

과재하중이 있는 Unpropped Diaphragm Wall의 변위양상에 관한 원심모델링

Centrifugal Modelling on the Displacement Mode of Unpropped Diaphragm Wall with Surcharge

허 열¹ Heo, Yol
이 처근² Lee, Cheo-Keun
안 광국³ Ahn, Kwang-Kuk

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 interval distance of surcharge. Excavation was simulated during the centrifuge tests by operating a solenoid valve that allowed the zinc chloride solution to drain from the excavation. In these tests, ground deformation, wall displacement and bending moment induced by excavation were measured. FLAC program which can be able to apply for most geotechnical problems was used in the numerical analysis. In numerical simulation, Mohr-Coulomb model for the ground model, an elastic model for 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 angle of failure line was about 67~74°, greater than calculated value. The locations of the maximum ground settlement obtained from model tests and analysis results are in good agreements. The displacement of wall and the change of the embedment depth is likely to have linear relationship.

요 지

본 연구에서는 화강풍화토 지반상 unpropped diaphragm wall의 거동을 연구하기 위하여 과재하중의 이격거리를 변화시키면서 원심모형실험을 수행하였다. 원심모형실험시 지반굴착은 흙과 동일한 밀도로 혼합된 zinc chloride 용액이 배수되도록 밸브를 조작하여 실시하였으며, 굴착에 따라 발생하는 지반의 변형과 벽체의 변위 및 휨모멘트를 측정하였다. 수치해석은 대부분의 지반공학 문제에 적용할 수 있는 FLAC 프로그램을 이용하였다. 수치해석에서 모형지반은 Mohr-Coulomb 모델, diaphragm wall은 탄성모델을 사용하여 2차원 평면변형률 조건으로 해석을 수행하였다. 모형실험 결과 파괴면의 직선적인 형태로 파괴면내의 배면측 지반은 벽체를 향하여 하향의 변위를 일으키면서 벽체의 회전으로 인해 파괴되었으며, 파괴면의 각도는 67~74° 정도로 이론적인 파괴면의 각도보다 크게 평가되었다. 실험 및 해석 결과 지반의 최대침하량이 발생하는 위치는 잘 일치하였으며, 깊이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계를 나타내었다.

Keywords : Centrifugal modelling, Decomposed granite soil, Excavation, Surcharge, Unpropped diaphragm wall

1 정희원, 충북대학교 토목공학과 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Chungbuk Univ., heoyol@yahoo.co.kr)

2 정희원, 충남도립 청양대학 토목과 겸임교수 (Member, Ajunct Prof., Dept. of Civil Engrg., Chongyang College)

3 (주)아이콘텍 기술연구소 소장 (Chief, R&D Center, iCONTEC CO.)

1. 서론

산업 발전에 따른 도시로의 인구 집중현상은 산업 기반 시설의 확충을 요구하게 되었고, 과밀화된 도시는 건설용지의 부족으로 인한 지하공간 개발에 관심이 높아져 왔다. 게다가, 도시가 거대화되면서 고층빌딩이나 지하철의 건설 등 깊은 굴착이 빈번해지고, 도심지의 권역화와 밀집화로 기존 시설물에 인접한 깊은 굴착이 불가피해지고 있으며, 이런 공사로 기존 구조물의 피해가 심각해지고 막대한 경제적 손실을 초래하고 있다. 또한, 흠막이 구조물 공사가 대형화·복잡화되면서 도심지 및 민원이 발생할 수 있는 지역에서 환경 및 공해문제가 발생하고 있어서 저소음 저진동의 흠막이 구조물 공사가 더욱 더 필요시 되고 있다. 이와 같은 문제를 해결할 수 있는 흠막이 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 현장사례연구, 실내모형실험 및 수치해석적 방법을 통하여 모래 및 점토지반에서 diaphragm wall의 거동에 대한 많은 연구가 진행되어 왔지만(Potts & Fourie, 1984 ; Tedd 등, 1984 ; Bolton & Powrie, 1987 ; Bolton & Stewart, 1994 ; Powrie, 1986 ; Hashash & Whittle, 1996 ; Bica & Clayton, 1998 ; Richards & Powrie, 1998), 모래와 점토의 중간적인 특성을 갖는다고 할 수 있는 화강토 지반에서 diaphragm wall에 대한 연구는 미흡한 실정이다.

한편, 토류구조물의 거동에 관한 실험적 연구는 대부분 현장의 원형구조물 또는 실내의 축소된 모형을 사용하고 있다. 토류구조물의 거동을 조사하기 위하여 원형구조물을 사용하기에는 일반적으로 규모가 매우 크기 때문에 토류구조물의 설치, 계측장비 설치 등의 경제적인 문제로 인해 제한적으로 실시할 수밖에 없는 실정이다. 따라서, 이와 같은 어려움을 극복하기 위하여 축소된 모형을 사용하여 간편하고 경제적으로 모형을 제작하여 실험을 수행할 수 있으며, 토류구조물에 영향을 미치는 다양한 매개변수의 영향에 대하여 조사를 할 수 있다. 그러나, 실내 실험실에서 수행되고 있는 기존의 축소 모형실험은 현장의 응력수준 상태에 비해 훨씬 작은 상태에서 일반적으로 실험이 수행되고 있다.

따라서, 축소된 모형을 사용함으로써 경제적으로 현장 원형구조물의 지반공학적인 거동을 정확히 재현하기 위하여 인위적으로 원심력을 가하여 현장의 응력상태를 재현시킬 수 있는 원심모형실험기법의 사용이 추천되고 있다. 특히, diaphragm wall과 같이 비교적 강성이 큰 경우 실내모형실험으로는 그 거동을 파악하기 어렵기 때문에 원심모형실험 기법의 사용성은 중요하다고 생각된다.

본 연구에서는 화강토 지반상에 설치된 diaphragm wall에서 과재하중의 위치를 변화시키면서 원심모형실험을 실시하여 굴착에 따른 지반의 변위 및 파괴메카니즘, 벽체의 변위와 휨모멘트 분포를 분석하였다. 또한, 실험결과는 유한차분법을 이용한 수치해석 결과와 비교하여 지반굴착에 의한 벽체 및 지반거동을 비교 분석하였다.

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 나타난 바와 같이 이 시료의 #200번 체 통과율은 6.4%, 균등계수는 6.2이고, 곡률계수는 1.2로 입도분포가 양호하다. 또한, 통일분류법으로 SW-SM에 속하며, 비중은 2.66이며, 최대건조밀도는 1.79g/cm^3 이고, 최적함수비는 14.9%이다.

