

흙막이벽에 발생하는 수평변위의 현장계측과 수치해석적 접근

Field Measurement and Numerical Approach for Lateral Deformation of Retaining Wall

도종남¹⁾ · 류용렬¹⁾ · 안이환²⁾ · 천병식[†]

Do, Jongnam · Wrryu, Woongryeal · An, Yihwan · Chun, Byungsik

ABSTRACT : Recently, it is a trend of the underground excavation to become larger and deeper for more effective use of available space and with the advent of new excavation technologies. The ground typically has a complex stratigraphy. The excavation can lead to large deformation in the nearby structures and large earth pressure on the wall. This can lead to serious problem in the stability of the wall. For the retaining wall to be safely constructed, it is important that the stratigraphy and engineering properties of the ground be accurately estimated, based on the excavation plan and appropriate excavation method. This study uses the measured field data and numerical results to characterize the characteristics of the lateral deformation of the retaining wall. A touredof six field data were analysed. SUNEX, a numerical program which uses the elasto-plastic model to represent the soil, was used. It was shown that the measured deformations exceeded the proposed values for shallow excavations. Overall, the maximum lateral deformation was within the proposed value and hence, the walls were analyzed as safe.

Keywords : Field measurement, Lateral deformation, Excavation, Numerical analysis, Support system

요 지 : 최근의 우리나라 지하굴착공사는 공법의 발전과 더불어 경제적인 부지활용을 위하여 대규모, 대심도화 되어가고 있는 추세이다. 굴착공사 대상은 자연상태의 지반으로 그 성상이 매우 복잡하며 다양한 특성을 지닌다. 지하굴착공사로 인하여 인접구조물에 변형을 주거나 과도한 토압으로 인한 벽체의 변형으로 흙막이벽 자체의 안정성에 심각한 문제가 생길 수 있다. 이에 흙막이 공사가 안정적으로 수행되기 위해서는 대상토질의 공학적 특성 및 지역적 특성을 충분히 고려하여 굴토계획을 수립하고 적절한 공법선택이 이루어져야 한다. 본 연구에서는 흙막이벽의 수평변위 특성을 파악하기 위하여 기 시공된 현장 사례를 통해 굴착이 진행되면서 부터 완료되기까지의 계측자료와 수치해석 결과를 비교·분석하였다. 이를 위하여 기 시공된 6개 현장의 계측데이터를 분석하였고, 탄소성보합 해석 프로그램인 SUNEX를 이용하여 변위특성을 파악하였다. 계측 및 해석결과 얇은 심도에서의 일부 변위가 제안값을 미소하게 초과하는 경향을 보였으나 대체적으로 최대수평변위가 제안값 범위 내에 있으므로 흙막이 벽체가 안정함을 알 수 있었다.

주요어 : 현장계측, 수평변위, 굴착, 수치해석, 지보방법

1. 서 론

효율적인 토지이용을 위하여 도심지내 지하공간의 활용에 대한 관심이 고조되어 있는 요즘은 깊은 굴착 공사가 급격히 증가하는 추세에 있다. 도심지에서 흙막이구조물을 설치하여 지하굴착공사를 실시하는 경우, 굴착지반의 안전과 인접구조물에 미치는 영향에 대하여 충분한 검토가 필요하다. 특히, 지하굴착시 흙막이벽체의 과도한 변형은 주변지반 및 인접구조물에 영향을 미쳐 굴착배면지반의 균열 및 함몰, 공공매설물의 파손, 인접구조물의 침하 및 붕괴 등의 피해가 빈번히 발생하고 있다. 이러한 건설재해의 예방과 흙막이구조물의 안전시공을 위하여 최근에는 현장계측을

통하여 시공관리를 실시하는 경향이 늘어나고 있다.

종래 지하굴착현장에서는 버팀보에 의해 지지되는 흙막이벽 구조가 많이 사용되었으나 최근에는 흙막이벽 지지구조로 앵커지지방식이 많이 채택되고 있다. 그러나, 아직 이러한 흙막이 구조물의 안정성 문제를 판단하는 연구가 미비하고 흙막이 구조물의 관리기준치가 설정되어 있지 않아 굴착공사시 계측결과에 대한 합리적인 안정성 판단이 어려운 실정이다.

따라서, 지하굴착공사의 대상인 자연지반은 그 성상이 매우 복잡하고 다양한 특성을 지니므로 흙막이벽 자체의 안정성과 주변구조물 및 지하 매설물 등에 피해가 없도록 신중한 굴토계획과 공법선택이 필요하다. 지반조건과 현장특성을 고려하지 않은 획일적인 공법선택은 시공 상에 어려움

1) 정희원, 한양대학교 대학원 건설환경공학과 박사과정

2) 정희원, 미화산업 과장

† 정희원, 한양대학교 공과대학 건설환경공학과 교수(E-mail : hengdang@unitel.co.kr)

을 가져올 뿐 아니라 현장 전반의 안전에 대한 문제를 불러올 수 있다.

또한 착공 후에도 설계상에 부족한 점을 보완하고 보다 안전한 시공을 위하여 굴토공사와 병행하여 토류벽의 경미한 변형까지 측정할 수 있는 철저한 계측관리업무를 수행하여야 한다.

