

## 근접 깊은 굴착에 따른 거동과 그 문제점 On Behavior of Deep Excavations Adjacent to Underground Structures

이종규<sup>1)</sup> Chong-Kyu Lee

<sup>1)</sup> 단국대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Dan-Kook

### 개요(SYNOPSIS)

The problems associated with deep excavations have been called for a great attention in the large urban areas because of subway and underground constructions for parking lots to cope with rapid growth of traffics.

Recently, the study and performance of braced excavations have been significantly developed but there are many difficult problems in details.

In this lecture, the problems of the deep excavations are partly reviewed and the principles of the LRFD method for a retention wall system are briefly introduced.

**주요어(Key words)** : Deep excavation, water pressure, settlement, retention wall, LRFD.

### 1. 서론

최근 급격한 산업발전에 따라 도시지역에서는 기반시설(infrastructure)에 대한 확장사업이 가장 주된 과제로 떠오르게 되었다. 즉 대도시로의 인구집중과 용지면적의 부족현상은 대규모의 신속한 교통체계를 요구하게 되었고 고밀도화된 고층건물의 신축수요는 주차장확보를 위한 지하공간의 이용을 필연적으로 요구하게 되었으며 따라서 깊은 지하굴착을 위한 횡토압의 지지문제가 초미의 관심사로 되었다.

횡토압에 대한 지지문제는 Coulomb(1773)의 흙쇄기론 이래 끊임없이 연구되어 왔지만 깊은굴착시 흙막이 구조물에 관한 괄목할만한 발전은 과거 25년간에 크게 이루어져 왔다.

우리나라에서의 흙막이 구조공법에 관한 발전 역시 1970년대 이전에는 거의 언급할만한 사안이 없었고 1971년 서울지하철 건설을 계기로 당연히 중요 연구대상으로 대두되었으나 학문적 또는 기술적인 측면에서 외국의 예를 모방하는 수준을 벗어나지 못하였다.

지하철 건설로 인한 깊은 굴착 문제가 급증하는 서울의 교통문제 해결을 위하여 비롯된 것과 마찬가지로 1989년도를 기점으로 도심지 건물 지하층을 위한 깊은 굴착 역시 세제면에서의 요구와 교통량 수요에 대응하기 위한 고층건물 지하 주차장확보 목적하에 이루어졌다는 사실은 매우 흥미로운면이 있다.

수도 서울의 2기까지의 지하철 노선중 거의 절반수준인 100km 이상이 개착식공법으로 설계, 시공되었거나 건설중이며 서울 도심지에 11층 또는 연면적 10,000m<sup>2</sup> 이상의 고층건물 신축과 지하층을 위한 굴착공사가 1990~1992년의 3개년간에 약 750개소로 집중현상을 나타냈고 굴착규모도 커서 100m × 100m정도의 사례도 있었을 뿐 아니라 굴착깊이도 25~35m 정도가 대다수였으며 몇, 몇건물은 40m 이상의 심도로 깊은 굴착이 수행 되었다.

이러한 대규모 깊은 굴착은 서울지방에만 국한된 것이 아니고 부산, 대구, 광주 및 인천등 대도시의 지하철 및 고층건물 건설등으로 이어졌고 이러한 과정을 통하여 깊은 굴착에 관한 설계, 시공 및 계측 관리에 관한 연구가 필연적으로 활발하게 추진되지 않을 수 없었다.

그러나 다른 한 측면에서 고찰할 때 과거 5~6년간 국내 깊은 굴착공법에 관한 발전은 대부분의 타 분야 산업에서와 마찬가지로 어떤 부분에서는 깊은 연구발전이 이루어져 왔지만 다른 한부분에서는 외국기술의 모방수준은 물론 무모한 공법의 강행으로 많은 부작용을 초래하였던 것도 부인할 수 없는 사실이다.

또, 이들 무리한 공법의 적용으로 대형붕괴사고등이 유발되었어도 그 원인, 진행상황 및 대책등이 제대로 보고되고 토의되는 대신 은폐, 왜곡되어 그 개선책이 강구되지 못하였고 그결과 같은 유형의 붕괴가 반복된 면도 없지 않았을 뿐 아니라 관심대상의외로 방치되었던 경우도 허다하였다.

위와 같은면에서 본 강좌는 어떠한 이론의 전개나 새로운 연구결과에 따른 제안을 위한 것이 아니라 지금까지 도심지에서 고층건물이나 지하매설물에 근접하여 건설되고 있는 깊은 굴착에 관한 연구결과, 설계 및 시공상의 문제중 간과되었거나 개선책이 요구되는 부분을 도출하여 이를 검토, 분석하고 다른 한편으로는 그동안 부재단면 설계에서 허용응력 설계법(ASD)에만 의존해오던 설계방법을 Diaphragm 벽체구조물을 예로하여 하중-저항계수 설계법(LRFD)의 원리를 일부 간략히 소개하므로써 앞으로 지향해야할 목표를 설정하려는데 그 의의를 두었다

## 2. 근접굴착시의 거동 고찰

건물이나 지하매설물에 근접하여 시행하는 굴착행위는 안정상태의 주변지반을 불안정한 상태로 변화시키므로써 인접구조물의 안정성을 저하시키거나 붕괴상태로 유도하는 행위로 볼 수 있으며 가설 흙막이 구조물은 이 주변 지반의 불안정화를 가능한 공법으로 억제시키려는 노력으로 생각할 수 있다.

