

Unpropped Diaphragm Wall 거동에 관한 원심 및 수치모델링

Centrifugal and Numerical Modelling on the Behavior of Unpropped Diaphragm Wall

이 처 근 ^{*1}	Lee, Cheo-Keun
안 광 국 ^{*2}	Ahn, Kwang-Kuk
허 열 ^{*3}	Heo, Yol

Abstract

In this study, the behavior of unpropped diaphragm walls on decomposed granite soil was investigated through centrifugal and numerical modelling. Centrifuge model tests were performed by changing the depth of embedment and the groundwater level. The diaphragm wall of model tests was made of 8mm thick aluminum alloy, and the zinc chloride technique was used to simulate excavation. SAGE CRISP program which can be applicable for most geotechnical problems was used in the numerical analysis. In numerical simulation, modified Cam-Clay model for the ground model, an elastic model for diaphragm wall, and a slip model for interface elements between the ground and diaphragm wall were used for two dimensional plane strain condition. From the results of model tests, failure surface was straight line type, the ground of retained side inside failure line had downward displacement to the direction of the wall, and finally the failure was made by the rotation of the wall. The location and the amount of the maximum ground settlement between the model tests and finite element analysis results are shown to be in good agreements. The displacement of wall by varying the embedment depth is likely to be linear relationship. Also, the maximum bending moments are almost identical and the depth of normalized maximum bending moments by the embedment depth($h_{Mmax}/d=0.4$) is well compared.

요 지

본 연구에서는 화강풍화토 지반상 unpropped diaphragm wall의 거동을 연구하기 위하여 벽체의 근입깊이와 지하수위 조건을 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였다. 원심모형실험시 diaphragm wall은 두께 8mm인 알루미늄합금을 사용하였으며, 지반굴착을 재현하기 위하여 zinc chloride 기법을 이용하였다. 수치해석은 대부분의 지반공학문제에 적용할 수 있는 SAGE CRISP 프로그램을 이용하였다. 수치해석에서 모형지반은 수정 Cam-Clay 모델, diaphragm wall은 탄성모델, 지반과 diaphragm wall 사이의 경계면요소는 슬립모델을 사용하여 2차원 평면변형률 조건으로 해석을 수행하였다. 모형실험 결과 파괴면의 직선적인 형태로 파괴면내의 배면측 지반은 벽체를 향하여 하향의 변위를 일으키면서 벽체의 회전에 의해 파괴되었다. 실험 및 유한요소해석 결과 지반의 최대침하량과 최대휨하량이 발생하는 위치는 잘 일치하였으며, 깊이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계를 나타내었다. 또한, 최대 휨모멘트와 근입깊이로 정규화한 최대 휨모멘트 발생위치($h_{Mmax}/d=0.4$)는 잘 일치하였다.

Keywords : Centrifugal modelling, Diaphragm wall, Decomposed granite soil, Excavation, Numerical modelling

*1 정희원, 충북대학교 대학원 토목공학과 박사과정

*2 Illinois Institute of Technology 토목공학과 박사과정

*3 정희원, 충북대학교 공과대학 토목공학과 교수

1. 서론

급속한 경제발전과 도시화로 인하여 고층빌딩, 지하탱크시설, 지하철공사 등에서 지하공간을 확보하기 위한 흙막이 구조물공사가 빈번히 시행되고 있으며, 그 사용이 증대되고 있다. 이러한 흙막이 구조물 공사시 구조물 자체의 안정뿐만 아니라 지반굴착에 따른 지하수위 저하와 지반 침하나 벽체의 이동에 따라 인근 구조물에 큰 영향을 미치지 않는 설계 및 시공관리가 요구된다. 한편, 흙막이 구조물공사가 대형화·도심화되면서 도심지 및 민원이 발생할 수 있는 지역에서 공사공해문제로 인해 저소음 저진동의 흙막이공법의 중요성이 증가하고 있다. 이와 같은 문제를 해결할 수 있는 흙막이 구조물로서 벽체의 강성이 비교적 클 뿐만 아니라 소음·진동이 적은 저공해공법으로 diaphragm wall의 사용이 증가하고 있다. Diaphragm wall 공법은 벤토나이트 안정액을 사용하여 굴착측벽의 붕괴를 방지하면서 소정의 심도와 폭을 갖는 벽체를 연속 시공하여 현장타설 콘크리트벽체를 조성하는 공법으로 토류벽뿐만 아니라 차수벽으로도 사용된다. 외국에서는 현장 사례연구, 실내모형실험 및 수치해석적 방법을 통하여 모래 및 점토지반에서 diaphragm wall의 거동에 대한 많은 연

구가 진행되어 왔지만(Potts & Fourie, 1984; Tedd 등, 1984; Wood & Perrin, 1984; Bolton & Powrie, 1987; Bolton & Stewart, 1994; Powrie, 1986; Hashash & Whittle, 1996; Bica & Clayton, 1998; Richards & Powrie, 1998), 화강풍화토 지반에서 diaphragm wall에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

본 연구에서는 화강풍화토 지반상에 설치된 unpropped diaphragm wall의 거동을 연구하기 위하여 벽체의 근입깊이비를 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였다. 또한, 탄소성구성모델을 이용한 수치해석을 실시하여 지반 굴착에 의한 벽체 및 지반의 거동을 비교·검토하였다.

2. 실험장치 및 방법

2.1 시료의 물성치

본 실험에서 사용한 시료는 화강풍화토로 실내에서 공기 건조시킨 후 #4번체를 통과한 시료를 사용하였다. 체분석 결과 그림 1의 입도분포곡선에 나타낸 바와 같이 이 시료의 #200번 체 통과율은 6.4%, 균등계수는 6.2이고, 곡률계수는 1.2로 입도분포가 양호하다. 또한, 통일분류법의

