

# 정보화 시공에서 Feed Back Analysis (터널, 암반사면, 지반굴착 등 Hard Material 사례중심으로) The Role of Feed Back Analysis in Observational Method

김학문 , Hak-Moon Kim

단국대학교 토목환경공학과 교수, Professor, Dept. of Civil & Environmental Eng., Dankook University.

**SYNOPSIS :** The important role of observational method in geotechnical engineering are emphasized together with the direction of future development, concerning successful application of the technique on the site investigation, design and feed back at various construction stages.

Case histories on the application of feed back are introduced in order to achieve the most economical and reliable construction for tunnel, rock slope and deep excavations through feed back system at design and construction stages.

Also the limitations and advantages of the observational method and the role of feed back system are discussed for construction of tunnel, rock slope and deep excavation in hard ground such as layered ground conditions including weathered , soft and hard rocks.

**Key words :** observational method, feed back, tunnel, rock slope, deep excavation, case histories

## 1. 서 론

하루가 다르게 발전해 나가는 설계, 시공기술과 수준높은 건설시장의 경쟁력 확보가 과거 어느때 보다도 절실히 요구되고, 안전하고 경제적인 최적의 설계, 시공의 방향을 제시해줄 수 있는 정보화시공의 중요성과 활용성이 21세기에는 보다 일반화 될 수 있는 계기가 되어야 겠다.

과거의 정보화시공 개념은 현장의 계측관리나 역해석 정도로만 제한된 느낌이 드나, 근간에는 급속한 컴퓨터, 유무선통신 연결처리기술의 발달과 자동계측 System의 도입등으로 설계, 시공, 계측, 관리등 모든 기술을 통합관리하는 영역으로 자리매김을 하게 되었다.

정보화 시공과 관련된 연관 요소들, 발전과정, 설계와 역해석, 사고사례, 개선방향등은 이미 지반공학시리즈 12의 "정보화 시공" 총론에서 소개한바 있으나 역해석의 개념과 목적을 부각시키기 위하여 몇가지 역사적 요점을 정리해 보고자 한다.

1948년 Terzaghi의 저서에서 "If it is not possible to make an approximate forecast, the behavior of the soil must be observed during construction, and the design may subsequently have to be modified in accordance with the findings."

1969년 Lambe과 Whitman은 그의 저서 Soil mechanics에서 "Experience does not mean merely doing but the doing coupled with an evaluation of results of the act. Thus, when civil engineer makes a design or solves a soil problem and then evaluates the outcome on the basis of measured field performance, he is gaining experience."

경험이란 단순히 설계나 해석하는 자체에 있는 것이 아니고 이 결과들이 실제 현장에서 나타나는 계측치와 비교평가되었을 때 비로서 의미가 있다는 정보화 시공의 당연성을 제시하고 있다.

1969년 9회 Rankine Lecture에서 Peck 교수가 발표한 "Advantages and Limitation of the

Observational Method in Applied Soil Mechanics"에서는 정보화 시공에 대한 필요성과 적용지침을 체계적으로 제시하였다. 그는 정보화시공법은 시공진행 중 최대의 경제성을 허용하고 안전성을 확신하여 설계를 합리적으로 보완해주는 방법이라 소개하고, 제한 사항들은 있으나 안전을 희생시키지 않고 시간과 공사비를 절약해 줄 수 있는 훌륭한 방법이기 때문에 모든 지반공학 기술자에게 널리 알려질 필요가 있다고 하였다. 제한사항 중의 하나로는 과업특성상 시공 중에 설계변경이 허용되지 않는 경우이다.

1996년 영국토목학회가 발간한 "The Observational Method in Geotechnical Engineering"에서 Powderham은 정보화 시공법을 지금까지 발전시키지 못한 이유를 계약상의 복잡성과 위험에 대한 긍정적인 책임소재관계와 정보화시공사례의 자료부족 그리고 지반조건에 대한 불신임 등으로부터 야기되는 기술적 자신감의 결핍등이 원인이라 지적하였다.

## 2. 정보화 시공과 역해석에 관련된 요소

일반적으로 사용되는 역해석은 현장계측에서 얻어지는 응력이나 변위에 만족하는 설계변수를 역으로 추적하여, 실제 현장상태에 부합되는 설계변수를 사용하여 다음시공단계의 거동과 안정성을 평가함으로써 장래의 시공단계에서 예측치에 대한 신뢰도를 증대시키는 합리적인 해석기법이다.

그러나 역해석시에 사용되는 Computer program은 대부분 정해석에서 설계시에 사용한 것과 동일하지만, 경우에 따라서는 현장 시공중 발생한 여건을 가장 가깝게 모사할수 있는 Computer program 선택하고 해석방법이나 재료모델을 보완한후 역해석을 수행할 경우도 발생될수 있다.

그림 1은 정보화 시공의 개념도 인데 일반적인 시공순서인 (a)와 정보화시공을 적용할 경우(b)로 나눌수 있으며 시공시 현장계측치와 설계시 예측치 사이에 대책이 필요한 경우 역해석의 기법이 검토 될수 있다.

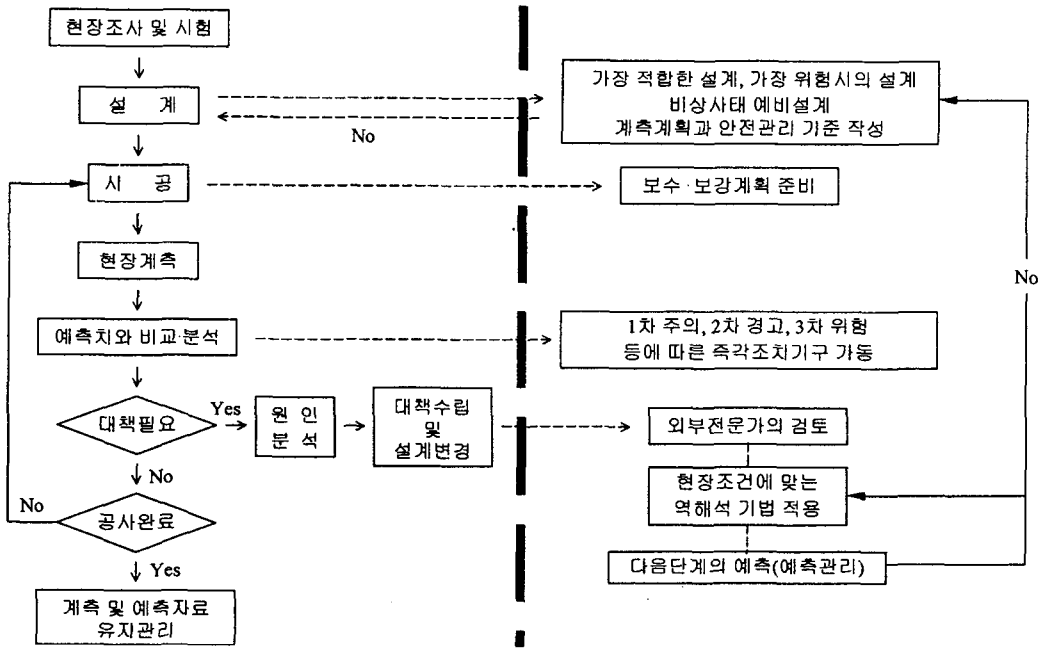


그림 1. 정보화시공 개념도

그림 2는 정보화 시공과 관련된 요소들과 역해석의 위치를 나타내고 있다. 여기서 역해석은 설계단계에서의 불확실성과 문제점들을 보완하는 위치에 있지만, 신뢰도 높은 역해석을 수행하기 위하여서는 설계시 예측되는 모든 위험상태나 불확실한 요소들을 확인할수 있는 위치와 시기에 적절한 계측 System을 적용할수 있는 기술과 경험을 필요로 한다.

