

보강토에서의 배수 및 비배수 인발력에 대한 수치해석

Numerical Analysis on Drained and Undrained Pullout Capacity in Reinforced Soil

이 홍 성¹ Lee, Hong-Sung

손 무 락² Son, Moorak

Abstract

In order to ensure the stability of reinforced structures backfilled with low permeability soil, it is very important to determine the change in undrained pullout capacity compared to drained pullout capacity prior to design. In this research, a series of numerical analyses on laboratory pullout tests have been performed on different materials (clean sand, 5, 10, and 15% silty sand), different overburden pressures (30, 100 and 200 kPa), and different drainage conditions (drained and undrained) in order to compare drained pullout capacity with undrained pullout capacity. The results of numerical analysis also have been compared with the results of the laboratory pullout tests. The analysis results show that both drained and undrained pullout capacity are influenced by silt contents and increase with increase of friction angle of the soil and overburden pressure. In undrained condition, the effective stresses acting on the reinforcement decrease as excessive pore pressures are generated, resulting in decrease in pullout capacity; 57% for 30 kPa, and 70% for 100 and 200 kPa. These results show a good agreement with the results of the laboratory pullout tests performed under the same condition.

요 지

투수계수가 낮은 뒤채움 흙을 사용하는 보강토는 비배수 상태에 놓일 경우 그 안정성이 우려되므로 비배수 인발력의 변화를 사전에 파악하여 설계에 반영하는 것이 중요하다. 본 논문은 실트질 모래에 삽입된 강보강재에 대한 배수 및 비배수 인발시험에 대한 수치해석을 수행하여 그 분석결과를 소개하고 있다. 해석에 적용된 흙은 각각 0%(순수모래), 5%, 10%, 그리고 15% 실트질 모래였으며, 상재하중은 30kPa, 100kPa과 200kPa이었다. 해석결과 배수 인발력과 비배수 인발력 모두 실트 함유량에 의해 영향을 받고, 흙의 내부마찰각과 상재하중이 증가함에 따라 인발력 또한 증가하는 것으로 나타났다. 비배수 시험에서는 과잉간극수압이 발생함에 따라 보강재에 작용하는 유효응력이 감소하였으며, 그 결과 배수 인발력에 비해 비배수 인발력이 상재하중 30kPa에서 약 57%, 그리고 100kPa과 200kPa에서 약 70%로 감소하는 것으로 나타났다. 이러한 수치해석결과는 기존에 같은 조건에서 수행된 실내모델시험 결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다.

Keywords : Drained, Numerical analysis, Pullout test, Reinforced soil, Undrained

1 정회원, 현대건설 기술연구소 선임연구원 (Member, Senior Researcher, Hyundai Engrg. & Construction, hongsung@hdec.co.kr, 교신저자)

2 정회원, 특허청 토목사무관 (Member, Deputy Director, Korean Intellectual Property Office)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

보강토 옹벽은 1970년대 초반 Vidal에 의해서 그 현대적 개념이 정립된 이후로 중력식 옹벽에 비하여 더 큰 토압을 지지할 수 있으며 경제적 비용도 저렴하다는 장점 등으로 인하여 토목공사에서의 사용이 급증하고 있다. 보강토 옹벽은 뒤채움 흙, 보강재, 그리고 전면판 등으로 구성되며, 보강재로는 초기에는 강보강재가 주로 사용되었으나 현재에는 지오그리드나 토목섬유와 같은 새로운 보강재가 지속적으로 개발되어 그 적용성도 증가하고 있다.

보강토 옹벽의 뒤채움 흙으로는 모래와 같이 투수성이 좋은 조립토를 사용할 것이 권장되고 있으나, 경제적인 이유 등으로 인해 세립성분이 섞인 흙도 뒤채움 흙으로 종종 사용되고 있다. 이 경우 폭우나 지하수 급속 저하 시 옹벽은 비배수 상태에 놓이게 되며, 흙과 보강재 사이의 인터페이스에서 발생하는 과잉간극수압으로 인하여 유효응력이 감소하게 되고 결국 흙과 보강재 사이의 전단강도가 감소하게 된다.

기존의 보강토 옹벽 설계에 적용되고 있는 한계상태 해석에서는 흙의 극한강도와 보강재의 최대인발력이 고려되고 있는데, 이는 배수 조건에서만 유효하다. 따라서 본 연구에서는 배수 조건과 비배수조건 두 가지 경우에 대하여 세립토 함유량과 상재하중을 변화시켜가며 인발시험을 모델링한 수치해석을 수행하여 배수 조건과 비배수조건에서의 인발력 상관관계를 규명하고자 하였고, 각 조건에서의 보강토 거동특성에 대하여 파악하고자 하였다.

2. 문헌고찰

강보강재로 보강된 조립토의 인발력은 흙과 보강재 사이의 마찰계수, 보강재에 작용하는 상재하중, 보강재의 길이 및 흙의 공학적 특성 등에 의해 좌우되는 것으로 기존의 여러 연구사례에서 확인되고 있다(Palmeira and Miligan, 1989; Bergado 등, 1993; Lee, 2003). 이외에 보강재의 인발력에 영향을 미치는 또 다른 인자는 대부분의 토질구조물 파괴의 원인으로 지목되는 배수 조건이다. 불량한 배수로 인하여 보강토 옹벽이 파괴된 대표적인 사례는 집중강우 후에 파괴된 미국 켄터키 주 McCreay 지방 Blue Heron road에 시공된 보강토 옹벽을 들 수 있다(Bhattacharya and Couch, 1990). 또한 약간의 점성토가 섞인 뒤채움 흙을 사용하였다가 배수불량으로 옹벽이 붕괴된 사례는 Leonards 등(1994)과 Burwash

와 Frost(1991)에 의해서도 발표된 바 있다.

보강토의 거동특성 파악은 현장시험과 실내시험과 같은 실험적 방법이나 수치해석을 이용하여 수행될 수 있으며, 두 가지 방법을 병행하는 것도 일반적이다. Adib 등(1990)은 현장계측결과와 유한요소해석결과를 비교하여 지오그리드로 보강된 보강토 옹벽의 거동을 평가하였다. 이 연구에서는 보강재에 작용하는 인장력 및 최대 인장력의 작용 위치 등을 조사하였고, 유한요소해석 결과와 현장계측결과가 대체적으로 잘 일치하는 결과를 얻었으나 본 논문에서 조사하고자 하는 배수조건에 대한 분석은 언급되지 않았다. Rowe와 Soderman(1984) 또한 지오택스타일로 보강된 성토체를 대상으로 유한요소해석결과, 한계평형해석결과, 그리고 현장계측결과를 상호 분석, 비교하였으나, 이 논문에도 배수조건에 대한 언급은 역시 나와 있지 않다. 다만 성토지반이 조립토라는 것에 비추어 볼 때 배수조건이 그렇게 큰 문제가 아니었을 것이라고 판단된다.