그림 1은 필자가 많은 강좌(이종규 1992)에서 언급한 굴착공사에 따른 여러거동을 종합적으로 나타낸 것이다. 그림에서 명백한바와 같이 주된거동은 흙막이 벽체와 지지구조의 안정문제, 흙막이 구조물은 안정하되 설치 및 굴착시의 변위로 인한 인접지반의 침하 및 그에 수반하는 인접구조물의 침하, 경사, 균열등으로 인한 안전성의 문제이며 이 밖에도 굴착저면의 히빙, 파이핑문제 및 배면지반 지하수 강하에 따른 지반손실(ground loss)문제 등은 우리가 당면하는 가장 중요한 굴착시의 문제점이다.

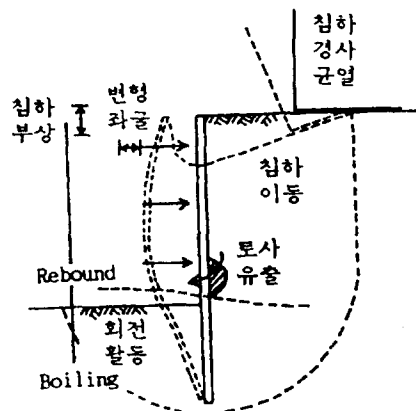


그림 1. 굴착공사에 따른 제반거동

그림 1에 대하여 고찰해 본다. 만일, 보통의 건설 공사에서라면 축조되는 구조물의 안정성확보가 주목적이된다. 그러나 근접굴착에서는 흙막이 구조물 자체의 안전성은 물론 주변지반 침하로 인한 인접구조물에도 어떠한 피해가 발생되어서는 안될 것이므로 설계자는 물론 이 두가지 문제를 동시에 만족시키도록 그 해결책을 강구 하여야 할 것이다. 또한, 이러한 안정성을 확인하기 위하여는 굴착중 정확한 계측 관리가 이루어져야 하지만 그렇다고 문제가 해결된것도 아니다. 왜냐하면 흙막이 구조물의 안정성을 위한 설계, 인접지반 거동 및 인접 구조물에 대한 거동은 추정치에 의하여 이루어지기 때문이다. 많은 연구에도 불구하고 설계시의 추정치와 실측치 사이에는 상당히 차이가 있다는 것은 널리 알려진 사실이다.

두 개의 대상구조물 즉, 흙막이 구조물과 인접구조물의 계측결과가 설계상의 추정치와 일치된다면 이는 공학적으로 최상의 해결책이지만 만일 두가지 모두 설계단계에서 과대하게 안정성이 고려되었거나 반대로 과소하게 되었다면 이러한 흙막이 구조물 설계는 무모하다고 생각할 수 있다. 따라서 우리 토질공학자가 해결하여야 할 시급한 문제는 이 3자간의 조화를 어떻게 이루느냐에 달려 있다하여도 과언이 아니다.

### 3. 근접굴착에서 고려할 문제

근접굴착에서는 앞에서 언급한 바와 같이 계획, 설계 및 시공에 당하여 대상 흙막이 구조물은 물론 주변지반과 인접구조물에 대한 응력 상태 및 변형상태를 정확히 예측하여야 하지만 이는 용이한 일이 아니다. 그 이유중 대표적인 요소는 근접시공의 문제가 근본적으로 지반조건과 흙막이 구조물 및 인접구조물 상호 관계에 관한 문제로서 그들 사이의 불확정 요소가 많이 개재되어 있기 때문이다. 문제점중 중요한 부분을 살펴 보면 다음과 같다

- (1) 지반 특성을 파악하는 문제
- (2) 설계 외력에 관한 문제
- (3) 흙막이 구조의 해석 기법
- (4) 부재 단면의 설계
- (5) 인접지반 침하 해석
- (6) 기타 문제

### 4. 지반 특성을 파악하는 문제

지반 구성이나 특성의 정량적 파악이 예측정도에 직접적으로 영향을 주는 것은 명백하다. 그러나 통상적 지반 시험은 주로 강도를 추정하기 위한 것이지 변형해석을 위한 것이 아니기 때문에 변형문제를 추정하기는 쉬운일이 아니다. 또, 현재 관용적으로 적용되는 대부분의 토질정수 추정은 표준관입시험치(N값)에 절대적으로 의존하고 있으나, 시험시의 에너지비(energy ratio), 결과치의 보정방법등 N값 추정 및 이로부터 토질정수를 추정하는 방법의 신뢰도에 따라 지반특성 파악에 직접적인 영향을 줄 것이다.

우리나라 내륙지방의 지층 구조는 대부분 토사층 및 암반층으로 구성된 다층지반이다. 굴착시 암반층에서의 거동은 불연속면(절리, 층리 등), 풍화정도, 초기 지중응력 상태에 영향을 받게 되지만 그 중에서도 불연속면의 규모나 거동은 그 영향이 지대하다. 특히 경기 편마암지대에서 간헐적으로 나타나지만 단층 또는 파쇄대가 존재하는 경우에는 모암의 강도 대신 단층재료의 성질을(graphite, biotite) 고려하여 설계에 반영하여야 한다는 것은 경험을 통하여서도 확인된 바 있다.(대치동 및 역삼동 빌딩, 분당 서현역사등)

암반층 중에서도 풍화암층에 대한 지반정수 추정은 설계자에 따라 가장 심한 편차를 보여준다. 이 문제는 단순히 설계자의 판단에 의존할 문제가 아니라 원위치 시험의 어려움, 시료채취 및 실내시험의 난점등이 있으나 반드시 이를 극복하여 어느 정도 표준화하는 연구과업이 시급하다고 하겠다.