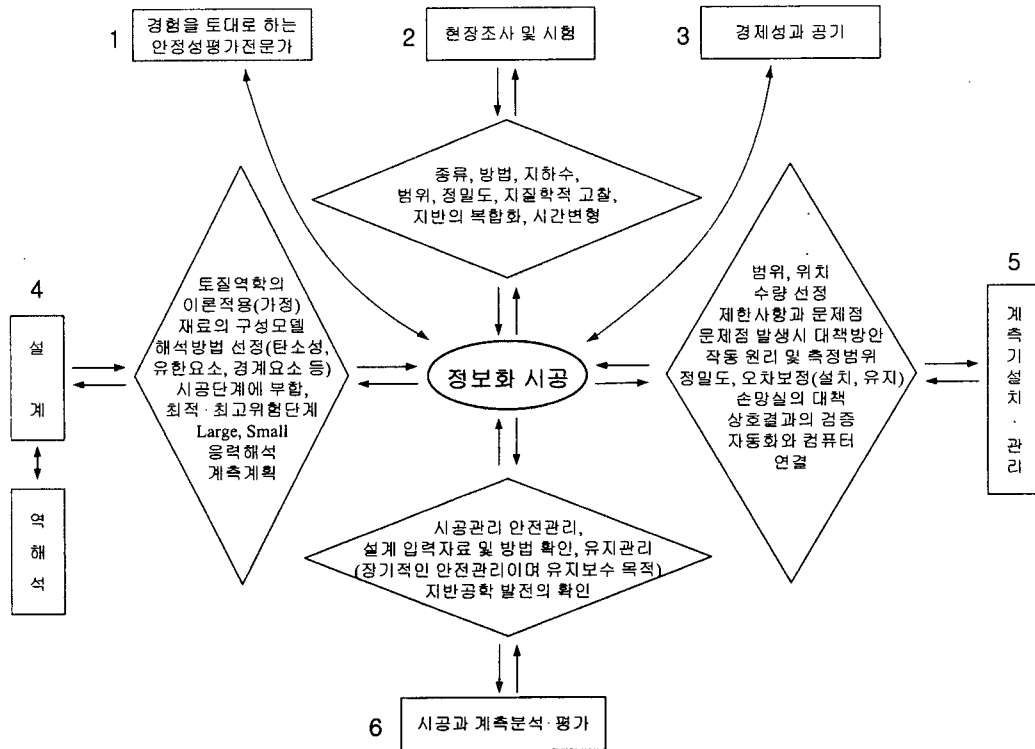


그림 2. 정보화시공에 연관된 요소

이러한 기술과 경험은 정보화 시공에 대한 많은 성공과 실패사례를 직, 간접으로 경험함으로써 얻을수 있으며, 그림 3과 같이 설계, 시공, 계측의 영역을 두루 이해하고 연결시킬 수 있음으로서 비로서 정보화 시공전문가의 자질을 갖추게 될 것이다.

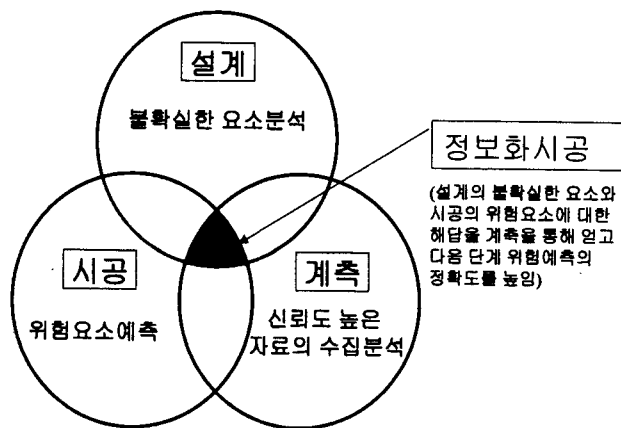
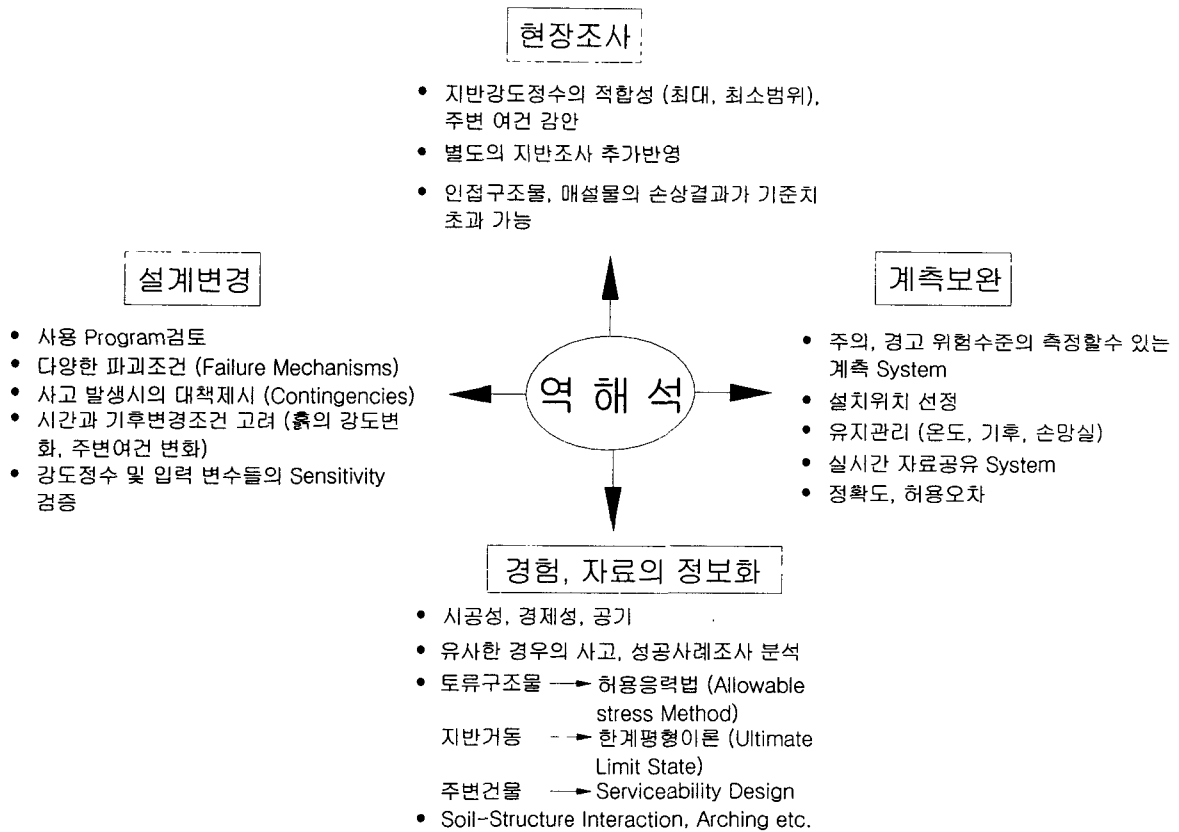


그림 3. 정보화시공의 연관성

### 3. 역해석시 검토사항

역해석과 관련된 요소들과 검토사항들을 아래와 같이 제시해보았다.