굴토공사시 인접지반의 침하나 붕괴를 방지하기 위한 가설구조물은 일반적으로 흙막이벽과 지보재로 이루어진다.

가설 흙막이 설계시 가장 중요한 요소 중 하나는 토류벽에 미치는 횡토압으로 인한 흙막이벽의 변형이다. 오래전부터 이에 관련된 연구들이 활발히 진행되어져 왔으며, Coulomb (1773), Rankine(1857) 등은 강성벽체의 작용 토압론을 연구하였고 Terzaghi 등(1967), Tschobartioff(1973), Bowles(1988) 등은 버팀보로 지지되는 연성벽체의 토압에 대하여 연구하였다. 또한, 흙막이벽체에 변위가 발생하는 주요 원인으로 흙막이벽체의 휨, 버팀대의 탄소성 변형, 버팀대 설치의 시간적 지체, 흙막이벽체 근입 깊이의 부족 등이 있다.

국내와 같이 지층이 다양하고 구성이 복잡한 경우 이런 토압 이론을 적용함에 한계가 있으며 또한 실내시험 등으로 얻어진 결과들은 실측 토압에 비해 크게 나타나는 경우가 많아 과도한 설계가 이루어지는 실정이다.

이처럼 횡토압 및 수평변위는 지반의 특성 및 굴토 깊이 등 여러 가지 요인에 의해 예측하고 산정하기 매우 어려운 문제이다.

본 연구는 암반층이 포함된 다층지반에서 어스앵커가 적용된 굴착현장으로부터 측정된 흙막이벽의 변형에 미치는 영향요인을 분석하여 그 결과를 설계 및 시공에 반영하고자 하는데 목적이 있다. 적용된 계측치는 현장에서 실측한 수평변위계 측정값이며 굴착 심도별 체계적인 계측을 통해 신뢰성 있는 데이터로 사용 할 수 있게 하였다. 이와 함께 탄소성 보법을 이용한 구조해석 프로그램인 SUNEX를 이용하여 흙막이 벽체의 예상 변위량을 해석하여 본 연구에 적용하였다. 단계별 굴착에 따른 흙막이 벽체와 주변지반의 수평변위와 토압에 관련된 기존 이론과 여러 학자들에 의해 제안된 변위와 토압분포 형태들의 문헌자료를 검토하였고, 현장에서 매주 1~2회 정도 굴착 단계별로 지속적으로 계측한 실측자료와 수치해석치의 자료를 분석하여 다층지반 굴착조건에서 발생하는 수평변위를 현장 사례를 들어 비교 분석하였다.

2. 현장계측

2.1 계측개요

Terzaghi는 조사, 설계, 시공시에 부득이하게 발생하는

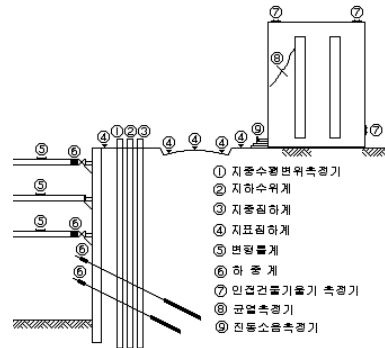


그림 1. 흙막이 공사 시 각종 계측기의 설치 위치도

오차나 설계, 시공상의 오류를 보완하는 것을 계측관리의 목적이라 정의를 하였다. 따라서, 지반 조건의 부족한 정보에 기초한 설계상의 결함을 시공기간 중에 제거하고, 구조물 축조작업이 지반에 미치는 영향과 그에 따른 지반의 변화가 구조물에 미치는 영향에 대해서 시공 중 및 시공 후 정보를 주기 위해 계측을 실시하는 것이다. 본 연구에서는 현장계측을 위하여 지중변위를 측정할 수 있는 경사계, 지하수위의 변동사항을 측정할 수 있는 지하수위계, 어스앵커에 발생하는 긴장력을 측정 할 수 있는 하중계 등을 선택하여 안전상황을 검토 할 수 있는 계측기기를 계획하고 설치 운용하였다(그림 1 참조).

2.2 현장개요

연구에 적용된 굴착현장들은 그림 2와 같은 도심지에서 시공된 현장들로 기존 건물들과 인접해있어 도심도, 대규모 굴착시 지반의 침하, 지지력 손실, 측방 이동 등으로 인해 인접건물 및 주변지반에 심각한 피해를 일으킬 수 있는 현장들이다. 연구 현장들은 벽체 지지공법으로 어스앵커공법이 적용된 현장들로 간단히 나타내면 표 1 및 그림 3과 같다.



