지지부재로 이형철근을 설치하는 띠형 강보강재의 인발성능 평가

The Evaluation for Pullout Performance of Steel Strip Reinforcements with Deformed-Bars as Transverse Members

정성규¹, 김주형², 조삼덕³, 이광우^{4*}

Sung-gyu Jung¹, Juhyong Kim², Samdeok Cho³, Kwangwu Lee^{4*}

¹Nonmember, Master Candidate, School of Geo-Space Engineering, Univ. of Science & Technology, Republic of Korea

²Member, Research Fellow, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology, Republic of Korea

³Member, Senior Research Fellow, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology, Republic of Korea

⁴Member, Senior Researcher, Geotechnical Engineering Division, Korea Institute of Construction Technology, Republic of Korea

ABSTRACT

Laboratory pullout tests were conducted to evaluate pullout performance of steel strip reinforcements with deformed steel bars as transverse members. The steel strip reinforcement has an installation hole to assemble a deformed steel bar. Jumunjin standard sand is used to form a relative density of ground model to 80%. Frictional resistance of steel strip reinforcement without transverse member increases sharply at the initial displacement and quickly decreases with displacement. Maximum frictional resistance increases linearly as normal pressure increasing, and soil-reinforcement interaction friction angle(ρ_{peak}) of a steel strip reinforcement is estimated to 14.64°. Passive resistance increases with displacement and converge into maximum passive resistance in most cases. Maximum passive resistance increases linearly as normal pressure increasing irrespective of shape of the steel reinforcement. Pullout force of steel strip reinforcements with installation holes or transverse members largely increases about 4 to 7 times compared to frictional resistance force of steel strip reinforcements when embedment length(L_e) of steel strip reinforcements is 500 mm. In the case of using 2 transverse members, interference effect is observed due to the spacing of 2 transverse members and location of assembly holes and transverse members.

요 지

본 연구에서는 지지부재가 설치된 띠형 강보강재에 대한 실내인발시험을 수행하였다. 주문진 표준사를 사용하여 상대밀도 80%인 모형지반을 조성하였고, 지지부재의 개수를 0~2개로 구분하여 실내인발시험을 수행하였다. 상재압은 50kN/m²~200 kN/m²까지 4단계로 구분하여 적용하였고, 1mm/min 속도로 강보강재를 인발하였다. 표면이 매끄러운 띠형 강보강재의 인발저항력은 보강재 표면과 지반 사이에서 마찰저항만 발휘되기 때문에 인발 초기에 급격히 증가하다가 지속적으로 감소하는 경향을 나타낸다. 반면, 지지부재를 설치한 강보강재의 인발저항력은 마찰저항뿐만 아니라 수동저항도 함께 발현되므로 계속적으로 증가하는 것으로 나타났다. 보강재의 형태에 관계없이 최대인발저항은 상재압이 증가함에 따라 선형적으로 증가하는 것으로 나타났다. 지지부재를 1개 설치한 경우에 비해 지지부재를 2개 설치했을 때의 최대수동저항은 작게 나타났다. 이는 지지부재의 설치 간격 및 위치에 따라 지지부재에서 발현되는 수동저항의 크기가 다르기 때문에 나타나는 현상으로 판단되며, 지지부재 설치 위치 및 간격에 따른 추가 인발시험을 통해 확인할 필요가 있다.

Keywords : Steel strip reinforcement, Transverse member, Deformed steel bar, Pullout test, Passive resistance

1. 서 론

보강토 옹벽에 사용되는 보강재는 재질에 따라 크게 금속성(metal) 보강재, 토목섬유(geosynthetic) 보강재로 구

Received 28 Nov. 2013, Revised 19 Dec. 2013, Accepted 20 Dec. 2013

*Corresponding author

Tel: +82-31-9100-232; Fax: +82-31-9100-211

E-mail address: kwangwu@kict.re.kr (K. Lee)

