creative commons
COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

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

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

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

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

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

[UCI]I804:24011-200000241881

2011年 8月
碩士學位論文

강우시 보강토옹벽 뒷채움재의 투수계수에 따른 옹벽의 거동

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

李 光 起

강우시 보강토옹벽 뒷채움재의 투수계수에 따른 옹벽의 거동

Effect of Rainfall on the Behavior of MSE Wall

2011年 8月 25日

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

李 光 起

강우시 보강토옹벽 뒷채움재의 투수계수에 따른 옹벽의 거동

指 導 敎 授 : 金 大 賢

이 論文을 工學碩士 學位申請 論文으로 提出함.

2011年 5月

朝鮮大學校 大學院

土 木 工 學 科

李 光 起

李 光 起의 碩士學位論文을 認准함.

委員長 朝鮮大學校 敎授　　김　운　중　(印)

委　員 朝鮮大學校 敎授　　박　정　웅　(印)

委　員 朝鮮大學校 敎授　　김　대　현　(印)

2011年　5月

朝鮮大學校 大學院

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서 론 ····· 1
1.1 연구배경 및 목적 ····· 1
1.2 연구동향 ····· 2
1.3 연구방법 및 범위 ····· 7

제 2 장 보강토옹벽과 설계법 ····· 9
2.1 보강토공법의 기본개념 ····· 9
2.2 보강토옹벽의 내·외적 안정해석 ····· 11
2.3 한계평형해석방법에 의한 설계 ····· 11
2.3.1 외적안정성 평가 ····· 12
2.3.2 내적 안정성평가 ····· 21
2.3.3 보강재의 인발력 ····· 23
2.3.4 보강재 저면에서의 활동에 대한 저항력 ····· 26
2.3.5 블록과 보강재의 연결강도 ····· 27
2.3.6 국부 배부름 ····· 28
2.4 보강토옹벽의 내부응력이론 ····· 29
2.4.1 인장력 분포 ····· 29
2.4.2 토압의 분포형태 ····· 29
2.5 전면벽체의 수평변위 예측방법 ····· 30
2.6 보강토 옹벽의 붕괴 ····· 31
2.6.1 보강토 옹벽의 붕괴원인 ····· 31
2.6.2 강우시 보강토옹벽의 거동 및 붕괴사례 ····· 32
2.6.3 보강토 옹벽의 배수와 관련된 국내기준 ····· 37
2.7 불포화토의 특성 ····· 39
2.7.1 불포화 토질역학 ····· 39
2.8 함수특성곡선과 투수계수곡선 ····· 43
2.8.1 함수 특성곡선 ····· 43
2.8.2 함수 특성곡선의 예측 ····· 45
2.8.3 불포화 투수계수의 예측 ····· 47

2.9 유한요소법을 이용한 사면안정해석 ····· 48
2.9.1 사면안정해석의 개요 ····· 48
2.9.2 유한요소 응력장을 이용한 사면안정해석 ····· 49
2.10 강우시 불포화사면의 안정해석 ····· 50
2.10.1 확률강우강도를 반영한 사면안정해석 ····· 50

제 3 장 보강토옹벽 모델 해석 ····· 52
3.1 유한요소해석의 적용 ····· 52
3.1.1 유한요소해석 프로그램 ····· 52
3.1.2 적용 모델 ····· 53
3.2 물성값 및 매개변수 ····· 54
3.2.1 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력값 ····· 54
3.2.2 함수특성곡선 및 불포화 투수계수 모델 입력계수 ····· 55
3.2.3 강우조건이 모사된 옹벽의 해석조건 ····· 56
3.3 보강토 옹벽 모델링 ····· 58
3.3.1 침투-사면안정 연계 개념 ····· 58
3.3.2 유한요소해석에 사용된 도면 ····· 59
3.3.3 해석모델링 ····· 59
3.4 강우재현기간 48시간에 대한 수치해석 결과 ····· 61
3.4.1 시간변화에 따른 배면 간극수압의 분포 ····· 61
3.4.2 Case 1-6의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율 ····· 62
3.4.3 강우재현기간 48시간 수치해석 결과분석 ····· 69
3.5 강우재현기간 24시간에 대한 수치해석 결과 ····· 70
3.5.1 Case 7-12의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율 ····· 70
3.5.2 강우재현기간 24시간 수치해석 결과분석 ····· 77
3.6 강우재현기간 96시간에 대한 수치해석 결과 ····· 78
3.6.1 Case 13-18의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율 ····· 78
3.6.2 강우재현기간 96시간 수치해석 결과분석 ····· 85
3.7 수치해석 결과에 대한 종합적 고찰 ····· 86

제 4 장 결 론 ····· 89

참 고 문 헌 ····· 91

표 목 차

표 2.1 보강토옹벽의 설계안전율 ····· 12
표 2.2 옹벽의 설계안전율 ····· 12
표 2.3 쌓기비탈면 안정해석시 적용하는 기준안전율 ····· 14
표 2.4 보강토 옹벽 높이에 대한 안정성 평가 기준 ····· 15
표 2.5 배수관련 국내 설계/시공 기준검토 ····· 38
표 2.6 Talbot형 확률-강우강도식 ····· 51
표 3.1 MIDAS에서 해석가능한 유한요소의 종류와 재료모델 ····· 53
표 3.2 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력 값 ····· 54
표 3.3 강우조건의 모사방법 ····· 56
표 3.4 강우재현기간에 따른 해석케이스 ····· 57
표 3.5 침투해석의 단계에 따른 시간변화 ····· 57
표 3.6 재현기간 48시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율 ····· 69
표 3.7 재현기간 24시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율 ····· 77
표 3.8 재현기간 96시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율 ····· 85

그 림 목 차

그림 2.1 보강재에 작용하는 응력전이 모식도 ····· 10
그림 2.2 보강효과 모식도 ····· 10
그림 2.3 보강토옹벽의 파괴형상 ····· 13
그림 2.4 외적안정 해석에 고려되는 보강토체의 응력 및 토압분포 ····· 17
그림 2.5 외적안정 해석시 고려되는 하중의 자유물체도 ····· 19
그림 2.6 내적안정성 해석시 토압의 분포 ····· 22
그림 2.7 내적안정 해석에 사용되는 힘과 응력도 ····· 25
그림 2.8 보강재의 인장력 분포도 ····· 29
그림 2.9 타이백 방법에 의한 토압의 분포 ····· 30
그림 2.10 보강토옹벽의 변위예측 곡선 ····· 31
그림 2.11 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상 ····· 32
그림 2.12 A현장 붕괴현장 ····· 33
그림 2.13 B현장 붕괴현장 ····· 34
그림 2.14 C현장 붕괴현장 ····· 34
그림 2.15 D현장 벽체전도현장 ····· 35
그림 2.16 E현장 기초부 세굴 및 침하발생 ····· 36
그림 2.17 F현장 벽체변위발생 ····· 37
그림 2.18 자연상태 불포화토에서의 물의 순환 ····· 39
그림 2.19 불포화토의 3상 및 4상 관계 ····· 40
그림 2.20 불포화토의 구성요소들 ····· 40
그림 2.21 실트질 토사의 전형적인 함수특성곡선 ····· 44
그림 2.22 Talbot형 100년 빈도 확률 강우강도 ····· 51
그림 3.1 불포화토의 함수특성데이터 및 투수계수특성데이터 입력화면 ····· 55
그림 3.2 부정류침투해석-사면안정 연계해석 개념도 ····· 58
그림 3.3 유한요소해석에 사용된 도면 ····· 59
그림 3.4 해석 조건이 모사된 보강토옹벽 도면 ····· 60
그림 3.5 시간변화에 따른 간극수압 측정 단면 ····· 61
그림 3.6 보강토옹벽 전면벽체의 변위 측정단면 ····· 61
그림 3.7 시간의 흐름에 따른 간극수압 발생 ····· 62
그림 3.8 ks 3.63E-06일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 63

그림 3.9 ks 3.63E-06일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 63
그림 3.10 ks 3.63E-04일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 64
그림 3.11 ks 3.63E-04일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 64
그림 3.12 ks 1.81E-03일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 65
그림 3.13 ks 1.81E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 65
그림 3.14 ks 3.63E-03일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 66
그림 3.15 ks 3.63E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 66
그림 3.16 ks 3.63E-02일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 67
그림 3.17 ks 3.63E-02일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 67
그림 3.18 ks 3.63E-01일 때 옹벽배면의 간극수압변화 ····· 68
그림 3.19 ks 3.63E-01일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 68
그림 3.20 재현기간 48시간 조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화 ····· 69
그림 3.21 ks 5.12E-06일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 71
그림 3.22 ks 5.12E-06일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 71
그림 3.23 ks 5.12E-04일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 72
그림 3.24 ks 5.12E-04일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 72
그림 3.25 ks 2.56E-03일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 73
그림 3.26 ks 2.56E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 73
그림 3.27 ks 5.12E-03일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 74
그림 3.28 ks 5.12E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 74
그림 3.29 ks 5.12E-02일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 75
그림 3.30 ks 5.12E-02일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 75
그림 3.31 ks 5.12E-01일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 76
그림 3.32 ks 5.12E-01일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 76
그림 3.33 재현기간 24시간 조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화 ····· 77
그림 3.34 ks 2.57E-06일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 79
그림 3.35 ks 2.57E-06일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 79
그림 3.36 ks 2.57E-04일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 80
그림 3.37 ks 2.57E-04일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 80
그림 3.38 ks 1.28E-03일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 81
그림 3.39 ks 1.28E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 81
그림 3.40 ks 2.57E-03일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 82
그림 3.41 ks 2.57E-03일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 82

그림 3.42 ks 2.57E-02일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 83
그림 3.43 ks 2.57E-02일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 83
그림 3.44 ks 2.57E-01일 때 임의단면의 간극수압변화 ····· 84
그림 3.45 ks 2.57E-01일 때 전면벽체의 발생변위 ····· 84
그림 3.46 재현기간 96시간 조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화 ····· 85
그림 3.47 해석결과 강우시 안정성을 만족하는 범위의 투수계수 특성 ····· 87

ABSTRACT

Effect of Rainfall on the Behavior of MSE Wall.

Lee, Gwang-ki
Advisor : Prof. Kim, Daehyeon
Department of Civil Engineering,
Graduate School of Chosun University

Even though most of the MSE walls applied in the site are safely constructed, many structural problems have been reported to occur. In this paper, in order to consider the factor for the structural problems, literature study and numerical analysis for MSE wall considering the effect of rainfall were performed. As a result, firstly, drainage management is found to be the most influential factor to failure because the water pressure acting on the retaining rear wall has a significant influence on the failure of the MSE wall. Secondly, the use of appropriate saturated permeability considering the effect of rainfall provides reasonable results in the stability of the MSE wall. In this way, it is required to make design guidelines for the design of MSE walls considering the effect of rainfall. Lastly, as a result of performing numerical analysis for various saturated permeabilities of backfill soil to MSE, it is expected that estimate use of saturated permeability of backfill soil before construction of MSE wall.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

우리나라의 지형적인 특성상 산악지가 대부분이므로 토목공사를 수행하는 과정에서 절토 사면이 많이 발생하고 이러한 절토 사면을 지지함과 동시에 부지의 공간 활용을 목적으로 대표적인 흙막이 구조물인 콘크리트 옹벽이 많이 사용되어 왔다.

그러나 일반적으로 사용되는 기존의 현장타설 콘크리트 옹벽은 공학적인 안정성은 확보되고 있으나, 벽체 높이에 따른 시공의 어려움, 배면배수의 문제, 콘크리트 자체의 균열 등에 대한 문제를 가지고 있다. 이로 인해 국내에는 1990년대 이후로 다양한 보강재와 전면판을 이용하여 경제성 및 시공성이 우수한 보강토옹벽의 건설이 빠른 증가 추세에 있다.

보강토 공법은 Casagrande에 의해 보강토 구조물의 개념이 소개되고, 1969년 Vidal에 의해 근대적인 보강토공법이 제안된 이래, 최근 다양한 보강재의 도입으로 옹벽, 사면, 도로 제방 등의 토목 여러 분야에 적용되고 있다.

보강토옹벽에 대한 국내 연구가 활발히 진행되고 있음에도 불구하고 외부에 알려지지 않은 보강토옹벽의 사고가 빈번히 일어나고 있는 실정이다. 이러한 보강토옹벽의 사고원인으로는 보강토옹벽의 새로운 역학 메커니즘에 대한 이해부족과, 장비작업에 대한 시공관리의 소홀함을 들 수 있다. 특히, 뒤채움흙의 철저한 다짐관리가 이루어지지 않을 경우, 장비 적재하중으로 인해 배면지반의 붕괴를 초래할 수 있다.또한 기초의 지지력 부족, 배부름 현상으로 인한 파괴, 벌어짐(Opening)파괴도 보강토옹벽의 사고원인이 된다.

옹벽과 같은 흙막이 구조물에서 배면지반의 간극수 처리는 구조물의 안정성에 큰 영향을 주는 요인으로, 배수불량으로 인해 간극수의 원활한 처리가 되지 않을 경우, 벽체에 수압이 가중되어 구조물의 전체적인 안정성을 해친다.

이 중에서도 최근 다양한 보강재와 전면판을 이용하는 보강토옹벽이 등장하면서 각 공법에 대한 구체적인 설계 및 시공 관리기준이 정립되지 않아 기존 공법의 기준을 그대로 적용하는 문제가 있다. 또한 신공법에 사용된 흙-보강재와 전면판의 특성 및 보강토옹벽의 역학거동에 대하여 실질적인 연구보다 수치해석에 의존함으로서 실제 현장에서 시공 중 사고가 빈번히 발생하고 있는 실정이다.

우리나라의 연평균 강우량은 약 1,200mm～1,400mm정도로, 강우가 매년 지역마다 일정하게 분포하는 것이 아니며, 특히 강우량이 대부분 6～9월에 그중에서도 7～8월에 집중되어 도로 및 절·성토사면의 붕괴 및 보강토옹벽의 붕괴 또한 이시기에 대부분 발생하고 있어 강우는 보강토붕괴의 발생원인과 큰 관련이 있음을 알 수 있다. 또한 우리나라의 보강토옹벽의 설계기준을 살펴보면 우리나라의 연평균강우량에 대비하여 배수처리에 대한 확실한 기준이 제시되지 못하고 있는 실정이다.

본 연구에서는 보강토옹벽 배면의 배수 불량이 보강토옹벽의 거동에 영향 미치는 영향을 확인하기 위해 국내 보강토옹벽의 설계기준에 맞게 침투해석 및 유한요소해석을 연계하여 실시하고, 우리나라의 기후 특성을 반영한 강우의 발생으로 인해 시간 경과에 따라 유발되는 보강토옹벽의 변위와 간극수압의 발생 및 안전율을 분석하여 실제 보강토옹벽의 설계기준과 우리나라 기후특성을 고려한 설계에 있어서 현 설계기준의 적절성을 고찰함으로써 수치해석 결과를 통한 적절한 설계기준을 제시하는데 그 목적이 있다.

1.2 연구동향

보강토공법의 현대적 개념은 1960년대 강판 보강재(Steel strips)를 사용한 프랑스의 Vidal, H(1969)에 의해 개발되기 시작, 1970년대부터 토목섬유 보강재를 사용하는 형태로 발전해 왔다.

블록식 보강토옹벽 공법은 1990년대부터 국내에 도입되어, 각 현장에 적용되어 왔으며 그 공법의 안정성, 경제성 및 시공성 등이 실 시공 사례에 의해 입증되어 일반, 보편화 된 공법으로 확고한 자리매김을 하고 있다. 보강토옹벽의 붕괴의 원인으로는 부적절한 뒤채움흙 사용, 시공 시 뒷채움흙의 다짐도 불량으로 유발되는 보강재-뒷채움흙 분리에 따른 전단강도 저하, 배수 시설 미비에 따른 배면토사의 간극수압 증가 등이 있다.

국내에서 보강토옹벽의 붕괴와 관련 된 요인들에 관한 연구 중 강우와 관련된 연구 중 유충식 등(2003)은 강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향과 관련하여 시험옹벽을 시공하여 국외에서 보고 된 강우 시에 발생한 붕괴사례를 토대로 강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하였고 그 결과 뒷채움흙의 투수성은 보강토옹벽의 시공 후 거동과 밀접한 관계가 있으며, 집중 강우 시에는 침투 수압이 발생하므로 설계

시 내·외적 안정성뿐만 아니라 국부적 안정성 또한 충분히 확보하여야 한다고 하였다. 유충식 등(2005, 2008)은 집중강우 시 발생한 블럭식 보강토옹벽의 붕괴사례를 현장답사를 통해 안정성을 검토하고, 강우와 붕괴의 연관성 검토를 위해 불포화토 개념의 침투해석수행과 연계하여 사면안정 해석을 수행하였고, 강우시 보강토옹벽의 안정성에 관한 수치 해석 연구를 통해 보강토옹벽의 안정성은 강우시 보강토체 및 배면 토체의 모관흡수력 저하로 인해 위협받을 수 있는 것과 강우에 대한 안정성에 있어서는 뒤채움흙의 종류 및 강우특성에 영향을 받는 것을 확인하였다. 또한 박영주(2009)는 보강토옹벽 배수시설 개선방안 연구를 통해 강우에 의한 보강토옹벽의 붕괴사례를 조사하여 보강토옹벽의 상부, 지하 및 수평배수층의 배치와 관련하여 침투해석을 수행함으로써 배수시설의 개선 방안을 제시하고 수치해석을 통하여 이의 안정성을 검증하였다. 그 결과, 배수시설 개선 시 성토체내에 작용하는 동수경사가 약 67% 차감됨을 확인하였다. 권오현 등(2009)은 기후변화에 따른 강우패턴의 변화를 통해 강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 파악하고 보강토옹벽의 배수관련 설계/시공 기준검토에 대한 연구를 수행하였고, 보강토의 다양한 붕괴사례에 대한 연구를 통해 보강토옹벽의 안정성 확보를 위해서는 배수관리가 매우 중요한 사항이 되며 대규모 붕괴의 경우 거의 대부분 적절하지 못한 배수 관리에 기인하고 있음을 확인하였고, 보강토옹벽이 집중강우에 의해 표면수 및 지하수의 과다한 유입 시에는 안정성을 보장받을 수 없으므로 적절한 배수시스템의 정립의 필요성을 고찰하였다.

대부분의 사면이 그렇듯이 시공이 완료된 보강토옹벽은 불포화상태에 있다고 할 수 있다. 유충식 등(2003, 2005, 2008)의 기존의 연구사례를 살펴보면 여름철 강우시 보강토옹벽의 안정성에 관한 연구가 여러 차례에 걸쳐 진행되었다. 시공이 완료된 보강토옹벽의 뒷채움재를 불포화토로 가정하고 최근 4년간의 집중강우량을 조사한 후, 이 데이터를 통해 강우조건을 모사하여 불포화 흐름이 고려된 침투해석을 수행해 강우시간에 따른 보강토 및 인접 성토사면내의 간극수압 분포를 결정하고, 이를 불포화토의 전단강도이론이 적용된 사면안정해석(한계평형해석)에 반영하여 시간에 따른 안전율 변화를 고찰하는 방법으로 연구를 진행하였다. 기존 연구에서는 보강토 지반을 불포화토로 가정한 수치해석을 수행함에 있어서 강우강도, 강우 지속기간, 3개월간 총강우량을 매개변수로 설정하고 해석을 수행하였고, 그 결과 강우강도가 클수록 옹벽의 안전율 감소 정도가 증가하며, 강우지속기간 보다 총 강우량이 옹벽의 안정성에 더 큰 영향을 미친다는 것과 배수성이 불량한 뒤채움 흙을 사용할 경우 장기간에 걸쳐 발생하는 강우량에 대한 안정성에 더 큰 영향을 줄 수 있음을 확인하였다.

불포화토의 사면안정 해석과 관련된 연구들을 살펴볼 때 김주용(1998)은 “일반적으로 사면의 안정성을 평가하는 방법으로 사면을 다수의 절편으로 분할하여 해석하는 한계평형법이 많이 사용되고 있지만, 한계평형법은 사면 내의 가상활동면에 대한 전체안전율은 산정할 수 있으나 전체 사면의 응력분포 및 변위량은 예측할 수 없으며 실제 사면의 형성과정에 따른 응력이력효과를 고려하기 어렵다. 특히 강우의 침투로 인한 대부분의 사면파괴의 경우 파괴면 전체에 걸쳐 동시에 파괴에 도달하지는 않으며 국부적인 파괴가 발생한 후 과도한 하중이 인접지역으로 전이되면서 국부적인 파괴지역이 점진적으로 확대되어 전체사면의 불안정을 유발하게 되는 진행성 파괴(progressive failure)의 형태를 보인다. 이러한 경우 시간에 따라 지반응력상태가 변화하므로 한계평형법의 적용성이 매우 떨어진다. 즉, 한계평형법 등의 방법은 지반의 파괴에만 중점을 둔 해석인데 비해 유한요소해석에서는 지반내의 응력상태, 변형양상을 알 수 있는 동시에 파괴에 이르기까지의 국소적인 항복영역의 진행과정을 알 수 있는 장점이 있다.” 고 하였다.

강우의 침투로 인한 불포화 사면의 안정성 평가를 위한 연구를 살펴보면, Ng 등(1998), Fourier 등(1999), Fredlund 등(1995)은 “대부분이 불포화지반의 흐름해석을 통하여 강우침투로 인한 사면내의 모관흡수력 분포를 구하고 이를 한계평형법에 적용하여 안전율을 구하는 방식을 취하고 있고, 이때 불포화토의 함수특성을 고려한 흐름해석은 유한요소법을 통하여 수행되며 한계평형법을 적용하기 위하여 모관흡수력을 고려한 보완된 Mohr-Coulomb 파괴규준이 사용된다.”고 하였다.

한편, 침투-응력해석 기법을 이용한 안정해석법이 적용되기도 하였는데 Alonso 등(1995)의 경우 침투-응력해석의 결과로 얻어진 간극수압에 대한 자료를 한계평형법의 입력치로만 사용하거나, Sun(1995)의 경우 전체안전율을 계산하지 않고 거동해석에 그쳐 유한요소법의 해석능력을 충분하게 활용하지 못하는 단점이 있었다. 최근에는 Cai 등(1998)에 의해 강우에 의한 수평배수의 불포화 사면 안정성에 미치는 영향을 연구하기 위해 3차원 유한요소 흐름해석과 3차원 탄소성 유한요소 해석을 통한 강도감소법이 사용되기도 하였다.

Alonso 등(1995)은 “사면의 표면은 초기에 불포화 상태로 존재하는 경우가 많으므로 투수계수가 매우 작은 상태이며 따라서 강우시 초기에는 침투할 수 있는 물의 양이 매우 작은 상태이다. 그러나 강우가 지속될수록 포화도가 증가하게 되고 따라서 투수계수가 커지며 침투하는 물의 양도 많아지게 된다. 강우강도가 지반으로 침투할 수 있는 물의 양보다 많은 경우에는 강우의 일부분만 침투하고 나머지는 지표를 통해 유출된

다. 즉, 강우강도가 아무리 크더라도 지반내로 침투되는 수향은 일정한 한계가 있다는 것이다. 일반적으로 강우강도가 증가할수록 침윤전선의 진행속도는 빨라지나 한계 강우강도보다 큰 강우강도에서는 강우강도에 관계없이 침투양상이 일정하게 된다."고 하였다. 김상규 등(1991)에 의하면 "지반내로 침투되는 한계 강우강도는 그 지반의 포화투수계수의 4배 내지 5배이나, 대체로 강우강도가 포화투수계수와 차수(order)가 같아지는 경우 한계강우 강도로 볼 수 있다."고 하였다. 정상섬 등(2009)은 지속강우특성에 따른 불포화 풍화토사면의 안정성분석에서 강우의 재현빈도는 강우강도 및 지속시간에 영향을 미치는 인자이며 재현빈도가 높을수록 강우강도가 높고, 동일한 재현빈도 내에서는 강우강도가 높을수록 지속시간이 짧다. 따라서 합리적인 강우강도 및 지속시간의 선정은 중요한 요소라고 하였다.

김영상 등(2006)은 인공신경망을 이용한 불포화지반 사면 안정성에 영향을 미치는 입력변수들의 상대중요도 결정에 있어서 불포화지반 사면안정성에 주요 영향요인이 되는 불포화전단강도특성, 함수특성곡선, 사면형상, 강우요인 등을 입력변수로 하여 강우의 지반 내 침투거동을 해석하고 얻어진 시간에 따른 간극수압을 통해 사면파괴에 대한 안전율 변화를 검토하였다. 또한 사용된 입력변수와 얻어진 안전율을 이용하여 인공신경망 모델을 구축하고 이 모델을 이용하여 입력변수들의 상대중요도를 결정하였다. 그리고 최적 모델 입력변수(체적함수비, 투수계수, 점착력, 마찰각, 사면경사, 강우강도)들의 상대중요도를 Garson(1991)의 방법으로 검토한 결과 투수계수, 사면경사, 점착력, 내부마찰각이 상대적으로 중요하게 나타났으며 체적함수비와 강우강도는 상대적으로 중요도가 낮은 것으로 나타났고 침투해석과 사면안정해석을 연계한 결과에서도 동일한 결과를 얻었다.

불포화사면 지반의 강우시 사면안정성 해석을 위해 수치해석시 입력되는 입력변수들의 상대중요도와 관련하여 중요도가 가장 높은 투수계수의 분석 및 적용성 평가와 관련하여, 임성윤 등(2008)은 불포화토의 투수특성을 규명하기 위하여 3가지의 시료를 선정하고 흙-수분 특성 시험을 선행한 후, 흡인력을 조절하면서 일련의 투수계수시험을 수행하였다. 공시체는 불교란 시료를 사용하여 자연 상태로 제작하였으며, 정수위 투수시험을 이용하여 투수계수를 측정하였다. 흙-수분 특성곡선에서 도출된 계수를 이용하여 Brooks and Corey(1964)의 제안식으로 투수계수를 예측하였고, 이를 시험에 의한 투수계수와 비교 및 검토하여 기존 제안식의 적용성을 검토하였다. 그 결과로 흙의 종류에 관계없이 간극이 투수계수에 미치는 영향을 분석하기 위해 간극비와 투수계수와의 관계를 확인하였는데, 간극비가 증가함에 따라 투수계수도 증가하는 것을 알 수 있

었고, 그 범위는 대략 1×10^{-5}cm/sec에서 1×10^{-8}cm/sec에 달했다.

김영상 등(2006)은 포화체적함수비에 따른 안전율의 변화는 크지 않음을 보여주며 실험자료를 정규화시켜 얻은 곡선에 각 시료의 포화체적함수비를 곱하여 침투해석과 안정해석을 수행하는 것이 합당하다고 하였다. 이를 바탕으로 이승래 등(2009)은 강우강도와 포화투수계수의 관계를 규명하기 위해 강우강도와 포화투수계수를 변화시켜가면서 포화투수계수와 강우강도의 비에 따른 안전율의 변화와 포화투수계수에 의한 안전율의 변화를 살펴보았다. 추정된 함수특성곡선과 투수함수를 이용하여 사면안정해석을 수행한 결과 사면의 안정성은 강우강도와 포화투수계수 각각의 변화에는 큰 연관성이 없는 것으로 나타났으며, 포화투수계수와 강우강도의 비가 사면의 안정성에 영향을 주는 것으로 나타났다.

이러한 기존의 연구들을 살펴볼 때, 강우와 관련된 불포화사면에 대한 연구는 확률-강우강도의 조건과 관련하여 활발하게 이루어졌으며 국내에서는 사면의 안정성평가를 위하여 최근에 이르기까지 안정성에 영향을 미치는 요인과 관련된 연구가 활발히 진행되어 왔고, 이 중 강우시 배수와 관련하여 사면의 안정성에 큰 영향을 미치는 요인인 뒷채움재의 투수계수에 따른 안정성분석에 관한 연구가 계속되어왔다.

이처럼 강우와 관련된 사면의 안정성에 대한 연구는 활발히 지속되어 온 반면에, 뒷채움재가 불포화토로 이뤄진 보강토옹벽의 여름철집중강우와 관련된 연구는 기존의 붕괴사례에 대한 당해년도의 강우량만을 적용하거나, 최근 4년 동안의 해당지역 강우량을 적용하여 해석하는 것에 그쳤다. 해마다 내리는 강우의 양에는 변화가 있고 실제 강우의 조건을 보다 정확하게 모사하기 위해 확률-강우강도식을 도입한 해석이 되어야 함에도 불구하고, 이러한 해석이 이뤄지지 않았다. 또한 사면의 안정성분석의 개념을 도입한 보강토옹벽의 침투-응력 연계해석시의 사용된 수치해석 방법이 한계평형해석법이었기 때문에 전체안전율을 산정하는 것에만 그치는 해석상의 한계가 있었다.

이상의 기존의 연구사례에 대한 문헌연구를 바탕으로 한 본 연구의 의의는 다음과 같다.

첫째로, 본 연구에서는 강우시 보강토옹벽의 거동의 해석과 관련하여 기존의 해석의 미흡함을 보완하기위해, 기존의 불포화사면의 해석과 관련하여 신뢰성이 검증된 확률-강우강도개념을 도입한 수치해석을 실시하였다.

둘째로, 사면의 전체안전율을 산정하는 것에만 그치는 한계평형해석법의 미흡함을 보완하기 위해 유한요소법을 사용하는 수치해석 프로그램으로 해석을 수행하여 보강토옹벽의 전체안전율산정은 물론, 시간에 따른 응력분포 및 변위량을 파악하였다.

셋째로, 강우시 사면의 거동에 영향을 미치는 매개변수 중 가장 큰 영향을 미치 는 투수계수가 실제로 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 강우강도에 대한 뒷채움재의 투수계수의 비(k_s대I)를 변수로 입력하여, 뒷채움재의 투수계수를 제외한 동일한 물성치를 가지는 보강토 옹벽 모델이 특정 강우량에 대해 뒷채움재의 투수계수가 변화할 때의 시간변화에 대한 안정성분석을 실시하였다.

1.3 연구방법 및 범위

우리나라의 월평균 강우량을 보면 대략적으로 7~8월 사이에 연 강수량의 대부분이 집중적으로 내린다. 기상청(2010)의 데이터를 통해 월 평균 강우량을 보면 300*mm* 내외, 일 최대 평균 333*mm*, 시간 최대강우량은 평균 93*mm* 정도의 강우가 내리는 것으로 보고된다. 하지만 이러한 강우조건을 바탕으로 한 최대 강우량 개념을 실제 사면안정해석에 적용하기에는 어려움이 있다. 왜냐하면 우선 최대강우량의 경우 지속시간이 길지 않기 때문에 사면 내부에 침투되는 강우보다는 표면을 따라 유출되므로 이와 같은 해석은 무의미한 결과를 주기 때문이다(조성은 등(2000)). 따라서 수치해석시 보다 적절한 실제 강우 특성을 적용하기 위해서는 확률론적 강우강도 개념을 활용하여 강우강도와 강우지속시간을 동시에 고려해 사면 침투해석을 수행하는 것이 타당하다. 즉, 강우가 지반 내로 침투하는 경우 강우강도뿐만 아니라 강우의 지속시간도 중요한 요소이고, 장마나 태풍 등에 의한 대부분의 집중강우시 지속시간은 이틀 이내인 점을 감안하였을 때 이를 적절히 고려하는 확률론적 강우강도를 사용하는 것이 수치해석시 강우를 적절히 모사한다고 할 수 있다.

