



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](#)

2016年 8月
석사학위논문

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성

조선대학교 대학원

토목공학과

김민석

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성

The behavior of soft ground
reinforced with Granular compaction pile

2016年 8月 25日

조선대학교 대학원

토목공학과

김민석

쇄석다짐말뚝으로 보강된 연약지반의 거동특성

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학석사학위 논문으로 제출함.

2016年 5月

조선대학교 대학원

토목공학과

김 민 석

김민석의 석사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 朴 吉 鉉 (印)

위 원 조선대학교 교수 金 雲 中 (印)

위 원 조선대학교 교수 金 大 賢 (印)

2016年 5月

조 선 대 학 교 대 학 원

목 차

ABSTRACT

제1장 서 론 -----	01
1.1 연구배경 및 목적-----	01
1.2 국내·외 연구동향-----	04
1.2.1 GCP공법의 개요-----	04
1.2.2 지지력에 관한 연구-----	06
1.2.3 침하량에 관한 연구-----	09
1.2.4 설계정수에 관한 연구-----	12
1.2.5 투수성에 관한 연구-----	15
1.2.6 수치해석에 관한 연구-----	16
1.3 연구방법 및 내용-----	19
 제2장 이론적 배경 -----	 20
2.1 개요-----	20
2.2 쇄석다짐말뚝공법(GCP)공법-----	22
2.2.1 개요-----	22
2.2.2 쇄석다짐말뚝공법의 개량효과-----	27
2.2.3 시공방법 및 시공순서-----	28
2.2.4 국내현행설계기준-----	29

2.3	쇄석다짐말뚝공법의 기본설계개념	34
2.3.1	등가원주(Unit Cell)개념	34
2.3.2	설계정수	37
2.3.3	쇄석다짐말뚝의 파괴형태	42
2.3.4	지지력 이론	46
2.3.5	쇄석다짐말뚝의 압밀침하량 계산	55
제3장	수치해석 및 대형직접전단시험	62
3.1	개요	62
3.2	대형직접전단시험	63
3.2.1	개요	63
3.2.2	대형직접전단시험의 구성	64
3.3	수치해석	66
3.3.1	해석물성치	66
3.3.2	해석모델	67
3.3.3	적용대상지반	70
3.3.4	응력분담비에 따른 지반깊이별 침하량 및 압밀도 변화분석	72
3.3.5	내부마찰각의 변화에 따른 지반거동특성 분석	74
제4장	수치해석 및 대형직접전단시험 결과	75
4.1	대형직접전단시험 결과	75
4.1.1	시험결과	76
4.2	1차원 압밀해석 결과	79
4.2.1	응력분담비에 따른 침하량 분석	79
4.2.2	응력분담비에 따른 압밀도 분석	88

4.3 2차원 압밀해석 결과-----	94
4.3.1 내부마찰각의 변화에 따른 과잉간극수압 거동특성 분석-----	95
4.3.2 내부마찰각의 변화에 따른 수평변위특성 분석-----	97
4.3.3 내부마찰각의 변화에 따른 수직변위특성 분석-----	99
4.3.4 내부마찰각의 증가에 따른 지반거동특성 분석-----	101
4.3.5 내부마찰각의 증가에 따른 응력분담비 분석-----	104
제5장 결 론-----	109
참 고 문 헌-----	110

표 목 차

표 1.1 지지력 산정식에 관한 연구동향	8
표 1.2 침하량 산정식에 관한 연구동향	11
표 2.1 쇄석다짐말뚝과 유사공법의 효과비교	22
표 2.2 조립재의 일반적인 내부마찰각	26
표 2.3 도로설계편람의 설계정수	29
표 2.4 도로설계요령의 설계정수	31
표 2.5 전반전단파괴 발생 시 극한지지력 이론식	52
표 2.6 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식	53
표 3.1 사용된 표준사의 지반공학적 성질	62
표 3.2 흙의 종류에 따른 시험방법	63
표 3.3 대형직접전단시험 배합비 선정	64
표 3.4 대형직접전단시험기의 제원	64
표 3.5 단계별 성토하중	70
표 3.6 쇄석다짐말뚝의 거동분석에 적용된 물성치	71
표 4.1 대형직접전단 시험결과	76
표 4.2 침하계산위치 ①에서 침하량 계산결과	82
표 4.3 침하계산위치 ②에서 침하량 계산결과	85
표 4.4 침하계산위치 ③에서 침하량 계산결과	87
표 4.5 과잉간극수압 감소율	101
표 4.6 수평변위 감소율	102
표 4.7 수직변위 감소율	103
표 4.8 A지점의 지층별 유효응력	105
표 4.9 A지점의 응력분담비 감소율	106
표 4.10 B지점의 지층별 유효응력	107
표 4.11 B지점의 응력분담비 감소율	108

그 립 목 차

그림 2.1 GCP공법의 시공과정 개념도	28
그림 2.2 등가원주 개념도	34
그림 2.3 쇄석다짐말뚝의 파괴형태	42
그림 2.4 치환율과 침하비의 관계	57
그림 2.5 예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교	57
그림 2.6 침하계량계수와 치환율과의 관계	60
그림 3.1 대형직접전단시험 장비구성	65
그림 3.2 Mohr-Coulomb 파괴규준	68
그림 3.3 Modified Cam-Clay 이론의 개선사항	69
그림 3.4 수치해석 대상지반	70
그림 3.5 Soilworks 1D 압밀해석 모델링	72
그림 3.6 1D 압밀해석 위치별 적용모델	73
그림 3.7 GCP(배수재)특성 정의	73
그림 3.8 2D 압밀해석 모델링	74
그림 4.1 배합비에 따른 대형직접전단 시험결과	78
그림 4.2 Soilworks 1D 압밀해석 모델링	79
그림 4.3 침하계산위치①에서 점토층1 침하량	80
그림 4.4 침하계산위치 ①에서 침하량	82
그림 4.5 침하계산위치 ②에서 점토층 1 침하량	83
그림 4.6 침하계산위치 ②에서 침하량	84
그림 4.7 침하계산위치 ③에서 점토층 1 침하량	85
그림 4.8 침하계산위치 ③에서 침하량	87
그림 4.9 침하계산위치 ①에서 압밀도	89
그림 4.10 침하계산위치 ②에서 압밀도	91
그림 4.11 침하계산위치 ③에서 압밀도	93
그림 4.12 2차원 압밀해석 적용모델	94
그림 4.13 과잉간극수압의 특성분석	95

그림 4.14	연약점토지반 내 과잉간극수압 분포	96
그림 4.15	연약점토지반 내 수평변위	97
그림 4.16	연약점토지반 내 수평변위 분포	98
그림 4.17	연약점토지반 지표면 수직변위	99
그림 4.18	연약점토지반 중앙부 수직변위	100
그림 4.19	연약점토지반 수직변위 분포	100
그림 4.20	내부마찰각에 따른 과잉간극수압 분포	101
그림 4.21	내부마찰각에 따른 수평변위 분포	102
그림 4.22	내부마찰각에 따른 수직변위 분포	103
그림 4.23	지층별 응력분담비 해석위치	104
그림 4.24	A지점의 지층별 응력분담비	106
그림 4.25	B지점의 지층별 응력분담비	107

ABSTRACT

The behavior of soft ground reinforced with Granular compaction pile

Kim, Min-Seok

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

Department of Civil Engineering,

Graduate School of Chosun University

There are several methods in the soft ground improvement technique in accordance with improvement purposes, and recently cases using granular compaction pile method which creates a pile with a constant diameter on base surface putting pressure to insert the sand and crushed stone while maintaining it a constant density on the ground of soft clay soils or sandy soils are rapidly increasing domestically.

However, as the construction case by GCP method, this method can contain several problems such as uncertainty of construction, inner destruction, clogging phenomenon, bulging failure, and the other failure in clay ground. Because the clay ground is very soft and loses the strength by ground disturbance, damage case of GCP method is rapidly increasing.

Since there is no quantitative GCP design method, this method is designed by experiential method. Because of this, several failures occurs such as bulging, shear failure and other phenomenon. Therefore, it is difficult to confirm the definite cause and to establish the prevention plan for failure. Also, although it is different to design and construct by the different equipment and material characteristics, domestic method is intactly applied by the method of foreign country. As a result, the GCP method may produce a significant error between

actual values of bearing capacity and settlement and expected values.

Since conventional equation is being considered as single pile, it is necessary to allow for group pile effect. Therefore, the GCP method has to optimize design method through the theoretical supplementation.

Consequently, this study aims to suggest a rational design method, through one and two-dimensional numerical analysis of composite ground according to diverse change of design parameter such as stress concentration ration and internal friction angle. As a result of numerical analysis, the GCP design method will be acceptable to apply the domestic ground.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경 및 목적

국내의 지속적인 성장과 더불어 산업용지 및 생활용지의 수요가 급격히 증가되고 있으며, 국토의 효율적인 이용을 위하여 연약지반의 개발이 확대되고 있다. 이에 따라, 매립이나 연약점토지반으로 조성된 다양한 연약지반 상에 준설사례가 급증하고 있으나 이러한 현장에서는 지지력 부족이나 과도한 침하 등의 지반 공학적 문제점들이 발생하고 있으므로 대규모의 지반에서 효율적인 연약지반개량 결과를 도출하는데 관심이 높아지고 있다.

연약지반개량 공법에는 개량목적에 따라 여러 가지 공법들이 있으며, 최근 국내에서는 연약지반 개량공법으로 모래다짐말뚝(SCP, Sand Compaction Pile) 및 쇄석다짐말뚝(GCP, Granular Compaction Pile)공법 등을 적용하는 사례가 급증하고 있으며, 이 공법은 연약점토지반 및 연약한 사질토 지반에 모래 및 쇄석을 일정한 상대밀도로 압입하여 조립토 다짐말뚝을 조성하는 지반개량공법이다.

그러나 모래를 포함한 천연자원의 부족 및 원자재 값의 상승, 환경문제 발생 등으로 인하여 점차 다짐말뚝공법의 적용이 한계에 도달하였다. 따라서 SCP공법의 대안으로써 건설공사 중 발생하는 토사 등에서 얻을 수 있는 쇄석을 이용하는 GCP공법의 시공사례가 증가하고 있다.

GCP공법은 점토지반에서는 원지반과 쇄석다짐말뚝을 10~35% 가량 치환된 복합지반을 형성함으로써, 지반의 지지력과 전단강도를 증가시키고 측방유동을 억제하여 압밀침하시간 단축, 압밀침하량저감 등의 공학적 특성개선을 목적으로 시공한다. 또한 사질토 지반에서는 밀도를 증가시키고 액상화방지 및 수평지지력 증대를 목적으로 적용하는 공법이다.

복합지반이란 광범위하게는 두 종류 이상의 지층이 함께 공존하는 지반의 상태를 말하며, 이는 자연적으로 형성된 자연적 복합지반과 인위적으로 형성한 인공적 복합지반으로 대별될 수 있다. 지층혼합형태의 규모가 크고, 대부분 오랜 시간 퇴적에 의해 횡방향으로 배치된 자연적 복합지반은 공학적인 안정성이나 사용성에 있어 발생하는 문제점에 대해 그 해결 방안이 제시되어 있는 반면, 인위적 복합지

반은 이러한 문제점에 대한 신뢰성 있는 이론들과 해결방안들이 아직은 일반화되어 있지 않다고 할 수 있다(천병식, 2005).

쇄석다짐말뚝의 경우 상대적으로 큰 공극을 갖기 때문에 원지반의 압밀 상태에 따라서 구속압에 의한 말뚝 간극으로의 점토 혼입이 말뚝의 배수효과에 큰 영향을 미친다는 우려가 있으나, 이에 대한 명확한 규명이 현재 이루어져 있지 않은 실정이다(유승경, 2009).

GCP공법은 시공과정에서 교란으로 인하여 점토지반에서 쉽게 강도를 상실하는 특성으로 인하여 시공의 불확실성과 내부파괴의 문제점을 가지고 있으며, 시공사례가 증가함에 따라 간극막힘(Clogging)현상, 선단부 팽창파괴 등의 피해사례가 급격히 증가하고 있다.

GCP공법의 파괴형태 및 원인이 정립되어 있지 않아 시공단계에서 파괴방지대책을 수립할 수 없고, 시공 후 파괴될 경우 발생 원인에 대한 규명이 명확하지 않은 실정이다. 또한 시공 후 발생된 용기토는 상부 지반에서 쇄석다짐말뚝과 교란되어 성토 시 배수기능을 충분히 발휘하지 못하게 한다. 이러한 지반상태에서 성토하중 등의 상부하중이 작용하였을 경우 연성말뚝의 주된 파괴형태인 벌징(Bulging)파괴에 더욱 취약하다. 따라서 연약지반개량 공법의 개량체 직경을 깊이에 따라 일정하게 적용하는 것보다는 개량체의 직경을 깊이에 따라 효율적으로 변화시키는 방안에 대한 연구가 필요하다(하영민, 2010).

연약지반의 보강에 주로 적용되는 조립토 다짐말뚝의 거동특성을 파악하기 위한 실험적 및 이론적 접근은 유럽 및 미국을 중심으로 지난 40년간 진행되었다. 그러나 조립토 다짐말뚝의 경우 대부분 강성 매트기초와 더불어 군(Group)형태로 설치되며, 이 경우에 단일(Single)말뚝의 경우와 다르게 인접말뚝에 의해 구속과 변형억제 등과 같은 작용이 하부 기초지반의 하중분담효과와 맞물려 복합적인 거동특성을 보인다. 따라서 이와 같은 거동특성을 비교·분석하여 설계에 반영하는 것은 제한조건이 많기 때문에, 현재까지는 단일말뚝에 대한 지지력 평가방법을 기반으로 하는 설계법이 대부분의 군말뚝 설계에 적용되고 있다.

현재 국내 쇄석다짐말뚝(GCP)공법은 정량적인 설계법이 없기 때문에 경험적인 방법에 의해 설계, 시공되고 있는 실정이므로 팽창파괴, 선단파괴 등 다양한 형태의 파괴가 발생하고 있으나 명확한 원인규명 및 파괴예방대책 수립이 어려운 실정이다. 또한 시공 장비, 재료적 특성이 다름에도 불구하고 해외에서 적용하는 공법을 그대로 적용하여 지지력, 침하량 등이 실측값과 큰 차이를 나타낸다.

따라서 본 연구에서는 GCP공법의 합리적인 설계법 제안을 위한 기초단계로써, 설계정수 값의 변화에 따른 지지력의 변화 및 응력분담비에 따른 복합지반의 지지력 및 거동특성을 비교·분석하기 위하여 실제 GCP공법이 적용된 복합지반 현장의 데이터를 기반으로 1, 2차원 압밀해석을 실시하여 과잉간극수압, 침하량의 거동특성을 분석하고자 한다. 본 연구에서는 대형직접전단시험을 실시하여 산정되는 내부마찰각을 이용하여 쇄석과 모래의 최적배합비를 산정하고자 하였으며, 그 결과를 이용하여 2차원 압밀해석에 적용하였다.

1.2 국내·외 연구동향

1.2.1 GCP공법의 개요

현재 국내에서 시공사례가 증가하고 있는 GCP공법은 국내의 적용성을 고려하지 않고 해외에서 도입하여 그대로 적용하고 있는 실정이며 국내 실정에 맞는 합리적인 설계법을 정립할 필요가 있다.

설계 및 시공 시 재료특성, 시공간격, 설계정수, 쇄석다짐말뚝의 영향범위 등의 설계기준을 보완 및 정립할 필요가 있다. 따라서 합리적인 설계법 제안의 기초단계로써 설계기준에 대한 선행연구를 정리하면 아래와 같다.

GCP공법의 시초라고 할 수 있는 조립토 다짐말뚝공법은 이미 1830년대에 프랑스의 기술자 Moreau 등(1835)에 의하여 무기고의 기초를 건설하는데 임의의 심도에서 지반의 다짐이 가능한 실용적인 장비와 기법이 개발되어 사용된 바 있으나, 그 이후로는 거의 사용되지 않다가 1930년대에 접어들어 진동다짐공법을 개발하는 과정에서 다시 사용된 공법이다(장원호, 2009).

국내에서는 1980년대에 일본에서 개발된 GCP공법을 국내에 최초로 설계 및 시공하였고, 1990년대에 접어들어서 시험시공 및 연구결과들이 발표되었다. 그러나 이는 일본 실정에 맞는 설계기준 및 시공법을 그대로 적용하므로 국내에 적합한 설계기준이 없어, 시공 시 경험적인 방법에 의존하므로 파괴원인 및 예측이 어려운 실정이다. 또한 정확한 쇄석다짐말뚝의 거동에 대한 예측이 어려워 잘못된 설계로 인하여 2차적인 손실을 초래하고 있는 실정이다.

GCP공법과 시공방식은 거의 유사하나, 시공 중 진동을 이용하는 진동다짐공법은 직경 30~40cm, 길이 3~5m의 바이브레이터, 바이브로플로트 등을 설계 깊이까지 관입시킨 후 진동을 가하는 진동다짐공법으로 이 때, 고압을 분사하여 지반 내의 마찰력을 줄이고 다짐도를 증가시킨다. 또한 모래가 구멍 속으로 채워지고 압밀되면 바닥에서부터 0.3~1.0m씩 인발을 하는 공법으로 쇄석다짐말뚝공법의 기초가 되는 공법이라고 할 수 있다(김용경, 2007).

Madhav와 Vitkar(1978)은 평면변형을 가정하고 쇄석다짐말뚝으로 치환된 연약지반에서 파괴형태를 소성이론에 근거한 진단파괴 형태로 설명하였다.

Hansbo(1994)는 조립토 다짐말뚝공법의 파괴형태는 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점에서 Bulging 파괴가 발생한다고 하였고, Hu 등(1997)은 현재 다짐말뚝공법은 연약 지반개량공법 중에서 상재하중을 지지하기 위한 연약지반개량에 가장 효율적이고 경제적인 공법이라고 하였다.

신방웅 등(2001)은 저치환율의 범위인 30%로 치환된 쇄석다짐말뚝공법이 가장 효율적이라고 평가하였고, 특히 저치환율의 쇄석다짐말뚝공법은 배수성이 뛰어나기 때문에 압밀배수촉진, 침하량감소 및 압밀에 의한 연약점토지반의 강도증진에 효과가 있다고 하였다.

유영권(2014)은 신뢰성이론을 근거로 부분안전계수설계법을 쇄석다짐말뚝공법의 설계에 적용하기 위하여 신뢰성해석을 실시하였다. 민감도계수를 분석하고 목표신뢰도지수를 산정함으로써 각 설계변수에 대한 부분안전계수를 보정하였고 현재 적용되는 허용응력설계법과 한계상태설계법을 분석하였다. 그 결과, 쇄석다짐말뚝에 가장 큰 영향을 미치는 설계정수는 비배수전단강도, 내부마찰각, 사하중, 지반의 단위중량, 활하중, 탄성계수의 순서라고 하였다.

1.2.2 지지력에 관한 연구

쇄석다짐말뚝공법의 기본적인 이론은 1960년대에 접어들어 본격적으로 연구가 시작되었으며 실제시공을 통한 현장재하시험, 모형토조시험을 통한 실내실험 등의 경험에 의해 축적된 데이터로 구성된 설계법을 토대로 시작하였다. 따라서 지지력에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Thornburn과 McVicar(1968)가 비배수강도와 극한하중의 관계를 도표 형태로 작성하였으며, Greenwood(1970)는 많은 시공사례를 연구하여 Rankine의 수동토압계수를 근거로 극한지지력을 설명하였다.

Mori(1979)는 모형시험을 통하여 Huge 등(1974)이 제안한 지지력 이론식의 일부를 수정하였고 한계깊이는 말뚝직경의 4배로 Hughes와 Withers(1974)와 일치하였다.

Poulos 등(1976)은 유한요소법을 이용하여 다짐말뚝공법의 침하해석이론식을 제안하였으며, Rao 등(1977)은 다짐말뚝의 지지력을 향상시키기 위하여 스킨트를 활용하는 방법을 제안하였다.

Brauns(1978)는 쇄석다짐말뚝에 3차원 수동토압이론을 적용함으로써, 연약점토지반에서의 극한지지력을 산정하였다.

Vanimpe와 Madhav(1992)는 쇄석다짐말뚝과 연약점토지반의 Dilatancy효과를 고려한 응력-침하관계를 분석하였고, Alamgir 등(1994)은 Equal strain이론에 근거하여 말뚝과 지반의 응력을 탄성해석으로 고려한 계산법을 제안하였다.

Pribe(1995)는 진동치환에 의해 시공되는 스톤칼럼공법의 적용은 원지반의 압밀을 유도하여 액상화를 방지하고 과잉간극수압을 소산시키고 배수능력을 증가시켜 큰 전단응력에 저항한다고 하였다. 또한 조립토 다짐말뚝에 작용하는 응력분담비를 고려하여 지반의 지지력산정 및 침하예측을 실시하였는데 그 결과는 GCP공법과 이론적 근거가 거의 유사하기 때문에 GCP공법에도 적용할 수 있다.

이윤주(1996)는 연약점토지반에 조성된 쇄석다짐말뚝의 지지력 산정과 오차를 감소시키고자 기존 이론식의 산정법을 검토하고 변형된 새로운 지지력 공식을 제안하였다. 또한 기존의 지지력식 중 Ranjan(1994)의 이론식보다 10%정도 크게 산정되는 것을 확인하였고 팽창과괴 현상이 예상되는 지층의 깊이를 증가시킴으로써, 상당한 지지력을 상승을 기대할 수 있다고 하였다.

김병일 등(2004)은 단일말뚝형태의 복합지반 지지력 시험결과, GCP의 지지력이 SCP의 지지력에 비해 전체적으로 크게 측정되었다고 하였으며, 치환율이 50% 이상인 경우에 GCP의 지지력이 SCP보다 약 1.45배 가량 크다고 하였다. 또한 기존의 제안식에 의한 극한지지력은 치환율에 따라 큰 변화가 없으나, 기존의 극한지지력 산정식이 말뚝의 지름 및 치환율 등은 고려하지 않고 점토지반의 비배수 전단강도와 말뚝 재료에 따른 내부마찰각만을 고려하기 때문이라고 하였다.

강운 등(2004)은 단일말뚝에 대하여 상재하중, 재하면적, 파괴깊이에 따른 수평구속 응력의 변화를 고려하여 군말뚝의 지지력 증가효과 및 압밀계수의 변화에 대하여 비교·분석하였다. 그 결과, 응력분담비를 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지반의 수정 압밀계수의 거동특성을 분석한 결과, 영향직경이 작을수록 보강된 지반의 수정압밀계수는 증가한다고 하였다.

정철호 등(2006)은 쇄석다짐말뚝 공법의 안정해석법을 고찰하고 현장시험시공을 실시하였다. 그 결과, 쇄석다짐말뚝공법의 중심 간 간격은 1.8~2.5m로 하며 반드시 최소 1.5m이상이어야 한다고 하였다. 또한 치환율은 20%이상을 사용하여야 한다고 하였다.

윤준식(2007)은 쇄석다짐말뚝공법은 쇄석기둥의 강성과 투수효과가 뛰어난 장점이 있으며, 암거 등과 같은 하중이 상대적으로 작은 구조물이나 연약지반 상에 연성하중이 작용하는 조건에서의 지반보강을 목적으로 사용되고 있다. 또한 Barksdale 등(1983)은 쇄석다짐말뚝을 형성하는 쇄석은 모래나 천연자갈에 비해 경제적이며 소요강도를 지니고 있어서 연약지반개량 현장뿐만 아니라 댐, 항만시설, 철도노반 및 도로노반 등에 활발히 사용되고 있다. 특히 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각은 쇄석다짐말뚝의 지지력에 영향을 가장 크게 미친다고 하였다.

유승경(2009)은 실내실험에서 연약점토지반과 쇄석다짐말뚝의 복합지반에서 침하량, 과잉간극수압 및 연직응력의 거동특성을 분석하고 동일한 조건에서 수행한 모래다짐말뚝 실험결과와 비교하여 복합지반의 거동특성을 분석하였다.

표 1.1은 GCP공법의 이론지지력 제안식은 다수의 연구자들에 의해 지속적으로 연구되고 있으며, 지지력 산정식에 관하여 선행연구자와 제안식에 적용된 이론을 정리하면 아래와 같다.

표 1.1 지지력 산정식에 관한 연구동향(선희현, 2001)

적용 이론	선행연구자
소성평형이론에 의한 수동토압	Greenwood(1970)
전반전단파괴에 관한 이론	Madhav와 Vitkar(1978)
측방한계압 또는 Pressure meter이론	Gibson과 Anderson(1961) Hughes와 Withers(1974, 1975) Mori(1979) Aboshi(1979)
등가원주(Unit-cell)이론	Pribe(1976) Datye와 Nagaraju(1975) Goughnour와 Bayuku(1979)
공동팽창이론	Rao(1982) Ranjan과 Rao(1983, 1986, 1987)
경험에 의한 지지력연구	Thorburn과 McVicar(1968) Greenwood(1970) Thorburn(1975)
실험에 의한 지지력연구	Hughes 등(1975) Rao와 Bhandari(1979)

1.2.3 침하량에 관한 연구

설계 및 시공단계에서 가장 큰 영향을 미치는 중요한 요소는 침하량이라고 할 수 있으며, 시공 시 침하량을 예측하는 것은 시공성, 안정성, 경제성을 확보하는데 가장 큰 영향을 미친다고 할 수 있다. 또한 모든 설계정수가 영향을 미치는 것이 침하량이라고 할 수 있으므로 쇄석다짐말뚝의 침하량에 관한 거동특성분석의 정확성을 높이는 것이 중요하다고 할 수 있다. 따라서 침하량에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Hughes와 Withers(1974, 1975)는 영국의 캠브리지 대학에서 방사선기법을 이용하여 다짐말뚝공법의 주요 파괴형태는 팽창파괴의 형태라고 제안하고, 지지력 산정법을 제시하였다. 또한 Hughes 등(1974)은 현장재하시험을 통하여 쇄석다짐말뚝이 조성된 지반을 증분하여 응력-변형률의 관계를 분석하여 지층별 침하를 계산하고 계산 값의 총합으로 침하량 산정법을 제안하고 기존 이론지지력 식을 증명하였다.

천병식 등(2000)은 실내모형실험을 통한 배수효과에 관한 연구 및 쇄석다짐말뚝공법의 지지력특성을 연구하였다. 모형토조실험결과, 최종 침하량은 GCP공법을 적용한 지반이 SCP공법을 적용한 지반보다 약 20% 가량 침하저감효과가 있는 것을 확인하였다. 또한 현장시험시공 시 실시한 평판재하시험결과, 모래다짐말뚝이 설치된 주변지반 및 말뚝상부의 지지력은 쇄석다짐말뚝보다 작은 것으로 평가하였다.

신현영 등(2005)은 단위셀 시험과 대형토조시험을 실시하여 차이를 분석하고자 하였다. 복합지반의 침하특성을 분석하고, 침하량 측정결과와 지반의 압축특성으로부터 응력분담비를 산정할 수 있는 제안식을 제시하였고 기존 침하량 예측기법의 적용성을 검토한 후 변형률 압축지수의 개념을 도입한 새로운 침하량 예측기법을 제안하였다.

배경태 등(2007)은 현장재하시험과 수치해석을 실시한 후, 비교를 위하여 현장원형시험을 실시하였다. 그 결과, 연성기초가 강성기초보다 경계면 조건에 크게 영향을 받고, 침하특성은 자유변형률로 인하여 말뚝은 감소하고 주변지반은 증가하는 경향을 보였다. 또한 치환율과 형상비 증가에 따라 최대 응력분담비가 증가하지만 어떤 지점 이상에서는 수렴하고 고치환율 및 긴 말뚝에서는 상재하중 증가에 따른 영향을 크게 받는다고 하였다.

강오람(2009)은 치환율 변화에 따른 구속압을 다르게 재하하면서 삼축압축시험을 실시하였다. 시험결과, 모래다짐말뚝의 응력-변형률은 치환율과 구속압이 증가할수록 수직응력이 계속 증가한다고 하였다. 또한 UU시험결과, 체적변화가 발생하지 않아야 하

지만 모래의 체적의 팽창현상(다일러턴시 현상)이 발생하여 저항하기 때문이라고 하였다.

문인중 등(2012)은 치환율(a_s) 10~30%를 적용한 저치환율 단일말뚝 대하여 1g 모형 시험을 실시하였고, 그 결과로 압밀압력(p_c)이 증가할수록 침하량은 증가하였으나 증가폭은 감소하는 경향을 나타내었고, 이러한 증가폭의 감소는 SCP복합지반에 비해서 GCP복합지반에서 더 뚜렷한 것으로 나타났다. 또한 모든 시험조건에 대하여 GCP복합지반과 SCP복합지반의 압밀침하량을 비교해 볼 때, GCP복합지반의 침하저감 효과가 SCP복합지반에 비해서 큰 것으로 판단된다고 하였다.

표 1.2는 침하량 산정식에 관하여 수행된 선행연구를 평가방법 별로 정리한 것이고 해석에 적용된 내용을 정리하면 아래와 같다.

표 1.2 침하량 산정식에 관한 연구동향(선희현, 2001)

평가방법	내용	선행연구자
해석적 방법	· 등가원주(Unit-cell)개념을 적용한 탄성침하해석 · 말뚝은 비압축성을 가정함 · 지반개량계수(n)와 침하감소계수(β)의 관계	Pribe(1976)
	· 치환율(a_s), 응력집중계수, 침하감소계수(β)와의 관계	Aboshi(1979) Madhav와 Vitkar(1978)
	· 등가원주(Unit-cell)개념 · 쇄석다짐말뚝을 소성상태로 가정함	Goughnour와 Bayuku(1979) Goughnour(1983)
	· 등가원주(Unit-cell)개념 · 쇄석다짐말뚝은 항체적하에 탄성적 변형 · 한계평형상태로 해석함	Van Impe와 Debeer(1983)
유한요소 해석 (FEM)	· 탄소성 해석을 근거함 · 침하계산식 제안함	Mattes와 Poulos(1969)
	· 말뚝의 적당한 간격($S \leq 5d$)과 직경, 길이를 제안 · 침하감소효과 증명함	Balaam 등(1978)
	· 등가원주(Unit-cell)개념 · 탄성해를 제시함	Balaam과 Booker(1981)
	· Pribe(1976), Balaam과 Booker(1981)의 해와 일치함	Balaam과 Poulos(1983)
경험에 의한 방법	· $C_u = 20 \sim 40 \text{ kN/m}^2$ 과 말뚝간격(2~3.5m), 침하감소비의 관계도 제시	Greenwood(1970)
	· 전체침하량은 말뚝선단의 침하량을 포함	Thorburn(1975)
실험에 의한 방법	· 프레스미터로 측방응력 측정함 · 침하는 측면전단저항을 고려함	Hughes 등(1975)
	· 침하는 말뚝선단의 지층침하를 포함함	Floss(1979)

1.2.4 설계정수에 관한 연구

GCP공법에 관하여 수행된 선행연구 중에서 가장 많이 수행되고 있는 것은 재료적 특성, 쇄석다짐말뚝의 응력분담, 영향범위 등에 대한 설계정수에 관한 연구이며, 국내의 설계기준의 합리적인 설계법 정립을 위해서도 가장 중요한 연구이다. 설계정수에 관하여 수행된 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Pribe(1976)은 쇄석다짐말뚝을 비압축성으로 가정하고 등가원주(Unit-cell)개념을 적용하여 강성 지반에 응력집중 및 조밀화로부터 발생하는 침하를 저감시키고자 말뚝간격의 침하감소비를 제안하였다.

Yamagachi(1977)는 모래말뚝 보강지반에서 SCP주변의 점토지반의 상태에 따라 응력분담비를 구하는 방법을 제안하였고, 연구결과 응력분담비는 하중이 증가함에 따라 $3 \sim 4 < m < 3.6 \sim 6.8$ 값을 나타낸다고 하였다.

Goughnour와 Bayuk(1979)는 단일 조립토 다짐말뚝에 등가원주(Unit-cell)의 개념을 적용하여 해석을 수행하였고, 그 결과를 이용하여 조립토 다짐말뚝과 연약점토지반의 강성차이에 의한 응력분담비를 제안하였다. 이 응력분담비는 현재에도 설계 및 시공과정에서 적용되고 있다.

김동은(2001)은 쇄석과 점토지반의 재료특성을 변화시키면서 실내실험을 실시하여 지반의 응력의 거동특성분석을 실시하였다. 그 결과, 쇄석다짐말뚝 설계 및 시공 시 지반교란으로 인한 압밀에 의해 지반강성의 증가를 고려하지 않더라도 별징현상으로 인한 응력의 변화는 고려해야 한다고 하였다.

이민희(2004)는 D700mm의 저치환율 쇄석다짐말뚝을 시공한 후 현장재하시험을 실시하였고 고치환율에 대하여 실내모형실험과 유한요소해석을 실시하였다. 그 결과, 단일말뚝의 응력분담비가 삼각형 배치와 사각형 배치의 군말뚝보다 각각 약 1.85배, 1.6배 가량 큰 것을 확인하였다. 또한 군말뚝의 배치형태로 인한 치환율에 따른 응력분담비 감소율은 삼각형 배치 및 사각형 배치인 경우, 각각 약 49%, 68.5%로 나타났다.

