



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](#)

공학석사 학위논문

실내모형실험 및 수치해석을 통한 사질토와
연약점토에 매립된 파이프라인의 극한
인발저항력 산정 비교

Experimental and Numerical Analysis of Peak Uplift
Resistance of a Buried Pipeline in Sand and Soft Clay



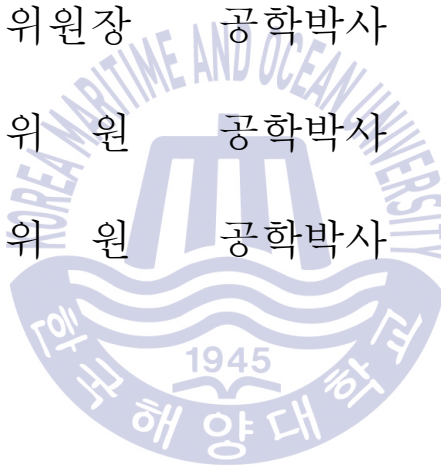
한국해양대학교 대학원

해양공학과

권대헌

본 논문을 권대헌의 공학석사 학위논문으로 인준함

위원장	공학박사	박 선 호 (인)
위 원	공학박사	서 영 교 (인)
위 원	공학박사	하 승 현 (인)



2018년 02월

한국해양대학교 대학원

목 차

List of Figures	iv
List of Tables	viii
Abstract	ix
제 1 장 서론	1
1.1 연구 배경	1
1.2 연구 내용 및 방법	4
제 2 장 기존 연구	5
2.1 Meyerhorf 이론	5
2.2 Shcaminee 이론	6
2.2.1 Cohesionless soils	6
2.2.2 Cohesive soils	9
2.3 White D.J. 이론	11
제 3 장 실내모형실험 및 유한요소해석	14
3.1 지반 구성	14
3.1.1 물리적 특성	15
3.2 모형 지반	16
3.2.1 상대밀도와 단위중량	16
3.2.2 모형 토조	18
3.3 실험방법 및 순서	20
3.3.1 실험방법	20
3.3.2 실험순서	22
3.4 유한요소해석	24
3.3.1 PLAXIS 3D TUNNEL	24
3.3.2 해석조건	24
제 4 장 실험 및 수치해석 결과	28

4.1 실내모형실험 결과 및 분석	28
4.1.1 사질토 지반에서 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	28
4.1.2 사질토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력	30
4.1.3 사질토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력	31
4.1.4 점토 지반에서 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	33
4.1.5 점토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력 ...	34
4.1.6 점토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력	35
4.2 유한요소해석 결과 및 분석	36
4.2.1 사질토 지반에서 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	36
4.2.2 사질토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력	38
4.2.3 사질토 지반에서 파이프직경에 따른 극한 인발저항력	39
4.2.4 점토 지반에서 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	41
4.2.5 점토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력 ...	42
4.2.6 점토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력	43
4.3 기존이론식과의 비교	44
4.3.1 사질토 지반에서 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	44
4.3.2 사질토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력	46
4.3.3 점토 지반에서의 문힘 깊이에 따른 극한 인발저항력	48
4.3.4 점토 지반에서의 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력	49
제 5 장 결 론	50
참고문헌	52

List of Figures

Fig. 1 Failure deformation(sand failure, pipeline failure)	1
Fig. 2 보호공법(지오그리드, 부력방지앵커, 헬리컬 앵커)	2
Fig. 3 Variation of F_c with H/D	6
Fig. 4 The vertical slip model	9
Fig. 5 Uplift force / displacement characteristics	9
Fig. 6 Measured uplift force / displacement relation for clay	10
Fig. 7 Sliding block mechanism with shear planes at ψ to the vertical	12
Fig. 8 Photography of uplift mechanism	12
Fig. 9 Mohr's circles of soil element on sliding plane	13
Fig. 10 Grain-size distribution curves	15
Fig. 11 상대밀도 장치(원형몰드, 강사장치)	16
Fig. 12 Vane test machine	16
Fig. 13 Variation of relative density versus falling height	19
Fig. 14 Model chamber	19
Fig. 15 Model test device(load transfer device, resistnce measuring device)	19
Fig. 16 Geogrid of KOREA GRID	21
Fig. 17 Pipe and geogrid interface condition	27
Fig. 18 Mesh formation(2D mesh, 3D mesh)	27
Fig. 19 The effect of burial depth($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$)	29
Fig. 20 The effect of burial depth($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$)	29
Fig. 21 The effect of burial depth($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$)	29
Fig. 22 The effect of burial depth($D_r=73\%$, $D=26\text{mm}$)	29
Fig. 23 The effect of burial depth($D_r=73\%$, $D=48\text{mm}$)	30
Fig. 24 The effect of burial depth($D_r=73\%$, $D=60\text{mm}$)	30
Fig. 25 The effect of reinforcement($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	30
Fig. 26 The effect of reinforcement($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	30
Fig. 27 The effect of reinforcement($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	31

Fig. 28 The effect of reinforcement($D_r=73%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	31
Fig. 29 The effect of reinforcement($D_r=73%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	31
Fig. 30 The effect of reinforcement($D_r=73%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	31
Fig. 31 The effect of diameter($D_r=39%$, $B=100\text{mm}$)	32
Fig. 32 The effect of diameter($D_r=39%$, $B=150\text{mm}$)	32
Fig. 33 The effect of diameter($D_r=39%$, $B=200\text{mm}$)	32
Fig. 34 The effect of diameter($D_r=73%$, $B=100\text{mm}$)	32
Fig. 35 The effect of diameter($D_r=73%$, $B=150\text{mm}$)	32
Fig. 36 The effect of diameter($D_r=73%$, $B=200\text{mm}$)	32
Fig. 37 The effect of burial depth($w=80%$, $D=26\text{mm}$)	33
Fig. 38 The effect of burial depth($w=80%$, $D=48\text{mm}$)	33
Fig. 39 The effect of burial depth($w=80%$, $D=60\text{mm}$)	33
Fig. 40 The effect of reinforcement($w=80%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	34
Fig. 41 The effect of reinforcement($w=80%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	34
Fig. 42 The effect of reinforcement($w=80%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	34
Fig. 42 The effect of diameter($w=80%$, $B=100\text{mm}$)	35
Fig. 43 The effect of diameter($w=80%$, $B=150\text{mm}$)	35
Fig. 44 The effect of diameter($w=80%$, $B=200\text{mm}$)	35
Fig. 46 Comparison of burial depth effect($D_r=39%$, $D=26\text{mm}$)	36
Fig. 47 Comparison of burial depth effect($D_r=39%$, $D=48\text{mm}$)	36
Fig. 48 Comparison of burial depth effect($D_r=39%$, $D=60\text{mm}$)	37
Fig. 49 Comparison of burial depth effect($D_r=73%$, $D=26\text{mm}$)	37
Fig. 50 Comparison of burial depth effect($D_r=73%$, $D=48\text{mm}$)	37
Fig. 51 Comparison of burial depth effect($D_r=73%$, $D=60\text{mm}$)	37
Fig. 52 Deformation of along the uplift behavior(Numerical analysis, model test)	37
Fig. 53 Comparison of reinforcement effect($D_r=39%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$) ...	38
Fig. 54 Comparison of reinforcement effect($D_r=39%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$) ...	38
Fig. 55 Comparison of reinforcement effect($D_r=39%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$) ...	38
Fig. 56 Comparison of reinforcement effect($D_r=73%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$) ...	38

Fig. 57 Comparison of reinforcement effect($D_r=73%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	...	39
Fig. 58 Comparison of reinforcement effect($D_r=73%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	...	39
Fig. 59 Comparison of diameter effect($D_r=39%$, $B=100\text{mm}$)	39
Fig. 60 Comparison of diameter effect($D_r=73%$, $B=100\text{mm}$)	39
Fig. 61 Comparison of diameter effect($D_r=39%$, $B=150\text{mm}$)	40
Fig. 62 Comparison of diameter effect($D_r=73%$, $B=150\text{mm}$)	40
Fig. 63 Comparison of diameter effect($D_r=39%$, $B=200\text{mm}$)	40
Fig. 64 Comparison of diameter effect($D_r=73%$, $B=200\text{mm}$)	40
Fig. 65 Comparison of burial depth effect($w=80%$, $D=26\text{mm}$)	41
Fig. 66 Comparison of burial depth effect($w=80%$, $D=48\text{mm}$)	41
Fig. 67 Comparison of burial depth effect($w=80%$, $D=60\text{mm}$)	41
Fig. 68 Comparison of reinforcement effect($w=80%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	42
Fig. 69 Comparison of reinforcement effect($w=80%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	42
Fig. 70 Comparison of reinforcement effect($w=80%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)	42
Fig. 71 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=100\text{mm}$)	43
Fig. 72 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=150\text{mm}$)	43
Fig. 73 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=200\text{mm}$)	43
Fig. 74 Comparison result of along the burial depth($D_r=39%$, $D=26\text{mm}$)	45
Fig. 75 Comparison result of along the burial depth($D_r=73%$, $D=26\text{mm}$)	45
Fig. 76 Comparison result of along the burial depth($D_r=39%$, $D=48\text{mm}$)	45
Fig. 77 Comparison result of along the burial depth($D_r=73%$, $D=48\text{mm}$)	45
Fig. 78 Comparison result of along the burial depth($D_r=39%$, $D=60\text{mm}$)	45
Fig. 79 Comparison result of along the burial depth($D_r=73%$, $D=60\text{mm}$)	45
Fig. 80 Comparison result of along the diameter($D_r=39%$, $B=100\text{mm}$)	46
Fig. 81 Comparison result of along the diameter($D_r=73%$, $B=100\text{mm}$)	46
Fig. 82 Comparison result of along the diameter($D_r=39%$, $B=150\text{mm}$)	47
Fig. 83 Comparison result of along the diameter($D_r=73%$, $B=150\text{mm}$)	47
Fig. 84 Comparison result of along the diameter($D_r=39%$, $B=200\text{mm}$)	47
Fig. 85 Comparison result of along the diameter($D_r=73%$, $B=200\text{mm}$)	47

Fig. 86 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $D=26\text{mm}$) 48

Fig. 87 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $D=48\text{mm}$) 48

Fig. 88 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $D=60\text{mm}$) 48

Fig. 89 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $B=100\text{mm}$) 49

Fig. 90 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $B=100\text{mm}$) 49

Fig. 91 Comparison result of along the burial depth($w=80%$, $B=100\text{mm}$) 49



List of Tables

Table 1	Material properties of sand	14
Table 2	Material properties of clay	15
Table 3	Material properties of sand and clay	26
Table 4	Material properties of pipe and geogrid	26



Experimental and Numerical Analysis of Peak Uplift Resistance of a Buried Pipeline in Sand and Soft Clay

Dae Hun Kwon

Department of Ocean Engineering
Graduate School of Korea Maritime and Ocean University

Abstract

Subsea pipeline is one of the most important structures to transport the fluids such as oil and natural gas in offshore condition. Uplift behavior of the pipeline caused by the earthquake and buoyancy, is one of the reasons for a pipeline failure. The objective of this study is examined and compared peak uplift resistance through the parametric studies with the laboratory experiment, numerical analysis and existing uplift theory. For that peak uplift resistance of a buried pipeline was firstly compared through numerical analysis and laboratory model test with existing uplift theory. The considered parameters were buried depth, pipe diameter and relative density in sand and water content in soft clay. Then the peak uplift resistance was compared numerical analysis and laboratory model test with geogrid reinforcement effect.

KEY WORDS: Buried pipeline 문힘 파이프라인; Uplift Behavior 인발거동; Peak Uplift Resistance 극한 인발저항력; Burial depth 문힘 깊이; Geogrid 지오토크리드; Laboratory Experiment 실내모형실험;

실내모형실험 및 수치해석을 통한 사질토와 연약점토에 매립된 파이프라인의 극한 인발저항력 산정

권 대 현

해양공학과
한국해양대학교 대학원

초 록

해저파이프라인은 원유 및 가스를 운송하는 중요한 해상 구조물중 하나이다. 지진 및 부력으로 인해 파이프라인은 인발거동을 하며, 이는 파이프라인의 주요 파괴원인이다. 본 연구는 극한 인발저항력에 영향을 미치는 여러 가지 변수를 활용하여 사질토와 연약점토에 묻혀 있는 파이프라인의 극한 인발저항력을 수치해석, 실내모형실험 그리고 기존이론을 통해 비교 산정함에 목적이 있다. 이를 위해 우선적으로 묻힘 깊이와 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력을 실내 모형실험과 수치해석을 통해 산정 후 기존이론과 비교하였다. 그리고 지오그리드 보강에 따른 극한인발저항력을 수치해석과 실내 모형실험을 통해 각각 산정 후 비교하였다.

KEY WORDS: Buried pipeline 묻힘 파이프라인; Uplift Behavior 인발거동; Peak Uplift Resistance 극한 인발저항력; Burial depth 묻힘 깊이; Geogrid 지오그리드; Laboratory Experiment 실내모형실험;

제 1 장 서 론

1.1 연구 배경

일반적으로, 앵커는 해저와 지상구조물에서 인발력을 받는 기초를 건설하는데 주로 사용되는 반면 파이프는 원유, 천연가스, 폐수 등 유체를 운송하는 해저 구조물 중 하나이다. 이러한 파이프는 대개 해저(offshore) 혹은 지상(onsshore)에 근입된 상태로 운영되지만 부력, 지진 등 자연형상으로 인발거동이 발생한다. 인발거동이란 Fig. 1과 같이 지반이 융기하여 근입되어 있는 구조물이 상승하여 지반과 구조물 둘 다 파괴되는 현상을 말하며 이는 파이프라인의 주요 파괴원인이다. 지상에서 생성 될 수 있는 자원이 한계에 도달하여 인간의 자원수요는 해저로 까지 확장되었으며 해저파이프의 의존서는 더욱 증가되고 있는 추세이다.



Fig. 1 Failure deformation(sand failure, pipeline failure)

지금까지 국내에서는 극한 인발저항력에 대하여 많은 연구가 진행되어 왔다. 먼저 Bang et al. (2003)은 사질토 지반에 근입된 파이프의 직경, 표면 거칠기 그리고 근입비와 상대밀도에 따른 인발거동 평가를 실내모형 실험을 통해 연구되었다. Bae et al.(2008)은 실내 모형실험을 통해 파이프형 앵커의 근입비, 상대밀도에 따른 인발하중-변위를 산정 하여 기존 이론식의 적용성 평가를 실시

하였다. 권대헌(2017)은 사질토와 점토에 묻힌 파이프라인의 극한 인발저항력을 지오그리드 보강 전/후로 나누어 수치해석을 통해 산정하였다. 국외에서는 Armaghani et al. (2015)은 사질토 지반에 매립된 파이프라인과 인발거동을 보강하기 위한 지오그리드 사용 유·무에 따른 극한 인발저항력을 실내모형실험을 통해 산정 하였다. Thorne et al. (2004)은 점토 지반에 근입된 스트립앵커의 인장파괴 영향 범위 내에 위치한 지반의 파괴 현상과 흡입간극수압(suction pore water pressure) 발생으로 인한 극한 인발저항력을 수치해석을 통해 산정하였다. Run et al. (2014)은 점토지반을 보하이해(Bohai Sea)와 유사하게 형성하여 세 가지 직경의 파이프의 극한 인발저항력을 실내 모형실험과 이론식을 비교 검토하였다. White et al. (2008)은 조밀한 모래와 느슨한 모래에 매립된 파이프와 플레이트 앵커가 인발거동 시 발생하는 최대마찰각(peak angle of friction)과 팽창각(dilation angle)을 실내모형실험 실시 후 이론식을 산정하였다. 그리고 Dickin(1994)은 실내모형실험을 통해 사질토에 매립된 파이프와 스트립앵커의 인발거동은 매우 유사하다고 연구되었다.

실제 육상과 해상 현장에서는 Fig. 2와 같이 지오그리드(Geogrid), 부력방지앵커 그리고 헬리컬 앵커 공법을 활용하여 지반을 보강한다. 지오그리드란 지반 내 묻혀있는 파이프 및 구조물 등의 주변 지반의 인장파괴를 보강하기 위한 재료로서 지반공학 분야에서 많이 활용되고 있다. 부력방지앵커는 부피가 큰 구조물 설치에 사용되며 구조물의 순수자중과 건물에 작용하는 마찰력의 양압력을 높여주기 위한 공법이다. 그리고 헬리컬 앵커 공법은 헬리컬과 고정지지대를 구조물에 설치하여 구조물 상승을 방지시켜준다.