본 연구에서는 연구의 대상 지반인 불포화토를 뒷채움재로 하는 보강토옹벽이 강우의 영향을 받는 경우에 대한 매개변수인 점착력, 내부마찰각, 체적함수비, 뒷채움재의 투수계수, 강우강도 등의 요인 중 뒷채움재의 투수계수에 관한 연구를 수행하기위해 다음과 같은 연구를 실시하였다. 이승래(2009)의 연구를 바탕으로 국내 여건에 잘 부합하는 것으로 알려진 Talbot형 재현기간별 확률 강우강도 조건을 사용하였다. 또한 지속기간이 이틀이내인 장마나 태풍 등의 요소를 동시에 고려하고, 재현빈도가 높을수록 강우강도가 높은 조건으로의 침투해석을 위하여 정상섬 등(2009), 이승래 등(2009)의 연구를 참고하여 100년 빈도의 확률강우에 대하여 48시간(강우강도 13.06*mm/hr*)의 재현기간을 적용하고, 일정한 수량을 갖는 강우가 지속시간의 변화에 따라 시간당 내리

는 강우량이 변화하는 특성을 해석에 반영하기 위해, 즉 동일한 재현빈도에 대해 강우강도가 높을수록 지속시간이 짧아지는 경우와 동일한 재현빈도에 대해 강우강도가 낮을수록 지속시간이 길어지는 경우를 모사하기위해 각각 24시간(강우강도 18.06*mm/hr*), 96시간(강우강도 9.25*mm/hr*)에 대해 침투해석을 수행하였다. 또한 강우가 지속되는 시간뿐만 아니라 강우가 그친 후 침투된 강우의 지반 내 이동으로 인한 사면의 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 등을 확인하기 위해 강우 지속기간이 끝난 후 100일 경과시까지 추가적인 침투해석을 수행하였다.

김영상 등(2006)은 연구를 통해 여름철 집중강우의 영향을 받는 사면 안정성 해석에 있어서 주요 영향 요인이 되는 입력변수 중 가장 크게 영향을 받는 매개변수는 투수계수임을 확인하였다. 이와 동일하게 강우강도(I)에 따른 포화투수계수(k_s)의 변화가 집중강우의 영향을 받는 보강토옹벽의 해석에 있어서 어떤 영향을 미치는지를 파악하기 위해 김상규 등(1991)의 연구를 바탕으로 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)를 1대100, 1대1, 5대1, 10대1 100대1, 1000대1의 비율로 입력하여 하여 수치해석을 실시하여 시간에 따른 간극수압, 블록의 발생변위, 안전율의 변화의 확인하였다.

제 2 장 보강토옹벽과 설계법

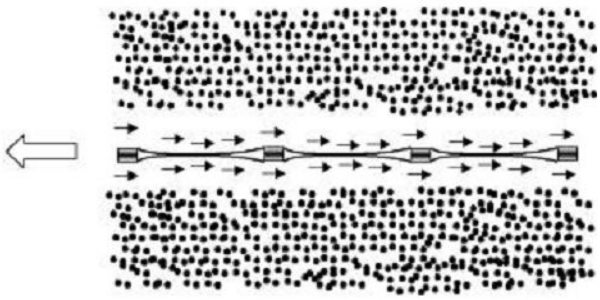
2.1 보강토공법의 기본개념

흙은 일반적으로 암석이나 강재, 콘크리트 등과 같은 재료와는 상이하게 입자들이 서로 강하게 부착되어 있지 않다. 그러므로 불연속 재료로 볼 수 있으며 흙 입자 자체만으로는 소정의 강도를 발휘하는데 한계가 있다. 보강토 공법의 역학적 개념은 흙의 인장력을 증가시키기 위하여 주된 변형률이 발생하는 방향과 평행하게 보강재를 포설하여 흙의 공학적 성질을 개량하는 것이다.

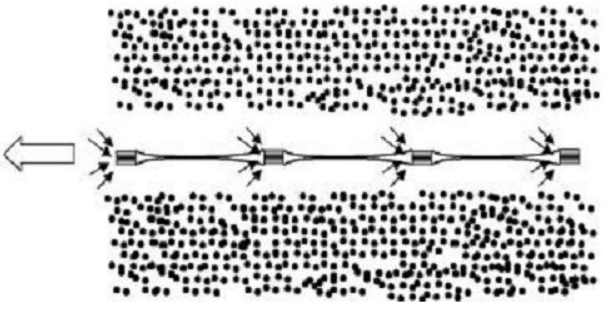
여기서 보강토 토체의 인장특성은 흙과 보강재의 상호작용에 의해 좌우되며 흙과 보강재 사이의 응력 전달은 보강재를 따라서 연속적으로 이루어지고 이러한 보강재의 효과는 전 토체에 고르게 나타난다.

흙과 보강재 사이의 응력전달은 그림 2.1과 같이 보강재의 형상에 따라 마찰저항 또는 수동저항이 발생한다. 마찰저항은 흙과 보강재의 접촉면에서 상대변위가 발생함으로써 발현되며 이때 격자형태의 보강재인 지오그리드와 흙 사이에 발생되는 마찰저항이 보강효과의 일부분을 차지한다.

또한, 지오그리드와 같이 격자 형태의 보강재에서 보강토체에 변위가 발생할 경우 보강재의 구성요소 중 변위가 발생하는 방향에 직각방향으로 배열된 요소에 의해 수동저항이 발생하며 이 수동저항이 지반보강효과의 큰 부분을 차지한다. 이러한 각 응력전달 기구의 중요도는 보강재의 형태, 표면 거칠기, 작용연직응력, 격자의 크기, 신장율에 따라 좌우되며 뒤채움재의 다짐도, 입도분포, 입자형상, 단위중량, 함수비, 점착력 및 강성 등에도 영향을 받는다.



a) 토사와 보강재의 표면마찰



b) 보강재 표면의 수동저항관계

그림 2.1 보강재에 작용하는 응력전이
모식도(이상조, 2000)

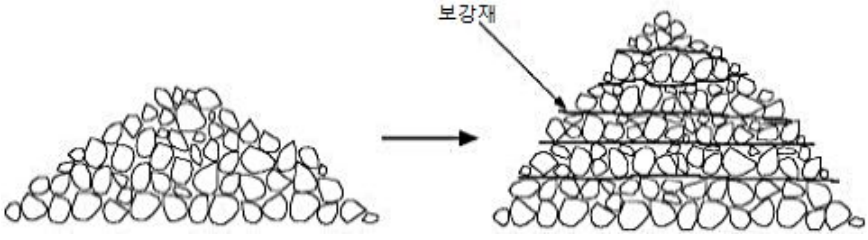


그림 2.2 보강효과 모식도(Vidal, 1978), (이상조, 2000)

2.2 보강토옹벽의 내·외적 안정해석

토목섬유 보강토옹벽의 합리적인 설계를 위해 다양한 해석 및 설계방법들이 제안되어 왔으며, 이러한 설계방법들은 대부분 옹벽파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석(Limit equilibrium analysis)을 사용하고 있다. 한계평형해석에 의한 설계방법들은 크게 2가지 유형으로 구분된다. 첫번째 유형은 보강토체의 수평방향 활동력이 보강재에 의해서 유발되는 수평방향 저항력과 평행을 이룬다고 가정하여 해석하는 방법이고, 두 번째 유형은 전통적인 사면안정해석과 같이 가정된 파괴활동면에서의 힘이나 모멘트 평형해석시 보강재 효과를 고려하는 방법이다. 전자는 보강재가 쐐기형태의 파괴토체에 대하여 인장저항 타이백(Tie-back)과 같은 역할을 한다고 해서 타이백 해석방법이고, 후자는 사면안정 해석방법이다. 이 연구에서는 타이백 해석방법에 의한 블록식 보강토옹벽의 설계시에 고려하여야 할 내·외적 안정성 검토에 대하여 알아보았다.

2.3 한계평형해석방법에 의한 설계

보강토옹벽 설계의 대표적 방법인 타이백 방법은 벽체파괴에 대한 안전율의 결정에 한계평형해석을 도입하여 전체 보강토체를 몇 개의 보강영역으로 세분하고, 세분된 각 영역의 수평방향 활동력이 보강재에 의하여 유발되는 수평방향 저항력과 평형을 이룬다는 가정을 사용하고 있다. 한편, (사)한국지반공학회의 구조물 기초설계기준해설(2003.2)에 의하면 실제적인 타이백 개념에 의한 보강토옹벽의 설계는 블록의 종류, 벽체경사 및 형상, 사용된 흙의 공학적 특성, 상재하중 조건, 보강재 종류 및 특성 등의 설계변수들의 선정에 의하여 수행된다. 그림 2.3에서는 보강토옹벽의 안정해석에 고려되는 파괴형상을 나타내며, 일반적으로 고려되는 외적 및 내적안정검토는 그림 2.3과 같은 보강토옹벽의 파괴에 대한 옹벽의 안정성 평가를 실시한다. 외적안정에는 활동, 전도, 지지력에 대하여 검토하며, 내적안정해석에는 보강재의 파단, 인발파괴, 국부활동, 보강재와 연결재의 파단 등에 대하여 검토하였다.

표 2.1에서 제시된 안전율보다 적을 때는 보강토옹벽의 폭(L)을 시행착오법에 의해서 그 길이를 조절한다. 한편, 한국도로공사의 “도로설계요령 토공 및 배수”, “도로설

계요령 옹벽"(2002)에 의하면 외적안정 해석시 예민한 구조물인 경우에는 흙의 공학적 특성 및 하중조건에 대해 설계자가 확신이 없다면 각 안전율을 0.5씩 증가시켜야 한다.

2.3.1 외적안정성 평가

보강토옹벽에서 외적안정은 보강토 영역에 의해 형성된 토체에 대해 채움재의 자중에 의해 발생되는 주동토압과 상재하중에 의한 안정성을 검토하는 것으로서, 설계 내구년한 동안 구조물의 기능을 충실히 수행할 수 있는 안정성을 가지고 있는지 판단하는 것이다.

표 2.1 보강토옹벽의 설계안전율

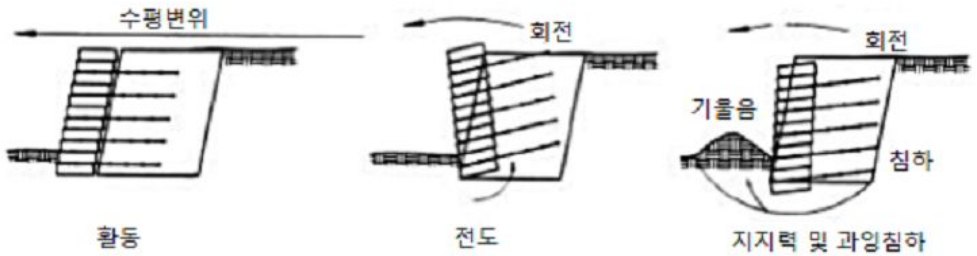
구분	검토항목		평상시	지진시	비고
외적 안정	활 동		1.5	1.1	
	전 도		1.5	1.1	
	지지력		2.5	2.0	
	전체 안정성		1.5	1.1	
내적 안정	인발파괴		2.0	1.5	
	보강재 파단	금속보강재	1.0	1.0	
		지오그리드	1.5	1.0	
		섬유보강재	1.5	1.0	

- 한국도로공사 설계기준, 2007

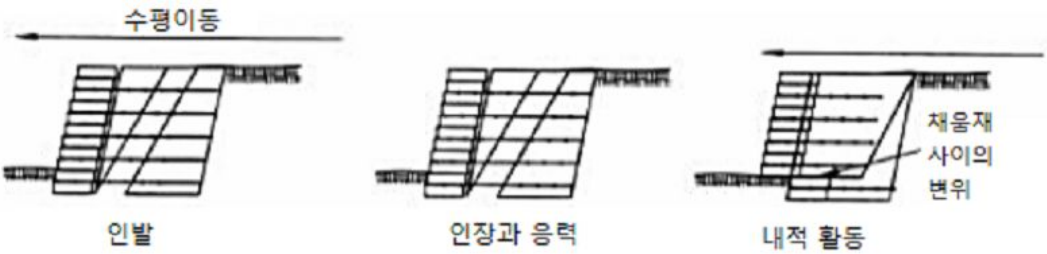
표 2.2 옹벽의 설계안전율

검토항목	평상시	지진시
활동(sliding)	1.5	1.1
전도(overturning)	2.0	1.5
지지력(bearing capacity)	3.0	2.0
전체안정성(overall stability)	1.2 ~ 1.5	1.1

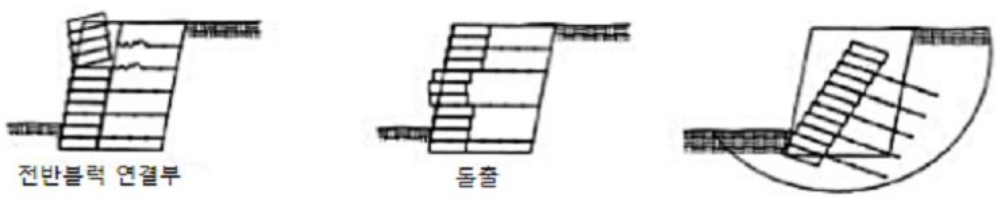
- 한국도로공사 설계기준, 2007



(a) 외적 안정



(b) 내적 안정



(c)국부적 안정 (d) 전반적인 안정

그림 2.3 보강토옹벽의 파괴형상(이상조, 2000)

표 2.3 쌓기비탈면 안정해석시 적용하는 기준안전율

구 분	기준안전율	참 조
건기	$F_S > 1.5$	·지하수가 없는 것으로 해석하는 경우
우기시	$F_S > 1.3$	·일반적인 쌓기 비탈면은 별도의 지하수위 조건 없음. 한쪽쌓기 한쪽깍기 비탈면에서는 측정한 지하수위 또는 침투해석을 통한 지하수위를 이용하여 해석 ·쌓기 표면에 강우침투가 발생하는 경우에는 강우침투를 고려한 해석 실시
지진시	$F_S > 1.1$	·지진관성력은 파괴토체의 중심에 수평방향으로 작용시킴 ·지하수위는 실제측정 또는 침투해석을 수행한 지하수위
단기	$F_S > 1.0 \sim 1.1$	·1년 미만의 단기적인 비탈면의 안정성
* 도로, 단지, 철도 등의 포장체가 형성되는 쌓기비탈면의 경우에는 필요시에 우기시 안전율을 검토하고 건기시의 안전율도 만족하도록 설계함 * 강도정수를 최대강도가 아닌 잔류강도로 해석한 경우 : 위 기준에서 0.1 감소 * 비탈면 상하부 파괴범위 내에 가옥, 건물 등의 고정시설물이 있는 경우 : 위 기준에서 0.05 증가 * 비탈면 상부 파괴범위 내에 1, 2종 시설물의 기초가 있는 경우 : 별도 검토 * 상기 조건을 중복 적용하여 $F_S < 1.0$인 경우에는 최소안전율 1.0 적용		

- 2009. 국토해양부 설계기준

표 2.4 보강토 옹벽 높이에 대한 안정성 평가 기준

항목	평가기준	H=2m	H=4m	H=6m	H=8m	조 건
수평변위	H의 2% 미만	4cm 미만	8cm 미만	12cm 미만	16cm 미만	시공 중
계획선형 오차	5% 미만	5% 미만	5% 미만	5% 미만	5% 미만	시공 중
침하량	H의 3% 미만	6cm 미만	12cm 미만	18cm 미만	24cm 미만	시공 중
전단 변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	5%미만	시공 중
진행성 침하량	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
계획선형 오차	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
진행성 활동	2cm 미만	2cm 미만	2cm 미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후
전단 변형률	벽체하단 지표면 5%미만	5%미만	5%미만	3cm 미만	3cm 미만	시공 후

※ 계획선형오차 = (상단수평변위 - 하단 수평변위) / 높이 * 100

- 한국시설안전공단, 2003

(1) 외적안정성 평가를 위한 토압의 산정

토류구조물에 작용하는 토압은 주동토압(P_a), 정지토압(P_o), 수동토압(P_p)이 있으나 옹벽에 작용하는 토압은 옹벽자체가 강체로서 회전이나 앞쪽으로 밀려나오는 변위가 발생하므로 주동토압을 적용한다. 한편, 토압을 산정하는 이론에는 여러 가지 방법이 있으나, 그 중 대표적으로 사용되는 토압이론에는 Coulomb과 Rankine의 이론이 있다.

Coulomb의 토압론은 옹벽과 흙 사이의 벽면마찰각을 고려한 흙 쐐기론에 의한 이론으로서 배면토는 소성평형상태에서 옹벽을 따라 활동한다고 가정하였고, Rankine의 토압론은 옹벽과 흙 사이의 벽면마찰을 무시한 소성론에 의한 이론이다. 이와 같이

Coulomb과 Rankine의 토압론의 가장 중요한 차이점은 벽면마찰의 고려이다. 지표면이 수평일 경우 Rankine토압은 수직성분이 없으나 Coulomb 토압은 벽면마찰각을 경사지게 작용하여 수직성분을 포함시킴으로써 옹벽의 안정성 판단에 중요한 차이를 일으키게 한다. 따라서 Coulomb에 의해 산정한 주동토압이 상대적으로 적은 값을 나타나게 된다. Coulomb의 주동토압계수(K_a)는 다음 식 (2.1)과 같이 나타낸다.

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi_i + \omega)}{\cos^2\omega\cos(\omega - \delta_i)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta_i)\sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\omega - \delta_i)\cos(\omega + \delta)}}\right]^2} \quad (2.1)$$

그림 2.4에서는 외적안정에 고려되는 보강토체의 자중과 상재하중에 의한 토압의 분포를 보여준다. 그림 2.4와 같이 상재하중이 가해질 때 보강토옹벽에 가해지는 토압은 높이 H의 보강토옹벽 배면에 작용하는 것을 가정한다. 이때 옹벽 배면에 작용하는 자중만의 수평토압의 크기(P_s) 및 작용위치(Y_s)는 식 (2.2) 및 (2.4)와 같이 계산된다. 또한, 보강토옹벽의 상단에 등분포 하중이 작용 시에는 수평토압의 크기(P_q) 및 작용위치(Y_q)는 식 2.3 및 2.5와 같이 나타낼 수 있다.

$$P_s = 0.5K_a\gamma_i(H + h)^2\cos(\delta_e - \omega) \quad (2.2)$$

$$P_q = (q_l + q_d)K_a(H + h)\cos(\delta_e - \omega) \quad (2.3)$$

$$Y_s = (H + h)/3 \quad (2.4)$$

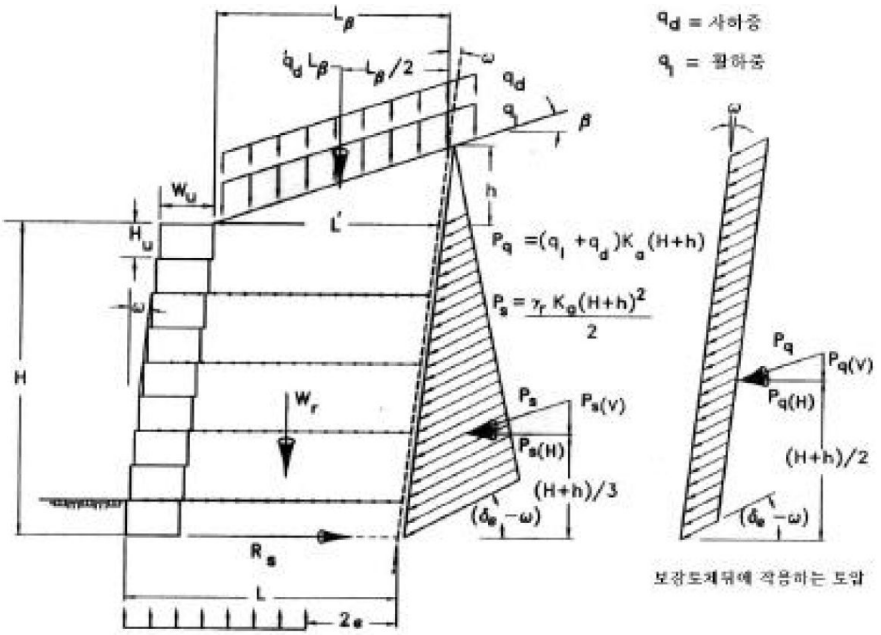
$$Y_q = (H + h)/2 \quad (2.5)$$

총 주동토압(P_a)의 수직분력은 NCMA 설계이론에서는 일반적으로 무시한다. 따라서 보강토옹벽의 배면에 흙의 자중과 상재하중의 작용으로 인한 총 수평토압(P_a)은 다음 식 (2.6)으로 나타낸다.

$$P_a = P_s + P_q \quad (2.6)$$

(2) 활동(Base sliding)

보강토옹벽의 수평안정성은 그림 2.4에서 나타낸 바와 같이 저면활동 저항력 R_s에 의해 유지된다. 활동저항력(R_s)의 크기는 옹벽저면에서 가장 연약한 흙의 전단강도에 의해 결정되는 것으로 간주한다. 그러므로 다음 식 (2.7), (2.8), (2.9)에서 정의된 최소 활동 저항력(R_s)중에서 제일 작은 값을 저면 활동안정율을 산정하는데 사용된다.



Q_a = 기초지반의 허용하중

$L' = L - W_u$

$L'' = \frac{L' \tan\beta \tan\omega}{1 - \tan\beta \tan\omega}$

$L_\beta = L' + L''$

$h = L_\beta \tan\beta$

$P_a = P_s + P_q$

δ_e = 외적 접촉마찰각

그림 2.4 외적안정 해석에 고려되는 보강토체의 응력 및 토압분포 (이상조, 2000)

① 뒤채움재에 의한 활동저항력

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_i \quad (2.7)$$

② 배수재에 의한 활동저항력

$$R_s = C_{ds}(q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_d \quad (2.8)$$

③ 기초지반에 의한 활동저항력

$$R_s = C_{ds}[c_f L + (q_d L_\beta + W_{r(i)} + W_{r(\beta)}) \tan \phi_f] \quad (2.9)$$

여기서, ϕ_i : 뒤채움재의 내부마찰각

ϕ_d : 배수재의 내부마찰각

ϕ_f : 기초지반의 내부마찰각

만일 섬유보강재나 토목섬유 필터가 옹벽기초저면에 위치하지 않는다면 보강재의 직접활동계수(C_{ds})는 1로 간주한다. 보강토체에 작용하는 무게 $W_{r(i)}$, $W_{r(\beta)}$의 계산을 간단하게 하기위하여 뒤채움재의 단위중량과 블록의 단위중량을 같다고 가정한다. 이러한 가정은 뒤채움재와 블록의 단위중량이 약 25%정도의 차이가 있으나 설계에 중요한 영향을 미치지는 못한다. 그러므로 $W_{r(i)}$, $W_{r(\beta)}$의 계산은 다음 식 (2.10) 및 (2.11)과 같다.

$$W_{r(i)} = L \gamma_i H \quad (2.10)$$

$$W_{r(\beta)} = \frac{(L' \gamma_i L_\beta \tan \beta)}{2} \quad (2.11)$$

활동에 대한 안전율의 산정 시에는 식 (2.7), (2.8), (2.9)에서 최소인 활동저항력 R_s를 선정하여, 다음과 같이 안전율을 나타낼 수 있다.

$$FS_{sl} = \frac{R_s}{P_a} \quad (2.12)$$

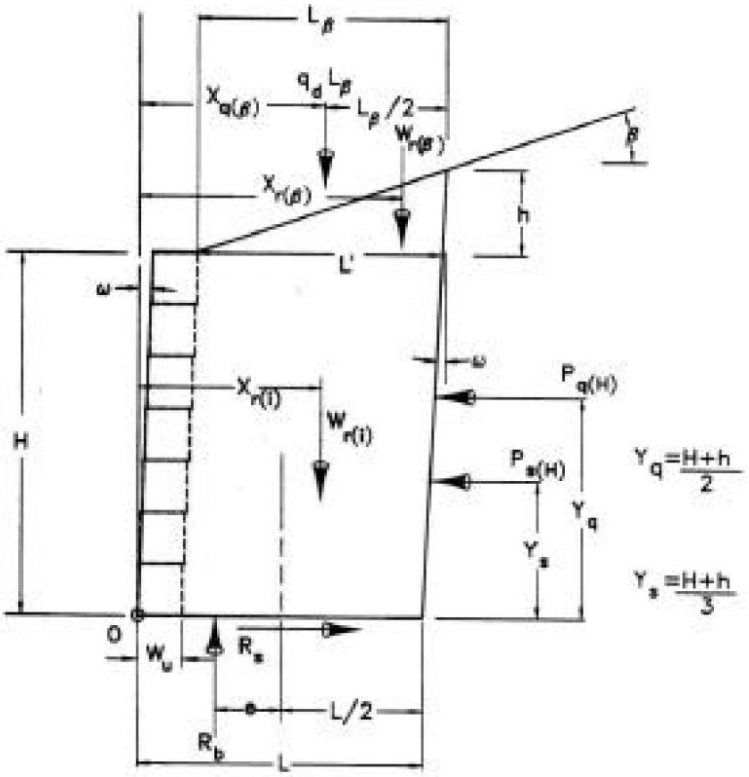


그림 2.5 외적안정 해석시 고려되는 하중의 자유물체도
(이상조, 2000)

(3) 전도(Overturning)

일반적인 보강토옹벽의 설계 시 그림 2.5에 나타난 옹벽저면 선단부위 O점에 대한 모멘트에 대하여 전도의 안정성이 확보되어야 한다. 따라서 전도에 저항하는 모멘트는 그림 2.5에 나타난 바와 같이 보강토영역의 자중에 의한 힘과 보강토영역에 존재하는 등분포하중에 의한 힘으로 분류된다. 저항모멘트의 합 M_r은 식 (2.13)과 같고, 작용점의 길이 $X_{r(i)}$, $X_{r(\beta)}$, $X_{d(\beta)}$은 각각 식 (2.14), (2.15), (2.16)에 나타내었다.

$$M_r = W_{r(i)} X_{r(i)} + W_{r(\beta)} X_{r(\beta)} + q_d L_\beta X_{q(\beta)} \quad (2.13)$$

$$X_{r(i)} = (L + H \tan\omega)/2 \quad (2.14)$$

$$X_{r(\beta)} = H\tan\omega + W_u + 2L'/3 \quad (2.15)$$

$$X_{q(\beta)} = L + [(H + h)\tan\omega] - (L_\beta/2) \quad (2.16)$$

보강토영역의 배면에 작용하는 수평토압으로 인한 전도모멘트(M_o)의 합은 식 (2.17)과 같다. 따라서 저면 선단부위의 전도에 대한 안전율은 식 (2.18)과 같이 나타낼 수 있다.

$$M_o = P_s Y_s + P_q Y_q \quad (2.17)$$

$$FS_{ot} = \frac{M_r}{M_o} \quad (2.18)$$

(4) 지지력(Bearing capacity)

일반적으로 허용지지력의 초과로 발생하는 보강토옹벽의 침하는 보강토옹벽의 폭 L의 증가에 의하여 방지할 수 있다. 그러므로 보강토체는 연속적인 대상기초위에 작용하는 것을 가정한다. 그림 2.5에 나타낸바와 같이 반력 R_b의 편심하중의 영향을 고려하기 위하여 유효 폭 B는 다음 식 (2.19)와 같이 나타낼 수 있다. 유효 폭 B에 작용하는 허용지지력은 다음 식 (2.21)과 같으며, 식 (2.22)는 극한지지력을 나타낸 것이다. 또한, 지지력에 대한 안전율은 식 (2.23)과 같이 나타낸다.

$$B = L - 2e \quad (2.19)$$

여기서, e : 반력 R_b의 편심거리

$$e = \frac{P_s Y_s + P_q Y_q - W_{r(i)}(X_{r(i)} - L/2) - W_{r(\beta)}(X_{r(\beta)} - L/2) - q_d L_\beta (X_{q(\beta)} - L/2)}{W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + q_d L_\beta} \quad (2.20)$$

$$Q_a = \frac{[W_{r(i)} + W_{r(\beta)} + (q_l + q_d)L_\beta]}{B} \quad (2.21)$$

$$Q_{ult} = c_f N_c + 0.5\gamma_f B N_r + \gamma_f H_{emb} N_q \quad (2.22)$$

$$FS_{bc} = \frac{Q_{ult}}{Q_a} \quad (2.23)$$

여기서, Q_{ult} : 기초지반의 극한 지지력

Q_a : 기초지반의 허용지지력

N_c, N_q, N_r : 무차원지지력 계수

c : 기초지반 흙의 점착력

2.3.2 내적 안정성평가

내적안정성해석은 흙과 블록, 지반섬유보강재 등을 일체된 복합구조물로 가정하여 해석을 수행하여야 한다. 수평보강재에 의해 저항되는 인장력은 Coulomb의 토압이론을 이용하여 계산한다. 내적안정해석은 인장응력, 인발저항력, 내적활동파괴 등에 대하여 검토한다.

