

성토지지말뚝구조에서 토목섬유 인장강성 증가에 따른 변위 억제 및 말뚝효율 증가량에 대한 수치해석적 분석

Numerical Analysis on the Effect of Increasing Stiffness of Geosynthetics on Soil Displacement and Pile Efficiency in Piled Embankment on Soft Soil

이 태 희¹ Lee, Taehee

이 수 형² Lee, Su-Hyung

이 일 화² Lee, Il-Wha

정 영 훈³ Jung, Young-Hoon

Abstract

A numerical analysis on the effect of increasing tensile stiffness of the geosynthetics on the soil displacement and pile efficiency was conducted. Parametric studies by changing the stiffness of soft soil, internal friction and dilatancy angles of the embankment material, and flexural stiffness of the composite layer including the geosynthetics were carried out. In general, increasing stiffness of the geosynthetics improves the pile efficiency, whereas the amount of its improvement depends on the condition of parameters. In case of the sufficiently low stiffness of the soft soil or high flexural stiffness of the composite layer including the geosynthetics, a noticeable increase in the pile efficiency can be observed. When the stiffness of the soft soil is very low, the increase in the stiffness of the geosynthetics can significantly reduce the vertical displacement in the piled embankment. When the flexural stiffness of the composite layer is sufficiently high, increasing stiffness of the geosynthetics can greatly improve the pile efficiency.

요 지

성토지지말뚝구조의 다양한 조건에서 토목섬유의 인장강성 변화가 성토체 및 토목섬유의 연직변위와 말뚝효율에 미치는 영향을 수치해석적으로 평가하였다. 매개변수 해석을 위해 연약지반의 강성, 성토체의 내부 마찰각과 팽창각, 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강성을 변화시켰다. 토목섬유의 인장강성이 증가하면 말뚝효율이 증가하지만 그 증가량은 해석 조건에 따라 다르다. 성토체의 내부 마찰각이 매우 낮거나 복합 재료층의 휨 강성이 매우 높으면 뚜렷한 말뚝효율 증가가 나타났다. 연약지반의 강성이 매우 낮은 경우에 토목섬유의 인장강성을 증가시키면 뚜렷하게 연직 변위가 감소하였다. 복합 재료층의 휨 강성이 높으면 토목섬유 인장강성을 증가시켜 말뚝효율이 크게 향상되었다.

Keywords : Piled embankment, Displacement, Pile efficiency, Geosynthetics

1 정회원, 경희대학교 사회기반시스템공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil Eng., Kyung Hee Univ.)

2 정회원, 한국철도기술연구원 책임연구원 (Member, Principal Researcher, Korea Railroad Research Institute)

3 정회원, 경희대학교 사회기반시스템공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil Eng., Kyung Hee Univ., Tel: +82-31-201-2574, Fax: +82-31-202-8854, jyounghoon@khu.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2015년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

Copyright © 2015 by the Korean Geotechnical Society

This is an Open-Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution Non-Commercial License (<http://creativecommons.org/licenses/by-nc/3.0>) which permits unrestricted non-commercial use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

1. 서론

성토지지말뚝공법[geosynthetics-reinforced pile-supported (GRPS) embankment]은 Fig. 1과 같이 말뚝의 강성, 성토체 내부의 아칭(arching), 그리고 토목섬유(geosynthetics)의 인장력을 이용하여 하중을 연약지반 하부의 지지층으로 전달시킴으로써 연약지반으로 직접 전달되는 하중을 최소화시키는 공법이다. 연약지반과 말뚝의 강성 차이는 성토체 내부의 아칭 구조를 유발시키고 이를 통해 상대적으로 큰 하중이 말뚝 두부로 전달된다. 성토체 내부의 아치(soil arch)는 말뚝 두부와 연약지반 경계면에서 시작하는 돔(dome) 형태로 이루어진다고 알려져 있으며, 형성된 아치(arch)의 상부에서는 하중이 말뚝 상부 방향으로 전달되고 아치 하부의 토체 무게는 연약지반 방향으로 전달된다고 가정한다. 토목섬유는 토목섬유 상하부에서 일정 두께로 다져진 조립재와 함께 하중 전이층(load transfer platform, LTP)을 형성한다. 연약지반 방향으로 전달되는 하중의 일부는 하중 전이층을 통해 다시 말뚝 상부로 전달될 수 있으므로, 연약지반으로 전달되는 하중을 저감시킬 수 있다. 하지만 불행히도 토목섬유와 하중 전이층에 대한 최근 약 10년간의 연구에서 그 효과에 대한 일관된 결론이 도출되지 못하고 있다.

국내 성토지지말뚝공법의 토목섬유 보강효과에 대한 연구사례를 살펴보면, Kim(2005), Park(2005), Seo(2006)는 소규모 실내실험과 유한요소해석을 통하여 말뚝 중심 간 간격과 말뚝 순 간격의 비에 따른 토목섬유의 보강효과를 분석하였고, 말뚝 순 간격이 클수록 토목섬유의 보강으로 인하여 말뚝으로 전달되는 연직 응력이 증가한다는 결과를 제시하였다. Lee(2009)는 3차원 유한요소해석을 통하여 토목섬유의 보강 효과를 분석하였고, 토목섬유의 강성이 증가할수록 말뚝으로 전달되는 연직 응력이 증가함을 보였다.

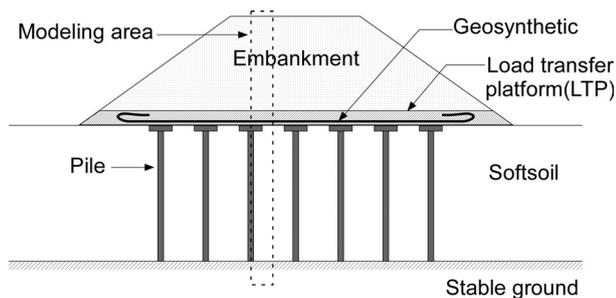


Fig. 1. Schematic illustration of piled embankment system

국외의 성토지지말뚝공법의 토목섬유 보강효과에 대한 연구사례를 살펴보면, Han et al.(2002)는 2차원 축대칭 조건으로 유한요소해석을 수행하여 토목섬유의 인장강성이 증가하면 말뚝으로 전달되는 연직응력이 증가하고 성토체의 연직변위는 감소한다는 결과를 제시하였다. 또한, Gangakhedkar(2004), Jennings et al.(2012), Lai et al.(2014)도 토목섬유의 인장강성 변화가 말뚝 상부로 전달되는 연직 응력과 성토체의 연직 변위에 모두 영향을 미친다는 연구결과를 발표하였다. 이에 반하여 Hello et al.(2009)는 3차원 개별요소해석을 이용하여 토목섬유의 강성 변화가 하중 배분에는 큰 영향을 미치지 않지만 연직 변위는 토목섬유의 강성에 따라 큰 폭으로 변하는 결과를 도출하였다. Van Eelenken et al.(2012)은 소규모 모형실험을 통하여 토목섬유의 강성 증가가 연직 변위 저감에는 영향을 미치나 말뚝 상부로 전달되는 하중의 크기에는 큰 변화가 없다고 제시하였다. 또한, Min et al.(2014)은 3차원 유한요소해석을 수행하여 토목섬유의 인장강성 변화가 성토체 상부의 연직변위에도 영향을 미치지 않을 수 있음을 보였다. 한편, Pham et al.(2004)는 토목섬유의 보강 효과는 일정한 크기가 아니며 말뚝과 연약지반의 강성 차이에 따라 변화한다고 발표하였으며, Chen et al.(2008)도 말뚝과 연약지반의 상대변위의 차이에 따라 토목섬유 보강효과의 유무가 결정된다고 제시하였다. 또한 Blank et al.(2013)은 토목섬유의 유무가 연직응력의 재분배에 영향을 미치지 않지만, 일단 토목섬유가 설치되면 토목섬유의 인장강성 변화는 연직 응력 재분배에 큰 영향을 미치지 않는다고 발표하였다.

앞서 언급한 기존 연구 결과를 종합해보면, 토목섬유의 인장강성이 증가할수록 토목섬유와 성토체 상부에서 발생하는 최대 연직변위가 감소한다는 점은 의견이 일치하고 있다. 하지만 말뚝효율과 관련하여 토목섬유의 강성이 증가할 때 말뚝이 받는 연직응력에는 큰 변화가 없다는 주장(Hello et al., 2009; Van Eelenken et al., 2012; Pham et al., 2004)과 증가한다는 주장(Han et al., 2002; Gangakhedkar, 2004; Kim, 2005; Park, 2005; Seo, 2006; Lee, 2009; Jennings et al., 2012; Lai et al., 2014)이 서로 상충되고 있다.

