

도심지 깊은 굴착시 발생하는 인접 지반 지표침하 분석 Analysis of Adjacent Ground Surface Settlement for Deep Excavations in Urban Areas

양구승, KU-SEUNG YANG*, 정충기, CHOONG-KI CHUNG**, 김명모, MYOUNG-MO KIM***

* 정회원, 서울대학교 토목공학과 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

** 정회원, 서울대학교 토목공학과 조교수, Assitant Professor, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

*** 정회원, 서울대학교 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Eng., Seoul Nat'l Univ.

synopsis : Adjacent ground surface settlements by deep excavations are analyzed by field observations in cases that excavations are performed in sandy soils or weathered soils based on rocks. Earth retaining wall installation and center pile installation before main excavation activities could differently affect the magnitude and distribution of ground surface settlements according to soil conditions and construction methods.

The magnitude and distribution of ground surface settlements including angular distortion in settlement curves by excavation are analyzed and compared with the results presented by the others. And also surface settlement velocity and the upper limit distance of crack position from the edge of the cut in cases that adjacent ground surface or structures are damaged by excavation are investigated.

1.서론

국내의 경제 성장과 더불어 최근 수도권 도심지에서는 토지 활용의 극대화를 위해 기존의 구조물에 인접하여 대규모, 도심지의 굴착공사가 활발하게 이루어지고 있다. 이러한 도심지에서의 근접 시공시 굴착에 의해 현장 주변 지반 및 토류 구조물에 변위가 발생하며 이로 인해 인접 구조물과 토류 구조물 자체의 안정성이 영향을 받을 수 있다. 특히 토류벽 뒷편 지반의 침하 크기와 분포는 인접 구조물의 거동에 직접적으로 영향을 줄 수 있다. 따라서 깊은 굴착시 발생하는 토류벽 뒷편 지표의 침하 크기와 분포를 정확하게 파악하는 것은 굴착 관련 설계 및 시공상 매우 중요하다. 인접 지표의 침하에 관한 기존의 연구는 연약한 점토 지반에 대해 주로 이루어졌으며 단단한 점토 및 모래 지반에 대해서는 연약한 점토지반의 경우만큼 측정 사례가 많은 것은 아니다. 특히 국내의 경우 깊은 굴착시 발생하는 인접 지표의 침하에 대한 연구가 충분히 이루어지지 못하고 있는 실정이다.

본 논문에서는 주로 풍화잔적토 및 모래질 충적토가 암반위에 쌓여 있는 형태로 구성되어 있는 수도권 도심 지역에서 깊은 굴착시 발생하는 인접 지반의 지표 침하에 대한 현장 측정을 통해 침하량, 침하영향거리, 침하 곡선의 형태 등을 중심으로 연구를 실시하였다. 또한 굴착 현장 주변의 지표 및 인접 구조물에 균열이 발생한 사례를 통하여 굴착공사로 인한 균열 발생 위치의 범위에 대한 분석을 하였다.

2. 굴토공사 이전 토류벽 설치 등으로 인한 인접 지반의 지표침하

일반적으로 깊은 굴착에 대한 설계시 본격적인 굴토 이전의 공정으로 인한 지반 변위에 대해서는 고려하지 않는 경우가 많다. 그러나 다음의 3개 현장에서 굴토 이전의 토류벽 설치 및 스트러트 지지를 위한 중간말뚝 설치 공정으로 인해 발생하는 인접 지표 침하에 대한 측정 결과, 지반 조건, 시공 방법 등에 따라 인접 지표 침하량 및 침하

영향 거리에서 상당한 차이를 보였다. 각 대상 현장의 대표적인 지반조건은 그림 1과 같다.

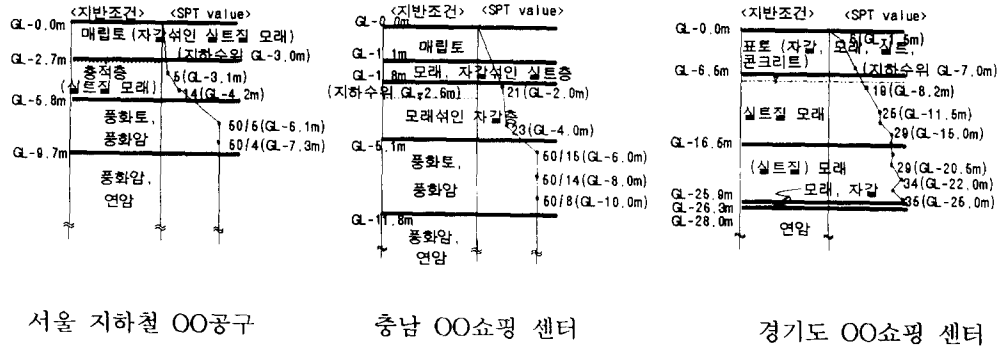


그림 1. 토류벽 설치로 인한 인접 지표의 침하 측정이 실시된 각 현장의 지반 조건

2.1 서울 지하철 OO공구

2.1.1 토류벽 설치 공정

엄지말뚝(H형 soldier pile) 설치를 위해 천공 장비(T-4)에 직경 450mm의 해머 비트(hammer bit)를 장착하여 풍화암이 나오는 지점(GL-8.0m - GL-9.0m)까지 천공을 한 후 직경 400mm의 강재 케이싱(casing)을 근입시켰다. 케이싱의 근입작업이 완료된 후 압반 천공용 비트(직경 300mm)로 교체하여 설계 심도(평균 GL-18.8m)까지 천공하였다. 이후 엄지말뚝을 자유낙하시켜 멈춘 지점부터 바이브로 해머(vibro-hammer)를 이용하여 삽입시켰다. 엄지말뚝 설치가 완료된 후 hole내의 빈 공간을 모래로 채우고 역시 바이브로 해머를 이용하여 케이싱을 인발함으로써 엄지말뚝 설치공정을 완료하였다.

2.1.2 측정시의 공정 및 측정 결과

침하 측정시의 현장 상황은 엄지말뚝 설치후 차량통행용 복공판 설치를 위해 약 2.0 - 3.0m정도 굴토된 상태였다. 측정결과 토류벽으로부터 0.75m 떨어진 지점에서 약 2.0mm의 침하가 발생하였을 뿐 나머지 측정들(토류벽으로부터 2.0m 이상 떨어진 위치)에서는 침하가 발생하지 않았다.

2.2 충남 OO쇼핑 센터

2.2.1 토류벽 설치 공정

C.I.P 설치를 위해 GL-13.0m(풍화암 시작 심도보다 2.0m 하부) 정도까지 천공한 후(이 때의 천공장비는 auger + air hammer) 직경 400mm의 강재 케이싱을 근입시켰다. 케이싱 근입 작업이 완료된 후 GL-19.0m - GL-24.0m까지 천공하고 계속해서 철근망 근입→1차 그라우팅→자갈채움→2차 그라우팅→케이싱 인발→3차 그라우팅→양생의 순서로 C.I.P공정을 완료하였다. C.I.P토류벽이 형성된 후 연암층이 시작하는 심도보다 1.0m 아래(C.I.P하단과 일치)까지 J.S.P로 C.I.P를 보강하였으며 이후 C.I.P 선으로부터 800mm 뒤편에 일반적인 시공방법으로 GL-11.0m까지 S.C.W를 추가로 설치하였다. 즉 전반적인 토류벽의 설치는 C.I.P→J.S.P보강→S.C.W의 순서로 이루어졌다.

또한 지하연속벽 설치 공사시 약간씩 상승했던 측점들 역시 약 2.0mm - 3.0mm정도씩 추가로 상승하였다. 그림 3에서 알 수 있는 바와 같이 굴착공사 이전의 공정동안 최대 지표 침하는 A-line의 A1측점(토류벽으로부터 1.5m 이격)에서 8.75mm(0.034%H)가 발생하였다.

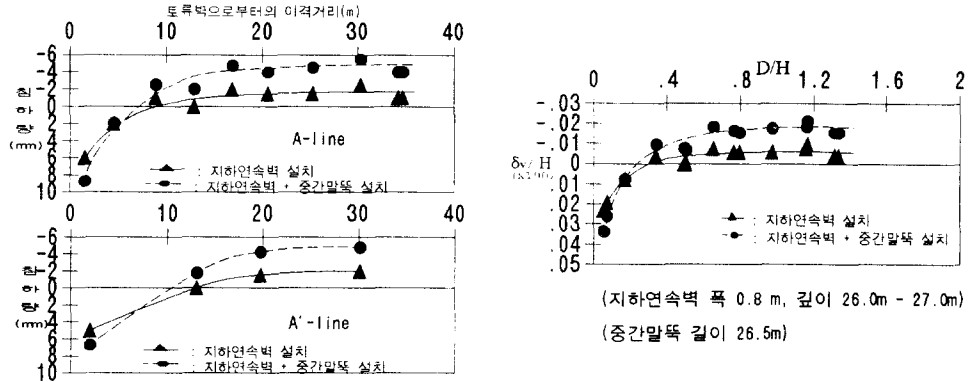


그림 3. 굴착 공사 이전의 공정에 따른 침하 분포 비교

본 현장의 경우 굴착 공정이전 지하연속벽(깊이 : H) 설치 공사로 인한 최대 지표 침하량은 0.023%H, 침하영향거리는 0.3H 정도였으며(숫아 오른 부분 제외시), 지하연속벽 설치 공사와 중간말뚝의 설치가 완료된 상태에서는 최대 지표 침하량 0.034%H, 침하영향거리는 역시 0.2H - 0.3H였다.(숫아 오른 부분 제외시)

3개 현장의 토류벽 설치 공정 등으로 인한 인접 지반 지표 침하에 대한 측정 결과를 종합하면 표 1과 같다.

표 1. 토류벽 설치 공정으로 인한 인접 지반 지표침하

현 장	서울 지하철 ○○공구	충남 ○○쇼핑 센터		경기도 ○○쇼핑 센터	
		단면A	단면B	지하연속벽 설치	(지하연속벽) + 중간말뚝 설치
토류벽	얹지말뚝 (약 2.0 - 3.0m굴토)	C.I.P(공정1) J.S.P+S.C.W (1.2m굴토,공정2)	C.I.P(공정1) J.S.P+S.C.W (2.0m굴토,공정2)	지하연속벽	
설치심도	GL-18.8m	C.I.P, J.S.P : GL-19.0m - GL-24.0m S.C.W : GL-11.0m		26.0m-27.0m	25.0m-26.0m
사용장비	T4-W, vibro-hammer	C.I.P : T4-W, auger drill, vibro-hammer J.S.P : crawler drill, jetting machine S.C.W : 3축 auger drill		clamshell, chisel, steel interlocking pipe	auger drill, vibro-hammer
상재하중	거의 없음	공사용 중차량	보행자(거의 없음)	거의 없음	
최대침하량 (발생위치:토류 벽으로부터의 수평거리)	2.0mm (0.75m)	공정1 : 11.75mm(4.0m) 공정2 : 17.75mm(4.0m)	공정1 : 5.0mm(4.0m) 공정2 : 9.5mm(4.0m)	6.0mm (1.5m)	8.75mm (1.5m)
영향거리(m)	2.0m이내	15.7m이내	공정1 : 8.0m 이내 공정2 : 19.0m이내	10.0m이내	

충남 ○○쇼핑 센터 현장의 단면A의 경우 인접 지반이 현장 공사를 위한 중차량들의 이동통로로 이용되었던 점

2.2.2 측정시의 공정 및 측정 결과

측정시기는 크게 2시기로 구분할 수 있다. 첫번째는 C.I.P 토류벽만을 설치했을 때(공정1)이며 두번째는 C.I.P 토류벽에 J.S.P 보강을 실시하고 S.C.W 토류벽을 추가로 설치한 후 약간의 굴토 작업(단면 A:1.2m굴토, 단면 B:2.0m 굴토)이 있을 때(공정2)였다. 측정은 현장의 4번중 2번(단면 A, B)의 중앙부에 대해 실시했으며 측정 결과는 그림 2와 같다. 공정1의 경우 공사용 중차량의 통행이 있었던 단면 A에서 토류벽으로부터 4.0m 떨어진 위치에서 최대 11.75mm의 침하가 발생하였으며 토류벽으로부터 멀어짐에 따라 계속 감소하여 15.7m 떨어진 위치에서부터 침하가 발생하지 않았다. 공정2의 경우 4.0m 떨어진 위치에서 17.75mm의 침하가 발생하였으며 침하영향거리는 공정1에서와 동일했다.