그림 2는 최대건조밀도의 95%로 성형하여 0.5, 1, 2, 3kg/cm^2 의 구속압력에서 0.1%/min의 전단속도로 삼축압축시험을 실시한 결과 축차응력과 축변형률의 관계를 도시한 것으로 최대축차응력은 약 4~8%의 축변형

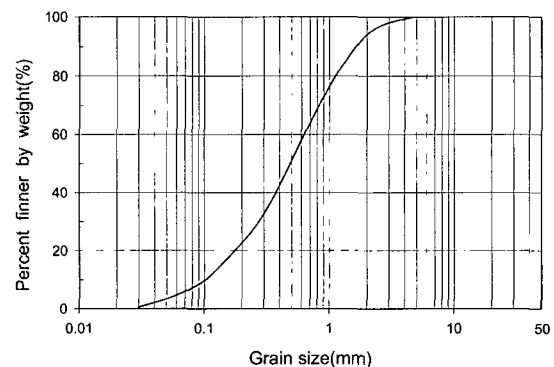


그림 1. 화강풍화토의 입도분포곡선

률에서 발생하고, 구속압력이 증가할수록 최대축차응력이 발생하는 축변형률이 증가한다. 구속압력에 관계없이 변형연화현상이 발생하였다. 그림 3은 삼축압축시험 결과 p-q 곡선을 나타낸 것으로 화강토의 내부마찰각은 37°, 점착력은 0.12kgf/cm²으로 평가되었다.

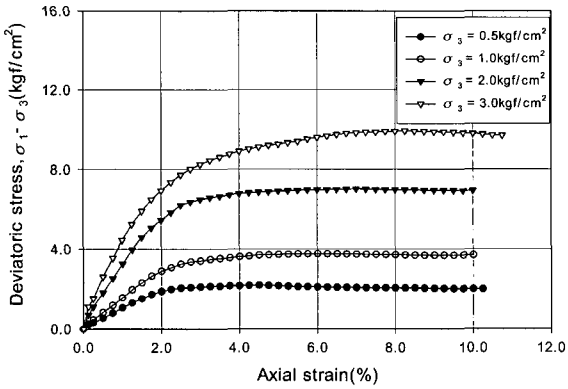


그림 2. 축차응력-축변형률 곡선

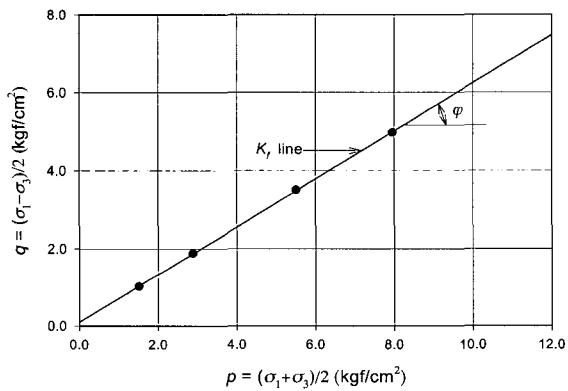


그림 3. p-q 곡선

2.2 원심모형실험

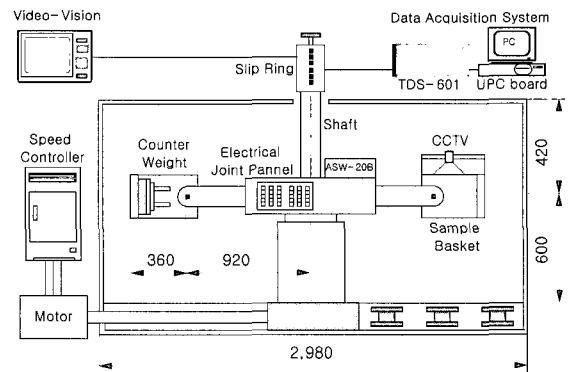
2.2.1 실험장치 및 기구

(1) 원심모형시험기

본 연구에서 사용한 원심모형시험기의 최대원심가속도는 200g-level, 최대용량은 25g · ton이고, 중심축에서 현지까지의 거리가 920mm, 스윙바스켓 저면까지의 거리는 1280mm로 제작되었으며, 그 개요도를 그림 4에 나타내었다.

(2) 모형토조

2차원 평면변형률 조건에서 실험하기 위한 모형토조는 그림 5와 같이 3면과 밀면은 2mm 두께의 스테인레스로, 전면은 20mm 두께의 투명 아크릴판으로 제작하였으며, 내부 크기는 가로 475mm, 세로 150mm, 높이 420mm이다. 모형토조 상부에는 실험중 지하수위를 조



(unit : mm)

그림 4. 원심모형시험기의 개요도

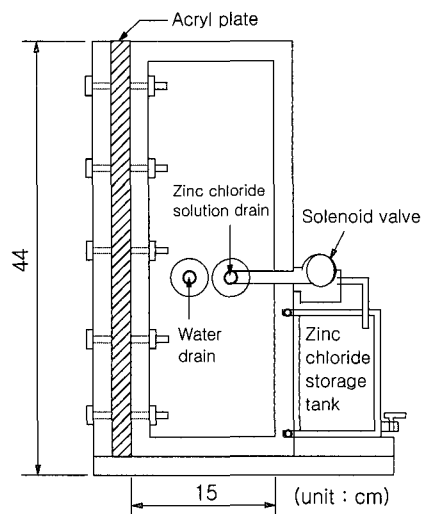
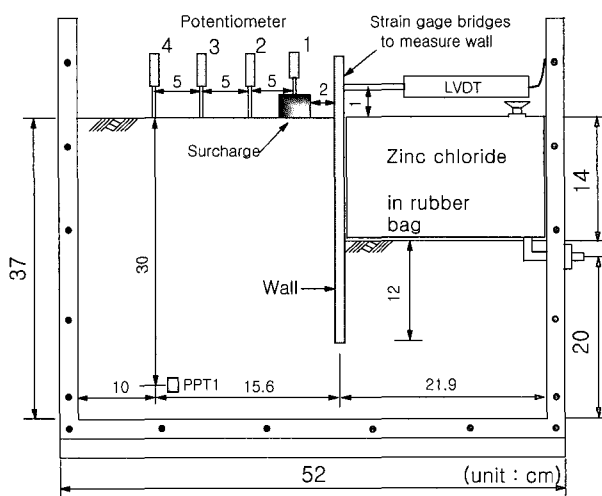