### 5. 설계외력

흙막이 구조물에 작용하는 설계외력은 횡토압, 지하수에 의한 수압 및 인접지반상의 상재하중등이 있으며 이외에도 가설중기의 중량 및 지진하중도 설계외력에 포함된다. 위의 설계외력중 주된요소는 토압과 수압의 양자를 포함하는 횡압력이다.

## 5.1 토 압

흙막이 벽에서 굴착과 지지구조설치가 완료된후의 토압분포는 실측결과를 토대로 하여 사각형, 사다리꼴 및 삼각형 분포형태로 제안한 Terzaghi 와 Peck(1967), Peck(1969) 및 Tschebotarioff(1973) 등의 경험토압을 적용한다는 것은 굴착후 지하구조물이 완성되기까지 안정성을 검토하는데 매우 유용하다. 그러나 이러한 경험토압 분포를 토사층이 아닌 암반층에 그대로 적용할 수 있는지에 관해서는 많은 논의가 필요하며 특히 암반층 점착력 반영여부와 관련하여서는 앞으로 보다 많은 연구가 필요하다.(이종규, 전성곤. 1993)

횡토압 적용에서 다른 하나의 문제점은 굴착과정중의 토압분포이다. 이단계별 토압분포는 통상적으로 Rankine 또는 Caquot, Kerisel(1948)이 제안한 삼각형 토압분포를 사용하는 경우가 대부분이나 흙-구조물상호작용관계가 불명확 할 뿐 아니라 경험토압상태와 다음단계 굴착시의 삼각형 토압이 교대로 반복, 발휘되는지는 역시 의문이다. 특히 주목해야할 문제는 현재 널리 사용되고있는 횡토압을 적용하는 흙막이 구조해석에서 허용응력설계법(ASD)이 아닌 강도설계법(USD)이나 하중-저항계수(LRFD)설계법을 적용하는 경우 단계별토압설정에 어떻게 적용하여야 하는 문제인데 이 부분은 후술하는 벽체해석 부분에서 간단하게 그 원리의 일부를 고찰하기로 한다.

## 5.2 배면지반 지하수위와 수압

그림 2는 굴착시 수압적용을 위한 지하수위 강하 해석모델을 나타낸 것인데 그림 2(a)는 완전 개수식(수압=0), (b)는 완전차수식, (c)는 일부 지하수의 유출로 배면지하수가 수면곡선을 형성한다고 가정 한 경우이다.

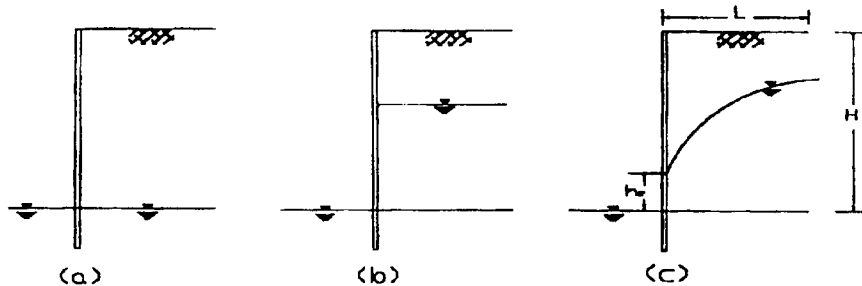


그림 2. 굴착에 따른 배면지하수의 변화거동

현재 우리나라에 가장 널리 보급되어있는 탄소성 지반상 보이론에 근거한 흙막이 구조해석법에서는 그림 2(b)와 같이 완전차수를 전제로 한 프로그램이 주종을 이루고 있으나 완전차수가 가능하지 않다는 것은 경험상 명백하므로, 이를 어떻게 반영하여야 할 것인가는 또하나의 과제로 볼수 있다. 다만 이러한 완전차수를 전제로 하는 경우 큰수압의 작용으로 벽체변위를 근거로 배면지반 표면 침하를 추정하는 해석법에서는(Peck 1969, Caspe 1966, Clough et al 1989, Fry et al 1983등) 수위강하에 따른 배면침하 추정법이 정립되지 않은 현 상태를 고려할 때 어느정도의 타당성을 생각 할 수 있을 것이다.

한편 그림 2(a)의 경우에는 지하수위 강하량을 고려하여 배면지반 지표침하량을, 다른 한편으로는 토압에 의한 벽체변위를 근거로 배면지반 지표침하량을 추정하여 동시에 고려할 수 있고 그림 2(c)의 경우에는 수면곡선식을 추정하여 수압을 적용할 수 있을 것이다.