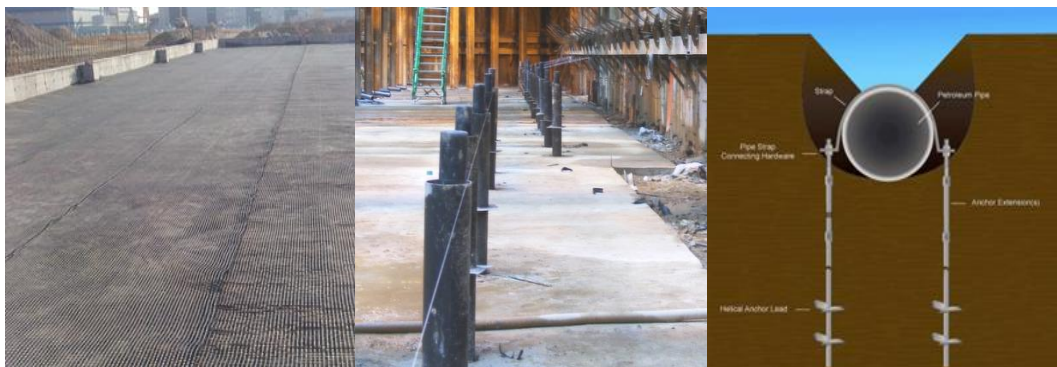


Fig. 2 보호공법(지오그리드, 부력방지앵커, 헬리컬 앵커)

본 논문에서는 문헌 파이프라인에 지오그리드 보강 전/후에 따른 인발저항력을 산정하기 위하여 여러 가지 변수들을 두어 수치해석과 실내모형실험을 실시하였다. 실내 모형실험에서는 아크릴 판으로 제작된 토조, 스틸(steel) 강관으로 제작한 파이프 그리고 실제 현장에서 사용되고 있는 지오그리드를 활용하여 사질토 지반과 점토 지반을 조성 후 파이프의 문힘 깊이, 파이프의 직경, 상대밀도, 지오그리드 보강층수에 따른 극한 인발저항력을 측정하였다. 그리고 수치해석은 PLAXIS 3D TUNNEL을 통해 라이닝(lining)이 없는 파이프로 모사하여 실내모형실험과 동일한 조건으로 해석하였다. 또한 실내모형 실험과 수치해석 결과를 기존 이론 비교 분석하였다. 기존 이론에서 사질토 지반은 White et al. (2000)의 이론과 Schaminee et al.(1990)의 이론을 사용하였으며, 점토지반에서는 Schaminee et al. (1990)의 이론을 사용하였다. 단, 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력은 이론식 산정 시 많은 변수가 있어 수치해석과 실험으로만 비교하였다.



1.2 연구 내용 및 방법

본 논문에서는 사질토와 점토로 형성된 지반에 파이프라인 주변 지반의 극한 인발저항력을 산출하기 위하여 실내모형실험 및 유한요소해석을 실시하였으며 실험과 해석에 적용된 변수 인자는 다음과 같다.

- 파이프의 근입깊이 : 100mm, 150mm, 200mm
- 파이프의 직경 : 26mm, 48mm, 60mm
- 상대밀도 : 39%, 73%(느슨한 모래, 조밀한 모래)
- 함수비 : 80%(연약점토)
- 인발속도 : 10mm/min
- 지오그리드 보강층수 : 1layer, 2layer
- 지오그리드 길이 : 200mm

일반적으로 묻힌 파이프라인 인발거동 시 파이프 표면의 인장영향 범위 내에 위치한 지반이 우선적으로 파괴가 발생한다. 따라서 본 논문에서는 파이프 인발시 파이프 주변에 위치한 지반이 파괴될 때 발생하는 극한 인발저항력을 측정하였다. 이를 위해 강사장치를 통해 서로 다른 사질토 지반을 상대밀도에 맞추어 형성하였으며, 점토는 함수비를 맞추어 형성하였다. 인발속도는 각 지반과 파이프 직경에 동일한 힘을 인가하고자 10mm/min으로 고정 후 실내모형실험을 실시하였다. 그리고 수치해석은 범용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis 3D Tunnel 2을 사용하였다. 그리하여 기존 이론, 수치해석, 모형실험의 결과를 비교 분석하였다.

실내모형실험, 수치해석 그리고 이론식을 통해 다음 사항을 비교 분석하였다.

- 파이프의 묻힘 깊이 별 극한 인발저항력 비교
- 각 지반상태에 따른 극한 인발저항력 비교
- 지오그리드 보강 시 이론식으로 산출은 변수가 많아 고려하지 않음

제 2 장 기존 연구

극한 인발저항력이란 지반에 매립되어 있는 구조물이 상승하면서 구조물 표면의 영향 범위내에 위치한 인접지반에서 파괴가 발생할 경우, 이때의 저항력을 말한다. Meyerhorf(1975)이론, Das(1978)이론, White 외 2명(2000)의 이론, Schaminee 외 1명(1990)의 이론 등은 사질토와 점토 지반에서 모형실험과 현장 실험을 통하여 극한 인발저항력에 관한 식들을 제안한 바 있으며, 본 논문에서는 Dickin(1994)의 연구에서 실내모형실험을 통해 사질토에 매립된 파이프와 스트립앵커의 인발거동은 매우 유사하다고 연구되었기에 Meyerhorf(1975)이론을 통해 근입깊이를 산정하였다. 그리고 사질토 지반에서는 schaminee 외 1명(1990)의 이론과 White 외 2명(2000)의 이론을 비교하였으며, 점토 지반에서는 schaminee 외 1명(1990)의 이론을 비교하였으며, 그들의 대한 기존연구는 다음과 같다.

2.1 Meyerhorf 이론

Meyerhorf(1975)은 사질토지반에서 실내모형실험과 현장실험을 통하여 사각 앵커, 원형앵커 그리고 스트립앵커의 극한 인발력에 관한 다양한 식들을 제안하였다. 본 연구에서는 근입 깊이 산정을 위하여 식 2.1을 통해 파괴계수를 우선적으로 선정 하였다. 식 2.1은 스트립앵커의 파괴계수이며, 식 2.2는 원형앵커와 사각형앵커의 파괴계수를 나타낸다. 위 식에서 H는 근입 깊이, D는 파이프의 직경 F_c 는 파괴계수를 나타낸다.

$$F_c = 0.6\left(\frac{H}{D}\right) \leq 8 \quad (2.1)$$

$$F_c = 1.2\left(\frac{H}{D}\right) \leq 9 \quad (2.2)$$

한계 근입비(F_{cr})는 파괴계수 식 2.1과 2.2를 통하여 구할 수 있으며, 식 2.3과 2.4처럼 나타낼 수 있다. 여기서 식 2.3은 스트립앵커의 한계 근입비를 보여주고 식 2.4는 원형과 사각형 앵커의 한계 근입비를 보여준다. 그리고 Fig. 3은 한계 근입비와 파괴계수의 상관관계를 보여준다.

$$F_{cr} = \left(\frac{H}{D}\right)_{cr} = \frac{8}{6} \approx 13.5 \quad (2.3)$$

$$F_{cr} = \left(\frac{H}{D}\right)_{cr} = \frac{9}{12} \approx 7.5 \quad (2.4)$$

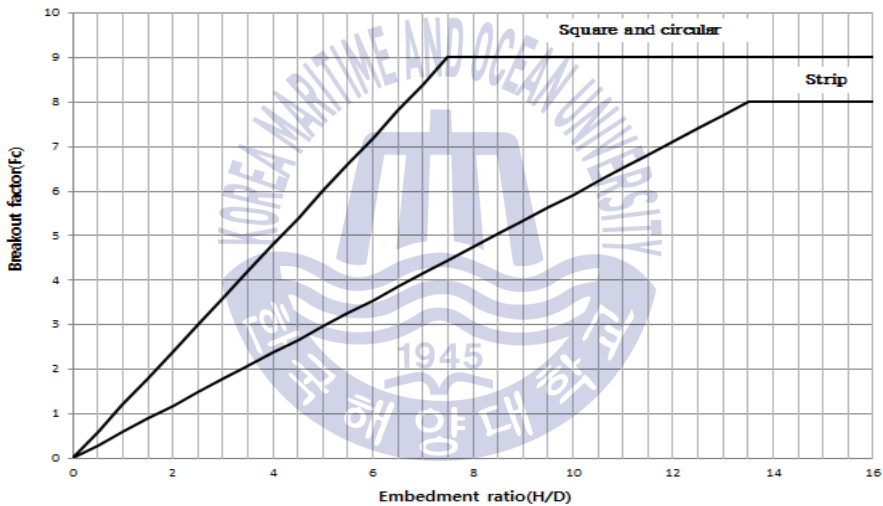


Fig. 3 Variation of F_c with H/D

2.2 Schaminee 이론

2.2.1 Cohesionless soils

Schaminee(1990)은 사질토(느슨한 모래, 조밀한모래)와 점토 지반에서 실제 모형실험을 통해 묻혀있는 파이프라인 극한 인발저항력을 추정하는 경험식을 유도하였다. Fig. 4는 사질토에 묻힌 파이프의 수직 미끄럼(vertical slip) 거동을

고려한 경우이다. 묻혀 있는 파이프라인의 단위 길이 당 인발저항력 P는 주변 지반의 마찰력 그리고 토양의 단위중량에 따라 달라질 수 있다. 식 2.5는 사질 토에 묻혀 있는 파이프 라인의 단위 길이다 인발 저항력을 표현한다.

$$P = W + S \quad (2.5)$$

여기서 P : 파이프 라인의 단위 길이당 인발저항력

W : 사질토 무게

S : 마찰력 및 전단력

파이프라인의 양쪽 끝단의 모서리 부분을 이론식에 접목하지 않으면 식 2.6 과 같이 표현이 된다.

$$W = \gamma HD \quad (2.6)$$

여기서 D : 파이프 직경

전단 응력은 수직 유효 응력과 마찰계수 $\tan\phi$ 에 비례한다고 가정하면 식 2.7 로 표현이 된다.

$$S = H^2 \gamma K \tan\phi \quad (2.7)$$

여기서 K : 토압계수

수평 및 수직 유효응력의 비율로 정의되는 측면 토압 계수 K가 포함이 되면 식 2.5는 식 2.8로 정의된다.

$$P = \gamma HD + H^2 \gamma K \tan \phi \quad (2.8)$$

식 2.9와 식 2.10은 인발 저항력 P와 문힘 깊이 H를 무차원화로 정의 한 것이며 식 2.9와 식 2.10을 통해 식 2.11이 정의된다.

$$P_d^* = P / \gamma HD \quad (2.9)$$

$$H^* = H / D \quad (2.10)$$

$$P_d^* = 1 + KH^* \tan \phi \quad (2.11)$$

여기서 P_d^* : 단위 길이당 인발 저항력의 무차원수

H^* : 문힘 깊이의 무차원수

실제 모형실험에서 느슨한 모래와 조밀한 모래 모두 초기에 변위서 급속하게 인발 저항력이 상승하는 경향이 있다. Fig. 5는 느슨한 모래와 조밀한 모래에 문힘 파이프의 변위에 따른 인발저항력을 보여준다. 그리고 느슨한 모래 경우 최대 인발저항력에 도달 후 인발력이 유지되는 경향이 있지만 조밀한 모래의 경우 인발력이 점차 감소한다.

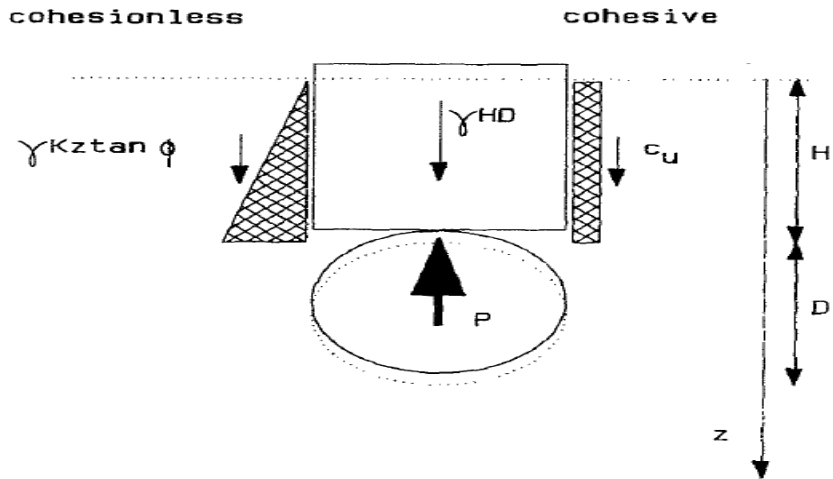


Fig. 4 The vertical slip model

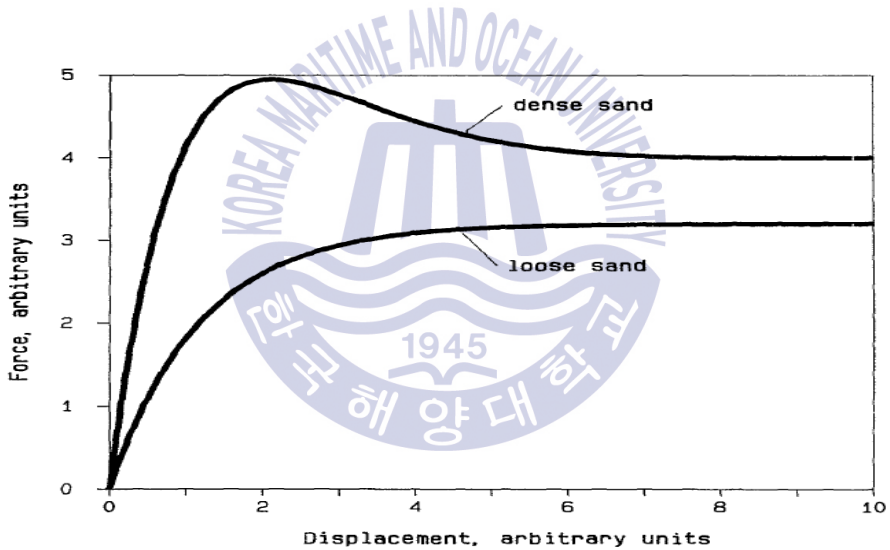


Fig. 5 Uplift force / displacement characteristics

2.2.2 Cohesive soils

사질토의 경우 마찰각 $\tan \phi$ 의 영향이 있는 반면 점토의 경우 점착력 c_u 에 영향이 있으며 Fig. 4를 통하여 식 2.12로 정의된다.

$$P = \gamma HD + 2Hc_u \quad (2.12)$$

점토 경우도 사질토와 동일하게 식 2.13와 식 2.114은 인발 저항력 P와 점토의 무게 w를 무차원화로 정의 한 것이며 식 2.13와 식 2.14을 통해 식 2.15이 정의된다.

$$P_c^* = P / Dc_u \quad (2.13)$$

$$w = \gamma H / c_u \quad (2.14)$$

$$P_c^* = w + 2H^* \quad (2.15)$$

하지만 점토의 경우 부족한 실험데이터 및 점토 조성 후 점토간의 간극으로 인하여 기존 재료의 점착력이 다소 낮으므로 실험데이터 의존성보다 이론적인 의존성이 더 크다. 이론적으로 점토에 묻힌 경우 무차원 인발저항력 값은 5.14를 초과하지 않는다. 그리고 Fig. 6은 점토에 묻힌 파이프 라인의 변위에 따른 인발 저항력을 보여준다.