그림 5. 모형토조의 개요도

절하기 위한 수조가 설치되어 있으며, 이 수조로부터 물 공급은 솔레노이드 밸브를 통하여 조절할 수 있게 되어 있다. 한편, 모델박스 측면에는 굴착면에서의 물의 배수와 rubber bag 으로부터 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 5에 나타내었다. 실험중 모형지반 내부의 간극수압을 측정하기 위하여 삼計 ENG사의 모델명 P306A인 미니 간극수압계를 사용하였으며, 4개의 potentiometer는 굴착에 의한 지표면침하를 측정하기 위하여 사용하였다. 또한, 벽체변위를 측정하기 위해 1개의 LVDT(APEK사)를 사용하였고, 벽체의 휨모멘트를 측정하기 위하여 각 실험마다 12개의 strain gage (FLA-6 · 350-23)를 사용하였다. 또한, 굴착전 지반의 초기응력 상태에서의 정지토압계수를 구하기 위하여 5개의 토압계를 사용한 예비실험을 실시하였다. 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 현장축적으로 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, 저

부에는 용액의 배수를 위한 배수구가 설치되어 있으며, 이 배수구는 모델박스의 측면의 솔레노이드 밸브를 통하여 모형토조 후면의 용액저장탱크와 연결되도록 하였다. Zinc chloride 기법은 Kusakabe(1982)에 의해 굴착을 재현하는 데 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 흙요소에 대한 수평응력 감소가 점진적으로 재현되어 현장의 굴착과정을 쉽게 표현할 수 있다.

2.2.2 실험방법

본 연구에서 모형실험은 diaphragm wall의 거동에 대한 인접한 구조물의 영향을 분석하기 위하여 표 1에 나타낸 바와 같이 벽체로부터의 이격거리를 무하중, 20mm, 35mm에서 상재하중(1087g)하에서 실험을 실시하였으며, 상재하중의 폭과 높이는 $0.21H$ 이다. 모든 실험에서 굴착은 55g-level에서 수행하였고, 이는 벽체의 휨강성을 고려하여 결정하였다. 실험 CT 1~3에서 굴착깊이는 140mm이며, 근입깊이는 120mm로 하였고, 굴착전의 초기 지하수위는 배면측의 지표면과 동일하게 유지하였다. 지반굴착은 연속적으로 실시하였으며, 굴착에 소요되는 시간은 5분 정도로 상사법칙에 의해 현장조건으로 환산하면 약 10일에 해당된다.

본 연구에서 모형실험을 다음과 같은 과정, 즉 ①지반형성(벽체 및 계측기설치), ②굴착부분 시료제거(rubber bag 설치 및 zinc chloride 용액주입) ③모형토조 스윙바스켓설치 및 계측기설치(LVDT), ④계측기점검 및 연결, ⑤55g-level까지 원심가속후 지반굴착재현의 과정으로 수행하였다. 본 실험에서 모형지반은 불충분 다짐법을 사용하여 인위적으로 층다짐을 실시하여 최적함수비에서 최대건조밀도의 95%로 형성하였다. 예비 실험 결과 한 층의 두께를 2cm로 하는 경우 깊이에 따라 비교적 균일한 지반을 형성할 수 있었기에 모형지반

표 1. 모형실험 조건

Test no.	Weight of strip load(g)	Position of strip load(mm)
CT 1	unload	-
CT 2	1087	20
CT 3		35

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 원심모형실험에 얻어진 결과와 비교 분석하기 위하여 유한차분법을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석은 대부분의 지반공학 문제에 적용할 수 있는 유한차분 해석 프로그램인 FLAC을 이용하였다(Itasca Consulting Group., 1995).

본 해석에서 모형지반은 원심모형실험에서 사용한 모형과 동일한 2차원 평면변형률 조건으로 해석을 실시하였으며, 모형지반은 원형축적으로 환산하여 모델링하였다. 그림 6은 해석에 사용된 유한차분망을 나타낸 것으로 가로 28개, 세로 24개의 사각형 요소로 총 672개의 요소로 분할하였다. 지반과 토조 저면에서의 경계조건은 힌지로 지정하여 수직 및 수평방향의 변위를 구속하였고, 지반과 토조 양측면에서의 경계조건은 롤러로 지정하여 수평방향의 변위만을 구속하였고, 벽체의 경계조건은 회전을 자유롭게 하였다. 그림 7은 굴착부분의 요소가 제거된 후의 유한차분망을 나타낸 것으로 굴착부분의 요소는 117개로 하였으며, 또한, 그림 7에는 벽체와 지반의 경계면, 그리고 하중과 지반의 접촉면에 발

생하는 마찰력을 고려하기 위해 적용한 경계면요소를 도시하였다.

본 프로그램을 사용한 해석에서 모형지반은 Mohr-Coulomb 모델을 이용하였으며, 벽체 및 상재하중은 보요소로 모델링하였다. 본 해석에서 사용한 모형지반의 물성치를 표 2에 나타내었으며, 표 3과 표 4는 각각 벽체재료의 물성치와 경계면 요소에 대한 물성치를 나타낸 것이다. 모형지반 및 경계면요소의 물성치는 삼축압축시험, 등방압축시험 및 직접전단시험 결과로부터 구하였다. 본 해석에서 지반과 상재하중, 지반과 벽체재료 사이에 미끄럼 발생을 위하여 Coulomb 이론에 근거한 경계면요소를 적용하였다. 경계면 요소와 관련된 재료 특성으로는 점착력, 마찰각, 수직강성계수, 전단강성계

표 2. 수치해석에 사용된 지반 물성치

Parameters	Evaluated value
Friction angle, ϕ (deg)	37
Bulk modulus, K (kN/m ²)	8992
Elastic modulus, E (kN/m ²)	11869
Shear modulus, G (kN/m ²)	4637
Unit weight, γ (kN/m ²)	19.95
Poisson's ratio, ν'	0.3

