



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](#)

2021년 2월
박사학위논문

고밀도 급속 팽창재를 이용한
얇은기초 연약지반의 지지력
증대효과에 관한 연구

조선대학교 대학원

토목공학과

노의철

고밀도 급속 팽창재를 이용한
얕은기초 연약지반의 지지력
증대효과에 관한 연구

**A Study on the Increase of Bearing Capacity of Soft Ground in
Shallow Foundation Using High Density Rapid Expansion Material**

2021년 2월 25일

조선대학교 대학원

토목공학과

노의철

고밀도 급속 팽창재를 이용한
얇은기초 연약지반의 지지력
증대효과에 관한 연구

지도교수 김 대 현

이 논문을 공학박사학위신청 논문으로 제출함

2020년 10월

조선대학교 대학원

토 목 공 학 과

노 의 철

노의철의 박사학위논문을 인준함.

위원장 조선대학교 교수 김 성 홍 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 정 응 (인)

위 원 조선대학교 교수 박 상 준 (인)

위 원 조선이공대학교 교수 박 경 호 (인)

위 원 조선대학교 교수 김 대 현 (인)

2020년 12월

조선대학교 대학원

목 차

ABSTRACT

제 1 장 서론	1
1.1 연구배경과 목적	1
1.2 연구동향	3
1.3 연구내용 및 실험방법	6
제 2 장 이론적 배경	7
2.1 연약지반의 특성	7
2.1.1 연약지반의 정의	7
2.1.2 연약지반의 공학상의 문제	9
2.2 약액주입공법	11
2.2.1 개요	11
2.2.2 흙의 전단강도 증강	11
2.2.3 약액주입에 사용되는 시멘트의 토질 오염 문제	12
2.2.4 주입형태	13
2.2.5 주입방식의 분류	14
2.2.6 주입재의 분류	16
2.2.7 침투 이론식	18
2.3 약액주입공법의 종류	21
2.3.1 L.W공법	21
2.3.2 고분자계 약액주입공법	22

2.3.3	고밀도 폴리우레탄공법	26
2.3.4	우레탄공법과 고밀도 폴리우레탄 공법의 특성	39
2.4	얕은기초 지지력 검토식	43
2.4.1	팽창재를 이용한 지반보강(개량)깊이 검토	43
2.4.2	얕은기초 지반의 지지력 검토	44
2.4.3	얕은기초 침하량 검토	49
2.4.4	지중응력 검토	62
2.4.5	주입량 검토	65
제 3 장	실험내용 및 방법	67
3.1	실내실험 개요	67
3.2	실내실험	67
3.2.1	일축압축강도시험	70
3.2.2	직접전단시험	72
3.2.3	투수시험	73
3.2.4	토양환경안정성시험	74
3.2.5	확산반경시험	75
3.2.6	단위용적중량시험	77
3.2.7	토압시험	78
3.3	현장실험 개요	83
3.4	연구대상지역	83
3.5	연구대상 지역의 지반조사 결과	85
3.5.1	연구대상 지역의 토질특성	85
3.5.2	지지력시험(평판재하시험)	88
3.5.3	GPR 탐사시험	92
3.5.4	구조물 변위시험	93

제 4 장 실험결과 및 고찰	94
4.1 실내실험	94
4.1.1 호모겔 일축압축강도시험	94
4.1.2 직접전단시험	97
4.1.3 투수시험	98
4.1.4 토양환경안정성시험	99
4.1.5 확산반경시험	100
4.1.6 샌드겔 일축압축강도시험	101
4.1.7 단위용적중량시험	102
4.1.8 토압시험	103
4.2 현장실험	106
4.2.1 지지력시험	106
4.2.2 GPR 지반탐사시험	109
4.2.3 구조물 변위시험	110
4.3 얇은기초 지반보강 효과 분석	114
4.3.1 얇은기초 지반 안정성 검토	114
4.3.2 얇은기초 지지력 검토	122
4.3.3 얇은기초 침하량 검토	124
제 5 장 결론	126
참고문헌	128

표 목 차

표 2.1 점토에 대한 연약지반 판정 기준	8
표 2.2 N값과 모래의 상대밀도 및 내부마찰각	8
표 2.3 구조물 종류별 연약지반의 판정기준	9
표 2.4 국내 고속도로에서 연약지반 판정기준	9
표 2.5 개량목적과 적용지반에 대한 대책공법	10
표 2.6 약액의 종류	18
표 2.7 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 침하량 및 회복량	32
표 2.8 반복하중에 따른 진동측정 결과	33
표 2.9 고분자계 약액주입공법의 종류와 효과	36
표 2.10 고분자계 약액주입공법의 종류와 특징	37
표 2.11 L.W공법과 고밀도 폴리우레탄공법과의 비교	38
표 2.12 우레탄계와 고밀도 폴리우레탄계의 배합비, 반응시간, 발포배율 비교	40
표 2.13 우레탄계와 고밀도 폴리우레탄의 약액점도 및 비중 비교	41
표 2.14 Homegel 일축압축강도, 전단강도, 투수계수 비교	41
표 2.15 Terzaghi의 지지력 계수	47
표 2.16 Terzaghi의 수정지지력 계수	47
표 2.17 Meyerhof의 지지력 계수	47
표 2.18 Meyerhof의 기초형상계수	47
표 2.19 Meyerhof의 기초깊이계수	47
표 2.20 D_r/B 에 따른 μ_1 변화	53
표 2.21 H/B 과 L/B 에 따른 μ_2 변화	53
표 2.22 포아송비	56
표 2.23 탄성계수 범위	57
표 2.24 기초의 영향계수	58
표 2.25 자연 상태의 흙에 대한 간극비, 함수비, 건조단위중량	59
표 2.26 점토광물의 액성한계, 소성한계, 활성도의 전형적인 값	60
표 2.27 토질별 N치, 간극률, 충전율, 그라우팅률의 참고 치	66

표 3.1 사질토 물성시험 결과표	69
표 3.2 점성토 물성시험 결과표	69
표 3.3 팽창재의 기본 배합비	70
표 3.4 토양오염우려기준	74
표 3.5 토압계 제원	78
표 3.6 토압계 설치 위치	79
표 3.7 지층구성 요약	85
표 3.8 평판재하시험의 안전율	90
표 4.1 주입재의 예열온도에 따른 경화시간	96
표 4.2 주입재의 예열온도에 따른 호모겔 일축압축강도	96
표 4.3 주입재의 예열온도에 따른 경화시간 및 호모겔 일축압축강도	96
표 4.4 직접전단시험 결과	97
표 4.5 토양환경안정시험 결과	99
표 4.6 사질토의 주입압에 따른 팽창재의 확산반경	101
표 4.7 점성토의 주입압에 따른 팽창재의 확산반경	101
표 4.8 사질토와 점성토의 샌드겔 일축압축강도	101
표 4.9 주입량에 따른 단위용적중량시험 결과	102
표 4.10 팽창재의 주입 전·후 지반의 토압 변위량 증감율	105
표 4.11 변위 경사계 측정 시기 및 횟수	113
표 4.12 계측기 측정 위치 및 시기별 변위량 결과	113
표 4.13 기초규격별 개량깊이 산정 값	115
표 4.14 기초규격별 내부마찰각에 따른 개량깊이	116
표 4.15 기초단면별 보강 전 지중응력(3.6×3.6m)	118
표 4.16 기초단면별 보강 후 지중응력(3.6×3.6m)	118
표 4.17 기초단면별 보강 후 지중응력(4.4×4.4m)	119
표 4.18 기초단면별 보강 후 지중응력(4.4×4.4m)	119
표 4.19 기초단면별 보강 후 지중응력(6.0×3.8m)	120
표 4.20 기초단면별 보강 후 지중응력(6.0×3.8m)	120
표 4.21 팽창재의 주입량	121
표 4.22 지지력 이론식에 따른 보강 전·후 지지력 검토 비교	123

표 4.23 고밀도 급속 팽창재 주입 전·후 침하량 검토 결과 124

그림 목 차

그림 2.1 약액주입공법의 주입방식	13
그림 2.2 혼합공정에 의한 그라우팅 방식 분류	15
그림 2.3 주입재의 분류	16
그림 2.4 토립자에서의 약액 침투와 규산겔에 의한 토립자의 고결 모형도	19
그림 2.5 폴리 아크릴아미드계 수지분자 구조식	23
그림 2.6 요소계 반응 약식	23
그림 2.7 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 침하량 및 회복량	32
그림 2.8 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 진동 최대치 비교	34
그림 2.9 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 반복하중에 의한 진동량	35
그림 2.10 고밀도 폴리우레탄공법의 시공 과정	39
그림 2.11 Terzaghi의 강성 연속기초 극한하중의 흙의 파괴면	46
그림 2.12 Meyerhof의 연속기초 활동 모델	46
그림 2.13 연성기초의 접지압과 침하	50
그림 2.14 강성기초의 접지압과 침하	51
그림 2.15 포화된 점토지반이 기초침하	52
그림 2.16 얇은 연성 및 강성기초의 침하 모식도	55
그림 2.17 사질토에서의 기초 폭에 따른 지지력과 침하관계	61
그림 2.18 점성토에서의 기초 폭에 따른 지지력과 침하관계	61
그림 2.19 Kögler의 근사해법	64
그림 2.20 토조 실험체 모식도	65
그림 3.1 사질토 입도분포 곡선그래프	68
그림 3.2 점성토 입도분포 곡선그래프	68
그림 3.3 일축압축강도 시험을 위한 팽창재의 경화 및 시험과정	71
그림 3.4 팽창재의 직접전단강도 시험	72
그림 3.5 팽창재의 투수시험	73
그림 3.6 사질토 지반의 주입량과 주입압에 따른 확산반경 형상	75
그림 3.7 점성토 지반의 주입량과 주입압에 따른 확산반경 형상	76

그림 3.8 단위용적중량시험 과정	77
그림 3.9 토압측정을 위한 토압계와 모형 토조	80
그림 3.10 토압계의 위치 모식도	80
그림 3.11 토압측정을 위한 시험과정	82
그림 3.12 연구대상 지역	84
그림 3.13 시추주상도 (NX-1)	86
그림 3.14 시추주상도 (BX-3)	86
그림 3.15 시추주상도 (BX-5)	87
그림 3.16 시추주상도	87
그림 3.18 P-S 곡선분석법	88
그림 3.19 LogP-LogS 곡선분석법	89
그림 3.20 S-Logt 곡선분석법	90
그림 3.21 팽창재의 주입전·후 평판재하시험	91
그림 3.22 GPR 탐사장비와 지반탐사	92
그림 3.23 구조물의 변위측정을 위한 경사계	93
그림 3.24 경사계의 설치위치	93
그림 4.1 주입재의 예열온도에 따른 주입재의 경화시간	94
그림 4.2 주입재의 예열온도와 호모겔 일축압축강도	95
그림 4.3 주입재의 경화시간에 따른 호모겔 일축압축강도	96
그림 4.4 직접전단시험 결과	97
그림 4.5 투수계수 비교	98
그림 4.6 토양오염우려기준에 따른 주입재의 오염물질 함량 비교	99
그림 4.7 주입압에 따른 팽창재의 확산반경	100
그림 4.8 팽창재의 주입 전·후 단위용적중량시험 결과	103
그림 4.9 위치별 토압 변위 측정 결과(하부 층 1단)	104
그림 4.10 위치별 토압 변위 측정 결과(중심 층 2단)	104
그림 4.11 위치별 토압 변위 측정 결과(상부 층 3단)	105
그림 4.12 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(3.6×3.6m)	106
그림 4.13 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(4.4×4.4m)	107
그림 4.14 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(6.0×3.8m)	108
그림 4.15 팽창재의 주입 전·후 GPR 탐사	109

그림 4.16 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.1)	110
그림 4.17 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.2)	111
그림 4.18 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.3)	111
그림 4.19 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.4)	112
그림 4.20 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.5)	112
그림 4.21 기초규격별 내부마찰각 변화에 따른 개량깊이	116
그림 4.22 독립기초별 안정성 검토 모식도	125
그림 4.23 독립기초의 지반보강 시공	125

ABSTRACT

A Study on Increasing Bearing Capacity of Shallow Foundation in Soft Ground using High Density Rapid Expansion Material

Ro, Eyi Chul

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

Department of Civil Engineering

Graduate School of Chosun University

The soft ground improvement method is one that, using cementation, replacement, and, ramming, seeks safety of ground by increasing bearing capacity of soil, preventing settlement, restraining lateral soil movement, and decreasing soil porosity. Being related this, the soft ground has been explored extensively in the field of geotechnical engineering, and among them, those on grouting addressed various methods and new materials.

In the high density polyurethane method, a chemical grouting, the insertion of material causes blowing reaction through chemical reaction, resulting in expansive pressure filling pore in the ground. These filling develop a consolidation that has effect of increases instantaneously increasing shear strength against vertical loads acting on the ground. This suppresses the subsidence and lateral behavior of the ground and generates the waterproofing effect and, as for the structure, is and effective method for increasing the bearing capacity and reducing the amount of settlement of the shallow foundation in constructing middle and low rise structures. The purpose of this study was, accordingly, to reveal the engineering

mechanism of the injection material through the laboratory experiment and, based on the field application, to examine the bearing capacity and the stability of the settlement in the shallow foundation.

The laboratory experiments performed included the uniaxial compressive strength test, direct shear test, and permeability test, and the field experiment included the plate loading test, earth pressure test, and GPR exploration test. The laboratory experiment results showed that the average internal friction angle was 57° , which was about two times higher than that of the dense sandy soil and the hard clay soil, and that the average adhesive strength was 120 kN/m^2 , which was 2.5–3.5 times higher than that of the conventional sand and clay samples, which is supposed to be the result of increasing the solid volume of the injected material due to the instantaneous foaming reaction of the expanding material and thus increasing the strength.

The field experiments were performed based on the results of laboratory experiments. The results of the plate loading test showed that the allowable bearing capacity for each of the base sections of 3.6×3.6 , 4.4×4.4 , and $6.0 \times 3.8 \text{ m}$ increased 1.6–2.6 times after injection of the expansion material. The measured settlements of each base section were 23.1, 22.4, and 19.0 mm, respectively, which were within 50 mm, an allowable settlement, which maybe the result of rising of shallow foundation on soft ground in the process of increasing the volume of the expanding material by nearly 20 times.

For the measurement of the displacement of the structure built on the site after ground reinforcement, the inclinometer was attached to the wall on the top of the structure. The measurements were performed three times a year in the first year and twice a year in the second year, for 509 days after completion, showing maximum horizontal displacement of 0.71 mm and the maximum vertical displacement of 0.047 mm, which were very minor ones.

Terzaghi and Meyerhof's ultimate bearing capacity theory equations were applied to test the stability. The results showed that, after reinforcement

using the expansion material, the bearing capacity was within the allowable bearing capacity and that all the settlements were also within the allowable settlement.

제 1 장 서 론

1.1 연구배경과 목적

연약지반 개량공법은 연약한 원지반 대해서 고결, 치환, 다짐 등의 방법으로 개량하여 흙의 전단강도를 증대시켜 침하방지, 측방변형억제 및 지반의 투수성 등을 감소 또는 억제 및 차수를 기하여 지반의 안정화를 증대시키는 공법이다. 이와 관련하여 지반공학 분야에서는 연약지반 그라우팅 공법에 대한 여러 가지 신공법과 신소재 등 수많은 연구개발이 이루어지고 있다.

건설 산업 분야에서도 산업개발 입지적 조건이 좋은 지역은 대부분 지반조성이 끝난 상태로 이제는 시대적 요청에 따라 여건이 불리한 연약지반인 내륙의 습지나 해안가 매립지 등의 간척지를 이용하여 산업개발이 되어야 하므로 연약지반처리 공법의 기술개발이 대두되고 있으며, 신기술, 신공법의 연구 개발 없이는 매립지 사업 수행이 어려운 현실에 직면하고 있다.

그 중 그라우팅공법은 토목·건축분야에서 불안정한 지반 사면의 보강이나 매립지의 흠막이 공사 또는 제방이나 댐 등의 축조 시 차수와 지반 안정화를 목적으로 개발되었다. 최근에는 대형 산업 시설과 지하 구조물의 지반보강 및 보수 등 수많은 건설공사 현장에서 다양한 공법으로 개발되어 사용되고 있다.

도심지에서 빈번하게 발생하는 구조물의 침하 및 공동구의 복구를 위해서는 최소한의 시간과 빠르고 신속한 시공성을 이용하여 복구가 이루어져야 한다. 현재 지반의 공동이나 도로 및 구조물의 침하 보강 및 복원 시 그라우트재를 주입하거나 보강 대상 지역에 대해 토사를 포설하고 다짐을 반복하는 과정에서 지반을 교란시키며, 다짐에 대한 불확실성으로 공동 및 침하가 재발생하는 경우를 초래할 수 있다.

기존 우레탄계 주입공법은 연약지반의 터널보강, 세굴방지 및 효율적인 굴착을 위한 붕괴 및 낙석방지, 균열 누수 부위 보강, 공동충진 등에 주로 사용되었고 통상 용수 개소에 대해서는 우레탄을 주입하면 우레탄의 약액 온도가 저하하고 또한 발포 시 발열이 흡수되어 Rise-time이 길어지는 등 제한적인 현장에 활용되었다. 이러한 기존의 우레탄계 주입공법의 제한적인 현장 적용 문제점을 개선하고자 고밀도 급속 팽창재의 물성시험과 역학적 시험을 통해 본 연구는 연약지반에서의 공동 및 침하에 대한 문제점을 파악하고 기존의 우레탄 주입공법을 활용한 고밀도 급속 팽창재를 이용하여 연약지

반의 개량 및 침하 문제를 해결하고자 한다. 고밀도 급속 팽창재를 이용한 주입공법은 발포와 동시에 순간 팽창압을 통하여 주입재료의 고결 및 부피를 증가시키는 공법으로써 구조물 축조 시 지반의 안정성 확보뿐만 아니라 축조된 침하구조물의 복원 및 지반의 투수성 문제를 해결할 수 있는 신개념의 고밀도 급속 팽창 그라우팅 공법이다.

본 연구의 목적은 고밀도 급속 팽창재의 각종 실험 결과를 토대로 현장지반 조건을 고려한 지반의 안정성을 위해 주입 재료의 정량적인 설계적용과 효율적이고 신속한 시공성의 개선 및 향상 등으로 경제적인 연약지반 개량공법 적용에 대한 활용방안과 기대효과를 다음과 같이 얻고자 하였다. 연약지반 위에 축조하는 중·저층의 구조물에 대한 얕은기초의 지반안정성, 시공성, 경제성 등의 개선 및 절감효과, 연약지반 보강 시 지중에 작용하는 전단응력에 대한 전단강도 증대효과, 연약지반의 투수성(히빙현상, 보오링현상, 파이핑현상)문제와 측방거동 억제효과, 연약지반의 느슨한 공극을 채우고 흡속의 물을 밀어 내는 압밀효과와 지진이나 진동으로 인한 액상화 현상 등 내진 효과 등을 기대 할 수 있을 것으로 판단된다.

1.2 연구동향

약액주입 그라우팅 공법 중 일반적으로 많이 쓰이는 공법은 LW(Labile Waterglass) 그라우팅 공법으로 주로 자갈층, 모래층에 전면 침투가 가능하며, 0.6mm 이하 세사 층에서는 주입이 곤란하고 연약한 점성토와 실트층에는 맥상으로 주입되어 침하방지, 지반강화 등의 효과가 있다(최기관, 2002).

국외에서는 Helen et al(2012)이 폴리우레탄폼을 평가하고 그라우팅 공법과의 조합에 대한 특성을 연구하였고, Samaila Saleh et al(2019)이 폴리우레탄 성분의 그라우트제의 성분에 대한 연구를 수행하였다. 또한 Xiaofan et al(2019)는 수용성 폴리우레탄을 첨가한 그라우트제와 미첨가 된 그라우트제의 미세 구조 변화를 연구하였다.

폴리우레탄의 재료에 대한 연구는 Liang(2013)이 다양한 유형의 폴리우레탄 재료의 특성을 검토하였고, Norbaya et al(2015)은 모래와 폴리우레탄의 압축강도를 분석하기 위하여 다양한 비율의 배합비를 연구하였다. Norbaya et al(2016)은 폴리우레탄 첨가 전·후의 압축성과 압축률 및 팽창지수를 확인하고 그에 따른 공학적인 특성을 제시하였다. Samaila et al(2018)은 해양 점토의 강도를 증대시키기 위하여 폴리우레탄 공법을 적용하는 연구를 수행하였다.

폴리우레탄은 콘크리트와의 공학적인 메커니즘 규명하기 위한 연구가 수행되었는데, Jiansuo et al(2016)은 폴리우레탄 폼에 콘크리트 복합 발포제를 배합하여 합성 메커니즘을 연구하였고, Fakhra(2016)는 폴리우레탄 폼의 주입 시스템과 지오그리드 토양 안정화를 제시하여 도로 유지보수 개선에 관한 연구를 수행하였다. Mohanad et al(2018)은 폴리우레탄 주입을 통하여 콘크리트 기초를 상승시키는 연구를 수행하였고, 폴리우레탄이 토양의 안정화, 침하량 감소 및 지지력 증대에 미치는 연구를 수행하였다.

최근에는 Pavana et al(2020)은 포장된 콘크리트에 주입된 폴리우레탄 폼과 시멘트질 그라우트제를 현장시험을 통하여 비교하였고, Che et al(2020)은 폴리우레탄 그라우트제와 시멘트 그라우트제의 성능을 비교하고자 연약지반에 주입 후, 유한요소 해석을 수행하였다.

지하 공동구에 대하여 Kuwano et al(2010)은 모형실험을 수행하여 지반의 종류와 조건에 따라 공동의 확대 범위, 공동 주변 이완영역의 특성을 달리 제시하였으며, 포화도 상승에 따른 유효응력의 저하, 침투력에 의한 파괴, 세립분 유출로 인한 공동 확장, 공동 확대에 따른 지반의 불안정화 등이 공동 및 이완영역 확대 주요 원인으로 제시하였

다. Sato et al(2015)은 지하 구조물의 위치로 인한 공동의 확장 영향성을 확인하기 위해 실내 모형실험을 하였다.

고분자계 우레탄 주입공법은 1990년 초 국내에 보급되었으며 당시 보급된 우레탄 자재는 대부분 일본에서 생산된 자재 기준을 두고 공법을 도입하게 되었다. 이후 국내 여러 연구자에 의해 우레탄계 약액주입에 대한 연구가 시작되었다.

국내 우레탄 주입공법에 대한 본격적인 연구는 김진일 등(1995)이 암반 주입용 우레탄계 약액의 온도와 점성도에 관계에 대한 연구를 수행함으로 시작되었다. 그 결과 온도가 높아짐에 따라 겔 타임이 상승하고 토압이 증가함에 따라 발포율은 선형적으로 감소한다는 것을 확인하였다. 이강일 등(1996)는 고분자계 우레탄 주입공법에 대한 지반보강 효과에 대하여 연구를 수행하였으며, 당시 상용화되지 않은 우레탄 공법에 대한 재료적 특성을 파악하였다.

천병식 등(1997)은 Soil Nailing System의 보조공법으로 폴리우레탄 주입공법을 적용하였고 적용된 주입재의 보강효과를 파악하기 위하여 현장실험 및 계측을 하였다. 그 결과 적용된 주입재가 네일의 인발력에 대한 저항성을 증대시키고 지반의 안정화에 기여한다고 판단하였다. 황성도 등(2005)은 수분에 의해 발생될 수 있는 도로 파손에 대한 잠재적인 안정성과 주행성을 유지하기 위한 내구성이 증진된 응급 보수재를 개발하고 기존 보수재와 비교 평가하였다. 신은철 등(2008)은 기존 침하 복원을 위한 급속 팽창재료의 특성에 관한 연구와 반복하중을 받는 철도 노반 보수용 급속 팽창재료의 거동 분석을 모색하였고, 이준대 등(2009)은 고밀도 급속 팽창을 이용하여 반복 하중에 의한 변형특성과 진동 저감 효과를 분석하고 철도 및 지하철에서 기초침하 복원성을 평가하였다.

정경한 등(2010)은 발포우레탄 패커의 특성을 이용하여 쏘일네일링 공법을 적용한 사면 및 흙막이 벽체 시공사례를 분석하였다. 신은철 등(2011)은 침하한 시멘트 콘크리트 도로를 복원, 보강하는 공법 중 하나인 우레탄계열 재료를 사용하는 공법의 복원 메커니즘을 고밀도 급속 팽창성 물질을 실내형 모형 토조와 조성된 지반에 주입하여 분석하였다.

2000년대 이후 우레탄 주입에 대한 연구가 활성화 되었는데, 임종석 등(2013)은 팽창성 주입재를 이용한 팽이말뚝기초 보강 사례를 분석하였다.

한원식 등(2011)은 석조문화재 복원을 위하여 우레탄을 매움제로써 사용하였고, 황인수(2013)는 발포 우레탄을 이용하여 아스팔트 포트 홀 방지에 대한 연구를 수행하였다.

최근에는 우레탄 공법을 이용한 도로 함몰 및 지반공동의 긴급복구를 위한 무기질계

혼화재에 대한 연구가 수행되고 있다. 정동호 등(2017)은 수용성 폴리머 파우치 내부에 충전 재료인 시멘트와 잔골재 및 혼화재를 혼합하여 지반공동을 충전하는 연구를 수행하였으며 양생 온도에 따른 압축강도 및 팽창률 시험과 투수시험을 수행하였다.

한진규 등(2017)은 긴급복구 재료의 팽창 및 강도 특성에 관한 연구를 수행하였으며 발포제와 촉진제의 배합비에 따른 강도 분석 및 팽창재료의 소요 주입시간, 팽창률에 대한 연구를 수행하였다. 한우진 등(2018)는 지반공동 충진을 위한 발포성 경량 그라우트재에 대하여 기본 역학적 실험을 통하여 공동 충진의 적합성과 공학적 특성을 평가하고자 하였다. 이소연 등(2018)은 석고를 활용한 지반 함몰 발생 시 긴급 복구공법에 사용될 산업부산물물을 활용한 뒤 채움재를 개발하고자 하였으며 그 결과 시멘트의 비율이 4% 이상일 경우 재굴착이 가능한 장기강도보다 크게 측정되어 긴급복구 목적에 적합하지 않은 것으로 판단되었다.

이기철 등(2018)은 우레탄계 팽창성 재료가 이완 영역을 가진 지반에서 팽창될 경우 이완 정도에 따른 주변 지반의 다짐 효과 및 거동을 파악하였다. 최병현(2020)은 개발한 우레탄계 팽창재료를 이용한 공법으로 지하공동 복구현장의 적용성을 평가하기 위해 아크릴 토조를 이용한 실내실험과 수치해석을 토대로 현장 실험을 진행하여 공법의 현장 적용성을 평가하였고, 그 결과 팽창재를 이용한 지하공동 복구 공법은 현장 적용성이 충분한 것으로 판단하였다.

문헌 고찰을 통해 살펴본 바와 같이 연약지반에서 우레탄 공법을 활용한 연구는 매우 제한적일 뿐 아니라 특히 건축물 축조를 위해 연약지반을 보강하는 연구는 국내외를 포함하여 찾아보기 힘들었다. 따라서 본 연구의 목적과 방향은 건축물 축조를 위한 연약지반 보강 시 고밀도 급속 팽창재의 주입공법의 현장 적용 시 실무적인 도움을 줄 수 있을 것으로 판단된다.

1.3 연구내용 및 실험방법

본 연구에서는 고밀도 급속 팽창재를 이용하여 얇은기초 연약지반의 지지력을 증대를 확인하고자 하였다. 주입 전 주입재(Homogel)의 물리적 특성과 역학적 특성을 확인하고자 사질토, 점성토 지반에 대하여 주입재를 주입 후 원지반과의 토질정수를 비교·분석 하였고, 도출된 데이터로 현장 적용성 실험을 통하여 지반의 지지력 증대 및 침하량에 대한 안정성을 검토하였다.

(1) 실내실험에서는 시료의 특성에 따라 팽창재의 물성시험 및 역학적 특성을 확인하기 위하여 주입기계(교반기)의 예열온도 및 지반조건에 따른 일축압축강도시험 및 직접전단시험을 수행하였다. 그에 따른 차수 효과를 확인하기 위한 변수위 투수시험을 수행하였다. 또한 추가로 지중에 주입된 발포재의 토양환경 안정성 시험을 수행하여 주입재가 토양과 수질에 미치는 환경적인 영향을 확인하였다.

(2) 현장실험에서는 실내실험에서 도출된 데이터를 기반으로 주입 후 지반내의 형상을 알기 위한 확산반경시험 및 단위용적중량시험을 수행하였다. 구조물 축조 전·후 해서 지반의 안정성 검토를 위한 평판재하시험을 통해 지반의 지지력 증대를 확인하였고, 이를 재검증하고자 GPR(Ground Penetrating Radar) 지반탐사 시험으로 주입재의 주입 전·후 지중의 주입 상태를 확인하였다. 또한 현장실험 대상 건축 구조물에 대해서 지반보강 후 건물 경사계 설치하여 구조물 변위를 확인하고자 변위 계측시험을 수행하였다.

(3) 안정성 검토를 위해 Terzaghi와 Meyerhof의 극한지지력 이론식을 적용하여 지반보강 전후 지반의 허용지지력과 허용 침하량 그리고 지중응력 및 지반보강(개량)에 따른 개량깊이에 대해서도 비교 검토 분석하였다.

제 2 장 이론적 배경

2.1 연약지반의 특성

2.1.1 연약지반의 정의

연약지반은 일반적으로 단순히 지반조건 뿐만 아니라 구조물의 규모나 종류, 성토 등의 조건들을 종합적으로 고려하여 상대적인 관점에서 객관적으로 파악해야 한다. 주로 점토나 실트와 같은 미세한 입자의 흙이나 간극이 큰 유기질토, 이탄, 느슨한 모래 등으로 이루어진 토층으로 구성되어 있으며 지하수위가 높고 성토체나 구조물의 안정과 침하의 문제가 발생하는 지반을 의미한다(이정훈, 2007). 연약지반은 압축성이 높고 지지력이 낮아 역학적 불안정한 거동을 동반한다. 지반 위에 굴착이나 성토작업을 수행하는 경우 지반의 파괴 및 침하가 발생하여 대책공법이 요구되는 지반으로 모래지반과 점토지반으로 나누어 경험수치를 통한 지반의 연약한 정도를 판단할 수 있다. 하지만 종합적인 판단을 위해서는 그 지반을 구성하고 있는 각 토층의 두께, 물리적 및 공학적인 특성을 파악하여야 한다. 지반의 연약한 정도를 모래의 경우 상대밀도를 이용하여 확인하고, 점성토의 경우 연경도를 이용하여 확인이 가능하다. 김대현 등(2004)은 점토층위의 모래지반에 위치하는 극한지지력에 대하여 한계해석의 운동학적 접근방법을 통하여 극한 지지력을 계산하였다.

점토지반은 일축압축강도, 베인시험, 표준관입시험 및 콘 관입시험 등의 결과를 이용하여 지반의 연약한 정도를 확인할 수 있다. 표 2.1과 같이 일축압축강도인 q_u 가 50 kPa 미만인 점토는 연약 점토로, 일축압축강도가 25 kPa 이하이면 대단히 연약한 점토(초 연약점토)라고 말한다. 표준관입시험을 수행하였다면 N 값이 4 이하 일 때 연약한 점토, N 값이 2 이하 일 때 대단히 연약한 점토(초 연약점토)가 된다. 그러나 점토지반에서 측정된 N 값은 전단강도 및 연약한 점토를 판단하는데 개략적인 추정치만을 제공하므로 실제 설계 적용 시에는 신중하게 검토하여야 한다(한국지반공학회, 2005).

표 2.1 점토에 대한 연약지반 판정 기준(한국지반공학회, 2005)

군 기	N 값	일축압축강도 q_u (kPa)
대단히 연약	< 2	< 25
연 약	2 ~ 4	25 ~ 50
중 간	4 ~ 8	50 ~ 100
견 고	8 ~ 15	100 ~ 200
대단히 견고	15 ~ 30	200 ~ 400
고 결	> 30	> 400

모래지반의 연약정도는 상대밀도로 확인할 수 있는데 상대밀도가 약 40% 이하일 경우 연약한 지반, 20% 이하일 경우 매우 느슨한 지반으로 나타낼 수 있다. 실제로 모래지반의 경우 현장에서는 표준관입시험을 이용하여 그 지반의 연약정도와 지반의 강도정수들을 추정할 수 있다. 표 2.2와 같이 N 값, 상대밀도, 내부마찰각에 따라 지반의 상태를 정의한다.

표 2.3과 2.4는 추가적인 연약지반의 판정 기준을 보여주고 있다.

표 2.2 N 값과 모래의 상대밀도 및 내부마찰각(한국지반공학회, 2005)

N 값	지반의 상태	상대밀도 (Dr, %)	내부 마찰각(ϕ)	
			Peck	
0 ~ 4	매우느슨	0 ~ 20	< 28.5	< 30
4 ~ 10	느슨	20 ~ 40	28.5 ~ 30.0	30 ~ 35
10 ~ 30	보통	40 ~ 60	30.0 ~ 36.0	35 ~ 40
30 ~ 50	조밀	60 ~ 80	36.0 ~ 41.0	40 ~ 45
50 이상	매우조밀	80 ~ 100	41.0 이상	45 이상

표 2.3 구조물 종류별 연약지반의 판정기준(한국지반공학회, 2005)

구분		유기질토층	점성토층	사질토층
고속도로	함수비(%)	100 이상	50 이상	30 이상
	일축압축강도 (<i>kPa</i>)	0.5 이하	0.5 이하	≈ 0
	<i>N</i> 값	4 이하	4 이하	10 이하
철도	<i>N</i> 값	0 이하	2 이하	4 이하
	층 두께(m)	2 이상	5 이상	10 이상
건축물	<i>N</i> 값	4 이하		
필댐	<i>N</i> 값	20 이하		

표 2.4 국내 고속도로에서 연약지반 판정기준(한국지반공학회, 2005)

구분	연약층 두께	<i>N</i> 치	콘관입 저항 값 q_c (<i>kPa</i>)	일축강도 값 q_u (<i>kPa</i>)
점성토 및 유기질토	10m 이하	4 이하	8 이하	0.6 이하
	10m 이상	6 이하	12 이하	1.0 이하
사질토	-	10 이하	40이하	-

2.1.2 연약지반의 공학상의 문제

건설공사에서 축조된 구조물에 대하여 가장 심각한 영향을 미치는 요소는 구조물 기초 지반의 안정, 흙 재료의 이용 상 공학적 안정성, 절토·성토의 사면 안전, 토압 안정성, 연약지반 침하, 연약지반 측방거동, 동하중의 액상화, 침투수압의 투수성 등의 문제가 있다.

연약지반에 대한 시공 시 원지반을 개량하지 않고 사용하게 되면 공학적인 여러 안정상의 문제가 발생하게 되는데, 이때 지반의 공학적인 성질을 개선하여 안전성을 증대시키는 것을 지반개량이라고 한다.

연약지반 개량의 목적은 전단강도, 취성변형, 동적특성 및 차수성의 개선 등으로 나눌 수 있다. 일반적으로 점성토 지반에서는 압밀을 통해 간극수압을 배출시키고, 사질토 지반에서는 진동이나 충격에너지를 가해 입자사이의 간극을 감소시켜 지반의 강도를 증가시키는 것을 목적으로 한다.

