

# 지오그리드와 말뚝으로 보강된 성토지반의 보강 및 아칭효과 연구

## Reinforcement and Arching Effect of Geogrid-reinforced and Pile-supported Embankments

오 영 인<sup>1</sup> Oh, Young-In

신 은 철<sup>2</sup> Shin, Eun-Chul

### Abstract

Geosynthetic-reinforced and pile-supported embankments have been increasingly used and researched around the world. The inclusion of one or multiple geosynthetic reinforcements over the pile is intended to enhance the efficiency of load transfer from soft ground to piles, to reduce total and differential settlement and increase global or local stability. In this paper, the reinforcement effectiveness and arching effect of the geogrid-reinforced and pile-supported embankments have been studied in terms of field model tests and numerical analysis with varying the space between piles and reinforcement. 2-dimensional numerical analysis has been conducted using the FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) program. And load transfer mechanisms between soil-piles-geogrid were investigated. The mechanisms of load transfer can be considered as a combination of embankment soil arching, tension geogrid, and stress concentration due to the stiffness difference between pile and soft ground. Based on the field model test and numerical analysis results, it was found that the geosynthetic reinforcement slightly interferes with soil arching, and helps reduce differential settlement of the soft ground. Also, at the  $D/b=3$  ( $D$ : spacing of pile cap,  $b$ : diameter of pile), the total settlement is reduced by about 40% compared to that without reinforcement. For  $D/b \geq 6$ , the effectiveness of geogrid reinforcement in reducing settlement is negligible.

### 요 지

토목섬유로 보강된 성토지말뚝공법은 기존 성토지말뚝공법의 말뚝간격처리 및 말뚝캡 면적문제를 개선하며 효과적으로 지지력을 보강하고 특히 전체침하 및 부등침하 감소시킬 수 있는 공법으로 최근 활용이 증가하고 있다. 본 연구에서는 지오그리드로 보강된 성토지말뚝공법의 보강 및 아칭효과에 대하여 연구하기 위하여 지오그리드 보강유무, 말뚝간격변화에 따른 현장모형실험과 2차원 수치해석을 수행하였다. 수치해석적 연구는 범용 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2-D를 사용하였으며, 지반-말뚝-지오그리드의 하중전달 메카니즘에 대하여 분석하였다. 지오그리드로 보강된 성토지말뚝의 하중전달은 성토체체 내의 아칭효과, 지오그리드의 인장, 말뚝으로의 응력전이 등의 과정이 복합적으로 발생한다. 현장모형실험 및 수치해석연구 결과에 따르면 지오그리드의 보강에 따라 아칭효과는 미소하게 감소하지만, 부등침하는 급격히 감소하는 것으로 나타났다. 또한,  $D/b=3$ ( $D$ : 말뚝캡 간격,  $b$ : 말뚝직경)일 때 무보강 지반에 비하여 40%의 침하가 감소하며,  $D/b=6$ 이상일 경우는 지오그리드에 의한 하중전이가 발생하지 않아 보강효과가 거의 없는 것으로 나타났다.

**Keywords** : Arching effect, Differential settlement, Geogrid-reinforced, Numerical analysis, Pile-supported embankment

<sup>1</sup> 정회원, 한국농촌공사 농어촌연구원 농공기술연구실 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Agricultural Eng. Div., Rural Research Institute, KRC, yioh2010@incheon.ac.kr)

<sup>2</sup> 정회원, 인천대학교 토목환경시스템공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil & Environmental System Eng., Univ. of Incheon, eeshin@incheon.ac.kr)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2006년 6월 30일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

# 1. 서론

연약지반 상에 축조되는 성토도로 및 제방의 지지력 보강과 침하를 저감시킬 목적으로 성토지지말뚝을 설치하는 공법은 국내외적으로 많은 연구와 현장적용이 이루어져 왔다. 기존의 성토지지말뚝은 말뚝 사이 성토체의 아칭 효과 발현을 통하여 전체 및 부등침하 방지를 유도하기 때문에 말뚝을 보다 좁은 간격으로 타입하거나 말뚝캡의 면적을 넓게 확대하여야 한다. 일반적으로 말뚝캡의 면적을 확대하는 방법은 콘크리트 슬라브를 줄기초형태로 설치하는 방법이 주로 적용되어진다. 말뚝기초에 철근 콘크리트 슬라브나 암거를 타설하는 방법은 말뚝 두부로부터 일정길이의 철근 노출이 필요하며, 잡석처리 후 그 위에 슬라브나 암거를 설치하여 모든 성토체의 하중을 슬라브가 받아서 말뚝으로 전이시킴으로 과잉침하 및 부등침하를 감소시킬 수 있다. 그러나 줄기초 형태의 콘크리트 슬라브는 슬라브의 비틀림이나 편칭으로 인한 파괴를 방지하기 위해서는 철근을 통한 보강이나 보다 두꺼운 두께의 슬라브가 필요하게 된다. 결과적으로, 이 공법은 매우 비경제적이어서 적용 범위가 극히 좁은 단점을 가지고 있다(Magnan, 1994; Hartlen and Wolski, 1996). 따라서 많은 현장기술자들과 연구자들은 일반적인 성토지지말뚝의 시공 및 경제적

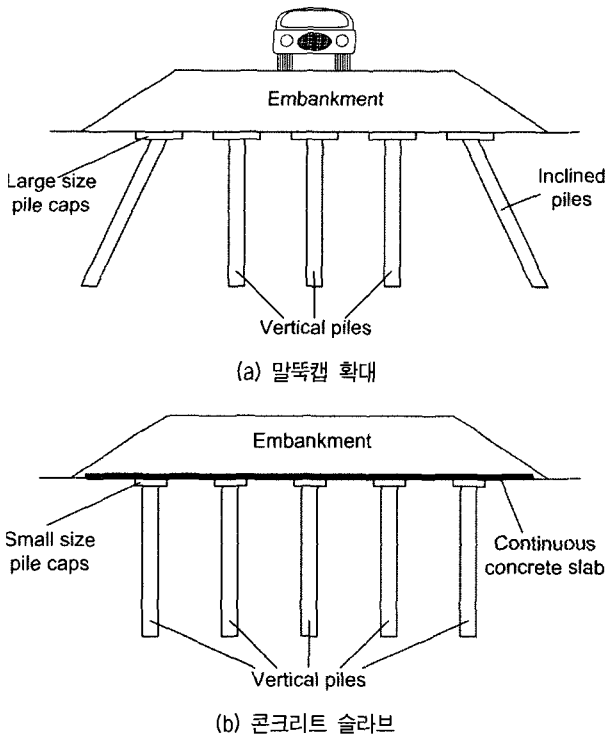


그림 1. 기존의 성토지지말뚝 공법

난점을 해소하기 위하여 토목섬유 보강재를 복합적으로 적용시키는 방법을 연구 및 분석하였으며, 토목섬유 보강재와 성토지지말뚝이 효과적인 복합체로 거동하고 지지력보강과 특히 부등침하방지에 상당한 효과가 있음을 발견하였다. 그림 1과 그림 2는 기존의 성토지지말뚝공법과 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝의 적용 예를 각각 나타낸 것이다.

그림 1(a)는 기존의 성토지지말뚝기초를 나타낸 것으로서, 말뚝 사이 성토체의 아칭효과에 의한 침하방지를 효과적으로 유도하기 위해서는 다수의 말뚝을 상대적으로 좁은 간격으로 타입 하여야한다. 또한, 보다 넓은 말뚝캡이 필요하며 연약지반의 측방유동을 방지하기 위해 양 모서리 쪽에 경사말뚝을 타입하기도 한다. 그림 1(b)에 나타낸 연속 콘크리트 슬라브로 보완한 성토지지말뚝공법으로 모든 성토체의 하중을 거의 슬라브가 받아서 말뚝으로 전이시킨다.