표 3. Diaphragm wall 재료의 물성치 K

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

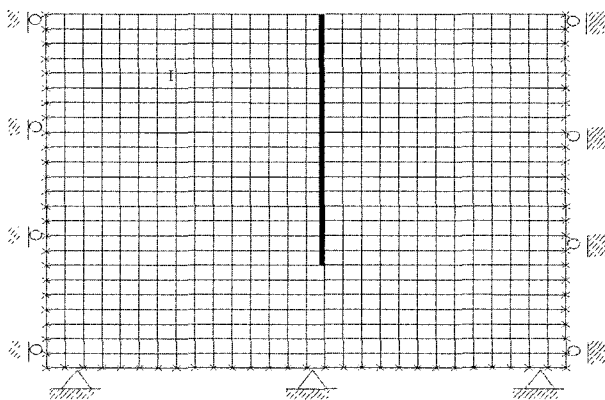


그림 6. 굴착전의 유한차분망

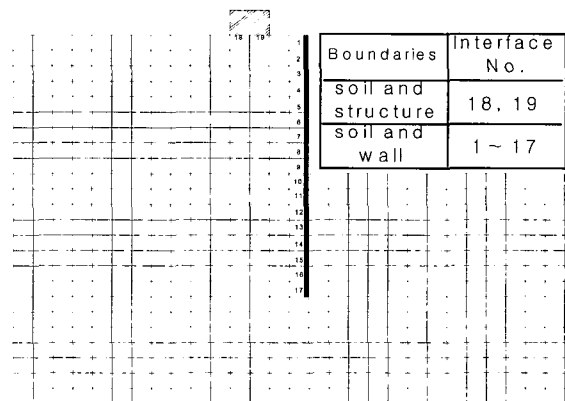


그림 7. 굴착후의 유한차분망

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

수가 있으며, 전단강도는 Mohr-Coulomb의 기준에 따른다.

4. 결과분석 및 고찰

4.1 지반 침하

그림 8~10은 모형실험 및 해석결과 지반굴착에 의한 벽체 배면지반의 표면침하를 나타낸 것이다. 지표면의 침하형태는 포물선의 형태를 나타내고 있으며, x/H 가 -0.4 정도 이내에서 해석결과는 실험결과보다 약간 과소평가 되었고, 그 이후부터는 해석치가 더 큰 경향을

보이고 있으며, 대체적으로 해석 및 실험결과는 거의 유사하게 나타나고 있다. 이는 실험시 지반의 급격한 파괴로 인하여 벽체에 인접한 지반의 흠입자가 파괴면 외부의 지반의 침하를 구속하기 때문인 것으로 생각된다.

그림 9와 10은 실험 CT 2, CT 3의 지표면 침하를 나타낸 것으로 상재하중으로 인한 지반의 침하양상은 하중이 없는 경우보다 70% 이상 침하량이 증가하였다. 파괴영역에서 나타난 표면의 침하곡선은 CT 1의 해석결과가 포물선의 형태인 반면 불규칙한 곡선을 이루고 있는데, 이는 지표면이 하중에 의해 침하가 발생할 때 벽체에 인접한 지반보다 상재하중이 위치한 지표면에서 급격한 침하가 발생하기 때문이며, 이 때 구조물은 자중으로 인하여 지반속으로 관입이 되므로 지표면의 침하곡선은 그만큼 불규칙한 형태를 나타낸다. 실험 CT 2~3에 대한 해석결과 최대 침하발생 위치는 굴착깊이로 정규화한 이격거리 -0.13H, -0.42H 떨어진 지점에서 발생하고, 최대 침하량은 0.2947과 0.304로 유사하며, 실험 결과에 비해 11~18% 정도 과소 평가되었다.

4.2 지반변위

본 연구에서는 굴착에 의한 지반의 변위양상을 파악하기 위하여 지반내에 2cm 간격으로 설치한 marker의 좌표를 측정하였으며, 변위가 작은 부분에 대해 지반의 변화상태를 정확히 측정하기 어려워서 어느 정도의 오차가 발생하였지만, 이러한 측정자료는 크기를 결정하기보다는 굴착에 의한 지반 변형형태의 경향을 유추하고 파악하는데 의미가 있다고 본다.

그림 11과 그림 12는 실험 CT 1과 CT 2에서 지반굴착에 의해 발생된 지반의 변위벡터를 도시한 것이다. 여

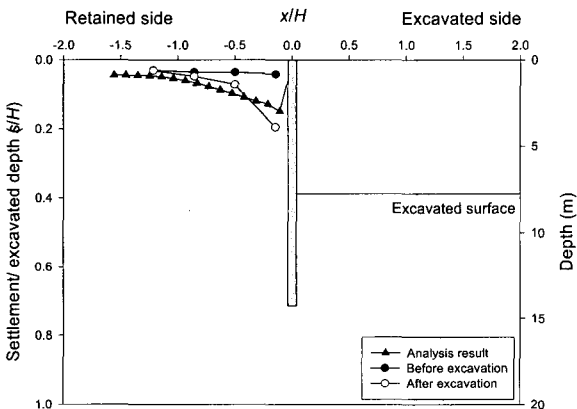


그림 8. 지반의 표면침하 비교(CT 1)

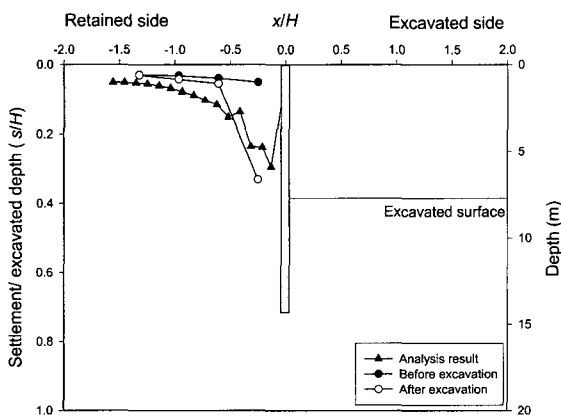


그림 9. 지반의 표면침하 비교(CT 2)

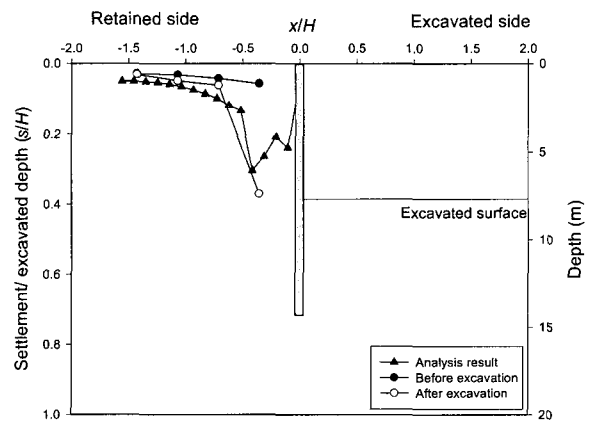


그림 10. 지반의 표면침하 비교(CT 3)

