

의 변형방향에 수직인 보강재의 지지부재에 의한 흙의 지지저항이 발현된다.

이에 본 연구에서는 뒤채움흙으로 화강풍화토를 사용하고, 보강재로는 지지저항 특성을 발휘할 수 있는 지오그리드를 사용한 경우에 대한 일련의 모형실험을 수행하여, 보강재 포설 간격 및 상재하중 변화가 보강토옹벽의 변형거동에 미치는 영향을 평가하였다.

2. 보강토옹벽 모형실험

2.1 실험장치

모형 보강토옹벽 축조를 위한 실험장치는 그림 1에 도시한 바와 같이 모형토조, 토조보강 프레임, 전면블록, 전면변위 억제판, LVDT 거치대 등으로 구성되어 있다. 모형토조는 내부치수가 140cm×100cm×100cm로서 전면이 개방된 형태로 제작하였고, 개방된 단면을 보강하기 위하여 강제 토조 보강 프레임을 4단으로 설치하였다. 또한 모형토조 전면은 토조 안의 지반거동을 관측할 수 있도록 10mm두께의 아크릴판으로 제작하였다. 한편, 모형 보강토옹벽 축조시에 발생하는 벽체변위를 억제하기 위하여 두께 10mm의 목재 합판과 스크류 장치(screws stroke)로 벽체고정장치를 제작하여 사용하였다. 전면블록은 고강도 합성수지를 이용하여 높이×폭×두께를 200mm×200mm×50mm, 143mm×200mm×50mm 및 111mm×200mm×50mm의 3 종류로 제작하여 각각 5단, 7단 및 9단 보강토옹벽을 축조할 수 있도록 하였다. 전면블록과 보강재의 결속을 위하여 50mm×200mm×30mm크기의 고정블록을 제작하였으며 전면블록과 볼트로 체결할 수 있도록 하였다.

1m 높이의 모형 보강토옹벽 축조가 완료된 이후에 벽체고정장치를 해체하고 0.5kg/cm²~2.5kg/cm²까지 5단계의 하중을 재하하면서 계측을 수행하였다. 이때 벽체변위의 원활한 측정을 위하여 변위계(LVDT) 거치대를 제작하였다. 본 변위계 거치대는 변위계의 설치높이를 임의로 조정할 수 있다.

2.2 사용재료

본 모형실험에서는 뒤채움흙으로 화강풍화토를 사용하였다. 흙시료의 입도분포곡선은 그림 2에 나타내었다. 그림 2에서 알 수 있는 바와 같이 흙시료는 200번체 통과율이 41.2%이며 통일분류법상 SM으로 분류되는 실트질 모래이고, 비중(G_s)은 2.75, 소성지수는 N.P, 최적함수비(OMC) 및 최대건조밀도($\gamma_{d_{max}}$)는 각각 23%, 1.61 t/m³이다.