그림 2. 흙막이벽체 붕괴 현장

표 1. 지층구성 및 흙막이 현황

현장	지층구성	벽체공법	굴착고(GL-)
A	모래, 자갈질토층, 점토질자갈층, 연암층, 보통암, 경암층	C.I.P 벽체	19.6~21.8M
B	매립층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층	C.I.P 벽체, H-Pile+토류관	13.0~18.0M
C	매립층, 퇴적토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층	C.I.P 벽체, H-Pile+토류관	17.9~23.3M
D	매립층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층	C.I.P 벽체, H-Pile+토류관	17.0M
E	매립층, 퇴적토층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층	C.I.P 벽체, H-Pile+토류관	11.4~14.1M
F	매립층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 보통암층, 경암층	H-Pile+토류관	12.4~15.2M

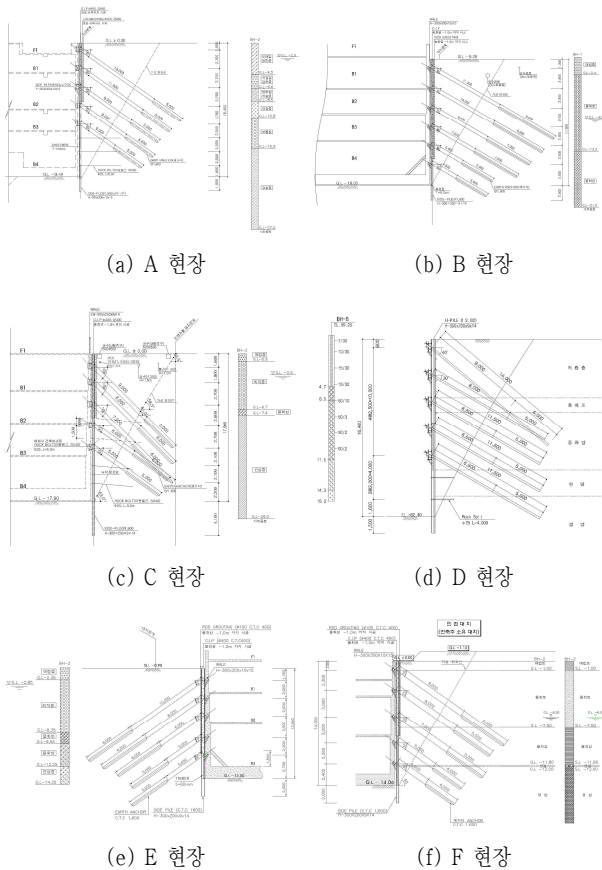


그림 3. 앵커설치단면도 및 토질주상도

3. 계측결과

3.1 흙막이벽의 수평변위

각 현장별 경사계를 이용한 계측결과는 그림 4와 같이 굴착단계가 증가할수록 수평변위가 증가함을 알 수 있었다.

A현장은 그림 3(a)에서 보는 바와 같이 현장 단계별 굴토 과정중에 계측된 최대수평변위는 3.2mm로서 3차굴착시(GL.-13.6m)에 발생되었고, 벽체의 변위량으로 보면

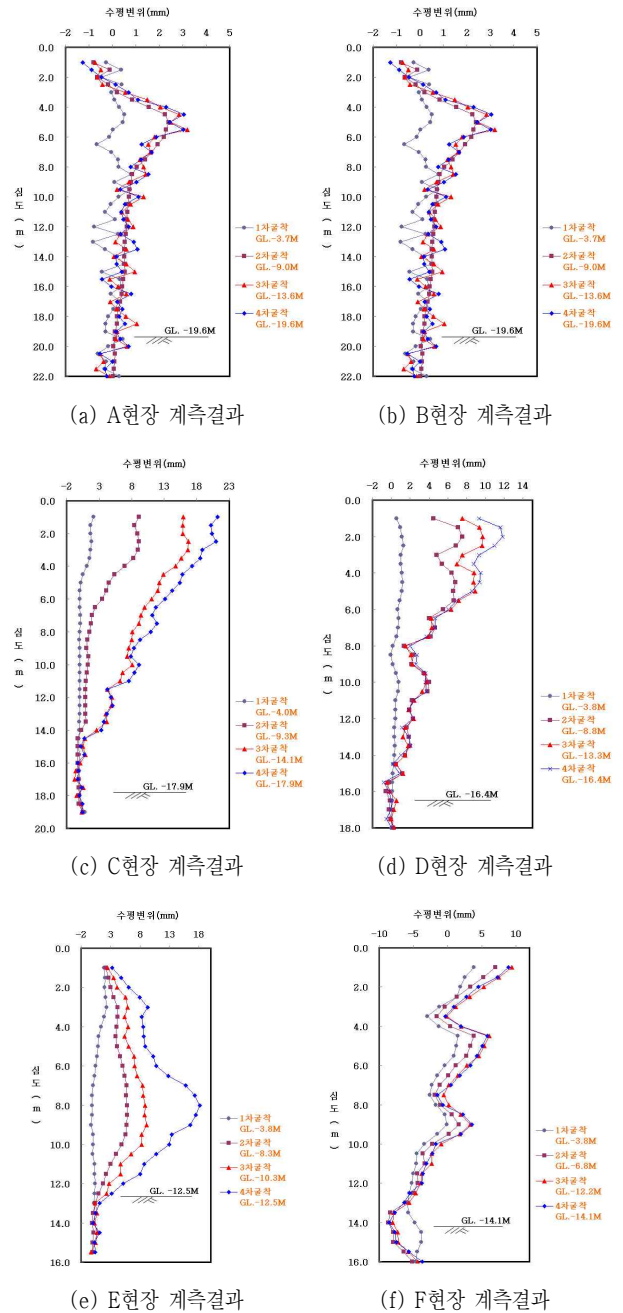


그림 4. 현장별 계측결과

본 현장은 비교적 관리가 잘 된 현장으로 볼 수 있으며 최초 굴착시부터 과굴착을 하지 않고 철저하게 현장관리가 이루어졌다. 지보재가 과굴착하게 만들 정도의 위치가 아니거나 수압이 과도하게 작용하지 않는 조건이라면 터파기시 벽체 변위가 과도하지 않게 정밀 시공할 수 있음을 알 수 있다.