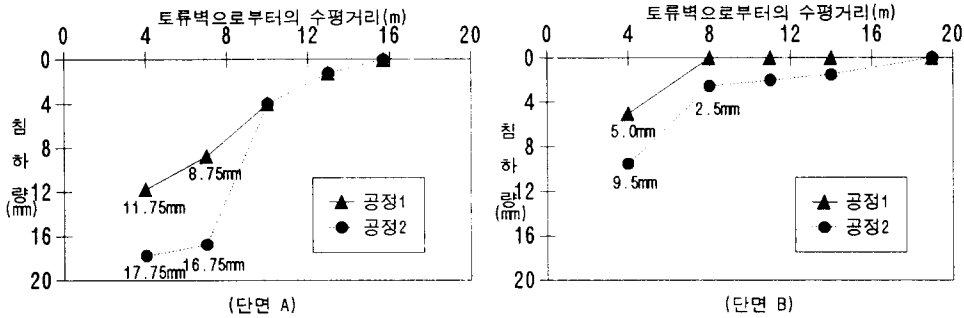


그림 2. 토류벽 설치로 인한 침하 측정 결과

2.3 경기도 ○○소평 센터

2.3.1 지하연속벽 및 중간말뚝 설치 공정

본 현장에서는 토류벽을 지하연속벽으로 형성하였다. 지하연속벽은 총 38개의 panel로 구성되어 있으며 1 panel의 크기는 평균 길이 5.0m, 폭 0.8m, 깊이 27.0m로서 연암부에 1.0m 정도 근입되도록 설치되었다. 지하연속벽은 clamshell과 chisel을 이용한 트렌치 굴착, 철근망 삽입, 콘크리트 타설 등 일반적인 지하연속벽 시공 방법으로 형성되었다. 또한 본 현장에서는 버팀재로서 스트러트를 사용하므로 굴토공사가 시작되기 전에 스트러트 지지를 위한 중간말뚝을 시공하였다. 중간말뚝은 길이 26.5m의 auger로 지반을 천공한 후 30.0m길이의 H형강을 크레인으로부터 자유낙하시켜 천공후 함몰된 부분까지 떨어뜨린후 vibro hammer로 조금씩 타입하여 연암부라고 판단된 지층 부근에서 약간 더 타격하는 형식으로 설치되었다.

2.3.2 측정 결과

지하연속벽 설치 공정동안의 지표침하 측정 결과, 지하연속벽 설치가 완료되었을 때 A-line의 경우(그림 4 참조) 지하연속벽으로부터 1.5m 이격되어 있는 측정점에서 최대 6.0mm(트렌치 굴착 깊이(H)의 0.023%), A'-line의 경우 2.0m 이격되어 있는 측정점에서 최대 5.0mm(트렌치 굴착 깊이(H)의 0.019%)의 침하가 발생하였다. 침하량의 분포는 토류벽에서 멀어짐에 따라 침하량이 점차 감소하여 토류벽으로부터 약 10.0m를 넘어서면 오히려 지표가 약간 솟아오르는(최대 2.5mm) 형상을 띄었다. (그림 3 참조)

지하연속벽 설치 완료후, 스트러트 지지를 위한 중간말뚝 설치 공정동안 A-line의 경우 토류벽에서 1.5m 이격된 A1 측정점에서 1.75mm, A'-line의 경우 토류벽에서 2.0m 이격된 A'1측점에서 1.75mm의 침하가 추가로 발생하였다.

을 고려하면 배면측 상재하중으로 인한 영향이 컸을 것으로 판단된다. 또한 C.I.P공사시 C.I.P설치 선으로부터 약 8.0m정도 떨어진 지표에서 공기가 분출되었던 사실로부터 현장의 지표 부근 지반이 상당히 느슨한 것을 간접적으로 파악할 수 있었다. 결과적으로 3개 현장의 측정 결과를 종합해볼 때 현장주변의 상황, 지반조건, 시공 방법등에 따라 토류벽 설치 등으로 인한 지표 침하량 및 침하 영향 거리도 상당한 차이를 보일 수 있음을 알 수 있다. 따라서 토류벽 설치시에도 인접 구조물의 종류와 위치, 상재하중의 유무, 지반조건 등을 고려한 시공 방법 및 공사 관리가 결정되어야 한다.

3. 굴토로 인한 인접 지반의 지표침하

다음에서 제시된 지표 침하는 주로 굴토로 인한 응력이완 때문에 발생하는 변위가 대부분이며 토류벽 설치, 중간 말뚝 설치, 깊은 기초의 설치, 압밀, 지하수위 저하 등으로 인하여 발생하는 지표 침하는 거의 제외된 것이다.

3.1 경기도 ○○ 쇼핑 센터 현장

3.1.1 현장 개요 및 주변 상황

본 현장은 지하 5층, 지상 6층의 RC(Reinforced Concrete)구조로 된 구조물을 신축하기 위한 공사로서 구조물 기초 및 지하층 축조를 위해 지하연속벽(diaphragm wall)으로 토류벽을 형성하고(지하연속벽은 본체 구조물의 외벽으로 이용) 스트러트 지보를 설치하면서 지표로부터 18.5m 깊이까지 굴착 공사를 수행하였다.

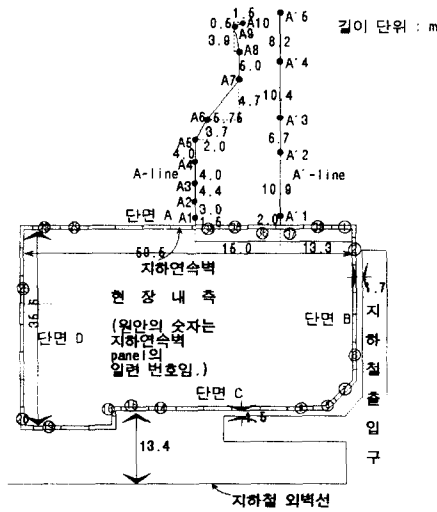


그림 4. 지표 침하 측정점 위치

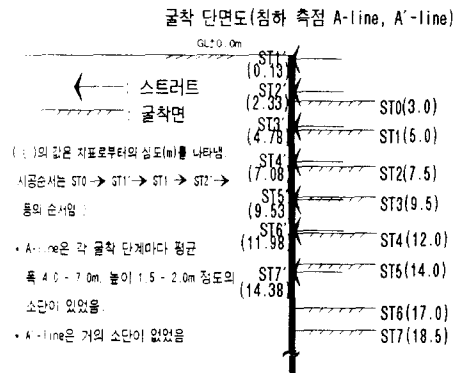


그림 5. 굴착 표준 단면도

현장 주변에는 4면중 2면에 개통되지 않은 지하철의 본선 구간과 역사가 위치해 있으며 나머지 2면은 인접 구조물이 없는 상태이다. 현장이 위치한 곳은 개발이 진행중인 지역으로서 차량이나 인적 통행이 상당히 적은 편이었다. 현장의 지반조건은 그림 1에 나타난 바와 같으며 공사 개시이전 지하수위가 GL-7.0m - GL-9.70m정도였다. GL-18.0m의 굴착 깊이를 보인 상황에서 지하수위는 GL-7.0m - GL-11.65m정도로 최대 2.0m정도의 수위저하가 일어난 단면이 있었으나 굴착 완료시까지 침하 측정이 이루어진 단면A의 경우 공사개시전 GL-7.0m의 수위를 굴착

완료시까지 지속적으로 거의 유지하고 있었다. 다른 단면과는 달리 단면A의 수위가 일정하게 유지된 것은 현장내로 유입된 지하수를 단면 A쪽으로 배수하는 방식을 취했기 때문이다. 배면측 지표침하의 측정 위치는 그림 4에 나타난 바와 같으며 굴토과정은 그림 5에 제시되어 있다.

3.1.2 침하량 및 분포형태

3.1.2.1 변 중앙부(A-line)

A-line은 토류벽의 중앙부(현장 모서리에서 28.3m 지점(A-line이 위치한 A단면의 총길이 60.0m))에 위치하고 있다.(그림 4참조) 측정결과 최종 굴토 깊이 GL-18.5m일 때 토류벽에서 8.9m 떨어진 측정점(A3)에서 최대 50.5mm(굴토깊이(H)의 0.27%)의 침하가 발생하였다.

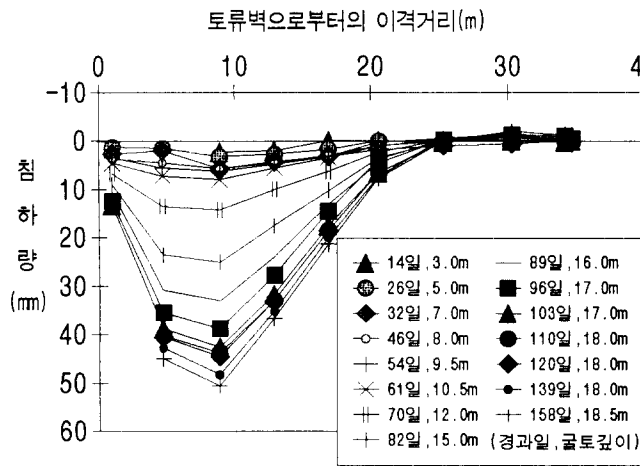


그림 6. A-line의 굴착단계에 따른 침하량 변화

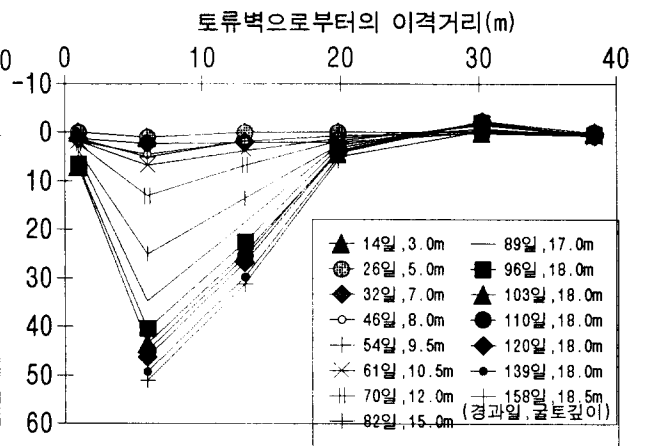


그림 7. A'-line의 굴착단계에 따른 침하량 변화

단면 A중 A-line의 침하형상은 침하량이 토류벽 부근에서부터 점차 증가하여 토류벽에서 8.9m 떨어진 측정점에서 최대값을 보인후 점차로 감소하다가 토류벽에서 25.3m인 지점에서 거의 침하량이 없는 전체적으로 아래로 볼록한 형상을 띄었다. 즉 지하연속벽과 인접 지반과의 마찰이 뚜렷하게 나타나 토류벽으로부터 1.0m 이격된 측정점에서는 최대 13.25mm(굴토 깊이 17.0m일 때)의 침하밖에 발생하지 않았다. 굴토깊이 GL-10.5m까지는 최대 침하량이 7.25mm이며 수평거리에 따른 기울기(각변위)도 상당히 작아(최대 1/1600) 완만한 침하 형태를 보였으나 GL-12.0m 굴토때부터 침하량 및 각변위가 증가하기 시작하여 최종 굴토단계인 GL-18.5m일 때는 최대 1/258의 침하곡선 기울기를 보였다. 또한 굴착이 진행됨에 따라 토류벽으로부터 수평거리 20.6m지점까지만 침하가 나타났으며 25.3m의 수평거리에 있는 측정점은 굴토공사 도중 거의 침하가 보이지 않았다. 즉 18.5m 굴착으로 인한 침하영향은 굴토깊이의 1.37배인 25.3m까지였다.

