 때문에 따로 계산되어야만 하는 불편한 점이 있다.

2.4.2 확장된 전단강도법

절편 바닥의 수직력(N)은 수직방향의 힘의 합력으로 식(2.41)과 같이 유도할 수 있다.

$$W - (X_R - X_L) - S_m \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (2.41)$$

식(2.41)에 식(2.39)을 대입하면 식(2.42)과 같이 정리된다.

$$W - (X_R - X_L) - \left[\frac{c\beta}{F} + \frac{N \tan \phi'}{F} - \frac{u_a \tan \phi \beta}{F} + \frac{(u_a - u_w) \tan \phi^b \beta}{F} \right] \sin \alpha - N \cos \alpha = 0 \quad (2.42)$$

식(2.42)을 수직응력의 항으로 다시 정리하면 식(2.43)과 같다.

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c' \beta \sin \alpha}{F} + u_a \frac{\beta \sin \alpha}{F} (\tan \phi' - \tan \phi^b) + u_w \frac{\beta \sin \alpha}{F} \tan \phi^b}{m_\alpha} \quad (2.43)$$

여기서 $m_\alpha = \cos\alpha + (\sin\alpha \tan\phi')/F$

대부분의 경우에 간극공기압 $u_a = 0$ 이므로 식(2.43)은 식(2.44)과 같다.

$$N = \frac{W - (X_R - X_L) - \frac{c'\beta\sin\alpha}{F} + u_w \frac{\beta\sin\alpha}{F} \tan\phi^b}{m_\alpha} \quad (2.44)$$

만일, 절편의 바닥이 포화되었다면 $\tan\phi^b$ 항은 $\tan\phi'$ 와 같다.

그럼 2.11의 원의 중심에서 모멘트 평형조건을 고려하면 식(2.45)과 같이 된다.

$$A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf - \sum S_m R = 0 \quad (2.45)$$

식(2.39)에 식(2.45)을 대입하면 식(2.46)과 같이 된다.

$$F_m = \frac{\sum \left(c'\beta R + \left[N - u_w \beta \frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'} \right) \right] R \tan\phi' \right)}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf} \quad (2.46)$$

여기서 $u_a = 0$ 으로 하면 식(2.47)과 같이 된다.

$$F_m = \sum \frac{\left(c'\beta R + \left(N - u_w \beta \frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'} \right) R \tan\phi' \right)}{A_L a_L + \sum Wx - \sum Nf} \quad (2.47)$$

만일, 파괴면이 원형이라면 반지름 R은 일정하고 수직력 N은 모멘트중심을 통과한다. 수평방향 힘의 평형에 의한 조건으로부터 식(2.48)과 같은 식이 얻어진다.

$$\sum S_m \cos\alpha - A_L - \sum N \sin\alpha = 0 \quad (2.48)$$

식(2.41)에 식(2.48)을 대입하여 정리하면 안전율은 식(2.49)과 같다.

$$F_f = \frac{\sum \left(c' \beta \cos \alpha + \left[N - u_w \beta \frac{\tan \theta^b}{\tan \theta'} - u_a \beta \left(1 - \frac{\tan \theta^b}{\tan \theta'} \right) \right] \tan \theta' \cos \alpha \right)}{A_L + \sum N \sin \alpha} \quad (2.49)$$

간극공기압이 0 이라면 식(2.49)은 식(2.50)과 같이 정리할 수 있다.

$$F_f = \frac{\sum \left(c' \beta \cos \alpha + \left(N - u_w \beta \frac{\tan \theta^b}{\tan \theta'} \right) \tan \theta' \cos \alpha \right)}{A_L + \sum N \sin \alpha} \quad (2.50)$$

내부 절편의 양측에 작용하는 수직력 E_L 과 E_R 은 각 절편에 작용하는 수평력의 합력으로 구할 수 있다.

$$E_R - E_L + S_m \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \quad (2.51)$$

식(2.41)과 식(2.51)을 조합하면 식(2.52)과 같다.

$$E_R = E_L + [W - (X_R - X_L)] \tan \alpha - \frac{S_m}{\cos \alpha} \quad (2.52)$$

내부 절편의 전단력 X 는 내부 절편의 수직력 E 와 관련이 있다고 가정하면 식(2.53)과 같이 쓸 수 있다.

$$X = \lambda f(x) E \quad (2.53)$$

여기서 $f(x)$ 는 X/E 변화에 따른 함수관계식을 나타내며 λ 는 상수이다.

제3장 한계강우강도와 한계투수계수

3.1 강우강도와 지속시간

지반이 강우침투로 인한 포화깊이(z_w)까지 포화되기 위해서는 다음과 같은 두 가지 조건이 만족되어야 한다. 첫 번째 조건은 강우가 지반의 침투능을 초과해야 하고, 두 번째 조건은 강우지속시간이 포화깊이(z_w)까지 포화될 수 있도록 충분히 오랫동안 지속되어야 한다는 것이다. Pradel & Radd(1993)는 Darcy의 법칙이 적용된 Green-Ampt의 침투모델을 이용하여 지반을 포화깊이(z_w)까지 포화시키기 위해 필요한 시간과 최소강우강도 식을 식(2.3)과 식(2.6)을 제안하였다.

본 장에서 식(2.6)에 의한 최소강우강도를 적용할 때 적용된 포화깊이는 4.3.3장의 해석결과를 바탕으로 사면높이에 따라 안전율이 1.0이하로 떨어지는 1.00m, 0.75m, 0.40m, 0.20m를 이용하였다. 또한, 국내에 분포하는 화강풍화토의 일반적인 함수특성곡선을 고려하여 얻어진 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(Ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하였다(김재홍 외, 2002). Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정하고자 본 연구에서 사례지역으로 적용된 영광지역과 비슷한 강우특성을 가진 광주, 목포, 여수를 비롯하여 국내 대표지역으로 서울, 대전, 부산지역을 선정하고 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)을 적용하였다. 식(2.15)에 사용된 상수 a, b, c, d 값은 GEV 확률분포모형을 모델로 선형화 기법을 통해 회귀분석을 하여 제안한 표 2.3의 값을 적용하였다. 또한, 강우재현기간을 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 해석을 실시하고 각 포화깊이를 포화시키기 위한 최소의 강우지속시간과 그 시점의 강우강도인 한계강우강도를 산정하였다.

그림 3.1에서 그림 3.6은 국내 대표지역으로 서울, 대전, 부산과 사례지역인 영광과 비슷한 광주, 목포, 여수지역의 강우강도와 강우지속시간에 대한 해석결과를 나타내고 있다. 강우강도는 식(2.6)에 의해 계산되며, 그림 3.1~그림 3.6에서 강우재현기간에 따라 각각의 포화깊이를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 이에 대응하

는 강우지속시간은 표 3.1~표 3.6에 나타내었다.

그림 3.1은 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 서울지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 50mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 포화깊이 0.40m에 대한 강우재현기간 50년의 교차점 또한 해석범위 내에서 얻을 수 없었으나 90mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.1에 나타내었다.

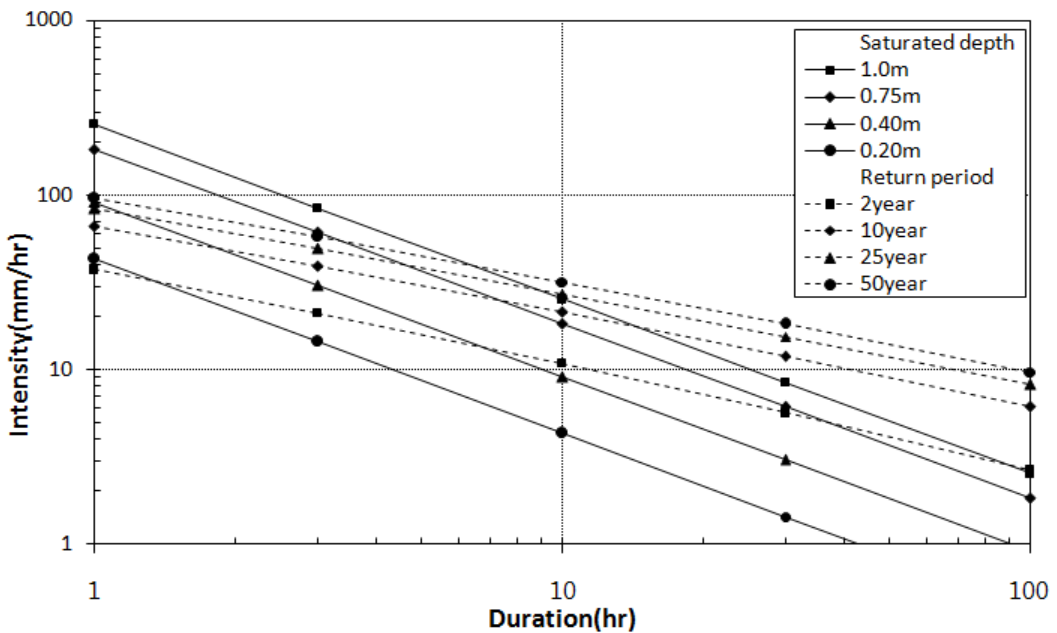


그림 3.1 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(서울지역)

표 3.1 한계강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[서울지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	2.9	89.5	17.4	14.7	29.2	8.7	39.4	6.5
0.75	4.8	38.9	24.7	7.5	39.7	4.7	53.3	3.5
0.40	14.5	6.0	51.5	1.7	79.3	1.1	-	-
0.20	31.5	1.4	-	-	-	-	-	-

서울지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 2.9mm/hr와 89.5hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 17.4mm/hr와 14.7hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 29.2mm/hr와 8.7hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 39.4mm/hr와 6.5hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 4.8mm/hr와 38.9hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 24.7mm/hr와 7.5hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 39.7mm/hr와 4.7hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 53.3mm/hr와 3.5hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.40m와 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

그림 3.2는 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 대전지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 60mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.2에 나타내었다.

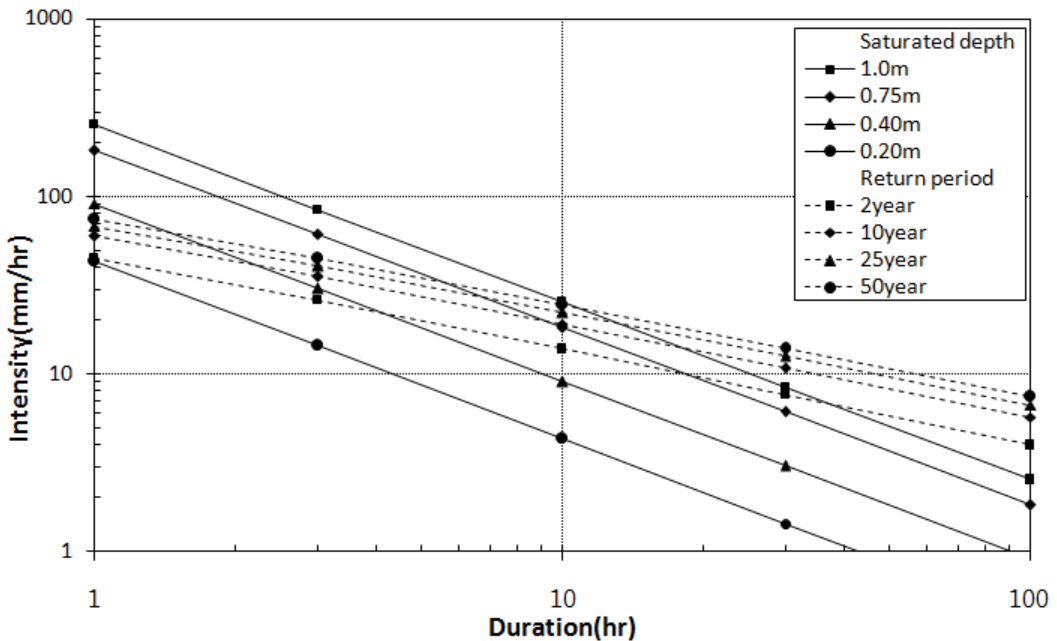


그림 3.2 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(대전지역)

표 3.2 한계 강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[대전지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	6.8	37.1	14.1	18.0	19.2	13.2	23.6	10.7
0.75	10.0	18.3	20.0	9.2	26.7	6.9	32.4	5.7
0.40	23.0	3.8	41.7	2.1	54.9	1.6	65.3	1.3
0.20	44.0	1.0	-	-	-	-	-	-

대전지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 6.8mm/hr와 37.1hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 14.1mm/hr와 18.0hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 19.2mm/hr와 13.2hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 23.6mm/hr와 10.7hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 10.0mm/hr와 18.3hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 20.0mm/hr와 9.2hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 26.7mm/hr와 6.9hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 32.4mm/hr와 5.7hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

그림 3.3은 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 부산지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 70mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 포화깊이 0.40m에 대한 강우재현기간 50년의 교차점 또한 해석범위 내에서 얻을 수 없었으나 90mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.3에 나타내었다.

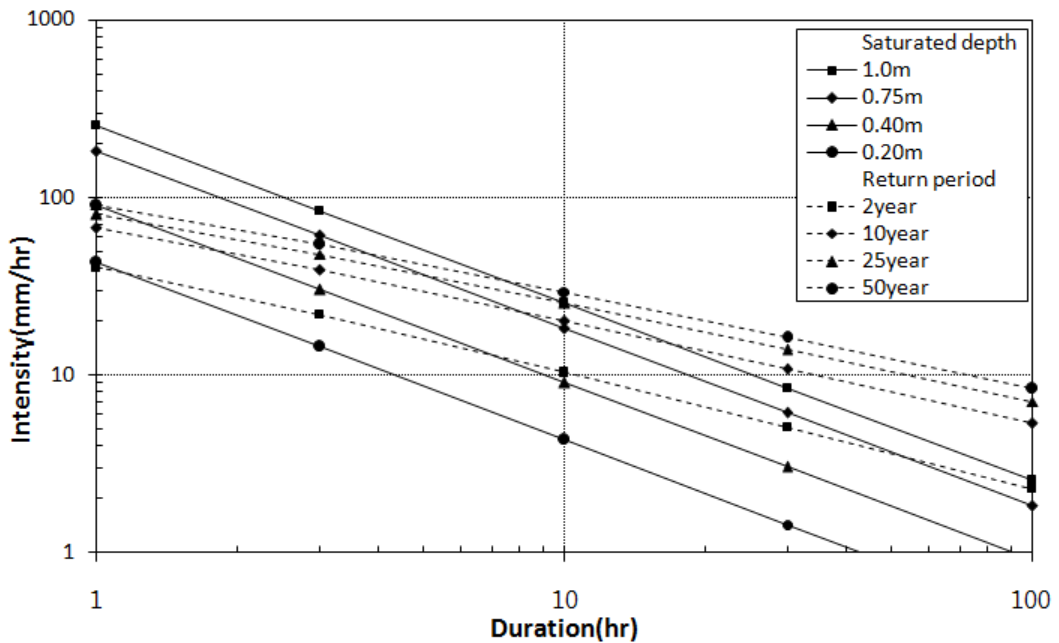


그림 3.3 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(부산지역)

표 3.3 한계 강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[부산지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	1.7	152.2	14.7	17.4	25.4	10.0	34.4	7.4
0.75	3.4	53.9	22.3	8.3	35.7	5.2	47.2	4.0
0.40	13.8	6.3	51.8	1.7	77.1	1.3	-	-
0.20	38.4	1.1	-	-	-	-	-	-

부산지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 1.7mm/hr와 152.2hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 14.7mm/hr와 17.4hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 25.4mm/hr와 10.0hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 34.4mm/hr와 7.4hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 3.4mm/hr와 53.9hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 22.3mm/hr와 8.3hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 35.7mm/hr와 5.2hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 47.2mm/hr와 5.7hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.40m와 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

그림 3.4는 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 광주지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 80mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.4에 나타내었다.

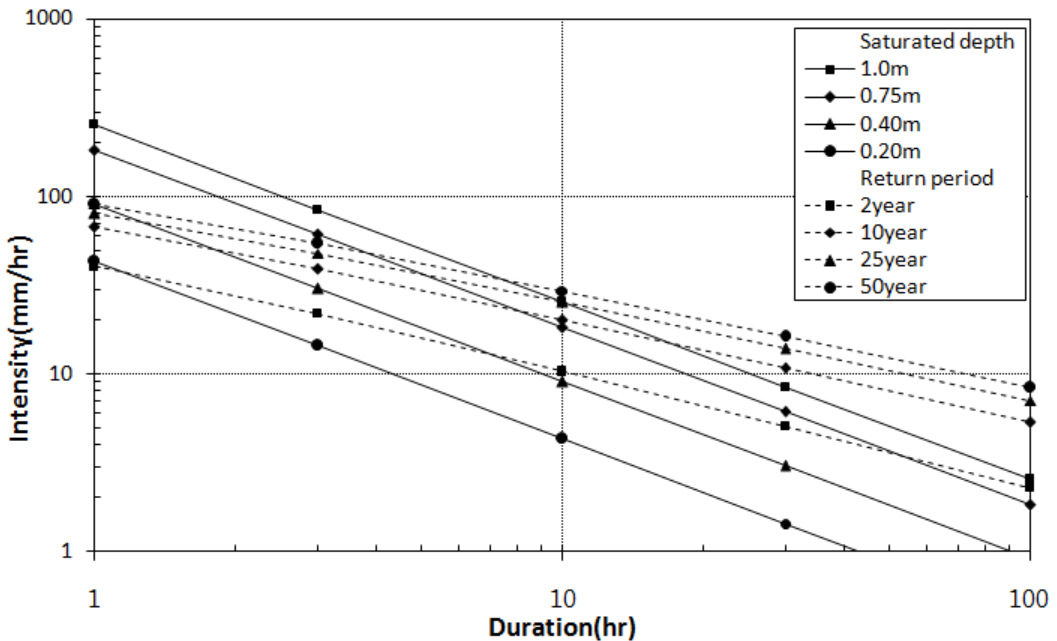


그림 3.4 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(광주지역)

표 3.4 한계 강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[광주지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	5.8	45.0	10.3	25.0	13.5	19.0	15.8	16.5
0.75	8.4	22.1	13.8	14.3	18.7	10.0	22.5	8.2
0.40	18.5	4.8	30.9	2.9	41.1	2.1	49.7	1.7
0.20	37.2	1.2	-	-	-	-	-	-

광주지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 5.8mm/hr와 45.0hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 10.3mm/hr와 25.0hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 13.5mm/hr와 19.0hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 15.8mm/hr와 16.5hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 8.4mm/hr와 22.1hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 13.8mm/hr와 14.3hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 18.7mm/hr와 10.0hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 22.5mm/hr와 8.2hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

그림 3.5는 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 목포지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 50mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.5에 나타내었다.

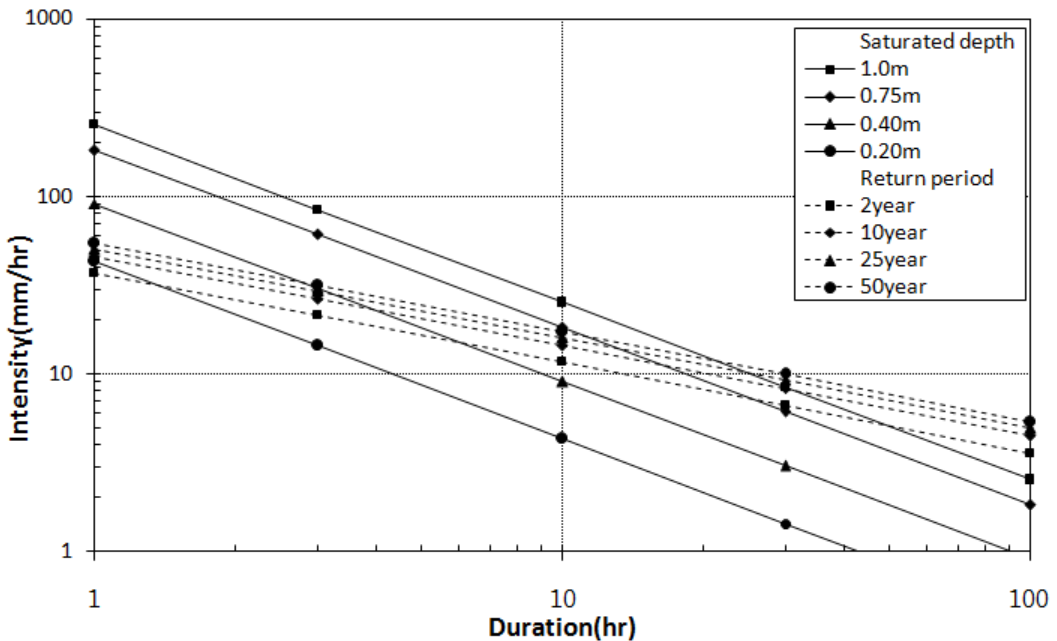


그림 3.5 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(목포지역)

표 3.5 한계 강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[목포지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	5.1	51.0	8.0	32.5	9.9	26.2	12.1	20.3
0.75	7.2	26.0	10.7	18.0	13.8	7.5	15.7	12.0
0.40	16.3	5.2	24.5	3.5	29.8	2.9	35.1	2.4
0.20	51.2	0.5	-	-	-	-	-	-

목포지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 5.1mm/hr와 51.0hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 8.0mm/hr와 32.5hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 9.9mm/hr와 26.2hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 12.1mm/hr와 20.3hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 7.2mm/hr와 26.0hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 10.7mm/hr와 18.0hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 13.8mm/hr와 7.5hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 15.7mm/hr와 12.0hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

그림 3.6은 허준행 등(1999)이 제안한 확률강우강도 식(2.15)에 여수지역의 회귀 계수를 이용하여 강우재현기간 2년, 10년, 25년, 50년에 대해 Pradel & Radd(1993)가 제안한 방법으로 한계강우강도를 추정한 것이다. 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려한 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값을 각각 40%와 80cm를 적용하여 포화깊이 0.20m의 최소강우강도식과 교차하는 점에서 한계강우강도와 지속시간을 결정하였다. 강우재현기간별 포화깊이 증가에 따른 교차점이 우측으로 나타나는 경향을 볼 수 있다. 이는 한계강우강도는 작아지고 강우지속시간이 길어짐을 의미한다. 포화깊이 0.20m에 대한 강우재현기간 10년, 25년, 50년의 교차점은 해석범위 내에서 벗어나 한계강우강도와 지속시간을 산정할 수 없었으나 강우강도가 60mm/hr 이상에서 교차함을 유추 할 수 있다. 이외의 0.40m, 0.75m, 1.00m를 포화시킬 수 있는 한계강우강도와 강우지속시간은 교차점을 분석하여 표 3.6에 나타내었다.

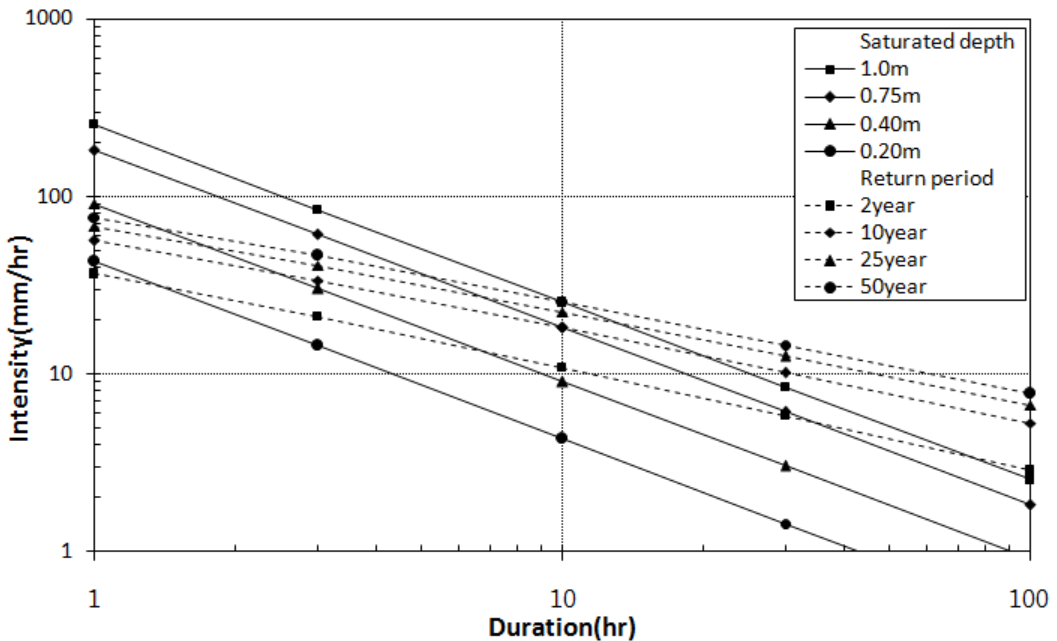


그림 3.6 강우재현기간과 포화깊이에 따른 최소 및 최대 강우강도(여수지역)

표 3.6 한계 강우강도(I_{lim})와 강우지속시간(T_{min})[여수지역]

포화깊이 (z_w , m)	2year		10year		25year		50year	
	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)	I_{lim} (mm/hr)	T_{min} (hr)
1.00	3.3	79.0	12.3	21.0	18.5	14.5	25.6	10.0
0.75	5.2	35.8	18.2	10.0	26.5	7.2	35.1	5.3
0.40	14.0	6.3	37.6	2.4	53.5	1.7	65.9	1.4
0.20	29.9	1.5	-	-	-	-	-	-

여수지역의 경우 화강풍화토 1m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 3.3mm/hr와 79.0hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 12.3mm/hr와 21.0hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 18.5mm/hr와 14.5hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 25.6mm/hr와 10.0hr로 나타났다. 화강풍화토 0.75m를 포화시키는데, 강우재현기간 2년 최대강우특성을 고려할 때 한계강우강도와 강우지속시간은 5.2mm/hr와 35.8hr로 나타났으며, 강우재현기간 10년 최대강우특성을 고려할 때 18.2mm/hr와 10.0hr, 강우재현기간 25년 최대강우특성을 고려할 때 26.5mm/hr와 7.2hr, 강우재현기간 50년 최대강우특성을 고려할 때 35.1mm/hr와 5.3hr로 나타났다. 이처럼 강우재현기간이 늘어날수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 그러나 포화깊이 0.20m의 일부 강우재현기간에서 해석상으로 한계강우강도를 얻을 수 없었다.

종합적으로 살펴보면 강우재현기간이 길수록, 포화깊이가 낮을수록 한계강우도가 커지는 것을 알 수 있다. 한계강우강도가 크다는 것은 지반을 포화시킬 수 있는 강우강도의 범위가 넓다는 것을 나타내며 그 최대강우강도의 값이 한계강우강도를 의미한다. 또한 한계강우강도가 커질수록 지반을 포화시킬 수 있는 강우지속시간은 짧아진다.

동일조건에서 한계강우강도의 평균한 크기를 비교해 보면 서울지역이 가장 큰 한계강우강도를 보였으며 다음으로 부산, 대전, 여수, 광주, 목포지역 순으로 나타났다. 특히, 강우재현기간 2년인 경우 한계강우강도는 대전지역이 가장 큰 한계강우강도를 보였으며 다음으로 광주, 목포, 여수, 서울지역 순으로 나타났으며 부산지역이 가장 작은 한계강우강도를 보였다. 이처럼 전체적인 경향과 차이를 보이는 것은 강우측정 자료를 이용한 최대강우강도 식을 추정할 때 최근의 이상강우의 자료가 반영되었기 때문인 것으로 여겨진다.

3.2 한계투수계수

Pradel 등(1993)은 그림 2.3에서와 같이 최대강우강도와 최소강도가 교차하는 점 P를 한계강우강도로 정의하고 이에 상응하는 투수계수를 한계투수계수로 정의했다. 표 3.1에서 표 3.6의 한계강우강도와 강우지속시간의 결과를 식(2.7)에 적용하여 한계투수계수를 산정하였다. 산정결과 한계투수계수의 범위를 표 3.7~표 3.10에 나타내었으며 또한, 포화깊이에 따라 지역별 한계투수계수의 변화관계를 그림 3.7~그림 3.9에 나타내었다.

대표적으로 각 지역의 강우특성을 고려한 포화깊이(z_w) 1.0m일 때 한계투수계수의 변화관계를 나타낸 표 3.7과 그림 3.7을 살펴보면, 강우재현기간이 2년인 경우 한계투수계수의 크기는 대전지역이 최대로 나타났으며 다음으로 광주, 목포, 여수, 서울, 부산지역 순으로 나타나고 있다. 이 외의 강우재현기간에서의 평균한계투수계수는 서울지역이 최대로 나타났으며 다음으로 부산, 대전, 여수, 광주, 목포지역 순으로 나타났다. 또한, 포화깊이(z_w) 0.75m와 0.40m에서도 유사한 경향을 보였으

나 0.20m에서는 강우재현기간 2년 외의 경우는 한계강우강도와 강우지속시간을 산정할 수 없어 한계투수계수를 얻지 못하였다.

표 3.7 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=1.00m$]

지역 강우빈도 (year)	서울 (cm/sec)	대전 (cm/sec)	부산 (cm/sec)	광주 (cm/sec)	목포 (cm/sec)	여수 (cm/sec)
2	4.40×10^{-5}	1.05×10^{-4}	2.61×10^{-5}	8.94×10^{-5}	7.82×10^{-5}	5.06×10^{-5}
10	2.68×10^{-4}	2.18×10^{-4}	2.27×10^{-4}	1.59×10^{-4}	1.23×10^{-4}	1.90×10^{-4}
25	4.51×10^{-4}	2.97×10^{-4}	3.92×10^{-4}	2.08×10^{-4}	1.52×10^{-4}	2.85×10^{-4}
50	6.08×10^{-4}	3.64×10^{-4}	5.31×10^{-4}	2.44×10^{-4}	1.86×10^{-4}	3.94×10^{-4}

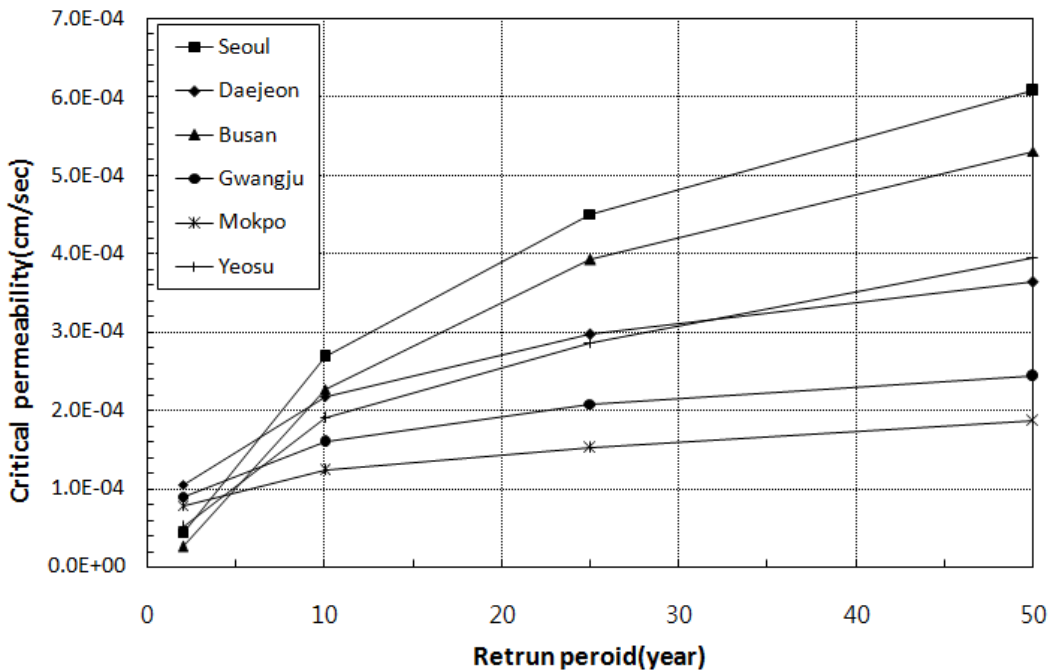


그림 3.7 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=1.00m$]

표 3.8 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.75m$]

강우빈도 (year)	지역	서울 (cm/sec)	대전 (cm/sec)	부산 (cm/sec)	광주 (cm/sec)	목포 (cm/sec)	여수 (cm/sec)
2		6.48×10^{-5}	1.35×10^{-4}	4.62×10^{-5}	1.13×10^{-4}	9.66×10^{-5}	7.04×10^{-5}
10		3.31×10^{-4}	2.69×10^{-4}	2.99×10^{-4} <td 1.85×10^{-4}	1.44×10^{-4}	2.45×10^{-4}	
25		5.34×10^{-4}	3.59×10^{-4}	4.79×10^{-4}	2.51×10^{-4}	1.85×10^{-4}	3.56×10^{-4}
50		7.16×10^{-4}	4.35×10^{-4}	6.35×10^{-4}	3.03×10^{-4}	2.11×10^{-4}	4.72×10^{-4}

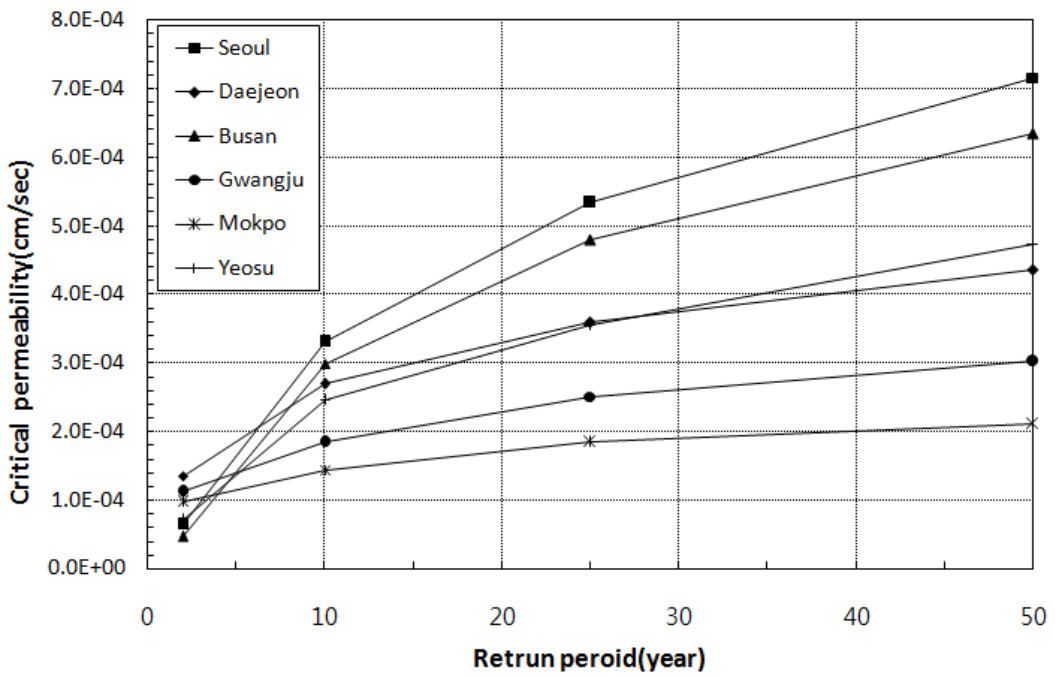


그림 3.8 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=0.75m$]

표 3.9 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.40m$]

지역 강우빈도 (year)	서울 (cm/sec)	대전 (cm/sec)	부산 (cm/sec)	광주 (cm/sec)	목포 (cm/sec)	여수 (cm/sec)
2	1.34×10^{-4}	2.13×10^{-4}	1.28×10^{-4}	1.71×10^{-4}	1.46×10^{-4}	1.30×10^{-4}
10	4.77×10^{-4}	3.86×10^{-4}	4.80×10^{-4}	2.86×10^{-4}	2.19×10^{-4}	3.48×10^{-4}
25	7.34×10^{-4}	5.09×10^{-4}	7.13×10^{-4}	3.80×10^{-4}	2.66×10^{-4}	4.95×10^{-4}
50	-	6.05×10^{-4}	-	4.60×10^{-4}	3.14×10^{-4}	6.10×10^{-4}

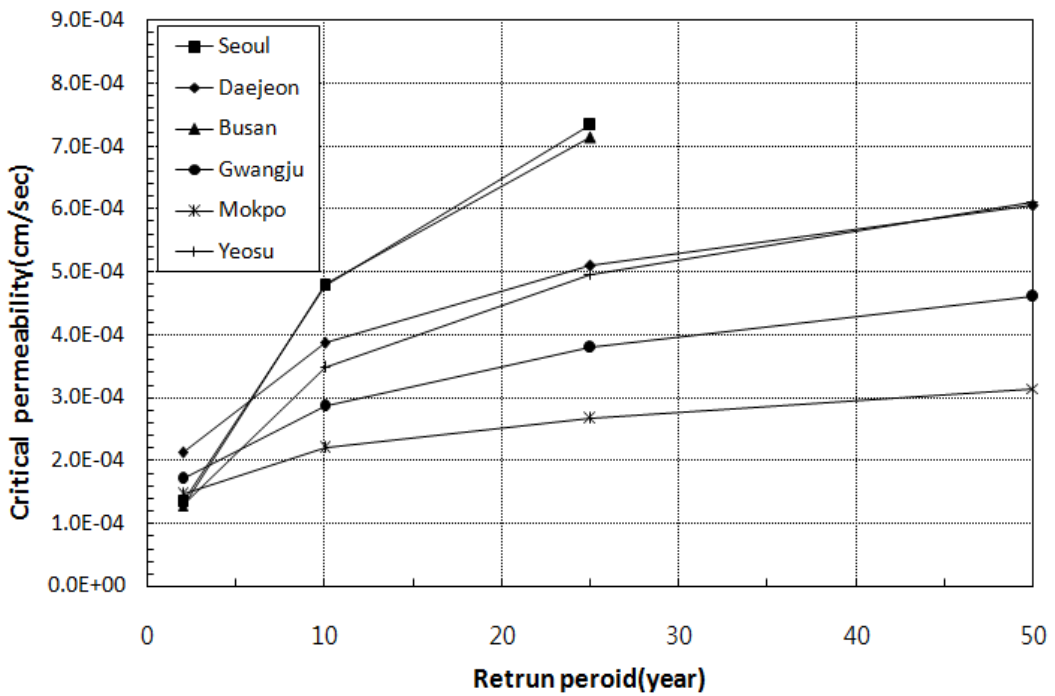


그림 3.9 지역별 재현기간에 따른 한계투수계수 [$z_w=0.40m$]

표 3.10 지역별 한계투수계수(k_{lim})[$z_w=0.20m$]

지역 강우빈도 (year)	서울 (cm/sec)	대전 (cm/sec)	부산 (cm/sec)	광주 (cm/sec)	목포 (cm/sec)	여수 (cm/sec)
2	1.75×10^{-4}	2.45×10^{-4}	2.13×10^{-4}	2.07×10^{-4}	2.99×10^{-4}	1.66×10^{-4}
10	-	-	-	-	-	-
25	-	-	-	-	-	-
50	-	-	-	-	-	-

한계투수계수를 종합적으로 살펴보면 그림 3.7~그림 3.9에서 각 지역의 강우특성을 파악할 수 있으며, 한계투수계수(k_{lim})는 6곳의 대상지역 중에서 서울지역이 최대로 나타났으며 다음으로 부산, 대전, 여수, 광주, 목포지역 순으로 나타났다.