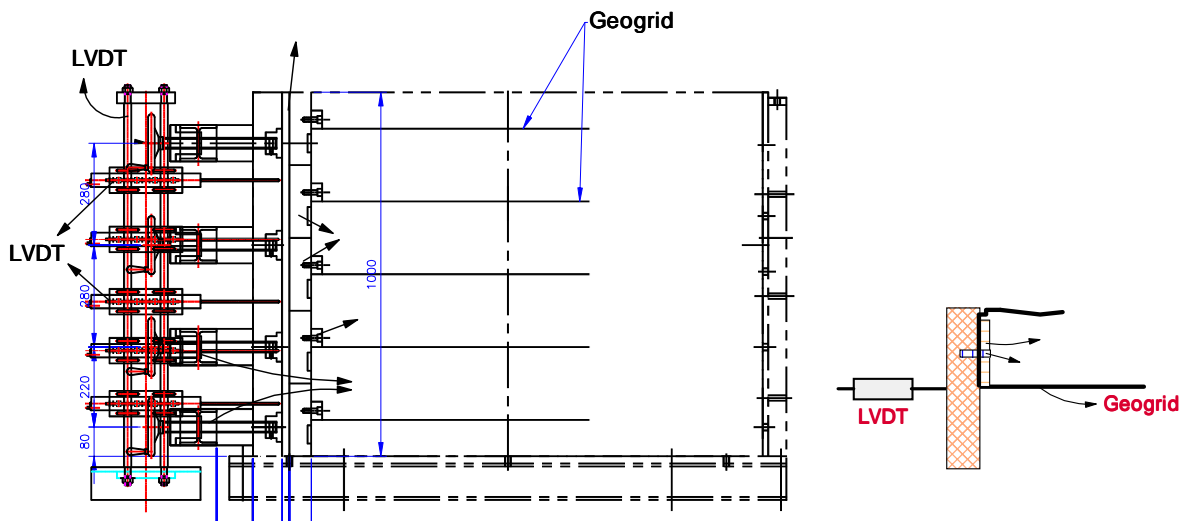


그림 1. 모형실험 장치 구성도

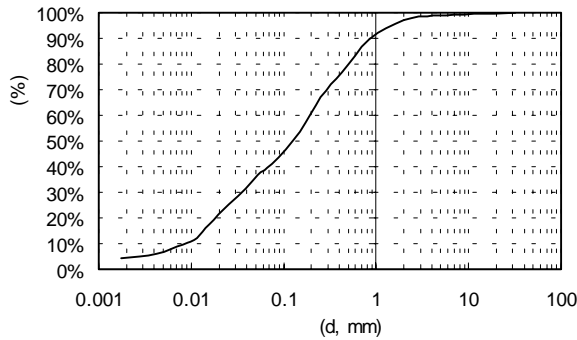


그림 2. 흙시료의 입도분포곡선

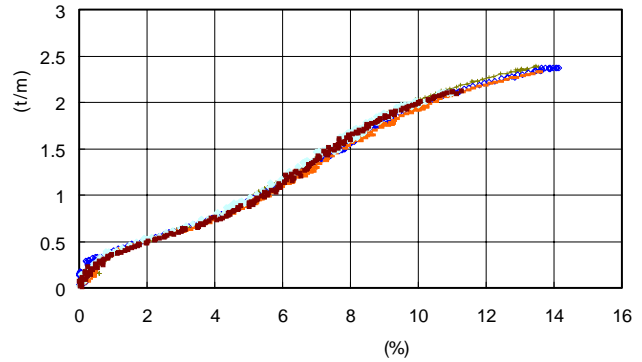


그림 3. 보강재에 대한 광폭인장강도시험 결과

본 연구에서는 축소모형실험의 크기효과(scale effect)를 고려하기 위하여 비교적 인장강도가 작은 지오그리드 보강재를 사용하였다. 본 지오그리드는 고강도 폴리에스테르사를 제직하여 격자모양의 원단으로 만든 후 PVC로 코팅하여 제조한 결합형 연성 지오그리드이다. 지오그리드 보강재에 대하여 광폭인장강도시험을 수행한 결과를 그림 3에 나타내었다. 그림 3에서 알 수 있는 바와 같이 지오그리드시료의 평균 최대인장강도와 인장변형이 각각 2.26t/m 및 12.6%인 것으로 나타났다.

