

# 지반굴착 연구 및 기술동향

지반굴착기술위원회

## 1. 서론

대도시 인구증가와 경제성장으로 인하여 제한된 공간을 효율적으로 사용하기 위한 노력이 계속되어 왔다. 도로의 확충, 지하철 건설, 대형구조물 건설 등 산업인프라의 확충과 더불어 지반굴착이 차지하는 비중이 점점 증대되고 있다. 또한 지상공간에 대한 제한으로 지하공간 활용에 대한 관심이 증대되었고 이에 따라 최근 대심도 굴착사례가 증가되고 있는 실정이다.

지반굴착 분야의 최근의 동향은 설계, 해석, 시공, 안전유지관리 분야 등 단독의 문제를 벗어나 상호 연계된 방향으로 연구가 진행되고 있다. 정보통신기술의 발달로 기계화, 정보화 시공이 굴착현장에 적용되면서 역해석을 이용한 굴착현장과의 Feedback 시스템의 적용, 주변건물의 손상평가 기법, 소음, 진동 등 제반 지반공학적인 문제 해결을 위한 연구가 활발히 진행 중이다.

지반굴착 기술위원회에서는 금번 백서발간에 지반지의 기술위원회별 특집기사를 통하여 소개된 내용을 중심으로 최근 연구동향 및 시공방법에 대한 기사를 서술함으로써 지반굴착과 관련된 문제해결을 위한 방향을 제시할 뿐만 아니라 지반굴착에 대한 최신 정보를 원하는 지반공학자의 호기심에 조금이라도 보탬이 되고자 하였다.

먼저 미국연방도로국에서 새로이 제안한 앵커토류벽의 걸보기 토압에 대하여 소개하고 이에 대한 평가를 해 보았으며 지반굴착 시 주변 건물 손상 평가기법에 대하여 정리하여 소개하였다. 계측유지관리와 관련하여 최근 많은 연구가 활발히 진행되고 있는 역해석에 의한 안전관리 그리고 계측분야의 새로운 경향에 관한 내용을 소개하였으며 최근 굴착분야의 새로운 공법에 관한 자료를 소개하였다.

## 2. FHWA의 새로운 걸보기 토압

### 2.1 서론

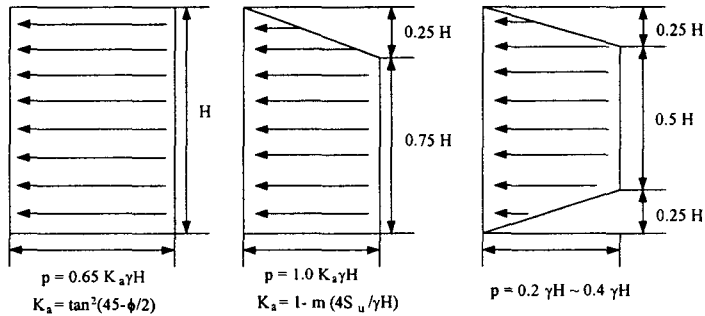
도심지에서 대형 구조물의 건설이 늘어나면서 앵커토류벽의 적용사례가 늘어나고 있으며 그 안정성에 관한 연구가 국내외에서 활발히 진행되고 있다. 미국 연방도로국(Federal Highway Administration)은 1976년부터 1998년까지 토류벽 시스템에 관한 연구를 수행해왔으며(Goldberg et al., 1976; Nicholson et al., 1982; Otta et al., 1982; Pfister et al., 1982; Weatherby, 1982; Cheney, 1988; Weatherby et al., 1997; Weatherby, 1998) 1999년에 앵커토류벽의 설계에 관한 종합보고서를 내게

되었다(Sabatini et al., 1999). 본 특집란에서는 FHWA의 토류벽 설계법에 관하여 간략히 설명하고 새로이 제안된 FHWA의 겹보기 토압을 평가해보기로 한다.

## 2.2 새로운 겹보기 토압

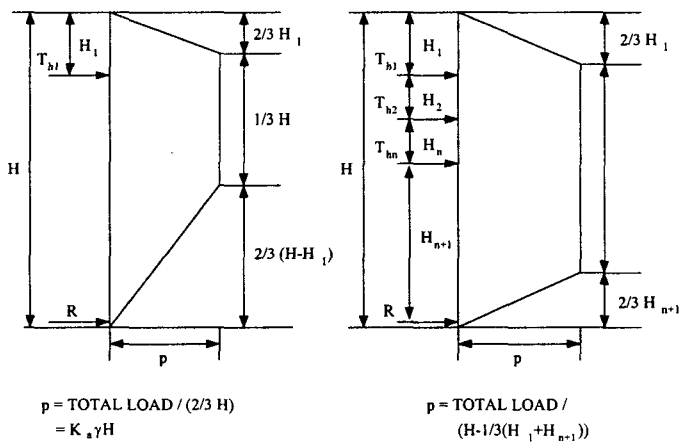
FHWA(1999)에서 제안한 겹보기토압은(그림 2) 앵커의 선행하중으로 인하여 직사각형(그림 1)보다는 사다리꼴의 형태를 취하고 있다. 토압분포의 유형은 Terzaghi & Peck의 토압과 다르나 그 크기는 같도록 제안되었다. 새로운 토압분포는 사질토 및 점성토에 관계없이 같은 모양으로 된 것이 특징이며 앵커토류벽에 적합한 겹보기 토압이다. 선행하중 버팀보 공법에서도 새로운 겹보기토압을 사용할 수 있다.

그림 2의 총 하중은 사질토의 경우 식 (1), 점성토인 경우는 식 (2)와 같다.



(a) 사질토 (b) 연약하거나 공간 강도의 점토 (c) 단단한 점토

그림 1. Terzaghi와 Peck의 겹보기 토압 분포



(a) 앵커가 하나인 경우

(b) 앵커가 둘이상인 경우

그림 2. FHWA에서 제안 겹보기 토압(Weatherby, 1998)

$$\text{Total Load} = 0.65K\gamma H^2 \quad (\text{sand}) \quad (1)$$

$$\text{Total Load} = 0.15\gamma H^2 \sim 0.3\gamma H^2 \quad (\text{clay}) \quad (2)$$

### 2.3 겉보기토압을 이용한 토류벽 설계

경험적 겉보기토압을 이용한 앵커의 설계하중 산정방법은 크게 분할법(Tributary method)과 단순보법 또는 힌지법(Simple beam analogy method or Hinge method)으로 분류된다. 분할법은 설계토압이 선정되면 앵커 숫자에 따라 토압을 분할하여 각 앵커에 할당하는 방법이며 Terzaghi와 Peck (1967)이 버팀보 토류벽의 겉보기토압을 계산할 때의 역순으로 되어있다. 단순보법은 그림 3에서와 같이 토류벽을 내민보가 있는 단순보로 가정하여 지점 반력을 구하여 앵커의 설계하중을 계산하는 방법이다(Lambe and Wolfskill, 1970). 흙막이 벽체의 단면은 단순보법으로 내민보에 해당하는 첫 단 앵커지점에서의 휨모멘트와 앵커사이에서의 휨모멘트 중에서 큰값을 최대 휨모멘트로 산정하여 결정한다.

근입장의 계산은 최하단의 앵커지점에서 모멘트를 취하여 평형을 이루는 최소의 근입깊이를 구한 후 적절한 안전율을 가하여 계산한다. 이때 엄지말뚝과 같이 단일 말뚝이 근입 되어 있는 경우는 수동토압에 가산치를 부여하여 계산한다.

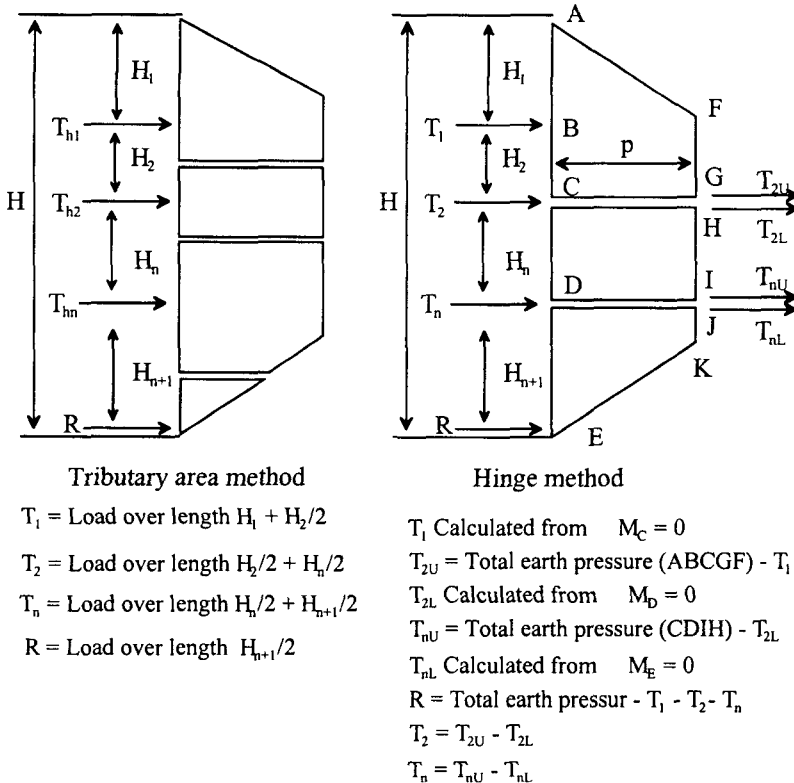


그림 3. 단순보 힌지법으로 설계하중을 계산하는 방법(Weatherby, 1998)