최효원(2005)은 복합지반 상의 여러 영향인자들이 응력분담비에 미치는 영향에 대한 수치해석연구를 실시하였다. 그 결과, 응력분담비는 일반적으로 모래다짐말뚝의 길이가 길어질수록, 모래말뚝의 상대밀도가 커질수록 그 값이 증가하는 경향이 나타났는데, 특히 말뚝이 지지층까지 도달하지 못한 미관통 말뚝이 시공된 복합지반의 경우 치환율 50%에서 응력분담비가 최대에 도달하는 것으로 나타났고, 말뚝이 지지층까지 도달한

관통말뚝이 시공된 지반의 경우는 치환율 30%에서 응력분담비가 최대값을 가진다고 하였다.

김남호 등(2006)은 다짐말뚝공법의 세립분 함유량에 따른 N치, 지진의 규모 및 가속도 등을 기존의 이론식에 적용하여 설계정수가 치환율 산정에 미치는 영향인자에 대해 검토하였다. 그 결과, N치는 치환율 산정에 민감한 영향요소이나 지층두께는 치환율에 영향이 적다고 하였고, N치가 7이상인 경우 일본지반공학회의 제안식과 Priebe식은 세립분 함유량에 크게 영향을 받지 않는다고 하였다.

배경태 등(2007)은 쇄석다짐말뚝이 조성된 연약점토지반에서의 침하거동특성과 하중분담비에 관한 이론을 정립하기 위하여 쇄석다짐말뚝과 지반의 치환율, 형상계수 및 상재하중 등을 고려한 쇄석다짐말뚝의 설계정수 산정을 위하여 현장재하시험과 수치해석을 수행하고 해석결과를 비교·검증하기 위하여 현장원형시험을 진행하였다.

연구결과, 연약지반에 조성된 쇄석다짐말뚝의 경우 경계조건에 따라 다른 거동특성을 보이며, 침하거동특성은 자유변형률로 인하여 말뚝의 침하량은 감소하나, 주변지반의 침하량은 증가하고 응력분담비는 지반 깊이가 깊어질수록 증가하는 경향을 보였다.

치환율 및 형상계수에 따라 응력분담비가 증가하지만, 최대점을 기록한 후에는 수렴하는 것을 확인하였고 고치환율이나 말뚝의 길이가 길어질수록 상재하중의 영향을 크게 받는 것으로 나타났다. 따라서 연구결과를 바탕으로 기존 쇄석다짐말뚝공법에 대한 탄성하중전이 이론을 보정하여 이론식을 제안하였다.

김동은 등(2008)은 연약점토지반에 조성된 쇄석다짐말뚝은 상재하중 증가 및 시간경과에 따라 응력분담비가 감소하는 것을 확인하였다. 이는 상재하중에 의한 연약지반의 압밀이 진행되고 지반강성이 증가하므로 쇄석다짐말뚝이 분담하는 응력이 감소하고 하중 재하에 따른 쇄석다짐말뚝의 별징과괴로 인한 쇄석다짐말뚝의 단면적이 증가하기 때문이라고 하였다.

점토지반의 강성이 증가함에 따라 쇄석다짐말뚝의 응력분담비는 증가하는 경향을 보였고, 동일한 강성의 연약점토지반에서 설계정수를 다르게 한 쇄석다짐말뚝공법을 적용한 경우에는 응력분담비 차이가 크게 나타나지 않았다. 이는 응력분담비가 쇄석다짐말뚝의 자체 강성보다는 연약점토지반의 상대적인 강성에 크게 영향을 받는 것으로 보인다 하겠다.

여규권 등(2011)은 해상 GCP공법 시공으로 발생하는 용기량을 기존의 이론식에 의해 산정하고 현장에서 수심측량을 통하여 산정된 실제 용기량과 비교·분석하였다. 그 결과, 개량지반 주위에서 일정하게 용기가 발생하였고 치환율이 높은 중앙부의 용기량

이 가장 크게 발생했다고 하였다.

김병일 등(2013)은 저치환율 SCP 및 GCP공법의 거동특성을 비교하기 위해 1g 모형시험을 수행하였으며, 등가원주 개념을 적용하기 위하여 치환율 10, 20, 30%의 단일말뚝을 조성하여 수행하였다. 연구결과, 응력분담비는 치환율 증가 및 압밀의 진행에 따라 감소하는 경향을 보였으며, 모래다짐말뚝의 경우 1.4~3.8, 쇄석다짐말뚝의 경우 1.2~3.3의 범위를 갖는 것을 확인하였다.

한유식 등(2015)은 SPT 시험의 N치로 추정된 지반물성치의 변화에 따른 쇄석다짐말뚝의 등단면 및 변단면의 하중-침하량 관계에 대한 민감도를 분석하였다. 정재하시험의 하중-침하량 결과에 기초하여 수치해석 시 지반에 대한 지반 물성치를 추정하였다. N치가 3이하인 매우 연약한 점토층의 탄성계수는 700~2000kPa, 포아송비는 0.40~0.48의 값이 합리적인 것으로 판단된다고 하였다.

한상수 등(2016)은 쇄석다짐말뚝공법의 합리적인 침하량을 예측하기 위하여 기존에 제안되어 사용되고 있는 침하량 이론식들을 비교·분석하여 적용성을 평가하였다. 그 결과 Hook's law식이 수치해석과 가장 근접하는 것으로 확인되었다. 또한 이론식에 따른 침하량 산정 시 주요설계 Parameter는 Vesic식과 Hook's law의 탄성이론의 경우 기초 폭(B)이 가장 큰 영향을 미치며, Pribe식을 제외한 모든 제안식의 경우 복합지반의 탄성계수(E_m)가 가장 큰 영향을 받는 것으로 나타났다.

1.2.5 투수성에 관한 연구

투수성에 관한 연구는 쇄석다짐말뚝의 배수성을 증대시키고자 하는 연구, 쇄석과 대체제의 혼합을 통한 쇄석다짐말뚝의 거동특성, 과잉간극수압의 거동특성에 관한 연구가 주로 수행되어져 왔고 이를 위해 수치해석 연구, 현장시험, 실내실험 등의 다양한 방법을 통하여 연구가 진행되어왔다. 투수성에 관한 연구를 정리하면 다음과 같다.

Seed와 Booker(1977)는 지진 시 쇄석다짐말뚝에서 발생하는 과잉간극수압 발생과 소산의 과정에 대한 이론식을 제안함으로써 지진발생 시 쇄석다짐말뚝의 지지력을 분석하였고, 적절한 배수가 수행되기 위해서는 배수재의 투수계수가 주변지반의 투수계수에 200배 이상이어야 한다고 하였다. 또한 조립토 다짐말뚝과 지반사이에는 과잉간극수압이 발생하지 않는다고 가정하였으며 배수로 인한 간극수압 소산효과를 예측하기 위해 선형압밀이론을 적용하였다.

도종남 등(2009)은 연약지반에 시공되는 쇄석다짐말뚝에 발생하는 폐색현상의 특성을 분석하기 위하여 모형토조를 제작하여 실내실험을 실시하였다. 쇄석과 모래의 혼합비를 변화시켜가며 클로깅시험을 실시한 후 투수성을 분석한 결과, 쇄석으로만 조성된 말뚝의 초기 투수성이 가장 큰 것으로 나타났으나 지반 내에서 압밀이 진행되면서 투수성이 현저하게 감소하였다. 또한 배합비(쇄석:모래) 85:15에서의 투수능은 지반의 압밀에 따른 투수능 감소가 가장 작게 나타난 것을 보아, 투수능이 가장 양호한 것으로 판단되었고 모래함유량이 20%를 증가할 경우, 투수능이 현저하게 감소하는데 이는 투수능이 재료의 투수계수(k)의 영향에 의한 것으로 판단되어 진다고 하였다.

최호섭(2009)은 클로깅현상에 관한 실내실험 결과, 쇄석으로만 조성된 말뚝의 초기 투수능이 가장 크고 모래함유량이 증가할수록 초기 투수능이 감소하는 것을 확인하였다. 또한 응력증가와 시간이 경과함에 따라 배합비(쇄석:모래) 100:0 말뚝과 혼합다짐말뚝의 투수능 차이가 감소하는 경향을 확인하였고, 모래가 20% 이상 배합될 경우 투수능이 현저하게 감소한다고 하였다.

실험결과, 쇄석의 유효입경이 모래보다 훨씬 크기 때문에 점토의 혼입으로 인한 클로깅현상이 우려되나, 아직 명확하게 규명되지 않은 실정이며 실무에서는 클로깅현상을 최소화하고자 일정비율의 모래를 혼합하여 사용하고 있으나 경험적인 방법에 의한 것이므로 지반개량효과에 대해서는 이론적으로 규명되지 않은 상태라고 하였다.

박민철 등(2011)은 GCP공법의 통수능 효과를 분석하기 위하여 $\phi 38 \times 70 \text{cm}$ 의 원형토조를 이용하여 쇄석말뚝과 비교대상인 모래말뚝, PBD공법의 3종류의 연직배수재를 이용하여 복합통수능 실험을 실시하였다. 복합통수능 시험결과, GCP공법에서 상재하중에 따른 간극비 감소 및 클로징 현상이 가장 적게 발생하였으며, 또한 GCP공법의 클로징현상은 전체 면적의 10% 이내의 범위에서 발생하는 것으로 분석되었다.

1.2.6 수치해석에 관한 연구

앞서 설명한 모든 설계요소에 관한 연구 중에서 가장 많이 수행된 연구이며, 현재 국내에서 주를 이루고 있는 연구방법이다. 또한 많은 양의 데이터를 체계적으로 축적할 수 있는 연구방법이다. 수치해석에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같다.

Balaam 등(1978)은 유한요소해석을 이용하여 쇄석다짐말뚝의 침하량을 산정하였고 1981년에는 탄성이론을 적용한 등가원주개념에서 탄성침하를 예측하였으며, Balaam과 Poulus(1978)은 등가원주 개념을 적용한 탄소성 해석과 쇄석다짐말뚝-점토의 인터페이스에 마찰과 부착을 고려한 해석을 실시하였다. 또한 유한요소해석결과, 현장에서 측정된 실측값과 유사한 것을 확인하였다.

Alamgir 등(1996)은 조립토 다짐말뚝으로 조성된 복합지반의 응력분담비 및 침하량은 등변형률 조건에서 자유변형률을 적용하여야 한다고 제안하였으며, 수치해석을 통한 접근법을 제안하였다.

홍의준(2002)은 모형실험 및 ABAQUS를 이용한 유한요소해석을 실시하여 각각의 치환율에 따른 이론적으로 유도한 모래말뚝의 수직응력을 비교하였다. 그 결과, 점토의 응력이 모래말뚝으로 전이되는 현상이 발생하며, 이로 인하여 응력분담비는 지표면에서 하부로 내려갈수록 증가한다고 하였다.

황정순 등(2005)은 $2.4 \times 2.4 \times 1.8 \text{m}$ 로 굴착하고 쇄석다짐말뚝을 직경 0.3m, 간격 0.6m의 균말뚝 형태로 설치한 후, 연약토사를 투기한 후 쇄석다짐말뚝의 주변을 다짐하였다. 지반의 현장재하시험 및 3차원 수치해석 등을 실시하여 그 결과를 비교·분석하였다. 또한 3차원 수치해석에 사용된 프로그램은 Pentagon 3D 프로그램을 사용하였고, 지반 및 말뚝은 8절점 고체요소를 사용하여 강성재하판을 모델링하고 25단계의 단계하중을 재하하여 해석을 수행하였다.

모델링에 사용한 말뚝은 지름 1m, 길이 8m, 재하판 3, 5m로 하여 해석하였고 연약

층의 두께는 10m이며 원형으로 가정한 말뚝과 재하판은 1/4 단면을 모델링하여 해석을 수행하였다. 또한 경계조건은 원주방향의 절점은 힌지를 두고 x, y방향 변위는 구속조건이며 하단면은 롤러를 두고 y방향의 변위를 구속하고 좌측면은 x방향의 변위를 구속하였고 z방향의 구속조건은 지반의 최하단면을 제외하고 자유조건이다.

사용한 모델 중 Modified Cam-Clay 모델은 침하량 및 거동특성이 매우 유사한 결과를 보였으며, Mohr-Coulomb 모델은 지반의 변형거동 특성 등을 과소평가한다고 하였다.

이창호 등(2005)은 PENTAGON 3D를 이용한 유한요소해석 기법을 이용하여 치환율에 따른 지반의 응력분담비 및 복합지반의 거동을 분석하였다. 그 결과, 응력분담비는 치환율이 증가할수록 높아지고 지반과 말뚝의 상대침하량의 차이는 감소한다고 하였으며, 치환율 70%이상의 경우 말뚝과 지반의 침하량 차이는 거의 없다고 하였다.

유충식 등(2007)은 연약지반의 기초구조물로서 지오그리드를 보강한 쇄석말뚝공법이 시공되는 지반조건을 3차원 유한요소해석 모델링에서 중요하게 고려하여야 한다고 하였으며, 이를 위해 GESC(Geogrid-Encased Stone Column, GESC)이 연약지반보강에 관한 개념 및 시공법을 정리하였다.

ABAQUS 6.4-1을 이용하여 점토지반은 Modified Cam-Clay 모델을 적용하고 지오그리드를 모델링하고자 멤브레인 요소를 사용하였다. 제방의 중심층을 기준으로 대칭점을 고려하여 우측의 반단면에 대해 3차원 해석을 실시하였다. 또한 쇄석기둥의 균말뚝 형태의 배열을 적용하고자 1열로 모델링하였고 측면은 수평변위구속, 바닥면은 수직, 수평변위 구속, 배수경계는 초기조건에 점토층 상부의 지하수위 위치를 No-flow를 적용함으로써 수압이 일정하도록 하였다.

해석단면이 대칭이므로 우측면에서만 물이 유입되도록 하였고, 모래층에서 성토과정에서 발생한 과잉간극수압이 소산되는 과정을 모사하고자 하부의 간극수압을 0으로 적용하였다. 또한 해석을 단순화하고자 쇄석다짐말뚝은 1mm 두께의 지오그리드와 함께 조성된 상태로 간주하였고 시공단계는 2m씩 단계별 성토 이후부터 모사하였다.

점토지반 유한요소해석을 수행하여 점토지반의 압밀과 쇄석말뚝공법에 대한 시공법 검증 및 응력-간극수압을 비교·분석하는 연계해석을 수행하였다. 그 결과, 단위셀 모델링에서 과잉간극수압이 미소하게 발생하는 것은 단위셀의 좌·우 측면에 배수경계조건을 적용하기 때문에 쇄석다짐말뚝을 통하여 즉시 배수되었기 때문이라고 하였다. 또한 시공단계별 모델링을 통해 연약지반의 배수특성 모델링이 가능하고 Modified Cam - Clay 모델이 연약지반의 압밀과 침하거동특성을 잘 반영한다고 하였다.

국내 현행설계기준을 보완하고 합리적인 설계법 제안을 위하여 쇄석다짐말뚝에 관한 선행연구를 정리하면 다음과 같이 정리할 수 있다.

- (1) 쇄석다짐말뚝공법의 관한 선행연구가 다수 진행되어 왔으나, 연구의 결과가 실제 설계 및 시공으로 이어지지 못하고 있는 실정이다.
- (2) GCP공법의 지지력에 관한 기존제안식 및 선행연구들은 단일말뚝에 대한 지지력만을 고려하기 때문에 군말뚝 효과 및 쇄석다짐말뚝 사이의 지반을 고려하지 않기 때문에 쇄석다짐말뚝의 거동특성을 분석하는 것은 한계가 있다.
- (3) 시공 중 구근을 형성하는 쇄석다짐말뚝의 특성상, 설계 및 시공 단계에서 케이싱의 규격에 따른 최소시공가능 간격을 고려하여야 할 필요가 있고 그에 따른 쇄석다짐말뚝의 영향범위를 고려하여야 한다.
- (4) 응력분담비는 쇄석다짐말뚝에 1개의 값을 적용하고 있으나, 실제 연약지반의 응력거동특성에 시공깊이에 따라 일정한 간격으로 분할하여 각각 다른 값을 고려할 필요가 있으며, 치환율 및 압밀진행에 따른 응력분담비를 고려함으로써 합리적인 설계법을 제안할 수 있다.
- (5) 쇄석다짐말뚝이 조성된 복합지반에서 배수성을 증가시키기 위하여 설계정수의 변화에 따른 과잉간극수압의 거동특성을 분석함으로써 압밀침하저감 및 히빙현상의 감소방안을 제시할 수 있다.
- (6) 현재 국내에서 수행된 수치해석연구의 경우, 단일말뚝에 대한 거동특성을 고려하기 때문에 실제 GCP적용 현장데이터를 바탕으로 모델링하여 수치해석 연구를 수행할 필요가 있다.

1.3 연구내용 및 방법

본 연구의 목적은 쇄석다짐말뚝공법의 합리적인 설계법을 제안하는 과정에서 시작단계로써, 설계정수의 변화에 따른 쇄석다짐말뚝이 적용되는 연약점토지반의 거동특성을 분석하고자 한다. 따라서 실내실험을 실시하여 산출된 결과 값을 이용하여 설계정수가 지반거동에 미치는 영향을 분석하고 수치해석을 수행하였다. 여기서 수치해석 프로그램은 Midas Soilworks 4.6.0을 이용하였다.

수치해석 수행 시 쇄석다짐말뚝은 탄소성 재료모형 중 대표적인 Mohr-Coulomb모형을 적용하였고 지반은 Modified Cam-Clay모형을 적용하였다. 적용된 설계정수는 실제 현장데이터 및 경험식을 이용하여 산정하였으며, 그 결과를 바탕으로 쇄석다짐말뚝의 거동특성을 분석하였다.

- (1) GCP공법에 관련된 선행연구조사를 통하여 실내실험, 지지력에 관한 연구, 국내 설계지침 등의 GCP공법과 관련된 전반적인 자료를 수집 및 분석한다.
- (2) 기본물성실험을 통하여 물성치 값을 파악한 후 쇄석과 모래의 배합비를 100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 0:100으로 변화시키면서 대형직접전단시험을 실시하여 전단응력-수직응력의 관계를 분석하여 산정된 내부마찰각을 이용하여 최적배합비를 산출한다.
- (3) 실제 지반이 파괴된 GCP시공 현장을 모델링한 후, 1차원 압밀해석을 실시하여 응력분담비(m)의 변화에 따른 침하량 및 압밀도의 거동특성을 분석한다.
- (4) 대형직접전단 시험결과를 통하여 산정된 내부마찰각을 이용하여 실제 GCP현장 지반 데이터로 모델링된 2차원 압밀해석에 적용하여 침하량, 과잉간극수압의 특성을 분석한다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 개요

국토의 면적 중 절반이 산지이고 지속적인 발전으로 인하여 우리나라는 해안 및 내륙의 연약지반을 개발하고자 하는 관심이 증대되고 있으나, 해안에 인접한 지반은 강도가 매우 낮고, 점성토층이 깊은 심도로 분포하고 있으므로 연약지반의 개량공법이 필수적인 상황이다. 따라서 Stone Column공법으로도 불리는 이 공법은 1830년 프랑스에서 연약지반개량을 위해 처음으로 적용된 후, 1950년대부터 유럽에서 시공사례가 점차 증가하였으며, 미국에서는 1976년 이후부터 사용하였다(Barksdale 등, 1983).

국내에서는 1955년 일본에서 개발된 후 충격식 말뚝 시공법을 도입과 진동식 SCP의 타설기의 개발에 따라 시공능률이 증가하고 해상시공이 가능하게 되어 최근 다수의 연구 및 시험시공을 통하여 연약지반 개량공법으로써 많이 적용되고 있다.

모래다짐말뚝을 포함한 여러 공법 및 토목구조물의 주재료로 이용되고 있는 모래는 원자재 값이 상승하고 천연자원 고갈 등으로 인하여 한계에 이르렀다. 또한 연약지반 개량에 있어서 환경적인 요인과 연약지반에 상부구조물의 하중 재하 시 문제가 되는 팽창과피를 방지하기 위해서 GCP공법에 대한 활용이 급격히 증가하고 있다(유충식 등, 2007).

GCP공법은 연약지반에 쇄석을 압입하여 말뚝을 조성하는 연약지반개량 공법으로써, 상대적으로 강성이 크고 압축성이 작은 조립질 재료를 이용하여 연약점토지반이나 느슨한 사질토 지반에 다짐말뚝을 조성하는 공법이다. 또한 연약점토지반에서 지지력 증가 및 침하량 감소 등의 지반개량효과 등을 얻을 수 있으며, 사질토 지반에서는 주로 액상화방지가 주목적이다.

연약점토지반의 개량은 단기적으로 지반보다 큰 전단강도를 가진 쇄석다짐말뚝을 조성하여 복합지반을 형성함으로써 지반의 지지력을 증가시키고, 장기적으로는 쇄석다짐말뚝의 배수효과 및 응력분담에 의해 압밀시간을 단축하고 압밀침하량을 감소시키는 효과가 있다.

따라서 쇄석다짐말뚝공법의 특징을 정리하면 다음과 같이 나타낼 수 있다.

- (1) 원지반의 강도 및 밀도를 증대시킨다.
- (2) 과잉간극수압 소산을 위한 배수경로를 형성한다.
- (3) 진동과 변위로 인한 피해를 감소시킨다.
- (4) 쇄석다짐말뚝 주변지반의 측방응력을 증가시킨다.

쇄석다짐말뚝공법의 주요 특징은 지반의 강도와 밀도를 증가시키고 과잉간극수압이 소산할 수 있도록 배수경로를 형성하는 것이다. 또한 진동과 변위로 인한 피해를 감소시키며 쇄석다짐말뚝 주변 지반의 측방응력을 증가시키며 쇄석기둥의 응력집중현상으로 인하여 저감효과를 기대할 수 있다(해양수산부, 2001).

2.2 쇄석다짐말뚝(GCP)공법

2.2.1 개요

지반개량공법의 원리에는 치환, 압밀배수, 다짐, 고결, 보강 등이 있는데, 쇄석다짐말뚝공법은 다짐과 보강 및 압밀배수를 기본원리로 연약지반의 일정부분을 안정된 재료로 치환하여 복합지반을 형성하는 기초보강공법이다.

이 공법은 이러한 기본원리들을 포함함으로써 사질지반, 점성토지반, 유기질지반, 암석지반, 화산퇴적지반 등 거의 모든 지반에 적용되며, 매립지 등의 비교적 느슨한 사질지반, 암석지반에 대해서는 쇄석재료의 진동압입에 의한 원지반의 다짐(밀도증가)에 의해서 지지력 증가, 침하감소, 액상화방지, 수평저항 증가 등이 기대된다(옥주호, 2012).

쇄석다짐말뚝공법과 유사한 공법으로는 모래말뚝공법(SCP, Sand Compaction Pile), 샌드드레인공법(Sand Drain), 팩드레인공법(Pack Drain), 페이퍼드레인(Paper Drain)공법 등의 연직배수공법이 있다. 주로 점성토지반의 압밀축진공법으로만 사용되는 각종 배수공법과 GCP공법을 비교하면 표 2.1과 같다.

표 2.1 쇄석다짐말뚝과 유사공법의 효과비교(옥주호, 2012)

공법	공법의 효과						시공					
	침하 대책		안정대책				시공					
	압밀 축진	침하 감소	전단 변형 억제	강도 증가 축진	활동 저항	액상화 방지	대상 토질	개량 효과	공사 기간	공사 비용	시공 한계	표준 직경
SD공법	●	×	○	○	○	×	점성토	○	중	보통	30m	400~500mm
PD공법	●	×	○	○	×	×	점성토	○	중	보통	30m	700mm
PBD공법	●	×	○	○	×	×	점성토	○	중	보통	20m	120mm
GCP공법	●	●	○	○	●	○	점성토 사질토	●	단기-중	약간 높음	20m	50mm

1. 쇄석다짐말뚝의 개요

상재하중은 수평배수재를 통하여 쇄석다짐말뚝에 응력이 집중되고, 그 후에 쇄석다짐말뚝이 팽창하고 주변지반에 수평응력이 발생한다. 이 응력은 쇄석다짐말뚝 연약지반의 수동토압에 의해 저항하고 이 때 쇄석다짐말뚝은 수평배수재의 침하를 발생시키고 상재하중은 쇄석다짐말뚝과 주변지반이 분담하여 지지하게 된다.

(1) 지지력 증진

연약점토지반의 압밀을 촉진시키고, 지반을 내부마찰각이 큰 재료로 치환하여 연약지반의 지지력을 증가시킬 수 있다.

(2) 지반보강

쇄석다짐말뚝공법을 적용한 연약지반의 보강은 상대적으로 높은 강성을 가진 재료로 치환하기 때문에 가능하며, 평면변형률조건에서 응력은 강성이 큰 재료에 집중되게 된다. 따라서 지반과 쇄석다짐말뚝의 상대밀도, 직경, 배치간격, 하중특성 등에 따라 하중을 분담하게 된다.

(3) 액상화방지

연약지반의 압밀촉진시켜 밀도를 증가시키고, 배수성이 증대되어 과잉간극수압의 소산이 빠르고 큰 전단강도가 발휘되므로 액상화를 방지한다.

(4) 사면보강효과

쇄석다짐말뚝에 의한 개량효과는 쇄석의 큰 내부마찰각과 하중이 집중되어 파괴지점에서 전단저항이 증가한다.

(5) 배수효과

진동치환으로 설치되는 쇄석다짐말뚝은 배수성이 높기 때문에 지반의 거동으로 인하여 발생한 과잉간극수압을 효과적으로 소산시킬 수 있다. 쇄석다짐말뚝은 시공기간을 포함하여 3~4주가량 개량기간을 필요로 한다. 개량효과를 증대시키기 위해서는 보통 9.5~51mm 범위의 입도분포가 양호한 재료를 권장하나, 100mm이상 크기의 재료를 사용하기도 한다.

2. 시공대상 지반특성

쇄석다짐말뚝공법은 원지반의 전단강도가 $0.7t/m^2$ 이하, 예민비 5이상의 지반에서는 적용성이 현저하게 감소한다. 또한 연약지반에서 시공 시 케이싱의 붕괴가능성, 공법상의 문제, 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 거동특성을 공법 적용 시 고려하여야 하며 이를 간과할 경우 강도가 매우 낮은 지반에서는 말뚝의 간극에 점토입자가 침투하여 클로징 현상이 발생할 수 있다.

강도가 $1.7\sim 1.9t/m^2$ 인 지반에서는 모래다짐말뚝 공법을 적용할 수 있으며, 모래는 건설재료로써 사용하기에 용이하나 원자재 값의 상승과 환경문제 발생 등으로 인하여 한계가 있으며 모래말뚝이 쇄석다짐말뚝보다 침하량이 더 큰 경향이 있다.

쇄석다짐말뚝은 실트질점토 또는 모래, 자갈이 혼합된 연약점토지반에서 개량효과가 크고, 투수성이 매우작고 비배수전단강도가 $1.5\sim 5.0t/m^2$ 범위의 점성토지반에 적합하다. 그러나 단단한 점토지반에서는 진동기의 관입이 어려워 적용하기가 어렵다.

연약점토지반에서는 진동의 영향이 작아 연직배수(Vertical drain)공법에서 발생하는 교란의 영향은 쇄석다짐말뚝에서는 무시할 수 있을 만큼 작게 발생한다. 이는 심하게 교란된 영역이 진동과 압력수에 의해 원지반에서 탈락, 분출되고 그 공간은 쇄석으로 채워 다져지며 그 외의 부분은 거의 영향이 없기 때문인 것으로 판단되고 있다(최호섭, 2009).

3. 쇄석다짐말뚝의 재료특성

쇄석다짐말뚝공법에 사용하는 재료입경은 보통 12~75mm로 다양하고, 인공적으로 제조된 골재는 적용대상지반 조건과 상재하중, 직경 등의 복합적인 요인을 고려하여 재료의 품질기준을 결정한다.

현재 국내현장에서는 환경적인 문제가 발생하지 않을 경우, 폐콘크리트를 파쇄하여 사용하거나 고로슬래그 또는 제강슬래그 등을 사용하고 있으며, 현장 내에서 발생하는 토사를 이용하여 쇄석을 조달하므로 입도가 불규칙하고 설계 시 적용하는 기준이 불명확하므로 시공 전·후 파괴가 발생하여도 명확한 원인규명이 힘든 실정이다.

(1) 쇄석재의 입도분포

쇄석은 경제적이고 손쉽게 구할 수 있어야 하며, 연약지반에서는 쇄석다짐말뚝의 간극사이로 흙이 유입되는 현상(Clogging)에 주의하여야 한다.

연약점토지반에서 쇄석다짐말뚝에 의한 수직배수채 설치 시(VCD), N치 2이상의 연약지반에서는 입도분포에 상관없이 최대입경 25mm 이하의 쇄석골재를 사용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 경우 Clogging 영향은 거의 없으며, 초연약지반에서 진동쇄석다짐말뚝을 시공할 때에는 최대입경을 19mm 이하 또는 13mm이하의 혼합입도를 적용하여 진동쇄석다짐말뚝을 시공, clogging 영향으로 인한 배수성능저하가 발생하지 않도록 관리하여야 한다.

VCD(직경 400mm기준)의 최대골재치수는 25mm이하이고 VCCP(직경 700mm기준) 최대골재치수 40mm이하이며, 최대골재치수 Drain의 설계직경에 따라 최대골재치수는 조정될 수 있으며 또한 대상지반의 연경도, 토질특성에 따라서도 조정할 수 있다.

사용 쇄석골재에는 이물질(유기질 및 점토질 흙)이 섞일 경우 배수성능이 저하될 수 있으므로 No.200체 통과량은 3% 미만, 투수계수는 $K=1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 이상이어야 한다(해양수산부, 2001).

(2) 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

쇄석다짐말뚝공법에 적용하는 재료의 내부마찰각은 시공방법과 입도분포에 따라 기준이 다르므로 설계 시 특정 값을 사용할 수 없다. 따라서 중요구조물의 지반에 적용하는 경우에는 현장에서 특정시험을 실시하여 결정하여야 한다. 표 2.2는 일반적인 쇄석의 내부마찰각에 대한 실내실험 자료이다.

표 2.2 조립재의 일반적인 내부마찰각(최호섭, 2009)

재료	현장밀도(t/m^3)	내부마찰각(ϕ)
모래	1.43 ~ 1.73	35.1 ~ 39.1
자갈	1.69 ~ 1.81	42.5 ~ 44.1
모래+자갈	1.89 ~ 1.99	37.4 ~ 37.9

2.2.2 쇠석다짐말뚝공법의 개량효과

(1) 개량심도

유럽에서는 일반적으로 4~10m의 쇠석다짐말뚝을 사용하는 경우가 많으나, 일반적으로 원지반을 쇠석다짐말뚝으로 보강하는 경우 6m보다 작은 개량심도에서 경제적이고 개량효과가 높은 것으로 알려져 있다.

쇠석다짐말뚝의 깊이가 10m 이상일 경우, 일반적인 깊은 기초 등과 비교하면 비경제적이다. 따라서 개량심도가 깊은 쇠석다짐말뚝은 말뚝 내에서 조밀화 된다는 확실성과 장비의 시공성 유지 등의 시공 상의 여러 문제에 유의하여 시공해야 한다.

(2) 개량기간

연약지반개량공법의 두가지 목표는 압밀을 위한 배수축진효과와 지반치환으로 인한 강도의 개량효과이다. 배수축진효과는 보통 설계과정에서 시공 후 자연적인 과정으로써, 고려하지 않는 것이 일반적이고 지반개량속도는 압밀대기시간과 무관하므로 개량기간은 일반적으로 시공기간을 포함한 3~4주 정도의 기간이 소요된다.

(3) 극한지지력

지지력을 예측하기 위하여 여러 연구들에 의해 제안된 지지력 이론을 적용할 수 있으나, 설계하중을 결정하기 위하여 지반조건, 과거의 경험 및 공학적 판단 등을 통한 전반적인 사항들을 고려하여야 한다. 또한 단일쇠석다짐말뚝에 작용하는 설계하중은 보통 15~60ton 정도이다.

(4) 압밀침하량 및 액상화방지효과

쇠석다짐말뚝은 연직 배수재와 같은 기능을 하여 압밀을 촉진시킨다. 따라서 쇠석다짐말뚝으로 시공된 지반은 2차 압밀을 더 중요하게 고려하기도 한다. 쇠석다짐말뚝의 주위지반의 밀도가 증가하고 빠른 과잉간극수압의 소산과 큰 전단강도가 발휘되므로 지반의 액상화를 완화시킬 수 있다.

2.2.3 시공방법 및 시공순서

GCP공법의 시공방법 및 순서는 다음과 같다(해양수산부, 2001; 옥주호, 2012).