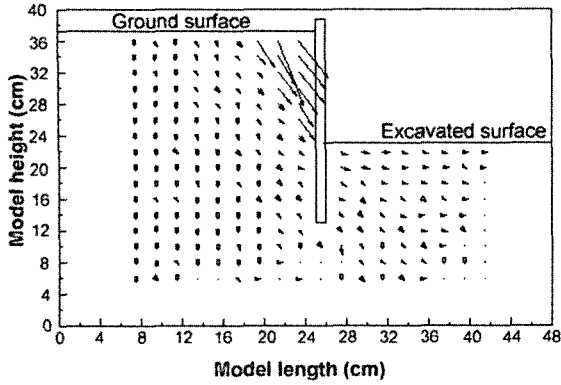


그림 11. 굴착에 의한 지반변위(CT 1)

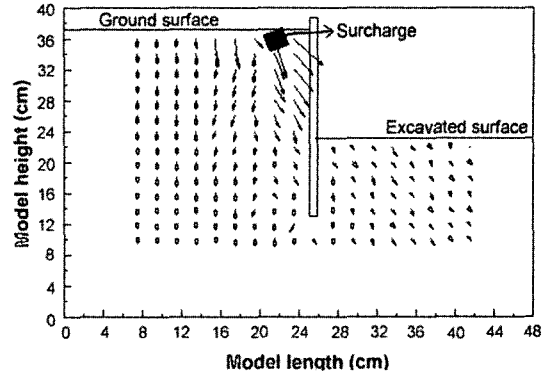


그림 12. 굴착에 의한 지반변위(CT 2)

기서, 파괴면내의 변위를 제외하면 그 크기가 상당히 미소하기 때문에 지반의 변형형태를 정확히 파악하기 위하여 변위벡터를 2.5배로 확대하여 나타내었다. 이로부터 벽체에 인접한 배면측 지반은 굴착에 의해 벽체쪽을 향하여 하향의 변위를 일으키며, 파괴영역 내에서의 변위벡터의 크기에 비해 파괴영역 외부 및 굴착면측의 변위벡터는 미소하게 발생함을 알 수 있다. 실험 CT 1, 2에서 최대 변위벡터는 각각 벽체로부터 2cm, 3.4cm 떨어진 지점에서 2.3cm와 4.2cm로 나타났다. 또한, 실험 CT 1과 CT 2에서 지반변위의 방향은 수평면을 기준으로 벽체에 인접한 부분은 50°, 40° 정도이고, 벽체에서 약간 떨어진 최대 침하위치에서는 68°, 72° 정도를 이루고 있으며, 최대 침하위치에서의 변위벡터 방향은 실험 후 측정된 파괴면과 변위발생 후의 벽체사이의 각도와 거의 유사함을 알 수 있다.

그림 13~15는 CT 1~3에 대한 해석결과 지반 및 벽체 변위벡터를 나타낸 것이다. 그림 13으로부터 지반의 최대 변위벡터는 벽체로부터 1.56m 떨어진 지표면 부근에서 발생하였으며, 최대 변위벡터는 1.371m로 평가되

었다. 벽체 배면지반의 변위는 수평면과 55° 정도로 벽체쪽을 향하여 하향의 변위를 나타내고 있으며, 저면에서는 거의 발생하지 않는 것으로 나타났다. 실험 CT 2에 대한 해석결과 지반의 최대 변위벡터는 벽체로부터 1.925m정도 떨어진 지표면 부근에서 발생하였고, 파괴영역에서의 변위벡터 방향은 68° 정도로 벽체쪽으로 하향 변위를 보이고 있다. 그림 15로부터 지반의 최대 변위벡터는 1.936m정도 떨어진 지표면 부근에서 발생하였으며, 파괴영역에서의 변위벡터의 방향은 71° 정도로 벽체쪽으로 하향의 변위를 보이는 것이 CT 2와 거의 비슷한 양상을 나타내고 있다. 이는 지반의 파괴면과 2~3° 정도의 차이를 나타내고 있다.

한편, 그림 13~15로부터 벽체의 변위는 상부에서 크게 발생하고, 저면에서는 변위의 발생발향이 굴착배면측으로 발생하고 있다. 이는 벽체의 강성이 비교적 크며, 벽체의 회전중심이 벽체의 저면 부분에 있기 때문인 것으로 생각된다.

실험 및 해석결과에서 최대 변위벡터의 발생 위치는 거의 일치하고 있으며, 최대 변위벡터는 7% 정도의 차

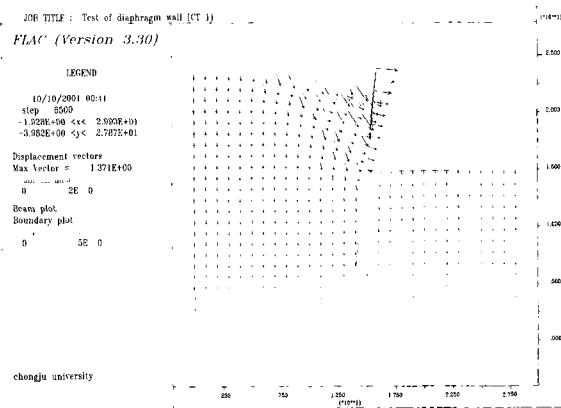


그림 13. CT 1에 대한 해석결과 지반변위

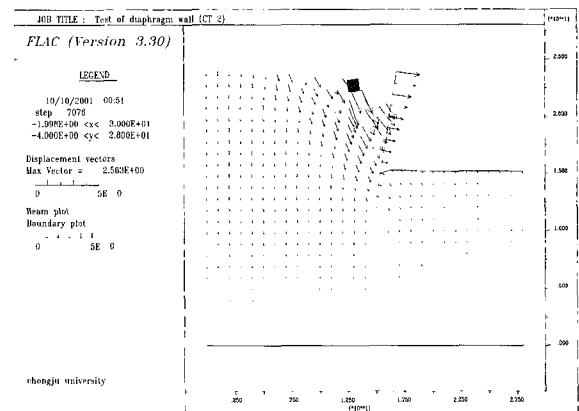


그림 14. CT 2에 대한 해석결과 지반변위

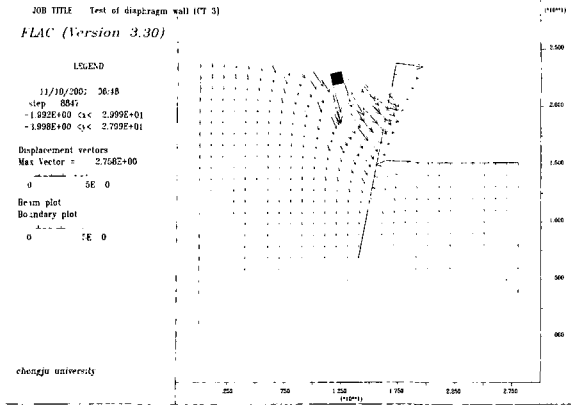


그림 15. CT 3에 대한 해석결과 지반변위

이를 보이고 있다. 또한, 지반변위의 방향은 하중 아래에서는 수직방향이고, 벽체에 가까울수록 수평방향으로 회전하며, 하중과 벽체 사이에서는 큰 변위가 발생하지만, 하중의 바깥쪽 지반에서는 변위가 매우 작은 것을 알 수 있다.