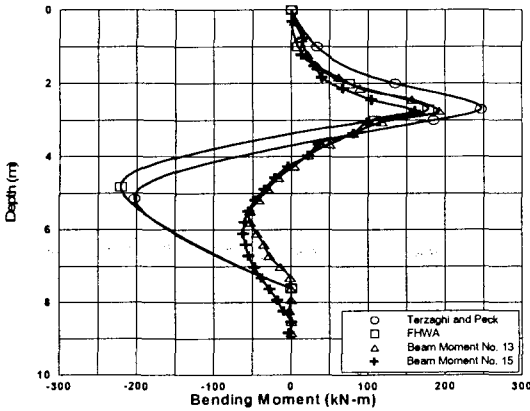


그림 4. TAMU 일열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트

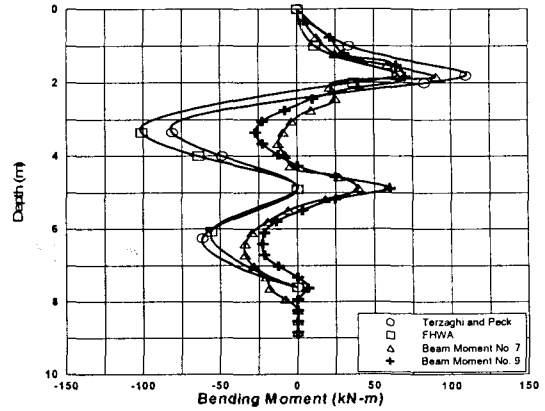


그림 5. TAMU 이열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트

## 2.4 시공사례에 적용한 결과 비교

### 2.4.1 Texas A&M의 시공사례

Texas A&M의 시공사례(Weatherby et al., 1997, 김낙경, 1998)의 계측자료를 이용하여 비교하여 보았다. 설계토압을 Terzaghi-Peck 토압과 FHWA 토압을 이용한 단순보 힌지방법으로 구한 앵커의 설계하중과 최대 휨모멘트를 실측치와 비교하여 보면 일열 앵커토류벽의 앵커설계하중은 FHWA의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 8% 크게 산정되었다. 반면 이열 앵커토류벽의 경우 상단앵커에서는 Terzaghi와 Peck의 토압분포를 사용한 단순보 힌지법이 FHWA 토압분포에 비해서 3.6% 크게 산정되었으며 하단앵커는 그와 반대인 28% 작게 산정되었다. 설계 최대 휨모멘트는 FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포보다 7.6~10.2% 작게 산정되었으며 실측치에 비해선 15.2~44.5% 크게 산정되었다. 그림 4-5는 일열 및 이열 앵커토류벽의 최대 휨모멘트를 나타낸 것이다.

### 2.4.2 Guildhall 지하 연속벽 (Guildhall Diaphragm Wall)

London 시청 지구 재개발을 위하여 시공된 지하 연속벽 구조물로서 두 개의 앵커로 지지되었다 (Littlejohn and Macfarlane, 1975). 시공순서는 1) 2.25m를 굴착, 2) 앵커를 1.21m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3) 5.5m를 굴착, 4) 앵커를 4.25m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 5) 최종 굴착 깊이인 6.5m를 굴착하였다. 지반조건은 런던 점토(London Clay) 위로 자갈(Gravel)층이 6m 놓여 있었다. 그림 6은 Guildhall 지하 연속벽 단면도를 나타낸 것이다.

FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 8.6% 작게 산정되었으며 하단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 9.6% 크게 산정되었다. 최대 휨모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 11.5% 크게 산정되었다. 그 이유는 London 시청 지구 시공 사례의 경우 FHWA의 토압분포가 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 상대적으로 크게 산정되었기 때문인 것으로 사료된다.

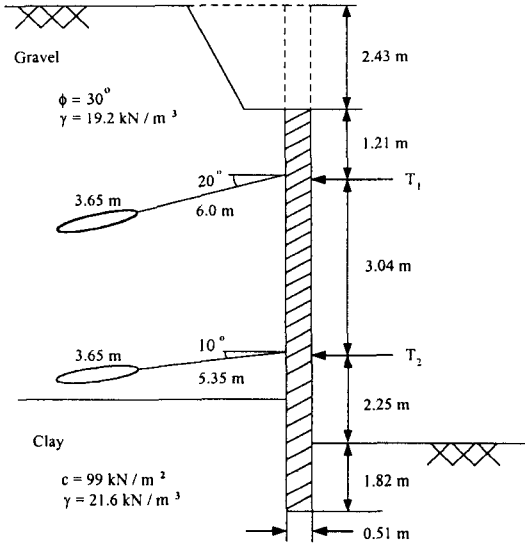


그림 6. Guildhall 지하 연속벽 단면도

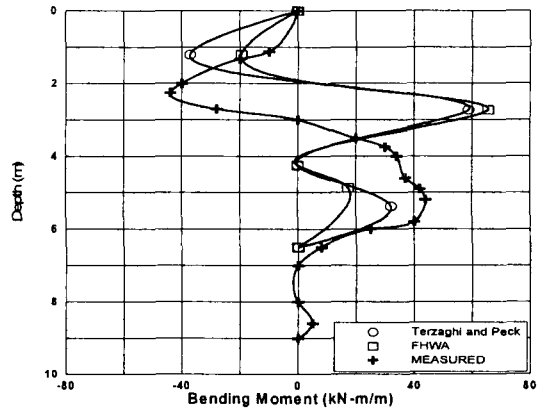


그림 7. London 시청 지구 시공 사례에서의 최대 휨모멘트

### 2.4.3 Keybridge House 지하 연속벽 (Keybridge House Diaphragm Wall)

London Keybridge House의 시공을 위하여 굴착 후 세 개의 앵커로 지지된 지하 연속벽 구조물이다 (Littlejohn and Macfarlane, 1975). 시공순서는 1) 3.0m를 굴착, 2) 앵커를 2.43m 위치에 선행하중을 가한 후 설치, 3) 7.0m를 굴착, 4) 두 번째 앵커를 6.08m에 설치, 5) 10.5m를 굴착, 6) 세 번째 앵커를 9.73m에 설치, 7) 12.78m를 최종 굴착하였다. 지표면으로부터 약 7m 지점까지는 자갈이 두

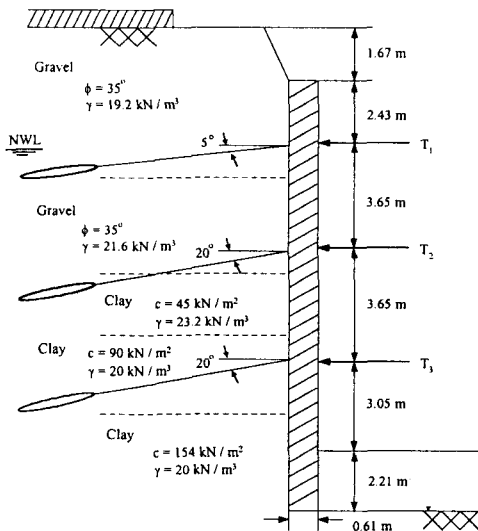


그림 8. Keybridge House 지하 연속벽

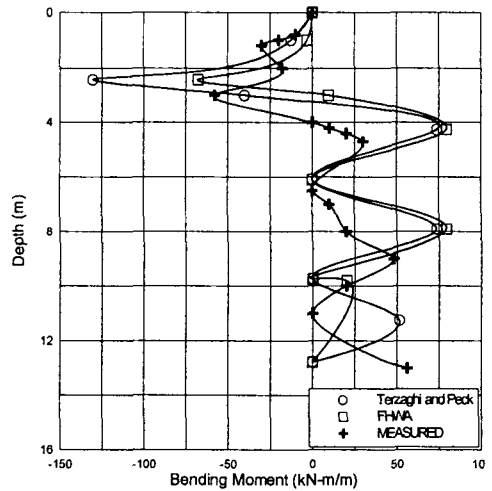


그림 9. London Keybridge House 시공 사례에서의 최대 휨모멘트

개의 층으로 구성되어있으며 이후 최종 굴착면까지는 런던 점토(London Clay)가 세 개의 층으로 구성되어있었다. 그림 8은 Keybridge House 지하 연속벽의 단면도를 나타낸 것이다.

FHWA의 토압분포를 사용하여 단순보 힌지법으로 구한 상단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해 18.3% 작게 산정되었으나 중단의 앵커설계하중은 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 23.9% 크게 산정되었다. 그리고 하단의 경우 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 비해서 22.7% 작게 산정되었다. 최대 휨모멘트의 경우 FHWA의 토압분포를 사용하여 구한 값이 Terzaghi와 Peck의 토압분포에 의한 값보다 39.1% 작게 산정되었다.

## 2.5 결론

앵커토류벽의 결보기토압을 이용하여 토류벽의 단면을 검토하여 실측된 휨모멘트 자료와 비교하였다. 앵커의 설계하중은 계산방법이나 상재하중 조건 등에 따라 크게 상이하므로 직접적인 비교는 할 수 없었으며 최대 휨모멘트는 각 사례별로 안전율을 구하여 표 1에 정리해 보았다.

전체적으로 FHWA 토압을 이용하여 구한 휨모멘트의 안전율이 Terzaghi & Peck의 토압을 이용한 경우보다 적었다. Guildhall의 경우에는 내민보의 길이가 짧았던 데에 기인한다. 결론적으로 내민보의 길이가 평균지보간격의 반보다 짧은 경우에는 FHWA토압으로 구한 안전율이 크고 그 반대 경우에는 Terzaghi & Peck의 토압으로 구한 것이 안전율이 크다.