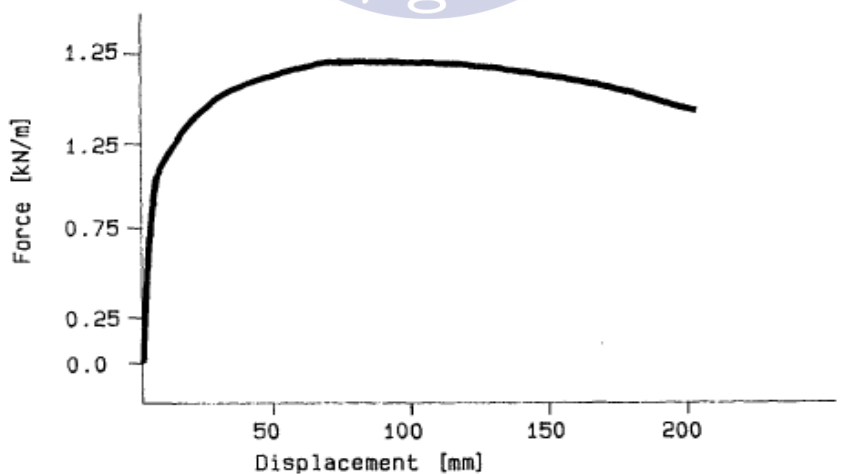


Fig. 6 Measured uplift force / displacement relation for clay

2.3 White D.J. 이론

White et al.(2000)은 원심 분리기 모델을 통해 사질토에 묻힌 파이프라인의 극한 인발저항력을 추정하는 경험식을 유도하였다. Fig. 7은 파이프라인이 사질토에 묻혀 있는 경우를 고려한 것이다. 중간 모래에 묻힌 파이프라인을 총 3가지 기계적 실험을 실시하였다. 첫 번째 실험에서는 Fig. 7에서 보이듯이 인발 거동 시 전단 평면의 각(ψ)을 따라 거동이 발생하였으며 또한 거동 시 파이프 주변을 원형 메커니즘이 발생하였다. Fig.8 은 각 단계의 메커니즘을 보여준다. 각 메커니즘을 통해 인발저항의 영향 함수는 지반의 상대밀도와 전단 평면의 각(ψ)에 의해 크게 결정된다. 그리고 이러한 영향 함수는 식 2.16과 같이 정의된다.

$$P/\gamma HDL = f(H/D, \phi, K, \psi) \quad (2.16)$$

여기서 P : 인발저항력

γ : 흙의 단위중량

ϕ : 흙의 마찰각

K : 토압계수



일반적으로 지반의 수직과 수평응력은 식 2.17과 2.18로 표현이 되지만 인발 과정에서 정지(at-rest) 조건이 변경된다. 변경된 식들을 모어서클(Mohr's circle)에 적용하면 Fig. 9와 같이 그려지며 식 2.19로 정의된다.

$$\sigma_v = \gamma' z \quad (2.17)$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma' z \quad (2.18)$$

$$\tau = \gamma' z \tan \phi_{peak} [(1 + K_0)/2 - (1 - K_0) (\cos 2\psi)/2] \quad (2.19)$$

슬립 평면을 통합하고 슬라이딩 부분을 수직 평형을 고려하면 사질토에 묻힌 파이프라인의 인발저항력은 식 2.20와 같다.

$$P = \gamma' HD + \gamma' H^2 \tan \psi + \gamma' H^2 (\tan \phi_{peak} - \tan \psi) [(1 + K_0)/2 - (1 - K_0)(\cos 2\psi)/2] \quad (2.20)$$

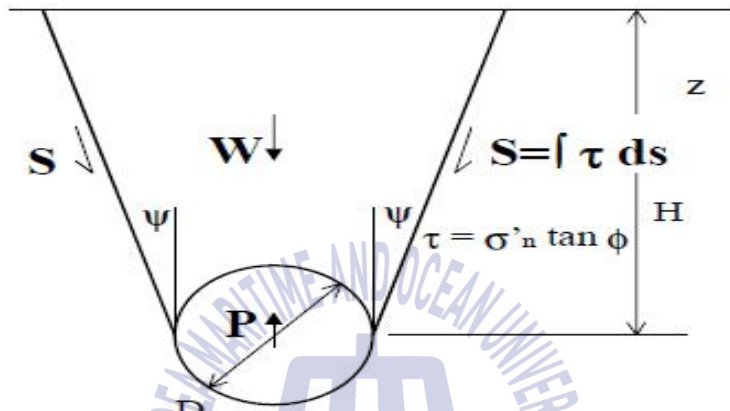


Fig. 7 Sliding block mechanism with shear planes at ψ to the vertical

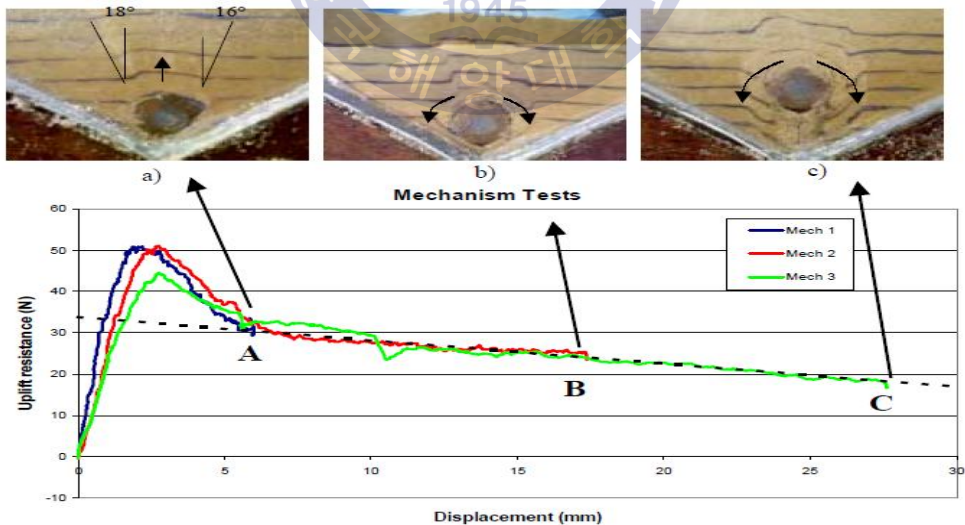


Fig. 8 Photography of uplift mechanism

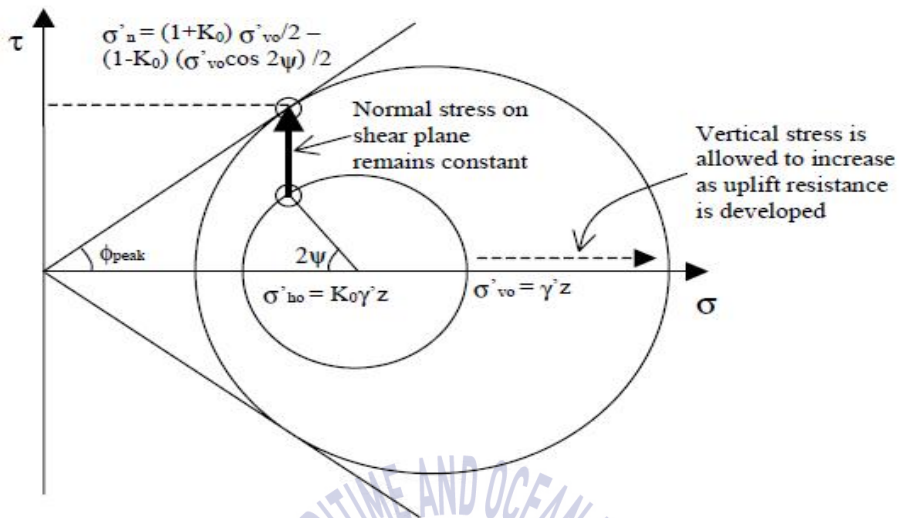


Fig. 9 Mohr's circles of soil element on sliding plane



제 3장 실내모형실험 및 유한요소해석

본 장에서는 실내모형실험에 사용된 모형, 실험내용, 실험순서 등 과 지반 구성에 관하여 설명하고자 한다. 그리고 수치해석에 사용된 프로그램과 수치해석 조건 등 함께 서술하였다.

3.1 지반 구성

본 실험에서는 파이프라인 인발 시 파이프 주변지반의 저항력 측정을 위하여 사질토 지반과 점토 지반을 조성하였다.

사질토 지반은 실내모형실험에서 주로 사용되는 주문진 표준사를 사용하였으며 물성치는 Table 3.1과 같다. 그리고 사질토 지반을 느슨한 지반과 조밀한 지반 조성을 위하여 상대밀도를 39%, 73%로 조성하였다.

점토 지반에서 사용된 시료는 카올리나이트이며 물성치는 Table 3.2와 같다. 그리고 연약점토 조성을 위하여 함수비를 80%로 조성하였다.

Table 3.1 Material properties of sand

Parameter	Unit	Value
Specific gravity(G_s)	-	2.64
Fiction angle(ϕ)	°	34($D_r=39\%$)
		43.5($D_r=73\%$)
Dry unit weight(γ)	kN/m^3	14.80
		115.80
Uniformity coefficient(C_u)	-	1.9
Coefficient of gradation(C_c)	-	1.0

Table 3.2 Material properties of clay

Parameter	Unit	Value
Moisture content(w_w)	%	80
Cohesion	kN/m^2	0.4
Unit weight(γ)	kN/m^3	14.28

3.1.1 물리적 특성

본 실험에서 사용된 표준사와 카올리나이트의 물리적인 특성을 파악하기 위해 우선적으로 비중시험을 통해 비중(G_s)을 구하였으며, 체분석을 통해 Fig. 10 과 같이 입도분포곡선을 그려 균등계수(C_u)와 곡률계수(C_c)를 산정하였다. 단위 중량의 경우 Fig 11과 같이 강사장치와 몰드를 통해 상대밀도를 선정 후 단위 중량을 구하였다. 또한 점토의 경우 카올리나이트와 물을 이용하여 함수비 80%로 조성 후 Fig. 12와 같이 베인시험기를 통해 전단강도를 측정하였다.

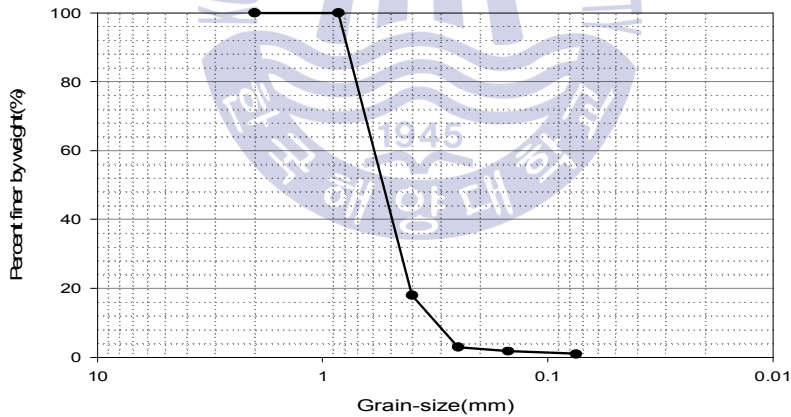


Fig. 10 Grain-size distribution curves



Fig. 11 상대밀도 장치(원형몰드, 강사장치)



Fig. 12 Vane test machine

3.2 모형 지반

3.2.1 상대밀도와 단위중량

일반적으로 느슨한 모래와 조밀한 모래는 N값에 따른 상대밀도 및 내부마찰 각에 의해 분류되며 Table 3.3과 같다. 그리고 상대밀도의 경우 식 3.1을 통해 정의 된다. 본 실험에서는 강사장치를 사용하여 일정한 강사 높이(10 ~ 90cm)로 강사 후 흙의 무게와 몰드의 무게를 통해 단위중량을 우선적으로 산출 후

상대밀도를 정의하였다. 강사높이에 따른 상대밀도는 Fig. 13과 같다.

따라서, 본 실험에서는 상대밀도 39%일 때 강사높이는 30cm이며, 상대밀도 73%일 때 강사높이는 90cm이다.

$$D_r = \frac{r_d - r_{dmin}}{r_{dmax} - r_{dmin}} \times \frac{r_{dmax}}{r_d} \times 100\% \quad (3.1)$$

여기서 γ_d : 건조 단위중량

γ_{dmin} : 최소 건조 단위중량

γ_{dmax} : 최대 건조 단위중량

Table 3.3 Relation of $D_r - \phi$ along the N value

상대밀도	상태	N치	전단저항각($\phi(^{\circ})$)	
			Peck	Meyerhof
$D_r < 0.2$	매우 느슨	0~4	28.5 이하	30 이하
$D_r = 0.2 \sim 0.4$	느슨	4~10	28.5 ~ 30	30 ~ 35
$D_r = 0.4 \sim 0.6$	보통 조밀	10~30	30 ~ 36	35 ~ 40
$D_r = 0.6 \sim 0.8$	조밀	30~50	36 ~ 41	40 ~ 45
$D_r > 0.8$	매우 조밀	50~	41 이상	45 이상

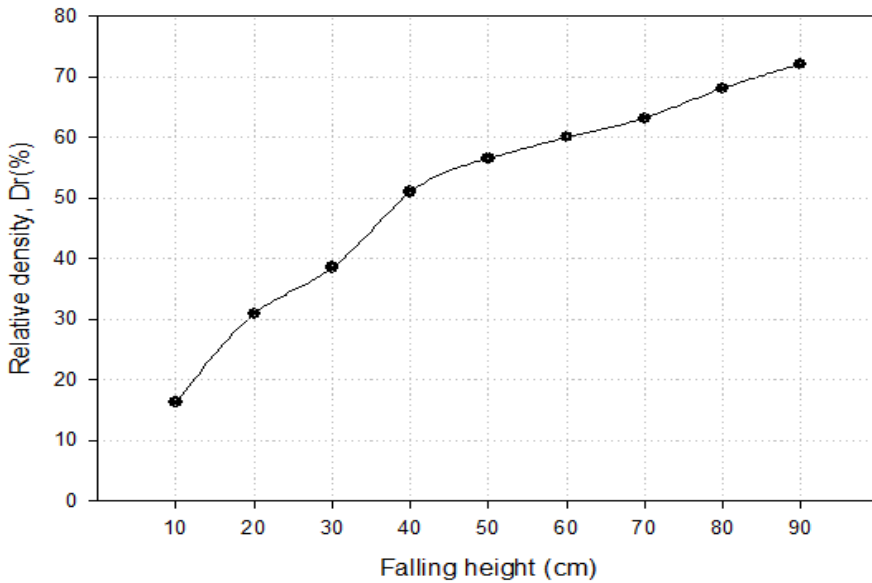


Fig. 13 Variation of relative density versus falling height

3.2.2 모형 토조

본 실험에 사용된 모형토조는 Fig. 14와 같이 $600\text{mm} \times 400\text{mm} \times 500\text{mm}$ (가로 \times 세로 \times 높이)의 크기로 벽체는 12mm 두께의 아크릴로 제작하였다. 본 실험에서 사용되는 강선의 직경은 4mm이며 도르래를 이용하여 강선과 하중 전달 장치를 연결하였다. Fig. 15는 하중 전달 장치와 저항력 측정 장치이다. 하중 장치는 속도 1mm/min ~ 20mm/min로 인발 하중을 발생시킬 수 있다. 저항력 측정 장치는 Green tech GTM-M 장비를 통해 인발 거동에 따른 저항력을 측정하였으며, 센서를 통해 파이프의 인발거리는 100mm로 설정하였다.



Fig. 14 Model chamber



Fig. 15 Model test device(load transfer device, resistance measuring device)

3.3 실험방법 및 순서

3.3.1 실험방법

본 실험에서는 파이프라인 인발 시 파이프 주변 파괴 영향에 위치한 지반의 극한 인발저항력 측정이 목적이다. 인발 저항력에 미치는 영향은 파이프의 직경(D), 파이프의 묻힘 깊이(H), 인발 속도, 그리고 지반 정수가 있다. 지반 정수의 경우 사질토는 마찰각(ϕ)이고 점토는 점착력(c_u)이다. 따라서 이와 같은 영향 요소를 변화시키면서 파이프 주변에 위치한 지반의 극한 인발저항력을 측정하였다.

1) 파이프의 묻힘 깊이

파이프의 묻힘깊이는 Meyerhorf(1975)의 스트립 앵커의 한계 근입비 ($F_{cr} = (\frac{H}{D})_{cr}$)과 파괴계수(F_c) 이론식을 참고하였다. 그리고 통상적으로 해양 구조물에 적용되는 안전율 3을 감안 후 묻힘깊이를 산정하니 117mm, 162mm, 207mm로 산출되었지만, 50mm씩 규칙성을 고려하여 100mm, 150mm, 200mm로 선정하였다.

2) 파이프의 직경

기존 연구에서 공통적으로 파이프의 직경이 증가할수록 극한 인발저항력이 증강한다고 연구되었다. 따라서 본 실험에서는 파이프의 직경을 26mm, 48mm, 60mm로 선정하여 극한 인발저항력을 측정하였다.

3) 지오그리드

일반적으로 현장에서 지오그리드를 사용하여 지반을 보강한다. 따라서 본 실험에서는 실제 현장에서 사용되는 지오그리드를 보강하여 보강 전/후에 따른 극한 인발저항력도 함께 측정하였다. Fig 16은 지오그리드 사진이며 제조사는 한국그리드이다.

4) 상대밀도(D_r)과 함수비(w)

지반의 상대밀도 증가 시 내부마찰각 또한 증가하게 되어 극한 인발저항력 역시 증가하게 된다. 따라서 이와 같은 상대밀도의 영향을 파악하기 위하여 지반의 상대밀도를 각각 39%, 73%로 지반을 조성하였다.