Rathmayer(1975)는 일반적인 성토지지말뚝의 하중 부담률에 대한 실험적 연구를 통하여 성토고에 따른 하중 부담율에 따른 설계기준을 제시하였다. 국내의 성토지지말뚝에 대한 연구는 홍원표 등(1999), 홍원표와 이광우(2002)는 실내모형시험과 현장실험을 통하여 성토지지말뚝의 아칭효과와 하중분담 효과에 대한 해석기법을 제시한 바 있다. 지오그리드로 보강된 지지말뚝에 대한 연구는 1980년대 초반부터 연구되어지기 시작하였으며, 그림 2(a)는 Reid 등(1984)에 의하여 보고된 교대

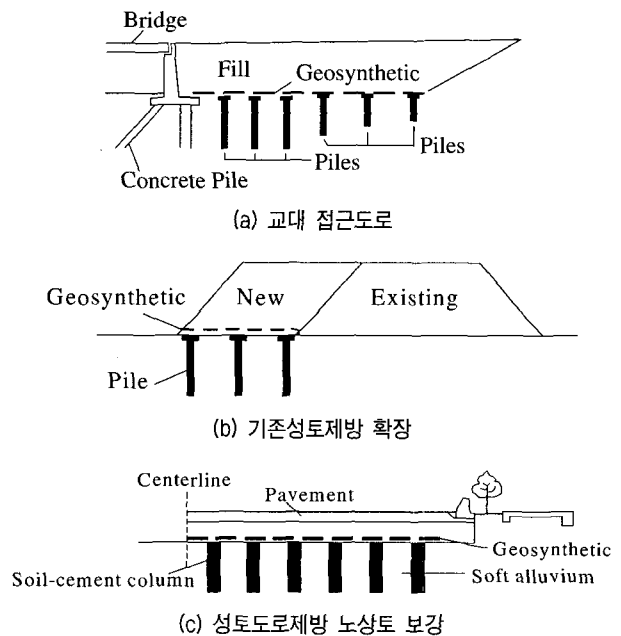


그림 2. 토목섬유로 보강된 지지말뚝시스템(Han and Gabr, 2002)

접근도로에 적용된 예를 나타낸 것이다. Tsukada 등 (1993)은 그림 2(c)에서 보는바와 같이, 성토도로 제방의 노상보강을 위하여 지오그리드로 보강된 성토지지말뚝공법 적용한 예에 대하여 연구보고 하였다. 또한, Russel and Pierpoint(1997), Han(1999), Collin(2003) 등은 다양한 형태의 실험적 연구를 통하여 단일층 또는 다층의 토목섬유 보강층이 말뚝상부에서 하중을 전달하는 보요소 거동을 하며, 토목섬유 보강재를 인장된 멤브레인 이론(tensioned membrane theory)을 통한 거동해석방법과 간략한 설계이론들을 제안하였다. 또한, Han and Gabr(2002)는 수치해석기법을 통하여 단일 말뚝간격에서 토목섬유 보강재 강성에 따른 보강효과에 대하여 보고하였다.

그림 3은 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝의 공법 개요도를 나타낸 것이다. 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝공법은 수평방향의 토목섬유보강재와 수직방향의 성토지지말뚝이 복합적인 하중전달매체(load transfer platform)로 거동하며 토목섬유 보강재는 말뚝과 말뚝을 연결하는 상대적으로 단단한 인장매체역할을 하여, 전체 성토도로 및 제방의 부등침하를 방지한다. 그러나, 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝공법은 토목섬유 보강재에 발생하는 유발인장력, 토목섬유 보강재 종류 및 말뚝간격에 따른 아칭효과 등 다양한 설계인자에 대한 연구가 미비한 실정이며, 간략한 보강재의 인장강도 검토 및 경험적 요소로 설계 및 시공되고 있다(Rogbeck 등, 1998,

Jenner 등, 1998, Maddison 등 1998).

본 논문에서는 다양한 토목섬유 중 보강용으로 가장 많이 사용되는 지오그리드로 보강된 성토지지말뚝에 대한 현장모형실험과 수치해석적 연구를 수행하였다. 현장모형실험은 그림 3(a)와 유사한 형태의 현장모형지반을 세가지 말뚝캡 간격으로 구분하여 조성한 후 성토하중을 재하 하였다. 현장모형실험의 계측 및 분석은 침하계, 토압계 등을 통하여 토목섬유보강 성토지지말뚝의 침하 및 응력거동을 분석하였으며, 지오그리드에 접착한 스트레인게이지 계측결과를 통하여 토목섬유 보강재의 인장거동을 계측하였다. 수치해석적 연구는 유한차분해석 프로그램인 FLAC 2-D를 이용하여 현장모형실험 조건을 모델링하여 해석을 수행하였다. 각각의 계측결과와 해석결과를 바탕으로 말뚝설치간격에 따른 보강효과와 말뚝과 말뚝사이에 발생하는 아칭효과에 대하여 분석하였다.

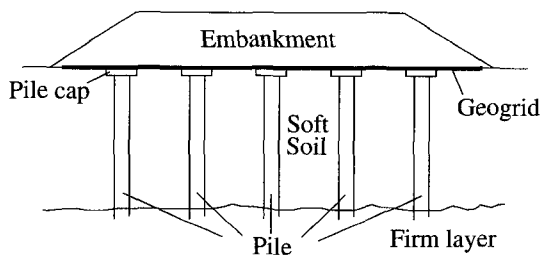
## 2. 하중전달 메커니즘

일반적인 성토지지말뚝의 경우, 부등침하발생으로 인하여 성토제체 내에 전단응력이 유발되어 말뚝으로 전달되는 응력은 증가하며, 연약지반으로 전달되는 응력은 감소하게 된다. 이러한 하중전달 메커니즘을 Terzaghi(1943)는 흙의 아칭효과라고 하였으며, Terzaghi(1936)와 McNulty(1965)는 다양한 실험결과를 바탕으로 성토제방하중이 말뚝 캡사이에서는 감소되는 양을 아칭효과로 정량화하여 다음 식 (1)과 같이 제안하였다.

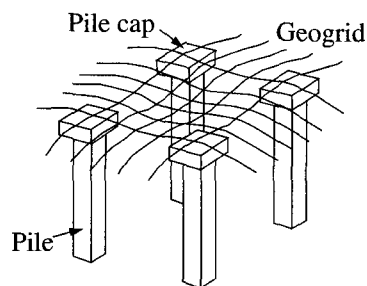
$$\rho = \frac{q_b}{q_0 + \gamma H} \quad (1)$$

여기서,  $q_b$ 는 말뚝캡 사이에 재하되는 상재하중이며,  $q_0$ 는 성토제방상부에 작용하는 상재하중,  $\gamma$ 는 성토제체의 단위중량,  $H$ 는 성토고를 나타낸다.

지오그리드로 보강된 성토지지말뚝의 하중전달 메커니즘은 그림 4와 같이 인장된 멤브레인 이론을 통하여 설명할 수 있다. 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝시스템의 상호관계는 기본적으로 말뚝캡 사이로 작용하는 하중  $q_s$ 가 상재하중  $\gamma H + q_0$ 보다 작아지는 흙의 아칭효과를 통하여 상재하중을 지지하며, 각각 재료의 강성차이로 인한 부등침하는 토목섬유 보강재의 횡방향 인장력을 통하여 감소된다. 본 논문에서는 McNulty에 의하여 제안된 식 (1)을 통하여 아칭효과를 분석하였으며,



(a) 지오그리드보강 성토지지말뚝 단면도



(b) 지오그리드 보강개념도

그림 3. 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝공법(Han and Gabr, 2002)

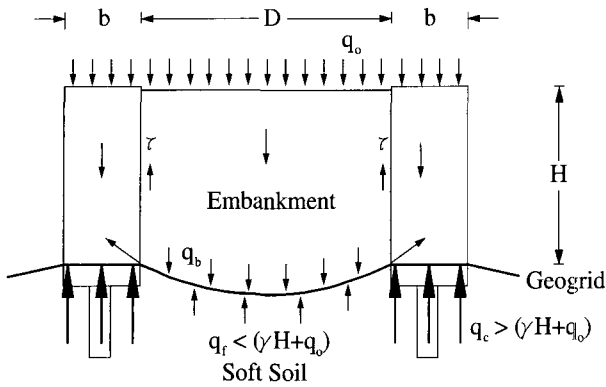


그림 4. 인장된 멤브레인 이론(Han and Gabr, 2002)

다음 식 (2)와 같이 전체 및 부등침하량 분석을 통하여 토목섬유 보강재의 보강효과를 정량화하였다.

$$E = 1 - \left[ \frac{S_{(PG)}}{S_{(UR)}} \right] \quad (2)$$

여기서,  $E$ 는 보강효과,  $S_{(PG)}$ 는 말뚝과 토목섬유보강 시 침하량,  $S_{(UR)}$ 은 무보강지반의 침하량을 나타낸다.