본 연구 대상지역에서 강우재현기간이 50년일 때 포화깊이(z_w)의 변화 1.00m, 0.75m, 0.40m에 대해 한계투수계수의 최대치가 각각 6.08×10^{-4} cm/sec, 7.16×10^{-4} cm/sec, 6.10×10^{-4} cm/sec로 나타나고 있다. Pradel 등(1993)의 연구에서는 포화깊이(z_w)가 1.22m일 때 한계투수계수가 최대 1.10×10^{-4} cm/sec로 나타났는데, 국내의 대표적 한계투수계수는 그들의 연구지역에 비해 한계투수계수가 5.5~6.5배의 크기로 나타났다. 이 범위의 투수계수에 해당하는 토질은 통일분류법에 의하면 SM, SC, ML, MH, CL, CH가 포함된다. 따라서 국내의 지역별 강우특성을 고려할 때 투수계수가 7.16×10^{-4} cm/sec 이하의 값을 갖는 화강풍화토로 구성된 절토사면에서는 포화깊이에 따른 얽은파괴의 검토가 필요할 것으로 여겨진다. 또한, 최대 한계투수계수에 대응하는 한계강우강도는 25.8 mm/hr, 최소 강우지속시간은 7.2시간으로 나타났다. 그러므로 최대 한계투수계수 이하의 값을 갖는 화강풍화토로 구성된 절토사면에서 한계강우강도 이하의 강우가 최소 강우지속시간보다 오랫동안 지속될 때에는 포화깊이에 따른 얽은파괴의 검토가 중요하게 고려되어야 할 것으로 여겨진다.

제4장 화강풍화토 절토사면의 안정해석

4.1 사면안정해석의 개요

4.1.1 사면해석 프로그램

사면안정해석은 일반적으로 활동면을 여러 가지로 가정하여 활동체에 작용하는 힘의 평형을 생각하고 안전율을 계산하며 안전율 중 최소치를 택하여 그 사면의 안전율로 정한다. 일반적으로 굴착이나 성토작업이 많은 도로사면, 제방, 댐, 해안방조제 등은 종단길이가 길어 가장 경제적이고 시공성이 뛰어난 단면설계가 이루어져야 한다. 적절한 설계를 위해서는 현장의 사면안정을 정확히 해석할 수 있는 Computer Program과 토층의 시험자료가 요구된다. 과거에는 사면의 전단활동 파괴면을 단순히 원호로 가정한 Fellenius(1963)와 Bishop방법(1955)이 프로그램화되어 많이 이용되어 왔으나 단면이 복잡한 사면의 경우 불규칙한 전단활동 파괴면을 발생시키는 사면의 해석은 어려웠다. 이후 Non-veiller(1965), Morgenstern(1965) 등에 의해 전단활동 파괴면을 실제에 가장 유사하게 해석할 수 있는 한계평형해석이 이루어졌으며 이후 Carter(1971)에 이르러 전단활동 파괴면에서 한계평형상태를 해석하여 완전한 평형을 이루지 못하는 임계면을 Random하게 추적하여 임계활동면을 찾아내는 방법을 개발하였으며 이 방법은 해석하기가 용이하고 해석 소요시간을 간소화 할 뿐만 아니라 안전율이 상당히 정확하게 산정된다.

본 연구에서는 절토사면의 안정해석을 위한 한계평형해석은 캐나다 GEO-SLOPE사의 SLOPE/W를 사용하였다. 이 해석 프로그램은 다양한 이론으로 토사·암반으로 구성된 자연사면, 절토사면, 성토사면 등의 안전율을 계산하는데 적용할 수 있으며 SEEP/W 해석결과를 활용하여 한계평형해석을 할 수 있는 편리성이 있다. 이 프로그램으로 해석할 수 있는 해석방법으로는 Fellenius/Ordinary, Bishop의 간편법, Janbu의 간편법, Spencer, Morgenstern-Price, Crops of Engineers, Lowe-Karafiath, GLE(General Limit Equilibrium) 등이 있다. 또한 절편간의 힘을

Morgenstern-Price법이나 GLE법으로 정의할 경우에는 Sine함수, 불완전 Sin함수, 사다리꼴 또는 유한요소해석 결과의 형태로 절편간 힘을 정의할 수 있다. 본 연구에서는 이들 해석방법 중에서 Fellenius/Ordinary법, Bishop의 간편법, Janbu의 해석방법을 이용하여 사면안정해석을 실시하였다.

4.1.2 해석에 적용한 화강풍화토의 지반정수

본 연구에서는 국내의 절토사면을 구성하는 전형적인 화강풍화토의 자료와 본 연구대상 현장에서 채취한 교란·불교란시료에 대해 함수비시험, 비중시험, 액·소성 한계시험, 입도시험, 단위중량시험, 직접전단시험 등을 실시하여 얻어진 결과를 바탕으로 해석에 적용한 불포화 화강풍화토의 강도정수 및 제반 값을 결정하였다.

먼저 본 연구대상지역인 전라남도 영광군 도로확장공사 현장의 실험결과는 표 4.1과 같다.

표 4.1 대상지역의 화강풍화토 물리·역학적 특성값

현장 함수비 (ω_n , %)	비중 (G_s)	액성한계 (%)	소성한계 (%)	소성지수 (%)	No.200체 통과율 ($P_{\#200}$, %)	통일분류 기호 (USCS)	습윤 단위중량 (γ_t , t/m^3)	점착력 (C , t/m^2)	내부마찰각 (ϕ , °)
18.04	2.70	23.1	17.3	5.8	14.3	SM	1.80	0.50	25.0

강우를 고려하지 않는 경우와 강우침투를 고려한 사면안정 해석시 첫 번째, 두 번째 조건(수평파괴거리, 사면경사, 사면높이)의 해석에 사용된 강도정수 및 제반 값은 표 4.1의 실험값과 기존 자료(김재홍 외, 2002)를 바탕으로 결정하였다. 또한, 강우침투시 체적함수비 변화($\Delta\theta_i$)와 모관흡인력(ψ_f)의 값은 일반적인 화강풍화토의 값인 각각 40%와 80cm를 적용하였다. 이를 정리하여 표 4.2에 나타내었다.

표 4.2 해석에 적용된 화강풍화토의 강도정수 및 제반 값

습윤단위중량 (γ_t , t/m^3)	점착력 (C , t/m^2)	내부마찰각 (ϕ , °)	체적함수비 변화($\Delta\theta_i$, %)	모관흡인력 (ψ_f , cm)
1.80	0.50	25.0	40	80

4.2 강우를 고려하지 않는 경우의 사면안정해석

강우가 없는 경우의 절토사면의 안정해석을 위해 GEO-SLOPE사의 SLOPE/W를 사용하였다. 이 해석 프로그램은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 토체의 안정성을 해석하는 한계평형해석방법을 적용하고 있다. 해석방법으로는 Fellenius, Bishop의 간편법, Janbu의 해석법을 이용하여 사면안정해석을 실시하였다.

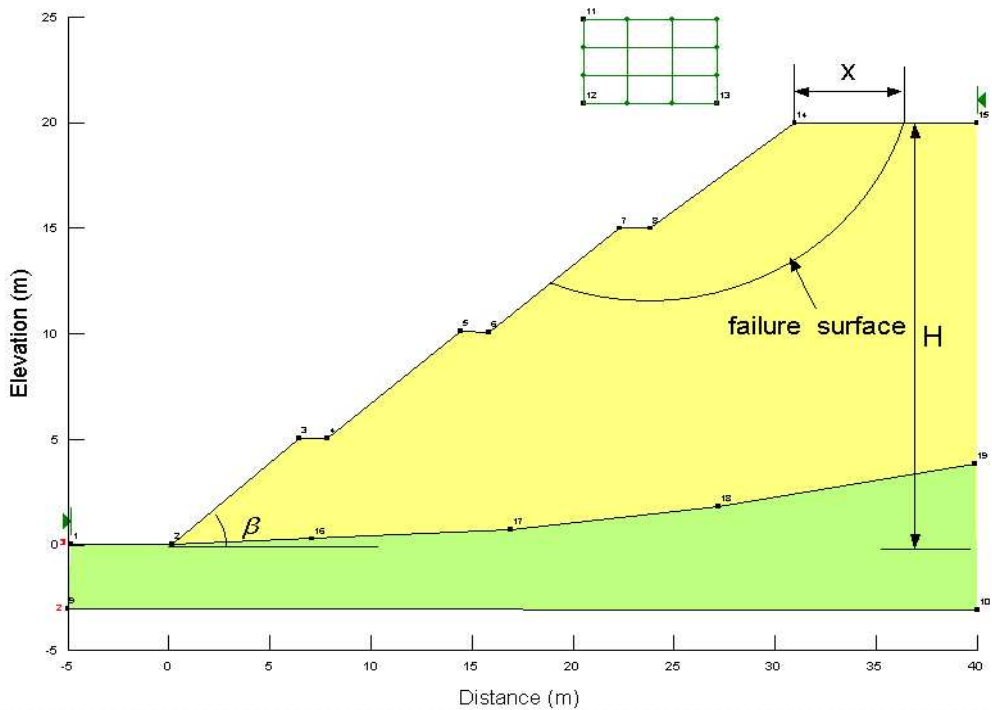


그림 4.1 강우를 고려하지 않는 얽은파괴의 해석단면

절토사면의 경우 사면의 경사각(β)과 사면의 높이(H)에 의해서 안전율이 크게 변화된다. 강우가 없는 경우의 사면내 얽은파괴에 대한 특성을 알아보기 위해서 다음의 조건에 따라 안정해석을 실시하였다. 첫 번째로, 대표적 화강풍화토의 지반조건으로 그림 4.1과 같이 가상의 원호 파괴면이 수평파괴거리 x (1m~5m)만큼 떨어져서 파괴가 일어나도록 하고, 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)

를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 두 번째로, 첫 번째 해석결과를 분석하여 안전율의 감소로 인한 변곡점이 발생하는 수평과피거리(1m, 2m)의 범위에서 사면경사(30°, 40°, 50°, 60°)와 사면높이(5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 마지막으로 사면높이 20m에 대해 사면경사(30°, 40°, 50°)와 강도정수(C, ϕ)를 각각 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다.

4.2.1 수평과피범위 변화에 따른 안정해석

사면내 얕은과피는 그 정의가 명확하지 않다. 따라서 그림 4.1에서 수평과피범위(x)를 1m에서 5m까지 증가시키면서 해석하여 안전율을 산정하고, 이를 바탕으로 강우가 없는 경우 얕은과피에 대한 특성을 검토하였다. 사면경사(β)는 30°, 40°, 50°에 대한 각각의 사면높이를 10m, 20m, 30m로 변화시키면서 Fellenius, Bishop의 간편법, Janbu의 해석법을 적용하여 안정해석을 실시하였다. 그림 4.2에서 그림 4.10은 이에 대한 해석결과를 나타낸 것이다.

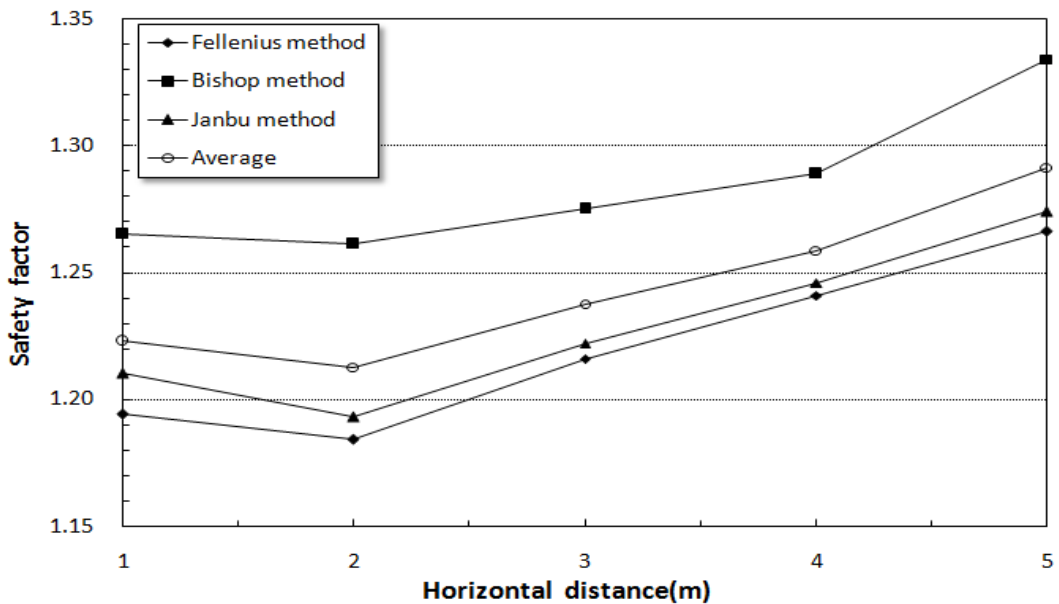


그림 4.2 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=10m$)

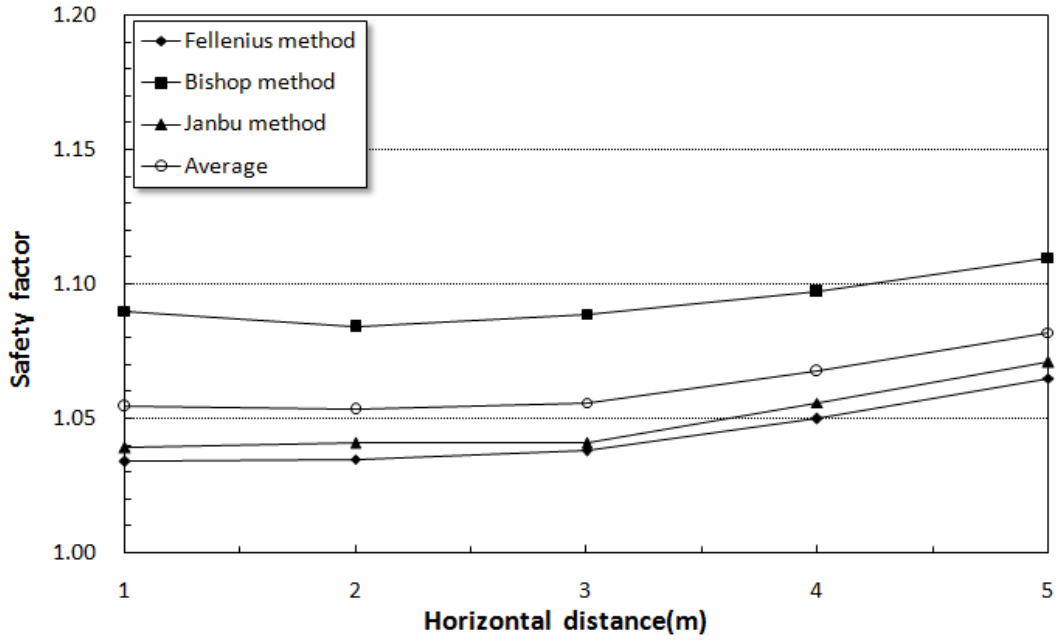


그림 4.3 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=20m$)

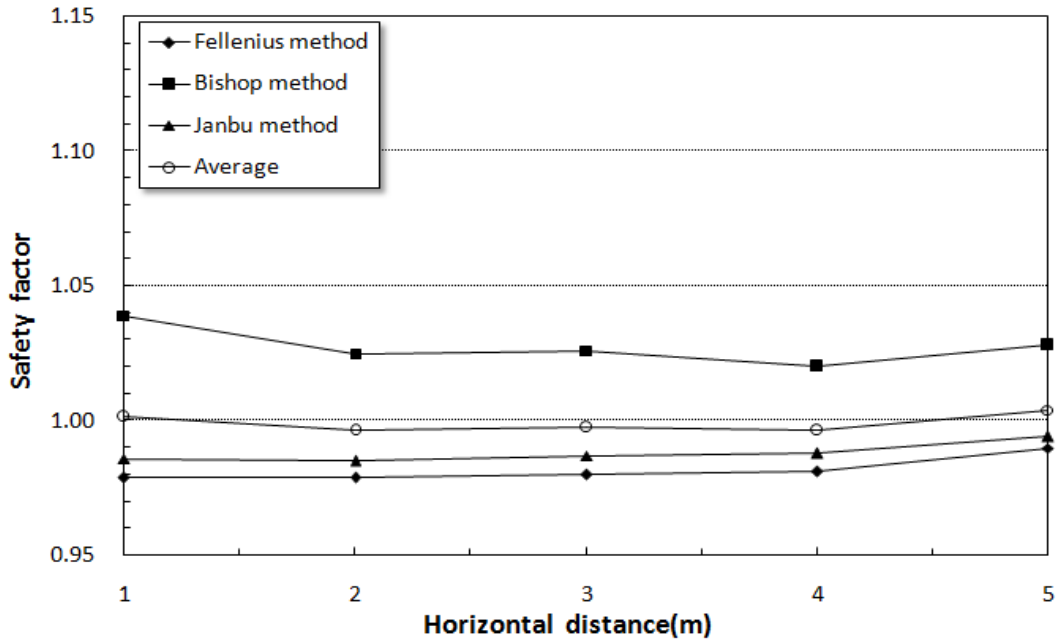


그림 4.4 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=30m$)

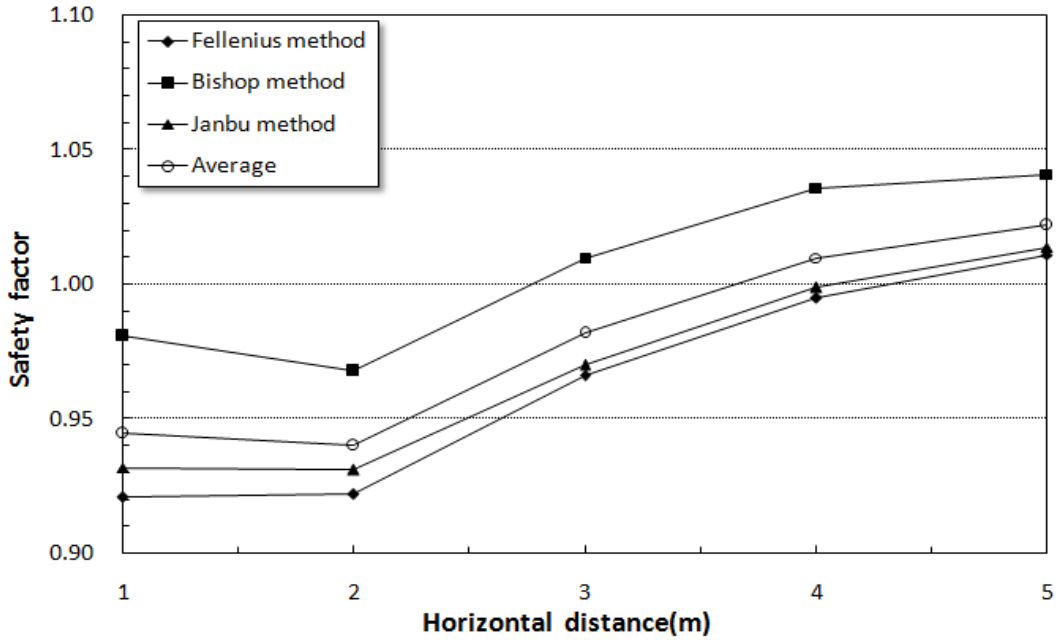


그림 4.5 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=10m$)

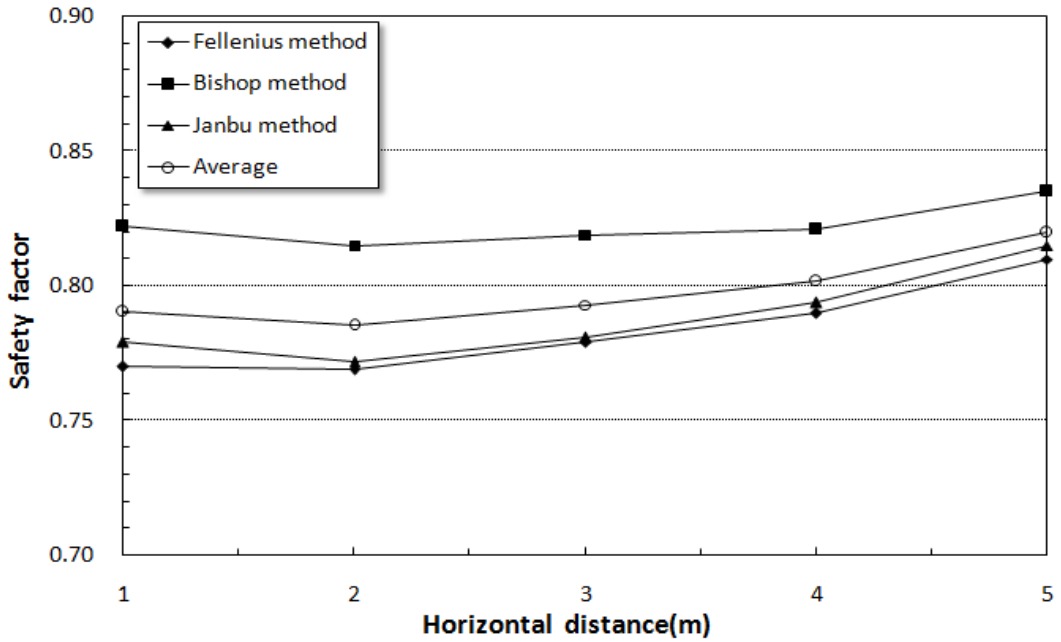


그림 4.6 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=20m$)

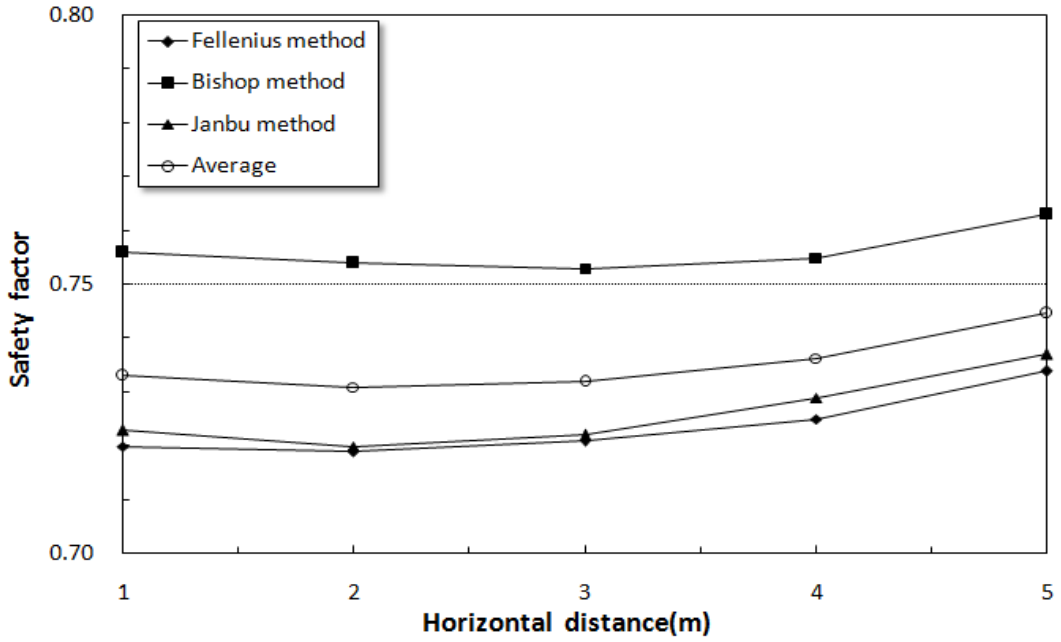


그림 4.7 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=30m$)

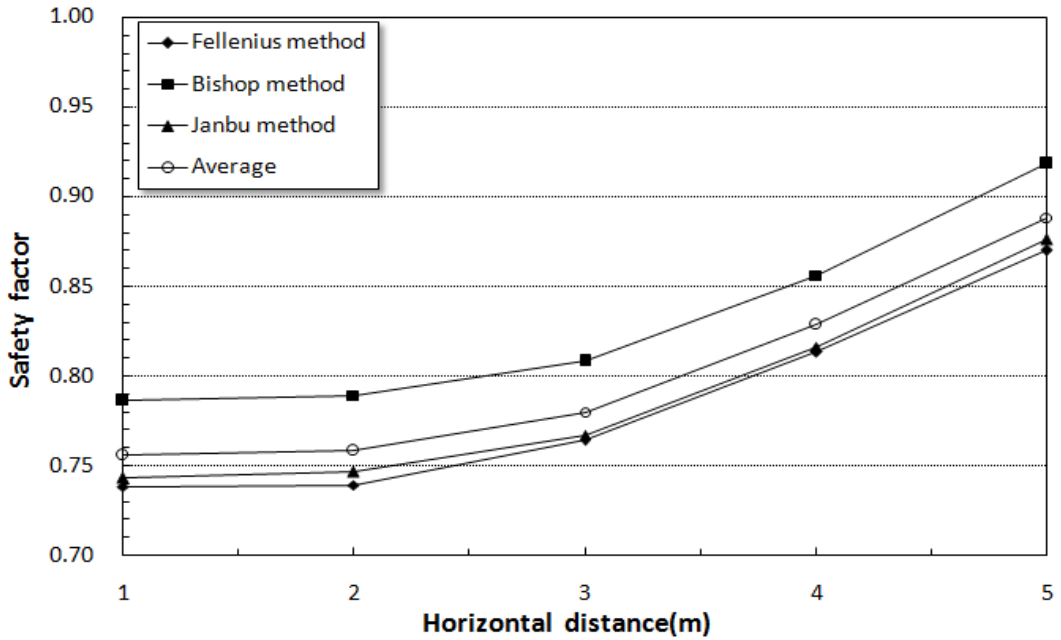


그림 4.8 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, H=10m$)

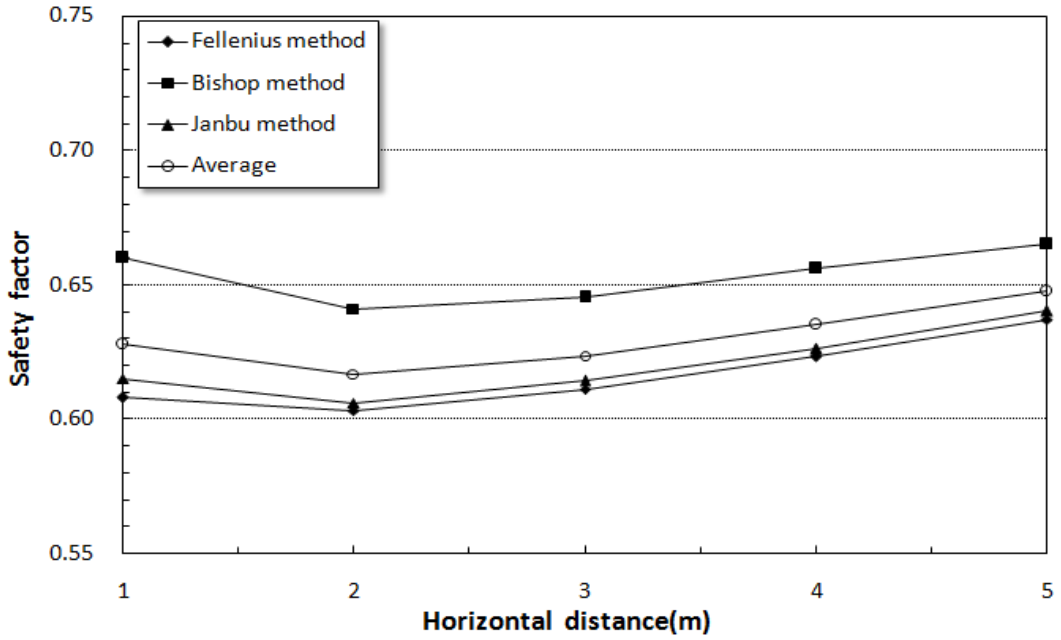


그림 4.9 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=20m$)

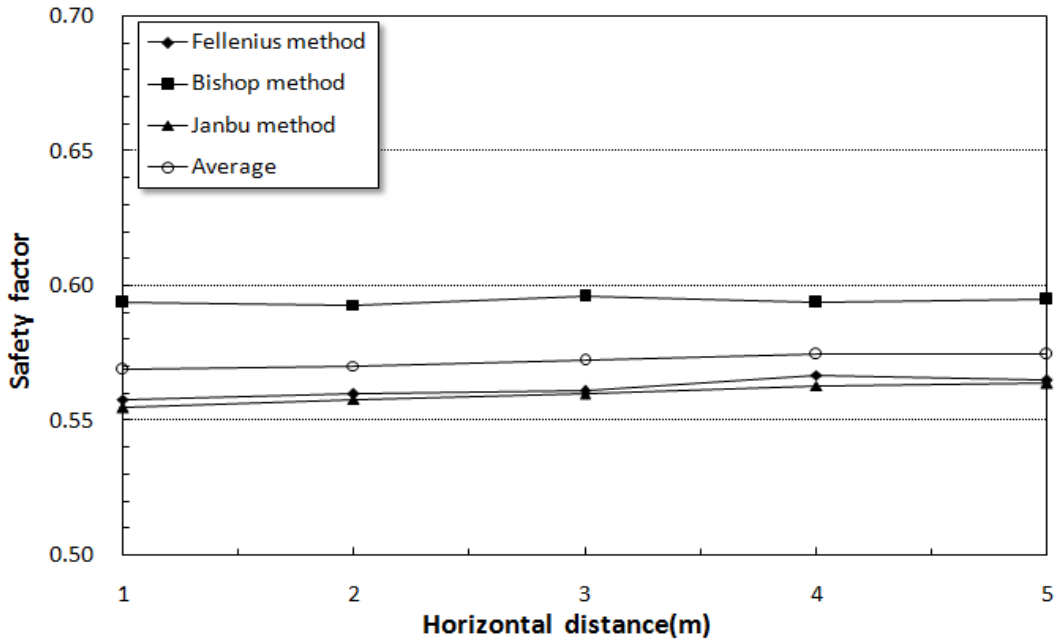


그림 4.10 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=30m$)

그림 4.2~그림 4.10에서 강우를 고려하지 않는 경우의 안전율의 크기는 Bishop, Fellenius, Janbu의 해석법 순으로 나타났지만 그 경향은 유사하게 나타나고 있다. 전체적인 안전율의 분포형태는 2가지 경향을 보이는 것으로 나타났다. 첫 번째는 수평파괴거리 2m까지 안전율이 감소하거나 일정하게 유지된 후 증가하는 경우, 두 번째는 수평파괴거리 2m까지 안전율이 감소하거나 일정하게 유지된 후 기울기가 일정하게 나타나는 경우이다. 이 2가지 분포형태의 공통점은 수평파괴거리 2m 내외에서 변곡점이 발생하는 것이다. 이와 같은 결과는 수평파괴거리 2m 내외까지 사면을 파괴시키려는 전단응력의 증가가 내부 전단강도보다 다소 크지만, 그 이후 전단응력의 크기와 전단강도의 증가가 비슷하기 때문인 것으로 판단된다. 따라서, 강우를 고려하지 않는 경우 수평파괴거리 2m 내외에서 안전율이 증가 또는 일정하게 나타나는 변곡점이 나타나므로 이 수평파괴거리 내외에서의 안정해석에 유의해야 함을 알 수 있다.

4.2.2 사면경사와 높이 변화에 따른 안정해석

사면의 높이가 크다고 하는 것은 상대적인 의미로 사용되기는 하지만 그 정의가 명확하지 않다. 따라서, 높이가 큰 사면의 얽은파괴 특징을 알아보기 위해 사면경사에 따라 높이를 변화시키면서 안정해석을 실시하였다. 4.2.1에서 강우를 고려하지 않는 경우 사면의 얽은파괴가 수평거리 2m 내외에서 안전율 감소의 변곡점이 나타났으므로 수평파괴거리(x)가 1m일 때와 2m일 때로 구분하여 해석을 실시하였다. 그림 4.11에서 그림 4.13은 수평파괴거리(x)가 1m인 경우에 대한 각각의 해석결과이고, 그림 4.14에서 그림 4.16은 수평파괴거리(x)가 2m인 경우에 대한 각각의 해석결과를 나타내고 있다. 또한, 그림 4.17에서 그림 4.19는 수평파괴거리(x)가 1m와 2m일 때 해석법에 따른 안전율의 평균값을 나타낸 것이다.