- (1) 1단계 : 위치고정
 - 위성(G.P.S) 또는 광파기를 사용(위치결정)
 - 계측, 지점고정 및 데이터 모니터링 장치 작동
- (2) 2단계 : 케이싱 관입
 - 케이싱을 지면에 고정된 후 0점 확인(보정) 및 자동공기조절장치 가동
 - 바이브로 햄머(Vibro Hammer)를 작동하여 개량심도 또는 지지층까지 관입
 - 케이싱 내 SL 확인
- (3) 3단계 : 케이싱 인발
 - 케이싱 내에 압축공기를 주입하면서 바이브로햄머 인발
 - 소정의 길이만큼 인발하면서 케이싱의 단면적과 같은 쇄석다짐말뚝형성
 - 케이싱 인발길이 및 케이싱 내 쇄석높이 변환확인
- (4) 4단계 : 케이싱 압축
 - 바이브로햄머 작동상태에서 에어밸브를 닫고 소정의 깊이만큼 압축
- (5) 5단계 : 압입이 완료되면 3단계 반복 실시
 - 시공 중 케이싱 내에 쇄석은 계속 보충
- (6) 6단계 : 지지층에서 지표면(계획심도)까지 3~6단계 작업 반복 실시
- (7) 7단계 : 시공완료

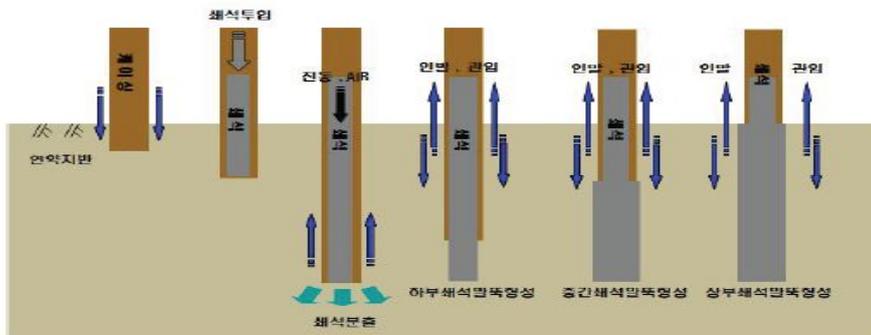


그림 2.1 GCP공법의 시공과정 개념도(김상귀, 2010)

2.2.4 국내현행설계기준

1. 도로설계편람(국토해양부, 2012)

현행설계기준인 도로설계편람(2012)의 제3편 토공 및 배수편을 살펴보면 모래 또는 쇄석다짐말뚝공법은 아래와 같이 설명되어 있다.

(1) 공법개요

모래 또는 쇄석다짐말뚝(sand or aggregate compaction pile)공법은 모래 또는 점성토로 이루어진 연약지반에 충격하중 또는 진동하중으로 모래 또는 쇄석을 지반 속에 압입하여 비교적 잘 다져진 모래 또는 쇄석말뚝을 조성하여 지반의 지지력 향상을 꾀하는 지반개량 공법이다. 다짐말뚝재료로 모래를 이용할 경우 모래다짐말뚝공법, 쇄석을 이용한 경우 쇄석다짐말뚝공법이라 부른다.

다짐말뚝공법은 매립지 등의 비교적 느슨한 사질토지반이나 사석지반에서 진동압입에 의한 원지반 다짐에 의해 지지력증가, 압축침하방지, 액상화방지, 전단저항 및 수평저항증대를 목적으로 사용되고 있다.

점성토 지반에서는 단기적으로 주변점토보다 큰 전단강도를 가진 다짐말뚝을 촘촘히 조성하여 모래 또는 쇄석말뚝과 점토로 복합지반을 형성하므로 지반의 지지력과 전단저항을 증대시키고, 장기적으로 모래 또는 쇄석말뚝의 배수효과와 모래 또는 쇄석말뚝의 응력집중에 의한 압밀시간과 압밀침하량을 저감시킬 수 있다.

(2) 다짐말뚝재료

말뚝재료는 모래 또는 쇄석을 사용하며, 쇄석은 모래와 같이 잘 막히지 않는 깨끗한 재료를 사용하고, 설계시공에 있어서도 종래의 모래다짐말뚝공법과 같은 방법으로 실시하지만 안정계산에 이용하는 내부마찰각, 하중분담비(응력분담비)는 표 2.3과 같고 말뚝재료의 선정에 있어서 경제성을 충분히 검토한 후 결정하는 것이 바람직하다.

표 2.3 도로설계편람의 설계정수(국토해양부, 2012)

재료	내부마찰각(ϕ)	하중분담비(응력분담비)
모래	25°	3
자갈	35°	

(3) 공법원리

모래 또는 쇄석다짐말뚝공법의 설계는 원지반의 지지력과 압밀침하 등에 의한 치환율, 말뚝배치형태 및 말뚝간격 및 직경결정 등의 검토를 실시한다. 다짐말뚝은 정방형(사각형 배치), 삼각형 및 사변형 배치로 하며, 치환율(a_s)은 식 (2.1), (2.2)에 의하여 구한다.

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{x^2} \quad (\text{정사각형 배열}) \quad (2.1)$$

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{2}{\sqrt{3}} \frac{A_s}{x^2} \quad (\text{정삼각형 배열}) \quad (2.2)$$

여기서, A_s : 다짐말뚝의 면적

A : 다짐말뚝 1개가 분담하는 면적

x : 다짐말뚝간격

(4) 시공방법 및 관리

모래 또는 쇄석다짐말뚝공법의 시공방법에는 크게 진동다짐, 동다짐 방식 등이 있다. 시공관리는 시공 전, 시공 중, 시공 후로 나누어 실시하며 시공 후에는 반드시 다짐말뚝의 연직도 관리, 다짐말뚝의 타설에 따른 점토의 교란과 회복상황, 다짐말뚝 지름과 말뚝강도에 대한 조사를 시행한다.

2. 도로설계요령(한국도로공사, 2009)

도로설계요령(2009)의 제2편 토공 및 배수편을 살펴보면 다짐말뚝공법은 아래와 같이 설명되어 있다.

(1) 적용

다짐말뚝공법은 충격 및 진동에 의해 지중에 모래 또는 쇄석으로 형성된 다짐말뚝을 형성하여 기초지반 지지력을 증진시키는 공법으로 모래를 이용할 경우를 샌드 콤팩션 파일 공법, 쇄석을 이용한 경우를 쇄석 콤팩션 파일 공법이라 부르고 있다.

이 공법은 모래 지반에서 액상화방지 및 지지력 증진, 점토 지반에서는 기초지반의 활동과괴방지, 교대 접속부 편토압과 침하의 경감을 목적으로 적용한다.

(2) 재료

말뚝재료는 모래 또는 쇄석을 사용하며 쇄석은 모래와 같이 잘 막히지 않는 재료를 사용하되 말뚝의 재료 선정은 경제성을 충분히 검토한 후 결정하는 것이 바람직하다.

다짐말뚝공법의 설계 및 시공방법은 재료에 상관없이 거의 같다고 볼 수 있으며, 실무적으로 안정계산에 이용하는 내부마찰각, 하중분담비(응력분담비)는 표 2.4를 표준으로 한다. 또한 말뚝재료의 입도는 배수채움재의 입도에 따른다.

표 2.4 도로설계요령의 설계정수(한국도로공사, 2009)

재료	내부마찰각(ϕ)	하중분담비(응력분담비)
모래	25°~30°	3
자갈	35°	

(3) 점성토지반의 설계법

점성토에 적용되는 다짐말뚝의 경우 점성토와 다짐말뚝으로 이루어진 복합지반 효과를 고려하여 설계할 수 있다.

다짐말뚝이 설치된 지반에 하중이 재하 될 경우에 다짐말뚝과 지반의 강성차이에 의해 아칭(arching)현상이 발생하게 된다. 이로 인해 다짐말뚝에는 응력이 집중되고 점성토에 작용하는 응력은 감소하여 지지력증가 및 침하저감 등의 효과가 발생한다.

(4) 쇄석다짐말뚝 공법

GCP공법은 직경 700mm의 쇄석기둥을 지중에 조성하여 쇄석과 점토로 된 복합지반을 형성함으로써 지반의 지지력을 증가시키고, 장기적으로 GCP의 배수효과와 GCP의 응력분담에 의해 압밀시간을 단축시키는 공법이며 GCP의 보강효과는 GCP의 a_s , n 및 말뚝의 배치형태와 배치간격에 따라 개량정도가 다르다.

쇄석다짐말뚝이 조성된 복합지반의 전단저항은 식 (2.3)과 같다.

$$\tau = (1 - a_s)(C + \Delta C) + (\gamma_s z + \mu_s \sigma_z) a_s \tan \phi \cos 2\theta \quad (2.3)$$

여기서, $\Delta C : C/P(P_o + \gamma_c z + \mu_c \sigma_z - P_c) UI_z$

C : 점성토의 점착력

C/P : 강도증가율

γ_s : 쇄석의 수중단위중량

γ_c : 점성토의 수중단위중량

GCP의 배치형태에 따른 치환율은 원지반을 1.0으로 하여 GCP의 체적비로 개량정도를 나타내는 정수로 배치에 따른 치환율은 식 (2.4), (2.5)와 같다.

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{A_s}{d^2} \quad (\text{정사각형 배열}) \quad (2.4)$$

$$a_s = \frac{A_s}{A} = \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{A_s}{d^2} \quad (\text{정삼각형 배열}) \quad (2.5)$$

여기서, a_s : 치환율

A_s : GCP의 단면적

A : GCP의 분담면적

d : 말뚝간 거리

GCP의 응력집중효과 식 (2.6)은 GCP가 타설된 점성토 지반은 복합지반에서 구성재료의 강성이 서로 다르므로 상대적으로 강성이 큰 GCP 상부에 더 큰 응력이 작용하는 응력집중현상이 발생하며 응력분담비는 도로설계편람 및 도로설계실무요령을 참조하여 선정하였다.

$$\sigma A = \sigma_a A_s + \sigma_c A_c = n \sigma_c A_s + \sigma_c A_c = \sigma_c (n A_s + A_c) \quad (2.6)$$

여기서, a_s : 치환율(A_s/A)

n : 응력분담비(σ_s/σ_c)

말뚝의 응력집중계수(≥ 1)는 식 (2.7)과 같다.

$$\mu_s = \frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{n A}{n A_s + A_c} = \frac{n}{1 + (n-1) a_s} \quad (2.7)$$

말뚝의 응력집중계수(≤ 1)는 식 (2.8)과 같다.

$$\mu_s = \frac{\sigma_s}{\sigma} = \frac{n A}{n A_s + A_c} = \frac{1}{1 + (n-1) a_s} \quad (2.8)$$

위의 설계법을 살펴보면 재료특성의 다양성이 반영되어 있지 않을 뿐만 아니라 제시된 재료의 내부마찰각은 다소 과소평가되고 있는 실정이며 시공방법에서도 케이싱의 크기, 최소시공간격, 쇄석다짐말뚝의 영향범위 등에 대해서도 언급되어 있지 않다.

따라서 실제시공 및 설계에 가장 큰 영향을 미치는 설계요령, 설계편람 등을 보완하여야 할 필요가 있다. 또한 본 연구를 통하여 실제 응력분담비, 내부마찰각의 변화에 따른 지반의 거동특성을 수치해석을 통해 분석함으로써 참고자료를 제공하고자 한다.

2.3 쇠석다짐말뚝공법의 기본설계개념

2.3.1 등가원주(Unit Cell)개념

조립토 다짐말뚝공법은 지반의 지지력증가, 침하량 감소, 압밀촉진 및 지반의 액상화 방지 등 주로 연약지반의 보강을 목적으로 사용한다.

등가원주개념은 쇠석다짐말뚝과 모래다짐말뚝이 같으며, 조립토 다짐말뚝공법의 지지력을 평가하는 다수의 설계기법(Huges 등, 1974)과 보강된 지반의 침하거동특성 분석하기 위해 개발된 해석법들(Bergado 등, 1988; Madhav 등, 1978)은 등가원주이론을 기반으로 한 것이다.

그림 2.2와 같이 정삼각형 배열로 설치된 쇠석다짐말뚝에서 양향을 미치는 주변지반의 범위는 규칙적인 육각형 형태 또는 등가원주로 표현할 수 있다.

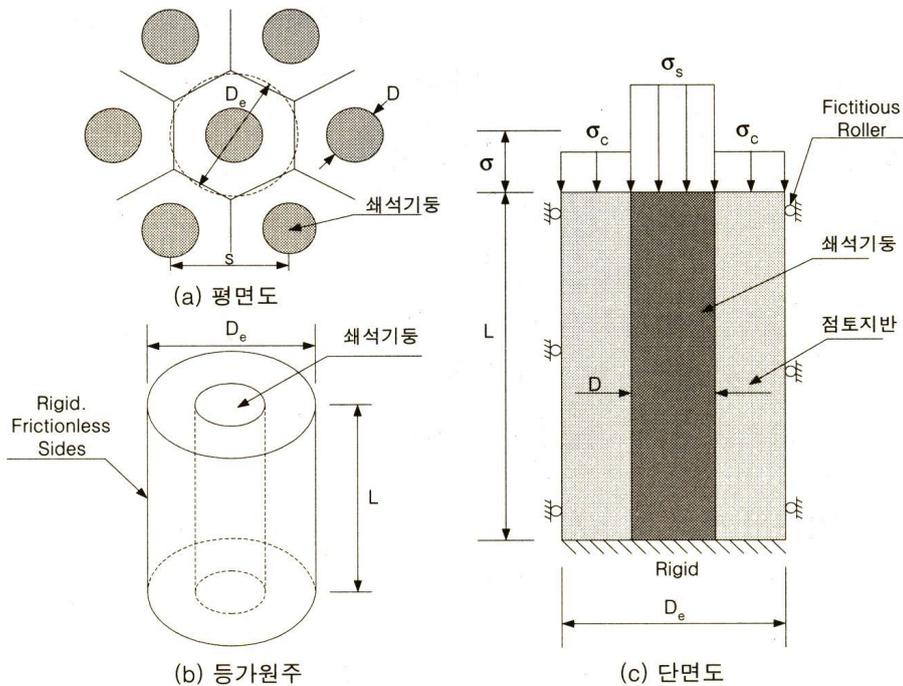


그림 2.2 등가원주 개념도(홍의준, 2002)

등가원주(Unit Cell)개념의 기본가정 사항을 정리하면 다음과 같다.

- ① 연약지반과 말뚝은 같이 침하한다.
- ② 원주의 윤변에서 수평변위는 구속되고, 연직변위만 발생한다.
- ③ 원주의 저면은 강성지반에 정착되어 있다.

따라서 큰 강성을 가지는 쇠석다짐말뚝에 상재압보다 큰 응력이 재하된 후, 그 응력은 말뚝의 길이에 따라 균등분포를 가정한다. 여기서 응력분담비는 조성된 복합지반의 거동특성(침하, 지지력, 안정해석)의 해석에 매우 중요한 요소이다(Barksdale 등, 1983).

쇠석다짐말뚝 등가원의 유효직경은 식 (2.9), (2.10)과 같다.

$$D_e = 1.05s \text{ (삼각형 배열)} \quad (2.9)$$

$$D_e = 1.13s \text{ (사각형 배열)} \quad (2.10)$$

여기서, s 는 쇠석다짐말뚝의 간격이며 쇠석다짐말뚝이 조성된 지반에서 치환율(a_s)은 식 (2.11), (2.12)와 같이 나타낼 수 있다.

$$a_s = A_s/A \quad (2.11)$$

$$a_c = A_c/A = 1 - a_s \quad (2.12)$$

여기서, A_s : 쇠석다짐말뚝의 면적

A : 등가원주 내부의 총면적

치환율(a_s)은 쇠석다짐말뚝의 직경과 간격을 이용하여 식 (2,13)과 같이 표현할 수 있다.

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{s} \right)^2 \quad (2.13)$$

여기서, 쇠석다짐말뚝의 설치패턴에 따른 상수

- 정삼각형 패턴 : $C_1 = \pi / (2 / \sqrt{3}) = 0.907$
- 정사각형 패턴 : $C_1 = \pi / 4 = 0.785$

2.3.2 설계정수

쇄석다짐말뚝공법에 의해 보강된 복합지반은 지지력, 침하거동특성 및 안정성 검토 등을 통하여 분석할 수 있으며, 복합지반의 거동에 영향을 미치는 설계정수는 쇄석다짐말뚝의 치환율(a_s), 응력분담비(m), 활동면과 수평면의 각도(θ) 및 평균압밀도(U) 등이 있다.

쇄석말뚝공법이 적용된 복합지반의 거동에 영향을 미치는 설계정수들을 정리하면 다음과 같다(김정호, 2005).

- (1) 치환율(a_s)
- (2) 상재하중의 재하속도, 크기, 방향, 하중경로 등
- (3) 상대밀도(D_r) 등의 쇄석다짐말뚝의 강도특성
- (4) 개량범위와 쇄석다짐말뚝의 배열형태
- (5) 주변 연약점토지반에 의해 말뚝으로 전달되는 수평구속압
- (6) 지반의 강도특성(쇄석다짐말뚝 시공 시 개량되는 범위 내의 지반에 대하여 교란 시 강도저하, 회복 및 압밀에 따른 강도 증가)
- (7) 쇄석다짐말뚝 적용에 따른 지표면 허빙현상 및 거동특성

1. 치환율

쇠석다짐말뚝에 의해 치환된 지반의 체적은 개량 지반의 거동에 중대한 영향을 미친다. 또한 지반의 치환정도를 알기 위해 쇠석다짐말뚝의 영향범위(등가원주개념에서의 전체면적)에 대한 쇠석다짐말뚝의 면적의 비를 치환율(Area replacement, a_s)라고 정의하고 식 (2.14)와 같이 나타낼 수 있다.

$$a_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} = \frac{A_s}{A} \quad (2.14)$$

여기서, a_s : 치환율

A : 등가원주의 전체면적

A_s : 다짐 후의 쇠석다짐말뚝의 면적

A_c : 쇠석다짐말뚝 면적을 제외한 원지반의 면적

쇠석다짐말뚝의 면적을 제외한 지반의 면적비는 식 (2.15)와 같이 나타낼 수 있다.

$$a_c = \frac{A_c}{A_s + A_c} = \frac{A_c}{A} = 1 - a_s \quad (2.15)$$

여기서, a_c : 쇠석다짐말뚝의 면적을 제외한 원지반의 면적비

치환율은 쇠석다짐말뚝의 직경과 간격을 이용하여 식(2.16)과 같이 표현할 수 있다.

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (2.16)$$

여기서, D : 다짐 후의 쇄석다짐말뚝의 직경

S : 쇄석다짐말뚝의 간격

C_1 : 쇄석다짐말뚝의 설치패턴에 따른 상수

- 정삼각형 패턴 : $C_1 = \pi / (2 / \sqrt{3}) = 0.907$

- 정방형 패턴 : $C_1 = \pi / 4 = 0.785$

2. 응력분담비

쇄석다짐말뚝에 의해 보강된 지반에 상재하중이 작용할 경우, 쇄석다짐말뚝이 주변 지반보다 더 높은 지지력을 갖기 때문에 작용된 하중의 대부분이 쇄석다짐말뚝의 서로 다른 크기로 말뚝의 상부에 집중된다. 점토의 압밀과 같이 시간을 가진 응력집중은 주변지반 침하감소에서 추가적인 부마찰력으로 인하여 원지반에서 쇄석다짐말뚝으로 응력이 집중된다(Munfakh 등, 1984).

상부 전단면에 걸쳐 균등한 하중이 작용하는 균말뚝 형태의 쇄석다짐말뚝은 다음과 같이 가정된다.

- ① 쇄석다짐말뚝과 주변지반의 침하량은 같다.
- ② 등가원주의 수평방향력은 원주의 경계면에서 작용한다.
- ③ 등가원주의 경계면에 작용하는 전단응력은 0이다.
- ④ 등가원주 저면은 강성지반에 정착되어 있다.

등가원주개념을 적용한 쇄석다짐말뚝 내부의 수직응력의 분포는 응력분담비로 식 (2.17)과 같이 표현할 수 있다.

$$m = \sigma_s / \sigma_c \tag{2.17}$$

여기서, m : 응력분담비

σ_s : 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력

σ_c : 말뚝주변 점성토지반에 작용하는 응력

평균응력(σ)이 등가원주의 모든 영역에 작용하며, 등변형률 조건에서 평형을 유지한다면, 식 (2,18)이 성립한다.

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (2.18)$$

여기서, a_s : 쇄석다짐말뚝의 치환율

응력분담비(m)와 치환율을 사용하여 연약점토지반과 쇄석다짐말뚝이 받는 응력에 대한 식을 산정하면 식 (2.19), (2.20)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \frac{\sigma}{[1 + (m - 1)a_s]} = \mu_c \sigma \quad (2.19)$$

$$\sigma = \frac{m\sigma}{[1 + (m - 1)a_s]} = \mu_s \sigma \quad (2.20)$$

여기서, μ_c : 평균응력에 대한 주변 점성토 지반의 응력비(응력감소계수)

μ_s : 평균응력에 대한 쇄석다짐말뚝의 응력비(응력증가계수)

3. 침하저감계수의 산정

쇄석다짐말뚝이 적용된 복합지반은 말뚝 재료의 강성으로 인하여 원지반과 비교하여 침하량이 감소하는데, 이를 복합지반 조성에 따른 침하저감효과라 한다.

복합지반 조성에 따른 침하저감에 대한 효과를 정량적으로 표현하기 위하여 원지반의 침하량(S)에 대한 복합지반의 침하량(S_f)의 비로 나타내어 식 (2.21)과 같은 침하저감계수(β)를 산정할 수 있다.

$$\beta = \frac{S_f}{S} \quad (2.21)$$

4. 복합지반의 설계

복합지반의 설계법은 쇄석다짐말뚝이 시공된 후 쇄석다짐말뚝 형태가 아닌 점성토와 쇄석이 섞여있는 형태하고 가정하고 지반의 설계정수를 산정하여 사면안정해석에 적용하는 방법이다.

복합지반 설계법에 적용하는 점착력, 내부마찰각, 단위중량은 다음 식과 같다.

$$c = (1 - a_s) c_c \quad (2.22)$$

$$\phi = \tan^{-1}(\mu_s a_s \tan \phi_s) \quad (2.23)$$

$$\gamma = \gamma_s a_s + \gamma_c (1 - a_s) \quad (2.24)$$

여기서, a_s : 치환율

c_c : 원지반의 점착력

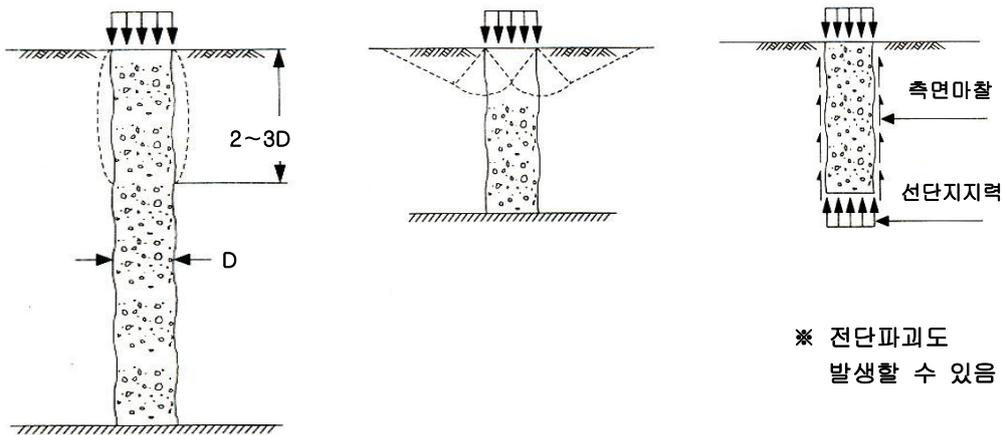
ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

γ_s : 석재기둥의 단위중량

γ_c : 원지반의 단위중량

2.3.3 쇠석다짐말뚝의 파괴형태

쇠석다짐말뚝은 점성토지반과 같은 연약지반에 적용되는 공법으로써, 설계 및 시공이 이루어지는데 쇠석다짐말뚝의 선단이 지지층까지 시공되는 경우와 연약지반 내에 있는 경우에 따라 나타나는 파괴형태가 다르다. 또한 단말뚝과 균말뚝, 말뚝의 길이 및 말뚝의 직경-길이의 비(L/D)에 따라 파괴형태가 차이가 있으며, 그림 2.3은 쇠석다짐말뚝의 파괴형태를 크게 3가지로 분류하여 나타낸 것이다.



(a) 지지층에 시공된 긴말뚝 팽창파괴(Bulging Failure) (b) 지지층에 도달한 짧은말뚝 전단파괴(Shear Failure) (c) 지지층에 도달하지 않은 짧은말뚝 관입파괴(Punching Failure)

그림 2.3 쇠석다짐말뚝의 파괴형태(김정호, 2005)

쇠석다짐말뚝의 파괴형상은 실내모형실험과 현장시험을 통하여 대표적으로 팽창파괴(Bulging failure), 전단파괴(Shear failure) 및 관입파괴(Punching failure)의 3가지 형태로 발생한다.

1. 팽창파괴(Bulging failure)

연약지반에 그림 2.2(a)와 같이 시공된 쇄석다짐말뚝의 직경-길이의 비(L/D)가 3~5 이상인 경우 일반적으로 쇄석다짐말뚝은 팽창파괴가 발생한다.

팽창파괴가 발생할 경우, 단말뚝의 거동은 말뚝 주변의 횡방향 구속압력(말뚝의 수동 저항력)에 의존한다. 따라서 팽창파괴를 고려한 쇄석다짐말뚝의 거동은 공동확장이론, 말뚝의 횡방향 거동을 반영하여 분석한다.

Vesic(1972)은 힘의 평형조건과 Mohr-coulomb 파괴모형을 기반으로 지중의 임의 깊이에서의 극한공동압력(P_u) 산정식을 식 (2.25)와 같이 제안하였다.

$$P_u = F_q q + F_c c \tag{2.25}$$

여기서, $F_q = (I_{rr} \sec \phi)^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} (1 + \sin \phi)$, $F_c = c \cot \phi (F_q - 1)$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta \sec \phi}, \quad I_r = \frac{E}{2(1 + \nu_s)(c + q \tan \phi)}$$

q : 지반의 구속압력

c, ϕ : 점착력, 내부마찰각

Δ : 지반의 체적변형계수

ν_s : 지반의 포아송비

극한공동압을 기반으로 제안된 Vesic의 팽창파괴에 관한 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.26)과 같이 정의할 수 있다.

$$Q_{ult} = p_u K_p A_p \tag{2.26}$$

여기서, $K_p = (1 + \sin \phi_p) / (1 - \sin \phi_p)$

ϕ_p : 쇄석다짐말뚝 재료의 내부마찰각

A_p : 쇄석다짐말뚝의 단면적

쇄석다짐말뚝의 주요한 파괴형태는 연약점토지반에서 전단강도가 최소인 지점에서 발생하는 팽창파괴로 알려져 있다. 특히, 연약점토지반과 같은 연약지반에 조성된 쇄석다짐말뚝의 경우 지반의 지지력이 작은 말뚝 상단부에서 발생하는 측방유동에 의해 발생하는 팽창파괴가 주된 파괴형태라고 알려져 있다.

2. 전단파괴(Shear failure)

전반전단파괴는 선단부 지반이 견고하고 말뚝주변의 지반이 상대적으로 양호하여 쇄석다짐말뚝의 팽창파괴가 발생하지 않을 정도의 충분한 구속압을 발휘하는 경우에 발생한다. 관입파괴 형태를 고려한 쇄석다짐말뚝의 거동특성은 하중작용을 고려하여 일반적인 직접기초의 해석기법과 거의 비슷하게 평가할 수 있다. 따라서 쇄석다짐말뚝의 전단파괴에 대한 극한지지력(Q_{ult})은 식 (2.27)에 의해 결정된다.

$$Q_{ult(max)} = c_u N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma_c B N_r \quad (2.27)$$

여기서, N_c, N_q, N_r : 입상물질의 마찰각에 좌우되는 지지력 계수

3. 관입 파괴(Punching failure)

쇄석다짐말뚝의 길이-직경의 비(L/D)가 2~3미만인 상대적으로 짧은 쇄석다짐말뚝에서 그림 2.2(c)와 같은 형태로 발생하며, 연약한 지지층에 선단부가 정착되어 있는 경우 대부분 관입파괴가 발생한다.

관입파괴 형태를 고려한 쇄석다짐말뚝의 거동특성의 평가는 전단파괴의 경우와 같이 직접기초와 유사하게 분석할 수 있으며, 극한지지력은 수직응력과 말뚝선단의 지지력에 주면마찰력의 합으로 평가할 수 있다. 따라서 관입파괴에 대한 극한지지력(Q_{ult})은 식 (2.28)으로 결정할 수 있다.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_s + Q_p & (2.28) \\
 &= (\pi L_p D_p C_l) + \left(N_c \frac{\pi D_p^2}{4} C_b \right)
 \end{aligned}$$

여기서, Q_s : 말뚝의 주면마찰력

Q_p : 말뚝의 선단지지력

D_p : 말뚝의 직경

L_p : 쇄석다짐말뚝의 길이

C_l : 쇄석다짐말뚝의 주면 지반의 점착력

C_b : 쇄석다짐말뚝의 선단 지반의 점착력

N_c : 무차원의 지지력 계수

2.3.4 지지력 이론

1. Vesic의 제안식

Vesic(1972)은 Mohr-Coulomb의 파괴모델과 탄·소성 이론을 근거로 하여 내부마찰각과 점착력을 모두 고려하고 간극에 압력을 가했을 때의 압력이 최대가 되는 지점이 쇄석다짐말뚝의 선단부의 극한지지력과 같다는 공동확장이론을 제안하였으며, 한계평형 조건을 고려하여 식 (2.29)와 같이 나타낼 수 있다.

$$p_u = F_q q + F_c C \quad (2.29)$$

여기서, C : 지반의 점착력

q : 팽창파괴 중심 깊이에서 지반의 수평응력

ϕ_s : 지반의 전단저항각

또한 식 (2.29)의 F_q 와 F_c 는 다음 식들과 식 (2.33)을 이용하여 산정된다.

$$F_q = (I_{rr} \sec \phi_s)^{\frac{\sin \phi_s}{1 + \sin \phi_s}} (1 + \sin \phi_s) \quad (2.30)$$

$$F_c = C \cot \phi_s (F_q - 1) \quad (2.31)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta \sec \phi_s} \quad (2.32)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu_s)(C + q \tan \phi_s)} \quad (2.33)$$

여기서, Δ : 체적변형률

E_s : 탄성계수

ν_s : 포아송비

따라서 극한공동압을 이용한 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 제안식은 식 (2.34)와 같다.

$$q_{ult} = p_u k_p = (F_q q + F_c C) \left(\frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \right) \quad (2.34)$$

여기서, q_{ult} : 쇄석다짐말뚝의 극한지지력

ϕ_p : 쇄석다짐말뚝의 전단저항각

2. Hughes와 Withers의 제안식

Hughes 등(1974)은 쇄석다짐말뚝의 팽창과괴를 공내 재하시험에서의 팽창거동과 유사한 것으로 가정하고 식 (2.35)를 제안하였다.

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + C \left[1 + \ln \frac{E_s}{2C(1 + \nu_s)} \right] \quad (2.35)$$

여기서, σ_3 : 방사방향의 비배수 극한응력

σ_{ro} : 방사방향의 초기응력

C : 지반의 점착력

E_s : 지반의 탄성계수

ν_s : 지반의 포아송비

식 (2.27)을 토대로 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.36)과 같이 정의된다.

$$q_{ult} = \left(\sigma_{ro} + C \left[1 + \ln \frac{E_s}{2C(1 + \nu_s)} \right] \right) \left(\frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \right) \quad (2.36)$$

여기서, ϕ_p : 조립토 재료의 전단저항각

3. Hansbo의 제안식

Hansbo(1994)는 소성이론을 기초근거로 하여 실린더형 팽창(Cylindrical expansion)이 발생하여 파괴가 발생할 경우의 응력(Radial stress, σ_{rf})을 식 (2.37)과 같이 표현하였다.

$$\sigma_{rf} = \sigma_{ro} + S_u \left[1 + \ln \frac{E_s}{2S_u(1 + \nu_s)} \right] \quad (2.37)$$

여기서, σ_{ro} : 초기 유효방사응력

E_s : 방사방향의 초기응력

S_u : 지반의 비배수전단강도

ν_s : 지반의 포아송비

경험에 의해 산정된 점성토의 탄성계수는 보통 $150S_u \sim 500S_u$ 의 범위이며, 비배수상태의 포아송비를 0.5라고 가정하면, $\sigma_{ro} + 5S_u$ 에서 $\sigma_{ro} + 6S_u$ 의 범위가 된다. 앞서 설명한 탄성계수 값을 Mohr-Coulomb 규준에 적용하면 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.38)과 같이 표현된다.

$$q_{ult} = (\sigma_{ro} + 5S_u) \frac{1 + \sin\phi_p}{1 - \sin\phi_p} \quad (2.38)$$

4. Brauns의 제안식

Brauns(1978)는 3차원 수동토압 이론을 근거로 하여 연약점토지반에 설치된 쇄석다짐말뚝의 극한지지력 산정법을 식 (2.39), (2.40)과 같은 형태로 제안하였다.

$$\frac{\sigma_{si}}{S_u} = \left(\frac{q_d}{S_u} + \frac{2}{\sin 2\delta_s} \right) \left(1 + \frac{\tan\delta_p}{\tan\delta_s} \right) \tan^2\delta_p \quad (2.39)$$

$$p_a = \frac{\sigma_s A_p}{F_s} \quad (2.40)$$

여기서, p_a : 단일 쇄석다짐말뚝의 설계지지력

σ_{si} : 초기극한응력

q_d : 상재하중

δ_s : 원지반의 전단파괴각

δ_p : 쇄석다짐말뚝의 전단파괴각

A_p : 쇄석다짐말뚝의 면적

F_s : 안전율

5. Madhav와 Vitkar의 제안식

Madhav와 Virkar(1979)는 평면변형을 근거로 조립질 트렌치(Trench) 또는 쇄석다짐말뚝의 파괴형태를 전반전단파괴로 설명하였다. 소성론을 이용하여 외부상재하중, 지반에서 상재하중으로 인하여 발생한 에너지와 소성영역에서 발생한 내적 에너지의 소산이 같은 에너지 방정식으로부터 유도되었다.