함수비 상대밀도와 반대로 감소하게 되면 전단강도가 증가하게 된다. 본 실험에서는 해저지반을 더 근접하게 조성하기 위하여 함수비 80%로 조성하여 극한 인발저항력을 측정하였다.

5) 인발속도

본 실험에서는 일정한 인발속도를 구현하기 위하여 하중 전달 장치에 인버터를 설치하여 실시하였으며, 사질토와 점토 모두 10mm/min 속도로 구동하였다.



Fig. 16 Geogrid of KOREA GRID

3.3.2 실험 순서

본 실험에서는 사질토와 연약점토로 2 가지 지반으로 구성하여 실험을 실시하였으며 순서는 다음과 같다.

1) 사질토 지반

1-1. 토조에 약 50mm 깊이의 지반을 강사장치를 이용하여 각각의 상대밀도로 형성한다.

1-2. 수평자를 이용하여 지반을 평탄화 작업을 실시한 후 강선을 파이프에 부착 후 설치한다.

1-3. 파이프 설치 후 문힘 깊이에 맞추어 상대밀도를 맞춰 지반을 형성한다.

1-4. 지오그리드 보강 시에는 파이프 상단부 기준에서 약 10mm 정도 높이까지 상대밀도를 맞추어 지반 형성 후 지오그리드를 보강한다.

1-5. 강선을 도르래 길에 맞추어 하중 전달 장치까지 연결 후 저항력 측정 장치를 노트북과 연결하여 각 디바이스를 설정한다.

1-6. 파이프를 각각의 인발속도로 인발한다.

1-7. 인발 저항력이 급격하게 상승 후 일정하게 유지되거나 혹은 감소하게 되면 지반이 파괴된 것으로 변위-하중간의 관계를 기록한다.

2) 점토 지반

2-1. 카올린과 물을 이용하여 함수비 80%로 반죽을 실시 후 24시간 양생을 실시한다.

2-2. 양생된 카올리나이트를 토조에 약 50mm 높이만큼 지반을 형성 후 수평 작업을 실시한다.

2-3. 파이프에 강선을 부착 후 토조에 설치한다.

2-4. 양생된 카올리나이트를 문힘 깊이에 맞추어 지반을 형성한다.

2-5. 지오그리드 보강 시에는 사질토와 동일하게 실시한다.

2-6. 강선을 도르래 길에 맞추어 하중 전달 장치까지 연결 후 저항력 측정 장치와 노트북과 연결하여 각 디아비스를 설정한다.

2-7. 파이프를 각각의 인발속도로 인발한다.

2-8. 사질토와 비슷한 경향이 보이면 변위-하중간의 관계를 기록한다.

3.4 유한요소해석

본 논문에서는 파이프라인의 극한 인발 저항력 측정을 위하여 유한요소해석 프로그램을 사용하였다. 2차원의 단순한 단면을 보강하기 위하여 3차원 유한요소법으로 실시하기 위하여 3차원 유한요소해석 프로그램인 PLAXIS 3D TUNNEL 2을 사용하였다.

3.4.1 PLAXIS 3D TUNNEL

PLAXIS TUNNEL은 Plaxis사에서 개발한 3차원 유한요소해석프로그램이다. 본 프로그램은 연약지반의 압밀거동 뿐만 아니라 과압밀 점토 그리고 사질토 및 암반지반에도 적용이 가능하다. 또한 tunnel 공사 전 수치해석을 통한 지반의 안정성 및 구조물 등의 안정성 검토 또한 가능하다.

Plaxis에서는 복잡한 비선형 거동을 구현하기 위하여 다양한 구성모형과 탄소성 상태에서의 평형상태에 도달하기 위한 수렴을 돕는 알고리즘을 보유하고 있으며 간단한 요소망 생성 등 사용자 인터페이스가 잘 이루어져있다.

3.4.2 해석조건

본 해석에서는 근입 깊이와 파이프 직경에 별로 3차원 유한요소망을 모델링 하였으며 요소 형태는 기본적으로 제공되는 15절점 요소를 사용하였다. 그리고 3차원 해석에 있어서 여러 변수가 있으며 본 해석에서는 다음과 같이 정의하였다.

1) 경계조건

수치해석을 통한 인발 거동을 묘사하기 위해서 지반의 경계조건에 있어 연직 방향($U_y \neq 0$) 그리고 수평방향($U_x = U_y = 0$)으로 적용하여 해석을 실시하였다. 그리고 파이프와 지오그리드 경우 간격이 매우 협소하기에 접촉면(interface)거

동 조건을 적용하여 신뢰성 있는 결과를 산출하였으며 Fig. 17과 같다. 본 해석은 파이프 주변 지반의 인발 저항력 산정을 위함이기에 벽체 구속효과는 고려하지 않았다.

2) 격자생성

본 해석에서는 전체적으로 중간격자(medium mesh) 크기로 부여하였으며 실제 거동되는 파이프와 지오그리드에는 격자를 추가 생성하여 더 조밀하게 형성하였다. 그리고 PLAXIS 3D TUNNEL은 3D 격자 생성 시 사용자가 지정된 위치에 조각(slice)을 정의 할 수 있다. 따라서 파이프와 지오그리드 위치를 설정하기 위하여 본 해석에서는 3개의 조각을 생성하였다. Fig. 18은 2차원 격자와 3차원 격자를 보여준다.

3) 하중조건

파이프 인발 거동을 묘사하기 위하여 본 해석에서는 파이프 전체에 동일한 힘을 인가하기 위하여 Fig. 17에서 보이듯이 최상단부에 집중하중(point load)을 적용하였다.

4) 해석 물성치

본 해석은 사질토와 점토에 묻힌 파이프라인 인발시 파이프 주변에 위치한 지반의 인발 저항력에 관한 해석을 실시하였다. 또한 실제 현장에 사용되는 지오그리드를 묘사하여 보강에 따른 인발 저항력을 산출하였다. 이러한 인발 저항력에 영향이 있는 변수들의 물성치는 Table 3.4, 3.5와 같다. 그리고 지오그리드의 경우 PLAXIS에서 기본적으로 재료특성이 주어지지만 본 연구와는 다른 특성으로 Babu and Singh(2009) 연구를 참고하여 판 요소(plaxte element)로 구현하였다.

5) 초기응력

Plaxis에서 본 해석 전에 초기응력을 우선적으로 고려해야한다. 본 해석에서의 초기응력은 $K_0 = 1 - \sin\phi$ 로 사용하였으며, 여기서 ϕ 는 내부마찰각이다.

6) 계산순서

초기응력 계산 후 본 해석을 진행하였다. 계산방식은 3D Plastic analysis로 설정하며 총 2단계로 실시하였다. 첫 단계에선 파이프와 지오그리드를 활성화 후 초기응력에서 발생된 변위를 초기화 시켰으며 두 번째 단계에서는 집중하중을 인가하였다. 그리고 노드점 한군데를 활성화 시켜 인발 저항력과 변위량을 확인하였다.

Table 3.4 Material properties of sand and clay

Parameter	Loose sand	Dense sand	Soft clay
Unit weight [$\gamma(kN/m^3)$]	14.8	15.8	14.72
Friction angle [$\phi(^{\circ})$]	34	43.5	0.1
Cohesion [$c(kN/m^2)$]	1	1	0.4
Poisson ration [ν]	0.3	0.3	0.3
Modulus of elasticity [E]	2.2E4	3.5E4	3500

Table 3.5 Material properties of pipe and geogrid

Parameter	Pipe	Geogrid
Unit weight [$\gamma(kN/m^3)$]	78	0.5
Poisson ration [ν]	0.3	0.3
Modulus of elasticity [E]	2.6E7	-
Tensile strength [T]	-	60

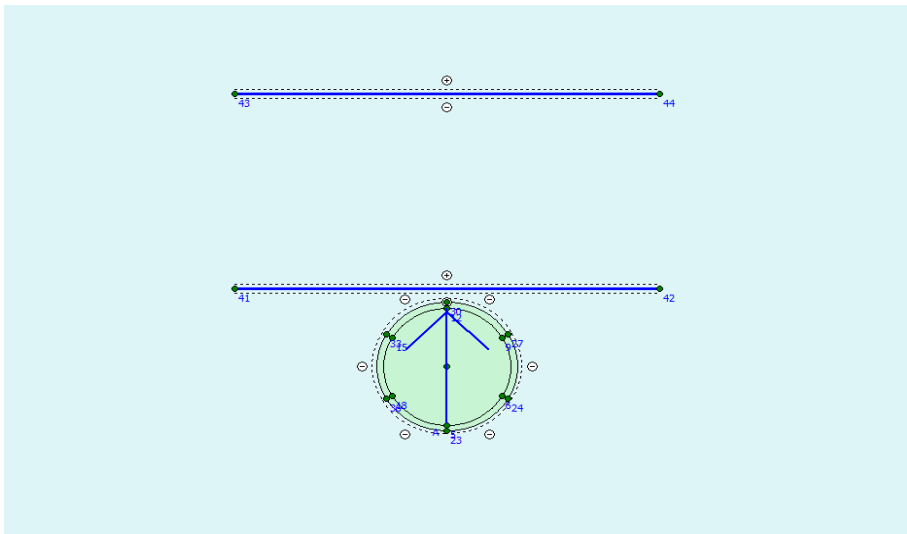


Fig. 17 Pipe and geogrid interface condition

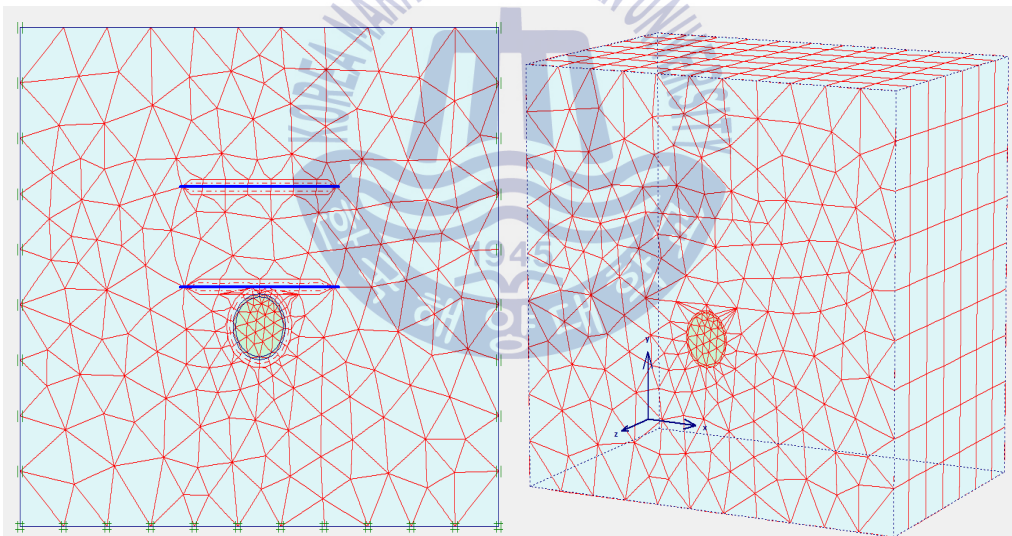


Fig 18 Mesh formation(2D mesh, 3D mesh)

제 4장 실험 및 수치해석 결과

본 장에서는 사질토와 점토지반에 묻혀 있는 파이프라인 인발 시 파이프 주변에 위치한 지반의 극한 인발저항력을 실내모형실험, 수치해석 그리고 기존이론을 통해 얻은 결과를 정리하였다.

사질토 지반의 경우 묻힘 깊이, 파이프직경, 상대밀도 그리고 지오그리드 보강 전/후에 따른 극한 인발저항력을 실내모형실험과 수치해석에서 계측 및 산출하여 비교 검토하였다. 기존 이론식의 경우 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력 산출 시 고려 할 변수가 많아 묻힘 깊이, 파이프 직경 그리고 상대밀도에 따른 극한 인발저항력을 산출하여 실내모형실험 그리고 수치해석과 비교 검토하였다.

점토 지반의 경우 또한 사질토와 동일하게 실시되었지만, 상대밀도가 아닌 함수비에 따른 극한 인발저항력을 비교 검토하였다.

4.1 실내모형실험 결과 및 분석

실내모형실험에서 묻힘 깊이, 파이프직경, 지오그리드 보강 전/후, 상대밀도 총 4가지의 변수에 따른 극한 인발저항력을 계측하였다.

3.3.2절에서 언급하였듯이 실내실험에서 인발저항력 측정 시 급격히 감소 혹은 일정하게 유지되는 현상이 보이면 계측을 멈추고 데이터를 작성한다고 언급하였다. 본 실험에서 데이터 계측 시 초기에 저항력이 급격히 상승하다 변위가 높아질수록 감소현상이 보였기에 변위구간을 60mm 지점에서 계측을 멈추고 데이터를 작성하였다.

4.1.1 사질토 지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

Fig. 19 ~ 24은 각 묻힘 깊이에 따른 느슨한 모래(D_r :39%), 조밀한 모래(D_r :73%)에서의 극한 인발저항력을 보여주고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 실내모형실험

결과는 묻힘 깊이가 증가 할수록 극한 인발저항력은 비례적으로 상승한다. 이는 묻힘 깊이가 깊어질수록 파이프 주변에 위치한 흙의 무게가 증가하여 극한 인발저항력도 증가한 것으로 추측된다. 그리고 상대밀도 73%에서는 39%보다 높은 극한 인발저항력이 산출된다. 이는 상대밀도가 높아지면 지반정수(ϕ, γ_d)가 높아지므로 극한 인발저항력이 증가한 것으로 추측할 수 있다.

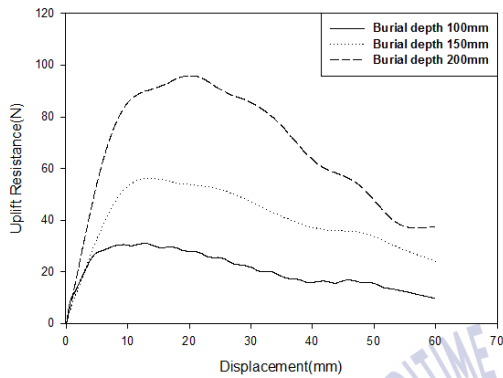


Fig. 19 The effect of burial depth ($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$)

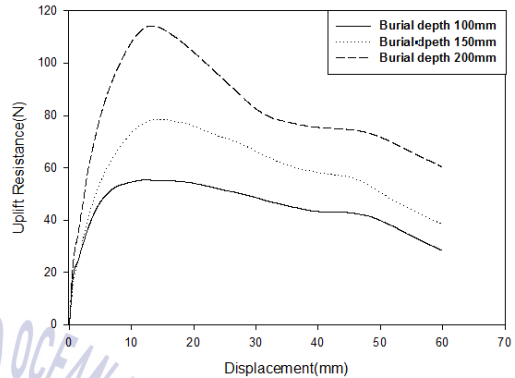


Fig. 20 The effect of burial depth ($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$)

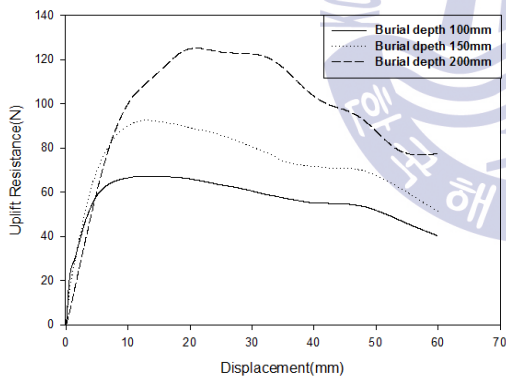


Fig. 21 The effect of burial depth ($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$)

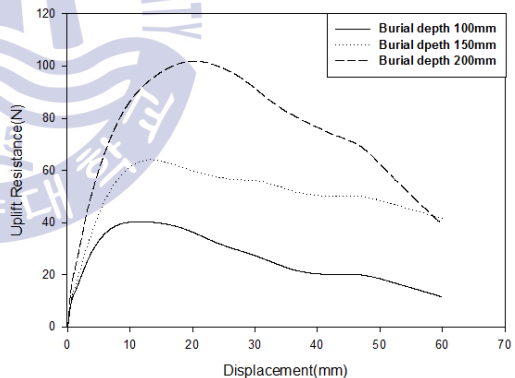


Fig. 22 The effect of burial depth ($D_r=73\%$, $D=26\text{mm}$)

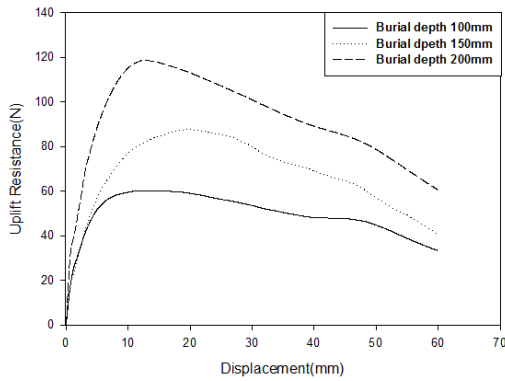


Fig. 23 The effect of burial depth ($D_r=73\%$, $D=48\text{mm}$)

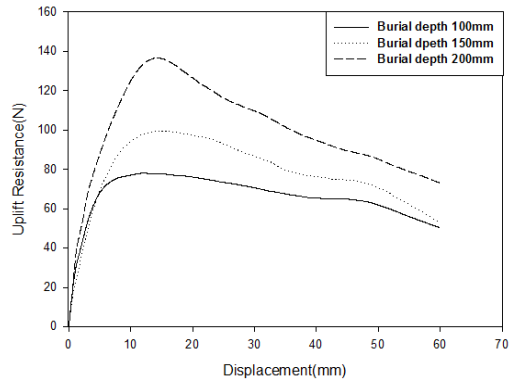


Fig. 24 The effect of burial depth ($D_r=73\%$, $D=60\text{mm}$)

4.1.2 사질토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력

Fig. 25 ~ 30은 사질토지반에 묻혀있는 파이프라인에 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 지오그리드 보강 층수가 높아질수록 극한 인발저항력은 비례적으로 상승하는 것으로 보이고 있다. 지오그리드는 전단력에는 영향에는 매우 취약하지만 인장력에는 매우 단단한 재료이기에 위와 같은 경향을 보였다. 하지만 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력 상승보다 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력 상승폭이 더 크다. 이는 지반정수가 극한 인발저항력에 더 영향이 있다고 추측 할 수 있다.