2.3 실험 종류 및 방법

보강재 포설 단수 및 옹벽배면에 작용하는 상재하중의 크기가 보강토옹벽의 거동특성에 미치는 영향을 고찰하기 위하여, 보강재를 포설하지 않은 경우와 지오그리드 보강재를 5단, 7단 및 9단 포설한 경우에 대한 모형실험을 수행하였다. 본 실험에서는 1m 높이의 모형 보강토옹벽 축조시에는 전면벽체의 변형이 발생하지 않도록 하였으며, 모형 보강토옹벽 축조가 완료된 이후에 전면벽체 변형억제장치를 해체하고 5단계의 등분포하중을 재하하면서 보강토옹벽의 거동을 계측하였다. 등분포하중은 벽체로부터 4cm 떨어진 위치에 0.5kg/cm², 1.0kg/cm², 1.5kg/cm², 2.0kg/cm² 및 2.5kg/cm²의 등분포하중을 순차적으로 재하하였다. 하중재하에 따른 벽체 수평변위 발생은 하중재하 후 대략 10분 정도에 수렴하는 것으로 나타나, 각 하중단계별로 15분 동안 하중을 재하하였다. 하중재하시 토압계와 변위계(LVDT)를 이용하여 전면벽체의 수평변위 및 벽체에 작용하는 수평토압을 측정하였고, 스트레인 게이지를 부착하여 보강재의 인장변형을 측정하였다. 사용된 토압계는 직경이 50mm, 최대용량은 2.5kg/cm²이고, 변위계(LVDT)는 최대측정변위가 200mm이며, 스트레인 게이지는 길이가 5mm인 소성게이지로서 최대 10% 변형까지 측정이 가능하다. 그림 4는 지오그리드 보강재를 5단 포설한 모형 보강토옹벽의 계측기 설치위치이다. 벽체 변위 측정을 위한 변위계는 그림 1에 나타난 바 있는 LVDT 거치대를 이용하여 모형전면블록 중앙부의 변위를 측정할 수 있도록 설치하였고, 토압계는 그림 4에 보인 바와 같이 각각의 전면블록에 매설하였다. 또한 변형률계는 그림 4에 나타난 바와 같이 5단 포설한 각 단 보강재에 벽체배면으로부터 5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cm 및 60cm 떨어진 지점에 총 30개를 부착하였다. 한편, 7단 보강의 경우 변형률계는 옹벽 하단에서부터 1단(토조 바닥으로부터 7.1cm지점에 포설한 보강재), 3단(25.7cm), 5단(64.3cm), 6단(78.6cm) 및 7단(92.9cm) 보강재에 부착하였고, 9단 보강의 경우에는 옹벽 하단에서부터 1단(5.6cm), 3단(27.8cm), 5단(50cm), 7단(72.2cm) 및 9단(94.4cm) 보강재에 부착하였다.

모형 보강토옹벽 축조시 뒤채움재의 다짐도를 약 90%로 일정하게 하기 위하여, 뒤채움 토사의 함수비를 17±1%로 조정하였고, 현장용 소형 다짐장비인 램마와 소형 손다짐기를 사용하여 매회 동일한 방법으로 다짐작업을 수행하였다. 그림 5는 본 실험에서 사용한 다짐장비 실물사진이다. 시행착오법을 통해 90%이상의 다짐도를 형성할 수 있도록 하는 다짐방법을 결정하였는데, 우선 램마를 사용하여 토조 전면 2회 다짐하고, 램마 다짐시 이완된 성토흙 상부의 다짐과 지오그리드 포설을 위한 성토층 평탄화를 위해 소형 손다짐기를 사용하여 추가로 다짐하중을 가하였다. 다짐작업후에는 들밀도시험을 통해 지반의 다짐상태를 확인하였다.