### 3. 현장모형실험

#### 3.1 현장모형실험 조건 및 지반조성

본 연구의 현장모형실험은 지오그리드와 성토지시말뚝으로 보강된 연약지반의 보강효과와 보강재료의 상호 거동 메커니즘을 규명하기 위하여 실시하였다. 말뚝 타입을 위한 연약지반은 인천지역 해성점토를 재성형하여 사용하였으며, 지반의 교란을 고려하여 전단강도 및 지반의 균질성이 회복될 수 있도록 자중압밀에 의한 3개월의 안정화기간 후에 말뚝타입, 지오그리드 포설 및 성토재하를 실시하였다. 3개월의 안정화를 통하여

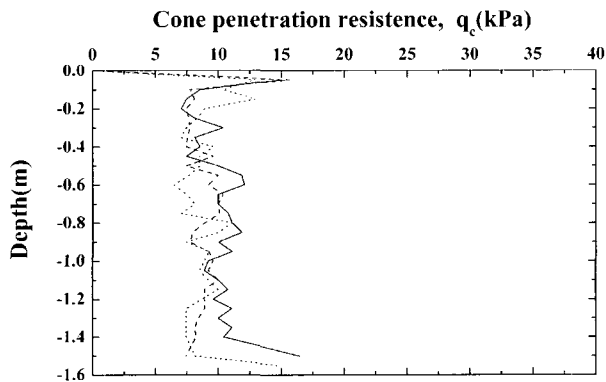


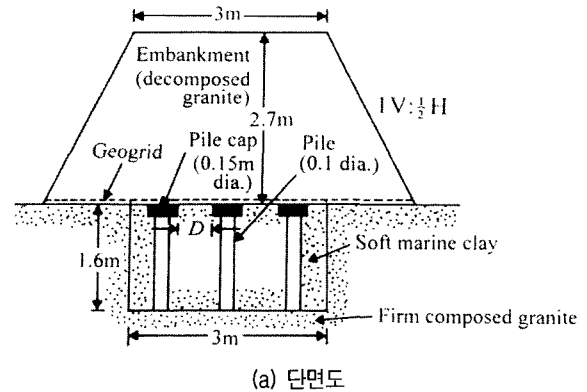
그림 5. 안정화 후 연약지반의 콘관입시험 결과

조성된 연약지반의 평균 함수비는 약 28%였으며, 휴대용 정적 콘관입시험 결과에 의한 평균 비배수 전단강도는 그림 5에서 보는 바와 같이 약 10.2kN/m<sup>2</sup>의 분포를 보였다.

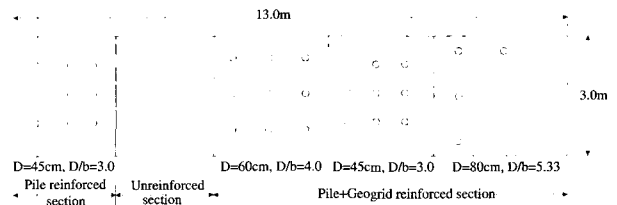
각 지반별 실험 조건은 표 1에 나타내었으며, 현장모형시험 지반의 단면도 그림 6, 현장시험장면은 그림 7에 나타낸 바와 같다. 첫 번째 지반은 연약지반에 말뚝만 말뚝캡 직경의 3배( $D/b=3.0$ )의 간격으로 타입 하였으며, 두 번째 지반은 아무런 보강도 하지 않고 연약지반만 포설하였다. 마지막 세번째 지반은 말뚝과 지오그리드로 보강한 지반으로서 각각 말뚝캡 직경의 3배, 4배, 5.33배( $D/b=3, 4, 5.33$ )의 간격으로 말뚝을 타입한 후에 지오그리드를 포설하였다. 각 지반의 현장 실험계획에 따라 말뚝을 타입하고, 지오그리드를 포설 후 3단계(0.7, 1.7, 2.7m)에 걸쳐 화강풍화토의 성토를 통한 수직하중을 재하하며, 연약지반의 침하량, 수직응력, 지오그리드 변형량 등을 측정하였다.

표 1. 현장실험 지반의 구성조건

실험지반번호	1	2	3	4	5
말뚝 보강 여부	○	·	○	○	○
말뚝 간격(m)	0.45	·	0.60	0.45	0.80
지오그리드 보강 여부	×	×	○	○	○



(a) 단면도

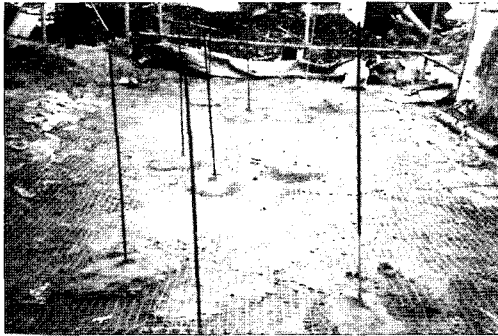


(b) 평면도

그림 6. 현장모형실험 개요도



(a) 성토지시말뚝 타입



(b) 지오그리트 포설 및 계측기설치



(c) 성토하중 재하

그림 7. 현장모형실험 과정

### 3.2 사용재료 및 현장계측

본 연구의 현장모형실험에 사용된 토사재료는 연약 지반조성에 사용된 해성점토와 성토재료로 사용된 화강풍화토가 있다. 또한 보강말뚝은 직경 10cm인 철근 콘크리트로 제작하여 사용하였으며, 지반보강용 지오그리트는 Tensar(BX1100)제품을 사용하였다. 해성점토는 인천시 용현동 아파트 신축공사현장에 채취한 시료로 200번체 통과량이 95%이상이며 초기간극비가 0.819로 나타났다.

또한 화강풍화토는 자연함수비가 13.5%, 비중이 2.72인 입도분포가 나쁜 실트질 모래(SP-SM)를 사용하였다. 토사재료 자체의 특성값은 표 2와 같으며, 각각 시료의

표 2. 연약지반 및 성토재료 특성

특성값	해성점토	화강풍화토
자연함수비, $w_n$ (%)	32%	13.5%
비중, $G_s$	2.68	2.72
균등계수, $C_u$	-	2.29
곡률계수, $C_c$	-	1.23
최대건조밀도, $\gamma_{dmax}$	17.6kN/m <sup>3</sup>	18.4kN/m <sup>3</sup>
최적함수비, $w_{opt}$	17.0%	12.5%
액성한계, LL	31.8%	-
소성한계, PL	24.4%	-
통일분류법	CL	SP-SM

표 3. 지오그리트의 특성(Tensar, 1989)

특성값	지오그리트
폴리머 재질	Polypropylene
지오그리트 종류	Biaxial
격자크기(mm)	25(MD), 33(CD)
리브두께(mm)	0.76
최대인장강도(kN/m)	250(MD), 400(CD)
2% 신장시 인장강도(kN/m)	4.1(MD), 6.6(CD)
5% 신장시 인장강도(kN/m)	8.5(MD), 13.4(CD)

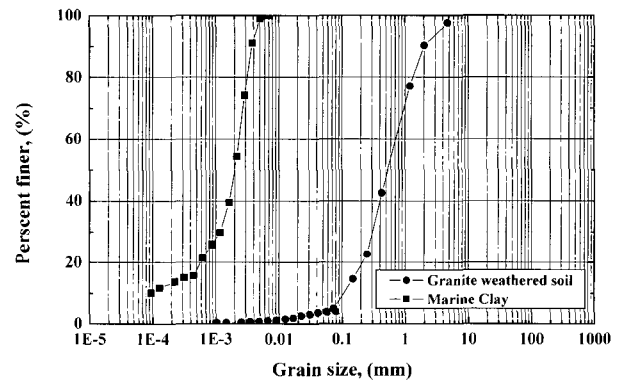


그림 8. 사용재료의 입도분포곡선

입도분포곡선은 그림 8에 나타난 바와 같다. 보강재료로 사용된 지오그리트는 최대인장강도가 250kN/m인 양방향 지오그리트로 공학적 특성은 표 3에 나타난 바와 같다.