### 4. 국내의 다층토지반에서 정보화 설계 : -Hard Material

#### 4.1 지반물성치의 정보화

해석과 역해석을 위해 국내의 다층토 지반에서 토압이나 수압의 산정은 기존의 해석상의 여러 가지 제한사항들로 그 정확도의 예측이 용이하지 않다.

대부분의 다층토는 지반의 강도에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화토, 풍화암, 연암, 보통암, 경암으로 구성되어 있으며, 본 내용에서는 점착력, 내부마찰각, 변형계수, 지반반력계수, 투수계수등의 항목을 검토하였다.

##### 4.1.1 지반에 따른 점착력

설계자가 예비설계 단계에서 다층토 지반의 지층별 점착력 산정을 위해 국내에서 시행된 시험, 설계자료, 제안식등의 자료를 지반조건에 따라 그림 4와 같이 Plot하였으며, 각 지반별 점착력의 하한치와 평균치는 표 1과 같이 나타내었다.

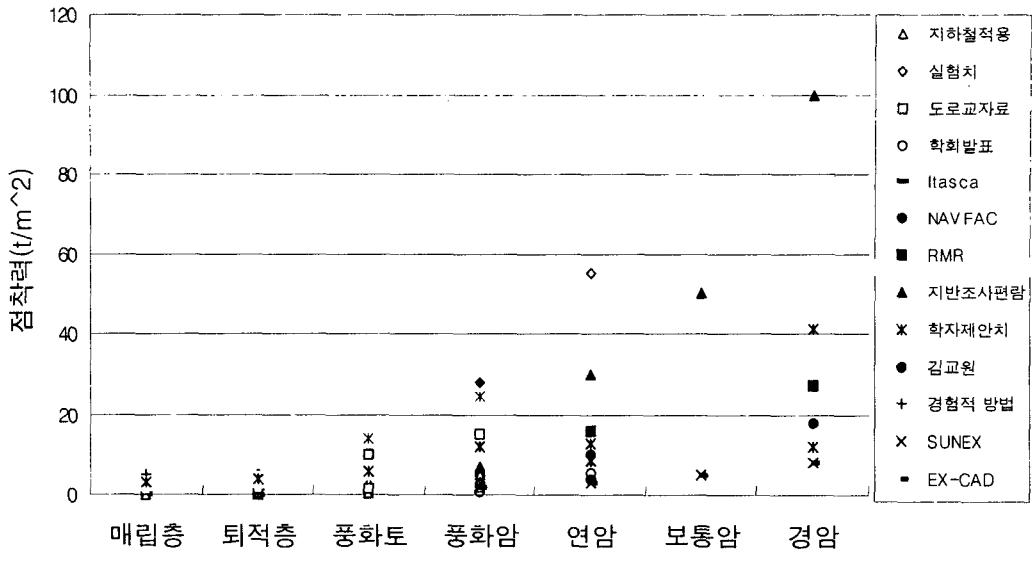


그림 4. 지반조건에 따른 점착력(c)

표 1. 점착력(c)의 평균치와 하한치 (단위:  $t/m^2$ )

지층 물성치	매립층	퇴적층	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
평균치	1.27	1.82	3.9	8.67	14.0	20.0	30.13
하한치	0	0	0.5	0.7	3.0	5.0	8.0

4.1.2 지반에 따른 내부마찰각

설계자가 예비설계 단계에서 다층토 지반의 지층별 내부마찰각 산정을 위해 국내에서 시행된 시험, 설계자료, 제안식등의 자료를 지반조건에 따라 그림 5와 같이 Plot하였으며, 각 지반별 내부마찰각의 하한치와 평균치는 표 2과 같이 나타내었다.

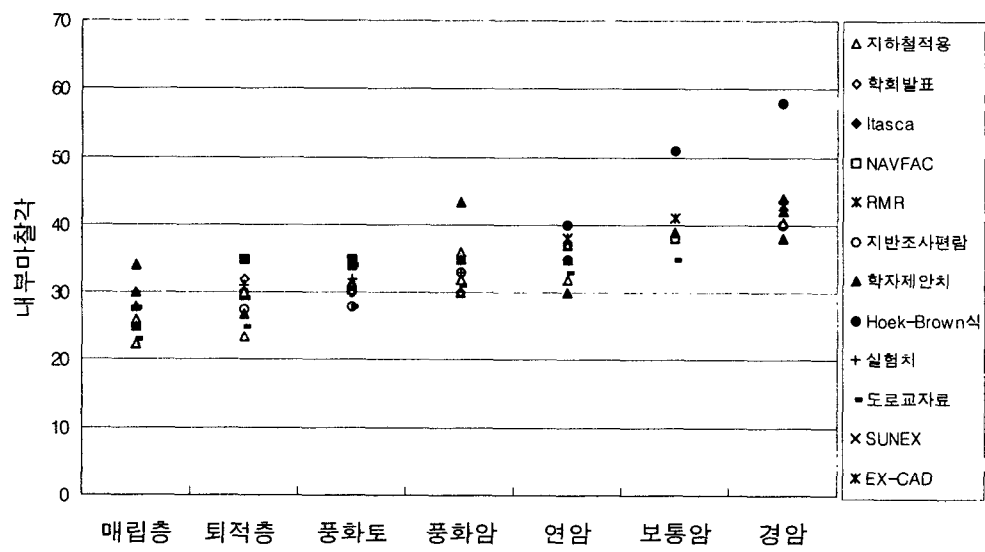


그림 5. 지반조건에 따른 내부마찰각( $\phi$ )

표 2. 내부마찰각( $\phi$ )의 평균치와 하한치

(단위: °)

지층 물성치	매립층	퇴적층	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
평균치	27.2	29.6	31.9	34.1	35.0	40.4	43.3
하한치	22.5	23.5	28	30	30	35	38

#### 4.1.3 지반에 따른 변형계수

설계자가 예비설계 단계에서 다층토 지반의 지층별 변형계수 산정을 위해 국내에서 시행된 시험, 설계자료, 제안식등의 자료를 지반조건에 따라 그림 6. 같이 Plot하였으며, 각 지반별 변형계수의 하한치와 평균치는 표 3같이 나타내었다.