현장조건에 적합한 연약지반 개량공법을 선정하기 위해서는 각각의 공법의 특징을

알아야 하고 현장시공과 시공 후 유지관리가 제대로 이루어질 수 있는지를 충분히 검토해야 한다. 또한 공사비를 고려한 경제성 및 현장 적용성 등의 지반개량 목적에 가장 적합한 지반개량공법을 선택해야 한다.

표 2.5는 개량목적과 적용지반에 따른 대책공법을 보여주고 있다.

표 2.5 개량목적과 적용지반에 대한 대책공법(한국지반공학회, 2005)

구분	개량원리	주요공법	개량공법	적용지반	
하중조절	경량화	경량자재	지반의 지지력 향상 지반의 전단변형 억제 활동파괴의 방지 시공기계의 Trafficability 확보	점성토, 유기질토	
	하중균형	압성토공법			
	하중분산	침상공법			
		Sheet, Net 공법			
		Sand Mat 공법			
	표층혼합처리공법				
지반개량	치환	굴착치환공법	활동파괴의 방지 침하의 감소 지반 전단변형의 억제	점성토, 유기질토	
		강제치환공법			
	탈수	Pre-Loading	압밀침하 촉진 지반의 강도증진 촉진 활동파괴의 방지	점성토, 유기질토	
		Sand Drain 공법			
		Peak Drain 공법			
		Plastic Drain 공법			
		Well Point 공법			
		Deep Well 공법			
	생석회 Pile 공법	사질토			
	다짐	Sand Compaction Pile 공법	침하의 감소 액상화의 방지 활동파괴의 방지	점성토, 사질토, 유기질토	
				Vibroflotation 공법	사질토
				Vibrotamper 공법	점성토, 사질토
				쇄석 Pile 공법	사질토
				동압밀공법	사질토
	고결	석회계 심층혼합처리공법 시멘트계 심층혼합처리공법 분사교반공법 동결공법	활동파괴의 방지 침하의 감소 지반의 전단변형 방지 지반의 Piping 방지	점성토	
				점성토, 사질토	
				사질토	
				점성토, 사질토	
				점성토, 유기질토	
	지수	약액주입공법 분사주입방법 지수널말뚝공법	지반의 측방유동지수 방지 차수	사질토	
점성토, 사질토					
점성토, 유기질토					
지중구조	골격형성	체질성토공법 Pile, Cap, Pile Slab 공법	활동파괴의 방지 측방유동방지	점성토, 사질토	
				유기질토	

2.2 약액주입공법

2.2.1 개요

약액주입공법은 건설현장의 악조건으로 인하여 다른 공법을 활용한 설계가 어렵고 현장주변에 인접한 건축물이 밀집한 곳의 민원으로 인하여 타 공법만으로 할 수 없는 여건인 경우 본 공법이 가지는 독특한 장점으로 그 필요성 및 활용실적이 급증하고 있다(천병식, 1994).

약액주입공법이란 연약한 지반을 안정되도록 처리하는 공법의 하나로 물유리 등의 약액을 지반에 주입하여 굳어짐과 동시에 지반을 영기어 굳혀서 차수 및 지반의 강도를 증대시키는 것을 목적으로 한다(토목용어사전, 1997).

2.2.2 흙의 전단강도 증강

약액주입 전 지반은 주입 후 지반보다 비중, 공극비, 밀도, 투수계수, 및 강도정수 등의 토질 성상에 큰 변화가 생긴다. 이 중 강도정수와 투수계수는 변화가 매우 크므로 중요한 요소가 된다. 특히 차수효과 및 강도증대에 대해서 사질토는 느슨한 지반과 조밀한 상태의 지반으로 구분하여 확인할 수 있다.

느슨한 지반에서는 약액의 불투수성으로 인하여 비배수상태가 되고 흙의 전단 시 발생하는 공극압에 의해 마찰저항이 감소하면서 내부 마찰각이 감소하게 된다. 이때 전단강도의 주체는 약액임을 확인할 수 있다.

조밀한 상태에서는 전단파괴 시 팽창 현상에 의해 약액의 부피가 증가하여 공극압의 부압으로 내부마찰각 또한 증가하게 된다. 이때 전단강도의 주체는 약액의 강도와 더불어 토립자 자체의 토질특성에 의해 좌우됨을 확인할 수 있다.

이러한 현상은 느슨한 지반에서는 주로 약액 자체의 점착력에 의해 이루어지며 조밀한 상태에서는 토립자의 특성에 의한 영향을 받음을 확인할 수 있다. 또한 약액에 의한 Gel이 피막을 형성하여 불투수층으로 되기 때문에 고결토의 차수효과가 증대된다고 판단할 수 있다. 이처럼 약액주입에 의한 흙의 전단강도 및 차수 증대효과는 결국 흙의 점착력 때문이라고 판단할 수 있다.

주입제에 의해 흙의 강도는 증대되는바 주로 점착력에 의해서 증가하는데 이는 대상

지반의 밀도가 높을수록, 입경이 작을수록, 주입약액의 농도, 점도가 클수록 높아지게 된다. 이처럼 흙의 전단강도는 주로 주입대상 지반의 밀도, 토질의 형상, 입경 및 주입약액의 영향을 받게 되며 이는 식 (2.1)과 같이 강도정수 Mohr-Coulomb의 강도정수 c 와 ϕ 로 설명할 수 있다(천병식, 1994).

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

여기서, τ : 전단강도(kN/m²)

c : 점착력(kN/m²)

σ : 유효응력(kN/m²)

ϕ : 내부마찰각(°)

2.2.3 약액주입에 사용되는 시멘트의 토질오염 문제

약액주입에 사용되는 시멘트계의 대해서 지반 오염에 대한 환경문제가 대두되기 시작했다. 시멘트 그라우팅 현장에서 발암 물질인 C_r^{6+} 이 용출되고 이에 대한 오염 문제가 대두됨에 따라 외국의 경우 관련 기관에서는 이에 대한 규정이 발효되고 법적 조치에 들어가는 등 엄격히 규제되고 있다.

약액주입 시공 후 주변의 수질 기준인 pH 8.6 이하(시멘트계는 pH 13.5 강알카리)로 제한하고 있기 때문에 오염성이 낮은 물유리계 약액조차도 안전하다고 할 수는 없다(천병식, 2001).

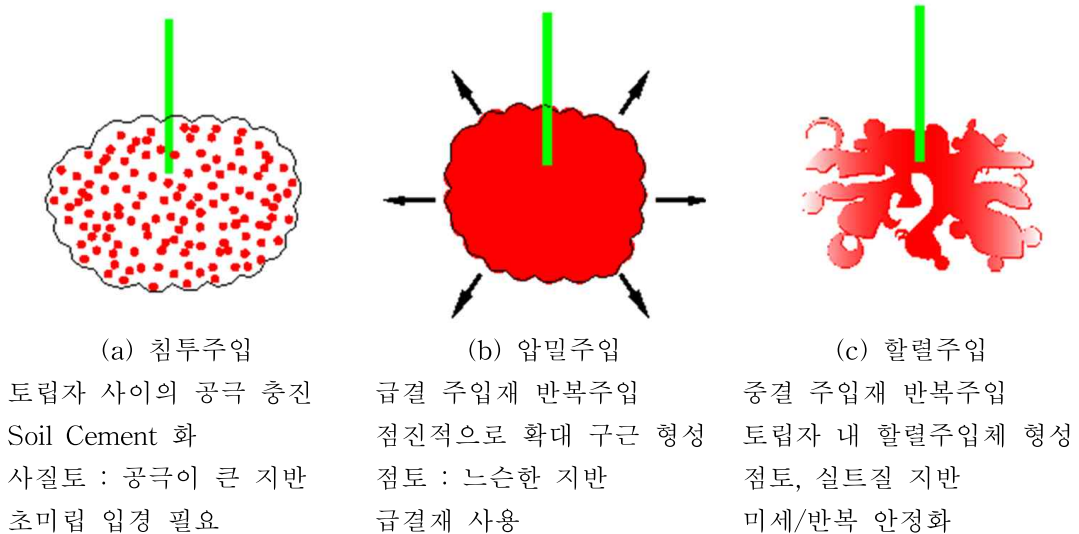
국내에서도 지반 개량재료로서의 시멘트 사용 시 발생하는 오염물질의 농도를 파악하기 위해 C_r^{6+} 용출 등 환경적 위해성 여부를 평가하고 더욱이 우레탄, 시멘트 등을 대상으로 어독성을 측정함으로써 주입 약액에 대한 환경 영향성을 평가하고 있다(천병식과 박주양, 2001).

2.2.4 주입형태

침투주입은 약액주입의 가장 이상적인 형태이다. 하지만 실제 현장에서 주입할 경우 그림 2.1(c)와 같이 토층의 경계나 지반심부의 가장 연약한 곳에 흠에 할렬 하면서 주입되기 쉽다. 할렬로 인해 지반이 흐트러지기 때문에 침투 주입으로 인한 지반의 할렬은 지반개량을 시작할 때 오히려 악 효과가 나타날 수 있다.

이러한 문제를 최근에 완결성 주입재의 2중관 단상주입 등에 의한 주입 등으로 해결하는 상태이다(천병식, 1985). 반면에 이러한 할렬 현상을 건설공사에 거꾸로 적용하는 것을 연구하여 CGS (Compaction Grouting System) 공법이 미국에서 실용화된 상태이다. 이처럼 침투 주입의 형상 또는 이와 반대로 할렬 주입의 이용 등이 더 활발히 연구되고 있는 경향이다.

그림 2.1은 약액주입공법의 주입방식을 나타낸 것이다.



(a) 침투주입
토립자 사이의 공극 충전
Soil Cement 화
사질토 : 공극이 큰 지반
초미립 입경 필요

(b) 압밀주입
급결 주입재 반복주입
점진적으로 확대 구근 형성
점토 : 느슨한 지반
급결재 사용

(c) 할렬주입
중결 주입재 반복주입
토립자 내 할렬주입체 형성
점토, 실트질 지반
미세/반복 안정화

그림 2.1 약액주입공법의 주입방식

2.2.5 주입방식의 분류

그라우팅공법은 시공 과정에서 경화시간이 투입물과 직접적인 관계가 있기 때문에 경화시간에 따라 공정을 구분하고 있다. 주입방식에는 Gel-time을 기준으로 완결에 속하는 20분 이상일 경우 사용하는 1액 1공정(1-Shot system), 급결 일 때 사용되는 2액 2공정(2-Shot system), 2~10분일 경우 사용하는 2액 1공정(1.5-Shot system)으로 세 가지 주입방식이 있다(천병식, 1998).

(1) 1액 1공정방식

주입하는 약액이 완결의 특성을 가지면 1액의 주입재를 1공정의 주입관에서 펌프로 압력을 가해서 주입하는 1액 1공정식이 적용된다. 대부분 믹서 안에서 시간의 경과에 따라 경화반응이 시작되기 때문에 20분 이상의 긴 고결시간을 확보할 수 있는 경우에 사용된다.

(2) 2액 1공정방식

2액 1공정 방식은 주입 후, 20분 미만의 급결의 특성을 가지는 약액을 적용할 경우 사용된다. 서로 다른 두 가지 약액을 각각 독립된 주입펌프로 압송하여 Y자관 모양으로 1개의 관에 합류시킨 후 주입하는 방식이다.

(3) 2액 2공정 방식

2액 2공정 방식은 주입 후, 10분 미만의 순결성을 갖도록 배합된 약액이나, 순결성 약액의 주입에 주로 적용된다. 이 방식은 2종의 주입관을 통하여 서로 다른 약액을 압송하여 주입관의 끝부분에서 합류시키는 방식이다.

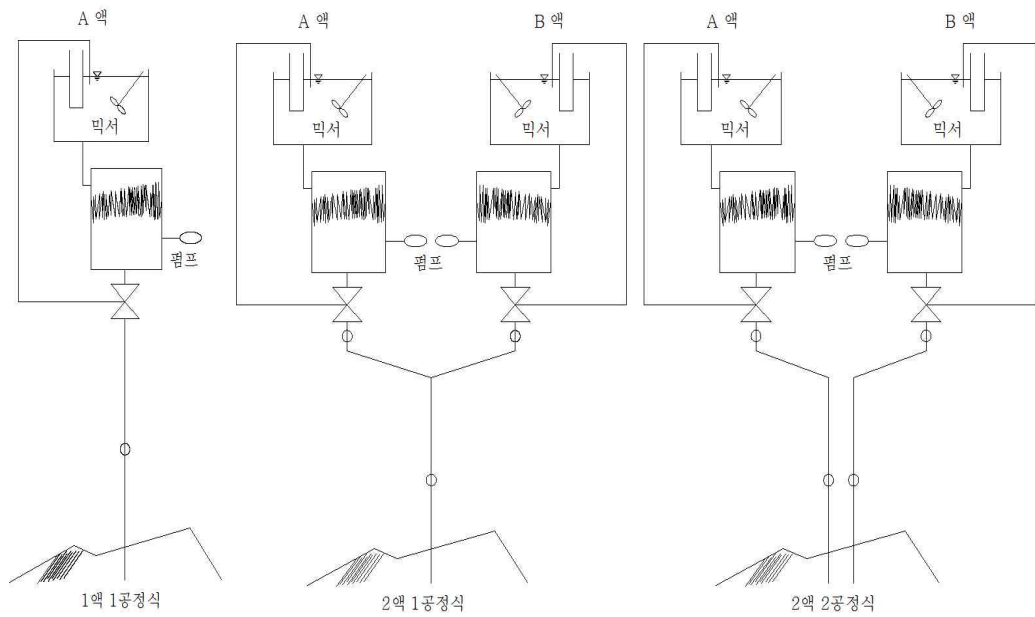


그림 2.2 혼합공정에 의한 그라우팅 방식 분류(권지연, 2012)

2.2.6 주입재의 분류

주입재의 분류는 시공방식, 반응형식, 재료 등에 따라서 여러 가지로 분류가 가능하다. 일반적으로 주입재의 종류에 따라 그림 2.3과 같이 분류한다.

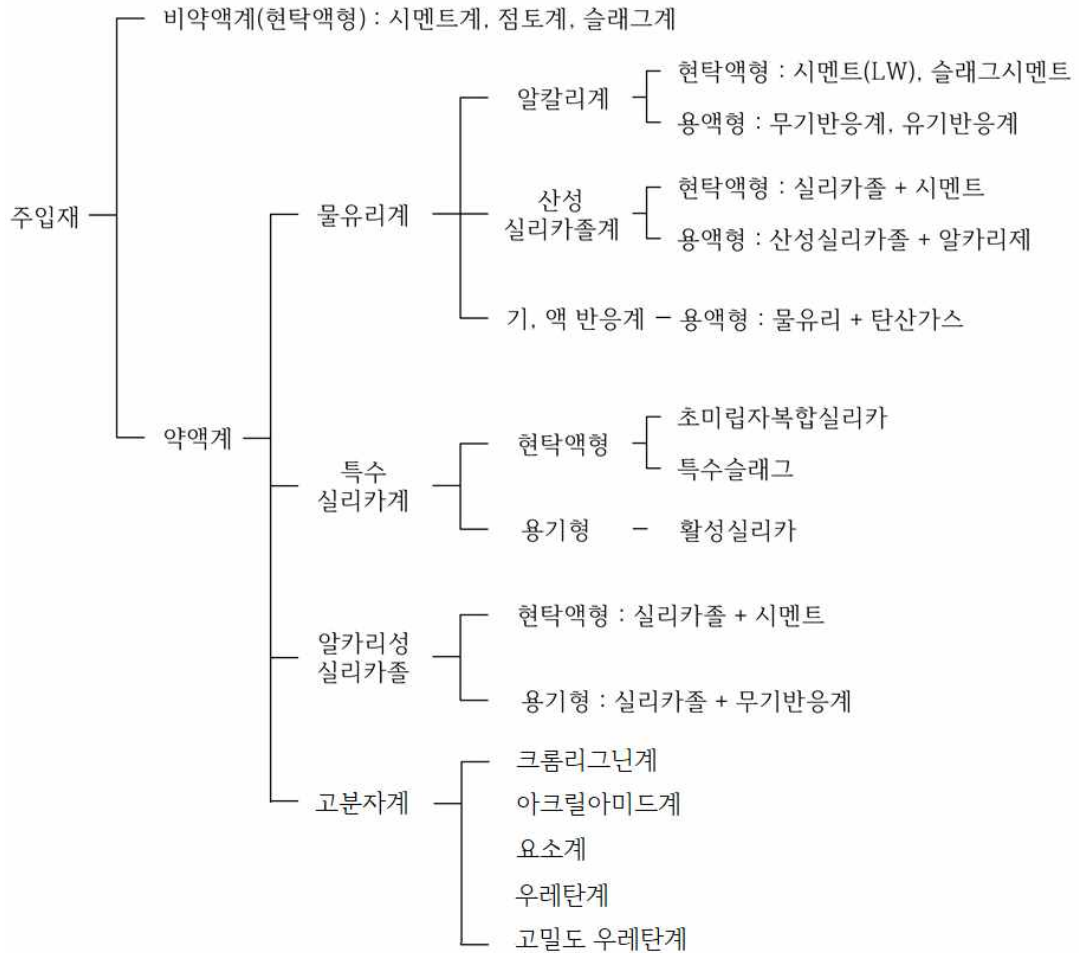


그림 2.3 주입재의 분류(한국지반공학회, 2005)

(1) 현탁액형(알칼리 약액) 주입재

LW약액으로 대표되는 현탁액형 주입재는 물유리계 약액에 시멘트나 Bentonite를 혼합하여 고결시킨 것이다. 현탁액형 주입재는 입자가 액체 중에 분산된 현탁액의 상태로 있는 특성을 보이며, 소성유동의 특성이 있는 초미립자시멘트 주입재 또한 현탁액형 주입재로 분류할 수 있다.

현탁액형 주입재의 침투율을 결정짓는 주요 매개변수로는 주입액의 입자크기, 주입재의 유동성(겔보기 점도, 전단강도), 안정성(입자의 침강, 응집정도), 약액이 주입되는 지반의 간극률과 크기 등이 있다. 이런 현탁액형 주입재는 상대적으로 침투효율이 떨어지는 단점을 가지고 있다. 하지만 내구성이 강하고 공해가 적어 경제적인 측면에서도 적절한 경쟁력을 가지고 있다.

(2) 용액형 주입재

용액형 주입재는 입자를 가지고 있지 않으며, 항상 균질한 상태를 유지한다. 용액형 주입재는 Newtonian Fluid(뉴턴유체)에 근접한 유동성을 가지고 있다. 용액형 주입재의 침투성능은 주로 주입하는 주입재의 Gel-time과 유동성, 주입되는 대상 지반의 크기와 간극률 등에 의해 결정된다. 또한 지하수 오염과 같은 환경오염의 가능성이 있기 때문에 철저한 사전준비가 필요하다.

한편, 물유리계 약액은 용액형 주입재의 대부분을 차지할 만큼 뛰어난 침투성을 가지고 있지만, 강도와 내구성 측면에서 약한 결점이 있다. 이러한 단점을 보완하기 위하여 일반적으로 시멘트계 현탁액형 주입재와 조합하여 반 현탁액형 주입재로 사용하고 있다.

다음 표 2.6은 약액의 종류에 대하여 나타내었다.

표 2.6 약액의 종류 (김병일 등, 2015)

현탁액형	시멘트계	
	점토계	
	아스팔트계	
용액형	물유리계	알카리계
		비알칼리계
		특수실리카계
		기·액반응계
	고분자계	크롬리그닌계
		아크릴아미드계
		요소계
		우레탄계
		고밀도 우레탄계

2.2.7 침투 이론식

(1) 침투와 고결의 메커니즘

그림 2.4와 같이 주입약액은 초기에는 저분자 용액이지만, 시간의 흐름에 따라 물유리와 중합되어 고분자화 되고 Colloid가 커지게 된다. 콜로이드 또는 gel화가 진행되고 있는 물유리는 최초 흠 입자의 여과작용에 의해 흠 입자 사이의 점점 부근에 정착하여 다시 흠 입자 표면을 물유리 층이 덮게 된다(박경호, 2015).

초기에는 주입액이 간극을 통과하면서 침투범위를 넓혀 가지만, 일정 시점 이후에는 간극이 막히고 주입액이 더 이상 지반에 침투하지 못하면서 주입이 종료된다. 이처럼 토립자의 점점을 중심으로 하여 토립자 표면을 덮은 규산겔은 1차 결합 또는 2차 결합으로 견고한 규산층으로 형성되어 토립자 점점을 견고하게 고정하고 연속된 막에 의해 토립자를 연결한다.

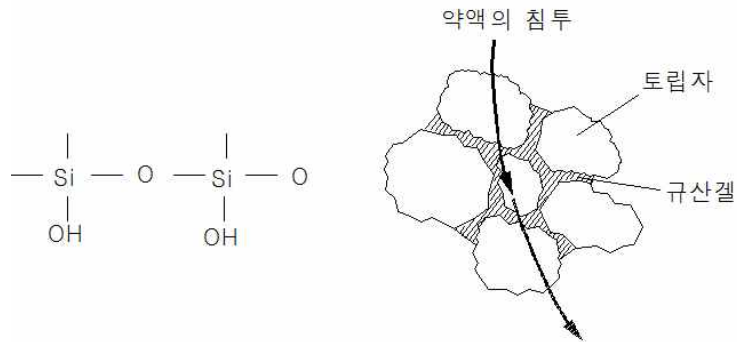


그림 2.4 토립자에서의 약액 침투와 규산겔에 의한 토립자의 고결 모형도(한국지반공학회, 2005)

토립자 상호간의 규산에 의한 접착은 규산층에서 분자간의 응집력과 규산층 및 토립자 표면의 부착력으로 이루어진다. 이 가운데 규산층과 토립자 표면의 부착은 사질토의 경우 수소결합 등에 의한 2차 결합으로 의해 나타난다.

점토성분이 증가함에 따라 입자간의 침투는 불충분해지고 전체의 균질한 고결효과는 감소하게 된다. 이와 같은 토립자와 약액의 상호작용에 의해 약액주입 전 모래의 전단강도가 입자 상호간의 접촉이나 맞물림에 의한 마찰로 생긴 요소가 주된 것이었으나, 약액주입 후 모래의 전단강도는 이 마찰로 인한 요소 이외에 규산층 토립자 간의 고결로 인한 점착력의 요소가 추가되었다고 생각할 수 있다(김진수, 2002).

(2) 침투에 관한 이론식

주입에 있어서 침투이론식은 약액의 주입시간, 주입압력, 고결시간, 주입속도, 점성, 주입공의 유효반경, 주입방식 및 지반의 투수계수, 간극률 등과 상관관계가 있다. 또한, 실제 지반의 불균질성, 지하수의 유동성, 주입재 점도의 Gel-time 변화로 고결되면서 수반되는 약액의 복잡한 침투기구 등과 관련이 있다. 이로 인해 약액의 침투방법을 정밀하게 수식화한다는 것은 상당히 어려운 일이며, 지반에 대한 불 균질성을 고려한다면 오히려 무의미하다고까지 판단할 수 있지만 많은 선행연구에서 침투성에 대한 경험식들이 제안되고 있다. 이러한 침투이론식들은 크게 현탁액형 침투이론식과 용액형 침투이론식으로 구분할 수 있으며 전반적으로 다음과 같은 가정들을 전제로 한다(천병식

1998).

주입재의 침투는 층류로써 Darcy의 법칙에 따르고, 주입재의 비중은 물과 큰 차이가 없으며 중력 또한 무시할 수 있다. 지반은 균질하게 무한히 계속되며 구속하는 것이 없고, 주입재의 점성은 일정불변하다. 마지막으로 지반은 물로 포화되고 지하수의 유동은 없다(박경호, 2015).

용액형주입재에 대한 침투이론식은 현탁액형에 비해서 많이 제안되어 있다. 어떤 제안식이든 유속이 그 유선의 동수구배에 비례한다는 Darcy의 법칙을 기본으로 하고 중력의 영향을 무시한다는 가정에서 식 (2.2)와 같이 유도된다(박경호, 2015).

① Maag의 식(Nakayama and Okano, 2013)

$$t = \frac{\mu n (R^3 - r^3)}{3khr} \quad (2.2)$$

여기서, t = 주입소요시간(sec)

n = 지반의 간극률(%)

k = 지반의 투수계수(cm/sec)

h = 수두(주입압)(cm)

μ = 물과 약액의 점도비

R = 주입유효반경(cm)

r = 주입공 반경(cm)

그러나 Maag의 식은 주입관의 형식, 간극 충전율, Gel-time과는 상관관계가 없기에 주입특성을 나타내는 매개변수를 선정하여, 식 (2.3)과 같은 실용 식을 제시하였다.

$$t = \frac{\alpha n \beta}{3Akh} (R^3 - r^3) \quad (2.3)$$

여기서, α = 간극 충전율(%)

β = 약액의 동점성계수

A = 주입면적(m²)

② Karol의 식(Karol, 1960)

주입제가 지반의 공극으로 침투하는 것을 가정하여 식 (2.4)와 같이 제안되었다.

$$r = 6.2 \times \sqrt[3]{\frac{1}{\nu} q \times t / n} \quad (2.4)$$

- 여기서, r = 침투거리(cm)
- q = 주입량(cm^3/sec)
- n = 간극률(%)
- ν = 용액의 점도 역수
- t = 주입시간(sec)

2.3 약액주입 공법의 종류

약액주입 공법으로 현탄액형인 시멘트계, 점토계, 아스팔트계와 용액형인 물유리계의 알카리계, 비알카리계, 투수 실리카계, 기·액 반응계와 고분자계의 크롬리그린계, 아크릴아미르계, 요소계, 고분자 우레탄계, 고밀도 폴리우레탄계 등이 있다.

2.3.1 L.W공법

(1) L.W 공법의 개요

시멘트 현탄액을 물유리 용액과 혼합하면 규산 수화물을 생성하여 Gel화 된다. 희석된 물유리 용액과 소량의 시멘트를 혼합 후 일정 시간 경과 후 뜬 물을 취하여 1-Shot 방식으로 주입하는 공법이다.

Gel-time 이 30~60분 정도 길어 급결로는 이용할 수 없고 Gel-time 조절이 어려운 점. 시멘트를 제외하고 뜬 물만 주입함으로 재료 낭비적인 결점을 보완하여 현재 널리 이용되고 있는 것을 1961년 일본의 樋口는 1 L.W 공법을 1.5-Shot 방식에 물유리 용액과 시멘트 현탄액을 주입하므로 Gel-time의 조절이 비교적 용이하고 재료적 낭비도

적다(최기관, 2002).

(2) L.W 공법의 특징

물유리 용액을 주재로 하고 시멘트 현탁액을 경화제로 하므로 현탁액형 물유리계에 속한다. 주입재는 L.W-1(시멘트)과 L.W-2(시멘트, 벤토나이트)가 있다. L.W-1의 경화제는 포틀랜드시멘트를 사용한다. 표준배합은 주입재 1m³당 물유리 350kg, 시멘트 250kg이며 L.W-2는 시멘트 입자 침강을 막기 위해 벤토나이트를 적정량 첨가한다.

L.W공법 적용 토질은 자갈층 및 사질토층은 전면적으로 침투하고 약액과 현탁액의 주입비율에 따라 입경 0.9mm 이하의 토질에서는 시멘트 필터가 되어 침투할 수 없으나 시멘트 위에 뜬 물 및 물유리만 침투가 가능하다. 연약지반의 실트층 및 점성토는 맥상으로 압입되어 지반의 침하를 방지함과 동시에 지반개량에도 효과가 있다. 주입재의 적용성을 판단하는 가장 중요한 요소는 주입재의 침투성이다.

2.3.2 고분자계 약액주입공법

(1) 아크릴아미드(Acryl Aamide)계

주제는 아크릴아미드 용액(CH₂ CH-CONH₂)으로 여기에 촉매인 과황산 칼륨(K₂ S₂ O₈) 또는 암몬(NH₄)₂ S₂ O₈을 첨가하면 중합 반응을 일으키며 물에 녹지 않는 탄력성 있는 Gel화물이 형성된다. 일반적으로 AM-9이라 불리는 것으로 일본에서도 동일한 것이 여러 종이 개발되었다.

폴리 아크릴아미드계 수지분자의 구조식은 다음 그림 2.5와 같다.

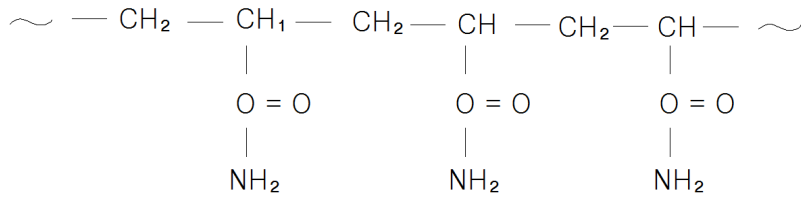


그림 2.5 폴리 아크릴아미드계 수지분자 구조식

장점은 약액의 점성이 낮고 겔화 직전까지 변화가 없기 때문에 침투성이 대단히 우수하다. 또한 반응이 중합반응인 만큼 전량 고결화하고 고결체가 유연성이며 지수성도 우수하다.

(2) 요소계(Urea)

주제는 요소, 포름알데히드의 혼합물인데 여기에 촉매인 산성 아황산소다, 황산 등을 첨가하면 중합반응을 일으켜 Gel화물을 형성한다. 장점은 점성이 낮아 침투성이 우수하고 고강도를 얻을 수 있는 것이다.

반응을 약식으로 나타내면 다음 그림 2.6과 같다.

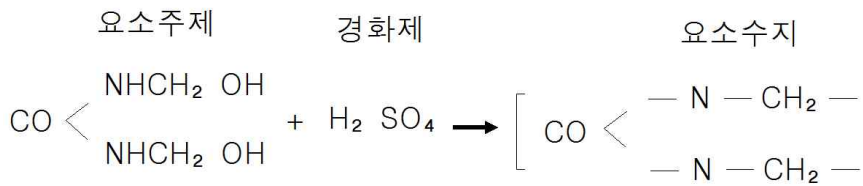


그림 2.6 요소계 반응 약식

(3) 우레탄(Urethen)계

1) 우레탄공법의 원리

우레탄공법은 발포성능을 갖는 두 가지의 우레탄계 약액을 개량한 지반의 한정된 범위에 압입식 볼트를 사용하여 1.5-Shot방식으로 주입하여 대상지반의 차수를 확보하고 강도개량을 목적으로 하는 지반 고결공법이다.

우레탄계 주입공법은 시공방법과 사용재료에 따라 FCU공법과 TBU공법으로 나눌 수 있다. 우레탄계 주입공법은 연약지반의 세굴방지과 터널보강 및 효율적인 굴착을 위한 개구보강, 공동충진, 붕락 방지, 균열부 지반의 봉합 등에 주로 사용된다. 일반적으로 용수개소에 대한 우레탄의 주입을 적용하면 우레탄의 약액의 온도가 저하하고 발포 시의 발열분이 흡수됨과 동시에 Rise-time이 상당히 증가하는 경향이 있다. 따라서 Rise-time을 확보하기 위하여 물리적인 방법으로서 다음과 같은 방법이 필요하게 된다 (오세진, 1999).

- ① 볼트 내부의 정지 믹서에 의한 약액교반을 좋게 한다. 볼트 내에서는 1본의 정지 믹서가 압입되어 있는데, 이것을 2본 사용 함으로써 약액의 교반을 확실히 행하여 Rise-time을 촉진 한다.
- ② 약액자체의 온도를 올린다. Jet Heater 등의 발열체에 의하여 약액의 온도를 증가시켜 Rise-time을 촉진 한다.
- ③ 압입 볼트의 길이를 3~4m로 연장하여 교반된 약액의 혼합시간을 길게 한다.
- ④ 우레탄의 교반을 좋게하기 위하여 구입 시 회전속도를 빠르게 한다. 때로는 Rise-time을 1/2 정도의 시간 동안은 정지하고 저속회전을 시키지 않는다.

2) 우레탄공법의 특징

우레탄을 이용한 지반보강은 다음과 같은 특징이 있다.

- ① 연약한 지층, 단층대 및 파쇄대 등 절리가 발달한 암반을 고결하여 지반보강이 가능하다.
- ② 기존 터널 내부의 굴착장비인 레그드럴, 드리프터, 싱크 등을 이용한 천공이 가능하며, 간편한 주입기를 사용하여 약액을 주입하기 때문에 특별한 기술과 특수 대형장비가 필요하지 않다. 또한 지반의 조건에 따라 시간 및 장소에 제한이 없이 시공할 수 있다는 장점이 있다.
- ③ 발포형태의 약액이므로 발포압력에 의하여 미세한 절리의 틈까지도 고결시킬 수

있으며, 지반의 조건인 암석의 파쇄정도 및 풍화, 지하수의 용출상태, 공극률, 질리 및 단층의 발달 상태에 따라서 우레탄 주입을 조절하여 주입이 가능하다.

- ④ 주입작업은 막장의 굴진 작업과 병행하여 시공이 가능하다.
- ⑤ 지하수에 의한 분해와 희석이 없고 시공 중 또는 시공 후에도 지하수 등에 의한 우레탄약액(점성이 큼)이 용탈되지 않아 환경오염에 큰 영향을 미치지 않는다.

약액주입에 의한 지반보강공법은 물유리계, 특수 실리카계, 알칼리성 실리카졸, 고분자계의 4가지로 나눌 수 있다. 각 공법 모두 특성 및 장·단점을 가지고 있으나, 일반적으로 국내에서는 시멘트계 현탁액과 물유리계가 많이 적용되어 왔다.

지반보강의 목적으로 시멘트계 현탁액이 주로 사용되고 있으나, 침투성 문제로 인하여, 점토 및 실트질 지반에서의 지반보강에 대한 증진효과는 기대하기 어렵다. 따라서 연약지반에서의 적용은 최근 들어 줄어드는 추세이다. 점토나 실트질 지반에 대해서는 최근에 강관다단 주입공법이나 우레탄계 약액주입공법의 적용이 증가하는 실정이다.

우레탄계 약액주입 공법은 지반의 차수와 강도증진의 목적에서 그 효과가 인정되어 왔다. 특히 우레탄계 주입공법의 침투성이 타 공법(물유리계, 시멘트계 현탁액 등)에 비해 높게 평가되어왔으나, 수입제품이라는 점에서 경제성 문제로 실제의 국내 적용에서는 널리 보급되지 못해 왔었다.

최근 국내 제품의 생산에 따른 우레탄의 출현으로 인하여 추후 경쟁력 있는 지반보강 및 차수 방법으로써 그 활용도가 급속히 증가하고 있으며, 본 연구대상 지반에 대해서는 가장 적합한 보강공법으로 사료된다.

(4) OH-Grout 계

1) OH-Grout의 원리

물과 중합 반응하여 고결되는 폴리우레탄계 친수성 수지를 주성분으로 하는 약액(OH액)을 원액 또는 물이나 아스팔트유제 등 수분을 포함한 유동체에 첨가하여 지중이나 구조물의 공극에 충전하는데 따라 지반의 강화, 투수성의 저하 및 구조물의 누수를 정지시키는 공극 충전공법이다.

2) OH-Grout의 특징

공법에 사용하는 OH액은 종래의 그라우트와 비교하여 다음과 같은 특징을 가졌다.