본 연구에서는 성토지지말뚝공법에서 토목섬유의 인장강성 변화가 성토체에서 발생하는 연직 변위와 말뚝 두부로 전달되는 하중의 크기에 어떠한 영향을 주는 지 수치해석적으로 분석하였다. 매개 변수로 연약지반의

강성, 성토재의 내부 마찰각과 팽창각, 그리고 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강성 등을 변화시켜 다양한 조건에서 나타나는 토목섬유의 보강 효과를 분석하고자 하였다.

2. 성토지시말뚝구조 내부에서 발생하는 힘 전달 특성

성토체의 자중과 성토체 상부에서 작용하는 차량하중 등을 포함한 성토지시말뚝구조에 작용하는 하중은 Fig. 2와 같이 하중 A, B, C의 3가지 하중 성분으로 나눌 수 있다(Van Eelenken et al., 2012). Fig. 2에서 하중 A(load part A)는 성토체 내부에서 발현된 지반 아치(soil arch)를 통해 말뚝 상부로 직접 전달되는 하중이다. 발현된 지반 아치의 하부선을 Fig. 2에서 점선으로 표시하였다. 하중 A는 점선을 표시된 지반 아치의 상부에서 작용하는 하중을 분담한다고 가정한다. 하중 B(load part B)는 지반 아치를 통해 말뚝으로 전달되지 못한 하중의 일부가 토목섬유와 토목섬유 주위에 존재하는 하중 전이층을 통하여 말뚝 두부로 다시 전달되는 하중의 크기이다. 하중 C(load part C)는 하중 A 또는 하중 B의 형태로 말뚝 두부에 전달되지 못하고 연약지반에 직접 전달되는 하중의 크기이다.

말뚝으로 전달되는 총 하중은 하중 A와 하중 B의 합이다. 만약 주변 재료의 물성이 일정한 상태에서 토목섬유의 인장강성이 증가하면 토목섬유가 분담할 수 있는 하중 B의 크기가 증가할 것이다. 이때 하중 B의 증가량만큼 하중 C는 감소할 것이고 말뚝으로 전달되는 총 하

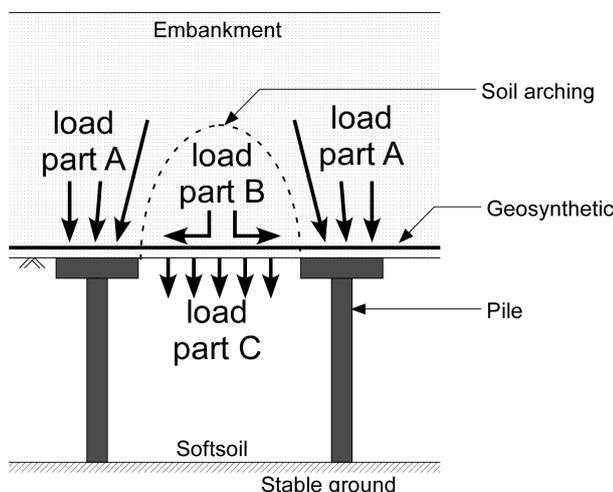


Fig. 2. Load distribution in piled embankment (modified after Van Eelenken et al., 2012)

중은 증가할 것이다. 이러한 관점에서 본다면 토목섬유의 인장강성 증가는 하중을 말뚝으로 보다 많이 전달시키기 위한 효과적인 방법이다.

이러한 하중의 재분배량 또는 하중의 말뚝 분담비는 토목섬유의 보강 효과를 판단하기 위한 중요한 잣대 중 하나이다. 하중의 말뚝 분담비를 표현하기 위해 다양한 식들이 제안되었다. McNulty(1965)는 응력 감소비(stress reduction ratio, SRR), Hewlett and Randolph(1988)는 말뚝효율(pile efficacy, E_p), Low et al.(1994)는 말뚝 응력비(column stress ratio, CSR), 그리고 Han et al.(2002)는 응력 집중비(stress concentration ratio, n)를 제안한 바 있다. 본 연구에서는 Hewlett and Randolph(1988)가 제안한 Eq. (1)의 말뚝효율을 사용하였다.

$$E_p = \frac{\sigma_{pile} \times A_{pile}}{\sigma_{av} \times A_{eq}} \quad (1)$$

여기서, A_{pile} 는 말뚝 두부의 실제 면적, σ_{pile} 은 말뚝 두부면에서 측정된 평균 연직 응력, A_{eq} 는 말뚝 1본이 부담해야 하는 등가 면적, σ_{av} 는 성토체의 단위중량에 성토체의 높이를 곱하여 구한 평균적인 연직응력이다. 따라서 말뚝효율은 말뚝 1본이 부담해야 하는 등가 면적에 작용하는 하중과 실제 말뚝 두부로 전달되는 하중의 비이다. 만약 말뚝 1본의 등가 면적에서 작용하는 모든 하중이 말뚝으로 전달되면 말뚝효율은 1이 된다. 또한 말뚝효율은 Fig. 2에서 말뚝으로 전달되는 하중(A+B)과 전체 하중(A+B+C)의 비로 이해할 수 있다.

토목섬유를 포함한 하중전이층을 통하여 말뚝으로 전달되는 하중 B는 하중 전달 과정에서 토목섬유를 인장시키고, 이때 발생하는 토목섬유의 인장력은 BS 8006 코드(BS, 2012)에 제안된 현수선 방법(catenary method)이나 Collin (2004)의 빔 방법(beam method)을 이용하여 추정할 수 있다. 현수선 방법은 일반적으로 하중 전이층 내부에 한 겹 또는 두 겹의 토목섬유를 설치할 경우에 사용하는데, 이 방법에서는 토목섬유 주변 재료의 강성이 배제되고 토목섬유의 인장강성만을 고려하여 하중 B를 산정한다. 빔 방법은 토목섬유를 세 겹 이상 설치할 경우에 주로 사용하며, 토목섬유와 주변 재료를 포괄한 일종의 복합 재료층을 가정하여 이를 계산에 사용한다. 따라서 빔 방법에서는 성토지시말뚝구조의 하중 전이층이 토목섬유 주변 재료층이므로 토목섬유와 함께 하중 전이층을 복합 재료층으로 간주할 수 있다.

3. 수치해석 방법

3.1 유한요소 해석조건

본 논문에서는 성토지지말뚝구조를 해석하기 위해 상용 유한요소 해석 프로그램인 ABAQUS(2005)를 사용하였다. Fig. 1에서 점선으로 표시한 바와 같이 연직 하중 성분에 의해 형성되는 성토체 내 아치구조와 아치 구조를 통해 각 재료로 전달되는 하중을 계산하기 위해 성토체의 사면부를 모델링 영역에서 배제하였고 중앙부에 위치한 말뚝 1본의 중심축을 기준으로 평면 대칭적인 2차원 해석 영역을 Fig. 3과 같이 설정하였다. Fig. 3의 해석 영역에서 성토체는 높이 5m의 고속철도용 성토노반으로 가정하였다. 연약지반의 두께는 13.5m로 가정하였다. 연약지반에 관입된 말뚝의 길이는 13.5m, 상단 두부 폭은 1.2m이며 말뚝의 중심 간 간격은 3m로 가정하였다. 말뚝 두부면 위에서 15cm 두께로 성토체와 유사한 조립토 재료가 포설되었고, 이 위에 토목섬유가 설치되었다고 가정하였다. 연약지반과 말뚝의 측면 경계 조건을 단순화시키기 위해 말뚝의 단면적이 말뚝 두부면적과 같다고 가정하였다. Fig. 4는 해석에 사용한 유한요소망을 보여준다. 2차원 평면 변형률 조건의 4절점 사각형 연속체 요소를 사용하여 성토체, 연약지반과 말뚝을 모델링하였다. 전체 해석 영역의 측면 경계에서는 수평 방향 변위만을 구속하였다. 연약지반의 하부는

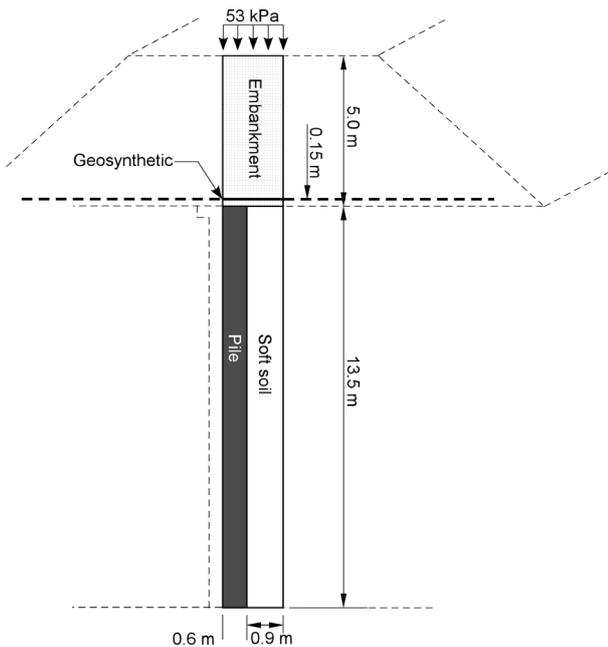


Fig. 3. Cross-sectional profile for finite element modeling

충분히 단단하고 높은 거칠기의 접촉면을 가진 지층이 존재한다고 가정하여 전체 해석 영역의 하부 경계면에서 수평 및 연직 방향 변위를 모두 구속하였다.