(1) 토압의 산정

내적안정 해석을 위한 토압의 산정은 외적해석시의 토압산정과 같은 방법으로 수행된다. 그러나 외적안정 해석과의 차이점은 깊이해석에 있어서 H+h보다 적은 H만을 적용한다는 점이다. 그림 2.6은 내적안정 해석시 필요한 토압의 분포를 나타내고 있다. 보강토옹벽의 배면에 자중과 상재하중의 작용으로 인한 총 수평토압(P_a')은 다음 식 (2.26)으로 나타낸다.

$$P_s' = 0.5K_a\gamma_t(H+h)^2\cos(\delta_e - \omega) \quad (2.24)$$

$$P_q' = (q_l + q_d)K_a(H+h)\cos(\delta_e - \omega) \quad (2.25)$$

$$P_a' = P_s' + P_q' \tag{2.26}$$

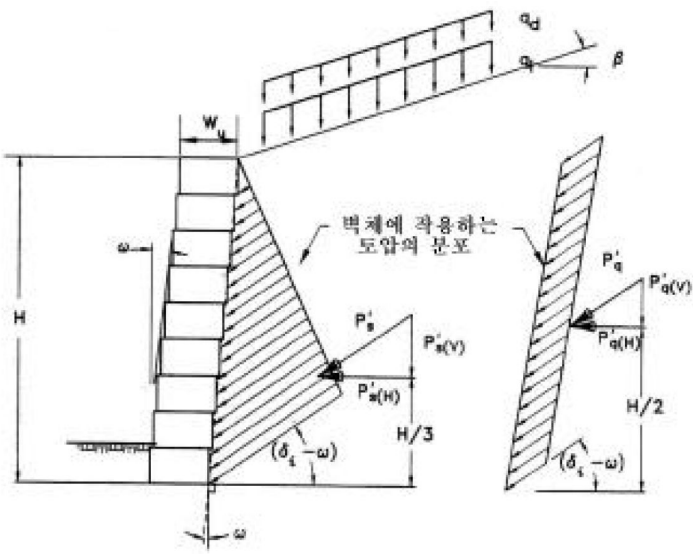


그림 2.6 내적안정성 해석시 토압의 분포
(이상조, 2000)

(2) 보강재의 과잉인장응력

보강재에 작용하는 하중은 어떠한 경우라도 보강재의 최대허용하중을 초과할 수 없으며, 식 (2.27)으로 나타낼 수 있다.

$$F_{g(n)} \leq T_{a(n)} \tag{2.27}$$

여기서, $F_{g(n)}$: 보강재에 작용하는 하중

$T_{a(n)}$: 보강재의 최대허용하중

1) 최소 보강 층의 결정

최소 보강 층의 평가는 보강토 블록의 배면에 작용하는 수평토압과 최소한 평행한 상태가 되어야 한다. 다음 식 (2.28) 및 (2.29)는 각각 단일 보강재일 경우와 두 가지 이상의 보강재가 쓰일 경우의 최소 보강 층 개수를 나타낸 것이다.

$$N_{min} = \frac{P'_a}{T_a} \quad (2.28)$$

$$N_{min} = N_1 + N_2 + \ldots + N_t \quad 1 \quad (2.29)$$

$$P'_{(a)} = T_{a(1)}(N_1) + T_{a(2)}(N_2) + \ldots + T_{a(n)}(N_n) \quad (2.30)$$

여기서, P′α : 수평주동토압

Tα : 장기허용설계 하중

Nn : 보강재 개수

2) 보강재에 유발된 인장하중

보강재에 유발된 인장하중(F_g)은 보강재의 인장응력이 보강토체의 보강에 영향을 미치는 영향면적(A_c)과 수평토압에 관련이 있으며, 영향면적은 인접한 그리드 사이의 중간위치까지의 거리로서 정의된다.

$$F_g' = [\gamma_i D_n + q_l + q_d] K_a A_{c(n)} \cos(\delta_i - \omega) \quad (2.31)$$

여기서, D_n : 벽체의 상단에서 영향면적까지의 깊이

$$A_{(1)} = \frac{(E_{(2)} + E_{(1)})}{2} \text{(최상단에서의 영향면적)}$$

$$A_{c(n)} = \frac{(E_{(n+1)} - E_{(n-1)})}{2} \text{(상하단사이에서의 영향면적)}$$

$$A_{c(n)} = H - \frac{(E_{(n)} - E_{(n-1)})}{2} \text{(하단에서의 영향면적)}$$

2.3.3 보강재의 인발력

보강재의 인발은 토체 내에서 보강재와 흙 사이의 마찰력에 의해 발생된 힘에 의해서 막을 수 있다. 또한, 보강재 정착능력($A\,C_n$)는 보강재에 작용하는 하중(F_g)과 연계해서 인발저항에 대한 안전율을 산정할 수 있으며, 식 (2.32)로 나타낼 수 있다.

$$A\ C_n = 2L_{a(n)}\, C_i (d_n\, \gamma_i + q_d) \tan \phi_i \tag{2.32}$$

여기서, $L_{a(n)}$: 보강재의 정착길이

C_i : 보강재/흙 마찰계수

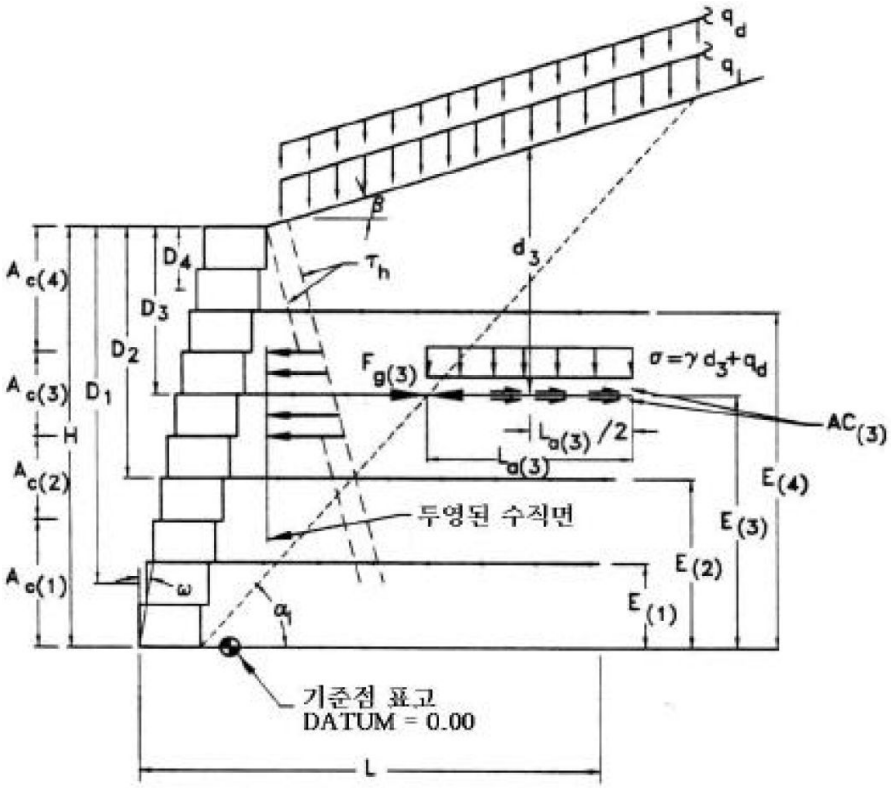
d_n : 보강재 정착부위에서 지표면까지 거리

$$FS_{po} = \frac{A\, C_n}{F_{g(n)}} \tag{2.33}$$

여기서, FS_{po} : 인발 저항에 대한 안전율1

$A\, C_n$: 보강재 정착능력

$F_{g(n)}$: 보강재에 작용하는 하중



$A_{(c)}$ = 보강영역 $L_{a(n)}$ = n층의 앵커길이

$D_{(n)}$ = 보강영역의 중간지점 H = 높이

$F_{g(n)}$ = n 보강층에 작용하는 힘 q_d = 사하중

d_n = 보강앵커 길이에 재하하는 상재하중의 평균심도

α_i = 내적파괴포락선의 각도 σ_h = 수평토압

E_n = 기준점 상부 보강층의 높이 ω = 전면벽의 경사

AC_n = n층의 앵커인발력 q_l = 활하중

그림 2.7 내적안정 해석에 사용되는 힘과 응력도(이상조, 2000)

2.3.4 보강재 저면에서의 활동에 대한 저항력

내부 활동에 대한 안정성 검토는 보강재 표면을 따라 발생할 수 있는 활동파괴 가능성에 검토를 수행한다. 식 (2.34)와 (2.42)와 같이 보강재 표면에서의 전단저항 ($R'_{s(n)}$)과 블록 접촉면에서의 전단저항력($V_{u(n)}$)은 내부 활동에 저항하는 요소이며, ($P'_{a(H,n)}$)은 내부 활동을 일으키려고 하는 힘으로 나눌 수 있으며, 다음은 그 계산과정을 나타낸 것이다.

$$R'_{s(n)} = C_{ds}(q_d L_{\beta(n)} + W'_{(i,n)} + W'_{r(\beta,n)})\tan\phi_i \quad (2.34)$$

여기서, $W'_{(i,n)}, W'_{r(\beta,n)}$: 활동면 상부에서의 작용하중

C_{dr} : 직접전단계수

다음 식 2.38은 활동에 대한 적용대상 보강재의 길이 산정방법을 나타낸 것이다.

$$L'_{s(n)} = L - W_u - \Delta L_{(n)} \quad (2.35)$$

$$\Delta L = (E_{(n+1)} - E_{(n)})/\tan\alpha_e \quad (2.36)$$

$$L''_{s(n)} = \frac{L'_{s(n')}\tan\beta\tan w}{1 - \tan\beta\tan w} \quad (2.37)$$

$$L_{\beta(n)} = L'_{s(n)} + L''_{s(n)} \quad (2.38)$$

$$h_{(n)} = L_{\beta(n)}\tan\beta \quad (2.39)$$

또한, 식 (2.40)과 (2.41)은 활동면 상부 토사의 무게를 나타낸 것이다.

$$W'_{r(i,n)} = (L'_{s(n)})(H - E_{(n)})(\gamma_i) \quad (2.40)$$

$$W'_{r(\beta,n)} = [(\gamma_i)(L_{\beta(n)})(L'_{s(n)})(\tan\beta)]/2 \quad (2.41)$$

또한, 블록 접촉면에 작용하여 내부 활동에 저항하는 전단저항력은 적용대상 블록 위에 놓인 블록의 총 무게에 의해 좌우되며, 다음 식 (2.42)와 같이 나타낼 수 있다.

$$V_{u(n)} = a_{u(n)} + W_{w(n)} \tan \lambda_u \quad (2.42)$$

여기서, $a_{u(n)}$: 블럭의 최소 전단력

λ_u : 블럭의 마찰각

따라서, 저면의 보강재에 작용하는 내부 활동에 대한 안전율은 다음 식(2.43)으로 나타낼 수 있다. $P_{a(H,n)}$은 보강재에 작용하는 전하중이다.

$$FS_{sl(n)} = (R'_{s(n)} + V_{u(n)})/P_{a(H,n)} \quad (2.43)$$

2.3.5 블록과 보강재의 연결강도

블록/보강재 연결부에서의 파단 또는 활동 파괴를 방지하기 위해서는 블록/보강재 연결부가 충분한 연결강도를 보유하여야 한다. 연결강도는 파괴가 일어날 경우의 극한상태 연결강도와 임의의 변위량에서의 사용상태 연결강도로 표현할 수 있으며, 연결부의 극한강도는 다음 식 (2.44)와 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{cl(n)} = T_{ultconn(n)}/FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad (2.44)$$

여기서, $T_{cl(n)}$: 장기 허용 연결강도

$T_{ultcon(n)}$: $NCMA\,SRWU-1$ 시험방법에 의한 극한 연결강도

FS_{cs} : 연결부 파괴에 대한 안전율

내구년한 동안 전면벽체의 허용 변위량은 약 20mm이므로 연결부에서도 허용 변위량을 20mm로 간주한다. 따라서, 다음 식 (2.45)는 내구년한 동안에 필요한 연결강도를 나타낸 것이다.

$$T_{cs(n)} = T_{con(n)}@20_{(n)}/FS_{cs} \leq T_{a(n)} \quad (2.45)$$

여기서, $T_{cs(n)}$: 사용성을 고려한 장기허용연결강도

$T_{conn}@20_{(n)}$: $NCMA\ SRWU-1$ 방법에 의한 $20mm$ 변형에서의 극한연결강도

극한 연결강도($T_{ultcon(n)}$)는 고려대상 블록 상부에 위치한 블록의 총 중량과 힌지 높이에 의해 좌우되며, 임의의 높이에 위치한 보강재의 극한강도 및 내구년한 상태 하에서의 연결강도는 다음 식 (2.46), (2.47)과 같이 나타낼 수 있다.

$$T_{ultconn} = a_{cs} + W_{w(n)} \tan\lambda_{cs} \quad (2.46)$$

$$T_{conn}@20_{(n)} = a'_{cs} + W_{w(n)} \tan\lambda'_{cs} \quad (2.47)$$

2.3.6 국부 배부름

국부적 배부름 현상은 포설된 보강재의 상·하부 블록에 작용하는 토압이 블록 사이의 전단저항력을 초과할 경우에 발생한다. 그러므로 배부름현상에 대한 저항은 작용토압의 크기, 보강재의 연직간격, 그리고 블록간의 전단저항력에 의해 좌우된다. 블록의 배부름에 대한 안정성 검토는 각 보강재에 대하여 수행하여야 하며, 안전율은 식 (2.51)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P'_{a(H,n)} = P'_{s(H,n)} + P'_{q(H,n)} \quad (2.48)$$

$$P'_{s(H)} = 0.5(K_{a\ (i'n\eta)})(\gamma_i)(H)^2 \cos(\delta_i - \omega) \quad (2.49)$$

$$P'_{q(H,n)} = (q_d + q_l)(K_{a(int)})(H)\cos(\delta_i - \omega) \quad (2.50)$$

$$FS_{sc(n)} = V_{u(n)} / [P_{a(H,n)} - (F_{g(i)} + \ldots + F_{g(n)})] \quad (2.51)$$

여기서, $V_{u(n)}$: 블럭 접촉면의 전단저항력

$P'_{a(H,n)}$: 작용 전하중

$F_{g(n)}$: 보강재에 작용하는 유발 인장력

2.4 보강토옹벽의 내부응력이론

2.4.1 인장력 분포

Payen은 실제 보강토옹벽에 대한 연구와 수치해석을 통하여 보강토 구조체에서 보강재에 작용하는 최대 인장력은 전면 판으로 부터 약 $0.3H$ 떨어진 거리에서 최대가 된다고 발표하였다. 또한, 보강토옹벽에서 관찰된 깊이에 따른 최대인장력의 변이성은 Rankine이론과 매우 상이한 것으로 나타났다. 그림 2.8은 보강토옹벽에서 보강재에 작용하는 인장력의 분포도를 나타낸 것이다.

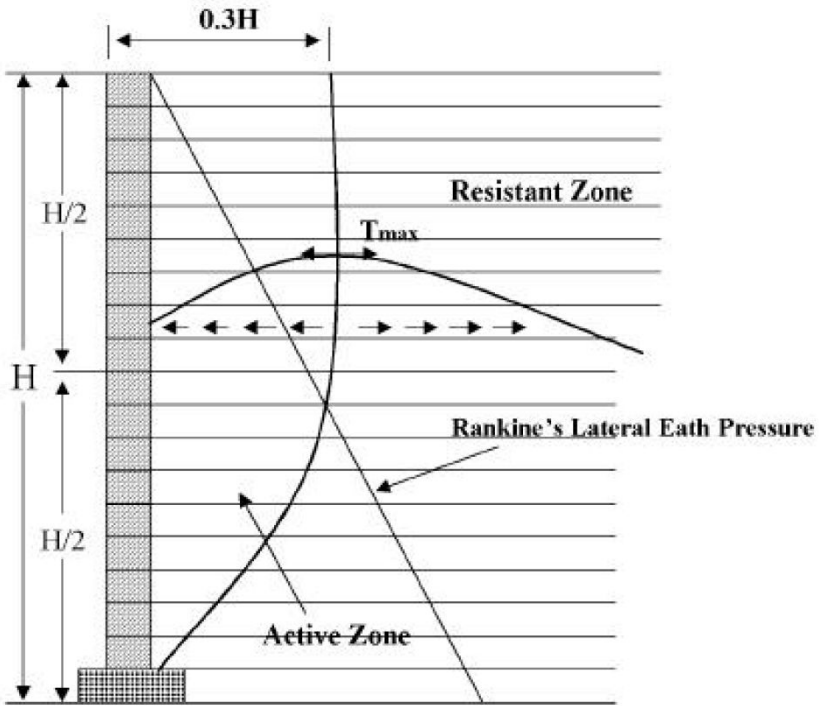


그림 2.8 보강재의 인장력 분포도
(이상조, 2000)

2.4.2 토압의 분포형태

타이백 설계방법에 의한 토압의 분포 형태는 정지토압에 기초한 삼각형 토압분포를

Forest Service가 제안하였다. Collin(1997)은 계측된 자료와 수치해석을 통하여 보강재의 종류 즉, 토목섬유(Geotexile), 지오그리드에 대한 토압의 분포를 직사각형과 사다리 형태로 제안하였다. 또한, Rankine토압을 기초로 Bonaparte는 보강토체 배변의 수직토압을 고려하여 비선형 토압분포를 제안하였다.

NCMA설계이론은 Coulomb토압을 기초로 한 삼각형 분포로 채택하고 있다. 그림 2.9는 타이백 설계방법에 의한 토압의 분포 형태를 나타낸 것이다.

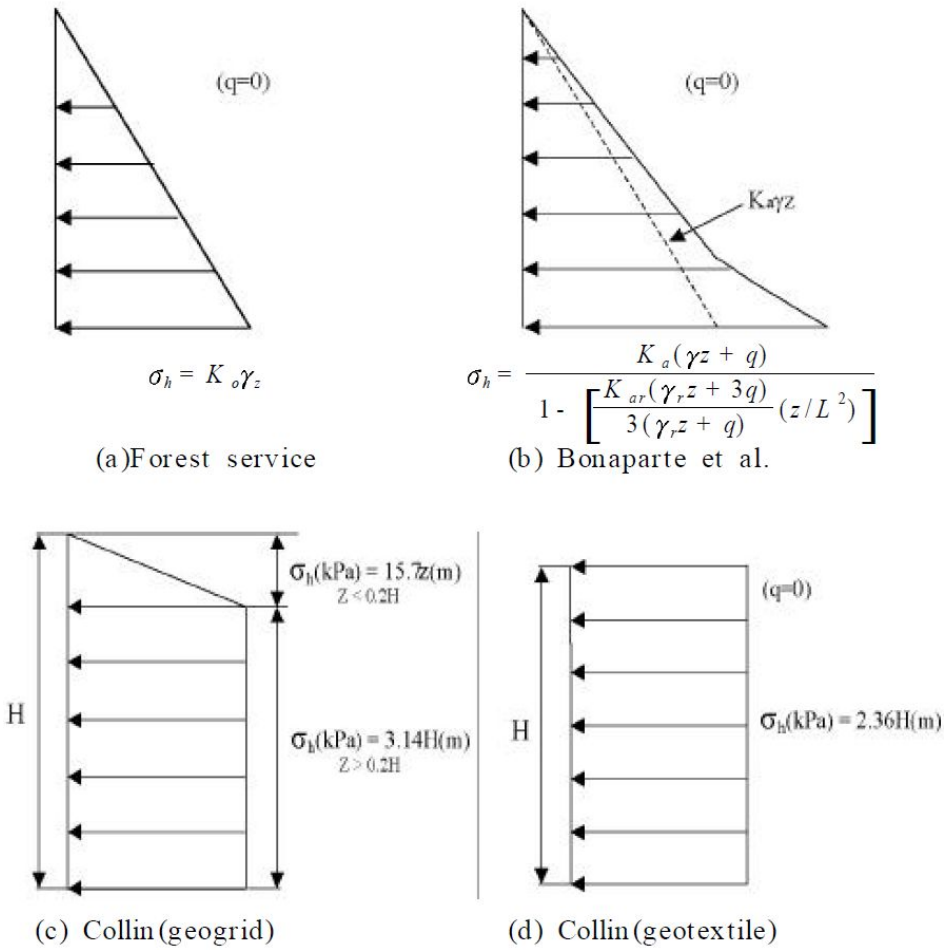


그림 2.9 타이백 방법에 의한 토압의 분포
(KICT/ 95- GE- 1101 연구보고서)

2.5 전면벽체의 수평변위 예측방법

보강토옹벽에서 수평변위가 허용치 이상 발생하면 보수가 상당히 어려우므로 이에 대한 대책으로서 수평변위의 예측이 필요한 상황이다. Christopher외 2인은 수치해석, 모형시험, 원심모형시험에 의해서 변위를 예측하는 방법을 제시하였다. 이 방법은 옹벽의 최상단에서 벽체의 최대변위가 변위가 발생한다고 가정하며, 상부하중이 1.95t/m^2증가할 때마다 변위량의 25%를 증가하도록 하였다. 식 (2.52)는 합성섬유재료 일 때 적용하며, 식 (2.53)은 강철과 같은 신장률이 거의 없는 보강재 일 때 적용한다.

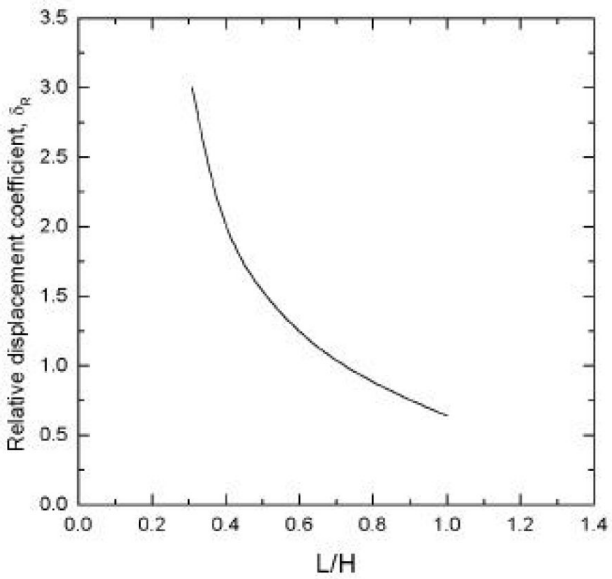


그림 2.10 보강토옹벽의 변위예측 곡선(Christopher et al., 1989)

$$\delta_{\max} = \frac{\delta_R H}{250} \tag{2.52}$$

$$\delta_{\max} = \frac{\delta_R H}{75} \tag{2.53}$$

2.6 보강토 옹벽의 붕괴

2.6.1 보강토 옹벽의 붕괴원인

보강토옹벽이 붕괴되거나 손상되는 주된 원인으로는 전반활동 검토미비, 기초지반

지지력 부족, 뒤채움 흙 다짐불량, 배수시설 미비, 부적절한 뒤채움 흙 및 배수재 사용, 전면벽체 시공불량 등을 들 수 있다고 하였다. 이러한 원인으로 인해 발생할 수 있는 보강토옹벽의 피해형상으로는 저면활동, 전도, 침하, 전반활동 등의 외적 파괴 형상과 보강재 인발, 보강재 파단, 내적 활동 등의 내적 파괴 형상 및 연결부 파괴, 전면벽체 전단파괴, 상부벽체 탈락 등의 국부적인 파괴 형상 등을 들 수 있다. 그리고 최근 들어 이러한 피해에 영향을 미치는 요인 중에 여름철에 발생하는 집중호우도 크게 연관되어 있는 것으로 보고되고 있다.

2.6.2 강우시 보강토옹벽의 거동 및 붕괴사례

현장의 배수처리가 잘 이뤄지지 못하여 지표수가 보강토체에 직접 유입되는 경우에는 지하수의 유입시보다 다량의 우수가 보강토체에 침입하여 지반약화, 수압발생 및 세굴을 일으켜 극적인 안정성 저하가 발생하여 큰 변형 또는 붕괴가 발생하는 빈도가 높은 편이다.

그림 2.11의 사례는 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상을 나타내고 있다. 그림에서 보강토 상부에 유입수는 없지만 계곡수의 침투로 인해 보강토옹벽의 하단부에 지하수가 누출되는 것을 볼 수 있다.

그림 2.11 계곡부에 설치된 보강토옹벽의 지하수 누출현상

(1) 벽체상부 파괴형

그림 2. 12은 보강토의 뒷채움 토사가 불량하여 지표수가 유입되었을 때 벽체의 상부 뒷채움 토사의 간극수압 증가로 인한 파괴형상을 나타내고 있다. 이는 보강토옹벽 설계시 제시한 뒷채움재를 시공시에 사용하지 못함으로써 나타난 결과로 볼 수 있다.

그림 2.12 A현장 (전라도) 벽체상부 붕괴현장 : 뒤채움토사 불량

그림 2.13과 그림 2.14에서는 보강토옹벽 시공후에 계곡지표수와 강우시에 발생한 지표수가 보강토 배면으로 침투하여 옹벽이 붕괴된 사례를 보여주고 있다. 각 그림은 보강토옹벽의 시공과정에서 고려해야 할 여러 요인들을 고려하여 시공하는 것도 중요하지만, 보강토옹벽이 시공된 이후에 예상되는 보강토 주변의 지표수 배수 관리가 철저하게 이루어져야 함을 일깨워주고 있다.

그림 2.13 B현장 (강원도) 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 계곡지표수 유입

그림 2.14 C현장 (강원도) 벽체상부 붕괴현장 : 강우시 지표수 유입

(2) 벽체전도형

그림 2.15에서는 보강토옹벽이 시공된 후, 강우 시 주변도로에 지표수가 과다하게 유입됨으로써 세굴 및 전도현상이 발생한 결과를 나타내고 있다. 강우 시에 발생한 지표수가 보강토 배면으로 침투하여 옹벽배면의 간극수압을 상승시킨 결과 옹벽이 붕괴됨은 물론 보강토 상부에 포설된 아스팔트 도로마저 세굴되는 결과를 낳게 되었다.

그림 2.15 D현장 (강원도) 벽체전도현장 : 지표수유입에 의한 세굴 및 전도

(3) 기초세굴 및 침하형

그림 2.16 E현장(경기도) : 유입된 지표수로 인한 기초부 세굴 및 침하발생

그림 2.16에서는 보강토옹벽 벽체 배면사면에서의 지하수 용출현상과 기초부 세굴현상 및 벽체침하, 균열현상을 나타내고 있다. 강우시에 보강토 뒷채움재로 과다유입된 지표수가 배수잡석을 통해 기초부 세굴 및 침하 발생시킨 것으로 판단된다.

(4) 벽체변위형

그림 2.17 F현장(경기도) : 계곡수 유입에 의한 벽체변위발생

그림 2.17에서는 강우시 계곡수가 부적절한 배수처리로 보강토옹벽에 유입되어 벽체변위를 발생시킨 형태를 나타내고 있다.

이창섭, 신은철(2004)에 의하면 현장의 배수처리가 잘 이뤄지지 못하여 지표수가 보강토체에 직접 유입되는 경우에는 지하수의 유입시보다 다량의 우수가 보강토체에 침입하여 지반약화, 수압발생 및 세굴을 일으켜 극적인 안정성 저하가 발생하여 큰 변형 또는 붕괴가 발생하는 빈도가 높은 편이다.

2.6.3 보강토 옹벽의 배수와 관련된 국내기준

강우시 보강토옹벽의 붕괴사례들을 통해 보강토옹벽의 붕괴와 관련된 여러 요인 중 보강토옹벽의 배수, 특히 여름철 강우가 집중되는 경우의 배수성이 보강토 옹벽의 안정성 및 옹벽의 전체적인 거동에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있었다.

(1) 보강토 옹벽의 배수성에 관련된 인자

보강토 옹벽의 배수성에 관련된 인자를 열거하면 다음과 같다.

1) 뒤채움흙의 상태
2) 필터층의 배치 및 규격
3) 보강토상부 배수 및 방수처리
4) 보강토내부 수평층 배수
5) 지하맹암거 및 수로의 배치
6) 보강토옹벽의 종횡단 배수계획
7) 배수시설의 관련조항

(2) 배수와 관련 국내 설계/시공 기준

표 2.5 배수관련 국내 설계/시공 기준검토

구 분	구조물 기초설계 기준	토목섬유 설계 및 시공요령	비탈면 설계기준 (2006)	도로공사	토지주택 공사
뒤채움흙	○	○	○	○	○
필터층배치 및 규격	○	○	○	○	○
보강토상부 배수 및 방수처리	△	△	△	△	△
보강토내부 수평층배수	△	△	○	○	△
지하맹암거 및 수로의 배치	△	△	○	△	△
보강토옹벽의 종·횡단 배수계획	△	△	△	△	△
배수시설 관련조항	△	△	○	△	△

비탈면설계기준(건설교통부, 2006. 4)의 배수관련 기준이 가장 상세한 것으로 나타나

고있다. 단, 비탈면설계기준의 경우에도 보강토옹벽상부의 방수처리, 종횡단배수계획 등에 대한 세부항목의 기술이 국외기준(NCMA, FHWA)등에 비해 부족한 편이므로 이에 대한 보완이 필요할 것으로 판단된다.

2.7 불포화토의 특성

사면안정해석은 통상적으로 건조상태 및 포화상태로 나누어진다. 그러나 일반적인 경우와 달리 강우시 건조된 사면은 포화되면서 그 상태가 급격히 달라지기 시작한다. 이러한 조건상에 놓여 있는 것이 건조사면 및 포화사면의 중간상태인데 이러한 상태의 흙은 흙 입자의 고체상태, 간극의 물 뿐만 아니라 공기라는 3상의 생태를 지닌다. 이러한 불포화상태의 토사에 대한 이해가 사면안정해석의 기본 바탕을 이룬다.

2.7.1 불포화 토질역학

(1) 불포화토의 정의

일반적으로 토질역학은 포화 토질역학(saturated soil mechanics)과 불포화 토질역학(unsaturated soil mechanics)으로 나눌 수 있다. 현장에서 일상적으로 접하는대부분의 지반은 아래 그림 2.18과 같이 완전 포화상태도, 완전 건조상태도 아닌 불포화상태에 놓여 있다. 그럼에도 불구하고 대부분의 지반공학이나 지중구조물 설계시 지반을 포화상태로 간주하는 것은 해석상의 편의성과 안정성 때문이다.

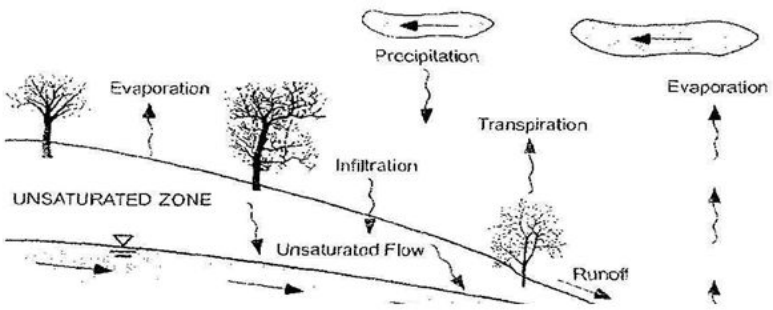


그림 2.18 자연상태 불포화토에서의 물의 순환

포화토와 불포화토의 거동이 크게 차이가 나는 것은 불포화토에서는 포화토와는 달리 공기상(air phase)이 하나 더 존재하기 때문인데, 이로 인해 공기와 물의 접촉면인 수축막(contractile skin)이 생겨 4상(four phase)의 관계가 만들어지기 때문이다. 여기에서, 수축막(contractile skin)은 공기압과 수압의 평형상태를 유지하는 역할을 하는 것으로 물의 표면장력에 의해 인장력을 발휘하게 된다.