## 3. 역해석에 의한 안전관리

### 3.1 개요

여러 가지 요인에 의하여 실제 현장에서 발생하는 거동은 설계 시 예측한 거동과 차이가 날 수 있다. 흙막이 벽의 설계 이론 자체가 충분하지 못하고, 불확실한 물성치를 가지고 수행되므로 현장의 지반물성치와 차이가 있을 수 있다는 점, 해석모델이 실제지반의 거동을 완전하게 모사하지 못하는 점, 시공과정에서 단계별 굴착깊이, 지보공 설치순서 등이 설계와 다를 수 있다는 점, 과재하중, 지하수위 등이 설계 시 가정한 것과 다를 수 있다는 점 등이 원인이 될 수 있다. 따라서, 조사, 설계, 시공시에 부득이하게 발생하는 오차나 설계, 시공상의 오류를 보완하고 부족한 지반조건과 정보에 기초한 설계상의 결함을 시공 기간 중에 제거하기 위해서 시공단계별로 계측을 실시하고, 얻어진 계측자료를 이용하여 지반물성을 재 산정하여 현재 단계에서의 안전성 확인과 잔여공사단계에서의 예

표 1. 시공사례로 본 토압분포별 안전율 비교

시공사례	FHWA 토압	Terzaghi & Peck
TAMU(One Row)	1.15~1.38	1.28~1.54
TAMU(Two Row)	1.12~1.44	1.22~1.56
Guildhall 지하 연속벽	1.5	1.33
London Keybridge House 시공 사례	1.37	2.2

측의 신뢰성을 높이는 것이 필요하다.

이렇게 함으로써 불완전한 지반정보에 기초하여 과다하게 안전 측으로 설계되었을 때는 잔여시공 구간에 대하여 지보공을 감소시키는 등의 방법으로 경제성을 얻을 수 있다. 반면에 지반조건이 설계 시 예측한 것보다 더 나빠서 잔여구간에 대한 위험이 예측된다면 지보공의 증가, 지반보강 등으로 안전성을 기할 수 있다.

이러한 현장계측결과에 바탕을 둔 설계, 시공관리 기법을 Terzaghi(1948)는 관측설계방법(Observational Method)이라 명명하였으며, 이 기법을 지하굴착 현장에 맞게 수정하여 나타내면 그림 10과 같다.

국내에서도 이 분야에 대한 많은 연구가 있었으며, 역해석 기법을 이용한 컴퓨터 프로그램과 안전 관리 프로그램들이 개발되어 이용되고 있다(최충식 1996, 김봉균 1996, 장범수 1997, 문준식 1997, 현대건설연구소 1996, 김학문 1997, 권오순 1999, 오정환 2001, 장찬수 2002).

### 3.2 역해석의 정식화

지하 굴착공에서는 변위의 계측치와 계산치의 차이가 최소로 되게 함과 동시에 지보공의 축력에 대한 계측치와 계산치의 차이를 최소로 하는 것이 목표이다.

즉, 그림 11에서 변위의 목적함수는 식 (3)과 같고

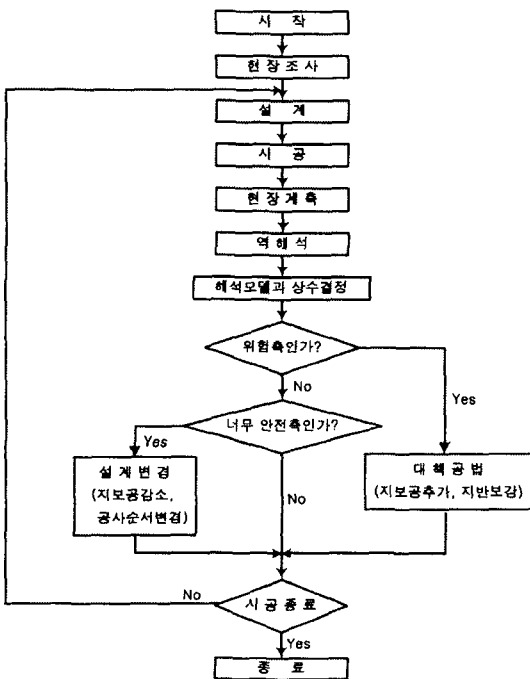


그림 10. 역해석을 이용한 안전관리

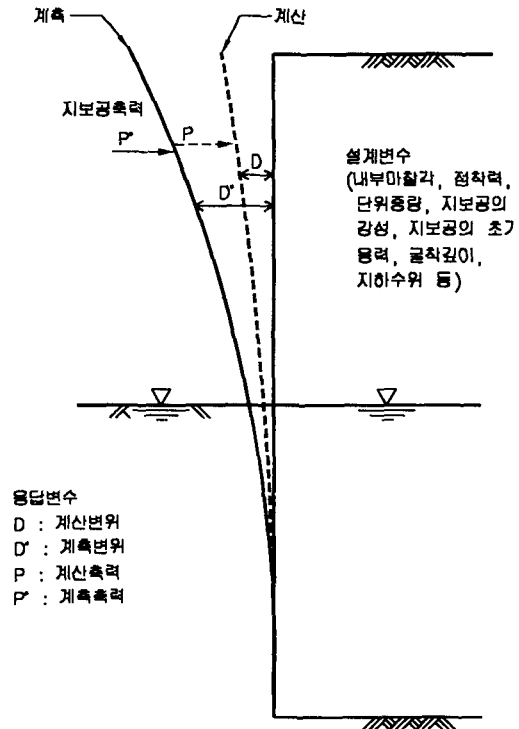


그림 11. 지하굴착에서의 계산치와 계측치

$$F_1(X) = (D^* - D)^2 \quad (3)$$

지보공 축력의 목적함수는 식 (4)와 같다.

$$F_2(X) = (P^* - P)^2 \quad (4)$$

여기서,  $D$  : 계산변위,

$D^*$  : 계측변위

$P$  : 계산축력

$P^*$  : 계측축력

이와 같이 목적함수가 2개 이상인 경우를 다중목적함수라 부르며, 식 (5)와 같이 합성하여 단일 목적함수로 만들 수 있다.

$$F(X) = \alpha F_1(X) + \beta F_2(X) \quad (5)$$

여기서,  $\alpha, \beta$  는 다중목적함수들의 가중치이다.  $X$ 는 설계변수의 벡터이며, 변위 및 지보공의 축방향력은 이 설계변수의 결과로 얻어지는 응답변수라고 한다.

### 3.3 역해석 기법

역해석은 목적함수가 최소로 되는 설계변수의 벡터  $X$ 를 구하는 것이며, 역산법, 직접법, 통계적인 방법이 있다(Gioda 1987). 정해석에서는 설계변수를 입력하여 응답변수를 얻는 반면에 역산법은 정해석에 사용되는 방정식을 역으로 하여 응답변수를 입력하여 설계변수를 구하는 방법이다. 대부분의 공학적 문제는 비선형이고 비가역적이기 때문에 역산법으로 풀기가 어렵다.

직접법은 가장 많이 사용되는 방법으로 정해석 방정식을 그대로 사용하여, 설계변수를 입력하여 응답변수를 계산하여, 그 응답변수와 계측치의 차이를 구하고 그 차이가 작아지도록 설계변수를 수정하여 다시 계산하는 반복과정을 거쳐 최적의 설계변수를 구한다. 많은 학자들에 의하여 반복과정을 최소로 하면서 효율적으로 설계변수를 구하는 방법들이 연구되어왔으며, 기본적인 원리는 그림 12와 같은 등산법(Hill Climbing Method)이다. 등산법은 목적함수가 최대치(또는 최소치)에 도달하는 최대경사를 구하여 그 방향으로 설계변수를 수정해 나가는 과정이다. 최대경사는 목적함수의 미분이 최대가 되는 방향이 된다. 즉  $\nabla F(X) = \frac{\partial F(X)}{\partial X}$  가 최대가 되는 방향이다.

직접법은 빠르고 효율적이긴 하지만 다수의 국부해가 있을 때 전역적인 최적해를 찾지 못하고 국부해중의 한 개를 찾을 경우가 있으며, 또 탐색의 시작점에 따라 결과가 달라질 수 있는 등의 문제가 있어 최근에는 유전 알고리즘을 이용하여 전역해를 찾는 기법이 사용되기도 한다(장찬수 2002).



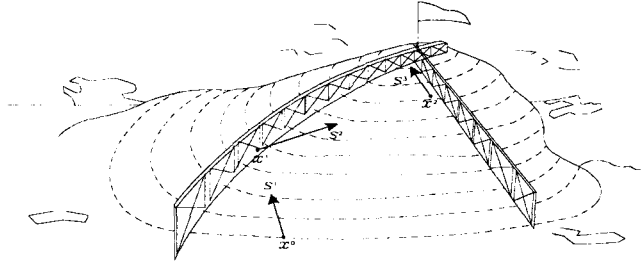


그림 12. 등산법

### 3.4 설계변수의 선정

설계변수는 응답변수인 변위와 지보공축력에 영향을 미치는 요소들로서 지반의 점착력, 내부마찰각 (토압계수), 지반반력계수, 지보공의 간격, 강성, 초기하중, 지보공의 크리프변형, 지하수위, 과재하중, 단계별 굴착깊이, 지보공의 시공시기 등이다. 이 중에서 역해석에서 구하고자 하는 대상은 계측치에 큰 영향을 미치며 미지의 변수중에서 선택하여야 한다(Arai 1987). 지보공의 특성이나 굴착과정, 지하수위, 하중 등은 계측치에 영향을 미치기는 하지만 기지의 값이며, 지반반력계수, 흙의 단위중량 등은 영향이 적기 때문에 제외하며, 주로 토압계수, 지보공의 크리프 변형 등을 설계변수로 선정한 사례가 많다.

### 3.5 현장적용사례

그림 13은 계측결과를 이용한 역해석사례로서 정해석시의 최대변위가 2.7mm 이었으나 실제 굴착 시의 최대변위는 21mm인 현장이다. 당초 설계시 토압계수는 0.3-0.49 이었으나 역해석 결과 0.16-0.63이었다. 역해석결과 변위가 계측변위와 잘 일치하는 것을 보여준다.