일반적인 성토지지말뚝공법에서 말뚝은 일정한 간격을 가진 사각형 혹은 삼각형 배열 형태로 배치되며, 따라서 성토체 내부에서 예상되는 아칭구조는 3차원의 입체적인 돔 형태이다. 본 논문에서 가정한 2차원 평면 변형률 조건에서 발생하는 아칭 구조는 이러한 3차원의 아칭 구조와는 차이가 있다. 또한 3차원 조건에서 말뚝 두부의 형태에 따라 토목섬유 평면에 발생하는 복잡한 인장력 분포를 2차원 조건으로 적절히 나타내기 어렵다. 최근 이러한 2차원과 3차원 모델에 따른 해석 결과의 정량적인 차이에 대하여 일부 연구자들의 해석적 연구가 진행 중에 있다. 예를 들어, Plaut and Filz(2010)는 2차원과 3차원 모델에서 서로 다르게 발생하는 토목섬유의 거동과 응력 감소비를 분석하였고, Lee et al.(2014)은 2차원과 3차원 조건에서 서로 다르게 발생하는 말뚝 응력비를 비교한 바 있다. 또한 Lee et al.(2015)는 3차원 조건에서 말뚝의 두부형상과 연약지반 강성에 따라 토

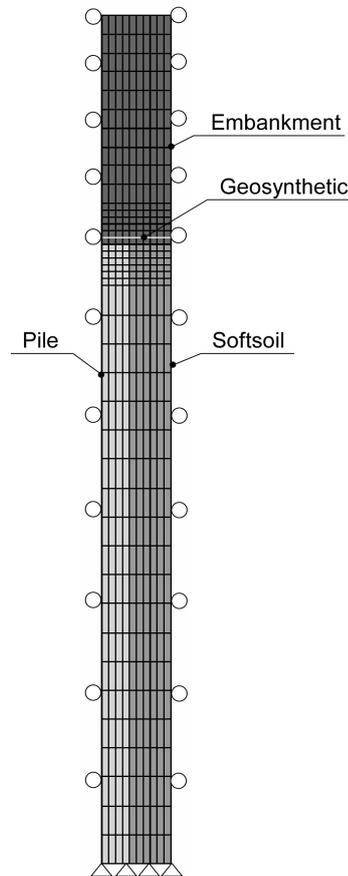


Fig. 4. Finite element mesh for simulations

토목섬유의 인장력 분포가 상당한 차이를 가질 수 있다는 결과를 제시하였다. 현실에 가까운 해석을 위해서는 비교적 많은 해석 시간이 소요되는 3차원 모델을 이용하는 것이 보다 타당하지만, 말뚝 두부 형상 등의 3차원 조건으로 인해 발생하는 추가의 매개 변수 조건을 배제하고 본 연구의 주안점인 토목섬유의 인장강성이 말뚝 효율 및 변위에 미치는 영향을 보다 명확하게 파악하기 위해 2차원 평면 변형률 모델을 본 연구에서는 사용하였다.

실제 토목섬유는 상대적으로 매우 낮은 휨강성을 가지므로 축력만 받는 부재에 해당하는 요소를 사용하여 모델링하는 것이 유리하지만, 본 연구에서는 특정 조건에서 토목섬유와 토목섬유 근처의 조립토 골재가 서로 얽혀 일정한 크기의 휨강성을 가질 수 있는 일종의 복합 재료층이 형성될 수 있다고 가정하였다. 성토지지말뚝 공법에서 실제 사용되는 토목섬유의 두께 2.5mm에 해당하는 단면을 가진 빔 요소(beam element)를 사용하여 토목섬유를 모델링하였고, 일정 크기 이상의 휨강성이 예상될 경우 단면적이 유지된 상태에서 단면 형상을 변화시켜 토목섬유 요소가 다양한 휨강성을 가질 수 있도록 하였다.

성토지지말뚝공법에서는 토목섬유, 성토재와 말뚝 등 다양한 재료 및 구조체가 다양한 접촉면을 이룬다. 토목섬유의 경우 상부면과 하부면에서 조립토 재료와 접촉면을 이룬다. Fig. 3과 4를 살펴보면 토목섬유가 포설된 영역을 말뚝과 연약 지반 영역으로 각각 구분할 수 있다. 말뚝 상부 영역에서는 지반아치가 형성되는 과정에서 토목섬유 근처에 수직 응력이 집중되어 높은 마찰저항을 가지며 이로 인해 무시할 수 있을 정도의 매우 작은 접촉면 변위가 발생한다고 가정하여 tie constraint를 이용하여 재료 경계면을 해석적으로 부착시켰다. 연

약지반 영역에서는 지반아치가 형성되는 과정에서 말뚝 상부 영역보다 상당히 작은 크기의 연직 응력이 전달되며, 따라서 낮은 마찰저항으로 인해 상대적으로 큰 접촉면 변위가 발생할 수 있다. 이를 고려하기 위해 토목섬유 하부 접촉면과 조립토 재료 간의 경계면에서는 마찰이 없으며 접촉면 간의 중첩을 허용하지 않는 접촉 모델(hard contact model)을 적용하였다. 하지만 연약지반 영역에 위치한 토목섬유의 상부면에서는 토목섬유와 조립토 재료 간의 접촉 상태가 토목섬유 하부 접촉면의 상태보다 양호할 것이며, 따라서 상대적으로 작은 상대변위가 발생될 것으로 예상되어 경계면을 해석적으로 부착시켰다. 연약지반의 침하로 인해 말뚝 주면부로 전달되는 마찰의 효과를 최소화시키기 위해 마찰이 없는 hard contact model을 이용하여 연약지반과 말뚝 주면부의 경계면을 모델링하였다.

해석에 사용한 각 재료의 기준 입력 물성치를 Table 1에 정리하였다. 성토체의 물성치는 Jung et al.(2011)의 선행 연구 결과를 참고하여 결정하였다. 연약지반에 관입되는 성토지지말뚝은 PHC 말뚝(Pretensioned spun high strength concrete pile)으로 가정하여 재료 물성치를 결

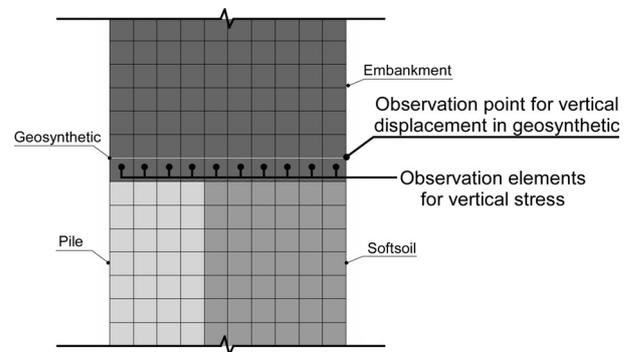


Fig. 5. Location of nodes and elements to observe numerical results

Table 1. Reference values of material properties

Properties	Geosynthetics	Soft soil	Pile	Embankment
Unit weight (kN/m ³)	-	17	27	20
Stiffness ¹⁾	J = 1,000 kN/m	E = 10 MPa	E = 35 GPa	E = 60 MPa
Poisson's ratio	0.3	0.3	0.2	0.2
Cohesion (kN/m ²)	-	-	-	1
Internal friction angle (°)	-	-	-	35
Dilatancy Angle (°)	-	-	-	10
Constitutive model	Linear elastic model	Linear elastic model	Linear elastic model	Linear elastic and Mohr-Coulomb plastic model

1) J = tensile stiffness of geosynthetic, E = Young's modulus

정하였다. 연약지반은 부산 점토와 유사한 재료적 성질을 가진다고 가정하여 Chung et al.(2006)의 관련 연구 결과를 참고하여 탄성계수와 포아송비를 결정하였다.

해석 단계는 성토체에 중력을 가하여 지중 응력 상태를 구현하는 첫 번째 단계와 17kPa의 궤도 자중과 36kPa의 열차 하중이 합산된 53kPa의 연직 하중을 성토체 상부면에 등분포 하중으로 가하는 두 번째 단계로 이루어졌다. 해석이 끝난 후 말뚝과 연약지반으로 전달되는 하중을 계산하기 위하여 Fig. 5에 표시한 토목섬유 하부와 말뚝 두부 사이에 위치한 10개의 연속체 요소에서 연직 응력을 측정하였다. 토목섬유의 최대 연직변위는 Fig. 5에 표시한 절점에서 관찰하였다.