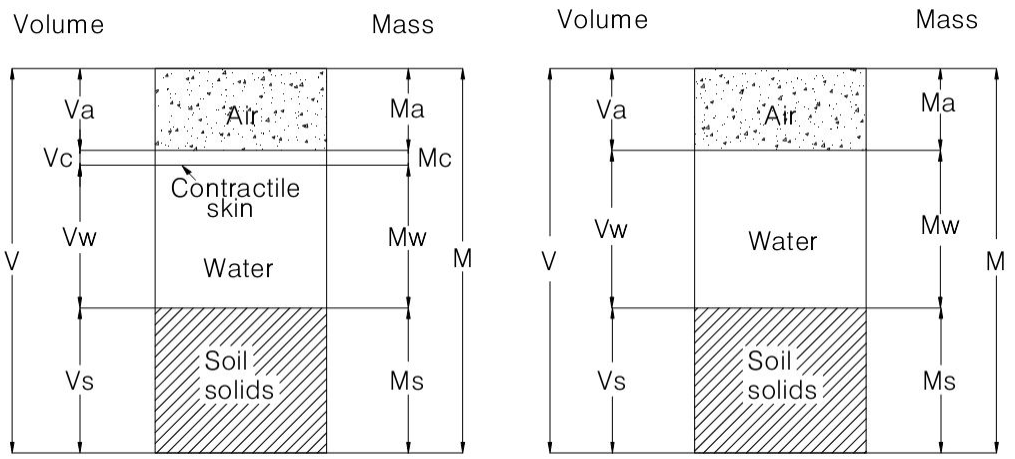


그림 2.19 불포화토의 3상 및 4상 관계

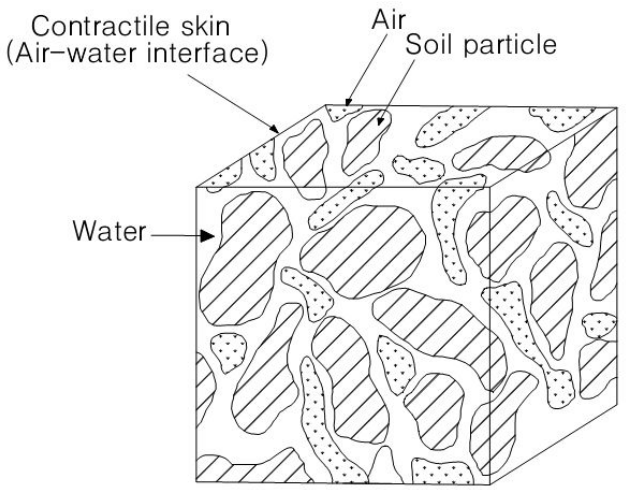


그림 2.20 불포화토의 구성요소들

포화토와는 달리, 불포화토에서는 흙 속의 공기를 고려하면 거동예측이 매우 어려워

진다. 포화토에서는 실내시험을 통해서 설계 대상 지반의 거동특성을 파악 할 수 있는 토질정수(parameter)를 쉽게 구할 수 있고, 이를 이용한 해석을 통해 지반의 응력상태나 조건의 변화에 따른 지반의 거동을 예측하기가 용이하지만, 불포화토에서는 흙 속에 포함되어 있는 공기의 높은 압축성과 공기 함량에 따른 수압의 변화 및 공기압 유지 등의 문제로 인해 실내시험을 통해 필요한 지반정수를 획득하기가 매우 어렵다. 또한, 어렵게 구한 불포화토의 지반정수들이 고정된 값이 아니라 지반의 함수비나 포화도에 따라 비선형적으로 변화되기 때문에 강우나 증발 등으로 인해 변화되는 불포화지반의 거동을 예측하는 것은 매우 힘든 일이다. 결과적으로 시험을 통해 함수비에 따라 변화되는 불포화토의 지반정수를 구하고 이를 설계에 적용하는 데에는 적지 않은 시간과 비용이 소요된다. 이러한 이유로 불포화 토질역학에서는 간단한 시험을 통해 구할 수 있는 매개체를 이용하여 함수비에 따라 변화하는 지반의 여러 정수를 예측하는 방법 및 모델에 대한 연구가 밀도 있게 이루어져 왔다. 대체적으로 예측을 위해 사용되는 매개체로는 구하고자 하는 지반정수의 포화상태의 값과 함수특성곡선(Soil-Water Characteristic Curve, SWCC)이 주류를 이루고 있다. 함수특성곡선은 불포화상태인 지반의 공학적 특성을 가장 잘 대변해 주는 것으로 지반의 함수비나 포화도에 따른 흙 속의 공기압과 수압의 차(matricsuction,이하 모관흡수력)를 나타낸 것이다.

(2) 모관 흡수력

토질역학적인 문제에 관한 불포화토의 거동특성을 설명하기 위해서 가장 중요한 요소로써의 흙의 흡수력(soilsuction)은 Edlefsen 등(1943)에 의해 흙입자 사이에 존재하는 물의 자유에너지상태(free energy state of soil water)로 정의된다. Richards(1965)는 대기압보다 낮은 압력에서 토중수가 평형상태에 있거나 흙이 물을 받아들이기 위해 발휘하는 힘, 즉 흙의 흡수력을 간극수의 자유에너지 상태로 정의하고 이 값은 토중수의 부분 증기압(partial vapor pressure)의 형태로 측정되어질 수 있다고 하였다. 이러한 관계를 수식으로 표현하면 식 (2.54)과 같다.

$$\Psi = -\frac{RT}{v_{w0} w_v} \ln\left(\frac{u_v}{u_{v0}}\right) \tag{2.54}$$

여기서

ψ : 전 흡수력(KPa)

R : 기체상수[8.31432j/(mol · K)]

T : 절대온도[T=(273.16+t°)(K)]

t° : 섭씨온도(°C)

v_{w0} : 물의 비체적[1/ ρ_w(m^3/kg)]

ρ_w : 물의 밀도(t°=20℃일때, 998kg/ m^3)

w_v : 수증기의 분자량(18.016kg/kmol)

u_v : 간극수의 부분 증기압(KPa)

u_{v0} : 같은 온도에서 순수한 물의 포화증기압(KPa)

식 (2.54)에서 나타낸 ψ은 흙의 전 흡수력이며, 전 흡수력은 모관흡수력과 삼투흡수력으로 구분된다. 즉, 전 흡수력은 토중수의 자유에너지를 뜻하며 모관흡수력과 삼투흡수력은 이 자유에너지의 두 가지 요소이다. 이러한 관계를 다음과 같은 식 (2.55)으로 표현할 수 있다.

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \qquad (2.55)$$

여기서

Ψ : 전 흡수력(total suction)

$(u_a - u_w)$: 모관흡수력(matric suction)

u_a : 간극공기압(pore air pressure)

u_w : 간극수압(pore water pressure)

π : 삼투흡수력(osmotic suction)

일반적으로, (u_a-u_w)에 해당하는 모관흡수력은 물과 표면장력으로 인한 모세관 상승현상에 관련되어 있는데, 흙에서 입자들 사이의 작은 반경들을 갖는 간극 속에서 지하

수면 위로 모세관현상이 흡수력으로 이루어지는 것이다. 모관흡수력은 보통 현장에서 대기압($u_a=0$)으로 해석되는 간극공기압에 대하여 부의 압력을 갖는다. 반면에, 용해된 염분이나 철분 같은 농도에 따른 현상을 삼투흡수력(osmotic suction)이라 하는데, 흙 속의 간극수가 용해된 염분을 포함하고 있는 경우 상대습도가 낮아져서 간극수의 염분도가 증가하면 삼투성분이 증가하여 결과적으로 삼투흡수력이 증가하게 된다. Fredlund 등(1993)은 사막과 같은 건조지역 및 반건조지역에서 삼투력의 측정치가 크게 나타나는 것은 이러한 이유 때문이라고 하였다. 또한, Krahn 등(1972)은 재성형 다짐시료에 대한 시험결과, 모관흡수력은 함수비에 따라 큰 변화를 보이는 반면, 건조밀도에 대하여는 독립적인 경향을 보였다.

2.8 함수특성곡선과 투수계수곡선

2.8.1 함수 특성곡선

함수특성곡선(Soil-Water Characteristic Curve, SWCC)은 함수량에 따른 모관흡수력의 변화를 나타내는 곡선으로 불포화지반의 고유한 특성을 나타내며 지반의 강도와 거동특성을 결정하는 매우 중요한 기본물성이라 할 수 있다. 함수비는 흙 속의 간극이 함유한 물의 양으로 정의되며, 흙의 체적과 간극수 체적의 비로 표현되는 체적함수비(volumetruc water content) θ, 또는 흙의 무게와 간극수 무게의 비로 나타내는 중력함수비(gravimetric water content) ω로 표현할 수 있으며 포화도 S도 흙속에 포함된 간극수의 양을 나타내는 방법 중 하나다. 지반공학에서는 대부분의 경우, 중력함수비를 사용하지만 불포화토의 경우에는 전체 간극 중 물이 흐를 수 있는 가용공간을 나타내는 지표인 체적함수비를 사용하는 것이 일반적이다. 왜냐하면, 흙 입자, 물, 공기 3가지를 동시에 고려해야 하는 불포화토의 해석에서는 포화토 해석에 사용되는 중량함수비로 단순하게 그 특성을 표현할 수 없으므로 체적함수비 개념으로 간극공기압까지 고려해야 한다.

함수특성곡선은 여러 방식으로 표현될 수 있으나, 본 연구에서 사용한 함수특성곡선은 체적함수비 θ와 모관흡수력(matric suction)과의 관계를 나타내는 것으로 정의한다.

그림 2.21는 역S자의 전형적인 함수 특성곡선의 형태를 보여주고 있으며, 함수 특성곡선으로 알 수 있는 불포화토의 특성값은 다음과 같다. 포화된 간극은 모관흡수력의

증가에도 불구하고 공기 함입치를 초과할 때까지 간극으로부터 물이 유출되지 않는다(포화영역). 이러한 공기 함입치는 완전 포화된 간극 속으로 공기가 유입되기 시작하는 시점의 모관흡수력으로 정의된다.

흙 속의 간극으로 공기가 계속 유입되면서 물이 유출되고 지반의 모관 흡수력은증가하게 된다. 여기서, 함수특성곡선의 가장 중요한 요소이며 지반의 고유한 특징인 곡선의 경사가 정해진다(전이영역, transitionzone).곡선의 경사(변곡점)는 AEV와 잔류함수비를 결정짓는 중요한 요소가 된다.

모관흡수력의 증가에도 더 이상 물이 유출되지 않는 함수비가 존재하게 되며 그함수비를 잔류 함수비라 한다. 이 함수비에서 남아있는 물은 열에 의해서만 제거가 가능하다. 포화함수비 θ_s는 흙의 최대 체적함수비를 의미하고 이 값이 흙의 간극률과 일치하지는 않는다. 실제 포화함수비는 일반적으로 갇혀있거나 용해된 공기를 모두 포함하기 때문에 간극률보다 5~10% 더 작은 값을 갖기 때문이다.

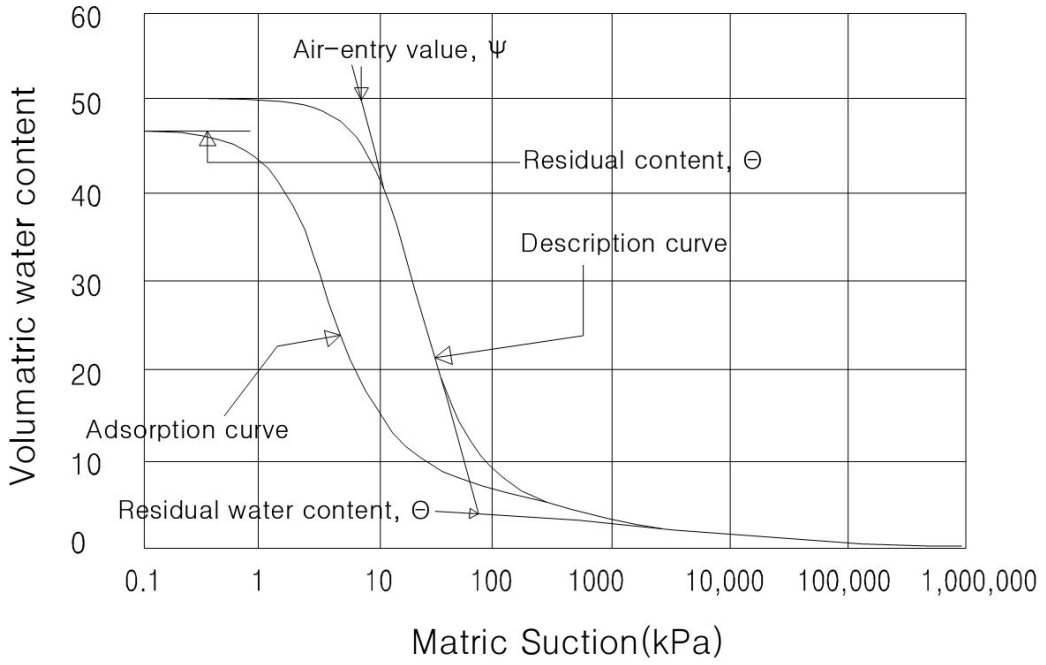


그림 2.21 실트질 토사의 전형적인 함수특성곡선(Fredlund & Wong,1989)

2.8.2 함수 특성곡선의 예측

불포화 영역에서 유체의 흐름이나 오염물질 이동에 수치모델이 널리 사용되고 있다. 수치해석의 적용을 위해서는 불포화토의 특성을 나타내는 모델이 필요한 계수의 결정이 요구된다. 따라서 연구자들은 불포화토의 공학적 특성이 흡인력에 영향을 받는 것에 착안하여 함수 특성을 나타내는 모델에 사용되는 계수를 결정하는 방법에 많은 노력을 기울여왔다. 현재까지 연구된 함수특성곡선의 예측방법은 크게 두 가지 방법이 있다. 첫 번째 방법은 압력셀, 텐지오메터 시험 등과 같은 함수특성시험을 통한 경험적 예측방정식을 이용하는 방법이 있으며, 두 번째는 흙입자의 구조 및 겉조직인 입도분포와 습윤 단위중량으로부터 함수 특성곡선을 예측하는 방법이 있다.

함수 특성시험을 통한 결과를 바탕으로 함수특성곡선을 예측하는 방정식은 Fredlund and Xing(1994), Van-Genuchten(1980), Mualem(1976), Burdine(1953), Gardner(1956), Brooks and Corey(1964)에 의하여 발표되었으며, 각 연구자에 의해 제안된 경험방정식은 식 (2.56) ~ 식(2.61)에 나타낸 바와 같다.

$$\omega_w = \omega_s \left[1 - \frac{\ln\left(1+\frac{\Psi}{h_r}\right)}{\ln\left(1+\frac{10^6}{h_r}\right)} \right] \times \left[\frac{1}{\left[\ln\left[\exp(1) + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f} \right] \right]^{m_f}} \right] \tag{2.56}$$

여기서, ω_w는 메트릭 흡인력 단계별 중량함수비, ω_s는 포화중량함수비, a_f는 공기함입저항값과 관련된 계수(kPa), n_f는 공기함입저항값을 초과한 후의 경사와 관련된 계수, m_f는 잔류함수비와 관련된 계수, h_r는 잔류함수비에 대응하는 메트릭 흡인력(kPa), ψ는 메트릭 흡인력(kPa)을 나타낸다.

$$\omega_w = \omega_{rvg} + (\omega_s - \omega_{rvg}) \left[\frac{1}{\left[1 + (a_{vg}\Psi)^{n_{vg}} \right]^{m_{vg}}} \right] \tag{2.57}$$

$$\omega_w = \omega_{rm} + (\omega_s - \omega_{rm})\left[\frac{1}{\left[1+(a_m\Psi)^{n_m}\right]^{(1-\frac{1}{n_m})}}\right] \quad (2.58)$$

$$\omega_w = \omega_{rb} + (\omega_s - \omega_{rb})\left[\frac{1}{\left[1+(a_b\Psi)^{n_b}\right]^{(1-\frac{2}{n_b})}}\right] \quad (2.59)$$

$$\omega_w = \omega_{rg} + (\omega_s - \omega_{rg})\left[\frac{1}{\left[1+a_g\Psi^{n_g}\right]}\right] \quad (2.60)$$

$$\omega_w = \omega_r + (\omega_s - \omega_r)\left[\frac{a_c}{\Psi}\right]^{n_c} \quad (2.61)$$

여기서, ω_{rvg}, ω_{rm}, ω_{rb}, ω_{rg}, ω_r는 잔류중량함수비, a_{vg}, a_m, a_b, a_c는 공기함입저항값과 관련된 계수(kPa), n_{vg}, n_m, n_b, n_c는 공기함입저항값을 초과한 후의 경사와 관련된 계수, m_{vg}는 잔류함수비와 관련된 계수를 나타낸다.

또한, 흙의 입도분포와 습윤밀도를 바탕으로 함수특성곡선을 예측하는 모델은 Fredlund and Wilson(1997), Arya and Paris(1981), Scheinost 등(1997), Vereecken 등(1989)에 의하여 제안되었으며, 각각의 연구자에 의한 함수특성곡선 예측모델은 식(2.62)~(2.65)에 나타낸 바와 같다.

$$P_p(d) = \frac{1}{\ln\left[exp(1)+\left(\frac{g_a}{d}\right)^{gn}\right]^{gm}} \times \left[1-\left[\frac{\ln(1+\frac{d_r}{d})}{\ln(1+\frac{d_r}{d_m})}\right]^7\right] \quad (2.62)$$

여기서, $P_p(d)$는 특정 입자크기(d)에서의 통과백분율, g_a는 방정식의 초기 변곡점에 대응하는 계수, g_n은 방정식의 경사에 대응하는 계수, g_m은 방정식의 곡률에 대응하는 계수, d는 입자 크기(mm), d_r은 잔류 입자 크기(mm), d_m은 최소 입자 크기(mm)를 나타낸다.

$$\Psi_i = 2\gamma\cos\theta/\rho_w g\gamma_i \quad (2.63)$$

여기서 ψ는 메트릭 흡인력, γ는 물의 표면장력, θ는 접촉각, ρ_w는 물의 밀도, g는

중력가속도. r_i는 간극반경을 나타낸다.

$$\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)(1+(\alpha h)^n)^m \quad (2.64)$$

여기서. 계수 $a=a_0+a_1 \cdot d_g$, $n=n_0+n_1 \cdot \sigma^{-1}$,$\Theta_s=s_1 \cdot F+s_2 \cdot clay_x$, $\Theta=r_1 \cdot clay_x+r_2 \cdot C_{org}$, $m=(-)1$로 가정 F는 간극률, C_{org}는 유기물함유량, d_g는 입도분포곡선에서 평균입경, σ_g는 입도분포곡선의 표준편차, $clay_x$는 점토함유율이다.

$$S_e = \{1+(\alpha h)^n\}^{-m} \quad (2.65)$$

여기서, S_e는 $(\Theta-\Theta)/(\Theta-\Theta)$, Θ는 체적함수비, Θ는 잔류체적함수비, Θ는 포화 체적함수비, h는 수두(cm), a, n, m은 계수이다.

2.8.3 불포화 투수계수의 예측

함수특성곡선은 다른 불포화토에 관한 계수를 예측하기 위한 기본요소로 사용된다. Childs and Collins-George(1950)는 함수특성곡선에 포함된 정보가 불포화토의 특성을 판단하는데 유용하다고 설명하고 간극크기의 다양한 변화에 기초한 투수계수방정식의 예측 모델을 제안하였다. 그 이후로 이 모델은 Marshall(1958)에 의해 수정되었고 Kumze 등(1968)에 의해 더욱 발전되었다. 함수특성곡선이 제공하는 정보에 기초하여 부피변화, 전단강도, 투수계수, 확산, 흡착, 증가확산 등 많은 다른 불포화토의 성질을 예측하는 방법이 제안되었다. 불포화토에 포함된 간극수의 분포와 구조적 역할을 이해하는 것이다. 함수특성곡선의 적용성은 그 곡선으로부터 투수계수 방정식을 유추할 수 있다는 것이다. 가장 최근에 발표된 불포화 투수계수 방정식 중 식 (2.66)은 Fedlund 등(1994)에 의해 제안된 식이다.

$$k_r(\Psi) = \frac{\int_{\ln(\Psi)}^{b} \frac{\theta(e^y) - \theta(\Psi)}{e^y}\, \theta'(e^y)\, dy}{\int_{\ln(\Psi_{aev})}^{b} \frac{\theta(e^y) - \theta_s}{e^y}\, \theta'(e^y)\, dy} \qquad (2.66)$$

여기서, b는 $ln(1{,}000{,}000)$, y는 흡인력을 대표하는 적분변수, ψ_{aev}는 공기함입저항값, Θ'는 함수특성방정식의 도함수, k_r은 상대투수계수(k_i/k_s)를 나타낸다.

2.9 유한요소법을 이용한 사면안정해석

2.9.1 사면안정해석의 개요

일반적으로 사면의 안정성을 평가하는 방법으로 사면을 다수의 절편으로 분할하여 해석하는 한계평형법이 많이 사용되고 있다. 그러나 김주용 등(1998)은 한계평형법은 사면내의 가상활동면에 대한 전체안전율은 산정할 수 있으나 전체사면의 응력분포 및 변위량은 예측할 수 없으며 실제 사면의 형성과정에 따른 응력이력효과를 고려하기 어렵다고 하였다.

특히 강우의 침투로 인한 대부분의 사면파괴의 경우 파괴면 전체에 걸쳐 동시에 파괴에 도달하지는 않으며 국부적인 파괴지역이 점진적으로 확대되어 전체 사면의 불안정을 유발하게 되는 진행성 파괴(progressive failure)의 형태를 보인다. 이러한 경우 시간에 따라 지반응력상태가 변화하므로 한계평형법의 적용성이 매우 떨어진다. 즉, 한계평형법 등의 방법은 지반의 파괴에만 중점을 둔 해석인데 비해 유한요소해석에서는 지반내의 응력상태, 변형양상을 알 수 있는 동시에 파괴에 이르기까지의 국소적인 항복영역의 진행과정을 알 수 있는 장점이 있다.

Ng 등(1998), Fourier 등(1999), Fredlund 등(1995)의 강우 침투로 인한 불포화 사면안정성 평가를 위한 연구를 살펴보면, 대부분이 불포화지반의 흐름해석을 통하여 강우침투로 인한 사면내의 모관흡수력 분포를 구하고 이를 한계평형법에 적용하여 안전율을 구하는 방식을 취하고 있다. 이때 불포화토의 함수특성을 고려한 흐름해석은 유한요소법을 통하여 수행되며 한계평형법을 적용하기 위하여 모관흡수력을 고려한 보완된 Mohr-Coulomb 파괴규준이 사용된다.

한편, 침투-응력해석 기법을 이용한 안정해석법이 적용되기도 하였는데, Alonso 등(1995)은 침투-응력해석의 결과로 얻어진 간극수압에 대한 자료를 한계평형법의 입력치로만 사용하거나, Sun(1995)의 연구 결과는 전체안전율을 계산하지 않고 거동해석에 그쳐 유한요소법의 해석능력을 충분하게 활용하지 못하는 단점이 있다. 최근에 Cai 등(1998)은 강우에 의한 수평배수의 불포화 사면 안정성에 미치는 영향을 연구하기 위해 3차원 유한요소 흐름해석과 3차원 탄소성 유한요소 해석을 통한 강도감소법(shear strength reduction finite element method)을 사용하기도 하였다.

2.9.2 유한요소 응력장을 이용한 사면안정해석

김주용 등(1998)이 제안한 방법으로, 한계평형법에서 사용되는 안전율의 정의에 대한 개념을 동일하게 사용하기 위해 전체안전율은 다음 식(2.67)과 같이 정의할 수 있다.

$$F_s = \frac{\int_\Gamma \tau_f d\Gamma}{\int_\Gamma \tau_i d\Gamma} \tag{2.67}$$

여기서 τ_i는 활동면상에서의 전단응력이며 τ_f는 같은 위치에서의 전단강도이다. 그리고 Γ는 파괴면의 길이이다.

τ_i와 τ_f는 유한요소 해석에서 얻은 응력장으로부터 다음 식(2.68)~식(2.70)과 같이 구할 수 있다.

$$\tau_f = c' + \sigma_n^* \tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \tag{2.68}$$

$$\tau_i = 0.5(\sigma_y^* - \sigma_x^*)\sin 2\alpha + \tau_{xy}\cos 2\alpha \tag{2.69}$$

$$\sigma_n^* = \sigma_x^* \sin^2\alpha + \sigma_y^* \cos^2\alpha - \tau_{xy}\sin 2\alpha \tag{2.70}$$

여기서 c'는 재료의 유효 점착력, ϕ'는 재료의 내부마찰각, ϕ^b는 모관흡수력의 증가에 의한 전단강도의 증가를 고려하기 위한 마찰각, σ^*_n은 가상활동면에 수직 방향으로 작용하는 법선응력이고 α는 수평면과 활동면이 이루는 각도를 나타낸다. 또한 u_a, u_w, σ^*_x 및 σ^*_y는 각각 간극공기압, 간극수압, x방향 및 y방향의 순응력(net stress)이고, τ_{xy}

는 전단응력이다.

사면의 안전율을 구하기 위한 식(3.14)의 가상활동면에 대한 응력적분을 수행하기 위해서 전체응력 평활화기법(global stress smoothing method)을 사용하여 유한요소의 각 절점에서 연속된 응력장을 구성하였다. 그리고 이 응력장으로부터 2차원 전체좌표계에서 가상활동면에 따른 응력적분을 1차원 지역좌표계에서의 적분형태로 변환시켜 수치적분을 수행한다.

유한요소법을 이용하여 사면의 안정성을 평가하는 과정은 우선 유한요소법을 사용하여 사면에 대한 응력해석을 수행한 다음 이 응력해석 결과를 바탕으로 가상활동면에 대한 사면의 안전율을 산정하고 최소의 안전율을 주는 임계단면을 결정한다. 임계단면을 얻기 위해서는 가상활동면의 형상을 변화시키면서 보다 작은 안전율을 탐색하게 되는데 이 탐색과정을 합리적으로 수행하기 위하여 체계화된 최적화 전략을 사용한다.

2.10 강우시 불포화사면의 안정해석

2.10.1 확률강우강도를 반영한 사면안정해석

우리나라의 월평균 강우량을 보면 대략적으로 7~8월 사이에 연 강수량의 대부분이 집중적으로 내린다. 월평균 강우량을 보면 300mm 내외, 일 최대 강우량은 평균 333mm, 시간 최대강우량은 평균 93mm 정도의 강우가 내리는 것으로 보고된다(기상청 2010). 하지만 이러한 강우조건을 바탕으로 한 최대 강우량 개념을 실제 사면안정해석에 적용하기에는 어려움이 있다. 왜냐하면 우선 최대강우량의 경우 지속시간이 길지 않기 때문에 사면 내부에 침투되는 강우보다는 표면을 따라 유출되므로 이와 같은 해석은 무의미한 결과를 주기 때문이다. 따라서 수치해석시 보다 적절한 실제 강우 특성을 적용하기 위해서는 확률론적 강우강도 개념을 활용하여 강우 강도와 강우 지속시간을 동시에 고려해 사면 침투해석을 수행하는 것이 타당하다. 즉, 강우가 지반 내로 침투하는 경우 강우강도뿐만 아니라 강우의 지속시간도 중요한 요소이고, 장마나 태풍 등에 의한 대부분의 집중강우시 지속시간은 이틀 이내인 점을 감안하였을 때 이를 적절히 고려하는 확률론적 강우강도를 사용하는 것이 수치해석시 강우를 적절히 모사한다고 할 수 있다.

이러한 이론을 바탕으로 본 연구에서는 국내여건에 잘 부합하는 것으로 알려진

Talbot형 재현기간별 확률 강우강도 조건을 사용하였다.(표 2.6, 그림 2.22) 또한 장마나 태풍 등의 요소를 동시에 고려한 침투해석을 위하여 100년 빈도의 확률강우에 대하여 48시간(강우강도 13.06*mm/hr*)의 재현기간을 적용하여 각각 침투해석을 수행하였다. 동일한 100년 발생빈도의 확률강우강도식의 조건에 대해 지속시간에 따라 강우강도 또한 달라지는 조건을 모사하기위해, 48시간의 강우 지속시간을 기준으로 24시간(강우강도 18.42*mm/hr*)의 재현기간과 96시간(강우강도 9.25*mm/hr*)의 재현기간을 적용하였다.

표 2.6 Talbot형 확률-강우강도식

구분	10년 빈도	20년 빈도	50년 빈도	100년 빈도	비고
Talbot형 (mm/hr)	$\frac{467.17}{t^{0.5}-0.009}$	$\frac{540.17}{t^{0.5}+0.128}$	$\frac{634.457}{t^{0.5}+0.265}$	$\frac{705.387}{t^{0.5}+0.352}$	t:강우지속시간 (분)

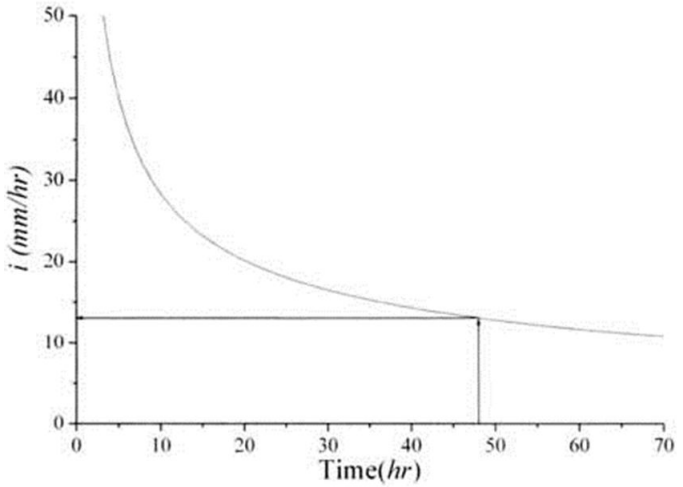


그림 2.22 Talbot형 100년 빈도 확률 강우강도

제 3 장 보강토옹벽 모델 해석

이 장에서는 본 연구에 사용된 유한요소해석 프로그램인 MIDAS GTS에 대해 간략히 기술하였다. 그리고 모델링 된 보강토옹벽을 수치해석 프로그램인 MIDAS GTS로 해석 시 각 지반의 재료 및 보강 재료에 적용된 해석모델과 입력 값을 기술하고, 대표적 유한요소 분할단면과 침투-응력 연계해석에 따른 해석결과 그래프 등을 기술하였다. 또한 유한요소해석에 사용된 단면에 대해 기술하였다.

3.1 유한요소해석의 적용

3.1.1 유한요소해석 프로그램

유한요소법을 이용한 범용 지반해석프로그램인 MIDAS GTS를 통하여 정적해석(선형/비선형), 시공단계해석(배수,비배수), 사면안정해석(강도감소법, 한계평형 평가법), 침투해석(정상류/비정상류, 포화, 불포화), 응력-침투연계해석, 압밀해석, 시간이력해석(선형,비선형), 응답스펙트럼해석, 등가선형 지반응답해석(1,2차원), 고유치해석 등을 수행할 수 있다.

이 프로그램은 하중조건과 지반 경계조건, 간극수압 영향 등 연약지반 거동에 영향을 미치는 인자를 고려할 수 있으며 해석을 시행한 후 시간에 따른 지반의 거동과 간극수압의 변화 등을 분석할 수 있는 유한요소해석 프로그램이다. 표 3.1은 MIDAS GTS에서 사용가능한 유한요소의 종류(Element Library)와 해석 가능한 재료모델을 기술하였다.