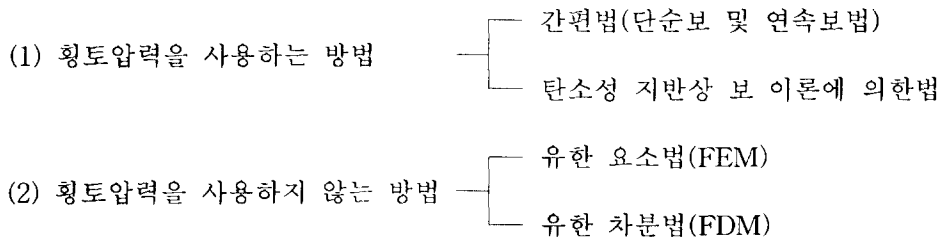
그러나, 그림 2 (a)의 경우 지하수위 강하량에 의한 배면지반 지표침하량을 Lohman(1961)의 제안 식으로 추정하고 벽체변위에 따른 침하량을 관용법 및 유한차분법으로 구하여 비교한 결과 만족할 만한 결과를 얻기는 어려웠다. 또 그림 2(c)의 경우에는 굴착에 따라 실제 강하되는 수면곡선식을 구하여 수압을 적용할 수 있으나 Dupuit, Forchheimer(1962)의 수면곡선식 및 Sichardt와 Kyrieles(1962)의 수위

강하에 따른 영향거리를 적용하여 해석한 결과 역시 만족할 만한 결과를 얻기 어려워 이부분 역시 향후 연구과제중의 하나로 생각할 수 있다.(이종규 1966)

## 6. 흙막이 구조의 해석기법

### 6.1 개요

흙막이 구조의 해석은 벽체의 응력과 변형 및 지지구조의 반력을 구하는 방법이며 이를 요약하면 아래와 같다.



최근에 도심지에서의 깊은 굴착이 빈번히 시행됨에 따라, 흙막이 구조 해석기법은 과거 5~6년간에 걸쳐 많은 발전을 이룩하였고, 특히 탄소성 지반상 보이론을 이용한 program이 많이 보급되어 단계별 굴착과 되메우기 과정의 해석에 널리 이용되고 있다. 또, 이 해석기법에 관하여는 많은 논문이나 강좌에서 논의되었으므로 상세한 언급은 문헌을 참고하기 바란다(한국지반공학회 1992, 1995).

이 해석법의 최대 문제점으로서의 지지지의 지지력 계수와 벽체의 변형에 따라 변화하는 토압이 앞에서 언급한 바와 같은 단계별 삼각형이나 하는 것으로 이들을 제대로 파악할수 없다는 것이고 동시에 주변지반 거동을 함께 해석할 수 없다는 것이다.

유한요소법(FEM) 및 유한차분법(FDM)은 토류벽체의 응력-변형 뿐 만 아니라 주변지반과 인접구조물의 변형도 동시에 해석할 수 있으므로 이에관한 영향이 주된문제로 되는 도심지 대규모, 대심도의 흙막이 구조해석에 널리 이용되며 이부분 역시 많은 토질공학자들에 의하여 논의 되었으므로 자세한 언급은 생략하기로 한다. 다만, 지반의 변형계수의 부정확성, 암반의 전단강도 및 벽체와 지반사이의 경계면 처리등이 아직까지 해석과정에서 해결되지 않은 부분이다.

### 6.2 하중-저항계수 설계시의 해석 기법

허용응력 설계법(ASD)은 탄성적으로 계산된 최대응력이 허용 또는 사용응력을 초과할 수 없다는 개념으로 이 조건하에서는 극한한계상태(ultimate limit state)를 자동적으로 만족한다는 사실을 암시한다. 그러나 하중과 재료의 강도에 관한 다양성을 고려할 때 이는 맞는 말이 아니다. 즉 때로는 치짐이나 균열폭 등에 관한 한계상태도 고려할 필요가 있는 것이다. 더욱이 강도와 하중의 다양성, 실제에 근접한 안전율, 하중군 중 1개 종류의 하중증가율이 다른 종류의 증가율과 다르다는 사실을 나타낼 수 없는 허용응력 설계법은 어떤하중요소에 대한 안전율의 영향으로 전체 안전율이 매우 크게 또는 작게 나타날수도 있는 단점이 있다.

위와같은 이유로 AASHTO(1994) 도로교 표준시방서에서는 하중-저항계수 설계법(Load-Resistance Factor Design Method)을 권장하고 있는바 이 방법으로 흙막이 구조의 해석을 실시한다면 흙막이 구조에 작용하는 하중 즉 토압, 수압 및 지진하중 등에 대한 하중계수가 서로 다르므로 이를 반영하는 해석기법이 추가되어야 할 것이다. 이러한 해석기법은 유한요소법이나 유한차분법에서는 물론이지만 특히 벽체의 변위에 따라 횡토압이 변하는 탄소성 지반상 보이론에 의한 해석시 반드시 고려해야 할 것으로

판단된다. 하중-저항계수 설계법에 대하여는 제 7절에서 간략히 언급하기로 한다.

### 6.3 근접굴착시 지지 구조에 관한 문제

일반적으로 굴착에 따른 흙막이구조의 지지구조는 베타대, 어스 및 락앵커, 락볼트, Racker등이 사용되며 최근에 와서 인접지하 구조물 때문에 정착거리가 충분하지 못한 경우 소일 네일링 공법이 도입되고 있다. 그러나, 이 부분에 관하여도 연구 발표나 강좌를 통하여 상당한 논의가 있었으므로 일반적인 문제는 본고에서는 생략하기로 한다.