분할 수 있다. 보강재의 형태에 따라서는 띠(strip)형 보강재, 그리드(grid)형 보강재, 시트(sheet)형 보강재, 셀(cell)형 보강재 등으로 구분할 수 있다(Berg et al., 2009). 국내의 경우, 보강토옹벽 도입 초기에는 강재 띠형 보강재가 사용되었지만, 경제성 및 부식 문제로 인해 1980년대 중반 이후부터 토목섬유 보강재가 많이 사용되고 있다. 토목섬유 보강재를 사용하는 경우, 뒤채움재(backfill)의 최대 입경이 크면 시공 과정에서 보강재에 손상을 야기하므로 토목섬유의 내시공성 감소 계수(Installation Damage Reduction Factor, RFID)가 증가한다(Berg et al., 2009). 반면, 금속성 보강재의 경우, 토목섬유에 비해 강성이 크므로 뒤채움재 선정 과정에서 상대적으로 제약이 적다. 최근에는 도금기술의 발달과 함께 다양한 형태의 금속성 보강재에 대한 연구가 진행되고 있다(Lee et al., 2009). 또한, 인장 변형이 적기 때문에 전면벽체의 수평변위를 감소시키고, 이로 인해 주로 20m 이상의 고성토 보강토 옹벽에 사용한 사례를 많이 찾아볼 수 있다(Sankey & Soliman, 2004).

보강재에서 발현되는 인발저항은 크게 마찰저항(friction resistance)과 수동저항(passive resistance)으로 구분할 수 있다. 마찰저항은 보강재의 변위가 발생함에 따라 보강재 표면과 흙 사이에서 발생하는 전단응력으로, 띠형 강보강재, 그리드형 보강재의 인발방향 부재, 지오텍스타일(geotextile)의 표면 등에서 발현된다. 수동저항은 인발방향에 대해 수직방향으로 형성된 지지부재(transverse member)에서 발현되는 지지형태의 응력이다. 수동저항은 주로 그리드형 보강재의 횡방향 부재, 보강재 표면의 돌기 등에서 발현되며, 이러한 형태의 보강의 경우에는 전체 인발저항에서 수동저항이 지배적인 역할을 한다. Alfaro(1996)는 그리드형 강보강재의 인발거동 특성을 평가한 연구에서 횡방향 지지부재에서 발현되는 수동저항력이 전체인발력의 약 85-90%를 차지한다고 보고하였다. 이와 같이 마찰저항뿐만 아니라 수동저항이 함께 발현되도록 하여 인발저항력을 향상시킨 형태의 보강재가 다양하게 개발되고 있다.

Fig. 1과 같이 옹벽을 설치한 경우, 횡방향 구속이 없는 상태에서 흙은 벽체 방향으로 수평 변위가 발생하여 파괴 상태에 이르게 된다. 이 때, 보강토체(reinforced fill) 내의 저항 영역(resistant zone)에서 발현되는 인발저항력은 토압으로 인해 전면벽체에 발생하는 변위를 억제한다. 이러한 보강재의 인발저항력은 저항영역(resistant zone)에 포설된 길이(L_e , embedment length)에 의해 결정된다. 일반

Fig. 1. Schematic diagram of typical reinforced soil wall (Berg et al., 2009)

적인 그리드형 보강재나 돌기형 보강재의 경우, 인발저항력을 증가시키기 위해 전체 보강재 길이에 대해 일정 간격으로 지지부재(transverse)를 형성한다. 이 때, 주동영역(active zone)의 지지부재는 인발저항력에 영향을 미치지 않으므로, 최근에는 주동 영역에 포설된 지지부재를 제거하여 경제성을 높이는 형태의 보강재가 개발되었다. Kim et al.(2003)은 강재스트립 보강재에 버팀재 볼트를 접합하여 인발저항력을 높이는 공법을 개발하였다. 또한, 보강재 표면과 지반 사이에서 발현되는 인발저항력을 높이기 위해 띠형 강보강재의 표면에 돌기(rib)를 형성하거나, ‘ㄷ’자형 지지부재 또는 이형철근을 설치하여 지지저항을 발생시키는 형태의 보강재도 개발되었다(Han et al., 2010, Jung et al., 2013; Lee et al., 2009). Horpibulsuk and Niramitkornburee(2010)은 지름이 16 mm인 철근에 지지부재로 L형강을 용접한 형태의 보강재에 대한 인발성능을 평가한 연구를 수행하였다.