외적하중(q_u), 점착력 및 마찰력에 의한 내적 에너지의 소산이 같다고 가정하면 극한 지지력은 식 (2.41)과 같다.

$$q_u = cN_c + \frac{B}{2}\gamma N_r + \gamma D_f N_q \quad (2.41)$$

여기서, c : 원지반의 점착력

B : D_f 만큼 근입되어 있는 기초의 폭

γ : 원지반의 단위중량

D_f : 근입깊이

N_c, N_r, N_q : 지지력계수

6. Greenwood의 제안식

Greenwood(1970)는 수동토압이론에 근거하여 쇄석다짐말뚝의 두부에 가해진 하중은 강성이 큰 쇄석다짐말뚝에 집중되어 쇄석다짐말뚝이 팽창한 후, 수동토압으로 저항하는 주변 연약점토지반은 측방응력을 나타낸다. 강성 기초 아랫부분과 쇄석다짐말뚝의 상부 사이에는 변형이 없는 영역이 존재한다. 따라서 2차원 소성평형상태에서의 주변 지반의 수동 측방저항응력은 식 (2.42)와 같다.

$$\sigma_{rL} = \gamma_c z K_{pc} + 2C_u \sqrt{K_{pc}} \quad (2.42)$$

여기서, σ_{rL} : 원지반의 수동 측방저항응력

γ_c : 원지반 점성토의 단위중량

z : 별징파괴가 발생하는 영역의 깊이

K_{pc} : 원지반 점성토의 Rankine 수동토압계수

c_u : 원지반 점성토의 비배수 전단강도

따라서 극한지지력(q_u)은 식 (2.43)으로 나타낼 수 있다.

$$q_u = \sigma_{rL} K_{ps} \quad (2.43)$$

여기서, $K_{ps} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

7. Gibson과 Anderson의 제안식

Gibson과 Anderson(1961)은 Bishop, Hill과 Mott(1945)에 의해 제안된 식을 프레스미터 시험을 통하여 마찰이 없는 재료, 무한한 확장 원통에 대하여 수정한 후, 적용하였다. 또한 이상적인 탄소성이론을 이용하여 초기 축방응력을 고려한 후, 최대 축방응력을 식 (2.44)와 같이 나타내었다.

$$\sigma_{rL} = \sigma_{ro} + c_u \left[1 + \ln \frac{E_c}{2c_u(1+\nu_c)} \right] \quad (2.44)$$

여기서, σ_{rL} : 최대 축방응력

σ_{ro} : 초기 축방응력

E_c : 원지반 점성토의 탄성계수

c_u : 원지반 점성토의 비배수 전단강도

ν_c : 원지반 점성토의 포아송비

따라서, 쇄석다짐말뚝의 극한지지력은 식 (2.45)와 같이 나타낼 수 있다.

$$q_u = \sigma_{rL} K_{ps} \quad (2.45)$$

여기서, $K_{ps} = \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$, ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각

표 2.5는 지지층에 도달한 상대적으로 길이가 짧은 말뚝에서 발생하는 파괴인 전단 파괴의 발생 시 극한지지력을 산정하는 대표적인 이론식을 정리한 것이며 이론식에 주요한 영향을 미치는 설계정수는 지반의 비배수전단강도, 연약점토지반의 단위중량, 상재하중 등이 있다.

표 2.5 전반전단파괴 발생 시 극한지지력 이론식(천병식, 2005)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
General Shear Failure (전단파괴)	$q_u = 2A_s(K_{pc}q_0 + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) + \left(\frac{1}{K_{as}}\right)[3d_s K_{pc} \gamma_c 1 - \left(\frac{3d_s}{2L}\right)]$ <p> A_s : 쉐석다짐말뚝의 단면적 c_u : 지반의 비배수전단강도 γ_c : 주변지반의 단위중량 K_{pc} : 지반의 수동토압계수 K_{as} : 말뚝의 주동토압계수 q_0 : 유효상재하중 d_s : 쉐석다짐말뚝의 직경 L : 쉐석다짐말뚝의 길이 </p>	Wong (1975)
	$q_u = c_u N_c + \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$ <p> c_u : 지반의 비배수전단강도 γ_c : 주변지반의 단위중량 D_f : 기초 근입깊이 N_c, N_γ, N_q : 지지력계수 B : 하중재하 폭 </p>	Madhav, Vitkar (1978)
	$q_u = c_u \left(\frac{q}{c_u} + \frac{2}{\sin 2\delta} \right) \cdot \left(1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right) \tan^2 \delta_s$ <p> σ_s : 초기 극한응력 c_u : 원지반 비배수전단강도 q : 상재하중 δ : 지반의 전단파괴면 각 δ_s : Stone column의 전단파괴면 각 </p>	Brauns (1978)

국내에서는 주로 쇄석다짐말뚝을 지지층까지 도달시키는 방식을 사용하는데 이러한 시공방식에서는 팽창파괴가 발생하게 된다. 표 2.6은 팽창파괴 발생 시 극한지지력을 산정하는 이론식을 정리한 것이다. 또한 팽창파괴 발생 시 가장 큰 영향을 미치는 설계정수는 다음과 같다.

- (1) 초기 횡방향응력
- (2) 연약점토지반의 비배수 전단강도
- (3) 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각
- (4) 연약점토지반의 탄성계수
- (5) 상재하중

표 2.6 팽창파괴 발생 시 극한지지력 이론식(천병식, 2005)

파괴유형	극한지지력 이론식	연구자
Bulging Failure (팽창파괴)	$q_u = \left[\sigma_{ro} + C_u \cdot \left\{ 1 + \ln \frac{E_c}{2C_u(1+V_c)} \right\} \right] \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) E_c : 주변지반의 탄성계수 C_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 V_c : 주변지반의 프아송비 </p>	Gibson와 Anderson (1961)
	$q_u = (\gamma_c z K_{pc} + 2c_u \sqrt{K_{pc}}) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> γ_c : 지반의 단위중량 Z : 팽창파괴가 예상깊이 K_{pc} : 지반의 수동토압계수 c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	Greenwood (1970)
	$q_u = (\sigma_{ro} + 4c_u) \frac{1 + \sin\phi_s}{1 - \sin\phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(=$K_o(\gamma_c \cdot h + q)$) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 </p>	Hughes와 Withers (1974)

<p>Bulging Failure (팽창파괴)</p>	$q_u = (c_u F'_c + q_{avg} F'_q) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p> c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 q_{avg} : 등가과괴심도에서의 평균(등방)응력 $= (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ F'_c, F'_q : 공동확장계수(cavity expansion factors) </p>	<p>Vesic (1972), Datye와 Nagaraju (1975)</p>
	$q_u = [\sigma_{ro} + 1 + \ln \frac{E_c}{3c_u} \cdot c_u] \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) E_c : 주변지반의 탄성계수 C_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 V_c : 지반의 프아송비 </p>	<p>Brauns (1978)</p>
	$q_u = (\sigma_{ro} + 5c_u) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ <p> σ_{ro} : (초기)횡방향응력(initial in-situ lateral stress) c_u : 지반의 비배수전단강도 ϕ_s : 쇄석다짐말뚝의 내부마찰각 (※ 쇄석다짐말뚝의 파괴형태는 지반의 전단강도가 최소가 되는 지점에서 발생한다고 제안함) </p>	<p>Hansbo (1994)</p>

2.3.5 쇄석다짐말뚝의 압밀침하량 계산

침하계산방법은 일반적으로 수많은 가정에 따라 단순화하여 만든 근사계산법들과 탄성이나 소성이론을 기본으로 하는 FEM 해석법으로 분류한다. 침하량을 예측하기 위한 산정법들은 같은 직경과 간격을 갖는 쇄석다짐말뚝으로 보강되어 있으며 재하면적이 무한히 넓다고 가정한다.

1. 평형법(Equilibrium Method)

Aboshi와 Barksdal(해양수산부, 2000) 등에 의해 다짐말뚝공법의 침하를 예측하기 위하여 주로 이용하였으며, 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하저감효과를 평가하기 위한 공학적 접근방법이다. 또한 경험에 의한 방법이나 현장실험결과를 통하여 응력분담비(m)를 추정하여야 하며, 평형법을 사용하기 위해 필요한 가정은 다음과 같다.

- ① 등가원주개념에서 원주는 유효하다.
- ② 등가원주개념에서 적용된 총 수직하중은 쇄석과 지반 내에서 발생한 힘의 합과 같다.
- ③ 쇄석다짐말뚝과 지반의 수직변위는 같다.
- ④ 상재하중으로 인한 균등한 수직응력은 쇄석다짐말뚝의 전체에서 나타나고, 지층을 증분하였을 때 요소 내에서 일정하다.

작용된 외부응력으로 인한 점토의 연직응력(σ_c)은 식 (2.46)과 같다.

$$\sigma_c = \mu_c \sigma \tag{2.46}$$

여기서, σ : 상재압

μ_c : 응력감소계수

1차원 압밀이론에 근거한 연약점토지반의 침하량은 식 (2.47)와 같다.

$$S_f = \left(\frac{C_c}{1 + e_o} \right) \log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_0 + \sigma_c}{\sigma_0} \right) H \quad (2.47)$$

여기서, S_f : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 1차 압밀침하량

H : 쇄석다짐말뚝으로 처리된 지반의 두께

$\bar{\sigma}_0$: 점토층의 평균초기응력

σ_c : 외부에 작용된 하중에 의한 점토층에서의 응력변화

C_c : 1차원 압밀시험으로부터의 압축지수

e_o : 초기간극비

정규압밀점토지반에서 무처리 점토지반에 대한 복합지반의 침하량의 비는 식 (2.48)과 같다.

$$S_f/S = \frac{\log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_o + \mu_c \sigma}{\sigma_o} \right)}{\log_{10} \left(\frac{\bar{\sigma}_o + \sigma}{\sigma_o} \right)} \quad (2.48)$$

$\bar{\sigma}_o$ 이 매우크고(길이가 긴 쇄석다짐말뚝의 경우) 상재하중(σ)이 작은 경우의 침하비는 식 (2.49)와 같다.

$$S_f/S = 1 / [1 + (m - 1)a_s] = \mu_c \quad (2.49)$$

위 식 (2.49)는 다음 그림 2.4와 같이 지반개량효과 예측에 있어 예비설계에서 안전한 평가를 할 수 있도록 사용된다.

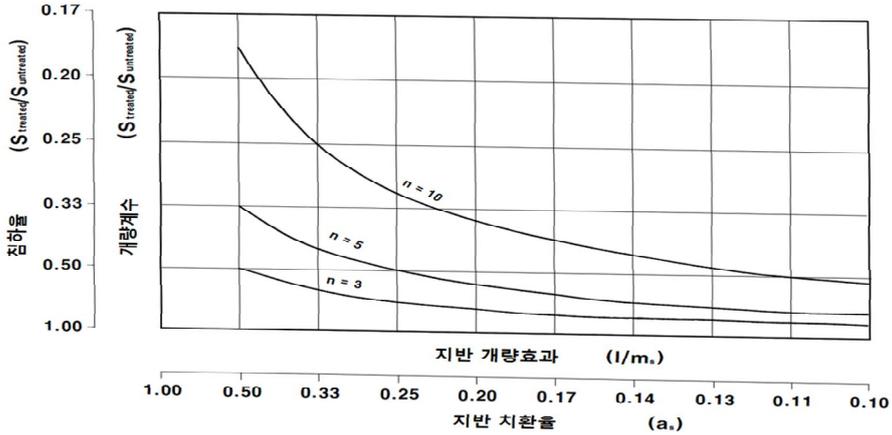


그림 2.4 치환율과 침하비의 관계(최용규, 2002)

2. Greenwood법

GreenWood(해양수산부, 2000)는 연약점토지반의 비배수강도를 침하량 영향요소로 제시하고 쇄석다짐말뚝의 간격을 이용하여 쇄석다짐말뚝으로 보강된 지반의 침하량을 산정하기 위한 도표를 제시하였다. 또한 응력분담비가 3, 5, 10, 20일 때, 평형법에 대한 상계법이 추가되었고, 강성이 큰 지반과 보통 지반의 지반개량수준 ($0.15 \leq a_s \leq 0.35$)에 대하여 그림 2.5와 같이 개량계수는 높아진다고 제안하였다.

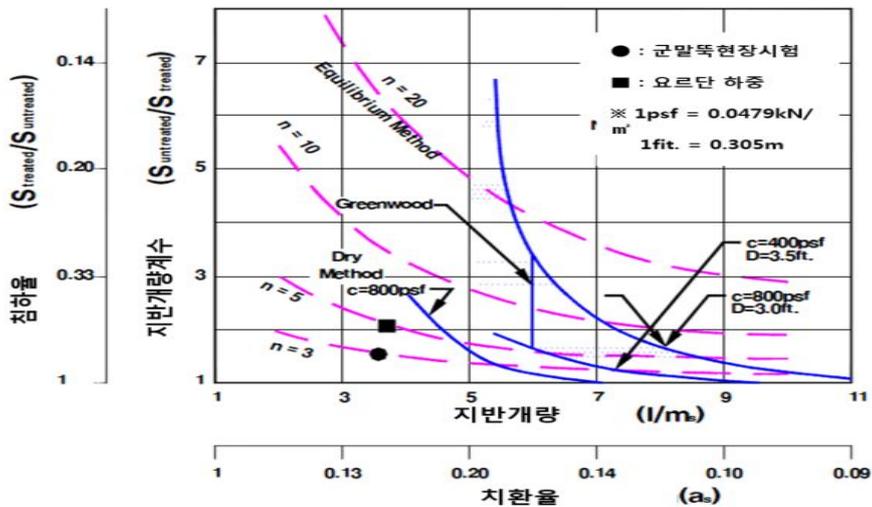


그림 2.5 예상침하량에 관한 평형법과 Greenwood법의 비교(최용규, 2002)

3. β 법(체적변형계수에 의한 방법)

개량이 되지않은 연약점토지반에 대한 침하량과 응력저감효과를 고려한 복합지반의 침하량은 식 (2.50)에 의해 미개량 점성토지반과 식 (2.51)에 의해 응력저감효과를 고려한 복합지반의 침하량을 각각 산정할 수 있다.

$$S_{of} = m_v \Delta \sigma H \quad (2.50)$$

$$S_f = m_v \mu_c \Delta \sigma H \quad (2.51)$$

침하저감계수 β 는 식 (2.52)와 같다.

$$\beta = \frac{m_v \mu_c \Delta \sigma H}{m_v \Delta \sigma H} = \mu_c = \frac{1}{1 + (m-1)a_s} \quad (2.52)$$

여기서, S_{of} : 무처리지반의 최종침하량

S_f : 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반의 침하량

β : 침하저감계수

m_v : 원지반의 체적압축계수

$\Delta \sigma$: 성토하중에 대한 유효증가응력

4. Priebe법

Priebe(1995)는 침하감소를 예측하기 위하여 쇄석다짐말뚝으로 개량된 지반에 등가단일원주 모형을 적용하였으며, 소성평형상태에 있고 등가유효원주 내의 지반은 탄성체로 가정하였다. 따라서 제안식은 식 (2.53)과 같다.

$$S_f = \frac{S_{of}}{n} \quad (2.53)$$

여기서, S_{of} : 무처리지반의 최종침하량 $\left(= \frac{\sigma l}{E_c} \right)$

n : 침하개량계수

σ : 작용하중

l : 연약층두께

E_c : 연약점성토의 탄성계수

또한 산정된 하중분담비를 수정응력분담비(m')로 치환하기 위하여 식 (2.54)를 제안하였다.

$$m = \frac{P_c}{P_t} = \frac{\sigma_c A_c}{\sigma_t A_s} = \frac{\sigma_c}{\sigma_t} \frac{A_c}{A_s} = \mu_s A_s \quad (2.54)$$

여기서, P_c : 쇄석다짐말뚝이 받는 하중

P_t : 전체작용하중

σ_c : 쇄석다짐말뚝이 받는 응력

σ_t : 작용하는 평균응력

$$m = \mu_s a_s \quad (2.55)$$

여기서, m : 하중분담비

a_s : 치환율

$$\mu_s : \text{응력증가계수} = \frac{m'}{1 + (m' - 1)a_s}$$

$$m' : \text{응력분담비} = m' = \frac{m(1 - \bar{a}_s)}{a_s(1 - m)}, (\bar{a}_s : \text{수정치환율})$$

그림 2.6은 쇄석다짐말뚝 재료의 내부마찰각에 따른 침하계량계수와 치환율과의 관계를 나타낸 것이다.

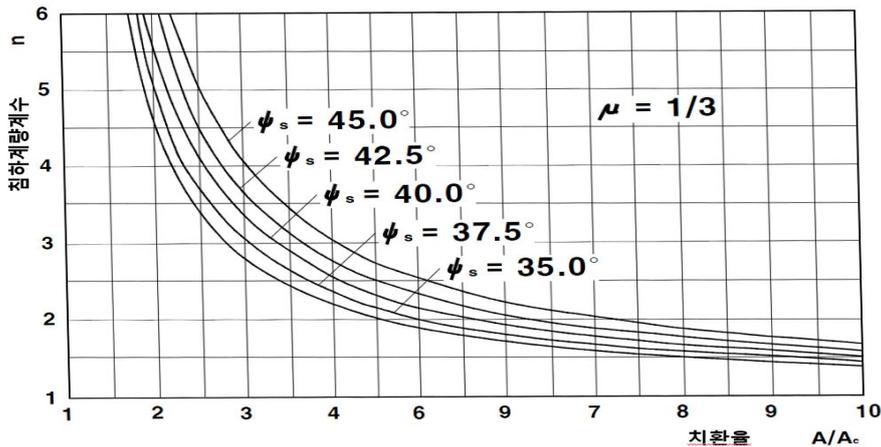


그림 2.6 침하계량계수와 치환율과의 관계(최응규, 2002)

5. 하중증분법(Incremental Method)

하중증분법은 Hughes(1975), Baumann와 Bauer(1974), Pribe(해양수산부, 2000) 등에 의해 제안된 방법을 Goughnour와 Bayuk(1979)가 쇄석다짐말뚝이 조성된 지반의 침하 예측을 위한 산정법을 개선한 것이다. 하중증분법, 반복법 및 탄소성해와 함께 등가원주모형을 사용한다. 또한 하중증분법에 적용된 가정은 다음과 같다.

- ① 하중은 넓은 면적에 재하된다.
- ② 쇄석은 비압축성이고 모든 체적변화는 점토에만 발생한다.
- ③ 연직수평방향에서의 압밀은 근사적으로 해석에 적용되며, 등가원주는 작은 수평 증분으로 분할된다. 수직변위와 수직, 수평방향 응력은 모든 요소가 증분에 대하여 일정하다고 가정하여 각각의 증분에 대하여 계산한다.

쇠석다짐말뚝의 탄·소성반응은 Goughnour와 Bayuk(1979)의 하중증분법을 사용하여 분석되며, 응력범위가 작다면 쇠석다짐말뚝은 탄성범위에 있다고 할 수 있다. 또한 최대지점의 설계응력 범위에서 일부분 소성항복상태로 횡방향으로 부른다.

등가원주에 있는 경계면 때문에 쇠석다짐말뚝은 소성평형상태에서 구속되어 있으며, 쇠석다짐말뚝과 지반 내에서 수직, 수평과 접선응력이 중요한 응력으로 여겨지기 때문에 전단응력은 쇠석과 지반내의 경계에서 발생된다고 가정한다.

6. 유한요소방법에 의한 침하계산 해석법

비선형 물질특성에서 활동경계면과 적당한 경계조건은 유한요소해석의 사용으로 모형화 할 수 있다. 대부분 연구는 쇠석다짐말뚝의 대규모 균말뚝형태 또는 단일 쇠석다짐말뚝에 균일하게 작용한 상재하중을 해석하기 위하여 축대칭의 등가원주모형이 적용된다.

Balaam 등(1976)은 쇠석다짐말뚝의 침하량은 비배수 조건에서 아주 미소하거나 보통 무시되고, 연약점토에 대한 쇠석의 탄성계수비는 10~40으로 다양하게 가정되며 각 재료의 포아송비를 0.3으로 가정하고 정지토압계수(K_0)는 1을 사용하였다.

탄성모델과 탄·소성모델을 비교한 결과, 침하량은 약 6% 차이를 보였으며, 연약층에 관입된 쇠석다짐말뚝의 직경은 침하에 중요한 영향을 미치는 것으로 나타났다.

등가원주개념을 적용한 강성제하에 대한 선형탄성이론의 모형에 대하여 Balaam과 Booker(해양수산부, 2000)는 쇠석다짐말뚝의 수평면에서 수직응력은 거의 균일하고 연약지반 내에서도 균등한 것을 확인하였다. 연구결과, 연약점토지반이 비배수 상태에서 배수상태로 변하는 것처럼 배수상태에서는 연약점토지반 내에서 수직응력이 감소하고 쇠석다짐말뚝에서는 응력이 증가하는 것으로 나타났다.

제 3 장 수치해석 및 대형직접전단시험

3.1 개요

현장에서 계측된 데이터는 일반적으로 재하된 응력이 깊이에 따라 응력이 감소하고 복합지반 내에서 발생하는 지중응력의 변화를 현장데이터를 이용한 분석에는 한계가 있다.

따라서 본 연구에서는 지반공학 분야에서 많이 사용되고 있는 유한요소해석 프로그램 MIDAS Soilworks Ver. 4.6.0을 이용하여 실제로 파괴가 발생된 GCP시공 현장의 데이터를 이용하여 지반에 설치된 쇄석다짐말뚝과 성토하중의 시공단계별 하중을 증분한 후, 응력분담비 변화에 따른 1차원 압밀해석을 통하여 침하량 및 압밀도를 평가하고 2차원 압밀해석을 실시함으로써 유효응력 및 과잉간극수압의 변화를 분석하고자 하였다.

GCP와 혼합 SCP에 대한 압밀축진효과 및 지지력변화를 비교·평가하기 위하여 쇄석과 모래의 최적 배합비 산정을 위한 대형직접전단을 실시하고자 하며, 선정된 배합비 및 설계정수를 이용하여 시간에 따른 거동특성을 분석하고자 한다.

따라서 본 연구에서는 실제 GCP현장에서 가장 많이 적용되는 입경에 해당하는 약 25~40mm직경의 쇄석을 사용하였고, 모래는 주문진 표준사를 사용하였으며 표 3.1은 표준사의 지반공학적 성질을 표로 나타낸 것이다.

표 3.1 사용된 표준사의 지반공학적 성질

구 분	기 호	물 성 치
최대간극비	e_{max}	0.923
최소간극비	e_{min}	0.604
최대건조밀도	$\gamma_{dmax}(g/cm^3)$	1.652
최소건조밀도	$\gamma_{dmin}(g/cm^3)$	1.378
비중	G_s	2.65
함수비	w (%)	0.30
평균입경	$D_{50}(mm)$	0.595
유효입경	$D_{10}(mm)$	0.443
균등계수	C_u	1.402
곡률계수	C_g	0.912

3.2 대형직접전단시험

3.2.1 개요

본 시험에서는 전단상자 속에 시료를 셋팅하고 수직하중을 재하한 상태에서 동시에 수평력을 가하여 전단상자 상·하단부의 면을 따라 강제로 파괴를 일으키는 시험법으로써, 지반의 강도정수를 산정할 수 있는 시험법이다.

공시체 3~4개를 이용하여 수직하중 및 속도를 다르게 적용하여 측정된 전단저항력을 이용하여 수직응력(σ)과 전단응력(τ)의 관계를 선형으로 해석하며, Mohr-Coulomb 파괴규준으로써 기울기가 내부마찰각(ϕ), r -축 절편이 점착력(c)이다.

표 3.2는 흙의 종류에 따른 시험방법을 정리한 것이고 시험 종류에서 급속시험(UU시험)의 경우에 전응력 해석이라고도 하며 댐 등의 시공 직후의 단기적인 지반의 안정 계산에 사용된다. 압밀급속시험은 압밀효과에 따른 지반의 강도증가에 적용할 수 있고, 연약지반의 압성토 등에 따른 강도증가 계산에 적용된다. 또한 완속시험(CU시험)은 유효응력해석, 불포화토 지반의 안정해석, 지반의 장기안정계산에 적용된다.

표 3.2 흙의 종류에 따른 시험방법

시 료	시 험 종 류	속 도	기 타
점성토	완속시험	0.05mm/min 이하	압밀·배수시험
모래	급속시험	1mm/min	

대형직접전단시험을 이용한 최적배합비 산정에 관한 선행연구조사 결과를 종합하여 쇄석과 모래의 배합비를 다음 표 3.3과 같이 100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 0:100으로 선정하였다. 특히, 쇄석과 모래에 혼합이 된 경우에 대형직접전단시험을 실시하여 최적배합비를 선정하고자 하였다. 또한 한 종류의 배합비에 대하여 3회 반복실험 하였으며, 재시험 시에는 시료를 새로 셋팅한 후 시험하였다. 산출된 결과를 이용하여 최적의 내부마찰각을 산정하고 수치해석을 통하여 연약점토 지반의 거동특성을 분석하고자 한다.

표 3.3 대형직접전단시험 배합비 선정

(단위 : kg)

쇄석:모래 100 : 0		쇄석:모래 90 : 10		쇄석:모래 80 : 20		쇄석:모래 70 : 30		쇄석:모래 60 : 40		쇄석:모래 0 : 100	
쇄석	모래	쇄석	모래	쇄석	모래	쇄석	모래	쇄석	모래	쇄석	모래
16.4	0	14.76	1.64	13.12	3.28	11.48	4.92	9.84	6.56	0	16.4

3.2.2 대형직접전단시험의 구성

대형직접전단시험은 일반 직접전단시험과 다르게 큰 하중을 재하할 수 있는 유압 시스템을 이용하여 조립도를 포함한 골재 등의 전단시험에 적합하다.

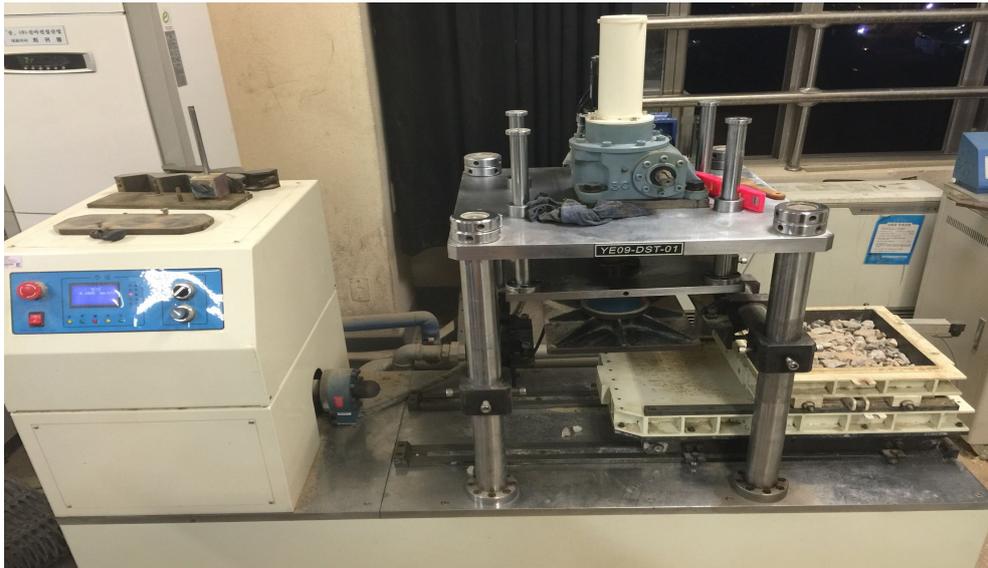
대형직접전단시험에 관한 명확한 시험법이 정립되어 있지는 않으나, 보통 직접전단시험을 기준으로 하여 시험되고 있다(주익찬, 2013). 따라서 본 시험에서는 직접전단시험(KS F 2343) 규정과 동일한 시험법을 적용하였다.

대형직접전단시험에 사용된 전단상자는 L=1800mm, B=630mm, H=1050mm로 구성되어 있으며, 1.0, 2.0, 3.0mm/min의 하중재하속도 및 전단상자에 쇄석 입경이 25~40mm의 시료를 대상으로 다짐을 실시한 후 시험을 실시하였다. 대형직접전단시험을 결과를 통하여 내부마찰각을 산정함으로써, 클로깅현상을 억제하고 시공성을 향상시키고자 한다.

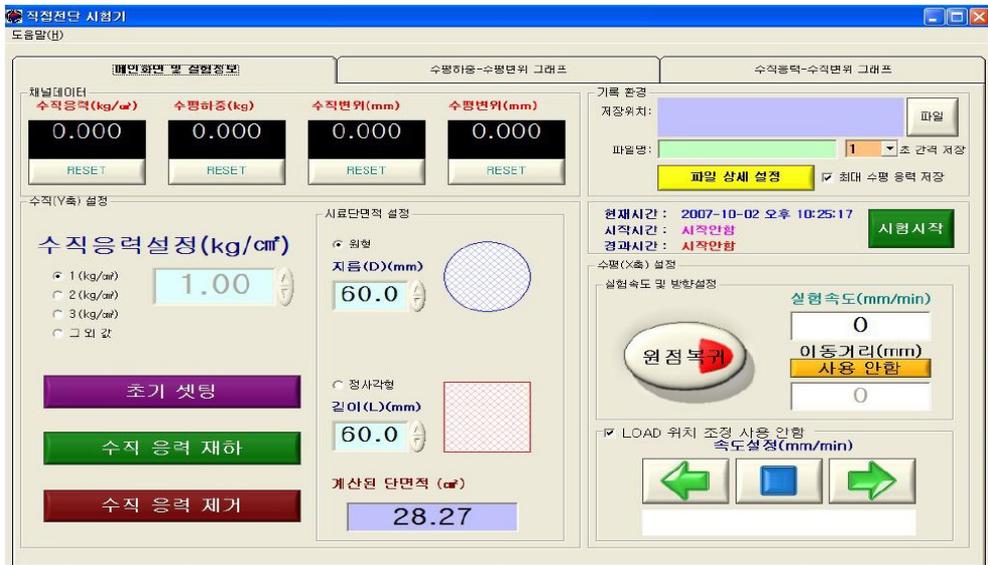
대형직접전단시험의 구성과 제원은 표 3.4, 다음 그림 3.1과 같다.

표 3.4 대형직접전단시험기 제원

장 비 크 기	(L)1800mm×(B)630mm×(H)1050mm
최대재하하중 (수평)	5000kg/cm ²
유압밸브 및 제어장치(수직)	10kg/cm ²
재하속도	최대 50mm/min
변위계 수평	DSCK-5000kgf
전단상자크기	(L)300mm×(B)300mm×(H)165mm



(a) 대형직접전단시험 장비



(b) 대형직접전단시험 프로그램

그림 3.1 대형직접전단시험 장비구성

3.3 수치해석

3.3.1 해석물성치

지반과 같이 비선형 응력-변형 거동을 나타내는 재료에 대한 유한요소 해석에서 가장 중요한 요소는 해석에 적합한 구성모델 선택과 이에 따른 매개변수의 결정이다.

현장에서 지반거동은 쇄석다짐말뚝의 시공에 따라 변하는 지중응력변화와 퇴적이력에 따라 깊이별, 위치별로 모두 다른 거동특성을 나타낸다. 압밀이론에 의해 점성토 지반의 거동은 압축지수(C_c)에 의해 침하량이 산정되며 시간에 따른 압밀특성은 투수계수, 압밀계수에 의해 결정된다.