- ① 물과 직접 반응하여 경화된다.
- ② 물과 임의의 비율로 녹인다.
- ③ 지반에의 침투성이 좋다.
- ④ 견고한 고무형상의 탄성체가 된다.
- ⑤ 수질 순응성이 높다.
- ⑥ 내구성이 우수하다.
- ⑦ 토립자와의 부착력이 극히 우수하다.
- ⑧ 진동, 충격 흡수성이 우수하며 내진성이 양호하다.

3) 공법의 적용

OH액의 특징에서 다음과 같은 곳에서 적용된다.

- ① 지하실내에의 누수방지
- ② 흙막이벽 결손부의 보수
- ③ 근입 부족에 의한 보일링 방지
- ④ 밀다짐 주입
- ⑤ 콘크리트 크랙, 익스팬션의 누수방지
- ⑥ 터널, 쉘드 연약토질 안정
- ⑦ 댐의 커튼 그라우트

2.3.3 고밀도 폴리우레탄공법

(1) 우레텍공법 (Uretek Method)

1) 우레텍 공법의 원리

토질 분야에서 여러 해 동안 건물에 대한 우레텍 지반강화 공법에 대해 관심이 있었다. 초기에는 유럽에서 개발되고 특허를 얻은 우레텍 공법에 대하여 이 분야의 엔지니어들은 큰 관심을 갖지 않았다. 그 이유는 우레텍 공법이 공학적인 검증을 거치지 않은 공법이라고 생각하였기 때문이다.

그러나 여러 해가 지난 오늘날에는 엔지니어들에 의해 광범위하게 공감대가 형성되고 있으며 이것은 아마도 각양각색의 조건 아래에서 수많은 시험을 거치며 우레텍 공

법이 성공적으로 적용된 수많은 사례에서 비롯된 것이라고 보인다. 기술적으로 지속적인 우위를 점하기 위해 파도바대학과 함께 연구를 거듭해왔으며 실제 현장에서의 적용 기법과 물질 그 자체의 개선에 주력해 왔다. 신속한 작업과 수많은 시공실적과 결과를 통해 현장 공법개선으로 이어졌다.

그 중에서도 가장 혁신적인 것은 우레텍 물질 Geoplus로써 특별히 지반강화용으로 개발 연구되었으며 우레텍에 의해 독점적으로 생산되고있다(Giuseppe Richery, Marco pavarreti(2004)).

2) 우레텍 공법의 특징

① 지반강화 공법

우레텍 물질인 Geoplus는 액상상태로 지반 강화를 필요로 하는 지층까지 주입 Tube와 펌프를 통해 주입된다. 주입 Tube는 직경 20mm 이하의 구멍을 통해 삽입되며 하부지층까지 정교한 작업을 위해 직접 기초의 관통을 통해 설치된다. 펌프 주입압력은 높지 않으며 주입 압력자체가 성공적인 작업 수행에 큰 역할을 하는 것은 아니다. 우레텍에 있어 지반강화의 정도는 우레텍 물질 자체의 팽창압에 있는 것이지 펌프 주입 압력 하고는 관련이 없다. 물질 주입 시 발열성의 혼합물질이 액상상태에서 고체 상태로 변환되며 그 과정에서 발생한 동적인 에너지와 팽창압과 더불어 부피의 증가가 발생한다. 우레텍 물질의 팽창압의 정도는 역으로 우레텍 물질 부피증가와 비례한다. 화학반응 시간은 대단히 빠르며 또한 이러한 혼합물의 즉각적인 반응이 일정하며 기계적인 특성을 띠게 된다. 이러한 반응은 주변 지층에 한정되며 지반압력에 의해 발생된 에너지를 전달하며 토질의 종류에 따라 달라진다. 우레텍 Geoplus 혼합물이 지반으로 주입되면 우레텍 물질은 서로 다른 형태로 거동하며 주입된 지반 특성에 따라 달라진다.

흙의 입자가 큰 경우 우레텍 혼합물은 입자 사이의 간극에 침투하여 흙의 입자와 결합한 후 하나의 중요한 기계적 특성을 가진 고형물이 된다. 만일 점토성의 흙이면 흙 입자 사이의 간극을 침투하는 대신 마치 식물의 뿌리처럼 아주 조밀하게 얽혀진 격자 구조 형태를 띠게 된다. 하나의 덩어리를 형성하여 그 자체에 의해 압축이 되고 강화된다. 상기의 어느 경우라도 우레텍 물질은 화학반응으로 발생한 강한 압축력을 대상 지반 주변에 발생시킨다.

② 팽창력

우레텍 Geoplus 물질의 최대 팽창력은 $1,000\text{ton}/\text{m}^2$ 에 이른다. 이러한 특성은 우레텍 지반강화 공법을 성공적으로 수행하는데 있어 필수적인 요소이다. 화학반응은 Geoplus 물질의 팽창압으로 인해 간극을 감소의 원인이 되는 사전 압축력을 지반에 전달한다. 이러한 압축력으로 인해 침하를 방지하는 역할을 하게 된다.

화학반응으로 발생한 팽창력은 물질 자체의 팽창률에 의해 점차적으로 감소한다. 팽창정도는 주변 지반의 토압 정도에 따라 달라진다. 우레텍 물질과 지반이 서로에 대해 작용과 반작용하는 두 개의 Spring 즉 Geoplus Spring과 지반 자체의 Spring으로 나누어 생각할 수 있다. 주입 Tube를 통과하면서 Geoplus Spring 계수는 완전히 감소한다. 또한 팽창은 대상지반을 매개체로 해서 시작된다. 이러한 체계는 Geoplus spring 계수가 압축된 지반의 반작용 힘과 같아지는 팽창 상태에 도달했을 때 평형을 이루게 된다. 이 시점에서 체계가 평형을 이루며 동시에 물질의 혼합물이 고형물로 변화하면서 굳어지게 된다. 주입 물질의 고형화로 발생한 지반의 지지력은 압축된 지반의 지내력보다 크며 이러한 상태는 이후 내내 지속된다. 이러한 과정은 순식간에 일어나며 지중에서 대단히 정교하게 이루어진다.

③ 반응시간 및 현장 적용성

화학반응은 물질을 순간 팽창하며 액상상태에서 고형물로 변화시키며 이 모든 것이 순식간에 이루어진다. 이러한 상태는 몇 가지 주요 특징으로 이어진다.

가) 주입구 지점에서부터 최대 직경 $1.2\text{m}\sim 2\text{m}$ 까지 물질을 확산되며

나) 주입된 물질의 100% 활용 가능하고

다) 지반 보강 대상 체적을 정확하게 계산할 수 있으며

라) 작업팀은 2~3명으로 구성되며 신속한 작업속도 요구 시 추가 팀 활용 가능하다.

마) 물질 주입 시 구조물에 부착된 레이저 센서에 의해 조절되고 주입은 센서의 수치가 상향 변화를 보일 때까지 지속된다. 이것은 구조물에 의해 발생한 Static Stress뿐만 아니라 구조물을 상승시킬 동안 발생하는 Dynamic Stress(Static Stress보다 큼)에 대응 할 수 있는 Compression과 Compaction에 도달했다는 것을 나타내며 상기의 과정을 통해 작업 성공 유무에 대한 즉각적 확인과 더불어 지반조사를 통해 평가될 수 있다.

바) 구조물에 부착된 레이저 계측을 통해 정확한 지반거동 포착과 작업의 안정성을 확보할 수 있는 정교한 시공이 가능하다.

④ 팽창성

가) 우레텍 Geoplus 혼합물의 팽창 정도는 대상지반의 토질상태에 따라 2배에서 20배 까지 다양하다. 즉 1dm^3 ($\text{dm}^3=1\text{L}$)의 혼합물은 $2\sim 20\text{dm}^3$ 부피의 다양한 복합 고결체가 형성된다.

나) 지반과 기초 구조물 사이의 접촉면과 기초지반에 존재하는 간극을 충전 한다.

다) 물질의 팽창압에 의해 다져진 지반의 체적 손실에 대한 즉각적인 회복이 이루어진다.

⑤ 탄성계수

우레텍 Geoplus의 탄성계수는 지반의 탄성계수와 비견할 만하며 밀도에 따라 다양하다. 토질의 특성상 기초지반에 가해진 하중은 밀도로 내려갈수록 단위 면적 당 전단 응력이 약화되는 분포를 나타낸다.

콘크리트 또는 강구조 기초가 땅속 깊이 있을 경우, 주변지반의 강도보다 구조물의 강도가 크기 때문에 거의 모든 내력이 하부로 전가된다. Geoplus 물질이 주입된 지반은 자체의 강성 변화가 없기 때문에 더 깊은 지층을 통한 내력 분포가 달라지지 않는다. 물질이 주입된 지반의 체적이 하중에 미치는 범위 내에 있는 체적과 일치하지 않는다면 물질 주입 지반의 상부층이 비교적 물질에 의한 영향을 받지 않아 변화되지 않은 상태로 남아 있을 수 있다. 우레텍 물질의 주입으로 인해 우려할 정도의 지반 응력 재분포가 없어 정교하게 국부적인 또는 부분적인 지반 처리 기술을 구사하는 것이 가능하다.

⑥ 응력저항도

우레텍 물질 Geoplus에 대한 물리적인 특성인 압축력에 대해 Geoplus물질이 사용된 목적에 따라 탁월한 성능을 보인다. 여기서 나타난 결과는 붕괴 시점까지의 결과이지 파괴까지의 결과는 아니다. 시험이 완료된 시점에서 시료는 원상으로 회복했다. 우레텍 Geoplus는 언제나 압축력이 동일한 정도의 팽창 시점에서 발생한 팽창력보다 컸다는 것을 보여 주었으며 이러한 특성은 일단 우레텍 물질이 주입되면 침하가 발생하지 않는다는 것을 보여 주는데 필수적인 요소이다. 인장강도나 휨강도에서도 아주 만족할 만한 결과가 나타났으며, 이러한 것들이 우레텍 물질을 통한 지반 개선효과가 있다고 볼 수 있다.

⑦ 내구성

우레텍은 우레텍 물질의 주입된 현장에 대해서 1975년 우레텍사가 처음으로 물질을 주입한 이래 주입지반의 체적감소나 물리적인 특성에 변화를 나타낸 적이 없었다는 것은 내구성 문제가 없다는 것을 암시한다.

⑧ 투수계수

Geoplus 물질의 투수계수는 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 이다. 이 수치는 지반의 투수계수와 비교할 때 점토의 경우와 비슷하고 모래, 자갈의 수치에 비해서는 훨씬 작다. 일단 우레텍 물질이 주입되면 흙 입자를 포함한 유실을 방지하면서 지반의 투수계수를 현저히 감소시킨다. 실제로 흙 입자 유실은 수량과 유속에 따라 달라진다.

⑨ 단위중량

Geoplus 우레텍 물질은 팽창 정도에 따라 단위중량이 달라진다. 통상 일반 지반에 물질이 주입되어 고결되면 $150 \text{kg/m}^3 \sim 300 \text{kg/m}^3$ 사이의 단위중량을 나타낸다. 이것은 지반의 단위중량에 비해 6~12배 낮고 물보다는 3~6배 낮다. 그러므로 우레텍 물질에 의한 지반처리는 주입된 자체 지반의 중량을 많이 증가시키지 않는다.

⑩ 안정성

우레텍 Geoplus 물질은 안정성을 확보해 왔다. 실제로 오늘날까지 사용된 우레텍 물질을 조명해 볼 때, 안정성 측면에서 긍정적인 결과를 확인 하였다. 우레텍 Geoplus의 특성은 일단 주입이 되고 나면 밀도에 거의 변화가 없기 때문에 물질 특성에 대해서 정확한 예측이 가능하다.

(2) 고밀도 폴리우레탄공법

1) 고밀도 폴리우레탄공법의 원리

약액주입공법은 고밀도 폴리우레탄 물질의 순간 팽창압을 이용하여 연약지반의 불안정한 지반의 안정화를 위해 적용되며 내구성이 매우 탁월한 친환경 공법이다.

약액주입공법의 주입물질은 순간 팽창압에 의해 연약지반 보강 및 복원, 차수공사가 가능하다. 작업시간이 매우 짧고 신속하여 열악한 환경에서도 타 공법보다 접근성과

작업성이 매우 탁월하고 침하구조물의 지반보강 및 복원은 주입물질이 지중에서 작용과 반작용의 원리를 이용하여 순간 복원된다.

약액주입공법의 주입 물질은 연약지반의 흙 속에 존재하는 물과 공극을 밀어내고 채움과 동시에 사질토는 c 값을, 점성토는 ϕ 값을 동시에 증대시켜 흙의 지지력을 순간 증강 시킨다.

2) 고밀도 폴리우레탄공법의 특징

주입물질은 물과 반응하지 않으며, 연약지반인 점성토층 또는 사질토층에 물질주입과 동시에 순간 팽창압에 의해 느슨한 지반이 압밀강화 되면서 차수가 가능하므로 대상지반에 대해서 불투수층 시공이 가능하다.

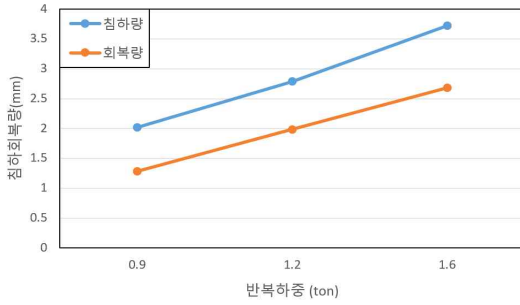
고밀도 폴리우레탄의 공학적인 특성으로는 레진 폼으로 구성된 지반 강화 공법임을 의미하고, 팽창재의 단위중량은 $50\sim 70\text{kg/m}^3$ 이며 투수계수는 $1.0\times 10^{-8}\text{cm/sec}$ 로 LW그라우트재 대비 현저하게 낮은 수치를 가지고 있다.

지지력에 대한 특성에서 주입물질의 부피팽창은 초기 물질주입량 대비 20~30배 이상 조절이 가능하고, 일축압축강도는 지반내의 흙의 특성과 관련이 있으며 교반된 원지반에 대하여 밀도 조절이 가능하다. 흙의 전단강도는 물질의 밀도와 주입량 그리고 재하중인 지중응력에 따라 조절이 가능하다.

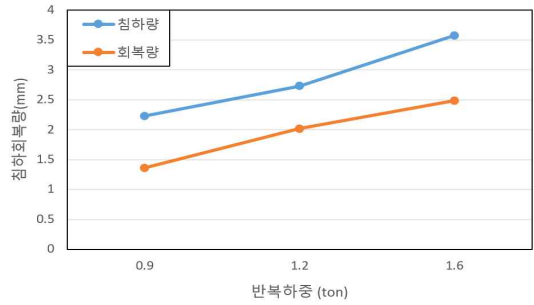
화학적 특성에 대해서는 크롬, 구리, 수은, 납 등을 포함한 9가지 항목의 기준치에 대하여 안정적인 수치를 확인할 수 있다.

3) 반복하중에 의한 침하 억제효과

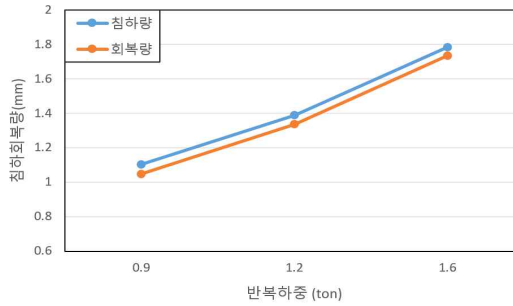
고밀도 급속 팽창재에 대한 침하 특성을 분석하기 위해 시료를 5일간 수조에 담근 후 시험을 실시하였다. 반복하중 재하 실험 장치를 이용하여 그림 2.7은 두 가지 시료로 구분하여 물 담그지 않은 비수침시료 (a)와 물에 담근 수침시료 (b)를 일정한 충격 횟수와 하중을 증가하여 시험한 결과 비수침의 공시체에 대해서 수침시료 보다 1~2% 정도 침하하였으며 하중재하가 끝난 후 공시체의 전체 침하량에 대해서 약 60~65% 정도의 회복량을 보였다(신은철, 2008).



(a) 비수침 팽창재



(b) 수침 팽창재



(c) 콘크리트

그림 2.7 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 침하량 및 회복량(신은철 등, 2008)

표 2.7은 반복하중횟수 2,000회, 속도 3Hz일 때의 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트 침하량과 회복률을 나타내고 있다.

표 2.7 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 침하량 및 회복량(신은철 등, 2008)

구 분	반복하중(ton)								
	비수침 팽창재			수침 팽창재			콘크리트		
	0.9	1.2	1.6	0.9	1.2	1.6	0.9	1.2	1.6
침하량 (mm)	2.016	2.785	3.723	2.226	2.730	3.572	1.103	1.389	1.784
회복량 (mm)	1.284	1.985	2.685	1.365	2.018	2.486	1.049	1.337	1.736

이 결과는 고밀도 급속 팽창재의 경우 반복하중이 작용하는 공장, 철도, 도로 등에서 발생하는 침하에 의한 복원성이 콘크리트 구조물보다 우수하여 재침하 발생율이 적음을 알 수 있다.

4) 반복하중에 의한 진동 저감효과

철도주행, 도로주행, 공장기계 진동 등 반복되는 충격 하중에 의해 지반이 압밀해지면서 지반의 공극이 발생한다. 구조물체 면과 지반 사이에 발생한 공극은 반복 충격에 의한 진동이 발생하고 발생된 진동은 공명현상에 의해 진동폭이 커지면서 구조물의 안전성에 영향을 주게 된다. 이러한 진동저감에 대한 시험을 위해 수침시료와 비수침 시료를 사용하였다. 반복하중에 의한 고밀도 급속 팽창재의 진동저감 효과는 콘크리트보다 10배 정도 진동저감을 보였다.

표 2.8은 반복하중횟수 2,000회, 속도 3Hz일 때의 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 진동량을 나타낸 것이다. 침하량과 회복률을 나타내고 있다.

표 2.8 반복하중에 따른 진동측정 결과(신은철 등, 2008)

진동량(cm/s ²)	반복하중(ton)		
	0.9	1.2	1.6
수침 팽창재	0.13407	0.14046	0.16599
비수침 팽창재	0.14046	0.14684	0.15382
콘크리트 시료	1.87659	1.85438	1.87938

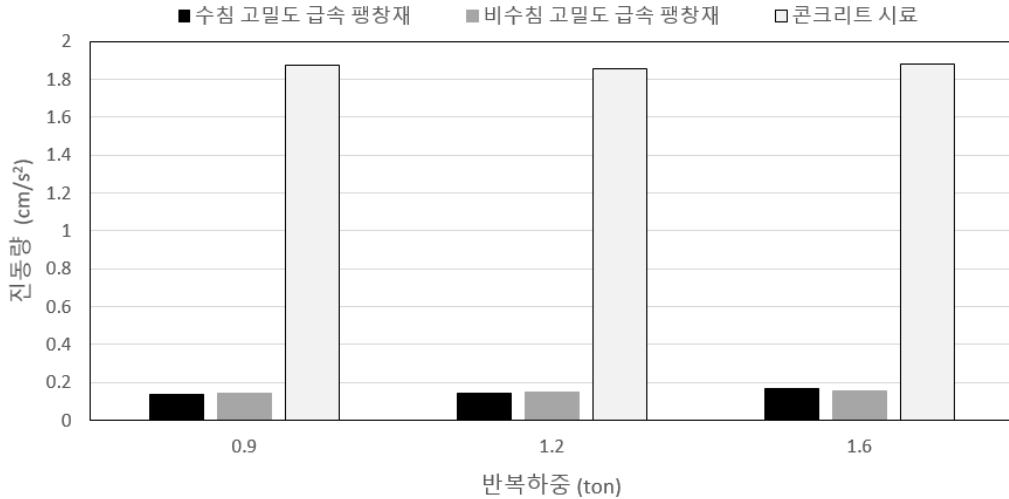


그림 2.8 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 진동 최대치 비교(신은철 등, 2008)

이 결과 그림 2.8은 비수침 팽창재와 수침 팽창재 시료의 경우 콘크리트와 비교 진동량은 하중별 진동량이 거의 같은 결과를 보여주고 있다. 이러한 결과는 고밀도 급속 팽창재의 시료는 물과 반응하지 않으며 진동저감 효과가 크며 연약지반의 지반보강에도 적용할 수 있고 진동 저감 효과에 대한 특성을 가지므로 도로, 철도, 공장 등 구조물 하부 지반보강 시 적용성이 우수하며, 물과 반응하지 않은 불투수성으로 차수 효과도 높다고 판단된다.

그림 2.7~2.8은 진동저감 효과 측정 결과 약 120배 정도의 진동량이 감소한 것으로 나타났다. 고밀도 급속 팽창 물질은 강성이 작아 진동저감 효과가 커짐을 알 수 있다. 따라서 철도 및 차량의 안정성에 저해 받지 않는 범위 내에서 강성을 최소화하는 것이 진동저감 효과에 가장 유리함을 알 수 있다.

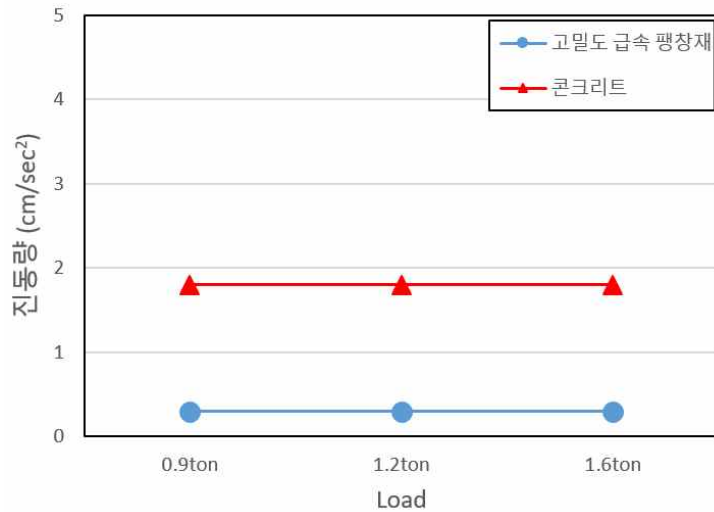


그림 2.9 고밀도 급속 팽창재와 콘크리트의 반복하중에 의한 진동량 (신은철 등, 2008)

5) 고밀도 폴리우레탄공법의 특성

작업 시 소음, 진동, 분진 등이 발생하지 않는다. 또 한 복원 시에는 칸막이벽, 기계 설비, 각종 배관 및 하중물 이동 없이 작업이 가능하고 레이저 계측으로 mm 단위까지 정밀시공이 가능하다.

환경성 측면에서 바라보았을 때 주입된 물질이 지중의 토양과 수질을 오염시키지 않은 친환경 공법이다. 내구성에서는 지반보강 또는 침하구조물 복원 시 충격이나 진동에 의한 소성파괴가 되지 않는 탄성체이다. 또한 주입재료의 단위중량이 $50\sim70\text{kg/m}^3$ 이므로 약액주입으로 인한 주입대상 지반 자체에 무게를 증가시키지 않는다. 이로 인해 주입재료에 의한 2차 압밀침하가 발생하지 않고 반영구적으로 변형되지 않는 내구성이 매우 뛰어난 공법이다. 표 2.9와 표 2.10은 고분자계 약액주입공법의 종류와 효과와 특성을 비교하여 나타낸 것이고 표 2.11은 LW공법과 고밀도 폴리우레탄공법의 특성을 비교해서 나타낸 것이다.

표 2.9는 고분자계 약액주입공법의 종류와 효과를 나타낸 것이다.

표 2.9 고분자계 약액주입공법의 종류와 효과

종 류	공 법 설 명	효 과
1. 아크릴 아미드계	-약액의 점성이 낮고, 침투성이 대단히 우수 -중합반응으로 전량이 고결화 유연성이며, 지수성이 우수.	침투성, 지수성, 고결체
2. 요소계	-중합반응으로 겔화물을 형성하며 -점성이 낮아 침투성이 우수하고 고강도를 얻을수 있음.	침투성. 고강도
3. 우레탄계	-가수반응과 함께 포화반응으로 고결체적의 증가로 흙 가운데 구속된 경우 현저한 강도증가와 침투성이 뛰어나 차수효과. -물과 반응하지 않는 비수용성, 수용성으로 구분.	포화반응 고결체적 증가 강도증가, 차수성 우수
4. OH-Grout 공법	-물과 반응하여 경화하며 OH액은 발포성을 가짐. -지반침투성이 좋음. -탄성체 내구성이 우수하고 토립자 와 부착력이 우수. -진동/충격 흡수성이 우수하며 내진성이 양호.	침투성. 탄성체 내구성, 부착력우수, 진동 .충격 흡수성우수
5. 우레텍공법	-약액의 팽창압에 의해 느슨한 지반을 순간 압밀강화 시키며 차수성이 매우 뛰어남. -약액반응 시간이 매우 짧아 침하구조물의 복원에 적용. -물과 반응하지 않음.	팽창압 우수 강도증가 차수성, 내구성, 내진성 부착력우수 진동/충격 흡수성 우수 친환경성
6. 고밀도 폴리우레탄공법	-불안정한 연약지반의 안정화에 적용되며 주입 물질의 순간 팽창압에 의해 느슨한 지반을 순간 압밀강화 효과 및 침하구조물의 복원력이 뛰어남. -사질토 지반의 점착력과 점성토 지반의 내부마찰각을 크게 하여 흙의 전단강도 순간 증대효과 우수. -차수성과 진동. 충격 흡수성이 좋아 내진성 효과 우수. -물과 반응하지 않음.	전단강도 증대 효과우수 팽창압 . 복원성우수 사질토 지반의 점착력우수 차수성 진동/충격 흡수성 우수 친환경성

표 2.10은 고분자계 약액주입공법 종류와 특성을 나타낸 것이다.

표 2.10 고분자계 약액주입공법의 종류와 특성(김병일 등, 2015)

구분 \ 종류	아크릴 아미드계	요소계	폴리우레탄계		
			OH-Grout 공법	우레텍공법	고밀도 폴리우레탄공 법
주입목적	강도+차수	강도	강도+차수	강도+차수+복 원	강도+차수+복 원
침투성	우수	우수	우수	우수	우수
고결시간	순결~완결	순결~완결	순결~완결	급결	급결
유독성 (수질, 토양오 염)	불량	불량	불량	우수 (친환경성)	우수 (친환경성)
팽창성	없음	없음	있음	있음 (조절가능)	있음 (조절가능)
가수반응	수용성	수용성	수용성	비수용성	비수용성
특징	강산성 지반에서 경화되지 않음	강산성 지반에서 경화됨	-물이 없으면 경화 되지 않음 -진동 충격 흡수성 양호	-사질토 점성토 지반 강화가능 -진동 충격 흡수성 양호	-모든 토질의 지반 개량가능 -진동 충격 흡성 및 내진성 양호
경제성	저가	중간	고가	고가	중간

표 2.11은 L.W공법과 고밀도 폴리우레탄 공법의 특성을 비교해서 나타낸 것이다.

표 2.11 L.W공법과 고밀도 폴리우레탄공법과의 비교

구분	L.W Grouting 공법	고밀도 폴리우레탄공법
시공 방법	<ul style="list-style-type: none"> -지반 천공 후 케이싱 삽입 -1.5쇼트방식 -멘젯류브 삽입 -Seal제를 주입하면서 케이싱인발 -24시간 경과 후 더블 팍커를 설치하여 주입 	<ul style="list-style-type: none"> -현장조사 : 지반조사, 누수조사 -장비셋팅 : 약액주입 장비, 천공장비 -천공 : 25mm 토사 천공 -주입 관설치 : 16mm 동 파이프 또는 아연강관 -계측기설치 : 레이저 레벨 및 스테인게이지 -주입 : 지반강화 및 복원, 차수
차수 효과	<ul style="list-style-type: none"> -지하수위 및 퇴적층에서 국부적인 차수 효과를 발휘하기 어려움 	<ul style="list-style-type: none"> -모든 지층의 차수부위에 대한 국부적인 직접 작업이 가능하고 주입 물질의 순간반응으로 피해발생이 빠른 조치가능 -경화시간이 1분 이내로 매우 빠름
특징	<ul style="list-style-type: none"> -약액주입 공법 중에서 높은 고결 강도 -타 공법에 비해 공사비가 저렴 -주입재를 소정의 위치에 균일하게 일정범위 주입이 가능하므로 확실한 주입효과. -동일 개소에 상이한 종류의 주입재를 반복주입 가능. -주입 후 필요하다고 인정되는 개소에 쉽게 재 주입 가능. -천공과 주입으로 작업공중을 분리하여 진행 시킬 수 있으며, 작업의 단순화, 성역화를 기할 수 있고 철저한 시공관리 가능. 	<ul style="list-style-type: none"> -점토지반에 주입이 될 경우 흙 입자의 간극을 침투하는 할렐 주입 됨. 주입 후 팽창압에 의해 주변 흙이 압축되면서 지반의 지지력이 순간 증대. -주입 물질의 고형화로 발생한 지반의 지지력은 압축된 지반의 지지력 보다 크고, 이러한 상태는 반영구적으로 계속 지속됨. -주입재의 확산반경은 주입 후, 토질에 따라 1.0~1.8m 까지도 주입 물질이 확산. -지하수 누수로 인한 토사 유실로 발생한 공극은 주입 물질의 팽창압에 의해 순간 지반이 압밀되면서 느슨한 지반의 공극을 채우고 물을 밀어냄.
현장 조건 적용 시	<ul style="list-style-type: none"> -점성토, 실트질 모래층은 주입이 어려움. 지하수위로 인해 제대로 차수효과 및 압축강도를 기대하기 어려움. 	<ul style="list-style-type: none"> -주입 물질의 순간 팽창 고형화로 인해 국부적인 누수 부위에 대하여 원활한 시공 가능. -지하수위에서도 주입 물질의 자체 화학 반응으로 인해 형성되는 발포 재료이므로 지하수와 상관없이 작업이 가능함.

그림 2.10은 고밀도 폴리우레탄 공법의 시공 과정을 나타낸 것이다.

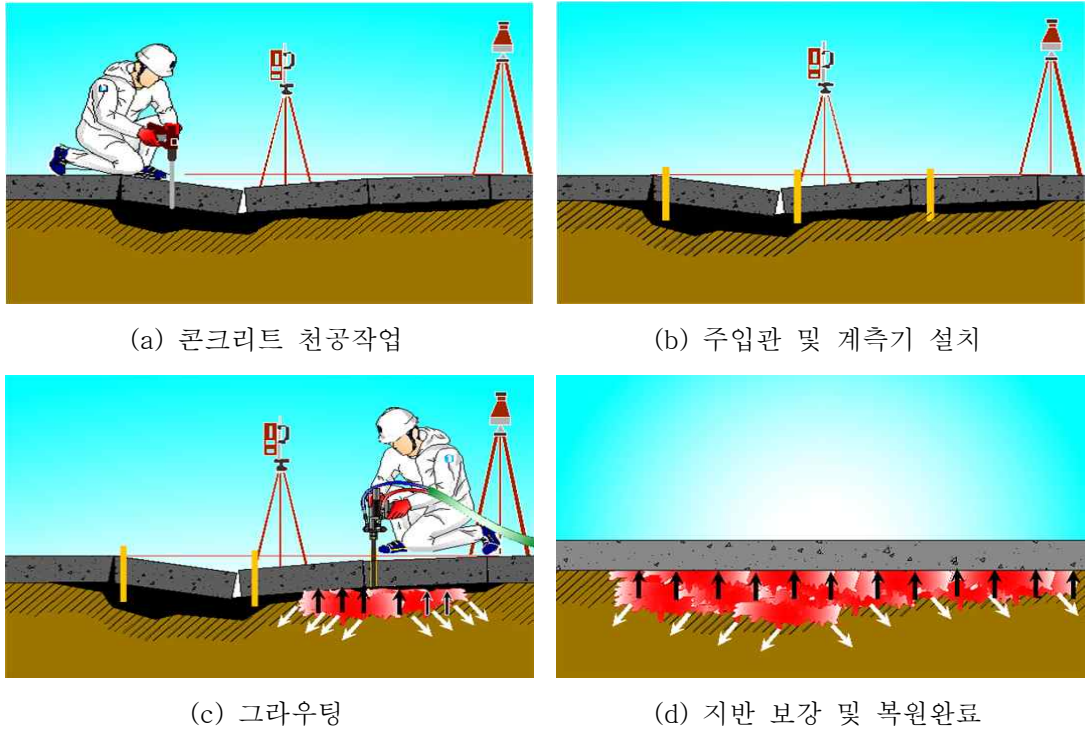


그림 2.10 고밀도 폴리우레탄공법의 시공 과정

2.3.4 우레탄공법과 고밀도 폴리우레탄공법의 특성

지반보강 공법에 쓰이는 우레탄계 약액은 2액형으로 종래의 그라우트제(물유리계, 수소계 등)와는 전혀 다른 성질의 효과를 발휘한다(오세진, 1999).

우레탄계의 반응상태는 주재료인 우레탄 프레포리마의 이소시아네이트기와 부재료인 폴리놀 수산기가 정지믹서 내에서 혼합 교반되므로 인하여 수소 결합 하는 것으로 3차원의 강력한 우레탄 수지를 생성한다.

또한 우레탄 수지의 강력한 접착성이 토립자와 토립간을 접착시킴과 동시에 팽창압으로 인하여 토립자의 간극 사이의 침투 능력이 향상 되면서 지반의 압밀효과로 현저한 공학적 효과를 발휘한다. 이러한 우레탄공법 재료의 물성과 역학적 시험자료를 통해 고밀도 폴리우레탄공법과 비교하고자 하였다.

시험에 사용되는 재료는 Homogel 시료를 사용하여 시공 전 data를 이용하여 설계 및 시공 시 지반조건에 따라 적절한 약액 선택의 기준이 되는데 참고 자료가 되고자 하였다.

(1) 주입재의 배합비, 발포배율, 반응시간 비교

주제와 경화제의 혼합 배합비의 약액은 메스실린더 내에 투입하여 발포 고결시킨 후 우레탄의 고결제의 부피를 측정하여 반응전의 처음비로 나누어 구했다.

표 2.12는 약액 주입재료의 배합비에 따른 반응시간과 발포배율을 나타낸 것이다.

표 2.12 우레탄계와 고밀도 폴리우레탄계의 배합비, 반응시간, 발포배율 비교
(오세진, 1999)

구분	배합비	반응시간	발포배율	비고
고분자 우레탄계	1.0:2.5	5~10초	10~15	TA측매사용 급 경화공법
고밀도 폴리우레탄계	1.0:1.22	1~6초	20~30	

(2) 점도 및 비중 비교

우레탄 약액의 점도 및 비중이 어느 정도의 값을 가졌는지 비교하였다. 점도는 온도에 따라 다양한 변화를 보이며 온도 증가 시 점도는 감소하며 점도의 변화에 따라서 실제 주입시료가 지반 내에 주입될 때 많은 영향을 보이며 점도가 증가함에 따라서 주입효과는 떨어진다. 또한 점도의 감소는 미세한 절리를 보다 효과적으로 침투시키는데 영향을 미친다(이강일, 1995).

약액의 일반적인 점도와 비중의 결과 치는 표 2-13과 같이 약액 비중이 주제 1.09, 경화제 1.23일 때 온도에 따라 점도 변화는 심하지만 20~25℃ 범위에서 점도는 주제, 경화제는 각각 44.16, 45.69 cps이고 Homogel 상태의 발포재의 비중은 0.03~0.035로 나타났다.