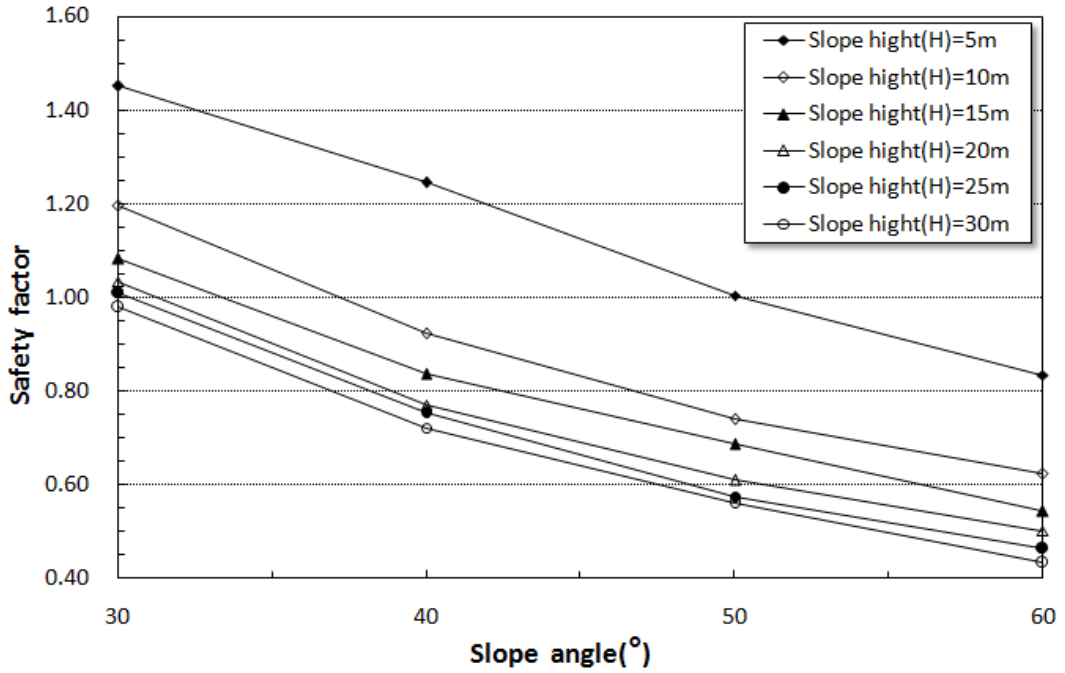


그림 4.11 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 1m)

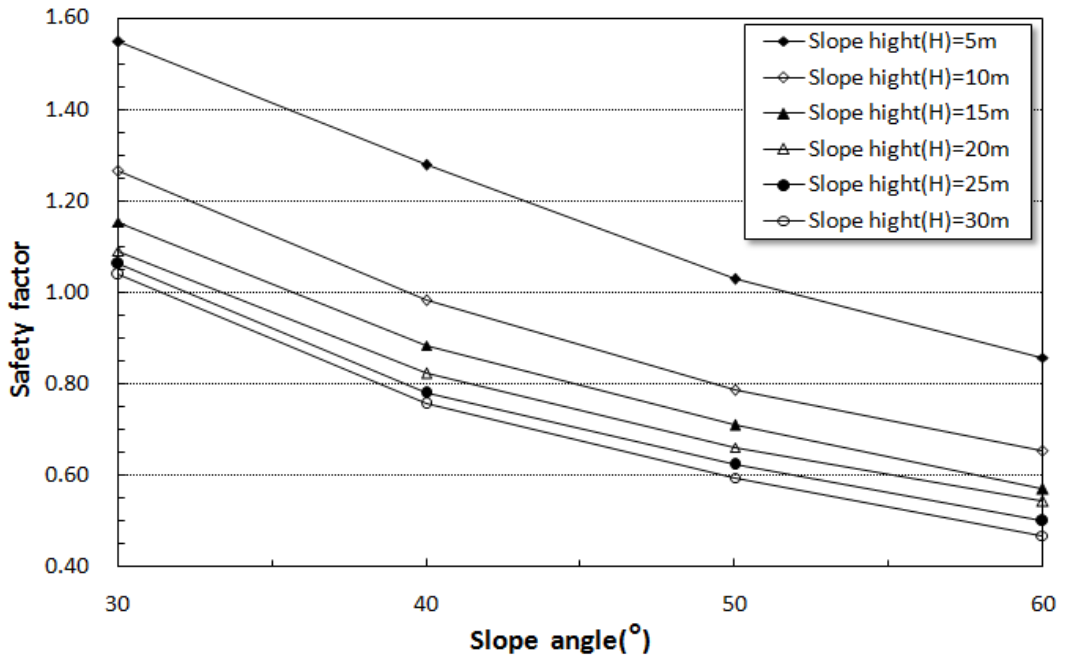


그림 4.12 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 1m)

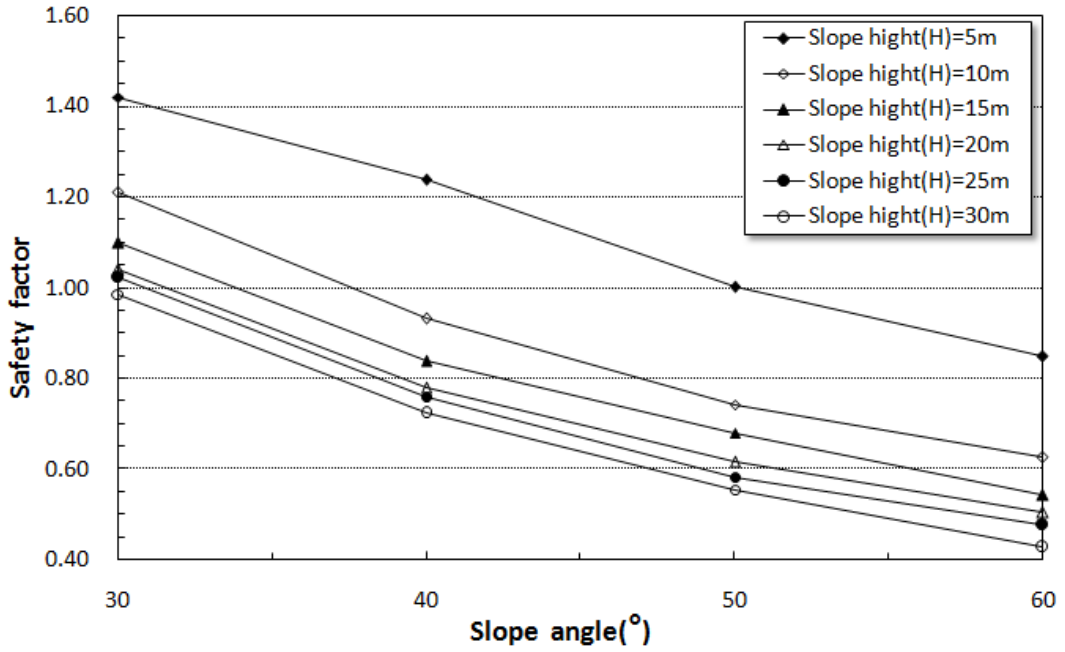


그림 4.13 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 1m)

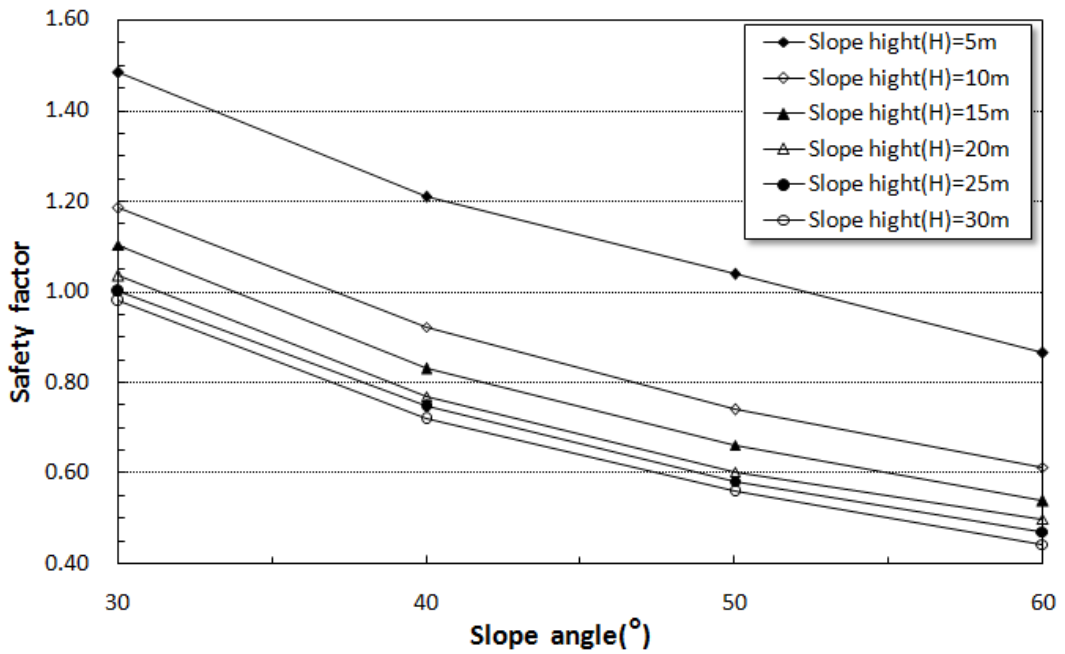


그림 4.14 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 2m)

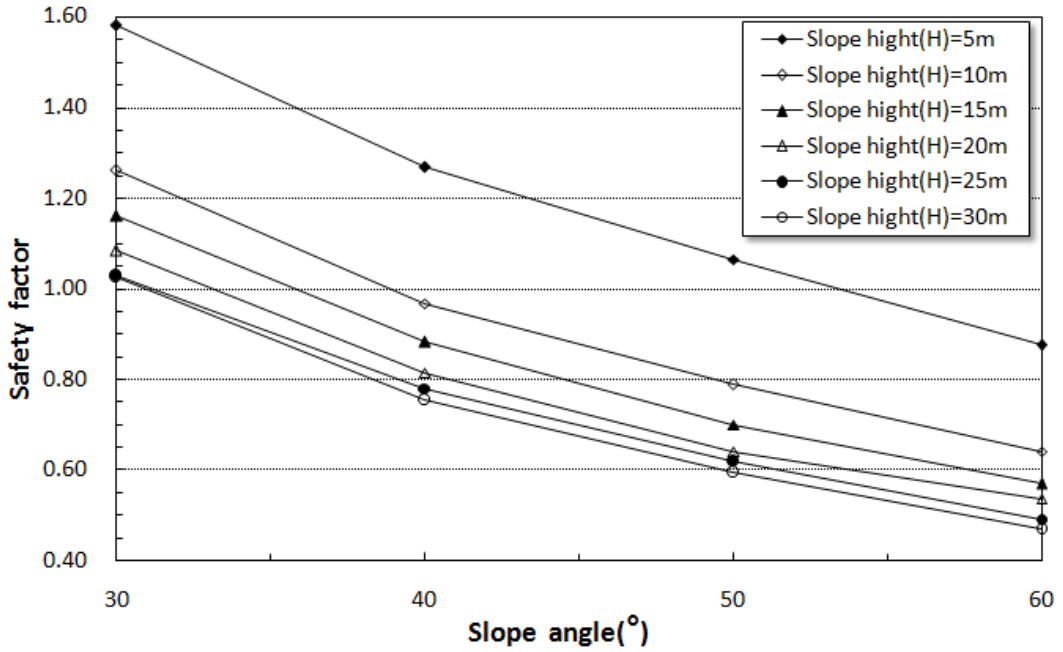


그림 4.15 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 2m)

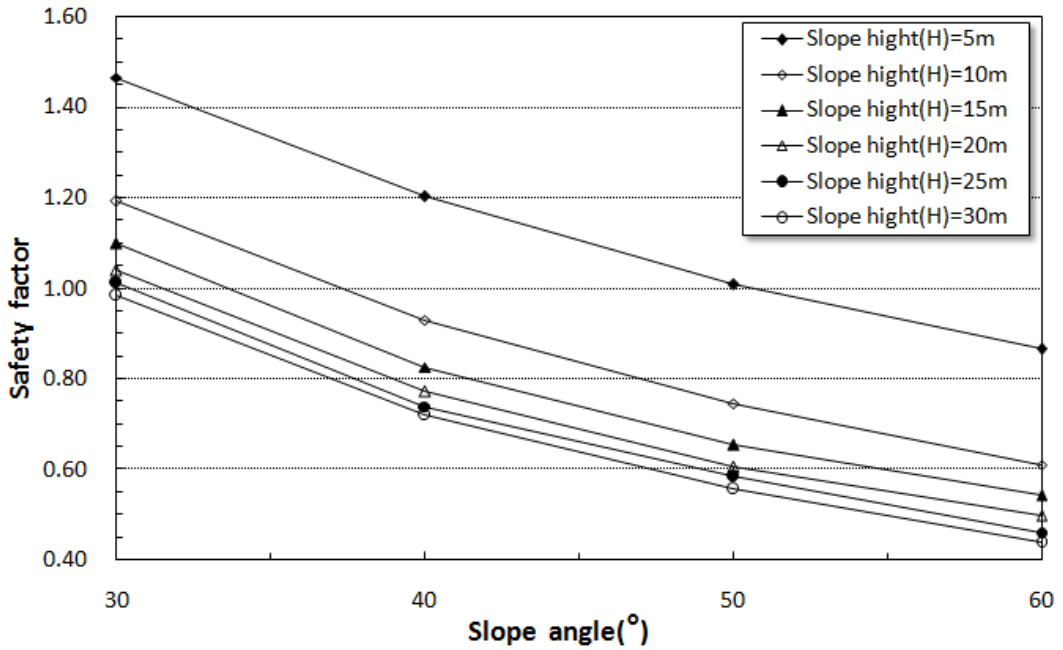


그림 4.16 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 2m)

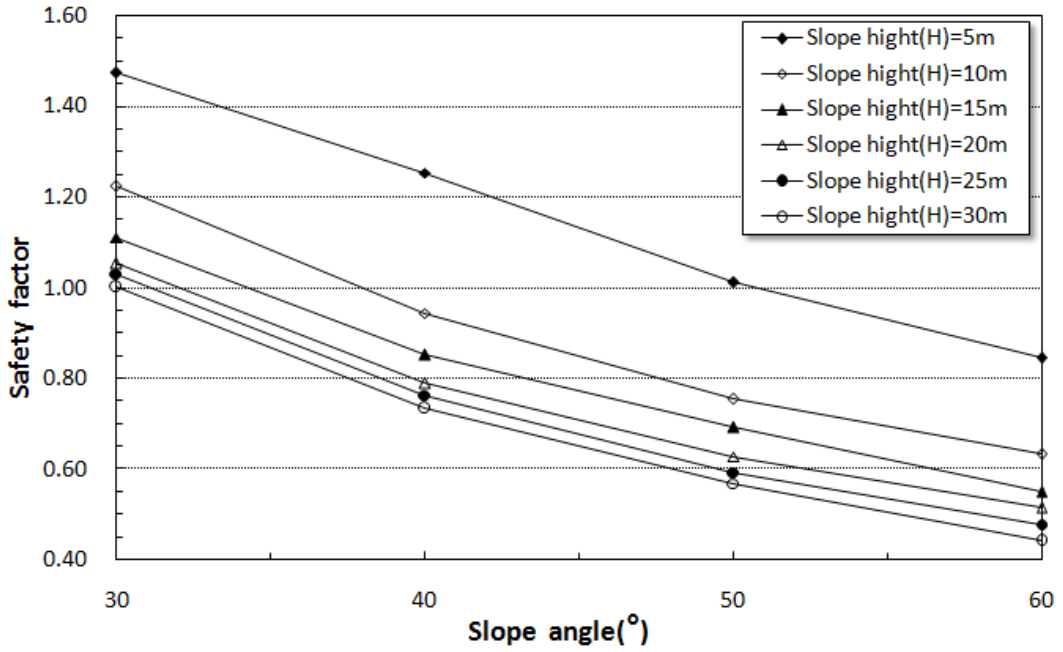


그림 4.17 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 1m)

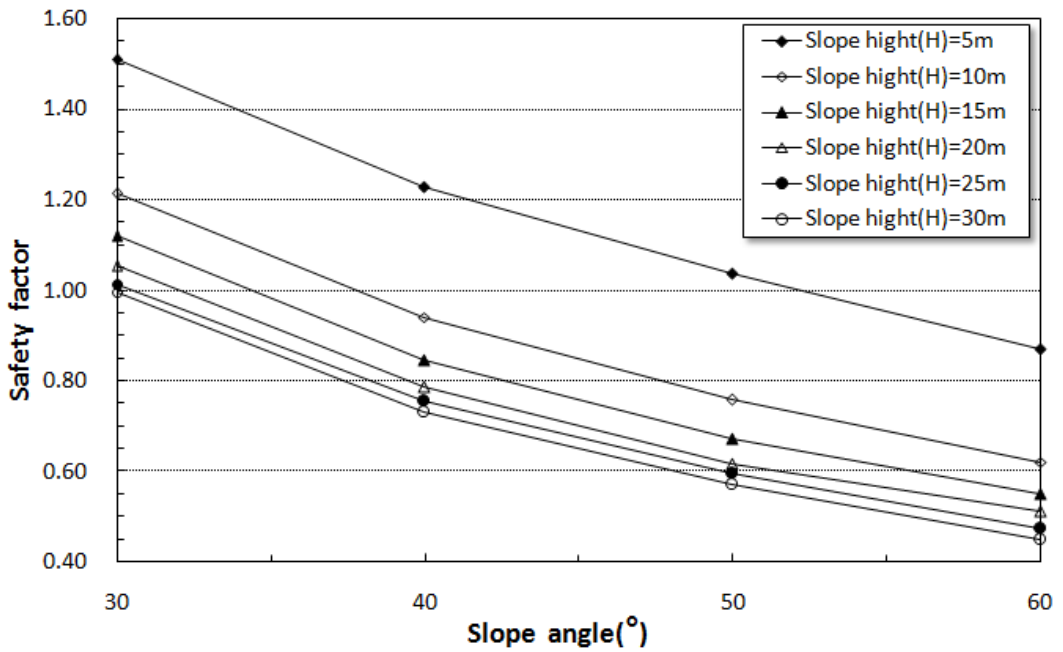


그림 4.18 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 2m)

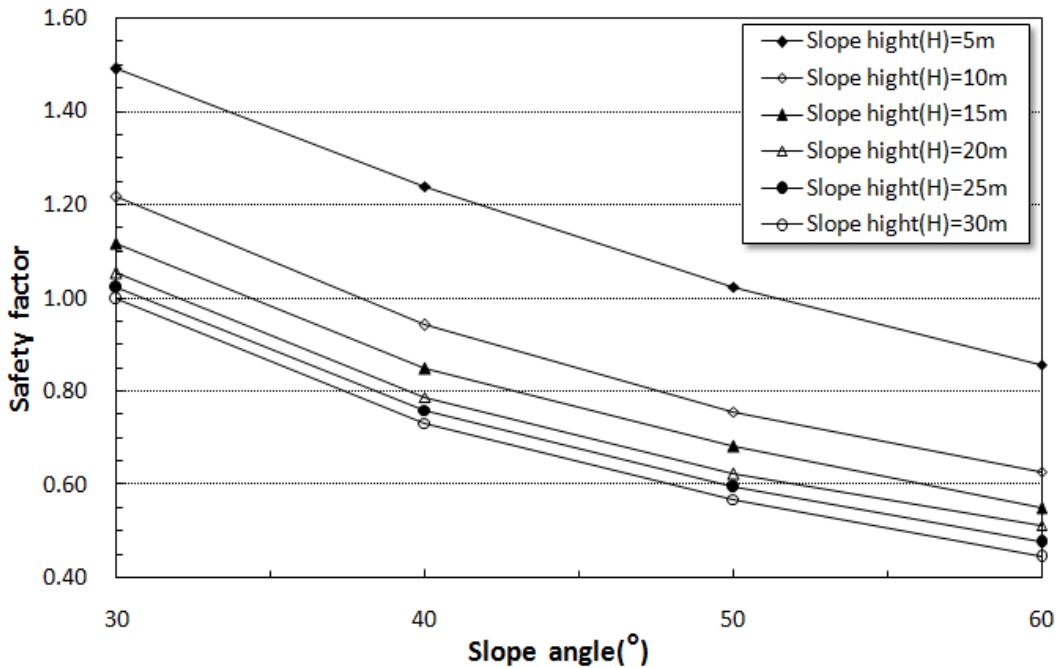


그림 4.19 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average)

그림 4.11에서 그림 4.19를 분석해 보면 다음과 같은 내용을 알 수 있다.

사면에서 가상 파괴면까지의 수평거리 1m와 2m일 때의 안전율을 비교해 보면 수평파괴거리(x)가 2m일 때의 안전율이 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu의 방법 모두 수평파괴거리(x)가 1m일 때보다 약간 증가하거나 차이가 거의 없음을 알 수 있다.

사면높이(H)가 5~10m구간에서 사면의 높이에 따른 안전율의 변화량이 다른 구간의 안전율 변화량 보다 현저히 크게 나타나고 있다. 수평파괴거리(x)가 1m일 때 이 구간의 안전율은 평균 0.257의 감소를 보이고 있으며, 수평파괴거리(x)가 2m인 경우 이 구간의 안전율은 평균 0.277의 감소를 보이고 있다. 수평파괴거리(x)가 2m인 경우에는 1m인 경우보다 이 구간의 안전율 감소폭이 약간 크지만 거의 차이가 없음을 알 수 있다.

표 4.3은 강우를 고려하지 않은 안정해석 결과를 나타낸 그림 4.11~그림 4.19에서 안전율이 1.0인 한계경사각을 나타낸 것이다.

표 4.3 안전율이 1.0일 때의 한계경사각

수평과괴거리 (x , m)	사면높이 (H , m)	한계경사각(°)			
		Fellenius방법	Bishop방법	Janbu방법	평균
1	5	50.0	51.5	50.0	50.5
	10	37.0	39.5	37.5	38.0
	15	33.5	36.0	34.0	34.5
	20	31.5	33.5	31.5	32.2
	25	30.0	32.0	31.0	31.0
	30	29.0	31.5	29.5	30.0
2	5	52.0	53.5	50.0	51.8
	10	37.0	39.0	37.5	37.8
	15	34.0	36.0	33.5	34.5
	20	31.5	33.0	31.5	32.0
	25	30.0	31.0	30.5	30.5
	30	29.5	30.5	29.5	29.8

수평과괴거리(x)가 1m일 때 사면높이(H)가 5m에서 10m로 변하는 구간에서의 한계경사각은 각각 50.5° 및 38.0°로 나타나고 있다. 사면높이(H)가 15m에서 20m로 변하는 구간에서는 각각 34.5° 및 32.2°로 나타나고 있으며 사면높이(H)가 25m와 30m인 경우 한계경사각은 각각 31.0° 및 30.0°로 나타나고 있다. 또한, 수평과괴거리(x)가 2m일 때 사면높이(H)가 5m에서 10m로 변하는 구간에서의 한계경사각은 각각 51.8° 및 37.8°로 나타나고 있다. 사면높이(H)가 15m에서 20m로 변하는 구간에서는 각각 34.5° 및 32.0°로 나타나고 있으며 사면높이(H)가 25m와 30m인 경우 한계경사각은 각각 30.5° 및 29.8°로 나타났다. 수평과괴거리 1m, 2m에 관계없이 같은 사면의 높이에서 한계경사각은 거의 유사하게 나타났다. 사면의 높이가 높을수록 한계경사각이 작게 나타났는데, 이는 사면의 높이와 경사각이 낮을수록 안전율이 크게 나타남을 의미한다.

그림 4.20은 사면높이에 따른 사면경사각과 안전율의 관계에서 평균안전율이 1.0일 때의 사면높이에 대한 경사각의 관계를 나타낸 것이다.

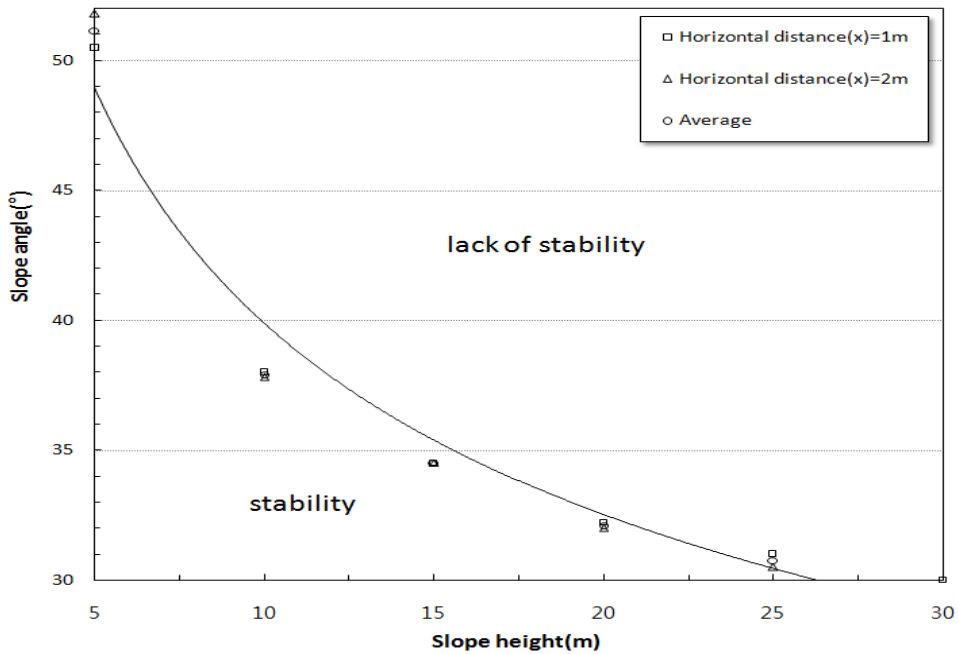


그림 4.20 사면높이에 따른 한계경사각의 관계

그림 4.20의 곡선은 지수함수분포로 곡선의 아랫부분은 안전율이 1.0보다 큰 안정구간을 나타내며 윗부분은 안전율이 1.0보다 작은 불안정구간을 나타낸다. 이 곡선에서 사면의 높이가 낮고 경사각이 큰 구간에서는 기울기가 급하게 나타나고, 사면높이가 높고 경사각이 작은 구간에서는 기울기가 완만하게 나타남을 알 수 있다. 특히, 사면의 높이 15m이하, 사면의 경사 35°이상에서는 기울기 감소변화가 크게 나타남을 알 수 있다. 또한, 사면의 높이 15m초과, 사면의 경사 35°미만에서는 기울기 감소변화가 작게 나타남을 알 수 있다. 여기서, 곡선의 기울기가 급하다는 것은 사면의 높이와 경사 변화에 따라 안전율의 변화가 큼을 의미하고, 기울기가 완만하다는 것은 사면의 높이와 경사 변화에 따라 안전율의 변화가 작음을 의미한다.

4.2.3 강도정수(C, ϕ) 변화에 따른 안정해석

수평과괴거리 1m, 사면높이 20m에 대해 사면경사(30°, 40°, 50°)와 강도정수($C,$

ϕ 를 각각 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다. 그림 4.21에서 그림 4.29는 사면의 높이가 20m일 때 경사각이 30°, 40° 그리고 50°에서 점착력과 내부마찰각을 변화시키면서 해석(Fellenius, Bishop, Janbu)방법에 따라 안정해석을 실시하여 안전율의 변화를 나타낸 것이다. 그림 4.21에서 그림 4.29를 살펴보면 점착력과 내부마찰각 변화에 따라 안전율이 선형으로 증가함을 알 수 있다. 경사각이 30°에서 내부마찰각이 10° 증가함에 따라 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에서 안전율의 증가율이 평균안전율 대비 약 44.8%, 44.7% 그리고 42.4% 정도의 증가를 나타내고 있다. 경사각이 40°에서는 약 38.6%, 37.0% 그리고 37.3% 정도의 증가를 나타내고 있으며, 경사각이 50°에서는 약 31.9%, 31.9% 그리고 31.3% 정도의 증가를 나타내고 있다. 사면경사각이 30°에서 점착력이 1 t/m² 증가함에 따라 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에서 안전율의 증가율이 약 27.9%, 28.3% 그리고 23.5% 정도의 증가를 나타내고 있다. 경사각이 40°에서는 약 34.6%, 33.3% 그리고 35.2% 정도의 증가를 나타내고 있으며, 경사각이 50°에서는 약 39.1%, 38.3% 그리고 39.6% 정도의 증가를 나타내고 있다.

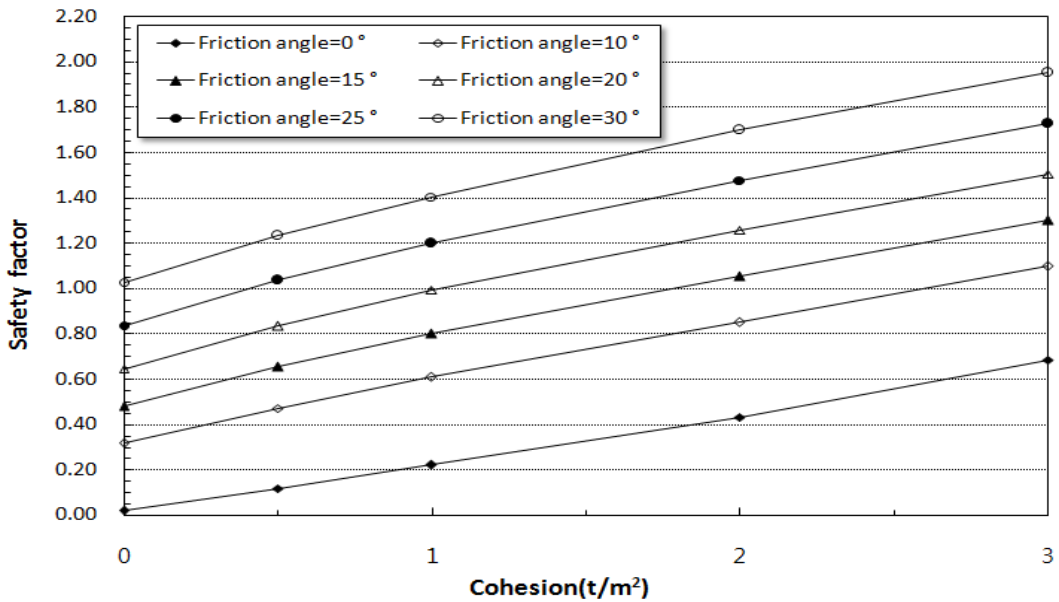


그림 4.21 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Fellenius 방법)

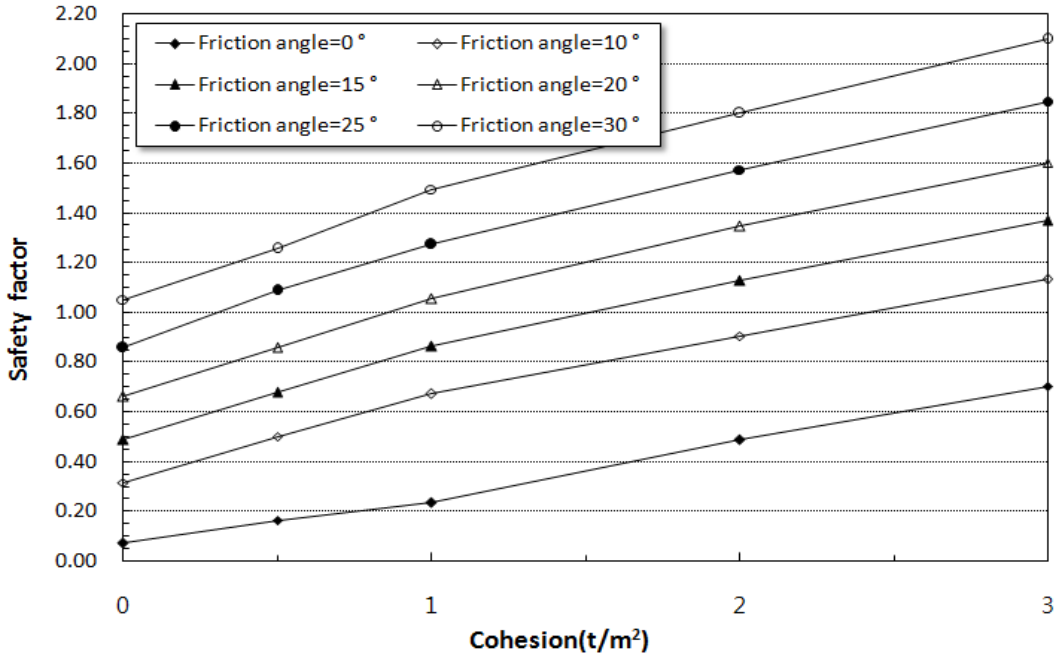


그림 4.22 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Bishop 방법)

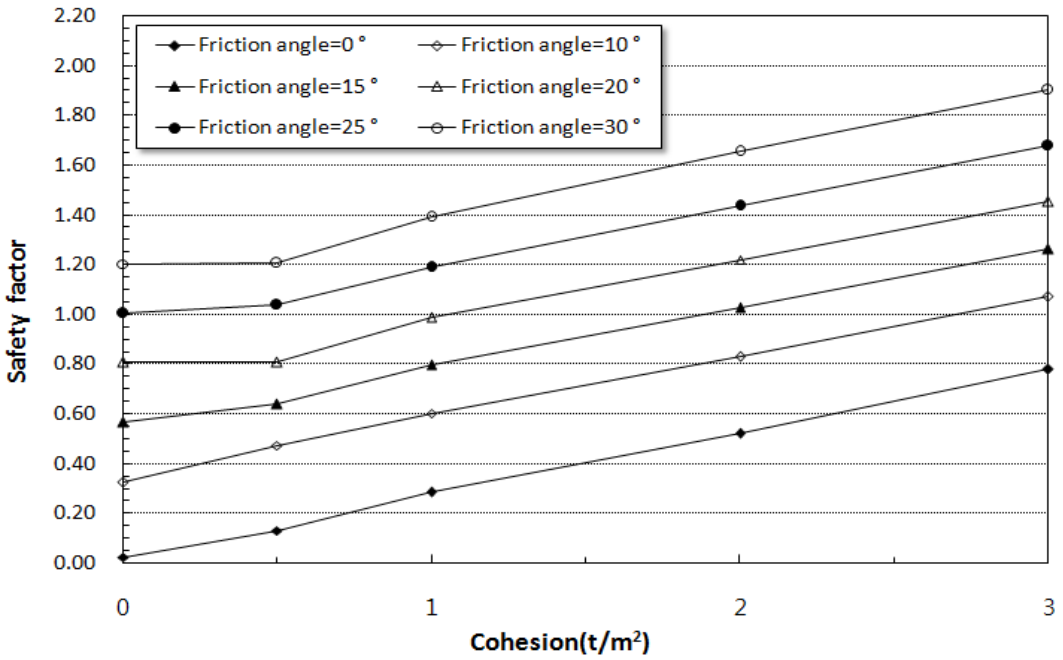


그림 4.23 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Janbu 방법)

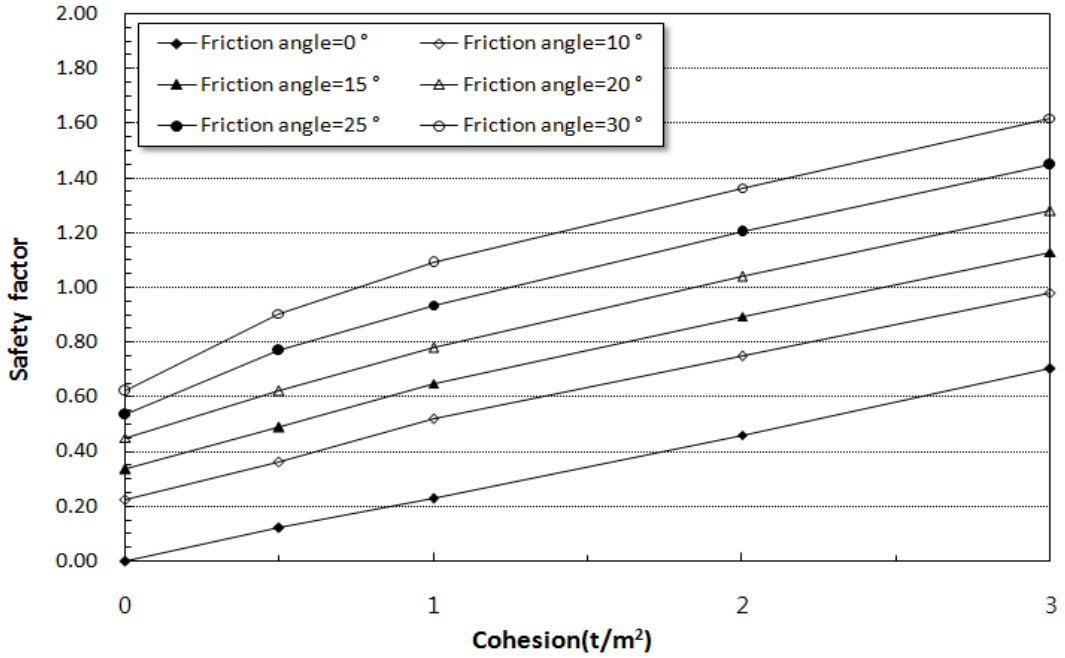


그림 4.24 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Fellenius 방법)

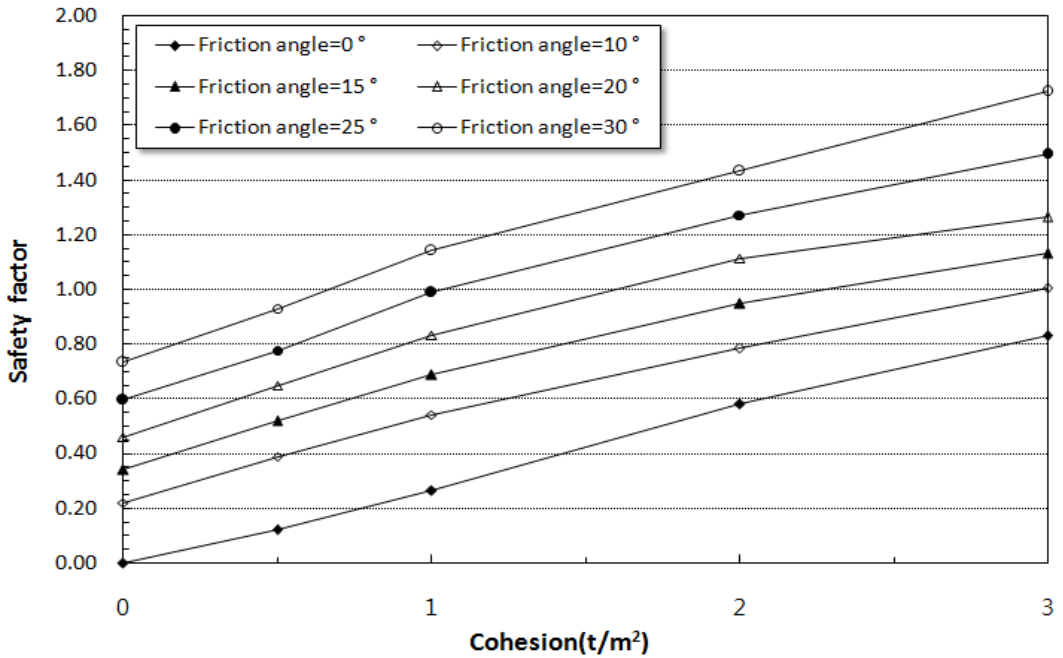


그림 4.25 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Bishop 방법)