본 연구에서는 점성토 지반의 응력-변형률 거동특성 분석 시 가장 많이 적용하는 Modified Cam-clay모델을 적용하였으며, 쇄석다짐말뚝의 경우에는 Mohr-Coulomb모델을 적용하여 복합지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

Modified Cam-clay모델의 기본 설계정수는 압축성(λ)과 팽창성(κ), 초기간극비(e_{cs}), 강성(M) 그리고 기본적인 탄소성 거동에 입각한 포아송비(ν) 등으로 구성되고, Mohr-Coulomb 탄·소성 구성모델의 설계정수는 탄성계수(E)와 포아송비(ν), 점착력(C)와 내부마찰각(ϕ)로 이루어져 있으며 각각의 압밀속도는 연직투수계수(k_v)와 수평방향 투수계수(k_h)에 의해 지배된다(박오성, 2007).

3.3.2 해석모델

(1) Mohr-Coulomb 탄·소성 모델

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 수치해석을 수행하기 위하여 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였다. 탄소성 구성 모델에서는 재료의 응력이 항복점에 도달하기 전까지의 거동은 탄성모델로써 적용되나, 항복점에 도달한 이후의 거동은 소성거동을 따른다. Mohr-Coulomb 파괴규준에 따르면 전단강도는 항복지점에서 연직응력이 증가함에 따라 증가하며 식 (3.1)과 같이 표현할 수 있고 이를 Mohr-Coulomb 파괴규준이라고 한다.

흙의 3상도는 흙 입자, 물, 공기로 구성되어 있으며, 흙에 응력이 작용하면 흙 입자가 응력과 압력의 합계가 외력에 의한 응력과 동등하게 되어 역학적인 평형이 유지되나, 토층에 작용하는 전단응력은 흙 입자에 작용하는 응력에 따라 결정되고 간극수의 압력과는 무관하므로 이때의 흙 입자의 응력을 유효응력(σ)이라 하고 물의 간극수압(u)이 작용하므로 유효수직응력($\sigma' = \sigma + u$)을 이용하면 식 (3.1)과 같다.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \tag{3.1}$$

여기서, τ : 항복지점에서 전단응력

c : 점착력

σ' : 항복면에서의 유효수직응력

ϕ : 내부마찰각

항복규준을 Mohr원을 이용하여 주응력들로 표현하면 식 (3.2)와 같다.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \phi + c \cos \phi \tag{3.2}$$

Mohr-Coulomb 파괴규준에 따르면 항복압축강도는 항복인장강도 보다 크고 이는 재료의 거동특성이 3차 응력불변량에 의존하는 것을 의미한다. 한편 Mohr-Coulomb 항복규준은 중간 주응력 효과가 포함되지 않고 최대, 최소주응력으로 표현되므로 6개의 응력벡터로 정의되는 3차원 응력상태로 표현하는 것이 편리하다(선희현, 2001). 또한 Mohr - Coulomb의 파괴규준은 그림 3.2와 같이 나타낼 수 있다.

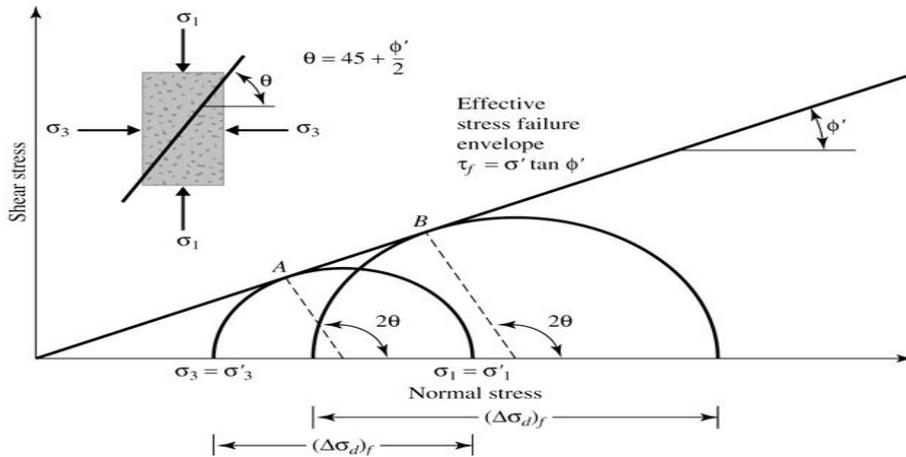


그림 3.2 Mohr-Coulomb 파괴규준

(2) Modified Cam-Clay 탄·소성 모델

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 수치해석을 수행하기 위하여 Modified Cam-Clay 모델을 적용하였다. 흙의 배수 및 비배수조건 아래에서 전단하는 동안 발생하는 유효응력과 그 때의 비체적 또는 간극비와의 관계를 설명하는 것으로서 흙의 전단과 압밀을 통합한 이론을 설명하는 한계상태개념과 등방삼축시험을 기본으로 하는 원형 Cam-Clay 모델은 다음의 기본가정 사항을 갖고 있다.

- ① 체적변형률은 일부 회복가능하고 전단변형률은 회복불가능하다.
- ② 전단 중에 소요되는 에너지는 모두 마찰로써 소비된다.
- ③ 항복곡면은 소성 Potential면으로 되며, 일정한 규칙을 따른다.

여기서, 그림 3.3과 같은 Modified Cam-Clay 모델은 점토는 모든 존재가능한 상태의 한계가 되는 특정한 곡면을 가지게 되며, 점토의 유효응력경로가 이 면 위에서 최종적으로 도달하게 되는 한계상태선이 존재한다는 것이다.

또한 탄소성 등방재료의 성질을 갖는 연약한 점토에 대한 배수 및 비배수 거동을 설명할 수 있고 재료의 변형거동에 있어서 과압밀된 점토와 같이 강성이 큰 토질재료의 연화변형률 거동은 표현이 불가능하고 경화변형률 거동에 대해서 설명할 수 있으며, 압밀의 크리프 성질과 변형의 시간의존성은 포함하지 않고 있다.

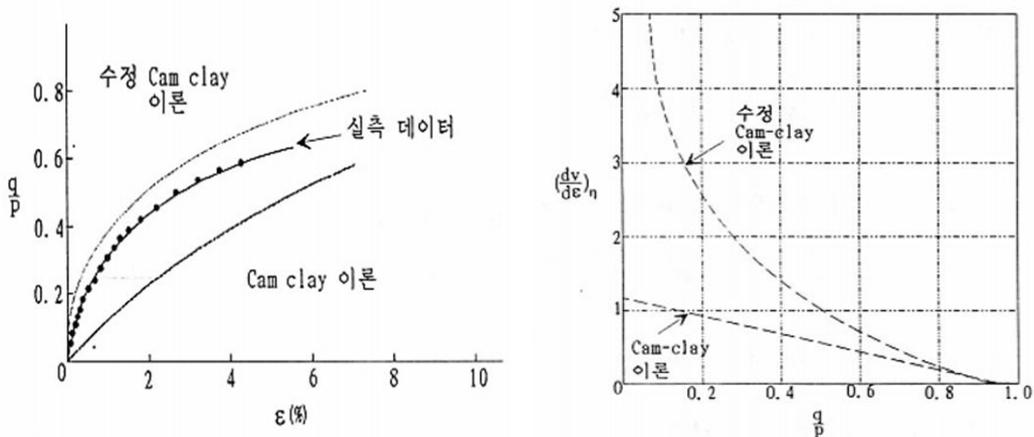


그림 3.3 Modified Cam-Clay 이론의 개선사항(김동훈, 1996)

3.3.3 적용대상지반

본 연구에서는 수치해석을 수행하고자 쇄석다짐말뚝공법을 시공한 현장의 실제 데이터를 바탕으로 지반을 길이 100m, 지반물성이 다른 점토층 3층을 점토층1은 5m, 점토층2는 10m, 점토층3은 2m로 모델링하였으며, 시공단계에 따른 지반의 거동특성을 분석하기 위하여 연약지반을 쇄석다짐말뚝으로 개량한 후 성토체를 7단계의 증분하중으로 단계별 성토를 완료한 시점의 변형거동을 분석하였다.

각각의 해석조건은 표 3.5, 그림 3.4와 같다. 해석방법으로는 평면변형률 조건으로 수행하였으며, 아래 그림과 같이 경계조건은 바닥면과 측면을 고정조건으로 적용하였으며 측면은 중력방향을 자유도로 적용하였다. 또한 지반은 압밀조건, 성토체는 비압밀조건을 적용하였으며 배수조건은 상부일면배수조건을 적용하였다.

다음 표 3.6은 압밀해석 수행 시 적용한 단계별 성토하중의 성토고, 성토일, 방치일을 정리한 것이다.

표 3.5 단계별 성토하중

구 분	1단계	2단계	3단계	4단계	5단계	6단계	7단계
성토고(m)	2	2	0.9	0.5	1.6	1	1
성토일	6	17	4	11	6	4	16
방치일	28	55	102	66	56	11	9

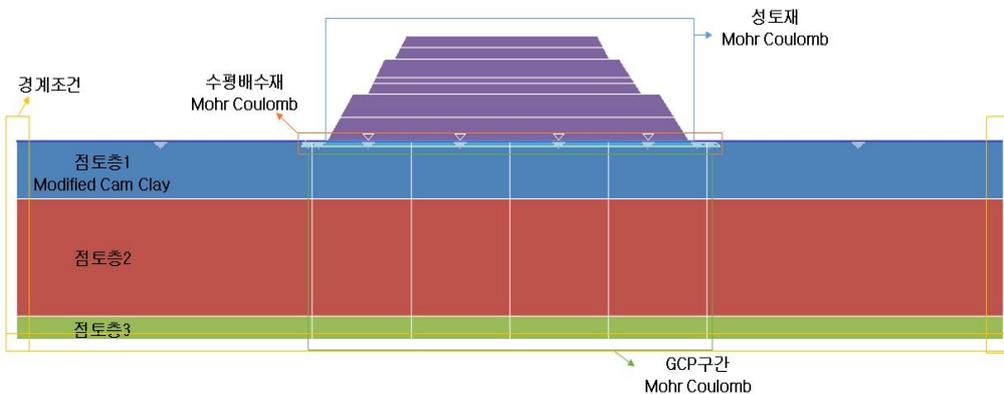


그림 3.4 수치해석 대상지반

표 3.6 쇄석다짐말뚝의 거동분석에 적용된 물성치

구분	점토층1	점토층2	점토층3	성토재	수평 배수재	GCP 구간
γ_t (N/mm^3)	1.86×10^{-5}	1.93×10^{-5}	1.94×10^{-5}	1.8×10^{-5}	1.9×10^{-5}	1.9×10^{-5}
γ_{sat} (N/mm^3)	1.96×10^{-5}	2.03×10^{-5}	2.04×10^{-5}	1.9×10^{-5}	2×10^{-5}	2×10^{-5}
c (N/mm^2)	0.03	0.03	0.03	0.015	0.015	1×10^{-4}
ϕ ($^\circ$)	25	25	25	25	38	38
E (N/mm^2)	3	6.5	10	40	30	30
ν (N/mm^3)	0.4	0.35	0.32	0.32	0.35	0.35
α (N/mm^2)	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-6}	1×10^{-6}
K_h (mm/sec)	1.597×10^{-5}	1.597×10^{-5}	1.94×10^{-5}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}
K_v (mm/sec)	2.396×10^{-5}	2.396×10^{-5}	2.04×10^{-5}	1×10^{-3}	1×10^{-3}	1×10^{-3}
K_o	0.61	0.58	0.58	1	1	1
λ	0.15	0.16	0.16			
K	0.02	0.02	0.02			
e_o	1.12	0.89	1			
C_c	0.34	0.37	0.37			
C_r	0.05	0.05	0.05			
P_c (N/mm^2)	0.058	0.15	0.058			
OCR	1.3	1	1			
배수조건	일면배수	일면배수	일면배수			

여기서,

γ_t : 습윤단위중량
 γ_{sat} : 포화단위중량
 c : 점착력
 ϕ : 내부마찰각
 C_c : 압축지수
 C_r : 팽창지수

E : 탄성지수
 e_o : 초기간극비
 OCR : 과압밀비
 P_c : 선행압밀하중
 K_h : 수평투수계수
 K_o : 수직투수계수

K_o : 정지토압계수
 K : 과압밀선 기울기
 α : 온도계수
 λ : 정규압밀선 기울기
 ν : 포아송비

3.3.4 응력분담비에 따른 지반깊이별 침하량 및 압밀도 변화분석

(1) 해석방법

현재 GCP공법 설계 및 시공 시 응력분담비(m)는 이론적 근거없이 현장에서 경험에 의존하여 설계되고 있으나, 최근연구 동향을 살펴보면 지반의 깊이 또는 지중응력 변화에 따라 응력이 달라지므로 정확한 이론적 근거가 확립되어야 한다고 하였다.

따라서 본 연구에서는 실제 GCP시공현장의 데이터를 이용하여 7단계로 구성된 단계별 성토와 응력분담비, 내부마찰각 및 점착력 등을 포함한 설계정수 변화에 따른 1차원 압밀해석을 실시하여 깊이별 침하량, 압밀도 변화를 분석하고자 한다.

(2) 해석모델링

본 연구에서는 복합지반에서 그림 3.5와 같이 단일말뚝의 경우에는 지반의 크기를 100m(L)×27m(H)로 가정하고 실제현장과 같이 연약점토지반에 GCP를 1.5m간격으로 사각형배치를 실시하고 7단계 성토 및 방치과정에 대해 해석을 수행하였다.

그림 3.5에서 ①~③은 1차원 압밀해석 시 침하량 및 압밀도 계산위치를 나타낸 것이다.

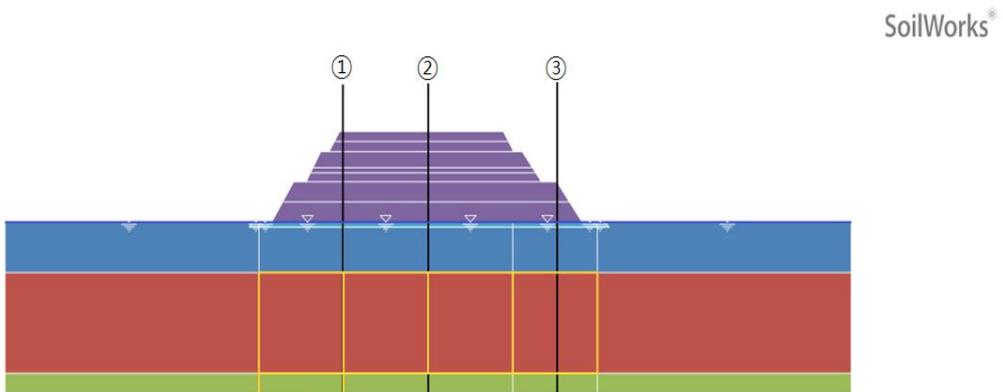


그림 3.5 Soilworks 1D 압밀해석 모델링

그림 3.6은 1D 압밀해석 수행 시 지반위치별 적용모델과 쇄석다짐말뚝의 시공조건을 정의한 것이다. 또한 그림 3.7에서 보는 바와 같이 배수재특성 정의에서 임의의 응력분담비를 적용함으로써 응력분담비에 따른 침하량 및 압밀도를 비교·분석하고 쇄석다짐말뚝의 교란영역직경은 등가원주개념의 사각형 배치($D_e=1.14s$)에 의해 산정하였다.

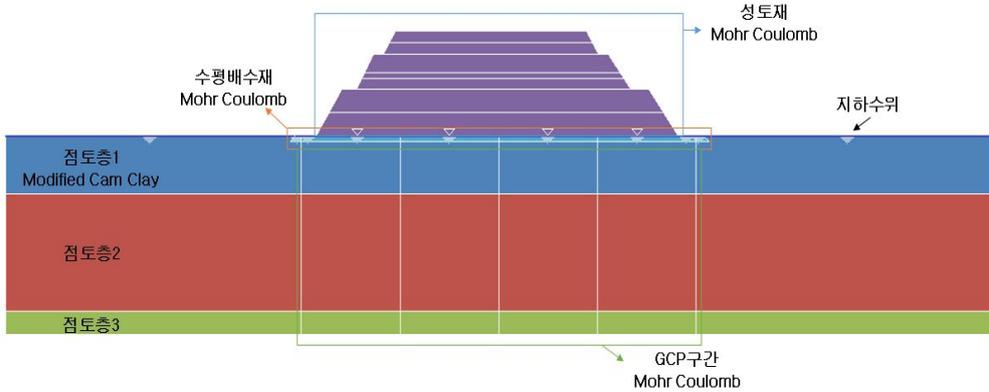


그림 3.6 1D 압밀해석 위치별 적용모델

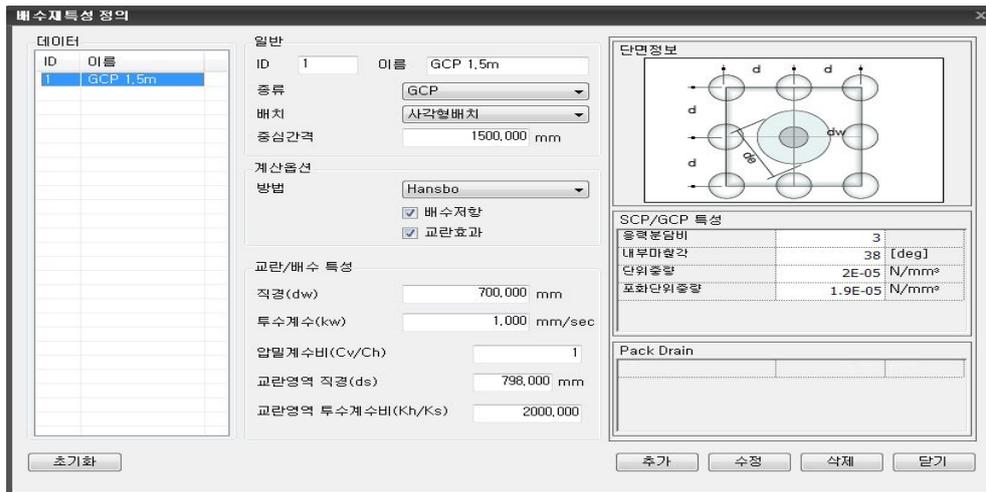


그림 3.7 GCP(배수재)특성 정의

현재 국내 현장에서 사용되는 응력분담비는 적용기준이 명확하지 않고 이에 따른 이론적 근거가 정립되어 있지 않다. 따라서 본 연구에서는 응력분담비의 변화에 따른 지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

3.3.5 내부마찰각의 변화에 따른 지반거동특성 분석

(1) 해석방법

앞서 설명한 것과 같이 현재 국내에서는 연약지반 강도별 응력분담비의 적용기준이 없으므로 설계자의 경험에 의존하여 응력분담비를 적용하고 있는 실정이다. 따라서 본 연구에서는 수치해석을 수행하고자 1차원 압밀의 지반해석조건과 같이 지반을 길이 100m, 지반물성이 다른 점토층 3층을 점토층1은 5m, 점토층2는 10m, 점토층3은 2m로 모델링하고 수평배수재를 적용하였으며, 시공단계에 따른 지반의 거동특성을 분석하기 위하여 연약지반을 쇄석다짐말뚝으로 개량한 후 성토체를 7단계의 증분하중으로 단계별 성토를 완료한 시점의 변형거동을 분석하였다. 또한 그림 3.8과 같이 관통 쇄석다짐말뚝의 형태로 실제 시공현장과 같이 모델링한 후, 쇄석다짐말뚝이 시공된 복합지반에서 응력분담비에 가장 큰 영향을 미치는 내부마찰각을 각각 다르게 적용하여 2차원 압밀해석을 통하여 지반거동특성 및 파괴여부를 비교·분석하였다.

대형직접전단시험을 실시한 결과, 도출된 최적배합비의 내부마찰각을 수치해석에 적용하여 지반거동특성을 분석하고자 한다.

(2) 해석모델링

본 연구에서는 연약점토지반은 Modified Cam Clay모델로 해석하였고, GCP구간, 성토재 및 수평배수재는 Mohr-Coulomb모델로 해석을 수행하였다.

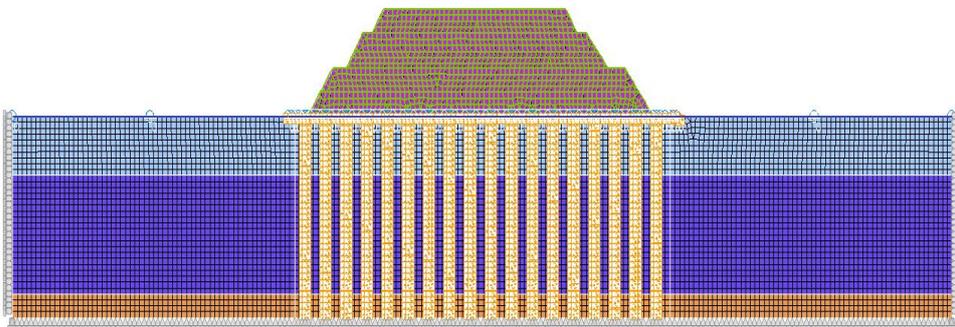


그림 3.8 2D 압밀해석 모델링

제 4 장 수치해석 및 대형직접전단시험 결과

4.1 대형직접전단시험 결과

본 연구에서는 쇄석다짐말뚝의 지지력에 가장 큰 영향을 미치는 설계정수인 내부마찰각, 점착력을 산정하는 것이 시험의 주목적이다.

추가적으로 쇄석다짐말뚝 조성 시 폐색현상 방지 및 내부마찰각의 증가를 위하여 모래를 혼합하는데, 모래의 혼합으로 인하여 증가된 내부마찰각을 산정하고자 하였고 산정된 내부마찰각을 적용한 지반의 거동특성을 분석하고자 하였다.

따라서 배합비(쇄석:모래)는 100:0, 90:10, 80:20, 70:30, 60:40, 0:100으로 하고 전단상자에 시료 셋팅 시 3층으로 다짐을 실시하고 배합비에 해당하는 중량비로 계산된 모래의 양을 3등분하여 층 다짐과 함께 모래를 혼합한 후, 수직응력 100, 200 300kPa에 대한 강도정수를 산출하였다.

또한 대형직접전단시험 결과를 식 (4.1)에 대입하여 내부마찰각을 산정한다.

$$\tan\phi = \frac{\text{전단응력}}{\text{수직응력}} \quad (4.1)$$

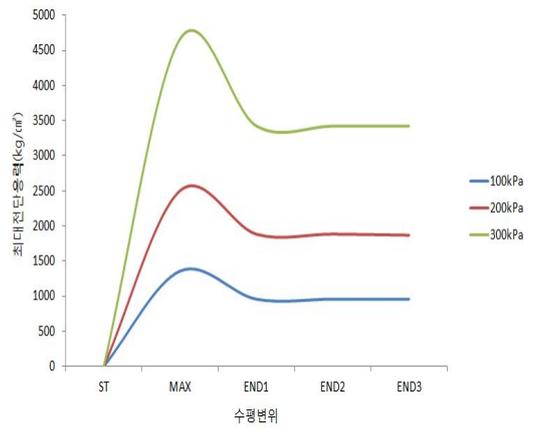
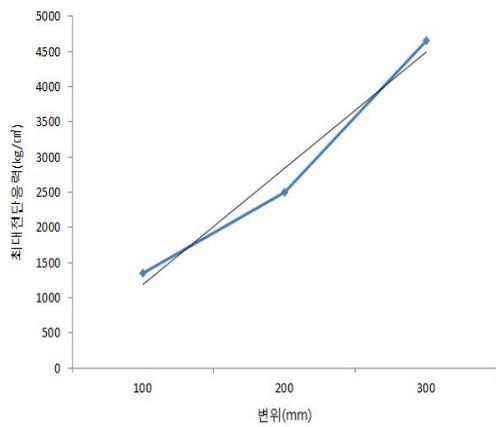
$$\phi = \tan^{-1}\left(\frac{\text{전단응력}}{\text{수직하중}}\right)$$

4.1.1 시험결과

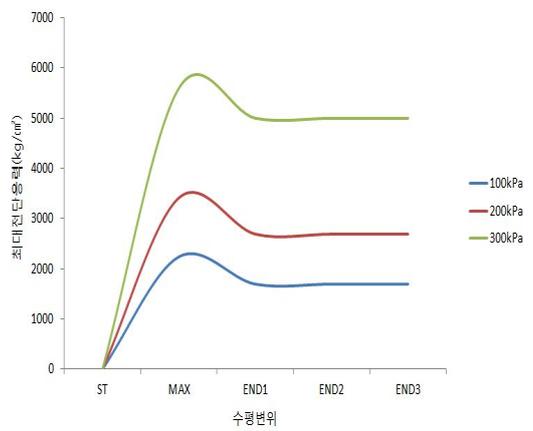
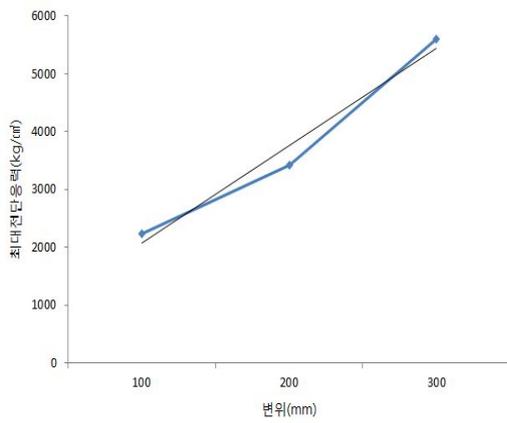
시험결과, 배합비(쇄석:모래) 70:30에서 내부마찰각이 58.29°로 가장 큰 값을 나타내었으며, 배합비(쇄석:모래) 70:30을 기준으로 모래의 비율이 증가할수록 내부마찰각이 다음 그림 4.1과 같이 감소하는 경향을 확인하였다. 따라서 표 4.1에서 보는 바와 같이 배합비 70:30을 최적배합비로 선정하고 쇄석다짐말뚝에서 가장 큰 지지력을 나타낼 것으로 판단되어 이를 검증하기 위하여 수치해석을 실시하고자 한다.

표 4.1 대형직접전단 시험결과

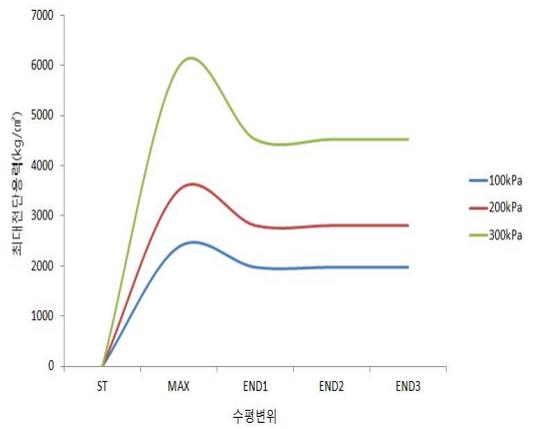
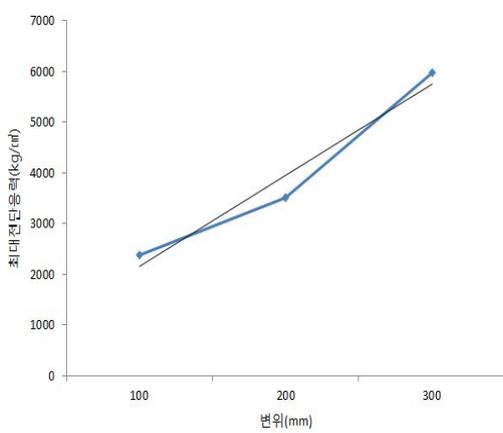
구분 \ 배합비		100:0	90:10	80:20	70:30	60:40	0:100
		최대전단응력(kPa)					
내부마찰각(ϕ)		50.9	51.43	52.78	58.29	54.30	39.18
수직 응력 (kPa)	100	133,155	219,669	233,516	240,204	220,503	76,039
	200	245,382	334,809	344,341	394,139	351,019	147,119
	300	457,294	549,271	585,653	663,302	584,967	292,317



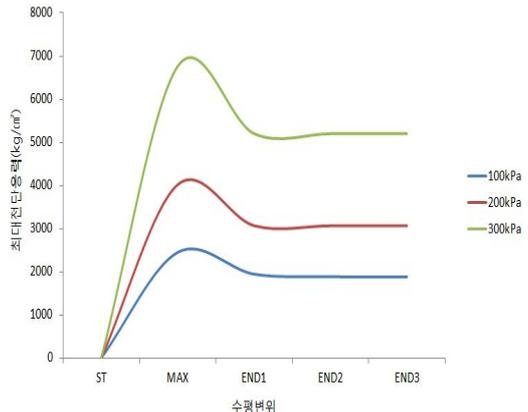
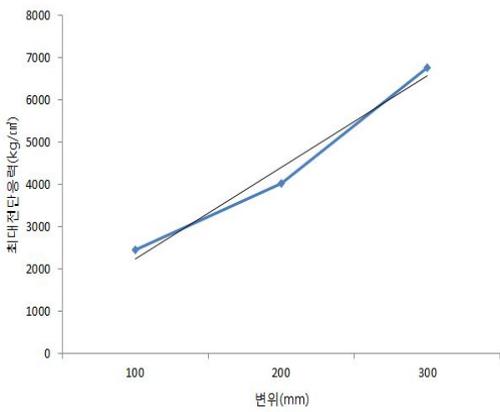
(a) 배합비(쇄석:모래) 100:0



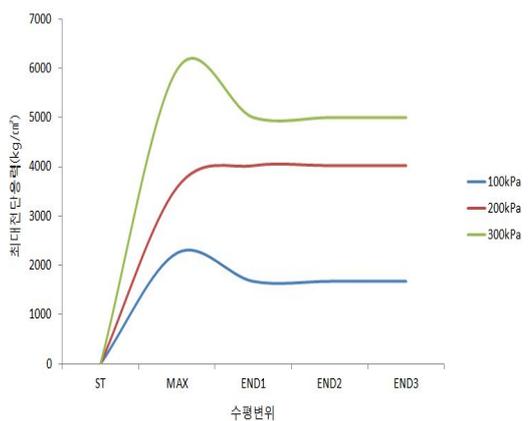
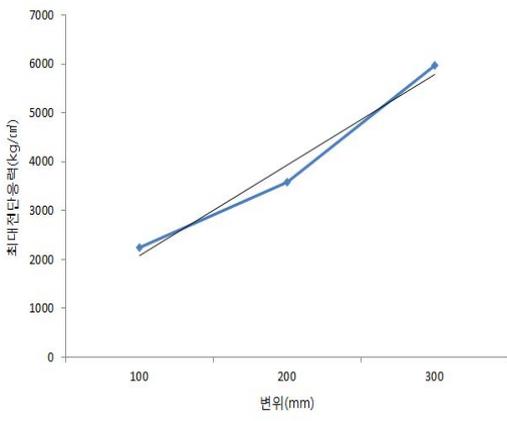
(b) 배합비(쇄석:모래) 90:10



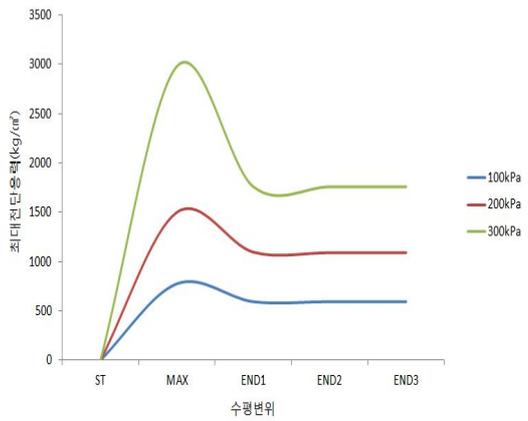
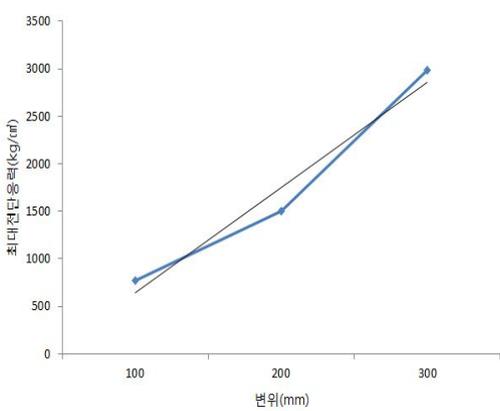
(c) 배합비(쇄석:모래) 80:20(계속)



(d) 배합비(쇄석:모래) 70:30



(b) 배합비(쇄석:모래) 60:40



(c) 배합비(쇄석:모래) 0:100

그림 4.1 배합비에 따른 대형직접전단 시험결과

4.2 1차원 압밀해석 결과

4.2.1 응력분담비에 따른 침하량분석

쇄석다짐말뚝이 시공된 연약점토지반에서 1차원 압밀해석을 통하여 응력분담비를 1에서 5까지 변화시키면서 적용한 그림 4.2와 같이 실제 GCP 시공현장에 대하여 침하계산 일수를 1000일로 설정하고 전하중법을 적용하여 쇄석다짐말뚝으로 인한 침하량의 감소를 고려하였다.