표 2.13 우레탄계와 고밀도 폴리우레탄계의 약액점도 및 비중 비교(이강일, 1995)

점도 단위 : cps = mPa.s

구분	약액비중		점도(cps)		검사온도(℃)	발포재의 비중
	주제	경화제	주제	경화제		
고분자 우레탄계	1.09	1.23	44.16	45.69	20~25℃	0.03~0.035
고밀도 폴리우레탄계	1.0~1.1	1.23	260~360	220~260	20~25℃	0.06~0.07

(3) 일축압축강도, 전단강도, 투수계수 비교

주입재의 Homogel 시료에 대한 역학적 강도정수의 특성을 파악하고 주입재 자체가 지니고 있는 성질을 조사하여 지반 내에 주입되었을 때 갖게 되는 역학적인 성질을 간접적으로 파악하고자 하였다(오세진, 1997).

일축압축강도 시험체는 5×5×5cm, 전단강도 시험체는 25×5×2.5cm로 용기에 발포 교결 시켰다. 시험방법은 KS M 3809-87(경질우레탄폼 보온재에 대한 규격시험) 전단강도시험 ISO 1922. 투수계수시험 KS F 2322를 사용하였다.

표 2-14 는 주입재의 Homogel 시료에 대한 일축 압축강도시험, 전단강도시험, 투수계수시험을 비교하였다.

표 2.14 Homogel 일축압축강도, 전단강도, 투수계수 비교(오세진, 1997)

구분	일축압축강도 (MPa)	전단강도 (MPa)	투수계수	시험방법
고분자 우레탄계	4.7	1.88	$5 \sim 10 \times 10^{-5}$	KS M 3809-87 ISO 1992
고밀도 폴리우레탄계	12.2	12.0	10×10^{-7}	KS F 2343 KS F 2322

기존의 고분자계 우레탄공법과 고밀도 폴리우레탄공법에 사용하는 재료에 대한 물성 시험과 Homogel 상태의 시료에 대한 역학적 시험을 통한 결과에 대해서 비교 분석하였다.

고분자계 우레탄공법에 사용하는 재료의 대한 물리적 ,역학적 시험에서 일축압축강

도, 전단강도, 투수계수, 발포재의 비중, 반응시간, 발포배율에서 고밀도 폴리우레탄공과 차이를 보이며, 이러한 비교 data를 이용하여 설계 및 시공 시 지반 조건에 따라서 적절한 약액 선택으로 안전하고 빠른 시공 작업을 위한 조건으로 적용해야 할 것이다.

2.4 얽은기초 지지력 검토식

2.4.1 팽창재를 이용한 지반보강(개량)깊이 검토

본 연구에서는 지반개량 깊이를 산정하고자 먼저 개량지반의 토질정수 값을 찾고 팽창재의 역학시험을 통해 얻은 시료 자료를 토대로 현장조사 지반의 전단강도 정수를 평가하여 적절한 개량깊이를 산정하고자 하였다.

본 연구 대상 독립기초 규격은 3.6×3.6m, 4.4×4.4m, 6.0×3.8m에 대해서 기초하면에서부터 매립토층과 원지반인 붕적층에 대한 연약지반보강(개량) 깊이 산정은 기초지반의 안정성을 우선하여 경제성과 시공성의 효율적인 측면에서 설계 적용 시 중요성을 고려하여 검토하였다.

지반보강(개량) 심도에 관한 공식은 식 (2.5) 와 같다.

$$d = \frac{q_d + r_t \cdot D_f}{r_s \left[\tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right]} \quad (2.5)$$

여기서, q_d : 설계하중(kN/m²)

r_t : 성토재의 단위중량(kN/m³)

D_f : 기초 근입깊이(m)

r_s : 팽창재의 단위중량(kN/m³)

ϕ : 팽창재의 내부마찰각(°)

2.4.2 얽은기초 지반의 지지력 검토

Terzaghi(1943)는 기초의 폭(B)이 근입깊이(D_f)와 같거나 더 큰 경우의 기초를 얽은 기초라 정의하였다.

얽은기초 위에 구조물이 있는 지반의 경우, 기초의 하중에 의한 수직응력의 증가로 기초저면의 토층에는 압축이 발생한다. 흙의 압축은 증가한 하중에 의한 흙 입자의 변형, 흙 입자의 재배열, 간극속의 물 또는 공기의 배제로 인하여 발생하며, 일반적으로 기초를 지지하고 있는 지반 내에서 갑자기 파괴가 일어나고, 지반내의 파괴면이 지표까지 확장될 때 단위 면적 당 하중을 기초의 극한지지력이라 한다.

Terzaghi(1943), Meyerhof(1951)는 지반조건, 기초의 활동파괴면의 가정과 파괴모드, 설계허용하중 조건, 기초 형상 조건, 기초 근입 깊이의 영향, 지하수의 영향 등을 고려하여 이론적 극한지지력 관계식을 제안하였다. Terzaghi의 식(2.6)은 정사각형 기초(B=L)에 대해서 다음과 같은 이론적 관계식을 제안하였다.

$$q_u = 1.3 \times c \times N_c + q \times N_q + 0.4 \times r \times B \times N_r \quad (2.6)$$

여기서 c : 점착력(kN/m²)

N_c, N_r, N_q : 지지력 계수

q : 유효응력(kN/m²)

r : 흙의 단위중량(kN/m³)

B : 기초의 폭(m)

식 (2.7)은 기초 지반 하단 부 이상에 위치한 흙의 파괴면을 따라 발생하는 전단저항을 고려하지 않았고 구형 기초의 경우도 고려되지 않았다. 이러한 점을 보완하기 위하여 Meyerhof는 다음과 같은 일반적인 지지력 식 (2.7)을 제안하였다.

$$q_u = c' N_c \lambda_{cs} \lambda_{cd} + q N_q \lambda_{qs} \lambda_{qd} + \frac{1}{2} \gamma B N_r \lambda_{rs} \lambda_{rd} \quad (2.7)$$

여기서 c' : 점착력(kN/m²)

q : 기초 하단 부 수준에서의 유효응력(kN/m²)

γ : 흙의 단위중량(kN/m³)

B : 기초의 폭(m)

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$: 형상계수

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$: 근입 깊이계수

N_c, N_r, N_q : 지지력계수

그림 2.11은 Terzaghi의 강성 연속기초 극한하중의 흙의 파괴면 이고, 그림 2.12 은 Meyerhof의 거친 연속기초의 활동선 영역을 나타낸 것이다.

표 2.15와 표 2.16은 Terzaghi의 지지력계수와 수정 지지력계수이고 표 2.17은 Meyerhof의 지지력 계수를 나타낸 것이다.

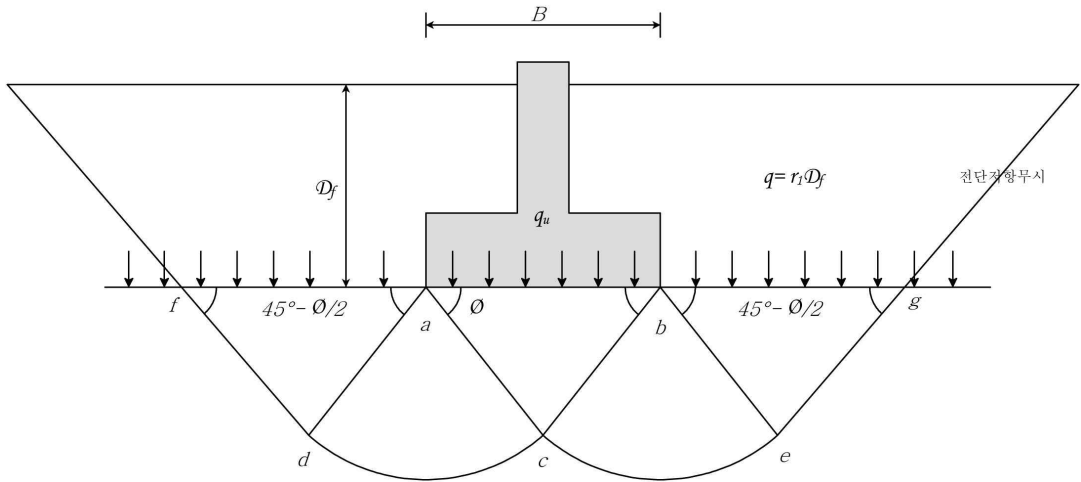


그림 2.11 Terzaghi의 강성 연속기초 극한하중의 흙의 파괴면

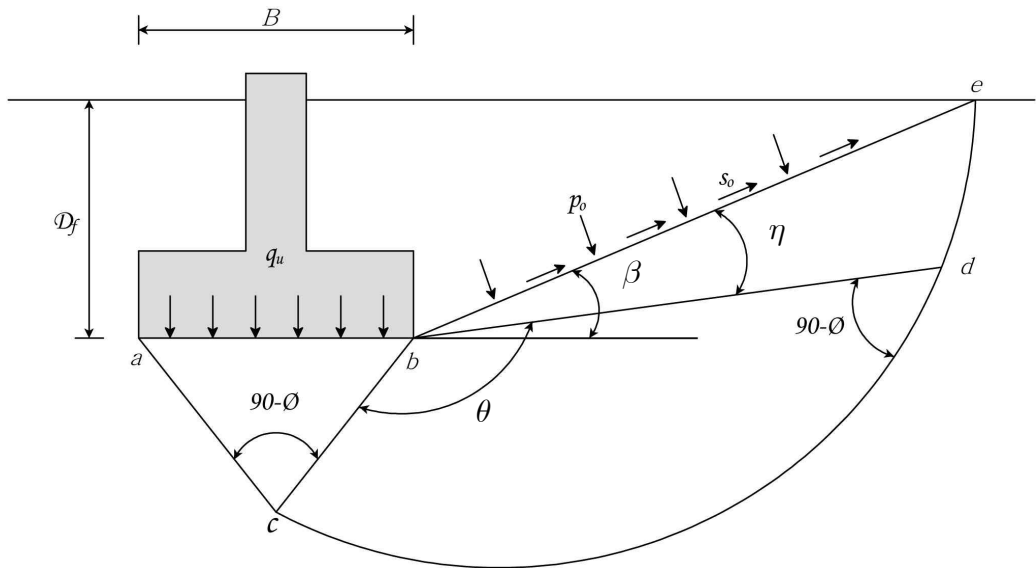


그림 2.12 Meyerhof의 연속기초 활동모델

표 2.15 Terzaghi의 지지력 계수

ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.70	1.00	0.00
5	7.34	1.64	0.14
10	9.61	2.69	0.56
15	12.86	4.45	1.52
20	17.69	7.44	3.64
25	25.13	12.72	8.34
30	37.16	22.46	19.13
35	57.75	41.44	45.41
40	95.66	81.27	115.31
45	347.50	415.14	1072.80

표 2.16 Terzaghi의 수정지지력 계수

ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.70	1.00	0.00
5	6.74	1.39	0.07
10	8.02	1.94	0.24
15	9.67	2.73	0.57
20	11.85	3.88	1.12
25	14.80	5.60	2.25
30	18.99	8.31	4.39
35	25.18	12.75	8.35
40	34.87	20.50	17.22
45	51.17	35.11	36.00

표 2.17 Meyerhof의 지지력 계수

ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.14	1.00	0.00
5	6.49	1.57	0.07
10	8.35	2.47	0.37
15	10.98	3.94	1.13
20	14.83	6.40	2.87
25	20.72	10.66	6.77
30	30.14	18.40	15.67
35	46.12	33.30	37.15
40	75.31	64.20	93.69
45	133.88	134.88	262.74

표 2.18~2.19는 Meyerhof의 기초형상계수와 기초깊이계수를 나타낸 것이다.

표 2.18 Meyerhof의 기초형상계수

구분	$\phi(^{\circ})$	
	$\phi = 0^{\circ}$	$\phi \geq 10^{\circ}$
λ_{es}	$1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)$	$1 + 0.2\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
λ_{qs}	1	$1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
λ_{rs}	1	$1 + 0.1\left(\frac{B}{L}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

표 2.19 Meyerhof의 기초깊이계수

구분	$\phi(^{\circ})$	
	$\phi = 0^{\circ}$	$\phi \geq 10^{\circ}$
λ_{ed}	$1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)$	$1 + 0.2\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
λ_{qd}	1	$1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$
λ_{rd}	1	$1 + 0.1\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$

2.4.3 얇은기초 침하량 검토

외부 하중에 의해 발생하는 얇은 기초의 침하는 상부 구조물의 사용성에 유해한 영향이 발생하지 않는 사용한계 이내로 발생하여야 한다. 사용성이란 구조물의 공용에 주행성 미관 등을 고려한 기준으로 수치화하거나 정량화 할 수 있겠다. 또한 구조물에 과도한 침하가 발생할 경우에는 심각한 구조물의 변형이 발생하여 안전성에 위배되는 심각한 영향을 미치게 된다. 지지력이 강도(전단모드)의 개념이라고 하면 침하량은 강성(침하)의 개념이라고 할 수 있다.

기초침하는 세 가지 요소로 이루어진다. 탄성침하(S_e), 일차압밀침하(S_c), 이차압밀침하(S_s)로 총 침하(S_t)는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$S_t = S_e + S_c + S_s$$

탄성침하(S_e)는 함수비의 변화 없이 건조된 흙 뿐만 아니라 습윤 및 포화한 흙의 변형에 의해서 발생한다.

일차압밀침하(S_c)는 지하수위 아래에 있는 점성토 지반에서 발생하는 간극 속의 물이 배출되는 체적 변화의 시간 의존적이 과정이다.

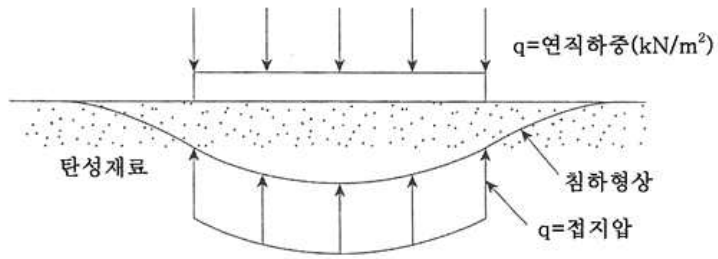
이차압밀침하(S_s)는 포화된 점성토 지반의 일차압밀 후에 발생하는 것으로 이는 흙구조의 소성적 재구성의 결과이다.

침하의 어떤 종류는 기초에 의해 지반에 가해지는 부가적인 응력의 함수이다. 따라서 기초 지반의 하중작용으로 인한 흙의 응력증가를 계산하는 관계를 알 필요가 있다 (이강일, 2015).

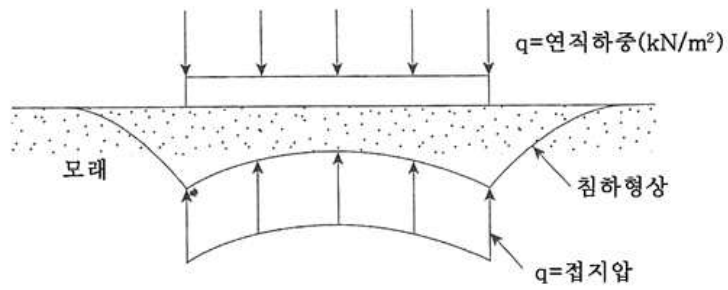
탄성체 위에 연성기초가 등분포하중이 작용한다면 접지압은 그림 2.13(a)와 같이 균일하게 되며 기초 침하 형상을 나타낸 것이다. 그림 2.13(b)는 사질토 위에 놓여 있다면 중앙보다 모서리에서 큰 탄성 침하를 받게 될 것이다.

완전한 강성기초가 탄성체 접지면에 놓여 있다면 침하는 모든 위치에서 동일하게 유지된다. 접지압의 분포는 그림 2.14(a)와 같이 나타나게 될 것이다.

강성기초가 사질토 위에 놓인다면 기초 아래의 모든 점에서 침하가 동일하더라도 접지압 분포는 그림 2.14(b)와 같이 나타낼 수 있다.

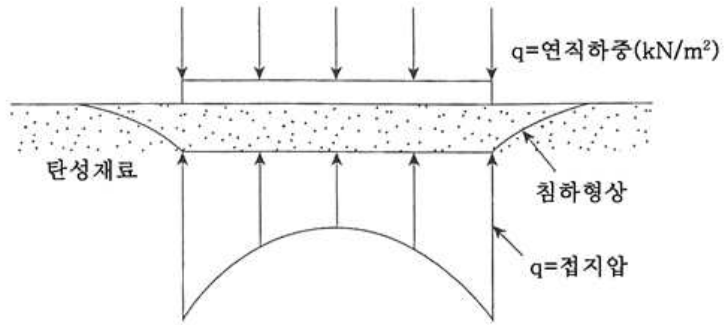


(a) 탄성재료

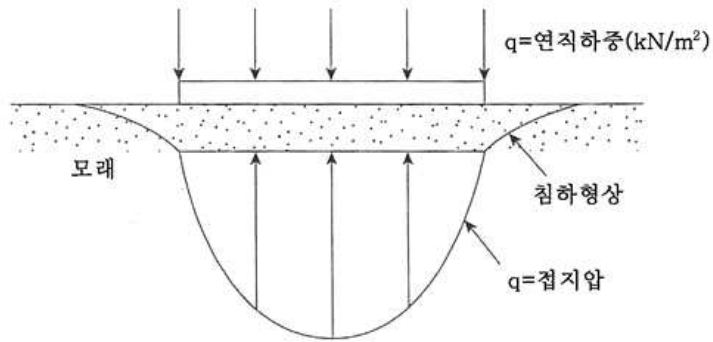


(b) 사질토

그림 2.13 연성기초의 접지압과 침하



(a) 탄성재료



(b) 사질토

그림 2.14 강성기초의 접지압과 침하

(1) 포화된 점토지반의 기초침하

Janbu 등(1956)은 포화된 점토($\nu = 0.5$)에 놓인 등분포 연성기초의 평균 탄성침하 식 (2.8)을 제안했다.

그림 2.15와 같이 기초 아래 심도에서 강성 층의 존재 가능성을 포함한다.

$$S_e = \mu_1 \mu_2 \frac{qB}{E_s} \quad (2.8)$$

여기서, $\mu_1 = f\left(\frac{D_f}{B}\right)$

$\mu_2 = f\left(\frac{H}{B}, \frac{L}{B}\right)$

L = 기초길이(m)

B = 기초폭(m)

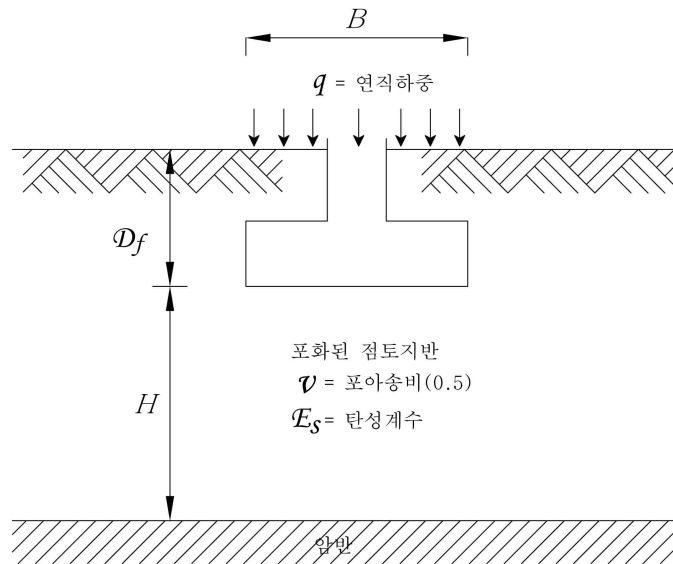


그림 2.15 포화된 점토지반의 기초침하

표 2.20~2.21은 Christian 과 Carrier(1978)의 관계식 μ_1 , μ_2 의 보정 값을 나타내었다.

표 2.20 D_f/B 에 따른 μ_1 변화

D_f/B	μ_1
0	1.000
2	0.900
4	0.880
6	0.875
8	0.870
10	0.865
12	0.863
14	0.860
16	0.856
18	0.854
20	0.850

표 2.21 H/B 와 L/B 에 따른 μ_2 변화

H/B	L/B					
	원형	1	2	5	10	∞
1	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36	0.36
2	0.47	0.53	0.63	0.64	0.64	0.64
4	0.58	0.63	0.82	0.94	0.94	0.94
6	0.61	0.67	0.88	1.08	1.14	1.16
8	0.62	0.68	0.90	1.13	1.22	1.26
10	0.63	0.70	0.92	1.18	1.30	1.42
20	0.64	0.71	0.93	1.26	1.47	1.74
30	0.66	0.73	0.95	1.29	1.54	1.84

(2) 사질토 지반의 기초 침하

얕은기초의 크기는 B×L이고 지표면으로부터 기초깊이(D_p)에 암반(또는 강체)은 기초의 바닥으로부터 H의 깊이에 있다. 만약 이론적으로 기초가 완전히 연성인 경우 침하는 그림 2.15, 식 (2.9)와 같이 표현될 수 있다(Bowles와 Lancellotta, 1991).

$$S_c = q(\alpha' B') \frac{1-\nu^2}{E_s} I_s I_f \quad (2.9)$$

여기서, q = 기초가 받는 순응력(kN/m²)

ν = 포아송비

E_s = 탄성계수, Z=0 에서 Z=4B까지의 흙의 평균 탄성계수

B' = 기초의 중심으로부터 $\frac{B}{2}$

$$I_s = \text{형상계수} = F_1 + \frac{1-2r}{1+r} F_2 \quad (2.10)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1), \quad F_2 = \frac{n'}{2\pi} \tan^{-1} A_2 \quad (2.11)$$

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad (2.12)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1}) \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (2.13)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (2.14)$$

$$I_f = \text{깊이계수 } f\left(\frac{Df}{B}, \nu, \text{ 그리고 } \frac{L}{B}\right)$$

α' = 침하를 계산하고자 하는 기초의 위치에 의존하는 계수 기초 중심에서의 침하량을 계산하는 경우는 다음 식을 사용한다.

$$\alpha' = 4 \quad (2.15)$$

$$m' = \frac{L}{B} \quad (2.16)$$

$$n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)} \quad (2.17)$$

그림 2.16은 얇은 연성 및 강성기초의 침하 모식도이며, 표 2.22는 흙에 대한 포아송비를 나타낸 것이다.

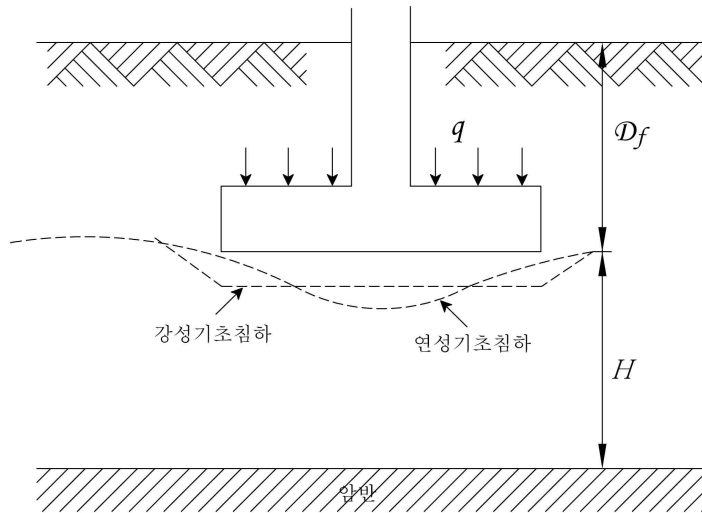


그림 2.16 얇은 연성 및 강성기초의 침하 모식도

표 2.22 포아송비

흙의 종류	포아송비 ν
사질토	0.15~0.20
중간정도 느슨한 모래	0.20~0.25
세립모래	0.25~0.30
모래질 실트, 실트	0.30~0.35
포화된 점토(비배수)	0.50
포화된 모래-약간 과압밀(배수)	0.2~0.4

(3) 즉시침하(탄성침하)

기초의 즉시침하(탄성침하)는 하중을 가한 후 함수비의 변화 없이 즉시 일어난다. 이때 접지면에서 침하량의 크기는 기초의 유연성과 기초를 받치고 있는 재료의 형태에 따라 변한다. 즉시침하의 결정은 하중을 지표면에 가해지고, 재하된 면적은 연성이고 지반은 균질탄성, 등방성이며 길이는 무한하다(목포대학교, 2006).

무한 두께인 탄성재료 상에 설치된 얇은기초의 즉시 침하량은 탄성이론의 원리를 사용하여 유도한 즉시침하 식 (2.18)로 계산할 수 있다.

$$S_c = \Delta \delta B \frac{1-\nu^2}{E_s} I_p \quad (2.18)$$

여기서, $\Delta \delta$ = 기초가 받는 유효응력(kN/m²)

B = 기초폭(m)

ν = 흙의 포아송비

E_s = 흙의 탄성계수(kN/m²)

I_p = 무차원 영향계수

표 2.23은 흙에 대한 탄성계수 값을 나타낸 것이고 표 2.24는 Schleicher(1926)는 연성 사각기초의 모서리에 대한 식 (2.19)의 기초의 영향계수(I_p)를 나타낸 것이다.

표 2.23 탄성계수 범위

흙의 종류	다짐도	$E_s(\text{kN/m}^2)$
사질토	느슨	25,000 ~ 35,000
	중간조밀	30,000 ~ 40,000
	조밀	40,000 ~ 45,000
세립모래	느슨	20,000 ~ 25,000
	중간조밀	25,000 ~ 35,000
	조밀	35,000 ~ 40,000
모래질 실트	느슨	8,000 ~ 12,000
	중간조밀	10,000 ~ 12,000
	조밀	12,000 ~ 15,000

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left[m_1 n \left(\frac{1 + \sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1} \right) + n (m_1 + \sqrt{m_1^2 + 1}) \right] \quad (2.19)$$

여기서, $m_1 = \frac{L}{B}$

L = 기초 길이(m)

B = 기초 폭(m)

표 2.24 기초의 영향계수(I_p)

형상	m_1	연성기초		강성기초
		중앙	모서리	
원형기초	0	1.00	0.64	0.79
사각기초	1	1.12	0.56	0.88
	1.5	1.36	0.68	1.07
	2	1.53	0.77	1.21
	3	1.78	0.89	1.42
	5	2.10	1.05	1.70
	10	2.54	1.27	2.10
	20	2.99	1.49	2.46
	50	3.57	1.8	3.00
	100	4.01	2.0	3.43

(4) 일차압밀침하에 대한 계산식

압밀침하는 기초의 응력증가에 의해 발생한 지하수위 이하의 포화된 점성토 지반의 과잉공극수압이 소산되면서 일어나는 시간 의존성 과정이다.

정규압밀점토의 경우 이차압밀침하량은 식 (2.20)을 이용하여 구할 수 있다. 여기에 서 Skempton(1944)은 불교란 점토에 대한 압축지수(C_c)의 경험식은 (2.21)과 같이 제안하였다.

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad (2.20)$$

여기서, C_c = 압축지수

e_0 = 시공 전 초기 간극비

P_0 = 흙의 수직응력(kN/m²)

ΔP = 수직 증가하중(kN/m²)

H_c = 연약층 두께(m)

$$C_c = 0.009(LL-10) \quad (2.21)$$

LL = 액성한계

$$\Delta P = \frac{q_b \times B \times L}{(B+Z) \times (L+Z)} \quad (2.22)$$

여기서, B = 기초 폭(m)

L = 기초길이(m)

q_b = 유효하중(kN/m²)

Z = 연약층 깊이(m)

표 2.25~2.26은 자연 상태의 흙에 대한 간극비, 함수비, 건조단위중량과 점토광물의 액성한계, 소성한계, 활성도를 나타낸 것이다.

표 2.25 자연 상태의 흙에 대한 간극비, 함수비, 건조단위중량(목포대학교, 2006)

흙의 종류	간극비(e_o)	포화상태의 자연함수비(%)	건조단위중량(r) (kN/m ³)
느슨하고 균일한 모래	0.8	30	1.474
조밀하고 균일한 모래	0.45	16	1.842
느슨하고 모난 입자의 실트질 모래	0.65	25	1.634
조밀하고 모난 입자의 실트질 모래	0.4	15	1.938
견고한 점토	0.6	21	1.73
연약한 점토	0.9-1.4	30-50	1.169~1.49
황토(loess)	0.9	25	1.378
연약한 유기질 점토	2.5-3.2	90-120	0.609~0.817
빙하점토(glacial till)	0.3	10	2.147

기초의 지지력은 지지력과 침하량으로 구성이 되는데 그 중 사질토에서의 지지력은 기초의 넓이 증가에 따라 선형적인 증가를 하며, 그림 2.17과 같은 관계를 보인다.

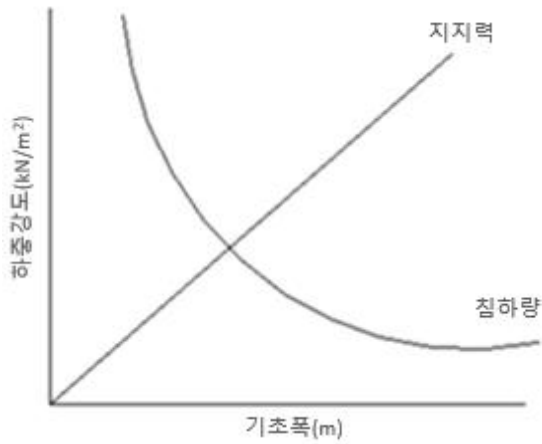


그림 2.17 사질토에서의 기초 폭에 따른 지지력과 침하관계

지지력 부족 시에는 기초 넓이 증가를 통하여 간단하게 해결할 수 있는 경우가 대부분이다. 그러나 침하량은 기초 폭의 증가가 있더라도 개선 여지가 적은 항목으로 기초 하부 지반의 보강만으로 안정성 확보가 가능하다.

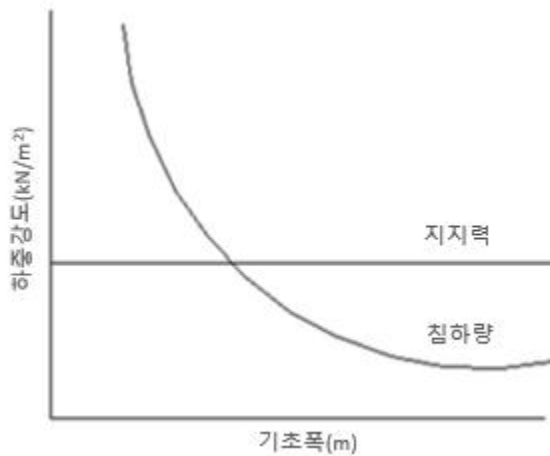


그림 2.18 점성토에서의 기초 폭에 따른 지지력과 침하관계

또한 점성토에서의 지지력은 기초 넓이에 따라 선형적으로 증가하지는 않는 경향을 보이며 그림 2.18 와 같은 관계를 보인다. 그러나 침하량의 경우에는 사질토와 점성토를 불문하고 반비례적인 성격을 보이므로 허용 침하량을 넘어설 경우에는 기초의 넓이를 늘린다고 해서 허용범위 이내로 관리 할 수 있는 부분이 아니며, 지반의 치환이나 보강을 통해서만 허용치 이내로 관리 할 수 있게 되므로 지지력의 결정조건은 침하량이 더 크게 좌우한다고 할 수 있겠다.

2.4.4 지중응력 검토

연직하중에 의해 지표면에 작용하는 응력의 분포상태는 얇은기초 설계 시 침하량 검토 등 기초 지반의 안정성 문제를 해결하는데 중요한 요소이다.

자연지반은 균질성 또는 등방성이 아닐 뿐 아니라 완전한 소성체도 탄성체도 아니므로 지중에 작용하는 응력분포를 정확하게 구명하기는 어렵지만, 응력이 지반의 강도에 비하여 충분히 작은 범위 내에서는 탄성적으로 해석하여도 실용상 지장이 없다는 것이 경험적으로나 실험적으로 알려져 있어 이러한 전제 조건하에서 탄성체에 대한 응력분포상태를 직접 또는 어느 정도 수정을 가하여 적용하고 있다(2006, 이인형).

일반적으로 가장 간단하면서도 많이 사용되는 지반 내 응력의 근사해법인 띠 하중이 작용할 때 Kögler의 직선적 응력분포법의 이론에 근사적 응력계산법인 기초 양 단변에서 일정한 하중 경사 분사 각에 의한 직선적 응력분포법으로 심도가 깊어질수록 응력이 감소, 분산된다는 이론으로 가장 간편한 공식을 적용하였다.

기초 종류에 따라 식 (2.25)과 식 (2.26), 식 (2.27), 식 (2.28), 식 (2.29)는 Kögler의 기초하중에 작용하는 관계식을 나타낸 것이다.

(1) 띠 하중 외에 다른 종류의 기초 하중에 작용할 때

① 정사각형 등분포하중(변장 B)

$$\sigma_z = \frac{B^2 q}{(B + 2z \tan \varnothing_0)^2} = \frac{q}{\left(1 + 2\frac{L}{B} \tan \varnothing_0\right)^2} \quad (2.25)$$

② 원형 등분포하중(지름 D)

$$\sigma_z = \frac{4\pi D^2 q}{4\pi (D + 2z \tan \varnothing_0)^2} = \frac{q}{\left(1 + 2\frac{z}{D} \tan \varnothing_0\right)^2} \quad (2.26)$$

③ 등분포 띠 하중(폭 B)

$$\sigma_z = \frac{q(B \times 1)}{(B + 2z \tan \varnothing_0)(1)} = \frac{q}{1 + 2\frac{z}{B} \tan \varnothing_0} \quad (2.27)$$

④ 직사각형 등분포하중(변장이 각각 B, L)

$$\sigma_z = \frac{q(B \times L)}{(B + 2z \tan \varnothing_0) \times (L + 2z \tan \varnothing_0)} \quad (2.28)$$

(2) 띠 하중이 작용할 때

$$\sigma_z = \frac{qB}{B + 2z \tan \varnothing_0} = \frac{q}{1 + 2\frac{z}{B} \tan \varnothing_0} \quad (2.29)$$

여기서 σ_z = 지중응력(kN/m²) B = 기초 폭(m)
 q = 연직하중(kN/m²) L = 기초 길이(m)
 D = 지름(m) z = 연약층 깊이(m)

Kögler는 띠 하중이 작용할 때 지반 내 응력은 어떠한 폐합된 영역 내에서 직선적 응력이 분포하며 이 영역 내에서는 임의의 깊이에 있는 수평면에는 균일한 응력이 일어난다고 가정하였다.

그림 2.19와 같이 기초 폭(B), 연직하중(q)인 띠 하중의 단위길이를 생각하면 응력이 하중의 양단에서 연직면과 분포 각(θ_0)을 가지고 직선적으로 분포하고 있으며 동일한 깊이에서는 균일한 응력이 분포 폭(m)도 커지므로 지중응력(σ_z)의 값은 감소하여 깊이에 따른 연직응력의 분포를 나타내고 있다.