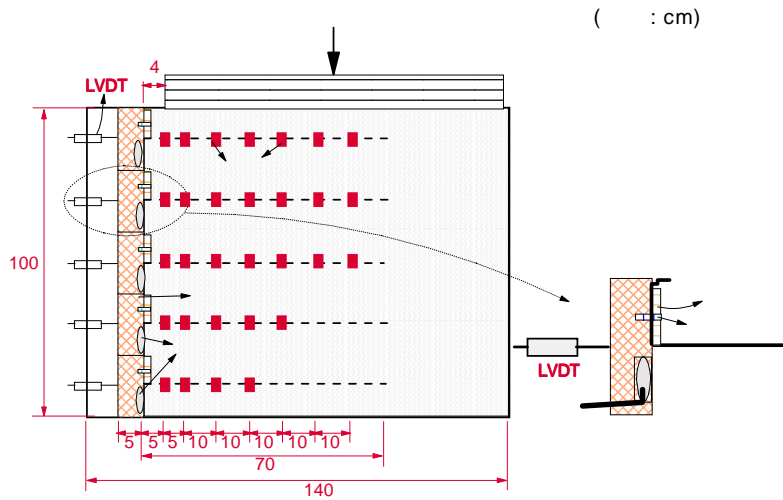


그림 4. 계측기 설치위치



(a) 램마

(b) 소형다짐기

그림 5. 다짐장비 실물사진

3. 축소 모형실험 결과 및 고찰

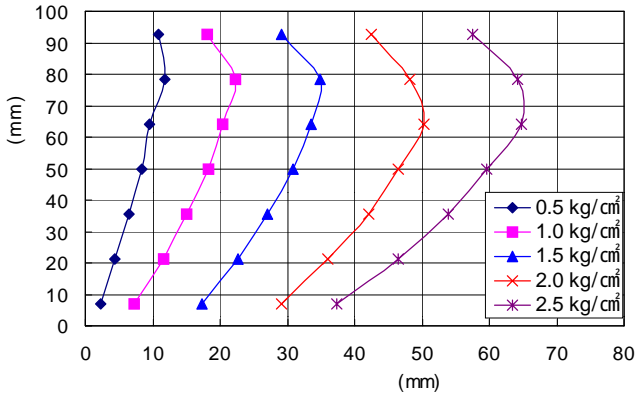
3.1 단계하중 재하시 보강토옹벽 벽체 수평변위

상재하중 및 보강재 포설간격이 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위하여 수행한 모형실험결과, 최대 2.5kg/cm^2 까지 0.5kg/cm^2 씩 수직하중을 증가시키면서 각 하중단계별로 측정된 벽체 수평변위를 그림 6에 나타내었다.

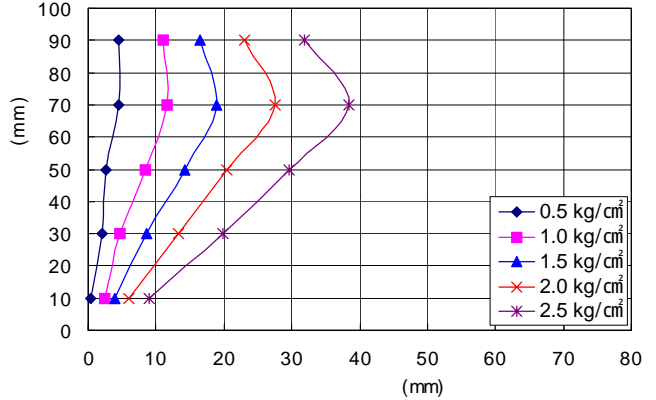
그림 6에서 알 수 있는 바와 같이 하중단계 증가에 따른 벽체 수평변위는, 무보강의 경우 0.5kg/cm^2 재하시 $0.8H$ (여기서, H 는 보강토옹벽 높이)지점에서 최대 수평변위가 발생하고 하중단계가 증가할수록 최대 수평변위 발생지점이 점차 모형옹벽 하단으로 내려가는 경향을 보이고 있다. 반면에, 지오그리드를 보강한 경우는 재하하중 단계 및 보강재 포설 단수와 무관하게 $0.7H$ 지점에서 최대 수평변위가 측정되었다. 이와 같이 상재하중에 의한 벽체 수평변위가 측정위치에 따라 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 $0.7H$ 지점에서 가장 큰 비선형적인 형태를 보이는 원인은 보강토체와 기초부 사이 그리고 하중재하판과 보강토체 사이의 마찰저항에 기인하는 것으로 판단된다.

한편, 1m 높이의 모형보강토옹벽에 지오그리드 보강재를 무보강, 5단보강, 7단보강 및 9단보강한 경우 상재하중의 크기에 따른 벽체 수평변위를 고찰하기 위하여 각 하중단계별로 최대 수평변위가 발생한 $0.7H$ 지점에서의 수평변위 측정값을 그림 7에 나타내었다.

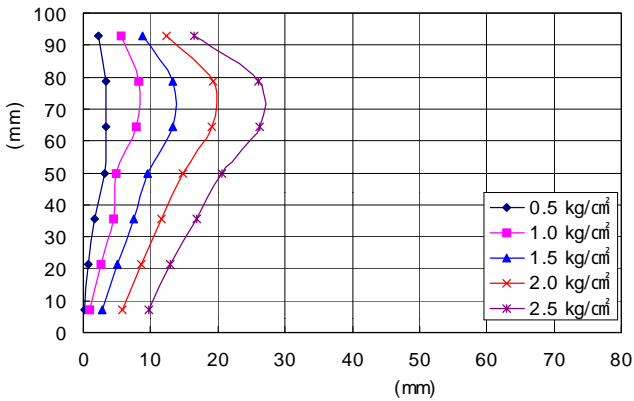
Christopher(1993)는 일련의 현장실험, 원심모형실험 및 유한요소해석을 통해 보강토옹벽 시공완료 직후의 벽체 최대수평변위를 예측할 수 있는 도표와 식을 제안하였으며, 상재하중이 벽체변위에 미치는 영향에 대해서는 신장성 보강재를 사용하는 경우 상재하중의 크기가 1.96 t/m^2 증가할 때마다 벽체 최대수평변위는 25%씩 선형적으로 증가한다고 하였다.