수치해석을 실시한 후, 지반의 침하량을 ①~③ 위치별로 분석함으로써, 침하량 및 압밀도의 발생경향을 분석하였다.

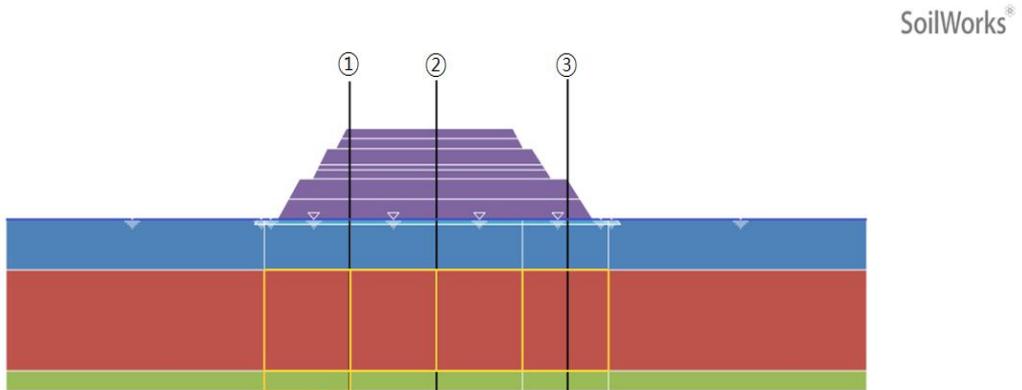


그림 4.2 Soilworks 1D 압밀해석 모델링

1. 침하계산위치 ①번의 침하량 분석

그림 4.3에서 보는 바와 같이 상부점토층(점토층1)의 위치에서 응력분담비(m) 1~3까지는 대체적으로 유사한 침하거동 경향을 나타내는 것을 확인하였으며, 응력분담비가 증가할수록 침하량의 증가폭이 작아지는 것을 확인하였다.

응력분담비가 4인 경우에는 6일(1단성토, 방치단계)부터 51일까지 - 2.39mm변위가 발생하는 것을 확인하였으며, 51일~106일(2단성토, 방치단계)에서 45.21mm의 급격한 침하가 발생하였으며, 응력분담비 5의 경우 단계별 성토 시작부터 51일까지 - 7.25mm의 변위가 발생하는 것을 확인하였다.

모든 케이스에서 3단계 성토 후 방치단계에서 응력분담비가 1인 경우가 71.9mm의 가장 큰 침하가 발생하였으며, 응력분담비가 3인 경우의 침하량 54mm까지 감소하다가 응력분담비 4부터 침하량이 57.67mm로 침하량의 증가폭이 커지는 것을 확인하였다.

본 수치해석 대상 현장은 2단계 성토 후 방치기간(51일~106일)에 주변지반에 히빙 현상이 발생하였는데, 이는 그래프에서 보는 바와 같이 급격한 침하발생으로 인한 지중응력 변화에 의한 것으로 판단된다.

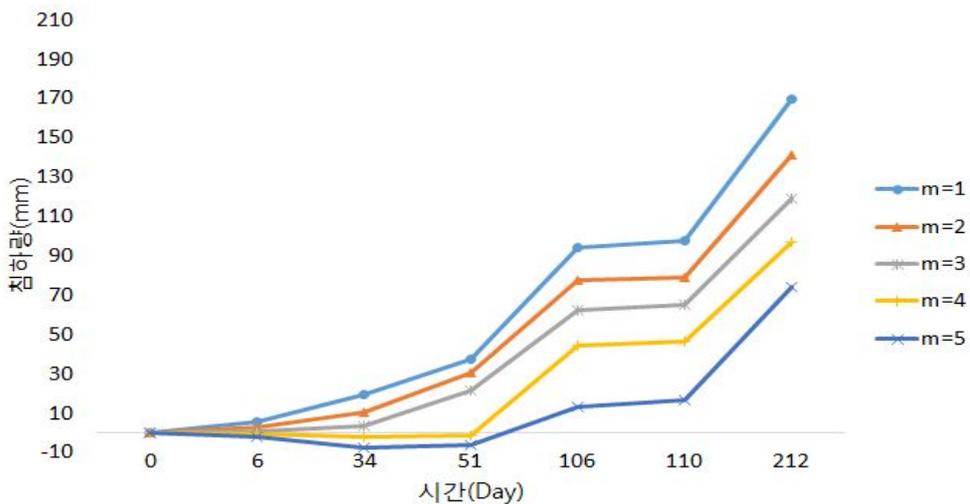
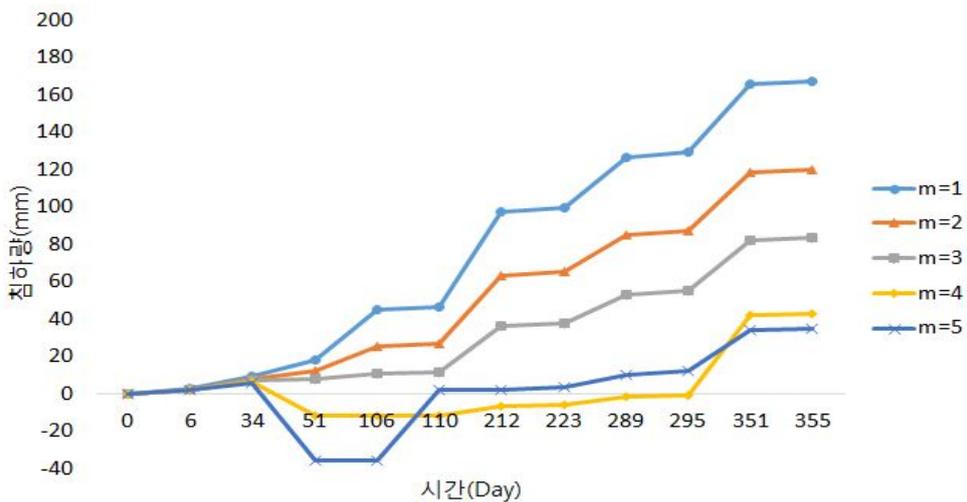


그림 4.3 침하계산위치 ①에서 점토층1 침하량

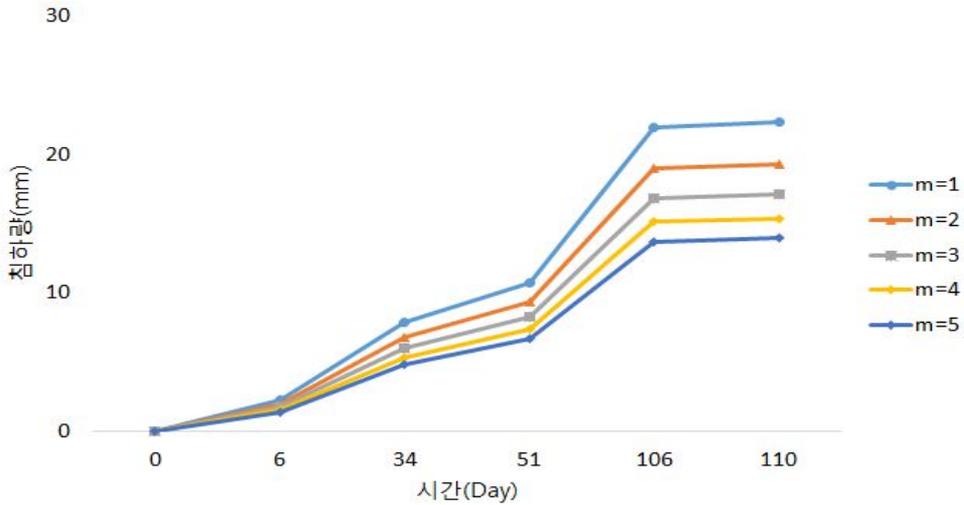
중간점토층(점토층2)의 위치에서의 침하량은 그림 4.4(a)와 같다. 상부점토층과 같이 응력분담비 1~3은 유사한 침하거동을 하는 것을 중간점토층에서도 확인할 수 있으나, 응력분담비가 4인 경우에는 34일~295일(2단계 성토~4단계 방치)은 -17.93mm의 변위가 발생하는 것을 확인하였다. 또한 295일(5단계 방치단계)까지 변위가 거의 발생하지 않다가 42.61mm의 급작스런 이상변위가 발생하는 것을 확인하였다.

또한 응력분담비가 5인 경우에는 34일~51일(2단계 성토)부터 -41.61mm의 변위가 발생하고 106일~110일(3단계 성토)에 37.99mm의 큰 변위가 발생한 후 증가폭이 작은 침하가 발생한 것을 확인하였다. 따라서 응력분담비를 4이상 적용할 경우, 예상치 못한 (-)변위를 가지는 침하 및 증가폭이 큰 침하량 발생 등으로 인하여 거동예측에 대한 불확실성을 내포하고 있는 것을 확인하였다.

하부점토층(점토층3)에서는 다음 그림 4.4(b)에서 보는 바와 같이 응력분담비에 관계 없이 동일한 침하거동의 경향을 확인하였으며, 상부 및 중간 점토층에 비해 침하 발생의 편차가 작은 것을 확인하였다.



(a) 점토층2 위치의 침하량(계속)



(b) 점토층3 위치의 침하량

그림 4.4 침하계산위치 ①에서 침하량

표 4.2는 본 수치해석의 경우, 일반적으로 연약점토지반에 발생하는 침하에 대하여 적용하는 계산일수인 1000일을 기준으로 하였다. 따라서 계산결과 데이터가 방대하기 때문에 7단계 성토 후, 방치단계의 계산결과를 표로 정리한 것이다.

표 4.2 침하계산위치 ①에서 침하량 계산결과

구 분	7단계 성토 방치기간 후			총 침하량 (mm)
	침하량 (mm)	압밀도 (%)	총 잔류침하 (mm)	
m=1	507.19	64.07	284.37	791.55
m=2	414.91	61.88	255.62	670.52
m=3	340.27	59.67	231.92	572.19
m=4	272.26	55.52	218.14	490.40
m=5	228.66	54.3	192.44	421.10

2. 침하계산위치 ②번의 침하량 분석

그림 4.5에서 보는 바와 같이 상부점토층(점토층1)의 중앙부 위치에서는 응력분담비 (m) 1~5까지 대체적으로 유사한 침하거동 경향을 나타내는 것을 확인하였다. 그러나 응력분담비 4의 경우에 51~106일(2단계 성토 후, 방치)에서 48.26mm의 큰 변위가 발생하였으며, 2단계 방치단계 까지는 침하가 거의 발생하지 않다가 3단계 성토부터 급격한 침하가 발생하는 것을 확인하였다.

또한 응력분담비 5의 경우에는 그동안의 침하거동특성과 가장 유사한 경향을 나타내었다. 따라서 ①번 침하계산위치와 동일하게 2단계 성토 후 방치과정에서 히빙이 발생된 것과 연관이 있는 것으로 판단되며 3단계 성토부터는 시공관리에 주의하여야 한다.

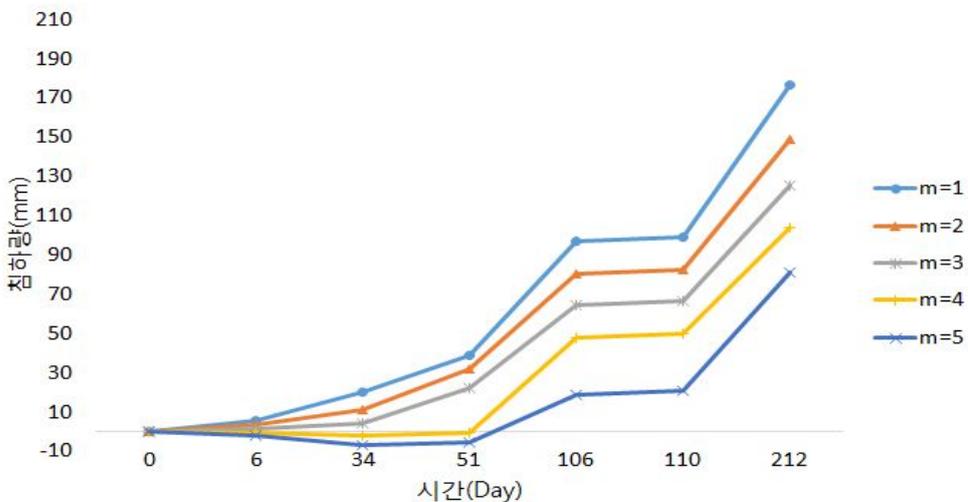
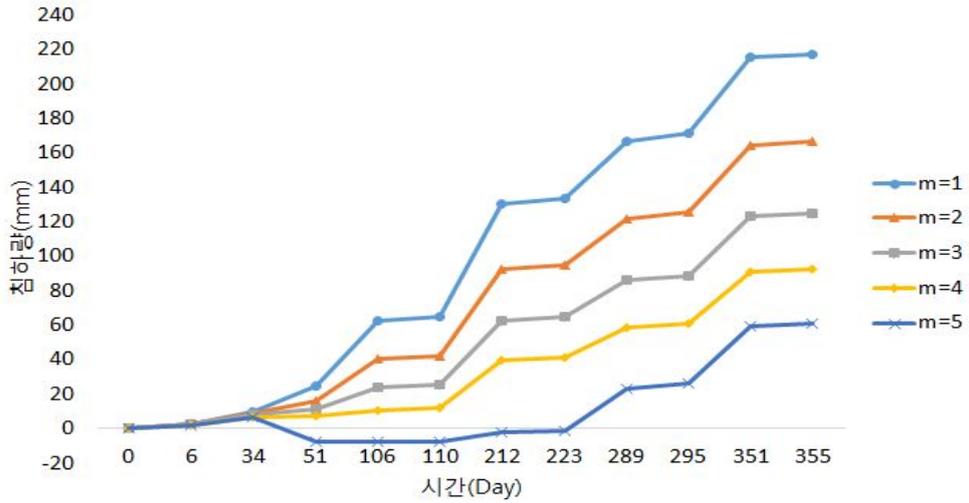


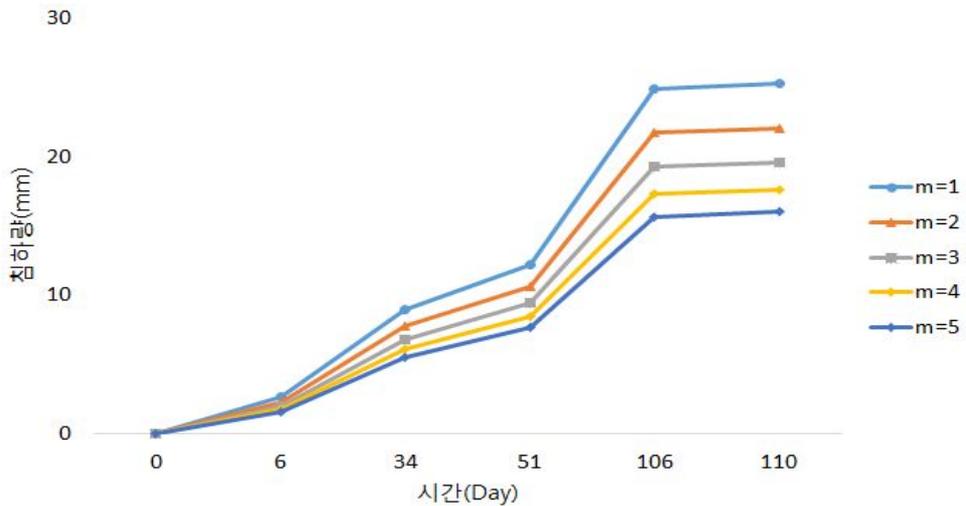
그림 4.5 침하계산위치 ②에서 점토층1 침하량

다음 그림 4.6(a)에서 보는 바와 같이 중간점토층(점토층2)의 위치에서는 응력분담비 1~4까지 유사한 침하거동특성을 확인하였다. 응력분담비 4의 경우에는 34~110일(2단계 성토단계부터 3단계 성토단계)까지 침하가 거의 발생하지 않았으며, 침하계산위치 ①번의 점토층2 보다 총 침하량이 119.59mm 더 발생하였으며, 지반의 침하거동특성도 더 안정적인 것을 확인하였다.

하부점토층(점토층3)에서는 다음 그림 4.6(b)에서 보는 바와 같이 응력분담비에 관계 없이 동일한 침하거동의 경향을 확인하였으며, ①번 위치와 동일하게 상부 및 중간 점토층에 비해 침하 발생의 편차가 작은 것을 확인하였다.



(a) 점토층2 위치의 침하량(계속)



(b) 점토층3 위치의 침하량

그림 4.6 침하계산위치 ②에서 침하량

다음 표 4.3은 본 수치해석의 경우, 일반적으로 연약점토지반에 발생하는 침하에 대하여 적용하는 계산일수인 1000일을 기준으로 7단계 성토, 방치 후 계산결과이다.

표 4.3 침하계산위치 ②에서 침하량 계산결과

구분	7단계 성토 방치기간 후			총 침하량 (mm)
	침하량 (mm)	압밀도 (%)	총 잔류침하 (mm)	
m=1	591.08	63.30	342.76	933.83
m=2	493.09	61.31	311.11	804.20
m=3	412.19	59.02	286.19	698.38
m=4	345.54	56.65	264.45	609.99
m=5	285.34	53.35	249.49	534.84

3. 침하계산위치 ③번의 침하량 분석

그림 4.7에서 보는 바와 같이 상부점토층(점토층1)의 위치에서 응력분담비 1~4은 유사한 침하거동 특성을 확인하였으며, 응력분담비 1~5까지 110일(3단계 성토 후, 방치 단계)부터 침하량이 급격히 증가하는 것을 확인하였다.

응력분담비 4인 경우에는 -2.56~-7.93mm의 미소한 변위가 발생하다가 110일(3단계 성토 후, 방치 단계)부터 38.7mm의 침하가 발생한 다음부터 침하량이 급격히 증가하는 것을 확인하였다. 또한 응력분담비 5인 경우에는 223일(3단계 성토단계)까지 거의 변위가 없다가 급격히 침하가 발생하는 것을 확인하였다.

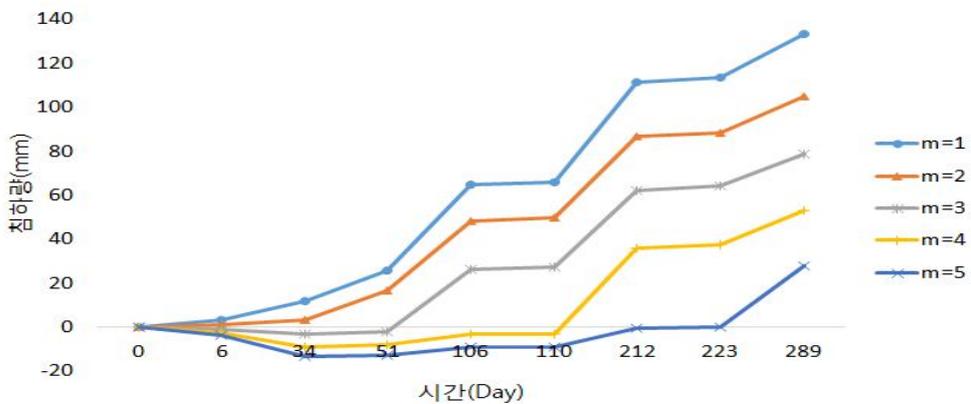
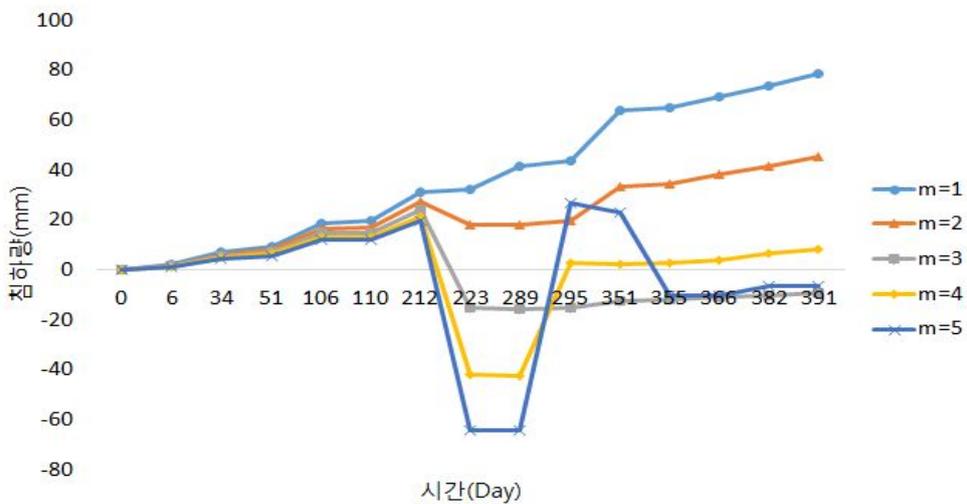


그림 4.7 침하계산위치 ③에서 점토층1 침하량

그림 4.8(a)에서 보는 바와 같이 212일(3단계 성토 후, 방치단계)까지 점차 변위가 증가하다가 응력분담비 3은 4단계 성토단계에서 -39.42mm의 급격한 변위가 발생한 후, 7단계 방치단계까지 지속되는 것을 확인하였다.

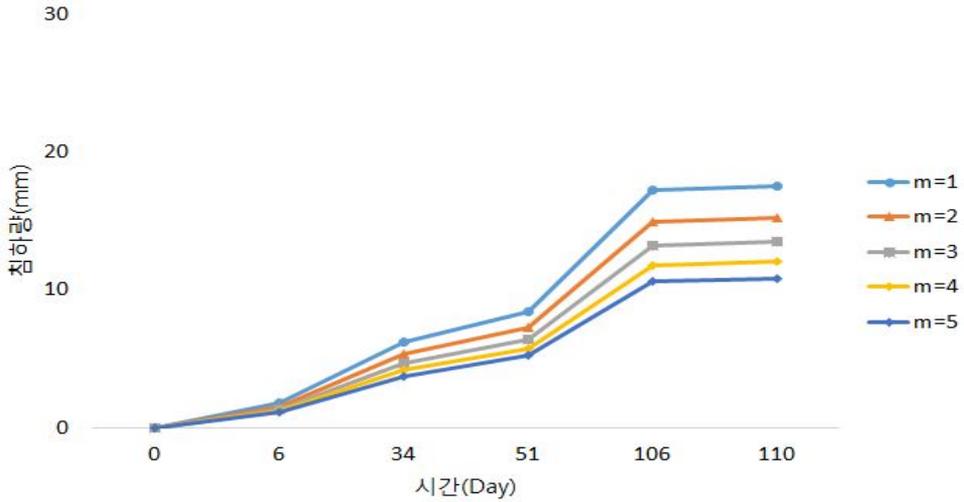
또한 응력분담비 4는 -63.78mm, 응력분담비 5는 -83.70mm의 변위가 발생한 후 289일(5단계 성토)부터 응력분담비 4는 45.20mm의 변위가 발생한 후 증가하는 추세를 확인할 수 있으나, 응력분담비 5는 91mm의 변위가 발생하고 다시 감소하는 경향을 확인하였다. 따라서 응력분담비를 3~5의 응력분담비를 적용할 경우 4단계 성토작업 시 지반의 히빙이 발생할 수 있다.

하부점토층(점토층3)에서는 다음 그림 4.8(b)에서 보는 바와 같이 응력분담비에 관계 없이 동일한 침하거동의 경향을 확인하였으며, ①, ②번 위치와 동일하게 상부 및 중간 점토층에 비해 침하 발생의 편차가 작은 것을 확인하였다.



(a) 점토층2 위치의 침하량(계속)

그림 4.8(a)에서 보는 바와 같이 3단계 성토단계(212일)부터 급격한 (-)변위가 발생하는 것은 쇄석다짐말뚝의 허용지지력을 초과하여 말뚝이 붕괴되고 이에 따른 지중응력의 변화로 인하여 히빙현상과 유사한 형태의 용기가 발생하는 것으로 판단된다.



(b) 점토층3 위치의 침하량
그림 4.8 침하계산위치 ③에서 침하량

다음 표 4.4는 본 수치해석의 경우, 일반적으로 연약점토지반에 발생하는 침하에 대하여 적용하는 계산일수인 1000일을 기준으로 7단계 성토, 방치 후 계산결과이다.

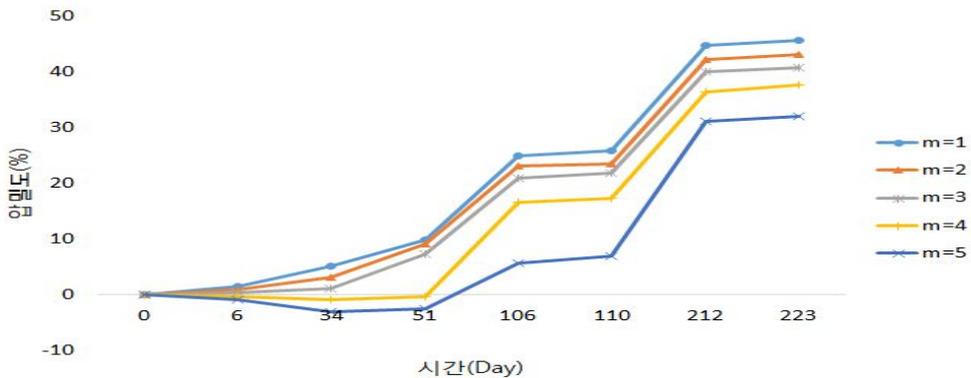
표 4.4 침하계산위치 ③에서 침하량 계산결과

구분	7단계 성토 방치기간 후			총 침하량 (mm)
	침하량 (mm)	압밀도 (%)	총 잔류침하 (mm)	
m=1	286.58	63.41	165.37	451.95
m=2	215.66	61.17	136.88	352.53
m=3	128.50	47.1	144.35	272.85
m=4	117.14	56.49	90.23	207.37
m=5	76.14	49.94	76.34	152.48

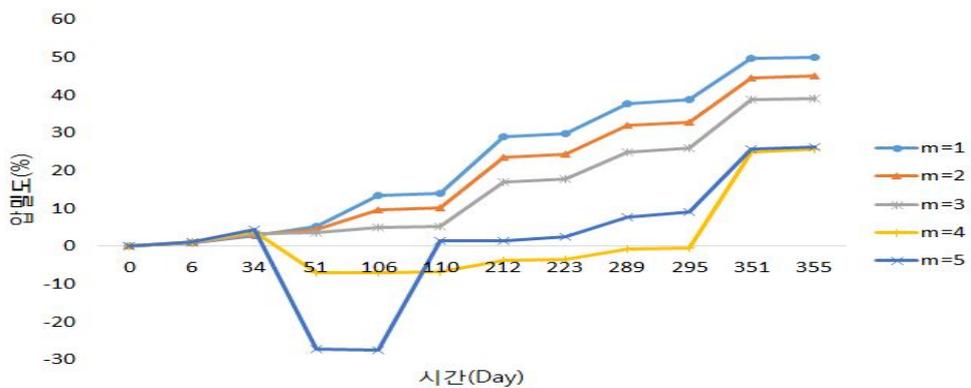
4.2.2 응력분담비에 따른 압밀도 분석

1. 침하계산위치 ①번 위치에서의 압밀도 분석

그림 4.9는 침하계산위치 ①번에서 연약점토층의 위치별로 시공단계에 따라 압밀도의 변화를 나타낸 것이다. 상부점토층(점토층1)의 압밀도는 침하량 거동과 유사한 경향을 보이는 것을 확인하였으며, 히빙이 발생한 51~106일(2단계 방치)에 상부점토층에서는 성토하중으로 인한 급격한 압밀도가 증가하나, 그림 4.9(b)에서 보면 응력분담비가 4인 경우에는 -10.68%, 5인 경우에는 -31.73%의 급격한 압밀도의 변화가 발생하는 것을 확인하였다. 또한 하단점토층(점토층3)에서는 응력분담비에 관계없이 압밀도의 변화가 거의 같은 것을 확인하였다.

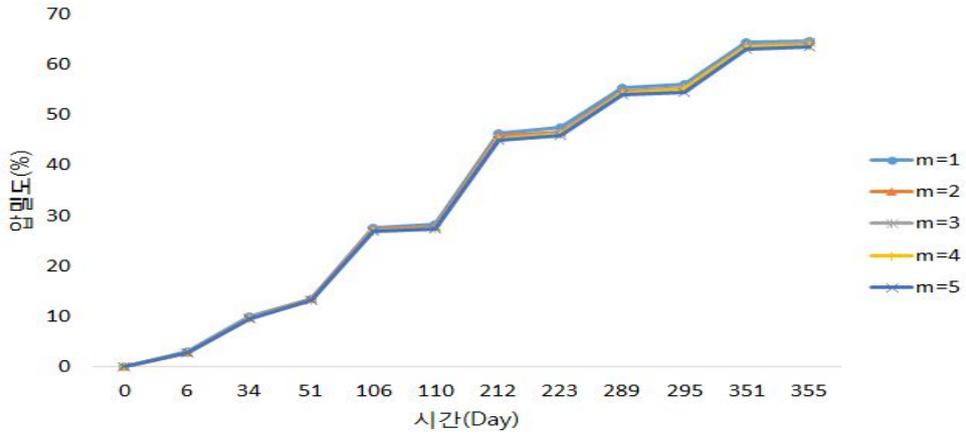


(a) 점토층1 위치의 압밀도(계속)



(b) 점토층2 위치의 압밀도(계속)

그림 4.9(c)에서 보는 바와 같이 하단점토층(점토층3)에서는 응력분담비에 관계없이 압밀도의 변화가 거의 같은 것을 확인할 수 있었다.



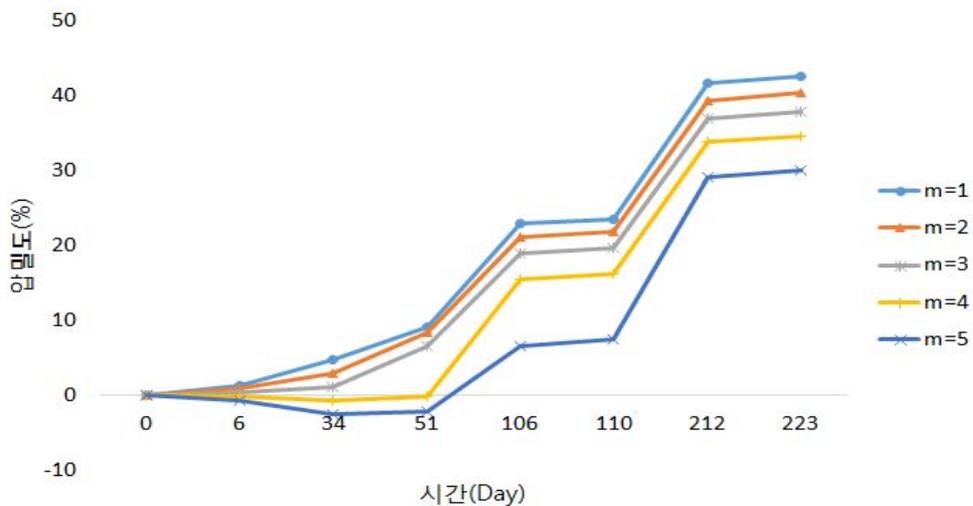
(c) 점토층3 위치의 압밀도
 그림 4.9 침하계산위치 ①에서 압밀도

2. 침하계산위치 ②번 위치에서의 압밀도 분석

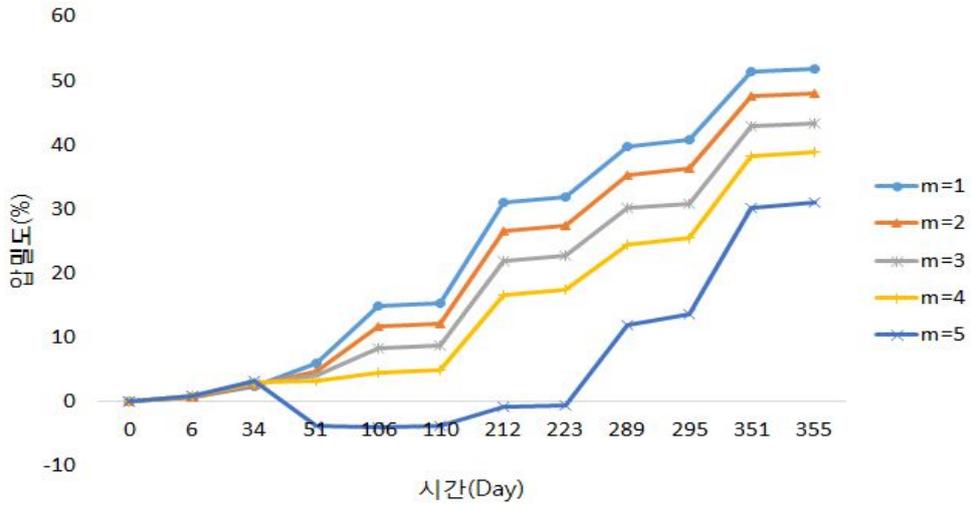
그림 4.10(a)는 침하계산위치 ②번에서 상부점토층(점토층1)의 압밀도 해석결과를 나타낸 것이다. 응력분담비 1~5까지 유사한 경향을 확인하였으나, 응력분담비 4의 경우 51~106일(2단계 방치단계)에서 15.69%의 압밀도의 큰 변화가 발생하였다.