문헌고찰 결과, 배수조건은 보강토 옹벽 설계에 중요한 요소임에도 불구하고 많은 연구가 진행되어오지 않았음이 밝혀졌다. 이는 투수성이 좋은 조립토가 뒤채움 흙으로 사용되었기 때문에 배수조건이 큰 문제가 아니었기 때문인 것으로 판단되나 투수성이 불량한 세립토가 포함된 흙이 뒤채움 흙으로 사용되는 경우에는 지하수위 급속 저하나 집중호우 시 비배수 상태에 놓이게 되기 때문에 이에 대한 고려가 반드시 필요하다. 비배수 상태에서는 발생한 간극수압이 급속히 소산되지 않기 때문에 유효응력이 감소하게 되고 이에 따라 전단강도가 감소하여 궁극적으로 옹벽의 안정성에 심각한 영향을 끼치기 때문이다.

위에서 살펴본 바와 같이, 보강토의 비배수 상태 거동 연구에 대한 필요성이 증가하고 있는 이 때, 본 논문에서는 순수모래와 실트질 모래에 삽입된 강보강재의 인발력을 배수조건과 비배수조건으로 구분하여 수치해석으로 분석하였고 그 결과를 상호 비교하였다. 해석에 고려된 영향인자는 실트 함유량과 상재하중이다. 또한 유한요소해석결과를 같은 조건에서 수행된 실내인발시험결과와 비교하여 수치해석결과의 신뢰성을 확인하였다.

3. 수치해석

3.1 수치해석 개요

본 연구에서 수행된 수치해석에는 ABAQUS(1999)가 사용되었는데, ABAQUS는 기계, 구조 분야뿐만 아니라 지반공학 분야에서도 널리 쓰이는 범용프로그램으로서

탄성다공성 재료에서의 간극수압 소산과 역학적 거동에 대하여 커플링 해석이 가능하다는 점에서 본 논문의 수치 해석에 적합하다고 할 수 있다. 수치해석에는 Lee(2003)의 실내모델시험에 사용되었던 인발시험토조 및 강보강재를 모델링하였다. 적용된 토조의 길이는 1m, 높이는 0.4m이었으며, 강보강재의 길이와 두께는 각각 0.75m와 3mm였다(그림 1 참조). 수치해석은 반단면 해석을 하였기 때문에 해석모델의 높이는 0.2m가 적용되었다.

그림 2는 해석에 적용된 경계조건을 보여주고 있는데, 메쉬의 좌측경계면(모델시험 토조 전면벽체)은 롤러를 적용하여 x방향 변위를 구속하였으며, 하단경계면에도 롤러를 적용하여 y방향 변위를 구속하였다. 메쉬의 우측경계면에는 보강토의 자중을 무시하고 $\sigma_h = K_0 \times \sigma_v'$ 에 해당하는 수평토압을 메쉬의 높이에 상관없이 일정하게 적용하였다. 메쉬의 상부에는 해석에 고려된 상재하중의 크기에 맞는 하중을 해석경우별로 구분하여 적용하였다. 그림 2에는 생략되었지만 해석에 사용된 요소의 크기는 0.0125~0.015m(수평방향)와 0.000375~0.05m(수직방향)으로 200개의 요소가 강보강재에 사용되었으며 보강토에는 1500개의 요소가 사용되었다. 흙 요소 모델에는 8절점 4차 간극수압-평면변형요소(CPE8P)가 사용되었고, 강보강재에는 8절점 4차 평면변형요소(CPE8)가 사용되었다.

서로 다른 재료가 접하는 모델의 거동을 수치해석 할 때 두 재료간의 불연속면 모델링은 매우 중요하다. ABAQUS에서는 이러한 불연속면을 “contact pair”명령과 interface 요소를 사용하는 두 가지 방법으로 모사할 수 있는데, 본

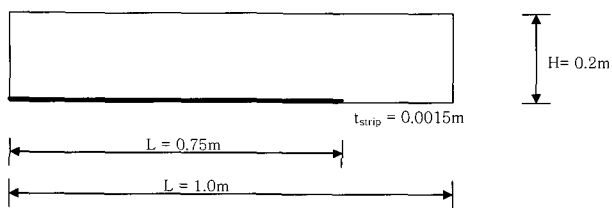


그림 1. 수치해석에 적용된 모델 크기

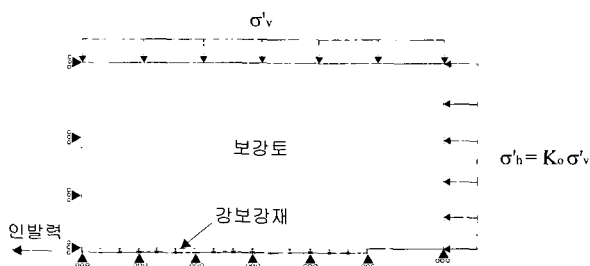


그림 2. 해석에 사용된 유한요소망과 경계조건

논문에서는 배수조건은 “contact pair”명령을 사용하여 불연속면을 모사하였고, 비배수조건은 interface 요소(INTER3P)를 사용하여 불연속면을 모사하였다. 흙과 보강재 사이의 불연속면 모델링은 일반적으로 마찰저항으로 평가될 수 있으므로(Iseda 등, 1979), 본 논문에서는 각 해석 경우 별로 인터페이스 마찰계수를 미리 결정한 다음 해석과정에서 연직유효응력과 전단응력의 비가 미리 결정된 마찰계수에 도달할 때 보강재와 흙 사이의 불연속면에서 슬립(slip)이 발생하는 것으로 모사하였다.

강보강재의 인발속도는 비배수조건을 모사하는데 있어서 매우 중요하다. 과잉간극수압이 발생하지 않는 배수조건에서는 인발속도가 중요하지 않으나 비배수조건에서는 과잉간극수압의 소산을 최소화하기 위하여 빠른 인발속도를 적용하여야 한다. Lee(2003)는 모델시험에서 1mm/min(배수조건)과 10mm/min(비배수조건)을 적용하였고 본 논문의 수치해석에서도 같은 인발속도를 적용하였다.

본 논문에서 수행된 수치해석은 실트함유량(0, 5, 10, 15%), 상재하중(30kPa, 100kPa, 200kPa)과 배수조건(배수, 비배수)을 달리하여 총 24회 실시되었으며 그 내용이 표 1에 정리되어 있다.

3.2 수치해석에 사용된 입력물성치

수치해석에서 흙은 탄소성모델을 적용하였으며, Drucker-Prager 파괴규준을 적용하였다. 흙의 탄성계수는 Salgado 등(2000)의 연구결과로부터 35MPa(순수모래, 5%, 15% 실트질 모래)와 40MPa(10% 실트질 모래)이 적용되었다. 포와송비는 모든 경우에 0.25가 적용되었으며, 비배수 조건에서도 같은 값의 포와송비가 적용되었는데 이는 강

표 1. 수치해석조건

실트 함유량	상재하중	배수조건
0% (순수모래)	30	배수, 비배수
	100	배수, 비배수
	200	배수, 비배수
5%	30	배수, 비배수
	100	배수, 비배수
	200	배수, 비배수
10%	30	배수, 비배수
	100	배수, 비배수
	200	배수, 비배수
15%	30	배수, 비배수
	100	배수, 비배수
	200	배수, 비배수

보강재와 흙의 접촉면 주위의 국부적인 지역에서만 비배수조건이 성립되고 토조 전체에서는 완전한 비배수조건이 형성되지 않았기 때문이다(Lee, 2003). Salgado 등(2000)의 연구결과로부터 얻은 흙의 내부마찰각을 이용하여 수평토압계수는 0.415(순수모래), 0.419(5%), 0.412(10%), 0.418(15% 실트질 모래)로 얻어졌다. 투수계수는 정수두수위 시험을 통하여 얻어진 결과를 사용하였다. 강보강재의 탄성계수와 포와송비는 각각 210GPa와 0.3이 적용되었다. 해석에 사용된 물성치가 표 2에 정리되어 있다.