한편, 대도시에서 근접굴착시에는 과도한 굴착으로 인하여 지반 및 흙막이 구조물에 발생하는 큰변형을 억제하기 위하여 굴착측에 어느정도의 소단(berm)을 두어 시공하는 것은 매우 유용한 방법이 될 수 있다.

Clough, O'Rourke(1990)에 의하면 소단이 지지구조를 보조하는 기능은 연약~중간점토의 지반에서 보다 사질토와 같은 단단한 지반에서 더 효과적이라고 하며 Potts등(1993)은 소단의 형상보다는 크기가 흙막이 벽체변위 및 부재력에 큰 영향력을 준다고 한다.

양구승(1996)에 의하면 소단의 크기에 따른 토류벽 수평변위 및 부재력 변위억제를 위하여는 적절한 크기의 소단을 두어야 한다고 주장하였다.

아쉬운 점은 이 적정 규모의 소단은 유한요소법이나 유한 차분법으로 구한 결과로서 탄소성 지반상 보이론에서는 소단이 수동 토압 저항으로 소단의 최소규모가 주어지므로 이에 관한 연구도 한 과제로 생각할 수 있다.

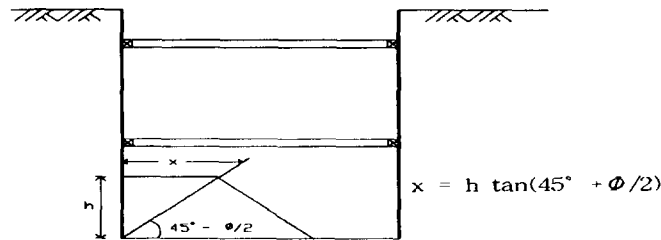


그림 3. 탄소성 지반상 보이론에서의 소단 크기

## 7. 부재 단면의 설계

흙막이 구조물의 부재 단면 설계는 현재까지 허용응력설계법(ASD)이 주종을 이루어 왔으나 점차적으로 하중-저항계수 설계법(L.R.F.D)으로 변화되고 있는 실정이다. 여기서는 Diaphragm벽체의 설계를 중심으로 하중-저항계수 설계법의 원리를 설명한다.

Diaphragm벽체는 벽체에 구조적 손상이 발생되거나 이를 지지하는 지반에 파괴가 일어날 수 있고 계속적인 침하, 피로, 진동, 균열 및 홍수 등에 의하여도 파괴에 이를수 있으므로 이들 요소를 모두 고려한 하중-저항계수설계법은 매우 유용한 설계법이라고 할 수 있다.

### 7.1 하중과 강도 감소계수

하중-저항계수 설계법(LRFD)에서는 다음 조건을 만족하여야 한다.

$$\Phi R_n \geq \eta \sum \gamma_i Q_i \quad (1)$$

단,  $\eta = \eta_d, \eta_R, \eta_i > 0.95$

여기서,  $R_n$  : 공칭 강도 (nominal strength)  
 $\Phi$  : 강도 감소계수 (resistance factor)  
 $Q_i$  :  $i$  하중 성분에 의한 하중 효과 (load effect)  
 $\gamma_i$  :  $i$  하중 성분에 대한 하중계수 (load factor)  
 $\eta = \eta_d, \eta_R, \eta_i$  : 연성, 여유성, 구조물 운영 중요도에 관한 하중조합보정계수

또,  $\Phi R_n$ 은 설계 강도(design strength)가 되고  $\eta \sum \gamma_i Q_i$ 는 설계 하중(factored load)로 부터 계산된 하중 효과에 관련된 요구강도라고 할 수 있다.

Diaphragm벽체의 첫번째 기능은 횡도압과 동시에 수직 하중에 저항하는 것이 된다. 지금 한계 및 사용성 한계상태에 있어 벽체에 작용하는 하중조합을  $N$ 이라 하면 다음과 같이 나타낼수 있다.

$$\text{하중조합 } N = \eta (\gamma_{DC} DC + \gamma_{LL} LL + \gamma_{EA} EA + \gamma_{ES} ES + \gamma_{EW} EW + \gamma_{EQ} EQ + \gamma_{DD} DD) \quad (2)$$

여기서,  $\eta$  : 하중조합  $N$  대한 하중조합 보정계수  
 $\gamma$  : 각각의 하중에 대한 하중 계수  
 DC : 사하중      LL : 활하중      EA : 횡도압  
 ES : 과재 하중    EW : 수압      EQ : 지진하중  
 DD : 부마찰력

## 7.2 하중계수(Load factor)

Diaphragm벽체에 L.R.F.D 설계법을 적용하기 위하여는 벽체에 여러 형태의 하중이 작용한다든가 영구하중의 실값은 공칭강도 보다 작든가 또는 크다든가 등 여러 조건이 전제 되어야 하며 이러한 전제 조건하에 하중계수의 값을 나타낸다면 표 1과 같다,

표 1. 하중계수(도로교 표준시방서 1996)

