반복하중에 의한 지오토크-사질토 접촉면 거동

Behavior of Geogrid-Sandy Soil Interface due to Cyclic Load

유지형* · 박인준** · 김대성***

Yoo, Ji Hyeung · Park, Inn Joon · Kim, Dae Sung

Abstract

This study is to apply and complement disturbed function(D), deviatoric plastic strain trajectory(ξ_D) using multi-purpose interface apparatus(M-PIA) developed to analyze the features of the shear stress and the relative displacement on geosynthetic-soil interface of reinforced earth retaining wall when the cyclic dynamic load is pressed. In addition, the feature of shear failure of geogrid-sandy soil interface of reinforced earth retaining wall by cyclic dynamic load was drawn and the parameter disturbed state concept(DSC) constitutive model was calculated by presenting the regression line of the Disturbed functional formula modified from laboratory test data. On the other hand, the program has been designed using FISH language in order to connect these values to FLAC, numerical analysis program and the simulation test was done by using numerical analysis model so that dynamic correlation system method of geogrid-sandy soil was verified in reinforced earth retaining wall.

Key words : Disturbed state concept, Cyclic load, Geosynthetic, Interface shear behavior, Reinforced earth retaining wall

요 지

본 연구에서는 동적반복하중 작용시 보강토 옹벽의 토목섬유-흙 접촉면에 대한 전단응력과 상대변위의 특성을 분석하기 위하여 개발된 다기능 접촉면 전단시험기(M-PIA)를 사용하여, 교란도 함수(D)와 전단소성변형을 상각제도(ξ_D)를 적용하고 보완하였다. 또한 실내시험 자료로 부터 수정된 교란도 함수식의 회귀선을 제시함으로써 동적반복하중에 의한 보강토 옹벽의 지오토크-사질토 접촉면의 전단파괴 특성을 도출하였고, 교란상태개념(DSC)모델의 매개변수를 구하였다. 또한 이 값들을 수치해석프로그램(FLAC)에 접목시키기 위하여 FISH 언어를 이용하여 프로그램을 설계하였으며, 수치해석 모델을 이용하여 모의시험을 수행하여 보강토 옹벽에서 지오토크-사질토의 동역학적 상호작용을 검증하였다.

핵심용어 : 교란상태개념, 반복하중, 토목섬유, 접촉면 전단거동, 보강토 옹벽

1. 서 론

최근 우수한 경제성과 시공성을 바탕으로 전 세계적으로 기존의 중력식 옹벽의 대체 공법으로 인정받고 있는 보강토 옹벽은 구조적인 유연성으로 인해 내진성이 우수한 것으로 알려져 있다. 이러한 내진성능은 미국 및 일본 등지에서 발생한 지진에서 확인된 바 있다. 그러나 지진시 보강토 옹벽의 역학적 거동 특성에 대한 명확한 이해가 부족한 실정이다. 따라서 보강토 옹벽 설계시 매우 보수적인 내진 설계 기준이 적용되고 있어 이에 대한 체계적인 연구의 필요성이 대두되고 있다(Yoo, 2001). 보강토는 흙과 보강재라는 이질적인 재료의 결합으로 구성되어 있다. 따라서 흙과 보강재와의 마찰,

흙 내부에서의 응력분포 및 변형상태, 보강토 구조물에서 토압의 변화, 보강재의 배치형태에 따르는 보강토의 응력-변형 관계 해석이 보통 균질한 흙에 비해 상당히 복잡하다. 보강토 옹벽의 상부에는 도로 및 기초부분의 개설 등 추가적인 구조물이 형성되는 경우가 많다. 이러한 구조물의 시공 과정에서 다짐 및 시공기계 등의 외적요인에 의하여 진동이 부가되고 이러한 진동은 보강토 구조물에 영향을 미친다. 또한 시공 후에도 차량 및 열차 등에 의한 외부적인 진동과 지진에 의한 대규모 진동이 발생할 가능성이 크다. 따라서 이러한 보강토의 경우 보통의 흙에 비하여 응력-변형 특성이 상당히 복잡하게 변화하므로 이에 대한 다양한 연구가 진행되어 왔다. 그러나 아직까지 동적 반복하중에 의한 보강토 옹

