

수치해석을 통한 보강토옹벽 직선부와 곡선부의 거동 특성

Comparison of Behaviour of Straight and Curved Mechanically Stabilized Earth Walls from Numerical Analysis Results

정혁상^{1*}

Hyuk-Sang Jung^{1*}

¹Member, Professor, Department of Railroad Construction & Safety Engineering, Dongyang Univ., 145 Dongyangdaero, Poonggi-eup, Yeongju-si, Gyeonbuk-do, 11307, Republic of Korea

ABSTRACT

This paper deals with numerical analysis of behavior of curved mechanically stabilized earth(MSE) walls with geosynthetics reinforcement. Unlike typical concrete retaining walls, MSE wall enables securing stability of higher walls without being constrained by backfill height and is currently and widely used to create spaces for industrial and residential complexes. The design of MSE walls is carried out by checking external stability, similarly to the external checks of conventional retaining wall. In addition, internal stability check is mandatory. Typical stability check based on numerical analysis is done assuming 2-dimensional condition (plane strain condition). However, according to the former studies of 3-dimensional MSE wall, the most weakest part of a curved geosynthetic MSE wall is reported as the convex location, which is also identified from the studies of the laboratory model tests and field monitoring. In order to understand the behaviour of the convex location of the MSE wall, 2-dimensional analysis clearly reveals its limitation. Furthermore, laboratory model tests and field monitoring also have restriction in recognizing their behaviour and failure mechanism. In this study, 3-dimensional numerical analysis was performed to figure out the behaviour of the curved part of the geosynthetic reinforced wall, and the results of the straight-line and curved part in the numerical analysis were compared and analysed. In addition, the behaviour characteristics at each condition were compared by considering the overburden load and relative density of backfill.

요 지

본 논문은 보강토옹벽의 곡선부 거동을 수치해석으로 분석한 내용을 다루고 있다. 보강토옹벽은 토목섬유의 발전과 함께 발달해왔다. 기존의 콘크리트 옹벽과 달리 성토 높이에 제약을 받지 않고 안정성을 확보할 수 있다는 장점이 있으며, 현재 산업 및 주거단지를 형성하는데 많이 사용되고 있다. 이러한 보강토옹벽의 설계는 현재 다른 형식의 옹벽 설계와 동일하게 내·외적 안정성 검토 및 보강재의 인장력에 대한 검토를 활용하여 이루어지고 있으며, 주로 2차원 수치해석을 바탕으로 이루어지고 있다. 그러나 기존의 연구결과에 따르면, 보강토옹벽의 취약부는 곡선부로 보고되고 있으며, 이는 실내모형시험 및 파괴해석에 대한 연구에서 언급된 바 있다. 보강토옹벽의 곡선부 거동을 파악하기 위한 2차원 수치해석은 그 한계점을 분명히 드러내고 있으며, 실내모형시험 및 현장시험 또한 그 거동과 파괴메커니즘을 이해하기에는 그 한계를 갖고 있다. 따라서 본 연구에서는 보강토옹벽의 곡선부의 거동을 이해하기 위해 3차원 수치해석을 수행하였으며, 수치해석에서의 직선부와 곡선부의 결과를 비교·분석하였다. 뿐만 아니라, 상재하중의 고려 여부 및 성토체의 다짐도를 달리하여 각각의 조건에서의 거동특성을 비교·분석하였다.

Keywords : Geosynthetic reinforced wall, Straight-line part, Curved part, Finite element method

Received 27 Oct. 2017, Revised 20 Nov. 2017, Accepted 4 Dec. 2017

*Corresponding author

Tel: +82-54-630-1726; Fax: +82-54-630-1308

E-mail address: yoricom@dyu.ac.kr (H. S. Jung)

1. 서론

도시지의 인구 증가로 인하여 터널, 도로, 철도, 옹벽 등 사회 인프라시설에 대한 수요는 점점 증가하고 있으며, 그로 인한 문제점 또한 증가하고 있는 실정이다(Kim et. al., 2017, Park and Lee, 2017, Cha et. al., 2016). 그 중 옹벽은 우리의 생활공간과 매우 밀접하게 연관되어 있는 구조물이라 할 수 있다. 이러한 옹벽에 대한 수요는 산업단지뿐만 아니라 주거단지에도 널리 적용되고 있어 실생활에 밀접해 있어 안전이 더 중요해지고 있다. 보강토옹벽은 성토재 포설, 다짐, 보강재 설치, 블럭 설치의 순서로 시공되므로, 특수한 시공 장비 없이도 벽체의 안정성을 확보하는데 어려움이 없다. 또한, 간편한 시공방법으로 인해 공사기간이 일반 콘크리트 옹벽에 비해 공사기간 및 비용이 절감되고, 보강재와 흙 사이의 마찰에 의해 저항하는 구조이므로 일반 콘크리트 옹벽에 비해 벽체 높이의 제약을 덜 받는 장점이 있다(Kim, 2005). 이러한 장점으로 인해 보강토옹벽의 사용은 더욱 더 증가하고 있는 추세이지만, 이와 함께 보강토옹벽의 피해사례 또한 늘어나고 있는 실정이다. 보강토옹벽의 대표적인 문제점으로 지적되고 있는 사항으로는 지지력 부족으로 인한 기초침하, 침하와 더불어 발생하는 배부름 현상, 성토재료의 원활하지 못한 배수로 인해 발생하는 수압발생, 설계 및 시공 오류에서 발생하는 벽체의 과도한 수평변위, 전면벽체 블록의 균열, 전반활동 파괴 등이 있다(Yoo, 2002)(Fig. 1).

국내 대다수의 보강토옹벽은 FHWA(Federal Highway Administration) 기준을 근거로 설계가 이루어지고 있으며, 설계기준의 만족 여부를 평가하기 위한 안정성 검토뿐만 아니라 보강토옹벽의 구조물을 포함하는 전체사면안정

에 대한 검토가 필요하다. 그러나 다수의 설계에서는 전체 사면안정에 대한 검토가 생략되고 있는 것이 사실이다(Yoo, 2005). 이러한 보강토옹벽의 설계는 그 기준이 2차원 평면변형률 조건으로 설계하고 있으므로, 보강토옹벽의 직선부 거동에 대해서는 합리적일 수 있으나 곡선부의 응력집중현상으로 인해 발생하는 전면벽체의 거동은 고려하지 못하고 있는 실정이다.

따라서, 본 연구는 보강토옹벽 곡선부 거동의 기초연구로서, 3차원 수치해석을 통해 보강토옹벽의 직선부와 곡선부의 수평변위 및 벽체 상단에서의 변위와 침하량을 정량적으로 비교·분석하였다. 또한, 시공 직후와 상부에 구조물이 설치되었을 경우를 구분하였으며, 성토체의 상대 밀도(다짐도)를 조밀한 상태, 중간상태, 느슨한 상태 등의 3종류로 구분하여, 직선부와 곡선부의 거동에 미치는 영향을 분석하였다.