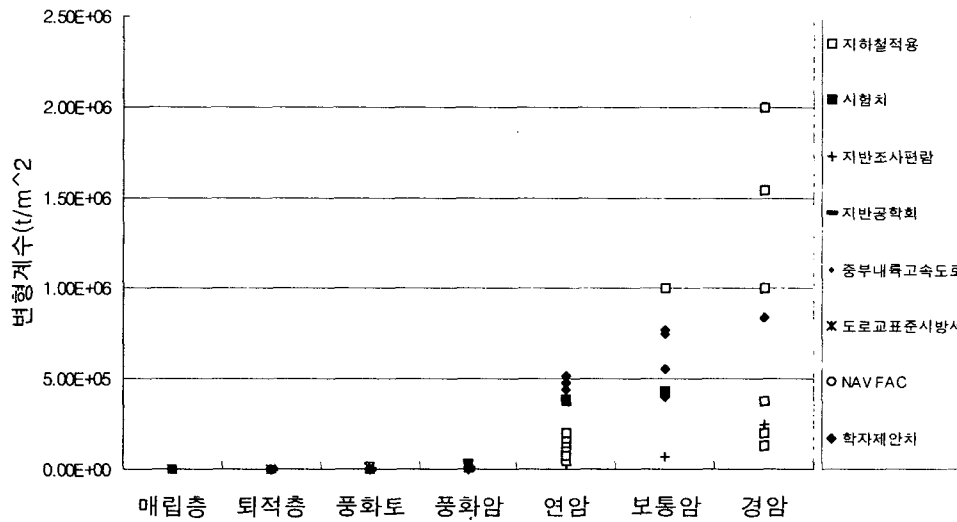


그림 6. 지반조건에 따른 변형계수(E)

표 3. 변형계수(E)의 평균치와 하한치

(단위:  $t/m^2$ )

지층 물성치	매립층	퇴적층	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
평균치	887	1,016	4,463	10,633	235,803	567,531	1,348,959
하한치	336.6	367.2	1431.2	2,000	30,000	70,000	130,000

#### 4.1.4 지반에 따른 지반반력계수

설계자가 예비설계 단계에서 다층토 지반의 지층별 지반반력계수 산정을 위해 국내에서 시행된 시험, 설계자료, 제안식등의 자료를 지반조건에 따라 그림 7와 같이 Plot하였으며, 각 지반별 지반반력계수의 하한치와 평균치는 표 4와 같이 나타내었다.

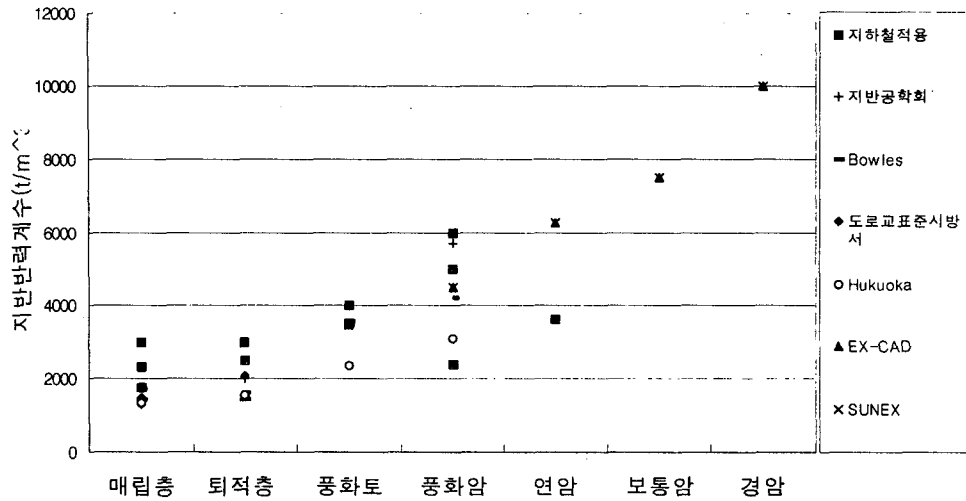


그림 7. 지반조건에 따른 지반반력계수 ( $K_s$ )

표 4. 지반반력계수 ( $K_s$ )의 평균치와 하한치 (단위:  $t/m^3$ )

지층 / 물성치	매립층	퇴적층	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
평균치	1859	2109	3366	4490	5380	7500	10000
하한치	1250	1400	2353.4	2390	3640	7500	10000

#### 4.1.5 지반에 따른 투수계수

설계자가 예비설계 단계에서 다층토 지반의 지층별 투수계수 산정을 위해 국내에서 시행된 시험, 설계 자료, 제안식등의 자료를 지반조건에 따라 그림 8과 같이 Plot하였으며, 각 지반별 투수계수의 상한치와 평균치는 표 5과 같이 나타내었다.

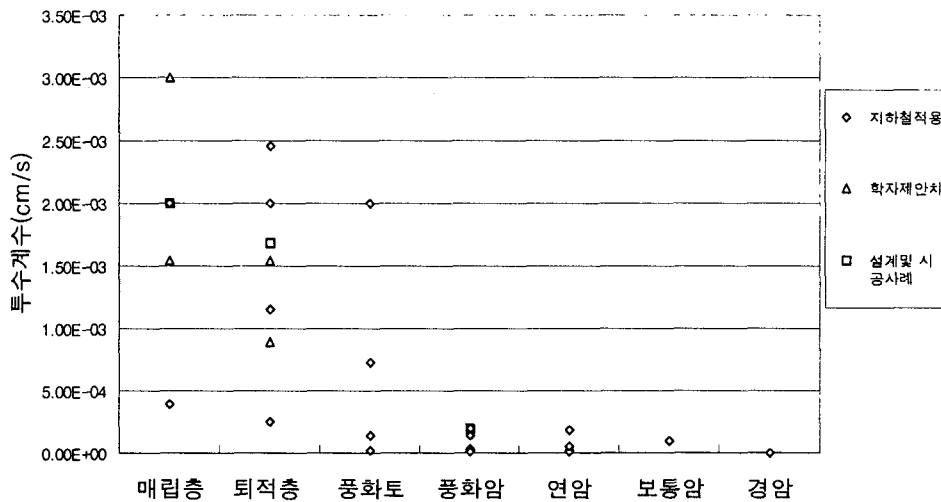


그림 8. 지반조건에 따른 투수계수(K)

표 5. 투수계수(K)의 평균치와 상한치

(단위:cm/sec)

지층 물성치	매립층	퇴적층	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
평균치	1.79E-3	1.42E-3	7.21E-4	1.0E-4	6.81E-5	9.67E-5	3.38E-6
상한치	3.00E-3	2.46E-3	2.0E-03	1.99E-4	1.90E-4	9.67E-5	3.38E-6

## 4.2 다층토지반에서 토압, 수압의 정보화

### 4.2.1 다층토의 토압

수도권 인구밀집지역에 위치한 13개 현장에 설치된 15개의 측정단면으로부터 계측된 자료를 정리하였으며, 하중계의 결과를 통해 다층토 지반의 토압을 그림 9와 같이 분석하였다.