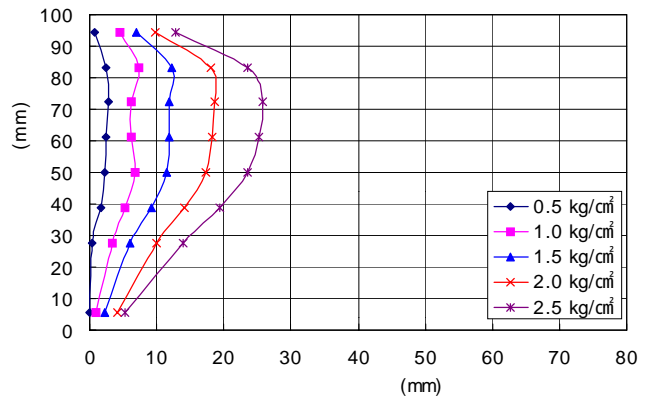
(a) 보강재를 포설하지 않은 경우



(b) 5단 보강



(c) 7단 보강



(d) 9단 보강

그림 6. 모형 보강토옹벽 높이별 수평변위

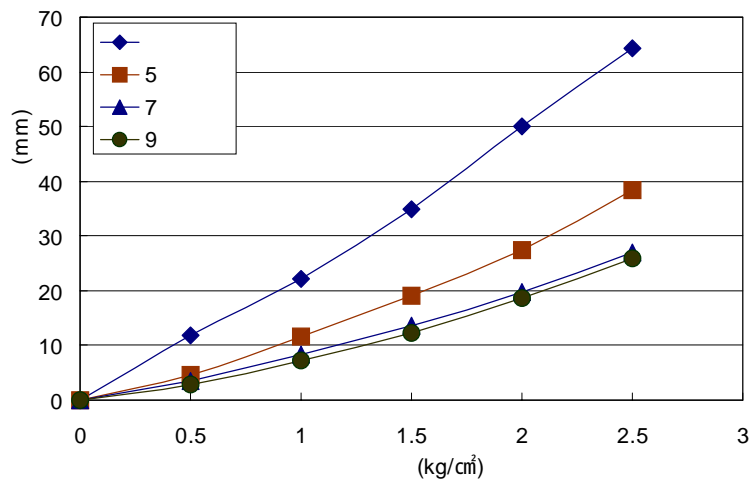


그림 7. 하중단계별 최대 수평변위

이러한 Christopher(1993)의 연구결과에 따르면, 본 모형실험에서 $0.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 의 하중을 재하한 경우 보다 $2.5\text{kg}/\text{cm}^2$ 의 하중을 재하한 경우 약 2.6배의 변위증가가 예상되었으나, 본 실험결과에서는 무보강의 경우 5.4배, 지오그리드를 5단, 7단 및 9단 보강한 경우에는 각각 8.4배, 7.7배 및 9.2배의 최대 수평변위 증가가 나타났으며, Christopher(1993)의 연구결과와는 달리 하중단계 증가에 따른 최대 수평변위 증가율이 비선형적으로 증가하는 경향을 보였다. 이와 같이 본 모형실험에서 Christopher(1993)의 연구결과와는 비교적 상이한 결과가 나온 원인은, Christopher의 예측법에서는 보강재의 인장-변형률 관계를 보강재의 변형계수만으로 반영함으로써, 그림 3에 나타난 바와 같은 보강재 인장-변형률관계의 비선형성을 고려하지 못하였기 때문인 것으로 판단된다. 즉, 상재하중 증가에 따라 모형 보강토옹벽의 수평변위가 증가하면서 보강재의 인장변형 또한 증가하게 되는데, 그림 3에서 알 수 있는바와 같이 보강재의 인장변형률이 증가할수록 인장변형 증분계수는 감소하기 때문에 상재하중 크기가 커질수록 벽체변위 증가율이 더 커지는 것으로 판단된다. 이러한 보강재 인장변형 증분계수의 영향은 3.3절에 나타난 보강재 인장변형 측정결과에서도 확인할 수 있다.