2. 이론적 배경

2.1 기존 보강토옹벽 설계 인자

보강토옹벽 설계 시 고려되는 인자는 크게 3가지로 구분할 수 있다. 첫 번째는 내적안정에 관련된 것으로서, 흙의 자중 또는 예상되는 외력에 의해 발생할 수 있는 보강재의 파단, 흙과 보강재의 맞물림이 약해 보강영역이 일체화되지 않아 발생할 수 있는 보강재의 인발 등이 있다. 두 번째는 외적안정에 대한 것으로, 보강영역의 미끄럼 파괴나 지지력 파괴로 인해 발생하는 활동 또는 전도, 지지력의 부족으로 인해 발생하는 침하 등이 있다. 세 번째는 전체 안정이며 이는 보강토체와 기초, 비탈면을 포함하는 전

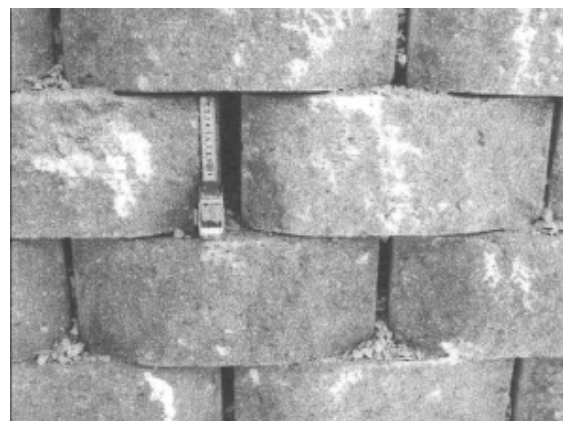
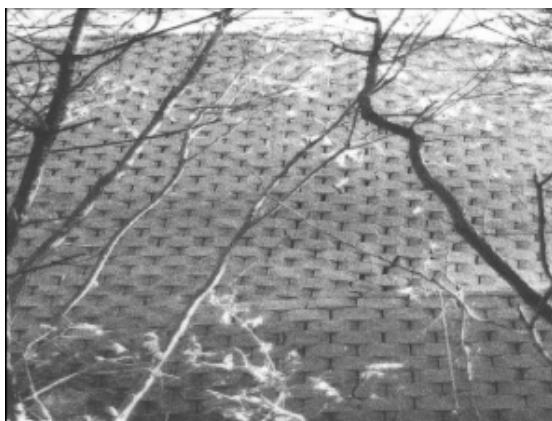


Fig. 1. Bulging and gap of curved part

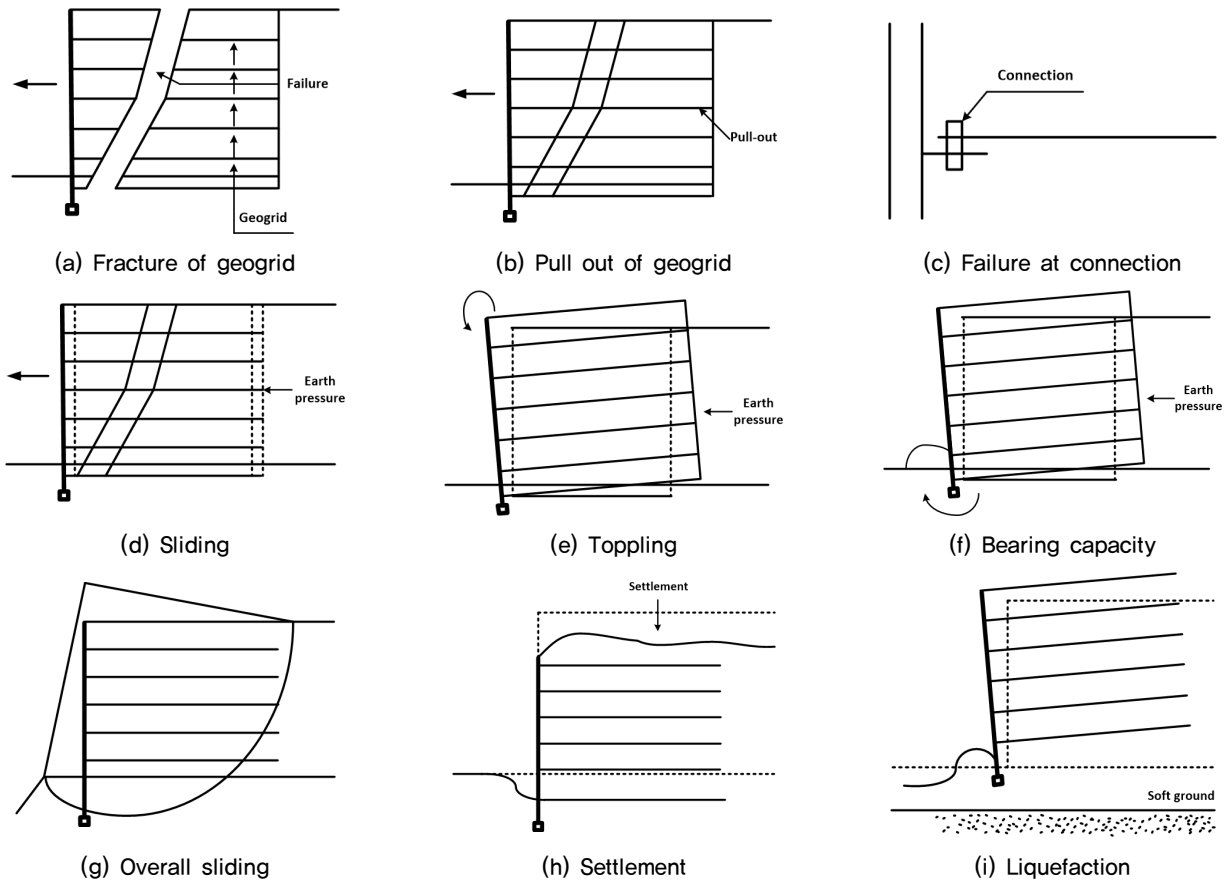


Fig. 2. Failure mode of MSE wall

체의 안정을 의미한다(Fig. 2).

2.2 연구동향

특히 보강토옹벽 곡선부에서의 응력집중현상으로 인한 전면 벽체의 균열은 여러 현장계측 및 피해사례를 통해 언급되고 있으나, 이에 대한 정량적인 평가 및 이론적 접근은 미미한 실정이다.

Kim et al.(2006)은 보강토옹벽의 현장 계측을 통해(높이 약 13m) 직선부와 곡선부의 거동을 분석하였다. 연구 결과에 따르면, 직선부에서 32mm, 곡선부에서 82mm의 전면벽체 최대수평변위가 발생하여, 곡선부에서의 최대수평변위가 약 2.5배가량 크게 발생하였다. 또한, 시공단계에서부터 시공완료 후 29일까지 계측을 실시하여, 보강토옹벽에서 발생하는 수평변위는 시공완료 후 보다 시공단계에서 대부분 발생하는 것을 언급하였다. 하지만, 곡선부의 형태를 정의하지 않아 보강토옹벽 곡선부의 거동을 분석하는데 다소 부족함이 있다.