*정회원. 경일대학교 건설공학부 교수(E-mail: jhyoo@kju.ac.kr)
Member. Professor, School of Construction Engineering, Kyungil University

**한서대학교 토목공학과 교수
Professor, Department of Civil Engineering, Hanseo University.

***교신저자. 정회원. 경일대학교 지반방재센터 연구원(Tel: +82-53-600-5470, Fax: +82-53-600-5439, E-mail: kimds0124@naver.com)
Corresponding Author. Member. Researcher, Ph.D, Geotechnical Disaster Prevention Center, Kyungil University

벽 내의 보강재와 흙 사이의 접촉면에 대한 응력-변형관계 및 강도특성의 영향에 대한 연구는 아직 미비한 실정이다.

본 연구에서는 보강토 응력에 지진 등의 동적 반복하중이 부가되었을 때 지오그리드와 사질토의 접촉면에서 일어나는 거동특성을 분석하기 위해 재료의 역학적 거동에 기초한 교란상태개념(Disturbed State Concept, DSC)을 이용하였으며, 교란도함수 D 값과 전단소성변형률 상각궤도(Deviatoric Plastic Strain Trajectory, D)값을 이용하여 보강토 응력의 지오그리드-사질토 접촉면의 파괴형상을 미리 예측하고 그 결과를 토대로 동적 반복하중에 의한 접촉면 전단파괴의 전개 과정을 규명하여 보강토 응력의 설계 및 안정성 평가에 활용하고자 한다.

2. 교란상태개념모델

교란상태개념(DSC)은 기존 연구 자료들을 통하여 이미 널리 소개된 바 있다(Armaleh and Desai, 1990; Desai et al., 1997; Park, 2000; Desai et al., 1992). 본 논문에서는 교란상태개념의 교란도함수(Disturbance Function)에 대한 개략적인 내용을 기술하였다.

2.1 교란상태개념

1974년 Desai에 의해 최초 소개된 교란상태개념은 진동하중하의 포화사질토의 거동이 동역학적인 소성연화거동에 지배를 받는다는 점에 기초하고 있다. 교란상태개념은 모든 하중을 받는 물질은 두 가지 상태로 혼합되어 있다고 가정하고 있다. 상대적으로 손상되지 않은(Relative Intact, RI)상태와 완전파괴(Fully Adjusted, FA)된 상태의 두 가지 기준 상태로 설명할 수 있다. 외부하중을 받지 않은 RI상태로부터 외부하중으로 발생하는 재료내부의 미세구조 자체조정에 의해 점차적으로 FA상태로 진행되는 것으로 Fig. 1은 RI와 FA상태의 개념도이다.

이 개념에서 응답은 Fig. 2에서와 같이 외력이 토목섬유-흙 접촉면의 미세구조에 손상을 가하고 그 결과 초기 비교적 상태(Relative Intact, RI)에서 완전교란상태(Fully Adjusted, FA)로 연속적으로 전이되어 간다고 가정한다(Park et al., 2000). 즉 재료가 하중을 받는 초기에는 RI상태의 거동과 유사한 거동을 보이지만, 지속적인 하중으로 인해 재료의 미세구조가 자기조정(self-adjustment)과정을 거치면서 재료는 점차 한계상태인 FA상태에 도달하게 된다. 재료의 교란 정도를 나타내는 교란도, D 는 두 개의 기준 상태에 대한 응력 수준

Fig. 1. Relatively Intact (RI) and Fully Adjusted (FA) States (Desai, 1992)

(a) Static Condition

(b) Dynamic Condition

Fig. 2. Schematic of Stress-strain Behavior(Park et al., 2000)

Fig. 3. Simplification of Interface with Thickness t (Park et al., 2010)

의 차이를 통해 정의한다. DSC모델은 접촉면의 거동(Desai et al., 1992)을 나타내는데 성공적으로 사용되었다.