표 3.1 MIDAS에서 해석가능한 유한요소의 종류와 재료모델

유한요소의 종류	재료모델
1. 지반요소 ① 고체요소 (solid Element) ② 평면변형요소 (Plane Strain Element) ③ 축대칭 요소 (Axisymmetric Element) 2. 구조요소 ① 트러스 요소 (Truss Element) ② 매립형 트러스 요소 (Embedded Truss Element) ③ 보 요소 (Beam Element) ④ 판 요소 (Plate Element) ⑤ 평면응력 요소 (Plane Stress Element) 3. 응용요소 ① 경계면 요소 (Interface Element) ② 판 경계면 요소 (Plate Interface Element) ③ 말뚝 요소 (Pile Element) ④ 말뚝 단 요소 (Pile Tip Bearing Element) ⑤ 토목 섬유요소 (Geogrid Element) ⑥ 탄성연결 요소 (Elastic Element) ⑦ 강체연결 요소 (Rigid Element) ⑧ 절점 스프링 요소 (Point Element) ⑨ 행렬 스프링 요소 (Matrix Element)	① 선형탄성 (Linear Elastic) ② 직교 등방성 탄성 (Transversely Isotropic) ③ 최대전단 응력이론 (Tresca) ④ 에너지 손실이론 (Von Mises) ⑤ 확장 에너지손실이론 (Drucker-Prager) ⑥ 한계전단응력 (Mohr-Coulomb) ⑦ 등가연속체 (Hoek-Brown) ⑧ 비선형탄성 (Hyperbolic(Duncan-Chang)) ⑨ 변형률 연화 (Strain Softening) ⑩ 탄성-경화소성 (Cam-Clay) ⑪ 수정 캠-클레이 (Modified Cam-Clay) ⑫ 이방성 탄성 완전소성 (Jointed Rock Mass) ⑬ 비선형 응력-변형률 쌍곡선 (Jardine Model) ⑭ 사용자 재료비선형 (User supplied material) ⑮ 비선형 탄성 (Modified Mohr-Coulomb) ⑯ 2D/3D 경계면 (2D/3D Interface)

3.1.2 적용 모델

유한요소법을 이용한 지반해석 프로그램인 MIDAS GTS를 이용한 보강토옹벽의 거동을 해석하기 위해 재료의 모델링에 있어서 유충식, 정혜영, 송아란(2005)의 논문을

참고하여 뒷채움 흙은 Mohr-Coulomb항복기준과 적합유동성법칙(associated flow rule)을 따르는 탄소성재료로, 그리고 한국토목섬유학회의 토목섬유의 특성 및 활용기법(2006)을 참고하여 각 구성요소의 접촉면 및 블록, 그리고 보강재는 선형 탄성재료로 간주하여 해석을 수행하였다. 한국지반공학회의 토목섬유 설계 및 시공요령(1998)에 의해 다짐 두께와 블록의 두께, 보강재의 포설 위치 등을 고려한 후 유한요소망을 작성하였고, 각 시공단계에서 블록, 뒤채움흙, 그리고 보강재에 해당하는 요소를 해석에 포함하는 방법으로 시공과정을 모사하였다.

3.2 물성값 및 매개변수

3.2.1 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력값

표 3.2 보강토옹벽설계 기본 물성치 입력 값

구분	모델종류	탄성계수 ($tonf/m^2$)	프아송비	단위중량 ($tonf/m^3$)	포화단위중량 ($tonf/m^3$)	내부마찰각	투수계수
블럭	탄성	3033326.6	0.3	2.3	2.3	-	1×10^{-5} cm/sec
뒷채움재	Mohr Coulomb	1500	0.3	1.8	1.9	25	연구 시 해석기준을 따름
보강재	탄성	20394324.3	0.25	0.01	-	-	-
원지반	Mohr Coulomb	3000	0.35	1.9	2.0	30	1×10^{-7} cm/sec

보강토 옹벽의 모델에 사용된 정수 중 블록의 탄성계수, 보강재의 탄성계수 등은 도로공사(2007)의 기준을 참고하여 활용하였고, 입력된 투수계수는 현태양 등(2008)의 연구에서 산정된 값을 참고하여 사용하였다. 뒷채움재의 탄성계수값은 박홍규(1991)의 연구를 통해 산정된 값을 활용하였고, 뒷채움재의 내부마찰각의 값은 도로공사(2007)의

기준에 따라 최소값으로 적용하였다. 기타 프아송비, 각 재료의 단위중량 및 포화단위중량, 내부마찰각, 투수계수 값은 유사사례에 대한 문헌연구(유충식 2003)를 참고하여 사용하였다.

3.2.2 함수특성곡선 및 불포화 투수계수 모델 입력계수

실제로 특정한 보강토옹벽의 사례 분석시 뒷채움재에 사용되었던 불포화토의 함수특성 및 투수계수-모관흡수력의 특성을 파악하기위해, 실내시험에서 입도분포시험 및 메트릭 흡인력 분석시험 등을 수행한 후 산정된 데이터를 통해 함수특성곡선 및 투수계수 곡선을 작도하여 시료가 갖는 고유값을 수치해석에 사용해야 한다. 그러나 본 논문에서 사용한 수치해석 프로그램인 MIDAS GTS에서 활용하는 투수함수의 종류가 한정되어있으므로, 국내의 보강토옹벽 설계기준에서 크게 벗어나지 않는 뒷채움재의 불포화함수 특성에 관한 실험을 수행한 유사한 사례에 대한 문헌연구를 통해 얻은 경험계수를 수치해석에 활용하였다.

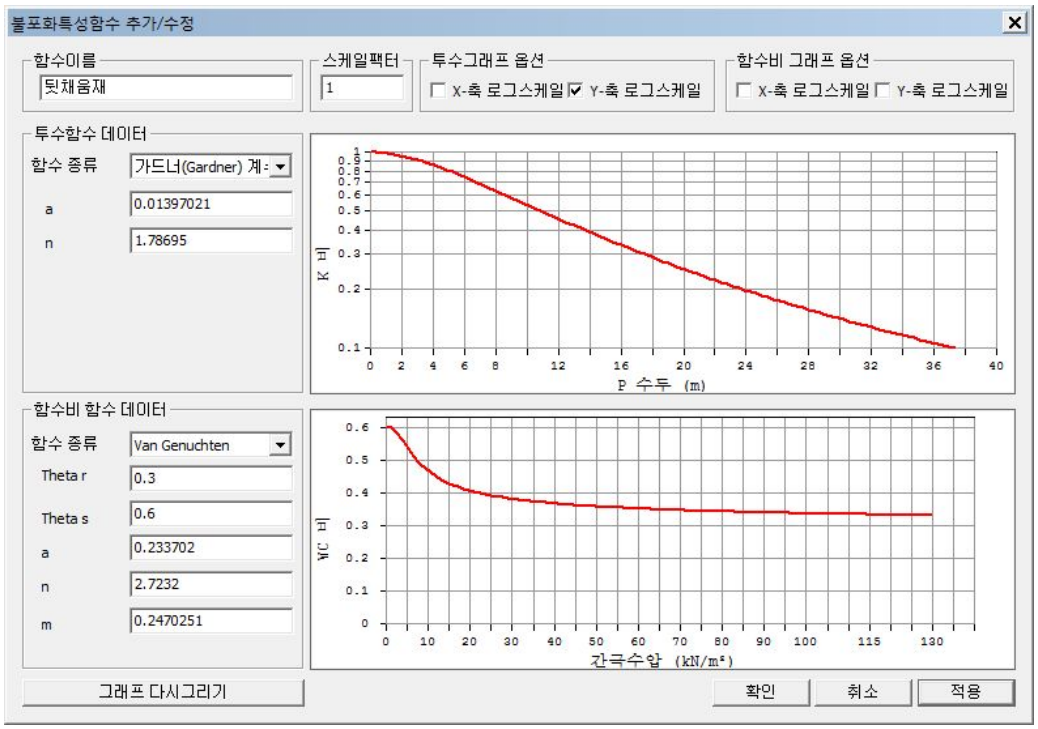


그림 3.1 불포화토의 함수특성데이터 및 투수계수특성데이터 입력화면

그림 3.1에서 보는 것과 같이, 투수함수 데이터에 사용된 경험계수 a, n과 함수비 함수 데이터에 사용된 a, n, m은 보강토 뒷채움재로 활용되는 화강풍화토에 대한 신은철 등(2004)의 선행연구 데이터를 활용하였다.

3.2.3 강우조건이 모사된 옹벽의 해석조건

표 3.3 강우조건의 모사방법

변화인자	변화 값	비고
강우지속시간	24,48,96hr (각각 1440분,2880분,5760분)	Talbot형 강우강도식 $(\frac{705.387}{t^{0.5}+0.352})$에서 t값을 변수로 함
강우재현빈도	100년	Talbot형 재현기간별 확률강우강도 조건
포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)	1대100	6 Case
	1대1	
	5대1	
	10대1	
	100대1	
	1000대1	

강우강도(I)에 따른 포화투수계수(k_s)의 변화가 집중강우의 영향을 받는 보강토옹벽의 해석시 시간에 따른 간극수압, 블록의 발생변위, 안전율의 변화에 어떤 영향을 미치는지를 파악하기 위해 김상규 등(1991)의 연구를 바탕으로 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)를 1대100, 1대1, 5대1, 10대1, 100대1, 1000대1의 비율로 입력하여 하여 수치해석을 실시하였다. 또한 국내여건에 잘 부합하는 Talbot형 재현기간별 확률강우강도 조건을 사용하였는데 장마나 태풍 등의 요소를 동시에 고려한 침투해석을 위하여 100년 빈도의 확률강우에 대하여 48시간(강우강도 13.06mm/hr)의 재현기간을 적용하여 각각 침투해석을 수행하였다. 동일한 100년 발생빈도의 확률강우강도식의 조건에 대해 지속시간에 따라 강우강도 또한 달라지는 조건을 모사하기위해, 48시간의 강

우 지속시간을 기준으로 24시간(강우강도 18.42*mm/hr*)의 재현기간과 96시간(강우강도 9.25*mm/hr*)의 재현기간을 적용하였다. 다음 표 3.4는 강우강도에 대한 뒷채움재의 투수계수의 변화비(k_s대I)에 대한 뒷채움재의 투수계수를 나타내는 단위(cm/sec)에 맞게 변환한 물성치를 나타내고 있다.

표 3.4 강우재현기간에 따른 해석케이스

강우재현기간	I(mm/hr)	ks대I의 비	ks(cm/sec)	수치해석조건
48시간	13.06	1대100	3.63E-06	Case 1
		1대1	3.63E-04	Case 2
		5대1	1.81E-03	Case 3
		10대1	3.63E-03	Case 4
		100대1	3.63E-02	Case 5
		1000대1	3.63E-01	Case 6
24시간	18.42	1대100	5.12E-06	Case 7
		1대1	5.12E-04	Case 8
		5대1	2.56E-03	Case 9
		10대1	5.12E-03	Case 10
		100대1	5.12E-02	Case 11
		1000대1	5.12E-01	Case 12
96시간	9.25	1대100	2.57E-06	Case 13
		1대1	2.57E-04	Case 14
		5대1	1.28E-03	Case 15
		10대1	2.57E-03	Case 16
		100대1	2.57E-02	Case 17
		1000대1	2.57E-01	Case 18

본 연구에서는 강우가 지속되는 동안 보강토 옹벽내 임의의 절점의 간극수압, 옹벽의 전면벽체 발생변위, 안전율 뿐만 아니라 강우가 그친 후 침투된 강우의 지반 내 이동으로 인한 사면의 안정성과 변위발생, 시간에 따른 간극수압의 변화 등을 확인하기 위해 강우 지속기간이 끝난 후 100일 경과 시까지 시간변화에 따른 추가적인 침투해석을 수행하였다.

표 3.5 침투해석의 단계에 따른 시간변화

단계	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
시간 변화	0hr	1hr	3hr	5hr	7hr	9hr	1일	2일	3일	2주	30일	100일

3.3 보강토 옹벽 모델링

3.3.1 침투-사면안정 연계 개념

일반적으로 사면의 안정성을 평가하는 방법으로 사면을 다수의 절편으로 분할하여 해석하는 한계평형법이 많이 사용되고 있다. 그러나 김주용 등(1998)은 한계평형법은 사면내의 가상활동면에 대한 전체안전율은 산정할 수 있으나 전체사면의 응력분포 및 변위량은 예측할 수 없으며 실제 사면의 형성과정에 따른 응력이력효과를 고려하기 어렵다고 하였다.

특히 강우의 침투로 인한 대부분의 사면파괴의 경우 파괴면 전체에 걸쳐 동시에 파괴에 도달하지는 않으며 국부적인 파괴지역이 점진적으로 확대되어 전체 사면의 불안정을 유발하게 되는 진행성 파괴(progressive failure)의 형태를 보인다. 이러한 경우 시간에 따라 지반응력상태가 변화하므로 한계평형법의 적용성이 매우 떨어진다. 즉, 한계평형법 등의 방법은 지반의 파괴에만 중점을 둔 해석인데 비해 유한요소해석에서는 지반내의 응력상태, 변형양상을 알 수 있는 동시에 파괴에 이르기까지의 국소적인 항복영역의 진행과정을 알 수 있는 장점이 있다.

다음의 그림 3.2는 침투해석-유한요소법에 의한 사면안정해석의 개념도를 나타낸다.

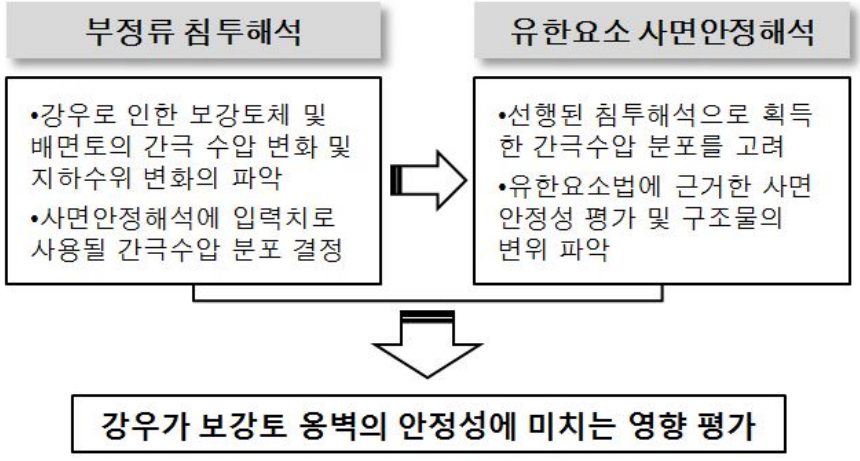


그림 3.2 부정류침투해석-사면안정 연계해석 개념도

3.3.2 유한요소해석에 사용된 도면

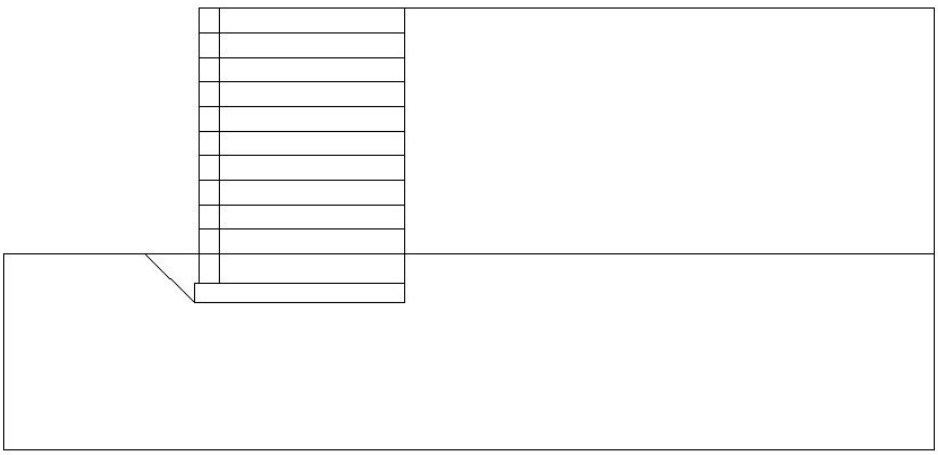


그림 3.3 유한요소해석에 사용된 도면

유한요소 해석에 사용된 도면은 한국도로공사설계기준(2007)에 따라 옹벽의 높이는 6m, 보강토 전면 블록은 높이0.6m, 두께 0.4m이고, 보강재의 포설길이는 옹벽높이의 0.7에 해당하는 4.2m로 모델링되었다.

3.3.3 해석모델링

다음 그림 3.4는 대상 옹벽의 부정류 침투해석시 적용한 유한요소모델을 보여주고 있다. 보이는 바와 같이 유한요소해석에서는 해석 모델링에 있어 지반은 4절점평면요소를 적용하였으며 경계조건의 설정에 있어서 하부기초지반의 측면경계면을 고려하여 경계조건을 지정하였다. 보강토 옹벽의 상부면에 강우조건을 모사함에 있어서 상부 전반에 걸쳐 Surface flux(면유동)조건을 통해 강우조건을 모사하였다. 또한 모사된 강우의 침투방향 설정을 위해 보강토옹벽모델링 하부면에 Nodal flux(절점유동) 조건을 모사하였다.

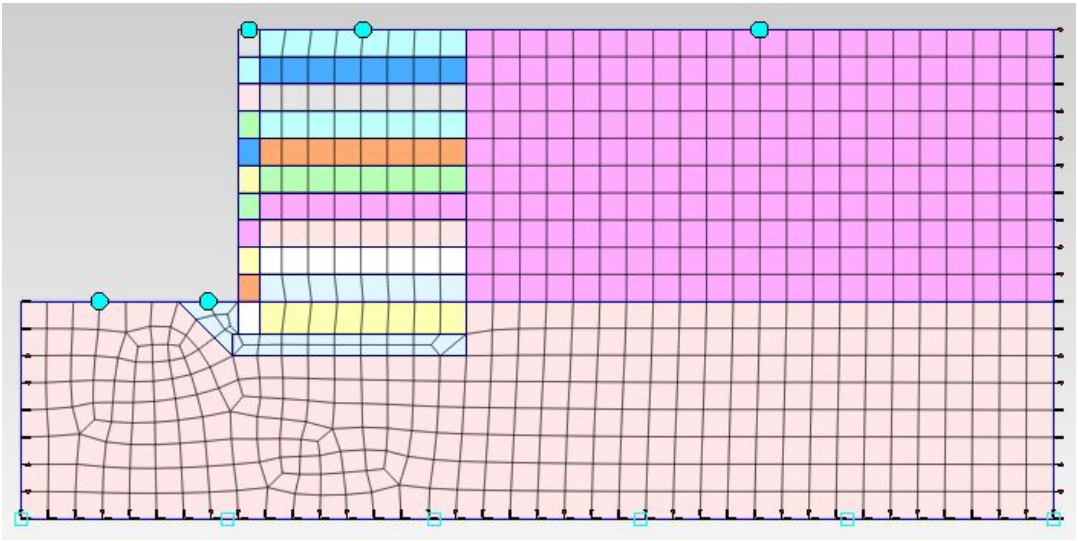


그림 3.4 해석 조건이 모사된 보강토옹벽 도면

다음에서는 위에서 제시한 18개 Case의 해석조건에 대해 다음 그림 3.5과 그림 3.6의 A-A′단면 및 B-B′에서의 시간에 따른 간극수압의 변화, 각 조건별 옹벽 전면벽체의 발생 변위 및 일정강우강도에 대한 투수계수의 변화조건에 따라 시간 경과 후 옹벽의 전체 안정성에 대한 결과를 정리하였고, 그 결과에 대하여 고찰하였다.

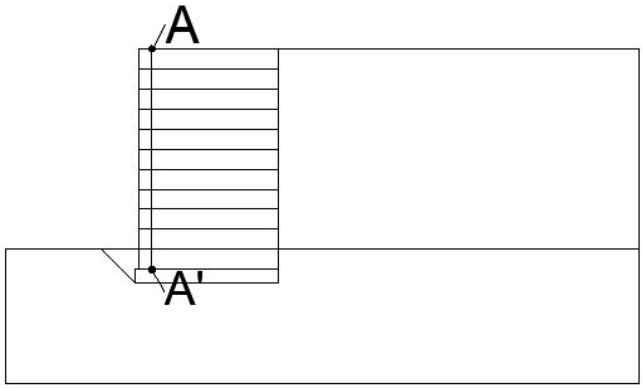


그림 3.5 시간변화에 따른 간극수압 측정 단면

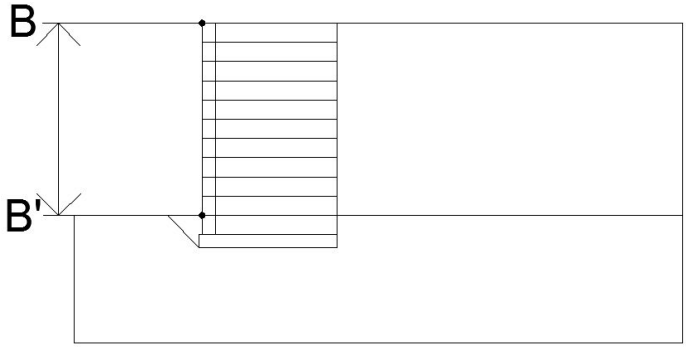


그림 3.6 보강토옹벽 전면벽체의 변위 측정단면

3.4 강우재현기간 48시간에 대한 수치해석 결과

3.4.1 시간변화에 따른 배면 간극수압의 분포

본 연구의 보강토 옹벽의 수치해석은 침투-사면안정해석을 연계하여 진행된다. 보강토옹벽의 특성상 보강토옹벽의 뒷채움재로 불포화토를 사용하는데 시공이 완료되고 강우가 내리기 시작하면서부터 보강토옹벽의 뒷채움재는 상부부터 포화가 되기 시작하고 이때부터 뒷채움재의 포화도 동시에 진행된다. 시간의 흐름에 따라 점차 하부로 포화가 진행 될수록 옹벽전체에 걸쳐 간극수압이 발생되는 범위도 점차 확대되게 되는데

이 포화의 단계를 시간의 흐름에 따라 네 가지로 단계로 정의하면 [불포화-부분포화-전체포화- 간극수압 소산]로 정의할 수 있다. 또한 본 연구에서 수행하였던 침투-응력 연계해석에 있어서 보강토 옹벽의 안전율을 산정할 시에는 보강토 옹벽의 전범위에 걸쳐 포화가 진행되었을 때의 침윤선(보강토 옹벽이 포화되었을 때 형성된 지하수위곡선)을 사면안정해석에 적용하여 해석을 수행하였다. 다음 그림3.7은 보강토 옹벽이 시간의 흐름에 따라 포화가 되는 과정을 나타내는데 곡선 A-A′를 따라서 옹벽의 일부분에서 전범위에 걸쳐 포화가 진행되고 있으며 전체 케이스별로 강우가 진행되기 시작한 이후로 2주에 걸쳐 옹벽배면의 전체에 걸쳐 포화가 진행되는 양상을 보였다..