각각의 보강조건과 성토높이에 따른 연약층과 성토층 사이의 응력분포, 침하량, 지오그리트의 변형률을 파악하기 위하여 침하판 및 토압계를 제작하였으며, 지오그리드에 스트레인 게이지를 부착하였다. 성토 높이에 따른 연약층의 침하량을 측정하기 위해 총 13개의 침하판을 최소 말뚝 간격을 고려하여 가로 10cm, 세로 10cm 크기로 제작하였다. 성토층과 연약층사이의 수직응력 분포를 파악하기 위하여 각 지반 별로 말뚝캡 상부와 말뚝과 말뚝사이에 토압계(설치심도 연약지반, 성토층 경계면)를 설치한 후 그 위에 지오그리트를 포설하였다.

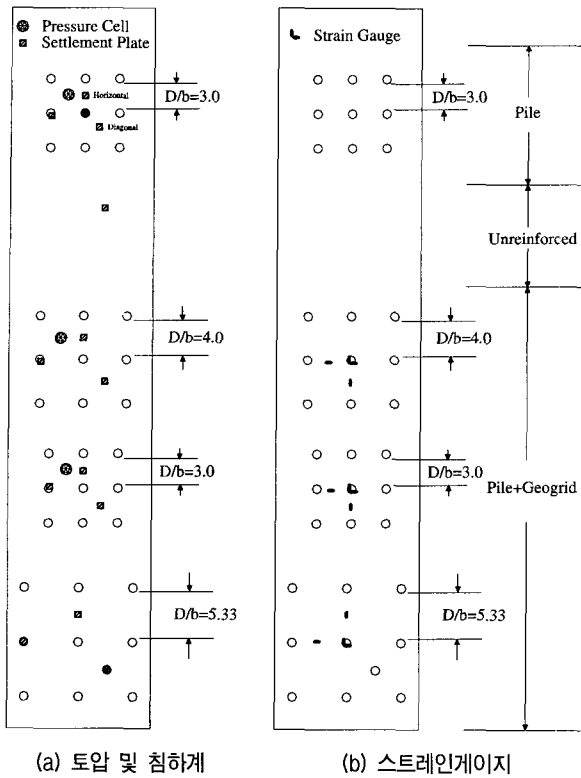


그림 9. 현장계측기 위치도

또한, 성토 높이에 따른 지오그리드의 변형률을 측정하기 위하여 소성변위까지 측정이 가능한 토목섬유용 소성 스트레인게이지(모델명 : YFLA-5)를 부착하였다. 그림 9는 현장계측기 설치 및 스트레인게이지의 위치도를 나타낸 것이다.

### 3.3 현장모형실험 결과 및 분석

그림 10과 그림 11은 지반조건 및 성토단계에 따른 침하량의 변화곡선을 나타낸 것이다. 무보강 지반인 해성점토 원지반의 침하량이 가장 크게 발생되었으며, 말뚝간격  $D/b=3$ 이며 지오그리드 보강지반의 침하량이 가장 작게 나타났다. 또한, 침하판의 설치위치(수평, 대각선)에 따른 침하량 변화는 성토단계별로 큰 차이를 보이지 않으며, 말뚝 타설간격 및 지오그리드 보강여부에 따라 상호 동일한 경향을 보이고 있다.

성토하중 재하에 따른 전체침하량(즉시+압밀침하)은 말뚝만 보강하였을 경우, 무보강 지반에 비하여 8% 감소하였으며, 말뚝과 지오그리드를 보강하였을 경우 무보강 지반에 비하여 말뚝 타설간격에 따라 8%~39%의 침하량 감소를 보였다. 그림 12는 말뚝타입간격에 따른 지오그리드 보강효과를 나타낸 것으로 말뚝

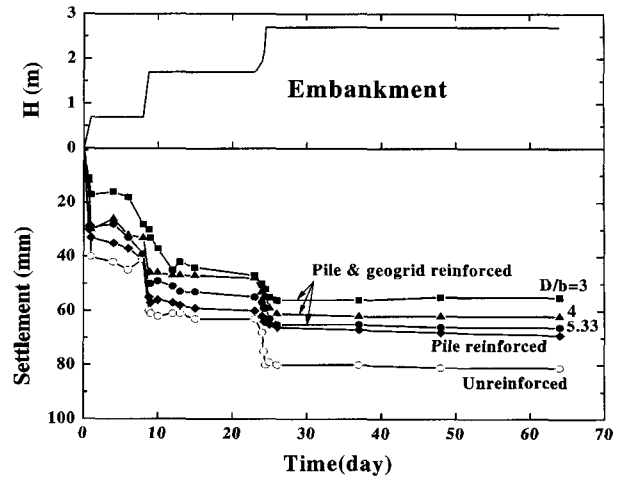


그림 10. 성토고에 따른 침하량(수평위치)

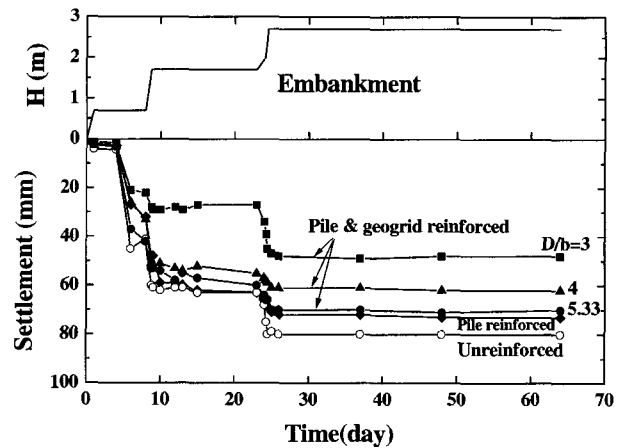


그림 11. 성토고에 따른 침하량(대각선위치)

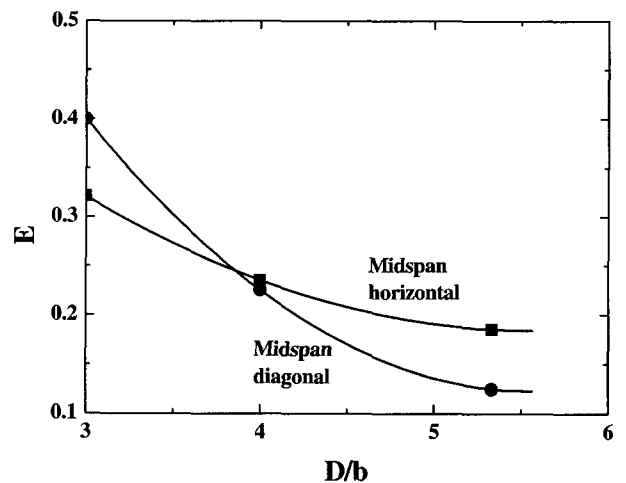


그림 12. 말뚝간격에 따른 보강효과

타설 간격이 증가함에 따라 지오그리드의 처짐 발생으로 보강효과가 감소하였다. 또한, 말뚝간격이 증가하여  $D/b \approx 6$  이상일 경우 말뚝만 보강한 지반의 침하량과 지오그리드로 보강한 지반의 침하량이 거의 비슷하

여 지오그리드 보강효과가 크지 않은 것으로 도출되었다. 즉 말뚝간격  $D/b=6$ 이하일 경우, 말뚝과 말뚝사이에 전달되는 하중이 지오그리드를 통하여 말뚝캡으로 전이되어 부등침하량이 현저히 감소되는 것으로 판단된다.