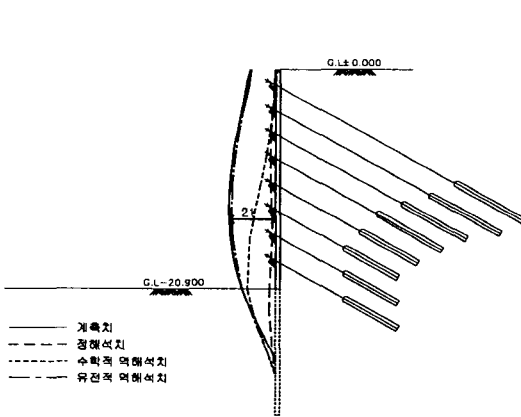


그림 13. 역해석 사례(1)

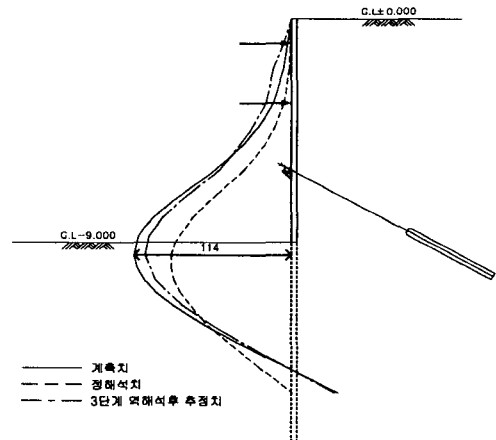


그림 14. 역해석 사례(2)

그림 14는 공사 초기 단계의 계측치를 이용하여 역해석으로 토압계수 등을 수정하여 잔여단계의 변위를 예측한 사례이다. 정해석에 비하여 역해석에 의한 예측변위가 실제 발생한 변위에 더 접근함을 보여주며, 지하굴착공의 안전관리에 역해석 기법이 효율적으로 사용될 수 있음을 보여 준다.

## 4. 지반굴착 시 주변 건물 손상 평가기법

### 4.1 서론

도심지에서의 인구증가는 고층건물 및 지하철 등 각종 사회 기반시설 건설로 이어지며 앞으로는 사용 가능한 지상 공간이 부족해짐에 따라 지하 공간 개발이 더욱 가속화될 전망이다. 이에 반해 지하 공간 건설공사에 있어서 주변 환경적 여건은 국민의 환경의식 강화 및 협소한 국토 공간 등으로 인해 과거 보다 현저히 악화된 실정이다. 특히 도심지에서의 지하 공간 건설공사에서는 지하 굴착 혹은 터널 공사 시 해당 구조물 자체를 안전하게 시공하여야 함은 물론 주변구조물에 대한 영향을 최소화하여야 한다는 전제조건이 전반적인 공사계획 및 설계에 지대한 영향을 미치는 중요한 사항으로서 대두되고 있다.

국내에서도 지반굴착공사의 계획 및 설계 단계에서 지반거동을 예측하고 이를 토대로 주변 구조물에 대한 영향을 평가하는 과정을 거치고는 있으나 많은 경우에 있어서 부적절한 검토가 이루어지고 있다. 특히, 지반 굴착 시 발생하는 지반변위 특성에 대한 고려 없이 건물자중에 의한 침하 발생에 따른 지반경사를 토대로 손상도를 평가하는 방법을 적용하고 있어 경우에 따라서는 부적절한 결과를 초래할 수 있다고 지적된 바 있다(유충식 등 2000). 이러한 맥락에서 본고에서는 현재 국외에서 적용되고 있는 흙막이 공사에 따른 주변 건물 손상 평가 기법을 소개하고자 한다.

### 4.2 지반굴착시 지반거동 특성

굴착으로 인해 발생하는 지반거동에 의한 주변 구조물의 손상 특성은 지반변위로 인해 발생하는 지반의 수평변형률 및 전단변형률과 같은 직접적인 변형률과 뒤틀림 및 휨변형률과 같은 추가적인 변형률에 의해 특징지어지게 된다. 이러한 변형률은 다시 지반거동 특성, 즉 지표 및 지중변위 양상에 좌우 되므로 구조물 손상평가를 위해서는 굴착이 진행되면서 발생하는 지반거동 특성에 대한 이해가 필요하다.

그림 15에서 나타난 바와 같이 지반굴착은 벽체의 변형을 유발시키고 벽체변위는 다시 주변 지반 변위 그리고 더 나아가서 지표침하로 이어지게 되며 이러한 지반변위는 지중 매설관 및 건물 등 인접 구조물에 뒤틀림, 인장, 휨 변형을 부과한다. 따라서 깊은 굴착으로 유발되는 주변 지반의 거동 양상은 결국 굴착이 진행되면서 발생하는 흙막이 벽체의 변위 특성과 매우 밀접한 관계가 있다고 하겠다.

단계별 굴착이 이루어지는 굴착공사의 특성상, 각 단계에서의 시공과정은 최종단계에서의 벽체 및 지표침하 양상에 많은 영향을 미친다. 예를 들어 그림 16(a)에서 나타난 바와 같이, 굴착이 진행되면서 스트러트 혹은 앵커 등 지보재가 설치되기 이전의 초기 단계에서의 벽체 변위는 캔틸레버 형태로

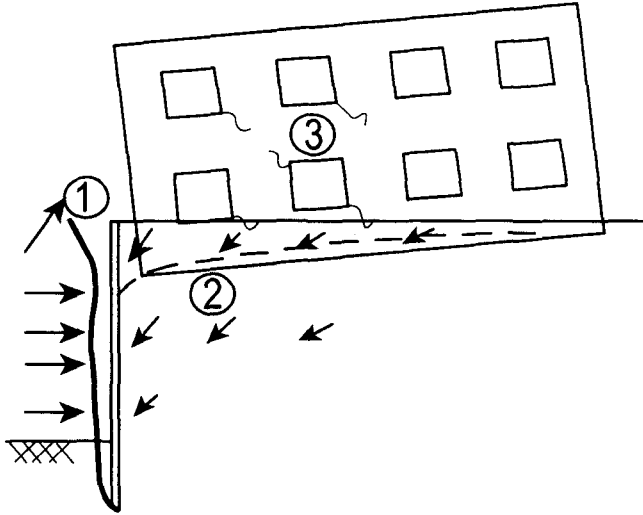


그림 15. 굴착에 따른 인접 구조물 손상

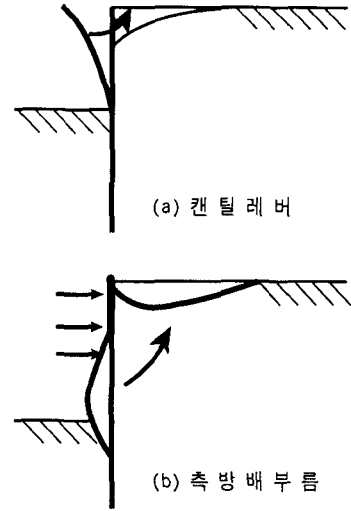


그림 16. 벽체와 지반 변위

나타나며 이때 발생하는 지표침하의 형태는 포물선 형태를 띠게 된다. 한편, 그림 16(b)와 같이 지지 구조가 설치된 후에 수행되는 굴착에서는 지보재와 굴착저면이 벽체변형에 대한 저항력을 제공하게 되므로 굴착저면과 최하단 지보재 사이에서 발생하는 측방변위가 벽체 변위의 주된 제공인자가 되며 이로 인한 지표침하의 아래가 볼록한 유형을 따르게 된다. 임의 굴착현장에서 최종단계에서의 벽체 변위 및 지표침하 양상은 위에서 언급한 캔틸레버 변위 및 측방 배부름으로 특징지어지는 벽체변위의 각 성분을 토대로 결정할 수 있다. 이와 같이 벽체변위 및 침하 유형은 벽체강성 및 시공과정에 따라서 좌우되며 이로 인해 발생하는 주변 구조물 손상특성은 결국 지반거동 양상(지표침하 및 지중 변위)과 밀접한 관계가 있으므로 설계 단계에서 이에 대한 정확한 평가가 필수적이라 하겠다.

### 4.3 건물의 각 변위 및 수평 변형률을 고려한 건물 손상평가

깊은 굴착 시 지반에 발생하는 연직 및 수평변위는 주변구조물에 각변위(angular distortion)와 수평 변형률(lateral strain)을 유발시키며 따라서 이러한 변형률의 종류와 크기에 따라 구조물의 손상여부가 좌우된다. 그림 17은 지반거동에 따른 주변구조물 손상평가에 있어서 적용되고 있는 각 변위와 수평변형률의 정의를 설명하고 있다. 구조물의 손상정도는 각변위와 수평변형률이 복합적으로 작용할 경우가 각변위만이 작용할 경우 보다 더 높은 것으로 보고 되고 있어 수평변형률 또한 매우 중요하게 다루어져야 한다. 이러한 맥락에서 국내에서와 같이 굴착문제에 있어서 건물의 자중에 의한 침하에 대한 기준을 적용하는 것은 부적절한 결과를 초래할 수 있다.

그림 18은 Cording et al.(2001)이 제시한 건물 벽체에 작용하는 변형률에 따른 건물 손상 유형을 보여주고 있다. 그림 18(a)~(e)에서 보이는 바와 같이 벽체에는 각변위와 수평변형률의 복합적인 작용으로 인해 손상이 발생한다. 즉 지반의 수평변위에 의해 발생하는 수평변형률( $\epsilon_{LF}$ )은 초기단계에는 벽체하부에 국한하여 균열을 발생시키나 벽체 상단부에 휨 균열과 전단균열이 발생하면서 벽체

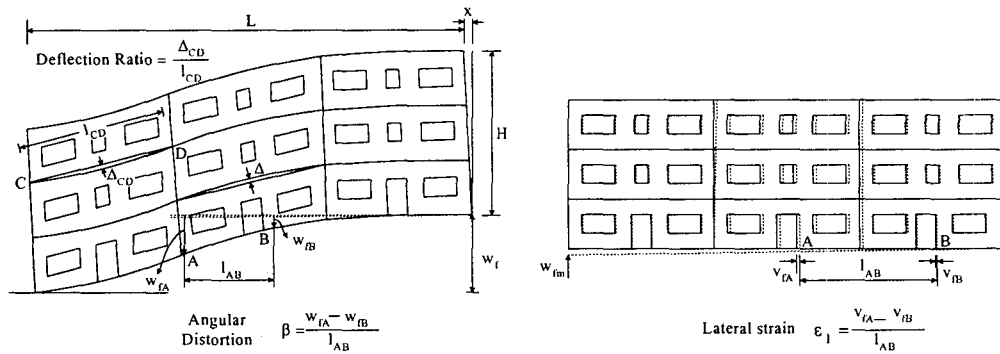


그림 17. 각변위와 수평변형률의 정의

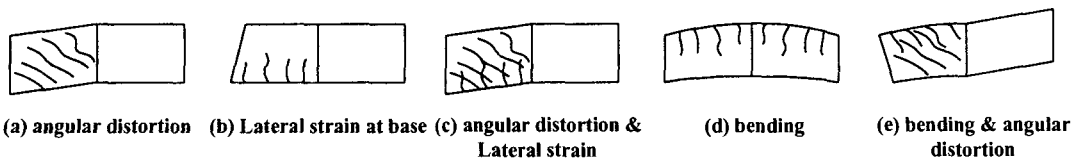


그림 18. 건물손상유형(after Cording et al, 2001)

상부까지 전파되어 균열폭을 확장시키게 된다. 이와 같이 지반굴착으로 인한 지반변위는 연직 및 수평 성분을 포함하며, 따라서 주변 구조물에는 이로 인한 각변위와 수평변형률이 부과되므로 두 성분의 고려 없이는 효율적인 손상평가를 기대하기 어렵다고 할 수 있다.