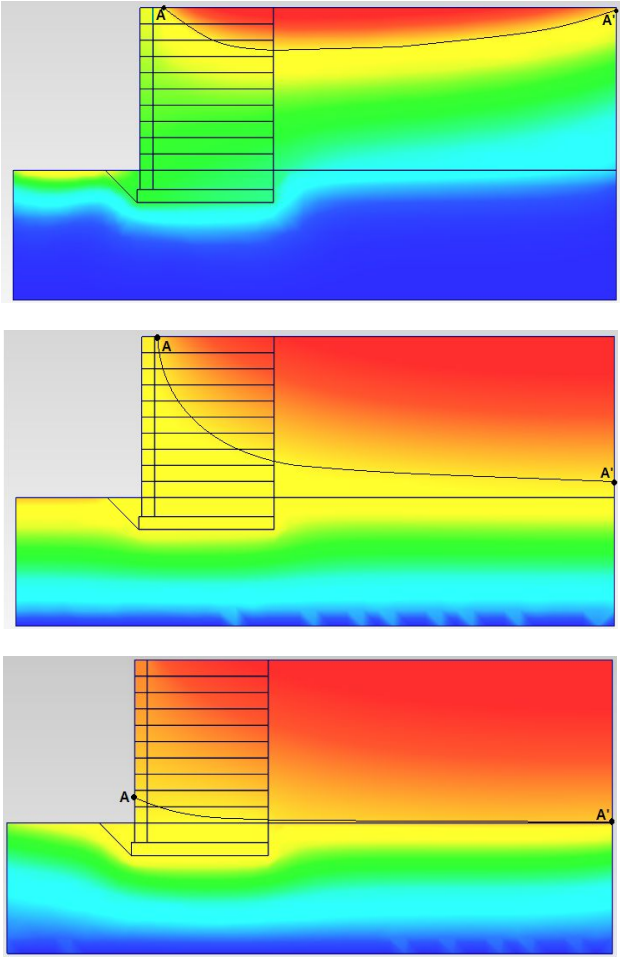


그림 3.7 시간의 흐름에 따른 간극수압 발생

3.4.2 Case 1-6의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율

(1) Case 1의 옹벽의 간극수압, 발생변위

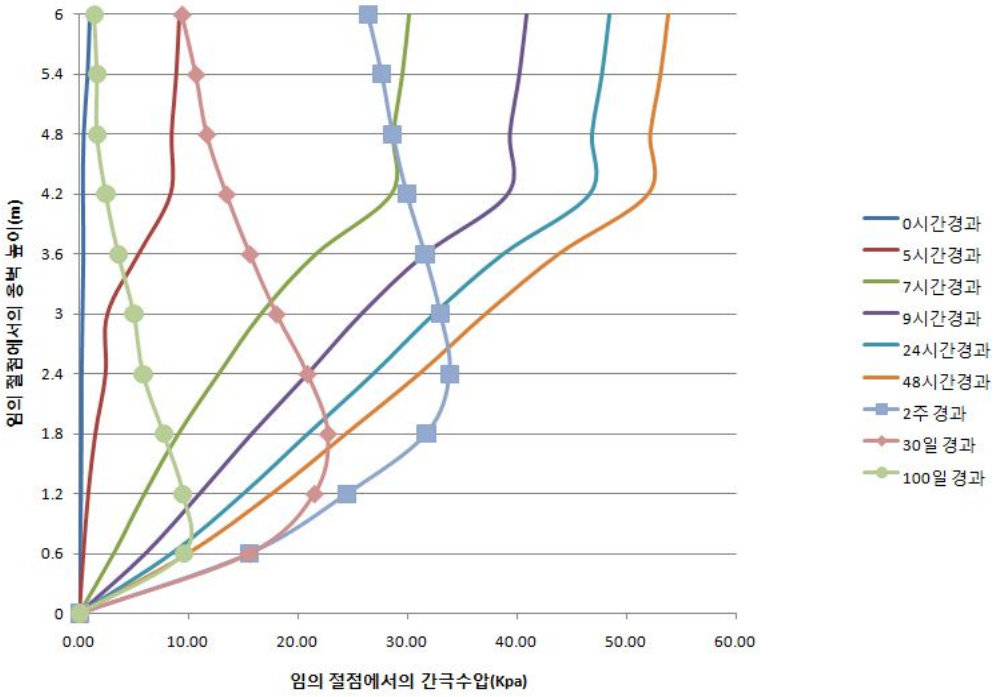


그림 3.8 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-06일 때 옹벽배면의 간극수압변화

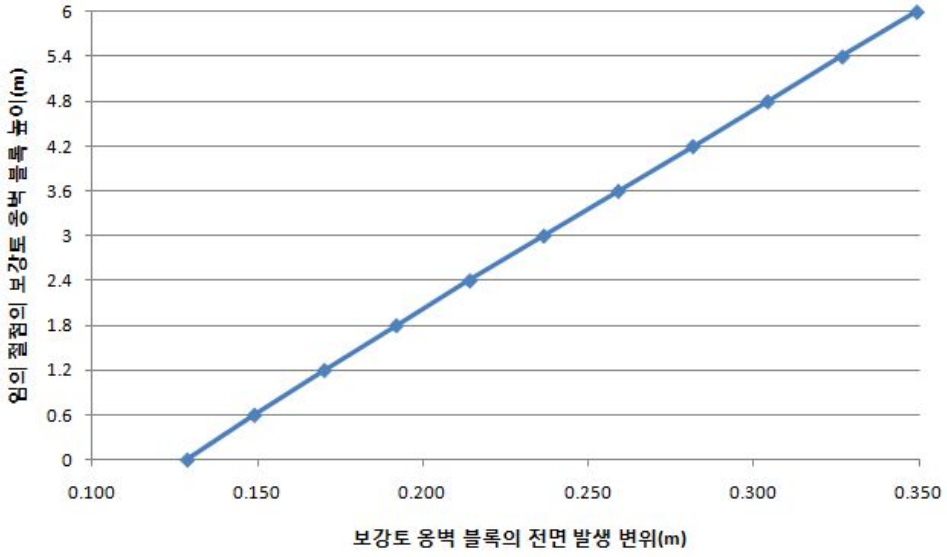


그림 3.9 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-06일 때 전면벽체의 발생변위

(2) Case 2의 옹벽의 간극수압, 발생변위

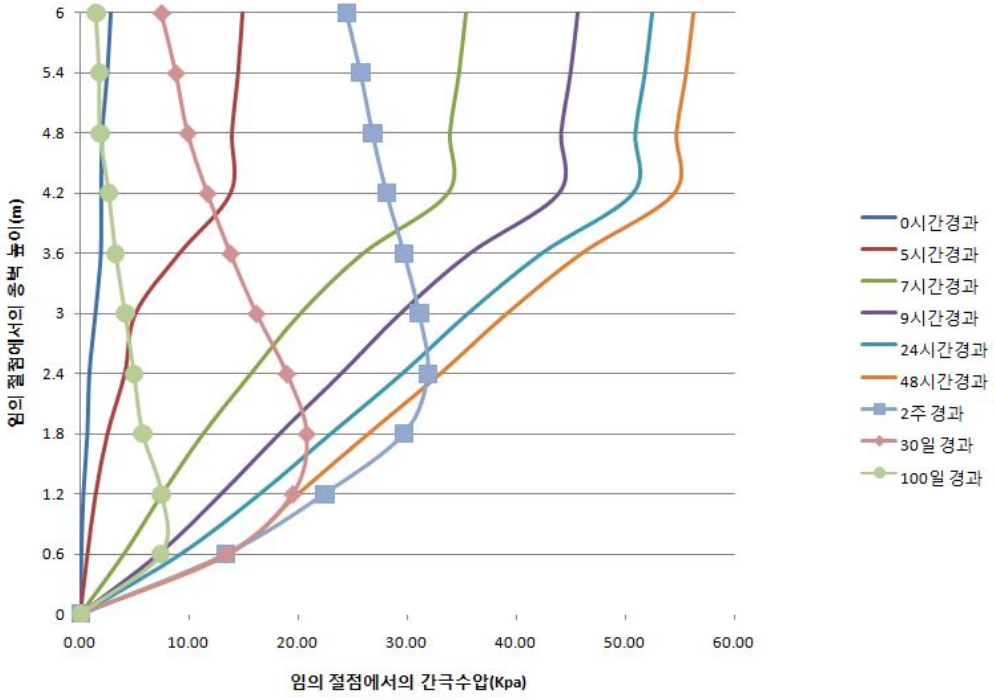


그림 3.10 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-04일 때 옹벽배면의 간극수압변화

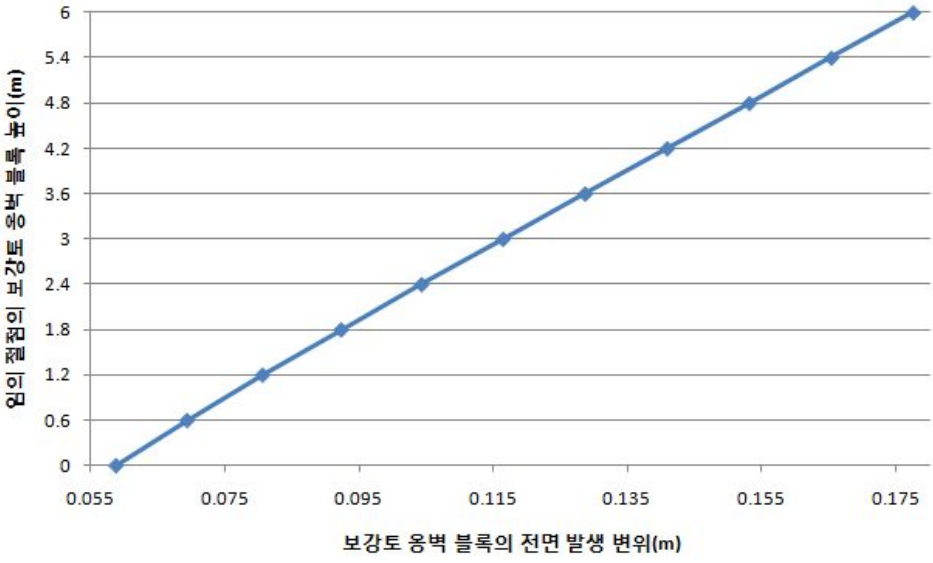


그림 3.11 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-04일 때 전면벽체의 발생변위

(3) Case 3의 옹벽의 간극수압, 발생변위

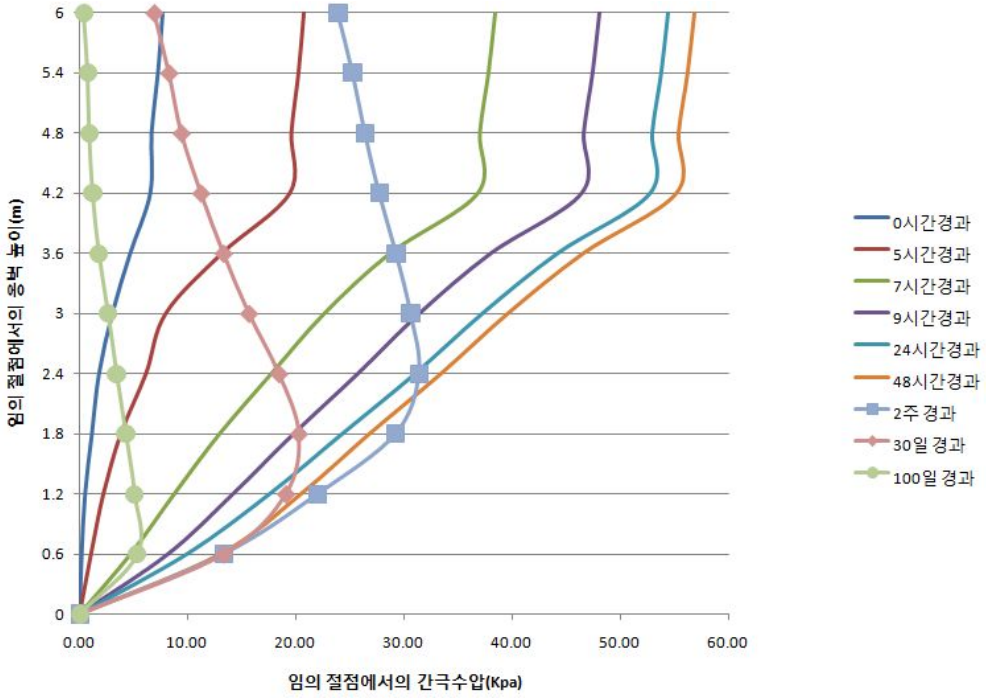


그림 3.12 뒷채움재 ks(cm/sec) 1.81E-03일 때 옹벽배면의 간극수압변화

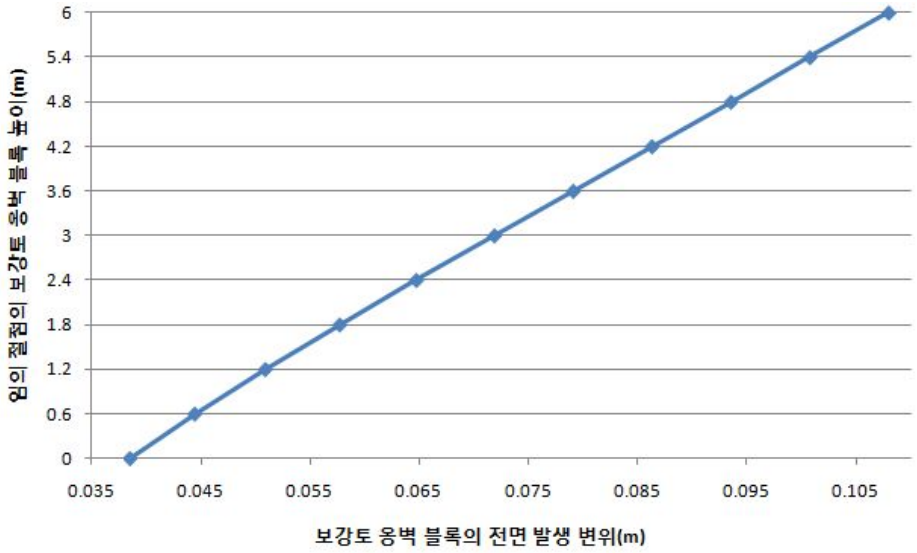


그림 3.13 뒷채움재 ks(cm/sec) 1.81E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(4) Case 4의 옹벽의 간극수압, 발생변위

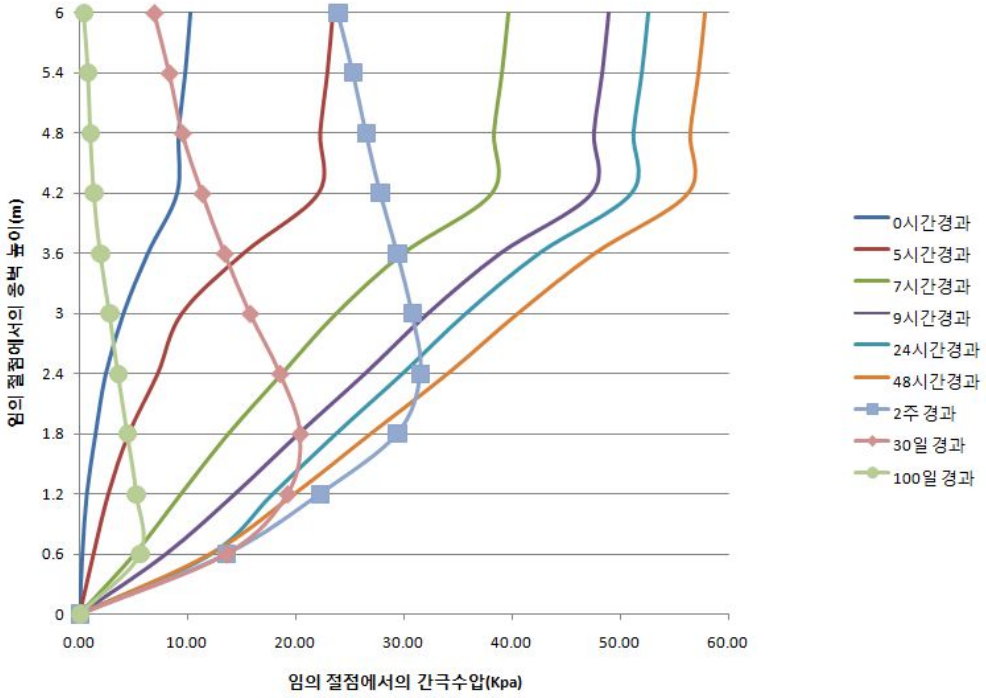


그림 3.14 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-03일 때 옹벽배면의 간극수압변화

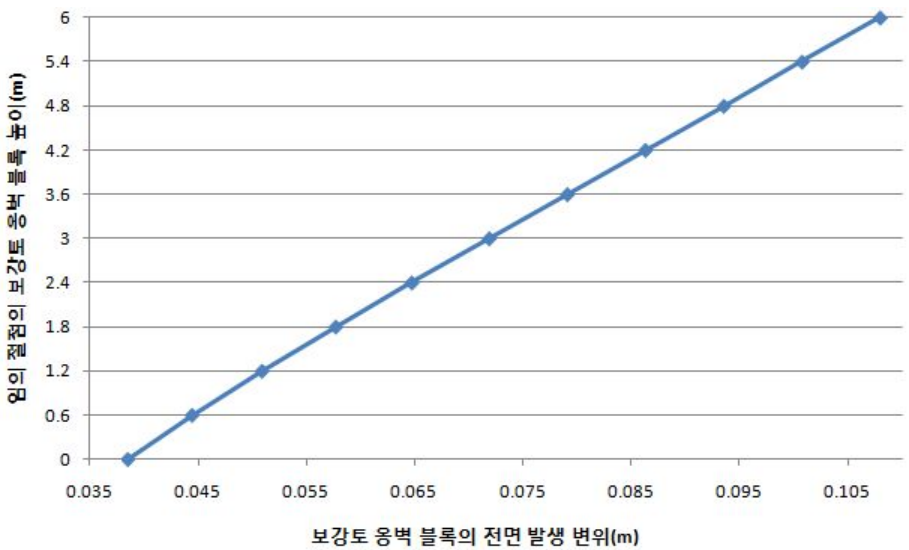


그림 3.15 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(5) Case 5의 옹벽의 간극수압, 발생변위

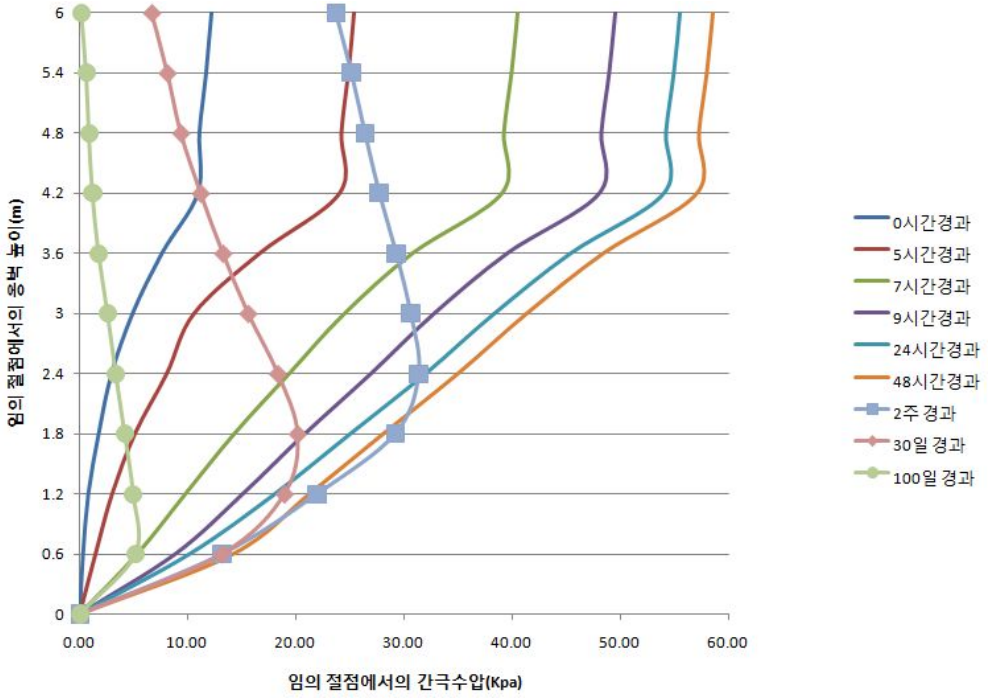


그림 3.16 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-02일 때 옹벽배면의 간극수압변화

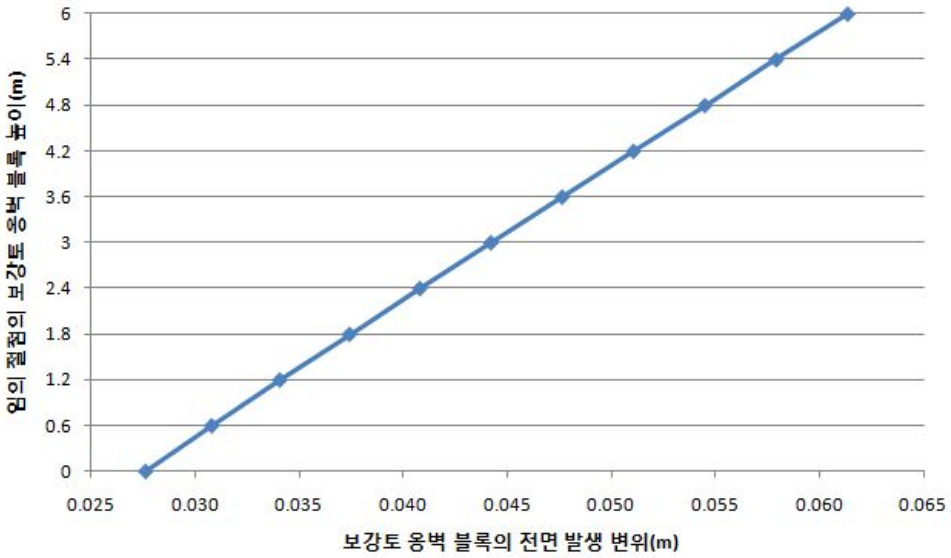


그림 3.17 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-02일 때 전면벽체의 발생변위

(6) Case 6의 옹벽의 간극수압, 발생변위

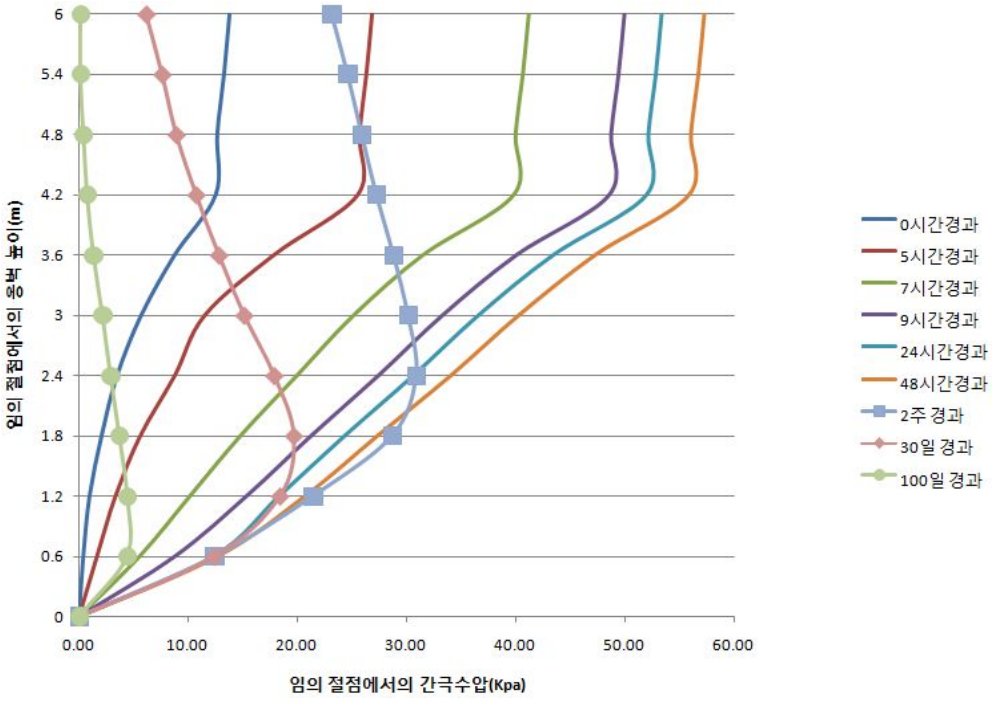


그림 3.18 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-01일 때 옹벽배면의 간극수압변화

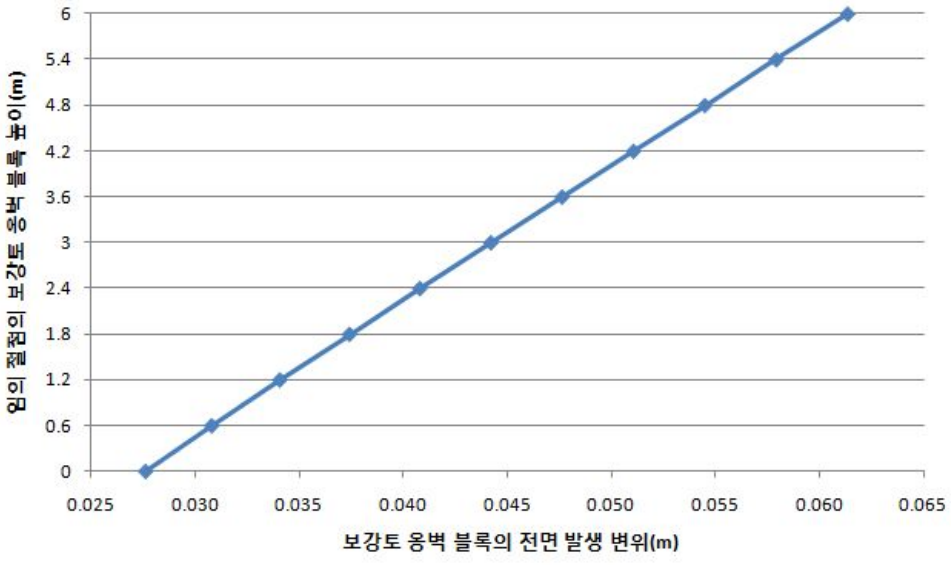


그림 3.19 뒷채움재 ks(cm/sec) 3.63E-01일 때 전면벽체의 발생변위

(7) Case 1-6의 뒷채움재 투수계수변화에 따른 안전율의 변화

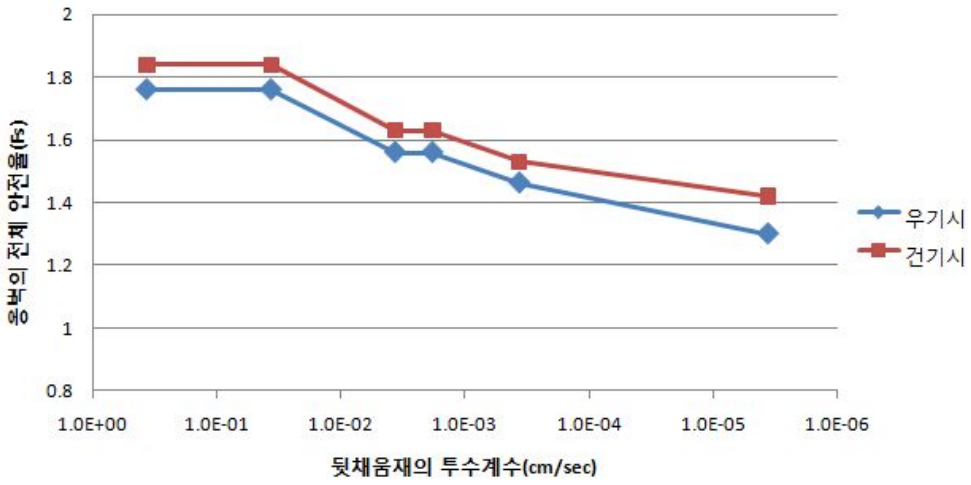


그림 3.20 재현기간 48시간(I=13.06)조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화

표 3.6 재현기간 48시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율

I(mm/hr)	ks(cm/sec)	전체안전율 (우기시)	전체안전율 (건기시)
13.06	3.63E-06	1.30	1.42
	3.63E-04	1.46	1.53
	1.81E-03	1.56	1.63
	3.63E-03	1.56	1.63
	3.63E-02	1.76	1.84
	3.63E-01	1.76	1.84

3.4.3 강우재현기간 48시간 수치해석 결과분석

본 연구의 보강토옹벽모델에 대한 48시간(강우강도 13.06mm/hr)의 재현기간의 조건에서, 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)를 1대100, 1대1, 5대1, 10대1, 100대1, 1000대1의 비율로 모사한 수치해석(Case 1-6)에 대해 임의의 단면에서의 사면의 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 등을 분석한 결과는 다음과 같다.

Case1-6까지의 Case별 간극수압의 변화, 시간의 흐름에 따른 보강토 옹벽 배면의 간극수압의 변화를 살펴보면, 강우초기인 5시간 경과시까지는 간극수압의 증가가 눈에 띄게 나타났으며 측정시간 초기단계인 3일까지의 간극수압의 증가를 살펴보면 각 케이스별로 약간의 차이는 있지만 측정시간이 3일째 되는 시점에서는 거의 비슷한 값에 수렴하는 양상을 보였다. 측정시간 2주 이후로의 간극수압의 변화를 살펴보면 Case 1에서의 2주, 30일, 100일이 경과하기까지도 간극수압이 소산되지 않고 옹벽 배면 하부에서 잔류하고 있는 것을 볼 수 있었다.

Case 1부터 Case 6에 이르기까지 각 Case별 변위를 살펴보면 Case3-6는 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준에서 벗어나지 않았고, 특히 뒷채움재 배면의 간극수압 수치도 가장 적은 결과를 나타냈던 Case 5와 Case 6에서는 해석이 종료된 시점에서의 수평변위의 발생이 약 6cm로 보강토옹벽의 수평변위허용기준에 만족하는 결과를 보였다.

보강토 옹벽의 전범위에 걸쳐 포화가 진행된 시점에서의 옹벽의 전체안전율에 대한 결과를 살펴보면 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)에서 투수계수의 값이 증가함에 따라 옹벽의 전체 안전율은 점차 증가하는 경향을 보였다.

3.5 강우재현기간 24시간에 대한 수치해석 결과

3.5.1 Case 7-12의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율

(1) Case 7의 옹벽의 간극수압, 발생변위

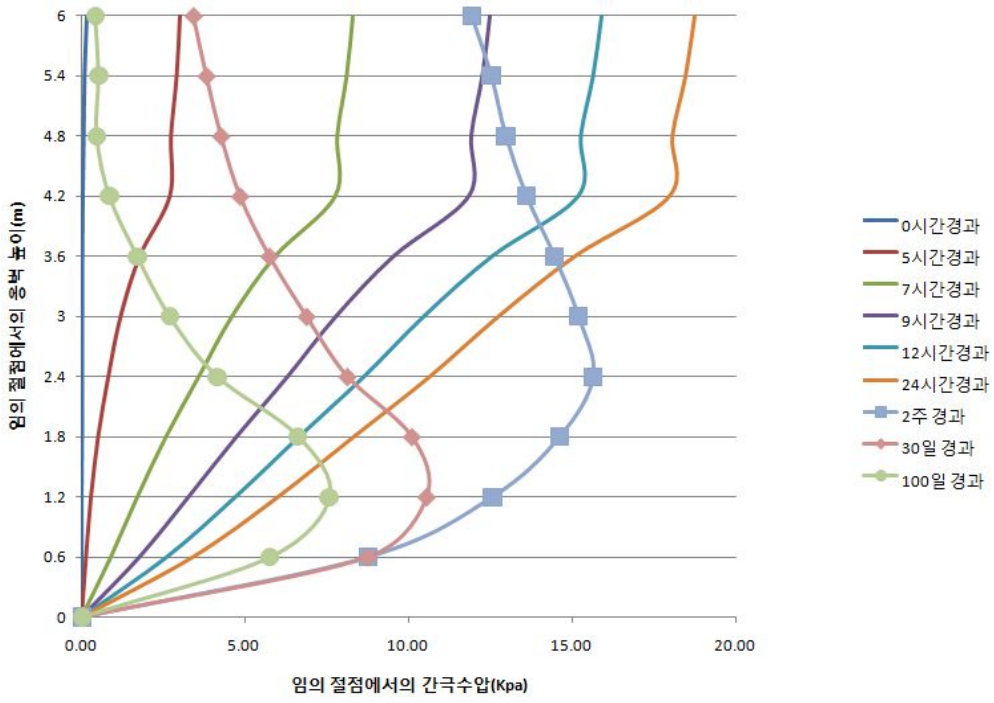


그림 3.21 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-06일 때 임의단면의 간극수압변화

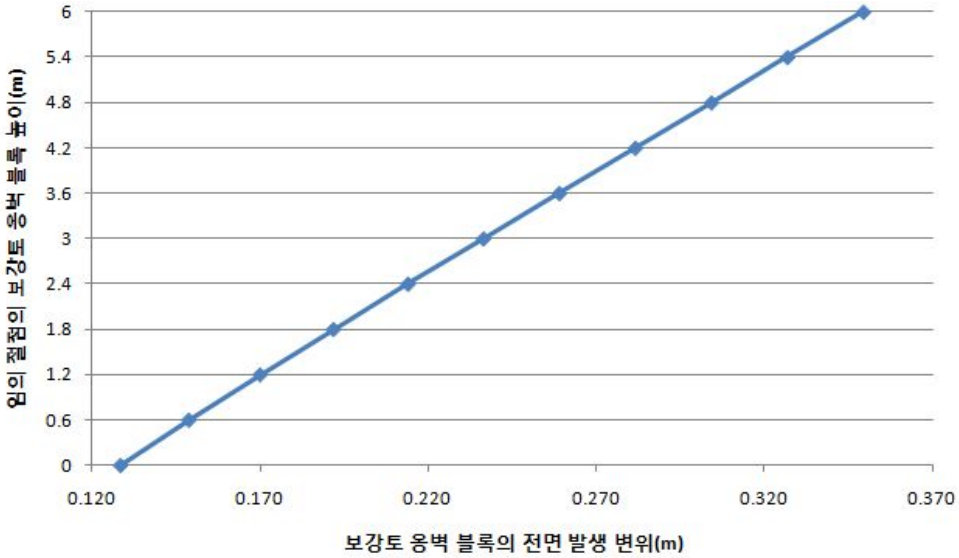


그림 3.22 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-06일 때 전면벽체의 발생변위

(2) Case 8의 옹벽의 간극수압, 발생변위

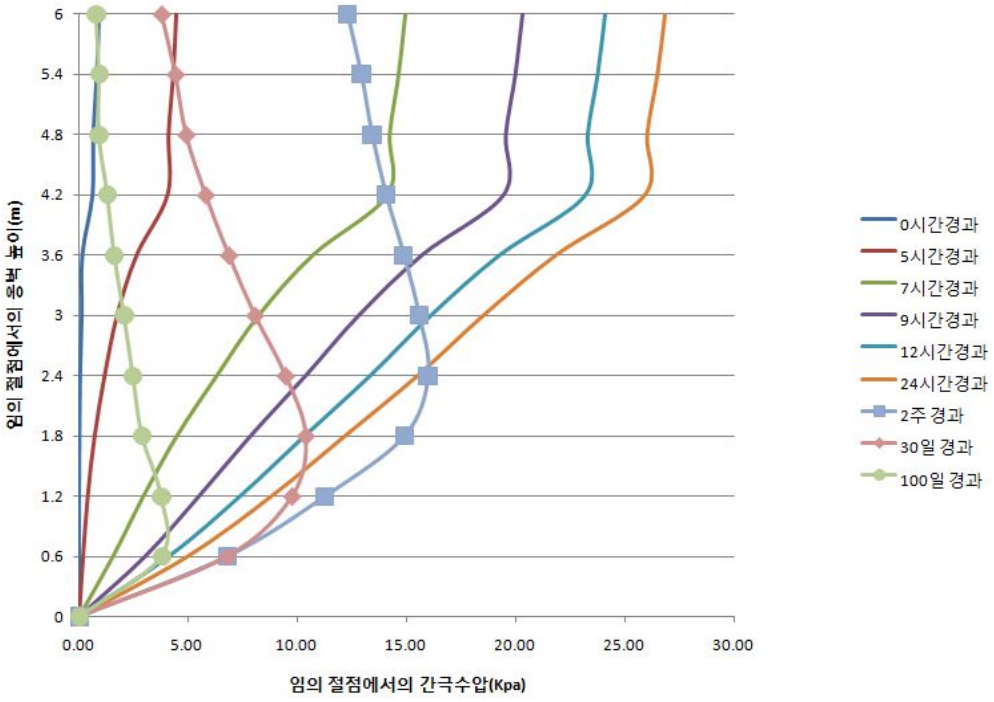


그림 3.23 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-04일 때 임의단면의 간극수압변화

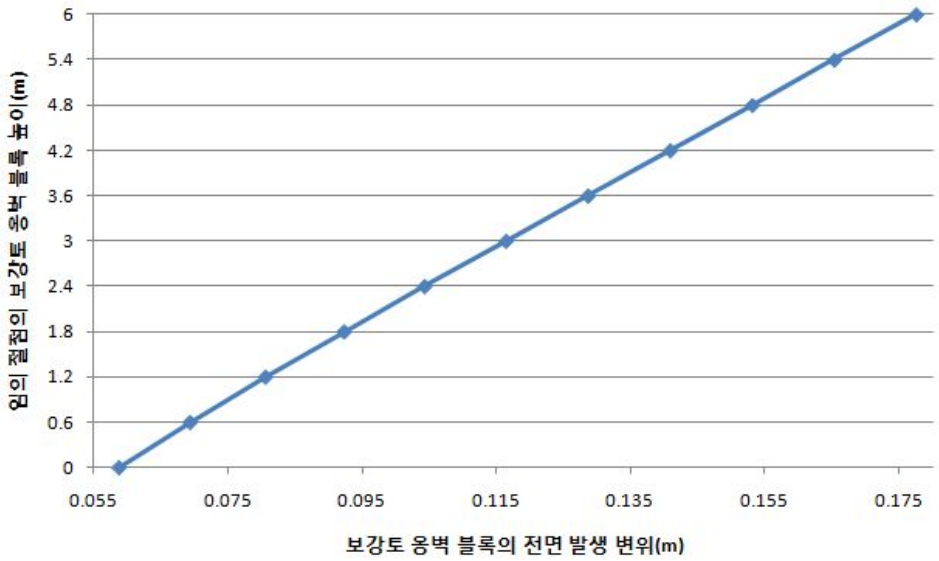


그림 3.24 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-04일 때 전면벽체의 발생변위

(3) Case 9의 옹벽의 간극수압, 발생변위

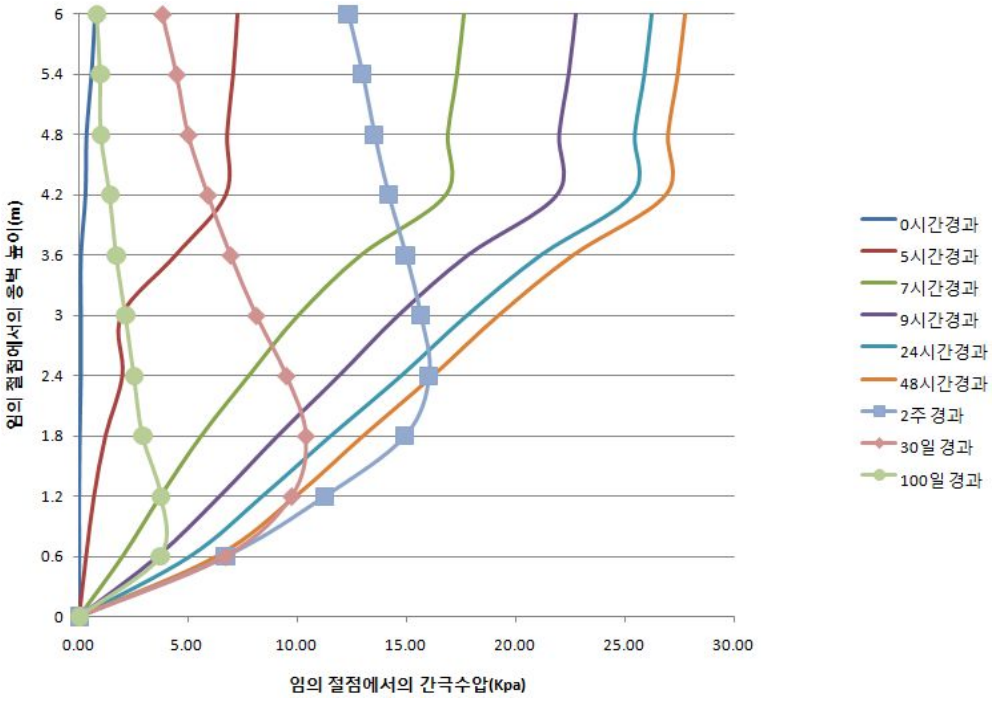


그림 3.25 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.56E-03일 때 임의단면의 간극수압변화