Ki et al.(2012)은 실내모형시험을 통해 보강토옹벽의

높이와 형상(오목형, 볼록형)에 따른 벽체수평변위를 분석하였다. 연구에 따르면, 보강토옹벽의 높이가 높아질수록 벽체 하단부에서 벽체 최대수평변위가 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 오목형 보다 볼록형에서 벽체의 수평변위가 약 3.21~3.82배 더 크게 나타났으며, 상재하중이 고려된 경우에는 볼록형에서 발생한 수평변위가 오목형에 비해 2.82~3.52배 더 크게 나타났다. 하지만, 곡선부 형상에 대한 비교·분석에 연구의 초점이 있어, 직선부와 곡선부의 거동에 대해 정량적인 분석을 수행하기에는 다소 미흡함이 있고, 성토체의 상대밀도는 고려되지 않았다.

Yang et al.(2012)은 보강토옹벽의 응력 분포를 분석하기 위해 원심모형시험과 수치해석을 이용하였다. 상대밀도(D_r)가 조밀(Dense, $D_r=70\%$) 및 중간(Medium, $D_r=50\%$)의 뒤채움 흙을 형성하여 다양한 중력가속도(g)에서 연구를 수행하였다. 연구에 따르면, 모든 중력가속도 조건(50g, 45g)에서 deformation pattern은 유사하게 나타났으며, 벽체 하단에서 가장 큰 변위가 발생하는 것으로 나타났다. 하지만, 곡선부의 응력집중현상에 대한 고려는 이루어지지 않았다.

이외에도 보강토옹벽에 대한 많은 연구들이 수행되어 졌지만, 직선부의 거동에 초점이 맞춰져 있으며, 곡선부에 대한 연구는 실내모형시험 및 현장계측으로 수행되었다. 따라서 본 연구에서는 유한요소해석을 통해 볼록형 보강 토옹벽에서의 직선부와 곡선부의 거동을 비교·분석하였다.

3. 수치해석

3.1 모델링 및 물성치

본 연구에서는 3차원 범용 유한요소해석 프로그램인 Plaxis(Plaxis ver. 2017)를 사용하였다. 모델링은 지반 및 뒤채움 흙의 조건, 벽체 높이, 보강재 길이 등 모든 조건이 동일한 조건으로 가정되었으며, 직선부와 곡선부의 거동을 각각 비교·분석하였다. 보강토옹벽의 높이는 6.4m로 가정하였으며, 기울기는 1:0.3으로 모사하였다. 보강재는 현장에서 주로 사용하는 50kN/m로 적용하였으며, 벽체 2단 설치 후 보강재 1단을 설치하는 것으로 모델링하였다. 뒤채움 흙의 다짐도는 상대밀도를 이용하여 나타내었는데, 느슨한 상태(Loose), 중간 상태(Medium), 조밀한 상태(Dense)의 물성치를 적용하였다(Das, 2010). 곡선부의 모델링은 곡률반경을 3.17m, 90°로 고려하였으며, Mesh quality를 높이기 위해 직선요소로 곡선부를 표현하였다.

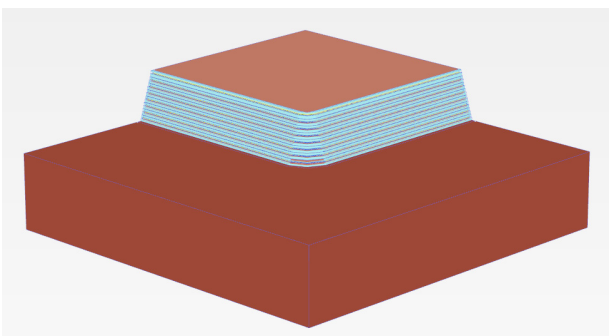
인터페이스는 벽체-뒤채움 흙, 보강재-뒤채움 흙의 경계면에 적용되었다. 원지반과 뒤채움 흙의 구성모델은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, 상대밀도를 표현하기 위해 단위중량과 초기간극비를 동적삼축압축시험을 통해 주 문진표준사의 거동특성에 관해 연구한 Kim et al.(2012)의 연구를 인용하였다. 보강토옹벽 벽체의 블록은 Linear-elastic 모델을 사용하였고 수치해석에 사용된 재료의 물성치는 Table 1에 나타내었다. Modelling 및 mesh generation은 Fig. 3에 나타내었다. 시공순서는 실제 보강토옹벽의 시공순서와 동일하게 표현하였고 상재하중은 10kN/m²를 적용하였으며(Ki et al., 2012), 보강토옹벽 벽체에서 약 3m 가량 이격시켜 적용하였다.

3.2 해석조건

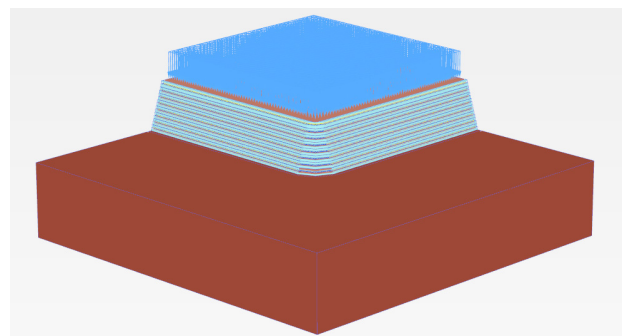
보강토옹벽의 시공 직후와 상부에 하중이 적용된 경우로 구분하였으며, 성토체의 다짐도가 조밀한 상태, 중간 상태, 느슨한 상태로 구분하였다. 성토체의 다짐도는 앞 절에서 언급된 상대밀도에 따라 식 (1)(Lee and Singh, 1971)을 이용하여 산정하였는데, 조밀한 상태(Dense)의 경우 R=95%, 중간 상태(Medium)는 R=90%, 느슨한 상태(Loose)는 85%로 산정되었다. 상재하중의 여부와 성토체의 다짐도에 따라 해석 case를 Table 2에 정리하였다.