본 연구에서는 후단에 이형철근을 지지부재로 설치할 수 있는 띠형 강보강재를 사용하여 실내인발시험을 수행하였고, 사용한 강보강재의 인발거동을 평가하였다. 시험 결과를 바탕으로 수동저항이 발현되는 띠형 강보강재의 인발성능을 평가하였다.

2. 보강재의 인발저항

미연방도로관리국(FHWA)에서 제안하는 단위 폭 당 인발저항력(P_r)은 식 (1)을 사용하여 산정할 수 있다(Berg

Fig. 2. Definition of grid dimensions for calculating pullout capacity (Berg et al., 2009).

et al., 2009).

$$P_r = F^* \alpha \sigma_n' L_e C \quad (1)$$

여기서, F^* : 인발저항계수(= 수동저항 + 마찰저항)

α : 환산계수(scale effect factor) (비신장성 보강재의 경우 = 1.0)

σ_n' : 유효수직응력(kN/m^2)

L_e : 저항영역 내 보강재 유효정착길이(m)

C : 보강재의 유효 면(띠형, 그리드형, 시트형 = 2)

인발저항계수 F^* 는 수동저항과 마찰저항에 대한 계수로 각각 식 (2)와 같이 표현할 수 있다.

F^* = passive resistance factor + frictional resistance factor

$$= F_q \cdot \alpha_\beta + \tan \rho$$

(2)

여기서, F_q : 지지력계수 ($= \frac{\sigma_b'}{\sigma_n'}$)

α_β : 지지부재의 수동저항계수

$\tan \rho$: 흙과 보강재 사이의 마찰계수

Fig. 2와 같은 비신장성 그리드형 보강재의 경우, 지지부재의 간격이 적정 수준(일반적으로 150mm) 이상이면 지지부재간의 간섭이 없이 최대인발력이 발현된다. F_q 는

인발시험을 통해 측정하고, α_β 는 $t/(2S_t)$ 으로 산정하며, L_e/S_t 는 저항영역 내에 포설된 지지부재의 개수(N)로 볼 수 있다. 그리드형 보강재의 경우, $C = 2$ 이고, 비신장성 보강재의 경우, $\alpha = 1$ 이므로, 주어진 조건을 사용하여 단위 폭 당 수동저항과 마찰저항은 각각 식 (3), 식 (4)로 표현할 수 있다.

$$P_{fr} = 2 L_e \sigma_n' \tan \rho \quad (3)$$

$$P_{pr} = F_q \sigma_n' t N \quad (4)$$

3. 실내인발시험 내용 및 방법

실내인발시험에 사용한 띠형 강보강재는 Fig. 3과 같이 보강재 끝부분에 지지부재로 이형철근을 삽입할 수 있는 지지부재 삽입부가 형성되어 있다. 실내인발시험 수행 시에는 길이 900mm, 폭 50mm, 두께 4.5mm인 띠형 강보강재를 사용하였고, 지지부재로 공칭 지름 12.7mm, 항복강도가 약 500MPa인 이형철근을 사용하였다. 지지부재를 2개 설치하여 인발시험을 수행하는 경우, 지지부재 설치간격은 200mm이고, 띠형 강보강재 설치 간격은 200mm로 하여 인발시험을 수행하였다.

실내인발시험에 사용한 인발시험장치는 Fig. 4와 같이 크게 토조, 인발하중 재하장치, 구속하중 재하장치, 변위 기록장치로 구성되어 있다. 토조의 크기는 길이 600mm, 높이 300mm, 폭 400mm이고, 공기주머니(air bag)를 사용하여 최대 250kN/m²까지 상재압을 가할 수 있도록 설계되어 있다. 또한, LVDT를 사용하여 최대 변위 150mm, 최대 인발력 50kN까지 측정이 가능하다.