앞서 기술한 RI와 FA상태를 결합한 혼합응답이 연화현상과 손상진행을 묘사할 수 있으므로, 토목섬유-흙의 접촉면에서 교란상태는 Fig. 3에서와 같이 RI상태에 있는 부분과 FA상태에 있는 부분이 결합되어 있다고 정의한다. 전체 손상진행은 이렇게 상호작용하는 RI와 FA상태 부분을 연결하는 결합메커니즘으로 정의되는 교란도함수로 표현(Park et al., 2000; Park et al., 2010; Huh and Park, 2012)된다.

2.2 교란도함수

재료가 외력을 받기 전 초기 상태를 RI상태라고 한다면 FA상태는 재료의 초기상태에 미세하게 존재했던 손상된 부분이 외력에 의해 점차 확산되어 재료가 전단저항력을 완전히 잃은 상태를 말한다. 하중을 받는 재료가 파괴에 이르기까지

Fig. 4. Schematic of DSC Function(Park *et al.*, 2000)

는 RI상태와 FA상태의 사이에 존재하게 된다. 이 파괴의 정도를 숫자로 나타낸 것이 교란도함수이며, 교란도함수 D 값이 0에 가까울수록 재료는 RI상태, 1에 가까울수록 FA상태에 가깝다고 할 수 있다. 교란도함수는 소성변형에 의존하며 교란도함수, D 는 Eq. (1)과 같이 나타낼 수 있다(Armaleh and Desai, 1990).

$$D = D_u(1 - e^{-A\xi_D}) \quad (1)$$

여기서, D_u 는 한계 교란으로 Eq. (2)로 나타낼 수 있다.

$$D = D_u \leq 1.0 \quad (2)$$

이론적으로 교란도함수, D 는 0에서 1사이의 값으로 대부분의 재료는 D 값이 1에 도달하기전에 파괴된다(Park *et al.*, 2000). 그리고 A 와 Z 는 재료에 따른 변수이다. ξ_D 는 응력-변형을 상관도로부터 산정한 소성변형의 누적량을 표현하는 매개변수로 전단소성변형을 상각궤도(Deviatoric Plastic Strain Trajectory, ξ_D)라고 하고 Eq. (3)으로 나타낼 수 있다.

$$\xi_D = \int (du_r^P \cdot du_r^P + dv_r^P \cdot dv_r^P)^{\frac{1}{2}} \quad (3)$$

여기서 u_r^P 는 소성상대수평변위(plastic relative horizontal displacements)이며, v_r^P 는 소성상대수직변위(plastic relative normal displacements)이다. Fig. 4는 전형적인 교란도함수(D)와 전단소성변형을 상각궤도(ξ_D)의 관계를 보여주고 있다.

동적 직접전단시험 결과로부터 접촉면의 전단강도에 대한 교란도함수를 정의할 경우 근사적으로 Eq. (4)와 같이 나타낼 수 있다(Park *et al.*, 2000).

$$D = \frac{\tau - \tau^a}{\tau^i - \tau^c} \quad (4)$$

여기서 τ^i , τ^a 그리고 τ^c 는 각각 RI상태, FA상태 그리고 시험을 통해 얻은 재료의 접촉면 평균 전단응력으로 응력-변형을 상관도로부터 얻을 수 있다.

3. 동적 접촉면 전단시험

3.1 재료의 물리적 특성

접촉면 전단시험을 위해 사용된 사질토 시료는 국내 대표

Fig. 5. Grain Size Distribution of Jumunjin Sand

Table 1. Physical data of Jumunjin Sand

Gs	Cu	Cg	$r_{d,max}$	$r_{d,min}$
2.627	1.9	1.11	1.670	1.380

(a) Surface

(b) Section

Fig. 6. Geogrid Sample

Table 2. Physical Data of Geogrid

Aperture(MD)	23
Aperture(CD)	25
Max Tensile Strength(kN/m)	60
Max Elongation	≤ 12%
5% Elongation Tensile Strength(kN/m)	30

적인 사질토인 주문진 표준사를 사용하였으며, 시험에 앞서 주문진 표준사의 물성이 보강토 응력의 뒷채움재료 기준에 적합한지 파악하기 위하여 기본 물성시험을 수행한 결과, 기준에 만족하였다. 본 논문의 시험에 사용된 주문진 표준사의 입도시험 결과는 Fig. 5와 같으며, 물성시험 결과는 Table 1과 같다.