그림 13과 그림 14는 성토고 변화에 따른 말뚝캡 상단과 말뚝과 말뚝사이에서의 수직응력계측 결과를 나타낸 것이다. 말뚝캡 상단의 수직응력은 말뚝간격  $D/b=3$ 인 경우, 지오그리드로 보강한 지반이 보강하지 않은 지반에 비해 14~30%의 수직응력을 더 받는 것으로 나타났고 말뚝사이에서의 수직응력은 말뚝캡 상단에 비해 최대 50%가 감소하는 것으로 계측되었다. 이러한 결과는 일차적으로 말뚝에 의한 아칭이 발생되었기 때문이며, 둘째 지오그리드에 재하되는 성토하중이 하부 연약지반이 침하를 일으키고 지오그리드의 인장을 통하여 말뚝캡으로 전이된 결과이다. 따라서, 지오그리

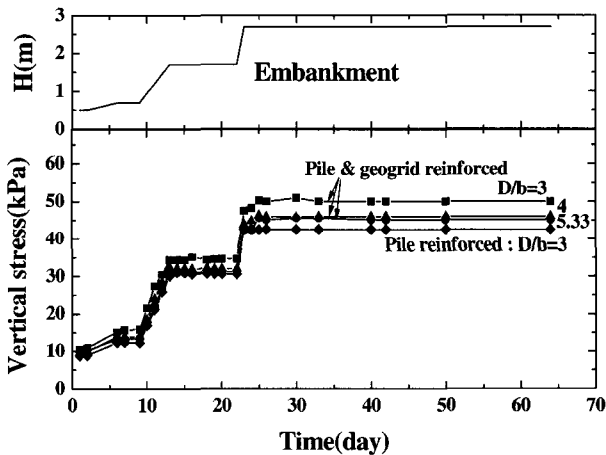


그림 13. 성토고에 따른 수직응력(말뚝캡 상단)

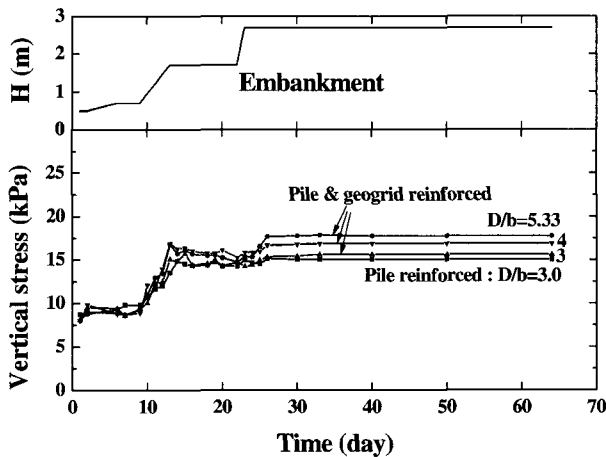


그림 14. 성토고에 따른 수직응력(말뚝사이)

드 보강에 따른 하중전이 효과가 가장 좋은  $D/b=3.0$ 인 경우가 말뚝캡 상단에서는 수직응력이 가장 크게 발생되는 것이다.

그림 15는 말뚝간격 및 성토고에 따른 아칭효과(식 (1), McNulty, 1965)를 분석한 결과로, 말뚝간격  $D/b$ 가 증가함에 따라 아칭효과도 감소하는 것으로 나타났으며, 말뚝만 보강한 지반의 아칭효과가 지오그리드 보강 지반에 비하여 크게 발생되었다. 이러한 현상은 지오그리드 보강에 따른 응력전이와 아칭영역 내에 지오그리드 보강에 따른 불연속면이 발생되어 아칭효과가 감소한 것으로 판단된다. 그러나, 침하감소 효과에 비하여 상대적으로 아칭효과 감소폭이 약 5% 내외로 미소하여 지오그리드로 보강된 성토지지말뚝의 아칭효과 발현에 큰 영향이 없는 것으로 판단된다.

그림 16과 그림 17은 성토고 변화에 따른 말뚝캡 상단과 말뚝 사이에서의 변형률계측결과를 나타낸 것이다. 계측결과에서 보는바와 같이, 말뚝캡 상부에서의 변형률이 말뚝 사이의 변형률 보다 크게 발생되었으며, 또한, 말뚝간격  $D/b$ 가 감소함에 따라 위치에 관계없이 변형률이 증가하는 것으로 나타났다. 변형률계측 결과는 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝의 하중전달 메커니즘을 잘 반영하고 있는 것으로, 상재하중 재하에 따라 말뚝사이의 지오그리드는 처짐이 발생되며, 처짐이 진행됨에 따라 상재하중은 말뚝캡으로 전달되어 말뚝캡 상부의 수직응력이 가장 크게 발생된다. 또한, 아칭효과 및 지오그리드 인장에 따른 변형률도 크게 발생하는 것이다.

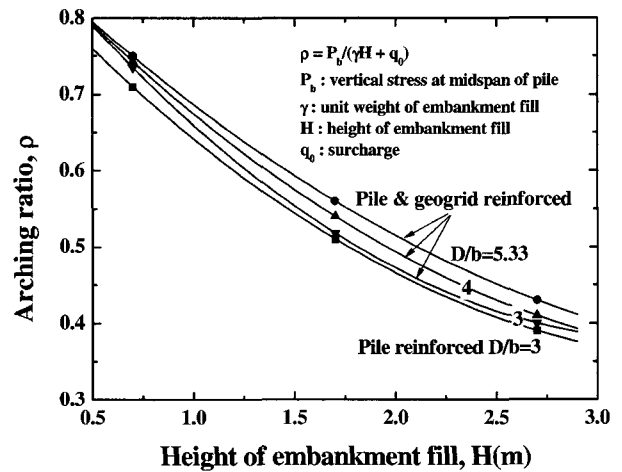


그림 15. 성토고에 따른 아칭효과

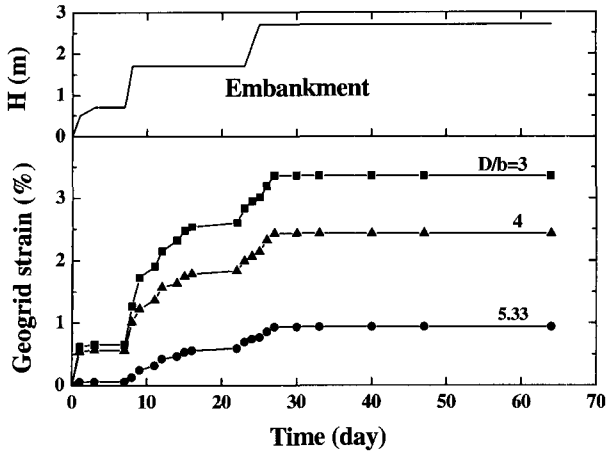


그림 16. 성토고에 따른 지오그리드의 스트레인(말뚝캡)

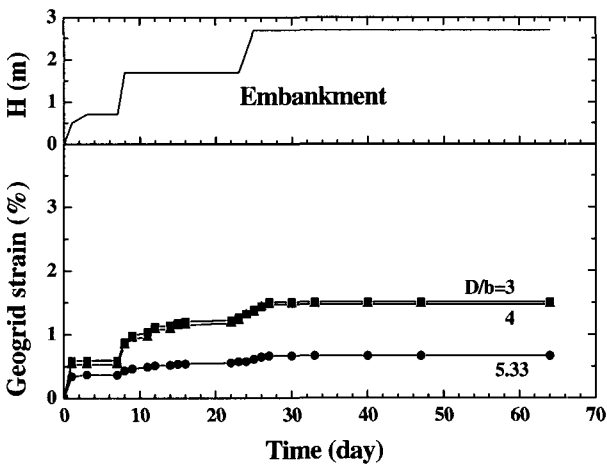


그림 17. 성토고에 따른 지오그리드의 스트레인(말뚝사이)