보강재의 초기 변형계수를 반영한 Christopher의 예측법은 상재하중으로 인한 보강재 인장변형 및 벽체변위가 미소한 경우에는 합리적일 수 있으나, 벽체변위가 커질수록 예측오차가 커질 수 있을 것으로 판단된다. 따라서 보다 합리적인 벽체 수평변위의 예측을 위해서는 보강재 인장변형 증분계수를 반영함으로써 상재하중의 증가에 따라 벽체 수평변위가 선형적으로 증가한다는 Christopher 등(1993)의 연구결과를 보완할 필요가 있을 것으로 판단된다.

3.2 보강재 포설단수에 따른 보강토옹벽 벽체변위 억제효과

보강재 포설단수에 따른 모형 보강토옹벽의 최대 벽체변위 측정결과를 그림 8에 나타내었다. 그림 8(a)는 보강재 포설단수에 따른 벽체 최대 수평변위 계측값을 하중단계별로 나타낸 그래프이고, 그림 8(b)는 보강재를 5단, 7단 및 9단 보강한 경우에 대하여 무보강시와 비교한 최대 수평변위감소율을 나타낸 결과이다.

그림 8(a)에서 알 수 있는 바와 같이 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위는 보강재 포설 단수가 많아질수록 비선형적으로 감소하며, 최대 수평변위 감소율은 그림 8(b)에 나타난 바와 같이 재하하중이 작을수록 더 큰 것으로 나타났다.

그림 8(b)에서, 보강재 포설 단수에 따른 최대 수평변위 감소율은 포설 단수가 증가할수록 일정한 값에 수렴해가는 비선형적인 거동을 보이고 있으며, 이러한 결과로부터 보강재 포설 단수를 증가시켜도 보강토옹벽의 보강효과가 증가하지 않게 되는 어떠한 한계 포설 단수가 존재함을 추론할 수 있다. 또한 재하하중이 클수록 보강재 포설 단수 증가에 따른 최대 수평변위 감소율의 증가량이 더 큰 것으로 나타나, 보강재 포설단수가 보강토옹벽의 수평변위 감소에 미치는 영향은 재하하중 및 벽체변위가 클수록 더 커짐을 알 수 있다.

3.2 단계하중 재하시 보강재 인장변형

그림 4에 나타난 바와 같이 보강재에 변형률계를 부착하여 상재하중으로 인한 보강재의 인장변형률을 측정하였다. 모형실험 결과 상재하중으로 인한 보강재의 인장변형률 측정결과를 그림 9에 나타내었다.

본 모형실험시 벽체배면으로부터 5cm, 10cm, 20cm, 30cm, 40cm, 50cm 및 60cm 떨어진 지점에서의 보강재 인장변형을 측정하였으며, 그림 9에는 30cm 지점에서의 보강재 인장변형률 측정결과를 재하하중에 따라 나타내었다.

보강재 인장변형 측정결과, 변형률계 설치위치가 벽체에서 멀어질수록 보강재 인장변형률이 작게 측정되는 경향이 나타났으며, 이러한 경향은 보강재 설치 위치가 보강토옹벽 상단으로 올라갈수록 더 큰 것으로 나타났다. 이와 같이 보강토옹벽 상단으로 갈수록 벽체에 가까운 위치에 설치한 변형률계 측정값이 더 크게 나타나는 원인은, 상재하중에 의한 벽체 수평변위가 그림 6에 나타난 바와 같이 측정위치

에 따라 모형 보강토옹벽 하단부에서 가장 작고 0.7H지점에서 가장 큰 비선형적인 형태를 보이는 벌징(bulging)현상 때문인 것으로 판단된다. 즉, 벌징효과로 인해 모형 전면블록이 회전하게 되고 이로 인하여 하중재하로 인한 보강토체의 침하가 벽체와 가까울수록 더 크게 발생되면서 보강재의 인장변형에 영향을 미쳤기 때문인 것으로 판단된다. 따라서 본 논문에서는 이러한 전면블록의 회전현상에 의한 영향이 거의 없는 것으로 판단된 벽체배면으로부터 30cm 떨어진 지점에서의 계측결과를 고찰하였다.