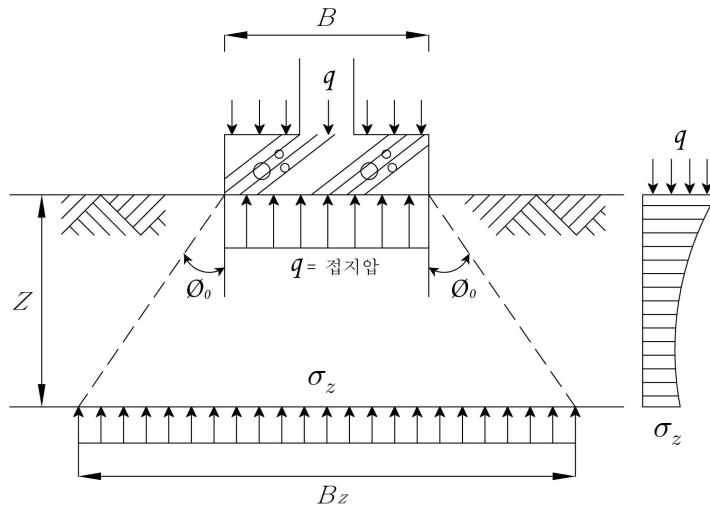


그림 2.19 Kögler의 근사해법

2.4.5 주입량 검토

본 연구 대상의 주입량 검토는 점토질 모래로 구성된 대체로 느슨한 상태의 공극비와 충전율을 근거로 하여 독립기초의 규격에 따라 다음과 같이 산출하였다. 지층은 매립토+붕적토의 점토질 모래로 구성되어 있으며 대체로 느슨한 상태이다. 주입재의 주입량 식 (2.30), 식 (2.31)과 같고 그림 2.20은 현장실험 토조의 실험체 모식도를 나타낸 것이다.

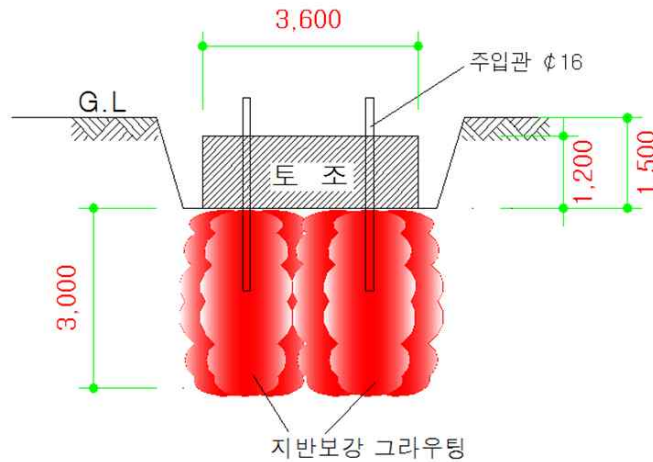


그림 2.20 토조 실험체 모식도

$$\theta = \nu \times \lambda \quad (2.30)$$

여기서, θ : 주입량(Kg)

ν : 주입대상의 체적(m^3)

λ : 주입율(%)

$$\lambda = \nu \times \eta \times \alpha \times (1 + b) \quad (2.31)$$

여기서, ν : 약액주입량(Kg) η : 간극률(%)

α : 충전율(%) b : 손율(%)

표 2.27은 토질별 N치에 따른 간극률, 충전율, 그라우팅률의 참고치를 나타낸 것이다.

표 2.27 토질별 N치, 간극률, 충전율, 그라우팅률의 참고치(양형철 등, 2012)

항목 토질		N	투수 계수 (cm/s)	간극 률 (%)	그라우트 종별	충진율 (%)		그라우팅률(%)		비고
						보 강	차 수	보강	차수	
자갈 모래	무르다	4~10	10^1	40~ 50	현탁용계	95	100	43~ 48	45~ 50	$\alpha \cdot (1+\beta)$: 충전율 $n \cdot \alpha(1+\beta)$: 그라우 팅율
					용액계	-	100	-	45~ 50	
	중정도	10~ 30	10^0	35~ 40	현탁용계	95		33~3 8	-	
					용액계	90	100	31~ 36	35~ 40	
	조밀	30~ 50	10^{-1}	30~ 35	현탁용계	90	-	27~ 31	-	
					용액계	90	95	27~ 31	27~ 33	
사 질 토	무르다	4~10	10^{-2}	45~ 50	용액계	90~95		36.0~41.4		
	중정도	10~ 30	10^{-2} ~ 10^{-3}	40~ 45	용액계	90~92		36.0~41.4		
	조밀	30~ 50	10^{-3} ~ 10^{-4}	35~ 40	용액계	80~85		28.0~34.0		
점 성 토	무르다	0~4	10^{-4} ~ 10^{-5}	60~ 75	현탁용계	40	-	24~ 30	-	
					용액계	45	-	27~ 34	-	
	중정도	4~8	10^{-4} ~ 10^{-5}	50~ 60	현탁용계	30	-	15~ 18	-	
					용액계	30	-	15~ 18	-	
부 식 토	0~5	10^{-2} ~ 10^{-3}	70~ 90	현탁용계	60		45~54			
				용액계	-	100	-	70~ 90		

제 3 장 실험내용 및 방법

3.1 실내실험 개요

본 연구에서는 연약지반의 기초보강을 위하여 재료의 물성시험, 역학시험을 통한 토질정수 값을 산정하고자 하였다. 실내실험에 사용한 시료는 사질토와 점성토로 구분하였으며, 사질토의 경우 SM시료를 사용하였고, 점성토는 ML시료를 사용하였다.

실내시험에서는 지반에 주입되기 전 순수 주입재만(Homogel)의 강도정수를 확인하고자 하였으며 이를 위하여 주재인 폴리우레탄과 경화제인 이소시아네이트를 45 : 55(1.00 : 1.22)의 비로 배합하여 사용하였다.

현장 적용 실내실험을 통하여 재료의 최적 강도를 확인하고자 교반기의 예열온도 및 지반조건을 변경시켜가며 일축압축강도시험 및 직접전단시험 등을 수행하였다. 또한 지반주입 후의 차수 효과를 확인하기 위하여 기존 시멘트 그라우팅 공법과의 투수시험을 비교분석 수행 후 주입된 약액의 토양환경 안정성 시험을 통하여 환경성 평가를 수행하였다.

3.2 실내실험

실내실험을 위하여 채취한 사질토와 점성토에 대한 흙의 물성 값을 확인하고자 기본 물성시험과 역학시험을 수행하였다. 시험은 입도, 비중, 함수비, 다짐시험, 단위용적중량시험 등을 수행하였다.

사질토와 점성토의 품질 시험결과 표 3.1과 표 3.2와 같고, 그림 3.1과 그림 3.2는 입도 분포도를 나타낸 것이다.

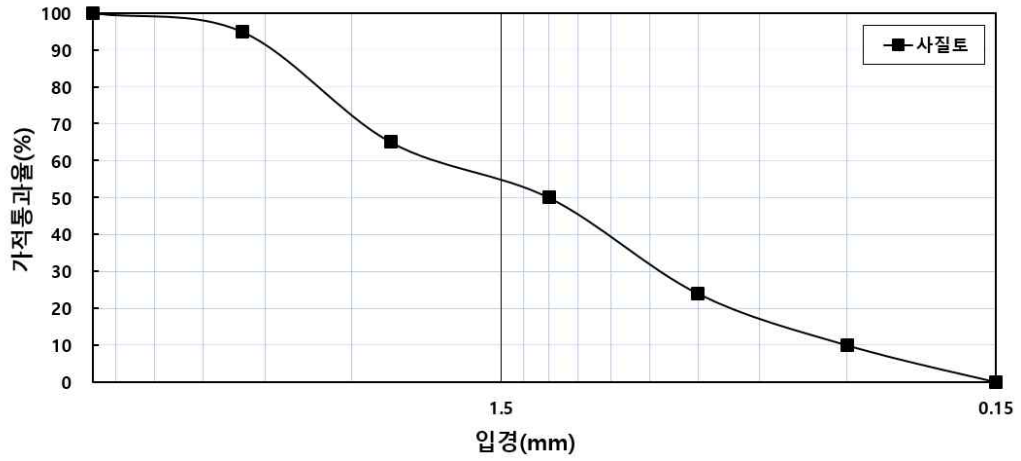


그림 3.1 사질토 입도분포 곡선그래프

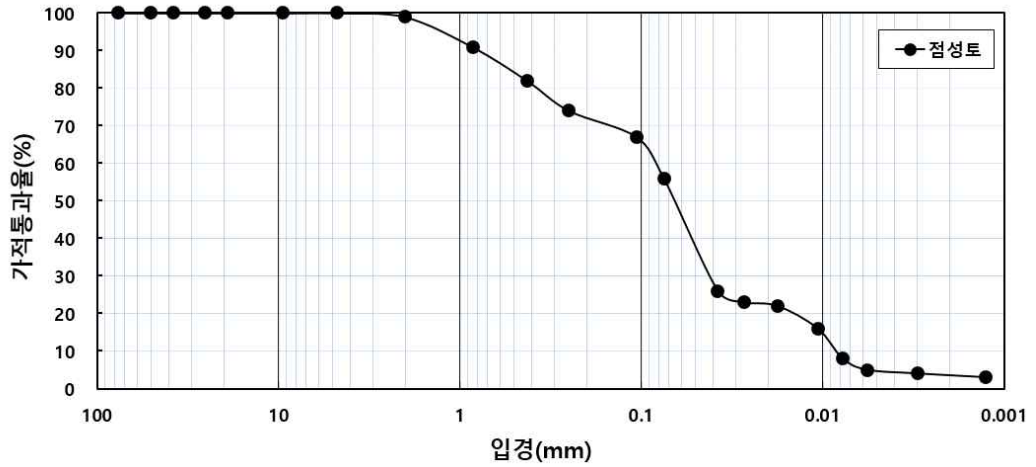


그림 3.2 점성토 입도분포 곡선그래프

표 3.1 사질토의 물성시험 결과

시험 내용	시험 방법	시험 결과	단위
조립율	KS F 2502-10	3.62	-
절건밀도	KS F 2504-07	2.56	g/cm ³
표건밀도		2.58	g/cm ³
흡수율		0.81	%
단위용적질량	KS F 2505-02	1,550	kg/L
안정성	KS F 2507-07	4.18	%
0.08mm 채 통과량	KS F 2511-07	1.68	%
점토덩어리	KS F 2512-07	0.25	%
공극율	KS F 2384-08	54.7	%

표 3.2 점성토의 물성시험 결과

시험 내용	시험 방법	시험 결과	단위	
비중	KS F 2308-06	2,652	g/cm ³	
함수비	KS F 2306-02	47.8	%	
액성한계	KS F 2303-00	32.1	%	
소성한계	KS F 2303-00	27.7	%	
소성지수	KS F 2303-00	4.4	%	
0.08mm 채 통과량	KS F 2308-06	79.5	%	
단위용적중량	KS F 2307-07	1,853	g/cm ³	
D다짐	최대건조밀도	KS F 2312-01	1,237	g/cm ³
	최적함수비	KS F 2312-01	35.3	%

3.2.1 일축압축강도시험

본 연구에서는 팽창재의 일축압축강도를 시험을 위해 팽창재의 공시체는 흙 시료와 혼합하지 않고 Homogel 시료만으로 일축압축강도를 측정하고자 예열온도 및 발포 후 경화시간에 따른 일축압축강도를 확인하고 주입재의 최적 배합비를 찾고자 하였다.

공시체의 강도를 측정하기 위하여 구간별 예열온도를 설정하였고, 경화시간에 따라 주입재를 경화시킨 후에 5cm(D)×10cm(H) 규격으로 코어링하여 일축압축강도 값을 확인하였다.

주입재의 배합비는 주재(A액)인 폴리우레탄과 경화재(B액)인 이소시아네이트를 중량 대비 45 : 55%(1.00 : 1.22)로 배합하였다.

시험의 신뢰성을 높이기 위하여 주입할 두 물질의 교반기 예열온도를 30, 35, 40℃로 설정하였고, 경화시간 또한 세 구간으로 나누고 그에 따른 일축압축시험용 공시체를 3 Case로 제작하였다.

제작된 공시체는 KS F 2403의 기준에 따라 1mm/min의 변위 제어 방식을 사용하였다.

표 3.3은 고밀도 급속팽창재의 기본 배합비를 나타낸 것이고, 그림 3.2는 팽창재의 발포 후 경화과정 및 일축압축강도시험 과정을 나타낸 것이다.

표 3.3 팽창재의 기본 배합비

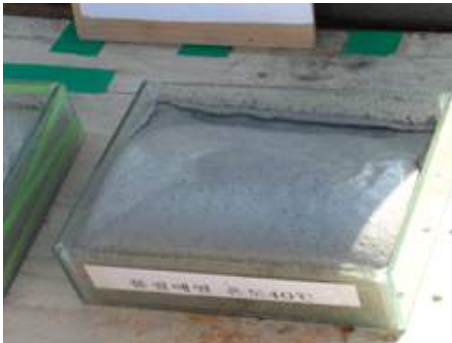
종 류	규격 및 제품명	단 위	수 량	비 고
주재	210kg/폴리우레탄	드럼	1	45%(1.00)
경화재	250kg/이소시아네이트	드럼	1	55%(1.22)



(a) 온도 설정 후 발포



(b) 발포 후 경화중



(c) 경화 완료



(d) 일축압축강도시험

그림 3.3 일축압축강도 시험을 위한 팽창재의 경화 및 시험과정

3.2.2 직접전단시험

직접전단시험은 공시체에 여러 가지 크기의 수직 응력을 주어 전단응력을 가해서 어느 정해진 면에서 전단파괴를 발생시켜, 그때의 수직응력과 전단응력에 관한 Coulomb 방정식에 의해서 흙의 점착력(c)과 내부마찰각(ϕ)을 구하고, 필요에 따라 전단시험 중에 생기는 체적과 형태의 변화를 측정하여 흙의 강도정수를 구하는 시험이다.

본 시험은 배수조건과 간극수압을 측정할 수 없으나, 주입재의 경우 지반에 주입 시 수압파쇄를 일으켜 그 투수계수가 아주 미소하기에 본 시험방법을 적용하였다.

시험에 사용된 공시체는 일축압축강도시험과 동일하게 구간별 예열온도를 설정하였고, 경화시간에 따라 팽창재를 경화시킨 후에 5cm(D)×2cm(H) 규격으로 Coring하여 전단 상자를 이용하여 실험을 수행하였다.

시험방법은 KS F 2343의 기준을 적용하였고, 세 구간의 전단응력을 가하였으며 주입 전 Homogel 시료의 강도정수인 점착력(c)과 내부마찰각(ϕ)을 확인하고자 하였다.

그림 3.4는 팽창재의 직접전단시험 과정을 나타낸 것이다.



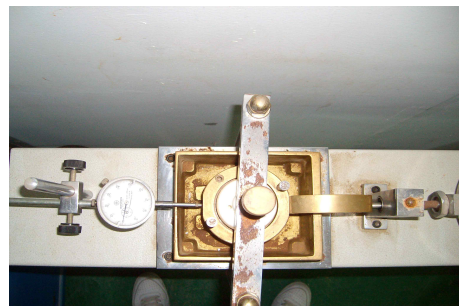
(a) 온도 설정 후 발포



(b) 공시체 코어링(coring)



(c) 전단 상자에 결합



(d) 강도정수 측정

그림 3.4 팽창재의 직접전단강도 시험

3.2.3 투수시험

흙의 투수계수를 구하는 방법은 현장시험과 실내시험으로 대별할 수 있으며, 실내시험 중 수위를 주는 방법에 따라 정수위 투수시험과 변수위 투수시험이 있는데, 일반적으로 정수위 투수시험은 사질토에, 변수위 투수시험은 점성토에 적용된다.

기존 LW그라우팅 공법의 경우 주입재를 주입하여도 어느 정도의 간극이 있어 정수위 투수시험을 적용하였으나, 주입재의 경우 주입과 동시에 지반을 밀어냄과 동시에 간극을 채움으로써 그 간극이 미소하여 본 연구에서는 변수위 투수시험을 적용하였다.

시험 기준은 KS F 2322의 변수위 투수시험을 수행하여 실험을 수행하였으며, 투수시험용 공시체는 100cm(D)×150cm(H) 규격으로 성형하여 유출되는 물의 양 Q와 측정 시간 t를 통하여 투수계수를 확인하였다.

약액으로 사용되는 주입재가 원지반에 주입되고 입자와의 부착을 통해 수평저항력 및 지반의 강도증가와 차수를 확인하기 위함에도 그 목적이 있다.

그림 3.5는 주입재의 투수시험 과정을 나타낸 것이다.



(a) 투수시험용 공시체 제작



(b) 주입재 발포



(c) 장비 셋팅



(d) 변수위 투수계수 측정

그림 3.5 팽창재의 투수시험

3.2.4 토양환경안정성시험

최근 약액주입공법으로 가장 많이 사용되고 있는 시멘트계의 그라우팅 재료에 대한 지반오염에 대하여 그라우팅 주변 수질기준이 pH 8.6 이하로 제한하고 있으며, 발암물질인 C_r^{6+} 이 용출되어 오염문제에 대한 규제가 대두되고 있다. 이런 환경문제와 관련하여 주입재인 고밀도 급속 팽창재에 대한 오염물질의 함량을 조사하여 환경적 위해성 여부를 확인하였다.

본 연구에서는 주입재가 토양에 미치는 환경적인 영향을 확인하기 위하여 보건환경연구원의 토양오염우려기준(제1조 5항, 개정 2018.11.27.)에 따라 각 위해 물질에 따른 함량실험을 수행하였다. 실험에 사용 된 시료는 2~3mm 규격의 분말 시료를 채취하여 모래, 점토와 혼합하여 실험을 수행하였다. 실험은 표 3.4와 같이 대상지반은 학교용지이므로 기준에 따라 1 지역 기준에 의한 안정성을 확인하였다.

표 3.4 토양오염우려기준(보건환경연구원, 2018)

(단위 : mg/kg)

물질	실험방법	1지역	2지역	3지역
카드뮴	원자 흡광광도법	4	10	60
구리		150	500	2,000
비소		25	50	200
수은		4	10	20
납		200	400	700
6가 크롬		5	15	40
아연		300	600	2,000
니켈		100	200	500
불소	흡광광도법	400	400	800
시안		2	2	120
유기인화합물	가스크로마토 그래프법	10	10	30
폴리클로리네이티드비페닐		1	4	12
페놀		4	4	20
벤젠		1	1	3
톨루엔		20	20	60
에틸벤젠		50	50	340
크실렌		15	15	45
석유계층탄화수소(TPH)		500	800	2,000
트리클로로에틸렌(TCE)		8	8	40
트트라클로로에틸렌(PCE)		4	4	25

3.2.5 확산반경시험

주입물질에 대한 교반기의 예열온도, 경화시간, 일축압축강도시험의 결과를 기반으로 현장 주입 시 연약지반의 특성에 따른 확산반경 및 팽창재의 형상을 확인하고자 시험을 수행하였다.

지반조건은 사질토, 점성토의 두 가지 조건으로 구분하여 약액을 주입하였으며, 주입물질의 예열온도는 35℃, 주입압은 6.90MPa, 10.33MPa이고 주입량은 10kg, 15kg를 주입하였다. 주입 깊이(개량)는 3m로 하였으며, 주입 후 지중에서 1시간 경화 후의 시료를 채취하여 일축압축강도를 측정하였다.

그림 3.6~3.7은 사질토와 점성토의 지반조건에 따른 주입량과 주입압에 따른 지중에서의 확산반경시험 과정을 나타낸 것이다.



(a) 팽창재 시료의 형상



(b) 팽창재 시료의 형상



(c) 팽창재 확산반경 측정



(d) 팽창재 확산반경 측정

그림 3.6 사질토 지반의 주입량과 주입압에 따른 확산반경 형상



(a) 팽창계 시료의 형상



(b) 팽창계 시료의 형상



(c) 확산반경 측정



(d) 확산반경 시험

그림 3.7 점성토 지반의 주입량과 주입압에 따른 확산반경 형상

3.2.6 단위용적중량시험

단위용적중량시험은 원지반의 단위용적중량보다 가중되어 지반보강 후 주입재로 인한 단위용적중량의 증가로 인하여 2차 압밀침하의 원인을 줄여 지반이 안정화시키고자 하는 시험이다.

본 실험을 통하여 팽창재의 주입 후 보강된 지반의 단위용적중량이 얼마나 증감되었는지를 확인하고자 하였다. 시험의 대상 지반은 현장 적용시험 토질을 대상으로 시험을 수행하였으며, 기본 물성시험인 밀도, 함수비, 공극비에 대한 특성을 확인한 후 사질토와 점성토에 대해서 단위용적중량시험을 수행하였다. 시험방법은 한국산업규격인 KS F 2505 규정에 따라 실험을 수행하였다.

그림 3.8은 사질토와 점성토의 단위용적중량시험 과정을 나타낸 것이다.



(a) 사질토 시료



(b) 점성토 시료



(c) 주입재 주입



(d) 주입 후 중량 측정

그림 3.8 단위용적중량시험 과정

3.2.7 토압시험

토압시험은 지반의 응력-변위(침하량)에 대해서 토압을 계측하여 구조물의 기초지반의 압밀상태와 지지력의 안정성을 측정하는 시험으로, 시험에 사용하는 토질은 사질토를 사용하였다.

주입량은 5kg, 10kg 물질 주입 깊이는 지표에서 1m, 토압측정 깊이는 상, 중, 하 3단으로 하였고, 계측기 시험판(600×600) 간격은 20cm로 하였으며, 계측기와 계측기 간격은 세 구간으로 나누어 상부는 25cm, 중앙은 30cm, 하부는 60cm 간격으로 4개소에 총 12개의 계측기를 설치하였다. 하중은 50, 100, 200, 300kg을 재하하여 물질 주입 전·후의 대상 지반의 응력-변위량을 측정하고자 하였다.

표 3.5는 토압계의 제원을 나타낸 것이고 표 3.6은 토압계 설치 위치와 간격을 나타낸 것이다.

표 3.5 토압계 제원

모델명	4930	절연저항	20MΩ/500V이상
적용센서	Foil strain gage	인가저항	300VDC 이하
측정범위	2.0~50kg/cm ²	허용인가전압	10VDC 이하
정확도	±1.0% FSR	동작온도	-20~60℃
직선성오차	±1.0% FSR	제품중량	1.2kg
최대허용압력	150% FSR	주요재질	스테인레스 특수 강재, 고밀도 에폭시 Potting
정격압력	1mV/V (1,000×10 ⁻⁶)	동작온도	-20~60℃
입출력저항	350Ω	신호케이블	φ8mm, 0.5mm ² ×4C 차폐 PVC 시스 케이블

표 3.6 토압계 설치 위치

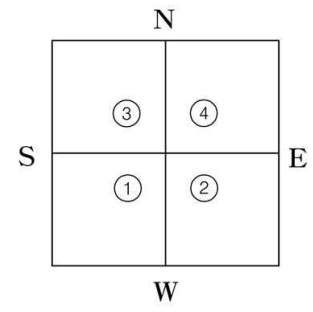
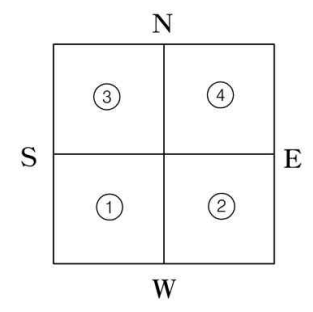
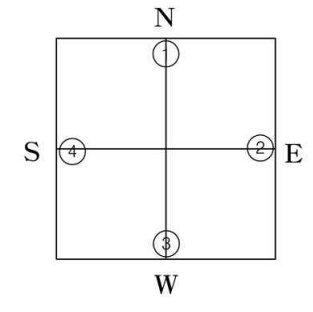
구분	설계수량 (ea)	설치수량 (ea)	설치위치	토압계 간격 (cm)	비고
토압계	4	4	1단 (상층부)	25	
	4	4	2단 (중심부)	30	
	4	4	3단 (하층부)	60	

그림 3.9는 토압측정을 위한 토압계와 토조 모형을 타나낸 것이며, 그림 3.10는 토압계 설치 위치 모식도를 나타낸 것이다.

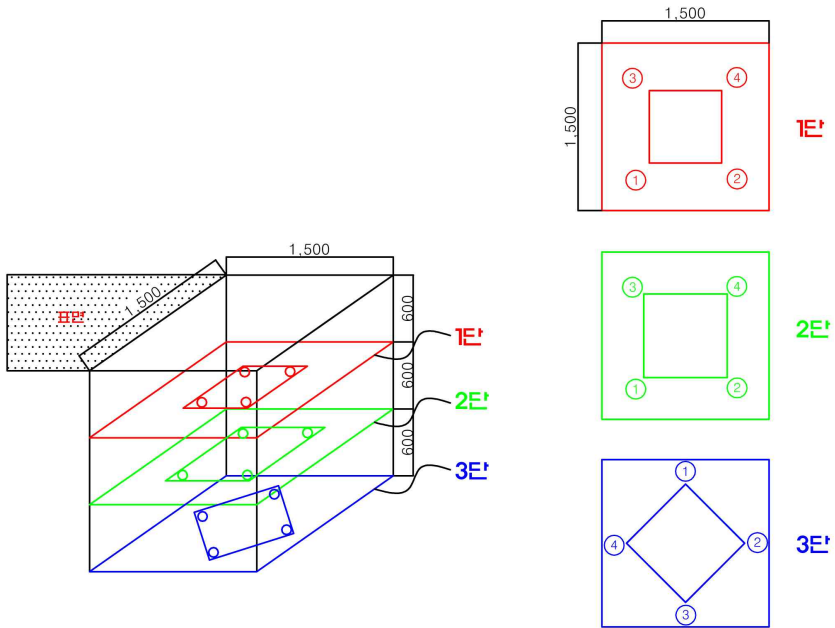


(a) 토압계



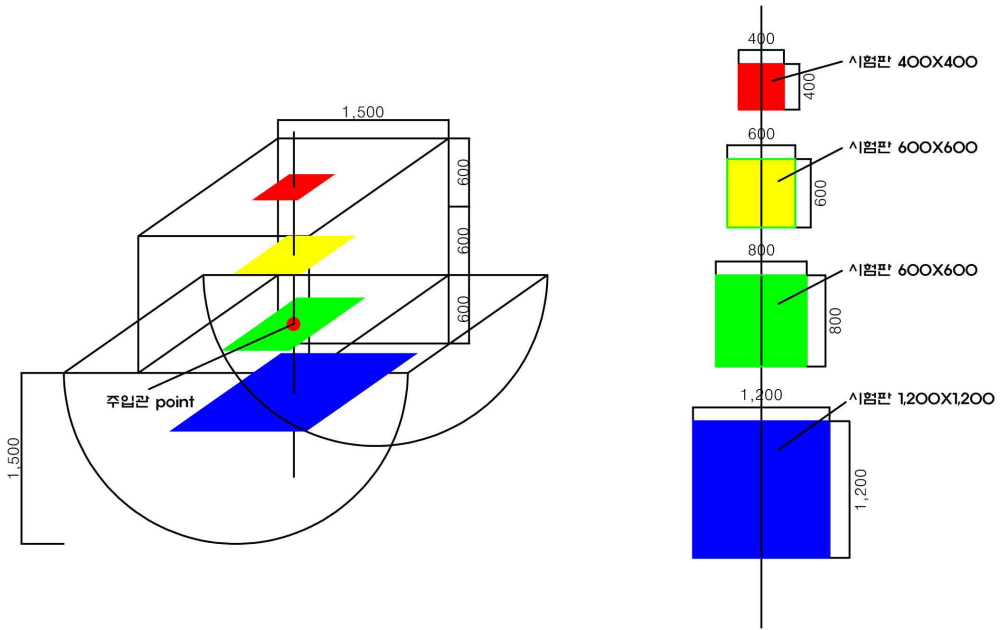
(b) 모형 토조

그림 3.9 토압측정을 위한 토압계와 모형 토조



(a) 토압계 위치 모식도

그림 3.10 토압계의 위치 모식도



(b) 토압계 위치 모식도

그림 3.10 토압계의 위치 모식도

그림 3.11은 실험 모형토조에서 토압측정을 위한 실험과정을 나타낸 것이다.



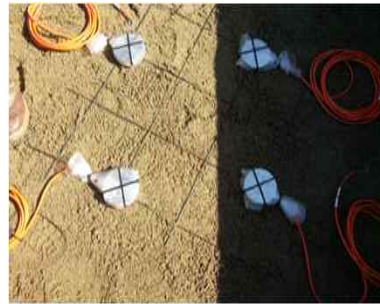
(a) 사질토 채움, 다짐



(b) 토압계 설치(1단) 25cm



(c) 토압계 설치(2단) 30cm



(d) 토압계 설치(3단) 60cm



(e) 주입 전 하중재하(50kg)



(f) 물질주입



(g) 주입 후 하중재하(300kg)



(h) 주입 후 계측

그림 3.11 토압측정을 위한 시험과정

3.3 현장실험 개요

본 연구에서는 주입재료의 실내실험 결과를 기초로 현장 적용성 실험을 수행하고자 하였다. 팽창재를 이용한 지반 안정성 검토에 필요한 허용지지력 및 허용 침하량을 산정하고자 실내실험 결과를 통해 확인된 팽창재의 강도정수 값을 적용하였다.

이를 위하여 실내실험에서 사용하였던 주재인 폴리우레탄과 경화재인 이소시아네이트를 45 : 55%(1.00 : 1.22)의 동일한 배합비로 사용하였다.

현장실험으로는 주입재의 주입 후 형상을 확인하기 위한 확산반경시험과 주입 후 보강된 지반의 단위용적중량의 변화를 확인하고자 지반조건에 따른 주입재료의 단위용적중량시험을 수행하였다. 추후 지반 안정성 검토를 위해 필요한 지지력시험 및 주입후의 지층의 주입상태를 알아보기 위한 GPR 지반탐사 시험과 축조된 구조물 변위에 대한 계측기를 설치하여 변위 측정을 수행하였다.

3.4 연구대상 지역

본 연구 대상 지역 선정한 조건으로 당초 PHC Pile 시공으로 설계 검토하였으나, 사용 중인 현장주변 교차동의 소음문제와 Pile 기초 시공 시 기초저면에서 부터 5m 이내의 연암층으로 구성되어 Pile 기초 시공 시 Pile의 근입깊이에 대한 세장비 대비 횡력에 대한 문제점과 공사기간 등을 고려하여 현장 실정 검토결과에 의해 치환공법과 개량공법을 검토하였다. 검토 결과 대상 지층은 지하수위가 높고(G.L-1.1m) 매립층과 붕적층의 연약지반보강 문제 해결에 대한 방안으로 지반개량공법으로 선정하게 되었다. 이와 관련하여 공공기관의 발주공사로써 고밀도 급속 팽창재 주입 공법에 대한 각종 시험 데이터의 신뢰성 및 정밀한 안정성 검토와 시공 전, 후 각종 실험결과 자료가 필요로 하여 본 연구 실험 대상 현장으로 선정하게 되었다.

본 연구의 대상 지역의 토질은 점토나 실트와 같은 미세한 입자 내에 간극이 큰 유기질토와 느슨한 사질토, 그리고 지하수위가 높은 지층을 대상으로 실험을 수행하고자 하였다. 실험을 통하여 흙의 전단강도 증대와 투수성 문제에 대한 차수효과, 연직하중으로 인한 전단응력에 대한 흙의 측방거동 억제 효과 등 기초지반의 공학적 문제점 등을 해결하고자 하였다.

주입재료의 각종 실험결과를 토대로 토질정수 값을 적용하여 축조될 얇은기초 지반의 토질에 대한 안정성 검토(허용지력, 허용 침하량, 개량깊이 등)를 통해 중·저층 구조물의 얇은기초 지반에 대한 안정성과 경제성, 시공성 등에 대해서 실험결과를 토대로 연약지반 개량공법 설계에 필요한 정량적인 기초설계 자료를 정립하고 현장 적용을 위한 실험 연구에 목적이 있다.

본 연구에서는 실험 대상 위치에 해당하는 인근 지역에 대하여 지반조사를 수행하여 지반의 특성을 확인하고 약액주입 전·후의 연약지반에 대한 물리적·역학적 특성을 검토하였다. 그림 3.12는 본 연구의 실험대상 지역인 ○○고등학교 및 인근 지역에 대한 위치도를 나타낸 것이며, 표시된 지역이 본 연구의 대상 지역이다.



그림 3.12 연구대상 지역

3.5 연구대상 지역의 지반조사 결과

3.5.1 연구대상 지역의 토질특성

매립층은 현 지표를 이루고 있는 지층으로써 0.7~0.8m의 층 후에 분포하며, 구성 성분은 잔자갈을 혼재한 연갈색의 실트질 모래(SM)로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과, N치는 1/30(회/cm)로 느슨한 상태로 분석되었으며 함수상태는 습윤 상태이다.

붕적층은 매립층 하부에 위치하며 매립층 보다는 덜하지만 불규칙적인 특성을 보이며, 황갈색의 점토질 모래(SC)로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과, N치는 1/30~3/30(회/cm)로 대단히 느슨한 상태이며 함수상태는 습윤 상태이다.

퇴적층(점토)은 비, 바람, 유수 등의 물리적 작용으로 형성된 지층으로써 3.6~4.4m의 층 후로 분포하고 있으며, 잔자갈 및 세립 내지 중립질의 모래를 혼재한 암회색의 점토질 실트(ML)로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과 N치는 3/30(회/cm)로 연약한 상태이며 함수상태는 습윤 상태이다.

풍화토층은 퇴적층의 하부에 있으며 원암이 풍화로 인하여 원위치에서 토양화 되어 있는 층으로 연갈색의 실트질 모래(SM)로 이루어져 있다. 표준관입시험 결과, N치가 10/30~50/30이하로 약간 조밀한 상태이며 함수상태는 습윤 상태이다.

연암층은 풍화토층의 하부에 위치한 원암이 풍화되지 않은 연암층으로 기반암의 보통 풍화상태이며 절리 및 균열이 발달한 상태이다.

표 3.7과 같이 연구대상의 토질은 매우 연약한 다층구조로 구성되어 있다.

표 3.7 지층 구성 요약

지층	통일분류법에 의한 흙의 분류	색조	분포심도 (m)	두께 (m)	N치
매립층	실트질 모래(SM)	연갈색	0~0.8	0.7	1/30
붕적층	점토질 모래(SC)	황갈색	0.8~3.6	2.5	1/30~3/30
퇴적층	점토질 실트(ML)	암회색	3.6~4.4	1.0	3/30
풍화토층	실트질 모래(SM)	연갈색	2.7~5.0	1.8	10/30~50/30
연암층	응회암	연갈색	6.0~	1.0	-

그림 3.13~3.15는 각 지점의 시추주상도이며, 그림 3.16은 시추주상도를 개략화 한

것이다.