또한 110~212일(3단계 방치단계)에서 전체적으로 압밀도가 큰 변화를 나타내는 것을 확인하였다.

중간점토층(점토층2)의 압밀도 변화는 다음 그림 4.10(b)와 같이 응력분담비 1~4까지 유사한 경향을 나타내는 것을 확인하였다. 응력분담비 5의 경우 34~223일까지 (-) 압밀도가 나타난 것을 확인하였다.

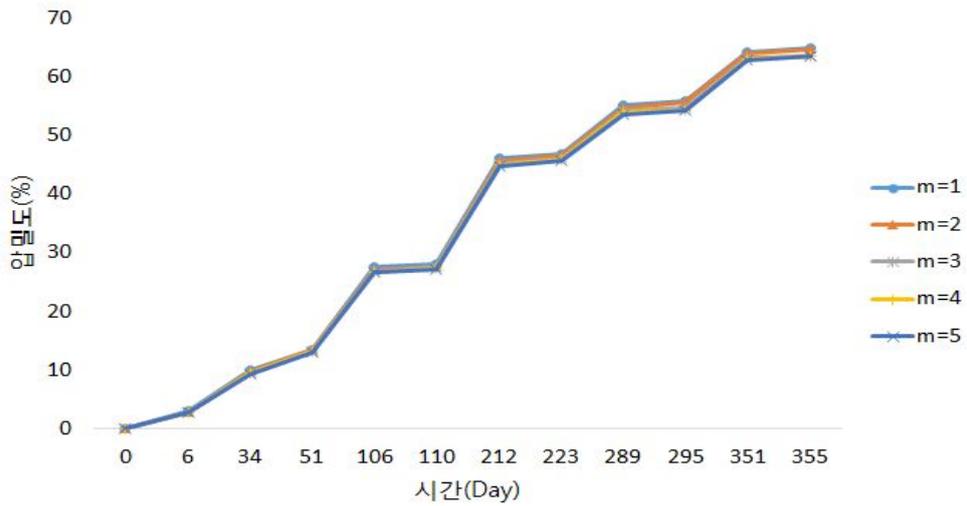


(a) 점토층1 위치의 압밀도(계속)



(b) 점토층2 위치의 압밀도

그림 4.10(c)에서 보는 바와 같이 하단점토층(점토층3)에서는 응력분담비에 관계없이 압밀도의 변화가 거의 같은 것을 확인할 수 있었다.



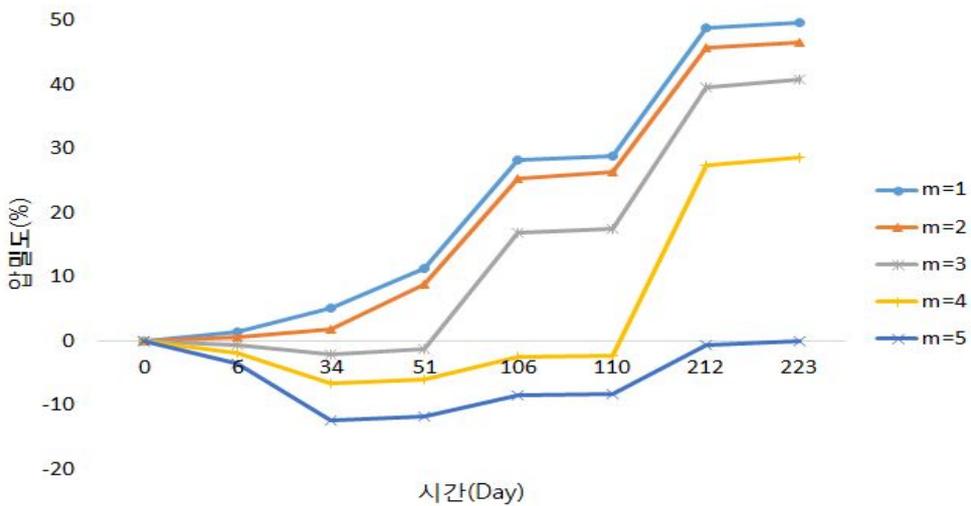
(c) 점토층3 위치의 압밀도

그림 4.10 침하계산위치 ②에서 압밀도

3. 침하계산위치 ③번 위치에서의 압밀도 분석

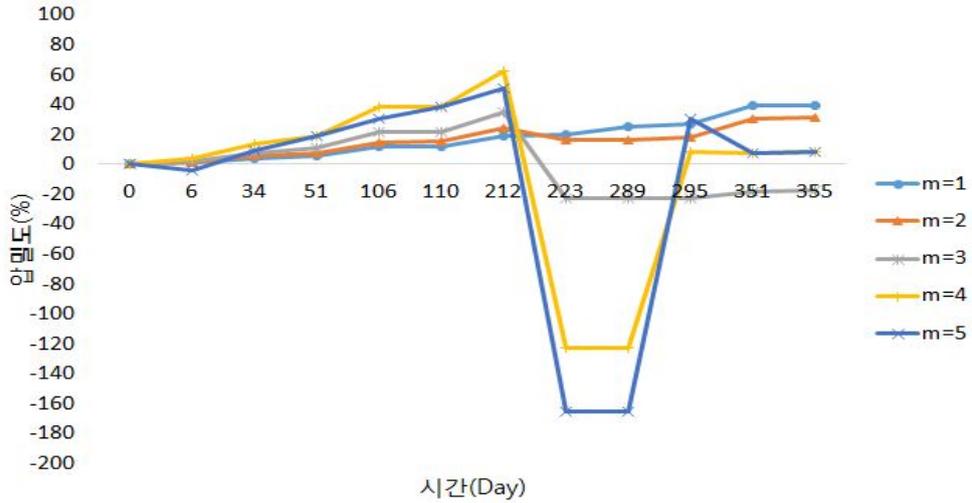
그림 4.11(a)에서 보는 바와 같이 상부점토층(점토층1)에서 응력분담비 1~3의 경우에는 다른 침하계산위치와 비슷한 거동을 하는 것을 확인하였으나, 응력분담비 4의 경우에는 110일(3단계 성토)까지 압밀도의 변화가 매우 작다가 3단계 방치단계부터 압밀도가 급격히 증가하는 경향을 확인하였다.

또한 응력분담비의 5의 경우, 223일(4단계 성토)까지 압밀도의 변화가 매우 미소한 것을 확인하였다.



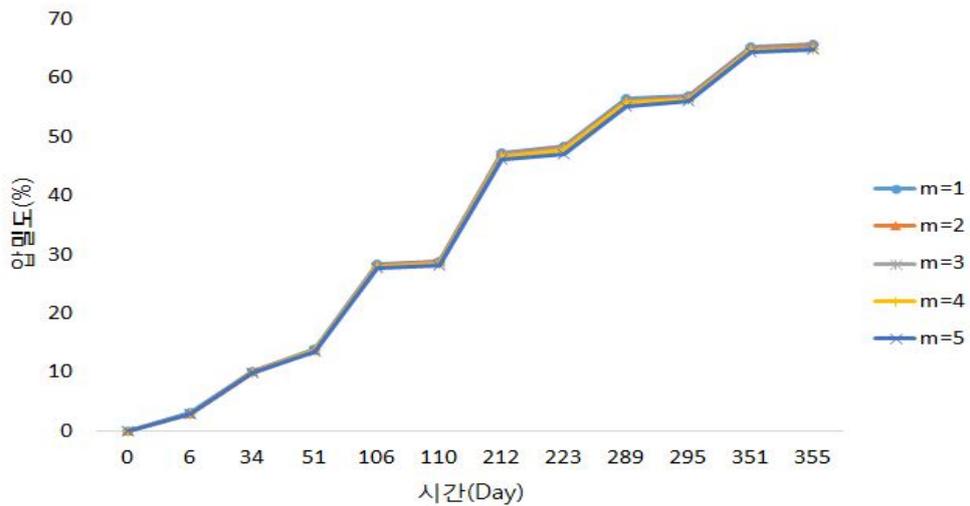
(a) 점토층1 위치의 압밀도(계속)

다음 그림 4.11(b)에서 보는 바와 같이 중간점토층(점토층2)에서 침하거동과 유사한 경향을 확인하였다. 응력분담비 3의 경우 -57.83%의 압밀도의 변화가 발생하였고 응력분담비 4의 경우 -185.47%, 응력분담비 5의 경우 -216.47%의 압밀도 변화가 있었다. 이는 4단계 성토 시 지반의 파괴가능성이 매우 높은 것으로 판단된다.



(b) 점토층2 위치의 압밀도

그림 4.11(c)에서 보는 바와 같이 하단점토층(점토층3)에서는 응력분담비에 관계없이 압밀도의 변화가 거의 같은 것을 확인할 수 있었다.



(c) 점토층3 위치의 압밀도

그림 4.11 침하계산위치 ③에서 압밀도

4.3 2차원 압밀해석 결과

본 연구에서는 그림 4.12와 같이 2차원 압밀해석을 위하여 실제 시공현장과 같이 모델링한 후, 1차원 압밀해석과 같이 동일한 설계정수 및 현장데이터를 바탕으로 췌석다짐말뚝이 시공된 복합지반에서 가장 큰 영향을 미치는 내부마찰각을 각각 다르게 적용하여 지반거동특성 및 파괴여부를 비교·분석하였다.

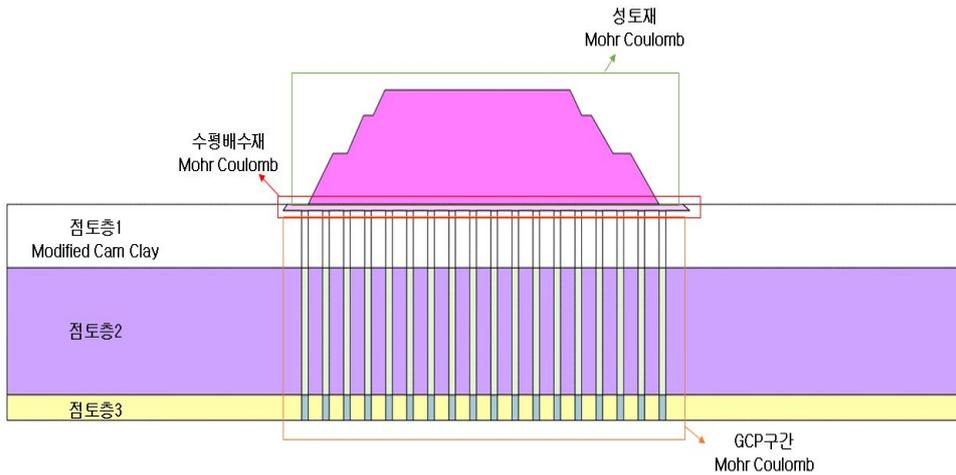


그림 4.12 2차원 압밀해석 적용모델

4.3.1 내부마찰각의 변화에 따른 과잉간극수압 거동특성 분석

본 연구에서는 실제 파괴가 일어난 GCP시공현장의 데이터(내부마찰각 38°)를 바탕으로 지반을 모델링하고 직접전단시험결과에서 산정된 최적배합비(70:30)의 내부마찰각 58.29°를 이용하여 과잉간극수압의 거동특성을 분석하였다.

392일(7단계 성토완료 시점) 이전 시점은 성토하중(외부압력)이 작용하는 상태이고 392일의 시점은 배수상태이며, 705일에 압밀완료시점이 된다.

그림 4.13에서 보는 바와 같이 외압이 작용하는 392일 이전 시점에서 과잉간극수압은 최적배합비를 적용한 결과 값이 기존 설계값 보다 약 4배정도 작게 발생하고 압밀 종료시점은 약 50일정도 빠른 것을 확인하였다.

지반개량공법을 적용하는 경우 각 공법별로 정성적·정량적인 차이가 있긴 하나 성토 완료 후 약 1년 이내에 압밀이 완료된 것을 확인할 수 있으며, GCP공법 적용 시 단계별 성토단계에서 내부마찰각이 증가할수록 해석다짐말뚝을 통하여 배수가 진행되므로 지반 내 급격한 과잉간극수압은 발생하지 않는 것을 확인하였다. 또한 굴착치환 단계에서 부의 간극 수압이 일부 발생하기도 하며 단계별 성토단계에서 과잉간극수압이 모두 소산되어 잔류침하는 거의 발생하지 않는 것을 확인하였다.

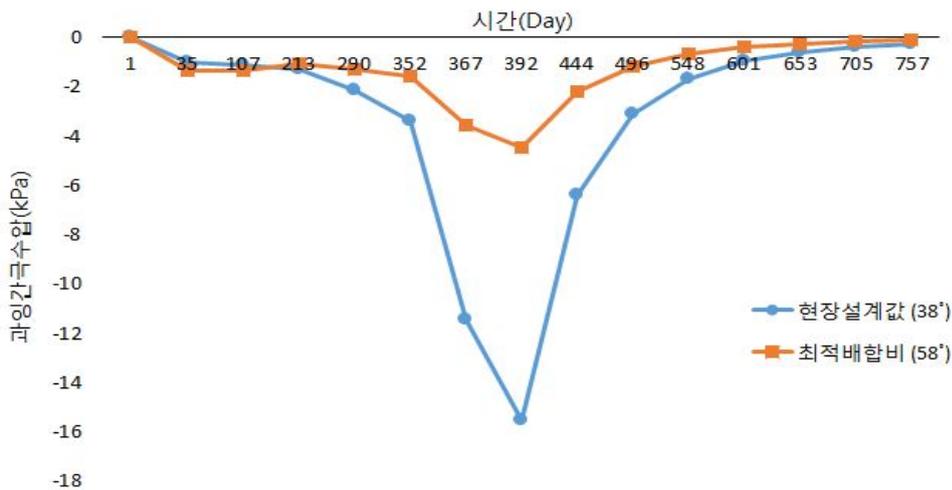
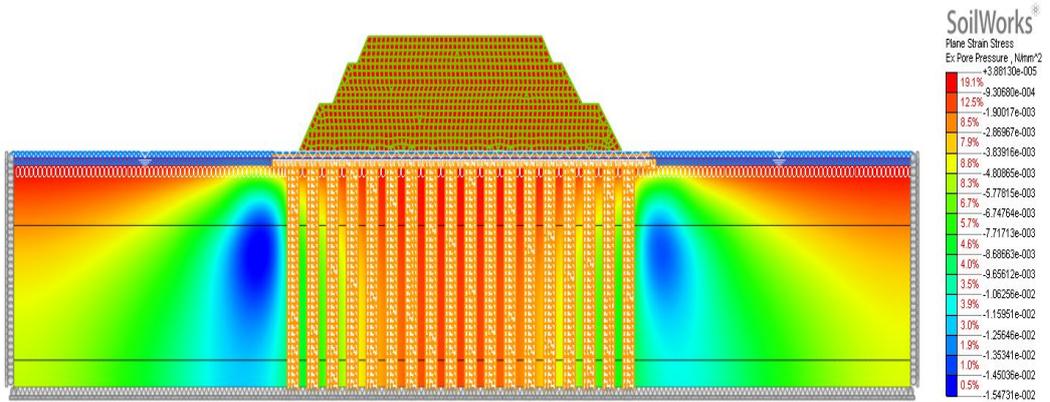
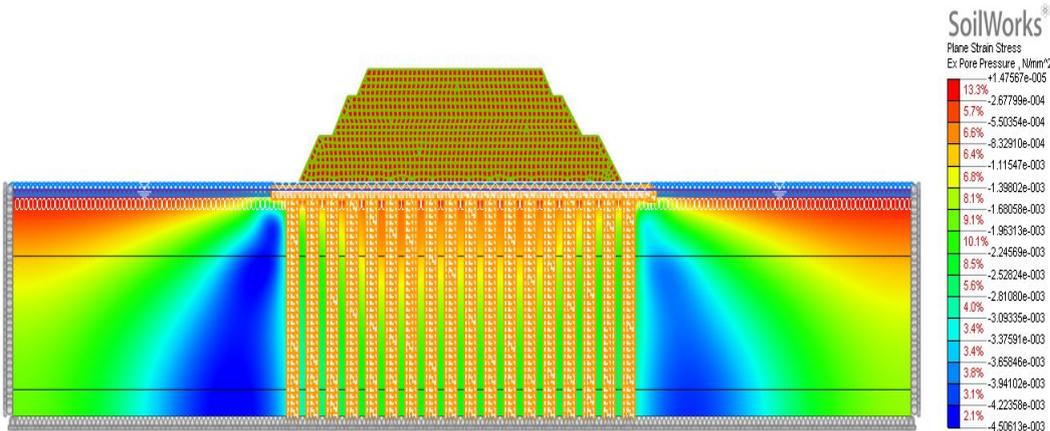


그림 4.13 과잉간극수압의 특성분석

그림 4.14는 단계별 성토과정의 시공기간과 방치기간을 현장과 동일하게 적용한 후 성토 7단계 시점에서 2차원 압밀해석을 실시한 결과로써 연약점토지반 내에서 과잉간극수압의 특성을 그림으로 나타낸 것이다. 또한 최적배합비를 적용한 경우 현장설계 값보다 과잉간극수압이 약 10배 정도 작은 것을 확인하였다.



(a) 현장설계 값(38°) 적용지반



(b) 최적배합비(58°) 적용지반

그림 4.14 연약점토지반 내 과잉간극수압 분포

4.3.2 내부마찰각의 변화에 따른 수평변위특성 분석

그림 4.15에서 보는 바와 같이 최적배합비를 적용한 경우에 392일(7단계 성토) 시점에서 침하량이 약 400mm가량 발생하였으며 4단계 성토부터 7단계 성토단계까지 수평변위가 2배 이상 발생한 것을 확인하였다. 이는 과잉간극수압의 소산이 빠르고 배수가 완료되는 기간이 상대적으로 짧기 때문인 것으로 판단된다.

GCP공법은 연직배수성이 우수하기 때문에 압밀축진효과로 인하여 최적배합비의 경우 수평변위가 현저히 감소한 것으로 판단된다.

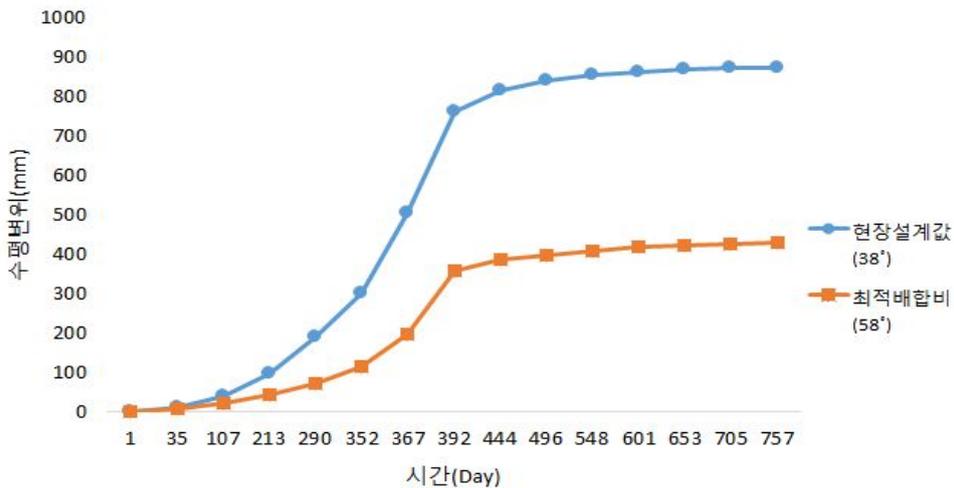
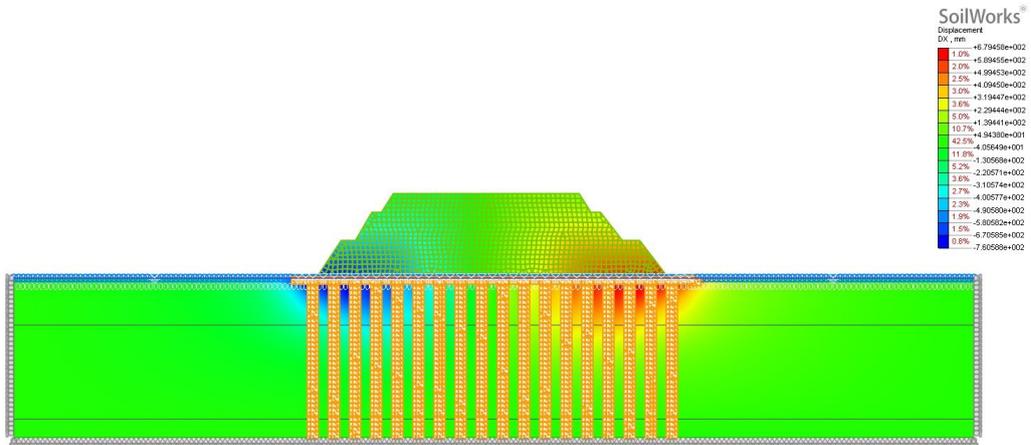
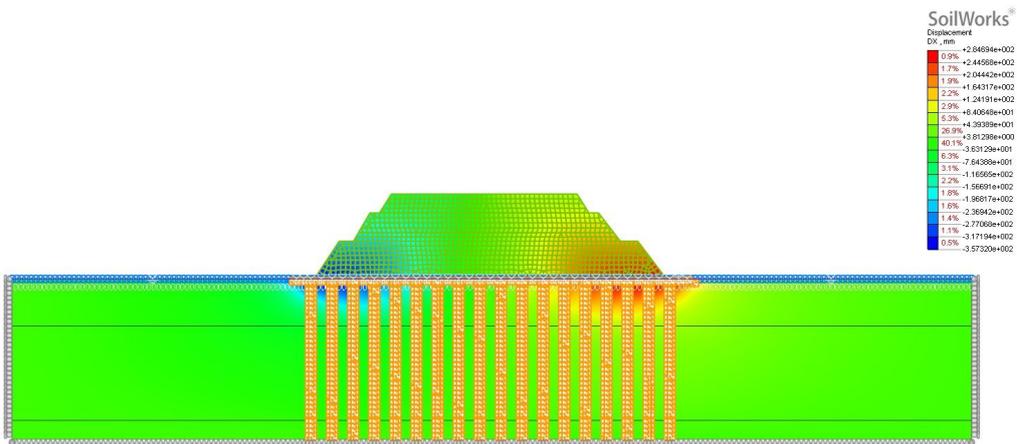


그림 4.15 연약점토지반 내 수평변위

그림 4.16은 7단계 성토단계 시점에서의 시공기간과 방치기간을 현장과 동일하게 적용하고 수치해석을 실시한 결과로써 수평변위가 발생한 정도를 그림으로 나타낸 것이다. 여기서, (-)의 값은 왼쪽방향으로 발생하는 수평변위를 나타내며 (+)의 값은 오른쪽으로 변위가 일어나는 것을 나타낸다. 그림에서 보는 바와 같이 수평변위의 발생범위가 최적배합비를 적용한 경우 더 감소하는 것을 확인하였다.



(a) 현장설계 값(38°) 적용지반



(b) 최적배합비(58°) 적용지반

그림 4.16 연약점토지반 내 수평변위 분포

4.3.3 내부마찰각의 변화에 따른 수직변위특성 분석

GCP공법의 경우 연직배수효과도 우수하지만 쇄석다짐말뚝의 자체 강성이 매우 크기 때문에 특히 내부마찰각이 증가할수록 총 침하량은 상대적으로 감소하는 것을 확인하였다. 그림 4.17은 연약점토지반의 지표면에서 단계별 성토 시 발생하는 지표면에서의 수직변위를 나타낸 것이며 392일(7단계 성토) 시점에서 GCP시공 현장은 최적배합비보다 약 3배 이상 변위가 발생하는 것을 확인하였다. 또한 다음 그림 4.18은 연약점토지반 내의 중앙부에서의 수직변위를 나타낸 것이며 GCP시공 현장은 최적배합비보다 약 2배 이상 변위가 발생하는 것을 확인하였다.

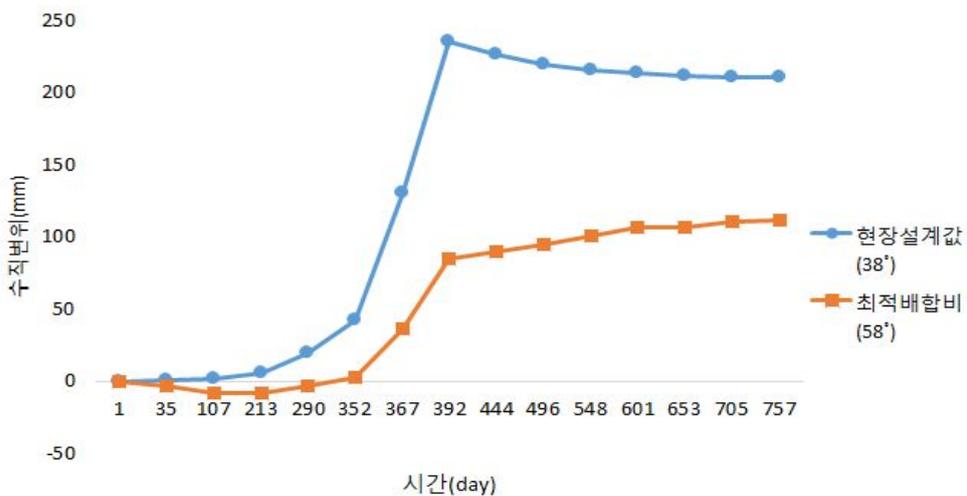


그림 4.17 연약점토지반 지표면 수직변위

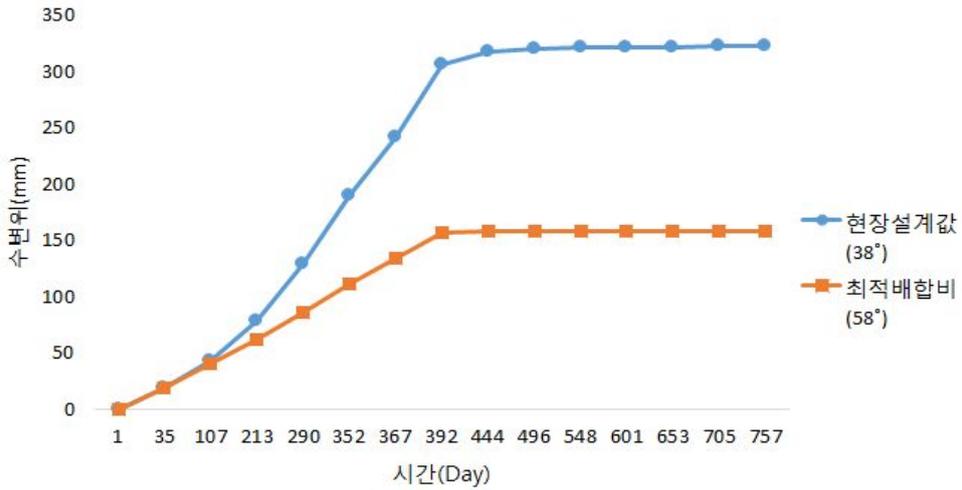
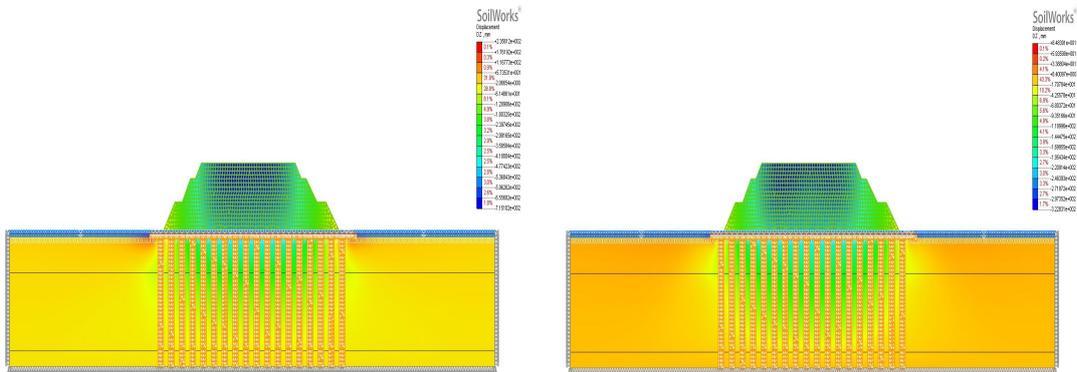


그림 4.18 연약점토지반 중앙부 수직변위

그림 4.19는 7단계 성토시점에서의 시공기간과 방치기간을 현장과 동일하게 적용하고 수치해석을 실시한 결과로써 수직변위가 발생한 정도를 그림으로 나타낸 것이다. 또한 그림에서 살펴보는 바와 같이 연약점토지반 내에서 발생하는 수직변위의 발생 정도가 현장설계 값보다 최적배합비 값을 적용한 경우에 전체적으로 수평변위가 감소하는 것을 확인하였다. 즉, 내부마찰각이 증가할수록 지반의 전체적인 수직변위가 감소한다는 것이다.



(a) 현장설계 값(38°) 적용지반

(b) 최적배합비(58°) 적용지반

그림 4.19 연약점토지반 수직변위 분포

4.3.4 내부마찰각의 증가에 따른 지반거동특성 분석

연약지반의 현장설계 값(38°)부터 대형직접전단시험 결과로부터 도출된 최적배합비의 내부마찰각(58.29°)까지 내부마찰각을 5°씩 증가시키면서 내부마찰각의 증가에 따른 지반거동특성을 성토 7단계(392일) 지점에서 분석하였다.

(1) 과잉간극수압의 변화

내부마찰각을 증가시킬수록 그림 4.20과 같은 현장설계 값부터 내부마찰각을 5° 증가시킬 때 마다 과잉간극수압이 약 25%씩 감소하는 것을 확인하였다.

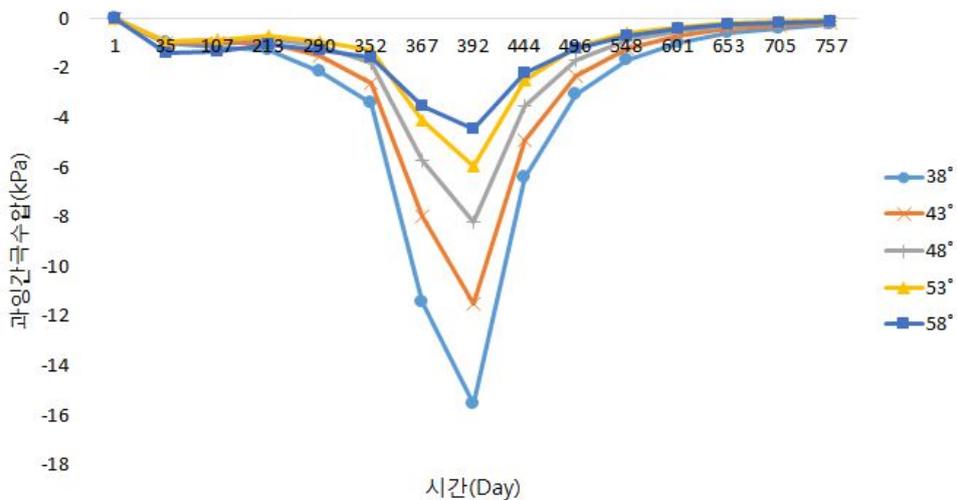


그림 4.20 내부마찰각에 따른 과잉간극수압 분포

표 4.5는 내부마찰각이 5°씩 증가할 때의 과잉간극수압 감소율을 표로 정리한 것이며, 내부마찰각을 5° 증가시킬 경우 과잉간극수압은 약 1/4가량 감소하는 것을 확인하였다.

표 4.5 과잉간극수압 감소율

내부마찰각	38°→43°	43°→48°	48°→53°	53°→58°
감소율(%)	26.05	28.50	27.16	25.18

(2) 수평변위의 변화

수평변위의 거동특성은 그림 4.21과 같이 현장설계 값(38°)부터 내부마찰각이 5°씩 증가할 때마다 수평변위의 감소율이 최초 15.74%가 발생한 후 감소율의 증가폭이 커지는 것을 확인하였으며 내부마찰각을 증가시킬 경우 수평변위의 발생을 상당히 감소시킬 수 있는 것을 확인하였다.