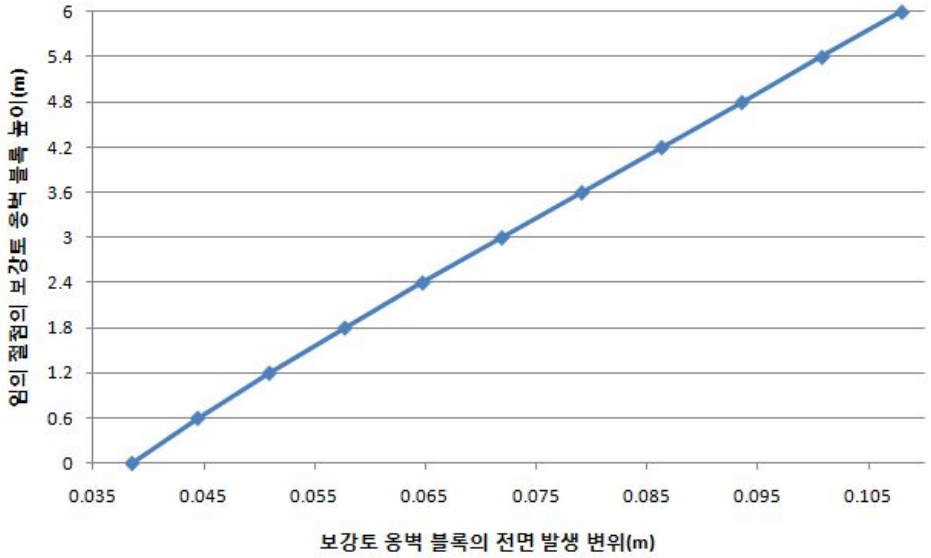


그림 3.26 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.56E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(4) Case 10의 옹벽의 간극수압, 발생변위

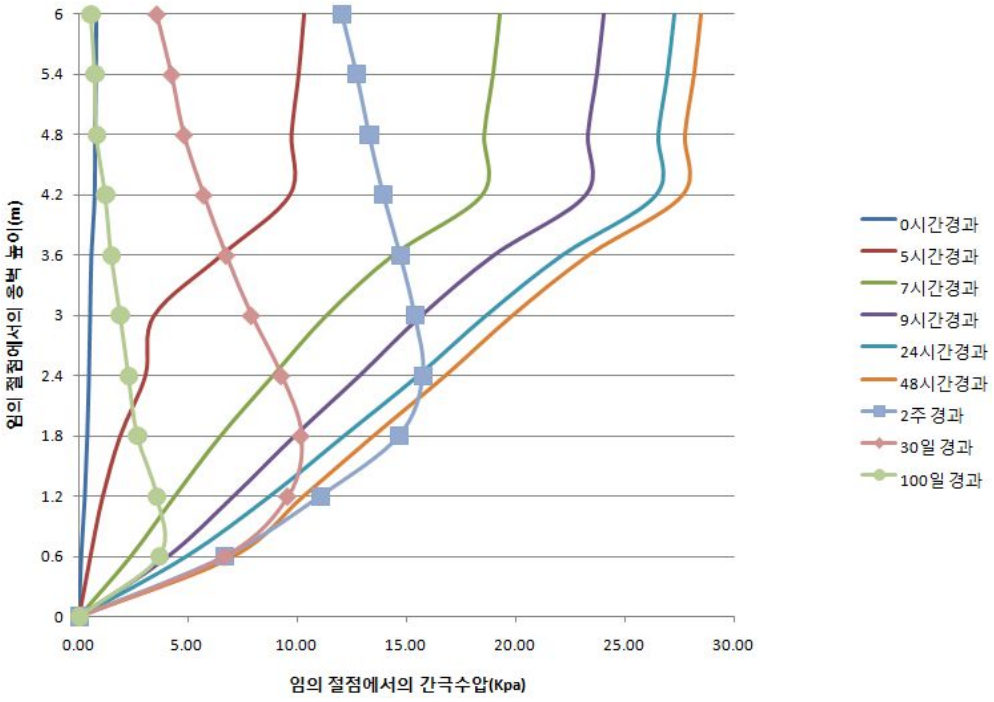


그림 3.27 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-03일 때 임의단면의 간극수압변화

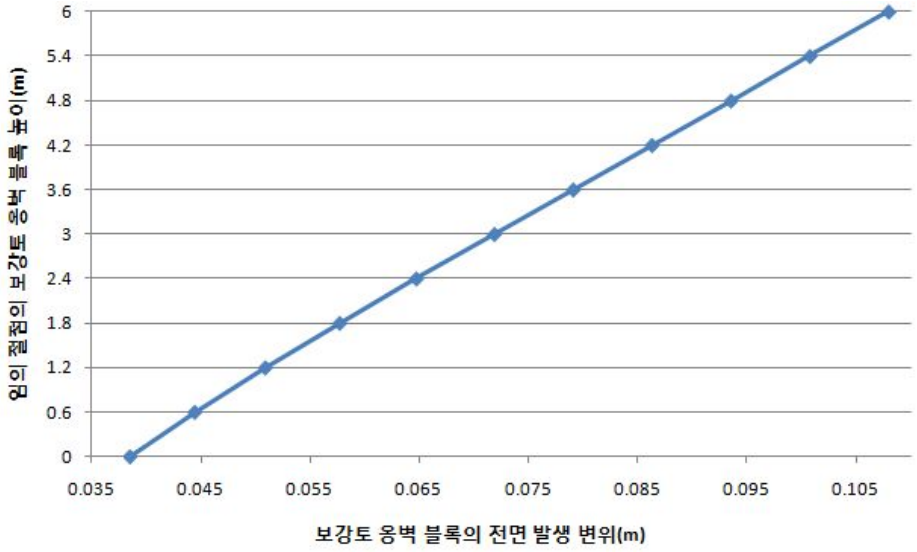


그림 3.28 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(5) Case 11의 옹벽의 간극수압, 발생변위

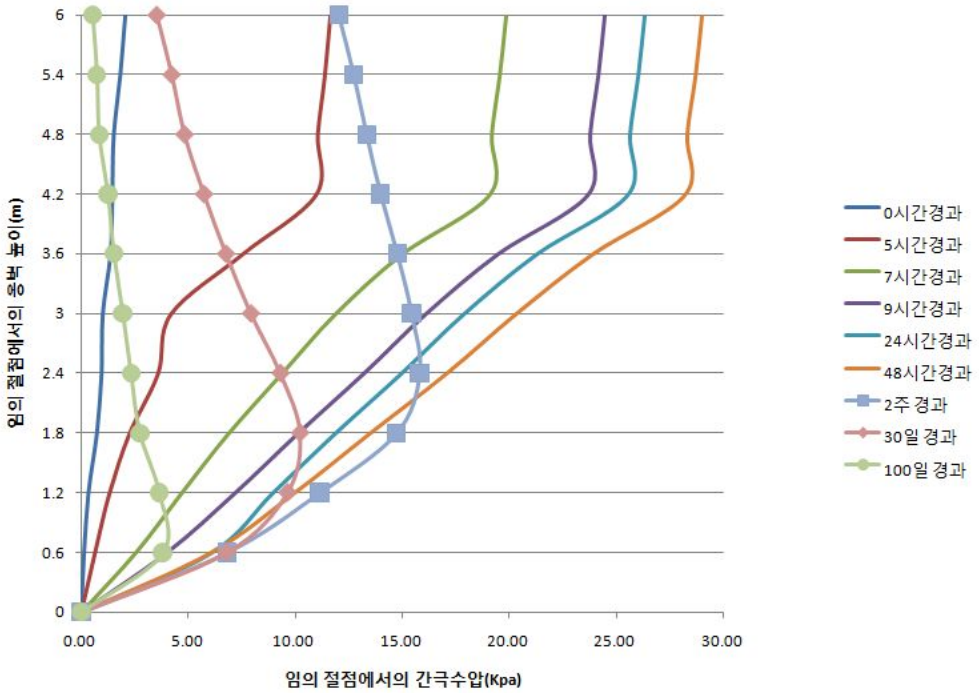


그림 3.29 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-02일 때 임의단면의 간극수압변화

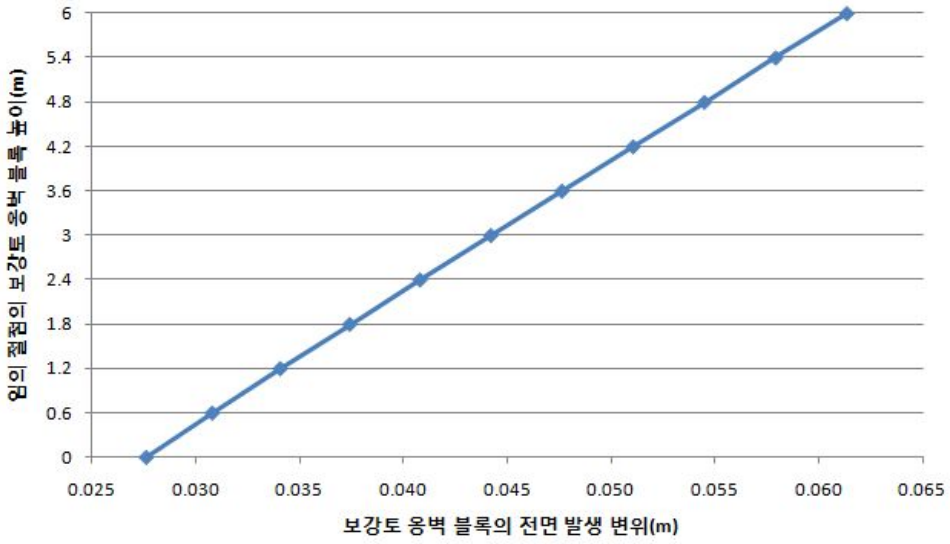


그림 3.30 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-02일 때 전면벽체의 발생변위

(6) Case 12의 옹벽의 간극수압, 발생변위

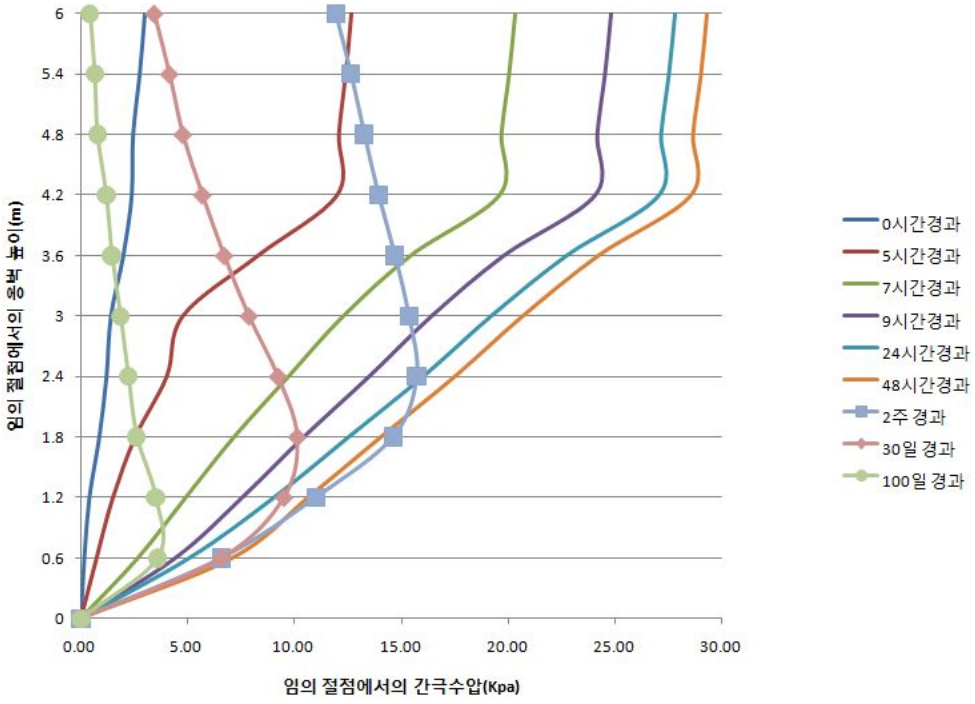


그림 3.31 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-01일 때 임의단면의 간극수압변화

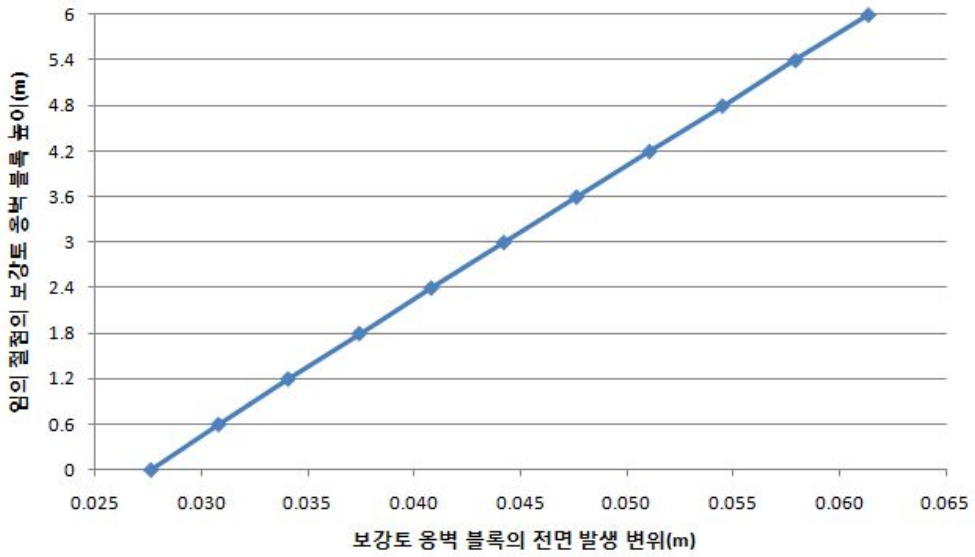


그림 3.32 뒷채움재 ks(cm/sec) 5.12E-01일 때 전면벽체의 발생변위

(7) Case 6-12의 뒷채움재 투수계수변화에 따른 안전율의 변화

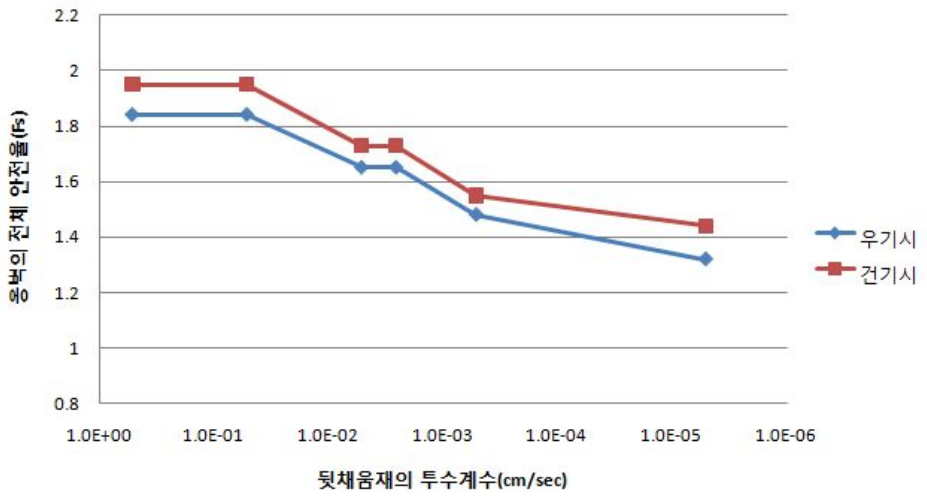


그림 3.33 재현기간 24시간(I=18.42)조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화

표 3.7 재현기간 24시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율

I(mm/hr)	ks(cm/sec)	전체안전율 (우기시)	전체안전율 (우기시)
18.42	5.12E-06	1.32	1.44
	5.12E-04	1.48	1.56
	2.56E-03	1.65	1.73
	5.12E-03	1.65	1.73
	5.12E-02	1.84	1.95
	5.12E-01	1.84	1.95

3.5.2 강우재현기간 24시간 수치해석 결과분석

본 연구의 보강토옹벽모델에 대한 24시간(강우강도 18.42mm/hr)의 재현기간의 조건에서, 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)를 1대100, 1대1, 5대1, 10대1, 100대1, 1000대1의 비율로 모사한 수치해석(Case 7-12)에 대해 임의의 단면에서의 사면의 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 등을 분석한 결과는 다음과 같다.

Case 7-12까지의 Case별 간극수압의 변화, 시간의 흐름에 따른 보강토 옹벽 배면의 간극수압의 변화를 살펴보면, 강우초기인 5시간 경과시 까지는 간극수압의 증가가 눈에띄게 나타났으며 측정시간 초기단계인 3일까지의 간극수압의 증가를 살펴보면 각 케이스별로 약간의 차이는 있지만 측정시간이 3일째 되는 시점에서는 거의 비슷한 값에 수렴하는 양상을 보였다. 측정시간 2주 이후로의 간극수압의 변화를 살펴보면 Case 7에서 2주, 30일, 100일이 경과하기까지도 간극수압이 소산되지 않고 옹벽 배면 하부에서 잔류하고 있는 것을 볼 수 있었다.

Case 7부터 Case 12에 이르기까지 각 Case별 변위를 살펴보면 Case9-12은 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준에서 벗어나지 않았고, 특히 뒷채움재 배면의 간극수압 수치도 가장 적은 결과를 나타냈던 Case 11와 Case 12에서는 해석이 종료된 시점에서의 수평변위의 발생이 약 6cm로 보강토옹벽의 수평변위허용기준에 만족하는 결과를 보였다.

보강토 옹벽의 전범위에 걸쳐 포화가 진행된 시점에서의 옹벽의 전체안전율에 대한 결과를 살펴보면 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)에서 투수계수의 값이 증가함에 따라 옹벽의 전체 안전율은 점차 증가하는 경향을 보였다.

3.6 강우재현기간 96시간에 대한 수치해석 결과

3.6.1 Case 13-18의 옹벽의 간극수압, 발생변위, 안전율

(1) Case 13의 옹벽의 간극수압, 발생변위

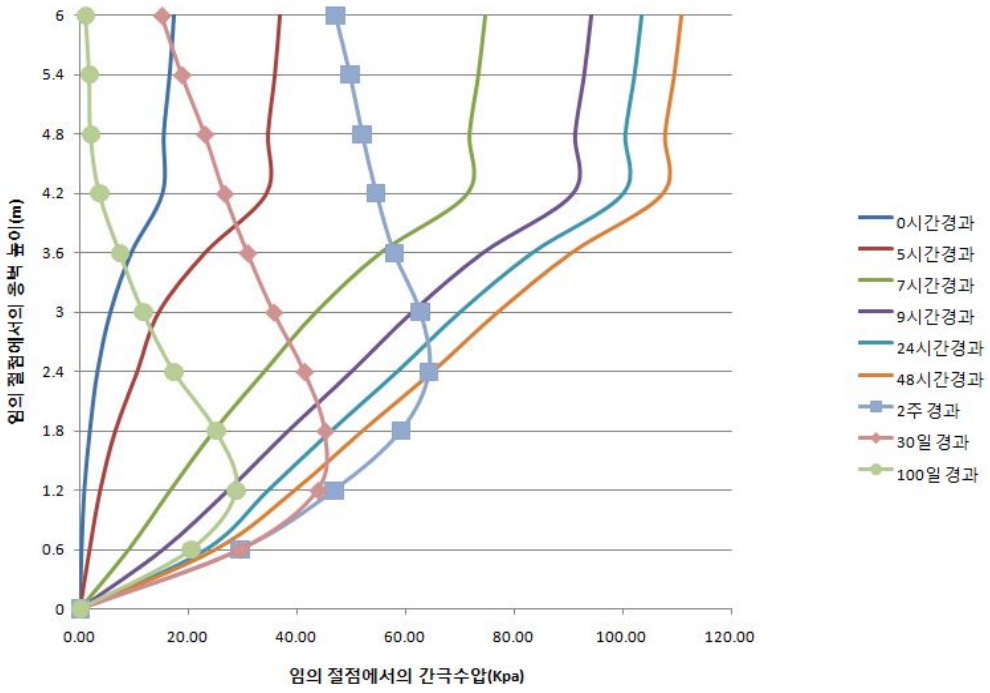


그림 3.34 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-06일 때 임의단면의 간극수압변화

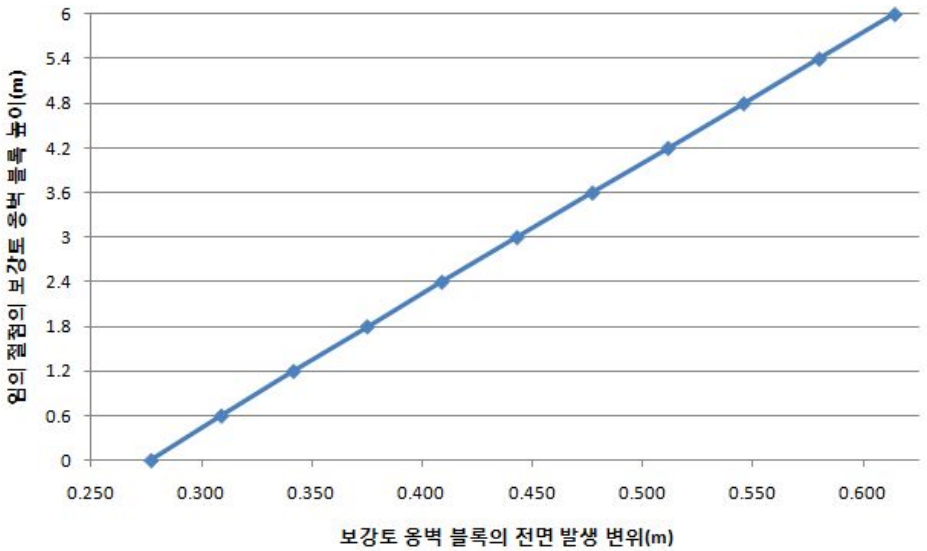


그림 3.35 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-06일 때 전면벽체의 발생변위

(2) Case 14의 옹벽의 간극수압, 발생변위

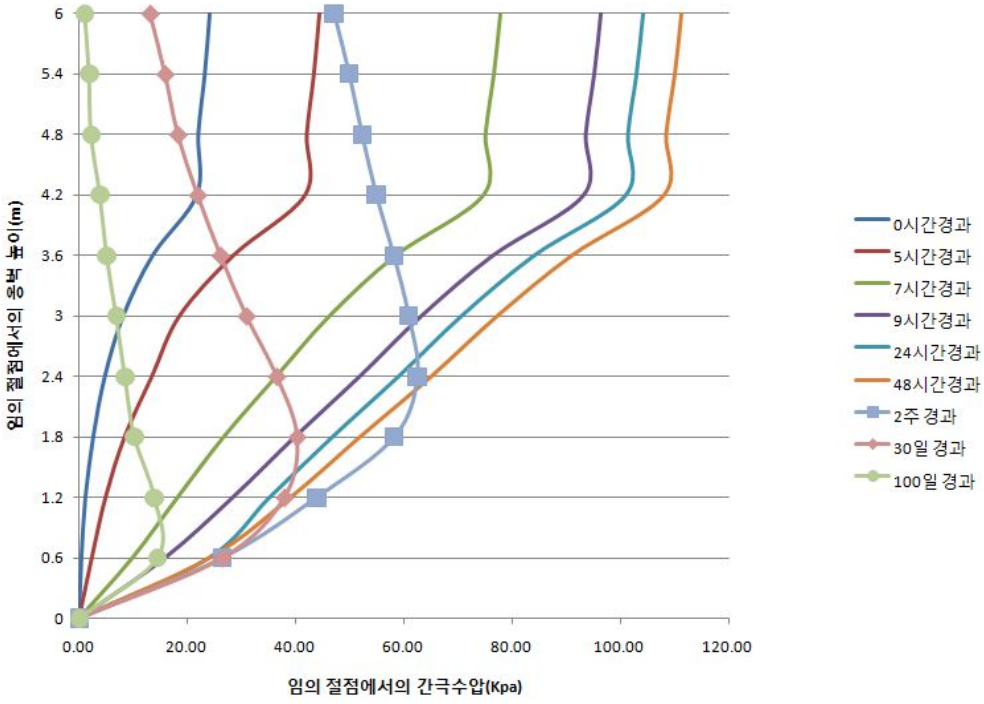


그림 3.36 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-04일 때 임의단면의 간극수압변화

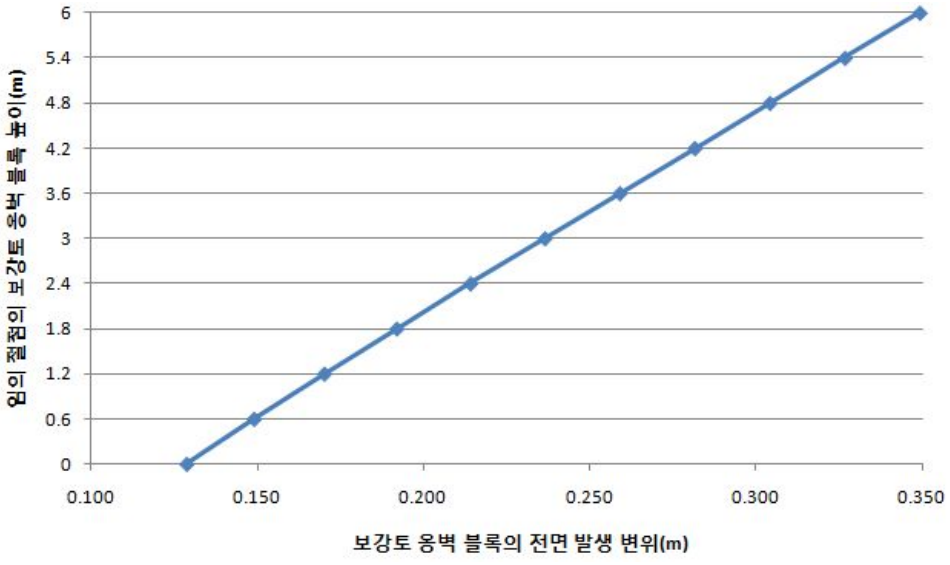


그림 3.37 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-04일 때 전면벽체의 발생변위

(3) Case 15의 옹벽의 간극수압, 발생변위

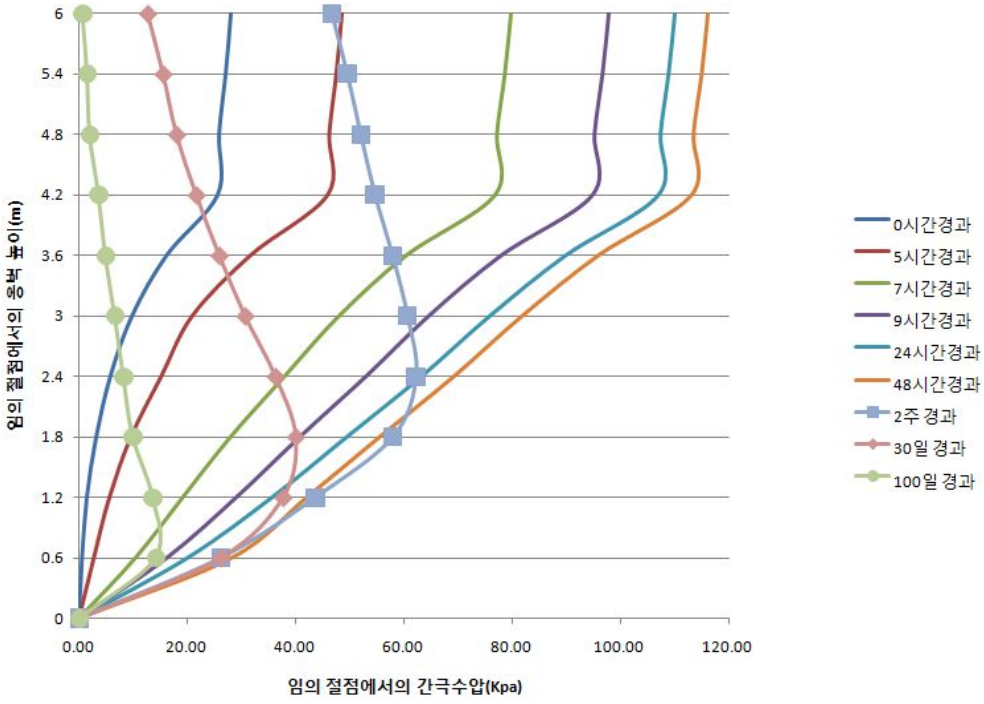


그림 3.38 뒷채움재 ks(cm/sec) 1.28E-03일 때 임의단면의 간극수압변화

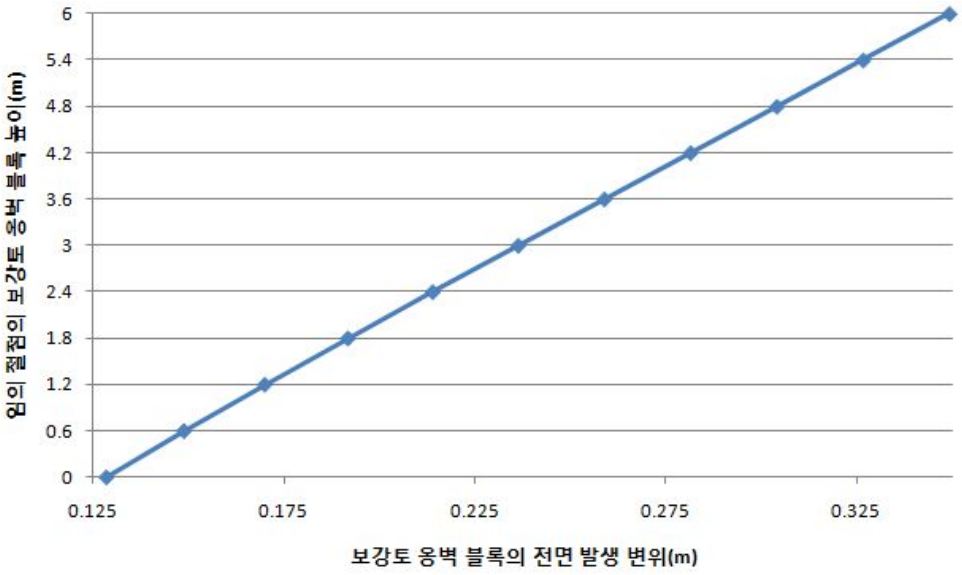


그림 3.39 뒷채움재 ks(cm/sec) 1.28E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(4) Case 16의 옹벽의 간극수압, 발생변위