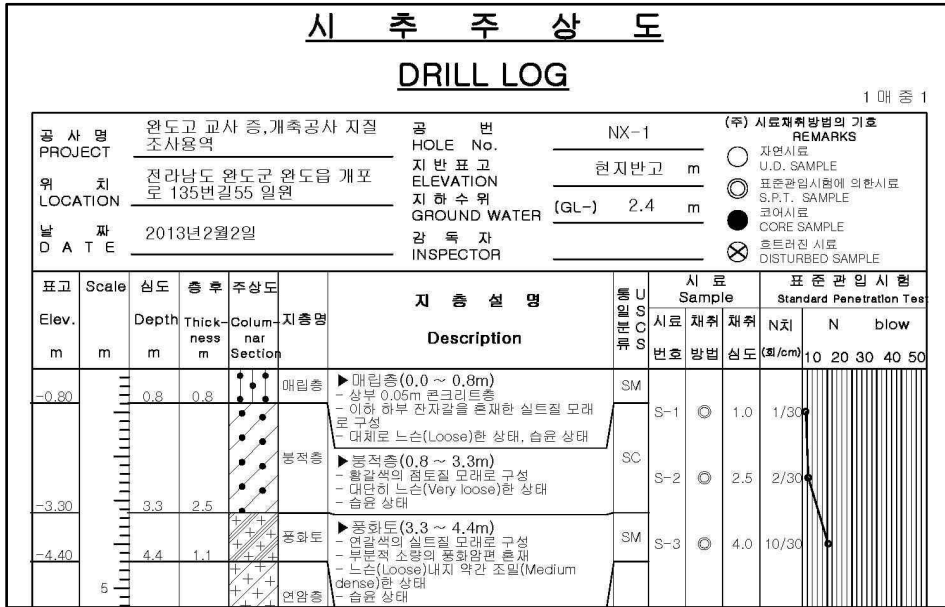


그림 3.13 시추주상도 (NX-1)

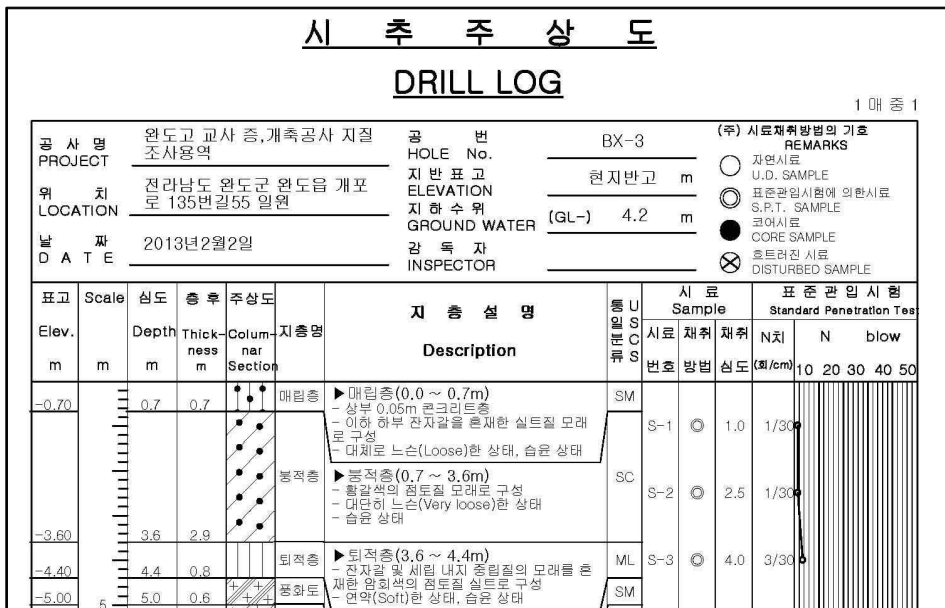


그림 3.14 시추주상도 (BX-3)

시추주상도 DRILL LOG

1 매 중 1

공사명 PROJECT	원도고 교사 증, 개축공사 지질조사용역	공번 HOLE No.	BX-5	(주) 시료채취방법의 기호 REMARKS
위치 LOCATION	전라남도 원도군 원도읍 개포로 135번길55 일원	지반표고 ELEVATION	현지반고 m	○ 자연시료 U.D. SAMPLE
날짜 DATE	2013년 2월 4일	지하수위 GROUND WATER (GL-)	1.1 m	◎ 표준관입시험에 의한시료 S.P.T. SAMPLE
		감독자 INSPECTOR		● 코어시료 CORE SAMPLE
				⊗ 호트러진 시료 DISTURBED SAMPLE

표고 Elev. m	Scale m	심도 Depth m	층후 Thick- ness m	주상도 Column Section	지층명 Description	통 U S C 류 S	시료 Sample			표준관입시험 Standard Penetration Test				
							시료 번호	채취 방법	채취 심도	N치 (회/cm)	N blow			
										10	20	30	40	50
-0.70		0.7	0.7	●●●●	▶매립층(0.0 ~ 0.7m) - 전자갈을 흔쾌한 실트질 모래로 구성 - 대체로 느슨(Loose)한 상태, 습윤 상태	SM	S-1	◎	1.0	1/30				
-2.70		2.7	2.0	●●●●	▶분적층(0.7 ~ 2.7m) - 황갈색의 점토질 모래로 구성 - 대면허 느슨(Very loose)한 상태 - 습윤 상태	SC								
-3.10		3.1	0.4	++++	▶풍화토(2.7 ~ 3.1m) - 연갈색의 실트질 모래로 구성 - 부엽층 소량의 풍화암편 존재 - 대체로 약간 조밀(Medium dense)한 상태, 습윤 상태	SM	S-2	◎	2.5	3/30				
-4.50		4.5	1.4	++++										

그림 3.15 시추주상도 (BX-5)

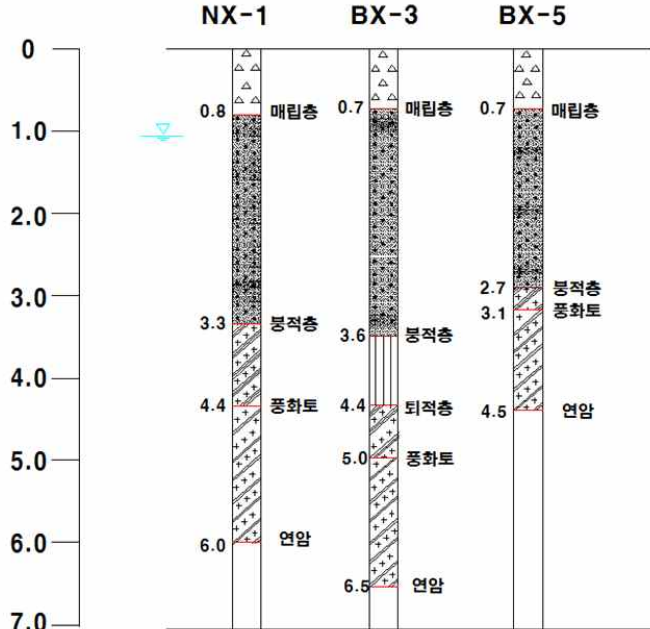


그림 3.16 시추주상도

3.5.2 지지력시험(평판재하시험)

본 연구의 대상 지역에서는 물질의 예열온도 35℃에서 토질에 따라 주입량을 달리하여 대상지반에 약액 주입 후 지지력을 시험하는 방법이다. 토질은 사질토와 점성토로 구분하였으며 평판재하시험(KS F 2444)으로 지지력 값을 측정하였다. 주입할 토질의 초기 값을 측정한 후, 지중깊이 3m에서 주입하였고, 1시간 경과 후 평판재하시험을 실시하였다.

구조물 기초지반의 지지력 보강 실험은 대상 지반에 대해서 독립기초 지반까지 터파기 후 평탄 다짐 작업 후 시공 전 밀도 시험과 평판재하시험 실시 후 토조를 제작 설치하였다. 평판재하시험은 KS F 2444에 근거하여 수행하였다. 토조 제작 후 흙을 채우고 2개소 주입구를 천공한 후 고밀도 급속 팽창재를 주입하여 1시간 경과 후 시험 토조를 해체하였다. 시험 결과에 따른 분석은 P-S곡선분석법, LogP-LogS분석법, S-Log-t곡선분석법이 있으며 본 연구에서는 P-S곡선분석법을 이용하여 평가하였다.

① P-S 곡선분석법

그림 3.18은 P-S곡선분석방법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 산술눈금으로 표시하고, 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중(Q_t)으로 한다.

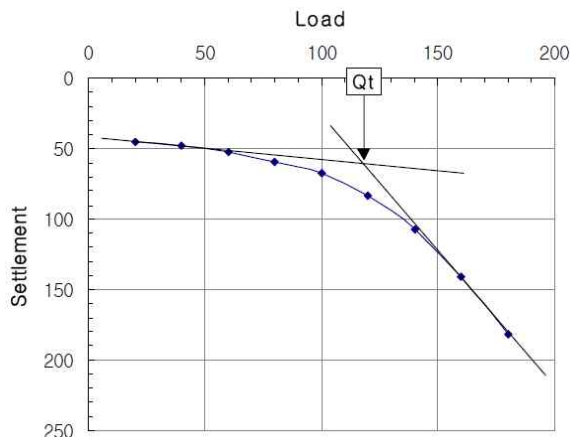


그림 3.18 P-S 곡선분석법

② Log P-Log S 곡선분석법

그림 3.19는 Log P - Log S 곡선분석법이다. 하중 P와 말뚝머리의 침하량 S를 반대 눈금으로 표시하고 각 점을 연결하여 구해진 곡선에서 초기의 직선부분의 기울기와 말기의 직선부분의 기울기를 작도하여 그 교점을 항복하중(Q_t)으로 한다.

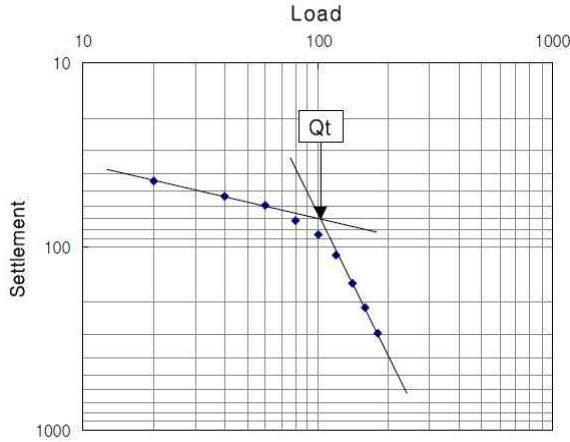


그림 3.19 LogP-LogS 곡선분석법

③ S-Log t 곡선분석법

그림 3.20은 S - Log t 곡선분석법이다. 각 재하단계에 대해 경과시간을 대수 눈금에 말뚝머리의 침하량을 산술눈금에 표시하여 각 하중단계의 관계선이 직선적으로 되지 않는 점의 하중을 항복하중(Q_t)으로 한다.

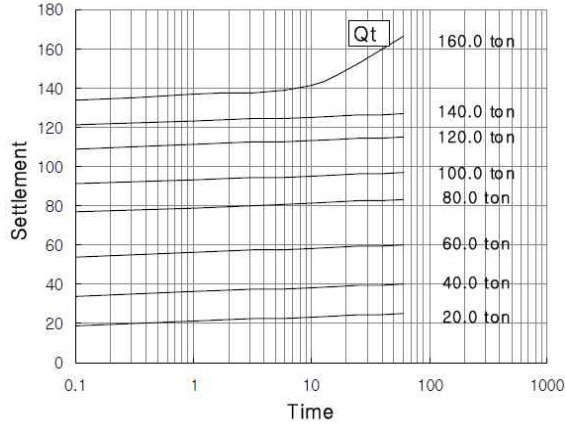


그림 3.20 S-Logt 곡선분석법

평판재하시험을 이용한 허용지지력 평가 시 적용되는 안전율(Factor of Safety)에 대한 국가별 적용기준은 표 3.8과 같다.

표 3.8 평판재하시험의 안전율

구 분		기준 침하량 (mm)	안전율 (Factor of Safety)	비 고	
기준	제안자/제안국				
전침하량 기준	Terzaghi and Peck	25.4	2.0		
	BS Code(8004)	10%D	-		
	DIN 4026	2.5%D	2.0		
	O'Neill and Reese(1999)	5.0%D	-		
	Chen and Kulhawy(2002)	4%D(점성토) 10%D(사질토)			
항복하중 기준	log P-log S	-	2.0		
	S-logT	-	2.0		
	P-dS/d(LogT)	-	2.0		
	Davisson's Method (1973)	$\delta t = QL/EA + (D/120+3.81)$		2.0	
		$\delta t = QL/EA + (D/120+4)$		1.8 (Proof-test)	

그림 3.21은 실험 토조 위치에서 수행한 평판재하시험의 과정을 나타낸 것이다.



(a) 지반보강 전 평판재하시험



(b) 토조제작



(c) 약액주입



(d) 약액주입 후 토조제거



(e) 지반보강 후 현장밀도 시험



(f) 지반보강 후 평판재하 시험

그림 3.21 팽창재의 주입 전·후 평판재하시험

3.5.3 GPR 탐사시험

지표면 레이더 탐사법(GPR, Ground Penetrating Radar)은 전자파를 송신하여 매질의 물성이 바뀌는 경계면에서 반사된 전자파가 도달하는 시간을 측정하며 지반구조 및 지하에 존재하는 구조물의 위치와 형상을 파악하는 탐사법이다.

시험에 사용된 장비는 GIS사의 Utility Scan을 사용하였으며, 본 장비는 지반표면으로부터 심도 12m깊이까지 조사가 가능하며 탐사 종류는 지중의 공극, 지하수위, 각종 지반의 매질상태(연약, 단단 등), 금속관, 비금속관 등이며, 지하구조물 탐사는 콘크리트 두께 1m 이상으로 피복두께, 배근간격, 각종 매설 배수관 탐사 등이 가능하다.

GPR 지반탐사기를 이용하여 지반의 상태를 알아보기 위하여 고밀도 급속 팽창재를 이용한 현장 적용 시험은 사질토 지반에 대한 지반보강 전·후 지반 깊이 3m 이내의 지반에 대해서 탐사 실험을 하였다.

그림 3.22는 GPR 탐사장비와 현장에서의 지반탐사 모습을 나타낸 것이다.



(a) GPR 탐사장비

(b) GPR 지반탐사

그림 3.22 GPR 탐사장비와 지반탐사

3.5.4 구조물 변위시험

지반보강 후 현장에 축조된 구조물에 대한 변위를 측정하기 위하여 그림 3.23(a)과 같이 변위측정을 위한 경사계를 준비하였고, 그림 3.23(b)과 같이 구조물의 최상층(4층) 벽체부에 부착하였다.

변위는 준공 후 2년(509일) 동안 측정하였고, 준공 후 1년 차에는 연 3회, 2년 차는 연 2회를 실시하여 관찰실험을 수행하였다.

그림 3.24는 경사계의 설치 위치를 나타낸 것이다.



그림 3.23 구조물의 변위측정을 위한 경사계

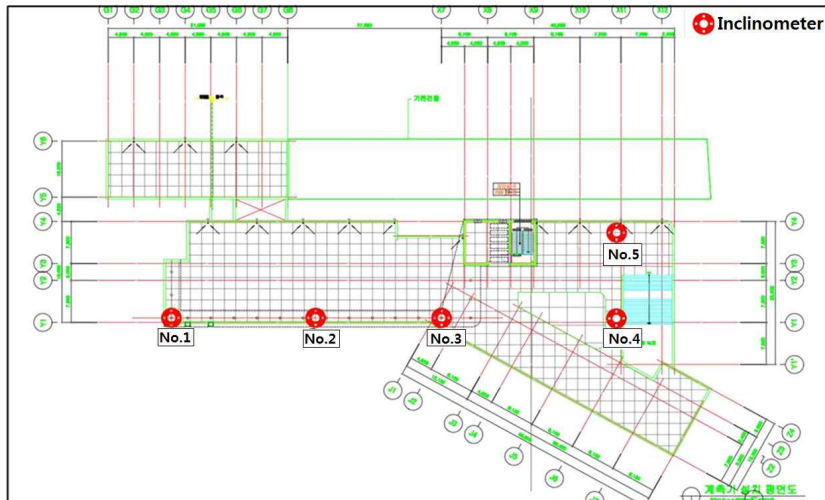


그림 3.24 경사계 설치 위치

제 4 장 실험결과 및 고찰

4.1 실내실험

4.1.1 호모젤 일축압축강도시험

팽창재의 일축압축강도 평가는 Homogel 시료와 Sandgel 시료 실험으로 분류될 수 있으며 Homogel은 팽창재의 일축압축강도를 말하고, Sandgel은 팽창재와 시료가 섞인 일축압축강도를 말한다. 본 실험은 Homogel 시료의 일축압축강도 시험이다.

그림 4.1은 주입재의 예열온도에 따른 경화시간을 나타낸 것으로 3회 시험을 실시하여 평균값을 적용하였다. 실험결과 경화시간의 경우 평균값이 30℃일 때 16분, 35℃일 때 5분, 40℃일 때 8분으로 35℃일 때의 경화 시간이 가장 빠르게 측정되었다.

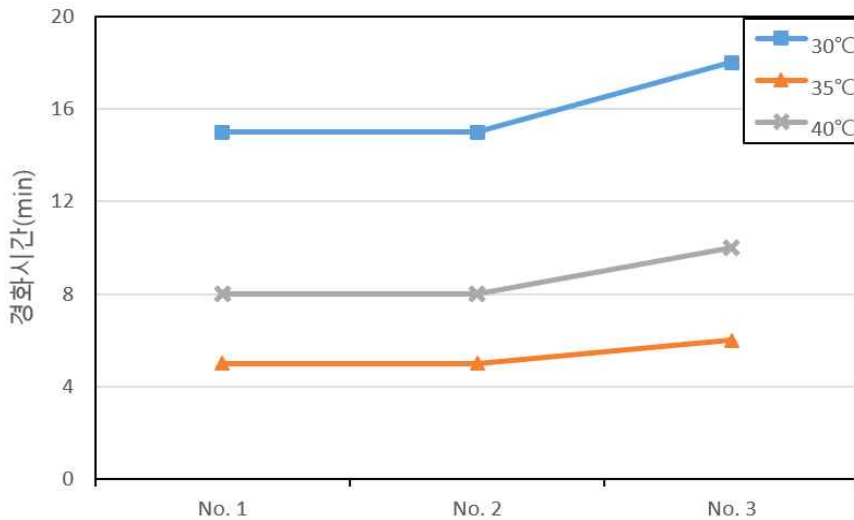


그림 4.1 주입재의 예열온도에 따른 경화시간

그림 4.2~4.3은 주입재의 예열온도와 경화 시간에 따른 호모겔의 일축압축강도 시험 결과를 나타낸 것이다.

실험결과, 예열온도가 30℃일 때 호모겔의 일축압축강도는 평균 9.6MPa, 예열온도가 35℃일 때 일축압축강도는 평균 12.2MPa, 예열온도가 40℃일 때 호모겔의 일축압축강도는 평균 11.0MPa로 측정되었다.

교반기의 예열온도 35℃일 때 평균 경화시간 5분 일축압축강도 평균값 12.2MPa로 최적의 조건을 얻었다. 경화시간과 마찬가지로 교반기의 예열온도가 35℃일 때 최적의 12.2MPa 강도 값이 확인되었다.

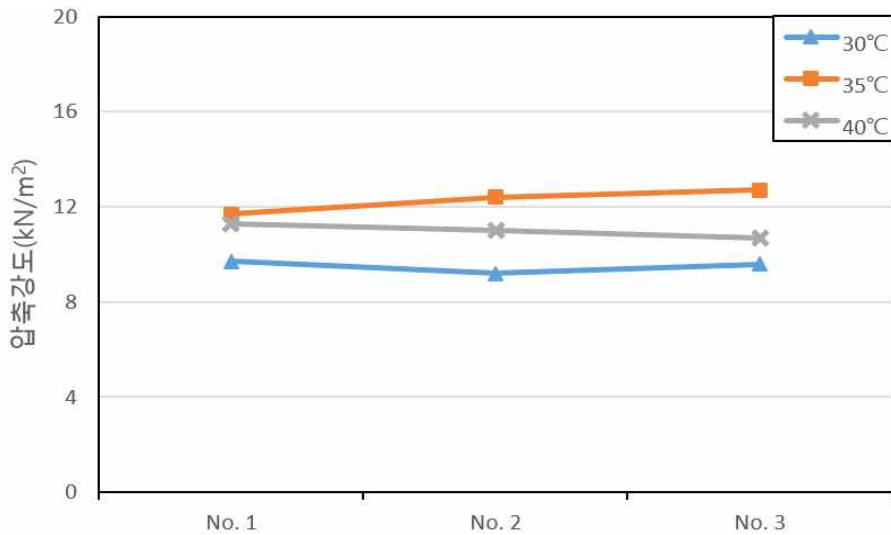


그림 4.2 주입재의 예열온도에 따른 호모겔의 일축압축강도

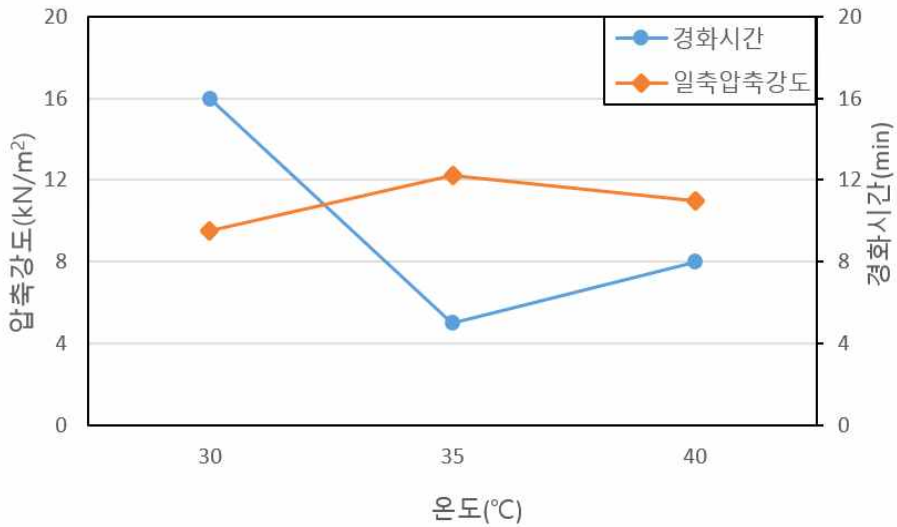


그림 4.3 주입재의 경화시간에 따른 호모겔 일축압축강도

표 4.1~4.3은 주입재의 예열온도에 따른 경화시간과 일축압축강도시험의 결과를 나타낸 것이다.

표 4.1 주입재의 예열온도에 따른 경화시간

구 분	30°C	35°C	40°C
No. 1	15 min	5 min	8 min
No. 2	15 min	5 min	8 min
No. 3	18 min	6 min	10 min

표 4.2 주입재의 예열온도에 따른 호모겔 일축압축강도

구 분	30°C	35°C	40°C
No. 1	9.7MPa	11.7MPa	11.3MPa
No. 2	9.5MPa	12.4MPa	11.0MPa
No. 3	9.6MPa	12.7MPa	10.7MPa

표 4.3 주입재의 예열온도에 따른 경화시간 및 호모겔 일축압축강도

구 분	30°C	35°C	40°C
경화시간	30 min	5 min	8 min
일축압축강도	9.5MPa	12.2MPa	11MPa

4.1.2 직접전단시험

일반적인 흙의 전단강도 시험에서 조밀한 사질토의 경우 내부마찰각은 30~35°, 점착력은 30kN/m² 이하이고 단단한 점성토의 경우 내부마찰각은 20~25°, 점착력은 약 50kN/m²이다.

그림 4.4와 표 4.4는 팽창재의 직접전단시험용 공시체를 제작하여 3회 측정된 실험결과이다. 팽창재의 직접전단시험결과 내부마찰각은 평균 57°로 확인되었고, 점착력은 평균 120kN/m²로 확인되었다. 이는 조밀한 사질토와 단단한 점성토 대비 내부마찰각은 2배 정도 높은 것으로 확인되었고, 점착력은 2.5~3.5배 이상 높은 것으로 확인되었다.

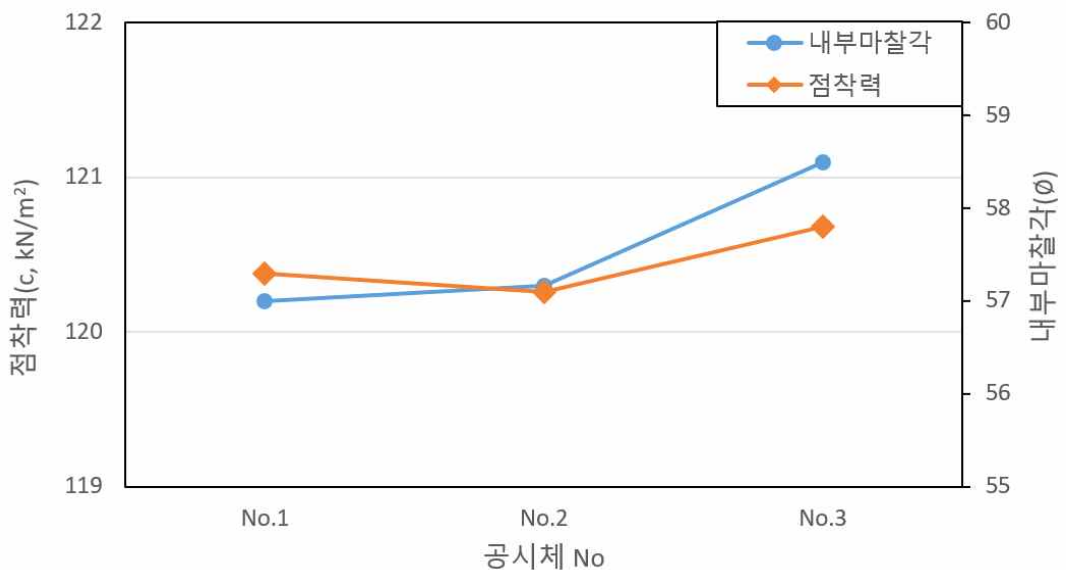


그림 4.4 직접전단시험 결과

표 4.4 직접전단시험 결과

구 분	No. 1	No. 2	No. 3
점착력(c)	120.2kN/m ²	120.3kN/m ²	121.1kN/m ²
내부마찰각(φ)	57.3°	57.1°	57.8°

4.1.3 투수시험

선행연구에서 김진춘 등(1999)과 이강호(2010)는 미세립 시멘트, 마이크로 시멘트를 이용한 투수시험을 시험한 결과 각각 $5.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$, $8.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 으로 확인되었다.

그림 4.5는 본 연구의 투수시험 결과와 기존 시멘트 그라우팅과의 결과를 비교한 것이다. 투수시험결과, 팽창재의 투수계수는 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 이상으로 확인되었고 이는 기존 선행연구 대비 현저하게 낮은 것으로 판단할 수 있었다.

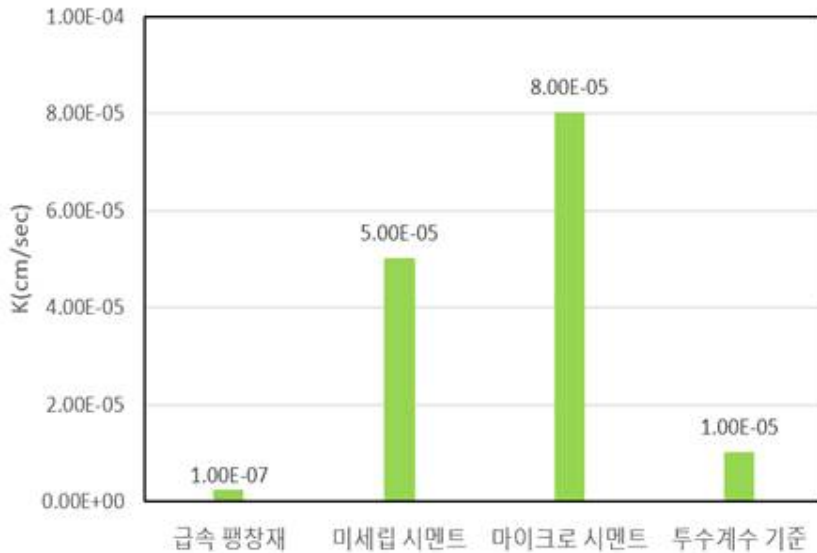


그림 4.5 투수계수 비교

투수시험 식은

$$k = 2.303 \frac{La}{A(t_2 - t_1)} \log \frac{h_1}{h_2} \quad (4.1)$$

여기서, L : 시편의 길이(cm), a : 스텐파이프의 단면적(cm^2)

A : 공시체 면적(cm^2), t_1, t_2 : 초기시간, 종료시간(sec)

h_1, h_2 : t_1 일 때의 수위, t_2 일 때의 수위(cm)

4.1.4 토양환경안정성시험

토양환경 안정성시험은 보건환경연구원의 토양오염우려기준에 따라 실험을 수행하였고 학교용지 기준인 1지역 기준에 대하여 결과를 비교하였다.

그림 4.6과 같이 주입재료는 함량이 모두 기준치 이내이고 그 이외에 항목은 검출되지 않은 것으로 확인되었다.

표 4.5는 토양환경안정성시험 결과로 각 항목에 따른 함량을 나타낸 것이다.

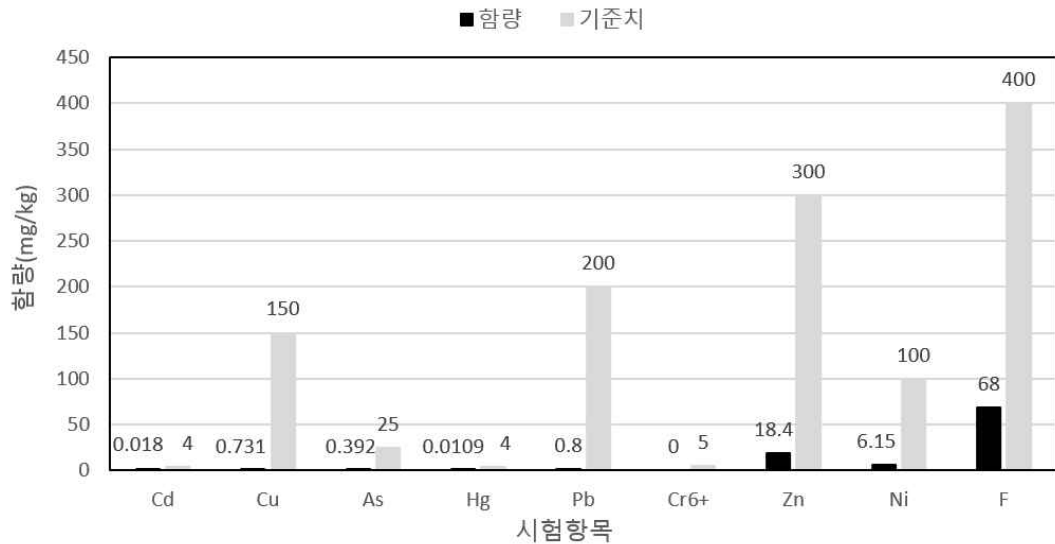


그림 4.6 토양오염우려기준에 따른 주입재의 오염물질 함량 비교

표 4.5 토양환경안정성시험 결과

(단위 : mg/kg)

검사항목	<i>Cd</i> (카드뮴)	<i>Cu</i> (구리)	<i>As</i> (비소)	<i>Hg</i> (수은)	<i>Pb</i> (납)	<i>Cr⁶⁺</i> (6가 크롬)	<i>Zn</i> (아연)	<i>Ni</i> (니켈)	<i>F</i> (불소)
기 준	4	150	25	4	200	5	300	100	400
함 량	0.018	0.731	0.392	0.0109	0.8	0	18.4	6.15	68

4.1.5 확산반경시험

그림 4.7은 각 지반조건에서 주입압에 따른 확산반경을 나타낸 것이고, 표 4.6과 표 4.7은 사질토와 점성토에서 주입압과 주입량에 따른 팽창재의 확산반경을 나타낸 것이다.

사질토의 경우, 주입압력 6.90Pa, 주입량 10kg, 15kg 일 때 주입 물질의 경화된 상태의 확산반경은 2회 측정 평균 1.0~1.3m, 1.1~1.5m로 확인되었고, 주입압력 10.33Pa, 주입량 10kg, 15kg일 때 주입 물질의 경화된 상태의 확산반경 2회 측정 평균 1.15~1.3m, 1.3~1.4m로 확인되었다.

점성토의 경우, 주입압력 6.90Pa, 주입량 10kg, 15kg 일 때 주입물질의 경화된 상태의 확산반경은 2회 측정 평균 1.0~1.5m, 1.2~1.6m로 확인되었고, 주입압력 10.33Pa, 주입량 10kg, 15kg일 때 주입 물질의 경화된 상태의 확산반경 2회 측정 평균 1.25~1.4 m, 1.4~1.475m로 확인되었다.

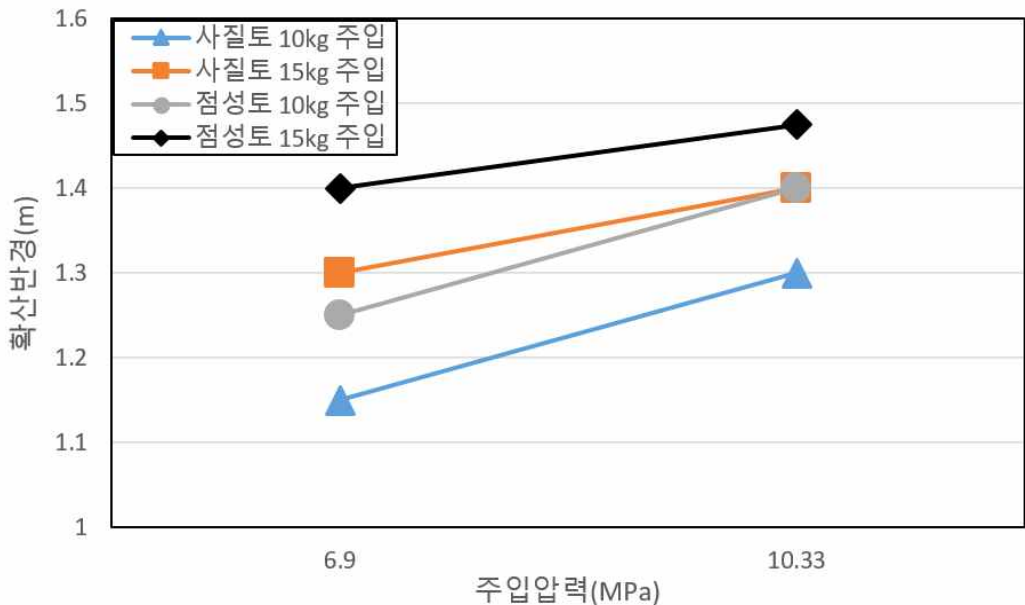


그림 4.7 주입압에 따른 팽창재의 확산반경

표 4.6 사질토의 주입압에 따른 팽창재의 확산반경

주입량 (kg)	주입압력 (Pa)	확산반경 (m)
10	6.90	1.15
	10.33	1.30
15	6.90	1.30
	10.33	1.40

표 4.7 점성토의 주입압에 따른 팽창재의 확산반경

주입량 (kg)	주입압력 (Pa)	확산반경 (m)
10	6.90	1.25
	10.33	1.40
15	6.90	1.40
	10.33	1.47

4.1.6 샌드겔 일축압축강도시험

표 4.8은 사질토와 점성토 지반에 약액을 주입하여 Sandgel 시료의 일축압축강도 실험 결과이다. 사질토에서 주입압력 6.90Pa, 주입량 10kg, 15kg을 주입한 시료의 일축압축강도시험결과 17.9Pa, 18.8Pa 값이 확인되었다.

점성토에서 주입압력 6.90Pa에서 주입량 10kg, 15kg을 주입한 시료의 압축강도 시험 결과 17.3Pa, 20.8Pa 값이 확인되었다.

표 4.8 사질토와 점성토의 샌드겔 일축압축강도

사질토			점성토		
주입량 (kg)	주입압력 (Pa)	일축압축강도 (MPa)	주입량 (kg)	주입압력 (Pa)	일축압축강도 (MPa)
10	6.9	17.9	10	6.9	17.3
15		18.8	15		20.8

4.1.7 단위용적중량시험

사질토의 경우, 물질 주입 전 단위용적 중량이 1.550g/cm^3 이고 10kg을 주입 후 주입된 물질과 시료를 포함한 단위용적중량 시험 결과는 1.387g/cm^3 로 확인되었다. 점성토의 경우, 물질 주입 전 단위용적중량이 1.853g/cm^3 일 때 주입량 10kg을 주입 후 주입된 물질과 시료를 포함한 단위용적중량 시험결과는 1.445g/cm^3 로 조사되었다.