3.2 매개변수 해석 조건

매개변수 해석을 위한 물성치 변화 조건을 Table 2에 정리하였다. 토목섬유에 적용한 인장강성(J)의 초기 재료 상수는 500kN/m이며, 인장강성의 간격을 초기값에서부터 2배씩 증가시켜 16,000kN/m까지 총 6회의 물성 변화를 주었다. 연약지반의 영탄성계수는 연약지반의 지지가 없다고 가정하는 1kPa에서부터 10배씩 증가시키며 10,000kPa까지 해석을 진행하였다. 100,000kPa의 영탄성계수는 비현실적인 연약지반의 강성이지만, 연약지반의 강성과 토목섬유의 보강 효과 간의 상관관계 패턴을 수치해석적 방법을 통하여 평가하기 위하여 적용하였다. 성토체는 철도설계기준(2011)에서 쌓기 재료의 강도정수 기준값으로 제시되어 있는 내부 마찰각을

참고하여 범위를 결정하였다. 쌓기로 사용이 가능한 재료의 내부 마찰각 범위는 25°에서 40°이며, 본 해석에서는 범위를 확장하여 20°에서 50°까지 7.5° 간격으로 총 5회의 물성 변화를 주어 해석을 진행하였다.

토목섬유는 재료의 특성 상 휨 강성을 무시하는 것이 일반적이다. 하지만 토목섬유 근처에 포설된 골재와의 상호 작용으로 인해 토목섬유와 골재가 일종의 복합 재료층을 이룬다면 일종의 휨 강성을 기대할 수 있을 것이다. 본 연구에서는 이러한 하중 전이층에서의 발생 가능한 휨 강성을 매개변수로 설정하였고 그 변화에 따른 영향을 검토하였다. 복합 재료층의 휨 강성을 변화시키기 위해 빔 요소의 단면을 조정하였다.

휨 강성을 변화시키기 위해 단면의 크기를 변화시키면 인장강성도 동시에 변하기 때문에 적절한 매개변수 해석을 위해서는 단면적이 일정한 상태에서 휨 강성의 변화만을 고려하는 것이 필요하다. 따라서 본 연구에서는 Fig. 6과 같이 빔 요소의 단면을 조정하였다. Fig. 6(a)는 2차원 평면 변형률 조건의 해석 모델에서 실제 토목섬유가 1점으로 설치되었을 경우의 단면을 보여준다. 여기서 b_1 은 평면 변형률 조건에서의 단위 깊이이며, 두께 h_1 은 실제 사용되는 토목섬유의 두께인 2.5mm로 설정하였다. 동일한 단면적을 유지하면서 토목섬유의 휨 강성을 변화시키기 위해 Fig. 6(b)와 같이 폭(b_2)과 높이(h_2)을 변화시켜 직사각형 공동을 가지고 일정한 단면적을 가진 가상의 빔 단면 조건을 설정하였다. Table 3에서는 매개변수 해석을 위해 사용한 단면 변화 치수와의 다른 단면 이차모멘트의 값을 정리하였다.

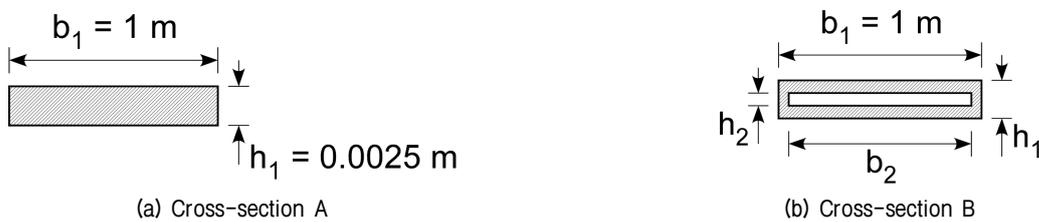


Fig. 6. Different cross-sections of geosynthetics to apply different bending stiffnesses

Table 2. Range of the values used in parametric study

Components	Varying parameter	Range of value (Reference value is marked by *)
Geosynthetics	Tensile stiffness, J (kN/m)	500, 1000*, 2000, 4000, 8000, 16000
Soft soil	Young's modulus, E (kPa)	1, 10, 100, 1000, 10000*, 100000
Embankment	Internal friction angle, ϕ (°)	20, 27.5, 35*, 42.5, 50
	Dilatancy angle, ψ (°)	5, 10*, 20, 30

Table 3. Sectional properties of geosynthetics

Case	Sectional Area (m ²)	Bending stiffness, I (m ⁴)	b ₁ (m)	b ₂ (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)
1	0.0025	1.302 × 10 ⁻⁹	1	0	0.0025	0
2		1.468 × 10 ⁻⁶		0.999	0.05	0.0475
3		1.349 × 10 ⁻⁴		0.999	0.5	0.4980

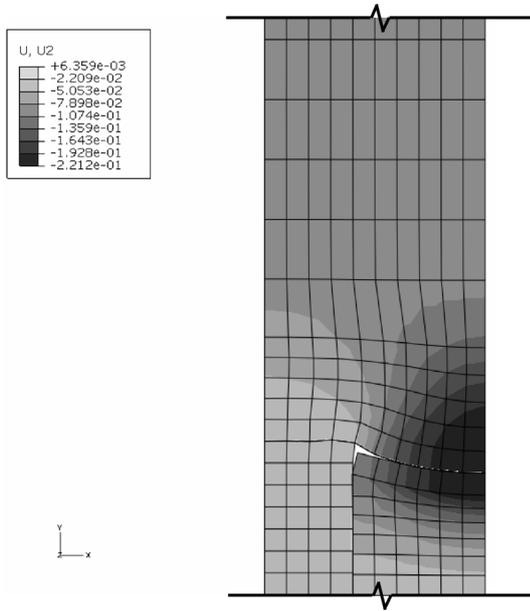


Fig. 7. Contour of vertical displacement, U2, for the case of $E_s = 1 \text{ kN/m}^2$, $J = 1,000 \text{ kN/m}$, and $\phi = 35^\circ$

4. 해석결과 및 분석

4.1 성토체 내부의 변위 분포와 아칭 형상

Fig. 7은 연약지반의 강성을 1kPa, 토목섬유의 인장강성은 1,000kN/m, 성토체의 내부 마찰각은 35°로 가정한 조건에서 발생한 연직 변위 분포를 보여준다. Fig. 7을 살펴보면 약 22cm의 최대 연직변위가 토목섬유 중앙부에서 발생하였고, 이러한 연직 변위량은 말뚝에 가까워질수록 감소한다.

Handy(1985)는 토체 내부의 서로 다른 위치에서 발생한 동일한 크기의 최소 주응력 방향을 연결하면 아치 구조를 가시화시킬 수 있음을 보였고 이를 최소 주응력 아치(minor principal stress arch 또는 minor arch)라 하였다. 본 연구에서는 성토체 내부에서 동일한 크기의 최소 주응력 등고선을 그려서 아치 구조를 간접적으로 파

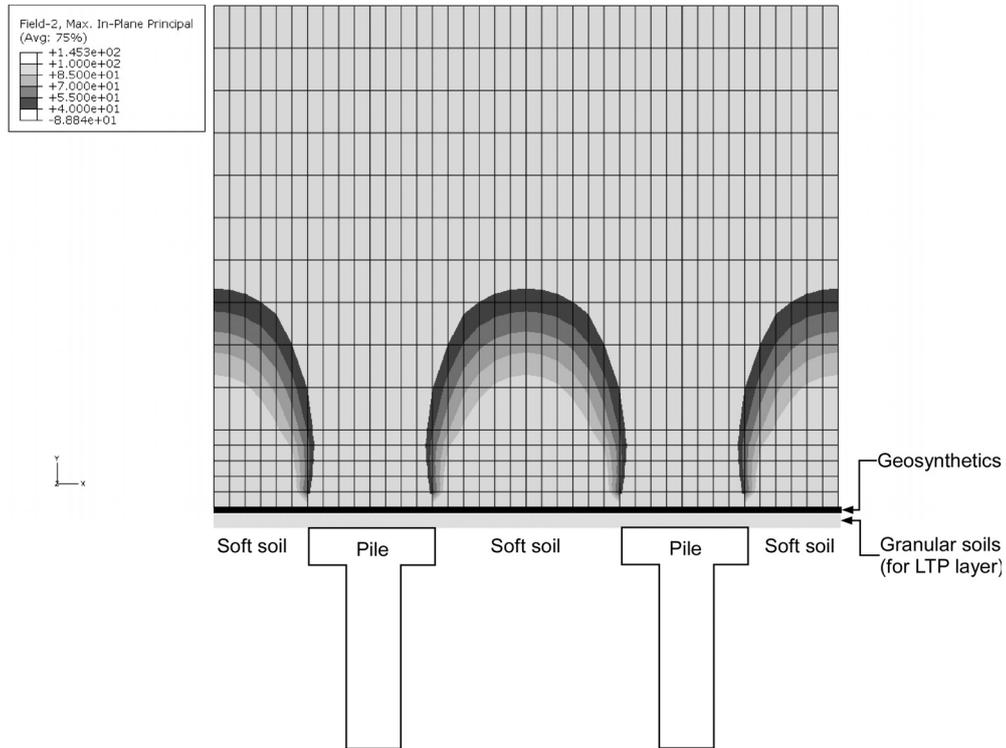


Fig. 8. Contour of minimum principal stress in the embankment for the case of $E_s = 1 \text{ kN/m}^2$, $J = 1,000 \text{ kN/m}$, and $\phi = 35^\circ$

악하였다. Fig. 8은 토목섬유 상부에 위치한 성토체 내부에서 발생한 최소 주응력의 분포를 나타낸 그림이다. Fig. 8에서 토체의 자중이 말뚝 두부로 유도되는 아치형 하중 전달 경로가 기존 관련 이론에서의 가정과 유사하게 원형에 가까운 형태로 성토체 내부에서 발생하고 있음을 확인할 수 있다. 단 ABAQUS에서는 압축력을 음의 값으로 처리하므로, Handy의 최소 주응력을 얻기 위해서는 해석 결과에서 최대 주응력(major principal stress)를 도시해야 함을 주의해야 한다.