한편, 건물 벽체에 발생하는 균열 유형은 벽체의 길이(L)와 높이(H)의 비(L/H)와 밀접한 관계가 있는데 L/H가 큰 경우에는 각변위의 정도가 낮더라도 큰 크기의 휨변형률이 벽체 상단부에 발생하여 균열을 유발시키나 L/H가 작은 경우에 있어서는 벽체가 깊은보로 거동하게 되고 따라서 벽체 상단부에 전단균열이 발생한 후에 큰 크기의 휨변형률이 발생하게 된다. 이와 같이 지반거동에 따른 주변 건물의 손상정도과 유형은 지반변위의 크기 및 특성, 벽체의 기하학적 특성, 건물의 구조적 특성 등에 좌우된다고 하겠다.

지반굴착에 따른 주변구조물의 손상평가 기법은 그동안 국외에서의 많은 연구를 통해 그 방법적 측면에서 어느 정도 일반화 되었다고 할 수 있다. 이에 관련된 연구는 대개 미국 및 영국, 그리고 캐나다의 연구자들에 의해 수행되었으며 터널굴착을 대상으로 기법이 개발된 후 깊은 굴착 문제로 확장하여 적용하기에 이르렀다.

대표적인 방법으로는 Boscardin & Cording(1989)이 제시한 손상평가 기법을 들 수 있는데 이들의 기법은 앞서 언급한 각변위와 수평변형률을 고려한 것으로서 이후에 Burland(1995)는 Boscardin & Cording의 연구결과를 확장하여 처짐비(deflection ratio)와 수평변형률에 근거한 기준을 제시하였다. Boscardin & Cording의 기준은 손상평가 대상 건물의 지주벽(bearing wall) 혹은 외벽(facade wall)에 발생하는 수평 및 전단변형률의 합을 토대로 계산되는 최대 인장변형률을 균열정도를 구분하는 임계 인장변형률(critical strain)과 비교하여 손상정도를 평가하는 방법을 취하고 있다(표 2). 다음절

표 2. 손상등급(after Boscardin & Cording, 1989)

손상 수준	손상도	임계인장변형률 $\epsilon_{lim}$ (%)	손상유형
0	무시	0~0.05	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 0.1 mm 이하의 헤어 크랙</li> </ul>
1	매우 경미	0.05~0.075	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 표면마감으로 쉽게 처리되는 미세균열</li> <li>• 내벽에 주로 발생</li> <li>• 조적식 구조물의 경우 외벽에도 발생</li> <li>• 최대 균열폭은 1 mm</li> </ul>
2	경미	0.075~0.15	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 균열을 쉽게 찾아낼 수 있으며 재마감이 필요하고 풍화방지를 위해 조치가 필요</li> <li>• 문짝과 창문을 여는데 어려움이 있음</li> <li>• 최대 균열폭 5 mm</li> </ul>
3	우려	0.15~0.3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 균열보수를 위해 표면을 갈아내고 처리 필요</li> <li>• 조적식 구조물의 경우 일부를 재시공하는 경우가 발생</li> <li>• 주변 매설물에 손상이 발생하고 문짝과 창문이 잘 닫기지 않음</li> <li>• 최대 균열폭 5~15 mm 혹은 3 mm 이상의 균열이 다수 발생</li> </ul>
4~5	심함~ 매우심함	> 0.3	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 벽체, 문짝 및 창문이 뒤틀려 재시공 필요. 최대 균열폭 15~25 mm</li> <li>• 매우 심각한 경우에는 빌딩의 재시공이 필요함: 최대 균열폭 &gt; 25 mm</li> </ul>

에서는 이에 대한 구체적인 방법에 대해서 기술하였다.

Boscardin & Cording(1989) 그리고 Cording et al.(2001)은 지반거동으로 인한 건물손상평가지 건물 벽체에 유발되는 변형률을 평가하는 방법으로서 평균변형률 개념을 제시하였다. 여기서 평균변형률은 지반거동으로 인해 영향을 받는 건물의 벽체를 하나의 요소 혹은 개체로 간주하여 계산되는 평균적인 변형률로서 앞서 언급한 수평변형률과 각변위를 토대로 계산할 수 있다. 여기서 중요한 점은 굴착이 진행됨에 따라 지반변위는 파동(traveling wave)의 형태로 주변 구조물로 전파되기 때문에 굴착이 진행됨에 따라 대상 벽체에 발생하는 평균변형률 평가시에는 이점을 감안하여야 한다는 점이다.

임의의 요소에 수평변형률과 각변위가 작용할 경우 최대 주인장 변형률( $\epsilon_p$ )은 식 (6)과 같이 계산할 수 있다.

$$\epsilon_p = \beta \sin \theta \cos \theta + \epsilon_L \cos^2 \theta, \quad \tan(2\theta) = \beta / \epsilon_L \quad (6)$$

여기서  $\theta$ 는  $\epsilon_p$ 가 작용하는 평면이 수직면과 이루는 각도를 나타낸다.

그림 19는  $\epsilon_L$ 과  $\beta$  그리고 손상도의 관계를 나타내고 있는데 이 그림은 기존의 Boscardin & Cording (1989)이 제시한 도표에 평균변형률개념을 적용하여 다소 수정한 것으로서 각 손상도의 경계는 임계변형률에 해당하는 일정한  $\epsilon_p$ 의 값을 가진다. 각변위  $\beta$ 만이 작용할 경우 최대 주인장 변형률은  $\epsilon_p=1/2\beta$ 의 값을 가지며  $\theta=45^\circ$ 에 작용하므로 균열의 방향은 작용방향과  $90^\circ$ 를 이루는  $\theta=45^\circ$ 가 된다. 반면에 수평변형률  $\epsilon_L$ 만이 작용할 경우  $\epsilon_p=\epsilon_L$ ,  $\theta=0^\circ$ 이며 따라서 균열은 연직방향으로 발생하게 된다. 기존의 Boscardin & Cording (1989)의 도표는  $L/H=1$ 인 깊은보에 발생하는 변형률을 토대로 작성되었다는 점에서 그림 19와 근본적인 차이가 있다고 하겠다.

지반굴착시 발생하는 지반거동으로 인해 건물벽체에 발생하는 변형률은 그림 20에서 보이는 바와

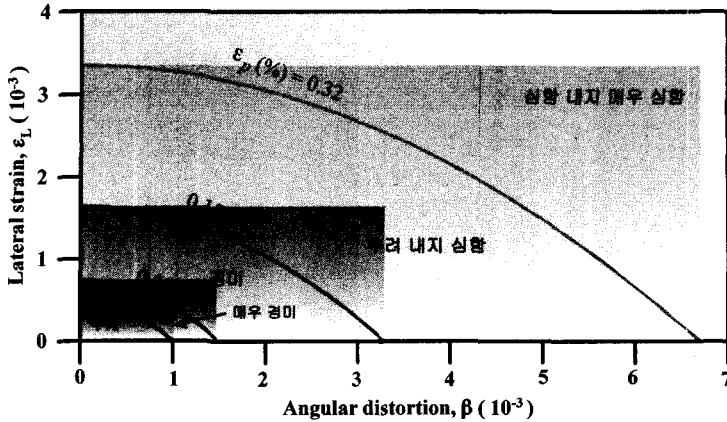


그림 19.  $\epsilon_L$ - $\beta$ 과계와 손상정도

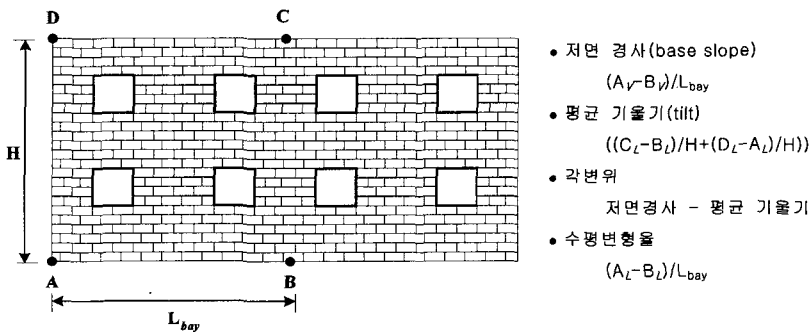


그림 20. 평균변형률 계산

같이 검토대상 벽체를 건물의 구조적 특성을 감안하여 구획(bay)으로 구분하고 각 구획에 대한 기하 조건과 지반변위를 토대로 계산할 수 있다. 즉, 그림 20에서와 같이 벽체를 두개의 요소로 구분하고 각 요소의 수평 및 연직 변위 그리고 기하조건을 토대로 각변위와 수평변형률을 계산할 수 있다. 구획에 대한 각변위와 수평변형률은 그림 20에 나타난 바와 같이 계산된다.