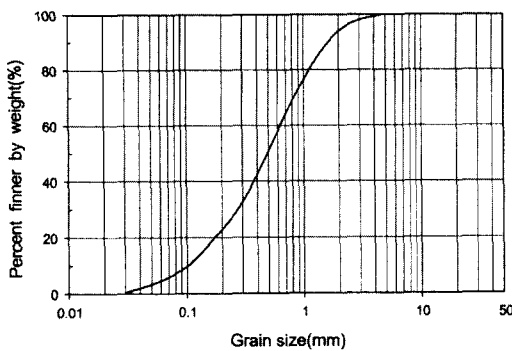


그림 1. 화강풍화토의 입도분포곡선

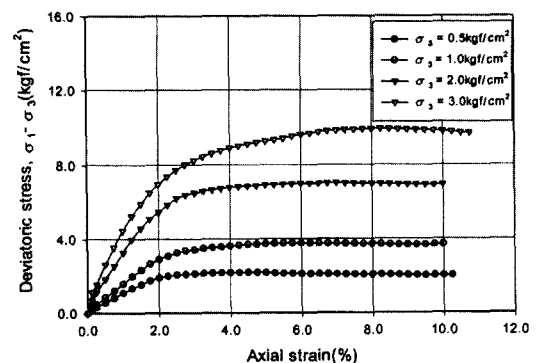


그림 2. 축차응력-축변형률 곡선

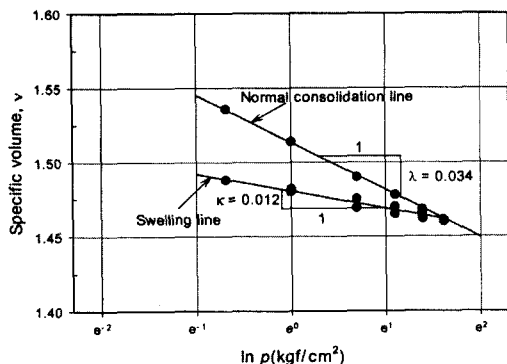


그림 3. 등방압축시험결과 ν - $\ln p$ 곡선

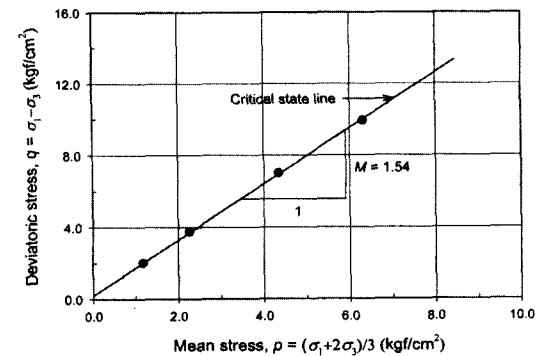


그림 4. 배수 삼축압축시험결과 q-p 곡선

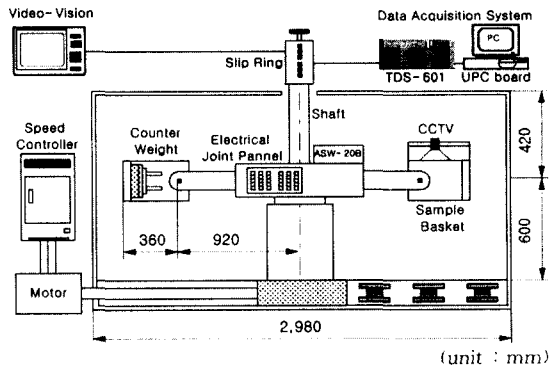


그림 5. 원심모형시험기의 개요도

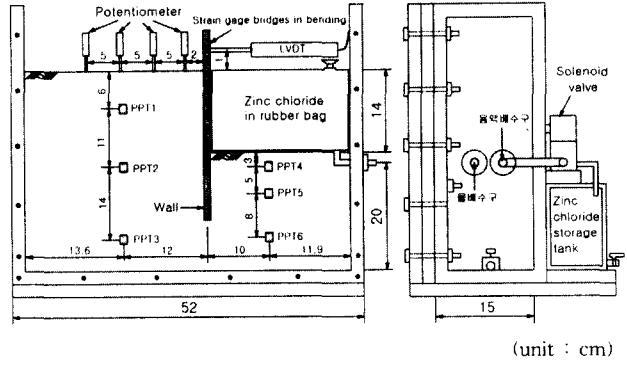


그림 6. 모형토조의 개요도

로 SW-SM에 속하며, 비중은 2.66이며, 최대건조밀도는 1.79 g/cm^3 이고, 최적함수비는 14.9%이다.

그림 2는 최대건조밀도의 95%로 성형하여 0.5, 1, 2, 3 kg/cm^2 의 구속압력에서 0.1%/min의 전단속도로 삼축압축시험을 실시한 결과 축차응력과 축변형률의 관계를 도사한 것으로 최대축차응력은 약 4~8%의 축변형률에서 발생하고, 구속압력이 증가할수록 최대축차응력이 발생하는 축변형률이 증가한다. 구속압력에 관계없이 변형연화현상이 발생하였다. 그림 3은 등방압축시험 결과로부터 ν -lnp 공간상에 정규압밀선과 팽창선을 도사한 것으로 이로부터 정규압밀선의 기울기 λ 는 0.034, 팽창선의 기울기 κ 는 0.012로 평가되었다. 그림 4는 배수삼축압축시험결과 평균응력과 최대축차응력 즉, 파괴점의 관계를 q-p 공간에서 나타낸 것이다. 이로부터 본 실험에 사용한 화강풍화토의 한계상태선의 기울기 M은 1.54로 평가되었다.

2.2 원심모형실험

2.2.1 실험장치 및 기구

(1) 원심모형시험기

본 연구에서 사용한 원심모형시험기의 최대원심가속도는 200g-level, 최대용량은 $25 \text{ g} \cdot \text{ton}$ 이고, 중심축에서 한지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었으며, 그 개요도를 그림 5에 나타내었다.

(2) 모형토조

2차원 평면변형률 조건에서 실험하기 위한 모형토조는

그림 6과 같이 3면과 밑면은 2mm 두께의 스테인레스로, 전면은 20mm 두께의 투명 아크릴판으로 제작하였으며, 내부 크기는 가로 475mm, 세로 150mm, 높이 420mm이다. 모형토조 상부에는 실험중 지하수위를 조절하기 위한 수조가 설치되어 있으며, 이 수조로부터 물공급은 솔레노이드 밸브를 통하여 조절할 수 있게 되어 있다. 한편, 모델박스 측면에는 굴착면에서의 물의 배수와 rubber bag으로부터 zinc chloride 용액의 배수를 위한 두 개의 구멍이 있으며, 이들은 각각 토조 후면의 수조와 용액저장탱크와 연결되어 있고, zinc chloride 용액의 배수는 솔레노이드 밸브에 의해 작동된다.

(3) 계측장치

본 실험에서 계측기는 미니 간극수압계, potentiometer, LVDT, strain gage를 사용하였으며, 대표적인 계측기의 설치위치를 그림 6에 나타내었다. 실험중 모형지반 내부의 간극수압을 측정하기 위하여 三計 ENG사의 모델명 P306A인 미니 간극수압계 6개를 사용하였으며, 4개의 potentiometer는 표면침하를 측정하기 위하여 사용하였다. 또한, 벽체변위를 측정하기 위해 1개의 LVDT(APEK사)를 사용하였고, 벽체의 휨모멘트를 측정하기 위하여 각 실험마다 10~13개의 strain gage(FLA-6 · 350-23)를 사용하였다. 실험중 계측기로부터 자료는 TDS 601과 UPC(Universal PC sensor interface card) 보드를 통하여 측정하였다.

(4) 모형벽체

본 실험에서 모형벽체는 불투수성으로 유효 휨강성을 갖는 두께 8mm인 알루미늄합금으로 제작하였으며, 이는 알루미늄 합금이 현장 diaphragm wall 재료의 단위중량과

유사할 뿐만 아니라 재료의 균질성으로 인하여 반복실험에서 오차를 감소시킬 수 있기 때문에 사용하였다. 이 재료를 현장축척으로 환산한 휨강성(EI)은 $5.07 \times 10^{11} \text{kgcm}^2/\text{m}$ 이며, 이것은 두께 600mm인 원형 diaphragm wall의 휨강성과 유사하다. 모든 실험에서 모형벽체의 폭은 148mm로 제작하였으며, 높이는 실험조건에 따라 240~350mm인 것을 사용하였다.

(5) Rubber bag

본 연구에서 지반굴착을 재현하기 위하여 zinc chloride 기법을 사용하였으며, zinc chloride 용액을 저장하기 위하여 가로 215mm, 높이 150mm, 폭 150mm인 latex rubber bag을 제작하였다. 이 rubber bag의 상부에는 zinc chloride 용액을 채우기 위한 주입구가 설치되어 있다. 또한, 저부에는 용액의 배수를 위한 배수구가 설치되어 있으며, 이 배수구는 모델박스의 측면의 솔레노이드 밸브를 통하여 모형토조 후면의 용액저장과 연결되도록 하였다. Zinc chloride 기법은 Kusakabe(1982)에 의해 굴착을 재현하는데 사용된 후 원심모형실험에서 지반굴착 재현에 합리적인 방법으로 인식되어 널리 사용되고 있다(Powrie, 1986; Bolton & Stewart, 1994). 이 방법은 흙과 동일한 밀도로 혼합된 zinc chloride 용액이 배수됨에 따라 지표면 아래의 흙 요소에 대한 수평응력 감소가 점진적으로 재현되어 현장의 굴착과정을 쉽게 표현할 수 있다.

2.2.2 실험방법

원심모형실험은 표 1에 나타난 바와 같이 총 5회의 실험을 실시하였다. 모든 실험에서 굴착은 55g-level에서 수행하였고, 이는 벽체의 휨강성을 고려하여 결정하였다. 실험 DW 5~8에서 지하수위는 배면측의 지표면과 동일하게 유지하였으며, 실험 DW9는 지하수위에 따른 파괴메카니즘의 차이를 비교하기 위하여 지하수위가 지표면에서 4cm 정도 깊이에 위치하였을 때에 대해 실시한 것이다.