앞에서도 언급되었듯이 흙과 보강재사이의 불연속면 마찰계수 선정은 정확한 불연속면 거동특성과파악을 위하여 수치해석에서 매우 중요하다. 일반적으로 표면에 돌기가 있는 강보강재의 불연속면 마찰계수는 $\tan\Phi$ 로 구해지며 돌기의 정도에 따라 감소계수를 곱해주어야 할 것으로 판단된다. 여기에서 Φ 는 흙의 첨두마찰각(peak friction angle)을 나타낸다. Lee(2003)가 사용한 강보강재의 인터페이스 마찰계수(f^*)는 수치해석으로 검증한 결과 감소계수로 0.8을 사용하여야 할 것으로 판단되었다($f^*=0.8\tan\Phi$). 감소계수의 선정은 대표해석경우(10% 실트질 모래, 100kPa 상재하중)를 선택하여 시행착오법으로 여러 감소계수를 적용한 다음, 이로부터

얻은 최대인발력과 실내시험에서 얻은 최대인발력을 비교하여 가장 근접한 결과를 얻었을 때의 감소계수를 사용하는 방식으로 이루어졌다. 수치해석의 신뢰성을 높이기 위하여 대표해석으로부터 얻은 감소계수 0.8은 실트 함유량, 상재하중, 배수조건에 상관없이 모든 경우에 일괄적으로 적용되었다. 각각의 경우에 적용된 인터페이스 마찰계수(f^*) 값이 표 3에 정리되어 있다.

4. 수치해석 결과

앞에서 언급되었듯이 본 논문에서 수행된 수치해석은 총 24가지 경우에 대해서이다. 이 중 100kPa의 상재하중이 가해진 10% 실트질 모래의 배수 및 비배수 해석에 대한 결과를 본 장에서 자세히 소개하고자 하며, 해석결과는 최대인발력이 얻어지는 단계에서의 결과이다. 입력 물성치는 3장에 소개된 값들을 적용하였다. 해석결과는 전체 흙 모델, 강보강재, 그리고 강보강재와 흙사이의 인터페이스에서의 유효연직응력, 유효수평응력, 전단응력 분포가 배수 및 비배수조건의 경우로 나누어 소개될 것이며, 강보강재와 흙사이의 인터페이스에서의 변위와 흙 표면에서의 변위도 소개된다. 또한 비배수

표 2. 수치해석에 사용된 입력물성치

재 료	탄성계수(MPa)	포와송비	수평토압계수	투수계수(cm/sec)
순수모래	35	0.25	0.415	2.27×10^{-2}
5% 실트질 모래	35	0.25	0.419	1.12×10^{-2}
10% 실트질 모래	40	0.25	0.412	3.89×10^{-3}
15% 실트질 모래	35	0.25	0.418	2.28×10^{-3}
강보강재	210,000	0.30	N/A	N/A

표 3. 수치해석에 사용된 인터페이스 마찰계수(f^*)

흙	상 재 하 중		
	30kPa	100kPa	200kPa
순수모래	0.679	0.620	0.588
5% 실트질 모래	0.593	0.574	0.563
10% 실트질 모래	0.602	0.588	0.580
15% 실트질 모래	0.600	0.577	0.563

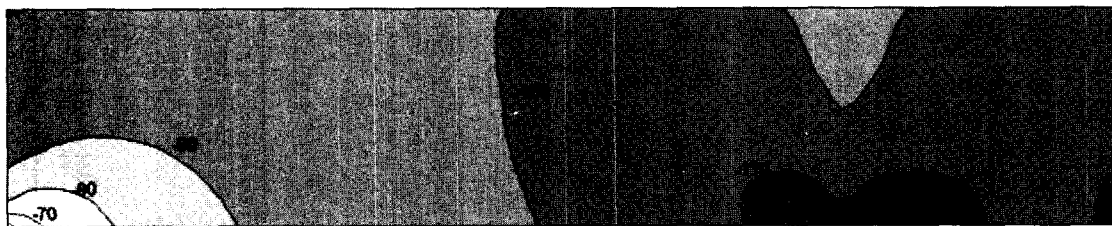


그림 3. 배수조건에서의 유효수직응력 분포(단위 : kPa)

조건 해석결과는 모델 내에서의 간극수압 분포도 포함한다. 부호규약은 ABAQUS의 부호규약을 따라 (+)가 인장이며 (-)가 압축을 나타낸다.

4.1 배수조건

그림 3은 흙 내에서의 유효수직응력분포를 보여주고 있다. 본 해석에 가해진 상재하중은 100kPa이었으며 이는 강보강재의 양쪽 끝부분을 제외하고는 메쉬 전반에 걸쳐 관찰되고 있다. 상재하중인 100kPa보다 작은 응력이 강보강재의 좌측 끝부분에서 관측되는 반면에 우측 끝부분에서는 100kPa보다 큰 응력이 관측되었다. 이러한 응력분포의 메카니즘은 Bayoumi(2000)에 의해 다음과 같이 설명되고 있다.

그림 4는 인발시험동안에 보강토 내에서의 자유물체도이다. 그림에서 L는 수평력, V는 연직력 그리고 T는 인발력을 의미하며, R_x 와 R_y 는 각각 좌측과 하단경계면에서 발생한 수평반력과 연직반력이다. 인발력 T는 강

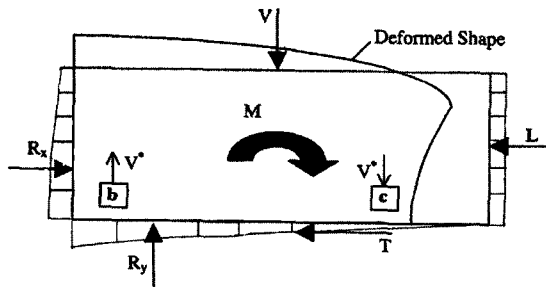


그림 4. 인발시험 중 보강토 내에서의 자유물체도(Bayoumi, 2000)

보강재가 인발됨에 따라 인터페이스에서의 마찰로 인하여 발생하게 된다. 힘의 평형을 고려한다면, $R_y=V$ 그리고 $R_x=L+T$ 이 되어야 한다. 즉, 좌측경계면에 발생하는 수평반력은 인발력 T와 외력 L의 합과 같아야 한다. 모델의 좌측경계는 x방향 변위가 허용되지 않는 강성벽 체이기 때문에 수평력과 인발력으로 인하여 모델 내에서 시계방향 모멘트(M)가 발생하게 된다. 결과적으로 인터페이스에서의 연직응력은 인발측(그림 4에서 좌측)에서는 감소하게 되고 강보강재 자유단에서는 증가하게 된다. 결과적으로 수치해석 결과에 나왔듯이 수직응력 (V^*)이 흙 요소 [b] 부분에서는 초기에 가해진 상재하중보다 감소하고 흙 요소 [c] 부분에서는 증가하게 된다.