4.1 토목섬유 강성 변화에 따른 연직 변위 발생량의 차이

Fig. 9는 연약지반의 강성, 성토재의 마찰각과 팽창각, 하중 전이층의 휨 강성이 변하는 다양한 조건에서 토목섬유 인장강성 변화에 따라 토목섬유와 성토체 상부에서 발생하는 최대 연직 변위가 어떻게 변하는지를

보여준다. Fig. 9(a)를 살펴보면, 연약지반의 강성이 가장 낮은 $E_s = 1\text{kPa}$ 에서 토목섬유의 인장강성이 500에서 16,000kN/m로 증가하면 토목섬유에서 발생하는 최대 연직변위가 약 28cm에서 8.5cm로 감소하여 약 70%의 감소율을 보였다. 하지만 연약지반 강성 E_s 를 10kPa에서 100,000kPa까지 10배씩 단계적으로 증가시키면 연직 변위의 감소율은 각각 약 29%, 20%, 11%, 1.7%, 0.5%로 급격히 낮아진다. 즉 연약지반의 강성이 커질수록 토목섬유의 인장강성이 연직변위를 감소시키는 효과가 줄어든다. Fig. 9의 하단에서는 성토체 상부에서 발생한 최대 연직 변위를 함께 도시하였다. 비록 변화 양상은 상단에 도시한 토목섬유의 변위발생 양상과 유사하지만, 성토체 상부에서 발생하는 변위의 절대량은 토목섬유 변위량의 50%에 미치지 못한다. 이러한 사실은 성토지지말뚝구조를 통해 성토체 상부면에서 발생하는 변위가 큰 폭으로 감소될 수 있음을 간접적으로 보여준다.

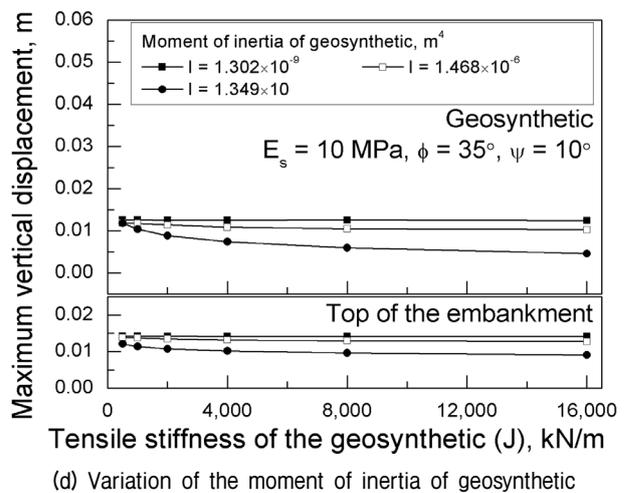
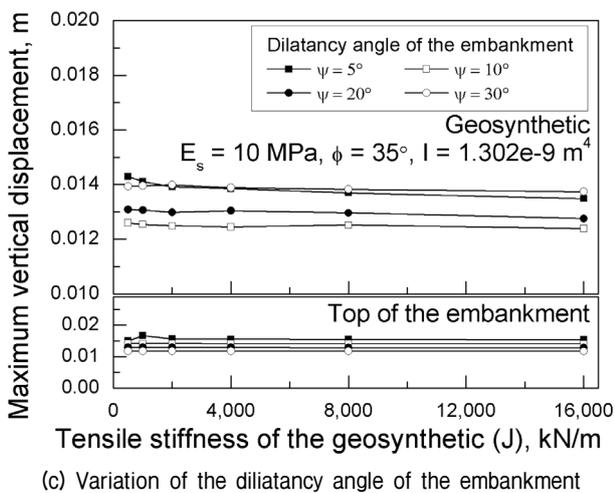
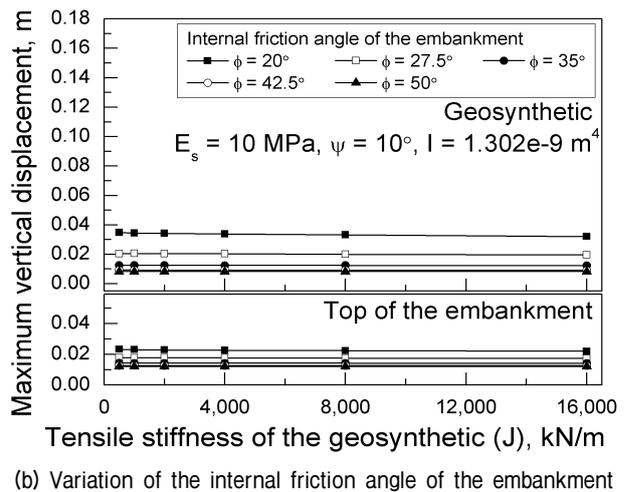
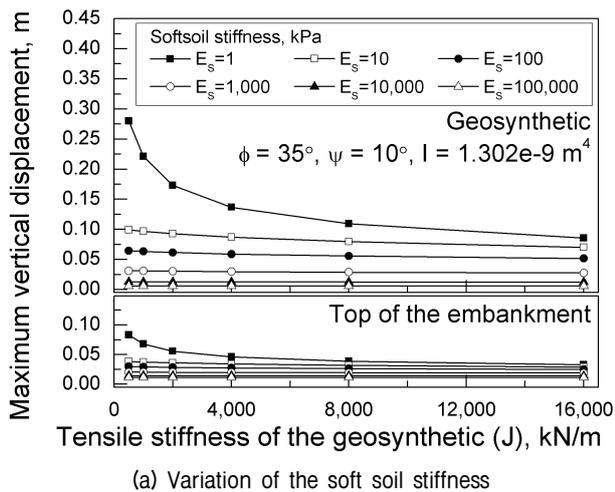


Fig. 9. Vertical displacements for the different tensile stiffnesses of geosynthetics

Fig. 9(b)는 성토재의 다양한 내부 마찰각 조건에서 토목섬유의 인장강성에 따른 최대 연직 변위량의 변화를 보여준다. 앞서 연약지반 강성에 따른 변화 양상과 달리 서로 다른 내부 마찰각 상태에서 토목섬유의 인장강성 변화에 의한 변위량 차이는 크지 않다. 내부 마찰각이 커질수록 연직 변위량은 감소하였고, 가장 낮은 마찰각인 20도와 가장 높은 마찰각인 50도 조건에서 토목섬유의 최대 연직 변위량은 각각 3.8mm와 1.8mm로 서로 큰 차이가 없이 작은 값으로 나타났다.

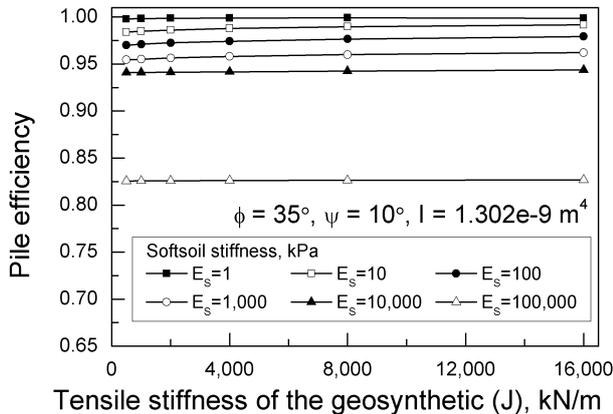
Fig. 9(c)는 성토재의 다양한 팽창각 조건에서 토목섬유의 인장강성에 따른 최대 연직 변위량의 변화를 보여준다. 팽창각 조건에 따른 차이는 2mm 내외로 Fig. 9(b)의 내부 마찰각의 경우보다 더 작은 변위량의 차이가 나타났으며, 토목섬유 강성 변화에 따른 차이 역시 매우 작다. 특이한 사항은 팽창각이 5°에서 10° 증가하면 변위가 감소하지만, 다시 팽창각이 10° 이상으로 증가하면 변위가 다시 증가한다는 점이다. 하지만 전반적으로 변화량의 차이가 매우 작기 때문에 큰 의미를 두기는

어렵다.