본 연구에서 모형실험을 다음과 같은 과정, 즉 ① 지반 형성(벽체 및 계측기설치), ② 굴착부분 시료제거(rubber bag 설치 및 zinc chloride 용액주입) ③ 모형토조 스윙바스켓설치 및 계측기설치(LVDT), ④ 계측기점검 및 연결, ⑤ 55g-level까지 원심가속후 지반굴착재현의 과정으로 수행하였다. 본 실험에서 모형지반은 불충분다짐법을 사용하여 인위적으로 층다짐을 실시하여 최적함수비에서 최대건조밀도의 95%로 형성하였다. 예비실험 결과 한 층의 두께를 2cm로 하는 경우 깊이에 따라 비교적 균일한 지반

표 1. 모형실험 조건

Test No.	Groundwater level	Embedded depth(cm)	Excavation depth(cm)	Embedment ratio
DW 5	Ground surface	6	14	0.43
DW 6	Ground surface	12	14	0.86
DW 7	Ground surface	18	14	1.29
DW 8	Ground surface	18	10	1.80
DW 9	Low level	6	14	0.43

을 형성할 수 있었기에 모형지반 다짐시 한 층의 두께를 2cm로 총 17층으로 하여 형성하였다. 지반성형후 굴착을 나타내는 부분의 시료를 제거하고 latex rubber bag을 설치한 후 rubber bag에 zinc chloride 용액을 채웠다. 굴착은 원심모형실험동안 zinc chloride 용액이 배수되도록 밸브를 조작하여 실시하였다. Zinc chloride 용액은 시료와 동일한 밀도로 혼합되었으므로 굴착전에 모델벽체에 강요된 경계조건은 흙의 토압계수와 거의 같다(Powrie, 1986).

3. 수치해석

본 연구에서는 diaphragm wall의 거동에 관한 원심모형 실험에 얻어진 결과와 비교 분석하기 위하여 유한요소법을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석은 대부분의 지반공학문제에 적용할 수 있는 유한요소 해석 프로그램인 SAGE CRISP(version 4.02)를 이용하였다(CRISP Consortium & SAGE Engineering Ltd., 1999; Woods & Rahim, 1999).

본 프로그램을 사용한 수치해석에서 모형지반은 탄소성 구성모델인 수정 Cam Clay 모델(Roscoe & Poorshasb, 1963; Roscoe 등, 1963)을 이용하였으며, 이는 수정 Cam Clay 모델이 다른 탄소성 구성모델에 비해 매개변수가 적고, 매개변수 결정이 비교적 용이하기 때문에 사용하였다. 또한, diaphragm wall은 탄성모델, 모형지반과 diaphragm wall사이의 경계면 요소는 slip 모델을 사용하여 모델링하여 2차원 평면 변형률조건에 대해서 해석을 실시하였다. 한편, 모형지반과 diaphragm wall은 8절점 LSQ(linear strain quadrilateral) 요소를 사용하였다.

본 해석에서 지반의 모델링에 사용된 수정 Cam-Clay 모델의 지배방정식은 식 (1)과 같고, 응력-변형률 증분식은 식 (2)와 같이 표현된다.

$$f = M^2 p^2 - M^2 p_0 p + q^2 = 0 \quad (1)$$

$$\{d\sigma\} = [D^{ep}]\{d\epsilon\} = ([D^e] - [D^p])\{d\epsilon\} \quad (2)$$

여기서, M 은 한계상태선의 기울기, p 는 평균응력, q 는 축차응력이다. $[D^e]$ 는 탄성 구성매트릭스이고, $[D^p]$ 는 탄소성 구성매트릭스로 식 (3)과 같다.

$$[D^{ep}] = [D^e] - \frac{[D^e] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \right\} \left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right\}^T [D^e]}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \right\}^T [D^e] \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \right\} - \left\{ \frac{\partial f}{\partial \epsilon_{ij}^p} \right\}^T \left\{ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}} \right\}} \quad (3)$$

또한, 본 해석에서 벽체와 지반사이에서 발생하는 마찰력에 의한 영향을 고려하기 위하여 Goodman의 경계면 요소를 사용하였으며, 경계면 요소에 대한 수직응력 ($d\sigma$)과 전단응력 ($d\tau$)은 다음 식과 같이 표현된다.

$$\begin{Bmatrix} d\sigma \\ d\tau \end{Bmatrix} = [D] \begin{Bmatrix} d\epsilon \\ d\gamma \end{Bmatrix} \quad (4)$$

여기서, $[D]$ 는 경계면 요소의 구성식으로 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$[D] = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_s \end{bmatrix} \quad (5)$$

여기서, K_n 은 수직강성계수이고, K_s 는 전단강성계수이다. 수직강성계수는 식 (6)으로부터 구할 수 있으며, 전단강성계수는 전단탄성계수와 동일하다(Woods & Rahim, 1999).

$$K_n = \frac{E(1-\nu')}{(1+\nu')(1-2\nu')} \quad (6)$$

여기서, E 는 탄성계수이고, ν' 는 포아송비이다.

3.1 입력물성 결정

수치해석시 모형지반재료의 물성치는 삼축압축시험 및 등방압축시험 결과로부터 구하였으며, 그 결과를 표 2에 나타내었으며, 표 3은 벽체 재료의 물성치를 나타낸 것이다. 경계면 요소와 관련된 재료 특성으로는 점착력, 마찰각, 수직강성계수 전단강성계수, 잔류전단강성계수, 경계면 요소의 두께가 있다. 경계면 요소의 두께 t 는 일반적으로 $10 < l/t < 100$ 의 값을 사용하며(Woods & Rahim,

표 2. 수치해석에 사용된 지반 물성치

Soil parameters	Determined value
Slope of normal consolidation line, λ	0.034
Slope of swelling consolidation line, κ	0.012
Slope of critical state line, M	1.54
Void ratio on the CSL at $p' = 1$	0.576
Poisson's ratio, ν'	0.30
Unit weight of water, γ_w (kN/m ³)	9.81
Bulk unit weight of soil, γ_{bulk} (kN/m ³)	20.21
Permeability coefficient, k_v (cm/sec)	1.23×10^{-4}

표 3. Diaphragm wall 재료의 물성치

Parameters	Determined value
Elasticity modulus, E_w (kN/m ²)	7.0×10^7
Shear elasticity modulus, G_w (kN/m ²)	2.6×10^7
Poisson's ratio, ν_w'	0.33
Bulk unit weight of wall, γ_{bulk} (kN/m ³)	26.48

표 4. 경계면요소의 물성치

Material properties	Determined value
Cohesion, c (kN/m ²)	11.77
Friction angle between soil & wall, δ (°)	12.0
Normal stiffness, K_n (kN/m ²)	21000
Shear stiffness, K_s (kN/m ²)	10750
Residual shear stiffness, K_{sres} (kN/m ²)	53.8
Thickness of slip element, t (m)	0.02

1999), 여기서, l 은 경계면 요소의 길이이다. 흙과 벽체사이의 경계 요소에 대한 물성치를 표 4에 나타내었다.

3.2 해석방법

본 수치해석에서 사용된 모형지반과 diaphragm wall의 제원은 원심모형실험에서 사용한 모형과 동일하게 적용하였으며, 2차원 평면변형률 조건으로 해석을 실시하였다. 본 절에서는 모형실험 조건 중에서 벽체의 근입비가 0.86인 경우에 대해서만 설명한다.