그림 5에 수평응력의 분포가 나타나 있다. 수평응력의 최대값은 약 370kPa(압축)로 모델의 x방향 변위가 허용되지 않는 좌측경계면(모델시험토조의 전면 벽체) 강보강재 상부에서 발생하였고, 최소값 20kPa(압축)은 강보강재의 자유단 부근에서 발생하였다. 이러한 경향은 그림 4에서 설명한 개념과 잘 일치하고 있음을 알 수 있다.

전단응력 분포의 일반적인 경향은 상대적으로 큰 전단응력이 강보강재 자유단 바로 윗부분에서 발생하고 모델경계면 쪽(좌측, 상부)으로 갈수록 감소하는 것으로 나타났다(그림 6). 이는 인발시험 중 강보강재 상부 흙이 인발의 영향을 가장 많이 받고 강보강재로부터 멀리 떨어질수록 인발로 인한 영향이 감소하기 때문이다. 또한 강보강재 자유단에서 가장 큰 전단응력이 발생한 이 유도 그림 4에서 설명한 바와 같이 최대연직응력이 강보

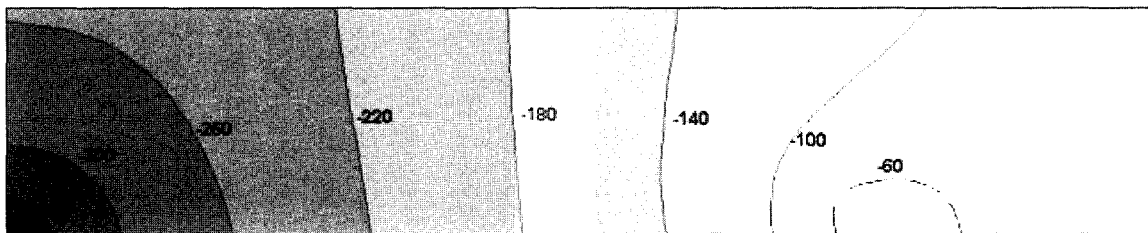


그림 5. 배수조건에서의 유효수평응력 분포(단위 : kPa)

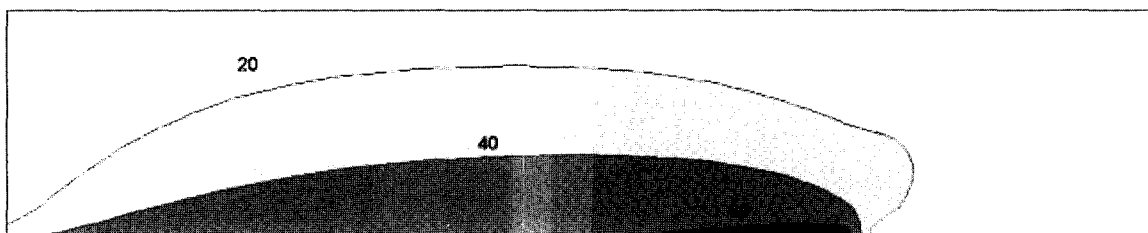


그림 6. 배수조건에서의 전단응력 분포(단위 : kPa)

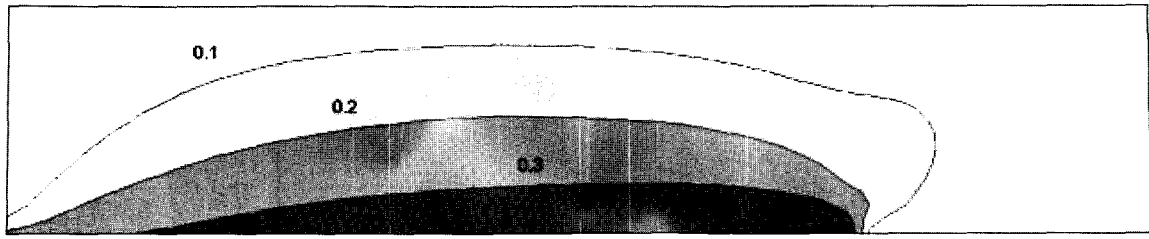


그림 7. 배수조건에서의 전단변형률 분포(단위 : %)

강재 자유단에서 발생하였기 때문이다. 즉, 인터페이스에서의 마찰저항은 연직응력에 비례하기 때문에 전단응력은 흙 모델 내에서 일정하지 않고 연직응력이 가장 큰 강보강재의 자유단 쪽으로 갈수록 증가하는 것이다.

전단응력 변형률이 그림 7에 소개되어 있으며, 분포 경향은 그림 6에 나타난 전단응력의 분포와 동일한 경향을 보인다. 상, 하 방향으로는 강보강재에 가까울수록 상대적으로 큰 전단변형률이 발생하고, 강보강재 부근의 좌, 우 방향으로는 x방향 변위가 허용되지 않은 좌측 경계면(모델시험 토조의 전면 벽체)으로부터 멀어질수록 작은 전단변형률이 발생하였다. 또한 그림에서 보듯이 발생한 전단변형률은 아주 작아서 흙 입자의 파괴는 발생하지 않고 흙과 보강재 사이의 인터페이스에서 파괴가 발생한 것으로 판단된다.

그림 8은 강보강재 요소에서 측정한 인장응력분포이다. 최대인장응력(약 28MPa)은 강보강재의 고정단(모델의 좌측)에서 발생하였으며, 인장응력은 자유단 쪽으로 갈수록 점차 감소하여 자유단에서 0이 되었다.

그림 9는 강보강재와 접촉하고 있는 흙 요소에서의 수직응력, 수평응력 그리고 전단응력 분포이다. 앞에서 언급되었듯이, 토조 전면벽체의 강성으로 인하여 유효수직응력과 전단응력은 벽체(모델 좌측경계)에서 멀어질수록 약간 증가하는 반면에, 유효수평응력은 강보강재 자유단 쪽으로 갈수록 크게 감소하였다. 토조 벽체의 강성으로 인하여 수평변형의 발생이 억제되어 더 큰 수평응력이 벽체 뒤에서 발생한 결과이다.