벽체 내에 유발되는 변형률 상태는 비 균질하다는 점과 균열이 일단 발생한 후에는 벽체의 연속체 적인 특성을 상실한다는 점을 감안할 때 위에서 제시한 변형률 계산방법은 다소의 오차가 있을 수 있으나 예비평가의 기준으로 적용하는 데는 큰 무리가 없이 적용할 수 있다.

#### 4.4 적용예

본 절에서는 그림 21에서 도시되어진 바와 같이 높이(H) 12 m 길이(L) 16 m의 제원을 갖는 가상의 3층 조적식 구조물이 실제 현장계측을 통해 지표침하가 측정된 두 현장에 인접하여 위치하는 경우를 고려하였다. 일반적으로 현장 계측 시 지중 수평변위는 측정하지 않으므로 손상평가에 필요한 수평변위는 각종 자료를 토대로 추정하여 적용하였다. 한편, 평가에서는 건물자중에 의한 침하 발생 시 적용하는 기준과 언급한 Cording et al.(2001)의 방법을 적용하여 비교하였다.

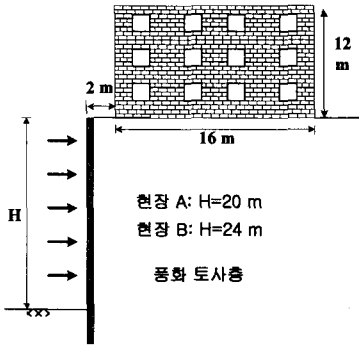


그림 21. 검토대상 건물 개요도

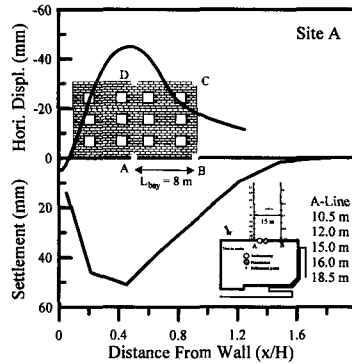


그림 22. 지표침하/수평변위 곡선

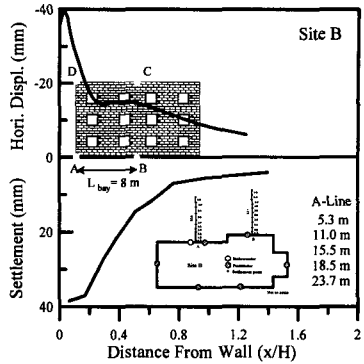


표 3. 손상도 평가결과 비교

	Cording et al. 기법				손상도	기존방법	
	침하경사 (GS)	기울은 (tilt)	각변위 ( $\beta$ )	수평변형률 ( $\epsilon_l$ )		각변위 ( $\beta$ )	손상도
A 현장	3.13	1.56	1.57	3.2	4등급	1.57	2~3등급
B 현장	3.38	1.69	1.69	1.9	4등급	1.25	2등급

주) 건물의 기울음 건물의 기하조건 및 강성에 따라 변할 수 있으나 여기서는 보수적으로 침하경사의 약 50%가 나타나는 것으로 가정하였다.

그림 22는 현장 A와 B의 침하 및 수평변위 곡선에 건물을 덧씌운 그림을 보여 주고 있으며, 표 3은 침하 및 수평변위 곡선으로부터 계산한 건물의 최대 가능 각변위와 수평변형률 그리고 이를 토대로 한 손상도 평가 결과를 나타내고 있다. 보이는 바와 같이 건물에 발생할 수 있는 각변위 및 수평변형률에 근거한 Cording et al.(2001)의 평가기준이 각변위만을 이용하여 경우 보다 월등히 높은 손상도를 나타내고 있음을 알 수 있다. 이러한 결과는 결국 수평변형률의 고려 여부가 손상도 평가 결과에 많은 영향을 미칠 수 있음을 단적으로 보여주는 것으로서 이에 대한 충분한 고려가 있어야 할 것으로 판단된다. 한편, Cording et al.(2001)의 기법 또한 평균변형률에 근거한 근사적 방법으로서 보수적인 면이 내포되어 있으므로 손상평가 결과 우려할 만 한 등급으로 판정된 건물에 대해서는 건물/지반 강성비, 건물의 기하조건, 건물의 구조특성 등을 고려하여 보다 상세한 검토를 추가적으로 수행하는 것이 바람직하다.

## 5. 지반굴착 계속분야의 최근경향

지난 수십년간 국내 경제의 비약적인 발전과 더불어 토지이용에 따른 여러 가지 사회문제를 해소하기 위해 대규모 지하공간의 개발이 수행되어 왔다. 이와 같은 지하공간 개발시 지반을 굴착하는 과정에서 흙막이 및 인접구조물의 안정성을 확보하기 위해 설계가 이루어지지만 실제 나타나는 지반 거동은 설계 예상치와 상당한 차이를 보일 때가 종종 있다. 이는 지반의 불균일성 및 초기응력 상태

등의 토질특성과 과굴착 여부 및 버팀보 설치시기 등의 시공조건이 불명확하기 때문이다. 그러므로 지반굴착 흙막이공사에서는 계측에 의한 현장관리가 필수적인 항목으로 인식되고 있으며, 미약하나마 국내에서도 계측분야의 개발 및 연구가 진행되고 있다.

본 장에서는 지반굴착 계측분야에서 주로 수행되는 계측시스템과 최근 연구되고 있는 계측관리시스템을 살펴보고자 한다.

### 5.1 현장 적용 계측시스템

현재까지 흙막이 건설현장에서 수행되는 계측시스템은 방법적인 면에 있어서 크게 수동계측(반자동계측)과 자동계측으로 구분되며, 계측관리기법적인 면에서는 절대치관리와 예측관리로 나눌 수 있다.

우선 수동계측 시스템은 인력으로 데이터로거에 계측값을 수집하고 수동 내업작업을 통하여 발주처에 주기적인 보고를 하는 형태로 현재 가장 많이 수행되고 있는 일반적인 계측시스템이다(그림 23 참조). 또한, 자동계측 시스템은 측정에서 자료수집까지 완전자동으로 처리되며, 이외의 과정은 수동계측 시스템과 동일하다(그림 24 참조).

종래의 수동계측은 막대한 시간 및 인력소모로 측정빈도의 제약성이 많았으나 자동계측의 적용으로 컴퓨터를 통해 계측결과를 실시간으로 모니터링하기 때문에 측정빈도를 다양하게 조절할 수 있게 되었다. 뿐만 아니라 연속적인 데이터의 수집으로 위험요소를 조기에 감지하고 신속한 대책방안을 강구할 수 있게 만들었다. 이와 같은 장점으로 근래에 와서 지하철공사 및 도심도 건축 흙막이현장을 중심으로 자동계측이 적용되는 사례가 증가되고 있지만 상대적으로 공사기간이 길고 공사규모가 큰 터널, 연약지반 및 사면 등과 같은 분야에서 자동계측의 적용빈도와 비교해 본다면 매우 빈약한 실정이다. 이처럼 자동계측의 우수한 장점에도 불구하고 실제 흙막이현장에서 그 실효를 거두지 못하는 것은 상황에 따라 다르지만 첫째로 경제적인 문제와 직결되고, 둘째로 자동계측 수행에 대한 기술력 문제, 셋째로 자동계측에 대한 인식부족 그리고 규모가 작고 단기간 공사가 많은 흙막이공사 특성으로 인한 자동계측 적용성 미흡 등을 들 수 있다. 이러한 현시점에서 자동계측의 적용은 전술한 여러 문제에 직면하기 때문에 지반굴착 흙막이분야의 계측시스템은 앞으로도 수동계측에 의존할 가능성이 클 것으로 전망된다.

한편, 계측관리기법 부분에 있어 절대치관리기법은 계측수행 결과를 이용하여 현 굴착시공단계의

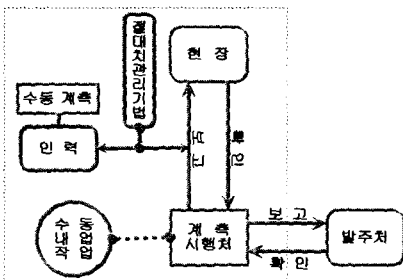


그림 23. 수동계측 시스템 구성도

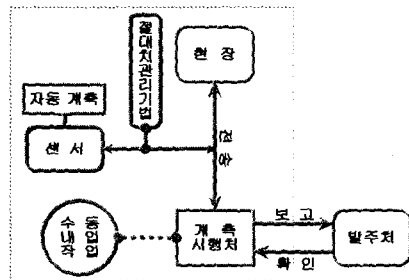


그림 24. 자동계측 시스템 구성도



안정성을 평가하며, 예측관리기법은 현 단계 안정성 유무를 분석 후 안정하다고 판단되었을 때 차후 계획된 시공단계에서의 안정성 유무를 판단하는 것이다. 종전까지 흙막이현장 계측관리는 거의 절대치관리에 의해서만 이루어졌으며, 근래에 와서 예측관리의 필요성이 조금씩 부각되고 있으나 아직 미흡한 단계이다.

따라서, 자동화계측의 어려운 현실을 반영하고 수동계측에 따른 단점을 보완하는 동시에 절대치관리와 예측관리를 병행할 수 있는 시스템 연구가 현재 진행되고 있다.

## 5.2 보완된 계측시스템

### 5.2.1 시스템 개요

보완된 계측시스템이라 함은 종래에 주류를 이루고 있는 계측시스템인 수동계측 방식을 채택하고, 측정데이터의 분석은 자동으로 처리하는 시스템으로 일명 계측관리 자동화시스템을 의미한다. 계측관리 자동화시스템은 그림 25와 같이 절대치관리기법에 의한 현단계 안정성 판단과 예측관리기법에 의한 다음 굴착단계의 안정성 판단을 동시에 검토하여 인터넷을 통한 웹서버로 전송·저장시킨다. 이처럼 시간과 장소에 제약을 받지 않고 측정데이터 뿐만 아니라 안정성 판단결과의 신속한 확인이 가능하므로 측정빈도에 제약성이 따르는 수동계측의 하드웨어적인 단점을 추가비용이 발생되지 않고 최소화시킬 수 있다.