B현장의 최대변위 발생위치는 GL.-2.5m이고 발생변위량은 14.81mm로 계측되었다. 당 현장의 굴토심도 대비 변위량은 과도하게 발생되지 않았으나 지층상부에 상부 콘크리트 등의 매립층을 제거하는 과정에서 연약한 토층을 지보재인 어스앵커가 시공되기 전에 과도하게 굴착함으로써 벽체

변위가 발생하였다.

C현장은 굴착단계별로 변위가 선형적으로 증가하며 심도가 깊어질수록 변위량은 0에 수렴함을 알 수 있다. 1단 지보재의 위치가 GL.-1.6m로 최소 2.5m까지는 굴착을 완료해야하므로 터파기고가 과굴착 경향을 보이고 있다. 초기 과굴착의 영향으로 흙막이벽 상부의 변위량이 과다하게 나타났으며, 이러한 초기 발생된 변위가 누적 되어 굴착완료 시에도 흙막이벽 상부에서 최대변위가 발생되었다.

D현장은 굴착고 3/4지점에서 암반이 출현하였으며 풍화암 이하-1.0m까지 C.I.P가 시공된 현장으로 최대 변위는 GL.-2.0m에서 11.79mm의 변위량이 계측되었다. C현장과 비슷한 변형특성을 보였다.

E현장의 최대변위 발생위치는 GL.-8m이고 그 변위량은 18.09mm로 최종 굴착심도가 12.5m로 깊지 않은 현장임을 감안하면 변위량이 타 현장에 비해 과다하게 발생 되었다. 당 현장 역시 지층이 연약하여 토공작업이 용이한 이유로 지보재 설치가 되기 전에 과굴착 되어 과다한 변위가 발생 되었다.

F현장은 연구현장 중 연성벽체인 H-Pile+토류판으로 시공된 현장으로의 매립층, 풍화토층, 풍화암층, 연암층, 경암층으로 구성되어 있으며 1단설치를 위한 초기굴착 이후부터 증가된 변위값이 굴착이 깊어짐에 따라 증가하다 하부 암반층에서 수렴하는 경향을 보였다.

4. 수치해석 및 고찰

4.1 탄소성정보법에 의한 수치해석

단계별로 굴착 및 지보재 설치후의 토압분포는 흙막이벽체의 안정에 필수적인 것이지만, 다음 단계의 지보재를 설치하기 위하여 굴착을 진행하는 과정이 더 불리한 조건이 된다. 이러한 경우의 토압분포는 추정하기가 어려울 뿐만 아니라, 벽체의 변위에 따라 결정된다. 이처럼 횡토압을 고

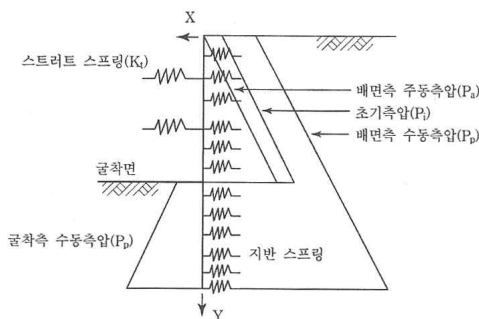


그림 5. 탄소성정보법의 기본 구조 모델링(지오그룹이엔지, 2008)

려하여 굴착단계별로 해석하는 방법은 탄소성 지반상 연속보 해석법이 대표적이다. 이 방법은 주변지반 및 인접구조물의 거동까지 해석하는 것은 불가능하지만, 지반을 굴착함에 따라 단계적으로 변하는 응력이나 변위 및 토압 등을 비교적 충실하게 계산할 수 있어 많은 전산 프로그램이 이 원리에 따라 개발되어 설계에 적용되고 있다.

본 검토에서는 국내 설계사들이 가장 많이 사용하고 있는 보편적인 탄소성 지반상 연속보 해석법인 SUNEX를 사용하였다.

SUNEX는 토류벽체를 탄성 또는 탄소성보, 지보재를 탄성스프링으로 모델링하며 토압은 Rankine, Peck 토압을 선택적으로 적용할 수 있고 정수압뿐만 아니라 특수한 형태의 수압을 적용할 수 있으며 상재하중과 임의의 하중적용이 가능하다. 한편 지보공 설치시의 선행변위를 초기 변위로 고려할 수도 있으며 사전하중의 크기에 따라 토류벽의 변위와 모멘트를 어떤 범위 내에서 제어할 수 있다. 특히 동일 토층 내에서도 수직 방향으로 물성의 변화를 고려할 수 있고 Bowles 방법에 따라 지표면에서의 침하량이 계산된다. 현장계측으로 변위를 파악할 경우는 피드백에 의하여 그 이후 단계에서의 예측의 정확도를 높일 수 있다.