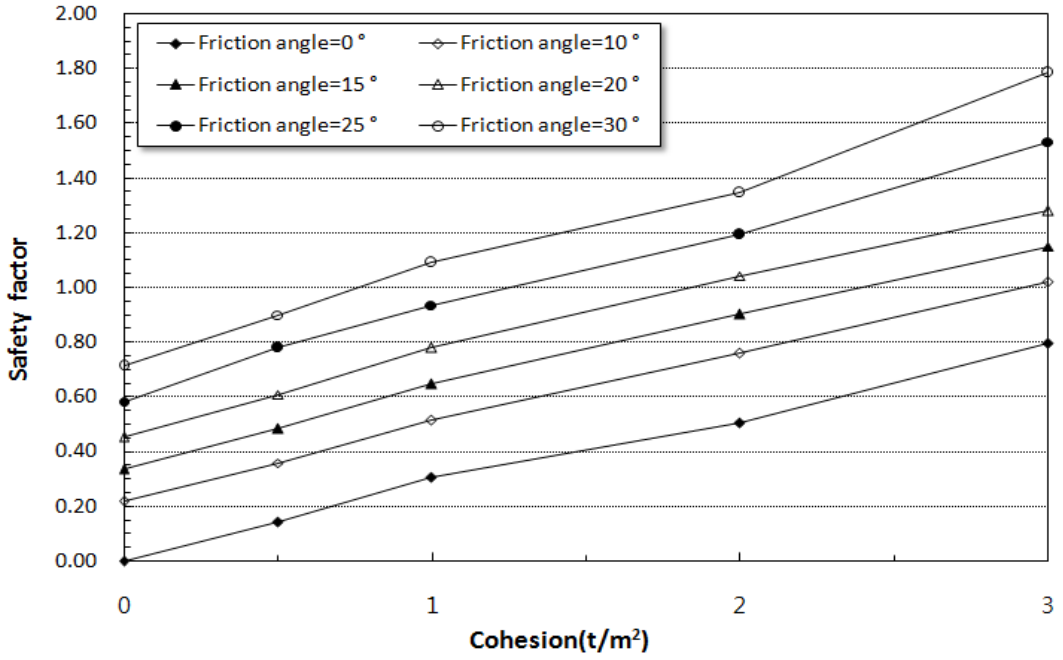


그림 4.26 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Janbu 방법)

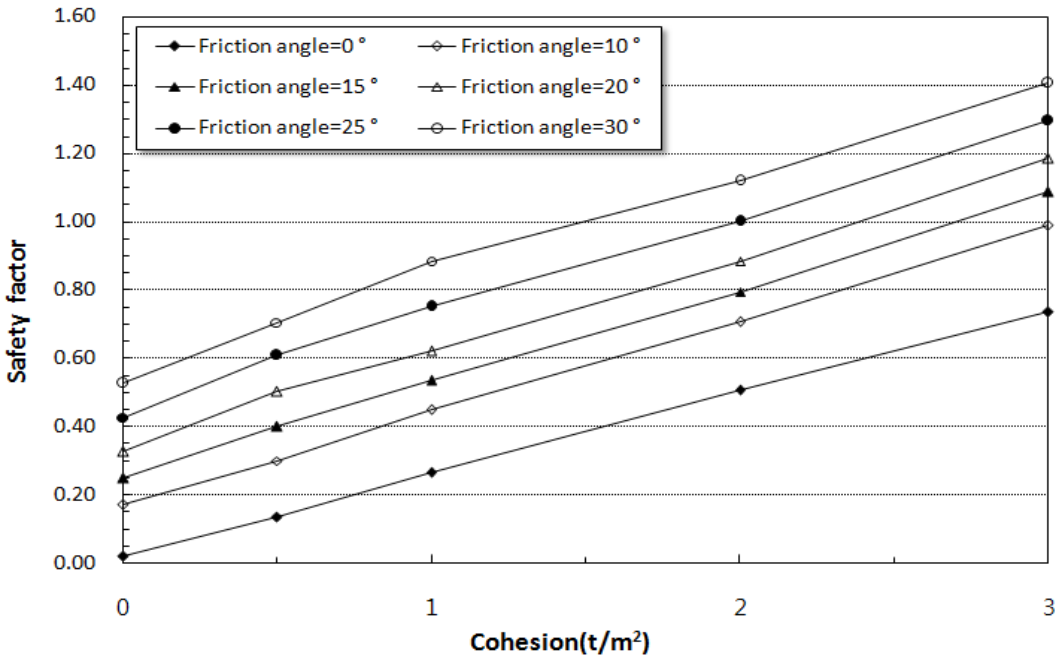


그림 4.27 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Fellenius 방법)

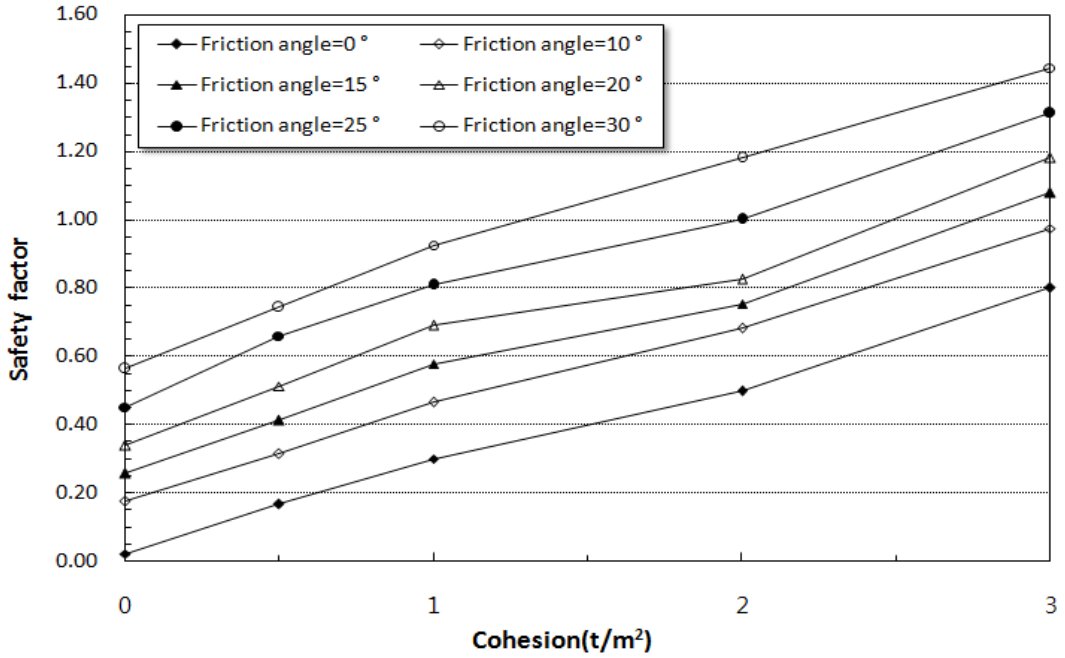


그림 4.28 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Bishop 방법)

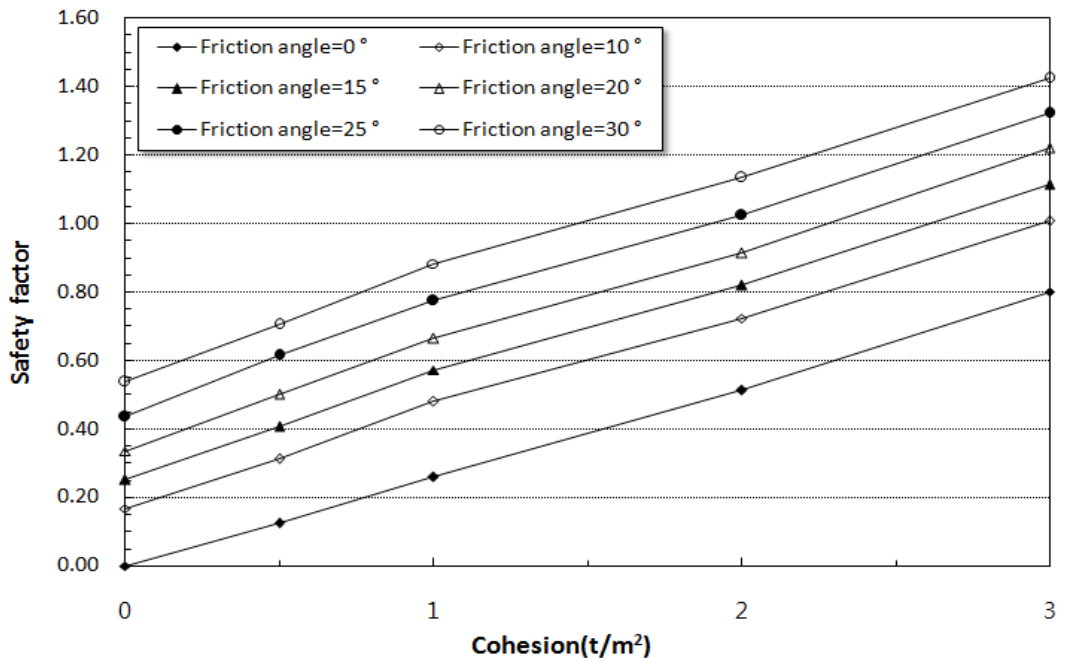


그림 4.29 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Janbu 방법)

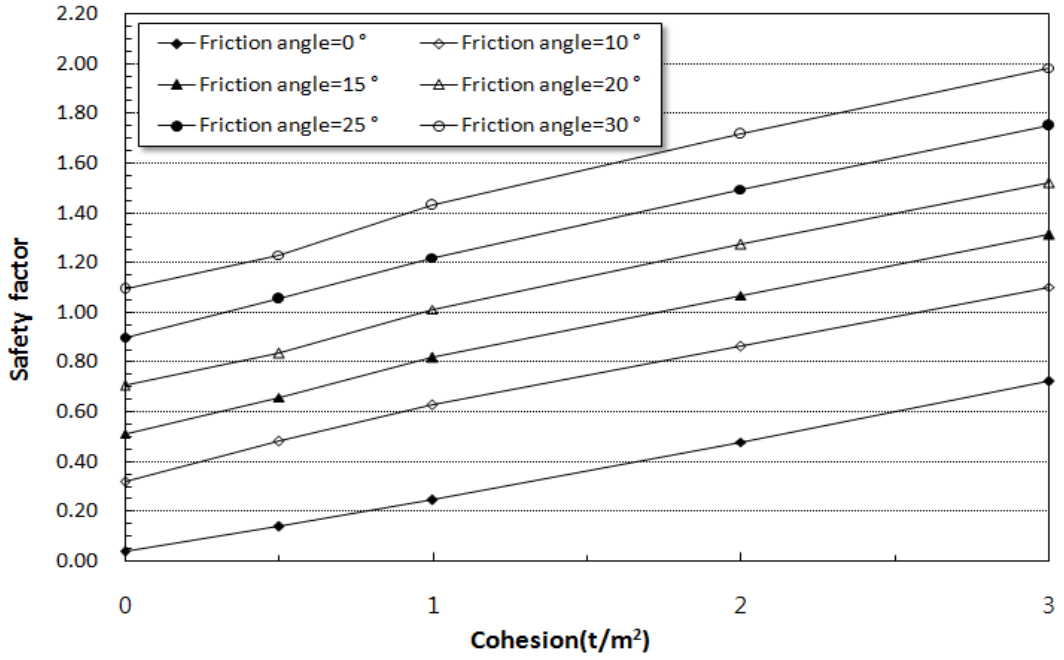


그림 4.30 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, Average$)

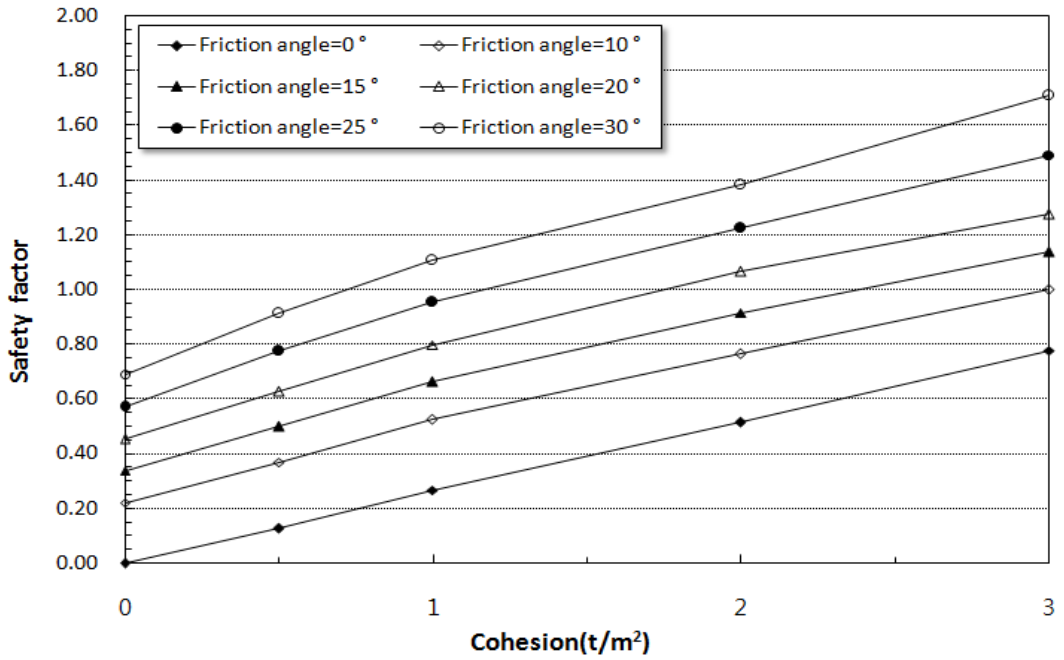


그림 4.31 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, Average$)

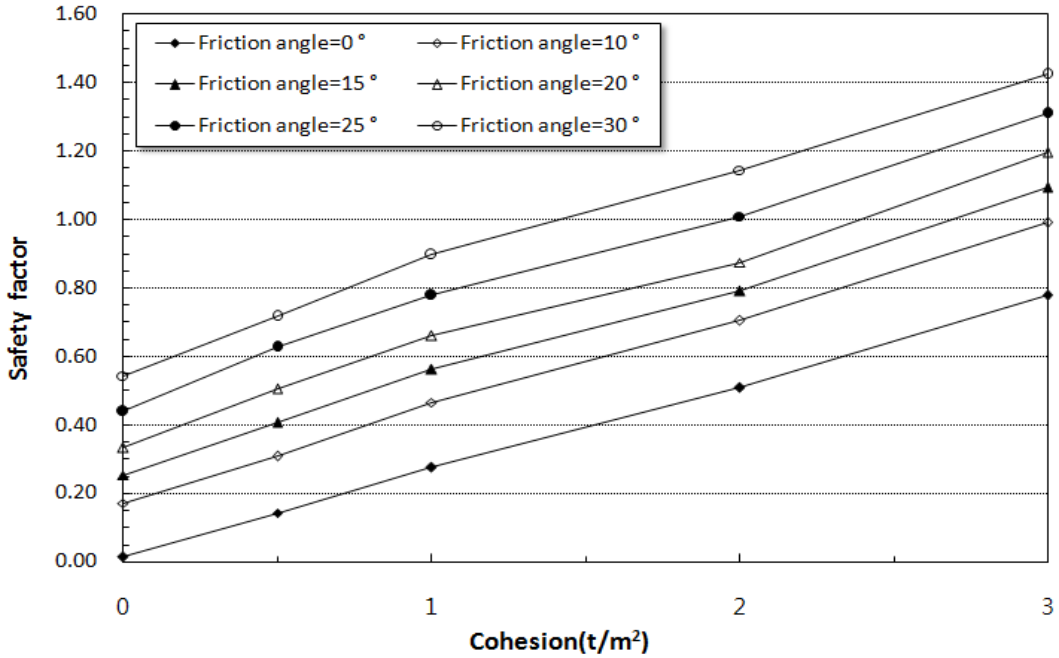


그림 4.32 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, Average$)

그림 4.30에서 그림 4.32는 평균안전율의 변화를 나타낸 것이다. 그림 4.30에서 그림 4.32를 살펴보면 사면경사각이 30° 에서 내부마찰각이 10° 증가함에 따라 안전율의 증가율이 평균 43.6%, 경사각이 40° 에서 평균 37.6%, 경사각이 50° 에서 평균 31.7% 정도의 증가를 보이고 있다. 이처럼 경사각이 증가함에 따라 안전율의 증가율이 작아지고 있음을 알 수 있으며 이와 같은 경향은 경사각이 클수록 안전율이 작아지기 때문인 것으로 여겨진다. 이와 반면 사면경사각이 30° 일 때 점착력이 $1 t/m^2$ 증가함에 안전율의 증가율이 평균 26.6%, 경사각이 40° 에서 평균 34.4%, 경사각이 50° 에서 39.9% 정도의 증가를 보이고 있다. 이처럼 사면경사각이 증가함에 따라 안전율의 증가율이 커지는 것으로 나타났다.

강우를 고려하지 않는 경우 사면경사각의 변화에 따라 안전율이 1.0이 되는 점착력과 내부마찰각의 범위는 표 4.4와 같다. 안전율이 1.0이 되는 점착력과 내부마찰각은 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에 관계없이 거의 유사한 값으로 나타났다. 사면경사각이 30° 의 경우 내부마찰각이 10° 일 때 평균점착력이 $2.58 t/m^2$, 내부

마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $0.98t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $0.00t/m^2$ 으로 나타났다. 또한, 사면경사각이 40°의 경우 내부마찰각이 10°일 때 평균점착력이 $2.99t/m^2$, 내부마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $1.76t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $0.75t/m^2$ 으로 나타났다. 다음으로 사면경사각이 50°의 경우 내부마찰각이 10°일 때 평균점착력이 $3.01t/m^2$, 내부마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $2.39t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $1.43t/m^2$ 으로 나타났다.

사면경사각이 증가할수록 동일 내부마찰각에서 안전율이 1.0이 되는 평균점착력은 증가하는 경향을 보였다. 이는 사면경사각이 증가할수록 사면파괴를 일으키는 전단응력의 증가가 발생하므로 이에 대응하기 때문이다.

표 4.4 안전율이 1.0일 때 점착력과 내부마찰각($H=20m$)

사면경사각 (β , °)	내부마찰각 (ϕ , °)	점착력(c , t/m^2)			
		Fellenius방법	Bishop방법	Janbu방법	평균
30	10	2.60	2.42	2.73	2.58
	15	1.80	1.52	1.90	1.74
	20	1.02	0.88	1.05	0.98
	25	0.40	0.30	0.00	0.23
	30	0.00	0.00	0.00	0.00
40	10	3.05	2.98	2.95	2.99
	15	2.43	2.25	2.42	2.37
	20	1.83	1.60	1.85	1.76
	25	1.22	1.02	1.25	1.16
	30	0.78	0.68	0.78	0.75
50	10	3.00	3.05	2.98	3.01
	15	2.70	2.75	2.62	2.69
	20	2.38	2.50	2.30	2.39
	25	1.98	1.98	1.92	1.96
	30	1.50	1.30	1.50	1.43

4.3 강우침투를 고려한 사면안정 해석

강우침투를 고려한 절토사면의 안정해석을 위해 GEO-SLOPE사의 SLOPE/W를 사용하였다. 이 해석 프로그램은 활동면을 따라 파괴가 일어나려는 순간에 토체의 안정성을 해석하는 한계평형해석방법을 적용하고 있다. 해석방법으로는 Fellenius, Bishop의 간편법, Janbu의 해석법을 이용하여 사면안정해석을 실시하였다.

강우침투를 고려한 경우의 사면내 얽은파괴에 대한 특성을 알아보기 위해서 그림 4.33과 같이 지표에 강우가 지속되어 포화깊이(z_w)가 강우강도 및 강우지속시간에 관계없이 일정하게 증가한다고 가정하였다.

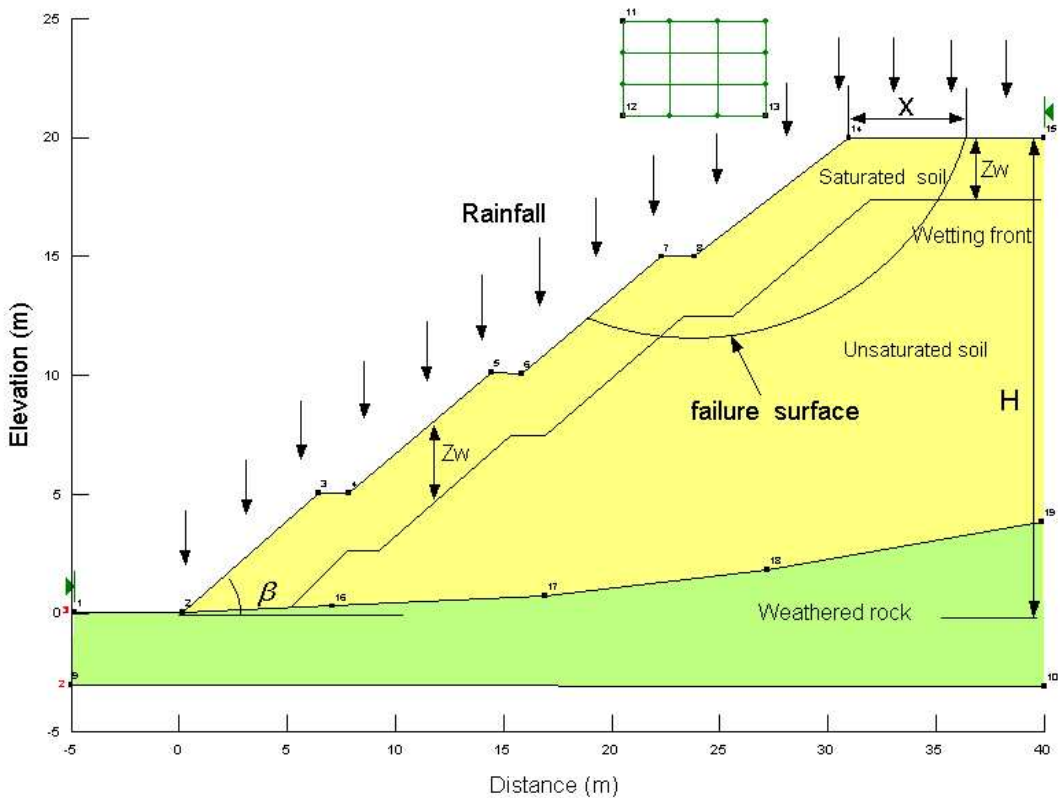


그림 4.33 강우침투를 고려한 얽은파괴의 해석단면

강우가 없는 경우와 동일하게 사면내 얽은파괴에 대한 특성을 알아보기 위해서 다음의 조건에 따라 안정해석을 실시하였다. 첫 번째로, 대표적 화강풍화토의 지반 조건으로 그림 4.33과 같이 가상의 원호 파괴면이 수평파괴거리 x (1m~5m)만큼 떨어져서 파괴가 일어나도록 하고, 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 두 번째로, 첫 번째 해석결과를 분석하여 안전율의 감소로 인한 변곡점이 발생하는 수평파괴거리(1m, 2m)의 범위에서 사면경사(30°, 40°, 50°, 60°)와 사면높이(5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m)를 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하였다. 세 번째로, 수평파괴거리(x)는 1m로 고정시키고 포화깊이(z_w)를 5m까지 변화시키면서 사면경사(30°, 40°, 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)에 대한 안전율의 변화를 검토하였다. 마지막으로 사면높이 20m에 대해 사면경사(30°, 40°, 50°)와 강도정수(C, ϕ)를 각각 변화시키면서 해석방법에 따라 안정해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다.

4.3.1 수평파괴범위 변화에 따른 안정해석

그림 4.33과 같이 수평파괴거리(x)를 1m에서 5m까지 증가시키면서 해석을 실시하여 안전율을 산정하고, 이를 바탕으로 강우침투시 얽은파괴에 대한 특성을 검토하였다. 사면경사(β)는 30°, 40°, 50°에 대한 각각의 사면높이를 10m, 20m, 30m로 변화시키면서 Fellenius, Bishop의 간편법, Janbu의 해석법을 적용하여 안정해석을 실시하였다. 또한, 후술할 4.3.3의 해석결과에서 포화깊이(z_w)가 커짐에 따라 대체로 안전율의 현저한 감소가 나타나며, 포화깊이(z_w)가 대략 1m에서 변곡점이 나타나면서 기울기가 급격히 저하된다. 따라서 포화깊이(z_w)는 1m로 가정하여 해석을 실시하였다.

그림 4.34에서 그림 4.42는 이에 대한 해석결과를 그림으로 나타낸 것이다.

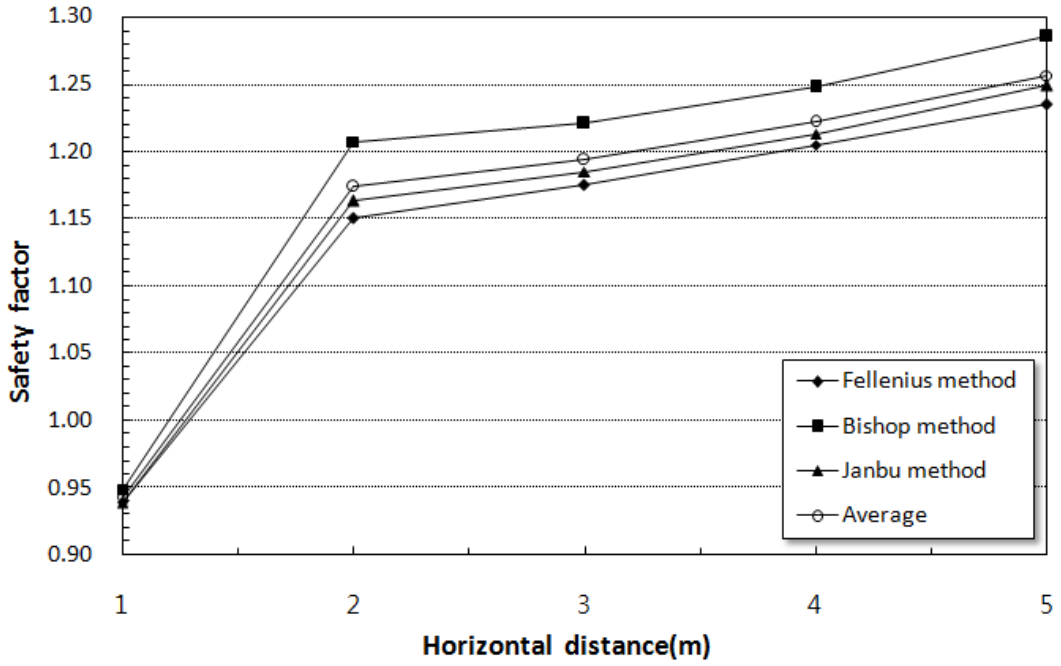


그림 4.34 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=10m$)

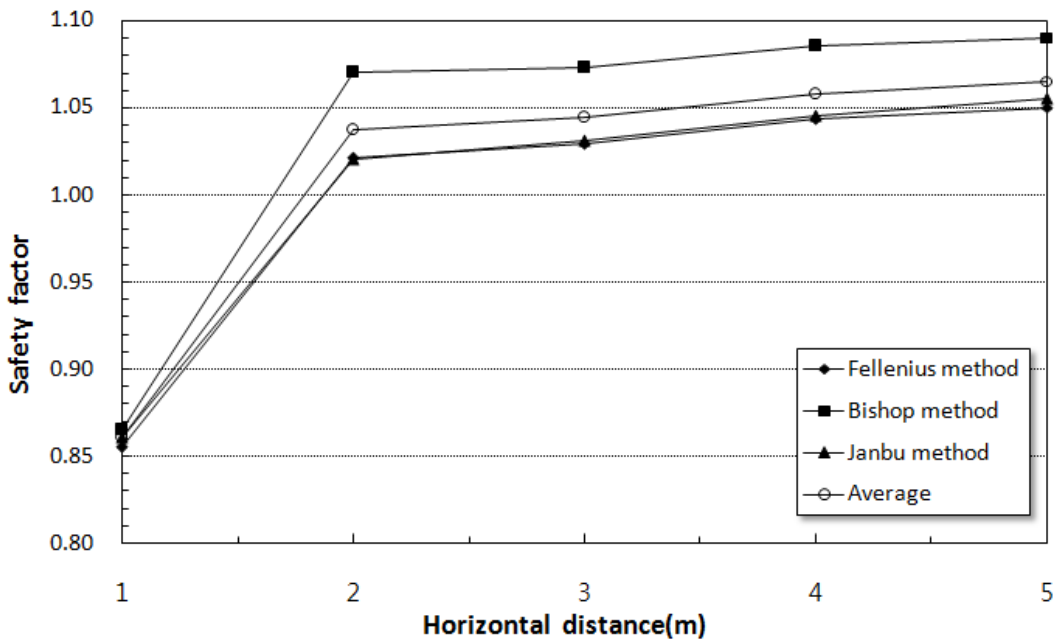


그림 4.35 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=20m$)

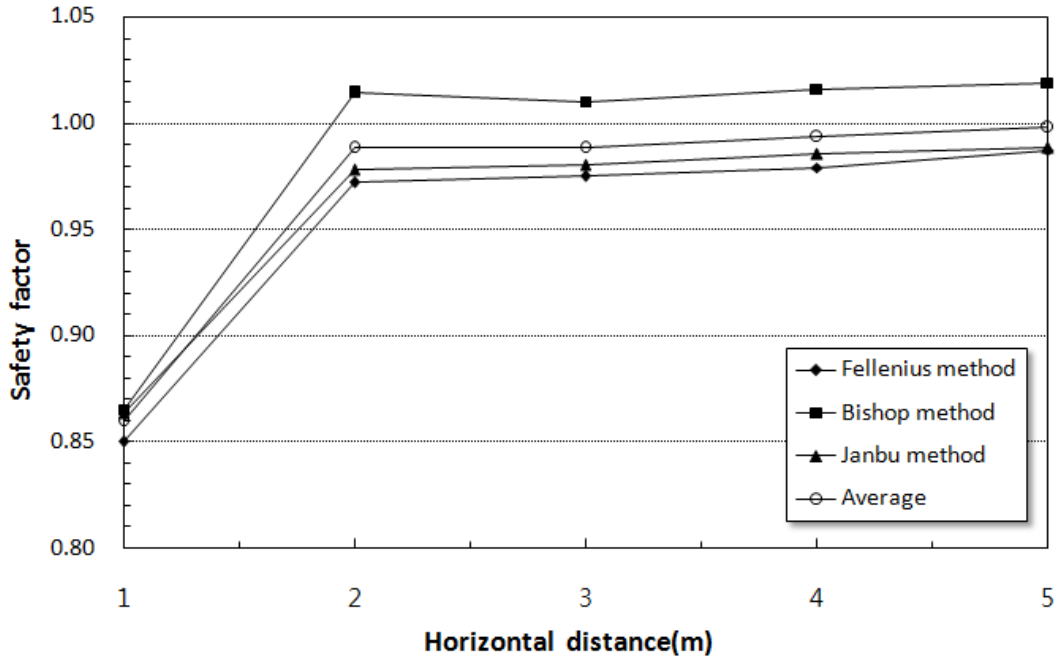


그림 4.36 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ, H=30m$)

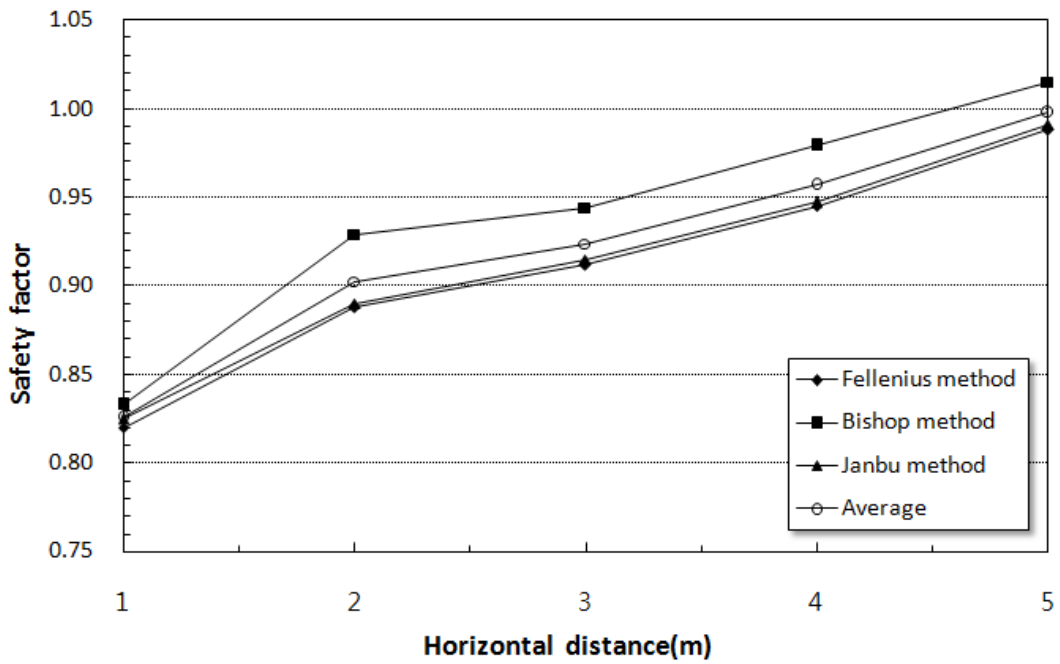


그림 4.37 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, H=10m$)

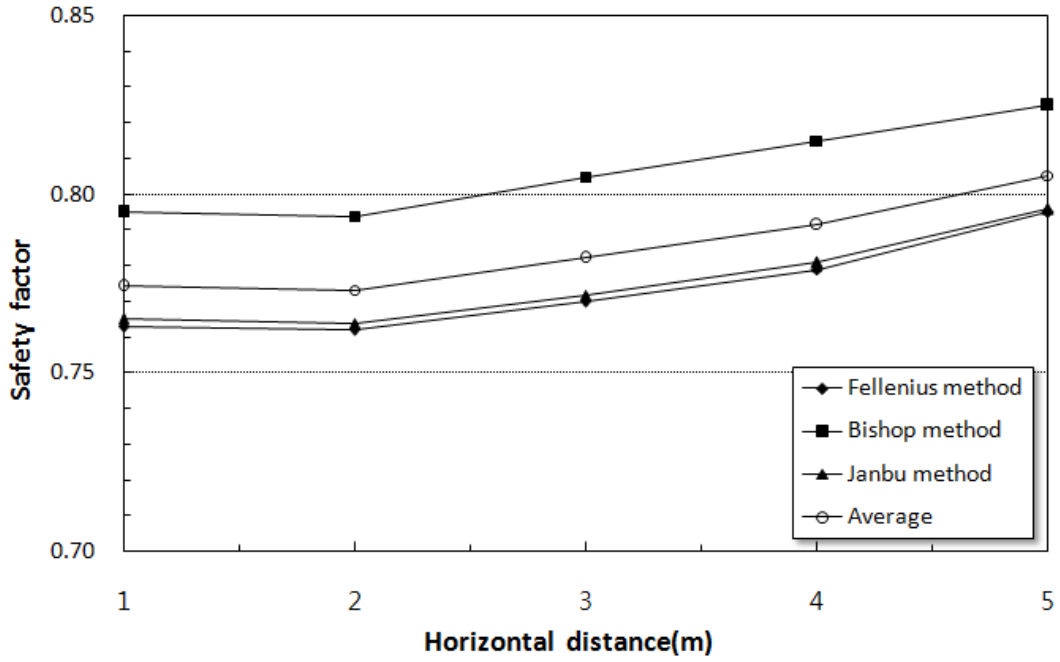


그림 4.38 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=20m$)

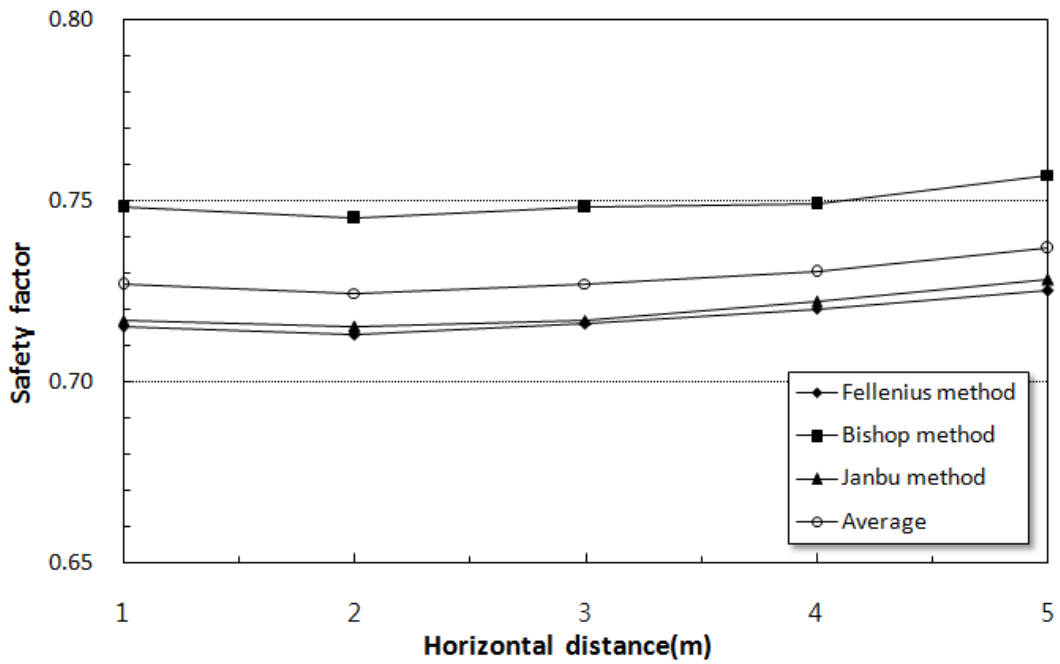


그림 4.39 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=30m$)