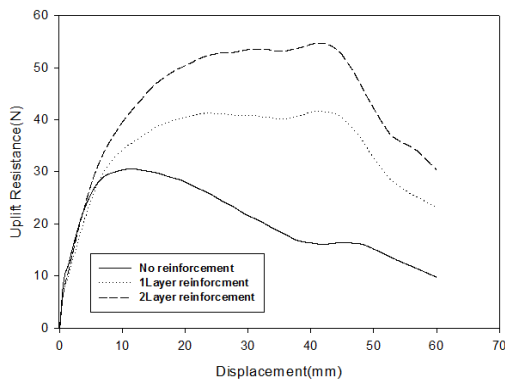


Fig. 25 The effect of reinforcement ($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

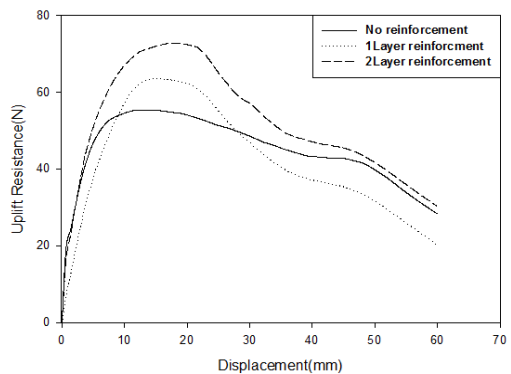


Fig. 26 The effect of reinforcement ($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

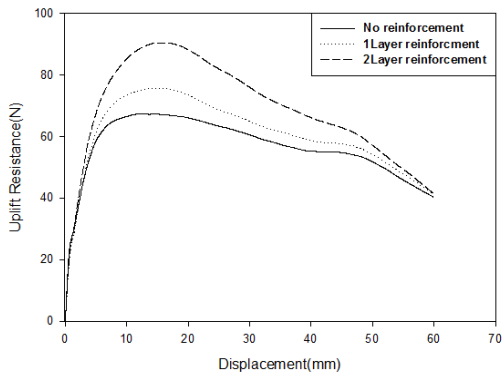


Fig. 27 The effect of reinforcement ($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

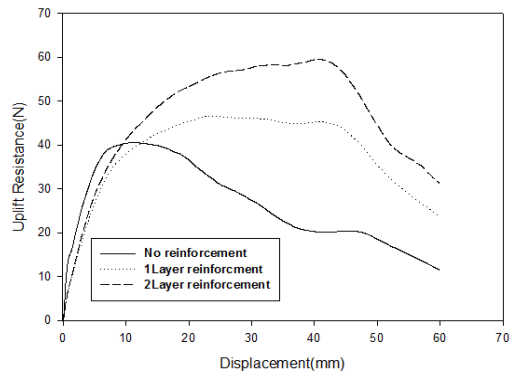


Fig. 28 The effect of reinforcement ($D_r=73\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

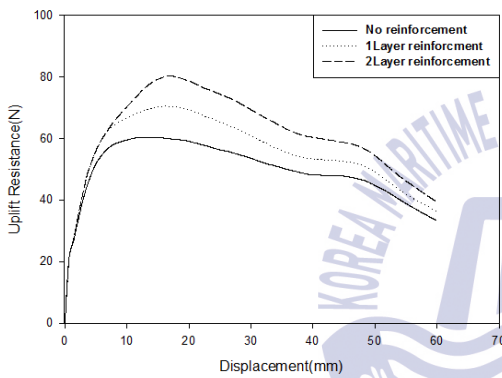


Fig. 29 The effect of reinforcement ($D_r=73\%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

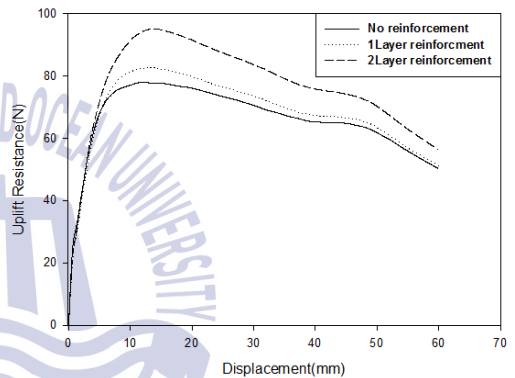


Fig. 30 The effect of reinforcement ($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

4.1.3 사질토 지반에서 파이프직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 31 ~ 36는 사질토 지반에서 직경 변화에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 직경이 커질수록 극한 인발저항력은 비례적으로 상승하나 문힘 깊이가 깊어질수록 직경 별 극한 인발저항력의 차이는 줄어드는 경향을 보였다. 직경별 극한 인발저항력은 차이가 심한 경우 약 75% 차이가 있으며 차이가 적은 경우 약 10% 차이를 보인다.

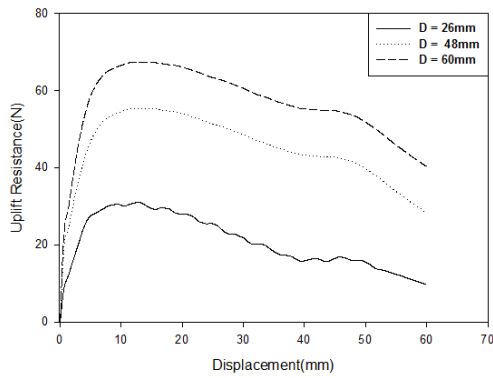


Fig. 31 The effect of diameter(D_r , =39%, B=100mm)

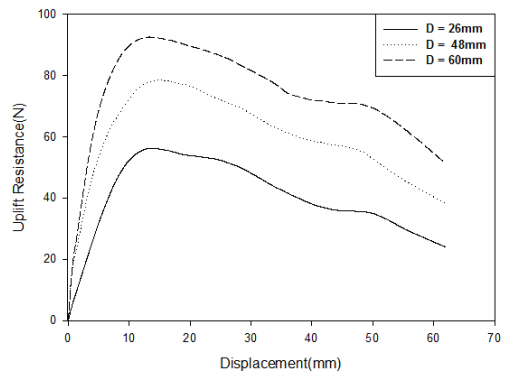


Fig. 32 The effect of diameter(D_r , =39%, B=150mm)

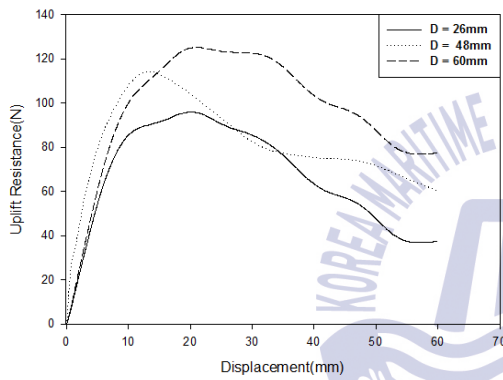


Fig. 33 The effect of diameter(D_r , =39%, B=200mm)

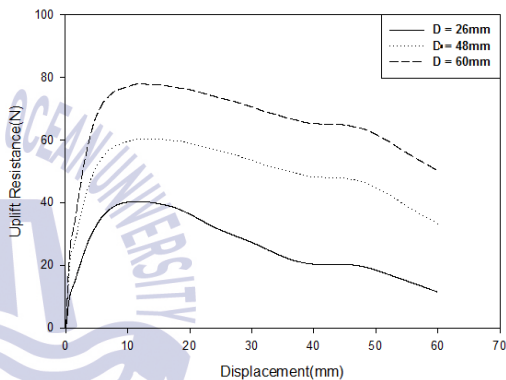


Fig. 34 The effect of diameter(D_r , =73%, B=100mm)

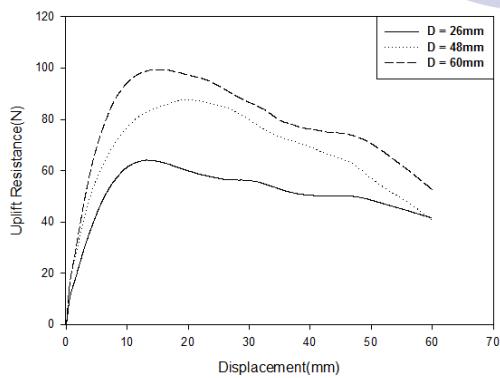


Fig. 35 The effect of diameter(D_r , =73%, B=150mm)

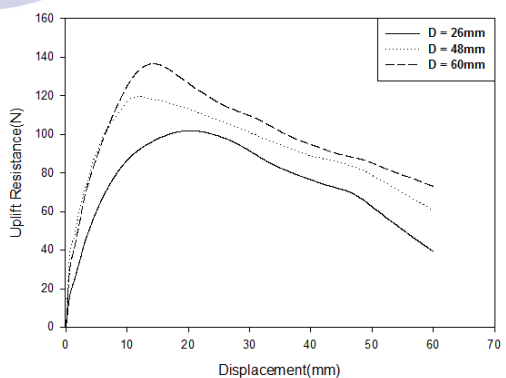


Fig. 36 The effect of diameter(D_r , =73%, B=200mm)

4.1.4 점토 지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

Fig. 37 ~ 39는 점토 지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 점토지반의 경우 묻힘 깊이가 깊어질수록 비례적인 상승률을 보인다. 직경 26mm 파이프의 경우 묻힘 깊이가 깊어질수록 약 40% 상승하며 직경 48mm 경우 35% 상승하고 직경 60mm 경우 22% 상승하는 경향을 보인다.

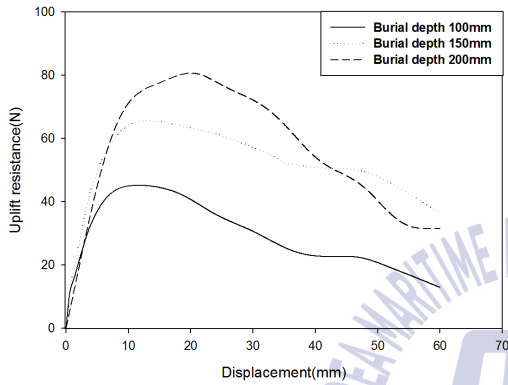


Fig. 37 The effect of burial depth ($w=80\%$, $D=26\text{mm}$)

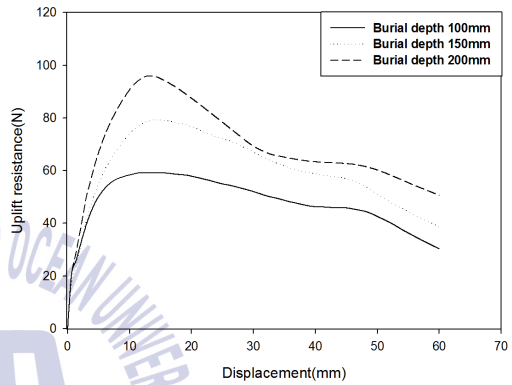


Fig. 38 The effect of burial depth ($w=80\%$, $D=48\text{mm}$)

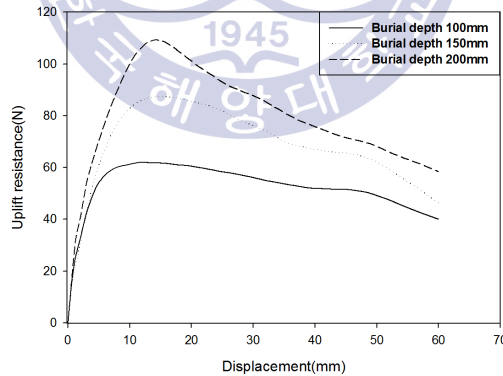


Fig. 39 The effect of burial depth ($w=80\%$, $D=60\text{mm}$)

4.1.5 점토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력

Fig. 40 ~ 42는 점토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 점토에서 지오그리드 보강 시 사질토와 비슷한 상승 경향으로 극한 인발저항력은 지오그리드 보강 보다 문힘 깊이에 더 큰 영향을 보였다.

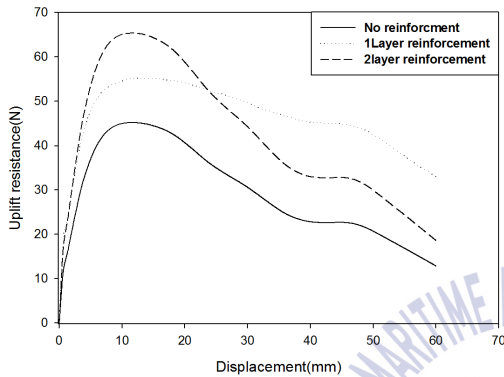


Fig. 40 The effect of reinforcement
($w=80\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

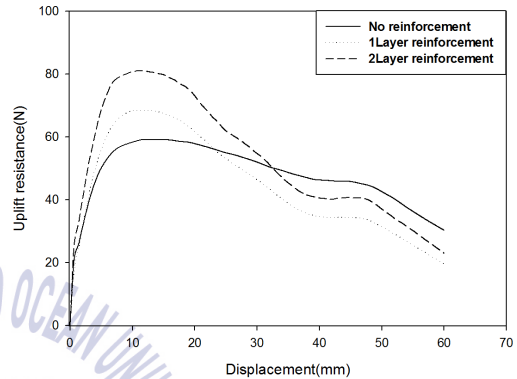


Fig. 41 The effect of reinforcement
($w=80\%$, $D=48$, $B=100\text{mm}$)

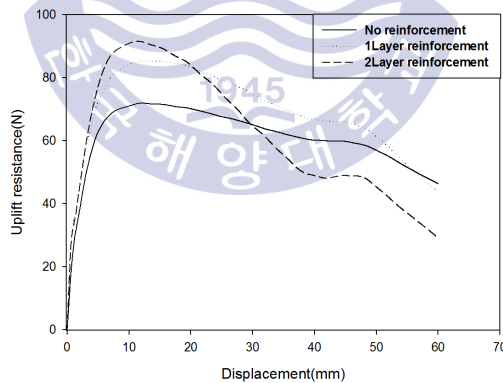


Fig. 42 The effect of reinforcement
($w=80\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

4.1.6 점토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 43 ~ 45는 점토 지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 파이프 직경이 커질수록 극한 인발저항력은 약 26% 상승하는 경향을 보였다. 묻힘 깊이가 깊어질수록 직경에 따른 극한 인발저항력 상승하지만 상승률은 감소하는 경향을 보였다.