탄소성정보법은 그림 5와 같이 흙막이 벽체를 탄성보로 가정하고 지보공은 탄성 스프링, 지반은 탄소성 스프링으로 모델링한다. 그런 다음 초기 토압을 가하여 발생하는 변위를 계산하고 그 변위에 상응하는 지반의 탄소성 상태를 판단하고 토압을 보정하여 다시 변위를 계산하는 반복과정을 통하여 흙막이 벽체의 변위, 응력 및 지보공의 반력을 계산하는 해석법이다.

지보공 설치지점의 벽체에는 지보공의 수평간격, 단면적, 길이, 설치각도 및 재료의 탄성계수로 구해지는 탄성 스프

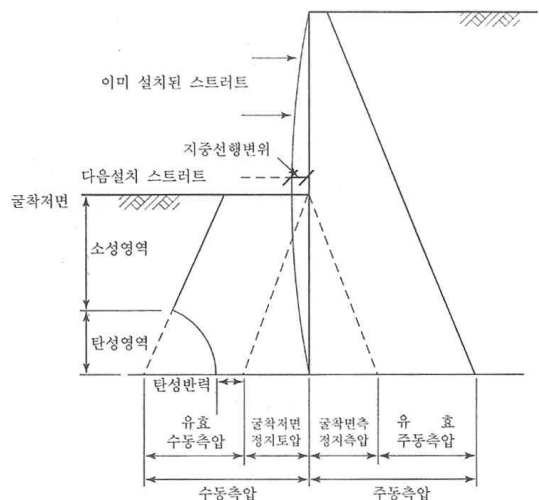


그림 6. 탄소성정보법에서 변위와 토압(지오그룹이엔지, 2008)

링 지점이 부가된다. 그리고 지보공에 대한 탄성지점은 그 지보공이 설치될 때 이미 발생되었던 변위량에 해당하는 선형변위를 가지는 것으로 저장한다. 각 굴착단계에서 작용토압은 계산초기에 정지토압을 작용시키고 토류벽체의 변위에 비례해 수정된다. 하지만 항상 주동토압과 수동토압의 범위 이내에 있어야 하고 그 범위를 벗어나는 변위로 발생하는 토압을 한계토압이라 하며 지반반력계수를 0으로 보고 계산이 반복된다. 그림 6은 흙막이 구조물에서 발생한 변위와 보정된 토압관계를 보여준다. 그리고 이전 반복계산의 토압과 현재 계산된 토압의 차이가 미리 정해둔 오차 이내일 때 계산은 종료된다.

4.2 수치해석에 적용된 토질정수

연구 대상지반은 우리나라에서 일반적으로 나타나는 전

표 2. 현장별 적용토질정수

현장	지층	습윤 단위중량 γ_t (kN/m ³)	수중 단위중량 γ_{sub} (kN/m ³)	점착력 C (kN/m ²)	내부 마찰각 ϕ (°)	횡방향지반 반력계수 K_H (kN/m ³)
A	표토	18	19	0.0	30	30,000
	풍화토	17	18	50	15	15,000
	풍화암	17	18	0.0	28	25,000
	연암	21	22	500	38	60,000
B	표토	18	18	0.0	25	13,000
	풍화토1	19	20	0.0	29	23,000
	풍화토2	19	20	0.0	33	27,000
C	풍화암	20	21	150	35	34,000
	매립토	17	18	0.0	25	18,000
	퇴적토	18	19	0.0	33	31,000
D	풍화암	20	21	150	37	50,000
	연암	21	22	300	40	70,000
	매립토	18	19	0.0	25	16,000
	풍화토	19	20	100	30	30,000
E	풍화암	20	21	300	35	40,000
	연암	21	22	300	37	50,000
	경암	26	27	500	40	80,000
	매립토	17	18	0.0	20	9160
	퇴적토1	17	18	0.0	23	13,280
	퇴적토2	18	19	0.0	26	17,600
F	풍화토	19	20	0.0	37	30,900
	풍화암	20	21	150	40	35,000
	연암	21	22	250	40	50,000
	매립토	17	18	0.0	25	13,000
	풍화토	19	20	0.0	30	26,000
	풍화암	20	21	200	32	30,000
	연암	21	22	500	38	35,000
	보통암	22	23	1,000	40	40,000
	경암	22	23	1,000	40	40,000

형적인 지층구성 형태로 매립층, 풍화토층, 풍화암, 기반암 층으로 구성된 다층지반으로 해석시 적용된 토질정수들은 본 연구부지의 지반조사결과를 기본으로 하였으며 일부 각종 문헌에 제시된 암반의 역학적 특성을 토대로 산정하였다 (표 2 참조).

4.3 수치해석 결과

공사시점부터 굴착완료시까지 철저한 계측관리가 이루어진 단면을 선정하여 굴착단계별로 수치해석 모델링을 한 결과는 그림 7과 같다.