실내인발시험에 사용한 주문진 표준사의 공학적 특성

Fig. 3. Types of reinforcements and transverse member

Fig. 4. Schematic diagram of laboratory pullout test apparatus

Fig. 5. Grain size distribution of the tested soil

은 Table 1에 나타냈으며, 비중 2.64, 최대건조단위중량 15.96 kN/m^3 , 최소건조단위중량 13.51 kN/m^3 , 통일분류법

Table 1. Properties of Jumunjin standard sand

Specific Gravity (G_s)	2.64
Maximum Dry Density ($\gamma_{\max}$)	15.96 kN/m^3
Minimum Dry Density ($\gamma_{\min}$)	13.51 kN/m^3
D_{10}	0.36 mm
D_{30}	0.45 mm
D_{60}	0.52 mm
Coefficient of Uniformity (C_u)	1.44
Coefficient of Curvature (C_g)	1.08
USCS	SP

(USCS)에 의해 SP로 분류되는 비점착성 모래이다. 주문진 표준사의 입도분포시험 결과는 Fig. 5에 나타내었다. Table 2와 같이 높이 1.23m에서 모래를 강사하여 상대밀도가 약 80%인 모형지반을 조성하였다. 상대밀도 80%인 주문진 표준사의 내부마찰각을 산정하기 위해 압밀 비배수 삼축압축시험(CD test)을 수행하였다. 공시체의 크기는 지름 50mm, 높이 100mm, 구속응력은 각각 50kPa, 100kPa, 200kPa로 설정하였고, 0.2mm/min의 속도로 전단응력을 가하였다. 그 결과, 상대밀도 약 80%인 주문진 표준사의 내부마찰각은 40.9° 로 평가되었다.

실내인발시험 수행 과정은 Fig. 6에 나타내었다. 먼저, 강사기를 사용하여 토조 하부 높이 150mm인 지반을 형성한 후, 보강재 포설 길이를 500mm로 하여 보강재 2열을 설치한다. 시험에 따라 띠형 강보강재의 지지부재로 사용하는 이형철근을 1개 혹은 2개 설치한다. 토조 상부 벽면에 부직포와 비닐 랩(plastic wrap)을 사용하여 지반과 토

Table 2. The results of relative density of Jumunjin standard Sand by pluviation

Falling height (m)	1.23		
Size of hole (mm)
Volume of Soil Box (m^3)	$0.4 \times 0.6 \times 0.3 = 0.072 \text{ m}^3$		
Total weight of sand (g)		W (g)	D_r (%)
	First trial	111,004	80.59
	Second trial	111,618	83.73
	Third trial	110,831	79.70
Average relative density (%)	81.34%

(a) Setting the bottom layer of soil and the reinforcements (b) Setting the top layer of soil with lubrication (c) Putting the top cover of the apparatus and air pressure on

Fig. 6. Procedure of laboratory pullout test for steel reinforcements

조 벽면 사이의 마찰을 최소화하였다. 이는 토조 상부로부터 상재하중이 작용할 때, 지반과 토조 벽면 사이의 마찰로 인해 보강재에 작용하는 상재압이 감소하는 것을 최소화하기 위함이다. 보강재 포설이 완료되면 강사기를 사용하여 상부 지반을 조성한 후, 상판 및 가압장치를 설치하면 시험 준비가 완료된다.

실내인발시험에 적용한 구속응력 및 보강재의 조합 형태는 Fig. 7과 Table 3에 요약하였다. 띠형 강보강재의 마찰저항을 평가하기 위해 지지부재를 설치하지 않은 띠형 강보강재(Type 1)의 인발성능을 평가하였다. 수동저항을 평가하기 위해 지지부재 삽입부가 1개, 2개 형성되어 있는 띠형 강보강재(Type 2)를 사용하였고, 지지부재를 설치한

Fig. 7. Combinations of reinforcements used in the pullout test

Table 3. Applied pullout test conditions of laboratory pullout test

Test Number	Normal Pressure (kN/m^2)	Relative Density (%)	Pullout rate (mm/min)	Size of transverse member (mm)	Type of reinforcement
1	50 100 150 200	80	1	—	Type 1
2					Type 2
3					
4				12.7	Type 3
5

(a) Frictional resistance with displacement

(b) Maximum frictional resistance with normal pressure

Fig. 8. Evaluation for frictional resistance of steel strip reinforcement

경우에는 공칭지름이 12.7mm인 이형철근을 각각 1개, 2개 설치하여 인발시험을 수행하였다(Type 3). 구속응력은 50kN/m²에서 200kN/m² 까지 4단계로 구분하였고, 보강재의 인발 속도는 1mm/min으로 설정하여 인발 변위가 100mm를 초과할 때까지 인발시험을 수행하였다(ASTM, 2007).