Table 1. Material properties

Classification	Constitutive model	Unit weight γ_t (kN/m ³)	Modulus of elasticity E (kPa)	Poisson's ratio ν	Friction angle Φ (°)	Cohesion c (kPa)
Ground	Mohr-coulomb model	21.0	300,000	0.33	38	40
Back fill Dense		15.88	40,000	0.30	35	15
Back fill Medium		14.88	30,000	0.25	30	5
Back fill Loose		14.32	10,000	0.20	27	0.01
Front wall	Linear-elastic model	23.0	27,490	0.20	-	-



(a) Without loading



(b) With loading

Fig. 3. Finite element mesh applied for analysis

Table 2. Cases of numerical analysis

Loading condition		Relative density condition		Mark
Scenario 1	without load	Dense	70 % ($R=95\%$)	S1_C1
		Medium	50 % ($R=90\%$)	S1_C2
		Loose	30 % ($R=85\%$)	S1_C3
Scenario 2	with load	Dense	70 % ($R=95\%$)	S2_C1
		Medium	50 % ($R=90\%$)	S2_C2
		Loose	30 % ($R=85\%$)	S2_C3

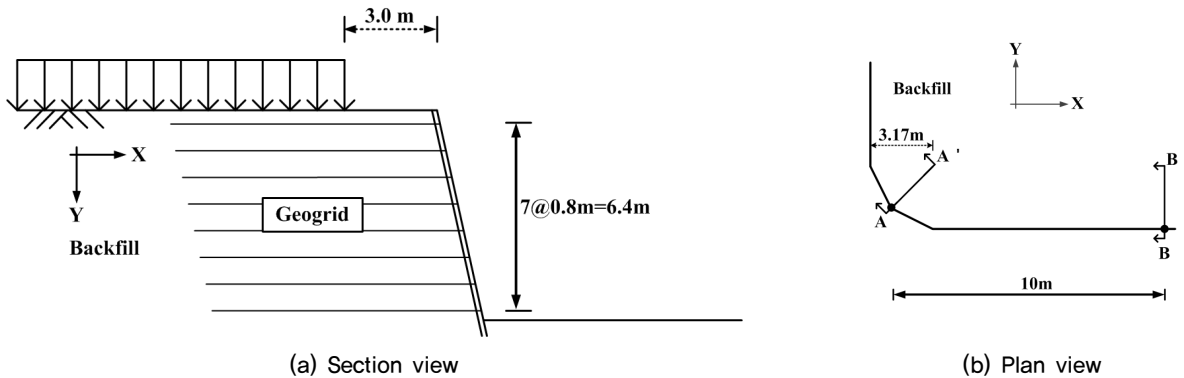


Fig. 4. Geometry for modelling and measurement point

$$R = 80 + 0.2D_r \quad (1)$$

수치해석에서 직선부와 곡선부의 거동을 비교하기 위해 동일한 지점에서 벽체의 수평변위 및 침하, 성토체 지표면의 침하를 측정하였다. 각 조건에서 측정한 지점을 Fig. 4에 나타내었다. 수평변위(Lateral displacement)는 각각의 지점(A, B)에서 깊이에 따라 측정하였다. 성토체 지표 침하량은 곡선부의 경우 A-A', B-B'에서 벽체로부터 2.5m 지점까지 측정하였다.

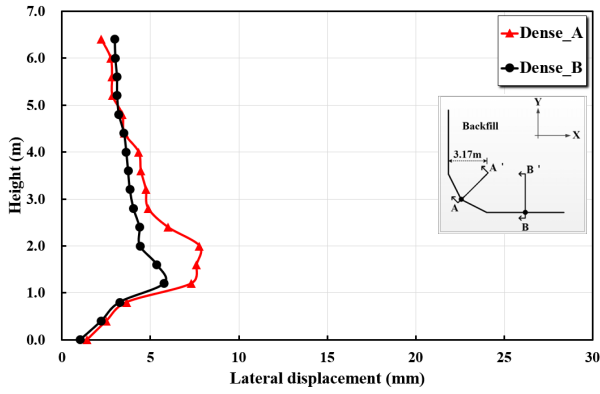
4. 결과

4.1 벽체 수평 변위

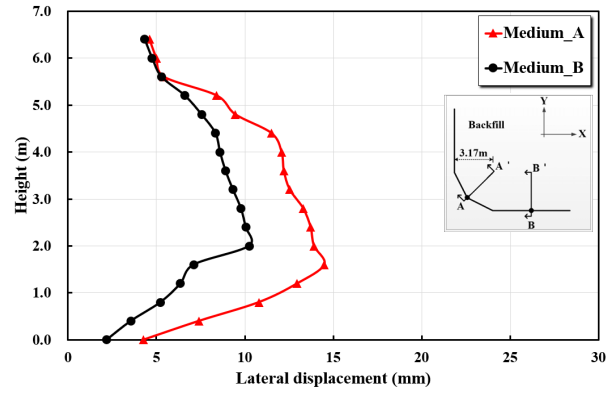
각각의 조건에서 수치해석을 통해 얻은 벽체의 수평변위를 Figs. 5~8에 나타내었다. 벽체의 수평변위는 뒤채움 흙의 밀도, 위치, 상재하중에 따라 구분하여 나타내었다. 먼저, 조밀한 뒤채움 흙일 경우에서 발생하는 깊이에 따른 벽체 수평변위를 Fig. 5에 나타내었다. 곡선부 중심점인 Point A에서 7.77mm의 수평변위가 발생하였으며, 직선부인 B에서는 5.78mm의 수평변위가 발생하였다. 곡선부에

서 가장 큰 수평변위가 발생하는 것을 알 수 있었으며, 중간 밀도의 뒤채움 흙에서는 A에서 14.48mm, B지점에서 10.24mm의 수평변위가 각각 발생하였다. 느슨한 뒤채움 흙에서는 A에서 28.12mm의 최대 수평변위가 발생하였으며, B지점에서 23.75mm의 최대 수평변위가 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 곡선부에서 발생한 최대 수평변위는 직선부에 비해 조밀한 지반에서 약 35%, 중간 밀도 뒤채움 흙에서 약 41%, 느슨한 뒤채움 흙에서 약 18% 가량 크게 나타나는 것으로 나타났다. 또한, 최대 수평변위가 발생한 지점은 벽체 하단에서부터 1.2~2m 높이의 지점으로, 벽체 높이 ($H=6.4m$)에 대하여 약 0.2~0.3H로 나타났다.

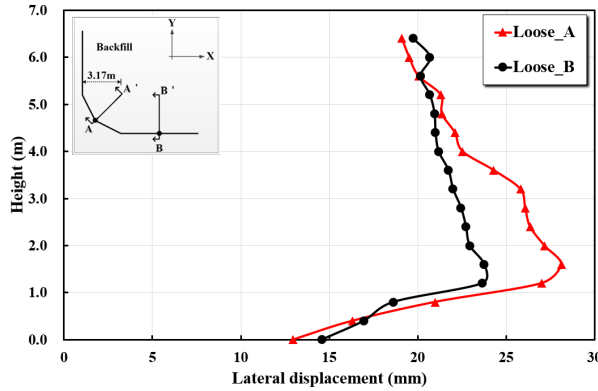
동일한 지점에서 발생하는 벽체의 수평변위를 뒤채움 흙의 상대밀도에 따라 비교한 결과를 Fig. 6에 나타내었다. 배면지반의 상대밀도가 70%에서 50%로 감소할 경우, 곡선부의 중앙점인 A 지점에서 발생하는 벽체의 수평변위는 약 86%, 상대밀도가 50%에서 30% 감소할 경우에는 약 94%가량 증가하여, 평균적으로 90%가량 증가하는 것으로 나타났다(Fig. 6(a)). 중간 상태의 뒤채움 흙에서 느슨한 상태의 뒤채움 흙으로 변할 경우 발생하는 급격한 벽체 수평변위의 증가는 직선부(Point B)에서도 유사하게 나타