### 5.2.2 시스템 적용효과

계측관리 자동화시스템은 현단계 안정성 뿐만 아니라 다음단계 안정성 검토가 자동으로 처리되는 장점 이외에 발주처 입장에서는 다수의 흙막이현장을 웹상에서 총괄적으로 관리할 수 있고 계측회사의 경우 자동화처리에 따른 계측업무수행시 필요한 인력을 최소화시킬 수 있다. 또한, 그림 26과 같이 웹상에 구축된 데이터베이스 시스템을 통하여 사용자의 요구에 따른 조건검색이 가능하므로 원하는 기간 및 구간에서의 계측 최대값 또는 변화추이를 확인할 수 있어 다각적인 결과분석이 가능하다. 뿐만 아니라 측정현장 및 결과에 대한 정보를 데이터베이스화 함으로써 유사현장의 적용공법 및 대책방안 등을 사전에 강구할 수 있다.

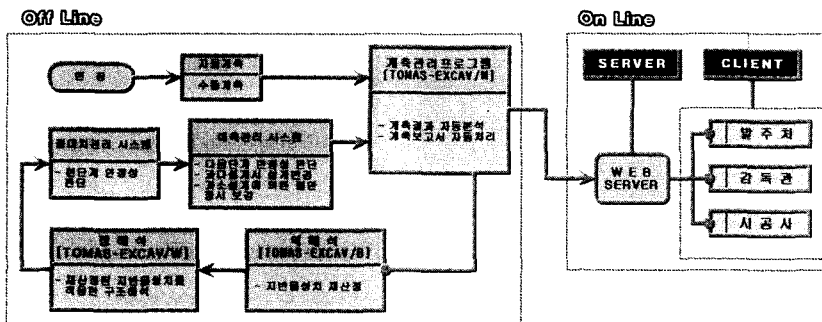


그림 25. 계측관리 자동화시스템 흐름도

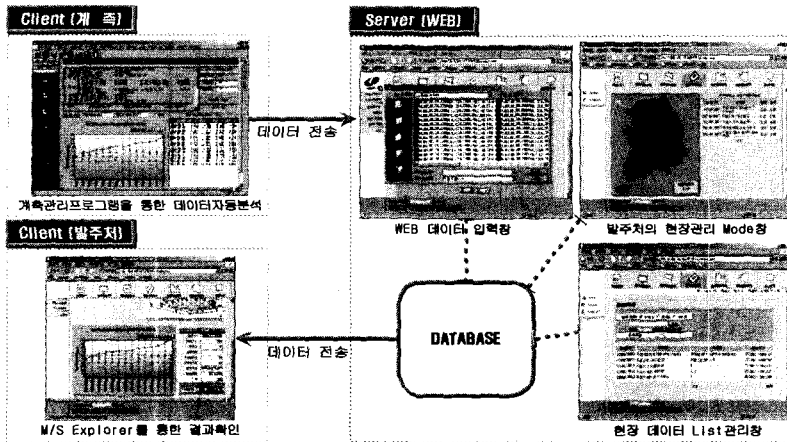


그림 26. 웹에서의 상호 연계도

이처럼 계측관리 자동화시스템의 도입은 수동계측 시스템의 단점을 보완하고 자동계측 시스템보다 적은 비용으로 효과를 극대화할 수 있는 방법으로 평가되며, 궁극적으로는 수동계측 부분을 자동계측으로 전환하여 계측관리 자동화시스템과 연계시키는 것이 바람직한 방향이라 사료된다.

## 6. 지하굴착 신 공법의 소개

### 6.1 서론

건설분야에 있어서 IMF를 거치면서 요소기술에 대한 큰 변화의 물결이 있었으며, 그 대표적인 부분이 전문 건설업체들의 기술개발 열기와 대형 프로젝트의 턴키방식 도입으로 인해 보다 전문화되고 특화된 공법을 요구하게 되었다.

이는 민간공사에 있어서의 V. E(value engineering)를 인정하는 추세로 이어지면서 그 개발열기는 한층 더해 가고 있다.

특히 지하굴착 및 흙막이 공사 부문에서의 변화된 주류는 크게 2가지로 볼 수 있는데, 그 하나는 지하 건축구조물과 가설(영구)흙막이 공법을 하나로 접목하는 방법이며, 나머지 하나는 전문업체에서 일고 있는 정밀시공의 절실함이 현실적으로 실현되고 있는 것이라 할 수 있다.

### 6.2. 건축구조와 접목된 최근 공법의 소개

#### 6.2.1 개요

본 절에서는 건축 구조체를 흙막이 지지체로 활용하는 공법인 SPS( Strut as Permanent System)공법과 엄지말뚝을 건축구조 보강재로 활용하는CBS(Composite Basement wall System) 공법을 소개하고자 한다.

## 6.2.2 SPS 공법

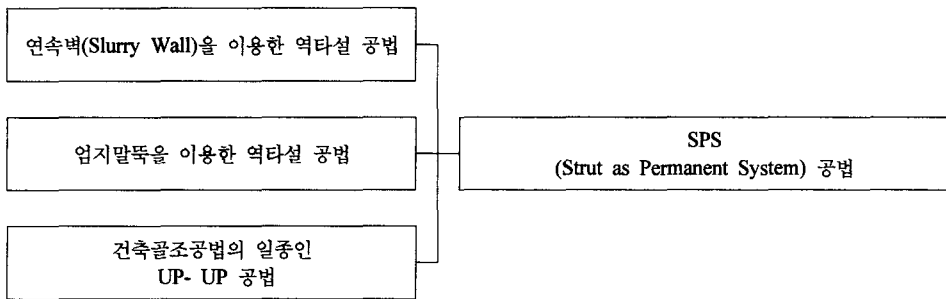
### (1) 개발동기 및 공법의 접목

- 개발동기

흙막이 공법의 지지체 중에서 버팀보는 지하굴착공사 단계에서 설치하고 건축공사 단계에서 해체를 병행하는 방식이며, 이 경우 흙막이 벽체의 변형과 주변지반의 거동이 2회에 걸쳐 발생하는 문제와 해체된 버팀보 자재의 인양은 또 하나의 공정으로 안전적인 측면에서 매우 불리한 공법이라 볼 수 있다. 이를 근본적으로 해결할 수 있는 공법이 필요하게 되었으나 버팀보를 건축 구조체로 이용하는 문제는 연구 구조체로 변화시킬 수 있는 건축구조부분의 연구와 검토가 절대적으로 필요하게 되었는바, 이를 건축구조 부분과 토질부분을 동시에 접목하는 공법을 개발하는 동기가 되었다.

- 공법의 접목

SPS공법은 기왕에 개발되어 통용되고 있던 공법과 건축구조부분의 기술적인 보완으로 개발되었으며 본 공법의 접목은 다음과 같다.



위의 공법 중에서 주요 접목부분과 활용 사항은 다음과 같다.

기존 공법	주요 접목 사항	활용 내용
연속벽(Slurry Wall)을 이용한 역타설 공법	현장 타설말뚝 (RCD, Barrette공법) 시공법	소구경 말뚝인 PRD로 변경. 단, 깊은 기초형식인 경우는 별도
엄지말뚝을 이용한 역타설 공법	엄지말뚝과 슬래브의 연결부인 테두리보 시공법	보와 거더를 중심으로 하는 테두리 보(Perimeter beam)로 변경
건축골조공법의 일종인 UP-UP 공법	기초부분 공사를 완료한 단계에서 지하 최하층과 1층을 동시에 진행하는 UP-UP 기법	필요한 시점(지하골조 부분층)에서 건축공사가 가능하도록 계획

(2) 기존 공법과의 상이성(相異性)과 유사성(類似性)