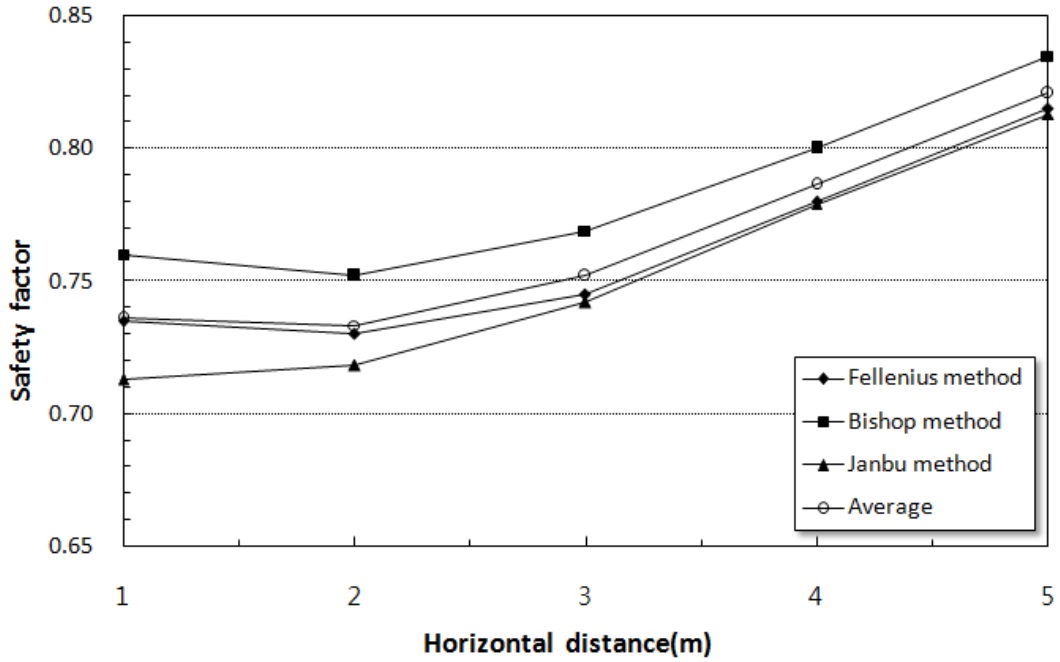


그림 4.40 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=10m$)

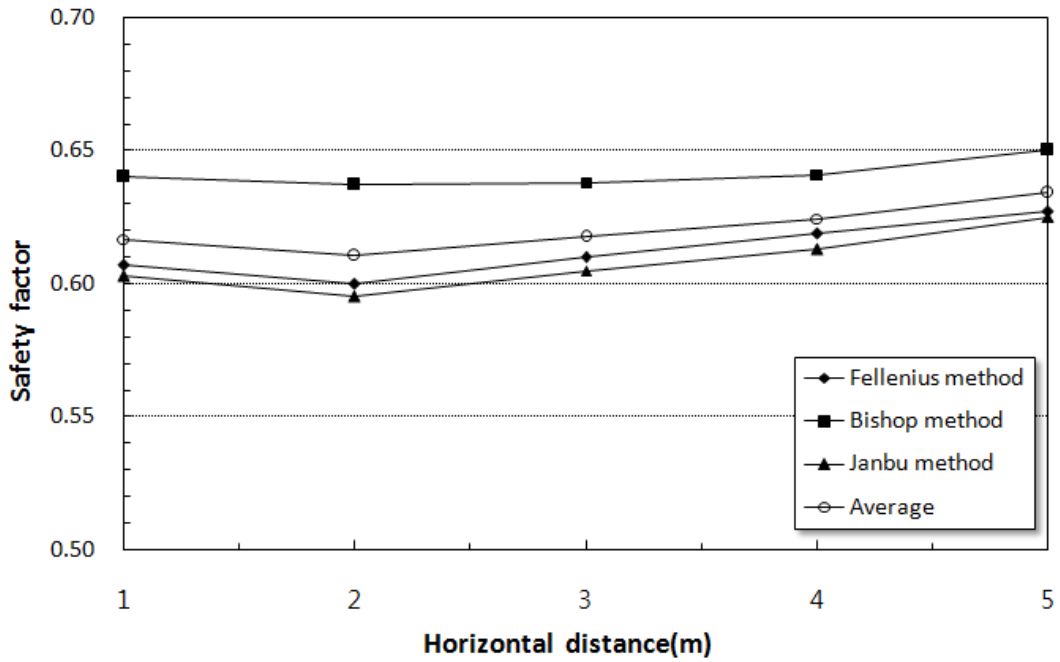


그림 4.41 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=20m$)

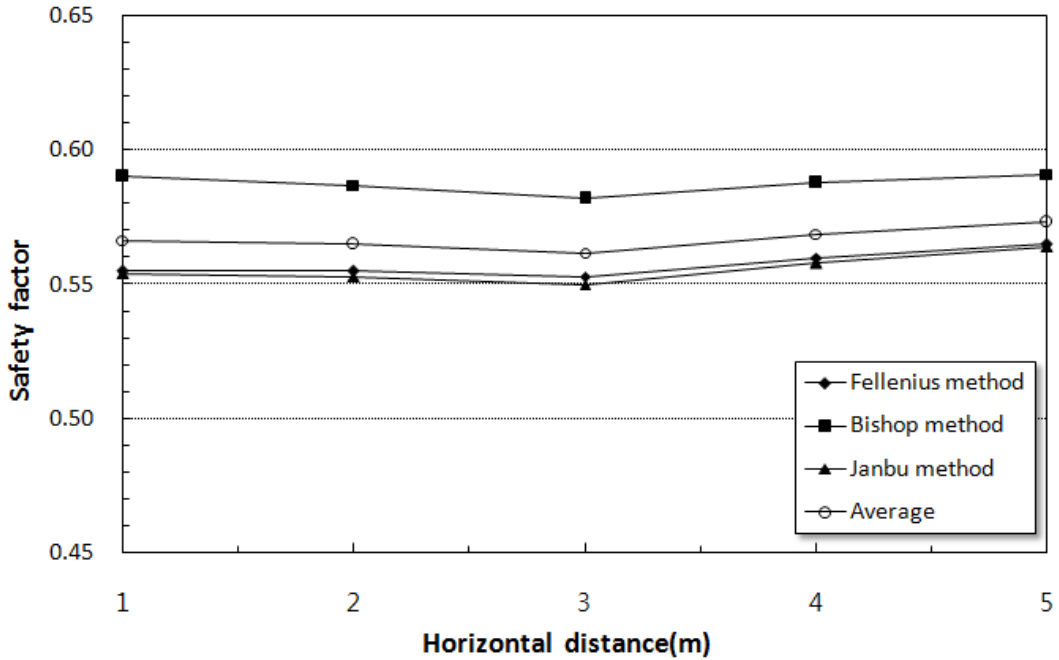


그림 4.42 수평거리에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=30m$)

그림 4.34~그림 4.42에서 강우침투시 안전율의 크기는 강우를 고려하지 않는 경우와 같이 Bishop, Fellenius, Janbu의 해석법 순으로 나타나고 있다.

전체적인 안전율의 분포형태는 다음 2가지 경향을 보이는 것으로 나타났다. 첫째로 수평과괴거리 2m 내외까지 안전율이 증가한 후 곡선의 기울기가 감소하는 경우로 사면 경사각이 대체로 30° 이하에서 나타났다. 두 번째로 수평과괴거리 2m 내외까지 안전율이 미세하게 감소하거나 일정하게 나타나다가 안전율이 증가하는 경우로 사면경사각이 대체로 40° 이상에서 나타났다. 이는 안전율의 크기가 전반적으로 낮기 때문인 것으로 판단된다. 이 2가지 유형의 공통점은 수평과괴거리 2m 내외에서 변곡점이 발생했다는 것이다. 따라서, 강우침투시 강우가 없는 경우와 마찬가지로 수평과괴거리 2m 내외에서 안전율이 증가 또는 일정하게 나타나는 변곡점이 나타나므로 이 수평거리 내외에서의 안정해석에 주의가 요망된다고 할 수 있다.

4.3.2 사면경사와 높이 변화에 따른 안정해석

강우시 높이가 큰 사면의 얽은파괴 특징을 알아보기 위해 사면경사와 높이를 변화시키면서 안정해석을 실시하였다. 4.3.1장에서 강우침투를 고려한 경우 얽은파괴가 수평거리 2m 내외에서와 또한 후술한 4.3.3장에서 포화깊이(z_w)가 1m 내외에서 변곡점이 나타나므로 포화깊이(z_w)는 1m로 적용하여 수평파괴거리(x)가 1m일 때와 2m일 때로 구분하여 해석을 실시하였다.

그림 4.43에서 그림 4.45은 수평파괴거리(x)가 1m인 경우에 대한 각각의 해석결과이고, 그림 4.46에서 그림 4.48은 수평파괴거리(x)가 2m인 경우에 대한 각각의 해석결과를 나타내고 있다. 또한, 그림 4.49에서 그림 4.51은 수평파괴거리(x)가 1m와 2m일 때 해석법에 따른 안전율의 평균값을 나타낸 것이다.

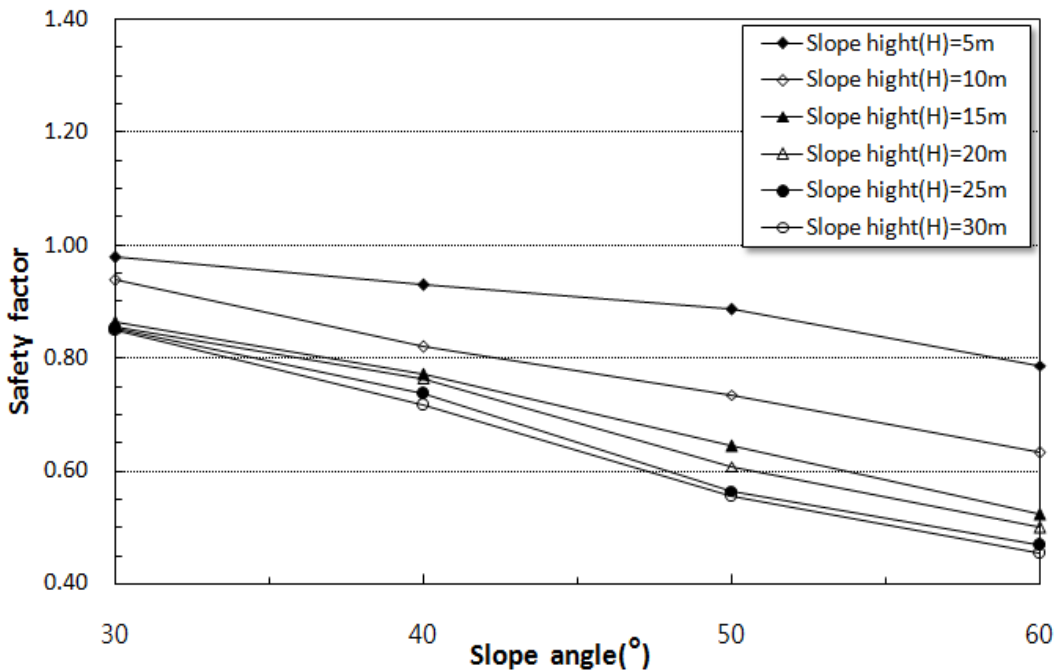


그림 4.43 사면경사각에 따른 안전율의 변화(*Fellenius* 방법, 수평거리 1m)

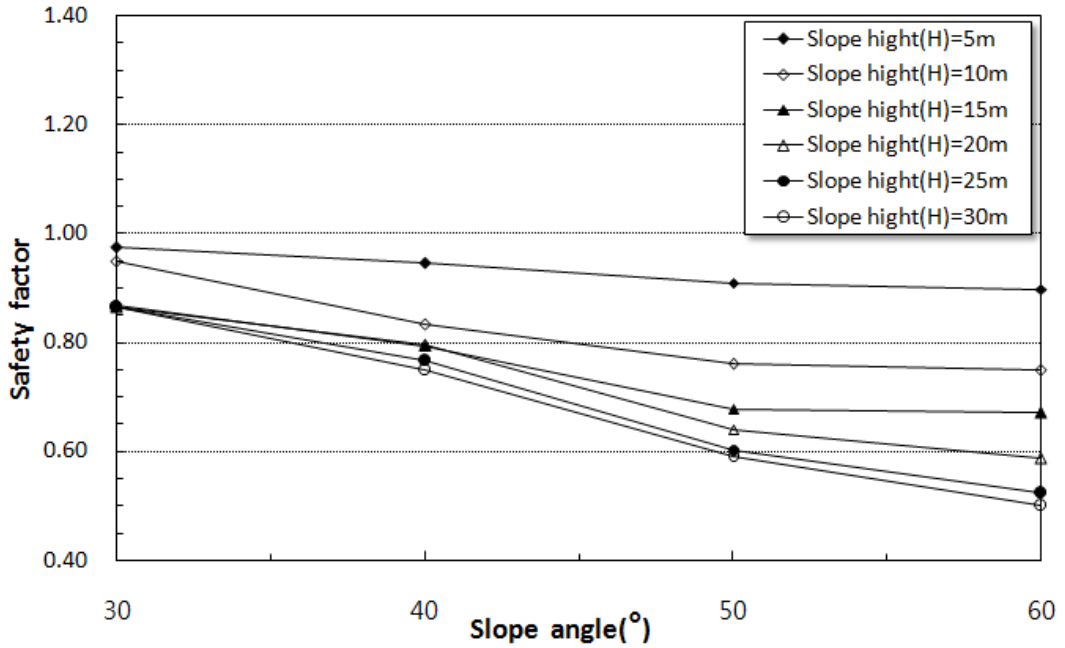


그림 4.44 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 1m)

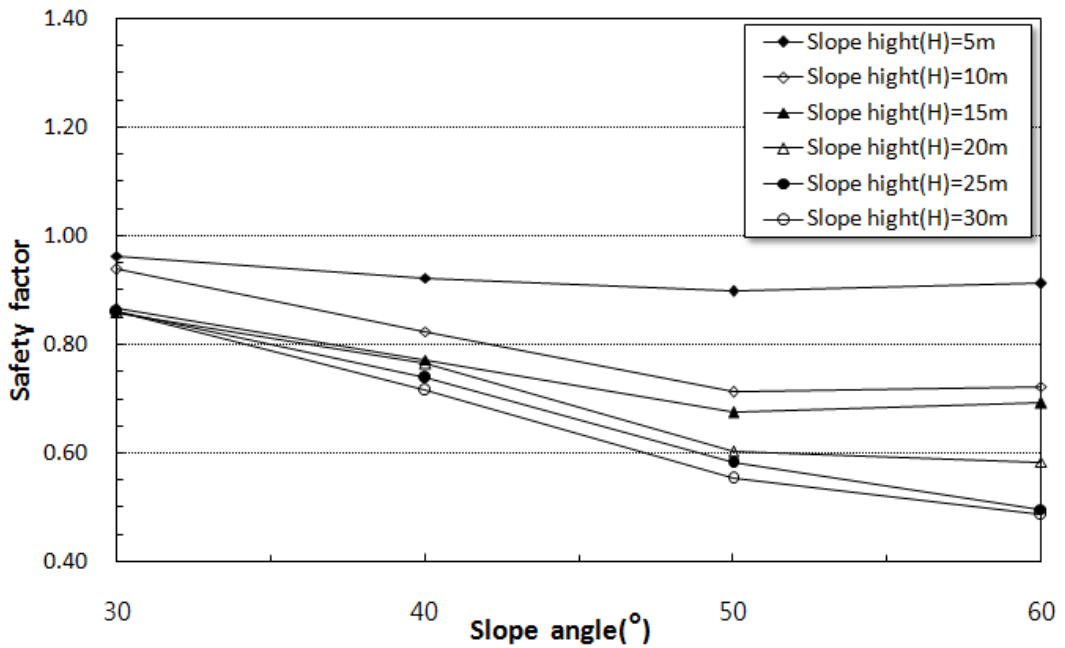


그림 4.45 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 1m)

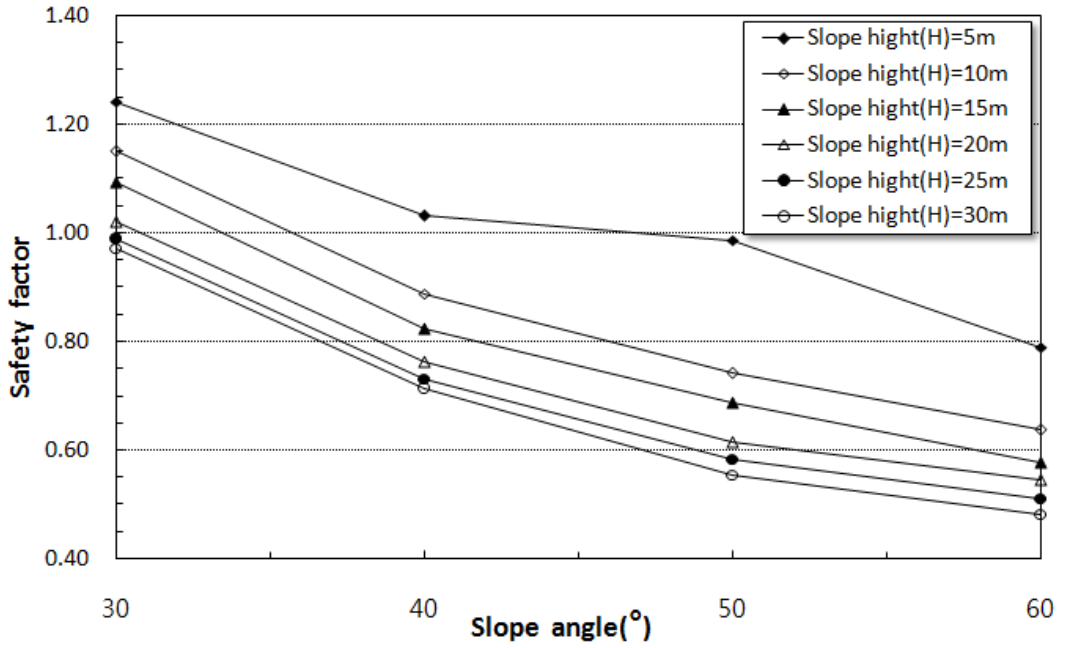


그림 4.46 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Fellenius 방법, 수평거리 2m)

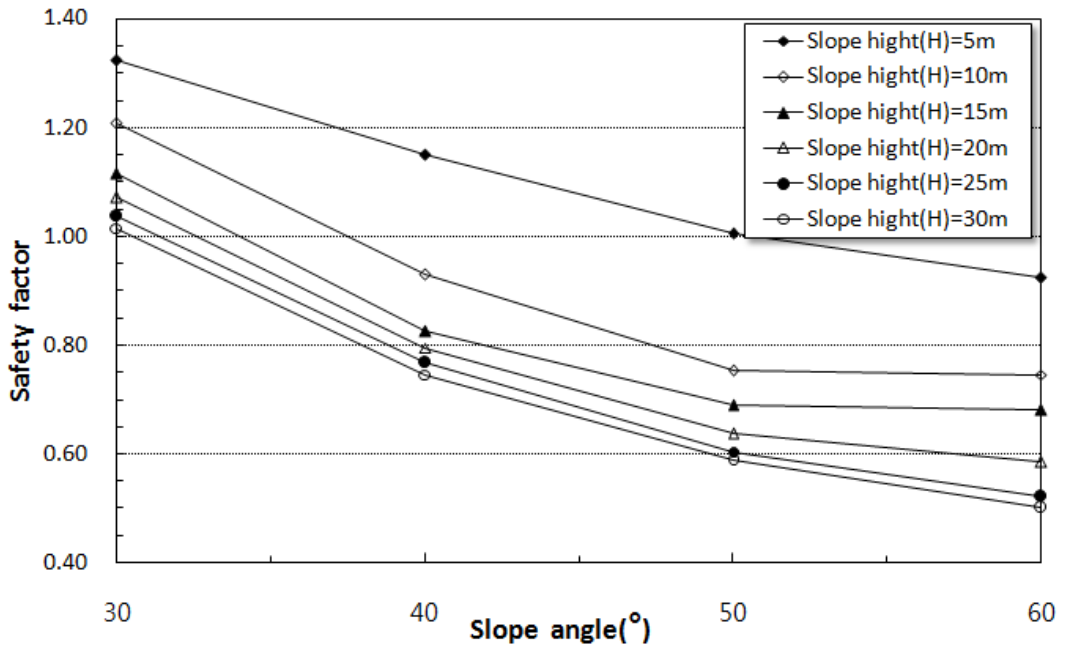


그림 4.47 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Bishop 방법, 수평거리 2m)

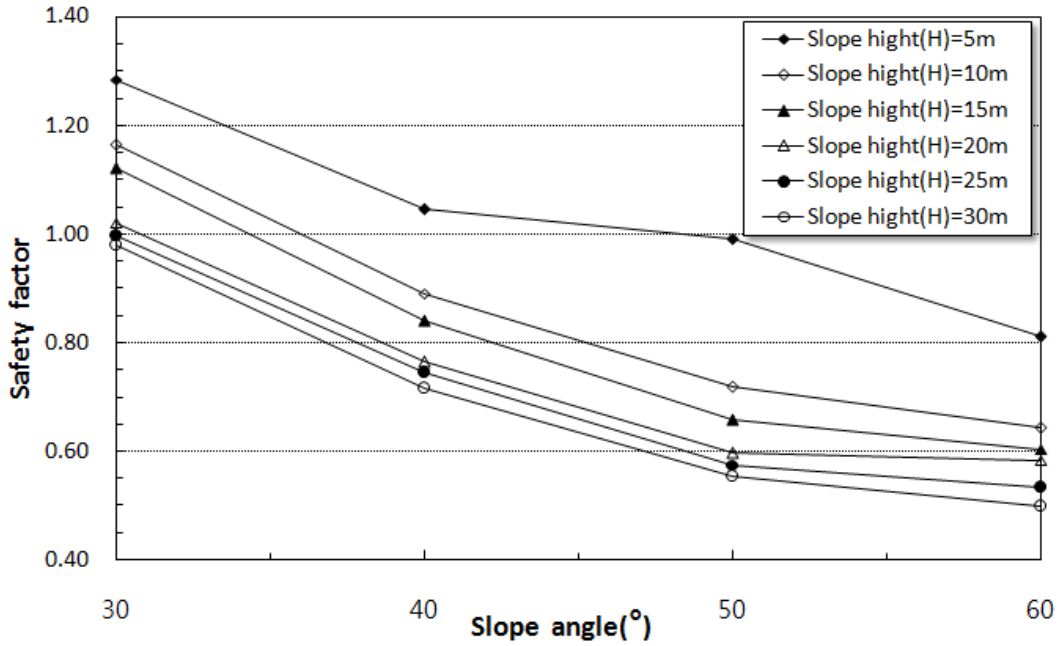


그림 4.48 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Janbu 방법, 수평거리 2m)

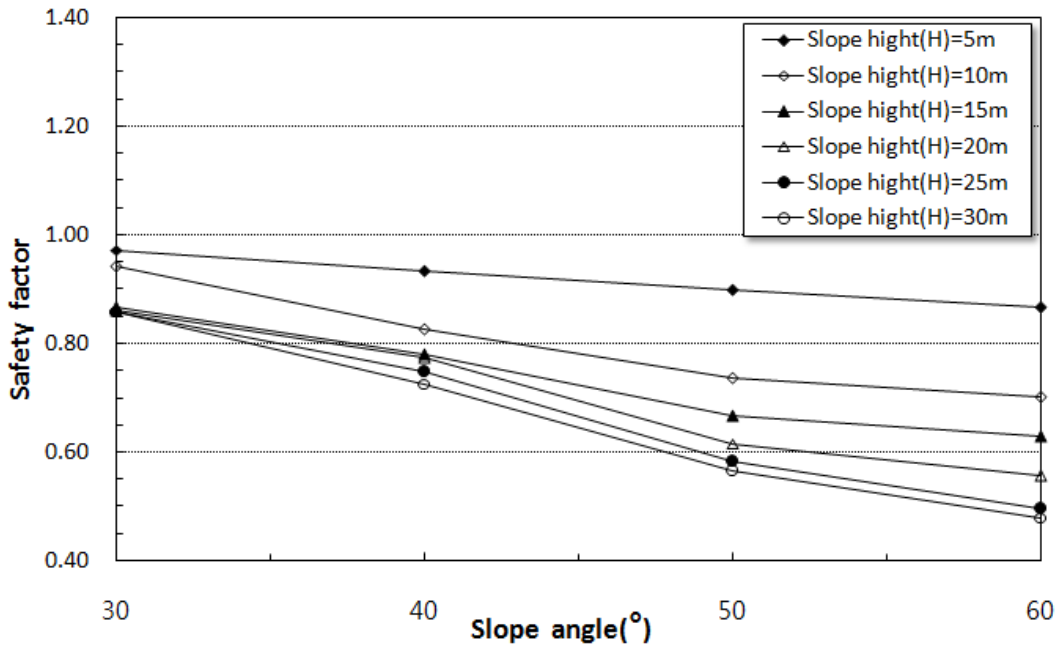


그림 4.49 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 1m)

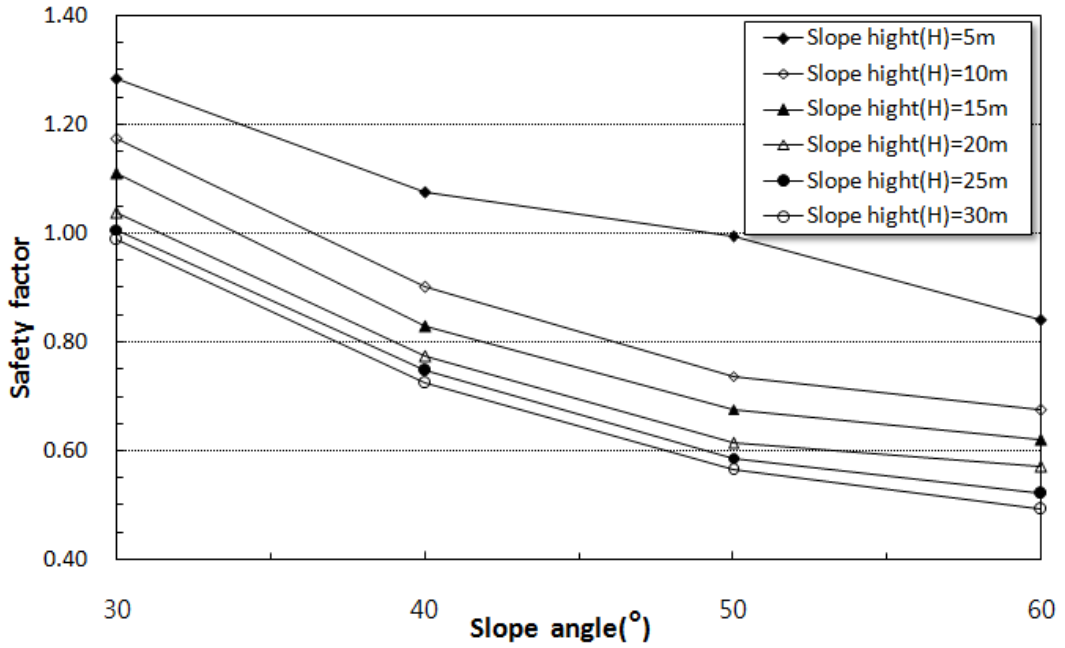


그림 4.50 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average, 수평거리 2m)

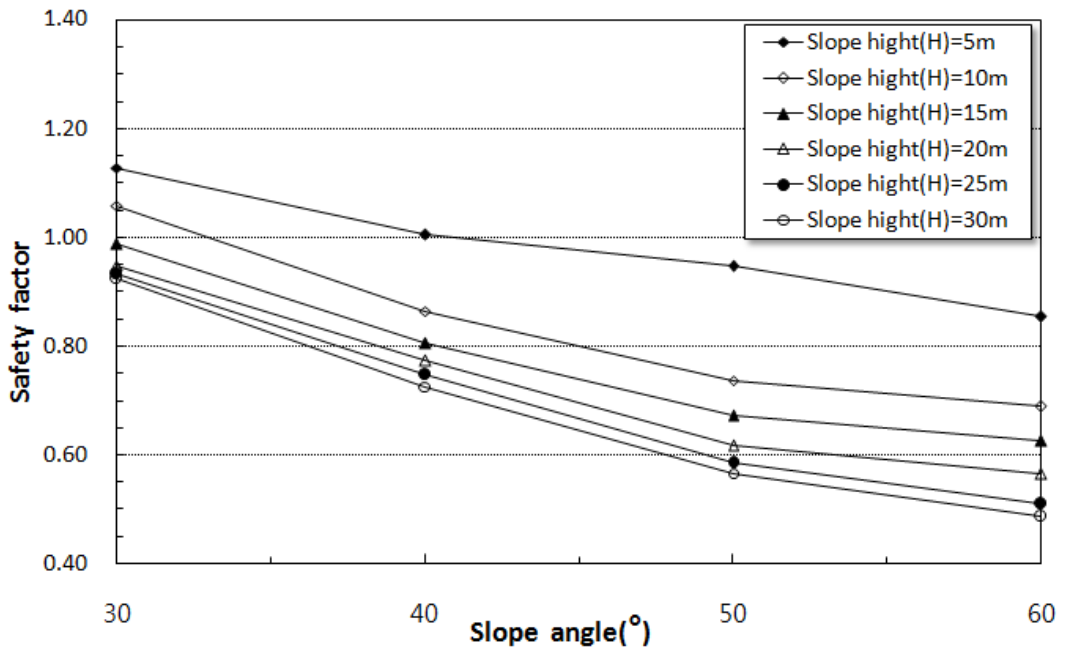


그림 4.51 사면경사각에 따른 안전율의 변화(Average)

그림 4.43에서 그림 4.51를 분석해 보면 다음과 같은 내용을 알 수 있다.

사면에서 가상 파괴면까지의 수평거리 1m와 2m일 때의 안전율을 비교해 보면 수평파괴거리(x)가 2m일 때의 안전율이 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu의 방법 모두 수평파괴거리(x)가 1m일 때보다 증가하는 경향을 보였다. 특히, 사면경사각 30° 일 때는 사면높이에 따른 평균안전율이 수평파괴거리(x)가 2m일 때의 안전율이 0.20정도로 강우를 고려하지 않는 안정해석 결과와 비교하여 다소 높은 증가를 보였다.

사면높이(H)가 5~10m 구간에서 사면의 높이에 따른 안전율의 변화량이 다른 구간의 안전율 변화량 보다 현저히 크게 나타나 강우를 고려하지 않는 안정해석 결과와 유사한 경향을 보였다. 수평파괴거리(x)가 1m일 때 이 구간의 안전율은 평균 0.116의 감소를 보이고 있으며, 수평파괴거리(x)가 2m인 경우 이 구간의 안전율은 평균 0.176의 감소를 보이고 있다. 수평파괴거리(x)가 2m인 경우에는 1m인 경우보다 이 구간의 안전율 감소폭이 약간 크지만 거의 차이가 없음을 알 수 있다. 또한, 사면경사각이 커지면서 그래프의 기울기가 더욱 감소하여 안전율의 감소율이 둔화되는 경향을 나타내고 있다.

표 4.5 안전율이 1.0일 때의 한계경사각

수평거리 (x , m)	사면높이 (H , m)	한계경사각(°)			
		Fellenius방법	Bishop방법	Janbu방법	평균
2	5	47.5	50.0	48.5	48.7
	10	36.0	37.5	36.0	36.5
	15	33.5	34.0	34.0	33.8
	20	31.0	32.5	31.0	31.5
	25	30.0	31.5	30.0	30.5
	30	29.5	30.5	29.5	29.8

표 4.5는 강우침투를 고려한 안정해석 결과를 나타낸 그림 4.43~그림 4.51에서 안전율이 1.0인 한계경사각을 나타낸 것이다. 수평과괴거리(x)가 1m인 경우 사면높이(H)에 관계없이 사면의 안전율이 1.0인 사면의 한계경사각은 30.0° 이하에서 나타나 30° 이상의 사면경사각에서는 안전율 1.0 이하로 나타남을 알 수 있다.

수평과괴거리(x)가 2m인 경우는 사면높이(H)가 5m에서 10m로 변하는 구간에서는 사면의 안전율이 1.0인 사면의 한계경사각은 각각 48.7° 및 36.5° 로 나타나고 있다. 또한, 사면높이(H)가 15m에서 20m로 변하는 구간에서는 각각 33.8° 및 31.5° 로 나타나고 있으며, 다음으로 사면높이(H)가 25m와 30m인 경우 한계경사각은 각각 30.5° 및 29.8° 로 나타났다.

수평과괴거리(x)가 1m인 경우와 2m인 경우에 사면의 높이에 따른 한계경사각은 강우를 고려하지 않는 해석결과와는 달리 다소 차이가 있는 것으로 나타났다. 또한, 수평과괴거리(x)가 2m인 경우에서 사면의 높이가 높을수록 한계경사각이 작게 나타났는데, 이는 사면의 높이와 경사각이 낮을수록 안전율이 크게 나타남을 의미한다.

4.3.3 강우침투로 인한 포화깊이 변화에 따른 안정해석

강우강도가 흙의 한계투수계수를 초과할 때 우수가 지중에 침투되기 시작하고 침윤선이 지중에 형성된다. 포화깊이(z_w)가 강우강도와 강우지속시간에 관계없이 지중으로 일정하게 증가한다고 가정하여 포화깊이에 따른 안전율을 분석하였다.

그림 4.33에서 수평과괴거리(x)는 1m로 고정시키고 포화깊이(z_w)를 0~5m까지 변화시키면서 사면경사(30° , 40° , 50°)와 사면높이(10m, 20m, 30m)에 대한 안전율의 변화를 분석하였다. 이를 바탕으로 강우침투를 고려한 포화깊이에 따른 얽은과괴에 대한 특성을 검토하였다.