Type of Load	하 중 계 수, $\gamma$	
DC : 구조부재와 비구조적 부착물	1.30	0.95
DD : 말뚝 부마찰력	1.80	0.45
DW : 포장과 시설물	1.65	0.60
EH : 수평도압 • 주 동 • 정 지	1.70	0.80
	1.50	0.80
ES : 상재도하중 EV : 수직도압 • 구조안정 • 옹 벽 • 강성 매설구조 • 강성 뼈대구조 • 강박스암거이외의 연성 매설구조 • 연성 강박스암거	1.70	0.65
	1.50	N/A
	1.50	0.90
	1.50	0.80
	1.50	0.80
	2.00	0.80
	1.70	0.80

### 7.3 강도 감소계수

Diaphragm 벽체에 대한 강도 감소계수는 벽체, 앵커 및 수평 저항을 일으키는 3개의 기본 시스템에 대하여 규정 할 수 있다. 지반앵커에 대한 강도정수는 앵커체(tendon)의 지속적인 항복과 파쇄 앵커체 인장부 및 정착부의 파괴 등의 기본메카니즘에 의거 규정한 것이다

표 2. 지반앵커의 강도감소계수(Xanthakos, 1995)

지 반 종 류	강도 감소계수 ( $\phi$ )
모래 (토성치에 근거) (인발시험에 의할때)	0.60 0.65
점토 (일축압축시험에 근거) (인발현장시험의 전단응력에 근거)	0.60 0.65
암반 (추정값) (실내 주입시험에 근거) (인발시험에 의할때)	0.50 0.70 ~ 0.75 0.80

표 3. 영구지반 앵커의 강도감소계수(Xanthakos, 1995)

조 건	강도 감소계수 ( $\phi$ )
전단면 항복	0.90
순단면의 파쇄	0.75

강도설계와 사용한계상태에 대하여 수동저항력은 저항측에 있으므로 강도감소계수의 적용이 필요하다. 이에 반하여 주동토압은 하중항으로 생각할수 있으므로 하중계수가 1보다 큰 설계하중(factored load)으로 간주한다. 따라서 Diaphragm벽체 구조 전체의 안정성을 검토하는 경우 강도 감소계수는 수동 저항측에 반드시 적용되어야 한다.

표 4. 수동 저항에 대한 강도 감소계수 (Xanthakos, 1995)

지 반 조 건	강도 감소계수
모래(SPT 시험결과에 따른 반경험적 방법)	0.45
(CPT 시험결과에 따른 반경험적 방법)	0.55
(SPT 시험결과로 $\phi$ 값을 구하여 계산할때)	0.35
(CPT 시험결과로 $\phi$ 값을 구하여 계산할때)	0.45
점토(CPT 시험결과에 따른 반경험적 방법)	0.50
(계산에 의할때)	0.50~0.60
암석(반경험적 방법)	0.60
평판재하시험에 의할때	0.55



## 7.4 하중-저항계수 설계에 대한 고찰

하중-저항계수설계법은 확률론과 신뢰성 이론에 근거한 방법으로써 사용한계상태, 피로 및 파쇄한계상태, 강도한계상태 및 극한상황한계상태를 고려 할 뿐아니라, 구조물의 연성(ductility), 여유성(redundancy), 운영중요도(operational importance) 등이 종합적으로 고려된 설계법이다.

또, Diaphragm 벽체가 흙체만을 지지하는 정상적 조건하에서라면 식(2)는 모든 가능한 하중조합을 반영한다. 그뿐아니라 벽체가 피어나 교대의 같은 역할로 풍하중 및 제동력 등을 받아 기능이 확장된다면 하중조합도 이들 확장된 하중을 반영 할 수 있다.

## 8. 굴착 인접지반의 침하해석

### 8.1 인접지반 침하원인

굴착으로 인한 인접지반 지표침하 문제는 몇가지 원인으로 나누어 고려할 수 있다.

- (1) 흙막이 벽체 및 중간 말뚝설치로 인한 침하
- (2) 굴착시의 토류벽변위로 인한 침하
- (3) 지하수 강하 및 토사유출로 인한 침하
- (4) 굴토후 지지구조 해체 및 되메우기로 인한 침하
- (5) 지반보강시 약액주입공법으로 인한 침하
- (6) 시공상 문제로 인한 침하

표 5. 굴착시 흙막이벽 최대수평변위에 관한 연구 결과

항목	지 반 조 건	흙막이구조물	제안값 및 측정값	제안자
토류벽의 최대 수평변위 ( $\delta_{h,m}$ )	단단한 점토, 잔적토, 모래,	· 널말뚝 · 엄지말뚝+토류관	1.0%H	Peck(1969)
	조밀한 사질토, 빙적토 (till)	스트러트 지지	0.2%H 보다 작음. (타이백인 경우에는 보통 더 작음)	NAVAFAC DM-7.2(1982)
	단단한 균열성 점토 (stiff fissured clays)	-	시공의 질적 상태에 따라 0.5%, 또는 그 이상까지 이를수 있음	
	연약한 점토지반	-	0.5%H ~ 2.0%H	
	단단한 점성토, 잔적토, 모래	강성이 작은것부터 큰 것까지 다양함	0.2%H(이값은 평균치이며, 상한치는 0.5%H 임)	Clough & O'Rourke (1990)
	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아가며 지반을 형성	대부분 지하연속벽과 스트러트 지지	0.2%H ~ 0.5%H	Chang Yu-Ou 등(1993)
	암반을 포함한 다층 지반으로 구성된 서울 지역 4개현장	· 강널말뚝 · 지하연속벽	0.2%H	이종규 등 (1993)
	포아송비에 의함	강널말뚝	해석적 방법 또는 계측치	Caspe(1966) 및 Bowls(1988)

위에서 예로한 굴착으로인한 인접 지반 지표 침하에 관한 기존의 연구는 주로 굴착시의 토류벽 변위로 인한 침하를 지반조건, 흙막이 구조물에 따라 흙막이 벽체의 최대수평변위, 지표 침하량 및 침하 영향거리에 관한 것인데 이를 요약하면 표 5 및 표 6과(양구승, 1966) 같으며 이에 관한 상세한 사항은 기존 문헌들을 참고 바란다.