(a) Dense condition

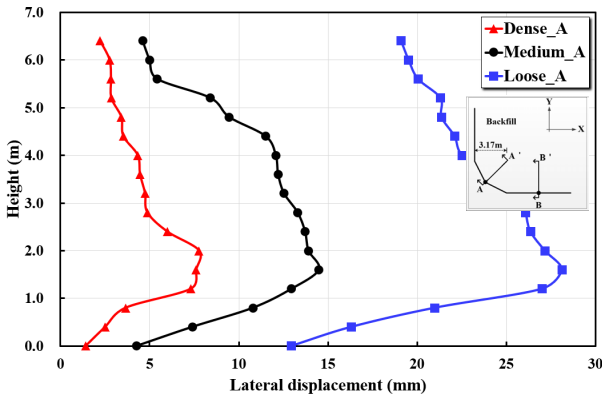


(b) Medium condition

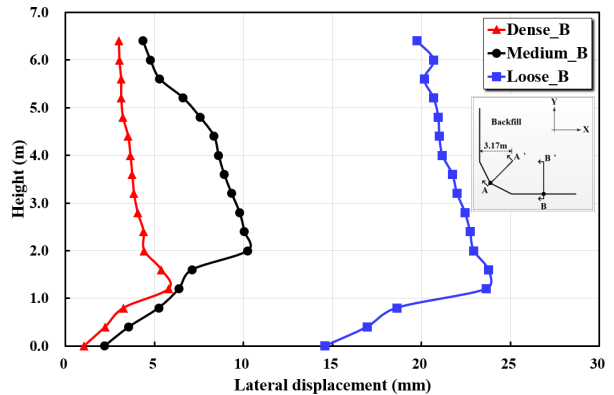


(c) Loose condition

Fig. 5. Lateral displacement according to relative density of backfill for scenario 1



(a) At point A (curved part)



(b) At point B (straight part)

Fig. 6. Lateral displacement according to measurement point for scenario 1

났는데, B점에서 뒤채움 흙의 상대밀도가 70%(Dense)에서 50%(Medium)으로 감소될 경우, 벽체의 수평변위는 약 77% 증가하였지만, 상대밀도가 50%에서 30%로 감소될 경우에서는 약 130% 가량 벽체의 수평변위가 증가하는 것으로 나타났다.

상재하중이 고려되었을 경우, 뒤채움 흙의 상대밀도에 따라 벽체 수평변위 양상을 Fig. 7에 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이, 뒤채움 흙의 상대밀도가 70%(Dense

condition)인 경우, 상재하중이 고려되면 벽체의 최대수평변위는 곡선부 중심(point A)에서 12.70mm, B지점에서 8.72mm가 발생하는 것으로 나타났으며, 곡선부의 벽체 최대수평변위는 직선부에 비해 약 45%가량 크게 발생하는 것으로 나타났다(Fig. 7(a)). 중간밀도($D_r=50\%$)의 성토지반에서는 A지점에서 18.80mm의 벽체 최대수평변위가 발생하였으며, B지점에서 12.78mm가 각각 발생하는 것으로 나타났다(Fig. 7(b)).

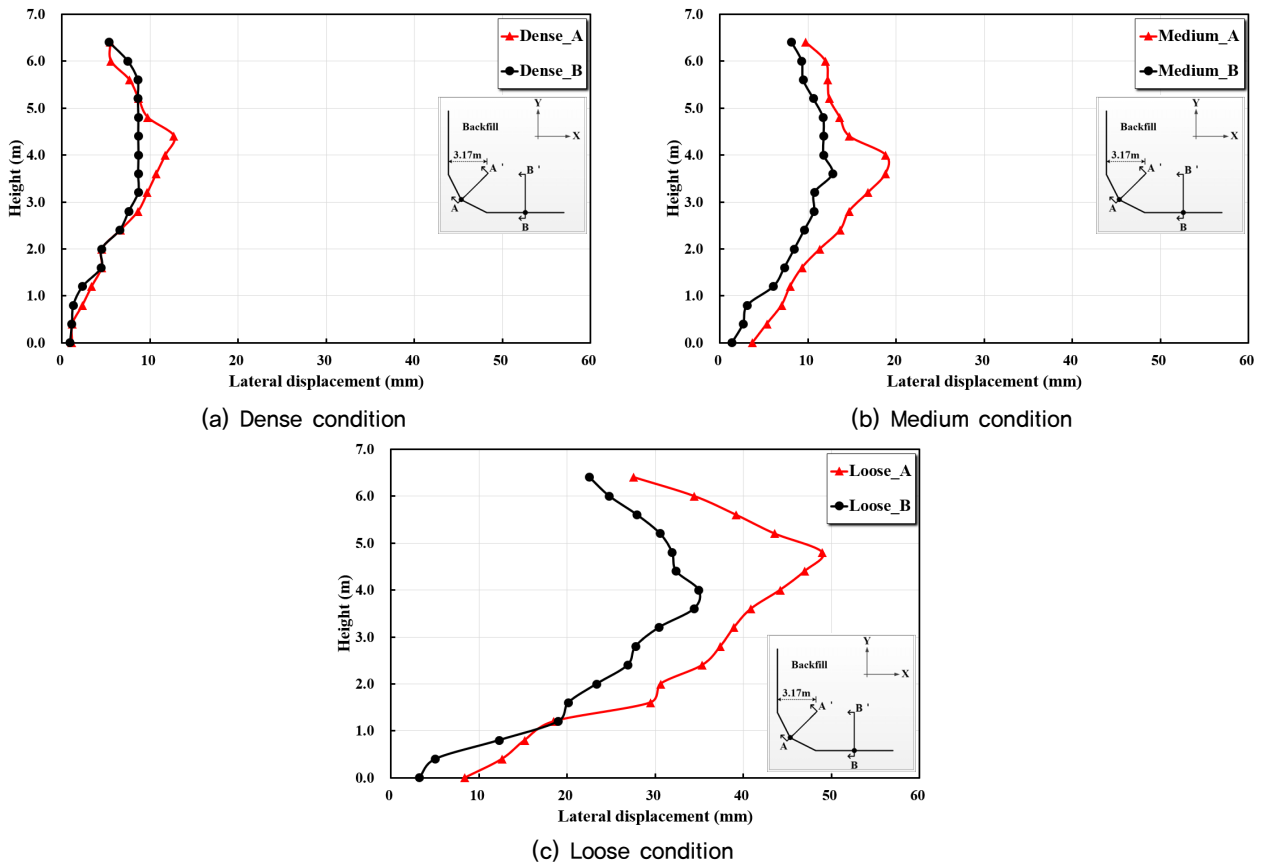


Fig. 7. Lateral displacement according to relative density of backfill for scenario 2