해석에서 사용된 diaphragm wall이 설치된 후의 전형적인 유한요소망을 그림 7에, 굴착부분의 요소가 제거된 후의 유한요소망을 그림 8에 나타내었으며, 여기에는 지반과 모형토조 사이의 경계조건도 함께 나타내었다. 또한, 그림 7과 8에는 모형지반과 벽체의 경계면에서 발생하는 마찰력을 고려하기 위해 적용한 경계면 요소도 함께 도시

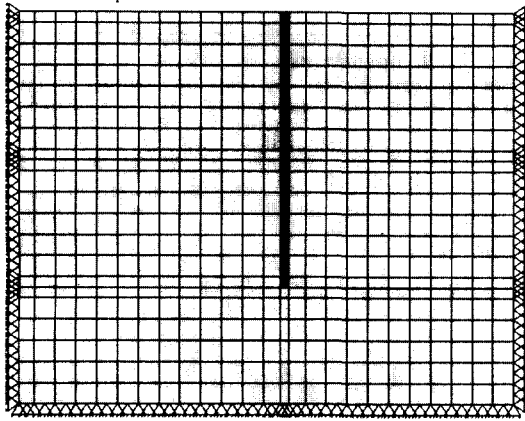


그림 7. 벽체설치후의 유한요소망

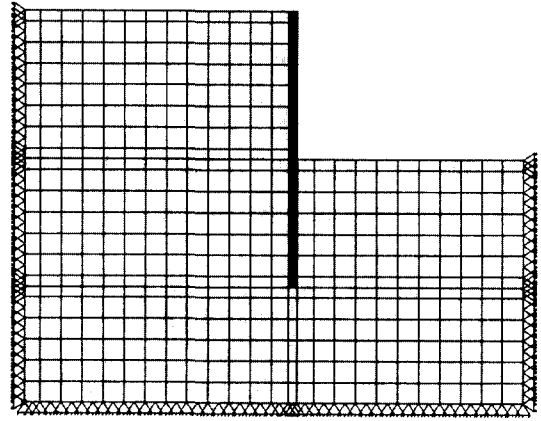


그림 8. 굴착후의 유한요소망

하였다. 그림 7~8로부터 해석에 사용된 지반의 요소는 525개이고, 벽체의 요소는 15개, 경계면 요소는 32개로 전체 요소 수는 572개이며, 굴착부분의 요소는 88개로 설정하였다. 모형지반과 모형토조 저면에서의 경계조건은 한지로 지정하여 수직 및 수평방향의 변위를 구속하였으며, 지반과 모형토조 양측면에서의 경계조건은 롤러로 지정하여 수평방향의 변위만을 구속하였다. 한편, 벽체의 근입비가 1.29와 1.80인 경우 벽체의 요소와 경계면 요소를 제외하고 근입비가 0.86인 경우와 동일한 조건으로 모델링하였다.

해석과정은 유한요소망 작성, 경계조건 지정, 초기응력 상태 설정, 매개변수 입력, diaphragm wall 설치, 지반굴착의 단계로 수행하였다. 벽체 설치전의 초기응력상태 설정 단계에서는 지반의 단위중량, 지하수위, 수직 및 수평응력 등을 입력하여 초기 지반조건을 설정하였으며, 이 과정에서 굴착부분을 고려하였으며, 정지토압계수는 실험에서 실측한 값을 적용하였다. 지반내에 벽체를 설치하는 과정에서 지반상태의 변화는 super imposed 요소를 이용하였다(Woods & Rahim, 1999).

CRISP에서 비선형문제의 해석방법으로는 재하중을 증분하중으로 적용하는 증분법(접선강성법)을 이용하여 증분하중이 재하되는 동안 접선계수는 현재의 응력수준에 맞게 계산된다. 증분법은 응력-변형을 거동이 비선형인 경우 많은 증분을 사용하지 않으면 실제의 정밀해로부터 연속적으로 벗어나는 결과를 일으킨다. 따라서, 본 연구에서는 동일한 조건에 대해서 증분수를 변화시킨 예비 해석을 수행하여 결과값이 수렴하는 증분수를 선택하여 수치해석에 적용하였다. 그림 9는 증분수에 따른 벽체변위를 나타낸 것으로 증분수가 약 300이상인 경우에 일정

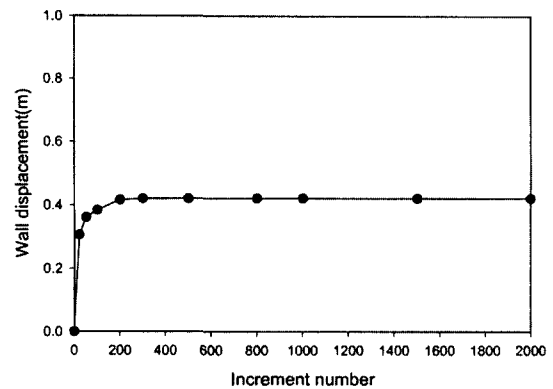


그림 9. 증분수에 따른 벽체변위

한 값으로 수렴하는 결과를 나타내고 있다. 그러나, 증분수 300 이상에서도 증분수가 증가함에 따라 변위가 미소하지만 계속적으로 증가하는 현상을 나타내고 있다. 따라서, 증분수는 1000 정도를 적용하였다.

4. 결과분석 및 고찰

4.1 지반 변위

본 연구에서 지반변위는 지반속에 2cm 간격으로 설치한 marker의 좌표를 읽어 측정하였으며, 어느 정도의 오차는 포함되어 있어 지반의 변위가 작은 경우에 지반의 변화 상태를 정확하게 측정하기 어렵다. 따라서, 지반의 변형이 크게 발생하여 파괴상태에 도달한 경우에 대해서만 설명하고자 한다.

그림 10과 11은 각각 실험 DW5와 6에서 측정된 지반굴착에 의해 발생된 지반변위를 도시한 것이며, 여기서 파괴면내의 변위를 제외하면 그 크기가 상당히 미소하기 때문

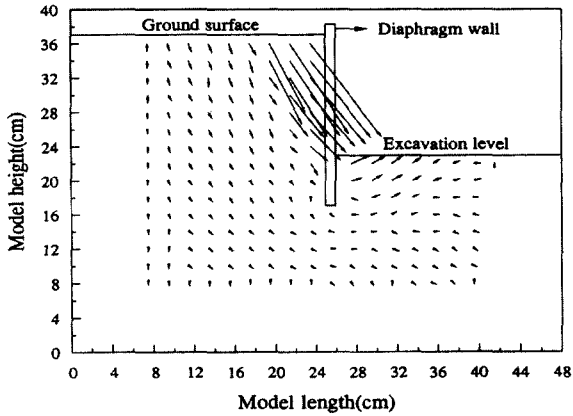


그림 10. 굴착에 의한 지반변위(DW 5)

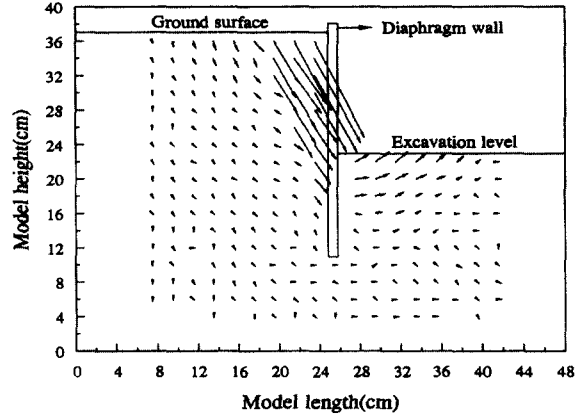


그림 11. 굴착에 의한 지반변위(DW 6)

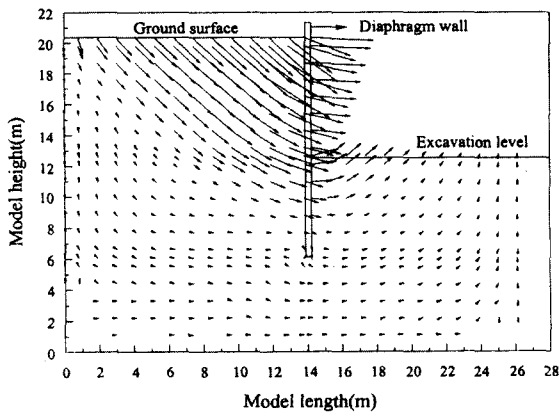


그림 12. 유한요소해석결과 지반변위(DW 6)

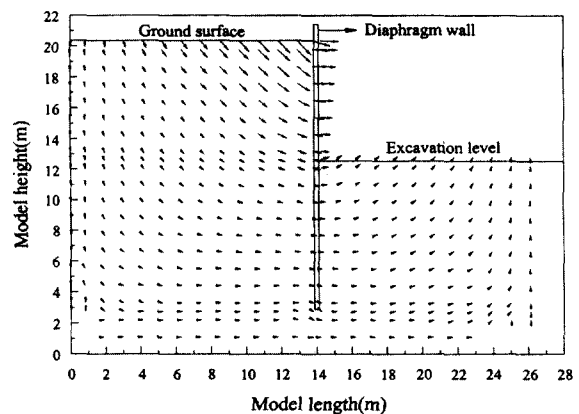


그림 13. 유한요소해석결과 지반변위(DW 7)