3.1.2.2 변 비중앙부(A'-line)

A'-line은 A단면의 중앙부와 모서리의 중간정도(모서리로부터 13.3m 지점(A단면 변의 총길이 60.0m))에 위치하고 있다. 측정결과 최종 굴토깊이 18.5m일 때 토류벽에서 6.0m떨어진 측정점(A'1)에서 최대 51.0mm(굴토깊이(H)의

0.28%)의 침하가 발생하였다.(그림 7참조) 굴토 깊이 10.5m인 상태까지 최대 침하량 6.75mm, 최대 기울기 1/800이 있으나 최종 굴토깊이 18.5m일 때 최대 침하량 51.0mm, 최대 기울기 1/156로서 굴착단계에 따라 침하량 및 수평거리에 대한 기울기가 점차로 증가하였다. 침하 형상은 A-line에서와 마찬가지로 지하연속벽 부근에서 작게 발생하여 점차로 증가하다가 토류벽에서 6.0m 떨어진 축점에서 최대값을 보인후 다시 감소하여 수평거리 30.2m인 축점 A'4에서부터 침하가 보이지 않았다. 즉 18.5m 굴토로 인한 침하 영향 거리는 약 25.0m 지점까지로 굴토깊이의 1.35배 정도였다. 본 현장에서 최종 굴토 및 10.5m 이상의 전체 굴토 공정에서의 침하량을 굴토 깊이로 정규화하여 나타내면 각각 그림 8, 그림 9와 같다. 여기에서 알 수 있는 바와 같이 본 현장 측정 결과 최종 굴착 단계에서(최종 굴착 깊이:H) 최대 지표 침하량은 0.28%H, 최대 침하 영향 거리는 1.5H 정도이며 10.5m 이상의 전체 굴토 공정(각 굴착 단계별 굴토 깊이:H)에서는 최대 지표 침하량은 0.28%H, 최대 침하 영향 거리는 2.0H 정도이다. 즉, 최종 굴착 단계에서의 침하량 및 영향거리가 결국은 굴착 전체 공정에서의 상한치를 거의 대표할 수 있다는 것을 알 수 있다. (단, 최대 침하 영향 거리는 초기 굴토 단계에서의 영향으로 2.0H 정도이다.)

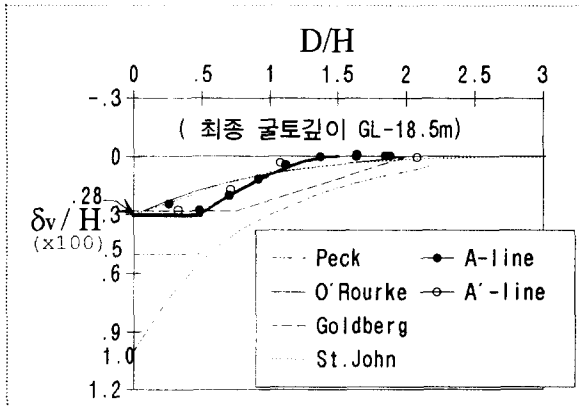


그림 8. 최종 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교

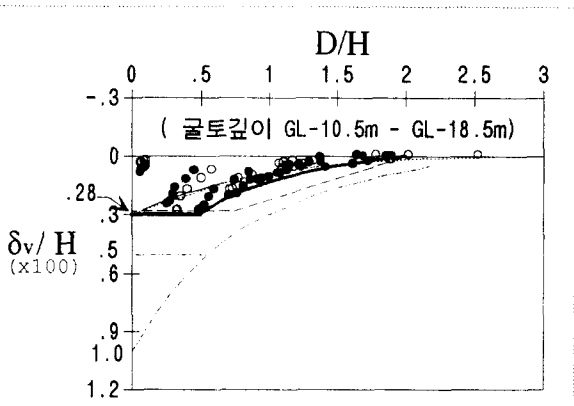


그림 9. 전체 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교

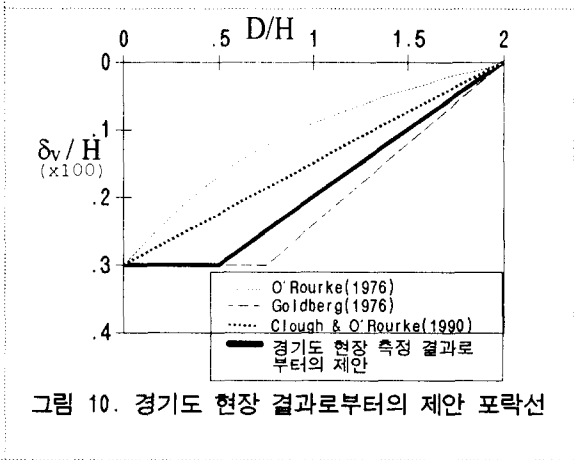
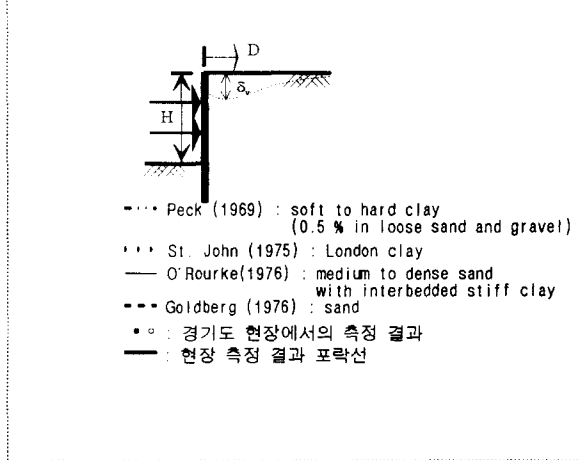


그림 10. 경기도 현장 결과로부터의 제안 포락선

본 현장에서 측정된 최대 침하량의 경우(0.28%H) St. John(1976), O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990)등이 제안한 0.3%H와 유사하나 Peck(1969)에 의해 제안된 0.5%H보다는 상당히 작은 값을 보이고 있다.(그림 8, 그림 9, 표 2 참조) (한편 Goldberg(1976)는 절대적인 최대 침하량 값을 제시하기 보다는 최대 침하량을 기준으로 한 침하분포를 제시하고 있어 직접적인 최대 침하량의 비교는 곤란하다.) 또한 본 현장에서 측정된 최대 침하 영향 거리는 사질토 지반을 기준으로 할 때 최종 굴착 단계에서는 1.5H 정도로서 기존의 연구자들이 제시한 2.0H - 3.0H보

다 작게 나타났으나 10.5m 이상의 전체 굴토 공정에서는 2.0H 정도로서 Peck(1969)이 제안한 2.5H - 3.0H보다 작으나 O'Rourke(1976), Goldberg(1976), Clough & O'Rourke(1990)등이 제안한 2.0H와 일치하고 있다.

표 2. 굴착으로 인한 인접 지표의 침하 포락선 기준(H : 굴토 깊이)

제안자	Peck(1969)	St. John (1975)	O'Rourke (1976)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke (1990)		경기도 현장 측정 결과
항 목	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.5%H(?)	0.3%H	0.3%H	0.28%H
최대 지표 침하량							
최대 침하 영향 거리	2.5H - 3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	3.0H	2.0H
지반 조건	loose sand and gravel	London stiff clay	medium to dense sand with interbedded stiff clay	sand(granular soil)	sand	stiff to very hard clay	silty sand and sand

한편 구조물의 안정성을 판단할 때 일반적으로 절대 침하량과 더불어 부등침하량이 중요한 판단기준이 된다. 이러한 구조물 부등침하와 직결되는 침하 곡선의 위치별 최대 기울기를 분석하면 침하량과 침하곡선의 기울기가 가장 컸던 최종 굴착 단계에서의 측정 결과를 기준으로 했을 때 0.5H - 1.0H구간에서 1/263(=3.8/1000)로서 기존의 연구자들이 제시한 기준보다 컸다.(표 3 , 그림 11 참조)

표 3. 굴착으로 인한 인접 지표의 침하 곡선의 각변위

St. John (1975)	O'Rourke(1976)				Goldberg(1976)				Clough & O'Rourke (1990)			경기도 현장	경기도 현장		
0 - 0.5H	1/410	0 - 0.5H	1/380	0(모류백 위치)	1/200	0 - 0.75H	0.0					0 - 0.5H	0.0	0 - 0.5H	
0.5H		0.5H		0.5H	1/333							0.5H		0.5H	
-	1/510	-	1/638	1.0H	1/714			$\delta_{v,m}(%) / 125H$				0.5H	1/238	-	1/263
1.0H		1.0H		1.0H		0.75H	$\delta_{v,m}(%) / 125H$	($\delta_{v,m}$ 에 의해 결정)	1/667	1/1000	$\delta_{v,m} \leq 500$ mm일 때 최대	1.0H		1.0H	
-	1/1538	-	1/1111	1.5H	1/500	-	($\delta_{v,m}$ 에 의해 결정)				1/333	1.0H	1/556	-	1/797
2.0H		2.0H				2.0H						1.5H		1.5H	
-	1/6667	-	-									1.5H 이상	0.0	1.5H 이상	0.0
3.0H															
London stiff clay	medium to dense sand with interbedded stiff clay				sand(granular soil)				sand	stiff to very hard clay	sand and stiff to very hard clay	stiff to very hard clay	silty sand and sand	silty sand and sand	

진하게 표시된 부분은 포락선으로부터 계산된 값이 아니라 연구자들이 침하 포락선과는 별도로 침하곡선의 각변위에 대해 제시한 값이며 경기도 현장의 경우 최종 굴토 깊이에서의 침하곡선을 각 구간별로 회귀분석한 값임.

즉, Clough & O'Rourke(1990)의 제시범위(2/1000 - 3/1000)중 최대치의 1.27배, Goldberg(1976) 제시치(1/446)의

1.70배, St. John(1975) 제시치(1/510)의 1.94배로 기존의 연구 결과보다 큰 침하 곡선의 각변위를 나타내었다. 또한 1.0H이상의 구간에서는 최대 1/797(=1.25/1000)로서 Clough & O'Rourke(1990)가 제안한 2.34/1000 - 1.0/1000의 범위에 포함되었으나 Goldberg(1976)가 제안한 2.4/1000보다 작았다.(Goldberg는 침하곡선의 위치별 침하량과 무관하게 2.4/1000의 일정한 각변위를 제안했음.) 각변위에 관한 본 현장 측정 결과와 이에 준한 제안치를 기존의 연구 결과와 비교하여 도시하면 그림 11과 같다.