그림 10은 흙 표면에서의 수평, 수직변위와 인터페이스에서의 수평변위 결과이다. 그림에 나타나 있듯이 흙 표면에서의 최대수직변위는 벽체 뒤에서 약 0.36mm 상향으로 발생하였다. 수직변위는 벽체에서 멀어질수록 감소하고 있는데 이는 벽체로 인한 구속효과가 감소하기 때문이다. 반면에 흙 표면에서의 최대수평변위는 강보강재 자유단 부근에서 약 2mm로 발생하였는데, 이 또한 벽체 뒤에서의 수평변형이 구속되었기 때문으로 벽체 쪽으로 가까워질수록 수평변위가 감소하였다. 인

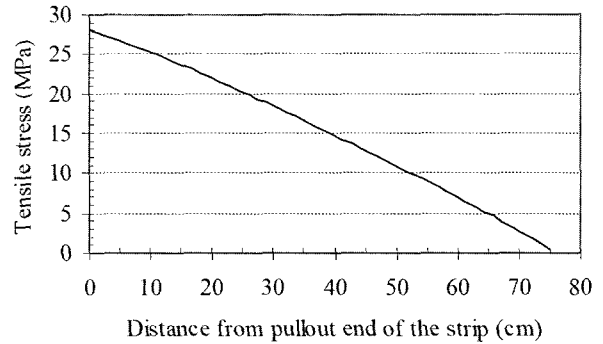


그림 8. 강보강재 인장응력(배수조건)

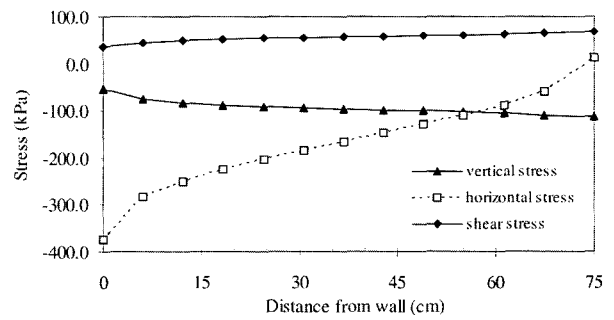


그림 9. 강보강재 접촉 흙 요소에서의 수직, 수평, 전단응력 분포(배수조건)

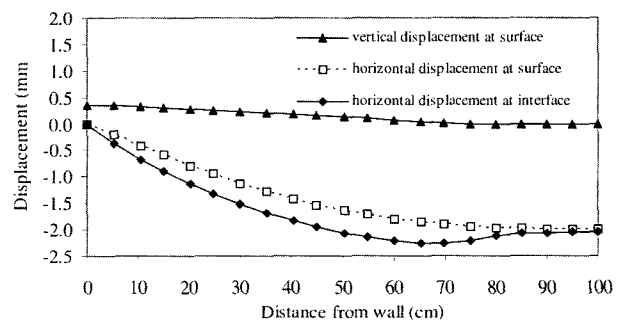


그림 10. 흙 표면과 인터페이스에서의 변위분포(배수조건)

터페이스에서의 수평변위 역시 자유단 부근에서 최대 변위(약 2.26mm)가 발생하였는데 이는 흙 표면에서의 변위보다 큰 값으로 흙 표면에서보다 인터페이스에서 발생한 전단응력이 더 크기 때문이다.

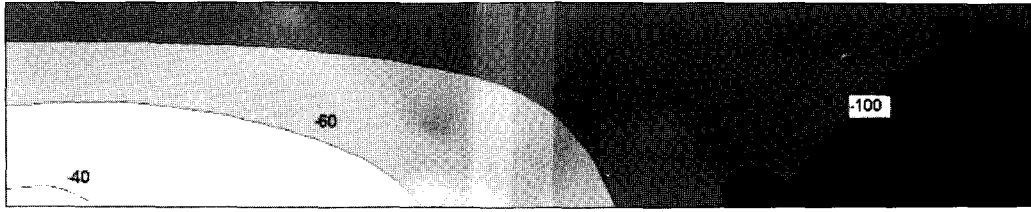


그림 11. 비배수조건에서의 유효수직응력 분포(단위 : kPa)

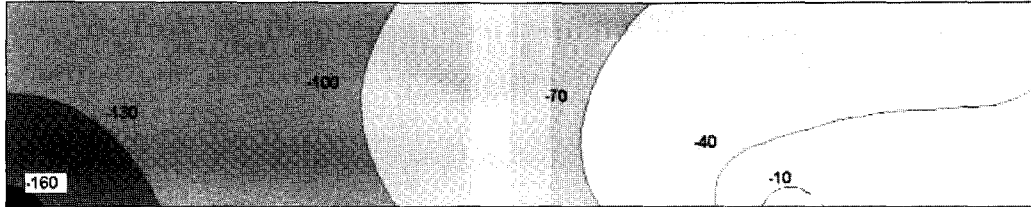


그림 12. 비배수조건에서의 유효수평응력 분포(단위 : kPa)

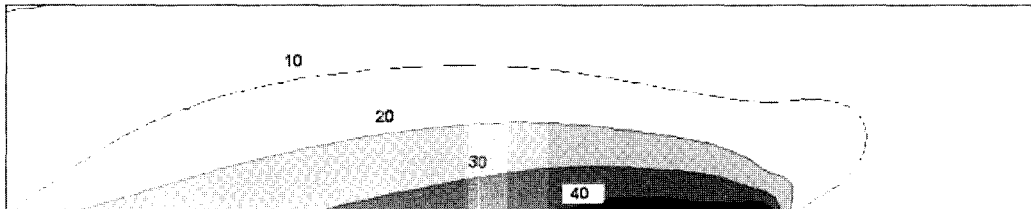


그림 13. 비배수조건에서의 전단응력 분포(단위 : kPa)

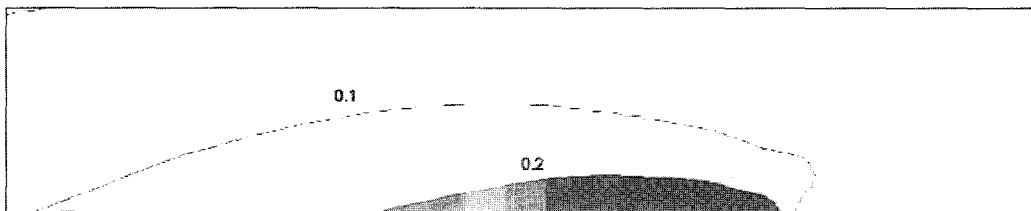


그림 14. 비배수조건에서의 전단변형률 분포(단위 : %)

4.2 비배수조건

그림 11은 비배수조건에서의 흙 내 유효수직응력분포를 보여주고 있다. 배수조건에서와는 달리 강보강재 자유단 부근을 제외하고는 모델 전체에서 얻어진 응력은 가해진 상재하중인 100kPa보다 작게 나타났다. 벽체 뒤에서 가장 작은 유효수직응력이 나타났으며 벽체에서 멀어질수록 증가하고 있다. 이러한 경향에 대한 설명은 4.1절에서 이미 소개되었다. 다만 강보강재의 인발에 기인한 과잉간극수압의 발생으로 인하여 유효수직응력이 감소하였다는 차이점이 있을 뿐이다. 과잉간극수압 발생과 관련해서는 본 절의 뒷부분에서 자세히 다룰 예정이다. 최대유효수평응력(그림 12 참조)은 184kPa로 벽체 뒤 강보강재 상부에서 나타났으며, 최소값은 강보강재 자유단부근에서 얻어진 1kPa이다. 이 또한 앞 절에

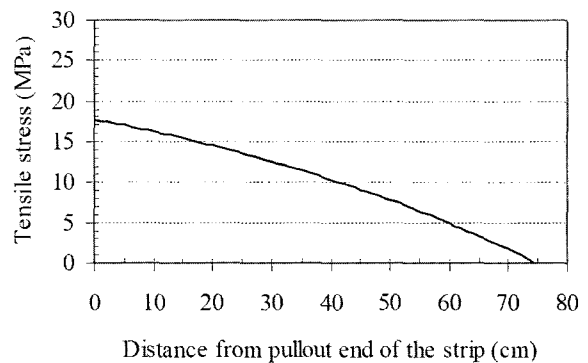


그림 15. 강보강재 인장응력(비배수조건)

서 소개된 메커니즘에 부합하는 결과이다.