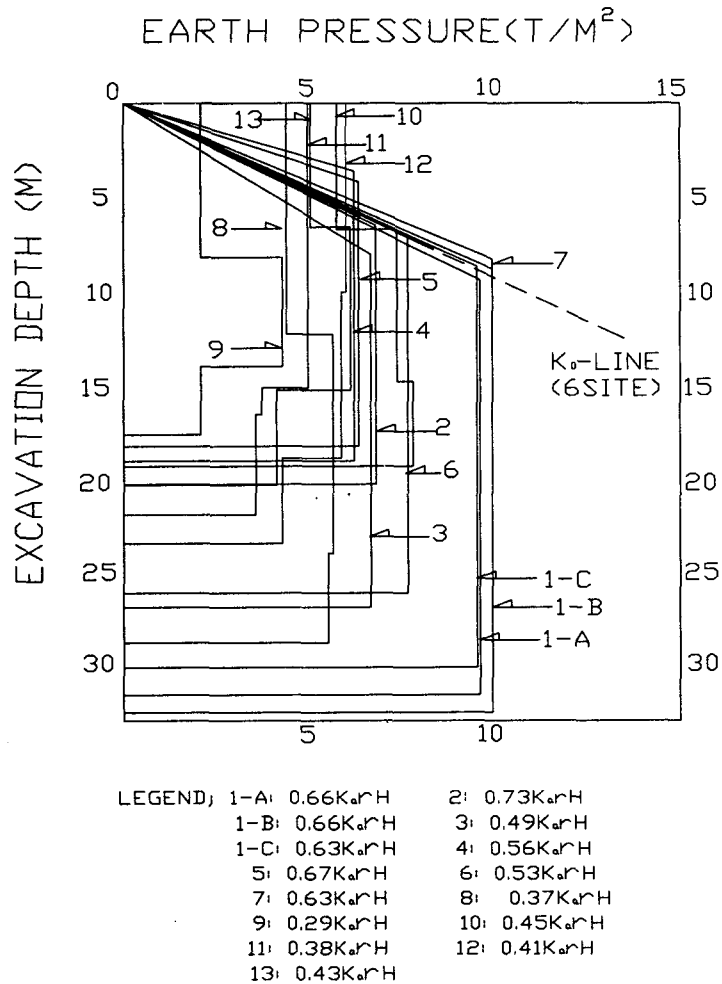


그림 9. 토압 분포도

위의 그림 9의 현장은 모두 국내 다층토 지반의 굴착 현장으로써 각 현장에 따라 토사와 암 지층의 두께가 모두 다르며, 이들 분포 범위를 전체 굴착깊이(H)에 따라 토층분포비를 표 6와 같이 나타 내었다.



표. 6 굴착깊이에 따른 토층분포비

지층구성 \ 현장명	현장명									
	1-A	1-B	1-C	2	3	4	5	6	7	
$\frac{h_s}{H}$	0.28	0.35	0.38	0.27	0.59	1.0	0.35	0.51	0.38	
$\frac{h_w}{H}$	0.09	0.20	0.25	0.10	0.13	-	0.65	0.32	0.62	
$\frac{h_{sr}}{H}$	0.63	0.45	0.37	0.22	0.10	-	-	0.13	-	
$\frac{h_{hr}}{H}$	-	-	-	0.41	0.18	-	-	0.04	-	
지층구성 \ 현장명	현장명									
	8	9	10	11	12	13				
$\frac{h_s}{H}$	-	0.38	0.33	0.72	0.37	0.30				
$\frac{h_w}{H}$	0.28	0.30	0.44	0.10	0.43	0.40				
$\frac{h_{sr}}{H}$	0.39	0.32	0.23	0.18	0.20	0.30				
$\frac{h_{hr}}{H}$	0.33	-	-	-						

(여기서, H:굴착깊이,  $h_s$ :토사층의두께,  $h_w$ :풍화암의두께,  $h_{sr}$ :연암의두께,  $h_{hr}$ :경암의 두께)

#### 4.2.2 다층토 지반 계측토압과 Peck토압의 비교결과

조사된 13개 현장의 다층토 지반의 계측토압과 기존 연구된 계측토압을 비교 검토한 결과는 표 7과 같다.

표 7 암반을 포함한 다층지반 굴착시 흙막이벽 토압의 국내 연구사례 검토

구 분	최대 굴착심도 (GL-m)	Peck 토압 대비 계측토압(평균값)		비 고	
		다 층	암 반 층		
년도	발표자				
1993	이종규,전성곤	33.0	74%	30%	4개 현장
1993	이종규,전성곤	35.6	60%	54%	10개 현장
1994	채영수,문 일	25.9	74%	26%	4개현장
1995	홍원표,윤중만	37.0	75%	-	27개 현장 (앵커지지)
1997	정은택,김석기	18.1	72%	52%	4개 현장
1998	유충식,김연정	33.0	75%	-	57개 현장
2002	김학문	31.6	61%	60.2%	13개 현장

### 4.2.3 다층토의 수압

지형, 지세 및 인근 강이나 하천의 영향을 고려한 해석수행은 매우 중요하다. 물론 굴착측에 유입되는  $Q_{out}$ 을 확인하고 주변에서 공급되는(지반의 투수계수  $k$  고려)  $Q_{in}$ 의 균형을 느낄 필요가 있다. 풍화암이나 연암에서도 벽체의 차수정도에 따라 약간의 수압이 고려되어야 하는지의 검토가 바람직하다. 다층토 지반의 투수 계수에 따른 지반별 수압 적용의 적정성을 검토하기 위해 상부에서부터 풍화토, 풍화암, 연암, 보통암, 경암의 층으로 다층토 지반으로 모델링 하여 굴착단계에 따른 작용수압을 유한요소법  $Seep/W$ 를 사용하여 검토해 보았다.

투수계수 조건은 검토된 평균치, 상한치인 투수계수를 기준으로 하여 다층토 지반에서 굴착 단계에 따른 수압 분포를 검토하였다.

다음 그림 10은 일반적으로 경험에 의해 추정된 수압특성을 나타내고 있다.

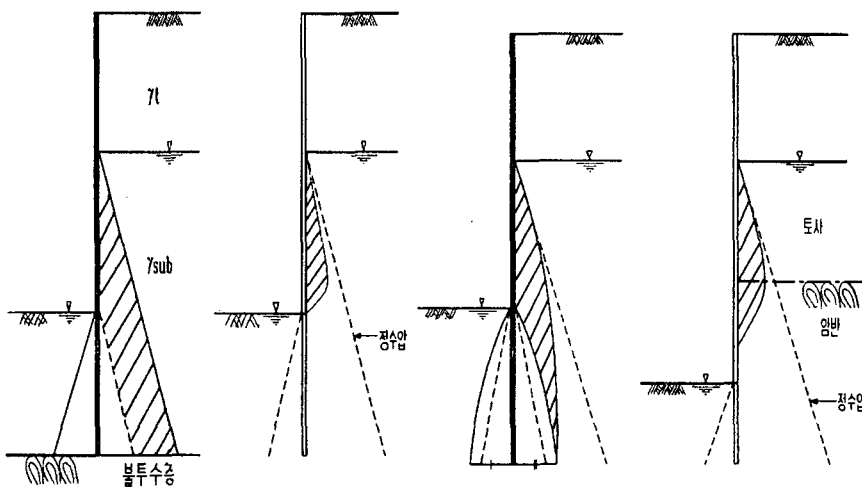


그림 10. 경험에 의해 추정된 수압 특성

### 4.2.4 지층조건 및 수치 모델링

다층토 지반에서 굴착에 따른 수압 분포를 평가하기 위해, 그림 11과 같이 상부에서부터 풍화토, 풍화암, 연암, 보통암, 경암 층으로 모델링하여 각층을 7m간격으로 등분할 하였으며, 굴착부는 풍화토 굴착을 1단 굴착으로, 풍화암부 굴착을 2단 굴착, 연암부 굴착을 3단 굴착, 보통암 굴착을 4단 굴착으로 하여 각 굴착 단계별 수압분포를 표 8에 주어진 투수계수 조건으로부터 검토하였다.