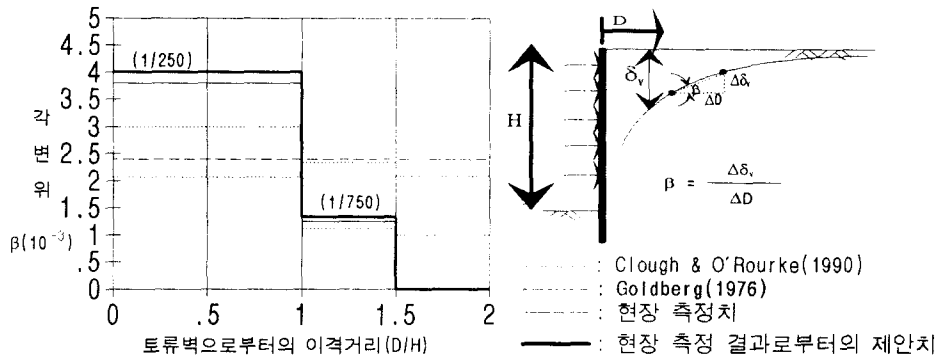


그림 11. 굴착에 따른 인접 지표의 침하 각변위

실트질 모래의 층적토, 연암 순으로 구성된 지반조건을 갖춘 경기도 현장에서의 측정 결과를 종합하면 평균 - 양호한 시공조건하에서 침하 포락선을 기준으로 할 때 단지 굴토로 인하여 힘의 재평형이 이루어질 때까지 발생하는 최대 지표 침하량($\delta_{v,m}$)은 0.3%H, 최대 침하 영향 거리(D)는 2H로 제시될 수 있다. 굴착으로 인한 침하량 산정시 St. John(1975), O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등에 의해 제시된 침하 포락선을 사용하는 것은 불안전 측이며 Goldberg(1976)에 의해 제시된 침하포락선을 이용하는 것이 타당하다.(그림 10참조) 또한 침하 곡선의 구간별 최대 기울기는 토류벽으로부터 굴토깊이 이내의 범위(1.0H 이내)에서는 기존의 연구자들이 제시한 기준을 이용하는 것은 불안전측이 될 수 있다.(그림 11참조)

한편 굴토 단계별 평균 침하량은 Clough & O'Rourke(1990)가 제시한 0.15%H보다 큰 0.19%H였다.(그림 12참조)

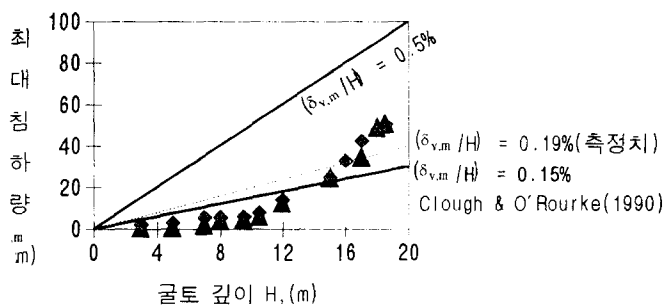


그림 12. 굴토 깊이에 따른 최대 침하량 분포

3.2 서울 ○○ 빌딩 현장

3.2.1 현장 개요 및 주변 상황

본 현장은 지하 6층, 지상 14층의 RC(Reinforced Concrete)구조로 된 구조물을 신축하기 위한 공사로서 구조물 기초 및 지하층 축조를 위해 가시설 토류벽을 형성하고 스트러트 지보를 설치하면서(일부 단면은 앵커로 보강) 지표로부터 23.7m 깊이까지 굴착 공사를 수행하였다. 현장 주변에는 4면중 1면은 주차장이 위치하고 있으며 2면에 인접하여 건물이 위치하고 있는데 인접 건물의 위치와 종류는 그림 13, 표 4에 각각 나타나 있다. 굴토가 완료된 단면은 건물 A쪽 전제와 건물 B쪽의 일부인데 건물 A쪽은 현장의 토류벽을 따라 비스듬한 방향으로 위치하고 있다. 건물 A쪽은 현장 토류벽으로부터 가장 가까이에 2.5m높이의 담장이 있으며(토류벽과의 최소 이격 거리 : 6.5m, 최대 이격거리 : 15.6m), 담장에 바로 인접하여(2.0m 떨어져 있음.) RC구조로 된 폭 3.7m, 높이 6.0m의 사무실이 있으며 여기에서 3.5m 떨어진 위치에 건물 A가 있으며 기초의 위치는 GL-3.0m 정도이다. 한편 건물 B쪽은 폭 38.0m, 높이 51.6m의 구조물이 GL-12.8m에 기초를 두고 토류벽과 나란하게 위치하고 있다.

표 4. 인접 구조물의 종류

항 목 구조물	구조형식	기초의 종류	토류벽으로부터의 이격거리(m)
건물 A	지상5층, 지하1층, RC구조	전면기초	15.6
건물 B	지상14층, 지하3층, RC구조	전면기초	11.9

토류 시스템은 엄지말뚝(soldier pile), 토류판으로 토류벽을 형성하였다. 또한 토류벽 배면측에 Soil Cement Mixed Wall(S.C.W)을 추가로 설치하여 토류벽을 보강하였다. 버팀재로서는 H형강을 스트러트(strut)로 이용하였다. 또한 건물 A쪽과 주차장쪽의 일부는 주로 현장 평면의 모서리 부분을 보완하기 위해 앵커(ground anchor)를 상,하 스트러트사이에 추가로 설치하였다.

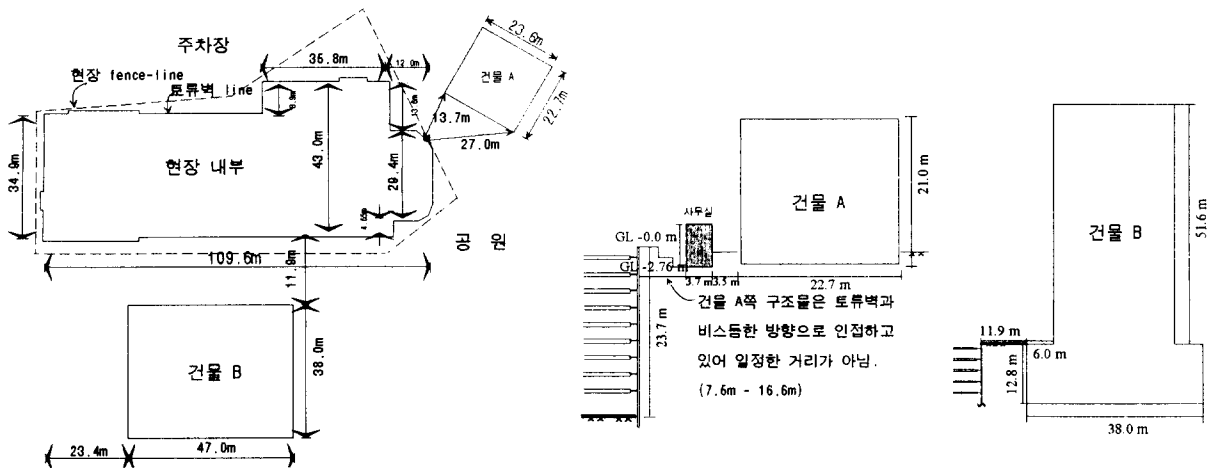


그림 13. 굴착 현장 및 인접 구조물의 위치도

3.2.2 지반조건

본 현장의 지형은 북악산으로부터 연결되어 있는 소구릉과 야산으로 형성된 노년기 지형이며 지질은 주로 중생대 백악기에 속하는 화강암이 저반암으로 광범위하게 분포하고 있으며 풍화대가 상당한 심도까지 진행되어 있다. 풍화대 하부에는 연암, 경암층이 분포하고 있으며 풍화대 상부에는 주로 회갈색 또는 회색의 실트, 모래, 자갈 등의 혼합층으로 구성되어 있다. 즉 본 현장의 지층구성은 일반적으로 볼 때 지표로부터 1) 표토 2)풍화토 3)풍화암 4)연암 등의 순서로 대별할 수 있다. 총 60개공을 천공하여 표준관입시험을 실시하였다. 표준관입저항치는 지표로부터 선형적으로 증가하다가 GL-10.0m부근부터 50이상 나타내었다. 이 때 측정된 지하수위는 본 현장에서 '95년 6월말 굴토가 시작되기 전에 GL-21.3m - GL-24.0m정도에 분포하고 있었으며 굴토가 거의 완료되는 시점까지 지하수위가 나타나지 않았다. 60개공중 현장 중앙부에 위치한 시추공에 대한 시험 결과를 예로 들면 오른쪽 그림과 같다.

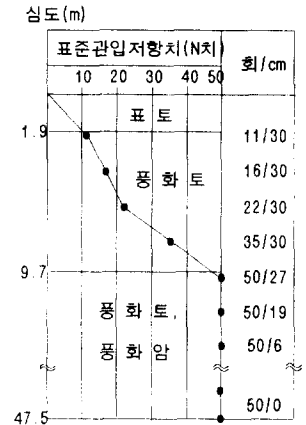


그림 14. 표준관입시험 결과예

3.2.3 계측 및 굴착 과정

설치된 계측기의 종류 및 수량은 표 5와 같으며 지표침하게 및 수평 변위 측정을 위한 삼입식 경사계의 설치위치는 그림 15와 같다. 굴착 및 버팀재 설치의 과정은 버팀재 설치 위치보다 약 2.5m - 3.5m정도 더 굴착한 상태에서 버팀재를 설치해가는 방식이었다. 버팀재는 평균 수평간격 4.5m, 평균 수직간격 2.7m로 H형 말뚝 300×300×10×15짜리 2본씩을 사용하였다. 한편 토류벽 근처의 미 굴토된 흙(berm)은 거의 없는 상태였다. 본 현장의 전체적인 굴토 및 스트러트의 설치 표준 단면도는 그림 16과 같다.

표 5. 계측기의 종류 및 수량

항 목	종 류	수 량
수평변위	삼입식 경사계	9개소
지하수위	지하수위계	9개소
지표침하	침하봉, 침하핀	47개소
구조물 각변위	각변위계(tiltmeter)	6개소
구조물 부등침하	부등침하 측정용 자	5개소

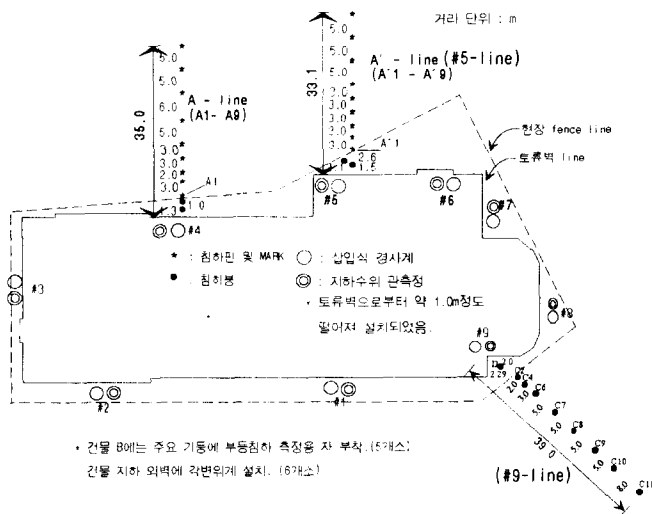


그림 15. 계측기 배치 평면도

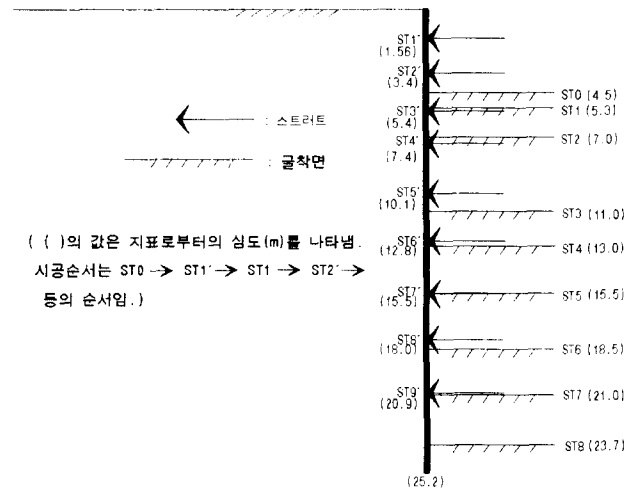


그림 16. 굴착 및 스트러트 설치 표준 단면도

3.2.4 침하

본 서울 OO빌딩 현장은 굴착 이전부터 완료시까지 지하수위가 GL-21.3m - GL-24.0m 정도로 유지되어 굴착동안 지하수위가 저하됨으로써 연직효율 응력 증가로 인하여 발생하는 압축 또는 압밀 침하는 거의 없다고 판단되며 동시에 시공도중 토류벽을 통하여 지하수와 함께 토사가 누출되는 현상도 없었다. 즉 본 측정 결과는 굴토로 인하여 힘의 재평형이 이루어질 때 발생하는 변위가 대부분이라고 할 수 있겠다.