표 4.9와 같이 단위용적중량이 사질토인 경우 10.5%, 점성토일 경우 22.0% 정도 감소하였다. 주입물질의 단위용적중량이 원지반보다 같거나 클 경우에 연약지반 보강 후 장.단기 2차 압밀침하가 발생하지만, 기존의 원지반보다 단위용적중량이 적고 단단한 물질의 개량재료로 보강되었다면 지반보강 후 주입물질로 인한 2차 압밀침하 억제 효과는 크며, 연약지반의 안정성 검토에 적용할 수 있을 것이다.

표 4.9 주입량에 따른 단위용적중량시험 결과

토 질	밀도 (g/cm^3)	공극비 (%)	함수비 (%)	주입량 (kg)	주입 전 단위용적중량 (g/cm^3)	주입 후 단위용적중량 (g/cm^3)	비 고
사질토	2.56	54.7	10.9	10	1.550	1.387	-10.5%
	2.58						
점성토	2.65	2.767	35.3	10	1.853	1.445	-22.0%
	1.24						

그림 4.8은 사질토와 점성토 지반의 팽창재 주입 전·후의 단위용적중량시험 결과를 나타낸 것이다.

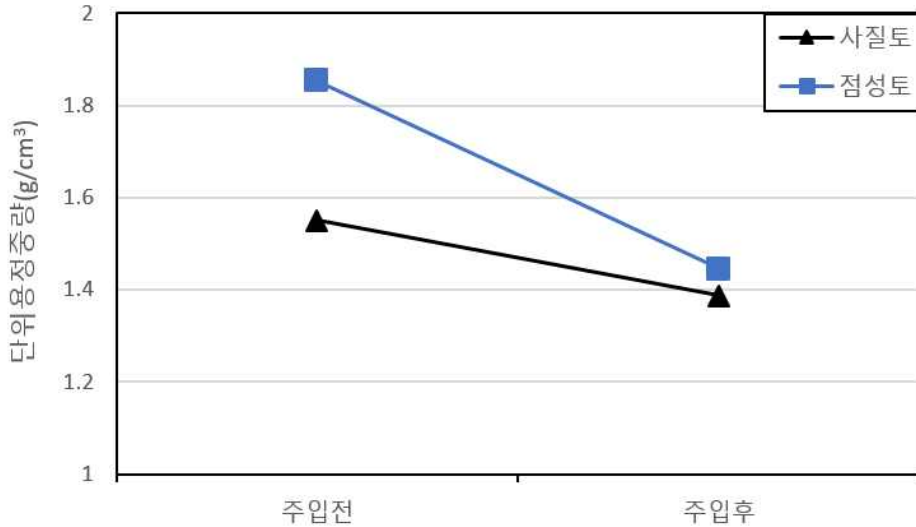


그림 4.8 팽창재의 주입 전·후 단위용적중량시험 결과

4.1.8 토압시험

그림 4.9~4.11은 토압계 위치별 토압 변위 결과를 나타낸 것이다. 계측 결과, 하부층에서는 그림 4.9와 같이 주입량 10kg 주입 전, 후 50, 100, 200, 300kg 재하하중에 대하여 토압시험 결과 변위가 각각 8.5, 10, 13, 10.2% 감소하였다.

그림 4.10과 같이 중심층에서는 주입량 10kg 주입 전, 후 50, 100, 200, 300kg 재하하중에 대하여 토압시험 결과 변위가 각각 6.5, 5.3, 9.7, 8.7% 감소하였다.

그림 4.11과 같이 상부층에서는 주입량 10kg 주입 전, 후 50, 100, 200, 300kg 재하하중에 대하여 토압시험 결과 변위가 각각 3.3, 3.7, 3.3, 3.4% 감소하였다.

구간별 토압에 대한 변위로 미루어 보아 주입물질이 어느 한 곳으로 편중되지 않고 일정한 비율로 지지력이 증대되었다는 결과를 보여줬다. 또한 주입물질의 순간 팽창압에 의해 느슨한 토질이 압축강화 되면서 지지력 증대가 이루어진 것으로도 확인 할 수 있다.

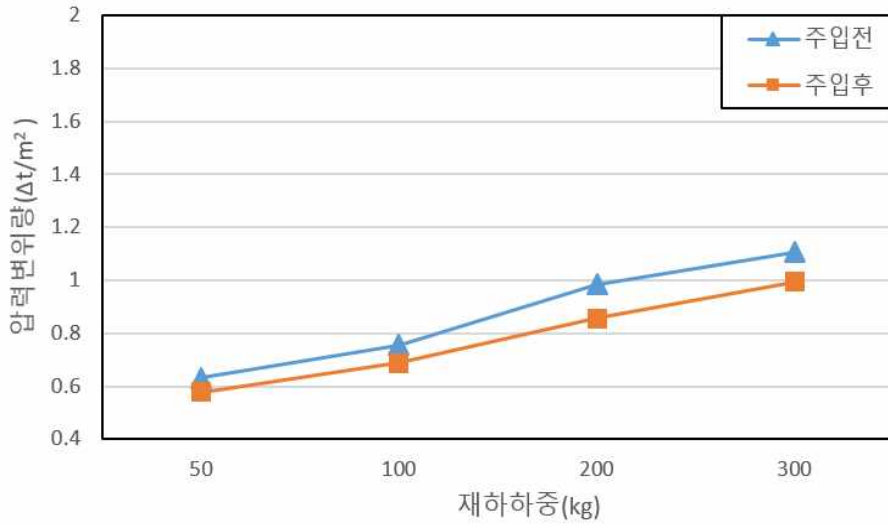


그림 4.9 위치별 토압 변위 측정 결과(하부 층, 1단)

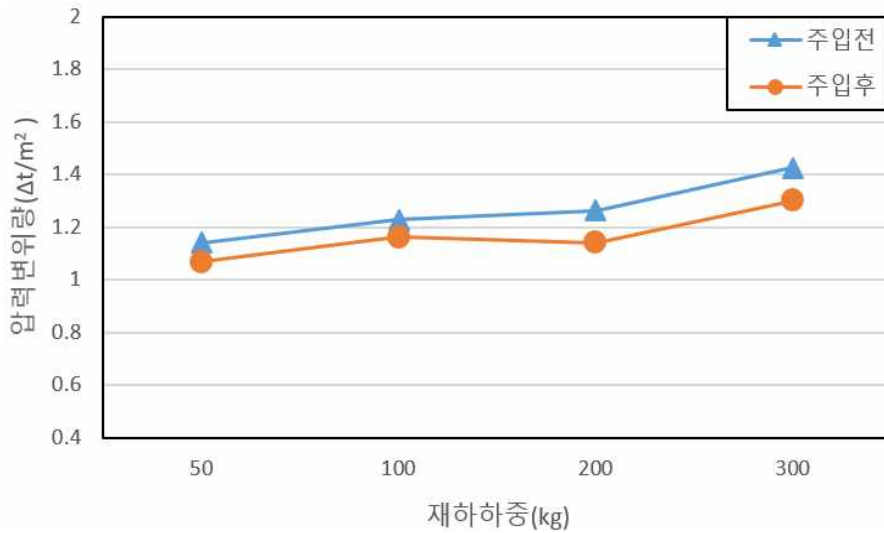


그림 4.10 위치별 토압 변위 측정 결과(중심 층, 2단)

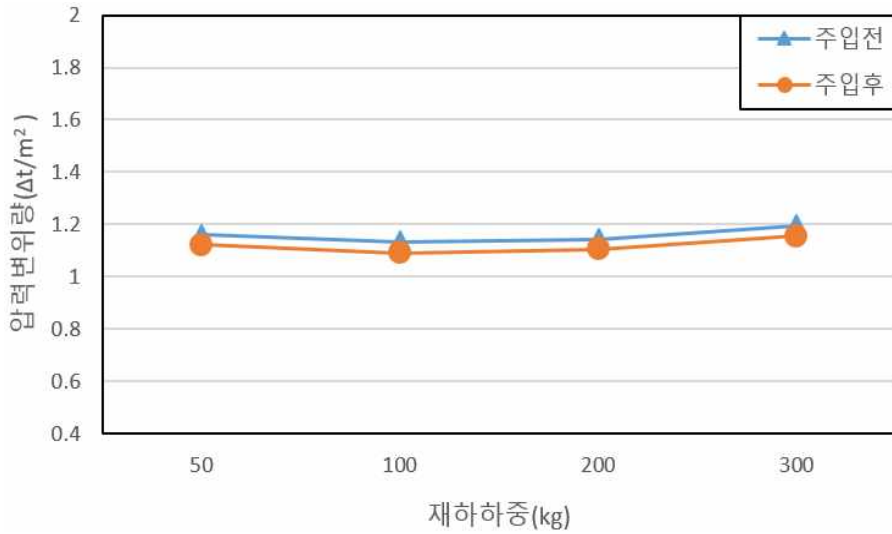


그림 4.11 위치별 토압 변위 측정 결과(상부 층, 3단)

표 4.10은 팽창재의 주입 전·후 위치별 변위 증감률을 나타낸 것이다.

표 4.10 팽창재의 주입 전·후 위치별 토압 변위량 증감율

측정 위치	토압계 간격 (cm)	재하하중 (kg)	주입량 10kg		증감율 (%)
			주입 전 (t/m²)	주입 후 (t/m²)	
하부층 (1단)	25	50	0.631	0.577	-8.5
		100	0.756	0.687	-10
		200	0.985	0.857	-13
		300	1.106	0.994	-10.2
중심층 (2단)	30	50	1.141	1.067	-6.5
		100	1.228	1.163	-5.3
		200	1.264	1.142	-9.7
		300	1.425	1.301	-8.7
상부층 (3단)	60	50	1.160	1.122	-3.3
		100	1.135	1.092	-3.7
		200	1.143	1.106	-3.3
		300	1.197	1.156	-3.4

4.2 현장실험

4.2.1 지지력시험

본 연구에서는 3.6×3.6m, 4.4×4.4m, 6.0×3.8m 규격의 독립기초 지반에 대하여 각각 평판 재하시험을 수행하였다. 대상 지반에서는 팽창재의 경우 보강 전 하중 재하시험 결과 3 단계 재하하중인 150kN/m² 이후부터 일정하게 감소하는 경향을 보였다.

여기서, 그림 4.12는 3.6×3.6m 기초에 대한 팽창재 주입 전·후의 하중-침하량 관계를 나타낸 것이다. 3.6×3.6m 기초단면의 평판재하시험 결과, 팽창재의 주입 전 원지반 상태에서는 최대 재하 하중이 650kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용 지지력은 185.2kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 주입 후부터는 초기하중 단계부터 일정하게 감소하는 경향을 보였으며, 주입 후 최대 재하하중은 679kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용 지지력은 226.3kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 지지력시험 결과 팽창재의 허용지지력이 주입 전보다 약 1.2배 이상 높아진 것으로 조사되었다.

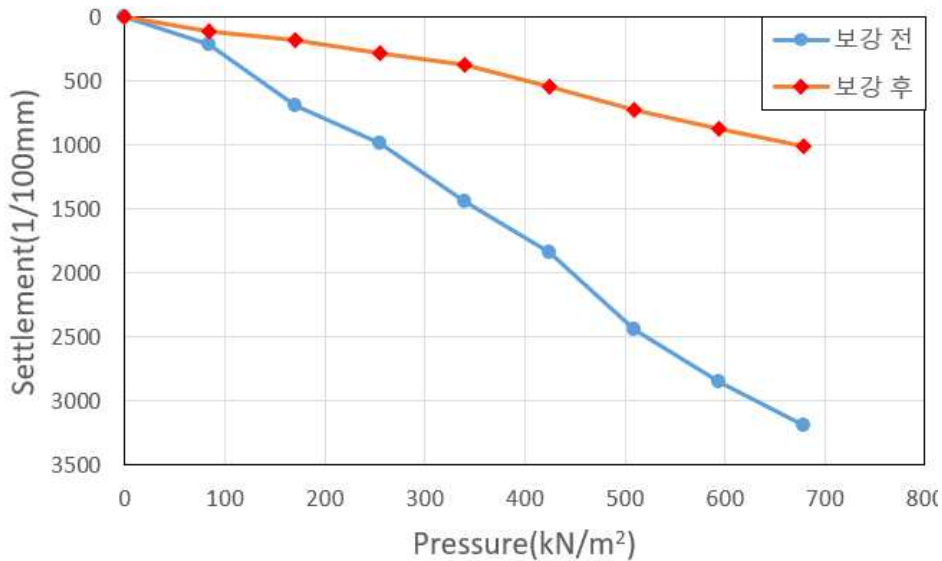


그림 4.12 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(3.6×3.6m)

여기서, 그림 4.13은 4.4×4.4m 기초에 대한 팽창재의 주입 전·후의 하중-침하량 관계를 나타낸 것이다. 4.4×4.4m 기초에 대한 평판재하시험 결과, 팽창재의 주입 전 원지반 상태에서는 최대 재하하중이 399kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용지지력은 133kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 주입 후 부터는 초기 하중단계부터 일정하게 감소하는 경향을 보였으며, 주입 후 최대 재하 하중은 687kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용지지력은 222.3kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 지지력시험 결과 주입재의 허용지지력이 주입 전보다 약 1.6배 이상 높아진 것으로 조사되었다.

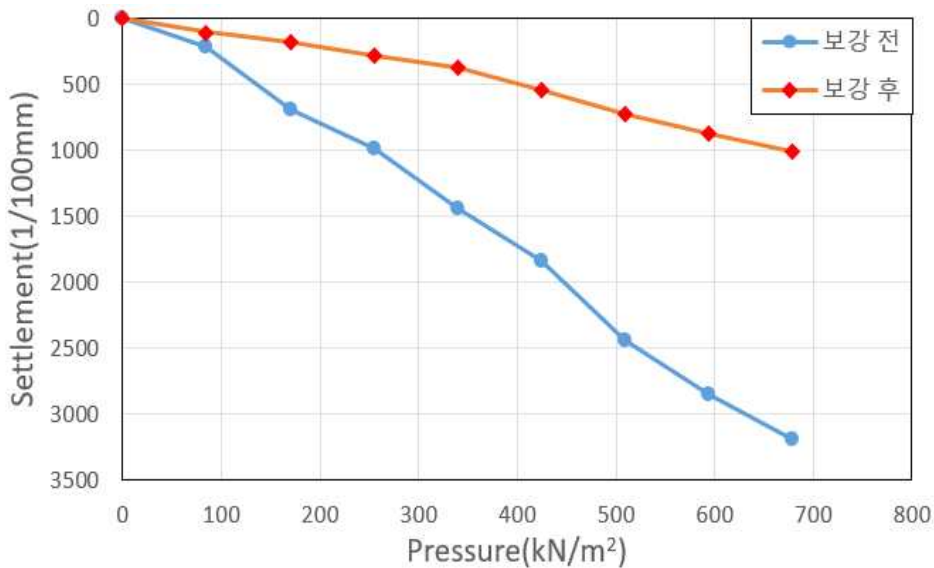


그림 4.13 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(4.4×4.4m)

여기서, 그림 4.14는 6.0×3.8m 기초에 대한 팽창재 주입 전·후의 하중-침하량 관계를 나타낸 것이다.

6.0×3.8m 기초단면의 평판재하시험 결과 팽창재의 주입 전 원지반 상태에서는 최대 재하하중이 344kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용지지력은 115kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 주입 후부터는 초기하중 단계부터 일정하게 감소하는 경향을 보였으며, 주입 후 최대 재하하중은 922kN/m²로 추정할 수 있으며, 안전율(FS=3.0)을 고려한 허용지지력은 307kN/m²로 판정할 수 있다.

팽창재의 지지력시험 결과 팽창재의 허용지지력이 주입 전보다 약 2.6배 이상 높아진 것으로 조사되었다.

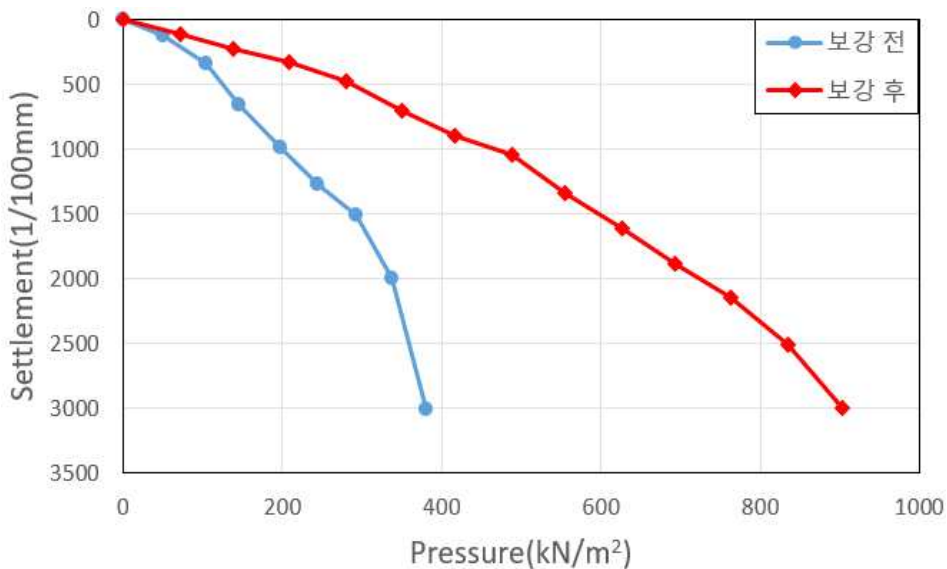


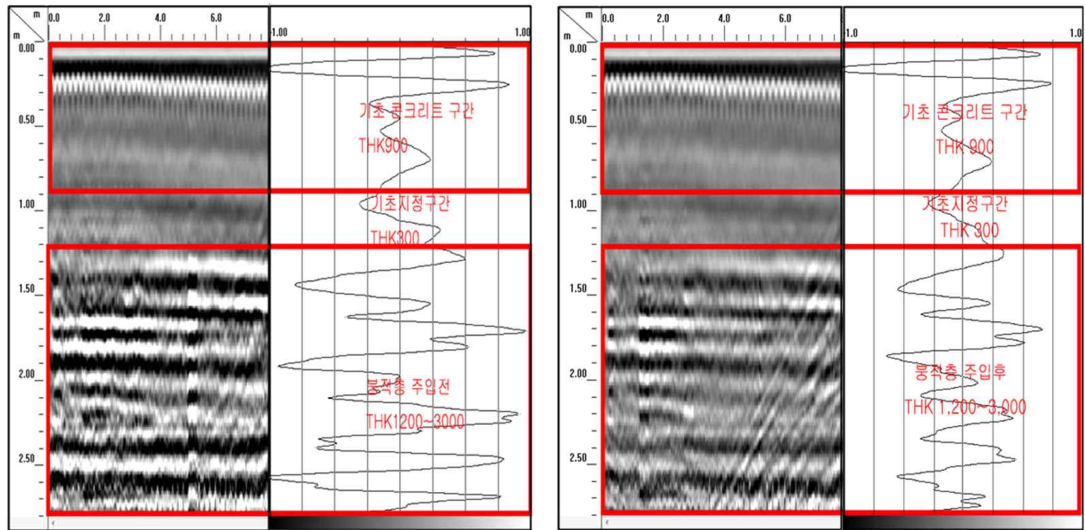
그림 4.14 팽창재의 주입 전·후 지반의 하중-침하량 비교(6.0×3.8m)

4.2.2 GPR 지반탐사시험

GPR지반 탐사는 기초지반의 보강 전·후를 기준으로 측정하였고, 기초 콘크리트 THK 900+기초지점 THK 300+붕적층 지반에 대하여 측정하였다.

그림 4.15는 팽창재의 주입 전·후 지반 매질의 충전 상태와 파장을 나타낸 것이다. 유효깊이 1.2~3.0m에 대하여 주입 후 지층의 지반 내 공극과 GPR 탐사 spectrum의 크기를 분석한 결과 그림 4.15와 같이 파장이 30~50% 이상 감소 된 것으로 확인되었다.

이러한 현상은 붕적층의 자갈, 실트, 모래가 혼재된 느슨한 지반의 공극 사이로 고밀도 급속 팽창재 물질이 공극을 채우면서 순간 지반이 압밀강화 된 것으로 판단된다.



(a) 팽창재 주입 전

(b) 팽창재 주입 후

그림 4.15 팽창재 주입 전· 후 GPR 탐사 결과

4.2.3 구조물 변위시험

경사계를 이용한 구조물의 변위측정은 건물의 최상층부의 벽체 5개소를 선정하여 측정하였다. 변위 측정은 벽체를 기준으로 수평(X축), 수직(Y축)의 데이터를 정리하였다.

그림 4.16~4.20은 경사계 설치 위치에 따른 시기별 계측기의 변위 값을 나타낸 것이다.

경사계 측정결과 다섯 개소의 경사계 모두 수평 변위는 최대 0.071mm 이내, 수직 변위는 -0.047mm를 초과하지 않은 것으로 확인되었다. 이는 대상지반 위 건물의 변위는 매우 미소한 것으로 이는 건물 준공 후 즉시침하 또는 1차 침하에 대해서 안전한 것으로 판단할 수 있다.

표 4.11은 변위 경사계 측정시기와 횟수이고 표 4.12는 측정 위치별 5회 차(509일) 계측 변위 값을 측정하였고, 각 변위 기울기 값을 통해서 대상지반의 침하 여부를 판단하였다.

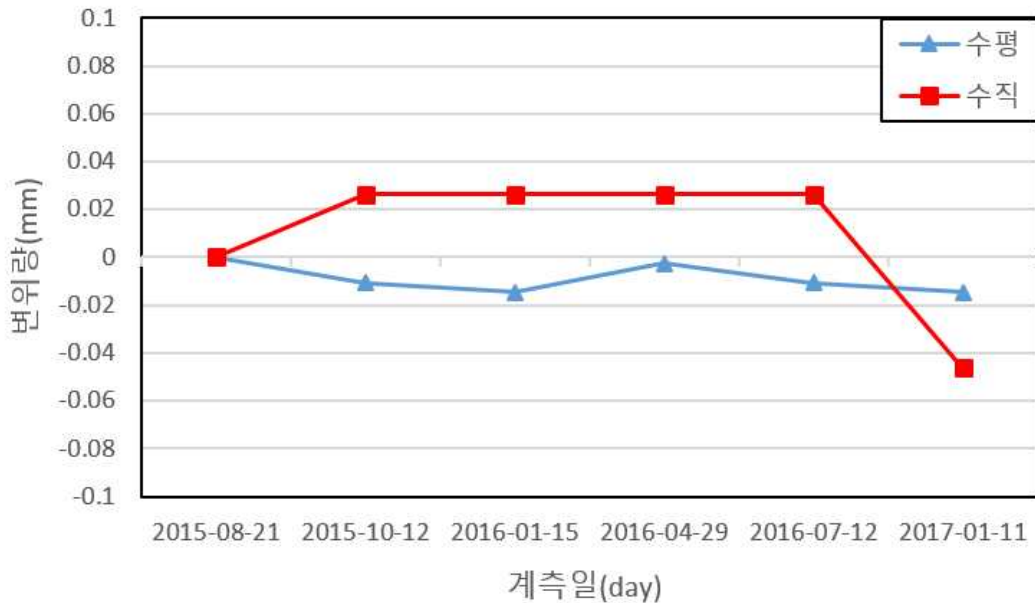


그림 4.16 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.1)

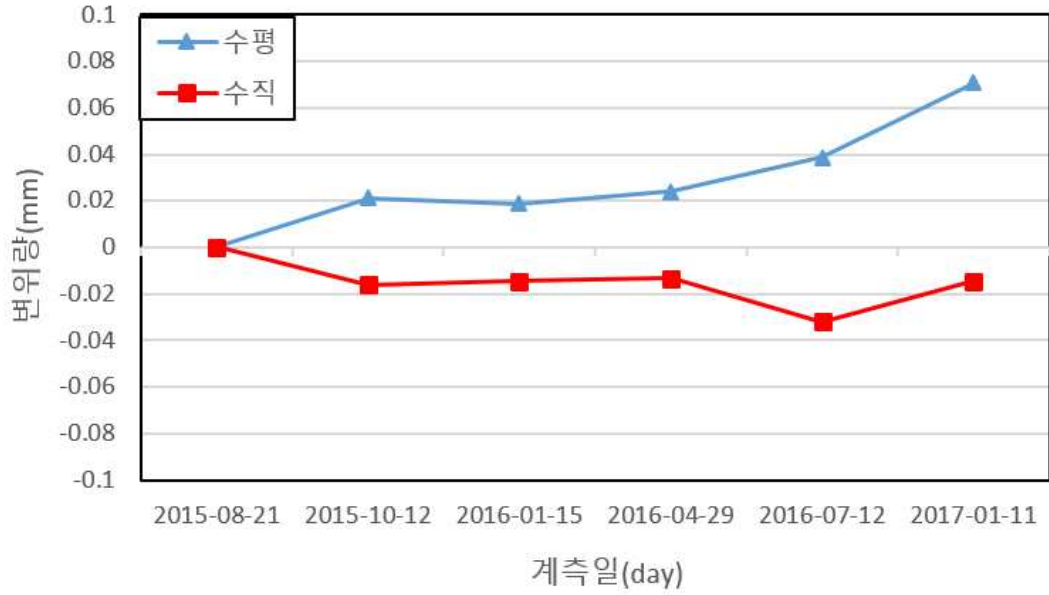


그림 4.17 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.2)

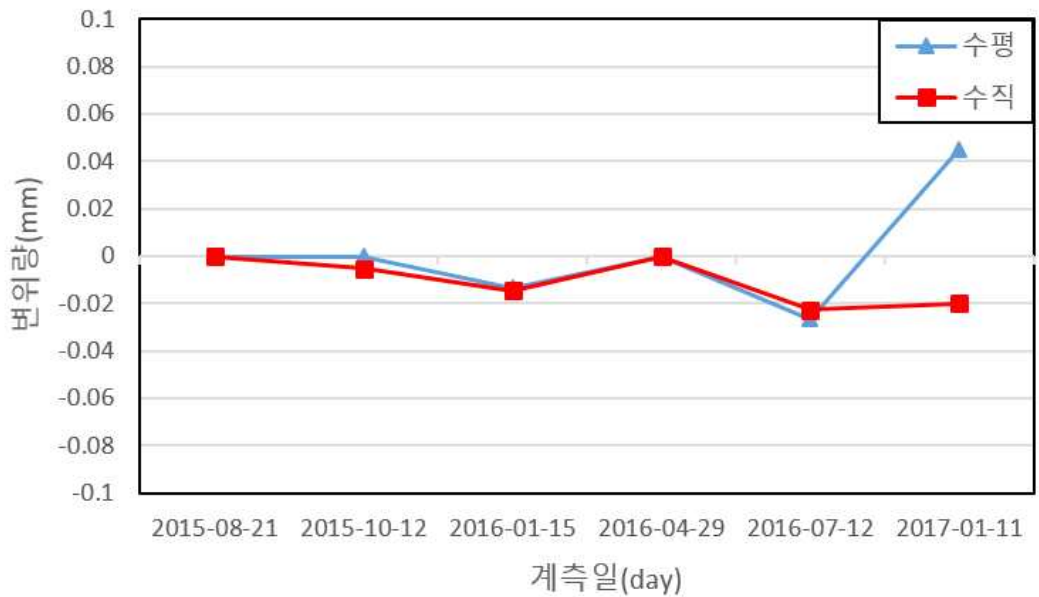


그림 4.18 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.3)

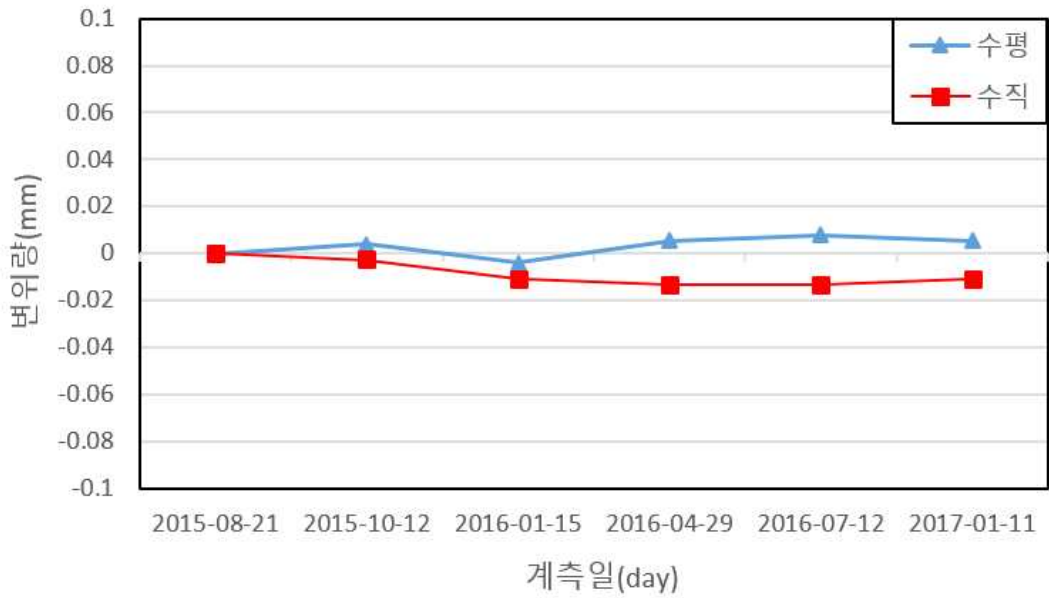


그림 4.19 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.4)

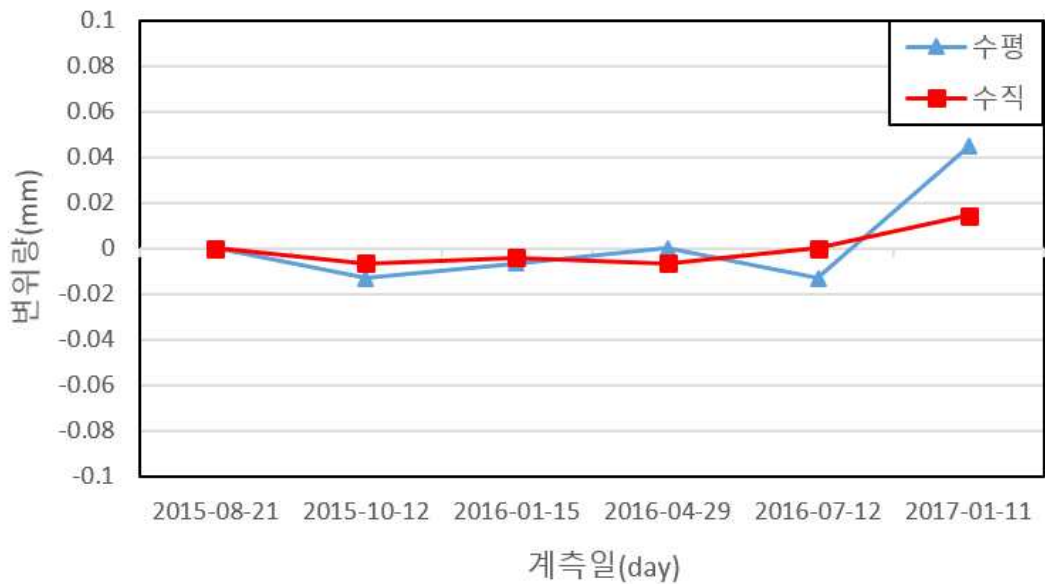


그림 4.20 구조물 변위 측정 결과(경사계 No.5)

표 4.11 변위 경사계 측정 시기 및 횟수

계측항목	설치시기	측정시기		측정횟수	비고
		1차	2차		
건물 경사계	교사동 준공 후	1차	2015.05~2016.04	설치 후 4회	계측완료 (509일)
		2차	2016.05~2017.01	설치 후 2회	

표 4.12 계측기 측정 위치 및 시기별 변위량 결과

(단위 : mm)

구 분		계측기 설치 (초기 값)	1차 (53일차)	2차 (147일차)	3차 (251일차)	4차 (327일차)	5차 (509일차)
계 측 기 No.1	수평	0	-0.0106	-0.0146	-0.0027	-0.0106	-0.0143
	수직	0	0.0263	0.0264	0.0264	0.0264	-0.04616
계 측 기 No.2	수평	0	0.0213	0.0187	0.0240	0.0387	0.0707
	수직	0	-0.0159	-0.0147	-0.0133	-0.0320	-0.0146
계 측 기 No.3	수평	0	0	-0.0133	0	-0.0267	0.0452
	수직	0	-0.0053	-0.0147	0	-0.0225	-0.0199
계 측 기 No.4	수평	0	0.0040	-0.0039	0.0053	0.0079	0.0053
	수직	0	-0.0027	-0.0107	-0.0134	-0.0134	-0.0107
계 측 기 No.5	수평	0	-0.0131	-0.0066	0	-0.0131	0.0446
	수직	0	-0.0067	-0.0039	-0.0066	0	0.0145

4.3 얇은기초 지반보강 효과 분석

4.3.1 얇은기초 지반 안정성 검토

(1) 개량깊이 산정

본 연구에서는 기초규격별 개량깊이 값을 산정하여 구조물 기초 지반의 안정성과 경제성 그리고 시공성을 찾고자 하였다. 개량깊이 산정 식(4.2)을 적용하여 현장 토질에 대한 토질 강도정수 값을 현장 토질에 대한 역학시험결과 성토재의 단위중량(γ_t)은 1.60t/m^3 , 개량(팽창)재의 단위중량(γ_s)은 1.550t/m^3 이고 원지반의 전단저항 값(ϕ)은 10° , 개량재의 전단저항 값(ϕ)은 25° 를 적용하였다. 규격별 개량깊이는 $3.6 \times 3.6\text{m}$ 일 때 개량 전 7.95m 에서 개량 후 2.76m , $4.4 \times 4.4\text{m}$ 일 때 개량 전 7.93m 에서 개량 후 2.75m , $6.0 \times 3.8\text{m}$ 일 때 개량 전 7.93m 에서 개량 후 3.11m 값으로 산정하였다.

검토 결과, 보강 전 개량깊이 보다 보강 후 개량깊이는 60~65% 정도 줄어든 것으로 검토되어 현장 적용 시 경제성과 시공성에서 효과가 있을 것으로 판단된다.

$$d = \frac{q_d + r_t \cdot D_f}{r_s [\tan^4(45 + \frac{\phi}{2}) - 1]} \quad (4.2)$$

표 4.13은 기초규격별 개량깊이 산정 값을 나타낸 것이다.