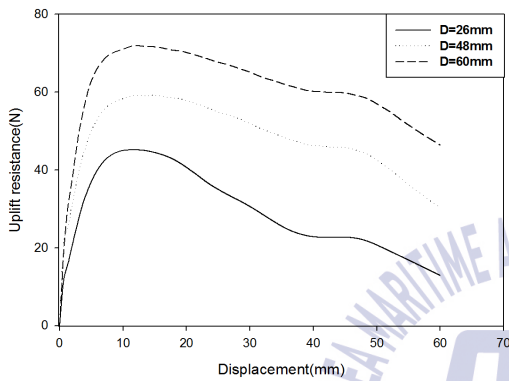


Fig. 43 The effect of diameter($w=80\%$, $B=100\text{mm}$)

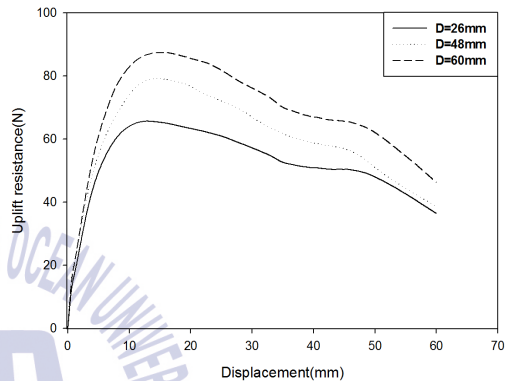


Fig. 44 The effect of diameter($w=80\%$, $B=150\text{mm}$)

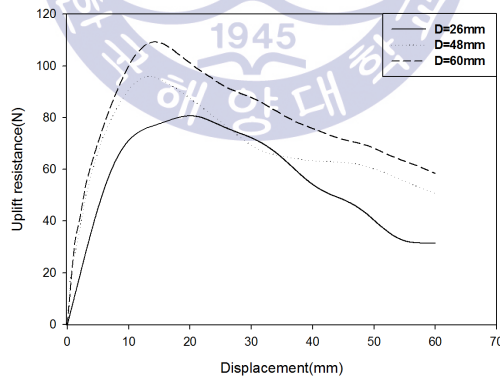


Fig. 45 The effect of diameter($w=80\%$, $B=200\text{mm}$)

4.2 유한요소해석 결과 및 분석

실내모형실험의 결과와 비교 및 분석하기 위해 PLAXIS 3D TUNNEL 2을 사용하여 서로 다른 두 지반에서 묻힘 깊이, 직경, 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력을 파악하였다. 본 해석에서는 실내모형실험과 동일한 조건으로 해석을 실시하였다.

4.2.1 사질토 지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

수치해석을 통해 파이프라인의 극한 인발저항력은 상대밀도 39%, 73%에 대해 묻힘 깊이 100mm, 150mm, 200mm로 해석하여 산출된 결과를 저항력-근입 깊이 관계로 나타냈으며, 실내 모형실험과 비교하였다.

Fig. 46 ~ 51은 묻힘 깊이에 따른 수치해석과 모형실험의 비교 결과이다. 그림을 보면 수치해석상 묻힘 깊이가 깊어질수록 극한 인발저항력 비례적으로 상승한다. 이는 모형 실험과 비슷하게 파이프에 작용하는 흙의 무게의 증가하기 때문이다. 또한 상대밀도가 증가하면 극한 인발저항력은 더 높은 경향을 보인다. 하지만 전체적으로 비교하였을 때 수치해석이 모형실험보다 극한 인발저항력이 약 10% 내외로 더 크게 산출되었다. 그리고 Fig. 52는 수치해석과 모형실험에서 인발거동에 따른 지반의 변형을 보여준다.

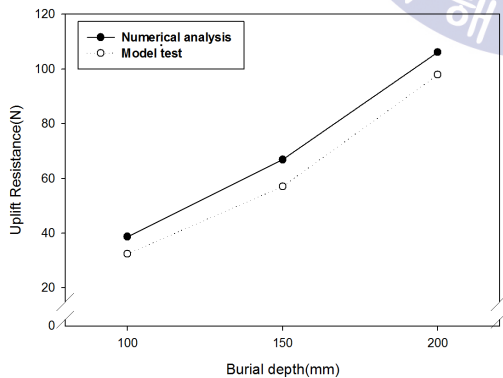


Fig. 46 Comparison of burial depth effect($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$)

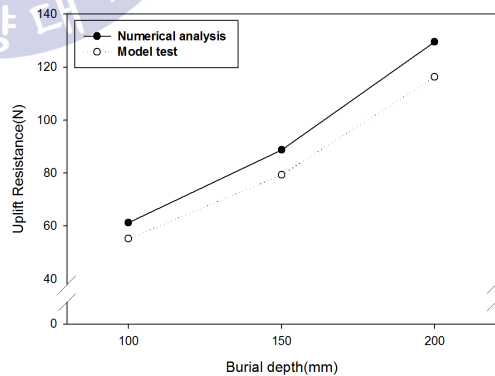


Fig. 47 Comparison of burial depth effect($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$)

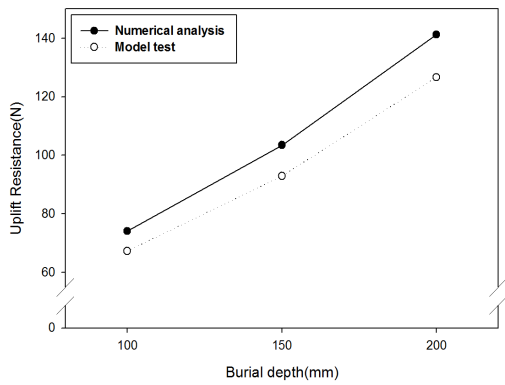


Fig. 48 Comparison of burial depth effect ($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$)

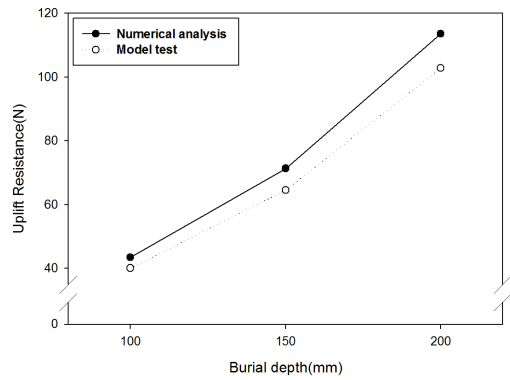


Fig. 49 Comparison of burial depth effect ($D_r=73\%$, $D=26\text{mm}$)

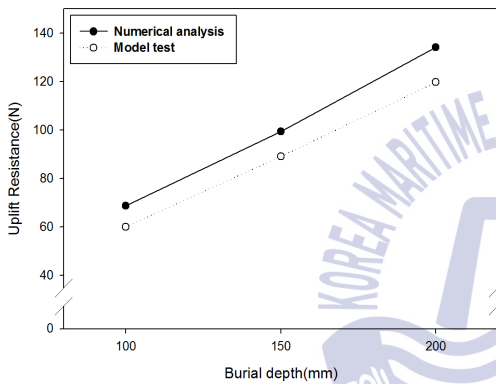


Fig. 50 Comparison of burial depth effect ($D_r=73\%$, $D=48\text{mm}$)

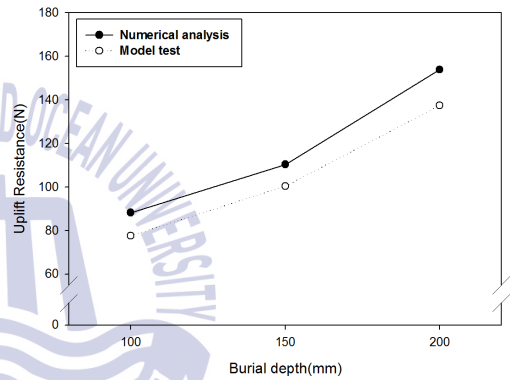


Fig. 51 Comparison of burial depth effect ($D_r=73\%$, $D=60\text{mm}$)

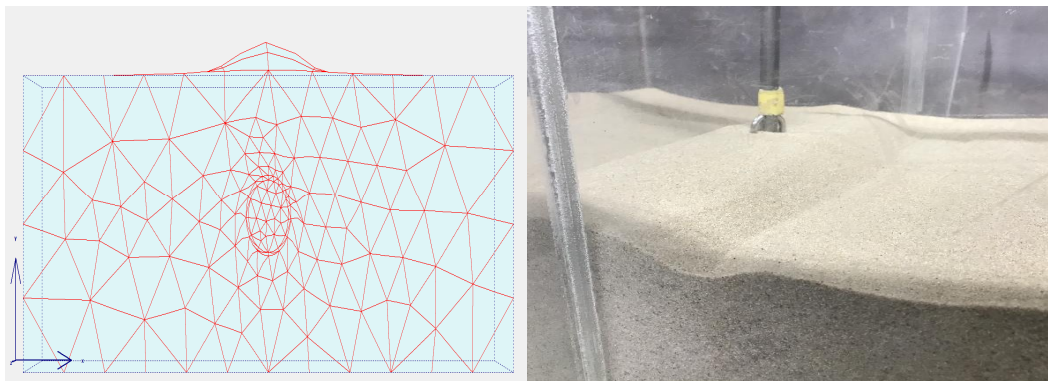


Fig 52 Deformation of along the uplift behaviour (numerical analysis, model test)

4.2.2 사질토 지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력

Fig. 53 ~ 58은 지오그리드 보강에 따른 파이프라인의 극한 인발저항력을 수치해석과 모형실험을 비교한 것이다. 본 결과에서는 지오그리드 보강 별 극한 인발저항력을 표현하기 위하여 그래프의 x축을 보강 전, 1층 보강, 2층 보강으로 표현하였다. 그림과 같이 극한 인발저항력 상승은 실내모형실험과 비슷한 경향을 보이지만 전체적으로 9 ~ 10% 정도 수치해석이 높은 경향을 보인다.

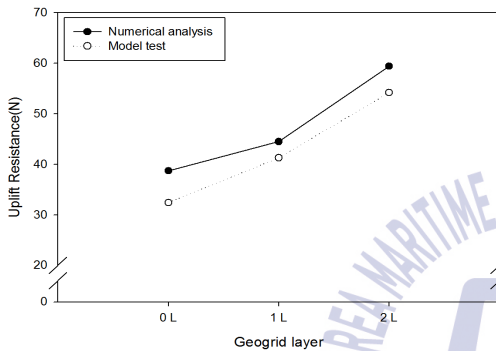


Fig. 53 Comparison of reinforcement effect($D_r = 39\%$, $D = 26\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

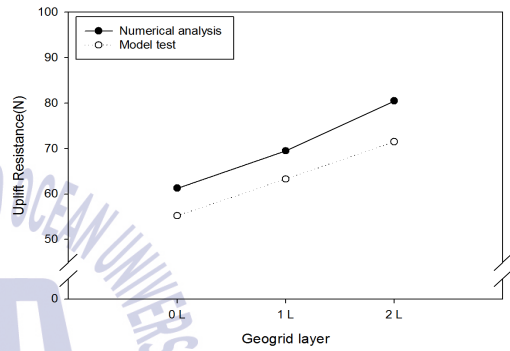


Fig. 54 Comparison of reinforcement effect($D_r = 39\%$, $D = 48\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

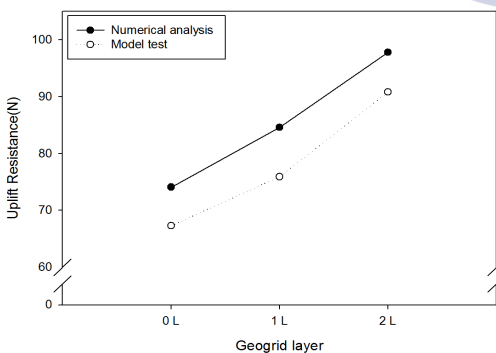


Fig. 55 Comparison of reinforcement effect($D_r = 39\%$, $D = 60\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

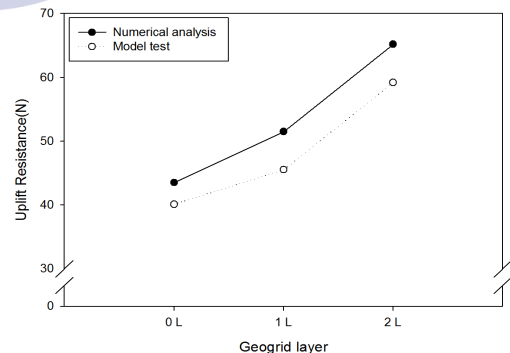


Fig. 56 Comparison of reinforcement effect($D_r = 73\%$, $D = 26\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

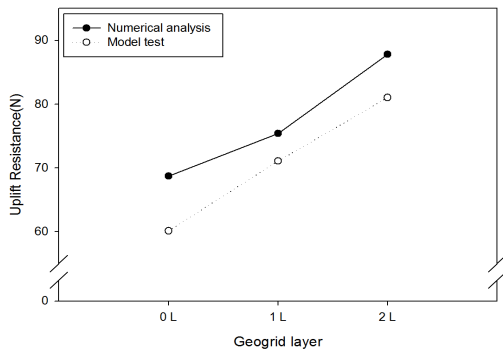


Fig. 57 Comparison of reinforcement effect($D_r = 73\%$, $D = 48\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

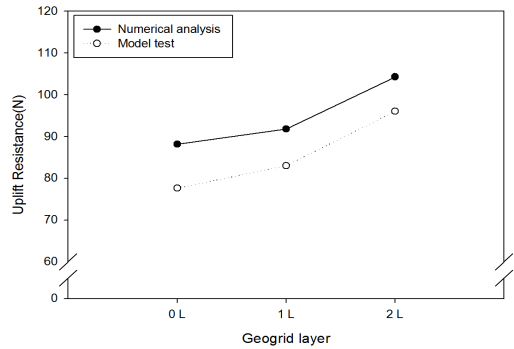


Fig. 58 Comparison of reinforcement effect($D_r = 73\%$, $D = 60\text{mm}$, $B = 100\text{mm}$)

4.2.3 사질토 지반에서 파이프라인 직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 59 ~ 64는 사질토 지반에서 파이프라인 직경에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 수치해석에서 직경이 커질수록 극한 인발저항력이 비례적으로 상승한다. 직경이 26mm에서 48mm로 커지면 인발저항력은 약 73% 상승하지만 직경이 48mm에서 60mm로 커지면 인발저항력은 약 59% 상승한다. 그리고 수치해석과 실내모형실험의 극한 인발저항력 비교 시 수치해석이 약 10% 정도 높은 경향을 보였다.