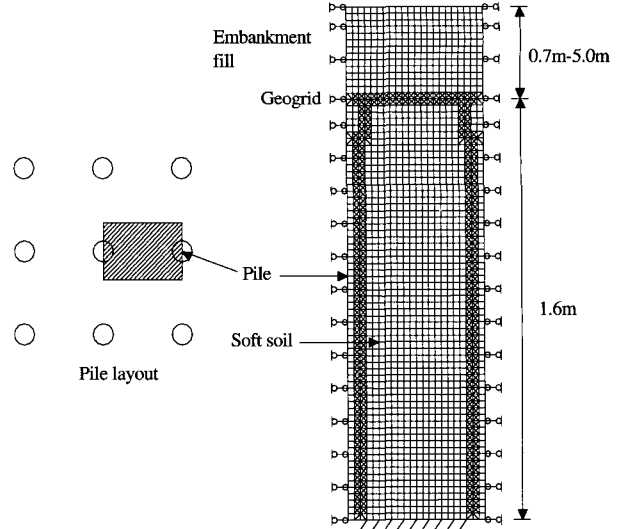


그림 18. 수치해석모델의 유한차분 요소망

표 4. 수치해석 입력변수

재료	입력변수
연약지반	$\gamma = 1.5 \text{tf/m}^3$ , $\phi' = 11$ , $R_f = 0.7$ , $m = 0.4$ , $c' = 10 \text{kPa}$ , $E = 1960 \text{kPa}$ , $\nu = 0.2$
성토제체	$\gamma = 1.8 \text{tf/m}^3$ , $\phi' = 35$ , $R_f = 0.7$ , $m = 0.2$ , $c' = 1.0 \text{kPa}$ , $E = 49 \text{MPa}$ , $\nu = 0.3$
말뚝 및 캡	$\gamma = 2.4 \text{tf/m}^3$ , $E = 24 \text{GPa}$ , $\nu = 0.18$
지오그리드	$J = 800 \text{kPa}$ , $\nu = 0.45$ , $a = 2.5 \text{e-}5 \text{m}^2$

케이블(cable)로 모델링하였다. Duncan and Chang의 구성방정식은 다음 식 (3)에 나타난 바와 같다.

$$E_t = \left[ 1 - \frac{R_f(1 - \sin\psi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos\psi + 2\sigma_3 \sin\psi} \right]^2 K p_a \left( \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (3)$$

여기서,  $E_t$ 는 초기 탄성계수,  $c$ 는 점착력,  $\psi$ 는 내부마찰각,  $R_f$ 는 응력계수,  $K$ ,  $m$ 은 실험계수,  $p_a$ 는 대기압,  $\sigma_1$ ,  $\sigma_3$ 는 주응력을 나타낸다. 표 4는 각각의 구성재료의 입력변수를 나타낸 것으로 토사재료는 실내 토질시험결과, 지오그리드는 인장강도시험 및 인발시험결과를 바탕으로 입력변수를 산정하였다.

지오그리드와 지반재료의 복합상호 작용특성(내구성, 크리프변형 등)은 구성모델의 부재 및 해석과정의 용이성을 위하여 고려하지 않았다. 또한, 경계면 요소영향은 일반적인 보강토옹벽 내에서의 인발마찰 거동과 달리 연약지반 보강 시 지반 및 보강재가 복합매체 형태로 처짐 및 변형이 발생되므로 경계면 요소로 모델링하지 않고 완전부착된 것으로 모델링하였다.

## 4. 수치해석

### 4.1 수치모델링

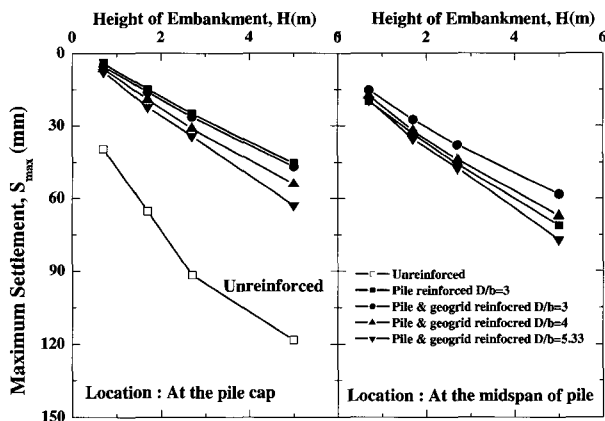
본 연구에서는 지오그리드로 보강된 성토지지말뚝의 수치해석적 연구를 위하여 FLAC 2-D 프로그램을 사용하였으며, 해석모델의 유한차분 요소망은 현장모형실험의 조건을 모델링하였으며, 말뚝간격 D/b에 따라 각각 수치모델링 단면을 구성하였으며, 성토제체의 성토고를 변화(0.7, 1.7, 2.7, 5.0m)시키며 각각의 단면에 대하여 배수조건 해석을 수행하였다(그림 18 참조). 수치해석 모델의 크게 연약지반, 성토제체, 말뚝, 지오그리드로 구분되며, 각각의 구성방정식은 연약지반과 성토제체는 하중점중에 의한 비선형 탄성해석에 용이한 쌍곡선 근사 비선형 탄성모델인 Duncan and Chang(1970)모델을 적용하였으며, 말뚝은 선형탄성모델, 지오그리드는 경계면에서의 점착강도(bond strength)를 고려할 수 있는



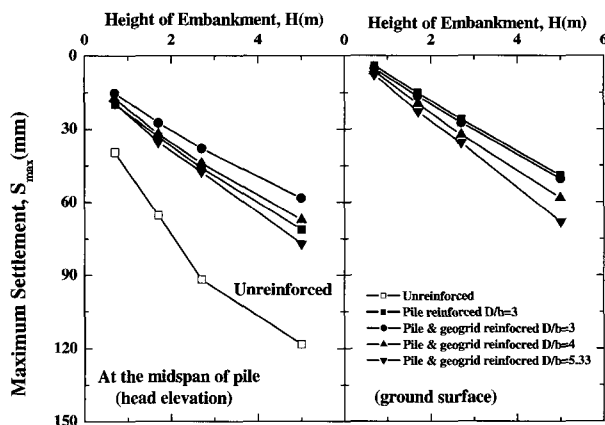
## 4.2 수치해석 결과 및 분석

본 연구의 수치해석은 지오그리드와 말뚝의 상호작용(보강효과 및 아칭효과)에 대한 수치해석기법 제시를 위한 기초적 과정으로 현장모형실험 및 수치해석 결과에 대한 경향분석 및 간접비교를 실시하였다. 수치해석 결과는 성토고와 말뚝간격  $D/b$ 의 변화에 따른 전체침하량, 부등침하량, 수직응력을 도출하였으며, 각각의 해석결과를 바탕으로 지오그리드 보강효과와 아칭효과에 대하여 분석하였다. 그림 19는 성토고 변화에 따른 수평 및 수직방향 위치에 따른 최대침하량 결과를 나타낸 것이다. 그림 19(a)에서 보는 바와 같이, 말뚝캡 위치에서의 최대침하량은 지오그리드에 의하여 말뚝캡으로 하중전달이 없는 말뚝만 보강한 경우가 가장 작게 발생하였다.

말뚝사이 중앙부에서의 침하량은 말뚝간격  $D/b=3$ 이고 지오그리드를 보강한 경우의 최대침하량이 가장 작게 발생되었으며,  $D/b=5.33$ 이고 지오그리드로 보강한



(a) 수평방향 위치에 따른 최대침하량 비교



(b) 수직방향 위치에 따른 최대침하량 비교

그림 19. 성토고에 따른 최대침하량

지반이 말뚝만 보강한 지반에 비하여 최대침하량이 크게 도출되었다. 또한, 성토제체 상부에서 발생하는 최대침하량의 경우, 말뚝만 보강한 지반이 가장 작게 나타났다. 이러한 결과는 말뚝만 보강된 지반에서 아칭효과가 가장 크게 효과적으로 발생되었기 때문인 것으로 사료되며, 상대적으로 지오그리드 보강지반은 보강재의 아칭효과 간섭으로 인하여 최대침하량이 크게 나타난 것으로 판단된다.