4. 띠형 강보강재의 인발거동 평가

4.1 띠형 강보강재의 마찰 특성 평가

Fig. 8은 Type 1 보강재(표면이 매끄러운 띠형 강보강재)에 대한 실내인발시험 수행 결과이다. 보강재가 인발되면서 보강재가 지반과 접하는 면적이 감소하는 현상을 고려하여 변위에 따른 마찰저항을 Fig. 8(a), 구속응력에 따른 최대마찰저항을 Fig. 8(b)에 각각 나타내었다. Fig. 8(a)에서 확인할 수 있듯이, 초기 변위(1mm 이내)에서 최대인발저항력을 발현한 뒤, 변위가 증가할수록 인발저항력은 점점 감소하는 현상이 나타났다. 이는 보강재를 인발할 시 초기 변위 이내에서 보강재와 접촉하는 지반이 파괴되면서 최대마찰저항이 발현되고, 그 이후로는 교란된 지반과 접한 상태에서 보강재를 인발하기 때문에 마찰저항이 점점 감소하는 것으로 판단된다. 또한, 정지마찰계수(static friction coefficient)에 비해 운동마찰계수(kinetic friction coefficient)가 더 작게 나타나는 일반적인 마찰특성으로도 설명할 수 있다. Fig. 8(b)는 구속응력에 따른 최대마찰저항을 나타낸 결과로, 구속응력이 증가할수록 보강재와 지

Fig. 9. Pullout performance of different types of reinforcements

반 사이에서 발현되는 최대마찰저항은 선형적으로 증가하는 경향을 나타낸다. 되었는데, 일반적으로 최대마찰저항은 구속응력이 증가할수록 선형적으로 증가하므로 구속응력이 150kN/m²일 때 측정된 최대마찰저항은 제외하고 1차 회귀분석을 수행하였고, 흙과 보강재 사이의 마찰계수 $\tan \rho_{peak}$ 는 0.2612로 측정되었다.

4.2 띠형 강보강재의 수동저항 특성 평가

실내인발시험 결과, 표면이 매끄러운 띠형 강보강재를 제외하고 모든 경우(Test No.2~5)에 대해 수동저항이 발현되었으므로, 이를 평가하기 위해 Fig. 9와 같이 인발 변위마다 측정된 총 인발저항과 마찰저항의 차이를 수동저항으로 산정했다.

(a) Steel strip reinforcement with 1 assembly hole

(b) Steel strip reinforcement with 2 assembly hole

Fig. 10. Passive resistance with displacement of steel strip reinforcement with assembly hole(s)

(a) Steel strip reinforcement with 1 transverse member

(b) Steel strip reinforcement with 2 transverse members

Fig. 11. Passive resistance with displacement of steel strip reinforcement with transverse member(s)

Fig. 10은 지지부재 삽입부가 각각 1개, 2개 형성되어 있는 띠형 강보강재 2열(Test 2, Test 3)에 대한 인발시험을 수행한 결과로 단위 폭(0.2m) 당 인발저항을 나타내었다. 마찰 거동과는 다르게 인발력이 초기에 급격히 증가한 후, 변위가 발생함에 지속적으로 증가하다가 변위가 약 50mm 이후로 조금씩 감소하는 경향을 나타낸다. 이는 이형철근을 삽입하기 위해 형성한 지지부재 삽입부에서 수동저항이 함께 발현되어 나타나는 현상으로써 흙과 보강재 사이에서 마찰저항만 발현되는 경우보다 인발력이 증가하였다. 또한, 구속응력이 증가할수록 보강재에서 발현되는 인발력 또한 증가하였다.