측정 결과 굴토 깊이 5.0m 정도(ST0, ST1)까지는 별다른 침하가 나타나지 않았으나(적어도 토류벽으로부터 2.0m 이상 떨어진 측정점들에서) 7.0m 굴토단계(ST2)부터 침하를 보이기 시작하여 굴토가 진행됨에 따라 지속적으로 침하량이 증가하였다. 침하의 형태는 토류벽쪽에 접근할수록 더 가파르게 증가하며 토류벽으로부터 멀어질수록 감소하는 곡선 형태를 띄었다. 각 측정 line별 침하 분포는 그림 17과 같다.

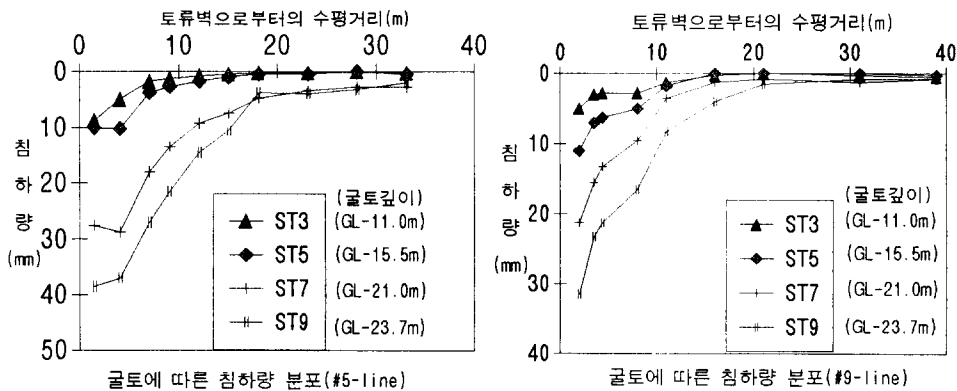


그림 17. 굴착 단계별 침하량 측정 결과

각 굴착 단계별 침하량 분포는 굴토가 진행됨에 따라 굴토 깊이 정도의 거리내에서는 침하량의 크기가 점차로 증가하며 동시에 수평 거리에 대한 침하량의 기울기도 점점 커진다. 그러나 굴토 깊이 정도의 거리를 벗어나면 침하량 및 수평 거리에 대한 침하량 기울기도 큰 변화를 보이지 않았다. 측정 결과로부터 알 수 있는 바와 같이 모서리 쪽(경사계 #9-line)의 침하량과 그 영향거리는 중앙부(경사계 #5-line)에서의 측정치에 비해 약간 작게 나타나고 있다. 경사계 #5 line의 경우 23.7m 굴착시 최대 지표침하량은 토류벽으로부터 1.5m 떨어진 지점에서 38.5mm(0.162%H), 경사계 #9 line의 경우는 2.7m 떨어진 지점에서 34.25mm(0.145%H)였다. 또한 경사계 #5 line의 경우 토류벽 부근에서부터 침하량이 점차 감소하여 33.1m 떨어진 지점(1.4H)에서 2.0mm(0.008%H)의 침하량을 보였으며, 경사계 #9 line의 경우는 21.0m 떨어진 지점(0.886H)에서 1.5mm(0.006%H)를 나타내었다. 즉 최종 굴착단계에서 토류벽으로부터 굴토깊이의 1.5배를 벗어나면 사실상 지표침하가 발생하지 않았다. 본 현장에서 최종 굴토 및 11.0m 이상의 전체 굴토 공정에서의 침하량을 굴토 깊이로 정규화하여 나타내면 그림 18, 그림 19와 같다. 여기서 알 수 있는 바와 같이 본 현장 측정 결과 최종 굴착 단계에서(최종 굴착 깊이:H) 최대 지표 침하량은 0.16%H, 최대 침하 영향 거리는 1.5H 정도이며 11.0m 이상의 전체 굴토 공정(각 굴착 단계별 굴토 깊이:H)에서는 최대 지표 침하량은 0.16%H, 최대 침하 영향 거리는 2.0H 정도이다. 즉, 최종 굴착 단계에서의 침하량 및 영향거리가 결국은 굴착 전체 공정에서의 상한치를 거의 대표할 수 있다는 것을 알 수 있다. (단, 최대 침하 영향 거리는 초기 굴토 단계에서의 영향으로 2.0H 정도이다.) 본 현장에서 토류벽과 인접 흩과의 마찰이 별로 나타나지 않은 점을 고려하여 현장에서 측정된 침하결과를 기준으로 침하 포락선을 형성했을 때 최대 침하량은 0.25%H, 최대 침하 영향 거리는 2.0H로 설정할 수 있다.(그림 20참조)

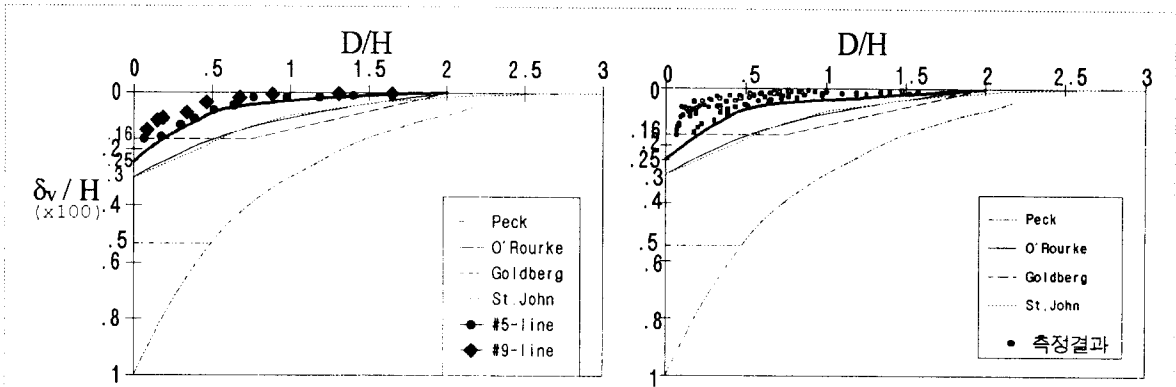
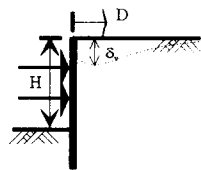


그림 18. 최종 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교
(최종 굴토 깊이 GL-23.7m)

그림 19. 전체 굴착 단계에서의 침하량 분포 비교
(굴토 깊이 GL-11.0m - GL-23.7m)



- Peck (1969) : soft to hard clay (0.5 % in loose sand, and gravel)
- St. John (1975) : London clay
- O'Rourke(1976) : medium to dense sand with interbedded stiff clay
- Goldberg (1976) : sand
- 현장 측정 결과 포락선 (최종 굴토깊이 GL-23.7m)

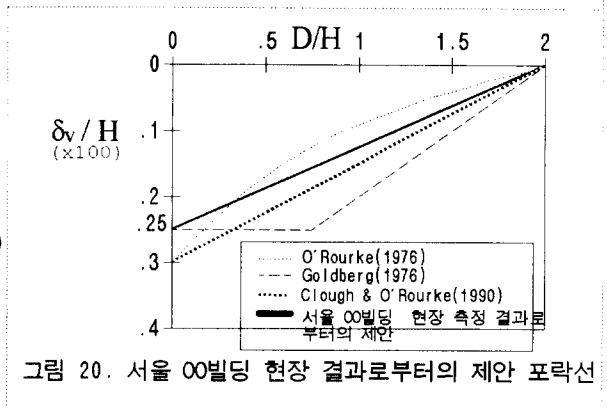


그림 20. 서울 OO빌딩 현장 결과로부터의 제안 포락선

본 현장에서 측정된 최대 침하량의 경우(0.16%H) St. John(1976), O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke등이 제안한 0.3%H보다 작으며 Peck(1969)에 의해 제안된 0.5%H보다는 상당히 작은 값을 보이고 있다.(그림 18, 그림 19, 표 6 참조) (한편 Goldberg(1976)는 절대적인 최대 침하량 값을 제시하기 보다는 최대 침하량을 기준으로 한 침하분포를 제시하고 있어 직접적인 최대 침하량의 비교는 곤란하다.) 또한 본 현장에서 측정된 최대 침하 영향 거리는 사질토 지반을 기준으로 할 때 최종 굴착 단계에서는 1.5H 정도로서 기존의 연구자들이 제시한 2.0H - 3.0H보다 작게 나타났으나 11.0m 이상의 전체 굴토 공정에서는 2.0H 정도로서 Peck(1969)이 제안한 2.5H - 3.0H보다 작으나 O'Rourke(1976), Goldberg(1976), Clough & O'Rourke(1990)등이 제안한 2.0H와 일치하고 있다.

표 6. 굴착으로 인한 인접 지표의 침하 비교(H : 굴토 깊이)

제안자	Peck(1969)	St. John (1975)	O'Rourke (1976)	Goldberg (1976)	Clough & O'Rourke (1990)	서울 OO빌딩 현장 측정 결과	
항 목							
최대 지표 침하량	0.5%H	0.3%H	0.3%H	0.5%H(?)	0.3%H	0.3%H	0.25%H
최대 침하 영향 거리	2.5H - 3.0H	3.0H	2.0H	2.0H	2.0H	3.0H	2.0H
지반 조건	loose sand and gravel	London stiff clay	medium to dense sand with interbedded stiff clay	sand(granular soil)	sand	stiff very hard clay	weathered granite soil

한편 구조물의 안정성을 판단할 때 일반적으로 절대 침하량과 더불어 부등침하량이 중요한 판단기준이 된다. 이러한 구조물 부등침하와 직결되는 침하 곡선의 위치별 최대 기울기를 분석하면 침하량과 침하곡선의 기울기가 가장 컸던 최종 굴착 단계에서의 측정 결과를 기준으로 했을 때 0.0H - 0.5H구간에서 1/466(≈2.2/1000)로서 기존의 연구자들이 제시한 기준과 유사한 값을 나타냈다.(표 7, 그림 21참조) 즉, Clough & O'Rourke(1990)의 제시범위 (1.8/1000 - 3/1000)에 속하며 St. John(1975) 제시치(1/410)의 0.88배로 기존의 연구 결과와 유사하거나 약간 작은 침하 곡선의 각변위를 나타냈다. 또한 0.5H이상의 구간에서는 1/1000 미만으로 기존의 연구자들이 제안한 결과보다 작은 값을 나타냈다. (Clough & O'Rourke(1990), 2.58/1000 - 1/1000) 각변위에 관한 본 현장 측정 결과와 이에 준한 제안치를 기존의 연구 결과와 비교하여 도시하면 그림 21과 같다.