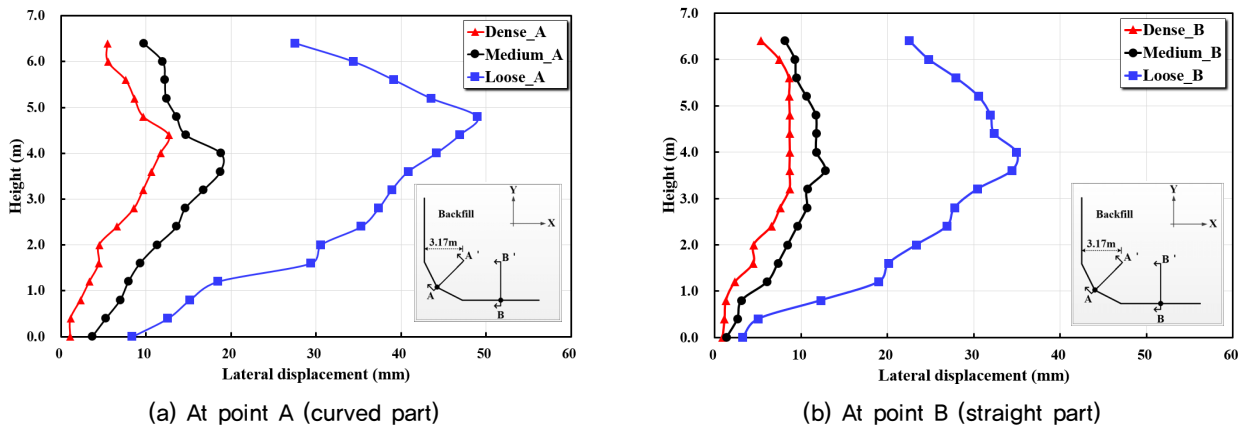


Fig. 8. Lateral displacement according to measurement point for scenario 2

따라서, 중간 상태의 뒤채움 흙에서는 보강토옹벽 곡선부의 수평변위가 직선부에 비해 약 47% 가량 크게 발생하는 것으로 나타났다. 느슨한 상태의 뒤채움 흙(Loose)의 경우, A 지점에서 발생한 벽체의 최대 수평변위는 48.96mm로 나타났으며, B 지점에서는 34.91mm가 각각 발생하는 것으로 나타나(Fig. 7(c)), 직선부에 비해 곡선부의 최대수평변위가 약 40% 가량 크게 발생하는 것을 알 수 있었다. 또한, 벽체의 최대수평변위가 발생한 지점은 벽체 하단으

로부터 3.6~4.4m 지점으로써, 보강토옹벽 벽체 높이(H)에 대해 0.6~0.7H 지점으로 나타났다. 이는 상재하중이 고려되지 않았을 때의 0.2~0.3H 보다 높은 곳에서 벽체의 최대수평변위가 발생하는 것이라 할 수 있다.

Fig. 8에서는 상재하중이 고려된 경우, 동일한 측정위치(Point A, B)에서 성토체의 상대밀도에 따른 벽체의 수평변위를 비교·분석하였다. 보강토옹벽의 곡선부 중심점인 A 지점에서 뒤채움 흙의 상대밀도가 70%에서 50%로 감

소할 때, 벽체의 수평변위는 48%가량 증가하였으나, 상대 밀도가 50%에서 30% 감소할 경우 2.5배가량 최대수평변위가 증가하는 것으로 나타났다(Fig. 8(a)). 직선부인 B 지점에서도 이러한 경향은 유사하게 나타났는데, 상대밀도가 70%에서 50%로 감소할 경우, 벽체의 수평변위는 47% 증가하였고 상대밀도가 50%에서 30%로 감소할 때 벽체 수평변위는 2.7배가량 증가하는 것으로 나타났다. 이렇게 상대밀도가 50%에서 30%로 감소할 경우 벽체의 수평변위가 급격히 증가하는 경향은 상재하중이 고려되지 않았을 경우와 유사하게 나타났다.

4.2 벽체의 침하 및 상부 지표침하

벽체에서 발생하는 수평변위 뿐만 아니라, 벽체의 침하 및 상부 지표의 지표침하를 Fig. 9과 10에 각각 나타내었다. 벽체의 침하는 수평변위를 측정할 지점과 동일한 지점 A, B에서 각각 측정되었으며, 뒤채움 흙의 지표침하는

A-A', B-B' 측선에서 각각 측정하였다. A'와 B'는 벽체로부터 2.5m의 이격거리를 갖는데, 이는 하중이 재하되는 지점의 침하는 고려하지 않기 위해 산정된 거리이다.

각 case에서 발생된 벽체의 침하를 Fig. 9(a)에 나타내었다. 그림에서 알 수 있듯이, 상재하중이 없을 경우, 곡선부 중심의 벽체 상단(A)에서 측정된 벽체의 침하는 조밀한 상태의 뒤채움 흙에서 0.47mm로 나타났으며, 동일한 뒤채움 흙에서 직선부(B)에서 측정된 벽체의 침하는 0.2mm로써, 곡선부와 직선부 모두 벽체의 침하는 미미한 것으로 나타나 정량적인 평가 및 비교는 생략하였다.

뒤채움 흙 상대밀도가 중간(Medium) 상태인 경우, 곡선부의 중심(A)에서 발생된 벽체의 침하는 10.0mm, 직선부(B)에서는 7.14mm로 측정되어, 곡선부에서의 벽체침하는 직선부에 비해 약 40% 가량 큰 것으로 나타났다. 느슨한 상태(Loose)의 곡선부 중심에서 발생된 벽체의 침하는 25.8mm, 직선부에서는 15.73mm로 발생하여, 곡선부에서의 벽체침하가 직선부에 비해 약 64%가량 크게 나타남으

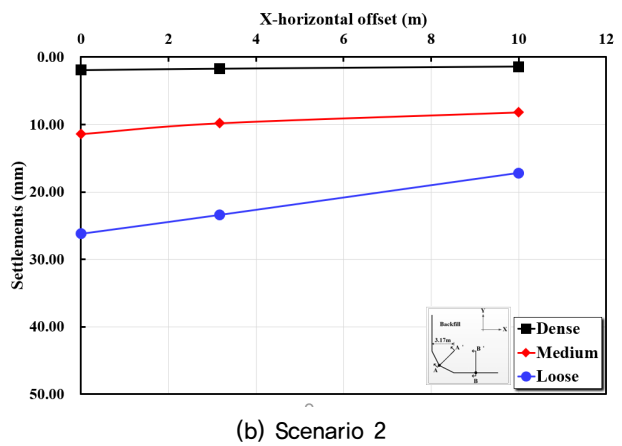
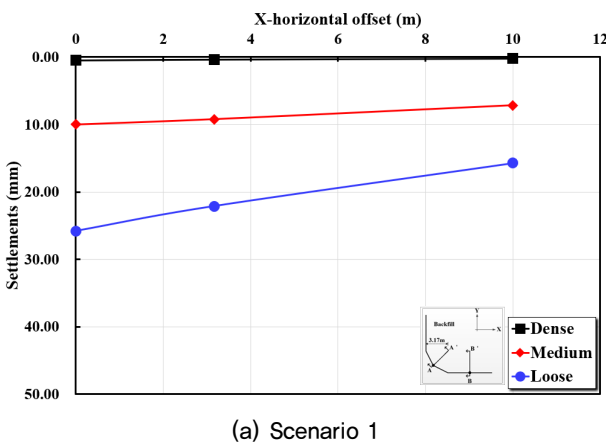