그림 13과 14는 비배수조건에서의 흙 내 전단응력과 전단변형률을 보여주고 있다. 배수조건에서와 유사하게 보다 큰 전단응력과 전단변형률이 강보강재 상부에서

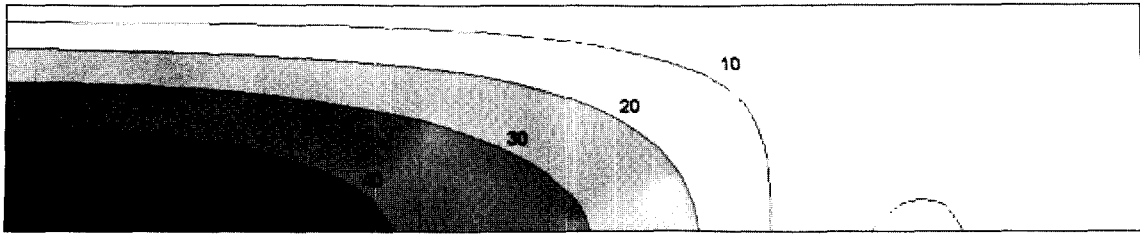


그림 16. 간극수압분포(단위 : kPa)

발생하여 경계면 쪽으로 갈수록 감소하고 있다. 그러나 전단응력과 전단변형률의 크기는 배수조건에 비해서 감소하였는데 역시 과잉간극수압의 소산에 기인한다. 앞에서도 설명되었듯이, 과잉간극수압의 발생은 유효수직응력을 감소시키게 되고 인터페이스에서의 마찰저항은 유효연직응력에 비례하므로 결과적으로 전단응력을 감소시키게 된다. 전단변형률 역시 배수조건에서와 같이 흙 입자를 과파시킬 정도의 크기로 나타나지는 않았다. 그림 15는 강보강재 요소에서 계측한 비배수조건에서의 인장응력을 보여주고 있으며, 최대값이 17.6MPa로 벽체 뒤에서 얻어졌고 자유단 쪽으로 갈수록 감소하고 있다. 이러한 경향은 배수조건에서와 같고 다만 과잉간극수압의 영향으로 전반적으로 감소된 값이 나타나고 있다.

비배수조건에서의 간극수압분포가 그림 16에 나와 있다. 간극수압은 벽체 뒤 강보강재 상부에서 가장 크고 강보강재 자유단 쪽과 상부경계면 방향으로 갈수록 감소하는 것으로 나타났는데 이는 인발시간이 경과함에 따라 과잉간극수압이 일부 소산되었기 때문인 것으로 판단된다.

그림 17은 강보강재와 접촉하고 있는 흙 요소에서의 수직응력, 수평응력, 전단응력뿐만 아니라 간극수압의 분포를 보여주고 있다. 배수조건에서와 마찬가지로 토조 전면벽체의 강성으로 인하여 유효수직응력과 전단응력은 벽체에서 멀어질수록 증가하는 반면에, 유효수평응력은 강보강재 자유단 쪽으로 갈수록 감소하고 있다. 간극수압은 벽체 쪽에서 가장 크게 발생하고 강보강재 자유단 쪽으로 갈수록 감소한다. 보다 상세한 간극수압 분포는 그림 18에 인발거리(0.5, 0.833과 1.33mm)별로 단계적으로 나와 있다. 그림에서 나타났듯이 벽체 뒤에서의 간극수압이 가장 크고 벽체에서 멀어지면서 간극수압이 감소하고 있다. 또한 계측점 모두에서 인발거리가 증가함에 따라(시간이 경과함에 따라) 간극수압도 증가하는 것으로 나타났다.

그림 19는 흙 표면에서의 수평, 수직변위와 인터페이

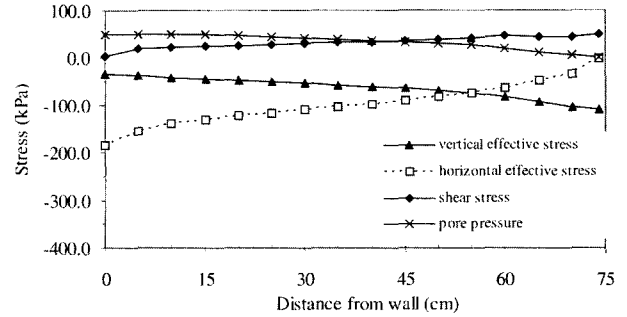


그림 17. 강보강재 접촉 흙 요소에서의 수직, 수평, 전단응력 분포(비배수조건)

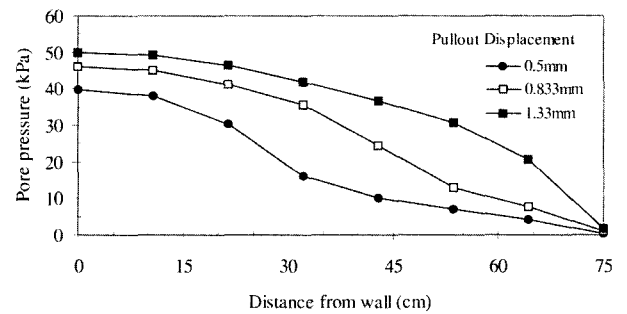


그림 18. 인터페이스에서의 간극수압분포

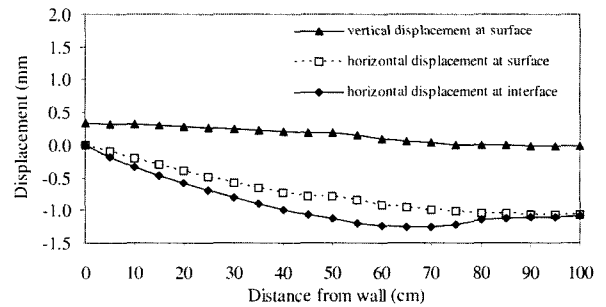


그림 19. 흙 표면과 인터페이스에서의 변위분포(비배수조건)

스에서의 수평변위 결과이다. 전반적으로 다음과 같이 배수조건에서와 동일한 결과가 얻어졌다; (1) 벽체 뒤에서 최대수직변위(0.33mm 상향)가 발생하고 벽체에서 멀어질수록 수직변위가 감소하였다; (2) 최대수평변위(1.07mm)는 강보강재 자유단 부분 흙 표면에서 발생하였다; (3) 흙 표면에서보다 인터페이스에서 더 큰 수평변위(1.26mm)가 발생하였다; (4) 인터페이스에서의 수

평변위는 벽체에서 멀어질수록 증가하였다. 그러나 모든 변위의 크기는 과잉간극수압의 발생과 이에 따른 유효응력의 감소에 기인하여 배수조건에서 얻은 변위에 비하여 감소하였다.