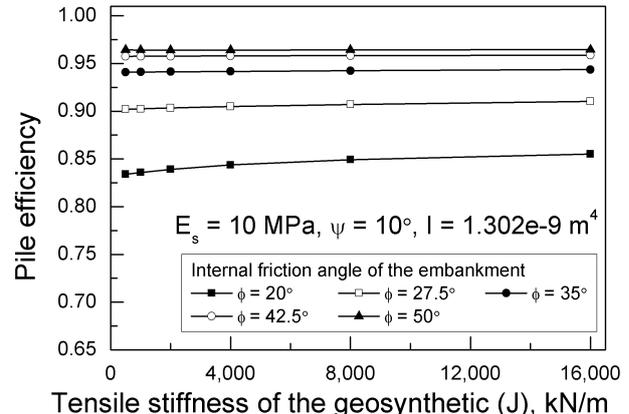
Fig. 9(d)는 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 다양한 휨 강성 조건에서 토목섬유의 인장강성에 따른 최대 연직 변위량의 변화를 보여준다. 휨 강성의 기준값인 $I = 1.302e-9m^4$ 일 때, 토목섬유의 인장강성 변화에 따른 연직 변위량의 차이는 미미하다. 가장 높은 휨 강성($I = 1.349e-4m^4$)의 조건에서 토목섬유의 인장강성 증가는 토목섬유 중앙에서의 최대 연직 변위를 13mm에서 5mm까지, 성토체 상단에서의 변위를 12mm에서 8mm까지 감소시킨다.

4.2 토목섬유 강성 변화에 따른 말뚝효율의 차이

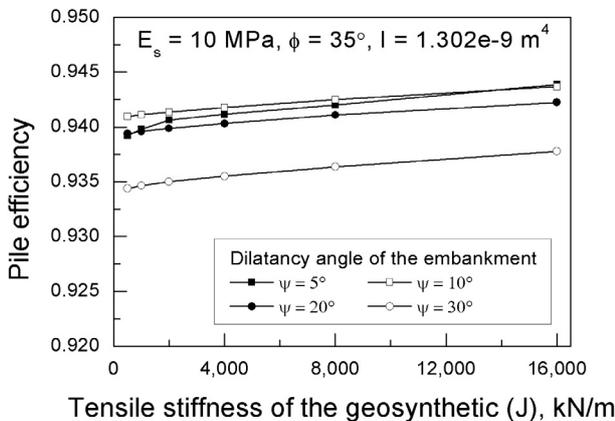
해석 결과로 얻은 말뚝 두부 상단에 위치하는 요소의 연직 응력을 Eq. (1)의 s_{pile} 에 대입하여 말뚝효율을 구하였다. Eq. (1)에서 면적비 A_{pile}/A_{eq} 는 2차원 평면 변형률 조건을 고려하여 말뚝 두부의 폭과 말뚝 중심 간격의 비로 계산하였다.



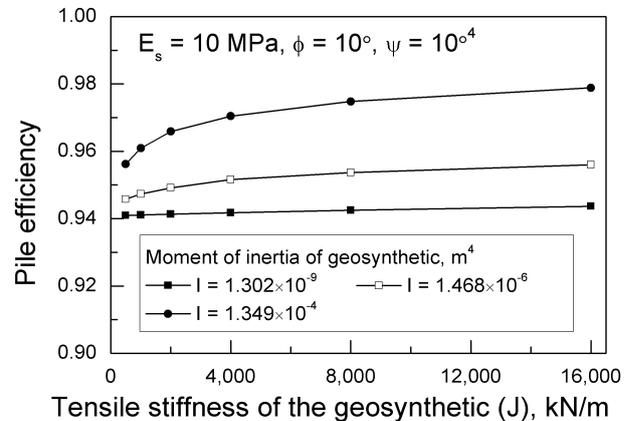
(a) Variation of the soft soil stiffness



(b) Variation of the internal friction angle of the embankment



(c) Variation of the dilatancy angle of the embankment



(d) Variation of the moment of inertia of geosynthetic

Fig. 10. Pile efficiency as a function of geosynthetics and subsoil stiffnesses

Fig. 10은 다양한 매개변수 조건에서 말뚝효율(pile efficiency, E_p)의 변화를 보여준다. Fig. 10(a)을 살펴보면 다양한 연약지반 강성에서 토목섬유 강성 변화에 따른 말뚝효율의 변화량이 크지 않음을 알 수 있다. 이는 앞서 Fig. 9(a)에서 보인 바와 같이 낮은 연약지반 강성 조건에서 토목 섬유의 강성 변화에 따라 연직 변위량이 큰 차이가 나타났던 것과는 상반된 결과이다. Fig. 10(a)에서 동일한 토목섬유 인장강성에 대한 연약지반 강성별 말뚝효율의 절대량을 비교해보면, $E_s = 1\text{kPa}$ 과 같이 연약지반의 강성이 매우 낮은 조건에서는 말뚝효율이 100%에 가까운 매우 높은 값으로 나타나며, 이는 말뚝 1본이 부담하는 면적에 작용하는 하중의 대부분이 말뚝 두부로 전달됨을 의미한다. 이와 달리 연약지반의 강성이 100MPa로 상대적으로 매우 높은 경우에는 말뚝효율이 약 83% 정도인데, 이는 전체 하중의 약 17%가 말뚝으로 전달되지 못하고 연약지반으로 전달됨을 의미한다. 이러한 연약지반 강성에 따른 말뚝효율의 차이는 성토지지말뚝구조를 두 개의 서로 다른 강성을 가진 스프링, 즉 말뚝은 큰 강성을 가진 스프링으로 표현하고 연약지반은 작은 강성을 가진 스프링으로 표현한 후 상부 하중을 지탱하기 위해 두 스프링이 병렬로 연결되어 있다고 가정한다면 쉽게 이해할 수 있는 결과이다.

Fig. 10(b)는 다양한 성토재의 내부 마찰각에 대해서 토목섬유 인장강성 변화에 따른 말뚝효율의 변화를 보여준다. 내부 마찰각이 20도로 낮은 경우, 말뚝효율은 약 83%~85%의 범위에서 토목섬유 인장강성의 증가에 따라 서서히 증가한다. 내부 마찰각이 증가할수록 말뚝효율은 전체적으로 증가하지만, 토목섬유 인장강성 증가에 의한 말뚝효율의 증가량은 점차 감소한다. $\phi = 50^\circ$ 의 가장 높은 마찰각 조건에서 말뚝효율은 가장 높은 값인 약 97%이지만, 토목섬유 인장강성 변화에 의한 말뚝효율의 차이는 미미하다.

Fig. 10(c)는 다양한 성토재의 팽창각에 대해서 토목섬유 인장강성 변화에 따른 말뚝효율의 변화를 보여준다. 말뚝효율은 토목섬유 인장강성 증가에 따라 증가하는 추세이지만, 증가폭이 매우 미미하여 유의미한 차이는 없으며 모든 경우에서 전체적으로 약 94%의 말뚝효율이 나타난다.

Fig. 10(d)는 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 다양한 휨 강성 조건에서 토목섬유의 인장강성에 따른 말뚝효율의 변화를 보여준다. 가장 낮은 휨 강성 조건에서는 토목섬유 인장강성 증가에 따른 말뚝효율 증가를 뚜렷

히 찾기 어렵지만, 가장 높은 휨 강성 조건에서는 말뚝효율이 95.6%에서 98%로 증가하여 비교적 큰 폭의 말뚝효율 증가가 나타났다.

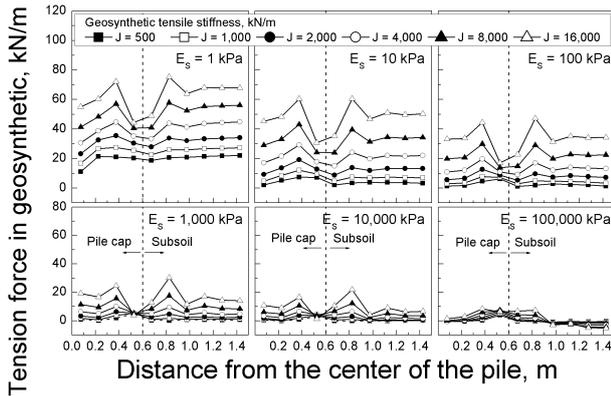
4.3 토목섬유에서 발생한 인장력 분포의 변화

Fig. 11은 다양한 매개 변수 조건에서 발생한 토목섬유의 인장력 분포를 보여준다. 모든 해석 조건에서 토목섬유의 인장력 분포는 말뚝 두부와 연약지반 영역에서 구분되어 나타나며 말뚝 두부 모서리 근처에 가까워질수록 인장력이 증가하다가 모서리 위치에서는 인장력이 급격히 감소하는 양상이 공통적으로 나타났다.