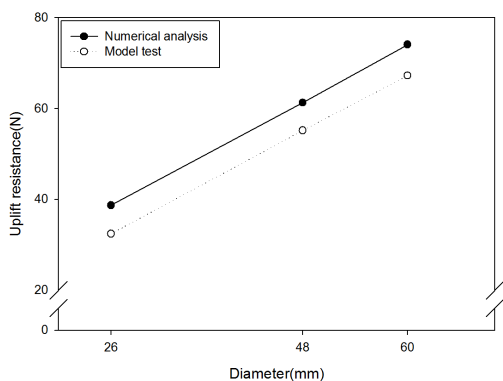


Fig 59 Comparison of diameter effect($D_r=39\%$, $B=100\text{mm}$)

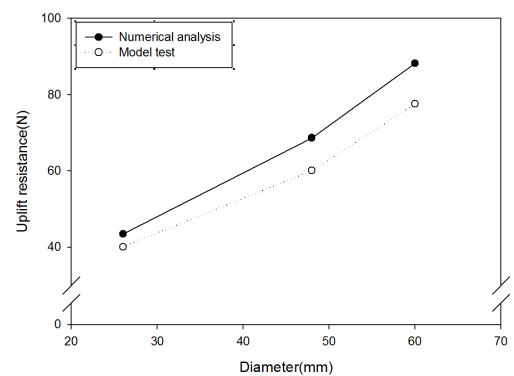


Fig 60 Comparison of diameter effect($D_r=73\%$, $B=100\text{mm}$)

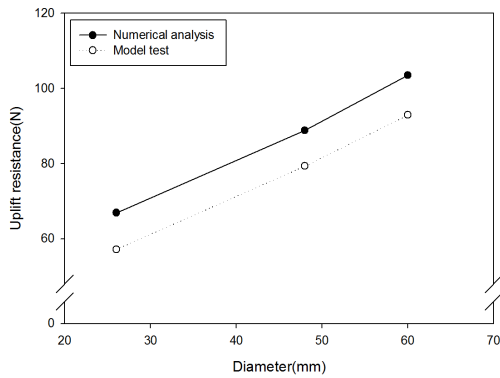


Fig 61 Comparison of diameter effect ($D_r=39\%$, $B=150\text{mm}$)

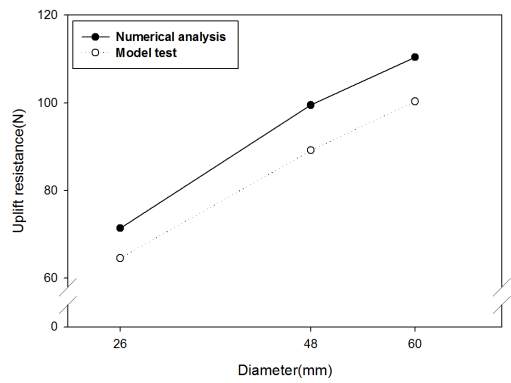


Fig 62 Comparison of diameter effect ($D_r=73\%$, $B=150\text{mm}$)

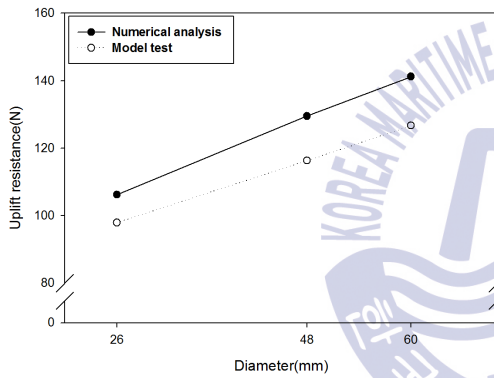


Fig 63 Comparison of diameter effect ($D_r=39\%$, $B=200\text{mm}$)

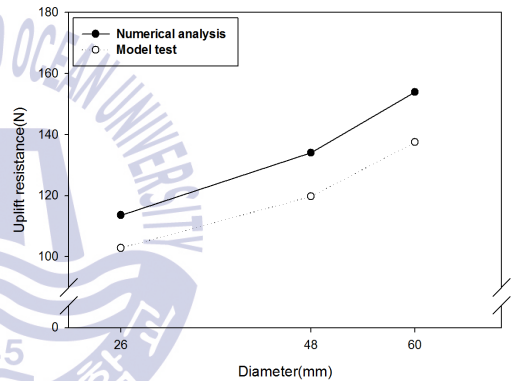


Fig 64 Comparison of diameter effect ($D_r=73\%$, $B=200\text{mm}$)

4.2.4 점토지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

Fig. 65 ~ 67은 점토지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력을 보여준다, 수치해석에서 직경이 커질수록 실내 모형실험과 동일하게 비례적 상승 경향을 보여준다. 묻힘 깊이가 깊어질수록 수치해석에서 26mm 파이프는 43%, 48mm 파이프에서는 36% 그리고 60mm 파이프에서는 22% 상승하는 경향을 보였다. 모형실험과 수치해석 비교 시 수치해석이 전체적으로 10 ~ 12% 높은 인발 저항력을 보였다.

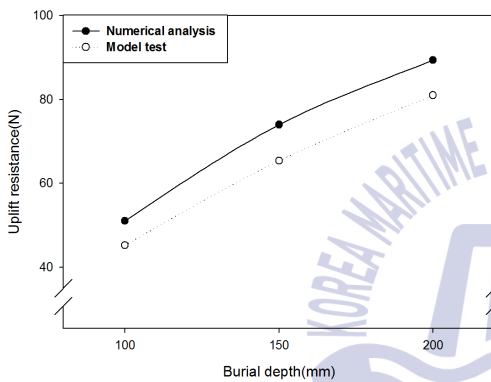


Fig. 65 Comparison of burial depth effect ($w=80%$, $D=26\text{mm}$)

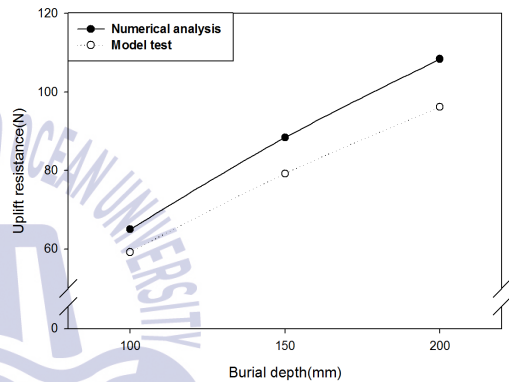


Fig. 66 Comparison of burial depth effect ($w=80%$, $D=48\text{mm}$)

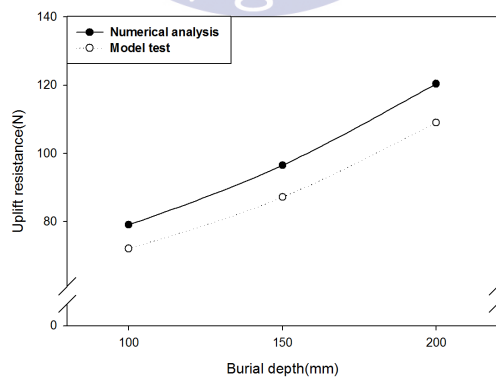


Fig. 67 Comparison of burial depth effect ($w=80%$, $D=60\text{mm}$)

4.2.5 점토지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력

Fig. 68 ~ 70은 점토지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 전체적인 인발 저항력 상승 경향은 모형실험과 비슷한 경향을 보였으며 수치해석이 모형실험보다 10~12% 높은 경향을 보였다.

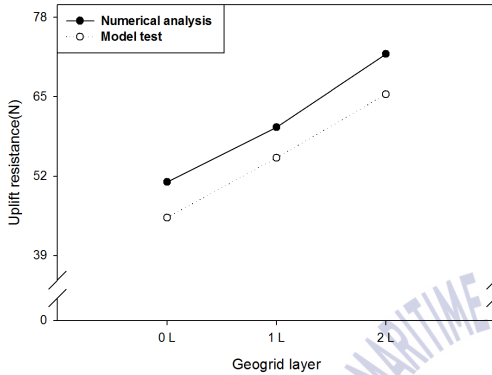


Fig. 68 Comparison of reinforcement effect ($w=80\%$, $D=26\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

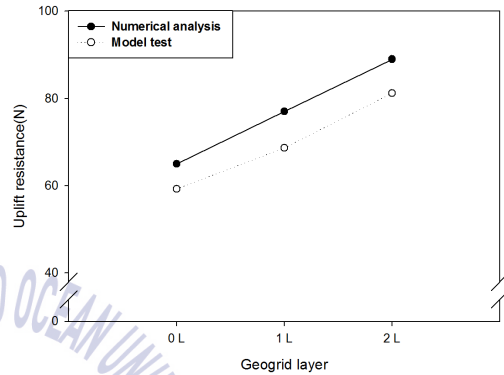


Fig. 69 Comparison of reinforcement effect ($w=80\%$, $D=48\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

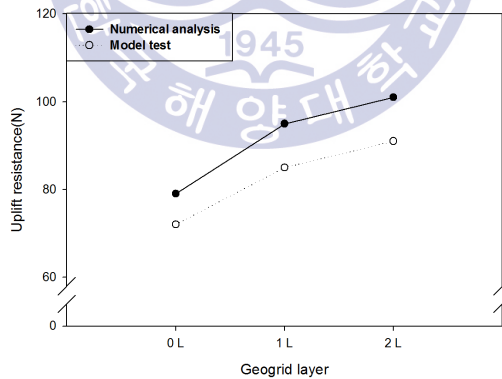


Fig. 70 Comparison of reinforcement effect ($w=80\%$, $D=60\text{mm}$, $B=100\text{mm}$)

4.2.6 점토지반에서 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 70 ~ 73은 점토지반에서 지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력을 보여준다. 수치해석 결과 지오그리드 보강에 따라서 극한 인발저항력은 약 14 ~ 18% 상승하는 경향을 보였으며 모형실험과 비교 시 10% 내외로 수치해석이 더 높은 인발 저항력을 보였다.

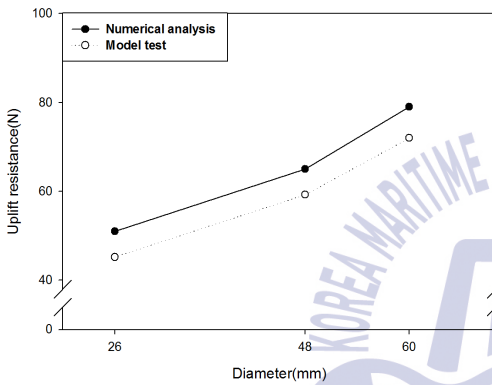


Fig. 71 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=100\text{mm}$)

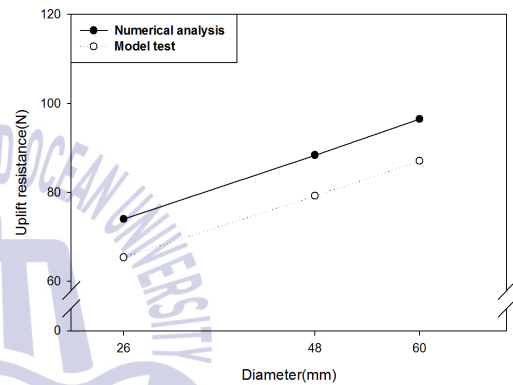


Fig. 72 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=150\text{mm}$)

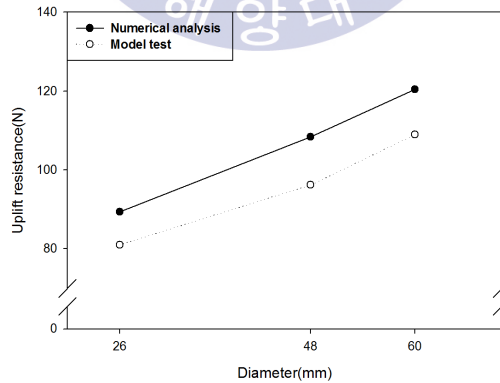


Fig. 73 Comparison of diameter effect($w=80%$, $B=200\text{mm}$)

4.3 기존이론식과의 비교

본 절에서는 실내 모형실험 결과 그리고 수치해석 결과를 기존 이론식과 비교 검토하였다. 모형실험과 수치해석에서는 지오그리드 보강을 통한 극한 인발저항력을 산출 할 수 있지만 이론식의 경우 여러 변수를 고려 할 수 없어 문헌 값이 그리고 직경에 따른 결과만 비교하였다.

사질토지반에서 Schaminee (1990)은 Fig. 4에서 보이듯이 파이프라인이 인발거동 시 수직이동표면과 흙의 무게에 따른 전단저항력을 식 2.8을 통해 인발저항력을 정의하였다. 그리고 White et al.(2000)는 파이프라인이 인발거동 시 흙의 파괴영향 인자인 마찰각(ϕ)와 팽창각(ψ)은 흙의 단위중량에 영향이 있으며 식 2.20과 같이 제안하였다. 하지만 파이프 직경 별 팽창각의 경우 원심분리기를 이용하여 선정하여하지만 본 논문에서는 white et al.(2000)가 제시한 팽창각을 이용하여 극한 인발저항력 경향성 파악을 우선적으로 하였다.

점토 지반의 경우 Schaminee (1990)은 Fig. 4에서 보이듯이 점토 지반에 묻힌 파이프라인은 비배수 거동을 보이며 이러한 비배수 거동은 비배수 전단강도 C_u 로 표현된다고 정의하였다. 따라서 점토 지반 묻힌 파이프라인의 극한 인발저항력은 식 2.12로 제안하였다.

4.3.1 사질토 지반에서 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

Fig. 74 ~ 79는 사질토에 묻힌 파이프라인의 묻힘 깊이 별 극한인발저항력을 실내 모형실험, 수치해석 그리고 기존 이론을 비교 검토하였다. schaminee(1990)가 제안한 이론식을 수치해석과 모형실험을 비교했을 때 비례적인 차이를 보였으며, 수치해석과는 약 35% 그리고 실내 모형실험과는 약 20%차이를 보였다. 그리고 White et al.(2000)이 제안한 이론식과 비교 시 묻힘 깊이가 100mm에서는 직경이 커질수록 차이가 줄어들지만 묻힘 깊이가 깊어질수록 극한 인발저항력 차이가 급격하게 증가하게 됨을 알 수 있었다. Fig. 61은

기존이론에서 사용된 인발거동 형태(수직거동형태, 경사진 형태)와 수치해석과 모형실험에서 발생된 형태를 보여준다.

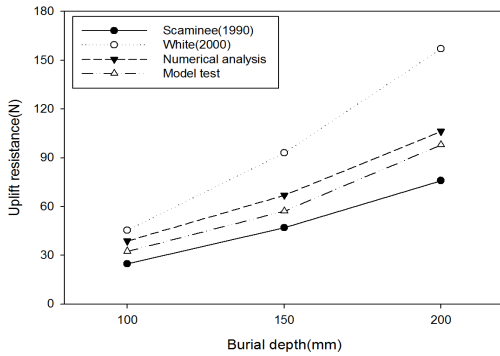


Fig. 74 Comparison result of along the burial depth($D_r=39\%$, $D=26\text{mm}$)

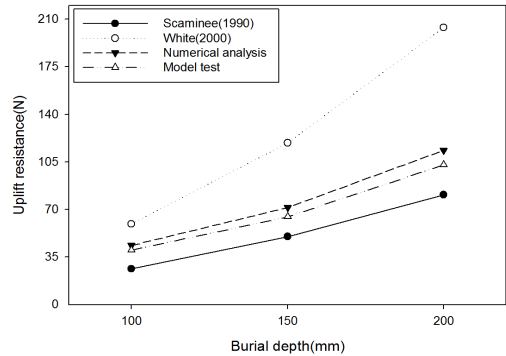


Fig. 75 Comparison result of along the burial depth($D_r=73\%$, $D=26\text{mm}$)

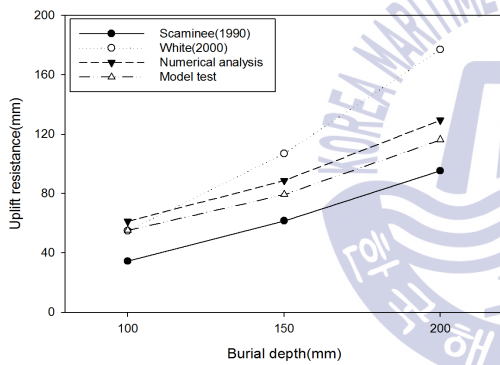


Fig. 76 Comparison result of along the burial depth($D_r=39\%$, $D=48\text{mm}$)

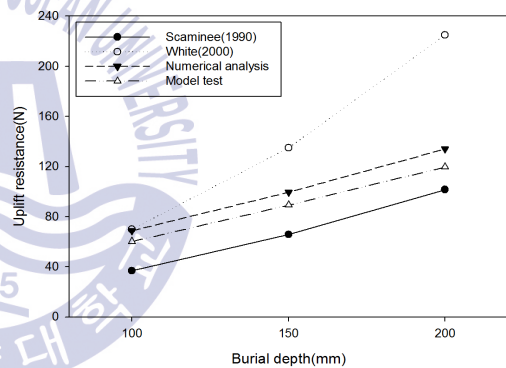


Fig. 77 Comparison result of along the burial depth($D_r=73\%$, $D=48\text{mm}$)

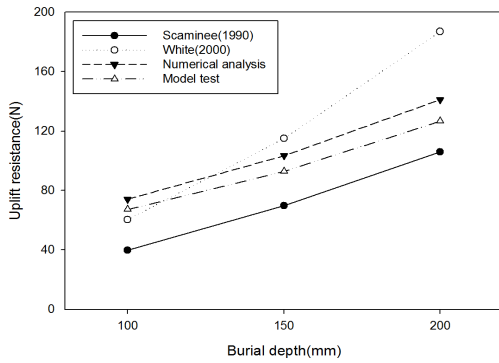


Fig. 78 Comparison result of along the burial depth($D_r=39\%$, $D=60\text{mm}$)

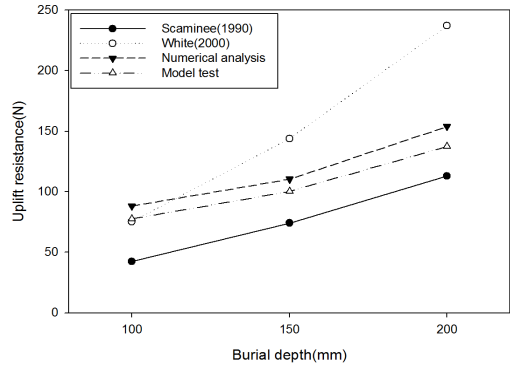


Fig. 79 Comparison result of along the burial depth($D_r=73\%$, $D=60\text{mm}$)

4.3.2 사질토 지반에서 파이프라인 직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 80 ~ 85는 사질토 지반에 묻힌 파이프라인 직경에 따른 극한 인발저항력을 실내 모형실험, 수치해석 그리고 기존이론을 비교 검토하였다. 직경 26mm 경우 기존 이론보다 수치해석과 모형실험에서 더 높은 인발저항력을 보였다. 하지만 직경 48mm부터 White et al.(2000)의 이론식에 적용된 극한 인발저항력은 급격히 차이가 났다. 반면 Schaminee(1990)와 비교 시 직경이 커지면서 극한 인발저항력의 차이는 줄어들었다.