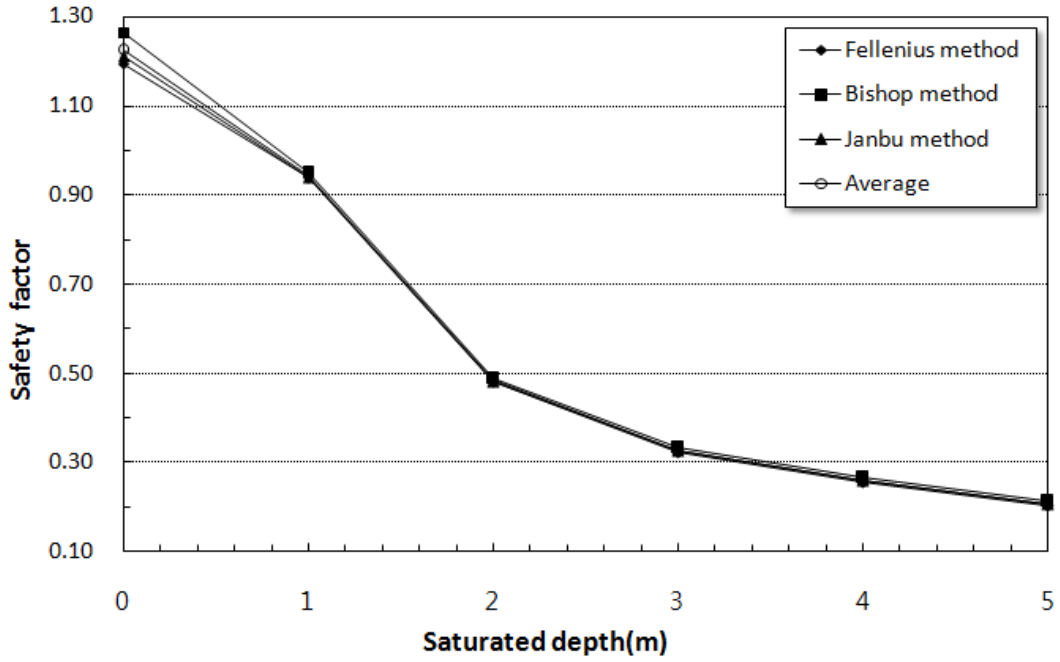


그림 4.52 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=10m$)

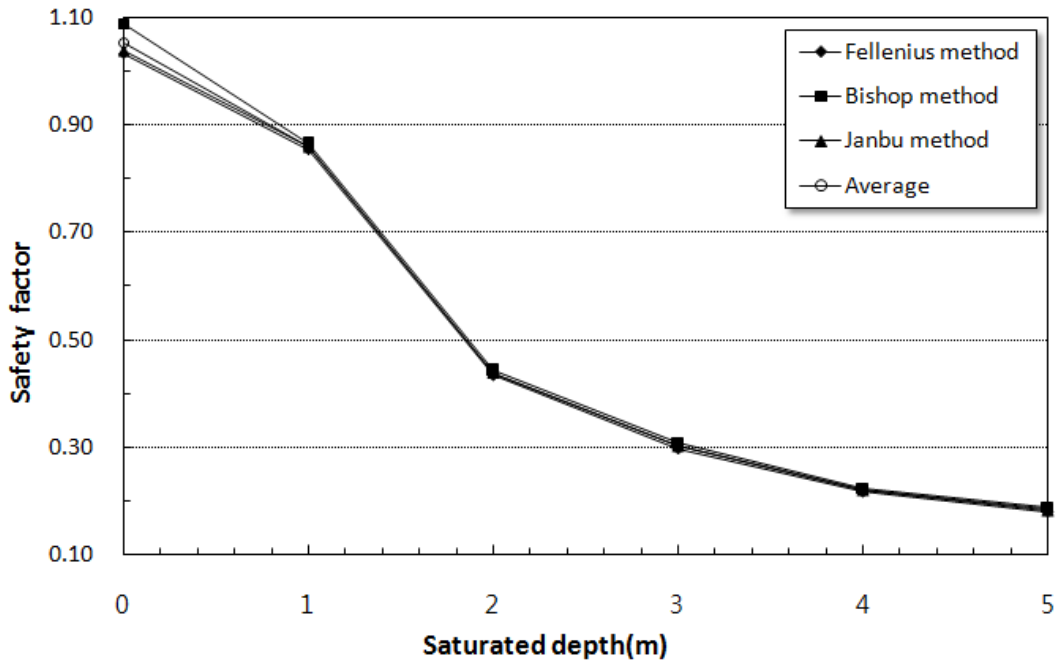


그림 4.53 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=20m$)

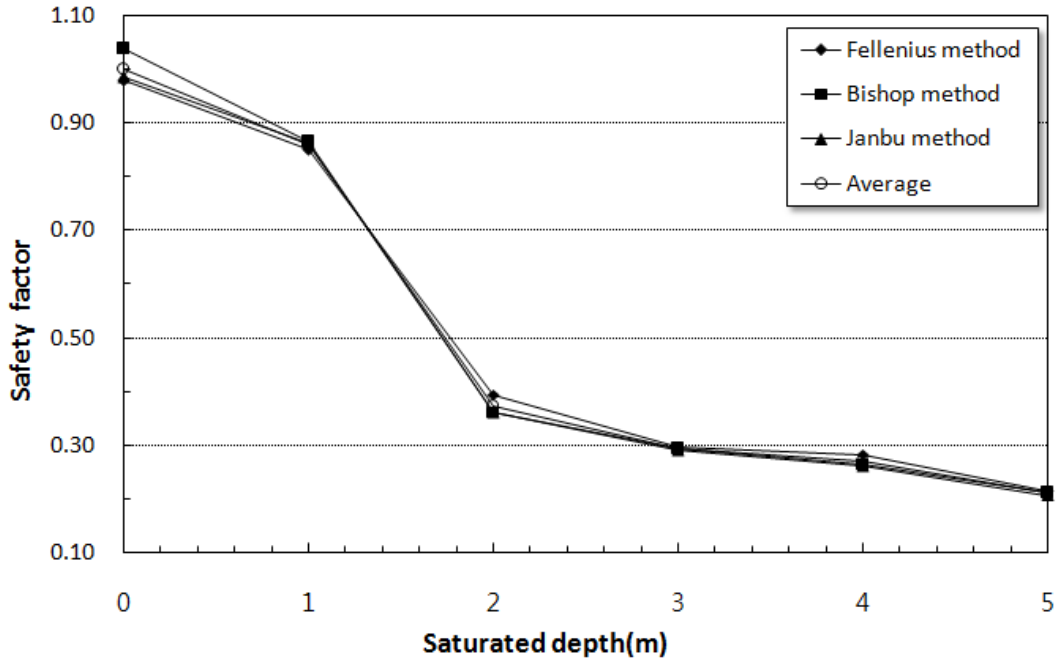


그림 4.54 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, $H=30m$)

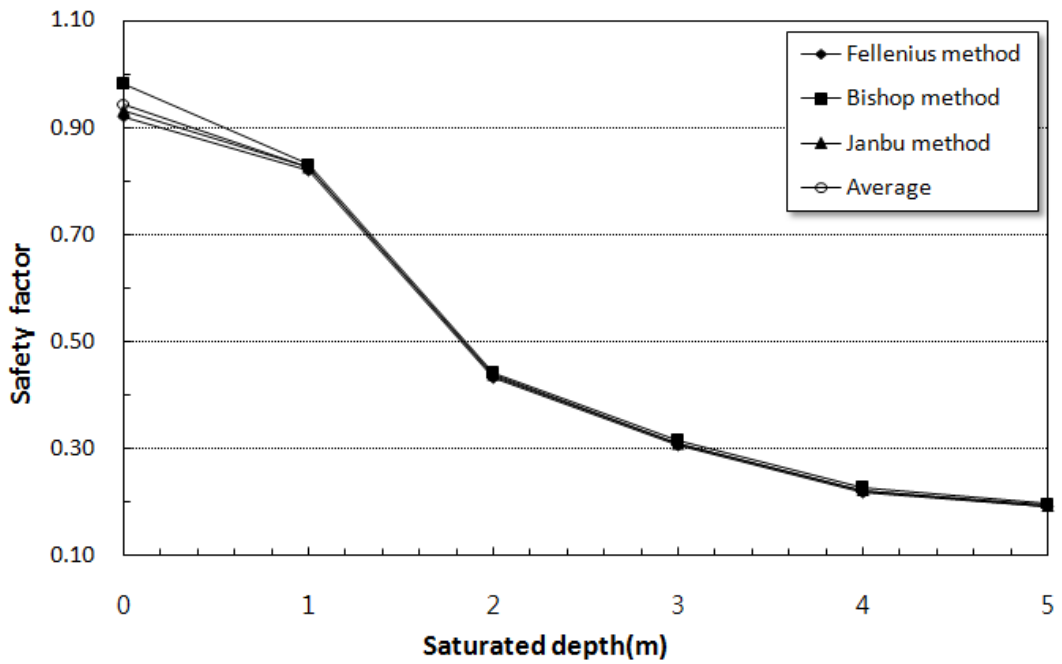


그림 4.55 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=10m$)

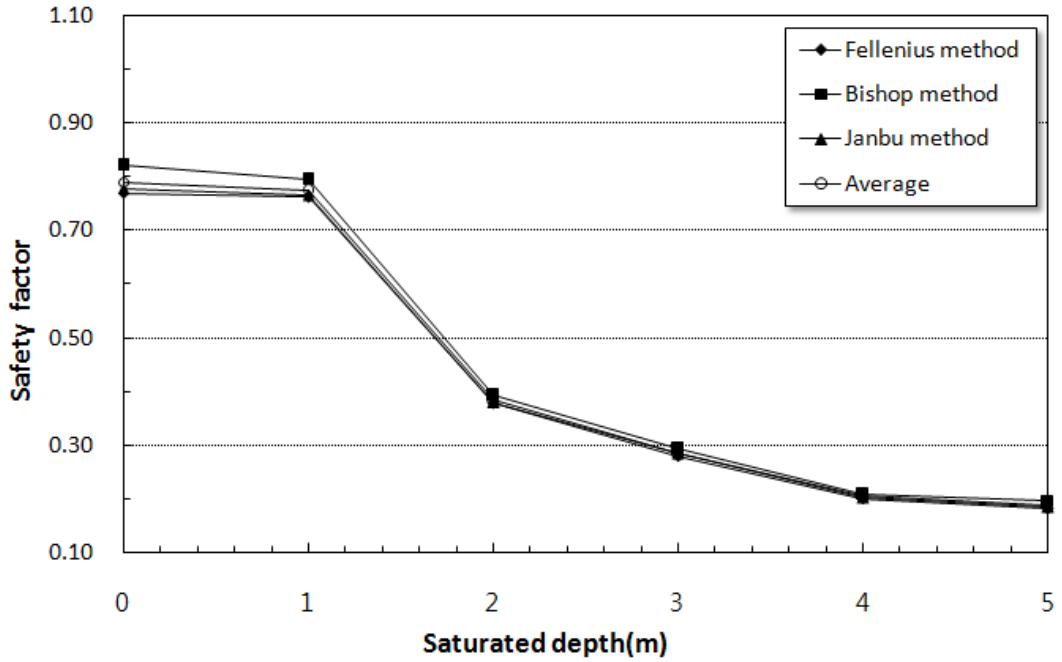


그림 4.56 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=20m$)

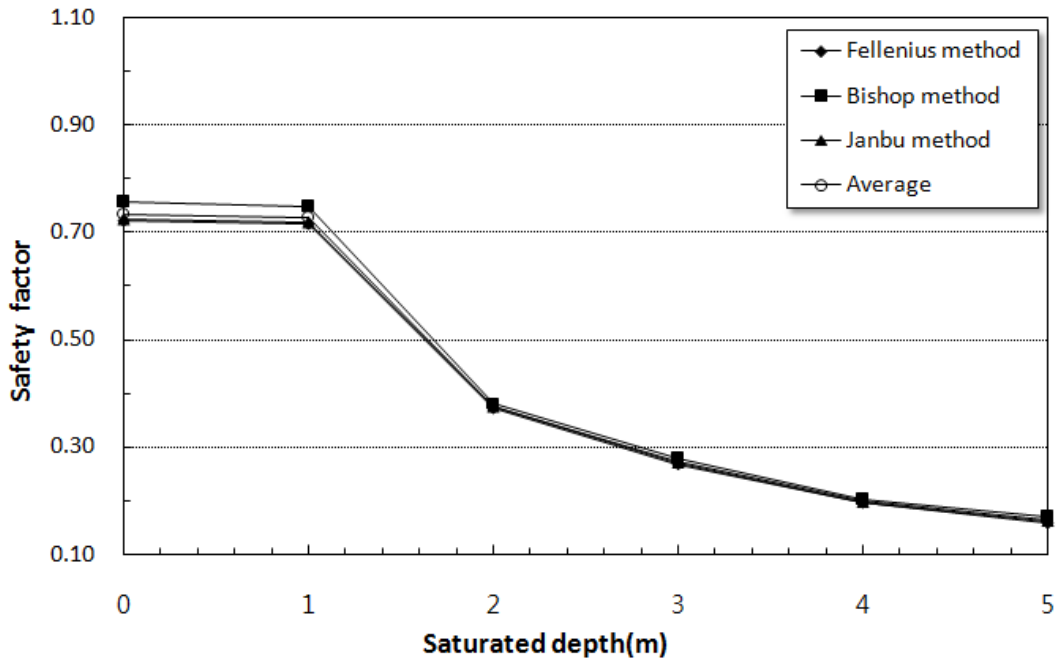


그림 4.57 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, $H=30m$)

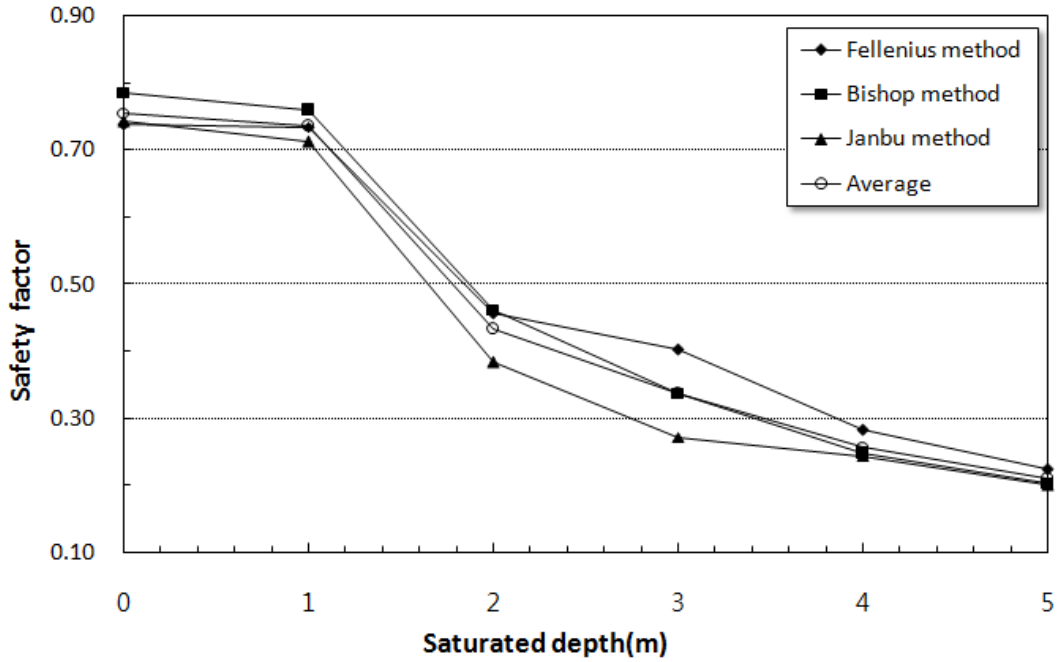


그림 4.58 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=10m$)

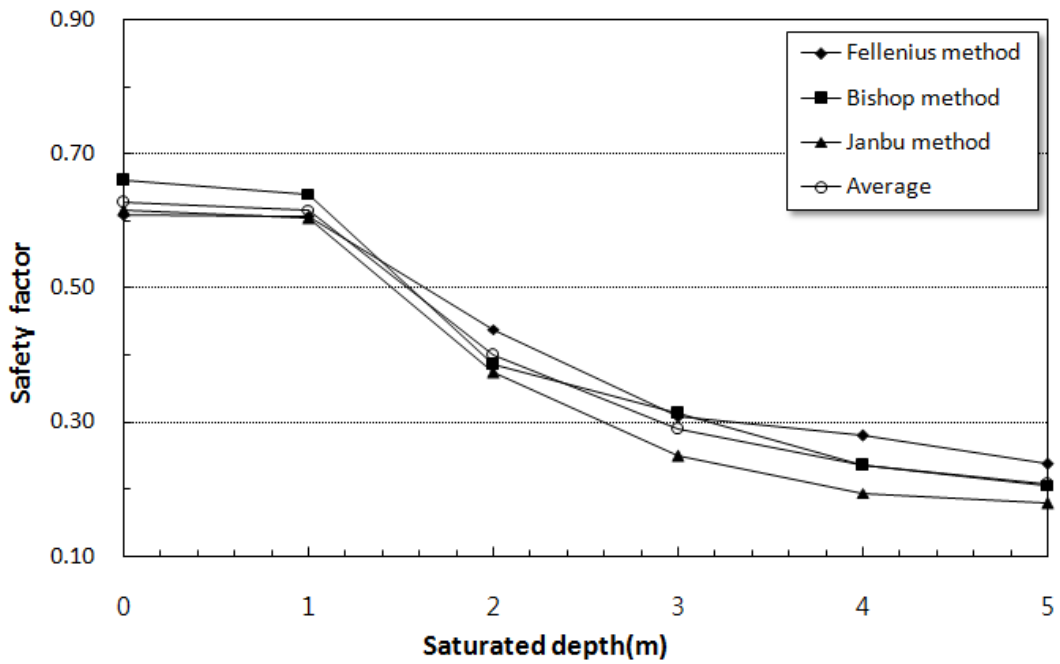


그림 4.59 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=20m$)

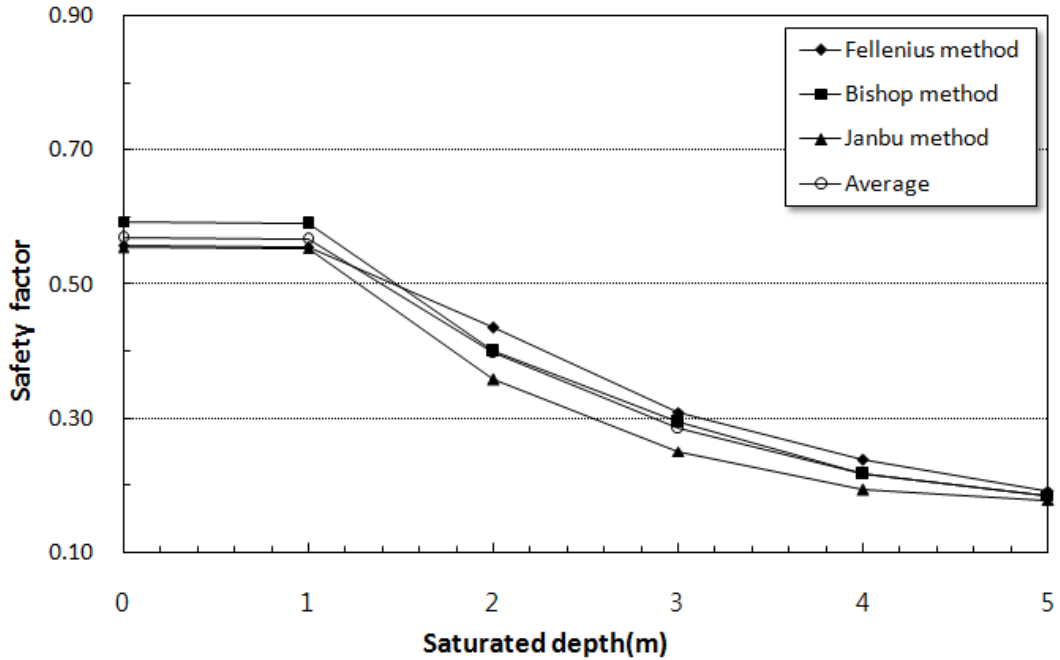


그림 4.60 포화깊이에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, $H=30m$)

그림 4.52~그림 4.60에서 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 방법으로 해석한 결과가 거의 일치하는 곡선으로 나타나고 있다.

사면의 경사각 30° 에서 사면높이(H)가 10m, 20m, 30m로 변할 때 안전율이 1이하인 지점은 포화깊이(z_w)가 각각 0.75m, 0.40m, 0.20m 이상일 때로 나타났다. 그러나 사면경사각 30° 이외의 경우는 사면의 경사각과 사면높이가 증가함에 따라 안전율은 모두 1.0이하로 나타나고 있으며 포화깊이(z_w)가 1m에서 급격하게 감소하는 경향을 보이고 있다. 이는 포화깊이(z_w)가 증가함에 따라 내부 전단강도의 감소가 급격히 진행되고 있기 때문인 것으로 여겨진다. 따라서 강우침투를 고려한 사면의 얕은파괴 검토에서 포화깊이(z_w)가 1m 내외일 때 안정해석에 주의가 요망된다고 할 수 있다.

4.3.4 강도정수(C, \emptyset) 변화에 따른 안정 해석

강우침투시 강도정수(C, \emptyset)에 따른 안전율의 변화특성을 살펴보고자 다음의 조건으로 안정해석을 실시하였다. 수평과괴거리 1m, 사면높이 20m, 포화깊이 1m의 조건에서 사면경사각(30°, 40°, 50°)별로 강도정수(C, \emptyset)를 각각 변화시키면서 안정 해석을 실시하여 사면안전율의 변화를 분석하였다.

그림 4.61에서 그림 4.69는 사면의 높이가 20m일 때 경사각이 30°, 40° 그리고 50°에서 점착력과 내부마찰각을 변화시키면서 해석(Fellenius, Bishop, Janbu)방법에 따라 안정해석을 실시하여 안전율의 변화를 나타낸 것이다.

그림 4.61에서 그림 4.69를 살펴보면 점착력과 내부마찰각 변화에 따라 안전율이 선형으로 증가함을 알 수 있다. 경사각이 30°에서 내부마찰각이 10° 증가함에 따라 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에서 안전율의 증가율이 약 40.8%, 39.8% 그리고 41.7% 정도의 증가를 나타내고 있다. 경사각이 40°에서는 약 38.3%, 32.6% 그리고 36.1% 정도의 증가를 나타내고 있으며, 경사각이 50°에서는 약 30.7%, 27.9% 그리고 24.5% 정도의 증가를 나타내고 있다.

사면경사각이 30°에서 점착력이 $1t/m^2$ 증가함에 따라 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에서 안전율의 증가율이 약 27.3%, 28.0% 그리고 30.1% 정도의 증가를 나타내고 있다. 경사각이 40°에서는 약 33.8%, 36.0% 그리고 34.4% 정도의 증가를 나타내고 있으며, 경사각이 50°에서는 약 38.7%, 39.4% 그리고 42.9% 정도의 증가를 나타내고 있다.

강도정수(C, \emptyset)를 각각 변화시키면서 안정해석을 실시한 결과 모든 사면경사각에서 내부마찰각이 10° 증가함에 따른 안전율의 증가율은 Fellenius해석법이 다소 과대하게 나타났으며, 점착력이 $1t/m^2$ 증가함에 안전율의 증가율은 Janbu해석법이 다소 과대하게 나타났다.

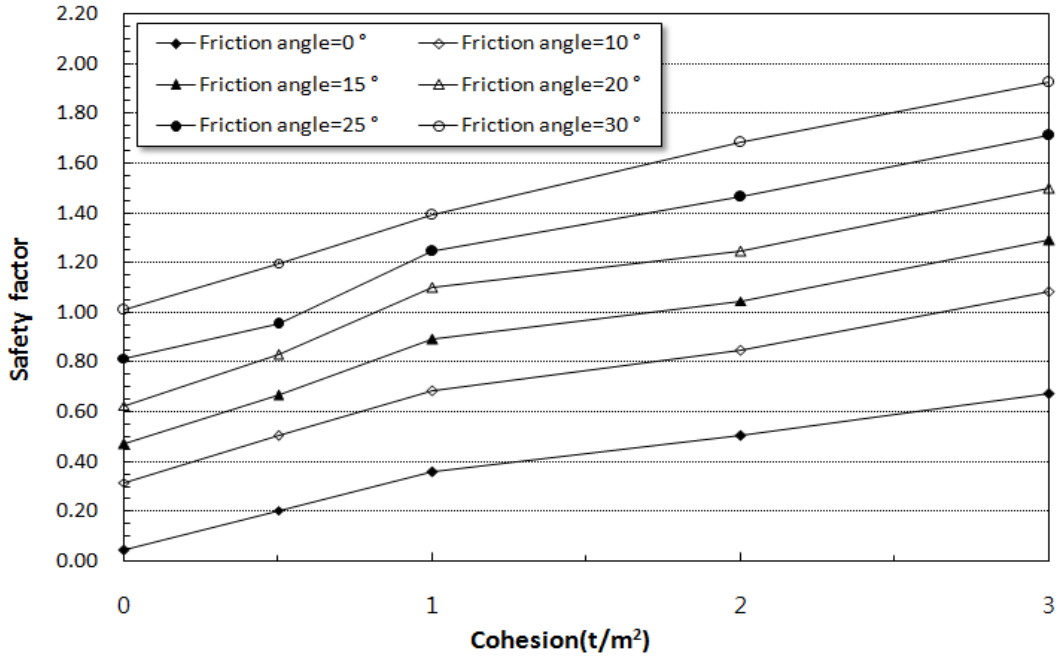


그림 4.61 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Fellenius 방법)

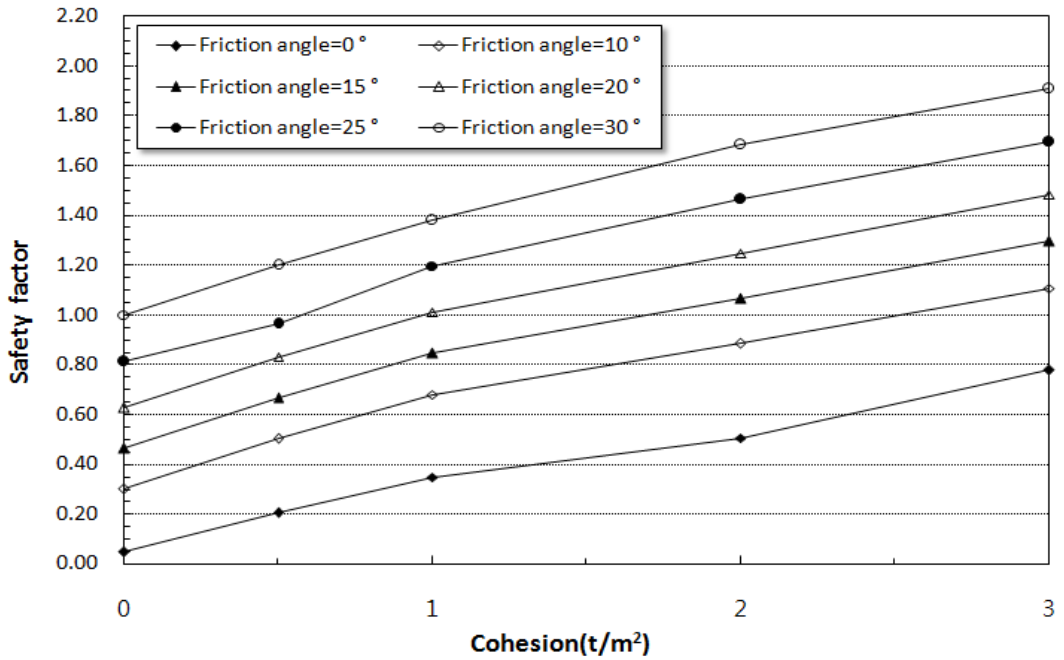


그림 4.62 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Bishop 방법)

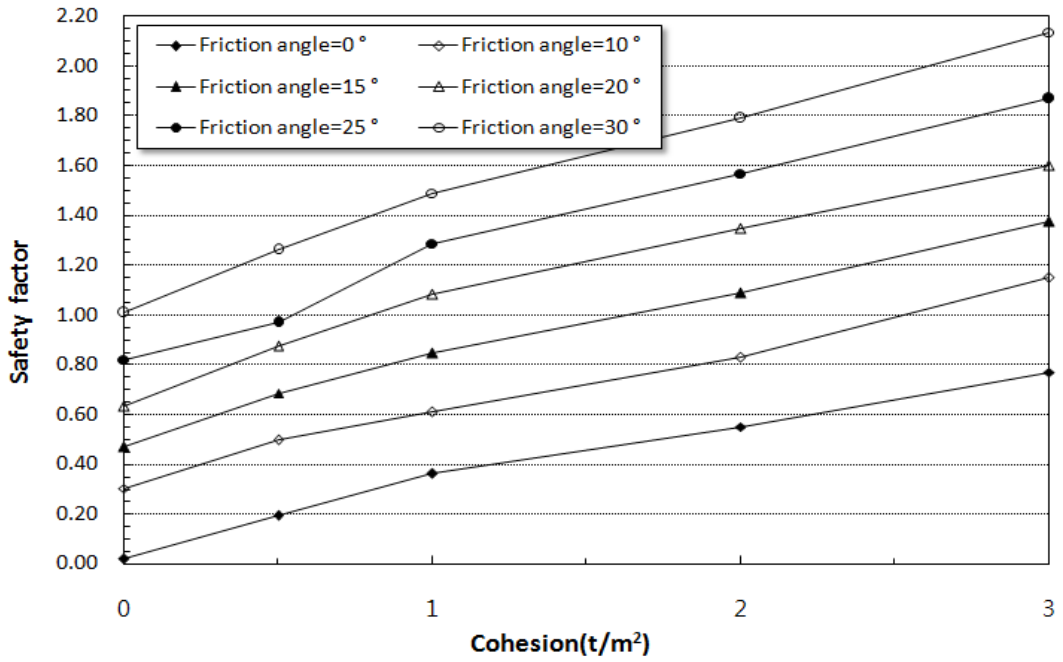


그림 4.63 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Janbu 방법)

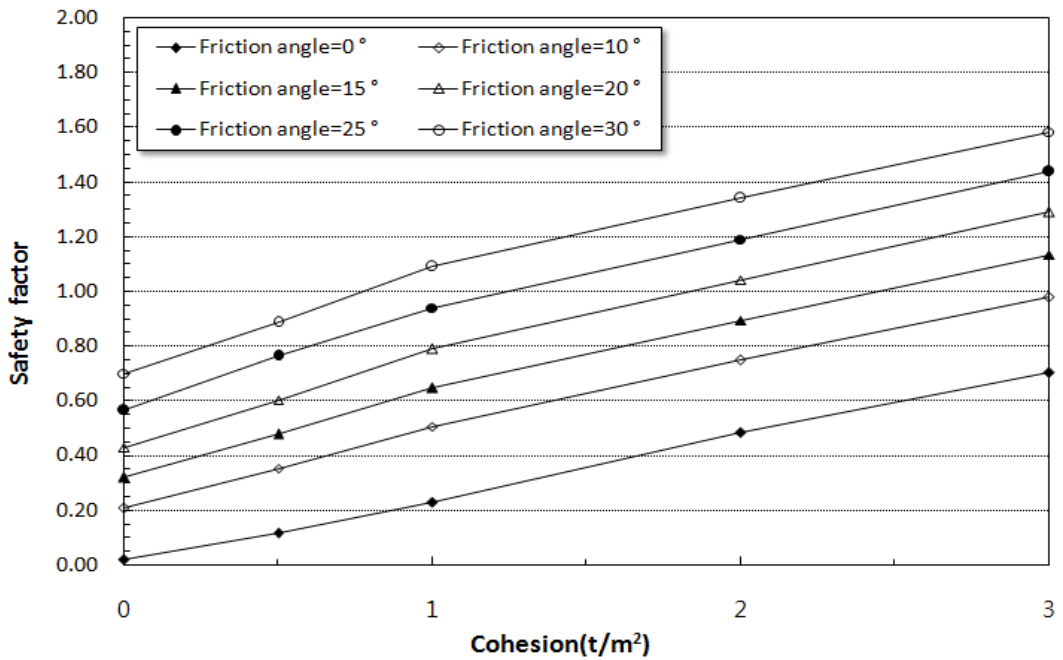


그림 4.64 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Fellenius 방법)

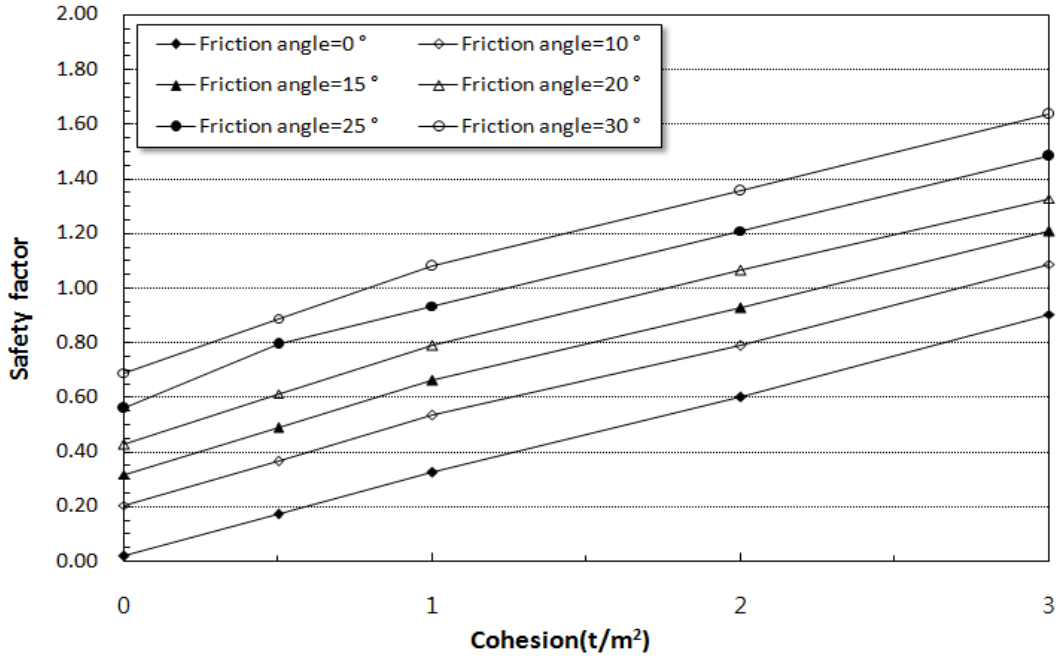


그림 4.65 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Bishop 방법)

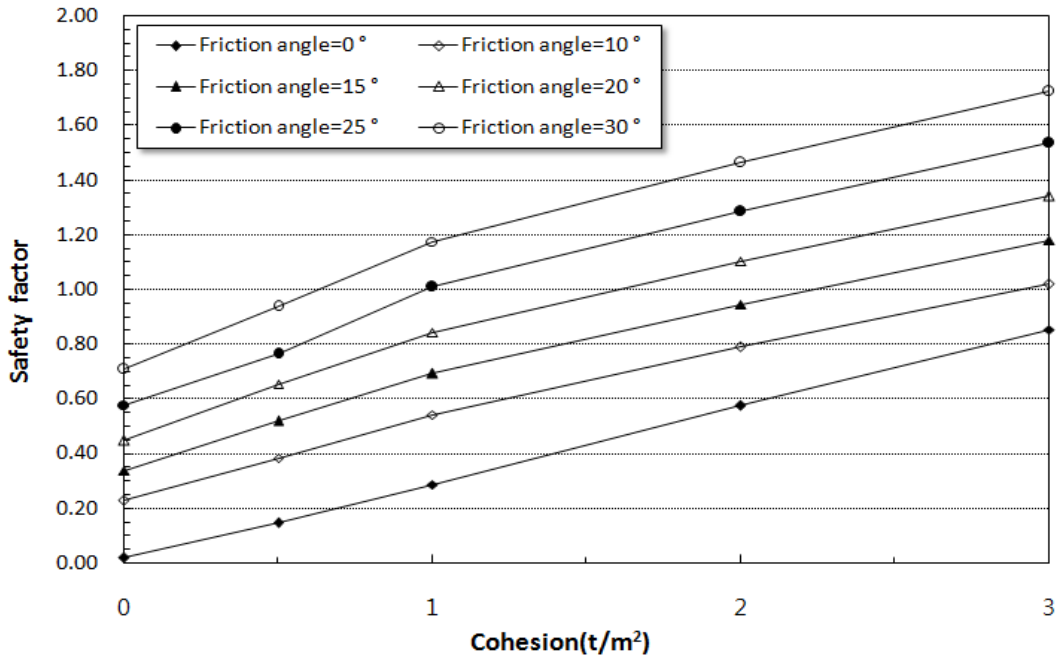


그림 4.66 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ$, Janbu 방법)

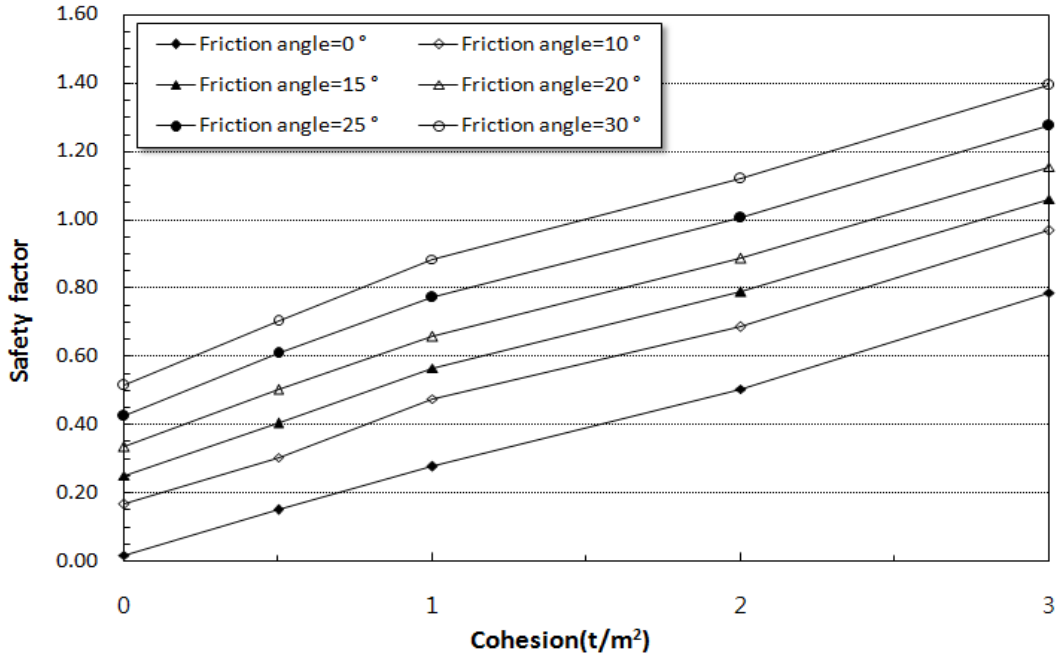


그림 4.67 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Fellenius 방법)

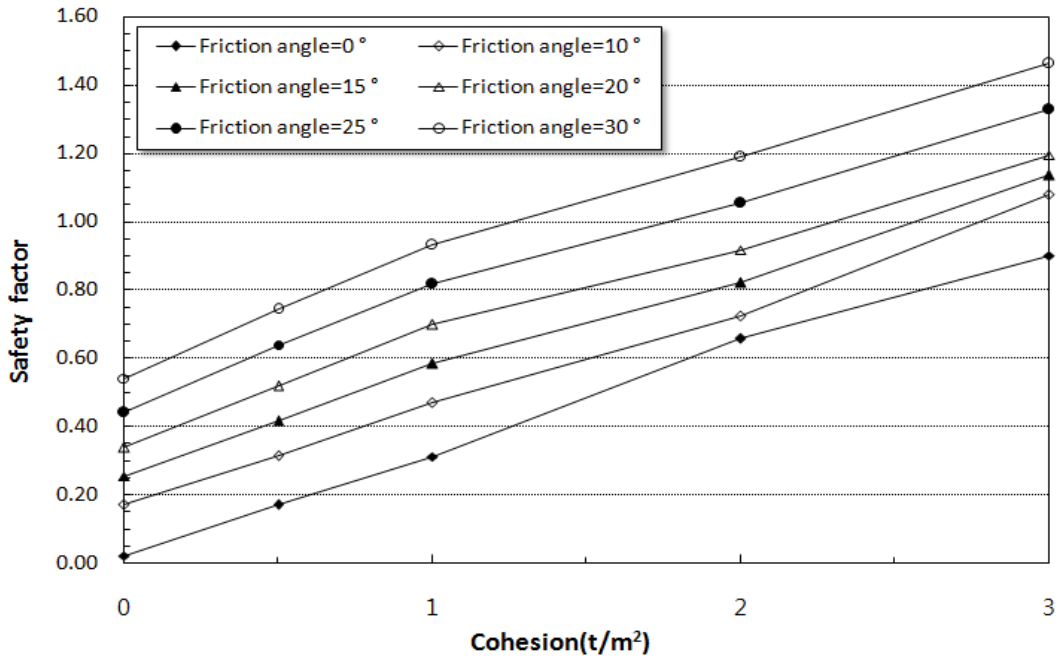


그림 4.68 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Bishop 방법)