시험에 사용한 토목섬유는 고강도 저신도 폴리에스테르 섬유를 이용하여 격자형태로 배열하여 고분자 수지 코팅한 것으로 우수한 강도와 내구성을 가지고 있어 보강토 응력의 보강재로 널리 사용되고 있는 지오그리드 6T를 사용하였다. Fig. 6은 시험에 사용된 지오그리드를 보여주고 있으며, Table 2는 지오그리드의 제원을 나타냈다.

3.2 다기능 접촉면 전단시험기(M-PIA)

본 연구에서는 접촉면 전단파괴의 거동특성을 분석하기 위해서 다기능 접촉면 전단시험기를 사용하였다. 본 기기는 토목구조물의 안정성에 영향을 미치는 지진에 의한 지반의 강

Fig. 7. M-PIA Schematic(Park et al., 2010)

Fig. 8. M-PIA Set-up

도저하를 평가하는 방법을 조사할 수 있는 시험기로서 조립 토 및 세립토에 반복하중을 작용시켜 지반의 특성을 조사할 수 있다. 이 시험기는 크게 하부 전단상자, 두께가 2 mm인 5개의 전단링, 6개의 와이어 게이지, 수직하중, 전단하중 측정용 로드셀, 수직 변위계와 시험기를 제어하는 프로그램을 내장하고 있는 조절장치 및 자동 데이터 수집프로그램으로 구성되었다. Fig. 7은 M-PIA의 모식도이며, Fig. 8은 M-PIA에 공시체를 설치한 상태를 보여주고 있다.

3.3 접촉면 전단시험 결과 및 분석

본 연구에서는 주문진 표준사와 지오그리드를 이용하여 접촉면 전단시험을 수행하였다. 수직하중은 20, 30, 40 kN을 가하였으며, 지진하중은 일반적으로 국내지진에 의해 발생하는 지진주파수(1~10Hz)와 구조물의 공진주파수(10~15 Hz)를 고려하여 지진하중이 작용하는 보강토 옹벽의 접촉면과 유사하게 이루어지도록 하기 위해서 전단상자의 상부판이 10 Hz의 속도로 ± 5 mm의 거리를 왕복하게 하였다. 실험결과를 이용하여 먼저 전단응력과 상대변위의 관계를 분석하였으며, 전단응력을 이용하여 교란도합수를 산정하였으며, 교란도합수와 전단소성변형을 상각케도의 관계를 분석하였다. 분석결과를 토대로 반복하중이 작용할 때 지오그리드와 사질토 접촉면의 교란도합수의 매개변수를 도출하였다.

Fig. 9는 접촉면 전단시험결과를 보여주고 있다. 최초 초기 반복하중의 작용시를 RI상태로 놓고, 하중의 재하횟수를 늘리면서 재료가 점점 FA 상태로 가면서 전단변위의 궤적 값이 커지고 전단응력은 작아짐을 알 수 있다.

(a) 20kN

(b) 30kN

(c) 40kN

Fig. 9. Interface Shear Test Results

실내실험 결과로부터 전단응력을 이용한 교란도합수 D 값의 산정은 Eq. (4)를 이용하여 산정하였으며, 전단소성변형을 상각케도(ξ_D)를 산정하기 위하여 상대변위를 시료의 변위 값으로 바꾸어 줄 필요가 있다. 이를 위해 상대변위 값을 각 2 mm의 5개 전단링의 합 10 mm로 나누어 변위를 구할 수 있으며, 변위의 누적 값을 합하여 전단소성변형을 상각케도

Fig. 10 D vs ξ_D Relationships

Table 3. A and Z parameters

Normal loads (kN)	A	Z
20kN	0.578	0.802
30kN	0.356	0.933
40kN	0.318	0.941

(ξ_D)를 구하였다. Fig. 10은 D 와 ξ_D 의 관계를 나타내고 있으며, Table 3은 하중단계별 교란도함수(D)와 전단소성변형률 상각계도(ξ_D)를 이용하여 교란도함수의 매개변수인 A 와 D 를 산정한 결과이다.