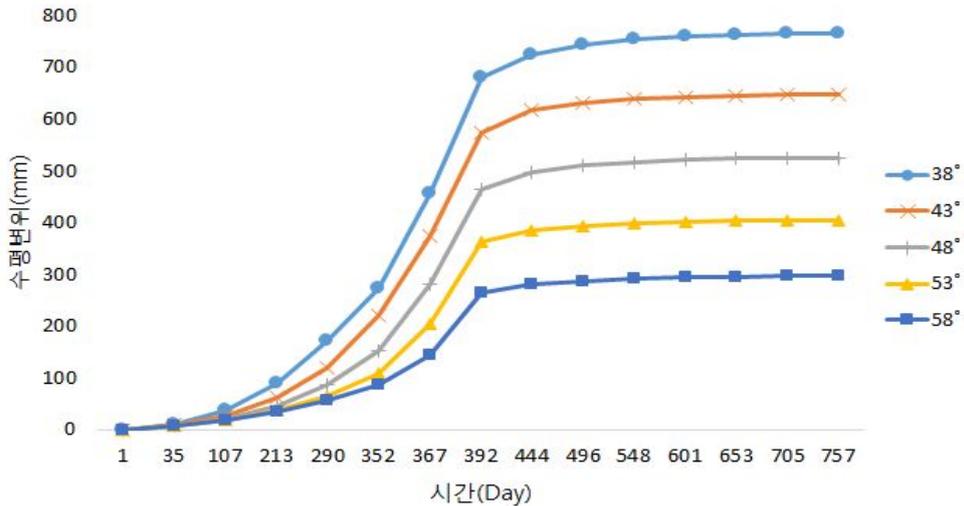


그림 4.21 내부마찰각에 따른 수평변위 분포

표 4.6은 내부마찰각의 증가에 따른 수평변위의 감소율을 표로 나타낸 것이며, 이는 내부마찰각을 증가시킬 경우 수평변위의 발생을 상당히 감소시킬 수 있는 것을 확인하였다. 또한 내부마찰각을 증가시키는 것은 GCP공법 적용 시 발생하는 측방유동 및 히빙현상의 감소방안이 될 것으로 판단된다.

표 4.6 수평변위 감소율

내부마찰각	38°→43°	43°→48°	48°→53°	53°→58°
감소율(%)	15.74	19.11	21.79	27.08

(3) 수직변위의 변화

수직변위의 거동특성은 그림 4.22와 같이 현장설계 값(38°)부터 내부마찰각이 5°씩 증가할 때마다 수평변위의 감소율이 최초 20.05%가 발생한 후 감소율의 증가폭이 커지는 것을 확인하였다. 또한 내부마찰각이 증가할수록 수직변위의 감소율에 가장 큰 영향을 미치는 것을 확인하였다.

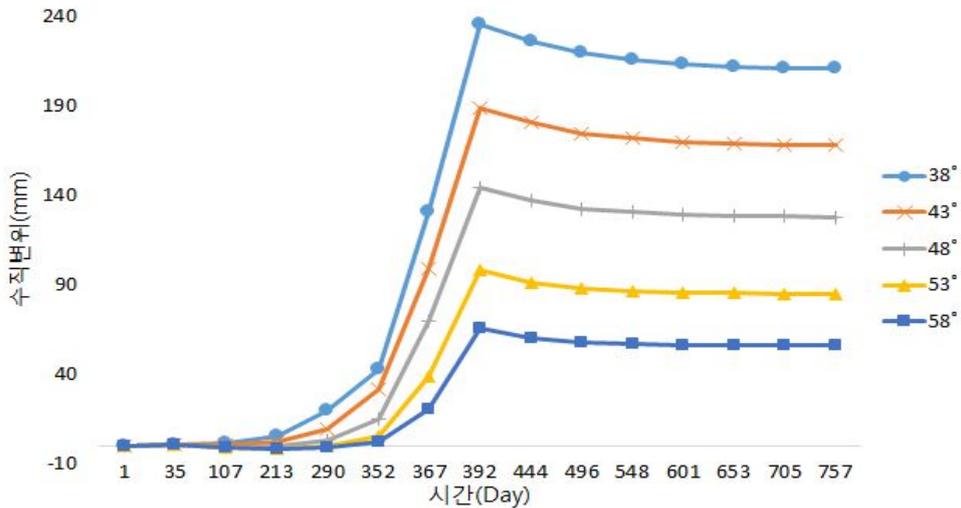


그림 4.22 내부마찰각에 따른 수직변위 분포

표 4.7은 내부마찰각의 증가에 따른 수직변위의 감소율을 표로 나타낸 것이며, 내부마찰각이 증가할수록 수직변위의 감소율이 증가하는 것을 확인하였다. 이는 내부마찰각이 증가함으로써 쇄석다짐말뚝의 강성이 증가하여 수직변위가 감소하는 것으로 판단된다.

표 4.7 수직변위 감소율

내부마찰각	38°→43°	43°→48°	48°→53°	53°→58°
감소율(%)	20.05	23.33	32.22	32.91

4.3.5 내부마찰각의 증가에 따른 응력분담비 분석

지반 깊이에 따른 응력분담비의 변화를 확인하고자 연약점토지반의 지층별로 유효응력(SYY'방향)을 분석하였다. 또한 내부마찰각 증가에 따른 응력분담비를 분석하고자 하였다. 동일한 위치에서 유효응력을 분석하고자 Soilworks 프로그램의 결과 값 태그 기능을 이용하여 동일한 절점의 결과 값을 추출하였다.

그림 4.23과 같이 GCP시공구간 중 연약점토지반의 중앙부를 A지점, 외곽부를 B지점으로 나누어 응력분담비를 분석하였으며 분석시점은 7단계 성토가 완료된 시점에서의 유효응력을 분석하였다.

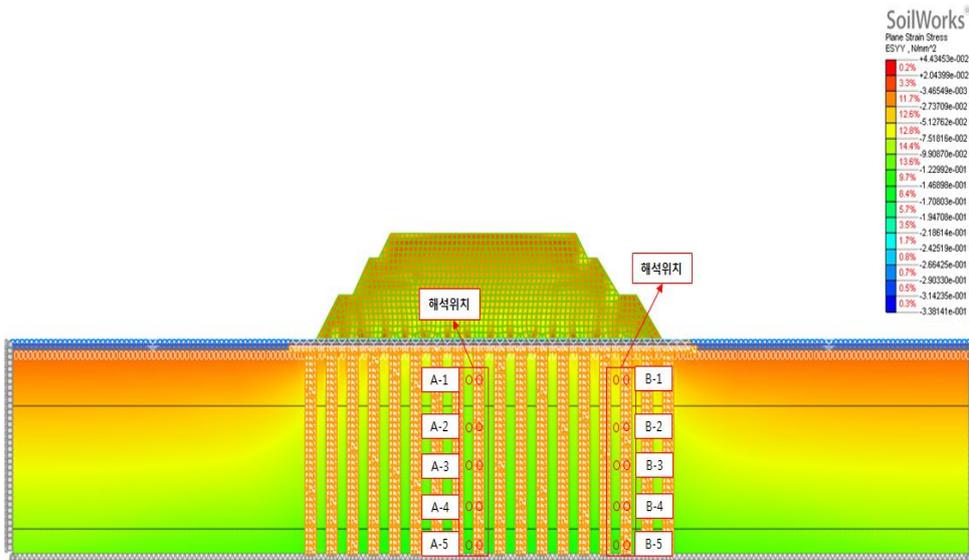


그림 4.23 지층별 응력분담비 해석위치

(1) A지점의 지반깊이에 따른 응력분담비 거동분석

표 4.8은 A지점의 지반깊이에 따른 연약지반과 말뚝의 유효응력을 나타낸 것이며, 절점은 유효응력을 추출한 절점요소의 위치를 나타낸다. 표에서 보는바와 같이 내부마찰각이 증가할수록 쇄석다짐말뚝이 분담하는 응력이 증가하는 것을 확인하였다.

표 4.8 A지점의 지층별 유효응력 (단위 : kPa)

구분	A-1		A-2		A-3		A-4		A-5	
	지반	말뚝								
절점	(3814)	(5178)	(3896)	(5171)	(3889)	(5164)	(3882)	(5157)	(5193)	(5152)
38°	75	166	87	176	99	193	112	199	134	210
43°	72	190	83	204	95	216	111	219	141	235
48°	59	195	69	210	84	217	116	227	144	243
53°	48	195	59	210	82	219	119	234	146	250
58°	38	194	52	208	86	223	121	238	147	255

표 4.8의 지반과 말뚝에 작용하는 각각의 유효응력을 이용하여 식 (4.2)에 의해 응력분담비를 산정할 수 있다.

$$m = \sigma_s / \sigma_c \tag{4.2}$$

여기서, m : 응력분담비

σ_s : 쇄석다짐말뚝에 작용하는 응력

σ_c : 말뚝주변 점성토지반에 작용하는 응력

그림 4.24는 지층깊이에 따른 응력분담비의 거동특성을 나타낸 것이며 지층깊이가 깊어질수록 응력분담비가 감소하는 것을 확인할 수 있으며, 내부마찰각이 증가하여도 일정한 값으로 수렴하는 것을 확인하였다.

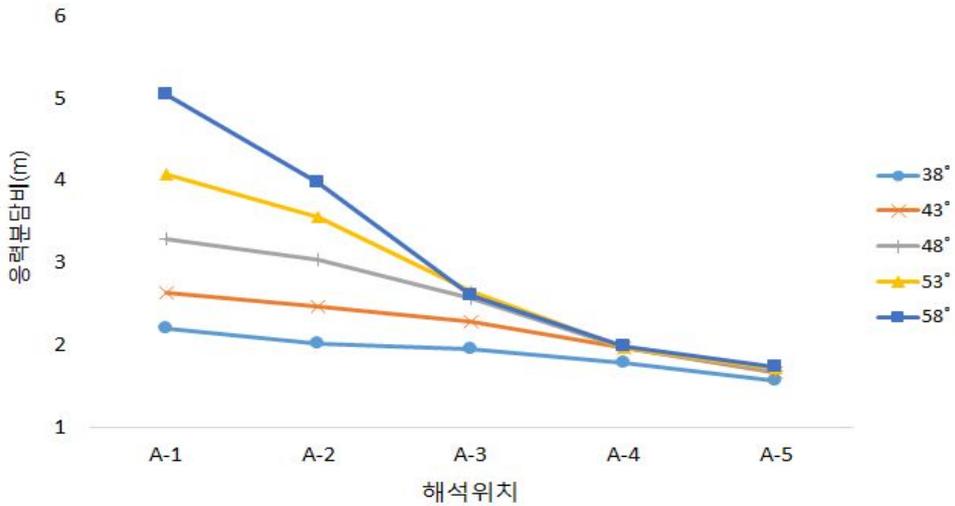


그림 4.24 A지점의 지층별 응력분담비

표 4.9는 그림 4.24의 지층깊이에 따른 응력분담비의 감소율을 표로 정리한 것이며 내부마찰각이 증가할수록 응력분담비의 감소율이 증가하는 것을 확인하였다. 또한 연약점토지반의 중앙부에서 감소율이 가장 큰 것을 확인하였다.

표 4.9 A지점의 응력분담비 감소율

내부마찰각		A-1 → A-2	A-2 → A-3	A-3 → A-4	A-4 → A-5
감소율 (%)	38°	8.6	3.2	8.6	12.4
	43°	6.2	7.5	14.1	15.5
	48°	7.7	15.0	23.8	14.2
	53°	12.9	25.1	26.3	12.7
	58°	21.2	34.6	23.9	12.4

(2) B지점의 지반깊이에 따른 응력분담비 거동분석

표 4.10은 B지점의 지반깊이에 따른 연약지반과 말뚝의 유효응력을 나타낸 것이며, 절점은 유효응력을 추출한 절점요소의 위치를 나타낸다.

표 4.10 B지점의 지층별 유효응력

(단위 : kPa)

구분	B-1		B-2		B-3		B-4		B-5	
	지반	말뚝								
절점	(1475)	(2040)	(1415)	(2032)	(1427)	(2026)	(1439)	(2020)	(1363)	(2014)
38°	54	109	76	154	91	178	106	187	131	199
43°	46	94	68	157	83	167	104	178	130	190
48°	38	91	62	148	79	158	104	169	130	184
53°	32	94	57	138	79	151	104	164	129	181
58°	29	96	54	135	80	148	104	162	129	180

그림 4.25는 지층깊이에 따른 응력분담비의 거동특성을 나타낸 것이며 B지점의 경우 A지점보다 응력분담비가 작은 것을 확인하였다. 또한 감소율이 더 작은 것을 확인하였다.

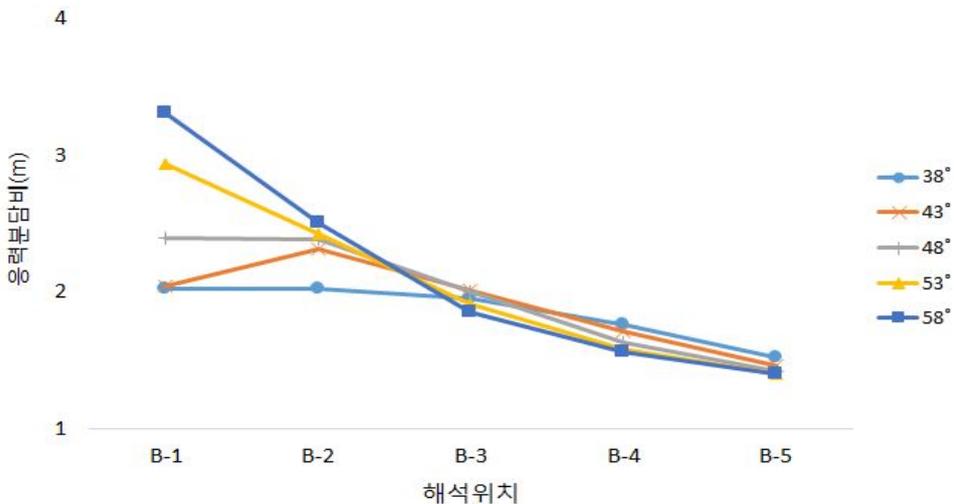


그림 4.25 B지점의 지층별 응력분담비

표 4.11은 그림 4.25의 지층깊이에 따른 응력분담비의 감소율을 표로 정리한 것이며 내부마찰각이 증가할수록 응력분담비의 감소율이 증가하는 것을 확인하였다. 또한 연약점토지반의 중앙부에서 감소율이 가장 큰 것을 확인하였다.

표 4.11 B지점의 응력분담비 감소율

내부마찰각	B-1 → B-2	B-2 → B-3	B-3 → B-4	B-4 → B-5	
감소율 (%)	38°	-0.4	3.5	9.8	13.9
	43°	-13.0	12.9	14.9	14.6
	48°	0.3	16.2	18.8	12.9
	53°	17.6	21.1	17.5	11.0
	58°	24.5	26.0	15.8	10.4

제 5 장 결 론

최근 국내에서는 연약점토지반이나 느슨한 사질토 지반에 모래 및 쇄석을 일정한 상대밀도를 유지하면서 압입하여 원지반에 일정한 지름을 가진 말뚝을 조성하는 GCP공법을 적용하는 사례가 급증하고 있다.

따라서 본 연구에서는 GCP공법의 합리적인 설계법 제안을 위한 기초단계로써, 설계정수 값의 변화에 따른 지지력의 변화 및 응력분담비에 따른 복합지반의 지지력 및 거동특성을 비교·분석하기 위하여 실제 GCP공법이 적용된 복합지반 현장의 데이터를 기반으로 1, 2차원 압밀해석 연구를 실시한 결과는 다음과 같다.

1. 대형직접전단시험 결과, 쇄석:모래(70:30)의 배합비에서 내부마찰각이 가장 큰 것을 확인하였다. 모래의 혼합비가 30% 이상일 경우 내부마찰각이 감소하므로 쇄석다짐말뚝 공법의 최적배합비는 70:30인 것을 확인하였다.
2. 1차원 압밀해석결과, 응력분담비 1~3까지는 유사한 경향을 나타내는 것을 확인하였다. 그러나 응력분담비 4, 5는 2단계 방치단계 또는 3단계 성토단계에서 급격한 침하와 압밀도의 변화가 발생하고 불안정한 거동을 나타냈다. 따라서 응력분담비가 높아질수록 보수적인 설계라고 할 수 없으며 설계 시 충분한 사전검토를 하여야 한다.
3. 단계별 성토 시 과잉간극수압은 최적배합비를 적용한 결과 값이 기존 설계값 보다 약 1.5배정도 작게 발생하고 압밀 종료시점은 약 50일정도 빠른 것을 확인하였다. 또한 성토 완료 후 약 1년 이내에 압밀이 완료된 것을 확인할 수 있으며, GCP공법 적용 시 단계별 성토단계에서 내부마찰각이 증가할수록 쇄석다짐말뚝을 통한 배수성이 증가되므로 지반 내 급격한 과잉간극수압은 발생하지 않는 것을 확인하였다.
4. 2차원 압밀해석결과, 쇄석다짐말뚝에 일정량의 모래를 혼합하여 내부마찰각을 증가 시킴으로써 수직·수평변위가 약 2~3배 이상 감소하는 것을 확인하였다. 또한 일정량의 모래를 혼합함으로써 쇄석다짐말뚝의 클로깅현상을 방지하고 쇄석다짐말뚝의 배수성을 증가시키는 효과까지 고려한다면 그 효과는 상당히 클 것으로 기대된다.

참 고 문 헌

1. 강오람(2009), “순환골재를 활용한 다공질 콘크리트 말뚝의 전단거동”, 인하대학교 석사학위논문
2. 강운, 김홍택(2004), “조립토 다짐말뚝의 지지력 특성분석 - 모형토조실험 결과를 중심으로”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 5권, 제 2호, pp. 51~62.
3. 국토해양부(2012), “도로설계편람”, 제 3편 토공 및 배수
4. 김동은(2001), “쇄석다짐말뚝(Stone Column)으로 보강된 연약지반내 응력분배특성”, 한국과학기술원 석사학위논문
5. 김동은, 박현일, 이승래, 유상호(2008), “점토지반 조건 및 쇄석말뚝 특성에 따른 응력분담비 산정”, 한국지반공학회 논문집, 제 24권, 제 11호, pp. 35~41.
6. 김동훈, 황규호, 고경환, 이송(1996), “수정 Cam clay model을 이용한 사질토 지반의 거동분석”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 3권, pp. 481~484.
7. 김병일, 유완규, 김영욱, 문인중(2013), “저치환율 SCP와 GCP로 개량된 복합지반의 거동에 관한 실험적 연구”, 한국산학기술학회 논문집, Vol. 14, No. 2, pp. 936~942.
8. 김병일, 이상익, 김제규, 정용우(2005), “SCP, GCP, MLPP 공법의 거동특성 비교”, 대한토목학회 논문집, Vol. 25, No. 4, pp. 267~373.
9. 김병일, 이승원, 김범상, 유완규(2004), “단일말뚝 형태의 모형시험을 통한 SCP와 GCP의 극한지지력 비교”, 제 20권, 제 8호, pp. 41~48.
10. 김상귀, 여규권, 이태병, 박기현, 최용규(2010), “현장 재하시험을 통한 변단면 쇄석 다짐말뚝의 균말뚝 지지특성”, 대한토목학회 학술대회 논문집, Vol. 2010, No. 10, pp. 1632~1635.
11. 김영준(2009), “쇄석다짐말뚝과 Geotextile로 보강된 고성토 연약지반의 거동”, 충북대학교 석사학위논문
12. 김용경(2007), “Stone Column 공법과 Granular Compaction Pile의 설계방법 분석”, 서울시립대학교 석사학위논문
13. 김정호(2005), “대형삼축압축시험을 통한 등입도 콘크리트 보강 조립토 다짐말뚝의 거동특성 및 침하량 평가”, 홍익대학교 박사학위논문
14. 도종남, 이동엽, 김백영, 천병식(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 clogging 특성”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, Vol. 2009, pp. 253~257.

15. 문인종, 유완규, 김병일(2012), “1g 모형시험을 이용한 저치환율 SCP, GCP 공법의 침하와 지지력에 관한 연구”, 대한토목학회 정기학술대회, Vol. 2013, No. 10, pp. 1187~1190.
16. 박민철, 권혁찬, 신호희, 장기수, 이송(2011), “GCP공법의 복합통수능 효과 분석”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 12권, 제 12호, pp. 37~46.
17. 박시삼, 조성한, 정선태, 이대영, 유충식(2006), “고강도 지오그리드로 보강된 Stone Column 공법의 거동특성 평가”, 한국지반공학회 학술발표회 논문집, Vol. 2006, pp. 361~368.
18. 박영철, 김남호, 방의석(2006), “액상화방지공법으로 다짐말뚝의 치환율 산정에 미치는 영향인자에 대한 고찰”, ㈜유신 기술회보, 제 13호, pp. 144~153.
19. 박종서, 안광국(2012), “관통 SCP와 미관통 SCP로 개량된 지반의 시공단계별 거동 특성”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 13권, 제 12호, pp. 51~57.
20. 배경태, 이종규(2007), “연약지반의 쇄석다짐말뚝에 대한 거동 분석(1)”, 한국지반공학회논문집, 제 23권, 제 4호, pp. 169~183.
21. 선희현(2000), “쇄석말뚝 지지력 평가를 위한 3차원 유한요소해석”, 명지대학교 석사학위논문
22. 신방웅(2001), “모형시험에 의한 단일 쇄석기둥의 지지력 특성”, 대한토목학회 논문집, pp. 321~330.
23. 신현영, 한상재, 김수삼, 김재권(2005), “저치환율 SCP 보강 점토지반의 거동”, 대한토목학회 논문집, 제 25권, 제 6C호, pp. 369~378.
24. 양호준(2012), “정재하시험과 수치해석을 이용한 쇄석다짐말뚝의 거동에 관한 연구”, 경성대학교 석사학위논문
25. 여규권, 최용규, 김홍연(2011), “쇄석다짐말뚝으로 보강된 해상 연약지반의 용기특성 사례분석”, 대한토목학회 논문집, 제 31권, 제 4호, pp. 137~145.
26. 옥주호(2012), “GCP가 인접 성토도로에 미치는 영향에 관한 사례연구”, 부산대학교 석사학위 논문
27. 유승경(2009), “SCP와 GCP의 압밀축진효과에 관한 고찰”, 한국토목섬유학회 논문집, Vol. 8, No. 2, pp. 41~46.
28. 유승경, 김세원, 이철호, 최항석(2009), “순환골재 다공질 콘크리트말뚝(RAPP)에 의해 보강된 복합지반의 거동 특성”, 한국지반공학회 논문집, 제 25권, 제 11호, pp. 117~130.
29. 유영권(2014), “쇄석다짐말뚝 설계를 위한 부분안전계수 산정”, 충남대학교 박사학위논문

30. 유충식, 송아란, 김선빈, 이대영(2007), “연약지반에 시공된 지오그리드 보강 쇄석기
 등 공법의 유한요소모델링”, 한국지반공학회 논문집, 제 23권, 제 10호, pp. 133~
 150.
31. 윤민승, 배동훈, 박원석, 김명학(2014), “DCM과 GCP로 개량된 연약지반의 측방유
 동에 대한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, Vol. 2014, No. 9, pp. 221~224.
32. 윤준식(2007), “기초의 강성에 따른 쇄석다짐말뚝의 거동특성 평가”, 홍익대학교 박
 사학위논문
33. 이동엽, 강형남, 천병식(2010), “쇄석과 저회의 혼합다짐말뚝의 진단강도와
 clogging 현상 규명”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 11권, 제 3호, pp. 33~41.
34. 이민희(2004), “쇄석다짐말뚝공법의 하중지지거동 및 응력분배 특성에 관한 연구”,
 부산대학교, 박사학위논문
35. 이창호, 임형덕, 이우진(2005), “치환율에 따른 쇄석다짐말뚝(GCP) 지반의 유한요소
 해석”, 대한토목학회 정기학술대회 논문집, pp. 5459~5462.
36. 장원호(2009), “연약지반 개량을 위한 순환골재다공질 콘크리트 말뚝과 쇄석말뚝으
 로 보강된 복합지반의 거동특성”, 고려대학교 석사학위논문
37. 정재원, 이승준, 박노원, 천병식(2013), “쇄석다짐말뚝에 발생하는 간극막힘 저감방
 안에 관한 수치해석적 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 14권, 제 1호, pp. 43
 ~51.
38. 정철호, 최동호(2006), “석재기둥보강 도로성토사면의 안정해석기법”, 대한토목학회
 지, 제 54권, 제 1호, pp. 79~89.
39. 주익찬(2013), “모래 혼합 쇄석다짐말뚝의 최적 배합비에 관한 실험적 연구”, 한양
 대학교 석사학위논문
40. 천병식, 김경민, 김준호(2005), “짧은 쇄석다짐말뚝(RAP)이 설치된 사질토지반의
 응력변화 특성”, 한국지반공학회 봄 학술대회, Vol. 2005, pp. 1108~1117.
41. 최용규, 김원철, 정창규, 이민희, 김태훈(2002), “진동쇄석다짐말뚝공법의 기술적 수
 준”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 3권, 제 3호, pp. 65~77.
42. 최호섭(2009), “쇄석과 모래 혼합다짐말뚝의 공학적 특성”, 한양대학교 석사학위논
 문
43. 최효원(2005), “수치해석을 통한 모래다짐말뚝(SCP)공법의 영향인자 파악”, 한양대
 학교 석사학위논문
44. 한국도로공사(2009), “도로설계요령”, 제 2편 토공 및 배수
45. 한상수, 정선태, 이진형, 김보경, 김경민(2016), “쇄석말뚝의 침하량 산정방법 적용
 성에 관한 연구”, 한국지반환경공학회 논문집, 제 17권, 제 3호, pp. 5~12.

46. 한유식, 최용규(2015), “쇄석다짐말뚝 주변지반의 지반정수산정을 위한 민감도 분석”, 한국지반공학회 논문집, 제 31권, 제 12호, pp. 5~15.
47. 해양수산부(2001), 모래다짐말뚝과 쇄석말뚝의 설계 및 시공 지침서, 해양수산부
48. 홍의준(2002), “연성하중을 받는 모래다짐말뚝(SCP)의 거동분석”, 연세대학교 석사 학위논문
49. 황정순, 김홍택, 김정호, 이상경, 이형규(2005), “조립토 다짐말뚝에 대한 현장재하시험 결과 및 간편 침하량 산정방법의 제시”, 한국지반공학회 논문집, 제 21권, 제 3호, pp. 159~168.
50. AASHTO(2010), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 15th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
51. AASHTO(2014), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
52. ACI(1999), Building Code Requirements for Reinforced Concrete (318R-99), American Concrete Institute, Detroit, MI.
53. AISC(1994), Load and Resistance Factor Design, Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
54. Alamgir, M., Miura, N., Poorooshab, H. B., and Madhav, M. R.(1996), “Deformation Analysis of Soft Ground Reinforced by Columnar Inclusions”, Computers and Geotechnics, Vol. 18, No. 4, pp. 267~290.
55. Allen, T. M., Nowak, A. S., and Bathurst, R. J.(2005), “Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design”, Circular Number E-C079, Transportation Research Board, Washington, D.C.
56. Aoki, N. and de Allencar, D.(1975), “An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles”, Proceedings of 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires.
57. Balaam, N. P. and Poulos, H. G.(1978), “Method of analysis of single stone columns”, Res. Rep. R. No. 335, School of Civ. Engrg., University of Sydney.
58. Balaam, N. P.(1978), “Load settlement behavior of granular piles”, Ph.D. thesis, University of Sydney, Australia.

59. Balaam, N. P., Booker J. R. and Poulos, H. G.(1976), "Analysis of Granular pile behavior using finite elements", Proc. Int. Conf. on Finite Element Methods in Engng., Adelaide, Australia.
60. Barkdal, R. C. and Bachus, R. C.(1983), "Design and Construction of Stone Columns", Vol. 1, Report No. FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, Springfield, Verginia, pp. 35~48.
61. Brauns, J.(1978), "Die Anfangstraglast von Schottersaulen im Bindigen Untergrund", Die Bautechnik, Vol. 8, pp. 263~271.
62. Goughnour, R. R. and Bayuk, A. A.(1979), "Analysis of stone column-soil matrix interaction under vertical load", Colleeque International sur le reinforcement dessols, Paris, France, Vol. 1, pp. 271~277.
63. Greenwood, D. A.(1970), "Mechanical Improvement of Soils Below Ground Surface", Proc. Ground Engineering Conference, Institute of Civil Engineering, pp. 9~20.
64. Hansbo, S.(1994), "Foundation Engineering Development in Geo-technical Engineering, Elsevier press, Vol. 95, pp. 450~455.
65. Hansbo, S.(1994), "Foundation Engineering, Development in Geotechnical Engineering", Elsevier, Vol. 2, pp. 450~455.
66. Hu, W., wood, D. M., and Stewart, W.(1997), "Ground Improvement Using Stone Column Foundation : Results of Model Test, Int, Conference on Ground Improvement Techniques, pp. 246~256.
67. Huges, J. M. O. and Withers, N. J.(1974), Reinforcing Soft Cohesive Soil with Stone Columns, Ground Engineering, Vol. 7, No. 3, pp. 29~42.
68. Hughes, J. M. O., Withers, N. J. and Greenwood, D. A.(1975), "A field trial of the reinforcing effect of a stone column in soil", Geotechnique, Vol. 25, No. 1, pp. 31~44.
69. Madhav, M. R., and Vitkar, R. P.(1978), "Strip Footing on Weak Clay Stabilized with Granular Trench of Pile", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, No. 4, pp. 605~609.

70. Mori, H.(1979), “Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground”, Proc. 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, pp. 169~189.
71. Poulos, H. G., and Davis E. H.(1976), “Prediction of Downdrag Forces in End-Bearing Piles”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 101, No. GT2, pp. 189~204.
72. Pribe, H. J.(1995), “The Design of Vibro Replacement”, Journal of Ground Engineering, pp. 31~37.
73. Pribe, H.(1976), “Estimating settlements in a gravel column consolidation soil”, Die Bautechnik 53, German, pp. 160~162.
74. Rao, B. G., and Bhandari, R. K.(1977), “Reinforcing of Non-Cohesive Soil by Granular Piles”, Proceedings 6th ARC Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, Vol. 1, pp. 175~178.
75. Seed, H. B., and Booker, J. R.(1977), “Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drains”, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, NO.GT-7, pp. 757~768.
76. Thorburn, S. and MacVicar, R. S. L.(1968), “Soil stabilization employing surface and depth vibrators”, Structural Engineer, Vol. 46, No. 10, pp. 309~316.
77. Van impe, W. F. and Madhav, M. R.(1992), “Analysis and settlement of dilating stone column reinforced soil”, Osterreichische Ing. Arch-Zschr., Vol. 137, pp. 114~121.
78. You, S. K., Oda, K. and Kim, T. H.(2006), “Stress Sharing Behavior and Its Mechanism during Consolidation Process in Composite Ground Improved by Sand Compaction Piles with Low Replacement Area Ratio”, Marine Georesources and Geotechnology, Vol. 24, No. 4, pp. 287~304.

감사의 글

본 석사논문이 완성되고 석사학위를 받기까지 많은 분들에게 큰 도움을 받았고 부족하지만 지켜봐주시고 저를 믿어주신 분들께 깊은 감사의 마음을 전합니다. 지금까지 받았던 관심과 그동안의 노력을 잊지 않고 더욱더 배우는 자세로 임하겠습니다.

토질실험실에서 지내는 동안 아버지처럼 저를 이끌어주시고 바른길로 나아갈 수 있도록 지도하여 주신 김대현 지도교수님께 진심으로 감사의 말씀드리고 싶습니다. 교수님께 받은 만큼 앞으로도 주위를 둘러보고 배울 줄 아는 사람이 될 수 있도록 하겠습니다.

항상 응원해주시고 격려해주신 조선대학교 박길현 교수님, 교수님께서 해주신 말씀을 잊지 않고 항상 되새기며 살겠습니다. 바쁘신 와중에도 불구하고 보다 좋은 논문이 될 수 있도록 조언과 격려를 주신 김운중 교수님, 박상준 교수님께 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

오늘이 있기까지 물심양면으로 많은 도움을 주신 박경호 박사님, 김호철 선배님, 이태광 선배님, 최진호 선배님, 백계문 선배님께 감사드립니다. 석사생활동안 많은 시간을 함께한 송민우 선배님께도 감사와 응원을 보냅니다.

해내야 할 이유가 되어주고 때론 든든한 버팀목이 되어주고 많이 부족하고 모자람에도 저를 믿고 따라준 나승주 후배, 양열호 후배, 김완민 후배님께 깊은 감사드립니다. 또한 항상 같이 웃어주시고 마음 나누어 주신 토질연구실의 모든 선·후배님들께 감사의 마음과 제가 토질연구실의 일원인 것이 너무도 감사하다고 말씀드리고 싶습니다.

멀리서도 따뜻한 마음으로 걱정해주고 지켜봐준 봉선동 친구들에게도 감사한 마음을 전하며 하는 모든 일이 행복하고 언제나 함께하기를 바랍니다.

언제나 항상 저를 위해 눈물을 감추고 자신보다 두 아들을 위해 헌신적인 삶을 살아오신 아버지, 어머님과 세상에서 형이 제일 멋있는 줄 아는 내 동생에게 말로 표현할 수 없는 무한한 감사를 드리며 사랑한다고 전하고 싶습니다.

지난 10년 동안 하루의 시작과 끝에 있었고 어떤 모습에도 저를 믿고 제 옆을 지켜준 김지은님께 깊은 감사의 말씀을 드립니다. 앞으로도 신의를 지키며 살아가는 남자가 되겠습니다.

2016년 6월 17일 김민석 올림