에 지반의 변형형태를 파악하기 위하여 변위벡터를 2.5배로 확대하여 나타내었다. 그림 10과 11로부터 벽체에 인접한 배면측 지반은 굴착에 의해 벽체 쪽을 향하여 하향의 변위를 일으키며, 벽체에 인접한 굴착측의 지반변위는 상향 변위를 일으킴을 알 수 있다. 또한 실험 DW 5에서 파괴면 내의 지반변위 방향은 연직면과 약 32° 의 각도, 실험 DW 6에서는 25° 정도를 이루고 있으며, 이것은 실험후 측정된 파괴면과 변위발생후의 벽체사이의 각(실험 DW 5와 6에서 각각 32.5° , 23.5° , 그림 15~16 참조)과 거의 일치하고 있다. 실험 DW 5와 6에서 측정된 최대 변위의 크기는 각각 3.69cm와 3.31cm로 나타났으며, 근입깊이비가 1.29인 실험 DW 7에서 측정된 최대 변위는 1.16cm로 나타났다. 한편, 실험에서 수동측(굴착면측)에서는 명백한 파괴면의 형태가 발생하지 않았으나, 굴착면 상부에서 측정된 지반 변위벡터의 각도로부터 추정된 파괴면의 각도는 수동과 파괴면의 각도와 유사하게 나타났다.

그림 12~14는 DW 6~8에 대한 유한요소 해석결과 지반 및 벽체의 변위벡터를 나타낸 것이다. 여기서도 실험결

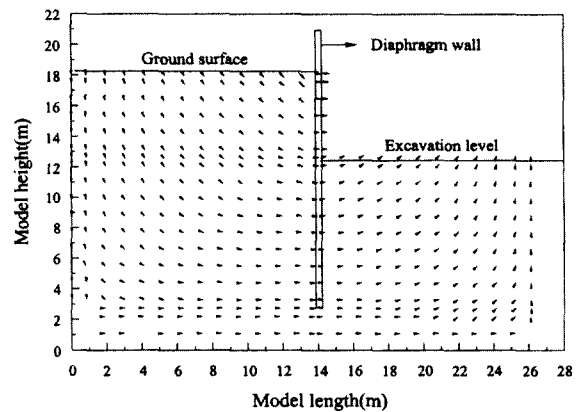


그림 14. 유한요소해석결과 지반변위(DW 8)

과와 마찬가지로 변위벡터를 2.5배 확대하여 나타내었다. 근입비에 관계없이 벽체배면 지반의 변위는 수평면과 약 45° 정도의 각도로 벽체를 향하여 하향의 변위를 일으키고, 굴착면에서 벽체에 인접한 부분에서는 수평면과 약 40° 정도의 각도로 상향의 변위를 일으키고 있다. 또한, 벽체 변위는 상부에서 크게 발생하고, 저면에서는 거의 발생하

지 않는 것으로 나타났다. 지반의 최대 변위벡터는 벽체에 인접한 부분(x 좌표 12.925m)의 지표면 부근에서 발생하며, DW 6에서 최대 변위벡터는 1.47m 정도로 실험결과에 비해 19%정도 과소 평가되었다. DW 7에서 지반의 최대 변위벡터의 크기는 각각 0.49m로 실험결과(0.64m)에 비해 23% 정도 작게 나타났다. 벽체 저면이 회전 중심이므로 벽체 저면에서의 지반변위는 거의 발생하지 않는 것으로 나타났으며, 이는 실험에서 측정된 결과와 일치하는 것이다.

벽체의 변위벡터는 벽체 상부에서 가장 크게 나타나고 있으며, DW 6~8에서 벽체의 최대 변위벡터는 각각 1.44, 0.42, 0.17m 정도이며, 작용방향은 수평면과 1~2.5°의 각도를 이루고 있다. 벽체의 최대 변위벡터는 벽체의 수직방향 변위가 미소하므로 벽체의 최대 수평방향 변위와 거의 일치한다.

한편, 그림 12~14에 나타난 벽체의 변위벡터로부터 벽체의 수직방향 변위는 굴착면 부근(DW 6~7에서 11~12.65m, DW 8에서 8~12.65m)에서 상향의 변위를 보이고 있으며, 다른 부분에서는 하향의 변위를 나타내고 있다. DW 6~8에서 최대 수직방향의 상향변위는 0.19, 0.067, 0.025m로 벽체의 근입비가 증가할수록 작게 나타났다. 이것은 벽체의 근입비가 증가함에 따라 벽체변위가 작기 때문이다.

4.2 지반의 파괴면

그림 15와 16은 명백한 파괴가 발생한 근입비가 1 이하인 실험 DW 5와 6에서 측정된 파괴면의 위치를 나타낸 것으로 여기서, 파괴면의 위치는 모형지반 형성시 설치한 염색사의 위치를 측정하여 구하였으며, 또한 그림 10~11의 지반 변위벡터를 고려하여 결정하였다. 그림 15와 16에서 알 수 있는 바와 같이 배면측에서 측정된 파괴면은 직선적인 형태를 나타내었으며, DW 5에서 파괴면이 수평면과 이루는 각도(α)는 67.0°로 주동파괴면의 각도($45 + \phi/2$)보다 3° 정도 크게 평가되었고, DW 6에서 파괴면의 각도는 72.5°로 실험 DW 5에서 측정된 것보다 5° 정도 크게 발생하였다.

한편, 파괴시 벽체의 회전각(β)은 DW 5와 6에서 각각 10°와 6°로 나타났다. 실험 DW 5와 6에서 벽체 상단으로부터 파괴면까지의 거리는 각각 0.56H와 0.53H(여기서, H는 굴착깊이)로 근입깊이비가 작은 경우가 6% 정도 크게 발생하였고, 지표면을 기준으로 한 파괴면의 깊이는 DW

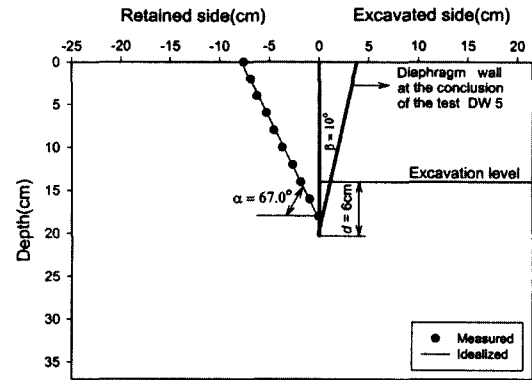


그림 15. 파괴면의 위치(DW 5)

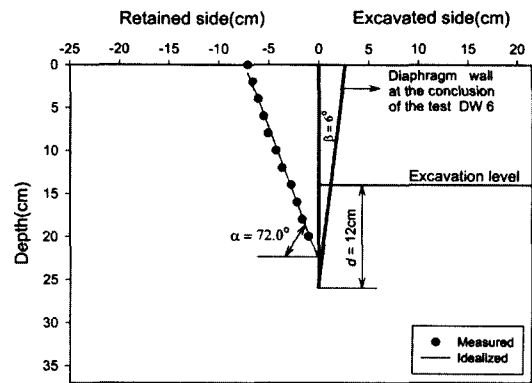


그림 16. 파괴면의 위치(DW 6)

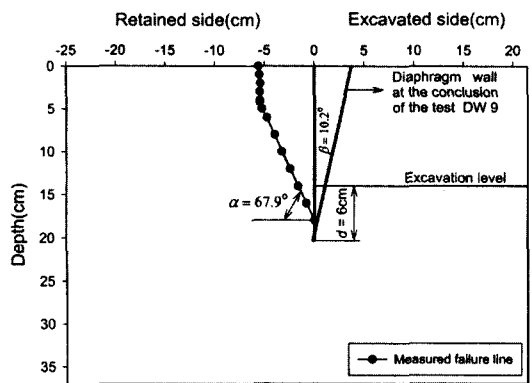


그림 17. 파괴면의 위치(DW 9)

5에서는 1.31H, DW 6에서는 1.63H 위치까지 발달하였다. 이러한 파괴면의 형태는 Powrie(1986)에 의해 수행된 점토지반에서 unproped diaphragm wall에 대한 파괴형태(근입깊이 15m, 굴착깊이 10m인 모형($\phi_p' = 25^\circ$))에서 파괴면은 직선적인 형태이고, 수평면과 이루는 각도는 61°와 유사하다.