표 7. 굴착으로 인한 인접 지표 침하 곡선의 각변위

St. John (1975)		O'Rourke(1976)				Goldberg(1976)				Clough & O'Rourke (1990)			서울 OO빌딩 현장		서울 OO빌딩 현장	
0 - 0.5H	1/410	0 - 0.5H	1/380	0.5H	1/333	0.75H	0.0					0 - 0.5H	1/265	0 - 0.5H	1/466	
0.5H		0.5H		1.0H	1/714			$\delta_{v,m}(\%)/125H$ $(\delta_{v,m}에 의해 결정)$ $1/772$	$\delta_{v,m}(\%)/125H$ $(\delta_{v,m}에 의해 결정)$ $1/772$	1/667	1/1000	$\delta_{v,m} \le 50.0$ $mm일 때$ $최대$ $1/333$	0.5H	1/104	0.5H	1/127
-	1/510	-	1/638	-	-	-	-						1.0H	8	1.0H	4
1.0H		1.0H		1.5H	1/5000								1.0H	1/500	1.0H	1/373
-	1/1538	-	1/1111	-	-	-	-						1.5H	0	1.5H	1
2.0H		2.0H		-	-	-	-						1.5H	0.0	1.5H	0.0
2.0H								이상		이상						
-	1/6667	-	-									이상		이상	0.0	
3.0H																
London stiff clay		medium to dense sand with interbedded stiff clay				sand(granular soil)				sand	stiff to very hard clay	sand and stiff to very hard clay	silty sand and sand	silty sand and sand		

진하게 표시된 부분은 포락선으로부터 계산된 값이 아니라 연구자들이 침하 포락선과는 별도로 침하곡선의 각변위에 대해 제시한 값이며 서울 OO 빌딩 현장의 경우 최종 굴토 깊이에서의 침하곡선을 각 구간별로 회귀분석한 값임.

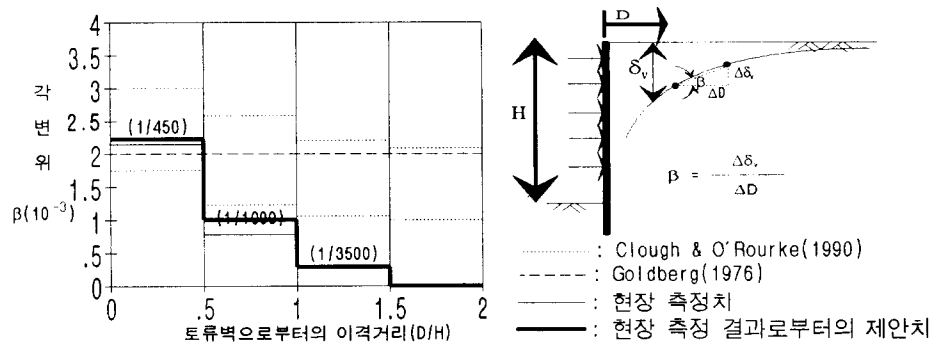


그림 21. 굴착에 따른 인접 지표의 침하 각변위

풍화토, 풍화암 순으로 구성된 지반조건을 갖춘 서울 OO빌딩 현장에서의 측정 결과를 종합하면 평균 - 양호한 시공조건하에서 침하 포락선을 기준으로 할 때 단지 굴토로 인하여 힘의 재평형이 이루어질 때까지 발생하는 최대

지표 침하량($\delta_{v,m}$)은 $0.25\%H$, 최대 영향 거리(D)는 $2H$ 로 제시될 수 있다. 굴착으로 인한 침하량 산정시 St. John(1975), Goldberg(1976) 등에 의해 제시된 침하 포락선을 사용하는 것 보다는 O'Rourke(1976), Clough & O'Rourke(1990) 등에 의해 제시된 침하 포락선을 사용하는 것이 타당하다.(그림 20참조) 또한 침하 곡선의 구간별 최대 기울기는 토류벽으로부터 굴토깊이의 $1/2$ 이내의 범위($0.5H$ 이내)에서는 Goldberg(1976)에 의해 제시된 기준을 이용하는 것은 불안전측이다.(그림 21참조)

3.2.5 경기도 ○○쇼핑 센터 현장 및 서울 ○○빌딩 현장에서의 침하 측정 결과 종합

다음은 경기도 ○○쇼핑 센터 현장 및 서울 ○○빌딩 현장에서 측정된 결과로부터 굴착 단계별 침하량과 침하곡선의 각변위를 종합하여 정리한 것이다. 그림 22는 두 현장에서의 침하량 측정 결과를 정리, 비교한 것으로 풍화토 지반인 서울 ○○빌딩 현장에서의 침하량 측정치가 모래질 중적토 지반인 경기도 ○○쇼핑 센터 현장에서의 침하량 측정치내에 포함되어 있는 것을 알 수 있다.

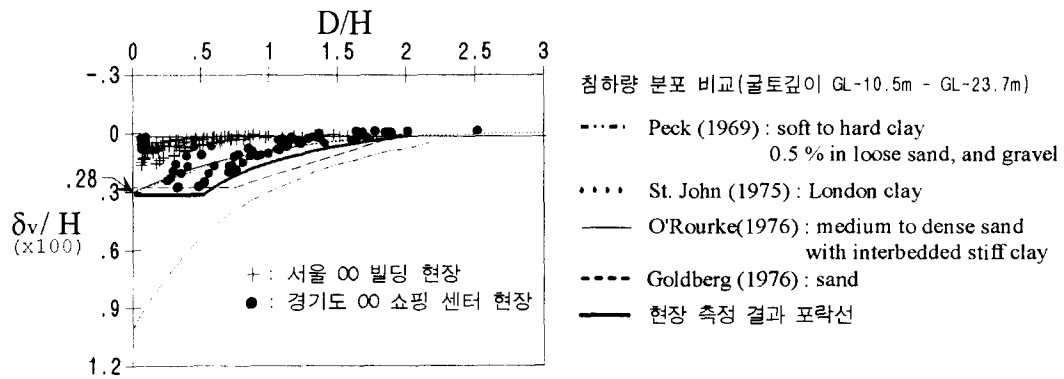


그림 22. 서울 ○○ 빌딩 현장 및 경기도 ○○ 쇼핑센터 현장에서의 침하량 측정 결과

또한 그림 23을 참조하면 침하 곡선의 형태는 서울 현장의 경우 삼각형에 가까운 분포 형태이나, 경기도 현장의 경우 사다리꼴에 가까운 분포 형태를 보이고 있다.(단, 경기도 현장의 경우는 토류벽이 지하연속벽으로 벽마찰의 효과가 큰 것으로 판단됨.) 두 현장을 모두 고려할 때 경기도 현장의 결과인 최대 침하량 $0.3\%H$, 침하 영향 거리 $2H$ 의 침하포락선으로 침하에 대한 기준을 삼을 수 있다. 한편 두 현장 침하곡선의 각변위는 일정하게 비교될 수는 없으나 서울 현장의 경우 $0.0H - 0.5H$ 의 범위에서, 경기도 현장의 경우 $0.5H - 1.0H$ 의 범위에서 가장 큰 값을 각각 보이고 있다. 두현장에서 측정된 굴착단계별 침하곡선의 각변위와 최대 침하량과의 관계를 Clough & O'Rourke(1990)가 제시한 도표와 비교한 결과, 서울 현장에서의 측정결과는 모두 기존의 제안 범위내(사선으로 표시된 부분)에 포함되었으나 경기도 현장의 경우 최종 굴착 단계 부근에서 최대 침하량에 대한 각변위가 기존의 제안 범위를 벗어나는 측정치들이 나타나고 있다. 따라서 두 현장에 대한 측정 결과를 모두 고려할 때 각변위에 대한 기존의 제안범위는 좀 더 확장되어야할 것으로 판단된다.(그림 23의 우측 그림에서 수평선으로 표시된 삼각형부분 영역까지 확장)

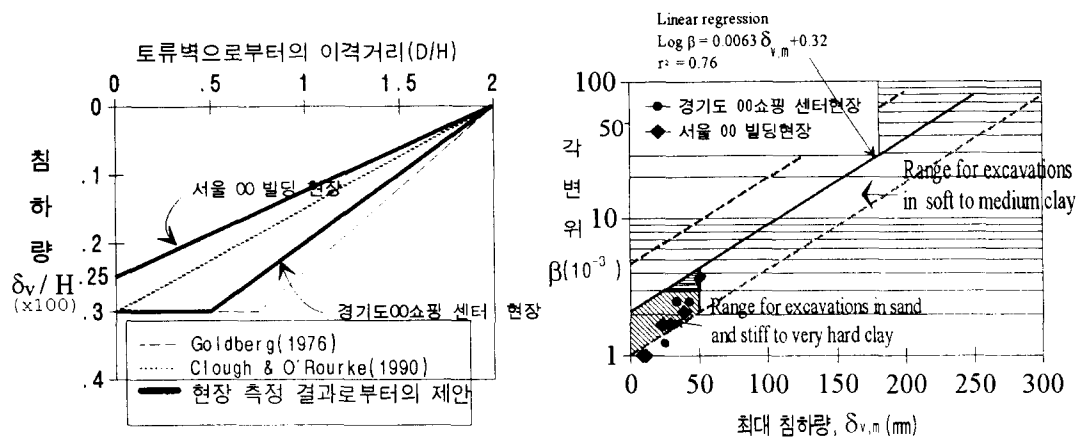


그림 23. 침하 포락선 및 최대 침하량과 각변위와의 관계

3.2.6 수평변위와 침하

굴착 단계별 수평 변위면적(A_h)과 침하량 면적(A_v)의 상호 관계는 그림 24에 나타난 바와 같으며 대부분의 경우 굴착 단계에 따라 A_h 와 A_v 가 서로 비슷한 경향을 나타내며, 이 때 A_h 보다 A_v 가 작음을 알 수 있다. 또한 그림 24과 그림 25를 참조하면 굴착 단계별 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)와 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 관계 역시 변위 면적별 상호관계와 유사한 경향을 나타내고 있다. 즉 전반적으로 굴착 공정동안 (항상 일정한 정량적인 관계를 나타내는 것은 아니나) 최대 수평변위가 최대 침하량보다 큰 값을 보이고 있음을 알 수 있다.

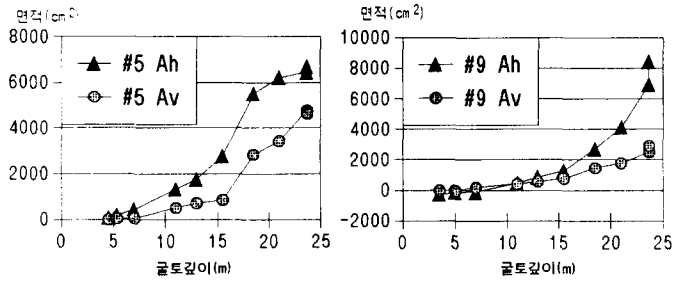


그림 24. 굴착 단계별 수평 변위면적(A_h)과 침하량 면적(A_v)의 상호 관계

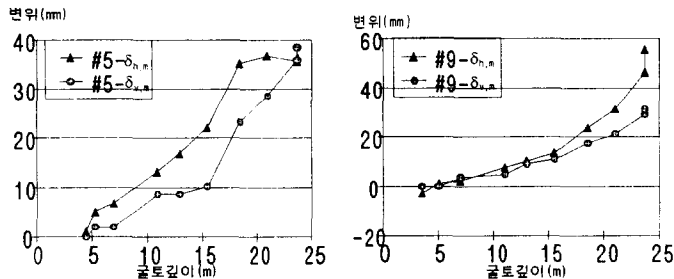


그림 25. 굴착 단계별 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)와 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 관계

한편 굴착 깊이(H)에 대한 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)와 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 분포는 그림 26과 그림 27에 각각 나타나 있다. Clough & O'Rourke(1990)는 단단한 점성토, 충적토, 사질토 등의 지반에서 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)의 경우 0.2%H, 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 경우는 0.15%H를 굴토 깊이에 따른 평균치로서 각각 제시하고 있다. 본 현장 측정 결과, 전체 굴착 공정에 걸쳐 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)의 경우 0.13%H, 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 경우는 0.12%H의 평균치를 보여 Clough & O'Rourke(1990)의 결과보다는 작은 값을 보이고 있다.