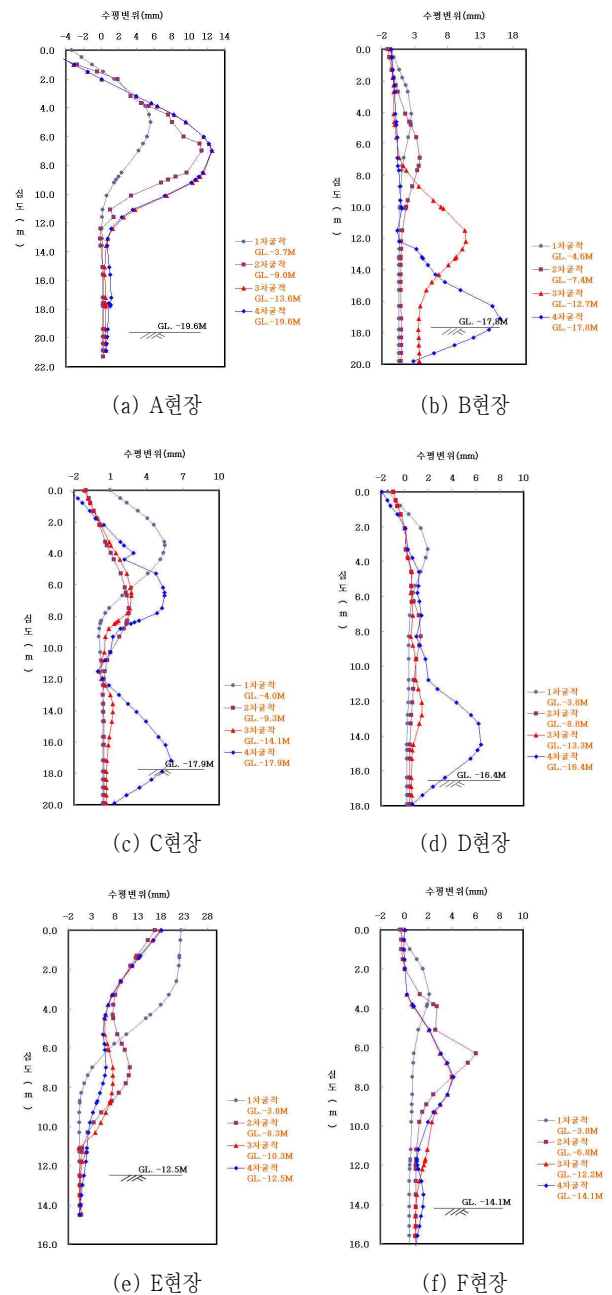


그림 7. 현장별 SUNEX 해석결과

4.4 계측치와 해석치의 비교

그림 8은 현장계측을 통해 실측한 굴착배면의 터파기 완료시 최대 수평변위량과 구조해석 프로그램인을 이용하여 해석된 최종 굴착단계에서의 최대 수평변위량을 나타낸 것이다. 이들 전체적으로 상이한 변위특성을 보이며 SUNEX 프로그램을 통해서서는 정확하게 수평변위량을 예측하지 못하는 것으로 나타났다. 또한 지반 상부의 변위량은 해석치보다 실측치가 크게 나타나고 하부로 갈수록 거의 일치하거나 비슷한 양상을 보인다. 이는 설계시 고려된 토질정수들이 도심지의 기존 건물 철거 후 매립된 느슨한 지층이 지반 상부에 있음을 고려하지 않은 채 구조검토가 이루어 졌기

나, 최초 굴착이후 1단 지보재의 설치가 곧바로 시공되어지지 않기 때문에 흠막이벽 상부에서 변위가 크게 작용하는 것으로 보여 지며 이러한 초기 발생 변위들이 단계별 굴착이 진행되어 가면서 누적되어 굴착완료시 흠막이벽 상부에서 최대수평변위가 발생되었다고 판단된다.

A현장의 기본적인 변위형태는 수치해석 결과와 비교해본 결과 그 변위량은 상대적으로 커다란 차이를 보였으나 현장 흠막이벽 자체의 변위량은 철저한 현장관리로 미세하였다. 수치해석결과가 GL.-7m 부근에서 크게 나타났으며 그 이유는 하부층 지보재의 과도한 프리스트레스에 의해 응력이 집중되었기 때문이라 판단된다.

B현장의 수평변위는 상부 연약한 풍화토층에서 14.81mm로 최대로 측정되었으며 그 최대변위는 SUNEX 해석치와 큰 차이를 보이지 않으나 상부에서는 실측변위량이 예측변위량보다 상대적으로 크게 나타남을 알 수 있다. 이는 토질정수 산정시 상부토층이 철거 후 매립된 느슨한 지층임을 고려하지 않고 조밀상태의 토질정수값이 사용되었기 때문으로 사료된다.

C현장은 초기에 SUNEX 수치해석 예상치와 상이한 벽체 변위를 보이다 하부로 가면서 변위량은 0에 가까워지고 있는데 이는 지보재 형성이전의 지반 과굴착이 원인이라 판단되며 굴토공사중 과굴착은 벽체변위 발생의 중요한 요인임을 알 수 있다.

D현장은 C현장의 실측치와 해석치 비교 특성과 유사한 형태이며 이 역시 토공작업이 용이한 토사층의 지보재형성이전의 무리한 과굴착으로 인한 상부벽체 변위가 굴착완료시까지 누적되었다.

E현장의 최대변위 발생위치는 GL.-8m이고 그 변위량은 18.09mm로 계측되었다. 하부 암반층으로 갈수록 그 변위량은 SUNEX 예상변위치와 비슷한 양상을 띠었다.