그림 17은 벽체 배면의 지하수위가 지표면보다 낮은 경우(GL-4cm)에 대해 수행된 DW 9에서 측정된 파괴면을 나타낸 것이다. 이로부터 지표면을 기준으로 한 파괴면의

발생깊이는 $1.30H$ 로 DW 5와 거의 일치하지만, 파괴면의 형태는 다른 양상을 보이고 있다. 즉, $1.30H$ 지점부터 $0.36H$ 까지는 수평면과 67.8° 의 각을 이루면서 직선형태를 나타내며, $0.36H$ 지점부터 지표면까지는 수평면과 90° 의 각도를 이루면서 폭 $6\sim 9\text{mm}$ 정도로 인장균열이 발생하였다. 지표면 상부에서는 3부분(파괴면 연장선상, 파괴면 연장선과 벽체의 중간부분, 벽체인접 부분)에서 균열이 발생하였으며, 벽체에 인접한 부분에서 균열 폭은 20mm 정도이며, 중간부분에서는 약 $2\sim 3\text{mm}$ 정도의 크기를 나타내었다.

4.3 지반의 표면침하

그림 18~20은 모형실험 및 유한요소해석 결과 지반 굴착에 의해 발생된 벽체배면 지반의 표면침하를 나타낸 것이다. 이로부터 벽체에 인접한 부분에서는 비교적 일치하는 경향을 나타내고 있지만 벽체로부터 거리가 증가함에 따라 해석결과가 실험결과에 비해 2배 이상 과대 평가하는 것으로 나타났으며, 근입비가 증가함에 따라 그 차이는 감소하였다.

근입비가 0.86 인 경우 그림 18에 나타낸 바와 같이 최대 침하량이 발생하는 부분을 제외하고 실험결과가 해석결과에 비해 작게 평가되었다. 이 결과는 그림 11에 나타낸 바와 같이 실험시 지반의 파괴가 발생하면서 벽체에 인접한 흙요소가 급격히 침하되어 파괴면 외부의 지반침하를 억제하였기 때문인 것으로 생각된다. 한편, 수치해석 결과 굴착깊이로 정규화한 최대 침하량은 0.138 로 실험에서 측정된 값보다 9.8% 정도 작게 평가되었다. 한편, 근입비가 1.29 인 DW 7에 대한 수치해석 결과 굴착깊이로 정규화한 최대 침하량은 0.046 로 실험에서 측정된 값보다 5.7% 정도 작게 평가되었으며, 최대침하량이 발생하는 위치 ($x/H = -0.143$)는 일치하는 것으로 나타났다. 실험 DW 8에서 측정된 최대 침하량은 약 0.022 로 유한요소 해석결과에 비해 12% 정도 작게 나타났으며, 최대침하량이 발생하는 위치 ($x/H = -0.20$)는 일치하는 것으로 나타났다. DW 8에서 최대침하량 발생위치가 DW 7에 비해 크게 나타난 것은 서로 다른 굴착깊이로 실험을 수행하였기 때문이다.

또한, 그림 18~20에는 굴착에 의해 발생되는 지반의 표면침하를 구하는 방법(Caspe의 방법, Ou의 방법)으로부

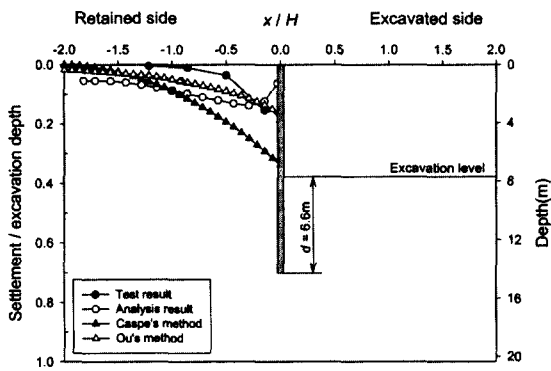


그림 18. 표면침하의 비교(DW 6)

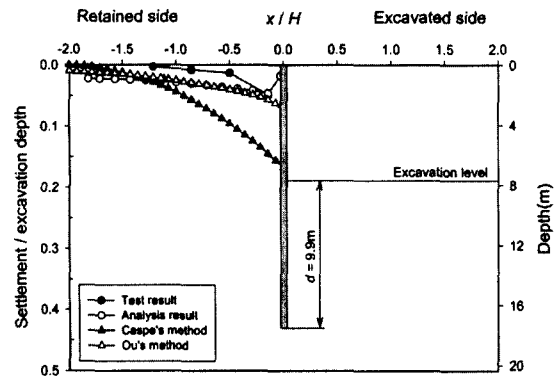


그림 19. 표면침하의 비교(DW 7)

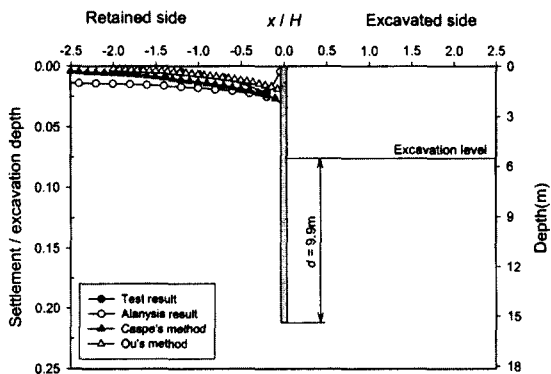


그림 20. 표면침하의 비교(DW 8)

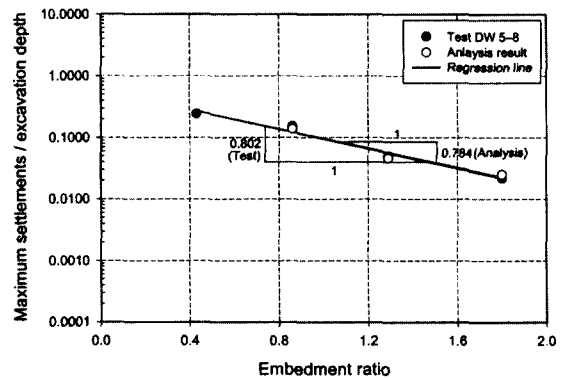


그림 21. 근입비와 최대침하량과의 관계

터 계산된 벽체배면의 침하분포를 실험결과와 비교하여 나타내었다. Ou의 방법은 실트질 모래와 실트질 점토로 구성된 지반에서 주로 propped diaphragm wall에 대한 현장계측과 수치해석 결과를 분석하여 제안되었다(Ou 등, 1993). 이로부터 알 수 있는 바와 같이 Ou 등(1993)에 의해 제안된 방법이 실험결과와 잘 일치하는 것으로 나타났으며, DW 6에서 Ou의 방법에 의한 침하분포는 벽체에 인접한 부분을 제외하고 실험결과와 비교적 많은 차이를 나타내고 있으며, 이러한 차이는 근입비가 증가할수록 감소하여 DW 8에서는 실험결과와 거의 일치하였다.

그림 21은 실험 DW 5~8에서 굴착완료시 potentiometer 1에서 측정된 최대 표면침하량을 굴착깊이로 정규화한 값과 벽체의 근입비와의 관계를 나타낸 것이다. 이들은 비교적 선형적인 관계($R^2=0.981$)를 나타내고 있다. 또한, DW 6~DW 8에 대한 수치해석 결과 굴착깊이로 정규화한 최대 표면침하를 그림 21에 나타내었으며, 그 결과 실험결과와 마찬가지로 근입비와 선형적인 관계를 나타내고 있다. 즉, 근입비의 증가에 따른 표면침하량이 감소하며, 그 기울기는 0.784로 실험결과보다 2% 정도 작게 평가되었다.