4. DSC를 접목한 보강토 응력 수치해석

본 연구에서는 토목섬유-뒷채움재 접촉면의 전단 거동특성에 대한 실내시험 결과를 토대로 지오키프-사질토의 접촉면에 교란상태개념을 접목시켜 최종적으로 교란도 함수의 매개변수를 구하였다. 또한 이 값들을 수치해석프로그램(FLAC)에 접목시키기 위하여 FISH 언어를 이용하여 프로그램을 설계하였다.

4.1 교란도함수 적용 FISH 함수

초기 구속응력 및 잔류 구속응력을 부여하기 위하여 동하중을 재하하기 전 즉, 교란이 발생하기 이전의 구속응력은 그 모델의 최대 구속응력이 되고, 실험에서 결정된 최소 구속응력은 초기 구속응력(최대 구속응력)의 비율로 입력되도록 구현하였다. 각 해석요소에서의 구속응력은 각각의 요소에서 그 크기가 서로 다르므로, FLAC에서 지원하는 FISH 언어를 위한 각 요소별 임시 메모리(extra variables)에 저장하여, 교란도 함수에 의해 감소되는 구속응력의 크기 계산 시 이용되도록 하였다. 또한 교란도 함수 계산 및 구속응력 변화를 위해 해석모델에 재하된 동하중에 의해 각 해석 요소에서는 소성변형률(plastic strain)이 발생하고, 매 주기(cycle)마다 발생

하는 누적 소성변형률은 그 다음 주기의 동하중 재하 시 발생한 교란도 함수에 의해 구속응력이 감소된 후 동하중이 재하된다. 본 사용자 함수 역시 각 요소에서 발생하는 교란도 함수를 작용 동하중의 매 주기마다 계산하도록 구현하였고, 계산된 교란도 함수에 의해 다음 주기의 동하중 재하 전 감소된 구속응력이 발생할 수 있도록 알고리즘을 수립하였다.

4.2 FISH 함수 검증

작성된 교란도함수가 적용된 FISH 함수의 검증을 위해 단순 모델을 이용한 반복재하 해석을 수행하였다. 반복재하 해석을 위한 모델은 3×20 m 규모의 모델 생성 후 모델하부에 60 Hz의 Sine 파형의 전단응력을 재하하였다. 동하중 재하 단계에서 발생하는 소성변형률에 따라 교란도함수와 이에 의해 감소하는 연직응력을 변화하며, 해석 모델 중단에서의 전

Fig. 11. Analysis Model for Verification

(Non-Disturbance Function)

(Disturbance Function)

Fig. 12. Hysteresis Curve

반복하중에 의한 지오키프-사질토 접촉면 거동

Fig. 13. Disturbance Function on Cyclic Load

단응력-전단변형률 곡선을 작도하여 FISH 함수의 적정성을 검증하였다. Fig. 11은 사용자함수 검증을 위한 해석 모델이다.

Fig. 12는 동하중 재하시 교란도 함수에 따라 감소된 구속 응력을 해석 모델에 적용 전, 후의 전단응력-변형률 곡선을 나타낸 것이다. 교란도 함수 적용 전은 지속적인 동하중이 작용한다 하더라도 전단강도의 감소가 발생하지 않고 일정한 값을 유지하며 반복 거동이 발생하는 것을 확인할 수 있다. 교란도 함수를 해석 모델에 고려한 경우 재하회수가 증가할 수록 모델 내의 구속응력은 감소하며, 최종적으로는 잔류 구속응력에 의한 잔류 전단강도를 나타낸다. Fig. 13은 반복하중 재하시 계산된 교란도 함수의 변화를 나타낸 것이다. 잔류 전단강도에 감소할수록 교란도 함수 D 는 최대값에 근접하며, 실험과 유사하게 약 40회 이상에서는 최대값에 근접하는 결과를 나타냈다.