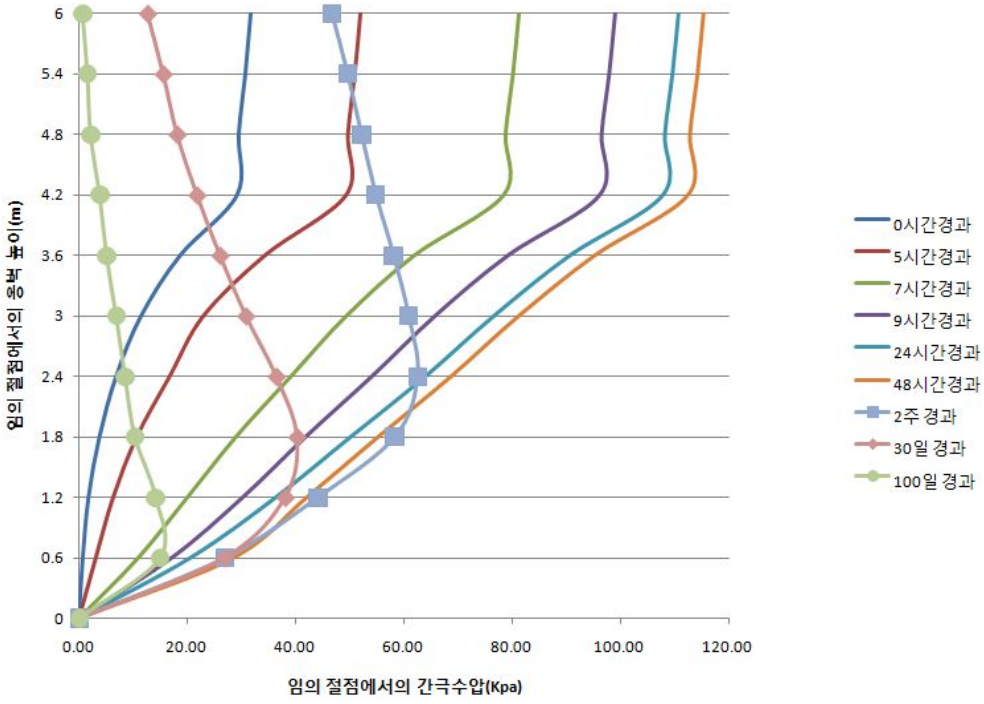


그림 3.40 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-03일 때 임의단면의 간극수압변화

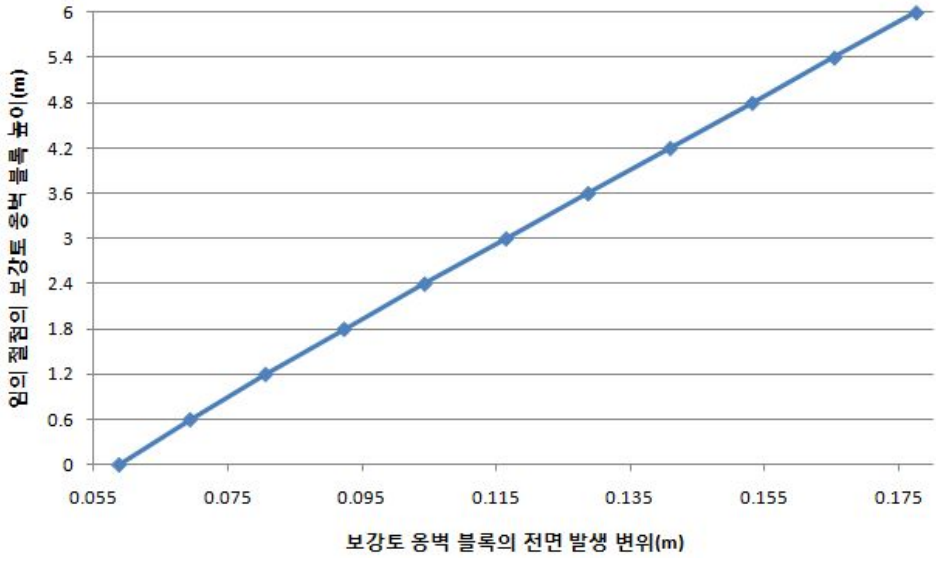


그림 3.41 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-03일 때 전면벽체의 발생변위

(5) Case 17의 옹벽의 간극수압, 발생변위

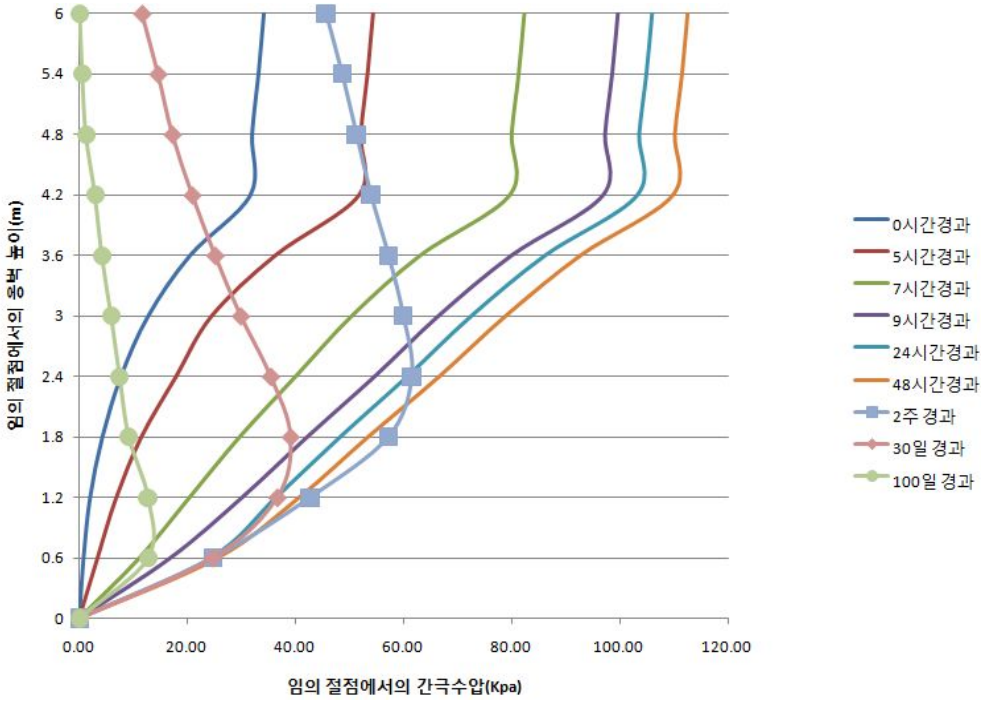


그림 3.42 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-02일 때 임의단면의 간극수압변화

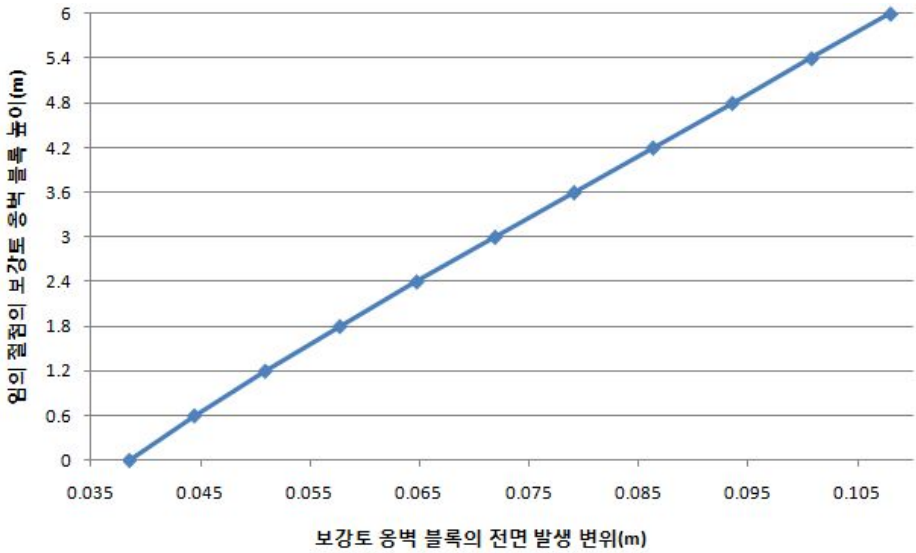


그림 3.43 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-02일 때 전면벽체의 발생변위

(6) Case 18의 옹벽의 간극수압, 발생변위

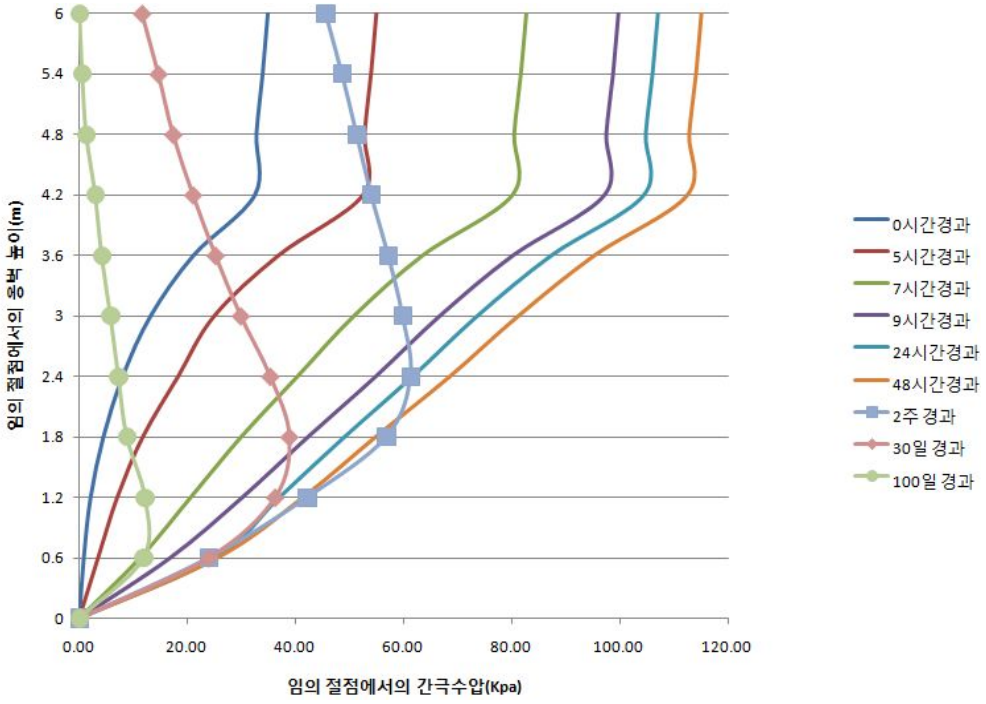


그림 3.44 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-01일 때 임의단면의 간극수압변화

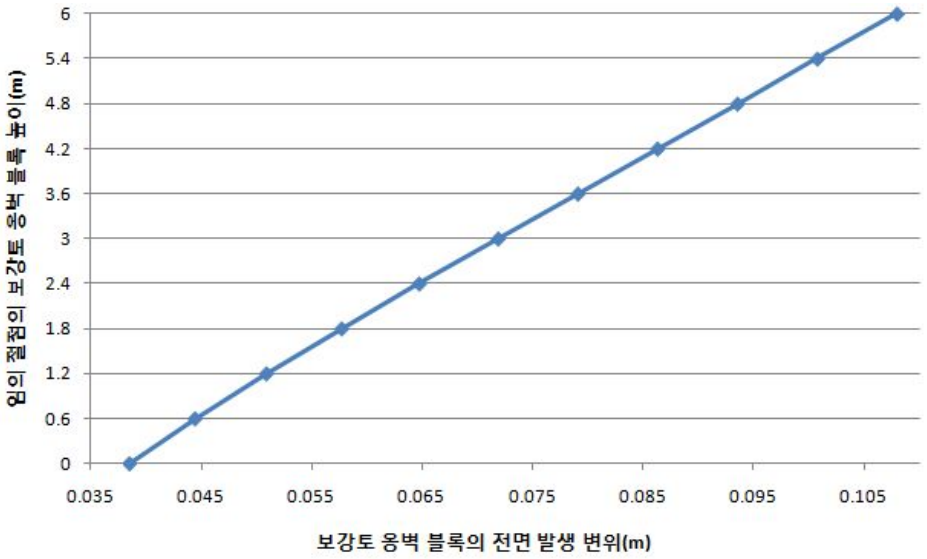


그림 3.45 뒷채움재 ks(cm/sec) 2.57E-01일 때 전면벽체의 발생변위

(7) Case 13-18의 뒷채움재 투수계수변화에 따른 안전율의 변화

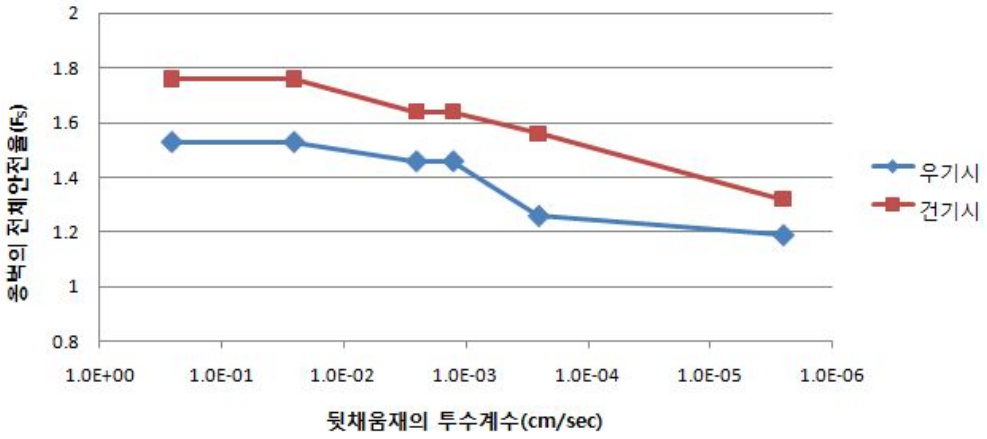


그림 3.46 재현기간 96시간(I=9.25)조건에서 ks변화에 따른 안전율의 변화

표 3.8 재현기간 96시간 조건에서 투수계수 변화에 따른 안전율

I(mm/hr)	ks(cm/sec)	전체안전율 (우기시)	전체안전율 (건기시)
9.25	2.57E-06	1.19	1.32
	2.57E-04	1.26	1.56
	1.28E-03	1.46	1.64
	2.57E-03	1.46	1.64
	2.57E-02	1.53	1.76
	2.57E-01	1.53	1.76

3.6.2 강우재현기간 96시간 수치해석 결과분석

본 연구의 보강토옹벽모델에 대한 96시간(강우강도 9.25mm/hr)의 재현기간의 조건에서, 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)를 1대100, 1대1, 5대1, 10대1, 100대1,

1000대1의 비율로 모사한 수치해석(Case 13-18)에 대해 임의의 단면에서의 사면의 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 등을 분석한 결과는 다음과 같다.

Case 13-18까지의 Case별 간극수압의 변화, 시간의 흐름에 따른 보강토 옹벽 배면의 간극수압의 변화를 살펴보면, 강우초기인 5시간 경과시 까지는 간극수압의 증가가 눈에 띄게 나타났으며 측정시간 초기단계인 3일까지의 간극수압의 증가를 살펴보면 각 케이스별로 약간의 차이는 있지만 측정시간이 3일째 되는 시점에서는 거의 비슷한 값에 수렴하는 양상을 보였다. 측정시간 2주 이후로의 간극수압의 변화를 살펴보면 Case 13에서 2주, 30일, 100일이 경과하기까지도 간극수압이 소산되지 않고 옹벽 배면 하부에서 잔류하고 있는 것을 볼 수 있었다.

Case 13부터 Case 18에 이르기까지 각 Case별 변위를 살펴보면 Case17-18는 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준에서 벗어나지 않았다.

보강토 옹벽의 전범위에 걸쳐 포화가 진행된 시점에서의 옹벽의 전체안전율에 대한 결과를 살펴보면 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)에서 투수계수의 값이 증가함에 따라 옹벽의 전체 안전율은 점차 증가하는 경향을 보였다.

3.7 수치해석 결과에 대한 종합적 고찰

불포화토의 침투-사면안정연계해석 수행시 100년빈도의 확률강우강도 조건을 각각 48시간, 24시간, 96시간의 강우재현기간의 변화에 따라 총 18가지 Case에 대해 수치해석을 수행한 결과에 대한 종합적인 고찰은 다음과 같다.

보강토옹벽 뒷채움재의 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)의 변화에 따른 사면의 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 등을 분석한 결과, 강우재현기간(48,24,96시간)의 변화에 따른 강우강도(I)의 변화에 대한 뒷채움재의 투수계수(k_s)의 값에 변화가 있었으나 그리 큰 차이를 보이지는 않았고, 각각의 강우재현기간별로 안정성과 변위발생, 간극수압의 변화 값 등에 있어서 안정한 측에 드는 뒷채움재의 투수계수(k_s) 값을 확인할 수 있었다.

강우재현기간 48시간의 경우는 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)가 1000:1인경우의 투수계수인 3.63×10^{-1}(cm/sec)값이 수치해석에 있어서 가장 안정적인 결과를 보였다. 강우재현기간 24시간의 경우는 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s대I)가

1000:1인경우의 투수계수인 5.12×10^{-1}(cm/sec)값이 수치해석에 있어서 가장 안정적인 결과를 보였다. 그리고 강우재현기간 96시간의 경우는 포화투수계수(k_s)와 강우강도(I)의 비(k_s/I)가 1000:1인경우의 투수계수인 2.57×10^{-1}(cm/sec)값이 수치해석에 있어서 가장 안정적인 결과를 보였다. 다음 그림 3.63은 각각의 강우재현기간에 대해 수치해석을 통해 추정한 안정측에 드는 이상적인 Case의 흙에 대한 투수계수의 값을 나타내고 있다.

다음 그림 3.47은 본 연구에서 수행한 18가지 Case에서 안전율과 옹벽벽체의 수평변값이 허용기준을 만족하는 범위의 수치해석 Case에 해당하는 부분을 나타내었다. 그림에서 48시간의 강우재현기간을 기준으로 24시간 및 96시간의 강우재현기간의 조건에 대한 강우시 안정성을 만족하는 보강토 뒷채움재의 투수계수의 범위를 살펴보았을 때, 강우강도(I)값의 증가하는 경우보다, 강우가 장기간동안 지속되는 경우가 보강토 옹벽의 안정성에 크게 영향을 미친다고 할 수 있다.

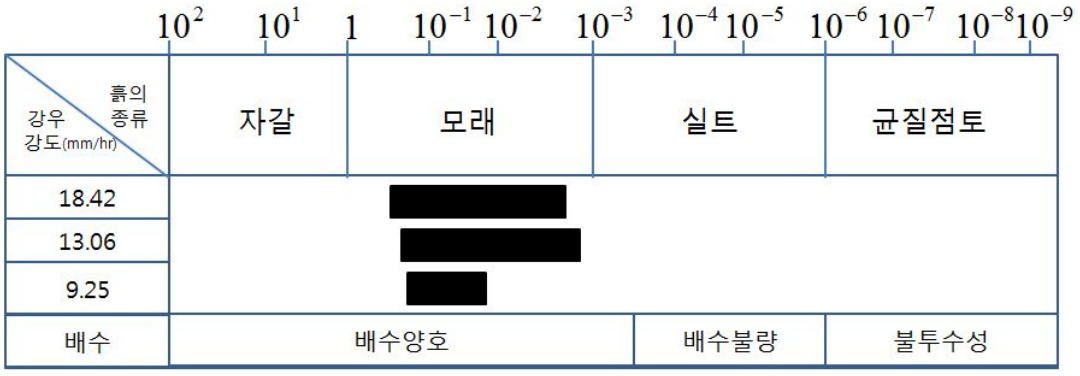


그림 3.47 해석결과 강우시 안정성을 만족하는 범위의 투수계수 특성

본 연구에서는 수치해석에 입력한 물성치중 불포화토의 특성인 함수특성곡선 및 투수특성곡선에 대한 부분과 다양한 확률강우강도식 중 우리나라에 적용가능한 대표적 모델을 사용하여 해석에 적용하였으므로, 실제로 이러한 투수계수 예측방법을 현장에 적용시 보강토옹벽 설치예정 지역 강우의 확률적인 특성, 사용하는 재료의 함수특성 및 투수특성 등의 여러 가지 고유특성을 고려한 값을 입력하여 수치해석을 수행하게 될 경우 특정현장에 적합한 투수계수를 가진 흙을 사용함에 있어서 더욱 다양한 결과를 제시하게 될 것이다.

본 연구에서는 보강토 옹벽을 시공하기 전 뒷채움재료인 불포화토의 특성과 옹벽을 시공하게 될 특정한 현장의 확률-강우특성 데이터베이스를 바탕으로 한 신뢰도 높은

강우강도를 수치해석에 활용한다면 뒷채움재의 배수문제로 인해 발생하는 보강토옹벽의 거동을 미리 예측함은 물론, 수치해석을 통해 안정성이 확보된 공학적인 특성을 가진 뒷채움재를 사용 할 수 있도록 하는데 연구의 의의를 두고 있다.

제 4 장 결 론

본 연구에서는 강우시 보강토옹벽의 거동의 해석과 관련하여 기존의 해석의 미흡함을 보완하기위해, 기존의 불포화사면의 해석과 관련하여 신뢰성이 검증된 확률-강우강도개념을 도입한 수치해석을 실시하였다. 또한 사면의 전체안전율을 산정하는 것에만 그치는 한계평형해석법의 미흡함을 보완하기 위해 유한요소법을 사용하는 수치해석 프로그램으로 해석을 수행하여 보강토옹벽의 전체안전율산정은 물론, 시간에 따른 응력분포 및 변위량을 파악하였고, 강우시 사면의 거동에 영향을 미치는 매개변수 중 가장 큰 영향을 미치는 투수계수가 실제로 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 고찰하기 위해 뒷채움재의 투수계수에 대한 강우강도의 비(k_s대I)를 변수로 입력하여, 뒷채움재의 투수계수를 제외한 동일한 물성치를 가지는 보강토 옹벽 모델이 특정 강우량에 대해 뒷채움재의 투수계수가 변화할 때의 시간변화에 대한 안정성분석을 실시한 결과 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

1. 불포화특성이 있는 보강토 옹벽의 뒷채움재의 함수특성, 투수계수 특성 및 확률강우특성을 반영하여 강우재현기간에 따라 뒷채움재의 투수계수에 대한 강우강도의 비(k_s대I)를 달리하여 수치해석 수행 시 나타난 보강토 옹벽의 전면변위의 결과로 48시간의 강우재현기간에서는 1.81×10^{-3}(cm/sec)~3.63×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case3~Case6은 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이를 초과하는 결과를 보였으며, 24시간의 강우재현기간에서는 2.56×10^{-3}(cm/sec)~5.12×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case9~Case12는 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이를 초과하는 결과를 보였다. 또한 96시간의 강우재현기간에서는 2.57×10^{-2}(cm/sec)~2.57×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case17~Case18은 우리나라의 보강토 옹벽의 수평변위 허용기준으로 삼고 있는 0.02H(12cm)의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이를 초과하는 결과를 보였다.

2. 불포화특성이 있는 보강토 옹벽의 뒷채움재의 함수특성, 투수계수 특성 및 확률강

우특성을 반영하여 강우재현기간(48, 24, 96hr)에 따라 뒷채움재의 투수계수에 대한 강우강도의 비(k_s대I)를 달리하여 수치해석 수행 시 나타난 시간의 흐름에 따른 옹벽배면의 간극수압에 대한 결과로 전 케이스에 걸쳐 강우가 시작된 시점에서 2주 후에 옹벽배면에 걸쳐 포화가 일어났고 보강토 옹벽배면에서 발생하는 최대 간극수압도 이 시점에서 발생한 것을 확인할 수 있었다. 또한 100일이 경과된 시점에서 옹벽배면의 간극수압 감소는 뒷채움재의 투수계수(k_s)값의 증가에 비례하여 나타나는 결과를 보였다.

3. 불포화특성이 있는 보강토 옹벽의 뒷채움재의 함수특성, 투수계수 특성 및 확률강우특성을 반영하여 강우재현기간(48, 24, 96hr)에 따라 뒷채움재의 투수계수에 대한 강우강도의 비(k_s대I)를 달리하여 수치해석 수행 시 나타난 포화시의 전체안전율에 대한 결과로 48시간의 강우재현기간에서는 1.81×10^{-3}(cm/sec)~3.63×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case3~Case6은 우리나라의 국내보강토옹벽의 설계안전율기준인 1.5의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이에 못 미치는 결과를 보였으며, 24시간의 강우재현기간에서는 2.56×10^{-3}(cm/sec)~5.12×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case9~Case12은 우리나라의 국내보강토옹벽의 설계안전율기준인 1.5의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이에 못 미치는 결과를 보였다. 또한 96시간의 강우재현기간에서는 1.28×10^{-3}(cm/sec)~2.57×10^{-1}(cm/sec)의 범위에 해당하는 범위의 투수계수 값을 사용한 Case15~Case18은 우리나라의 국내보강토옹벽의 설계안전율기준인 1.5의 기준을 만족하였고 나머지 Case에서는 이에 못 미치는 결과를 보였다. 또한 전 Case에 걸쳐서 우기시에 설계안전율기준을 만족하는 뒷채움재의 투수계수의 범위는 건기시에 비하여 줄어드는 경향을 보였다.

참 고 문 헌

1. 건설공사 비탈면 설계기준(2009), 국토해양부
2. 고속도로 건설공사 보강토옹벽 설계기준(2007), 한국도로공사
3. 국토해양부 제정 구조물 기초설계기준(2008), 국토해양부 (사)한국지반공학회
4. 국토해양부 제정 콘크리트 구조 설계기준(2007), 국토해양부
5. 권오현, 박영주, 서동현(2009), “기후변화에 대비한 보강토옹벽의 설계 및 시공기준 고찰”, 한국토목섬유학회 가을 학술발표회 논문집, pp. 91～100.
6. 김상규, 김영묵(1991), ″강우로 인한 사면 불안정″, 대한토질공학회지, 제7권 제1호, pp.53～64
7. 김영상, 이승래, 서동남, 김윤기(2006), ″인공신경망을 이용한 불포화지반 사면 안정성에 영향을 미치는 입력변수들의 상대중요도 결정″, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 3841～3844
8. 김주용(1998), ″유한요소법을 이용한 사면안정해석″, 박사학위논문, 한국과학기술원
9. 박영주(2009), ″보강토 옹벽 배수시설 개선방안 연구″, 석사학위논문, 경기대학교 건설산업대학원
10. 박홍규(1991), ″반복하중을 받는 흙의 탄성계수 및 항복응력에 대하여″, 관동대학교 논문집, 제19권, 제2호, pp. 177～195
11. 보강토 옹벽 높이에 대한 안정성 평가 기준(한국시설안전공단(2003))
12. 신은철, 이학주, 오영인(2004), ″불포화 준설매립 지반의 흙-수분 특성곡선 및 불포화 투수계수
13. 유충식, 김선빈, 한준연(2008), ″강우시 보강토 옹벽의 안정성에 관한 수치 해석 연구″, 한국지반공학회 논문집, 제24권, 제12호, pp. 23～32.
14. 유충식, 전한용, 정혜영, 정혁상(2005), “집중강우시 발생한 블록식 보강토 옹벽의 붕괴사례”, 한국지반공학회 논문집, 제21권, 제4호, pp. 135～143.
15. 유충식, 정혁상(2003), “강우가 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향에 관한 연구”, 한국토목섬유학회 논문집, 제2권, 제3호, pp. 47～55.
16. 이승래, 오태규, 김윤기, 김희철(2009), ″강우침투시 강우강도와 포화투수계수가 안전율에 미치는 영향″, 한국지반공학회 논문집 제25권, 제1호, pp.65～76
17. 이창섭, 신은철(2004), “현장계측을 통한 블록식 보강토옹벽의 거동분석”, 한국토목섬유학회 논문집 제3권, 한국토목섬유학회. pp. 3～15.

18. 임성윤, 류태진(2008), "불포화토의 투수계수분석 및 투수계수 방정식의 적용성 평가", 한국지반공학회 논문집, 제24권 제1호, pp. 5~13
19. 정상섬, 최재영, 이재환(2009), "지속강우특성에 따른 불포화 풍화토사면의 안정성 분석", 대한토목학회 논문집, 제29권, 제1호, pp. 1~9
20. 조성은, 이승래(2000), "강우침투에 따른 불포화토사사면의 안정해석", 한국지반공학회 논문집, 제16권, 제1호, pp.51~64
21. 한국지반공학회(1998), 토목섬유 설계 및 시공요령, 한국지반공학회, pp. 253~305.
22. 현태양, 김진용, 김진근(2008), "수압과 균열폭 변화에 따른 콘크리트 투수계수의 실험적 연구", 한국콘크리트학회 논문집, 제20권, 제3호, pp. 291~298
23. Vidal, H. (1969), The principle of reinforced earth, Highway Research Record 282, pp. 1~16.
24. Ng, C. W. W. and Shi, Q.(1998), "A numerical investigation of the stability of unsaturated soil slopes subjected to transient seepage", Computer and Geotechnics, Vol.22. 1, pp 1~28.
25. Fourier, A. B. Rowe, D and Blight, G. E.(1999), "The effect of Infiltration on the stability of slopes of a dry ashdump", Geotechnique, Vol.49,No.1,pp.1~13
26. Fredlund, d. g. and Rahardjo, H.(1995), Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley & Sons Inc.
27. Alonso, E., Gens, A and Lloret, A.(1995), "Effect of rain infiltration on the stability of slopes", Proceedings of the First Int. Conf. on Unsatur-ated Soils, Paris, pp.241~249
28. Sun, Y.(1995), "A study on stability analysis of shallow layer slope due to raining permeation", Proceedings of the First Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris, pp.315~320
29. Cai, F., Ugai, K., Wakai, A, and Li, Q.(1998), "effect of horizontal drains on slope stability under rainfall by three-dimensional finite element analysis", Computers Geotechnics, Vol.23, pp 255~275.
30. Garson, G.d. (1991) Interpreting neural-network connection weights, Al expert, 6(7), pp. 47~51
31. Brooks, R. H. and A. t. Corey(1964), "Hydraurulic Properties of Po-rous Media", Colorado State University Hydrology Paper, 3, pp.1~27.