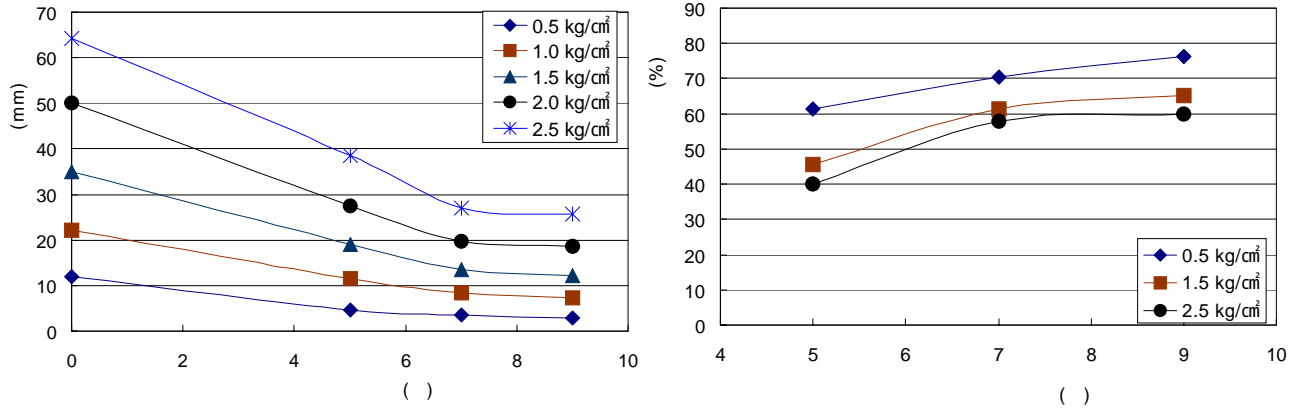


그림 8. 보강재 포설단수가 보강토옹벽 벽체 수평변위에 미치는 영향

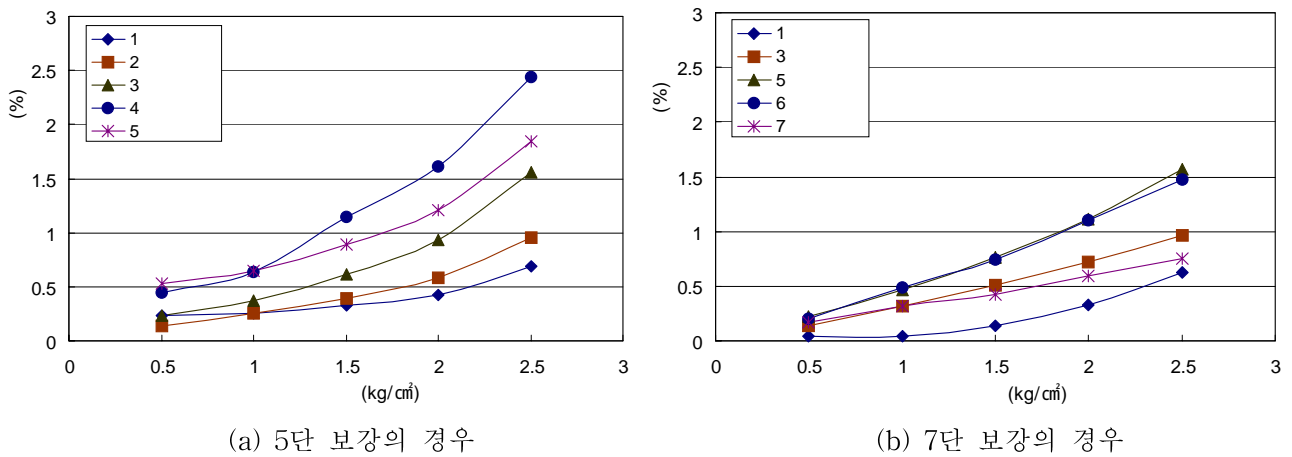


그림 9. 벽체로부터 30cm 떨어진 지점에서의 보강재 인장변형률

그림 9에서 상재하중 증가에 따라 보강재의 인장변형이 증가함을 알 수 있다. 상재하중 증가에 따른 보강재 인장변형의 증가는 그림 6 및 7에 나타난 벽체 수평변위 측정 결과에서와 마찬가지로 재하하중이 클수록 비선형적으로 더 커지게 되고, 최대 벽체변위가 발생한 0.7H부근에 포설된 보강재에서 최대 인장변형률이 측정되었다. 즉, 5단 보강의 경우 4단 보강재에서 최대 인장변형률이 측정되었고, 7단 및 9단 보강의 경우에도 0.7H에 인접한 지점에 포설된 보강재에서 비교적 큰 인장변형이 발생하였다.