5. 실내시험결과와 수치해석결과의 비교

Lee(2003)는 실트함유량(0, 5, 10, 15, 35%), 상재하중(30, 100, 200kPa) 그리고 배수조건(배수, 비배수)을 변화시켜가며 보강토에서의 배수 및 비배수인발력을 연구하였다. 연구 결과, 순수모래에서는 비배수조건에서 인발력의 감소가 나타나지 않은 반면에 나머지 실트질 모래에서는 비배수인발력이 배수인발력에 비해 약 50~78% 감소하는 것으로 나타났다. 본 논문에서 수행된 수치해석은 Lee(2003)에 의해 수행된 실내인발시험을 모사한 것으로 실내인발시험에 대하여 보다 자세한 내용은 해당 논문을 참조하기 바란다. 앞에서 언급되었듯이 본 논문에서 수행된 수치해석은 총 24가지 경우로 이중 100kPa의 상재하중이 가해진 10% 실트질 모래의 배수 및 비배수 해석에 대한 결과가 앞 장에서 대표해석 경우로 자세히 소개되었다. 그림 20은 이 대표해석 결과를 실내시험결과와 비교한 그래프이다. 실내시험에서는 최대인발력이 얻어진 이후의 그래프도 나타나 있지만 수치해석결과는 강보강재와 흙 사이의 인터페이스에서 완전한 슬립(slip)이 발생하였을 때 해석이 멈추어졌기 때문에 최대인발력에 도달했을 때까지의 그래프만 표시되어 있다. 실내시험에서 배수 및 비배수조건 모두 초기에 인발력이 급속히 증가하는 결과를 얻었으며, 수치해석 결과 역시 같은 경향을 보여주고 있다. 특히 배수 조건에서는 실내시험과 수치해석으로부터 얻은 최대인발력의 값이 거의 유사하게 나타났으나 비배수조건인 경우 수치해석결과가 다소 작게 나타났다.

그림 21과 22는 실내시험과 수치해석으로부터 얻은 강보강재의 최대인발력을 비교하고 있다. 그림 21은 배수조건 결과를 그림 22는 비배수조건 결과를 각각 보여주고 있다. 그림에 나타나 있듯이, 수치해석결과 역시 실내시험결과와 마찬가지로 상재하중이 증가할수록 최대인발력이 증가하였으며(배수/비배수조건), 인터페이스의 마찰계수의 변화에 따라 최대인발력도 변화하는 것으로 나타났다(배수 조건). 또한 배수조건에서의 최대인발력이 비배수조건에서의 최대인발력보다 큰 것으로 나타나 이 역시 실험결과와 잘 일치하였다. 전체적으로

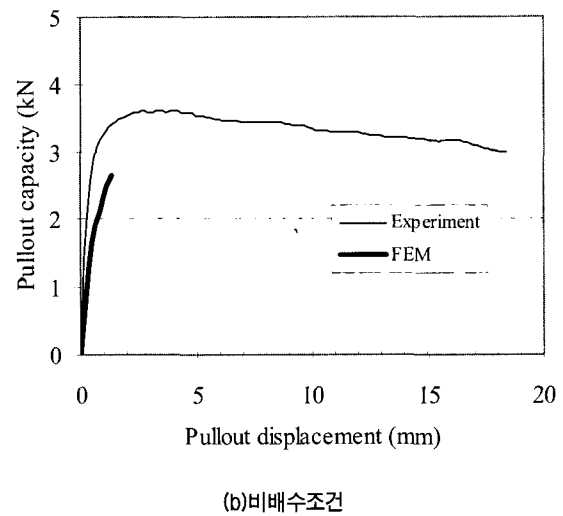
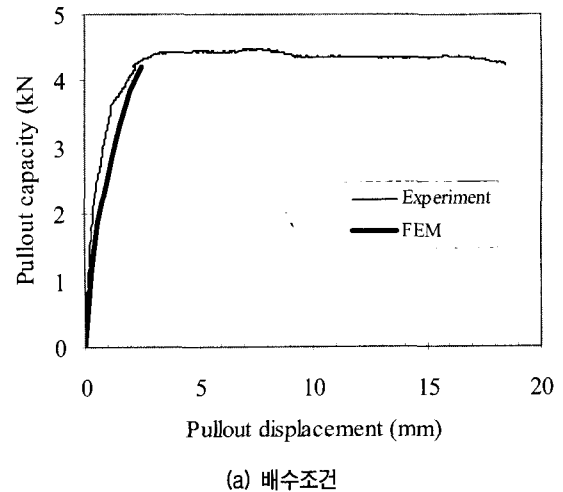


그림 20. 실내시험결과와 수치해석결과의 비교(10% 실트질 모래, 100kPa 상재하중)

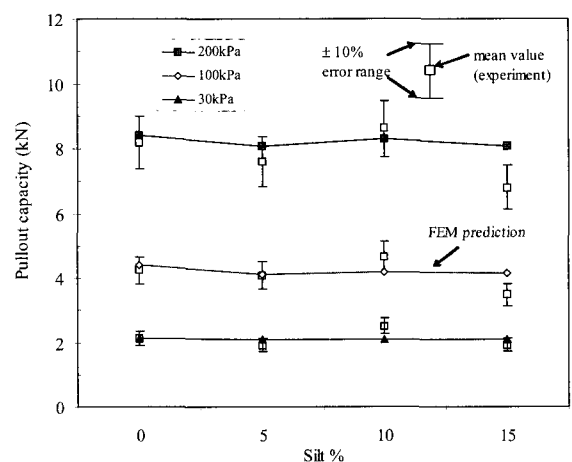


그림 21. 실내시험결과와 수치해석결과의 비교(배수조건)

수치해석으로부터 얻은 각 해석조건별 최대인발력은 실험결과의 $\pm 10\%$ 오차범위 이내에 드는 것으로 나타났으며, 배수조건에서 수행된 15% 실트질 모래에서만 약

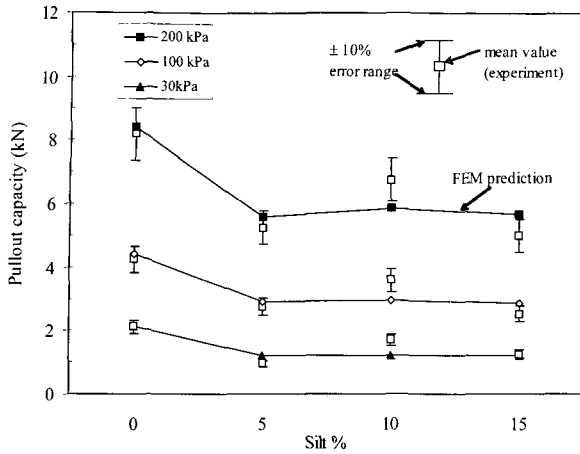


그림 22. 실내시험결과와 수치해석결과 비교(비배수조건)

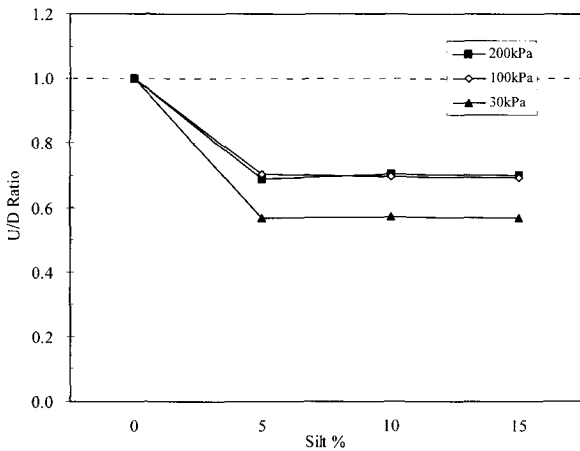


그림 23. 비배수 인발력과 배수 인발력의 비교(수치해석 결과)

간의 차이를 보이고 있다.