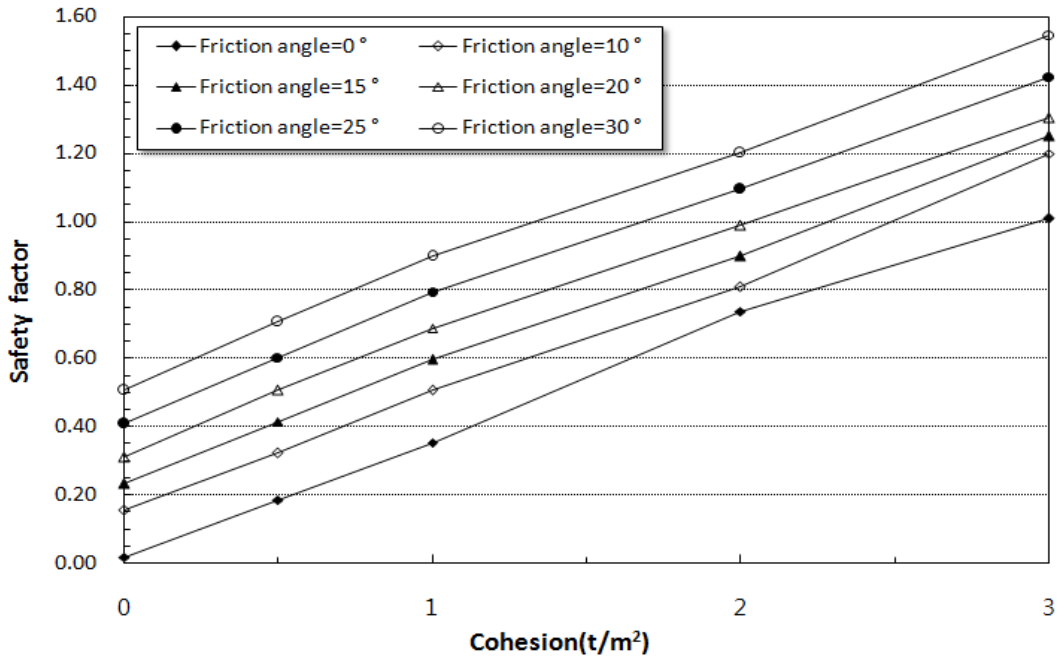


그림 4.69 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ$, Janbu 방법)

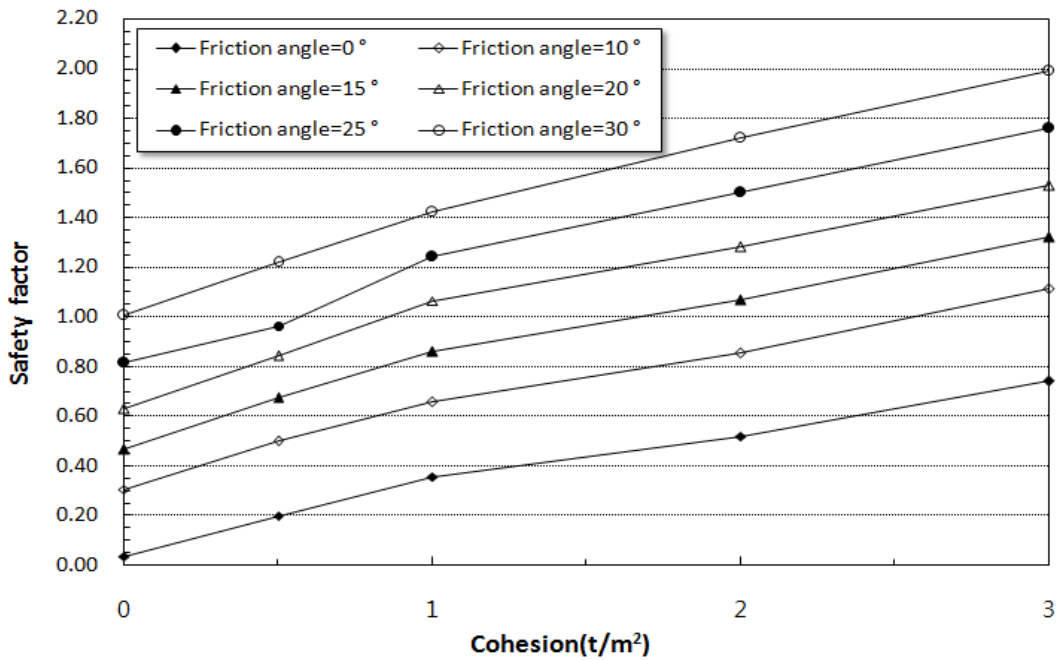


그림 4.70 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=30^\circ$, Average)

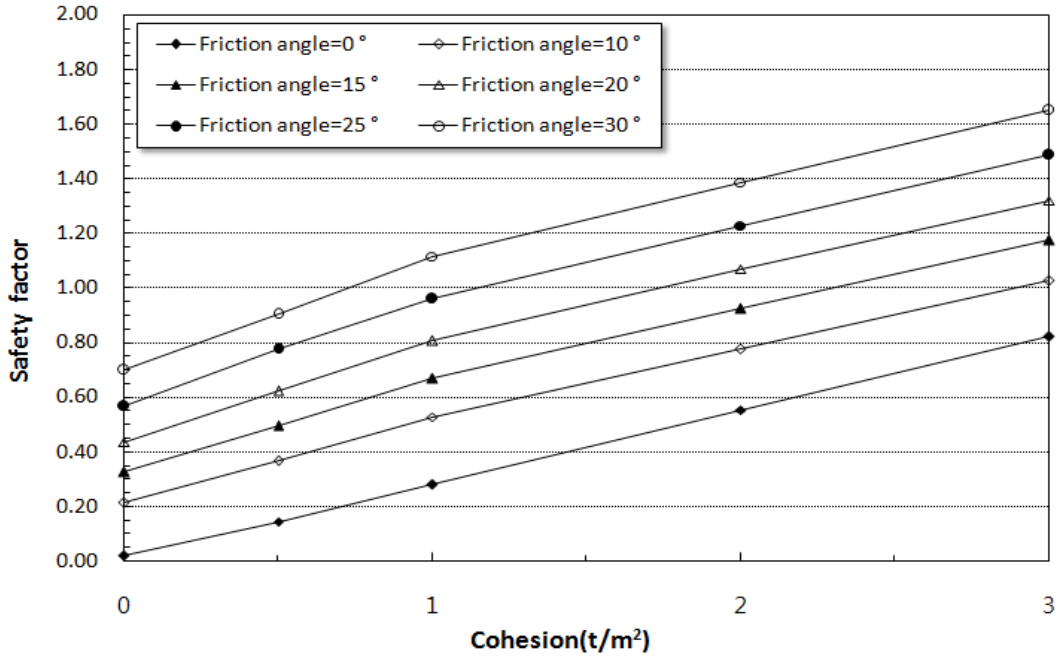


그림 4.71 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=40^\circ, Average$)

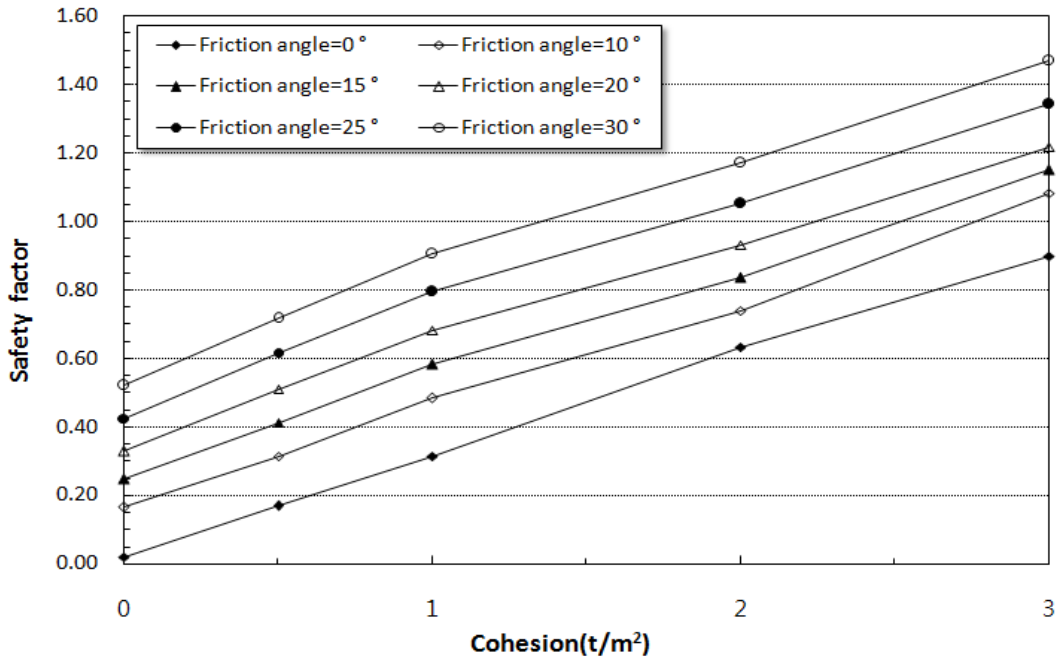


그림 4.72 강도정수(C, ϕ)에 따른 안전율의 변화($\beta=50^\circ, Average$)

그림 4.70에서 그림 4.72는 평균안전율의 변화를 나타낸 것이다. 그림 4.70에서 그림 4.72를 살펴보면 사면경사각이 30°에서 내부마찰각이 10° 증가함에 따라 안전율의 증가율이 평균 40.8%, 경사각이 40°에서 평균 35.7%, 경사각이 50°에서 평균 27.7% 정도의 증가를 보이고 있다. 이처럼 경사각이 증가함에 따라 안전율의 증가율이 작아지고 있음을 알 수 있으며 이와 같은 경향은 경사각이 클수록 안전율이 작아지기 때문인 것으로 여겨진다. 또한, 강우를 고려하지 않는 안정해석에 비해 안전율의 증가율이 2.0~4.0% 정도 더 작은 것으로 나타나고 있다. 이와 반면 사면경사각이 30°에서 점착력이 $1t/m^2$ 증가함에 안전율의 증가율이 평균 28.5%, 경사각이 40°에서 평균 34.7%, 경사각이 50°에서 평균 40.3% 정도의 증가를 보이고 있다. 이처럼 경사각이 증가함에 따라 안전율의 증가율이 커지고 있음을 알 수 있다. 또한, 강우를 고려하지 않는 안정해석에 비해 안전율의 증가율이 0.3~2.0% 정도 더 큰 것으로 나타났다. 위의 결과에서 강우침투를 고려한 안정해석에서는 내부마찰각의 증가보다 점착력의 증가에 따른 안전율의 증가율이 더 큼을 알 수 있었다.

강우시 사면경사각의 변화에 따라 안전율이 1.0이 되는 점착력과 내부마찰각의 범위는 표 4.6과 같다. 안전율이 1.0이 되는 점착력과 내부마찰각은 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu 해석방법에 관계없이 거의 유사한 값으로 나타났다. 사면경사각이 30°의 경우 내부마찰각이 10°일 때 평균점착력이 $2.57t/m^2$, 내부마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $0.87t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $0.00t/m^2$ 으로 나타났다. 또한, 사면경사각이 40°의 경우 내부마찰각이 10°일 때 평균점착력이 $2.91t/m^2$, 내부마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $1.73t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $0.74t/m^2$ 으로 나타났다. 다음으로 사면경사각이 50°의 경우 내부마찰각이 10°일 때 평균점착력이 $2.79t/m^2$, 내부마찰각이 20°일 때 평균점착력이 $2.25t/m^2$, 내부마찰각이 30°일 때 평균점착력이 $1.35t/m^2$ 으로 나타났다. 사면경사각이 증가할수록 동일 내부마찰각에서 안전율이 1.0이 되는 평균점착력은 증가하는 경향을 보였다. 이는 사면경사각이 증가할수록 사면파괴를 일으키는 전단응력의 증가가 발생하므로 이에 대응하기 때문이다. 또한, 강우를 고려하지 않는 해석결과에 비해 안전율이 1.0이 되는 점착력의 값이 조금 작은 값으로 나타났다.

표 4.6 안전율이 1.0일 때 점착력과 내부마찰각($H=20m$, $z_w=1.0m$)

사면경사각 (β , °)	내부마찰각 (ϕ , °)	점착력(c , t/m ²)			
		Fellenius방법	Bishop방법	Janbu방법	평균
30	10	2.65	2.52	2.54	2.57
	15	1.70	1.70	1.62	1.67
	20	0.82	1.00	0.80	0.87
	25	0.58	0.58	0.55	0.57
	30	0.00	0.00	0.00	0.00
40	10	3.05	2.70	2.98	2.91
	15	2.42	2.25	2.25	2.31
	20	1.85	1.75	1.60	1.73
	25	1.23	1.22	1.00	1.15
	30	0.78	0.79	0.65	0.74
50	10	3.10	2.78	2.50	2.79
	15	2.78	2.58	2.30	2.55
	20	2.43	2.30	2.03	2.25
	25	2.00	1.78	1.68	1.82
	30	1.48	1.25	1.32	1.35

제5장 해석결과 및 적용성 평가

5.1 사례현장의 지형 및 지층

행정구역상으로 전라남도 영광군 도로 확장 공사시 조성된 절토사면을 본 연구 적용 대상으로 하였다.

본 연구대상 지역의 지질은 시대 미상의 변성암류(주로 편암류 및 규암)와 중생대 쥐라기 각섬석 흑운모화강암을 기반암으로 하고 이를 부정합으로 피복하는 제4기 충적층 및 산록 퇴적물로 구성되어있다. 터널시공구간은 봉적층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 보통암층으로 되어있고 절토사면 구간은 화강풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층의 층서를 이루고 있다. 연구대상 구간인 절토사면구간의 지질은 소규모로 분포하는 선캠브리아기의 흑운모 편암, 고생대의 변성퇴적암류, 퇴적암류, 쥐라기의 흑운모화강암, 화강섬록암, 압쇄암 그리고 백악기의 유문암과 암맥으로 구성되어 있다.

연구대상지역의 절토사면부에 분포한 암석은 퇴적암류인 사암층과 셰일층 그리고 조립질의 흑운모를 20% 정도 함유한 전형적인 흑운모화강암이 산출한다. 이들 암층은 서로 관입-접촉관계에 있다. 즉, 쥐라기로 판단되는 흑운모화강암이 고생대의 퇴적암류인 사암층과 셰일층을 관입하였다. 이 결과 퇴적암층이 용기되어 급경사의 층리 및 절리가 발달되었으며, 또한 관입-접촉에 의한 응력으로 퇴적암에는 층리 및 절리에 직각방향으로 불규칙한 열극을 무수히 생성시켰으며, 흑운모화강암에도 불연속적이고 불규칙한 열극이 많이 발생되었다. 결국 이들 열극에 지표수가 유입해 풍화작용을 일으켜 상기 암반층들이 깊고 넓게 풍화되어 절토사면부의 90% 이상이 황갈색을 띤 화강풍화토층과 풍화대를 이루고 있다. 제

5.2 지반의 거동해석

현재 구성되어 있는 사면은 원지반을 절토하여 조성한 사면으로 지반의 구속응력 변화에 따른 변위가 사면안정에 미치는 영향을 검토하기 위하여 원지반에서 굴착한 경우에 대해서 지반거동해석을 실시하였다. 지반거동해석은 유한차분법에 의한 전산해석을 실시하였는데, 해석에 사용된 프로그램은 미국 Minnesota 소재 Itasca Consulting Group Inc.의 Peter Cundall 박사에 의해 개발된 FLAC(Fast Lagrangian Analysis of Continua) 2D 프로그램을 사용하였다.

5.2.1 FLAC의 개요

FLAC은 운동방정식(Equation of motion)을 기초로 하여 개발된 유한차분법(Explicit Finite Difference Code)을 이용한 프로그램인데 토질, 암반 등 Geo-technical 분야의 문제를 풀기 위해 개발된 프로그램이다. FLAC은 이미 세계 여러 토목설계회사에서 그 유용성을 인정받아 왔고, 최근에는 국내 토목계에서도 널리 활용되면서 그 실용성과 정확도를 인정받는 프로그램이다.

FLAC이 타 프로그램에 비하여 특별히 유용한 점은 explicit scheme을 사용하기 때문에 대변형 모드를 가지고 있어 토질 및 연암 등의 소성유동을 해석할 수 있다. 또한, 중력이 완전히 고려되기 때문에 지압이 아닌 중력에만 의한 천반 붕락 및 벽면 붕괴, 그리고 사면 붕락 등에 대한 안정성 검토가 용이하다는 점, 그리고 다양한 구성 방정식과 파괴론을 수용할 수 있어 실제상황에 부합한 것을 선택하여 사용할 수 있다는 점이다. 이 외에도 유한차분법이 다른 수치해석법, 즉 경계요소법 혹은 개별요소법 등에 비하여 우월한 특징들을 모두 가지고 있다. 반면, 지반공학적인 문제를 다양하게 해석 가능하게 하다 보니 프로그램의 사용이 까다롭고, 초기조건 및 경계조건에 따른 암반 및 토질의 반응을 보아가면서 해석을 수행하여야 하기 때문에 사용자 자신의 과학적이고도 합리적인 판단이 해석과정 중에도 필요하다. 이는 사용자의 주관적인 생각이 해석결과에 지대한 영향을 줄 수 있음을 의미하는 것이다. 또한 정적인 문제의 해석을 위해서도 동적인 과정을 거치면서 시간

추이 과정을 거쳐야 하는 번거로움이 있고, 해석시간이 좀 오래 걸린다는 단점이 있다.

5.2.2 FLAC의 해석과정

일반적으로 유한차분법은 크게 implicit scheme과 explicit scheme으로 나누어진 다. 이 두 방법 간의 큰 차이점은 implicit scheme은 유한요소법과 비슷하여 system matrix가 구성되어 푸는 형식이고, explicit scheme은 초기조건과 경계조건들로부터 각 점들의 미지수를 매 계산 단계별 계산하는 방식이다. 따라서 explicit scheme은 system matrix를 구성하지 않으므로 많은 수의 요소를 사용할 수 있으며, 비선형 및 대변형 모드 하에서의 계산에 제약이 없다. 다만, 계산의 안정성을 위해서는 계산 단계간의 시간 증분이 작아야 하므로 많은 계산 단계를 거친 후에야 원하는 답을 얻을 수 있다. 기본적인 계산과정은 그림 5.1과 같다.

초기조건과 경계조건으로부터 힘 또는 변위가 주어지면 각각 운동방정식과 구성방정식을 이용, 변위 및 힘을 계산하면서 경계가 아닌 내부의 요소들까지 계산을 완료하고, 한 단계의 계산이 끝나면 연속적으로 시간증분 만큼의 시간이 경과한 후의 값을 계산해 나가는 방식이다. 따라서 비선형 물체의 해석에서도 특별한 조치를 취할 필요가 없고, 대변형 모드에서는 매 단계 계산이 끝나면, 각 절점들은 계산된 변위만큼 이동하므로, 계산과정 중에서 발생한 geometry의 변화와 이에 수반되는 응력 및 변형률의 변화가 모두 해석상에 고려된다.

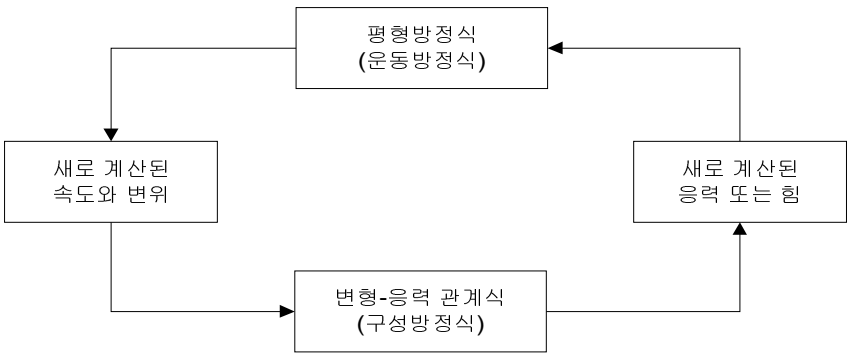


그림 5.1 FLAC의 단계별 계산과정

FLAC을 이용한 해석과정은 크게 3단계로 구분된다. Model setup 단계, 변화단계, 출력단계이다.

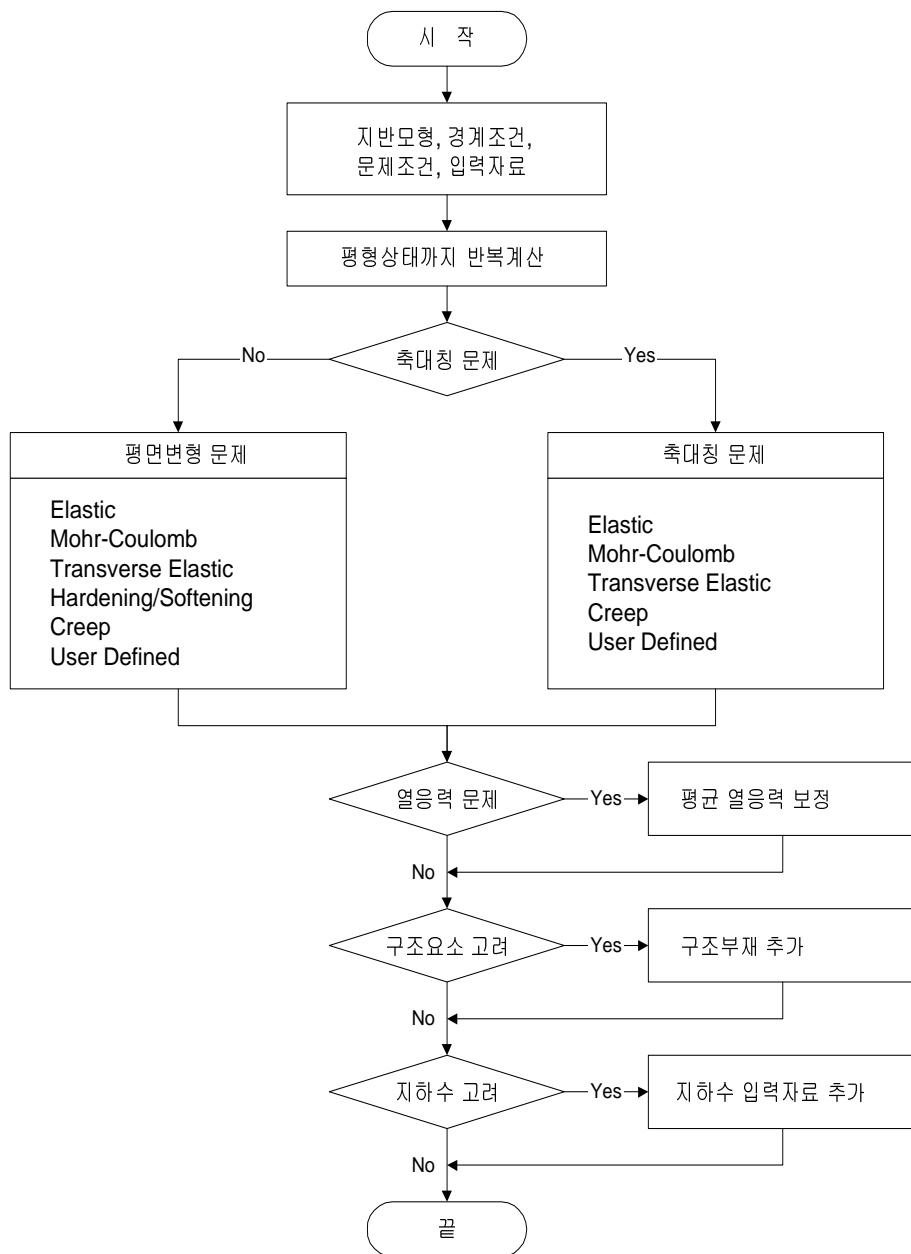


그림 5.2 *FLAC*의 해석과정

해석과정의 Flow chart는 그림 5.2와 같다. Model setup 단계는 해석과정에서 볼 수 있듯이 일반적인 유한요소법이나 경계요소법과는 달리 동적인 과정을 통하여 해석을 수행하므로 충분히 계산 단계를 진행시켜 평형에 도달시키는 것이 매우 중요하다. 평형에 도달하였는지의 여부는 사용자의 판단에 따르나 일반적으로 물체가 평형상태에 있으려면 물체 내부의 임의의 점에 대하여 사방에서 작용하는 힘이 서로 평형을 이루어야 하는데, 평형을 이루지 못하고 남는 힘인 불평형력의 크기 및 물체 내부에서의 최대속도 등을 관찰, 이들 값이 일정 수준으로 수렴함을 관찰함으로써 평형상태 도달 여부를 판단한다.

5.2.3 입력 토질정수 및 해석결과

본 연구에서는 FLAC-2D의 구성모델 중 항복거동을 비교적 잘 표현할 수 있는 것으로 알려진 Mohr-Coulomb Plasticity Model을 선정하여 해석에 적용하였다. 사용된 화강풍화토층의 토질정수는 현장에서 채취한 교란 및 불교란 시료에 대해 함수비시험, 비중시험, 단위중량시험, 직접전단시험 등을 실시하여 얻어진 결과를 활용하였으며 암층의 지반정수는 현장조사 자료와 주변지반 보링자료를 활용하여 표 5.1에 제시한 값으로 결정하여 안정해석에 적용하였다. 또한, 해석단면은 A, B구역의 사면경사가 1:1.5인 경우와 1:1.7인 경우로 구분하여 해석을 실시하였다.

표 5.1 해석에 적용된 화강풍화토 및 암층의 지반정수

토질정수 토층	단위중량 ($\gamma_t, t/m^3$)	점착력 ($C, t/m^2$)	내부마찰각 ($\phi, ^\circ$)
토 사(화강풍화토)	1.80	0.50	25.0
풍화암	2.10	3.00	35.0
연 암	2.30	7.00	40.0
경 암	2.70	10.00	40.0

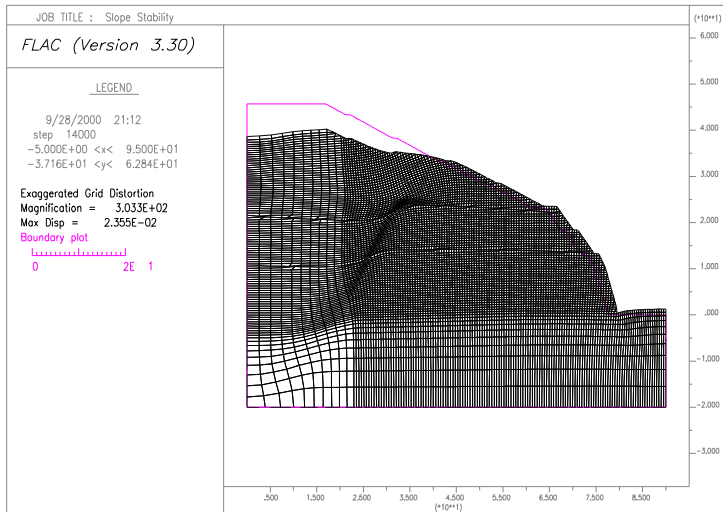
그림 5.3에서 그림 5.6은 각 구역의 단면별 해석결과를 나타낸 것이다.

FLAC 프로그램에 의한 지반거동해석을 수행한 결과 그림 5.3에서 그림 5.6에 나타나 있는 변위방향은 구속응력이 제거된 수평방향으로 진행되고 있다. A구역의 사면경사가 1:1.5인 경우의 최대수평변위는 2.355cm으로 나타나 북부부분의 파괴가능성이 높은 것으로 나타났으며 또한, 사면 표층부분의 응력집중이 있는 것으로 보아 부분적인 파괴가능성이 있는 것으로 나타났다. 사면경사가 1:1.7인 경우의 최대수평변위는 1.977cm로 나타나 사면표층부분과 중간부분에 소성영역이 발생하여 부분적으로 표층부분의 파괴가능성이 내재하고 있는 것으로 나타났다.

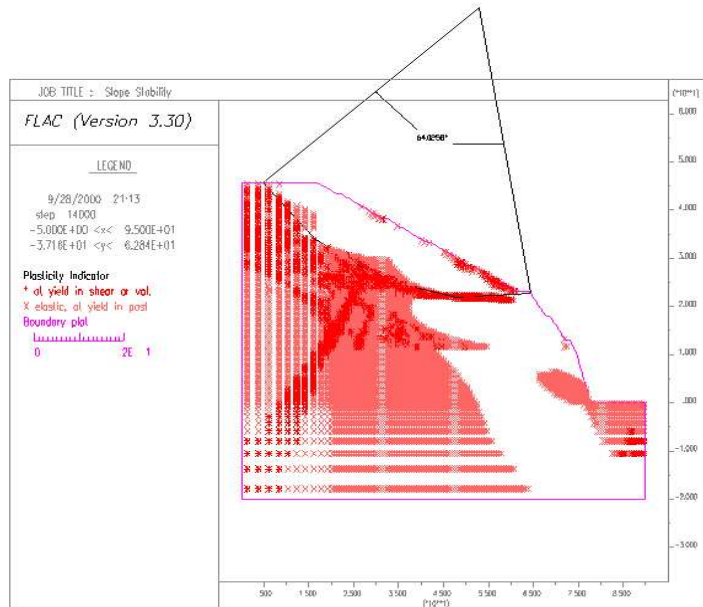
B구역의 사면경사가 1:1.5인 경우의 최대수평변위는 2.949cm으로 나타났고 사면표층부분과 중간부분에 소성영역이 발생하여 부분적인 파괴가능성이 있는 것으로 나타났다. 사면경사가 1:1.7인 경우의 최대수평변위는 2.406cm로 나타나 사면표층부분에 응력이 집중되어 부분적으로 표층부분의 파괴가능성이 내재하고 있는 것으로 나타났다.

표 5.2 구역별 사면경사에 따른 최대수평변위

구역 사면경사	A구역 (cm)	B구역 (cm)
1:1.5($\beta=33.7^\circ$)	2.355	2.949
1:1.7($\beta=30.5^\circ$)	1.977	2.406

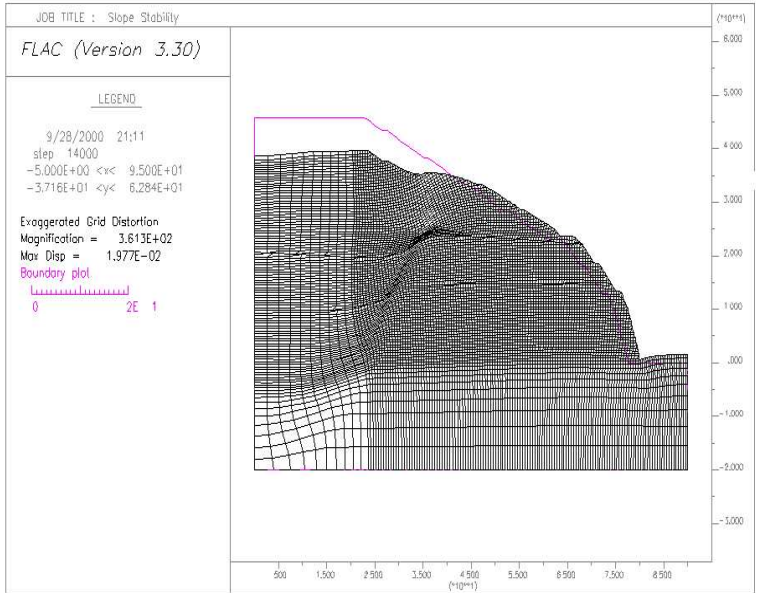


(a) 변위

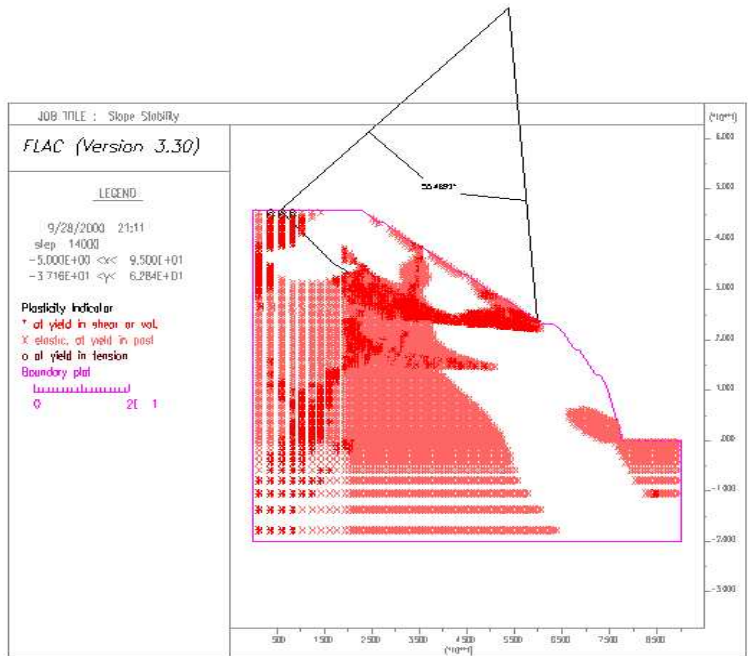


(b) 응력

그림 5.3 사면경사 1:1.5일 때의 변위(A구역)

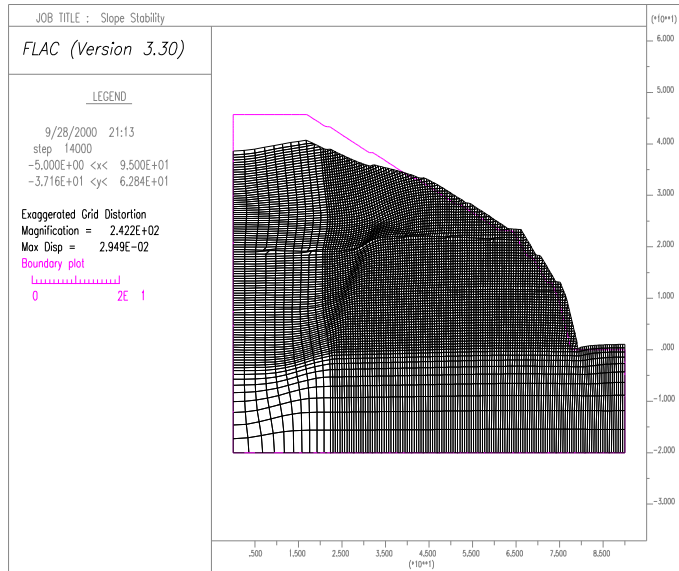


(a) 변위

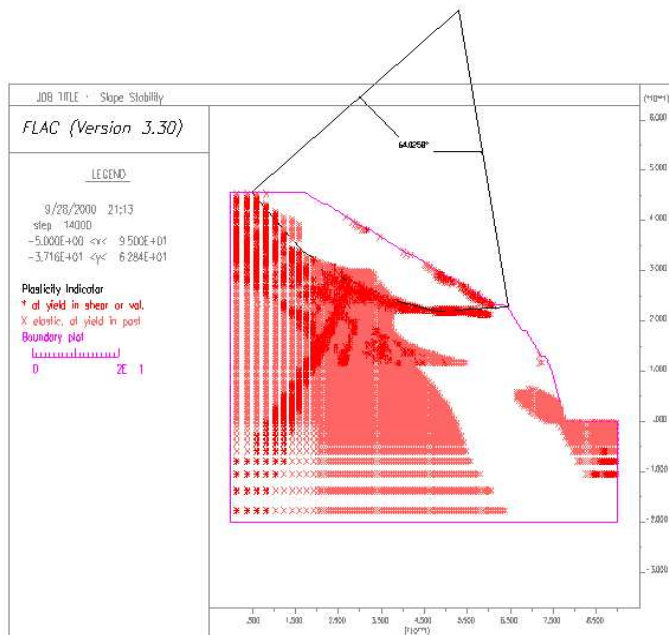


(b) 응력

그림 5.4 사면경사 1:1.7일 때의 변위(A구역)

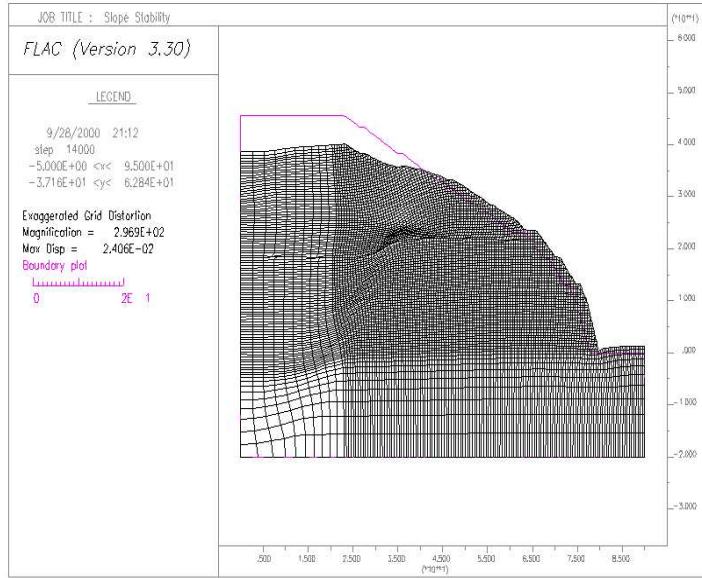


(a) 변위

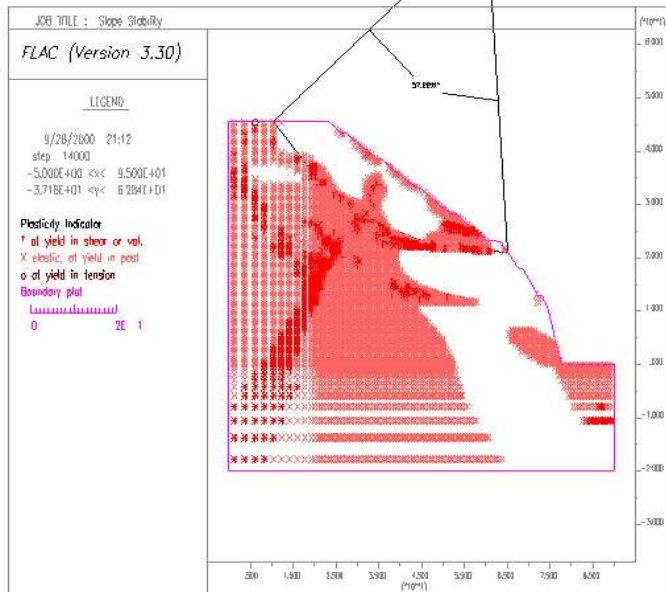


(b) 응력

그림 5.5 사면경사 1:1.5일 때의 변위(B구역)



(a) 변위



(b) 응력

그림 5.6 사면경사 1:1.7일 때의 변위(B구역)

5.3 사례현장의 적용성 평가

4장에서 실시된 사면안정해석 결과를 이용하여 실제 절토사면에 대한 적용성을 검토해 보았다. 해석방법으로는 4장에서 안정해석시 적용한 Fellenius, Bishop 그리고 Janbu의 방법을 적용하였으며, 대상사면의 해석에 적용한 강도정수는 현장조사 자료 및 기존자료를 참고하여 표 5.1에 제시한 값을 이용하였다.