Fig. 11은 지지부재로 이형철근을 1개 또는 2개 설치한 띠형 강보강재(Test 4, Test 5)에 대한 실내인발시험을 수행한 결과로, 변위에 따른 단위 폭(0.2m) 당 인발저항력을 나타내었다. 그 결과, 초기에 인발저항력이 급격히 증가하다가 변위가 발생하면서 인발저항력은 계속적으로 증가하여 수렴하는 경향을 나타낸다. 지지부재 삽입부가 형성된 띠형 강보강재의 거동과 유사하게 마찰저항뿐만 아니라 지지형태의 저항인 수동저항이 함께 발현되기 때문에 나타나는 현상이다. 이형철근을 사용하였을 때도 마찬가지로 구속응력이 증가할수록 보강재에서 발현되는 인발저항력도 증가한다.

4.3 보강재의 인발 성능 평가

Fig. 12는 보강재의 형태에 따른 구속응력-최대인발력 관계를 나타낸 결과이다. 지지부재를 설치하지 않은 경우와 마찬가지로, 수동저항이 함께 발현되는 강보강재의 최대인발저항력은 구속응력이 증가함에 따라 선형적으로 증가하는 경향을 나타내었다. 구속응력에 따른 최대인발저항력 증가율은 지지부재 삽입부 및 지지부재의 개수가 1개인 경우보다 2개인 경우에 더 크게 나타났다.

Table 4는 유효정착길이가 500mm인 경우, 마찰저항만 발현되는 띠형 강보강재(Type 1)와 비교하여 각 보강재의 형태에 따른 최대인발력 증가량을 나타낸 결과이다. 구속응력에 따라 최대인발력 증가율에 차이가 발생하지만, 최소 4배에서 최대 10배까지 증가하는 것을 확인할 수 있다.

실제 보강토 옹벽에 설치하는 띠형 강보강재의 경우, 저항영역에 포설되는 유효정착길이가 본 연구에서 적용한 500mm 보다 길어진다. 유효정착길이(L_e)가 길어지면 흙과 접촉하는 면적이 증가하여 보강재에서 발현되는 마찰저항이 선형적으로 증가한다. 반면, 수동저항은 지지부재

의 개수와 간격이 일정한 경우, 유효정착길이에 관계없이 일정하다. 따라서 유효정착길이가 길어지는 것을 고려하여 수동저항의 인발성능을 평가하기 위해 다음과 같은 과정을 수행하였다.

유효정착길이가 500mm 인 경우, 측정된 최대마찰저항력과 최대수동저항력을 더한 결과와 실제 측정된 전체인발력의 크기는 유사하게 평가되었다. 따라서 동일한 방법으로 유효정착길이가 증가함에 따라 마찰저항이 커지는 것을 고려하여 지지부재 삽입부 및 지지부재의 영향을 평가할 수 있다. Fig. 13은 유효정착길이에 따른 수동저항의 영향을 나타낸 결과로, 유효정착길이가 짧을수록 마찰저항에 비해 수동저항이 지배적으로 나타난다. 지지부재 삽입부가 1개, 2개인 띠형 보강재(Type 2)를 사용할 때, 유효정착길이가 각각 약 2.4m, 3.3m 이상인 경우에 마찰저항이 수동저항에 비해 크게 나타난다. 지지부재를 1개, 2개 설치한 띠형 보강재(Type 3)의 경우, 유효정착길이가 각각 약 3.1m, 4.6m 보다 클 때, 마찰저항이 수동저항보다 크게 발현되는 것을 확인할 수 있다. FHWA 보강토 옹벽 설계 지침에 따르면, 일반적으로 보강토 옹벽 높이(H)의

Fig. 12. Comparison of maximum pullout force under different type of reinforcements

Fig. 13. Increments of pullout force with passive resistance compared to frictional force ($L_e = 500$ mm)

Table 4. Increment of pullout force at different type of reinforcement

Normal Pressure (kPa)	Type of reinforcements				
	Type 1	Type 2		Type 3	
	Test 1	Test 2	Test 3	Test 4	Test 5
50	1	4.99	6.60	5.42	8.36
100	1	4.58	6.19	5.34	9.05
150	1	5.40	7.21	7.11	10.60
200	1	3.59	4.65	4.81	7.28

(a) Type 2

(b) Type 3

Fig. 14. Average maximum passive resistance per 1 assembly hole/transverse member

70% 길이로 보강재를 포설한다(Berg et al., 2009). 비신장성 보강재를 사용하는 경우에는 활동영역의 최대 길이가 약 0.3H, 저항영역의 최소길이는 약 0.4H로 평가할 수 있다. 따라서 10m 높이의 보강토 옹벽 시공 시, 지지부재 삽입부 및 지지부재가 형성되어 있는 띠형 강보강재를 사용할 경우, 전체 인발력을 약 1.5~2.5배 증가시킬 수 있는 것으로 판단된다.