4.3 지반의 파괴면

본 실험에서 굴착에 의해 발생한 지반의 파괴면은 모형지반 형성시 일정간격으로 설치한 염색사의 파단위치를 측정하여 구하였으며, 또한 지반의 변위벡터를 고려하여 결정하였다. 그림 16~18은 실험 CT 1~3에서 측정된 지반의 파괴면과 벽체의 위치를 나타낸 것으로 배면측 파괴면은 거의 직선적인 형태를 나타내고 있다. 실험 CT 1에서 벽체의 회전각(β)은 3° 이며, 파괴면이 수평면과 이루는 각(α)은 67.0° 로 주동파괴면의 각보다 3.5° 정도 크게 평가되었으며, 또한, 파괴면의 각도로부터 역산한 내부마찰각은 44° 로 삼축압축시험 결과

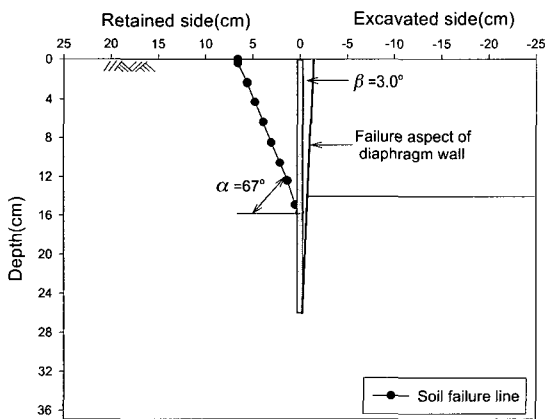


그림 16. 실험 CT 1에서 지반의 파괴면

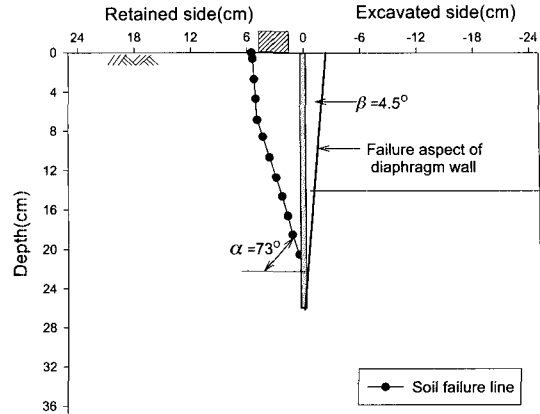


그림 17. 실험 CT 2에서 지반의 파괴면

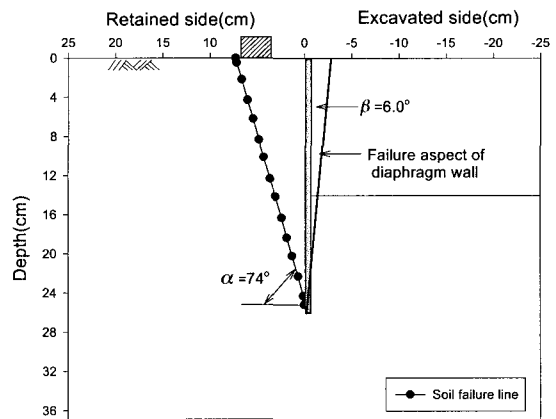


그림 18. 실험 CT 3에서 지반의 파괴면

보다 크게 평가되었다.

실험 CT 2와 CT 3에서의 벽체의 회전각(β)은 각각 4.5° 와 6.0° 로 나타났으며, 측정된 파괴면의 각도는 73.0° 와 74.0° 로 실험 CT 1에서 측정된 것보다 크게 발생하였다. 하중이 있는 경우인 두 실험에서 지반의 파괴면은 유사하였으나, 하중이 없는 경우보다 파괴면이 훨씬 더 깊게 발달하고 있음을 알 수 있다. 실험 CT 1~3에서 지표면을 기준으로 한 파괴면의 진행깊이는 각각 $1.12H$, $1.56H$, $1.8H$ 까지 발생되었으며, 굴착면보다 깊은 벽체 저부까지 파괴영향이 미치고 있음을 보여주고 있다.

지반의 파괴면은 하중이 있을 경우 수평면을 기준으로 거의 같은 각도로 형성되고 있으나, 하중이 없는 경우와는 $6\sim7^\circ$ 정도의 차이를 보이고 있으며, 파괴면의 깊이는 $28\sim38\%$ 정도로 더 깊은 위치까지 직선적인 형태로 발달한 것을 알 수 있다. 파괴시 벽체로부터의 영향범위는 CT 1과 CT 3은 거의 $0.5H$ 정도에서 발생하였으나, CT 2의 경우는 $0.4H$ 정도에서 나타났다. 이는 CT

2의 경우는 상재하중이 지반과 함께 거동하지 못하고, 자중에 의한 지반으로의 관입이 발생함으로 후위 부분에서 균열이 발생하여 파괴가 일어났기 때문인 것으로 보인다. 즉, 인접 구조물이 굴착면에 근접해 있을 경우의 파괴면은 구조물의 끝에서 시작된다는 것을 알 수 있다.

4.4 벽체의 수평변위

그림 19는 실험 CT 1~3에서 굴착과정 및 굴착이후의 시간경과에 따라 측정된 벽체의 변위를 나타낸 것이다. 이로부터, 벽체의 변위는 굴착을 시작하면서 점점 급속한 변화를 보이다가 굴착 완료 이전에 파괴상태에 도달하였다. 실험 CT 1~3에서 벽체 상부에서 측정된 벽체의 최대 변위는 각각 18mm, 25.28mm, 31.03mm로 나타났으며, 이는 상재하중이 있을 때가 훨씬 더 큰 변위를 나타내며, 굴착이 완료된 이후에는 변위의 변화가

거의 없음을 알 수 있다.