F현장은 H-Pile+토류관으로 시공된 현장으로의 수치해석상으로 미세한 변위가 발생될 것으로 예상되었으나 실측치에서는 8.94mm의 최대변위가 발생되었다.

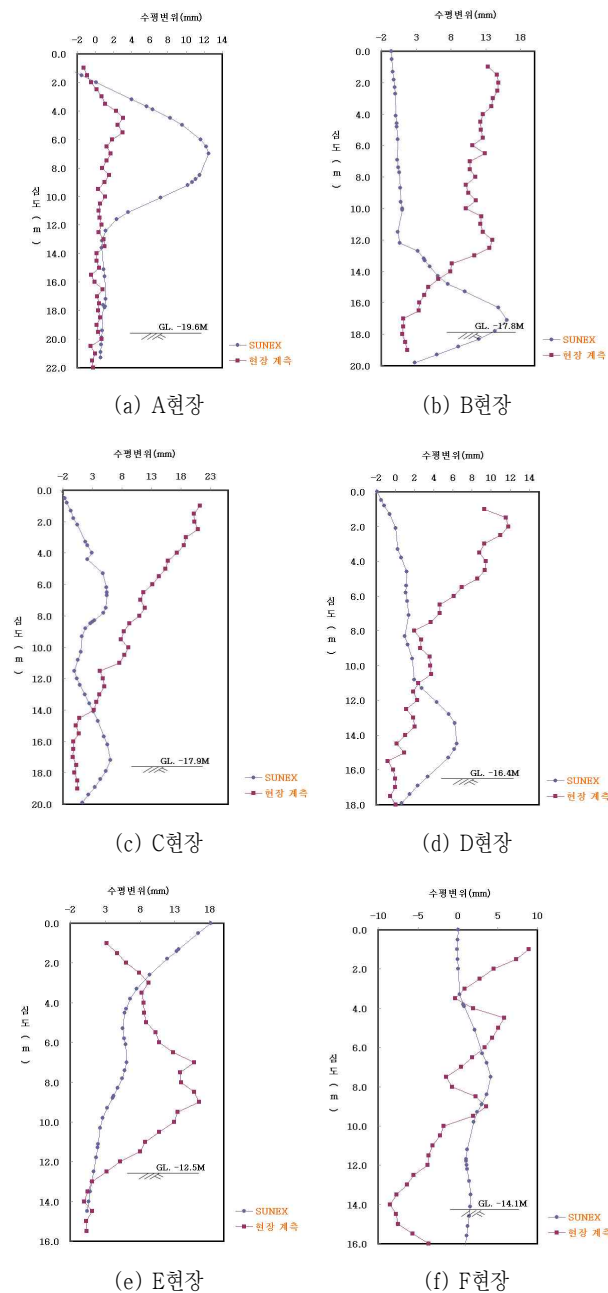


그림 8. 현장별 굴착완료시 벽체변위

4.5 흠막이벽의 안정성과 수평변위 관계

機田(1985)은 설계계산치의 70~80%가 하나의 기준이 된다고 하면서도 설계상의 입력치(토질정수)의 변동에 의해 당초의 설계계산치에 어느 정도 영향을 미치는가를 미리 예측하여 놓고 그 가운데 관리기준치를 설정하는 것을 추천하고 있다. 機田은 표 3과 같이 흠막이벽의 변형에 대한 계측관리기준으로 임이의 두 점간의 거리에 대한 벽체의 수평변위의 경사도를 1/200으로 제한하였으며, 주변지반의 침하에 대해서는 지표면 침하량의 경사도를 1/500~1/200로, 주변

표 3. 관리기준치를 결정하는 기준(機田, 1985)

구분	대상물	기준의 범위	계측기
흙막이 구조물	흙막이벽의 응력	$\frac{\text{장} + \text{단}}{2}$ ~ 단	Strain Gauge
	흙막이벽의 변형	1/200 또는 설계허용범위 이하	Inclinometer
	버팀보의 축력	$\frac{\text{장} + \text{단}}{2}$ ~ 단	Load Cell
	띠장(Wale)	$\frac{\text{장} + \text{단}}{2}$ ~ 단	
주변 지반 및 인접 구조물	주변지반의 침하	경사: $\frac{1}{500} \sim \frac{1}{200}$	Settlement Gauge
	주변매설물 · GAS관 · 상하수관 · 지하철	관리담당자와 협의	
	주변건물	경사: $\frac{1}{1000} \sim \frac{1}{300}$	Tiltmeter

(장 : 장기허용응력, 단 : 단기허용응력)

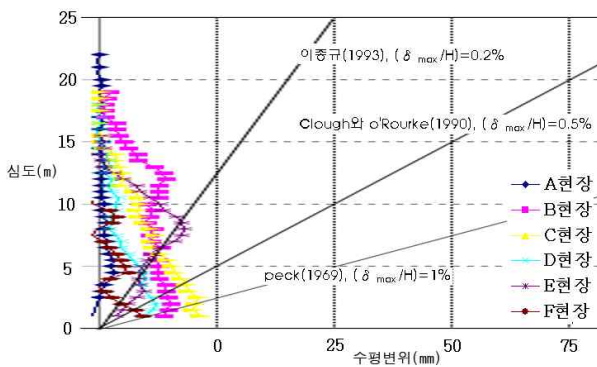


그림 9. 굴착깊이와 수평변위량 상관관계 비교

건물의 변형에 대한 경사도는 1/1000~1/300로 제안하였다.