Fig. 9. Front wall settlements

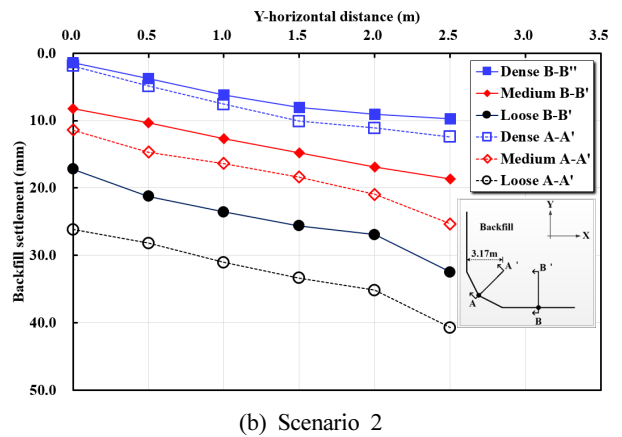
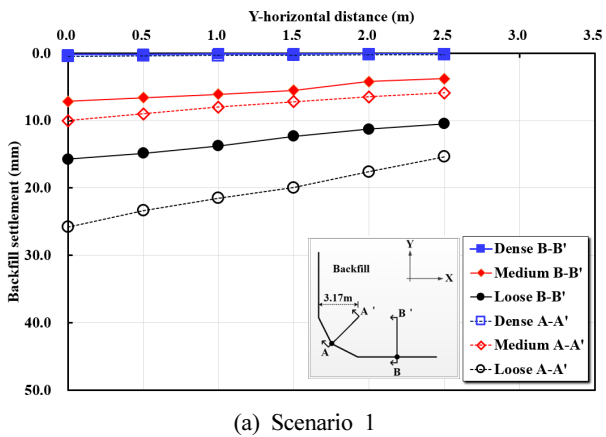


Fig. 10. Backfill settlements

로써, 곡선부와 직선부의 침하량 차이가 중간 상태 보다 느슨한 상태의 뒤채움 흙에서 더 크게 나타났다.

상재하중이 있는 경우, 각각의 성토체 상대밀도에 따라 벽체의 침하를 Fig. 9(b)에 나타내었다. 조밀한 상태의 뒤채움 흙의 곡선부 중심(A)에서 1.9mm의 벽체침하가 발생하였으며, 직선부에서는 1.5mm가 발생하는 것으로 나타나, 곡선부에서의 벽체 침하와 직선부에서의 벽체침하의 차이가 크지 않은 것으로 나타났고, 이러한 경향은 상재하중이 고려되지 않았을 경우와 유사하였다.

중간 상태의 뒤채움 흙인 경우 곡선부 중심에서 측정된 벽체의 침하량은 11.39mm였으며, 직선부의 벽체침하는 8.2mm 발생하는 것으로 나타났다. 따라서 곡선부에서의 벽체침하는 직선부에 비해 약 38%가량 크게 나타났다. 느슨한 상태의 뒤채움 흙에서 측정된 곡선부 중심에서의 벽체침하는 26.18mm로 나타났으며, 직선부에서는 17.21mm로 나타나, 곡선부가 직선부보다 약 53%가량 큰 것으로 나타났다.

A-A'와 B-B'에서 측정된 보강토옹벽 상부 지반의 지표 침하를 Fig. 10에 나타내었다. 상재하중이 없는 경우(Scenario 1), 조밀한 상태 뒤채움 흙의 곡선부 상부(A-A')에서 발생된 최대지표침하량은 0.47mm가 발생하였으며, A'에 가까워질수록 침하량은 감소하여 A'지점에서는 0.2mm의 침하가 발생하였다. 반면, 직선부(B-B')에서는 B'지점에서 0.2mm로 최대지표침하량이 발생하였고, B'지점에서 0.05mm의 미미한 침하량이 발생하였다. 중간 상태 뒤채움 흙의 곡선부 상부(A-A')와 직선부 상부(B-B')에서의 최대 지표침하량은 10mm, 7.14mm로써, A와 B지점에서 각각 발생하였으며, A'와 B'지점에서는 5.9mm, 3.8mm의 지표침하량이 발생하였다. 느슨한 지반에서는 A, B지점에서 25.8mm, 15.74mm의 최대침하량이 각각 발생하였으며, A'와 B'에서 15.37mm, 10.46mm의 침하량이 발생하는 것으로 나타났다(Fig. 10(a)). 결과적으로, 성토체의 상대밀도에 관계없이 벽체에서 가장 큰 최대침하가 발생하는 것을 알 수 있었다.

상재하중이 있는 경우(Scenario 2) 발생된 보강토옹벽 상부 지반의 지표침하는 Fig. 10(b)에 나타내었다. 조밀한 상태 뒤채움 흙의 경우, 곡선부(A-A')에서 발생된 최대지표침하량은 12.39mm로 A'지점, 즉, 상재하중과 가장 가까운 곳에서 발생하는 것으로 나타났으며, 벽체에 발생된 지표침하량은 1.9mm로 나타났다. 직선부(B-B')의 경우도 마찬가지로, B'지점에서 9.72mm로 가장 큰 침하량이 발생