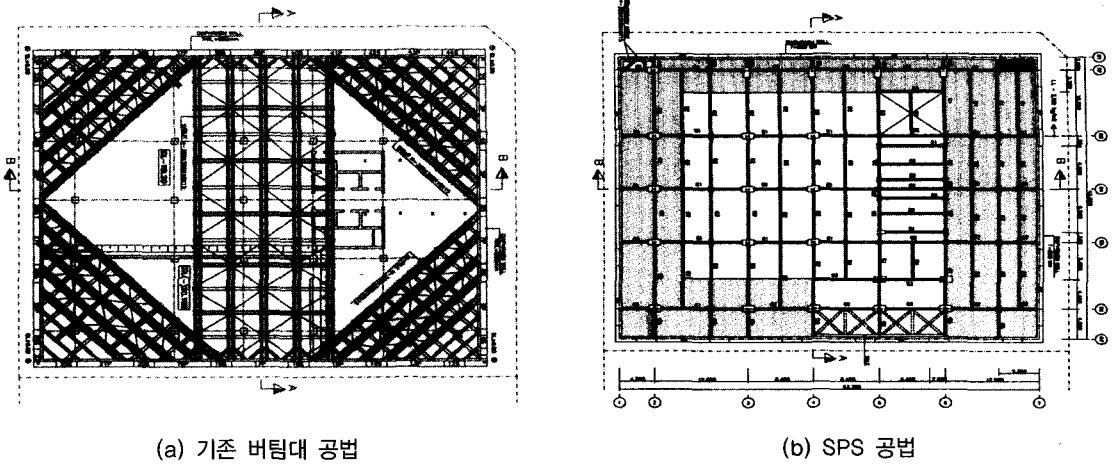


그림 27. 기존 버팀대 공법과 SPS 공법 평면 비교

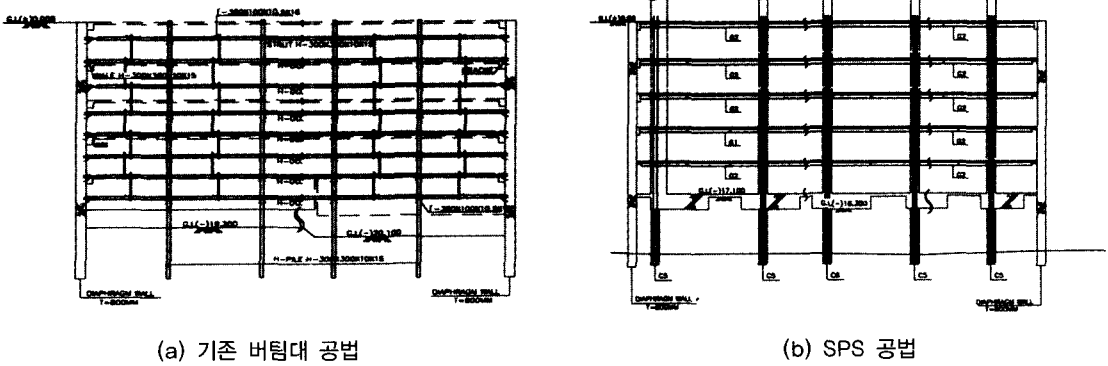


그림 28. 기존 버팀대 공법과 SPS 공법 단면 비교

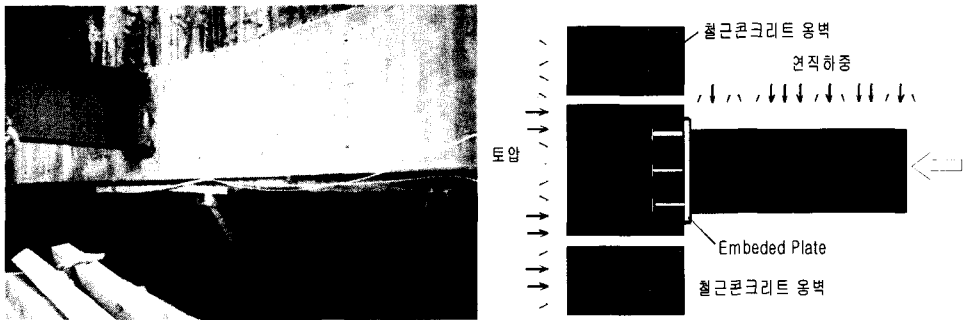


그림 29. RC 피장 접합부 응력상황 및 형상

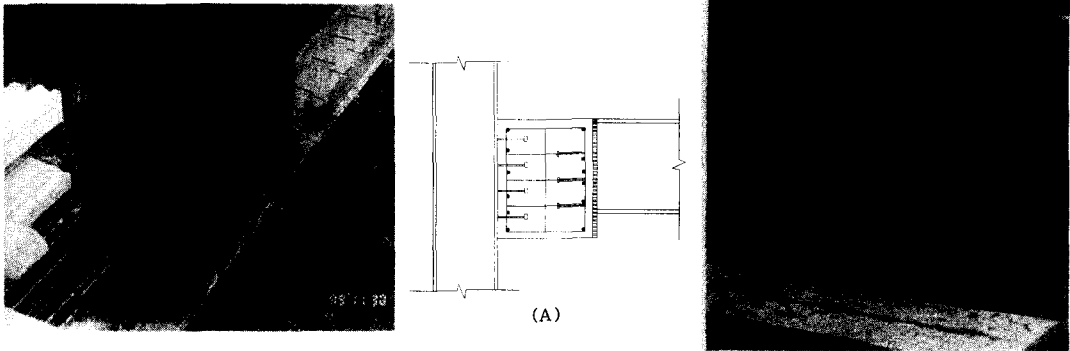


그림 30. 테두리보와 엄지말뚝 연결 그림 5] 현장타설말뚝의 시공전경  
(철근 근입 無, 수직도 관리 위해 이중케이싱 사용)

### (3) SPS공법을 적용할 수 있는 가장 최상의 조건

- ① 지하 구조체가 철골조(S-조, SRC-조)이거나 변경이 가능한 구조
- ② 건축기초가 놓이는 위치가 직접기초를 적용할 수 있는 지층
- ③ 주변에 앵커공법이나 Soil Nail공법의 적용에 어려움이 있는 경우
- ④ 굴착에 따른 주변거동에 제약이 심한 곳
- ⑤ 지하건축 구조가 확정되어 변경이 없는 현장

## 6.2.3 CBS공법

### (1) 개발동기 및 발전단계

본 공법의 특성은 가설흙막이 공법 구조 중에서 응력부담재(엄지말뚝)를 건축 외부벽체의 구조로 활용하고자 하는 개념이며, 이는 지하건축구조물을 시공하는데 있어서 수직 지지체의 설치간격을 넓게 하여 지지체의 개수를 줄여 1층에 1개의 지지체를 설치할 수 있는 경제적인 측면에서의 개념을 가질 수 있게 되었다.

즉, 흙막이 벽체의 강성을 증대시키기 위하여 엄지말뚝을 조밀하게 설치하여도 이를 건축외벽의 본체로 활용할 수 있도록 함으로서 충분히 원가의 상승요인을 배제할 수 있음은 물론 당초부터 계획을 수립하여 적용할 수 있다면, 외벽공사비의 약 20~30%정도의 원가절감을 가져올 수 있게 되었다.

### (2) 개발과 적용이 가능한 공법의 핵심

- ① 엄지말뚝의 정밀용접 기술도입(철골 업체)의 시공
- ② 건축구조 및 토질전문가의 협의와 설계 공동참여
- ③ 엄지말뚝의 수직도 관리 및 정밀시공으로 간격을 좁힐 수 있는 기술

④ 차수성 흙막이 벽체의 시공기법 적용

(3) 공법의 이론적인 접근

① 구조검토 개념

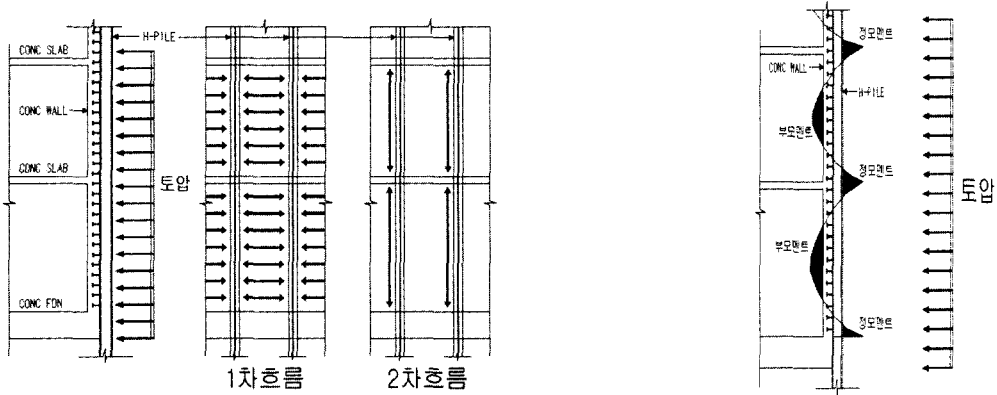


그림 31. CBS 적용벽체 응력 흐름도



그림 32. CBS 현장 적용예

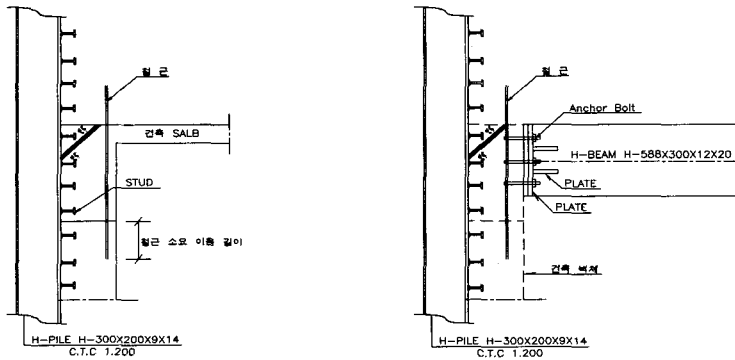


그림 33. 벽체 철골 접합단면

#### (4) CBS공법을 적용할 수 있는 가장 최상의 조건

- ① 엄지말뚝이 CIP 또는 SCW내에 설치된 것과 같이 토사로부터 독립되어 있을 것
- ② 엄지말뚝의 강성이 크고 좁게 위치하고 있을 것
- ③ 건축외벽의 구조가 종방향으로 주철근이 배열되어 있는 경우
- ④ 지하층 규모가 중규모 이상이거나 최소한 지하 3층 이상의 구조
- ⑤ 엄지말뚝의 수직도가 양호한 경우(최소한 1/200)

### 6.3 공법 적용시 유의사항

제시된 SPS 공법과 CBS 공법은 설계단계에서부터 시공계획이 전제되어 반영되어야 하는 바, 기술적인 축적이 이루어진 경우는 매우 효과적이라 할 수 있으나 경험축적이 미흡한 단계에서는 공사 기간이나 공사비 측면에서 불리한 경우가 발생될 수 있으므로 공법의 특성과 고려사항 등을 건축구조와의 적극적이고 책임감있는 업무분장과 협조가 절대적으로 필요하다고 하겠다.

지반공학 분야에서의 지반굴착 분야는 토목 또는 건축 구조물의 시공 시 작업공간의 안전성 확보에 매우 중요한 분야라 할 수 있다. 근래에 도심지 굴착이 빈번해 지면서 그 중요성은 더욱 증대되고 있다고 할 수 있다. 국내의 지반굴착 기술은 기계화, 정보화 시공, 신기술 및 신공법의 확대적용 등 많은 변화가 진행되고 있다. 그러나 대심도 굴착, 지하철 시공 등 지반굴착공사가 다양하게 시행되는 데에 반하여 굴착분야의 근본적인 원리 및 문제점을 규명하기 위한 연구가 병행되고 있지 못하다는 것은 우리 모두가 반성해야 할 부분이다.