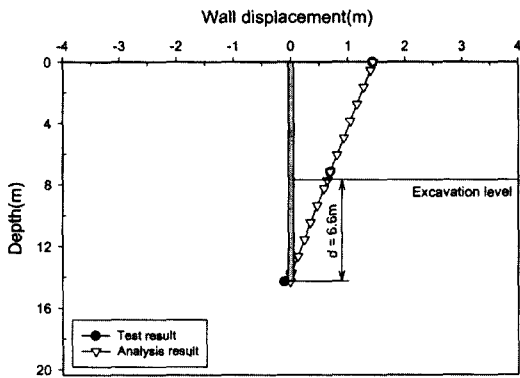


그림 22. 실험 및 해석결과 벽체변위(DW 6)

4.4 벽체 변위

그림 22~24는 DW 6~8에 대한 실험 및 유한요소 해석 결과 값이에 따른 벽체변위를 나타낸 것이다. 단, 실험에서 벽체변위는 벽체상부에서만 측정되었기 때문에 실험 후의 벽체위치 등을 고려하여 선형적으로 보간하여 값이에 따른 분포를 나타내었다. 또한, 변위의 측정위치가 지표면 상부에 위치하고 있으므로 해석결과와 비교하기 위해 지표면에서의 값으로 환산한 후 상사법칙을 적용하여 나타내었다.

벽체 상부에서의 최대 수평변위를 비교하면 DW 6에서는 실험에서 측정된 최대 벽체변위는 1.437m로 해석결과(1.441m)에 비해 약 0.3% 정도 작게 나타났으며, DW 7에서는 유한요소 해석결과가 실험결과(0.575m)에 비해 27% 정도 작게 나타났고, DW 8에서 실험에서 측정된 최대 수평변위는 0.162m로 해석결과(0.171m)에 비해 5% 정도 작게 평가되었다. 이상과 같이 굴착완료시 diaphragm wall의 최대 수평변위에 대한 비교 결과 DW 7에서는 차이를 나타내었지만, 다른 경우(DW 6, 7)에서는 비교적 일치하는 것으로 나타났다. 그림 22~24에 나타낸 해석 결과로부터 값

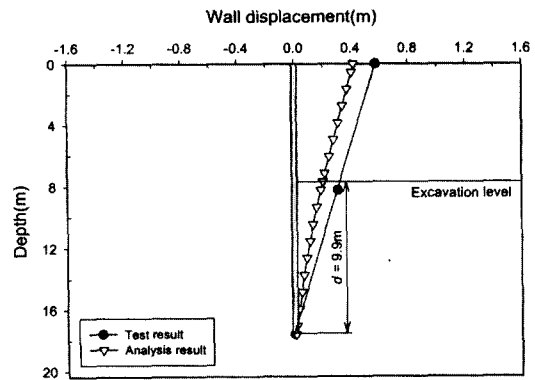


그림 23. 실험 및 해석결과 벽체변위(DW 7)

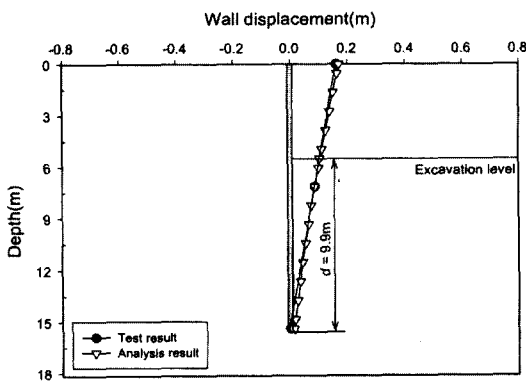


그림 24. 실험 및 해석결과 벽체변위(DW 8)

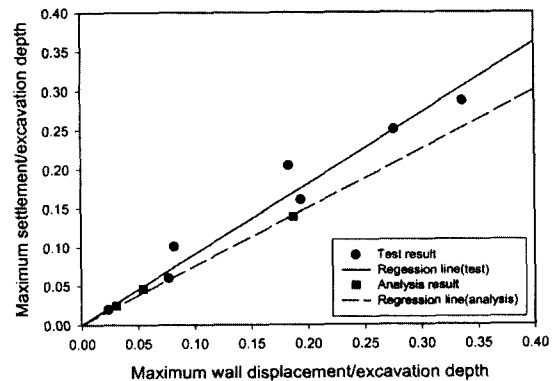


그림 25. 최대침하량과 최대벽체변위의 관계

이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계($R^2=0.987\sim0.999$)를 나타내며, 이것은 벽체강성이 비교적 크기 때문이라고 생각되고, 이러한 경향은 실험결과에서도 동일하게 나타났다.

그림 25는 실험 및 수치해석결과 최대 표면침하량과 벽체변위를 굴착깊이로 정규화하여 나타낸 것이다. 실험에서 측정된 굴착에 의해 발생한 최대침하량은 벽체변위량의 0.8~1.2배 사이에 분포하고 있으며, 평균 0.906배($R^2=0.960$) 정도를 나타내고 있다. 유한요소 해석결과 지반의 최대침하량은 벽체변위량의 0.74~0.85배 사이에 분포하며, 평균 0.751($R^2=0.999$)배 정도로 실험결과에 비해 17% 정도 작게 평가되었다.

4.5 휨모멘트 분포

그림 26~27은 DW 6~7에 대한 실험 및 수치해석 결과 깊이에 따른 벽체의 휨모멘트 분포를 나타낸 것이다. DW 6의 경우 벽체상부에서 실험결과가 수치해석결과에 비해 다소 크게 나타났지만, 그 이하에서는 거의 일치하고 있다. 실험 DW 6에서 측정된 최대 휨모멘트는 $72.3\text{tf} \cdot \text{m/m}$ 로 해석결과인 $72.7\text{tf} \cdot \text{m/m}$ 와 일치하고, 최대 휨모멘트가 발생하는 위치도 유사하게 나타났다. 실험 DW 7에서는 최대 휨모멘트가 발생하는 지점(약 11.5~11.6m) 이하에서 실험결과가 해석 결과에 비해 다소 크게 나타나고 있지만, 다른 부분에서는 일치하는 경향을 보여준다. DW 7에 대한 모형실험 및 유한요소해석 결과 최대휨모멘트는 각각 $107.8\text{tf} \cdot \text{m/m}$ 과 $107.5\text{tf} \cdot \text{m/m}$ 로 일치하고 있다.

그림 28은 실험 DW 5~8에서 측정된 근입비에 따른 굴착면으로부터 최대휨모멘트의 발생지점까지의 깊이(h_{Mmax})를 굴착깊이(H)와 근입깊이(d)로 정규화하여 나타낸 것이다. 이로부터 굴착깊이로 정규화한 최대휨모멘트 발생위치는 근입비가 증가함에 따라 0.408의 기울기로 비례적으로 증가하고, 즉, 근입비가 증가할수록 최대휨모멘트 발생지점이 굴착면 아래에 위치한 반면, 근입깊이로 정규화한 최대휨모멘트 발생깊이(h_{Mmax}/d)는 0.365~0.40(평균 0.39)으로 근입비에 관계없이 비교적 일정한 깊이에서 발생하는 것으로 나타났다.