또한 굴착단계에 따른 지하수위 변화를 보면 그림 11과 같다.

표 8. 지반조건에 따른 투수계수

(단위: cm/sec)

지반조건 투수계수	풍화토	풍화암	연암	보통암	경암
상한치	2.0E-03	1.99E-04	1.90E-04	9.67E-05	3.38E-06
평균치	7.21E-04	1.0E-04	6.81E-05	9.67E-05	3.38E-06

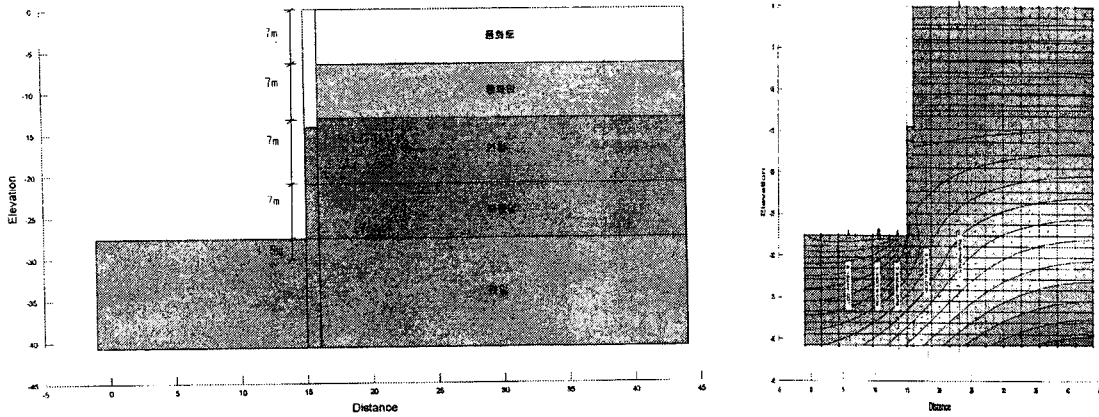


그림 11. 침투류 해석 모델링 및 결과

위의 해석결과중 대표적으로 4단굴착시 작용수압(water pressure)의 변화를 보기위해 정수압(static pressure)과 순작용수압(net water pressure)을 비교 검토 하였으며 이를 그림 12와 같이 나타내었다.

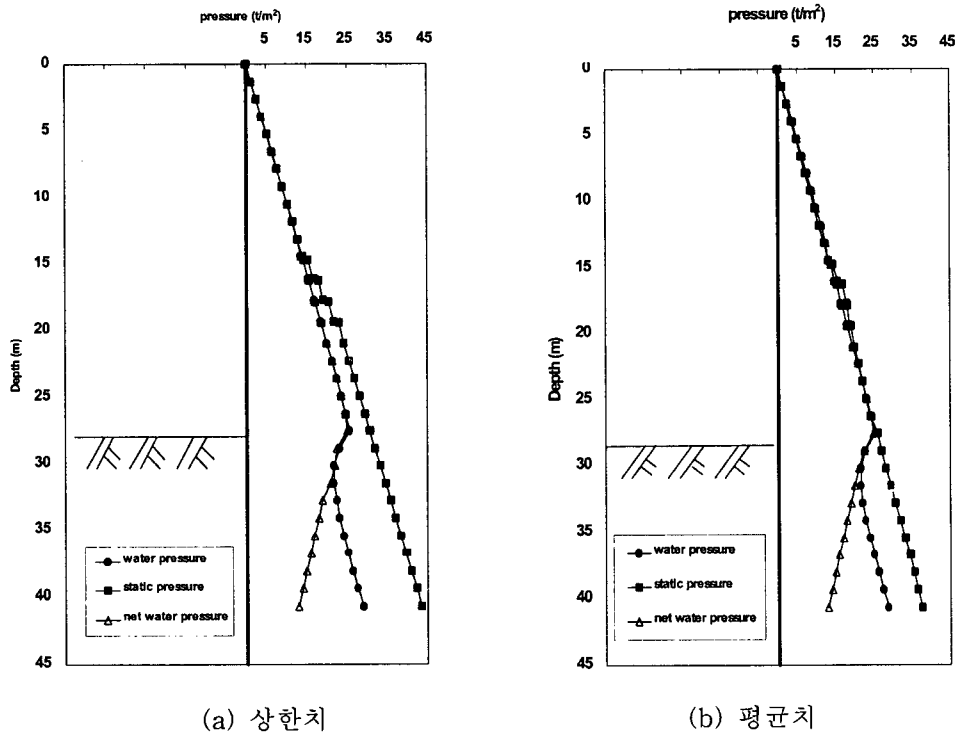


그림 12. 4단계 굴착시 투수계수에 따른 수압 분포

위의 그림 12에 나타난바와 같이 투수계수의 상한치, 평균치 자료의 투수 계수를 적용할 때 4단 굴착에 따른 작용수압은 풍화암까지는 정수압을 보이며 풍화암 지반 아래 지반의 작용수압은 정수압의 약 60%~78%까지의 범위를 보이고 있다.

## 5. 도심지 지반굴착과 역해석 사례

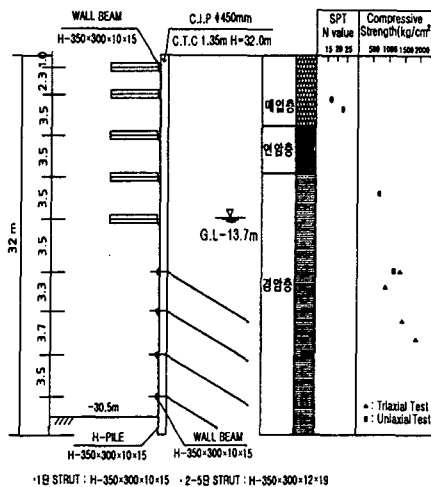
### 5.1 정보화 시공 사례

도심지에서 정보화 시공이 적용된 현장을 소개하면 다층토 지반에 극풍환된 편마암 Zone의 거동으로 인해 Strut 축력이 급격히 증가하여 보강이 FEM에 의한 역해석의 결과에 따라 이루어졌다.

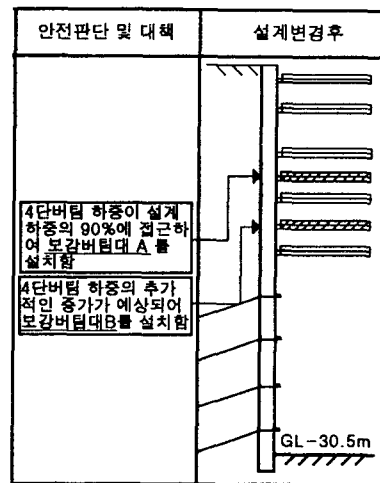
가능한 인근빌딩의 피해를 최소화 하기 위해 정보화시공 방법중 적당한 위험한계값의 선정을 통해 관리되었다.