그림 20~22는 실험 CT 1~3에 대한 실험 및 해석결과 굴착깊이 따른 벽체의 변위를 나타낸 것이다. 단, 실험에서 벽체변위는 벽체상부에서만 측정되었기 때문에 실험후의 벽체위치 등을 고려하여 선형적으로 보간하여 깊이에 따른 분포를 나타내었다. 또한, 변위의 측정 위치가 지표면 상부에 위치하고 있으므로 해석결과와 비교하기 위해 지표면에서의 값으로 환산한 후 상사법칙을 적용하여 나타내었다.

그림 20~그림 22로부터 상재하중이 없는 경우 최대 벽체변위는 거의 일치하였으며, 깊이에 따른 벽체변위는 실험결과가 다소 작게 나타나는 경향을 보였고, 상재하중이 있는 경우에는 굴착면 상부에서는 실험결과가 해석결과에 비해 작게 나타났으며, 굴착면 하부에서는 반대경향을 나타내었다. 그림 20~22에 나타낸 실험 결과로부터 깊이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계를 나타내며, 이것은 벽체강성이 비교적 크기 때문이라고 생

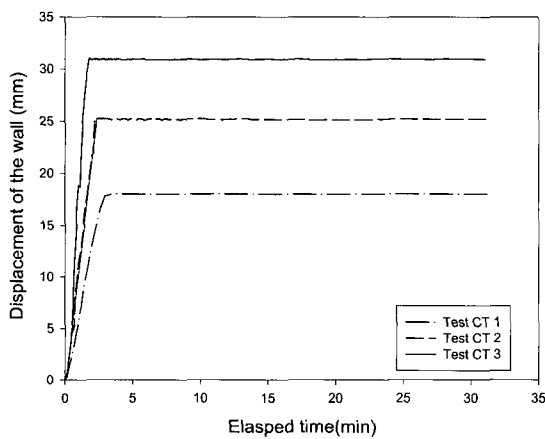


그림 19. 시간에 따른 벽체상부의 변위

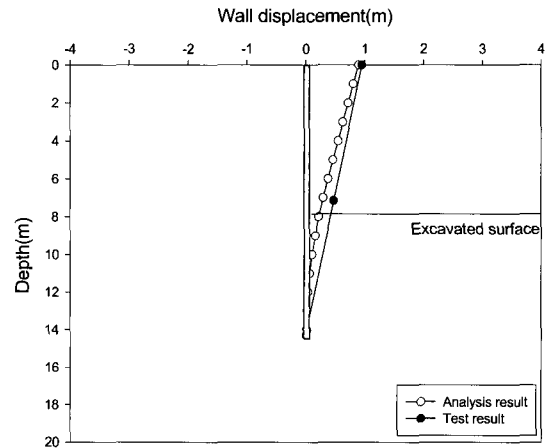


그림 20. 실험 및 해석결과 벽체변위(CT 1)

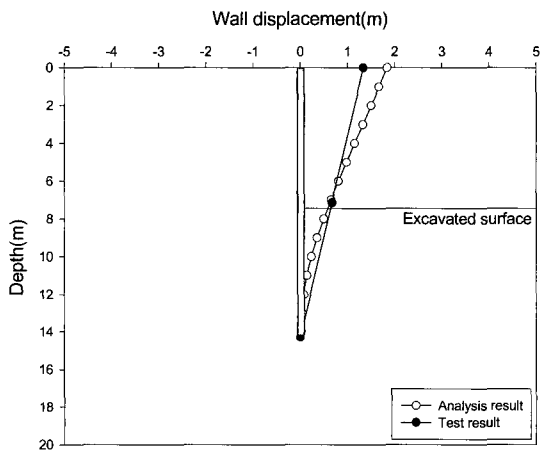


그림 21. 실험 및 해석결과 벽체변위(CT 2)

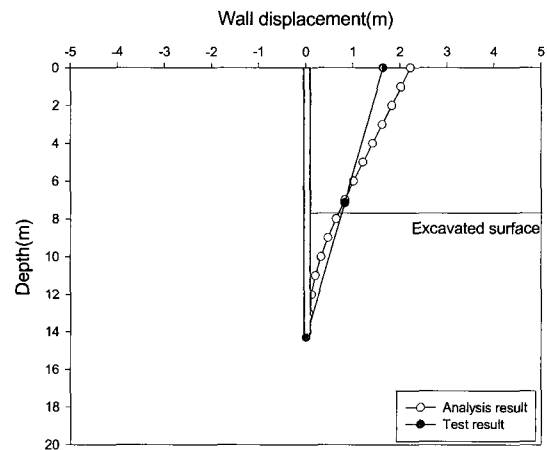


그림 22. 실험 및 해석결과 벽체변위(CT 3)

각되고, 이러한 경향은 실험결과에서도 동일하게 나타났다.

4.5 휨모멘트 분포

본 연구에서 벽체의 휨모멘트 분포는 굴착면측의 벽체중상부에 설치한 strain gage로부터 측정된 변형량으로부터 구하였으며, 그 결과를 상사법칙을 적용하여 원형축척으로 환산하여 그림 23~25에 나타내었다.

전반적인 휨모멘트의 분포는 굴착면 상부에서는 비교적 작고, 굴착면 아래에서 크게 나타나며, 전 깊이에 걸쳐 부(-)의 휨모멘트를 보이고 있다. 실험 CT 1~3에서 실험 종료시의 최대 휨모멘트는 각각 40.64, 45.13, 50.85tf·m/m으로 굴착완료시의 최대 휨모멘트에 비해 각각 19~35% 정도 적게 측정되었다. 이것은 굴착과정 및 이후에 배면측에서 굴착측으로 침투가 발생하여 배면측의 지하수위가 저하하기 때문인 것으로 판단된다. 굴착면으로부터 최대휨모멘트의 발생깊이까지의 거

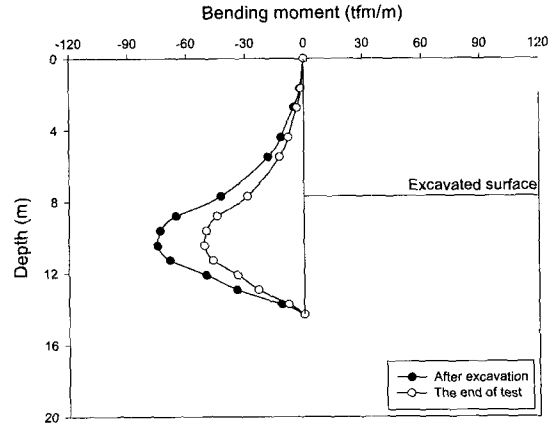


그림 25. 깊이에 따른 휨모멘트 분포(CT 3)

리(h_{Mmax})를 근입깊이(d)로 정규화한 최대휨모멘트 발생깊이(h_{Mmax}/d)는 0.40으로 상재하중에 관계없이 일정하게 나타났으며, 또한, 굴착높이로 정규화한 최대휨모멘트 발생위치는 0.34로 일정하게 나타났다.