사례현장의 대상사면은 A와 B구역 해석단면으로 구분하여 적용하였으며, 대상사면의 높이는 각각 24m와 29m로 측정되었다.

A와 B구역에서 선정된 해석단면의 경사를 1:1.0(45°), 1:1.2(40°)와 지반거동해석에서 적용된 1:1.5(34°), 1:1.7(30°)에 대해 강우를 고려하지 않는 경우와 강우침투를 고려한 경우로 구분하여 4장의 해석결과를 이용하여 각각 분석해 보았다. 강우를 고려하지 않는 경우의 해석에는 그림 4.11에서 그림 4.16, 강우침투를 고려한 경우의 해석에는 그림 4.43에서 그림 4.48을 이용하여 해석을 실시하였다.

해석결과는 표 5.3 및 그림 5.7에서 그림 5.10에 나타내었다. 전반적인 안전율의 값이 1.0이하의 값을 보여 얇은파괴의 가능성을 보이는 것으로 나타났다.

표 5.3 사례현장 구역별 해석사면의 최소 안전율

구 분		A구역 해석사면				B구역 해석사면			
		1:1.0 ($\beta=45^\circ$)	1:1.2 ($\beta=40^\circ$)	1:1.5 ($\beta=34^\circ$)	1:1.7 ($\beta=30^\circ$)	1:1.0 ($\beta=45^\circ$)	1:1.2 ($\beta=40^\circ$)	1:1.5 ($\beta=34^\circ$)	1:1.7 ($\beta=30^\circ$)
건 기 시	Fellenius	0.67	0.76	0.91	1.01	0.64	0.72	0.88	0.98
	Bishop	0.70	0.78	0.95	1.07	0.68	0.77	0.93	1.04
	Janbu	0.68	0.77	0.92	1.04	0.64	0.73	0.88	1.00
	평 균	0.68	0.77	0.93	1.04	0.65	0.74	0.90	1.01
우 기 시	Fellenius	0.65	0.74	0.81	0.85	0.63	0.70	0.78	0.84
	Bishop	0.68	0.76	0.83	0.87	0.67	0.74	0.82	0.87
	Janbu	0.67	0.74	0.82	0.86	0.63	0.71	0.80	0.86
	평 균	0.67	0.75	0.85	0.86	0.64	0.72	0.80	0.86

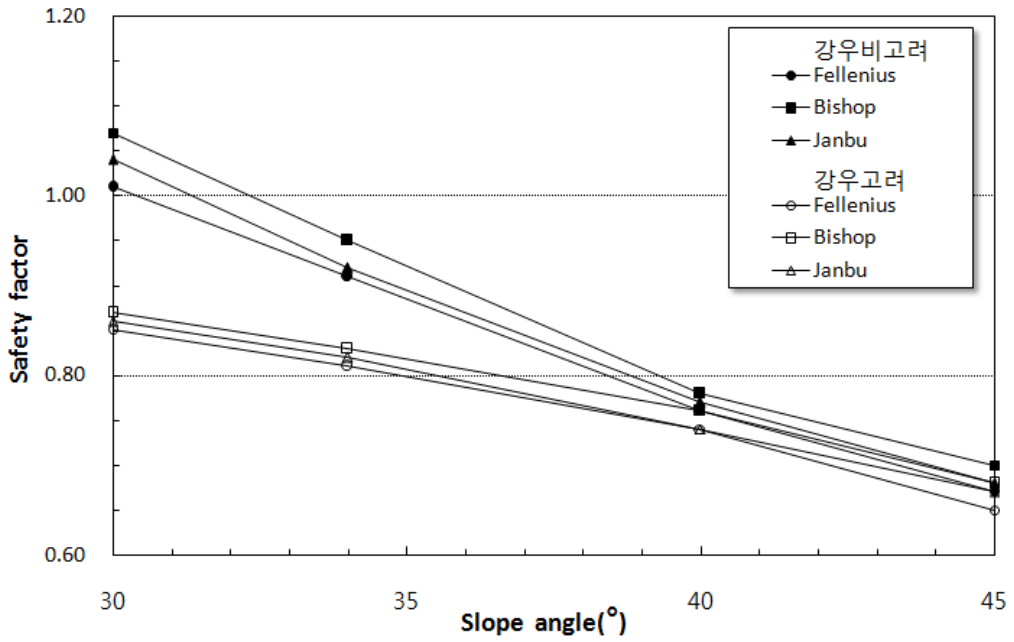


그림 5.7 A구역 해석사면의 안전율의 변화

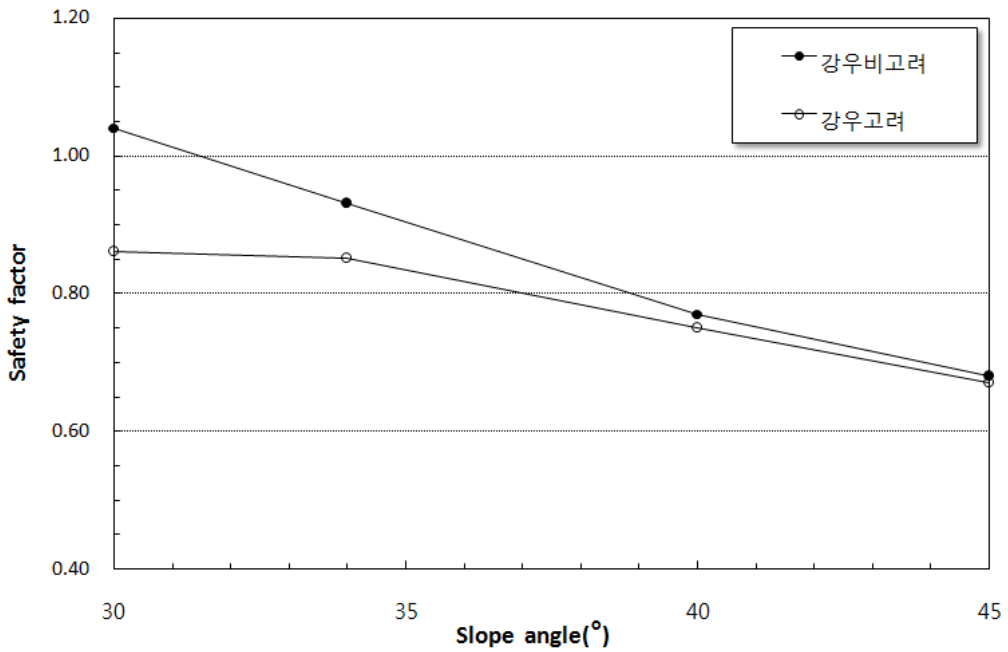


그림 5.8 A구역 해석사면의 평균 안전율의 변화

그림 5.7과 그림 5.8은 A구역 해석사면의 결과를 나타낸 것이다.

높이 24m의 해석사면에서 얇은파괴는 사면경사를 1:1.0에서 1:1.7로 완만하게 변화시키면서 해석을 실시한 결과 안전율의 상승이 조금 나타났다. 강우를 고려하지 않는 경우의 안전율 증가 값은 Fellenius방법일 때 0.34, Bishop방법일 때 0.37, Janbu방법일 때 0.36으로 평균 0.36의 증가를 보이는 것으로 나타났다. 강우침투를 고려한 경우의 안전율 증가 값은 Fellenius방법일 때 0.20, Bishop방법일 때 0.19, Janbu방법일 때 0.19로 평균 0.19의 증가를 보이는 것으로 나타났다.

이 결과에서 보면 사면높이가 높은 경우 얇은파괴는 사면의 경사를 완만하게 변화시켜도 안전율의 상승이 현저하게 증가하지 않았으며 특히, 강우침투를 고려한 경우의 안전율 증가가 현저하게 작게 나타났다. 또한, 사면의 경사각이 커질수록 강우를 고려하지 않는 경우와 고려하는 경우의 안전율 값의 차이가 감소하는 경향으로 나타났다. 이는 우기일수록 그리고 사면경사각이 클수록 안전율이 낮게 분포하기 때문인 것으로 생각된다.

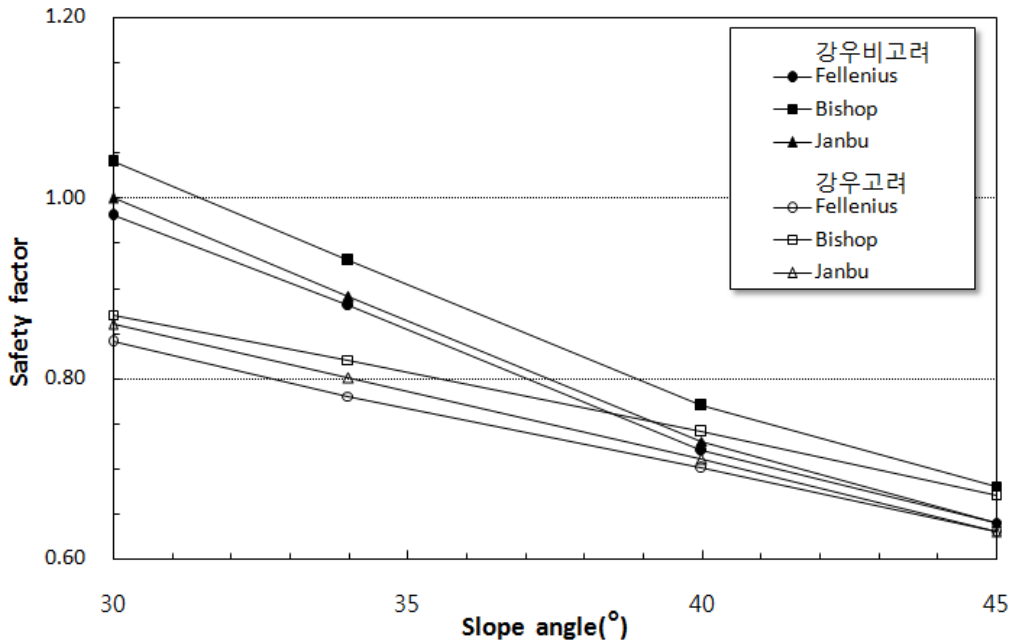


그림 5.9 B구역 해석사면의 안전율의 변화

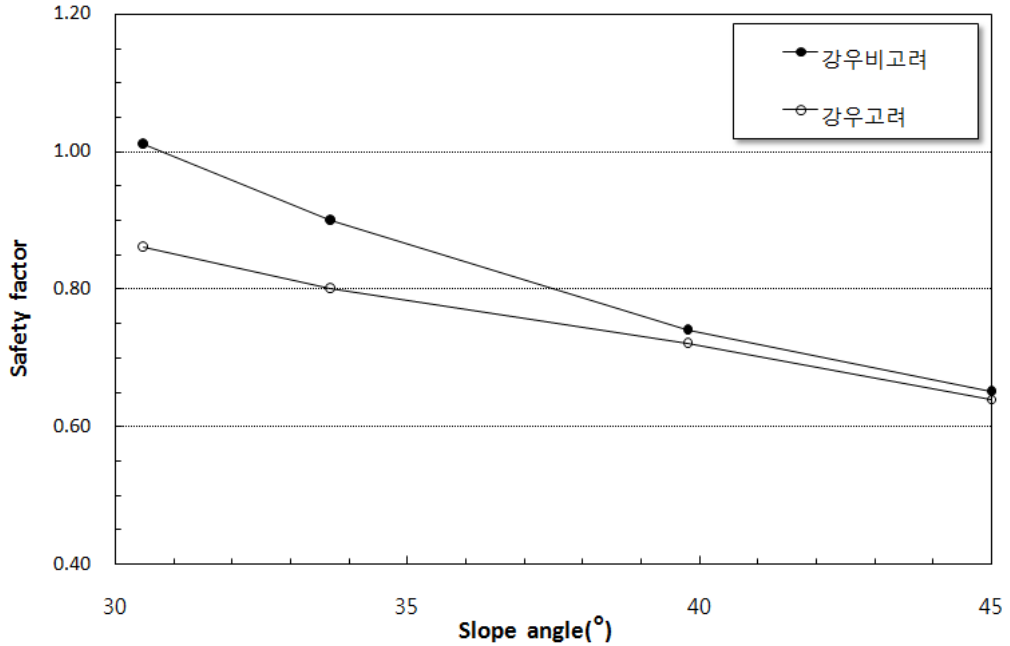


그림 5.10 B구역 해석사면의 평균 안전율의 변화

그림 5.9와 그림 5.10은 B구역 해석사면의 결과를 나타낸 것이다.

높이 29m의 해석사면에서 얇은파괴는 사면경사를 1:1.0에서 1:1.7로 완만하게 변화시키면서 해석을 실시한 결과 안전율의 상승이 조금 나타났다. 강우를 고려하지 않는 경우의 안전율 증가 값은 Fellenius방법일 때 0.34, Bishop방법일 때 0.36, Janbu방법일 때 0.36으로 평균 0.35의 증가를 보이는 것으로 나타났다. 강우침투를 고려한 경우의 안전율 증가 값은 Fellenius방법일 때 0.21, Bishop방법일 때 0.20, Janbu방법일 때 0.23로 평균 0.22의 증가를 보이는 것으로 나타났다.

이 결과에서 보면 사면높이가 높은 경우 얇은파괴는 사면의 경사를 완만하게 변화시켜도 안전율의 상승이 현저하게 증가하지 않았으며 특히, 강우침투를 고려한 경우의 안전율 증가가 현저하게 작게 나타났다. 또한, 사면의 경사각이 커질수록 강우를 고려하지 않는 경우와 고려하는 경우의 안전율 값의 차이가 감소하는 경향으로 나타났다. 이는 우기일수록 그리고 사면경사각이 클수록 안전율이 낮게 분포하기 때문인 것으로 생각된다.

위의 결과를 종합적으로 살펴보면 사면높이가 큰 경우 얽은파괴는 사면의 경사를 완만하게 변화시켜도 안전율의 상승이 현저히 크게 나타나지 않았으며 특히, 강우침투시 안전율의 상승폭은 강우를 고려하지 않는 경우에 비해 훨씬 작게 나타났다. 또한, 사면경사각이 커질수록 강우침투를 고려한 경우와 고려하지 않는 경우에 안전율의 차이가 감소하는 경향을 보이는 것으로 나타났는데 이는 우기일수록 그리고 사면의 경사각이 클수록 안전율이 낮게 분포하기 때문인 것으로 생각된다.

따라서, 절토사면인 경우 강우침투시 얽은파괴가 발생하기 쉽고, 특히 사면의 높이가 높은 경우 얽은파괴라도 사면 및 주변에 미치는 영향은 상당히 크므로 이에 대한 대책공법 등을 심도 있게 검토하여 사면설계에 반영해야 할 것으로 여겨진다.

제6장 결 론

절토사면에서 얇은파괴의 발생원인과 특성을 규명하고자 우리나라의 강우특성에 따른 한계투수계수를 산정하고 화강풍화토로 구성된 균질한 절토사면에서 가상파괴면까지의 수평거리, 사면의 경사각, 사면높이 그리고 강우로 인한 포화깊이 등에 따른 해석을 수행하고 그 결과를 비교·분석하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 우리나라의 지역별 강우특성을 고려한 한계투수계수는 Pradel & Radd의 적용 대상지역보다 5.5~6.5배 정도 크게 산정되었으며 이는 화강풍화토로 구성된 절토사면의 일반적인 토질특성을 고려할 때 강우에 의한 침투수가 포화깊이에 영향을 미칠 수 있는 것으로 나타났다.
2. 국내의 지역별 강우특성을 고려한 최대 한계투수계수가 7.16×10^{-4} cm/sec의 값으로 나타났으며 이에 대응하는 한계강우강도는 25.8mm/hr, 최소 강우지속시간은 7.2시간으로 나타났다. 따라서, 최대 한계투수계수 이하의 값을 갖는 화강풍화토로 구성된 절토사면에서 한계강우강도 이하의 강우가 최소 강우지속시간보다 오랫동안 지속될 때에는 포화깊이에 따른 얇은파괴의 검토가 중요하게 고려되어야 할 것으로 여겨진다.
3. 높이 10m 이상의 화강풍화토 절토사면에서 가상파괴면이 발생하는 수평거리를 변화시키면서 안정해석을 실시한 결과 강우를 고려하지 않는 경우와 강우침투를 고려한 경우 모두 수평파괴범위 2m 내외에서 안전율이 증가 또는 일정하게 변화하는 변곡점이 나타났다. 따라서 화강풍화토 절토사면의 얇은파괴에 대한 안정해석시 수평파괴범위 2m 내외에서 안정검토를 중요하게 고려해야 할 것으로 여겨진다.

4. 강우침투로 인한 포화깊이 변화에 따른 해석을 실시한 결과 포화깊이 1m 내외에서 안전율이 급격히 감소하는 경향을 보였다. 따라서 강우침투를 고려한 절토사면의 얕은파괴에 대한 안정해석시 포화깊이가 1m 내외에서의 안정검토를 중요하게 고려해야 할 것으로 여겨진다.

5. 강도정수 변화에 따른 얕은파괴의 해석결과 동일한 사면경사각에서 점착력과 내부마찰각 변화에 따른 안전율의 증가는 선형적인 관계를 보였으며, 경사각이 커질수록 내부마찰각의 증가에 따른 안전율의 증가율이 작아지고 점착력의 증가에 따른 안전율의 증가율은 커지는 것으로 나타났다. 또한, 강우침투를 고려한 안정해석시에 강우를 고려하지 않는 해석에 비해 내부마찰각의 증가에 따른 안전율의 증가율이 2.0~4.0% 정도 더 작게, 점착력의 증가에 따른 안전율의 증가율이 0.3~2.0% 정도 더 크게 나타나 내부마찰각의 증가보다 점착력의 증가에 따른 안전율의 증가율이 더 큼을 알 수 있었다.

6. 강우침투에 의한 포화깊이의 증가는 대절토사면의 얕은파괴에 대한 안정성을 저하시키는 것으로 나타났다. 또한 얕은파괴에 대한 안정성을 높이기 위해 사면의 경사를 완화시켜도 안전율이 크게 증가하지 않는 것으로 나타났다.

향후, 국내의 다양한 토질조건으로 구성된 절토사면에 최근의 이상강우를 고려한 포화깊이 및 불포화 침투 등의 정량적·정성적 해석방법뿐만 아니라 다양한 모형실험 등의 연구가 계속되어야 할 것으로 생각된다. 또한, 축적된 연구 자료를 바탕으로 강우 및 토질조건에 따른 역학적 변형거동을 보다 실제에 근접하도록 시뮬레이션 할 수 있는 사면안정해석 프로그램의 개발에 관한 연구가 계속적으로 이루어져야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. 김상규(1988), “사면안정(1)”, 대한토질공학회지, 제4권, 제1호, pp. 90~101.
2. 김상규·류지협·김동현(1999), “불포화 풍화토의 침투 특성” 대한토목학회 논문집 제19권, pp. 995~1002.
3. 김상규·김영목(1991), “강우로 인한 사면 불안정”, 대한토질공학회지, 제7권, 제1호, pp.53~64.
4. 김영목(1989), “강우시 무한사면의 침투거동”, 박사학위논문, 동국대학교.
5. 김재홍·박성완·정상섬·유지형(2002), “강우시 습윤에 의한 불포화 풍화토 사면안정해석 연구”, 한국지반공학회논문집, 제18권, 제2호, pp. 123~136.
6. 김재홍·박성완·정상섬(2002), “강우로 인한 불포화 풍화토의 침투깊이 해석”, 대한토목학회 2002년도 정기 학술대회 논문집, pp. 63~66.
7. 류지협(2003), “모관흡수력을 고려한 사면의 안정성 평가”, 대한토목학회논문집, 제23권, 제4C호, pp. 195~201.
8. 박성완·김병수(2006), “강우에 의한 불포화 풍화사면 침투깊이 평가”, 대한토목학회 2006년도 정기 학술대회 논문집, pp. 219~222.
9. 송영석·채병곤·서용석(2007), “강우에 의한 산사태 확산범위 산정기법 제안”, 대한토목학회논문집, 제27권, 제5C호, pp. 343~352.
10. 심태섭·김선학·기완서·주승완(2004), “강우에 따른 화강암질 풍화토 사면의 전단강도 특성에 관한 연구”, 대한지질공학회지, 제14권, 제4호, pp. 349~360.
11. 심태섭·김선학·최순범·박노환(2006), “집중강우에 따른 화강풍화토 사면의 전단강도 특성” 대한토목학회 2006년도 정기 학술대회 논문집, pp. 1152~1155.
12. 이광모·심태섭·김선학·최용준(2005), “강우강도에 따른 무한사면의 간극수압 변화의 특성”, 대한토목학회 2005년도 정기 학술대회 논문집, pp. 4442~4445.
13. 이달원(1995), “강우를 고려한 성토사면의 안정해석”, 박사학위논문, 충남대학교.
14. 이원환·박상덕·최성열(1993), “한국 대표활강우강도식의 유도”, 대한토목학회논문집, 제13권, 제1호, pp. 115~120.

15. 조성은 · 이승래(2000), “강우침투에 따른 불포화 토사사면의 안정해석”, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제1호, pp. 51~64.
16. 조성은 · 이승래(2000), “강우특성을 고려한 사면의 표면파괴에 대한 안정성 평가”, 한국지반공학회논문집, 제16권, 제5호, pp. 107~116.
17. 조성은 · 이승래(2001), “불포화 토사사면의 얇은파괴 해석에 대한 비교 연구”, 한국지반공학회논문집, 제17권, 제4호, pp. 135~143.
18. 정상섭 · 박성완 · 김재홍(2002), “강우로 인한 불포화 풍화토의 침투깊이 해석”, 토목학술발표회 논문집, pp. 63~66.
19. 한중근(1997), “억지말뚝을 이용한 사면의 안정해석 및 설계”, 박사학위논문, 중앙대학교.
20. 행정자치부 국립방재연구소(2000), “사면붕괴 방지대책 제도화를 위한 기본 방안 연구”, 동인문화사
21. 행정자치부 국립방재연구소(1999), “사면위험지대 평가 방법연구”
22. 허준행 · 김경덕 · 한정훈(1999), “지속기간별 강우자료의 적정분포형 선정을 통한 확률강우강도식의 유도”, 한국수자원학회논문집, 제32권, 제3호, pp. 247~254.
23. 홍원표 · 김상규 · 김마리아 · 김윤원 · 한중근(1990), “강우로 기인되는 우리나라 사면활동의 예측”, 대한토질공학회지, 제6권, 제2호, pp. 55~63.
24. 홍원표 · 최승호 · 한중근 · 황인철(1996), “강우시 사면안정해석법에 관한 연구”, 토목학회 학술발표회 논문집, pp. 195~198.
25. 홍원표(2002), “우리나라에서의 사면안정 대책공법 적용사례 연구”, 한국지반공학회 2002년 사면안정 학술발표회, pp. 1~28.
26. 榎 明 潔(1999), “降雨時の斜面表層崩壊”, 土と基礎, Vol.47, No.5, pp.17~20.
27. 石田 毅, 渡邊啓行, 伊藤洋, 北原義浩, 松本正毅(1981), “模型斜面の靜的破壊實驗の數値解析”, 電力中央研究所報告, No.38, p.57.
28. 神品英夫, 末政直晃, 竹林次朗, 木材孟(1990), “降雨による斜面崩壊に関する研究”, 第25回土質工學研究發表會, Vol.2, No.2, pp. 1611~1612.
29. 久樂勝行, 石塚廣史(1982), “雨水の浸透と盛土の安定性”, 土と基礎, Vol.30, NO.9, pp. 37-43.

30. 失田部龍一, 八木則男, 楊明溪(1986), “降雨による砂質土斜面の崩壊発生時期の豫知法に對する検討”, 土木學會論文集, Vol.376, No.3, pp. 297~305.
31. Alonso, E., Gens, A. and Lloret, A.(1995), “Effect of rain infiltration on the stability of slopes”, Proceedings of the First Int. Conf. on Unsaturated Soil, Paris, pp. 241~249.
32. Anderson, M. G. and Pope, R. G.(1984), “The incorporation of soil water physics models into geotechnical studies of landslide behaviour”, Proc. 4th, Int. Sym. on Landslide, Vol. 4, pp. 349~353.
33. Bishop, A. W. and Bjerrum L.(1955), “The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes”, Geotechnique, Vol. 5, No. 1, pp.7~17.
34. Bishop, A. W. and Bjerrum L.(1960), “The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems”, Proceedings research conference on shear of cohesive soils, ASCE, pp. 437~501.
35. Bishop, A. W. and Morgenstern, N.R.(1960), “Stability coefficients for earth slopes”, Geotechnique, Vol. 10, No. 4, pp. 129~147.
36. Bishop, A. W. and Blight, G. E.(1963), “Some aspects of effective stresses in saturated and partly saturated soils”, Geotechnique, Vol.13, No. 3, pp. 177~197.
37. Boutrup, E.(1977), “Computerized slope analysis for Indiana highways”, Purdue Univ., Indiana.
38. Brand, E. W.(1985), “Prediction the performance of residual soil slopes”, Proceedings of 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Vol. 5, pp. 2541~2578.
39. Cai, F. and Ugai, K.(2004), “Numerical Analysis of Rainfall Effects on Slope Stability”, International Journal of Geomechanics, ASCE, Vol.4, No.2, pp. 69~78.
40. Cambou, B.(1975), “Application of first-order uncertainty analysis in the finite element method in linear elasticity”, Proc. 2nd Int. Conf. application of statistics and probability in soils and sturctural Eng.
41. Cornell, C. A.(1971), “First-order uncertainty analysis of soils deformation

- and stability".
42. Dawson E. M., Roth, W. H. and Drescher, A.(1999), "Slope stability analysis by strength reduction", *Geotechnique*, Vol. 49. No. 6. pp. 835~840.
 43. Donald, I. B. and Giam S. K.(1988), "Application of the nodal displacement method to slope stability analysis", *Proceedings of 5th Australia-New Zealand conference on geomechanics*, Sydney, Australia, pp. 456~460.
 44. Fellenius, W.(1927), "Erdstatische berechnungen, revised edition", W. Ernst u. Sons, Berlin.
 45. Fredlund, D. G. and Morgenstern N. R.(1977), "Stress State Variables for Unsaturated Soils", *ASCE*, Vol.109, No.GT5, pp. 447~466.
 46. Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger R. A.(1978), "The shear strength of unsaturated Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.3, pp. 313~321.
 47. Fredlund, D. G., Krahn J. and Pufahl D.(1981), "The relationship between Limit equilibrium slope stability method", *Proc. 10th conf. soil mech. found. Eng.(Stockholm)*, pp. 409~416.
 48. Fredlund, D. G. and Rahardjo, H.(1993), "Soil mechanics for unstaured soils", John Wiley & Sons, New York.
 49. Green, W. H., and Ampt, G. A.(1911), "Studies on Soil Physics : 1. Flow of Air and Water through Soils", *Journal of Agricultural Science*, Vol. 4, pp. 1~24.
 50. Green, R. E., and Corey, J. C.(1971), "Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods", *Soil Sci, Soc. Am. Proc.*, Vol. 35, pp. 3~7.
 51. Janbu, N.(1973), "Slope stability computations", *embankment-dam engineering*, John Wiley & Sons.
 52. Lambe, T. W. and Silva-Tulla(1992), "Stability analysis of an earth slope", *Proceedings of stability and performance of slopes and embankments-II*,

- ASCE special conference, university of California, Berkely, CA., pp. 27~67.
53. Leach, B. and Herbert, R.(1982), "The genesis of numerical model for the study of the hydrology of a steep hillside in Hong Kong", *Quart. J. Eng. Geol.*, 15, pp. 243~259.
54. Lumb, P.(1975), "Slope Failures in Hong Kong", *Quarterly Journal of Engineering Geology*, Vol.8, pp. 31~65.
55. Matsui, T. and San, K. C.(1992), "Finite element slope stability analysis by shear strength reduction technique", *Soils and foundations*, Vol. 32, No. 1, pp. 59~70.
56. Matyas, E. L. and Radhakrishna, H. S.(1968), "Volume change characteristics of partially saturated soils", *Geotechnique*, Vol.18, No. 4, pp. 432~448.
57. Mein R. G. and Larson C. L.(1973). "Modeling infiltration during a steady rain", *Water Resour. Res.*, Vol. 9, No. 2, pp. 384~395.
58. Morgenstern, N.R., and Price, V.E.(1965), "The analysis of stability of general slip surfaces", *Geotechnique*, Vol. 15, No. 1, pp. 79~93.
59. Naylor, D. J.(1982), "Finite elements and slope stability", *Numerical mathematics in geomechanics*, Proceedings of NATO advanced Study institute, London, Portugal, pp. 229~244.
60. Ng, C. W. W. and Shi, Q.(1998), "A Numerical Investigation of the Stability of Unsaturated Soil Slopes Subjected to Transient Seepage", *Computers and Geotechnics*, Vol. 22, No. 1, pp. 1~28.
61. Pradel, D. and Raad, G.(1993), "Effect of permeability on surficial stability of homogeneous slopes", *Journal of geotechnical engineering*, Vol. 119, No. 2, pp. 315~332.
62. Rahardjo, H. and Fredlund D. G.(1991), "Calculation procedures for slope stability analysis involving negative pore-water pressures, Proc. Int. Conf. Slope Stability by Inst. civil engineers, pp.4 3~53.

63. SEEP/W User's Guide(2002), GEO-SLOPE International Ltd.
64. Shen, J. M.(1998), "Soil suction in relation to slope stability : A summery research carried out in Hong Kong in 1978-1997", Proceedings of the annual seminar on slope engineering in Hong Kong, Balkema, pp. 93~99.
65. SLOPE/W User's Guide(2002), GEO-SLOPE International Ltd.
66. Siegel, E. A.(1975), "Computer analysis of general slope stability problems", Purdue Univ.
67. Taylor, D. W.(1937), "Stability of earth slopes", Journal of the boston society of civil engineers, Vol. 24, pp. 197~246.
68. Turner, A. K. and Schuster, R. L.(1996), "Landslides investigation and mitigation transportation research board special report 247", National Academy Press, pp. 521~532.
69. Ugai. K.(1989), "A method of calculation of total factor of safety of slopes by elasto-plastic FEM", Soils and foundation, Vol. 29, No. 2, pp. 190~195.
70. Ugai. K. and Leshchinsky, D.(1995), "Three dimensional limit equilibrium and finite element analysis", Soils and foundations, Vol.35, No. 4, pp. 1~7.
71. Walsh, K. D., Houston, W. H. and Houston, S. L.(1993), "Evaluation on in-place wetting using soil suction measurements", Journal of geotechnical engineering, Vol. 119, GT. No. 5, pp. 862~873.
72. Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. and Lewis R. W.(1975), "Associsted and non-associated visco-plastic and plasticity in soil mechanics", Geotechnique, Vol. 25, No. 4, pp. 675~689.

감사의 글

인생의 삶을 돌아 볼 수 있는 시점은 아니지만, 학위과정의 길은 학문의 길이었
다기보다는 어쩌면 인생을 더 배우고 수양과 겸손의 과정에 더 가깝지 않았나 생
각해 봅니다. 비로소 학위과정을 마치고 논문의 마지막 마무리를 하는 감사의 글
을 쓰려하니 반성이 앞섭니다. 부족함이 많은 저를 격려로 일관하여 끝까지 지켜
봐 주시고, 오늘 이 자리까지 올 수 있게 해 주신 심태섭 지도교수님의 은덕에 깊
은 감사드립니다.

부족함이 많은 저의 논문을 보시며 “나이가 위세가 아니네, 열심히 해보게” 하
시면서 좋은 결과가 나올 거라고 조언해 주신 안종필 심사위원장님, 큰형처럼 항
상 따뜻한 말씀을 아끼지 않으셨던 오재화 교수님, 든든한 후원자처럼 아낌없이
정을 주신 박길현 학장님, 음악을 감상하듯 하모니 있게 지적하여 주신 동신대학
교 양우식 교수님께 진심으로 감사드립니다. 아울러 김운중 교수님, 정영동 교수
님, 김성홍 교수님, 박정웅 교수님, 김대현 교수님, 김선학 선생님의 아낌없는 배
려와 격려에 감사드립니다.

제 인생의 좌우명인 “최고가 아닌 최선을 다하자” 는 자세로 초심을 잃지 않고
마지막까지 고민해가며 논문을 썼던 기억, 이 모든 것이 오늘의 보람이며 저에게
큰 힘이 되어주신 많은 교수님들이 제 기억 속에 소중하게 남을 것입니다.

마지막으로 어렵고 힘들었던 생활 속에서도 광주로 유학 보내주신 하늘나라에
계신 아버님께 이 논문을 바치며 가슴깊이 눈물을 흘려봅니다. 그리고 항상 제 결
에서 아낌없는 사랑과 힘이 되어 준 아내와 큰 아이 가족, 둘째 딸, 사랑하는 아
들 명보가 용기를 준 보람의 결실이라고 생각합니다.

끝으로 주위의 도움, 격려, 응원해 주신 모든 분들께 다시 한 번 감사드립니다.

2009년 1월

최 순 범

저작물 이용 허락서

학 과	토목공학과	학 번	20057400	과 정	박 사
성 명	한글 : 최 순 범 한문 : 崔 燾 範 영문 : Choi, soon bum				
주 소	광주광역시 남구 봉선동 포스코 더 샵 아파트 110동 403호				
연락처	E-mail : togi@naver.com				
논문 제목	한글 : 강우침투에 따른 화강풍화토 절토사면의 얕은파괴에 대한 안정해석				
	영문 : A Stability Analysis on Shallow Failure of Weathered Granite Soil Cut Slope in accordance with the Rainfall Infiltration				

본인이 저작한 위의 저작물에 대하여 다음과 같은 조건 아래 조선대학교가 저작물을 이용할 수 있도록 허락하고 동의합니다.

- 다 음 -

1. 저작물의 DB구축 및 인터넷을 포함한 정보통신망에의 공개를 위한 저작물의 복제, 기억장치에의 저장, 전송 등을 허락함.
2. 위의 목적을 위하여 필요한 범위 내에서의 편집과 형식상의 변경을 허락함. 다만, 저작물의 내용변경은 금지함.
3. 배포·전송된 저작물의 영리적 목적을 위한 복제, 저장, 전송 등은 금지함.
4. 저작물에 대한 이용기간은 5년으로 하고, 기간종료 3개월 이내에 별도의 의사 표시가 없을 경우에는 저작물의 이용기간을 계속 연장함.
5. 해당 저작물의 저작권을 타인에게 양도하거나 출판을 허락을 하였을 경우에는 1개월 이내에 대학에 이를 통보함.
6. 조선대학교는 저작물 이용의 허락 이후 해당 저작물로 인하여 발생하는 타인에 의한 권리 침해에 대하여 일체의 법적 책임을 지지 않음.
7. 소속 대학의 협정기관에 저작물의 제공 및 인터넷 등 정보통신망을 이용한 저작물의 전송·출력을 허락함.

동의여부 : 동의(○) 반대()

2009년 2월

저작자 : 최 순 범 (인)

조선대학교 총장 귀하