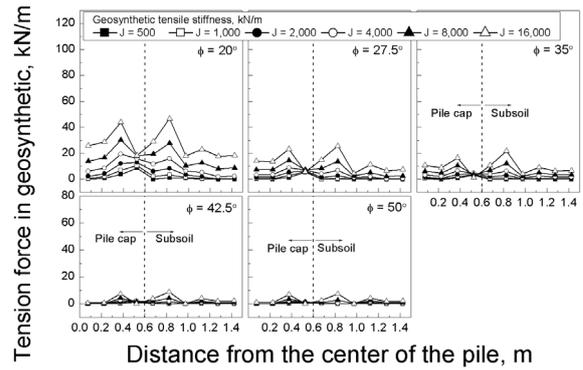
Fig. 11(a)는 연약지반 강성에 따른 인장력 분포의 차이를 비교하였다. Fig. 11(a)를 살펴보면, 연약지반의 강성이 가장 낮을 때 전반적인 토목섬유의 인장력 크기가 가장 크며 연약지반의 강성이 가장 높을 때 토목섬유의 인장력 크기가 가장 작다. 또한 가장 낮은 연약지반 강성(즉, $E_s = 1\text{kPa}$) 조건에서는 토목섬유 강성에 따른 인장력의 차이가 뚜렷하게 나타난다. 연약지반의 강성이 낮을 경우 Fig. 10(a)에서 보인 바와 같이 가장 높은 말뚝효율을 보이며 대부분의 하중이 말뚝으로 전달되는데, 이 과정에서 성토체의 아칭 효과로 전달되는 하중 A와 함께 토목 섬유의 인장을 통해 전달되는 하중 B의 크기도 상대적으로 클 수 있다. 따라서 높은 말뚝효율이 나타나는 낮은 연약지반 강성 조건에서는 토목섬유의 강성 변화에 따라 하중 B의 크기가 크게 차이날 수 있다. 하지만 $E_s = 100\text{MPa}$ 의 경우와 같이 연약지반의 강성이 충분히 큰 경우에는 Fig. 11(a)에서 보인 바와 같이 토목섬유를 통해 전달되는 하중의 크기가 크지 않으며 따라서 토목섬유 강성에 따른 하중 B의 차이 역시 크지 않다.

Fig. 11(b)는 성토재의 내부 마찰각 변화에 따른 토목섬유 인장력 분포의 차이를 비교하고 있다. 내부 마찰각 변화에 따른 분포의 차이도 연약지반 강성 변화에 따른 차이와 유사하게 가장 낮은 마찰각에서 가장 높은 인장력 분포가 나타났다. 내부 마찰각이 증가함에 따라 토목섬유의 인장력 크기는 점차 감소한다. Fig. 11(c)는 성토재 재료의 팽창각에 따른 토목섬유 인장력 분포의 차이를 비교하고 있다. 연직 변위 및 말뚝효율의 결과와 유사하게 팽창각 변화에 따른 토목섬유의 인장력 분포의 차이는 크지 않으며, 전반적인 인장력의 크기 자체도 크지 않다.

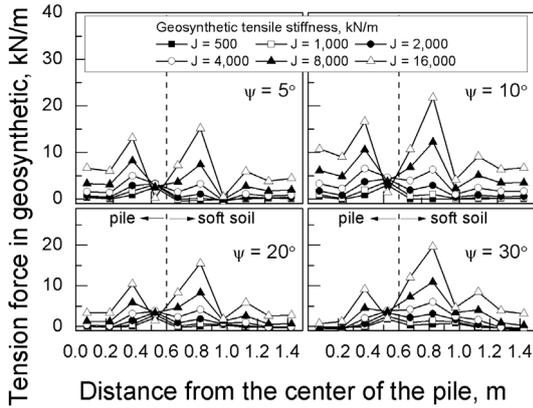
Fig. 11(d)는 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강



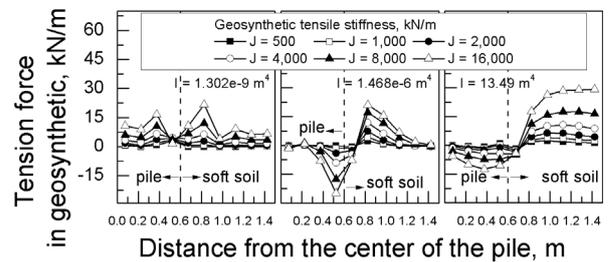
(a) Variation of the soft soil stiffness



(b) Variation of the internal friction angle of the embankment



(c) Variation of the dilatancy angle of the embankment



(d) Variation of the moment of inertia of geosynthetic

Fig. 11. Tension forces in the geosynthetics under various conditions

성 변화에 따른 토목섬유 인장력 분포의 차이를 비교하고 있다. Fig. 11(d)에서 보인 바와 같이 복합 재료층의 휨 강성이 증가하면 빔 요소의 인장력 분포는 확연히 달라진다. 기준 휨 강성인 $I = 1.302e-9m^4$ 일 경우 인장력은 말뚝 두부 영역과 연약지반 영역에서 유사한 크기로 발생하였지만, $I = 1.468e-6m^4$ 또는 $1.349e-4m^4$ 로 증가하면 말뚝 두부 영역에서 인장력이 아닌 압축력 분포가 발생하였다. 또한 연약지반 영역에서 발생하는 인장력 분포는 낮은 휨 강성 조건일때 말뚝 두부 근처에서 최대 인장력이 발현되지만, 휨 강성이 높아지면서 연약지반 중앙부 근처로 최대 인장력 발생 지점이 이동하는 것을 확인할 수 있다. 이러한 결과의 차이는 토목섬유를 포함한 복합 재료층 또는 토목섬유 근처의 하중 전이층(LTP 층)에서 발현될 수 있는 휨 강성이 하중 분배 양상에 큰 차이를 줄 수 있음을 의미한다.

4.4 결과 분석 및 논의

Fig. 12는 연약지반 강성(E_s), 성토재의 내부 마찰각

(ϕ)과 팽창각(ψ), 그리고 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강성(I)의 매개변수 조건에서 토목섬유의 인장강성(J)이 500에서 16,000kN/m로 증가할 때 발생한 말뚝효율의 총 증가량(variation in the pile efficiency)을 종합하여 보여준다. Fig. 12에서 기준 매개변수 조건에 대한 말뚝효율 증가량은 *로 표시하였다.

Fig. 12를 살펴보면, 토목섬유의 인장강성 증가에 의해 가장 큰 말뚝효율 증가량을 보인 연약지반 조건은 $E_s = 100kPa$ 인 경우이다. 연약지반의 강성이 100kPa 보다 크거나 작으면 말뚝효율의 증가량은 오히려 감소한다. 내부 마찰각 ϕ 에 대한 결과에서는 가장 낮은 마찰각 $\phi = 20^\circ$ 에서 약 2.1%의 상대적으로 큰 값의 말뚝효율 증가가 나타났다. 내부 마찰각이 증가할수록 토목섬유 인장강성 증가에 따른 말뚝효율의 증가량이 급격히 감소한다. 팽창각 ψ 의 변화에 따른 말뚝효율 증가량은 약 0.4% 내외로 조건 별로 큰 차이가 없다. 복합 재료층의 휨 강성 I 의 증가에 의한 말뚝효율의 증가량은 상대적으로 매우 크며, 가장 높은 휨 강성 $I = 1.349e-4m^4$ 의 조건에서 발생한 토목섬유 인장강성 증가에 의한 말뚝

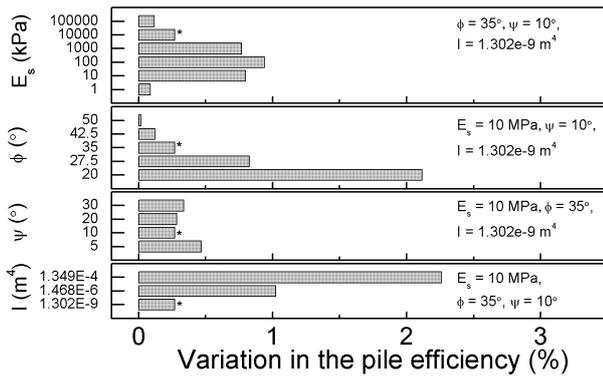


Fig. 12. Variation in the pile efficiency with respect to different model parameters

효율의 증가량은 약 2.3%이다.