4.4 지지부재의 간섭효과

지지부재간의 간섭이 없이 독립적으로 인발메커니즘이 발생한다면, 지지부재를 2개 사용한 경우의 인발력은 지지부재를 1개 사용한 경우의 인발력의 2배가 되어야 한다. 따라서 지지부재 삽입부 및 지지부재 1개의 평균 최대수동저항을 산정하기 위해 보강재에서 발현된 최대수동저항을 지지부재 삽입부 및 지지부재의 개수(1개, 2개)로 나누어 평균 최대수동저항을 평가하였고, 그 결과를 Fig. 14에 나타내었다. Fig 14(a)는 지지부재 삽입부가 1개, 2개 설치된 띠형 강보강재(Type 2)의 구속응력에 따른 평균 최대수동저항을 나타낸 결과이다. 그 결과, 지지부재 삽입부가 2개 형성된 띠형 강보강재의 평균 최대수동저항이 지지부재 삽입부가 1개 형성된 띠형 강보강재의 평균 최대수동저항보다 낮게 평가되었다. Fig 14(b)는 지지부재로 이형철근을 1개, 2개 설치한 경우(Type 3)의 평균 최대수동저항을 나타낸 결과이다. 마찬가지로 지지부재를 2개 설치한 경우의 평균 수동저항이 지지부재를 1개 설치한 경우의 평균 수동저항보다 낮게 평가되었다.

이와 같은 현상의 원인은 띠형 강보강재와 지지부재의

Fig. 15. Deformation of transverse member in the front for applying high normal pressure ($\sigma_n = 200 \text{ kN/m}^2$)

설치간격으로 인한 간섭효과와 관련된 것으로 판단된다. 지지부재의 설치 간격이 좁으면 보강재가 인발되면서 전면 지지부재로 인해 흙이 교란되어 상대적으로 보강재 끝의 지지부재에서 발현되는 인발저항이 작아질 수 있다. FHWA의 보강토 옹벽 설계 지침에서는 지지부재의 간격이 150mm인 경우, 지지부재간의 간섭효과 없이 독립적으로 수동저항을 발현한다고 제시하였다(Berg et al., 2009). 그러나 지지부재의 형태와 크기에 따라 간섭효과를 발생시키는 지지부재 간격이 다를 수 있으므로, 지지부재의 간격을 다양하게 설정한 추가 실내인발시험을 통해 확인할 필요가 있다.

지지부재 삽입부 및 이형철근의 개수가 2개인 경우에 평균 최대수동저항이 작은 또 다른 원인은 띠형 강보강재의 설치 간격 및 지지부재 형성 위치이다. Fig. 15는 높은 상재압을 가했을 때, 인발시험 완료 후 이형철근의 변형

모습을 나타낸 그림이다. 전면벽체에 가까운 위치에 설치된 이형철근이 보강재 끝에 설치된 이형철근보다 변형이 크게 나타난 것을 확인할 수 있다. 이는 지지부재의 설치 위치가 다를 경우, 각 지지부재에서 동일한 수동저항이 발현되는 것이 아니라 전면벽체에 가까운 지지부재에서 더 큰 수동저항이 발현된다는 의미이다. 이러한 현상은 띠형 강보강재의 설치 간격에 따른 지지부재(이형철근)의 길이에 영향을 받는 것으로 판단된다. 띠형 강보강재의 간격이 넓으면 이형철근에 더 큰 힘이 작용하면서 변형이 심해져 지지저항의 메커니즘이 달라질 수 있는 가능성이 있기 때문이다. 따라서 지지부재의 형태 및 설치 위치에 따른 영향을 파악하기 위해 띠형 강보강재 설치 간격에 따른 지지부재의 휨 저항성을 평가하는 추가 인발시험이 요구된다.