機田이 제안한 흙막이벽의 관리 기준인 굴착깊이의 1/200은 과대하다고 판단되는 바, 각 현장에서 계측된 흙막이벽체의 수평변위를 선행된 연구결과인 흙막이벽체의 최대 수평변위에 대한 여러 가지 제안들과 비교하였고, 그 결과는 그림 9와 같다. 얕은 심도에서의 일부 변위가 제안값을 미소하게 초과하는 경향을 보였으나 대체적으로 최대수평변위가 제안값 범위 내에 있으므로 흙막이 벽체가 안정함을 알 수 있었다.

5. 결 론

본 연구에서는 도심지 굴착 현장 6개소를 선정하여 현장 계측치와 수치해석을 통한 예측변위량과의 차이점과 연관성을 현장 사례별로 분석하고 비교하였으며, 연구결과를 요약·정리하면 다음과 같다.

- (1) 6개 현장의 굴토단계별 수평변위량을 계측한 결과 흙막이 벽체의 강성이 크거나 지반 상태가 양호 할지라도, 터파기고가 높게 과굴착 되거나 지하수위의 영향을 고려하지 않은 굴착공사는 수평변위가 크게 나타나며 단계별 시공관리가 중요함을 알 수 있었다.
- (2) 현장계측에 의한 수평변위량을 수치해석상의 예측치와 비교한 결과 전반적으로 그 변위형태나 최대변위 발생 위치 등에서 상당한 차이를 보였다. 이는 지반조사에서부터 설계, 시공시에 부득이하게 발생하는 오차로 인한 것으로 예상되며 향후 지반 조건의 부족한 정보에 기초한 설계상의 결함을 철저한 계측관리로 시공기간 중에 제거하는 것이 필요할 것으로 사료된다.
- (3) 어스앵커로 시공된 현장의 경우 변위의 형태는 선형적으로 나타나며 어스앵커의 간격에 따라 수평변위의 변화량은 민감하게 변화하고 연성벽체의 경우 강성벽체보다 그 차이는 더 크다. 이는 단계별 어스앵커의 인장력에 따라 좌우된다고 판단된다.
- (4) 본 연구에 적용된 6개 현장의 현장계측결과와 수치해석을 통한 예측결과를 지반조건, 흙막이벽체의 종류별로 분류한 여러 가지 제안들과 비교·분석한 결과 수평변위의 허용 한계치를 기존의 흙막이벽체의 최대 수평변위에 대한 여러 가지 제안값으로 적용할 경우 흙막이벽체의 변형에 대한 안정성을 확보 할 수 있을 것이라 판단된다.

참 고 문 헌

1. 양구승 (1996), 도심지 깊은 굴착시 인접지반과 거동에 대한 분석, 박사학위논문, 서울대학교, pp. 24~32.
2. 오정환, 남순성 (1997), 지반굴착공에서 계측계획수립 및 관리요령, 1997년 하계학술대회 논문집, 한국지반공학회, pp. 93~118.
3. 이종규, 전성곤 (1993), 다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포, 한국지반공학회지, Vol. 9, No. 1, pp. 59~68
4. 지오그룹이엔지 (2008), *Elasto-plastic Analysis of Step Underground Excavation*, 지오그룹이엔지, pp. 2~24.
5. Bowles, J. E. (1988), *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Company, New York, pp. 471~491.
6. Chang Yu-Ou, Pio-Hsieh, Dar-Chang Chiou (1993), Characteristics of Ground Surface Settlement during Excavation, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, No. 5, pp. 758~767.
7. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D. (1990), *Construction Induced Movements of Insitu Walls. Design and Performance of Earth Retaining Structures*, Geotechnical Special Publication, No. 25, pp. 439~470.
8. Coulomb, C. A. (1773), *Sur une Application des Regles de Mximus et Mnimus a Quelques Problemes de Satique Rlatits a L'architecture*, Academie Royale des Sciences, Memoires de Mathermatiques et de Physique par Divers Sowans, Vol. 7,

- pp. 343~382.
9. Goldberg, D. I., Jaworski, W. E. and Gordon, M. D. (1976), *Lateral Support Systems and Underpinning*, U.S. Federal Highway Administration, Report No. FHWA-RD-75-129.
 10. NAVFAC DESIGN MANUAL (1982)-7.2, pp. 13~19.
 11. Peck, R. B. (1969), Deep Excavations and Tunnelling in Soft Ground, *7th ICSMFE*, State-of-Art, pp. 225~290.
 12. Rankine, W. J. M. (1857), *On the Stability of Loose Earth*, Phil. Trans. Roy. Soc., London, 147, No. 10, pp. 341~349.
 13. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2nd Edition, John Wiley and Sons, New York, pp. 394~413.
 14. Tschebotarioff, G. P. and Klein, G. K. (1973), Lateral Pressures of Clayey Soil on Structures, Specialty Session, No. 5, *8th ICSMFE*, Vol. 4, pp. 227~266.

(접수일: 2009. 12. 1 심사일: 2009. 12. 14 심사완료일: 2010. 1. 13)