4.3 수치해석을 통한 보강토 옹벽 해석 기법 검증

4.3.1 해석 모델 및 입력 정수

대상 해석 모델은 Fig. 14에서 보는 바와 같이 쌓기 높이 4.25 m의 블록식 보강토 옹벽을 선정하였다. 쌓기 단계는 총 7단계의 쌓기를 수행하여, 총 6단의 보강재를 설치하며, 설치 길이는 1~5단까지는 벽체 높이의 75%에 해당하는 3.0 m를, 마지막 6단은 3.75 m를 설치하는 것을 고려하였다. 대상 보강토 옹벽은 원지반을 절취 후 단계별 쌓기를 수행하는 단계로 시공이 수행되나, 해석의 편의성을 위해 쌓기 전 깎기는 수행된 것으로 고려하였다. 해석에 고려한 시공 단계는 깎기가 완료된 초기모델에서 기초콘크리트 타설 후 단계별 쌓기

Fig. 14. Schematic of Numerical Analysis

Table 4. Analysis Model Input Parameter

Layer	γ (kN/m ³)	E (MPa)	ν	c (kPa)	ϕ (°)
매립층	1.70	10	0.37	0.0	29
퇴적층	1.80	20	0.35	0.0	29
풍화토층	1.90	50	0.33	1.5	30
풍화암층	2.10	250	0.30	3.0	33
연암층	2.30	2,000	0.26	5.0	35
경암층	2.50	15,000	0.23	15.0	40
쌓기층	1.90	30	0.30	1.5	25
벽체	2.30	24,000	0.23	-	-

Fig. 15. Artificial Seismic Wave for Numerical Analysis

를 수행하는 것으로 모델링 하였다. 보강재는 각 쌓기 단계에 해당하는 단에서 보강재를 설치하고 뒷채움재를 포설하는 것으로 해석 단계를 설정하였다.

보강토 옹벽의 각 구성 요소 중 보강재를 제외한 벽체, 쇄석자갈, 뒷채움흙과 원지반은 각각 4절점 요소를 이용하여 생성하였다. 각 요소에 적용된 구성 모델로 벽체는 탄성모델을 사용하였고, 원지반, 쇄석자갈, 그리고 뒷채움재는 소성에 의한 파괴면 유도 및 이완 하중이 벽체에 작용할 수 있도록 비연상유동법칙(nonassociated-flow rule)을 따르는 Mohr-Coulomb탄소성모델(Mohr-Coulomb elasto-plastic model)을 사용하였다. 각 구성요소에 적용된 역학적 특성치는 Table 4와 같은 입력치를 사용하였다.

또한 토목섬유로 보강된 보강토체의 거동은 보강재와 뒷채움흙의 전단마찰저항에 의해 보강 효과가 발생되므로, 흙과 토목섬유 사이의 마찰특성 및 점착특성이 중요한 인자가 된다. 본 논문의 해석 대상 보강재는 실내실험에 사용된 보강재와 동일한 지오그리드(6T)를 적용하였다. 그리고 수치해석을 위한 입력지진하중은 지진구역 I, 붕괴방지수준 구조물로 선정하여, 기반암 노두의 최대지진지반가속도는 0.154 g로 설정하였다. 최대지진가속도와 설계응답스펙트럼을 이용하여 Fig. 15에서 보는 바와 같이 인공지진파를 산정하였다.

4.3.2 지진하중에 대한 벽체 거동 평가

보강토 옹벽의 토목섬유-뒷채움재 접촉면의 전단 거동특성에 따른 보강토 옹벽의 지진 발생시 작용하는 동하중에 대한 동적 거동을 평가하기 위하여, 토목섬유-뒷채움재 접촉면의

Fig. 16. Numerical Analysis Modeling

(a) Case 1

(b) Case 2

Fig. 17. Measurement Point Displacement

전단 거동특성을 반영하지 않은 조건과 반영한 조건의 두 조건에 대해 결과를 비교·검토하였다.

지진하중은 Fig. 16과 같이 모델 하부에서 벽체의 진행방향과 직교하여 작용하도록 재하하여 주동거동과 수동거동이 반복하여 이루어지도록 하였다. 동하중에 대한 거동은 재하 시간에 따른 벽체 전면부의 변위 변화를 관찰하였다. 관찰 위치는 Fig. 16에서 보는바와 같이 벽체의 최상단 및 각 보강재 설치 위치에서 수행하였다.