그림 20은 침하량 해석결과를 바탕으로 말뚝간격에 따른 지오그리드 보강효과를 나타낸 것으로 말뚝간격이 증가함에 따라 보강효과는 감소하며 말뚝간격  $D/b \approx 6.0$  이상일 경우, 현장모형실험 결과와 유사하게 거의 보강효과가 없는 것으로 나타났다.

그림 21과 그림 22는 성토고와 말뚝간격 변화에 따른 부등침하량(말뚝캡 위치와 말뚝사이의 침하량 차이) 분석결과를 나타낸 것이다. 그림 21에서 보는바와 같이, 성토고에 따른 부등침하량은 말뚝만 보강한 지반이 가장 크게 발생하였으며 지오그리드 보강에 따라 부등침하량이 감소하며, 말뚝간격  $D/b=3$ 이고 지오그리드로 보강한 경우가 아칭 및 지오그리드 보강효과로 인하여 부등침하량이 가장 작게 발생되었다.

그림 22는 말뚝간격에 따른 부등침하량 변화곡선을 나타낸 것으로, 말뚝간격  $D/b=3$ 인 경우의 부등침하량이 가장 작으며,  $D/b$ 가 증가함에 따라 부등침하량이 증가하는 것으로 도출되었다. 최대침하량분석에 의하면 말뚝만 보강한 지반의 아칭효과에 비하여 지오그리드의 보강효과가 크게 나타나지 않았으나, 부등침하량 분석 결과, 지오그리드 보강에 따라 부등침하량이 급격히 감

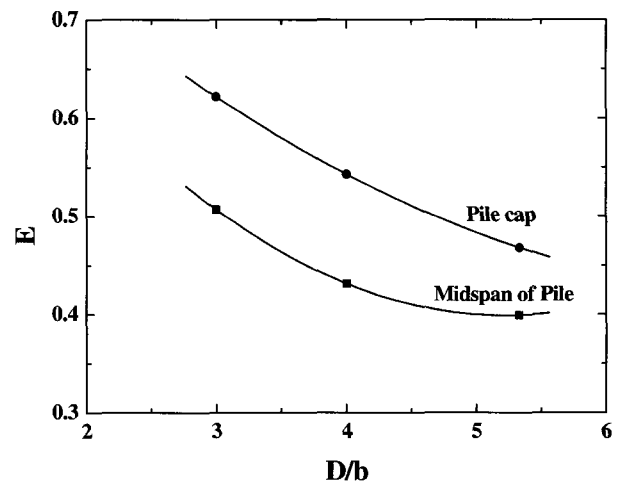


그림 20. 수치해석에 따른 보강효과 분석결과

소됨을 알 수 있다.

그림 21은 성토고 변화에 따른 말뚝사이의 침도별 침하량을 무보강 지반의 침하량에 대한 비로 나타낸 것으로 다음 식 (4)와 같다.

$$R_{VS} = \left( \frac{S_{(\max)}}{S_{(un)}} \right) \quad (4)$$

여기서,  $S_{(\max)}$ 는 최대침하량,  $S_{(un)}$ 은 무보강지반의 침하량을 나타낸다. 각각 심도 0.2m, 1.20m 지점에서의 침하비를 나타낸 것으로 말뚝간격 D/b가 감소할수록 침하 감소량이 크게 나타나는 것을 볼 수 있으며, 성토고 1.7m까지는 침하 감소량이 미세하게 감소하였다가 1.7m 이상 성토할 경우 침하 감소량이 다시 증가하는 것으로 도출되었다. 미소한 량이지만 지오품리드 보강지반 전체에 걸쳐 동일한 경향으로 도출되어, 상재하중이 재하됨에 따라, 지오품리드의 인장과정과 하중전이과정에

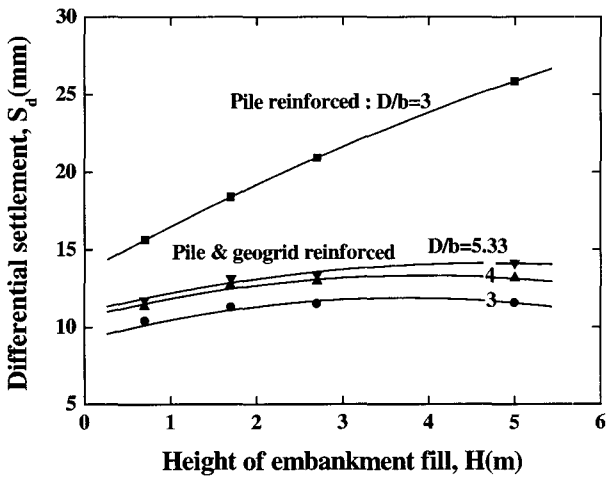


그림 21. 성토고에 따른 부등침하량

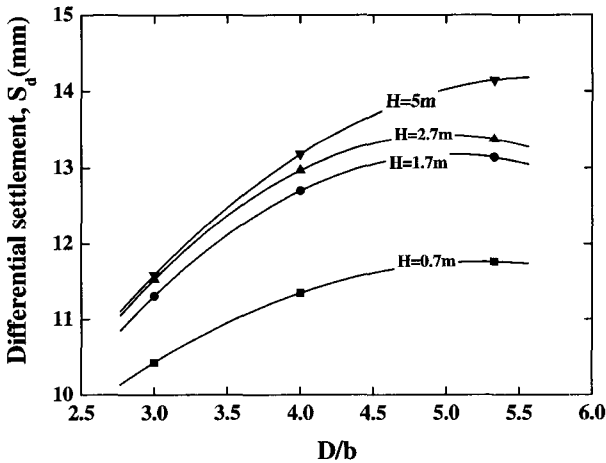


그림 22. 말뚝간격에 따른 부등침하량

의하여 발생하는 현상으로 사료된다.

그림 22와 그림 23은 수치해석에 결과에 따른 수직응력 분석결과를 나타낸 것이다. 그림 22는 성토고 변화에 따라 말뚝캡과 말뚝사이에서 발생하는 수직응력변화를 나타낸 것으로 말뚝캡 상단에서는 말뚝간격 D/b=3이고 지오품리드를 보강한 경우가 수직응력이 가장 크게 발생되었으며, 지오품리드에 의한 하중전이가 없는 말뚝만 보강한 경우가 가장 작게 발생되었다. 반면, 말뚝사이에서는 지반의 아칭효과로 인하여 말뚝만 보강한 경우가 수직응력이 가장 작게 발생되었으며, 지오품리드로 보강한 경우, 응력전이 효과가 가장 좋은 말뚝간격 D/b=3인 경우의 수직응력이 가장 작으며, 말뚝간격이 증가할수록 수직응력도 증가하는 것으로 도출되었다. 이러한 현상은 그림 23에 나타낸 아칭효과 분석결과를 통하여 설명할 수 있다. 다시 말하면, 성토고 증가에 따른 아칭효과는 말뚝으로만 보강된 경우, 아칭효과가 가장 크게 발생되어 말뚝사이에서의 수직응력이 작게 발생되며, 지오품리드로 보강한 경우는 지오품리드의 인