#### 5.1.1 현장조건

본 현장은 서울시 강남구에 위치한 지하 7층, 지상 20층 규모의 신축 현장으로 폭 28.4m × 길이 68.6m × 굴착심도 30.5m의 비교적 굴착규모가 큰 현장이다. 토류벽체 공법으로는  $\phi 450\text{mm}$ , C.T.C450mm의 주열식벽체(C.I.P) 및 엄지말뚝(H-Pile) + 토류관 공법을 병행하여 사용하였다. 굴착 상부는 매립층의 변형을 최대로 억제하기 위해 C.I.P를 2열로 연암층 상단에서 -1m 까지 설치하였으며, 그 이하는 H-Pile + 토류관 공법으로 시공하였다. 지지체 구조로는 현장의 북쪽으로 인접한 지하철 2호 선을 고려하여 1~5단은 강도와 안전성 면에서 우수한 조립식 버팀대를 연직간격 2.3~3.5m, 수평간격 4.2m로 사용하였고, 6~9단은 어스 앵커를 연직간격 3.3~3.5m, 수평간격 2.7m로 사용하였다. 본 현장의 평면도는 그림 13과 같다.



(a) 대표단면 및 지반조건



(b) 정보화시공 적용과정 및 결과

그림 13. 현장 단면도 및 정보화시공 적용

#### 5.1.2 현장분석

그림 14는 6단 굴착까지의 공사 진행과정에 따른 계측치와 관리기준치의 비를 계측기별로 나타내었다. 본 현장의 경우 굴착 대상지반이 비교적 견고한 암반층으로 구성되어 있어 계측치가 관리기준치 이하로 거동할 것으로 예상되었지만 4단 버팀대설치 후 건물경사계의 계측치가 관리치로 정한 각변위 =1/500에 이르고 있으며, 5단 버팀대 설치후에는 4단 버팀대에 설치한 하중계의 하중이 설계치에 근접하고, 건물경사계의 계측치가 관리 기준치를 넘어서고 있음이 관측되어, 이 시점에서 공사를 일시 중지

하고 이에 대한 원인 분석을 실시하였으며, 보강대책으로 현장과 협의 후 3단과 4단 버팀대 사이에 보강 버팀대를 추가 설치하였다. 보강후 4단 버팀대 하중의 증가비율은 둔화되었으나, 계속적인 증가로 보여 6단 굴착후 설계치인 137.5ton에 근접하여(135.5ton) 현장에서는 진동작업 등을 일시 중지하고 4단과 5단 버팀대 사이에 보강 버팀대를 설치하였다.

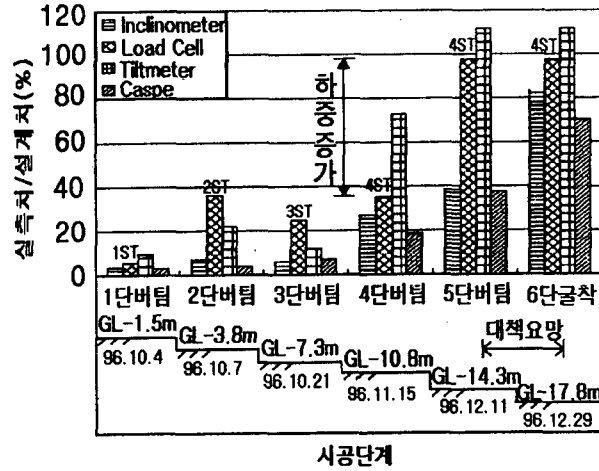


그림 14. 제 1현장의 시공단계에 따른 계측치/설계치 백분율

추가적인 현장조사를 통한 결과 소습곡으로 나타나는 흑연층이 협재된 단층경면과 이에 직각으로 발달된 단층 절리의 기하학적 구조가 소규모 활동 블록으로 형성되어 블록 암괴는 굴착심도가 증가함에 따라 커지고 있다.

기울어진 단층경면이 1차 한계치인 최대 설계하중 135ton 의 값에 가깝게 4단 Strut의 하중을 증가시켰다. 초기 설계에 의한 최대 설계하중은 근사 한계평형해석에 의해 결정되었다. 그러므로 이들 초기 설계가정은 실제 Strut 축력과 벽체변위에 따라 수정되어야 할 것이다.

그림 15는 역해석이 사용된 유한 요소망이며, 연암내의 불연속면은 고려되지 않았다.

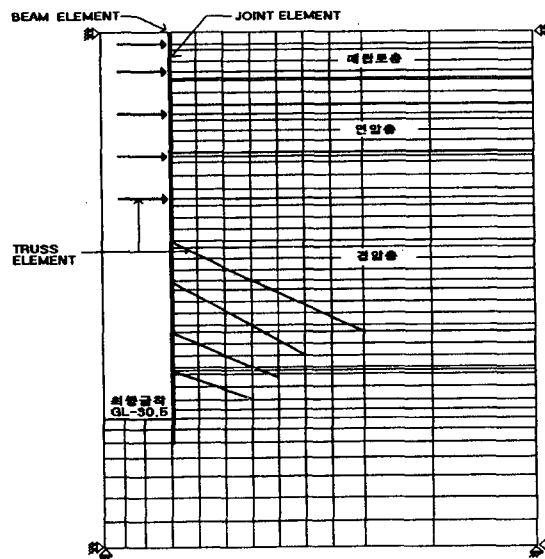
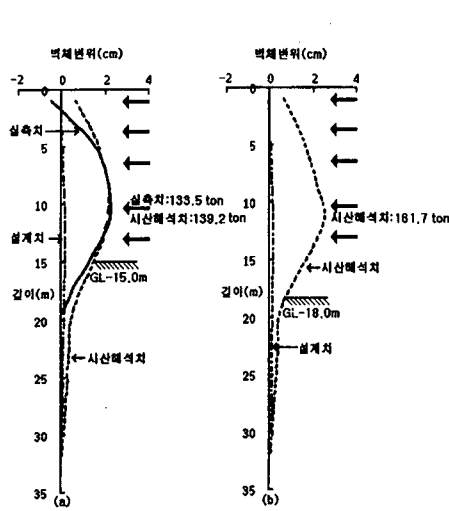
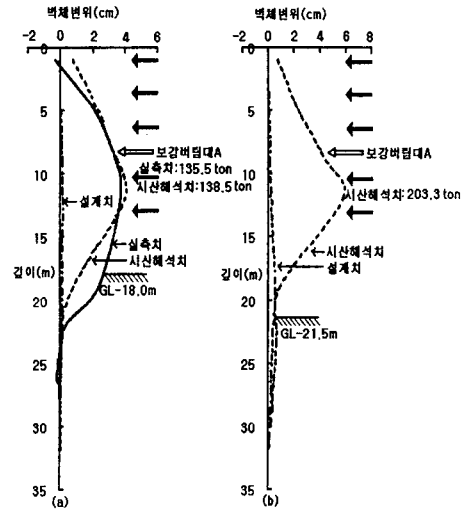


그림 15. 제 1현장 시산해석을 위한 유한요소망 및 경계조건

그림 16과 17에 측정된 벽체 변위 보강 지보 A와 B가 없을 때의 역해석 시 결과와 초기설계 값이 비교되어 있다.



(a) 5단 버팀대 설치시 설계치, 실측치, 시산해석치 비교  
(b) 6단 굴착시 설계치, 예측치 비교



(a) 6단 굴착시 설계치, 실측치, 시산해석치 비교  
(b) 7단 굴착시 설계치, 예측치 비교

그림 16. 5단 버팀대 설치시 시산해석치

그림 17. 6단 굴착시 시산해석 실측치 실측치와 설계치

그림 18은 4단 버팀에 적용된 정보화 시공 절차의 예를 보여주고 있다.