Fig. 17은 각 측정점에서의 시간에 따른 벽체의 변위를 Table 5는 해석 조건에 따른 각 측정점에서 발생한 벽체의 최대 주동변위를 나타낸 것이다.

지진하중에 의한 벽체의 변형은 측정점의 높이가 증가할수록

반복하중에 의한 지오품리드-사질토 접촉면 거동

Table 5. Maximum Active Displacement

	Lateral Displacement(mm)				
	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4	Point 5
Case 1	45.89	45.74	45.54	45.35	45.17
Case 2	49.51	49.36	48.54	47.72	46.46

(a) Case 1

(b) Case 2

Fig. 18. Distribution of Horizontal Displacement

변위량 역시 증가하는 형태를 나타내나, 토목섬유-뒷채움재 접촉면에 교란도 개념을 적용하지 않은 경우(Case 1)에 더 작은 변위가 발생하였다. 이 때 각 측정점에서 발생한 변위는 벽체 높이에 따라 변위가 증폭하며 증가하는 형태를 나타내나 그 차는 매우 미미하였다.

토목섬유-뒷채움재 접촉면에 교란도 개념을 적용한 경우(Case 2)는 그렇지 않은 경우(Case 1)에 비해 상대적으로 더 큰 벽체의 변형이 발생하였으며, 벽체의 각 측정에서도 위치에 따라 발생 변위의 차가 크다. 또한 각 측정점의 변위차는 벽체 변위가 증가할수록 커지는 것을 확인할 수 있다. 이와 같은 결과는 동적 하중이 작용할 경우 반복되는 하중에 의해 토목섬유-뒷채움재의 접촉면에 작용하는 구속응력이 교란도 함수에 따라 감소하면서 발생하는 결과임을 확인할 수 있다. 또한 변형이 증가할수록 교란도 함수 역시 동일하게 증가하고 이에 의한 구속응력은 감소하므로, 전체적인 변형이 클수록 각 측정점에서의 변위 차가 크게 발생한다는 것이 확인되었다.

Fig. 18은 최대 수평변위가 발생하는 동하중 재하 시간 11초에서의 수평변위 분포를 나타낸 것이다. 토목섬유-뒷채움재

의 교란도 함수를 고려하지 않은 조건(Case 1)에서는 전체적으로 뒷채움재에서 보다 큰 변형이 발생하기는 하나, 보강재의 지반 보강력이 위치에 관계없이 거의 일정하게 작용하는 것으로 평가할 수 있다. 토목섬유-뒷채움재 접촉면에 교란도 개념을 적용한 경우(Case 2)에서는 축점의 위치에 따라 뒷채움재의 변형이 상이하게 나타났다. 토목섬유-뒷채움재 사이의 접촉면에 작용한 교란도 함수는 소성변위의 증가에 따라 각 위치에서의 보강재에 작용하는 구속력을 감소시키고, 이에 의해 보강재의 보강력 감소를 초래하여 보강재 사이의 보강토체가 보강재 사이에서 전체적으로 거동하는 형태를 나타내는 것으로 평가되었다.