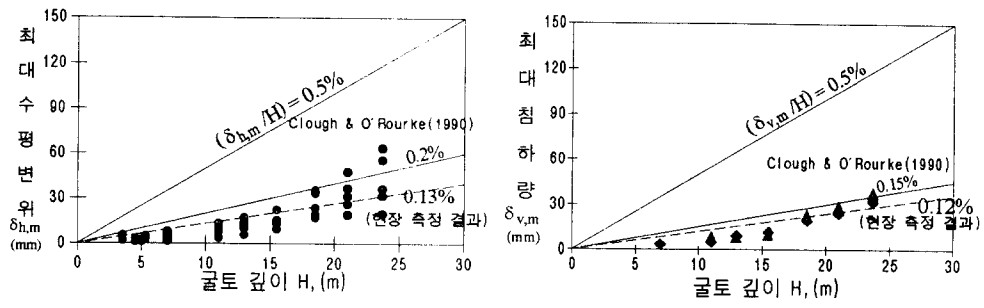


그림 26. 굴토 깊이(H)에 따른 최대 수평변위($\delta_{h,m}$)의 변화 그림 27. 굴토 깊이(H)에 따른 최대 침하량($\delta_{v,m}$)의 변화

한편 국내에서는 굴토로 인한 인접 지반의 침하를 산정할 때 수치해석적 방법 이외에 Caspe(1966)에 의해 제안된 방법을 많이 이용하고 있다. 이 방법은 점성토 지반에 대해 토류벽의 수평 변위를 알고 있을 때 인접 지반의 지표 침하량을 예측하는 방법이다. Bowles(1988)은 이 방법을 약간 수정하여 좀 더 간편한 계산 방법을 제시하고 있는데 Bowles의 간편 계산식과 본 현장에서 측정된 수평 변위 결과를 이용하여 최종 굴착 단계에서의 계산된 침하량과 실측된 침하량의 비교가 그림 28에 제시되어 있다.

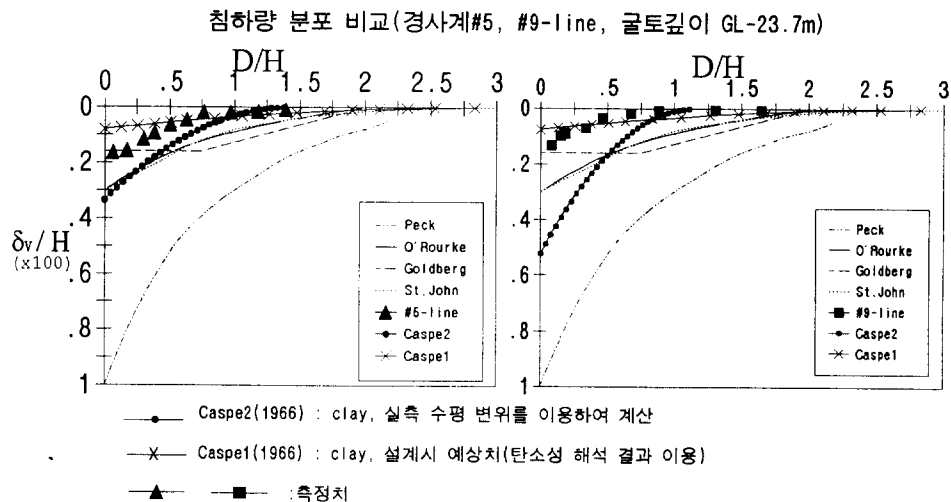


그림 28. 침하량 분포 비교

그림 28로부터 알 수 있는 바와 같이 원 설계시 계산된 수평 변위로부터 Caspe방법에 의해 예상된 값은 측정치보다 더 작은 값을 보였다.(경사계 #5-line의 경우 설계치 최대 침하량 : 19.0mm, 측정치 : 38.5mm) 그러나 측정된 수평 변위를 이용하여 Caspe 방법으로 지표 침하를 재계산한 결과 오히려 측정치보다 과대한 값(최대 침하량

79.4mm)을 얻었다. 이에 대한 원인으로서는 Caspe 방법이 점성토 지반의 경우에 대해 제시된 것이며 또한 대부분의 경우 계산식 자체가 전체 침하 면적(A_v)이 전체 수평변위 면적(A_h)보다 크게 나오도록 되어 있기 때문이다. ($A_v \approx 1.33A_h$) 그러나 본 현장에서 실측한 결과를 참조하면(그림 24참조) 전체 침하 면적이 전체 수평변위 면적보다 작으며 또한 Clough & O'Rourke(1990)등이 사질토 및 단단한 점성토 지반에 대해 제시한 측정 결과에서도 평균 최대 침하량이 평균 최대 수평변위보다 작게 나타나 있다.(그림 26, 그림 27참조) 따라서 만약 본 현장과 같은 풍화토, 풍화암 지반에 대해 굴착으로 인한 토류벽의 수평변위 면적이 정확하게 추정되었다면 Caspe의 방법을 적용하는 것은 대부분 과대하게 침하량을 산정하게 될 것으로 판단된다. 그러나 실제로 설계시 굴착으로 인한 토류벽의 수평 변위를 정확하게 산정하는 것은 상당한 난제들중의 하나이다. 만약 설계시 본 현장의 경우처럼 토류벽의 수평 변위를 실제 발생치보다 과소하게 평가했다면 Caspe 방법에 의해 추정된 침하량 역시 실제 침하량보다 작게 평가하게 된다.

3.2.7 인접 지반 및 구조물에의 영향

서울 ○○빌딩 현장에서 굴토가 완료된 단면은 주차장, 건물 A쪽이며 건물 B의 단면의 일부가 포함되어 있다. 주차장쪽은 경사계 #5가 설치되어 있는 단면으로 굴토 깊이가 18.0m일 때 토류벽으로부터 14.5m - 18.3m 떨어진 위치에서 최대 4.0mm 두께의 균열이 발생하여 굴토가 완료될 상태까지 조금씩 균열폭이 증가하였으며(최대 10.0mm 이하) 균열 길이는 거의 일정하게 유지되었다. (건물 A쪽의 피해 상황은 3.3에서 설명)

한편 건물 B쪽은 GL-11.0m정도 굴토되었을 때 토류벽으로부터 11.9m떨어진 구조물 외벽을 따라 아스팔트 도로 위에 균열이 발생한 이후 지속되었는데 초기에는 미세 균열(hair crack)이었으나 계속 증가하여 최대 폭 10.0mm정도까지 확장되었다. 이 때 건물 B 자체의 침하와 각변위(tilting)는 거의 없었다. 다른 단면에 비해 얇은 굴토 깊이에서(주차장쪽 : GL-18.0m굴토시 지표 균열 발생. 건물 A쪽 : GL-15.0m굴토시 지표 균열 발생) 지표 균열이 발생하였는바 본래 건물 B를 축조할 때 open cut으로 시공한 후 되메운 상태로 인접 지반이 형성되었기 때문에 다른쪽 지반에 비해 느슨한 상태로 존재했을 가능성이 크다.

일반적으로 도심지에서의 근접 굴착시 굴착공사로 인한 현장 주변 인접 구조물의 안정성을 검토하기 위해서는 우선 굴착으로 인한 인접 지반의 영향 영역이 결정되어야 한다. 다음은 서울 ○○빌딩 현장을 비롯하여 굴착으로 인하여 인접 지표 및 구조물에 균열이 발생한 6개 현장의 결과를 정리한 것이다.(표 8, 그림29 참조) 균열 측정 결과가 제시된 현장의 지반 조건은 주로 풍화잔적토 및 모래질 충적토 지반이며(단, 서울 ○○상가 I, II 현장의 경우는 쓰레기 매립층이 약 10.0m 정도 존재) 토류벽은 풍화암 및 연암층에 근입되어 있다. 또한 지보의 형식은 스트러트와(4개 현장) 앵커(2개 현장)로 대별되며 토류벽 형식은 임시말뚝+토류관(4개 현장), 지하연속벽(1개 현장), 강널말뚝(1개 현장) 등으로 비교적 다양한 편이다.

표 8. 인접 지반 및 구조물 균열 사례

현 장	서울 OO빌딩 (1 - 3)*	수도권 OO 지하철II(4)	경기도 OO 빌딩II(5)	서울 OO 상가I(6)	충남 OO 백화점(7)	서울 OO 상가II(8-9)*
굴착깊이(m)	23.7	18.0	24.5	18.0	35.0	18.0 - 18.5
토류벽 및 지보 형식	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	엄지말뚝 + 토류판, 스트러트	지하연속벽, 앵커	강널말뚝, 앵커
균열발생 위치 (토류벽으로부터의 이격거리(m))	11.9 - 18.3	6.0 - 18.5	12.0 - 13.0	10.95 - 15.05	26.0	11.25 - 20.0
굴착깊이(H)에 대한 균열발생 위치	0.81H - 1.08H	0.33H - 1.03H	0.49H - 0.53H	0.61H - 0.84H	0.74H	0.61H, 1.11H
토류벽 근입부 지반조건	풍화암	풍화암 - 연암	연암	풍화암	연암	풍화토 및 풍화암
최대 균열폭(cm)	2	6.6	1	1	2	20(평균 5-10)
최대 균열길이(m)	19	30	20	70	20	64
균열 발생 장소	아스팔트 포장, 2.5m 높이 담장, 건물 출입구	아스팔트 포장, 보도블록	아스팔트 포장	아스팔트포장, 보도블록	아스팔트포장, 보도블록	아스팔트 포장

* 서울 OO빌딩 현장(1-3) 및 서울 OO상가II(8-9) 현장의 경우는 균열이 발생했을 때의 굴착 깊이를 분명히 알 수 있었으나 나머지 현장은 대부분 최종 굴착 깊이를 H로 선택하였다.