앞서 정리한 내용을 종합하면 크기의 차이는 있으나 모든 매개변수 조건에서 토목섬유의 인장강성이 증가하면 말뚝효율은 증가한다. 연약지반 강성이 너무 낮거나 너무 높으면 최대 말뚝효율 증가량보다 작은 크기의 증가량이 나타났다. 하지만 토목섬유의 인장강성 증가에 따른 연직 변위 감소량은 가장 낮은 연약지반 강성 조건에서 가장 크게 나타났다. 해석 조건 중 토목섬유 인장강성 증가에 의해 2% 이상의 뚜렷한 말뚝효율 증가량 효과가 나타난 조건은 가장 낮은 내부 마찰각의 조건($\phi = 20^\circ$)과 가장 높은 복합 재료층의 휨 강성 조건($I = 1.349e-4m^4$)이었다.

5. 결론

본 연구에서는 성토지말뚝구조에서 나타날 수 있는 다양한 연약지반의 강성, 성토재의 내부 마찰각과 팽창각, 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강성 변화 조건에서 토목섬유의 인장강성 변화가 성토체 및 토목섬유의 연직변위와 말뚝효율에 미치는 영향을 수치해석적으로 평가하였다. 매개변수 해석 결과로부터 다음의 결론을 얻었다.

(1) 성토지말뚝구조에서 토목섬유의 인장강성을 증가시키면 말뚝효율은 증가한다. 하지만 말뚝효율의 증가량은 조건에 따라 상당히 다른 크기로 발생한다. 성토재의 내부 마찰각이 20도 정도로 매우 낮거나 토목섬유를 포함한 복합 재료층의 휨 강성이 매우 높으면 토목섬유 인장강성 증가에 의해 2% 이상의 말뚝효율 증가가 발생하였다.

- (2) 토목섬유의 인장강성을 증가시키면 성토체 상부와 토목섬유에서 발생하는 연직 변위량이 감소한다. 연약지반의 강성이 매우 낮은 경우에서 70% 이상의 가장 뚜렷한 연직 변위 감소가 나타났다.
- (3) 연약지반의 강성이 가장 낮은 경우 말뚝효율은 1에 가까운 값이 나타나 대부분의 하중이 말뚝 두부로 전달된다. 가장 낮은 연약지반 강성 조건에서 토목섬유 인장강성 증가에 따른 말뚝효율의 차이는 크지 않지만, 토목섬유의 강성에 따라 토목섬유가 분담하는 하중의 크기는 민감하게 변화했다. 따라서 연약지반 강성이 매우 낮은 경우 하중을 효율적으로 말뚝으로 전달하기 위해서는 토목섬유의 적절한 인장강성 유지가 중요하다.
- (4) 토목섬유를 포함한 복합 재료층 또는 하중 전이층에서 휨 강성을 가질 수 있다면, 휨 강성을 증가시켜 말뚝효율을 증가시킬수 있다. 또한 높은 휨 강성 조건에서는 토목섬유 인장강성 증가에 따른 뚜렷한 말뚝효율 향상 효과를 기대할 수 있다.

감사의 글

본 연구는 국토교통부 철도기술연구사업 “연약지반구간 교량대체를 위한 침하억제공법 개발(14RTRP-B071526-02)” 과제의 연구비 지원에 의해 수행되었습니다.

참고문헌 (References)

1. ABAQUS (2005), Simulia, Inc.
2. Blanc, M., Rault, G., Thorel, L., and Almeida, M. (2013), “Centrifuge Investigation of Load Transfer Mechanisms in a Granular Mattress Above a Rigid Inclusions Network”, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.36, pp.92-105.
3. BS 8006 (2012), Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills, British standards institution, London.
4. Colling, J. G. (2004), National highway institute ground improvement manual. Technical summary No. 10: Column supported embankments, National highway institute, Washington, DC.
5. Chung, S.-G., Jang, W.-Y., Ninjarav, E., and Ryu, C.-K. (2006), “Compressibility Characteristics Associated with Depositional Environments of Pusan clay in the Nakdong River Estuary”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.22, No.12, pp.57-65 (in Korean).
6. Design Criteria for Railroad (Road bed) (2011), Korean Rail Network Authority (in Korean).
7. Gangakhedkar, R. (2004), Geosynthetic reinforced pile supported embankments, Ph.D Thesis, University of Florida.
8. Han, J. and Gabr, M. A. (2002), “Numerical Analysis of Geosynthetic-reinforced and Pile-supported Earth Platforms Over Soft Soil”,

- Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.128, No.1, pp.44-53.
9. Handy, R. L. (1985), "The Arch in Soil Arching", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.111, No.3, pp.302-318.
 10. Hello, B. L. and Villard, P. (2009), "Embankments Reinforced by Piles and Geosynthetics—Numerical and Experimental Studies Dealing with the Rransfer of Load on the Soil Embankment", *Engineering Geology*, Vol.106, No.1, pp.78-91.
 11. Hewlett, W. J. and Randolph, M. F. (1988), "Analysis of Piled Embankments", *Ground Engineering*, Vol.21, No.3, pp.12-18.
 12. Jennings, K. and Naughton, P. J. (2012), "Similitude Conditions Modeling Geosynthetic-reinforced Piled Embankments Using FEM and FDM Techniques", *ISRN Civil Engineering*, Vol.2012, Article ID 251726, <http://dx.doi.org/10.5402/2012/251726>.
 13. Jung, Y.-H., Hong, J.-H., and Choi, C.-Y. (2011), "Dynamic Responses in Roadbed of Concrete Track System Subjected to Increasing Train Speed", *Proc. of 2011 Autumn Conference of the Korean Society for Railway*, Jeju, pp.853-860 (in Korean).
 14. Kim, J.-S. (2005), FDM Analysis on the effect of vertical load acting on embankment pile with geosynthetics, Master's thesis, Chung-ang University (in Korean).
 15. Lai, H.-J., Zheng, J.-J., Zhang, J., Zhang, R.-J., and Cui, L. (2014), "DEM Analysis of "Soil"- Arching Within Geogrid-Reinforced and Unreinforced Pile-supported Embankments", *Computers and Geotechnics*, Vol.61, pp.13-23.
 16. Lee, S.-H. (2009), "Numerical Study on the Effects of Geosynthetic Reinforcement on the Pile-supported Embankment", *Journal of the Korean society for railway*, Vol.12, No.2, pp.276-284 (in Korean).
 17. Lee, T., Jung, Y.-H., Shin, S.-Y., Lee, I.-W., and Lee, S.-H. (2014), "A Comparative Study Between 2-dimensional and 3-dimensional Numerical Piled Embankment Models for Column Stress Ratio", *Proc. of 2014 Autumn Conference of the Korean Society for Railway*, Jeju (in Korean).
 18. Lee, T., Lee, S.-H., Lee, I.-W., and Jung, Y.-H. (2015), "3-dimensional Numerical Analysis for Tension Force in the Geosynthetic of the Piled-embankment According to the Pile-cap Shapes", *Proc. of 2015 Spring Conference of the Korean Geotechnical Society*, Seoul, pp.132-137 (in Korean).
 19. Low, B. K., Tang, S. K., and Choa, V. (1994), "Arching in Piled Embankments", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.120, No.11, pp.1917-1938.
 20. McNulty, J. W. (1965), "An Experimental Study of Arching in Sand", Technical Report No. I-674, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi.
 21. Min, Z. and Wei-Ping, C. (2014), "On Equal Settlement Plane Height in Piled Reinforced Embankments", *Journal of Chemical and Pharmaceutical research*, Vol.6, No.4, pp.23-29.
 22. Park, K.-W. (2006), Numerical Analysis on the Behavior of Geosynthetic-Reinforced and Pile-Supported, Master's thesis, Chung-ang University (in Korean).
 23. Pham, Ha T. V., Suleiman, M. T., and White, D. J. (2004), "Numerical Analysis of Geosynthetic-rammed Aggregate Pier Supported Embankments", *Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, Proceedings of Geo-Trans 2004, ASCE, Los Angeles, California, pp.657-664.
 24. Plaut, R. H. and Filz, G. H. (2010), "Analysis of Geosynthetic Reinforcement in Pile-supported Embankments, Part III: Axisymmetric Model", *Geosynthetic international*, Vol.17, No.2, pp.77-85.
 25. Seo, Y.-S. (2006), A load transfer of piled embankments reinforced by geosynthetics, Master's thesis, Chung-ang University (in Korean).
 26. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical soil mechanics*, John Wiley and Sons, New York, pp.66-76
 27. Van Eekelen, S. J., Bezuijen, A., Lodder, H. J., and Van Tol, A. F. (2012), "Model Experiments on Piled Embankments. Part I", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.32, pp.69-81.
 28. Yun-Min, C., Wei-Ping, C., and Ren-Peng, C. (2008), "An Experimental Investigation of Soil Arching Within Basal Reinforced and Unreinforced Piled Embankments", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.26, No.2, pp.164-174.

Received : February 17th, 2015

Revised : March 26th, 2015

Accepted : April 9th, 2015