5. 결 론

본 연구에서는 보강토 옹벽 구조물의 축조과정 및 구조물 생성 이후 발생할 수 있는 다양한 진동에 대한 실험적 연구 및 보강토공법의 설계해석에 대한 신뢰성 확보를 위하여 보강토 옹벽의 토목섬유-뒷채움재 접촉면의 전단 거동특성에 대한 연구를 수행하였다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 지오그리드와 사질토 접촉면에 대한 전단응력과 상대변위는 반복재하 횟수에 따라 20 kN, 30 kN, 40 kN에서 공통적으로 전단응력이 감소하고 변형이 커져, 소성변형의 궤적 구간 또한 커졌다.
- 2) 각 하중별 교란도 함수 D 값을 비교한 결과, 각 하중별 D 값은 거의 차이가 없는 것으로 확인되었다. 하지만 전단 소성 변형의 상각궤도(ξ_D)의 경우 반복재하 횟수가 늘어날수록 산포도에서 점들이 점점 옆으로 분산되는 양상을 보였다. 이는 ξ_D 값의 증가에 의한 것으로, 상재하중이 클수록 시료의 소성변형 범위가 커짐을 의미한다.
- 3) 교란도 함수 구현을 위해 FLAC의 사용자언어인 FISH를 이용하여 교란도 함수 적용 알고리즘을 작성하였다. 반복재하 해석 모델을 통해 검증한 교란도 모델 함수는 반복하중 재하에 따라 실내실험 결과와 유사한 형태의 전단강도 이력곡선과 교란도 함수 변화를 보여 교란도 모델을 잘 반영하고 있는 것으로 나타났다.
- 4) 수치해석을 이용하여 블록식 보강토 옹벽에 대해 토목섬유-뒷채움재 접촉면에 교란도 영향을 평가한 결과, 교란도를 적용한 경우는 그렇지 않은 경우에 비해 보다 큰 변위가 발생하여 보다 안전측 평가가 가능하며, 소성변위의 증가에 따라 각 위치에서의 보강재에 작용하는 구속력을 감소시키고, 보강토체가 보강재 사이에서 전체적으로 거동하는 형태를 나타내는 것으로 평가되었다. 따라서 동적하중에 대한 보강토 옹벽의 거동 예측시 교란

도 함수에 의해 감소하는 보강재의 보강력을 평가하고, 이를 고려한 동하중 하 보강토 옹벽의 안정성 평가 방법이 필요하다.

감사의 글

이 논문은 2012년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 기초연구사업임(No. 2012R1a2a2a01045040)

References

- Armaleh, S.H. and Desai, C.S. (1990) Modeling Include Testing of Cohesionless Soils under Disturbed State Concept, Report to the NSF, Dept. of Civil Engrg. and Engrg. Mech., Univ. of Arizona, Tuscon, Arizona.
- Desai, C.S. (1974) A Consistent Finite Element Technique for Work-Softening Behavior, Proc. Intl. Conf. on Comput. Mech. In Nonli. Mech., Univ. of Texas at Austin, Austin, Texas.
- Desai, C.S., Chao, C., and Park, I.J. (1997) Disturbed State Modeling of Cyclic Behavior of Soils and Interfaces in Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc. 9th IACMAG Conf. Wuhan, China.
- Desai, C.S. and Ma, Y. (1992) Modeling of Joints and Interfaces Using the Disturbed State Concept, Intl. J. Num. Analyt. Mech. In Geomech., Vol. 16, No. 9, 623-653.
- Desai, C.S., Shao, C., and Park, I.J. (1997) Disturbed State Modeling of Cyclic Behavior of Soils and Interfaces in Dynamic Soil-Structure Interaction, Proc., 9th IACMAG Conference, Wuhan, China.
- Huh, J.W. and Park, I.J. (2012) Probabilistic Characteristics Analysis of Disturbed Function for Geosynthetic-Soil Interface Using Cyclic Shear Tests, Journal of the Korean Geoenvironmental Society, Vol. 13, No. 11, pp. 81-91.
- Park, I.J. and Desai, C.S. (2000). Cyclic Behavior and Liquefaction of Sand using Disturbed State Concept, J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, Vol. 126, No. 9, pp. 834-846.
- Park, I.J., Kwak, C.W., and Kim, J.K. (2010) The Characteristics of Dynamic Behaviors for Geosynthetic-soil Interface Considering Chemical Influence Factors, Journal of the Korean Geoenvironmental Society, Vol. 11, No. 11, pp. 47-54.
- Park, I.J., Yoo, J.H., and Kim, S.I. (2000) Disturbed State Modeling for Dynamic Analysis of Soil-Structure Interface, Journal of the KGS Vol. 16, No. 3, pp. 5-13.
- Yoo, C.S. (2001) Seismic Response of Soil-Reinforced Segmental Retaining Walls by Finite Element Analysis, Journal of the KGS Vol. 17, No. 4, pp. 15-25.

© Received November 22, 2013

© Revised November 27, 2013

© Accepted December 3, 2013