한편, 본 모형실험에서는 상재하중 재하시 벽체에 작용하는 수평토압을 측정하였으나, 비교적 수평변위가 크게 발생하여 벽체에 작용한 수평토압이 거의 측정되지 않았으며, 이는 하중재하에 따라 벽체 수평변위가 비교적 크게 유발되어 토압측정을 위한 지지구조가 형성되지 않았기 때문인 것으로 판단된다.

4. 결 론

상재하중 및 보강재 포설 간격이 보강토옹벽의 거동에 미치는 영향을 평가하기 위해, 화강풍화토 뒤 채움재와 지오그리드 보강재를 사용하여 1m높이의 모형 보강토옹벽을 축조한 후, 2.5kg/cm²까지 0.5kg/cm²의 등분포하중을 순차적으로 재하하면서 일련의 모형실험을 수행하였다. 연구결과 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 상재하중 증가에 따른 벽체 수평변위는, 무보강의 경우 0.5kg/cm²재하시 0.8H(여기서, H는 보강토옹벽 높이)지점에서 최대 수평변위가 발생하고 하중단계가 증가할수록 최대 수평변위 발생지점이 점차 모형옹벽 하단으로 내려가는 경향이 나타난 반면에, 지오그리드 보강토옹벽의 경우는 재하하중 단계 및 보강재 포설 단수와 무관하게 0.7H지점에서 최대 수평변위 및 최대 보강재 인장변형이 발생하였다.
2. 하중단계 증가에 따른 수평변위는 재하하중이 커질수록 수평변위 증가율이 커지는 비선형적인 거동을 보이는 것으로 나타났으며, 이는 보강재의 인장변형률이 증가할수록 인장변형 증분계수가 감소하기 때문인 것으로 판단된다.
3. 모형 보강토옹벽의 최대 수평변위는 보강재 포설 단수가 많아질수록 비선형적으로 감소하며, 최대 수평변위 감소율은 재하하중이 작을수록 더 큰 것으로 나타났다. 또한 보강재 포설 단수에 따른 최대 수평변위 감소율은 포설 단수가 증가할수록 일정한 값이에 수렴해가는 비선형적인 거동을 보이고 있으며, 이러한 결과로부터 보강재 포설 단수를 증가시켜도 보강토옹벽의 보강효과가 증가하지 않게 되는 한계 포설 단수가 존재함을 추론할 수 있었다.
4. 재하하중이 클수록 보강재 포설 단수 증가에 따른 최대 수평변위 감소율의 증가량이 더 큰 것으로 나타나, 보강재 포설단수가 보강토옹벽의 수평변위 감소에 미치는 영향은 재하하중 및 벽체변위가 클수록 더 커짐을 알 수 있었다.

참고문헌

1. Christopher, B.R.(1993), "Deformation response and wall stiffness in relation to reinforced soil wall design", PhD. Dissertation, Purdue Uni., 354 p.
2. Ghionna, V.N., Fioravante, & Vicari, M.(2002), "Full Scale Test on a Retaining Wall with Non-uniform Reinforcements", Geosynthetics-7th ICG, pp.279-282.
3. Leshchinsky, D. & Vulova, C.(2001), "Numerical investigation of the effects of geosynthetic spacing on failure mechanisms in MSE block walls", Geosynthetics International, Vol.8, No.4, pp.343-365.
4. Pinto, M.I.M. & Cousens, T.W.(1999), "Modelling a geotextile-reinforced brick-faced soil retaining wall", Geosynthetics International, Vol.6, No.5, pp.417~447.
5. Wong, K.S. & Broms, B.B.(1994), "Failure Modes and Model Tests of a Geotextile Reinforced Wall", Geotextiles and Geomembranes, Vol. 13, pp.475-493.