표 6. 최대 지표 침하량 및 침하 영향거리 연구결과 요약

항목	지반조건	흙막이 구조물	제안값 및 추정값	제안자
굴착인접지반 지표의 최대 침하량: ( $\delta_{v,m}$ )	느슨한 모래, 자갈	엄지말뚝+토류판, 강널말뚝	$\delta_{v,m} : 0.5\%H$	Terzaghi & Peck(1967)
	중간 ~ 조밀한 모래, 단단한 점토가 끼여있는 모래	엄지말뚝+토류판	$\delta_{v,m} : 0.3\%H$ $D_1 : 2.0H$	O'Rourke(1975)
	단단한 점토	자하연속벽, Top-Down 공법	$\delta_{v,m} : 0.3\%H$ $D_1 : 3.0H$	St. John(1975)
	연약 ~ 중간점토	-	$\delta_{v,m} \gg \delta_{h,m}$ $D_1 : 2.0H$	Goldberg 등(1976)
	매우단단 ~ 견고한 점토	-	$\delta_{v,m} =$ $(1/2 \sim 1) \delta_{h,m}$ $D_1 > 2.0H$ (모래지반의 경우 $D_1$ $\leq 2.0H$ )	Goldberg 등(1976) $\delta_{v,m} =$ $(1/2 \sim 1) \delta_{h,m}$ 대부분의 경우는 $\delta_{v,m} =$ $(2/3 \sim 11/3) \delta_{h,m}$ $\delta_{v,m}, \delta_{h,m} \leq$ $0.5\%H$
	연약 ~ 중간점토	스트러트	$\delta_{v,m} :$ $(0.5 \sim 1.0) \delta_{h,m}$	Mana & Clough(1981)
	단단한 점토	강성이 작은 것부터 큰 것까지 다양함.	$\delta_{v,m} : 0.3\%H$ $D_1 : 3.0H$	Clough & O'Rourke(1990) (단단한 점토, 잔적토, 모래: 평균 $\delta_{v,m}:0.15\%H$ )
	모래, 조립토		$\delta_{v,m} : 0.3\%H$ $D_1 : 2.0H$	
	실트질 모래와 실트질 점토가 번갈아가며 지반을 형성	대부분이 지하연속벽과, 스트러트	$\delta_{v,m} :$ $(0.5 \sim 0.7) \delta_{h,m}$	Chang Yu-Ou등 (1933)
	-	강 널말뚝	$S_i = S_w \left(\frac{x}{D}\right)^2$	Caspe(1966) & Bowls(1988)
완전탄성 및 포화지반	트렌치 굴착	$\delta_v = \frac{\gamma H^2}{E} (c_3 k_o + c_4)$	Fry et al(1983)	

( $\delta_{v,m}$  : 최대 지표 침하량,  $\delta_{h,m}$  : 토류벽의 최대 수평 변위량, H : 최종 굴토 깊이,  $D_1$  : 침하 영향거리,  $S_w$  : 계산된 벽체에서의 표면침하량, D : 침하 영향거리, x : 벽체에서의 거리  
 $\delta_v$  : 연직 변위, E : 지반의 탄성계수,  $K_0$  : 정지 토압계수,  $\gamma$  : 흙의 단위중량,  $C_3$  : 상수)

## 8.2 인접 지반 침하량 산정에 관한 제안

### 8.2.1 침하 원인에 관한 문제

표 5와 표 6에서 명백하듯이 지금까지의 연구결과는 주로 토류벽의 수평 변위와 관련한 인접지반 지표 침하에 관련된 것만이 중점적으로 연구되었음을 알 수 있다. 앞질의 원인 중 지하수 강하로 인한 침하는 설계 외력중 수압에서 이미 언급한바 있으며 흙막이 벽체 및 중간 말뚝 설치로 인한 침하 및 지반보강시 약액 주입 공법으로 인한 침하 문제를 제외하고는 특히 시공상의 대책으로 어느정도 방지가 가능하다. 따라서, 향후 이 방향의 연구가 필수적인바 특히 갈수기로 지하수위가 낮아진 느슨한 모래질 지반에 굴착전 약액주입공법으로 지반보강을 실시하면 경화과정중 오히려 지반의 침하를 촉진시켜 인접 지반에 침하를 유발 할 수 있으며(중계동 현장의 경우) 흙막이 벽체 설치 및 중간말뚝 설치시의 지표 침하 역시 우리가 경험한 바 있다.

위와 같은 문제는 우리가 근접 굴착에서 정확한 계측 관리를 통한 역해석으로 반드시 구명하여 안전한 굴착이 이루어 질수 있도록 노력하여야 할 것이다.