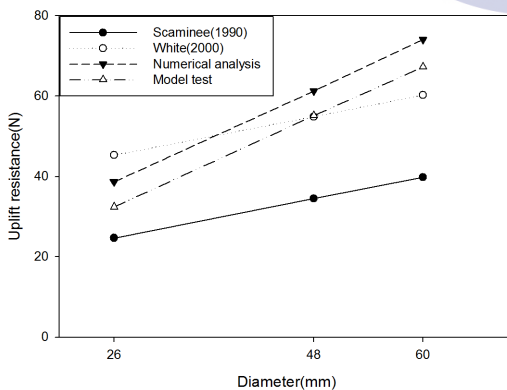


Fig. 80 Comparison result of along the diameter($D_r=39\%$, $B=100\text{mm}$)

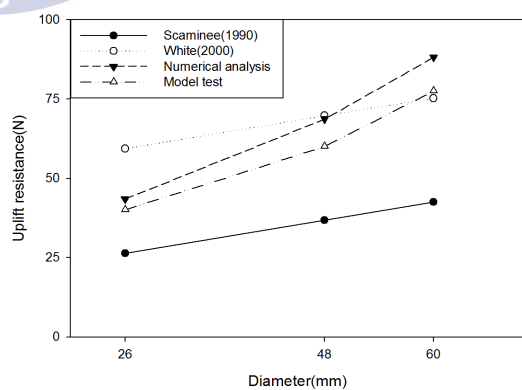


Fig. 81 Comparison result of along the diameter($D_r=73\%$, $B=100\text{mm}$)

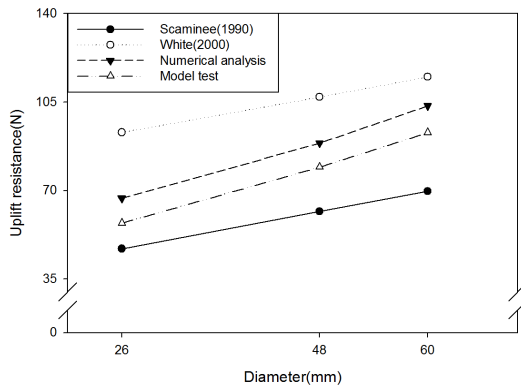


Fig. 82 Comparison result of along the diameter ($D_r=39\%$, $B=150\text{mm}$)

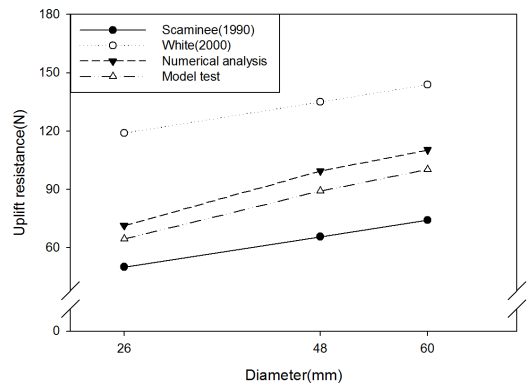


Fig. 83 Comparison result of along the diameter ($D_r=73\%$, $B=150\text{mm}$)

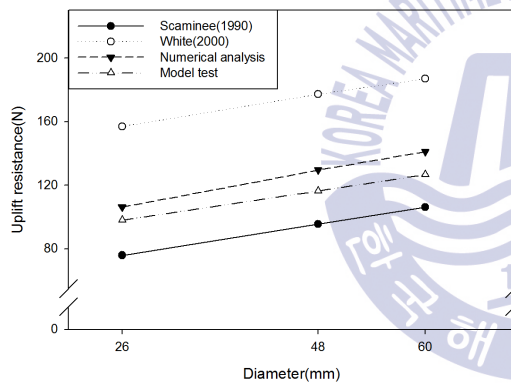


Fig. 84 Comparison result of along the diameter ($D_r=39\%$, $B=200\text{mm}$)

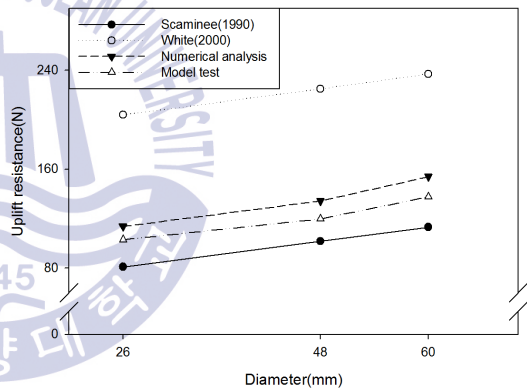


Fig. 85 Comparison result of along the diameter ($D_r=73\%$, $B=200\text{mm}$)

4.3.3 점토지반에서의 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력

Fig. 86 ~ 88은 점토지반에 묻힌 파이프라인의 묻힘 깊이에 따른 극한 인발저항력을 모형실험, 수치해석 그리고 기존 이론과 비교 결과를 보여준다. 기존이론을 모형실험과 비교 시 묻힘 깊이가 깊어질수록 15 ~ 25% 낮은 경향을 보였고 수치해석과 비교 시 28 ~ 40% 낮은 경향을 보였다.

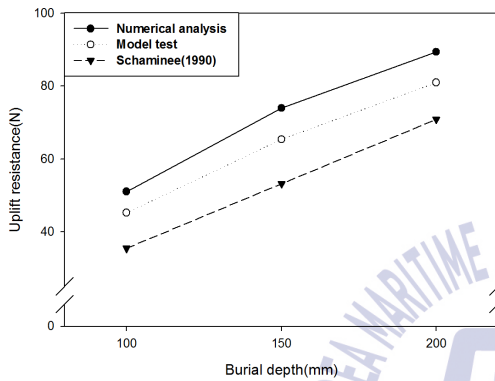


Fig. 86 Comparison result of along the burial depth ($w=80%$, $D=26\text{mm}$)

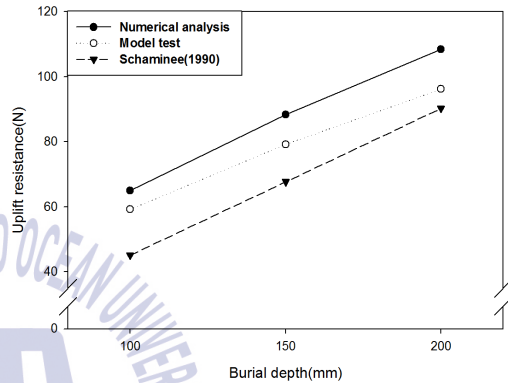


Fig. 87 Comparison result of along the burial depth ($w=80%$, $D=48\text{mm}$)

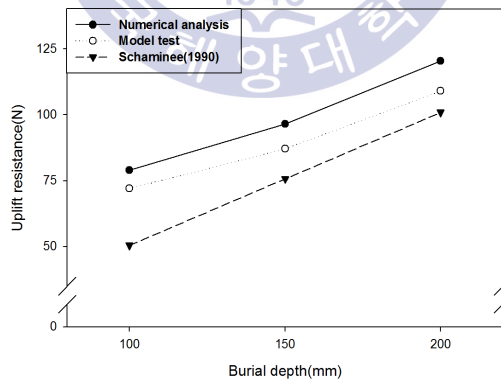


Fig. 88 Comparison result of along the burial depth ($w=80%$, $D=60\text{mm}$)

4.3.4 점토지반에서의 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력

Fig. 89 ~ 91은 점토지반에 묻힌 파이프라인의 파이프 직경에 따른 극한 인발저항력을 실내 모형실험, 수치해석 그리고 기존이론과 비교 결과를 보여준다. 이론식을 모형실험과 비교 시 25 ~ 40% 낮은 경향을 보였으며 수치해석과 비교 시 40 ~ 53% 낮은 경향을 보였다.

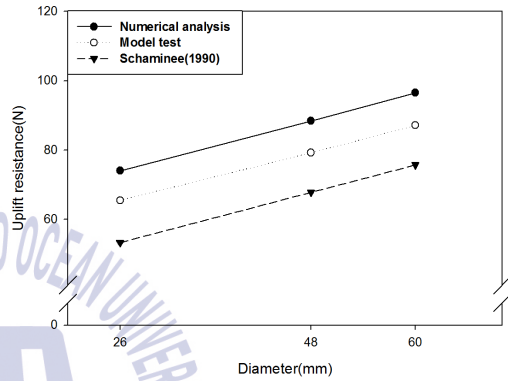
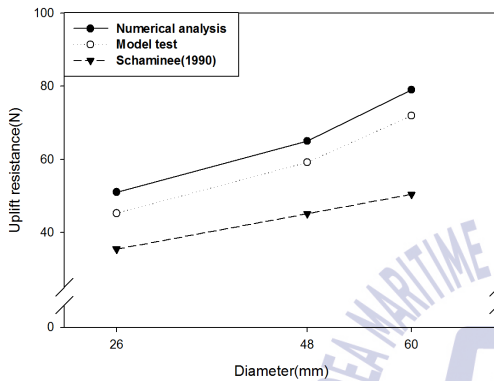


Fig. 89 Comparison result of along the diameter($w=80%$, $B=100\text{mm}$)

Fig. 90 Comparison result of along the diameter($w=80%$, $B=100\text{mm}$)

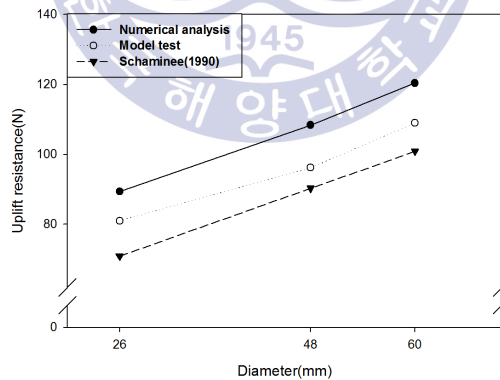


Fig. 91 Comparison result of along the diameter($w=80%$, $B=100\text{mm}$)

제 5장 결 론

본 논문은 사질토와 점토에 묻혀 있는 파이프라인이 인발거동 시 파이프 주변에 위치한 지반의 파괴될 때 즉, 극한 인발저항력을 측정하기 위하여 실내모형실험, 기존이론 그리고 수치해석을 통해 비교 검토하였다. 여러 가지 비교검토를 위하여 상대밀도, 함수비, 근입 깊이, 파이프의 직경 그리고 지반 보강 재료인 지오그리드를 각각 변수로 설정하여 연구를 진행하였다. 또한 파이프라인의 인발거동을 통해 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

실내모형실험에서 상대밀도가 39%와 73%에서의 극한 인발저항력은 묻힘 깊이가 깊어질수록 느슨한 모래(39%)와 조밀한 모래(73%) 모두 포괄적으로 최소 50%에서부터 최대 73%까지 증가하는 경향을 보였다. 이는 상대밀도가 높아질수록 흙의 내부 마찰각과 단위중량의 증가하고 그로 인해 지반의 강도가 증가하여, 파이프 주변의 마찰력과 파이프 전단파괴 범위 내에 위치한 지반의 무게 증가로 이와 같은 결과를 추측할 수 있다. 그리고 묻힘 깊이가 증가에 따른 극한 인발저항력은 수치해석이 실내모형실험보다 전체적으로 10% 높게 산출되었다.

느슨한 모래에서 파이프 직경이 커질수록 최소 35%에서부터 최대 70%까지 상승하였고 조밀한 모래에서는 최소 37%에서부터 최대 55%까지 상승하는 경향을 보였다. 이 결과는 실내모형실험의 결과이며 수치해석의 경우 10% 높게 산출되었다. 이렇게 직경에 따른 극한 인발저항력 상승 경향은 묻힘 깊이에서 결과와 비슷한 경향을 보였지만 전체적으로 낮은 극한 인발저항력을 보여주었다.

지오그리드 보강에 따른 극한 인발저항력의 경우 보강 층수가 높아질수록 극한 인발저항력 또한 상승하였다. 느슨한 모래에서 최소 15%에서부터 최대 28%까지 상승하였고, 조밀한 모래에서는 최소 11%에서부터 최대 15%까지 상승하였다. 그리고 파이프의 직경이 커질수록 지오그리드 보강에 따른 효과가 더 높은 경향을 보였다. 이는 직경이 커지면서 지오그리드와 접촉하는 면적이 넓어

지면서 주변 지반과의 마찰을 최소화 해주기에 이와 같은 결과를 추측할 수 있다.

본 논문에서는 Schaminee(1990)와 White et al.(2000)이 제안한 이론식을 적용하여 수치해석과 실내 모형실험 결과를 비교하였다. Schaminee(1990)의 경우 파이프가 수직상승 시 이동표면에 영향을 받는 흙의 전단력과 흙의 무게를 고려하여 식을 제안하였고, White et al.(2000)의 경우 파이프라인 인발거동 시 흙의 파괴영향 인자인 마찰각(ϕ)와 팽창각(ψ)은 흙의 단위중량에 영향이 있다고 가정하여 식을 제안하였다. 하지만 White et al.(2000)이 제안한 식에서 사용된 팽창각의 경우 원심분리기를 사용하여 파이프 직경별 팽창각을 산출하여야 한다. 하지만 원심분리기 사용에 많은 제약으로 인해 본 논문에서는 White et al.(2000)이 사용한 팽창각을 제안식에 대입하여 경향성 파악을 실시하였다.

문힘 깊이에 따른 Schaminee(1990)의 제안식과 수치해석 그리고 실내모형실험의 결과 비교 시 상대밀도 39%일 때 약 30% 차이가 있으며 상대밀도 73%의 경우 약 45% 차이를 보이지만 전체적으로 비례적인 관계를 보였다. 그리고 직경에 따른 극한 인발저항력 비교 시 상대밀도 39%, 73% 모두 문힘 깊이에 비슷한 경향을 보였지만 문힘 깊이 100mm에서 직경이 커질수록 급격한 차이를 보였다.

White et al.(2000)의 제안식과 수치해석 그리고 실내모형실험의 결과 비교 시 상대밀도 39%보다 73%에서 급격한 차이를 보였다. White et al.(2000)은 극한 인발저항력의 경우 흙의 정수 즉, 마찰각, 팽창각 그리고 단위중량에 큰 영향이 있다고 정의하였으며, 상대밀도가 높아지면 이러한 흙의 정수가 높아지므로 이러한 결과를 추측할 수 있다.

참고문헌

- [1] 권대현, 서영교, 2017. 연약 점토와 사질토에 묻힌 파이프라인의 극한 인발 저항력 산정. 한국해양공학회, 31(3), pp.227-232.
- [2] Armaghani, D. J., Faizi, K., Hajihassani, M., Mohamad, E. T., Nazir, R. 2015. Effects of soil reinforcement on uplift resistance of buried pipeline. Measurement, 64, 57-63
- [3] Babu, G.S., Singh, V.P., 2009. Simulation of soil nail structures using PLAXIS 2D. Plaxis Bulletin, Spring(25), 16-21.
- [4] Bae, W. S., Lee, B. G., Kwon, Y. C., Lee, J. D. 2008. Study on Pullout Behavior of Pipe Anchor. Journal of the Korean Geoenvironmental Society, 9(1), 5-10.
- [5] Bang, S.T., Kim, Y.J., Kim, J.M., Kim, J.G., 2003. The pullout behavior of pipe anchor in sandy soil, Proceedings of Korean Geoenvironmental Society Conference, 219-225.
- [6] Run Liu., Prasenjit Basu, Hao xiong., 2015. Laboratory tests and thermal buckling analysis for pipes buried in Bohai soft clay. Journal of marine structures(43)., 44-60.
- [7] Schaminee, P. E. L., Zorn, N. F., & Schotman, G. J. M. (1990, January). Soil response for pipeline upheaval buckling analyses: full-scale laboratory tests and modelling. In Offshore Technology Conference. Offshore Technology Conference.
- [8] Thorne, C. P., Wang, C. X., Carter, J. P. 2004. Uplift capacity of rapidly loaded strip anchors in uniform strength clay. Geotechnique, 54(8), 507-518.
- [11] White, D. J., Barefoot, A. J., & Bolton, M. D. (2000). Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand.
- [12] White, D. J., Cheuk, C. Y., & Bolton, M. D. (2008). The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand. Géotechnique, 58(10), 771-779.