또한, DW 6~8에 대한 수치해석 결과 굴착면을 기준으로 굴착깊이와 근입깊이로 정규화한 최대 휨모멘트 발생 위치를 그림 28에 나타내었다. 이로부터 근입깊이로 정규화한 최대휨모멘트 발생깊이(h_{Mmax}/d)는 0.40 정도로 실험결과와 잘 일치하는 것으로 나타났다. 반면, 굴착깊이로

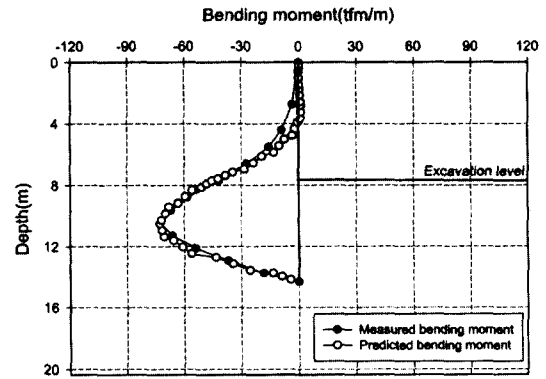


그림 26. 깊이에 따른 휨모멘트의 비교(DW 6)

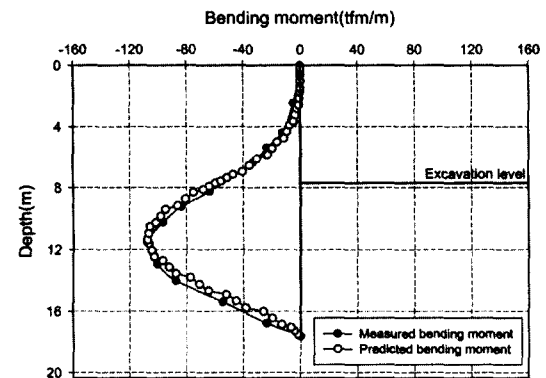


그림 27. 깊이에 따른 휨모멘트의 비교(DW 7)

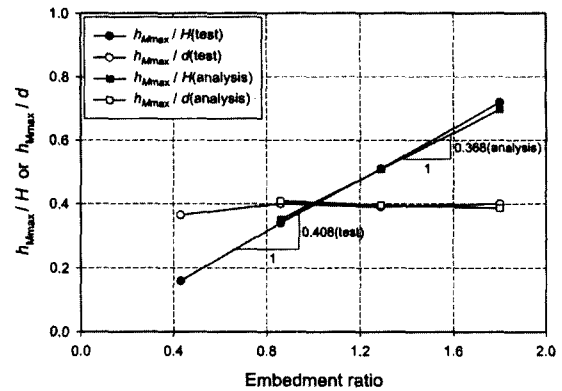


그림 28. 근입비와 최대휨모멘트 발생위치의 관계

정규화한 최대 휨모멘트 발생위치(h_{Mmax}/H)는 실험결과와 동일한 경향을 나타내고 있지만, 근입비 증가에 따른 기울기는 0.368 정도로 실험결과에 비해 10% 정도 작게 평가되었다.

5. 결론

본 연구에서는 화강풍화토 지반상 unpropped diaphragm wall의 거동, 즉, 파괴이전의 단계굴착에 따른 지반과 구조

물과의 거동보다는 diaphragm wall의 파괴시 및 파괴에 근접한 상태에서의 전반적인 거동을 연구하기 위하여 지하수위와 벽체의 근입비에 따라 원심모형실험을 수행하였다. 실험결과는 유한요소법을 이용한 수치해석결과와 비교·분석하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 원심모형실험 및 수치해석 결과 배면지반의 침하분포는 차이를 나타내었지만, 지반의 최대 침하량과 최대 침하량이 발생하는 위치는 거의 일치하는 것으로 나타났다. 또한, unpropped 굴착을 원심력장에서 잘 재현할 수 있음을 확인하였다.
- (2) 유한요소 해석결과 벽체의 최대 수평변위에 대한 지반의 최대표면침하(δ_{vm}/δ_{hm})는 0.751로 모형실험결과에 비해 17% 정도 과소 평가되었으며, 지반거동 예측 방법 중 Ou 등에 의해 제안된 방법이 실험결과와 잘 일치하였다.
- (3) 모형실험 및 수치해석 결과 최대 벽체변위는 비교적 일치하며, 깊이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계로 벽체상부에서 최대변위를 나타내었다.
- (4) 원심모형실험 결과 지하수위가 있는 경우 unpropped diaphragm wall에서 파괴면은 직선적인 형태로 지반의 파괴는 벽체 저면을 중심으로 벽체상부가 회전되면서 발생하였으며, 파괴면의 각도는 66~72.5° 정도로 이론적인 파괴면의 각도보다 3~8° 정도 크게 평가되었다.
- (5) 실험 및 수치해석 결과 자립식 diaphragm wall에서 최대 휨모멘트와 근입깊이로 정규화한 최대 휨모멘트 발생위치(h_{Mmax}/d)는 일치하였으며, 깊이에 따른 휨모멘트 분포도 거의 일치하는 것으로 나타났다.

참고 문헌

1. 이처근, 안광국, 허열(2000), "화강토 지반상에 시공되는 Diaphragm Wall의 거동에 관한 원심모형 실험", 대한토목학회 논문집, 제20권, 제1-C호, pp. 47~57.
2. 이처근, 안광국, 허열(2000), "Diaphragm Wall에서 굴착깊이-시간변위에 관한 원심모형실험", 한국지반공학회 논문집, 제16권, 제5호, pp. 179~191.
3. Bica, A. V. D., and Clayton, C. R. I. (1998), "An Experimental Study of the Behaviour of Embedded Lengths of Cantilever Walls", Geotechnique, Vol. 48, No. 6, pp. 731~745.
4. Bolton, M. D. and Powrie, W. (1987), "Collapse of Diaphragm Walls Retaining Clay", Geotechnique, Vol.37, No.3, pp.335~353.
5. Bolton, M. D. and Stewart, D. I. (1994), "The Effect on Diaphragm Walls of Rising Groundwater in Stiff Clay", Geotechnique, Vol.44, No.1, pp.111~127.
6. Caspe, M. S. (1966), "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cut", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM.4, pp. 51~59.
7. CRISP Consortium and SAGE Engineering Ltd. (1999), "SAGE-CRISP Geotechnical Finite Element Analysis Program User Manual", pp. 1~203.
8. Fourie, A. B. and Potts, D. M. (1989), "Comparison of Finite Element and Limit Equilibrium Analyses for an Embedded Cantilever Retaining Wall", Geotechnique, Vol.39, No.2, pp.175~188.
9. Hashash, Y. M. A., and Whittle, A. J. (1996), "Ground Movement Prediction for Deep Excavations in Soft Clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 122, No. 6, pp. 474~486.
10. Kusakabe, O. (1982), "Stability of Excavation in Stiff Clays", Ph.D Dissertation, Cambridge University.
11. Ou, C. Y., Hsieh, P. G., and Chiou, D. C. (1993), "Characteristics of Ground Surface Settlement During Excavation", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, No. 5, pp. 758~767.
12. Potts, D. M., and Fourie, A. B. (1984), "The Behaviour of a Propped Retaining Wall : Results of a Numerical Investigation", Geotechnique, Vol. 34, No. 3, pp. 383~404.
13. Powrie, W. (1986), "The Behaviour of Diaphragm Walls in Clay", Ph.D Dissertation, Cambridge University.
14. Powrie, W. (1997), "Soil Mechanics: Concepts and Applications", E & FN Spon, pp.233~280.
15. Richards, D. J., and Powrie, W. (1998), "Centrifuge Model Tests on Doubly Propped Embedded Retaining Walls in Overconsolidated Kaolin Clay", Geotechnique, Vol. 48, No. 6, pp. 833~846.
16. Roscoe, K. H., and Poorshasb, H. B. (1963), "A Theoretical and Experimental Study of Stress-Strain in Triaxial Compression Tests on Normally Consolidated Clays", Geotechnique, Vol. 13, No. 1, pp. 12~28.
17. Roscoe, K. H., Schofield, A. N., and Thurairajah, A. (1963), "Yielding of Clays in State Wetter than Critical", Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp. 211~240.
18. Tedd, P., Chard, B. M., Charles, J. A. and Symons, I. F. (1984), "Behaviour of a Propped Embedded Retaining Wall in Stiff Clay at Bell Common Tunnel", Geotechnique, Vol.34, pp.513~532.
19. Wood, L. A. and Perrin, A. J. (1984), "Observations of a Strutted Diaphragm Wall in London Clay : A Preliminary Assessment", Geotechnique, Vol.34, No.4, pp.563~579.
20. Woods, R., and Rahim, A. (1999), "SAGE-CRISP Technical Reference Manual", CRISP Consortium and SAGE Engineering Ltd., pp. 1~223.

(접수일자 2001. 1. 19)