하였으며, 벽체(B)에서는 1.4mm의 침하량이 발생하였다. 따라서 상재하중이 고려될 경우, 곡선부 중심에서의 벽체 침하는 직선부에 비해 약 36% 가량 큰 것으로 나타났다. 중간 상태 뒤채움 흙에서는 A'와 B'에서 25.34mm, 18.68mm의 최대지표침하량이 각각 발생하였으며, 벽체에서는 곡선부(A)에서 11.39mm, 직선부(B)에서 8.2mm의 침하가 발생하여, 직선부에 비해 곡선부에서 발생된 벽체의 침하량이 약 39%가량 크게 발생하였다. 느슨한 상태 뒤채움 흙에서 발생된 침하량은 A'지점에서 40.73mm, B'지점에서는 32.49mm가 발생하였고, 벽체에서 발생된 지표침하량은 곡선부(A)에서 26.18mm, 직선부(B)에서 17.21mm로 나타나, 곡선부에서 발생된 벽체 침하량은 직선부에 비해 약 52%가량 크게 나타났다. 이와 같이 성토체의 상대밀도가 조밀한 상태의 뒤채움 흙에서 중간 상태의 뒤채움 흙으로 낮아질 때 발생하는 침하에 비해, 중간 상태 뒤채움 흙에서 느슨한 상태 뒤채움 흙으로 낮아질 때 더 큰 침하가 나는 것으로 나타났으며, 이는 벽체의 수평변위의 경향과 유사한 것으로 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 보강토옹벽 곡선부의 응력집중 현상을 수치해석적으로 규명하고, 곡선부의 피해를 감소시킬 수 있는 설계법을 제시하기 위한 기초연구로서, 수치해석을 통해 보강토옹벽의 곡선부와 직선부의 거동을 정량적으로 비교·분석하였다. 또한 상재하중의 고려 여부 및 보강토옹벽 뒤채움 흙의 다짐도를 변수로 가정하여, 그에 따른 거동 또한 분석하였고 이를 정리하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 보강토옹벽의 벽체 수평변위는 상재하중이 없을 경우, 옹벽 하단으로부터 0.2~0.3H의 높이에서 가장 크게 발생하는 것으로 나타났으며, 상재하중이 고려되면, 그 높이는 약 0.6~0.7H로 변화되는 것을 알 수 있었다.
- (2) 상재하중이 없는 경우, 곡선부에서 발생된 벽체 수평변위는 직선부에 비해 조밀한 상태의 뒤채움 흙에서 약 35%, 중간 상태의 뒤채움 흙에서 약 41%, 느슨한 상태의 뒤채움 흙에서 약 18% 가량 크게 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 상대밀도가 감소함에 따라 증가하는 변위는 상대밀도가 70%에서 50%로 감소할 때, 곡선부에서는 86%, 직선부에서는 77% 증가하는 것

으로 나타났으며, 상대밀도가 50%에서 30%로 감소할 경우, 곡선부에서는 94%, 직선부에서는 130%의 벽체 변위가 증가하는 것을 알 수 있었다.

- (3) 상재하중이 고려된 경우, 조밀한 상태의 뒤채움 흙에서 발생한 벽체 수평변위는 곡선부가 직선부에 비해 약 45% 가량 크게 발생하였으며, 중간 상태의 뒤채움 흙에서는 47%, 느슨한 상태의 뒤채움 흙에서는 약 40%가 크게 발생하는 것으로 각각 나타났다. 또한, 상대밀도가 70%에서 50%로 감소함에 따라, 곡선부에서는 48%, 직선부에서는 47% 각각 증가하였으며, 상대밀도가 50%에서 30%로 감소할 경우, 곡선부에서는 2.5배, 직선부에서는 2.7배 증가하는 것을 알 수 있었다.
- (4) 조밀한 상태 뒤채움 흙에서 발생한 보강토옹벽 벽체의 침하는 상재하중 고려 여부에 관계없이 매우 미미하였으며, 상재하중이 없는 경우, 중간 상태 뒤채움 흙의 지반에서는 곡선부가 직선부에 비해 약 40%, 느슨한 상태 뒤채움 흙에서는 약 64% 가량 큰 것으로 나타났다.
- (5) 상재하중이 있는 경우, 중간 상태 뒤채움 흙의 지반에서는 곡선부가 직선부에 비해 약 38% 가량 큰 벽체 침하가 발생하였으며, 느슨한 지반에서는 약 53% 가량 크게 발생하는 것으로 나타났다.
- (6) 보강토옹벽 상부에서 발생한 지표침하는 상재하중이 없는 경우 벽체에서 가장 크게 발생하였으나, 상재하중이 고려되면 상재하중에 가까울수록 침하량은 증가하는 것으로 나타났다. 상재하중이 고려되었을 때 벽체침하를 비교하였을 때, 곡선부가 직선부에 비해 조밀한 상태 뒤채움 흙에서 약 36%, 중간 상태 뒤채움 흙에서 약 39%, 느슨한 상태 뒤채움 흙에서 약 52% 크게 발생하는 것으로 나타났다.
- (7) 본 연구를 통해 보강토옹벽의 곡선부에서의 변형이 직선부에 비해 크게 발생함을 알 수 있었으나 이를 정규화시키지는 못했다. 따라서 추후 연구에서는 보강토옹벽의 표준단면에 대해 곡선부의 영향범위를 분석하여 곡선부의 정의를 정립할 필요가 있을 것으로 사료된다.

Acknowledgement

This study was supported by grant from Dong Yang University in 2016 and Korea Construction Standards Center in 2017.

References

1. Cha Y. H., Cho, G. C., and Hong, E. S.(2016), "The numerical study on the ground settlement behavior of box type tunnel enlargement", *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol.18, No.1, pp.83-94.
2. Das, B. M. (2010), *Principles of Geotechnical Engineering*, Cengage learning, USA, pp.1-666.
3. Ki, J. S., Rew, W. H., Kim, S. K., and Chun, B. S. (2012), "A Behavior of Curve Section of Reinforced Retaining Wall by Model Test", *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, Vol.32, No.6C, pp.249-257.
4. Kim, J. M. (2005), "Assessment of Connection Strength and Frictional Characteristic for The Segmental Retaining Wall Unit", *KGS spring conference*, March, pp.1562-1563.
5. Kim, J. M., Lee, D. Y., and Ma, S. J. (2006), "Site Monitoring of the Retaining Wall Reinforced by Geogrids with Block Type Facings", *Journal of the Korea Institute for Structural Maintenance and Inspection*, Vol.10, No.1, pp.106-114.
6. Kim, N. Y., Lee K. H., Cho N. H., and You. K. H. (2017), "A study on the occurrence of cracks in the tunnel pavement in the soil under use", *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol.19, No.5, pp.749-760.
7. Kim, Y. S., Ko, H. W., Kim, J. H., and Lee, J. G. (2012), "Dynamic Deformation Characteristics of Joomunjin Standard Sand Using Cyclic Triaxial Test", *Journal of Korean Geotechnical Society*, Vol.28, No.12, pp.53-64.
8. Lee, K. W. and Singh, A. (1971), "Relative Density and Relative Compaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.SM7, pp.1049-1052.
9. Leshchinsky, D. and Perry, E. B. (1989), "On the Design of Geosynthetic-reinforced Walls", *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.8, pp.311-323.
10. Park C. H. and Lee S. D. (2017), "Experimental study on the ground subsidence due to the excavation of a shallow tunnel", *Journal of Korean Tunnelling and Underground Space Association*, Vol.19, No.5, pp.761-778.
11. Plaxis bv. (2017), "Reference Manual", Ver. 2017, pp.1-307.
12. Yang, K. H., Zornberg, J. G., Liu, C. N., and Lin, H. D. (2012), "Stress distribution and development within geosynthetic-reinforced soil slopes", *Geosynthetic International*, Vol.19, No.1, pp.62-78.
13. Yoo, C. S. (2002), "Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls in Tiered Arrangement-Case Study", *KGS spring conference*, pp.541-548.
14. Yoo, C. S., Jung, H. Y., and Jung, H. S. (2005), "A Case Study in a Rainfall induced Failure of Geosynthetics-Reinforced Segmental Retaining Wall", *Journal of the Korean Geosynthetics Society*, Vol.4, No.1, pp.17-25.