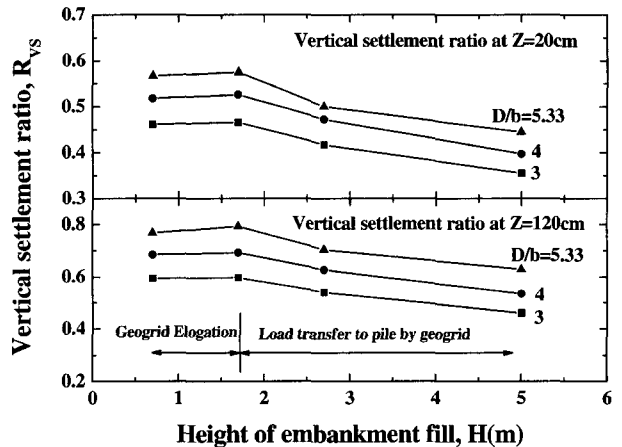


그림 23. 성토고에 따른 심도별 침하비

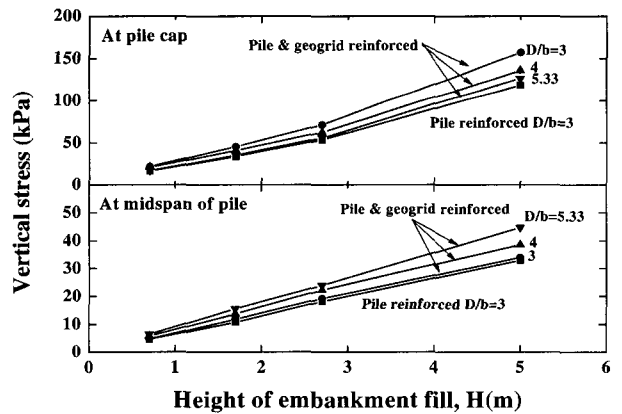


그림 24. 성토고에 따른 수직응력변화

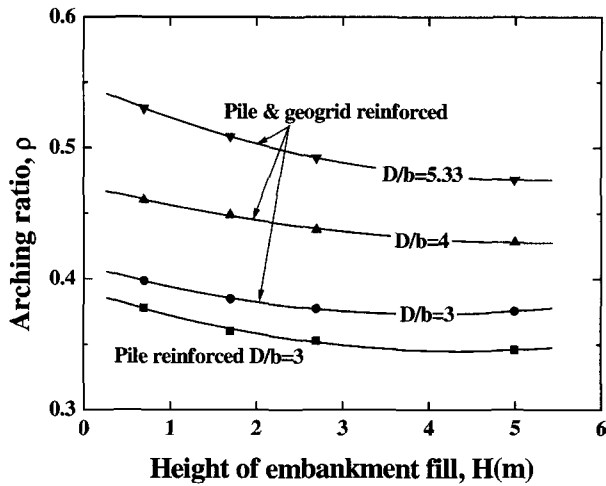


그림 25. 수치해석 결과에 따른 아칭효과

장 및 하중전이를 통하여 아칭효과가 감소한다. 또한, 현장모형실험 결과와 수치해석에 의한 아칭효과를 분석하면, 말뚝간격  $D/b$ 가 감소하고, 성토고가 증가할수록 아칭효과가 증가하는 경향은 동일하게 발생되었다.

## 5. 결론

본 연구에서는 토목섬유로 보강된 성토지지말뚝의 보강효과와 아칭효과에 대하여 분석하기 위하여 지오그리드로 보강된 성토지지말뚝에 대한 현장모형실험 및 기초적 수치해석 연구를 수행하였으며 전체 연구를 통하여 도출한 결론은 다음과 같다.

- (1) 현장모형실험 결과에 따른 보강효과는 말뚝타설 간격  $D/b$ 가 증가함에 따라 지오그리드 보강효과가 감소하였다. 또한, 말뚝간격  $D/b \approx 6$  이상일 경우 지오그리드의 하중전이가 발생하지 않아 보강효과가 거의 없다.
- (2) 지오그리드 보강에 따른 아칭효과는 말뚝타설 간격  $D/b$ 가 증가함에 따라 감소하며, 지오그리드를 통한 응력전이와 아칭영역 내에 불연속면이 발생되어 간섭이 발생된다.
- (3) 침하량 분석에 의하면 말뚝만 보강한 지반이 아칭효과가 우세하여 지오그리드의 보강효과가 크게 나타나지 않았으나, 부등침하량 분석결과, 지오그리드를 통한 하중전이현상이 발생되어 최대 약 46%의 부등침하 감소효과가 나타났다.
- (4) 지오그리드와 말뚝의 상호작용에 대한 수치해석기

법 분석을 위한 기초적 과정으로 수행한 수치해석 결과, 말뚝간격에 따른 지오그리드 보강효과 및 아칭효과는 상기 언급한 현장모형실험 결과와 동일한 경향으로 나타났다.

## 감사의 글

이 연구의 현장모형실험은 이상혁군이 인천대학교 대학원 석사학위 과정 중에 수행한 내용으로 이에 감사의 뜻을 포함합니다.

## 참고 문헌

1. 홍원표, 윤중만, 서문성 (1999), “말뚝으로 지지된 성토지반의 파괴형태”, *한국지반공학회 논문집*, 제 15권, 4호, pp.207-220.
2. 홍원표, 이광우 (2002), “성토지지말뚝의 연직하중 분담효과에 관한연구”, *한국지반공학회 논문집*, 제 18권, 4호, pp.285-294.
3. Collin, J. G. (2003), “*NHI Ground Improvement Manual- Technical Summary #10: Column Supported Embankments*”.
4. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), “Nonlinear analysis of stress and strain in soil”, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol.96(5), pp.1629-1652.
5. Han, J. (1999), Design and construction of embankments on geosynthetic reinforced platforms supported by piles, *Proceedings, 1999 ASCE/PaDOT Geotechnical Seminar*, Hershey.
6. Han, J. and Gabr, M. A. (2002), “Numerical analysis of geosynthetics-reinforced and pile supported earth platforms over soft soil”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128(1), pp.44-53.
7. Hartlen, J. and Wolski, W. (1996), “*Embankments on Organic Soils*”, Elsevier, pp.424.
8. Jenner, C.G., Austin, R.A., and Buckland, D. (1998), “Embankment Support Over Piles Using Geogrids”, *Sixth International Conference on Geosynthetics*, pp.763-766.
9. Maddison, J.D., Jones, D.B., Bell, A.L., and Jenner, C.G. (1998), “Design and performance of an embankment supported using low strength geogrids and vibro concrete column”, *Sixth International Conference on Geosynthetics*, pp.325-332.
10. Magnan, J. (1994), “Methods to reduce the settlement of embankments on soil clay : a review, Foundations and Embankments Deformations”, *ASCE, Geotechnical Special Publication*, No.40, pp.77-90.
11. McNulty, J. W. (1965), “*An Experimental Study of Arching in Sand*”, Rep. No. I-674, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps. of Engineer, Vicksburg. Miss., 170.
12. Rathmayer, H. (1975), “Pile embankment supported by single pile caps”, *Proceedings of Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Istanbul, pp.283-290.
13. Reid, W. M. and Buchanan, N. W. (1984), “*Bridge approach support piling*”, Piling and Ground Treatment, Thomas Telford Ltd., London, pp.267-274.
14. Rogbeck, Y., Gustavsson, S., Soedergren, I., and Lindquist, D.

- (1998), "Reinforced Piled Embankments in Sweden-Design Aspects", *1998 Sixth International Conference on Geosynthetics*, pp.755-762.
15. Russell, D., and Pierpoint, N. (1997), "An Assessment of Design Methods for Piled Embankment", *Ground Engineering, November*, 30(11), pp.39-44.
16. Tensar Corporation. (1989), "Design of Tensar Geogrid Reinforcement to Support Landfill Lining and Cover System", *Tensar Tech. Note*, TTN: WM3, 24.
17. Terzaghi, K. (1936), "Stress distribution in dry and saturated sand above a yielding trap door", *Proceedings of 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Harvard Univ., Cambridge, pp.337-311.
18. Terzaghi, K. (1943), "*Theoretical Soil Mechanics*", Wiley, New York, pp.62-75.
19. Tsukada, Y., Isoda, T., and Yamanouchi, T. (1993), "Geogrid subgrade reinforcement and deep foundation improvement", *Proceedings of Geosynthetics Case Histories, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Committee TC9*, Yono City, Japan, pp.158-159.

(접수일자 2005. 4. 15, 심사완료일 2005. 12. 28)