5. 결론

본 연구에서는 화강토 지반상에서 기존 구조물에 인접해 있는 diaphragm wall의 거동을 연구하기 위하여 상재하중의 위치에 따른 원심모형실험을 수행하였다. 실험결과는 유한차분법을 이용한 해석 결과와 비교하였으며, 그 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 실험 및 해석결과 표면침하 양상은 포물선 형태로 유사하게 나타났으며, 지반의 최대 표면침하량은 상재하중이 있는 경우가 하중이 없는 경우에 비해 70% 이상 침하량이 증가하였으며, -1.0H 이상인 지표면에서는 하중에 관계없이 거의 균등한 침하분포를 나타내었다.
- (2) 실험 및 해석결과 지반변위 양상은 잘 일치하고 있으며, 상재하중 직하에서 지반변위는 거의 연직방향으로 발생하고, 벽체에 인접한 배면측 지반은 굴착에 의해 벽체쪽을 향하여 하향의 변위를 일으키며, 하중작용위치와 벽체사이에서는 큰 변위가 발생하였지만, 하중 외부의 지반부에서는 미소하게 발생하였다. 따라서, 인접 구조물이 굴착면에 근접해 있을 경우의 파괴면은 구조물의 끝부분에서 시작되며, 인접 구조물 바깥쪽 지반은 하중으로 인한 영향을 거의 받지 않음을 알 수 있었다.

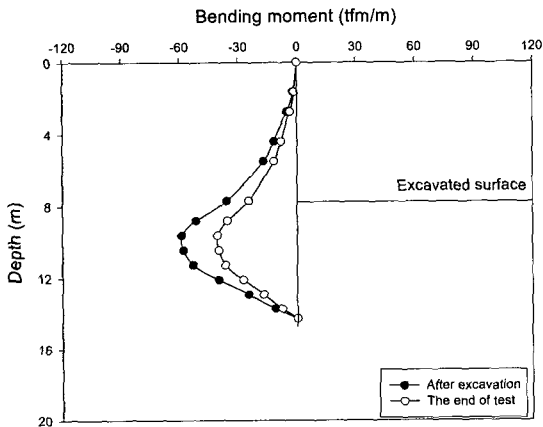


그림 23. 깊이에 따른 휨모멘트 분포(CT 1)

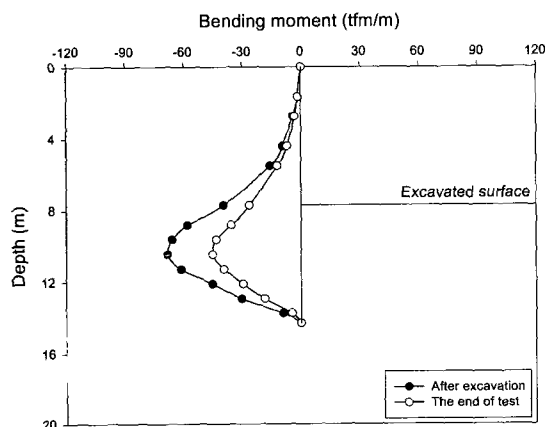


그림 24. 깊이에 따른 휨모멘트 분포(CT 2)

- (3) 지반의 파괴면은 상재하중 직하에서 썩기 모양으로 발달하고 있으며, 하중의 후위 부분 끝에서 벽체 저면부로 연결되는 직선적인 형태를 나타내었다. 지표면에서 파괴면까지의 거리는 $0.4H \sim 0.5H$ 정도이며, 파괴면의 각도는 $67 \sim 74^\circ$ 정도로 이론적인 파괴면의 각도보다 크게 평가되었다.
- (4) 모형실험 및 해석결과 벽체의 변위는 비교적 일치하며, 깊이에 따른 벽체변위는 선형적인 관계를 나타내었다. 벽체상부에서 최대변위를 나타내었으며, 벽체 저면에서의 변위는 굴착배면측으로 발생하였다.
- (5) 실험 종료시의 최대 휨모멘트는 굴착완료시의 최대 휨모멘트에 비해 각각 $19 \sim 35\%$ 정도 적게 측정되었으며, 근입깊이로 정규화한 굴착면으로부터 최대 휨모멘트 발생깊이(h_{Mmax}/d)는 0.40으로 상재하중에 관계없이 일정하였다.

감사의 글

이 논문은 2004년도 충북대학교 학술연구지원사업의 연구비 지원에 의하여 연구 되었음.

참 고 문 헌

1. 이치근, 안광국, 허열(2000), "화강토 지반상에 시공되는 Diaphragm Wall의 거동에 관한 원심모형 실험", *대한토목학회 논문집*, 제20권, 제1-C호, pp.47-57.
2. 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.

3. Bolton, M. D. and Powrie, W. (1987), "Collapse of Diaphragm Walls Retaining Clay", *Geotechnique*, Vol.37, No.3, pp.335-353.
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. Horvath, J. S. (1991), "Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.117, No.6, pp.973-978.
8. Itasca Consulting Group Inc. (1995), "*FLAC Version 3.3*", Vol. I -IV.
9. Kusakabe, O. (1982), "Stability of Excavation in Stiff Clays", Ph.D Dissertation, Cambridge University.
10. 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.
11. 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.
12. Powrie, W. (1986), "The Behaviour of Diaphragm Walls in Clay", Ph.D Dissertation, Cambridge University.
13. Powrie, W. (1997), "*Soil Mechanics: Concepts and Applications*", E & FN Spon, pp.233-280.
14. 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.
15. 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.

(접수일자 2004. 7. 10, 심사완료일 2004. 9. 30)