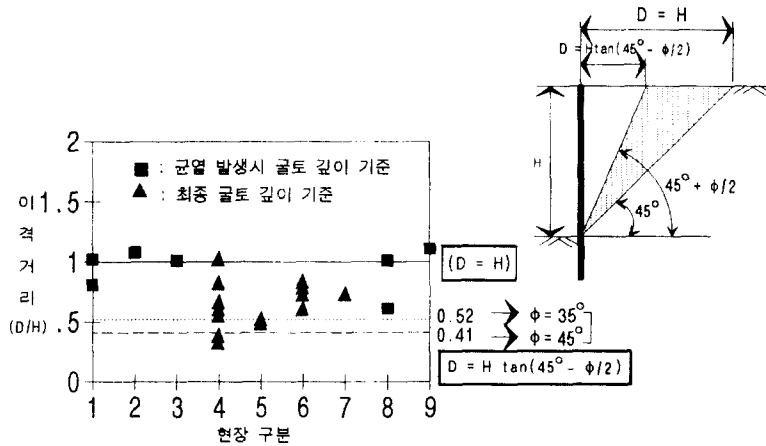


그림 29. 굴토 깊이를 기준으로 한 발생 균열의 위치

결과적으로 국내의 사질토 및 풍화토 지반(토류벽의 근입부는 풍화암 또는 연암에 위치)에서 굴착에 의한 인접 지반 지표의 균열 발생 위치는 대체로 굴착 바닥으로부터 Rankine의 주동 파괴선인 $(45^\circ + \phi/2)$ 선과 45° 선 사이에 존재하지만 균열 발생의 상한 거리는 기존에 국내에서 연구, 발표된 결과인 굴토 깊이에 해당하는 거리(1994, 김학문 등, 지반공학회 가을학술 발표회)보다 약 10% 정도 크게 나타났다.

3.3 침하속도

서울 OO빌딩 현장의 건물 A쪽은 여러 단면중 가장 심각한 문제가 발생했던 곳으로 본 단면의 피해상황으로서는 경사계 #7이 설치되어 있는 곳에 굴토깊이 15.5m 정도일 때 지표의 미세 균열이 발생하기 시작하여 굴토가 완료된 상황에서는 그림 30과 같이 형성되었다. 이 때의 지표 균열은 마치 sliding wedge가 형성된 것과 같은 형상을 띄고 있다.

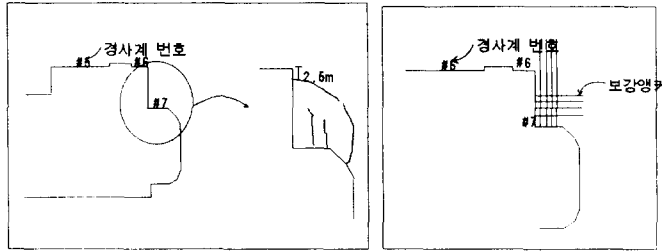


그림 30. 건물 A쪽 경사계 #7 단면의 균열 발생도 그림 31. 앵커 배치 평면도(경사계 #7)

토류벽으로부터 15.6m 이격되어 있는 건물 A의 담장은 거의 균일하게 20mm 정도의 균열이 연직 방향으로 발생하였다. 그림 32는 주변 지반 및 구조물에 피해를 일으킨 측점과 여타 측점들과의 시간에 따른 변화 비교도이다. 여기서 각 측점들은 모두 현장 fence내에 설치되었던 점들로서 토류벽으로부터 1.5m - 4.0m 범위에 위치해 있다.

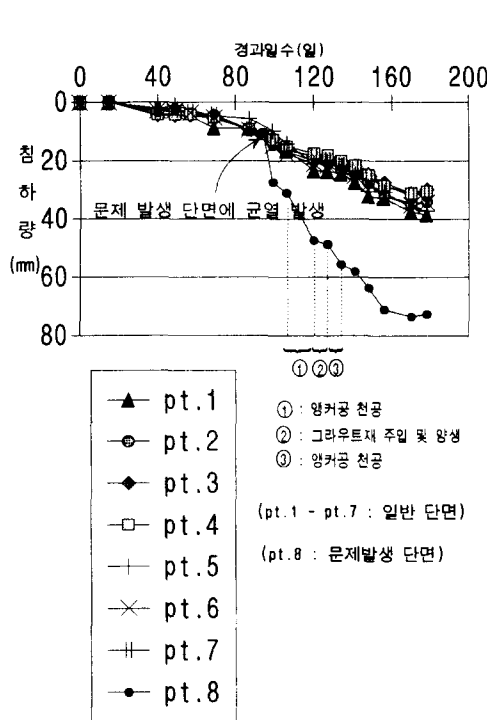


그림 32 경과 시간에 따른 침하량의 변화

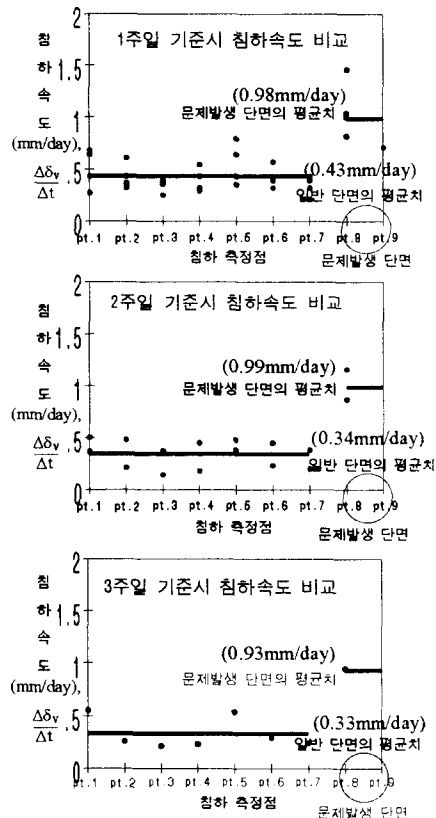


그림 33. 기준 경과일에 따른 침하속도 비교

그림 32에서 알 수 있는 바와 같이 문제가 발생한 단면의 측점(pt.8)은 균열이 발생하기 시작한 이후 다른 측점들에 서의 침하량의 약 2배정도가 지속적으로 발생하고 있으며 침하속도 역시 상당히 큼을 알 수 있다. 그림 33은 통상 현장에서 계측관리시 보강여부를 결정하게 되는 1주일, 2주일, 3주일 동안의 측정 결과중 굴착 공사 진행 등으로 인 하여 침하가 지속적으로 발생한 구간을 정리한 것이다. 문제 발생 단면의 경우 가장 큰 변위 속도를 보인 곳은 3.35mm/day로서 15.5m굴토시 5일 사이에 16.75mm가 추가로 발생한 적이 있다. 문제가 발생하지 않은 일반 단면은 0.5mm/day이하의 평균 침하속도를 보인 반면 주변 지반 및 인접 구조물에 피해를 주었던 단면의 평균 침하속도는 약 1.0mm/day이다. 결국 일반 단면과 문제 발생 단면에 대한 계측 결과로부터 판단해볼 때 인접 지반 및 구조물에 문제를 일으킬 수 있는 침하속도는 약 1.0mm/day로서 기준을 삼을 수 있다. 건물 A의 단면에 문제가 발생한 원인 으로서 첫째, 원 지반이 현장내 다른 쪽에 비해 상당히 느슨하게 구성되어 있을 수 있으며 둘째, 평면의 기하학적 형상이 돌출부(re-entrance)를 포함하고 있어 응력 해방이 이루어진 면이 2면으로서 1면만이 응력 해방이 이루어진 단면에 비해 변위가 더 발생할 가능성이 크며 셋째, 이 부분은 주로 모서리 스트러트(corner strut)로 지지되어 지지 조건이 불확실하며 넷째, 느슨한 지반의 경우 앵커 설치를 위한 과도한 천공은 상당한 지반침하를 유발시킬 수 있다는 점 등을 들 수 있다. 본 현장에서는 문제 발생 단면을 보완하기 위해 그림 31에서와 같이 상, 하 스트러트 사 이에 양방향에서 서로 직교하도록 앵커를 설치하였다. 이 때 앵커공 형성을 위한 천공시 지반의 체적변화를 유발시 킬 수 있었다고 판단된다. 예를 들어 경과 시간에 따른 침하량 분포가 제시되어 있는 그림 32에서 문제가 발생한 단면의 경우 영역 ①, ③은 앵커공 형성을 위한 천공이 있었던 시기로서 그라우팅재 주입 및 인장이 있었던 영역 ②에 비해 상당히 큰 침하 속도를 보였다.

4.결 론

풍화토 및 사질토 지반으로 구성된 국내 수도권 도심지역에서 깊은 굴착 공사시 발생하는 인접 지표 침하에 대해 현장 측정을 통한 연구를 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 인접 지반 지표는 굴토가 진행되기전 토류벽, 중간말뚝 등을 설치할 때도 지반 조건, 시공방법 등에 따라 지표 침하량 및 침하 영향거리에서 상당한 크기를 보였으며 충남 현장의 경우 최대 침하량은 토류벽에서 4.0m 떨어진 위치에서 17.75mm, 최대 침하영향거리는 토류벽 설치 심도의 0.65배까지 나타났다.
- (2) 실트질 모래층의 두께가 약 20.0m인 경기도 현장의 경우 전체 굴토 공정(굴토 깊이 : H)에서의 침하 포락선은 0.3%H의 최대 침하량, 2H의 침하 영향거리로 제시될 수 있으며 St.John(1975), Clough & O'Rourke(1990) 등에 의해 제시된 포락선 기준을 적용하는 것은 불안전측이며 Goldberg(1976)에 의해 제시된 기준을 적용하는 것이 타당하다. 침하곡선의 각변위는 기존의 연구자들이 제시한 기준을 이용하는 것은 불안전측일 수 있다.
- (3) 풍화토의 두께가 약 15.0m인 서울 현장의 경우 전체 굴토 공정에서의 침하 포락선은 0.25%H의 최대 침하량, 2H의 침하 영향거리로 제시될 수 있으며 St. John(1975), Goldberg(1976) 등에 의해 제시된 침하포락선 및 침하곡선의 각변위 기준보다는 Clough & O'Rourke(1990)에 의해 제시된 기준을 적용하는 것이 타당하다.
- (4) 6개 현장의 측정 결과 굴착에 의한 인접 지표의 균열 발생위치는 굴착바닥면으로부터 Rankine의 주동파괴선인 $(45^\circ + \phi/2)$ 선과 45° 선이 토류벽 뒷편 지표와 만나는 위치 사이에 대체로 존재하며 토류벽으로부터 굴토 깊이의 최대 110% 정도의 위치까지 지표 균열이 발생하기도 하였다.

(5) 주변 지반 및 인접 구조물에 피해를 주게 되는 지표 침하속도는 서울 OO빌딩 현장의 경우 토류벽으로부터 4.0m 이내의 위치에서 약 1.0mm/day로서 제시될 수 있었다.

참 고 문 헌

1. Goldberg-Zoino and Associates(1976). Lateral support systems and underpinning Vol. 1, FHA, PB-257 210, pp.4-22.
2. 김학문 등(1994). 버팀굴착에서 인접 구조물의 영향평가. '94 가을학술발표회 논문집, pp.139-1481.
3. NAVFAC(1982). DM-7.2, pp.13-20.
4. Bowles, J. E.(1988). Foundation Analysis and Design. 4th Ed. McGraw-Hill Book Co., pp.658-661.
5. St. John.(1975). Field and theoretical studies of the behaviour of ground around deep excavations in London clay. Ph. D. thesis, Churchill College, Cambridge Univ.
6. O'Rourke, T. D.(1975). A study of two braced excavations in sands and interbedded stiff clay. Ph. D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign.
7. John Dunicliff(1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. John Wiley & Sons, Inc., pp.207-209.
8. Caspe, M. S.(1966). Surface settlement adjacent to braced open cuts. JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM 4, pp.51-59.
9. Clough, G. W., Smith E. M., and Sweeney B. P.(1987). Movement control of excavation support systems by iterative design. Found. Eng. Vol. 2, ASCE, Proc. of Congress, pp.869-884.
10. 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, ASCE, pp.439-470.
11. Peck, R. B.(1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. Proc. of 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico, Vol. 4, pp.259-290.
12. 한국지반공학회(1992). 굴착 및 흠막이공법, 지반공학 시리즈 3권, pp.433-446.