### 8.2.2 인접 지반 침하해석 기법에 관한 문제

탄소성 지반상 보이론에 의하여는 인접지반 침하량 산출이 불가능하여 8.1에서 언급한 방법으로 간접 추정한다.

횡토압을 입력 자료로 하지 않는 유한요소법에서나 유한차분법에서는 인접지반 침하거동 해석이 가능하나 여러 이유로 대부분의 경우 실측치와 일치 되지 않는다. 그 원인을 간략히 정리하면 등가하중법의 적용으로 배면지반 지표침하 해석결과가 상승하는 결과를 나타내며 이를 보완하기 위하여 벽체와 지반사이에 Interface Element를 사용하지만 아직도 실측치와 일치되지 않는 경우가 대부분이고 또한 침하 영향 거리의 수립이 어려운 상태에 있는바 그 결과를 나타내면 그림 4와 같다.

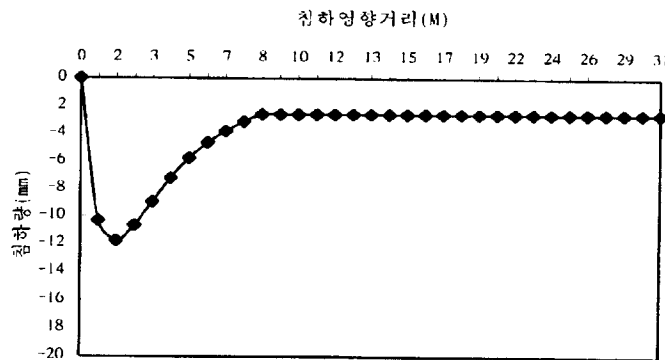


그림 4. FDM에 의한 인접지반 침하거동 해석결과

위에서는 인접지반 침하거동 예측 및 해석기법의 문제점에 관하여 지면 관계상 간략히 언급하였는 바 계속되는 연구로 이러한 문제들이 해결되기를 기대한다.

## 9. 결 어

지난 5~6년간 특히 국내에서 근접 깊은 굴착에 관하여 규모면에서나 기술향상면에서나 괄목할 만한 발전을 가져 왔다. 그러나 서론에서 언급했듯이 아직까지도 해결하지 못한 부분이 산적해 있고 관

심의 대상이 되지 못하였거나 간과한 부분을 내포하고 있다 하여도 과언이 아니다.

따라서 본강좌에서는 위와 같은 면에 초점을 두고 굴착문제를 개괄하였으나 계측관리상의 문제를 언급하지 못한점 매우 아쉽게 생각한다. 다만, 그 동안 흠막이 구조 설계시 부재단면 설계에서 고수해 오던 허용응력 설계법에 대하여 하중-저항계수 설계법의 원리를 일부 언급한 점에 의의를 두고 본 소고가 근접 굴착공법 발전의 계기가 되기를 기원하는 바이다.

## 참 고 문 헌

1. 한국지반공학회(1992) "굴착 및 흠막이 공법" 지반공학시리즈3, pp341~388
2. (주)신한(1995) "개착식 지반굴착에 따른 흠막이 벽의 해석기법" 한국지반공학회 연구보고, pp33~206.
3. 양구승(1996) "도심지 깊은 굴착시 인접지반 거동에 대한 분석" 서울대학교 박사학위논문, pp150~156.
4. 이종규(1996) "지반 굴착시 지하수 유출이 배면지반 침하에 끼치는 영향" 단국대 논문집, 제30집, pp543~554.
5. 이종규, 전성곤(1993) "다층지반 굴착시 토류벽에 작용하는 토압분포", 한국지반공학회지, 제 9권, 제 1호, pp 59-68.
6. Caquot, A and Kerisel, F(1948) "Tables for the calculation of passive pressure, active pressure, and bearing capacity of foundations." Ganthier-Villars, Paris.
7. Caspe, M.S.(1996) "Surface settlement adjacent to braced open cuts." JSMFD, ASCE, Vol. 92, SM5, pp51~59
8. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D.(1990) "Construction induced movements of in-situ walls. Design and performance of Earth Retaining Structures." Geotechnical special publication No. 25, ASCE, pp439~470
9. Dupuit, I(1863) "Études théoriques et pratiques sur le mouvement des eaux".
10. Forchheimer, P(1886) "Über die Ergiebigkeit von Brunnen-Anlagen und Sickerschlitzten, Der Architekten-und Ingenieur-Verein." Hannover, Vol. 32, No. 7.
11. Fry, R. H. and Rumsey, P. B.(1983). Prediction and control of ground movement associated with trench excavation, Water Research Centre.
12. Lohman, S. W.(1961) "Compression of Elastic Artesian Aquifers", USGS, Prof. Paper, 424-B.
13. 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.
14. Potts, D. M., Addenbrooke, T. I. and Day, R. A.(1993) "The use of soil berms for temporary support of retaining walls." Proc. Int. Conf. Retaining Structures. Cambridge.
15. Terzaghi, K. and Peck, R. B.(1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice." 2nd Ed., John Wiley and sons, Inc., New York, pp.572.
16. Tschebotarioff, G. P.(1973). "Foundations, Retaining and Earth Structures." 2nd Ed., McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, N. Y.
17. Xanthakos, P. P.(1995) "Bridge Substructure and Foundation Design", Prentice Hall, pp127~142, pp402~416