5. 결 론

본 연구에서는 지지부재로 이형철근을 설치할 수 있는 띠형 강보강재에 대한 실내인발시험을 수행하였고, 시험 결과를 바탕으로 보강재의 형태에 따른 마찰저항 및 수동저항을 평가하였다.

- (1) 유효정착길이가 500mm일 때, 마찰저항만 발현되는 띠형 강보강재의 최대마찰저항각(ρ_{peak})은 14.64°로 평가되었다. 지지부재 삽입부가 형성되어 있는 띠형 강보강재의 수동저항은 인발변위가 발생함에 따라 계속적으로 증가하다가 약 50mm 인 지점에서 점점 감소하는 경향을 나타내었다. 지지부재로 이형철근을 설치한 경우의 수동저항은 인발변위가 약 50mm인 지점까지 계속적으로 증가하다가 일정한 크기로 수렴하는 경향을 나타내었다.
- (2) 유효정착길이가 500mm일 때, 지지부재 삽입부 및 지지부재가 1개인 경우의 인발력은 마찰저항만 발현되는 띠형 강보강재의 인발력에 비해 약 4~7배 정도 크게 나타났다. 또한, 지지부재 삽입부 및 지지부재가 2개인 경우의 인발력은 약 4~10배 정도 증가하였다. 이는 마찰저항뿐만 아니라 수동저항이 함께 발현되기 때문에 나타나는 현상으로, 전체 인발저항에서 수동저항이 지배적인 역할을 하는 것으로 판단된다.
- (3) 지지부재 삽입부 및 지지부재의 단위 개수 당 수동저

항을 평가한 결과, 지지부재 삽입부 및 지지부재의 형성 위치에 따라 발현되는 수동저항의 크기는 다를 것으로 판단된다. 특히, 지지부재로 이형철근을 설치한 경우, 토조 벽면에 가깝게 위치한 이형철근에서 더 큰 수동저항이 발현되는 것을 확인하였다.

References

1. Alfaro, M. C. (1996), *Reinforced soil wall - embankment system on soft foundation using inextensible and extensible grid reinforcements*, Ph.D Thesis, Saga University, pp.1-86.
2. ASTM D 6706-01 (2007), *Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil*, ASTM International, United States.
3. Berg, R. R., Christopher, B. R. and Samtani, N. C. (2009), *Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes - Volume I*, Publication No. FHWA-NHI-10-024, Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, pp.1-1 - 3-50.
4. Han, J. G., Yoon, W. I., Hong, K. K., Hong, W. P., Lee, K. W., Cho, S. D. (2010), "Evaluation on bearing resistance of transverse members in steel strip reinforcement using pullout tests and theoretical equations," *Journal of Korean Geosynthetic Society*, Vol.9, No.2, pp.33-40 (In Korean).
5. Jung, S. G., Lee, K. W., Kim, J. H., Cho, S. D. (2013), "Laboratory pullout tests of steel strip reinforcements with transverse members," *Proc. of the Korean Geotechnical Society Conference*, pp.1129-1134 (In Korean).
6. Kim, H. T., Bang, Y. K., Park, S. S., Kim, H. J. (2003), "An experimental study on pullout behavior characteristics of the steel strip reinforcement bolted with braced angles," *Journal of Korean Geotechnical Environmental Society*, Vol.4, No.1, pp.67-75 (In Korean).
7. Lee, K. W., Cho, S. D., Han, J. G., Hong, K. K. (2009), "Pullout resistance of steel strip reinforcement with transverse members using large-scale pullout tests," *Journal of Korean Geosynthetic Society*, Vol.8, No.4, pp.1-8 (In Korean).
9. Sankey, J. and Soliman, A. (2004), 'Tall Wall Mechanically Stabilized Earth Applications,' *Proc. of the Conference on Geotechnical Engineering for Transportation Projects*, ASCE, pp.2149-2158.
10. Horpibulsuk, S. and Niramitkornburee, A. (2010), "Pullout Resistance of bearing reinforcement embedded in sand, Soils and Foundations," *Japanese Geotechnical Society*, Vol.50, No.2, pp.215-226.