표 4.13 기초규격별 개량깊이 산정 값

규격	토질 정수 값	설계 하중 (q_d) (kN/m^2)	성토재의 단위중량 (r_t) (t/m^3)	기초근 입깊이 (D_f) (m)	개량재의 단위중량 (r_s) (t/m^3)	치환재의 전단저항 값(ϕ)	개량 깊이 (d) (m)
3.6×3.6m	개량전	200.6	1.601	1.4	1.601	10°	7.95
	개량후	200.6	1.601	1.4	1.550	25°	2.76
4.4×4.4m	개량전	199.8	1.601	1.4	1.601	10°	7.93
	개량후	199.8	1.601	1.4	1.550	25°	2.75
6.0×3.8m	개량전	228.4	1.601	1.4	1.601	10°	7.93
	개량후	228.4	1.601	1.4	1.550	25°	3.11

(2) 팽창재의 내부마찰각에 따른 개량깊이 산정

지반 개량깊이 값이 팽창재의 내부마찰각(ϕ)에 따라 표 4.14와 같이 산정되었다. 각 기초 규격에 따라 개량깊이 설계 조건인 앞장(1)과 같은 설계하중과 토질정수 값을 적용하였다.

성토재의 단위중량, 치환재의 단위중량, 치환재의 전단저항 값을 기초규격별로 적용한 결과, 표 4.14와 같이 3.6×3.6m에서 내부마찰각(ϕ)에 따른 개량깊이 값은 10°일 때 8.22m, 15°일 때 5.76m, 20°는 4.01m, 25°일 때 2.76m 30°일 때 1.88m, 35°일 때 1.25m로 선정되었고, 4.4×4.4m에서 내부마찰각 10°일 때 8.19m, 15°일 때 5.74m, 20°일 때 3.99m, 25°일 때 2.75m, 30°는 1.87m, 35°는 1.25로 선정되었으며, 6.0×3.8m에서 내부마찰각 10°일 때 9.24m, 15°일 때 6.48m, 20°는 4.51m, 25°일 때 3.11m, 30°일 때 2.11m, 35°일 때 1.41m로 선정되었다.

표 4.14는 기초규격별 내부마찰각에 따른 개량깊이 값을 나타낸 것이다.

표 4.14 기초규격별 내부마찰각에 따른 개량깊이

	기초규격	내부마찰각(ϕ)					
		10°	15°	20°	25°	30°	35°
개량깊이 (m)	3.6×3.6	8.22	5.76	4.01	2.76	1.88	1.25
	4.4×4.4	8.19	5.74	3.99	2.75	1.87	1.25
	6.0×3.8	9.24	6.48	4.51	3.11	2.11	1.41

표 4.14와 같이 내부마찰각(ϕ)이 5°씩 커질 때 마다 지반개량 깊이가 30%씩 감소되는 결과를 얻었다. 개량깊이 산정 결과 전단저항 값에 따라 지반개량깊이는 설계 시 지반의 안정성과 정량적인 주입량 산정과 경제성 및 시공성 등을 고려하여 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

그림 4.21 기초규격별 내부마찰각(ϕ)에 따른 개량깊이를 나타낸 것이다.

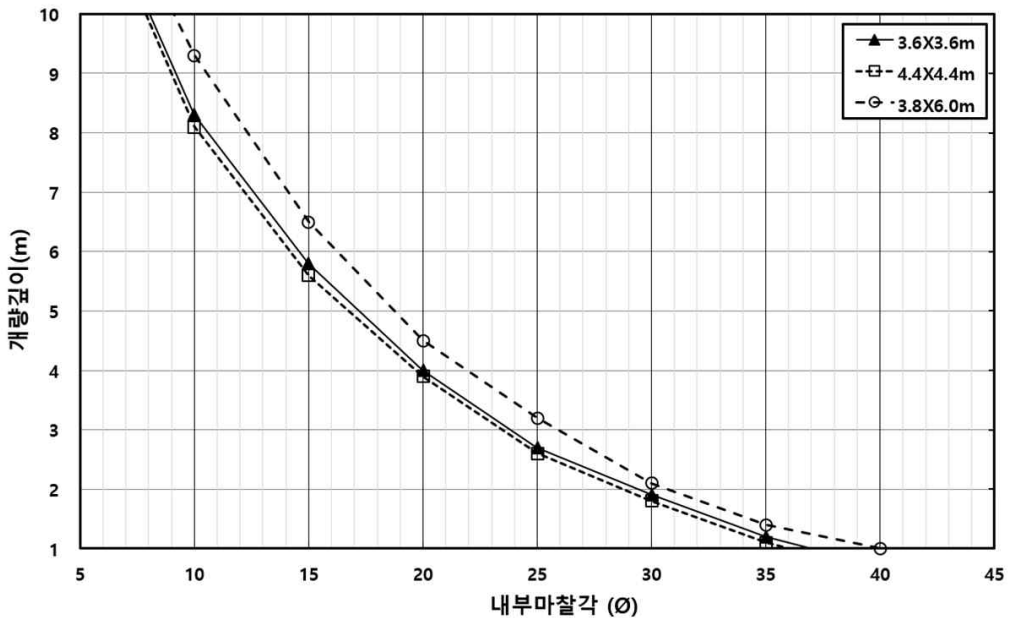


그림 4.21 기초규격별 내부마찰각 변화에 따른 개량깊이

(3) 심도별 지중응력 산정

얕은기초의 침하량을 추정하고자 구조물 축조 시 설계하중에 따른 지중응력 산정은 kögler의 직선응력 분포 법을 적용하였다. 기초 형상별로 3.6×3.6m와 4.4×4.4m는 정사각형 등분포하중 식 (2.23)을 6.0×3.8m는 직사각형 등분포 하중 식(2.26)을 적용하였다. 여기서 원지반의 토질정수 값인 내부마찰각(ϕ)은 10°와 설계하중(q_d)은 각각 200.6kN/m², 199.8kN/m², 228.4kN/m²를 적용하였고, 팽창재의 강도정수 값인 내부마찰각(ϕ)는 25°을 적용하여 지중깊이(z)별 응력 값을 산정하였다.

표 4.15~20은 기초단면별 보강 전·후 지중응력을 나타낸 것이다. 기초하면에서부터 지반개량깊이 3m일 때 지반보강 전·후 지중응력은 3.6×3.6m일 때 119.82kN/m²에서 63.51kN/m²이고, 4.4×4.4m일 때 129.85kN/m²에서 74.66kN/m²이며, 6.0×3.8m일 때 151.87kN/m²에서 89.71kN/m²로 산정되었다.

심도에 따른 지중응력은 팽창재의 내부마찰각이 25°일 때, 보강 전보다 각각 53%, 57%, 59% 이내에서 지중응력이 감소한 것으로 산정되어 지반의 안정성 검토 시 팽창재의 내부마찰각에 따른 침하량 감소효과가 있어 설계 시 정량적인 안정성 검토 적용에 필요한 결과를 얻었다.

표 4.15 기초단면별 보강 전 지중응력(3.6×3.6m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	3.60	3.60	200.60
0.5	2.2	3.78	3.78	182.30
1.0	1.7	3.95	3.95	166.40
1.5	1.2	4.13	4.13	152.49
2.0	0.7	4.31	4.31	140.26
2.5	0.2	4.48	4.48	129.44
2.7	0	4.55	4.55	125.46
3.0		4.66	4.66	119.82
3.5		4.83	4.83	111.24
4.0		5.01	5.01	103.55
4.5		5.19	5.19	96.63
5.0		5.36	5.36	90.38
5.5		5.54	5.54	84.72

표 4.16 기초단면별 보강 후 지중응력(3.6×3.6m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	3.60	3.60	200.60
0.5	2.2	4.07	4.07	157.23
1.0	1.7	4.53	4.53	126.54
1.5	1.2	5.00	5.00	104.04
2.0	0.7	5.47	5.47	87.04
2.5	0.2	5.93	5.93	73.89
2.7	0	6.12	6.12	69.46
3.0		6.40	6.40	63.51
3.5		6.86	6.86	55.18
4.0		7.33	7.33	48.38
4.5		7.80	7.80	42.77
5.0		8.26	8.26	38.08
5.5		8.73	8.73	34.12

표 4.17 기초단면별 보강 전 지중응력(4.4×4.4m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	4.40	4.40	199.80
0.5	2.2	4.58	4.58	184.70
1.0	1.7	4.75	4.75	171.25
1.5	1.2	4.93	4.93	159.22
2.0	0.7	5.11	5.11	148.41
2.5	0.2	5.28	5.28	138.66
2.7	0	5.35	5.35	135.03
3.0		5.46	5.46	129.85
3.5		5.63	5.63	121.85
4.0		5.81	5.81	114.57
4.5		5.99	5.99	107.92
5.0		6.16	6.16	101.83
5.5		6.34	6.34	96.24

표 4.18 기초단면별 보강 후 지중응력(4.4×4.4m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	4.40	4.40	199.80
0.5	2.2	4.87	4.87	163.34
1.0	1.7	5.33	5.33	136.03
1.5	1.2	5.80	5.80	115.03
2.0	0.7	6.27	6.27	98.54
2.5	0.2	6.73	6.73	85.36
2.7	0	6.92	6.92	80.82
3.0		7.20	7.20	74.66
3.5		7.66	7.66	65.85
4.0		8.13	8.13	58.52
4.5		8.60	8.60	52.34
5.0		9.06	9.06	47.09
5.5		9.53	9.53	42.60

표 4.19 기초단면별 보강 전 지중응력(6.0×3.8m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	3.80	6.00	228.40
0.5	2.2	3.98	6.18	212.04
1.0	1.7	4.15	6.35	197.40
1.5	1.2	4.33	6.53	184.24
2.0	0.7	4.51	6.71	172.38
2.5	0.2	4.68	6.88	161.63
2.7	0	4.75	6.95	157.62
3.0		4.86	7.06	151.87
3.5		5.03	7.23	142.98
4.0		5.21	7.41	134.86
4.5		5.39	7.59	127.41
5.0		5.56	7.76	120.57
5.5		5.74	7.94	114.27

표 4.20 기초단면별 보강 후 지중응력(6.0×3.8m)

심도z(m)	성토층심도(m)	B	L	지중응력(kN/m ²)
0.0	2.7	3.80	6.00	228.40
0.5	2.2	4.27	6.47	188.76
1.0	1.7	4.73	6.93	158.72
1.5	1.2	5.20	7.40	135.37
2.0	0.7	5.67	7.87	116.87
2.5	0.2	6.13	8.33	101.93
2.7	0	6.32	8.52	96.76
3.0		6.60	8.80	89.71
3.5		7.06	9.26	79.57
4.0		7.53	9.73	71.06
4.5		8.00	10.20	63.86
5.0		8.46	10.66	57.70
5.5		8.93	11.13	52.40

(4) 주입량 산정

주입량 산정은 식 (2.28), 식 (2.29)를 적용하였고 사질토 지반의 N치 3 미만의 매우 느슨한 지반으로 검토하였다.

약액주입량은 1m³당 33kg이고, 간극율은 사질토 지반 N치 3 미만인 경우 70%, 충전율은 사질토 지반 N치 3 미만인 경우 40%이다.

표 4.21은 간극율과 충전율에 따른 팽창재의 주입량을 나타낸 것이다.

독립기초 3.6×3.6m 경우 주입반경 1.7m로 가정하고 주입 깊이가 3m일 때, 주입 체적은 6.81m³고 주입량은 84.9kg이다. 4.4×4.4m 경우 주입반경 1.5m로 가정하고 주입 깊이가 3m일 때, 주입 체적은 7.63m³고 주입량은 95.2kg이다. 6.0×3.8m 경우 주입반경 1.8m로 가정하고 주입 깊이가 3m일 때, 주입 체적은 5.29m³고 주입량은 65.9kg이다. 독립기초 대한 기둥이 2개소이므로 131.8kg을 주입량으로 산정하였다.

표 4.21 팽창재의 주입량

기초단면 (B×L)	주입량 (kg)	지반개량면적 (m ²)	면적당 주입량 (kg/m ²)
3.6×3.6	84.9	32.67	2.7
4.4×4.4	95.2	35.28	2.0
6.0×3.8	131.8	58.08	2.4

4.3.2 얇은기초 지지력 검토

얇은기초의 지지력 검토는 독립기초인 3.6×3.6m, 4.4×4.4m, 6.0×3.8m의 기초단면을 Terzaghi와 Meyerhof의 극한지지력 이론식(2.6)과 식(2.7)을 적용하여 얇은기초 단면별 지지력을 비교 검토하였다.

보강 전 흙의 토질정수 값인 점착력(c)은 1.0kN/m^2 , 단위중량(γ_t)은 1.601kN/m^3 , 내부마찰각(ϕ)은 10° 를 적용하였고, Terzaghi의 지지력계수는 $N_c=9.61$, $N_q=2.69$, $N_r=0.56$, Meyerhof의 지지력계수는 $N_c=8.35$, $N_q=2.47$, $N_r=0.37$ 을 적용하였다.

팽창재의 강도정수 값인 점착력(c)은 2kN/m^2 , 단위중량(r)은 1.55kN/m^3 , 내부마찰각(ϕ)은 25° 를 적용하여 Terzaghi의 지지력계수는 $N_c=25.13$, $N_q=12.72$, $N_r=8.34$, Meyerhof의 지지력계수는 $N_c=20.72$, $N_q=10.66$, $N_r=6.77$ 을 적용하였다. 안전율(F_s)은 3.0을 적용하여 허용지지력을 산정하였다.

표 4.22는 각 기초단면별 고밀도 급속 팽창재의 주입 전·후 지지력 검토 결과이다. 검토 결과 Meyerhof 지지력이 Terzaghi 지지력 값보다 보강 전보다 7~8배 정도 많게 검토되었다. 또한 Meyerhof 극한지지력이 Terzaghi보다 8~8.5% 정도 큰 값으로 나타나 현장 적용 시 지반 안정성 검토 적용은 Terzaghi 극한지지력 이론식을 적용한 것이 지반 안정성 검토 산정에 유리한 것으로 검토되었다.

표 4.22 지지력 이론식에 따른 보강 전·후 지지력 검토 비교

구분	지지력 이론식	기초단면 (B×L)	설계하중 (kN/m ²)	극한지지력 (kN/m ²)	안전율	허용지지력 (kN/m ²)	판정
보강 전	Terzaghi	3.6×3.6	200.6	156.45	3	52.15	부적합
		4.4×4.4	199.8	159.31		53.10	
		6.0×3.8	228.4	157.16		52.39	
	Meyerhof	3.6×3.6	200.6	201.43	3	67.14	
		4.4×4.4	199.8	200.93		66.98	
		6.0×3.8	228.4	187.66		62.55	
보강 후	Terzaghi	3.6×3.6	200.6	1213.22	3	404.41	적합
		4.4×4.4	199.8	1254.58		418.19	
		6.0×3.8	228.4	1322.14		440.71	
	Meyerhof	3.6×3.6	200.6	1515.74	3	505.25	
		4.4×4.4	199.8	1497.25		499.08	
		6.0×3.8	228.4	1536.97		512.32	

4.3.3 얇은기초 침하량 검토

얇은기초의 침하량 검토는 탄성이론의 원리를 사용하여 유도한 즉시 침하량 관계식 (2.17)을 적용하여 보강 전·후를 검토하였다.

여기서 연직하중($\Delta\delta$)은 각각 기초단면별 설계하중을 적용하였고, 보강 전 흙의 포아송비(ν)는 0.25, 탄성계수(E_s) 20,000kN/m²과 3.6×3.6m와 4.4×4.4m의 영향계수(I_p)는 연성기초 중앙으로 $m_1=1$, $I_p=1.12$ 를 적용하였다. 팽창재의 포아송비(ν)는 0.3, 탄성계수(E_s) 45,000kN/m²와 3.6×3.6m와 4.4×4.4m일 때 영향계수(I_p)는 강성기초로 $I_p=0.88$, 6.0×3.8m일 때 $I_p=1.07$ 을 적용하여 산정 검토하였다.

표 4.23은 고밀도 급속 팽창재 주입 전·후 허용 침하량 검토 결과이다. 허용 침하량 검토 결과, 3.6×3.6m, 4.4×4.4m, 6.0×3.8m의 기초단면 기준으로 주입재의 주입 후 각각 26.1, 31.1, 32.9mm로 확인되어 허용 침하량 기준 50mm 이내로 산정되어 적합한 것으로 검토되었다. 이는 팽창재의 부피가 20배 가까이 증대되는 과정에서 얇은기초의 연약지반이 지중에 주입된 물질이 순간 팽창압으로 인한 압밀강화 효과와 작용과 반작용 현상에 의한 상승 원인으로 검토되었다.

표 4.23 고밀도 급속 팽창재 주입 전·후 침하량 검토 결과

구분	기초단면 (B×L)	허용침하량 (mm)	침하량검토 (mm)	판정
보강 전	3.6×3.6	50	106.7	부적합
	4.4×4.4		125.3	
	6.0×3.8		138.2	
보강 후	3.6×3.6	50	26.1	적합
	4.4×4.4		31.1	
	6.0×3.8		32.9	

그림 4.22는 독립기초별 설계허용하중에 따른 지중응력 및 개량깊이와 허용 침하량 검토 결과에 따른 설계 모식도이다.

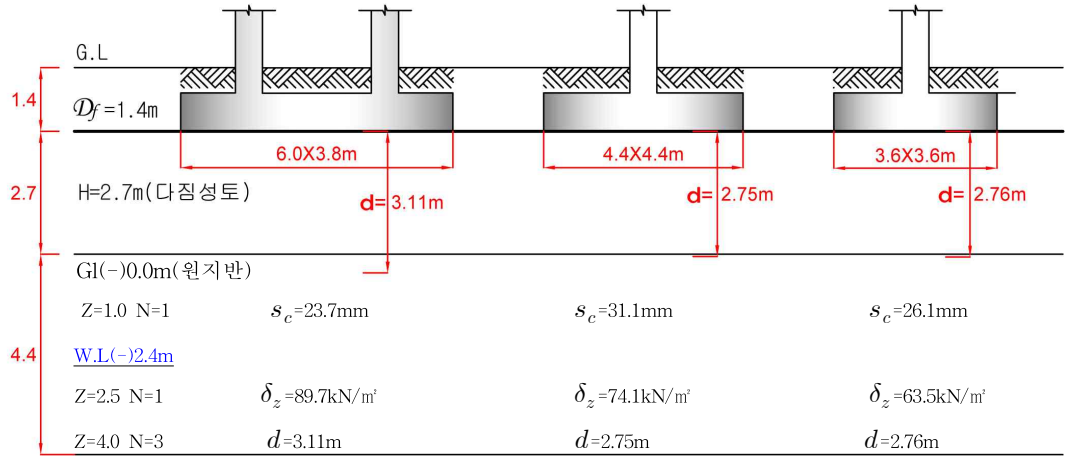


그림 4.22 독립기초별 안정성 검토 모식도

그림 4.23은 지반보강 설계에 의한 시공과정이다.



그림 4.23 독립기초의 지반보강 시공

제 5 장 결 론

본 연구에서는 고밀도 급속 팽창재를 이용한 얇은기초의 지지력 증대 효과를 확인하고자 하였다. 이를 위하여 대상 지반의 지반조사를 통하여 토질정수 값을 산정하였고, 실내실험 및 현장실험을 통하여 고밀도 급속 팽창재의 강도정수 값을 결정하여 주입 전·후의 안정성 검토를 수행하였다. 고밀도 급속 팽창재의 주입 후 축조된 건물의 안전성을 확인하기 위하여 구조물 상층부에 변위계를 설치하였고, GPR 지반 탐사장비를 이용한 약액 주입 전·후 지반탐사를 수행하였다. 이상의 연구내용을 통한 결론은 다음과 같다.

1. 고밀도 급속 팽창재의 Homogel에 대한 물성시험과 역학적 시험 결과, 예열온도 35℃일 때 경화시간은 5분으로 가장 빠르게 측정되었고, 일축압축강도는 평균 12.2MPa로 나타났다. 직접전단시험 결과, 강도정수인 내부마찰각과 점착력은 평균 57°, 평균 120kN/m²로 나타났다. 조밀한 사질토와 단단한 점성토를 대상으로 비교하였을 때, 내부마찰각은 약 2배, 점착력은 약 2.5~3.5배 이상 높은 것으로 확인되었다. 이는 팽창재의 순간 발포반응으로 인해 주입재료의 순간 고결 및 부피가 증가하면서 강도가 증대된 것으로 판단된다.
2. 투수시험 및 토양환경 안정성시험 결과, 팽창재의 투수계수는 $1.0 \times 10^{-7} \text{cm/sec}$ 로 이는 차수 조건인 $1.0 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$ 의 범위 이내를 만족하며, 기존 그라우팅 공법과 비교하였을 때 현저히 낮은 투수계수를 확인할 수 있었다. 이는 고밀도 급속 팽창재가 물과 반응하지 않는 불투수성이라는 점과 동시에 지반 내에 주입되면서 순간 팽창압에 의한 느슨한 지반이 압밀강화 현상으로 인한 것이라 판단된다. 또한 토양환경 안정성시험에서는 환경오염우려기준에 부합한 결과를 확인할 수 있었다.
3. GPR 지반탐사 시험 및 구조물 변위시험 결과, 유효깊이 1.2~3.0m에 대하여 주입 전후의 파장 크기를 GPR 탐사 장비로 확인하였고 주입후의 파장이 30~50% 정도 감소한 것으로 확인되었다. 이는 주입재의 순간 팽창압으로 인하여 지반의 공극을 채우면서 지반이 압밀강화 된 것으로 나타났다. 구조물 변위시험에서는 시공 후 509일 동안 측정한 결과 초기 값 대비 수직변위 최대 0.071mm 이내 수평변위

- 0.0047mm 이내로 조사되었다. 또한 축조된 구조물의 상태조사 결과, 부등침하 현상이나 침하균열 현상과 관련된 주요 구조부의 기초와 기둥, 벽체 등에 이상 징후가 일어나지 않았다.

4. 허용 침하량 검토 결과, 3.6×3.6m, 4.4×4.4m, 3.8×6.0m의 기초단면 기준으로 고밀도 급속 팽창재의 주입 후 허용 침하량기준(50mm) 이내인 23.1mm, 22.4mm, 19.0mm로 검토되었다. 이는 팽창재의 부피가 20배 가까이 증대되는 과정에서 얕은기초 연약지반의 지중에 주입된 물질이 순간 팽창압으로 인한 압밀강화 효과와 작용과 반작용에 의한 상승 원인으로 판단된다.
5. 지지력에 대한 평판재하시험 결과, 3.6×3.6m의 경우 허용지지력은 원지반 상태는 185.22kN/m²에서 주입 후 226kN/m²로 1.2배 이상 높아졌고, 4.4×4.4m의 경우 허용지지력은 원지반 상태는 133kN/m²에서 주입 후 226kN/m²로 1.6배 이상 높아졌다. 또한 6.0×3.8m의 경우 허용지지력은 원지반 상태는 115kN/m²에서 주입 후 307kN/m²로 2.6배 이상 높아진 것으로 확인되었다.
6. 연약지반 개량깊이 검토 결과, 독립기초 단면별 3.6×3.6m와 4.4×4.4m에서 65%, 6.0×3.8m에서 60% 정도 개량깊이가 보강 전보다 고밀도 급속 팽창재를 적용하였을 경우 지반 개량깊이가 감소 한 것으로 나타났다. 또한 팽창재의 내부마찰각이 5°씩 커질 때마다 개량깊이가 30%씩 감소한 결과를 얻었다.
7. 심도별 지중응력 검토 결과, 팽창재의 내부마찰각 25°와 개량깊이 3m일 때 보강 전보다 독립기초 단면별 지중응력 값이 각 독립기초별로 53%, 57%, 59% 이내에서 지중응력 값이 보강 전 보다 감소한 것으로 산정되어 연약지반 안정성 검토 시 팽창재의 내부 마찰각에 따른 침하량 감소효과가 있는 것으로 검토되었다.
8. 고밀도 순간 팽창재를 이용한 다양한 실내시험과 현장시험을 통해 연약지반의 중·저층 구조물의 기초지반 보강의 안정성 문제 해결 등의 기대효과를 얻었다. 또한 각종 실험 연구결과를 토대로 연약지반 개량공법으로 고밀도 급속 팽창재를 적용할 경우 정량적인 설계 검토와 연약지반의 안정성 검토가 가능할 것으로 판단되며 문헌조사 결과, 진동과 충격에 대한 감쇠 효과가 탁월하여 지진발생과 관련한 액상화 현상에 대한 대책공법으로 좀 더 많은 연구가 필요할 것으로 기대한다.

참 고 문 헌

1. 권지연(2012), 실내실험을 통한 알칼리성 실리카졸-시멘트 주입체의 공학적 특성에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
2. 권호진, 김동수, 박준범, 정성교(2001), 기초공학, pp.113-132
3. 김대현, Yamamoto Kentaro(2004), 점토층위에 모래지반에 위치한 얇은기초의 지지력에 대한 상한 한계해석, 한국지반공학회 논문집, 제 20호, 제 3호, pp.85-96
4. 김병일, 조성민, 김주영, 김성렬,(2015), 연약지반개량공법, pp.363-366
5. 김진수(2002), 고성능 주입체를 활용한 연약지반 처리공법의 현장 적용성, 석사학위논문, 한양대학교
6. 김진일, 천병식, 류동성, 남순성, 오성진(1995), “암반주입용 우레탄계 약액의 특성 및 시공사례 연구”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 2권, pp.405-408.
7. 노의철, 김대현(2020), 고밀도 급속 팽창재를 이용한 얇은기초 연약지반의 지내력 증대에 관한 연구, 대한지질공학회, 제 30호, 제2호, pp.185-189
8. 박경호(2015), 친환경 바이오그라우팅 공법에 대한 모래지반에서의 적용성 평가, 박사학위 논문, 조선대학교
9. 보건환경연구원(2014), 토양오염우려기준
10. 신은철, 류병렬, 이상문(2011), “고밀도 급속 팽창성물질을 이용한 연약지반 보강공법 및 복원공법”, 한국지반신소재학회 학술발표회, pp.141-148.
11. 신은철, 류병현, 이준대(2008), “반복하중을 받는 철도노반 보수용 급속 팽창재료의 거동분석”, 한국지반신소재학회 학술발표회, 제 10권, 제 2호, pp.45-50
12. 신은철, 이상문, 류병현(2011), “고밀도 급속 팽창성 물질 주입에 의한 도로 침하 복원에 관한 실험적 연구”, 한국지반환경공학회 학술발표회논문집, pp.183-192.
13. 오세진(1999) 터널굴진시 연약지반에 대한 우레탄 주입보강에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교
14. 양형철, 김건호, 김보석 외 11명(2012), 그라우팅 환경공학 pp.178-182
15. 유지량(1997), 우레탄에 의한 Soil Nailing의 보강효과에 관한연구, 석사학위논문, 한양대학교
16. 이강일(1995), 고분자계 우레탄 주입공법에 의한 지반보강 효과에 관한 연구, 석사학위논문, 한양대학교

17. 이기철, 최병현, 박종호, 김동욱(2018), “팽창재료를 이용한 지하공동의 비개착식 긴급복구 공법에 대한 실내실험 및 수치해석”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 17호, 제 1권, pp.55-64
18. 이소연, 윤환희, 손민, 공진영, 정혁상(2018), “저회와 석고를 활용한 지반함몰 긴급복구용 고유동성 채움재 연구”, 한국지반신소재학회 논문집, 제 17호, 제 2권, pp.19-31
19. 이준대, 신은철(2009), “반복하중을 받는 철도노반 보수용 급속 팽창재료의 거동”, 한국지반환경공학회, 제 10호, 제 2권, pp.45-50
20. 이정훈(2007), 수치해석을 이용한 초연약지반의 복토공법 비교 연구, 석사학위논문, 전남대학교
21. 이인모(2000), 토질역학 원리
22. 이인형(2006), 연약점토지층의 이층지반 지표면 재하시 지중응력 특성 연구, 박사학위논문, 목포대학교 pp.59-113
23. 이강일, 채영수(1996), “고분자계 우레탄 주입공법에 의한 지반보강 효과”, 한국지반공학회 학술발표 및 세미나 자료집, 제 1996권, 제 5호, pp.21-29
24. 임중석, 이인형, 노의철, 김희수(2013), 팽창성 주입재를 이용한 팽이말뚝기초 보강 사례 분석, 대한토목학회 학술대회, pp. 2825-2829
25. 정경한, 김준엽, 이승재(2010), “압력식 쏘일네일링을 적용한 사면 및 흙막이 벽체 설계/시공 사례”, 한국지반공학회 학술대회논문집, 제 2010호, pp.97-108
26. 정동호, 정다습, 유승경, 김주현, 한중근(2017), “지반함몰 긴급복구용 수용성 폴리머 파우치의 기계적 물성강화”, 한국지반신소재학회논문집, 제 16호, 제 4호, pp. 221-230
27. 지오택 기술연구소(2015), 약액주입공법 pp.58-79
28. 천병식(1994), “기초지반개량공법” 건설연구사, pp.265-296
29. 천병식(1998), 최신 지반주입 : 이론과 실제, 구미서관
30. 천병식(1985), “약액주입공법의 최근동향”, 한국지반공학회 논문집, 제 1권, 제 4호, pp.106-111
31. 천병식(2001), “지반개량 재료로서의 시멘트 사용에 의한 지반오염문제 및 대책”, 한국지반공학회 논문집, 제 17권, 제 8호, pp.19-22
32. 천병식, 류동성, 김종대, 류지양(1997). “Soil Nailing System의 보조공법으로서 폴리우레탄의 보강효과”, 대한토목학회 학술발표회 논문집, 제 3권, pp.489-492

33. 천병식, 박주양(2001), "시멘트 그라우팅으로 인한 지반환경 문제 및 대책", 한국지반환경공학회 학술발표회 논문집
34. 최기관(2002), L.W 공법을 이용한 저수지 개량의 보강효과, 석사학위논문, 조선대학교
35. 최병현, 이기철, 이준원, 김동욱(2019), "팽창재료를 이용한 지하공동 비개착 복구공법에서 천공 개수 및 위치에 따른 복구효율 분석", 한국지반신소재학회 논문집, 제 18권, 제 4호, pp.25-37
36. 토목공법 연구회(2003), 그라우팅 공법, pp.47-149
37. 토목용어사전, 토목관련 용어편찬위원회(1997) 도서출판 탐구원
38. 한국지반공학회(2005), 지반공학시리즈 6, 연약지반, 한국지반공학회 저
39. 한우진, 이종섭, 변용훈(2018), "지반 공동의 충진을 위한 발포성 경량그라우트재의 공학적 특성", 한국지반환경공학회 논문집, 제 19호, 제 2호, pp.5-12
40. 한진규, 유용선, 김동욱, 박정준, 홍기권(2017), "지반공동 긴급복구 재료의 팽창 및 강도특성에 관한 연구", 한국지반신소재학회논문집, 제 16권, 제 2호, pp.131-138
41. 황성도, 이석근, 김영민, 이지익(2005), "폴리우레탄을 이용한 아스팔트 포장의 포트홀 응급 보수재 평가", 대한토목학회 학술대회, pp.5303-5306
42. 황인수, 김재훈, 문건웅(2013) 발포우레탄을 이용한 아스팔트의 포트홀 방지 캡슐 개발 한국도로학회 학술대회 논문집
43. 한원식, 이호연, 박기정, 홍태기, 위광철(2011) 석조문화재 복원용 우레탄 메움제 및 접착제에 관한 연구 보존과학회지
44. Berardi,R., and R Lancetlotta.(1991),Stiffness of granular
45. Braja M.Das(2015), 얇은기초 지지력과 침하, pp.19-91
46. Che Lat Diana, Jais I, Ali Nazri, Baharom Bahardin, Salleh Saleha, Omar Aslina(2020), Performance Comparison between Polyurethane Foam and Cement Grouting Slab Replacement for Soft Ground Improvement at Shallow Depth Using Finite Element Model, Key Engineering Materials, vol. 844, pp.1-8
47. Christian,J.T., and W.D.Carrier III(1978) Janbu, Bjerrum and kjaernsli's chart reinterpreted. Canadian Geotech. J. 15(1):124
48. Giuseppe Richeri, Marco Pavaretti(2004), Technical data for ground reinforcement on urethane material expansion pressure
49. Fakhar.A, Asmaniza. A(2016), Road Maintenance Experience Using Polyurethane

- (PU) Foam Injection System and Geocrete Soil Stabilization as Ground Rehabilitation, IOP Conference Series: Materials Science and Engineering
50. Helen D. Robinson, Gordon M. Matheson, Jesus E. Gomez(2012), Mechanical Properties of polyurethane grout for permanent ground support Applications, Conference: Proceedings of the Fourth International Conference on Grouting and Deep Mixing, pp.1758-1766
 51. Jambu, N.,L. Bjreeum, and B. Kjaemsl(1956). Veiledning ved losning av fundamen teringsoppgaver. Oslo:Norwegine Geotechnical Institute Publication 16.
 52. Jiansuo Ma, Miaomiao Zhou, Huanqin Cai, Runshan Bai(2016), Preparation Technology of Polyurethane Foam Concrete, 2016 International Forum on Energy Environment and Sustainable Development
 53. Kuwano Reiko, Sato Mari, Sera Ryoko(2010), "Study on the detection of underground cavity and ground loosening for the prevention of ground cave-in accident", Japanese Geotechnical Journal, Vol. 5(2010), pp.219-229
 54. Liang Yu(2013), The application of polyurethane grout in roadway settlements issues, GeoMontreal
 55. Meyehof. G. G.(1951), The ultimate bearing capacity of foundations, techique
 56. Meyehof. G. G.(1963), Some recent research on the bearing capacity of foundations Canadian Geotech J
 57. Meyehof. G. G.(1978), Bearing Capacity of anisotropic cohesionless soils, Canadian Geotech J 15(4) : 593
 58. Mohanad Sabri, Aleksandr Bugrov, Stanislav Panov, Viacheslav Davidenko(2018) , Ground improvement using an expandable polyurethane resin, MATEC Web of Conferences, vol. 245
 59. Norbaya sidek, K. Mohamed, I. B. Mohd Jais, I. A. Abu Baker(2016), Polyurethane Foams in Soil Stabilization : A Compressibility Effect, InCIEC, pp,369-377
 60. Norbaya Sidek, Khadar Mohamed, I. B. M. Jais, Ilyani akmar abu bakar(2015), Strength Characteristics Of Polyurethane (PU) With Modified Sand, Applied Mechanics and Materials, vol. 773-774, pp. 1508-1512
 61. Pavana K R Vennapusa, Yang Zhang, David J White(2020), Comparison of

- Pavement Slab Stabilization Using Cementitious Grout and Injected Polyurethane Foam, *Journal of Performance of Constructed Facilitie*, vol. 30, no. 6, pp.1-14
62. Samaila Saleh, Nor Zurairahetty Mohd Yunus, Kamarudin Ahmad, Nazri Ali(2019), Improving the strength of weake soil using polyurethane grouts : A review, *Construction and Building Materials*, vol. 202, no.30, pp.738-752
 63. Samaila Saleh, Nur Zurairahetty Mohd Yunus, Kamarudin Ahmad, Nazri Ali(2018), Stabilization of Marine Clay Soil Using Polyurethane, *MATEC Web of Conferences*, vol. 250, pp.68-80
 64. Sato Mari, Kuwano Reiko(2015), "Influence of location of subsurface structures on development of underground cavities induced by internal erosio", *Soil and Foundations*, Vol. 55, pp.829-840.
 65. Skempton,A.W.(1944) "Notes on the Compressibility of Clays."Quarterly Journal of the Geological Society of London. Vol..100 pp 119-135
 66. Soil form field performance. *Geotechnique*41(1):149.
 67. Terzaghi k(1943), *Theoretical siol meehanics* New York : John wiley
 68. Xiaofan Liu, Junguang Wang, Kun Huang, Fengyun Li(2019), Experimental Study on Dynamic Water Grouting of Modified Water-Soluble Polyuretha