그림 23은 수치해석결과로부터 얻어진 비배수 인발력과 배수 인발력을 비교한 그림이다. 순수모래에서의 비배수인발력/배수인발력 비는 모든 상재하중에서 1.0으로 나타났으며, 실트질 모래에서는 상재하중 100kPa과 200kPa에서는 그 비가 약 0.7 정도이며, 30kPa에서는 약 0.57로 나타나 비배수조건에서 인발력이 상당한 크기로 감소함을 알 수 있다. 또한 이러한 감소비율은 실내시험결과에서 얻은 감소비율과 잘 일치하고 있다. 30kPa에서의 감소비율이 100kPa, 200kPa에서의 감소비율보다 더 작은 이유는 ‘구속 다이러턴시 효과(constrained dilatancy effect)’에 기인한다. Guillois 등(1979)에 의하면 보강재 주위 흙의 유효체적은 매우 작고 모든 변형은 이 유효체적 안에서 발생하며, 유효체적 밖의 흙은 단순히 구속압으로서만 작용한다고 하였다. 따라서 상재하중이 비교적 작은 경우(일반적으로 100kPa 미만), 유효체적에 대한 구속압이 추가로 작용하게 되고 이에 따라

과잉간극수압도 추가로 작용하게 된다. 이러한 이유로 인하여 30kPa에서의 과잉간극수압 발생비율은 100kPa, 200kPa에서보다 크게 되고 이에 따라 상대적으로 더 큰 감소비율이 나타나게 된다.

6. 결론

본 연구에서는 순수모래 및 실트질 모래(5, 10, 15%)와 상재하중(100, 200kPa)을 변화시켜가며 배수 및 비배수조건에서 유한요소 수치해석을 수행하여 강보강재로 보강된 보강토 내부의 응력과 변형에 대하여 살펴보았으며 그 결과를 실내인발시험결과와 비교하여 다음과 같은 결과를 얻었다.

- (1) 수치해석 결과, 상재하중이 증가함에 따라 배수/비배수 인발력이 모두 증가하고 배수 인발력은 인터페이스 마찰계수의 변화에 따라 변화한다는 것이 밝혀졌다. 이러한 결과는 실내시험결과와 잘 일치하고 있다.
- (2) 배수조건 및 비배수조건 모두에서 벽체로부터의 거리가 증가할수록 수직유효응력과 전단응력은 증가하고 유효수평응력은 감소하였다. 비배수조건에서의 응력 값은 배수조건에서의 응력 값보다 작게 나타났는데 이는 과잉간극수압의 발생에 기인한다.
- (3) 배수조건 및 비배수조건 모두에서 흙 표면에서보다 인터페이스에서 변위가 더 크게 발생하였다. 흙 표면에서의 수직변위는 벽체 뒤에서 더 크게 상향으로 발생하였고, 수평변위는 표면과 인터페이스 모두에서 강보강재의 자유단 쪽에서 더 크게 발생하였다. 비배수조건에서의 변위는 배수조건에서 구한 변위보다 작게 나타났다.
- (4) 비배수조건에서 최대간극수압은 벽체 뒤에서 발생하였으며, 상부경계면과 강보강재 자유단 쪽으로 갈수록 감소하는 것으로 나타났다.
- (5) 수치해석 결과로부터 비배수 인발력은 배수 인발력에 비하여 모든 해석대상 실트질 모래에서 상재하중이 100kPa과 200kPa인 경우에는 약 70% 정도, 상재하중이 30kPa인 경우에는 약 57% 정도로 나타났다. 따라서 비배수조건이 예상되는 현장에서는 이러한 인발력의 감소를 고려하여 보강토 설계를 수행하여야 할 것이다.

참 고 문 헌

1. ABAQUS manual (1999), Hibbit Karlson & Sorenson, Inc.
2. Adib, Mazen, Mitchell, J.K. and Christopher, B. (1990), "Finite Element Modelling of Reinforced Soil Walls and Embankments", *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publication No.25, pp.409-423.
3. Bayoumi, A. (2000), *Evaluation of Pullout Capacity of Reinforced Ottawa Sand under Drained and Undrained Conditions*, MS Thesis, Purdue University.
4. Bergado, D.T., Shivashankar, R., Alfaro, M.C., Chai, J-C. and Balasubramaniam, A.S. (1993), "Interaction Behavior of Steel Grid Reinforcements in a Clayey Sand", *Geotechnique* 43. No.4, pp.589-603.
5. Bhattacharya, U. and Couch, F.B. (1990), "Failure of Blue Heron Road Supported by Reinforced Earth Wall", *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publications, No.25, Philip C. Lambe and Lawrence A. Hansen ed., New York, ASCE, pp.424-438.
6. Burwash, W.J. and Frost, J.D. (1991), "Case History of a 9 m High Geogrid Reinforced Retaining Wall Backfilled with Cohesive Soil", *Proceedings, Geosynthetics '91 Conference*, Atlanta, Vol.2, pp.485-493.
7. Guillois A., Schlosser, F. and Long, N.T. (1979), "Etude du Frottement Sable-Armature en Laboratoire", *Proceedings, International Conference on Soil Reinforcement*, Paris, pp.35-40.
8. Iseda, T., Tanahasi, Y. and Higuchi, T. (1979), "FEM Analysis of Earth Pressure Considering Friction of Wall", *Proc. 14th JNCSE*, pp.989-992 (in Japanese).
9. Lee, H.S. (2003), *The Undrained Pullout Capacity of Reinforced Soil*, Ph. D Thesis, Purdue University.
10. Leonards, G.A., Forst, J.D. and Bray, J.D. (1994), "Collapse of Geogrid-Reinforced Retaining Structure", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol.8, No.4, Nov., pp.274-292.
11. Palmeira, E.M. and Milligan, G.W.E. (1989), "Scale and other Factors Affecting the Results of Pullout Tests of Grids Buried in Sand", *Geotechnique*, London, pp.511-524.
12. Rowe R.K. and Soderman, K.L. (1984), "Comparison of Predicted and Observed Behavior of Two Test Embankments", *Geotextiles and Geomembranes*, No.1, pp.143-160.
13. Salgado, R., Bandini, P. and Karim, A. (2000), "Shear Strength and Stiffness of Silty Sand", *Journal of Geotech and Geoenvironmental Eng. Div. ASCE*.

(접수일자 2007. 1. 5, 심사완료일 2007. 4. 24)