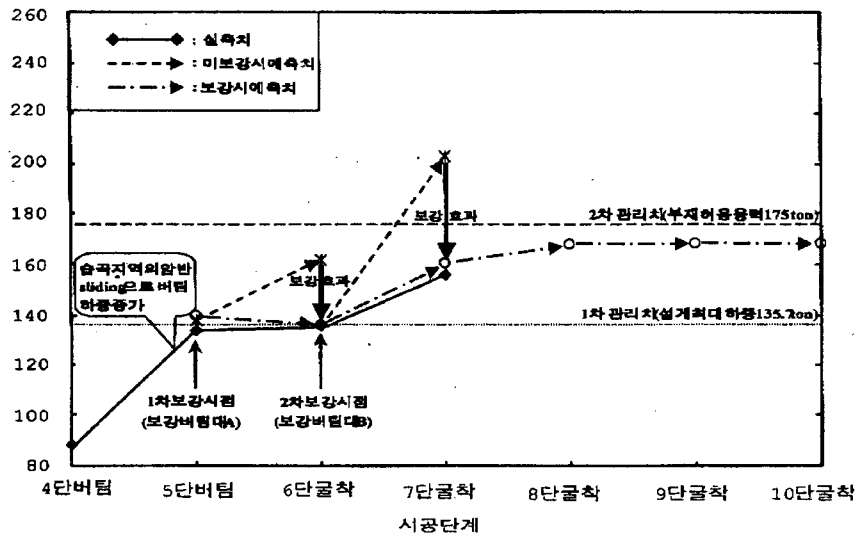


그림 18. 4단 버팀에 적용된 정보화 시공 절차의 예

## 6. 터널에서의 정보화시공과 역해석

### 6.1 정보화 시공사례 (예술의 전당 오페라 극장)

우면산터널 시공에 따른 예술의 전당내의 오페라극장 구조물에 대한 영향을 검토하고 필요시에는 적

절한 대책을 수행하기 위하여 3차원 유한요소해석을 실시하였다. 쌍굴터널 굴진시 지반거동의 영향범위 내에 있는 오페라극장은 문화재급의 건축물로서 그 기초형식 또한 다양하다. 그러므로, 건물구조의 3차원적인 특성과 기초형태의 변화를 이상적으로 모델링하고, 3차원해석 결과에 따른 시공전 예측과 시공 중 안정성확인을 평가할 수 있도록 검토하였다. 문제발생시 신속한 대처를 할 수 있고, 터널굴진시 정보화 시공이 적용될 수 있도록 관리기준치를 단계적으로 변화 설정하였다

### 6.1.1 오페라극장 및 주변지반 거동 해석

우면산 쌍굴터널 굴진으로 야기되는 3차원 지반침하가 인접건물인 오페라극장에 미치는 영향을 예측하고 이에 따른 안정성을 평가할 수 있도록 지반과 구조물에 대한 3차원 유한요소 해석을 하여 지반거동에 따른 구조물의 영향유무를 해석하기 위한 기초자료를 제공하였으며, 또한 3차원 구조해석을 통해 구조물의 손상부를 예측함으로써 위험단면에 따른 계측관리를 중점적으로 실시하고자 하였다.

오페라극장의 영향검토를 위해 우선 구조물 하중이 고려된 지반거동 해석을 하였으며, 이 결과에 의한 기초부 지반변위를 구조해석시 적용하여 오페라극장 건물의 부재검토를 실시하였다. 그림 19는 오페라극장의 거동평가 흐름도를 나타낸다.

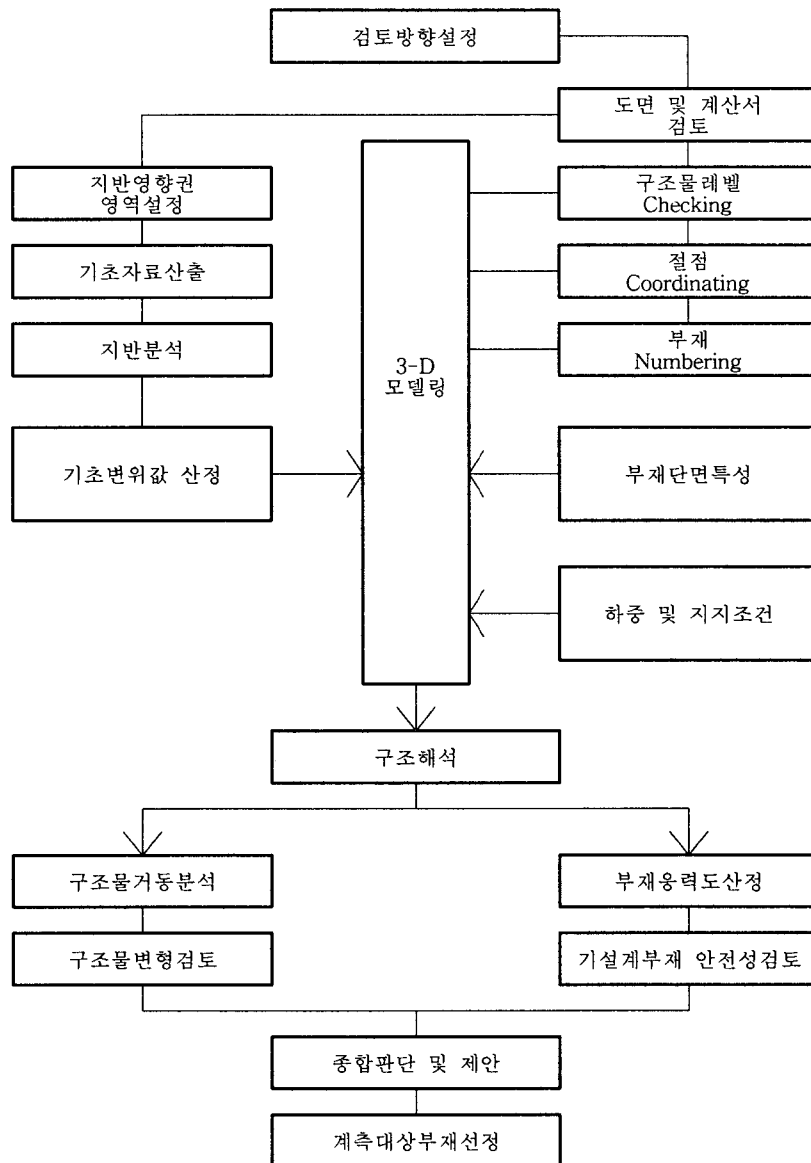


그림 19. 오페라극장 거동 평가 흐름도

### 6.1.2 오페라극장 건물의 모델링 및 해석

오페라극장의 기초지반의 거동으로 인한 구조물의 거동을 검토하기 위해 기존설계자료검토를 실시하여 건물의 설계하중을 적용하여 구조범용프로그램인 STAAD/PRO를 사용하여 해석수행 하였으며, 프로그램에 의한 건물의 3차원모델링 형상은 그림 20에 나타내었다.

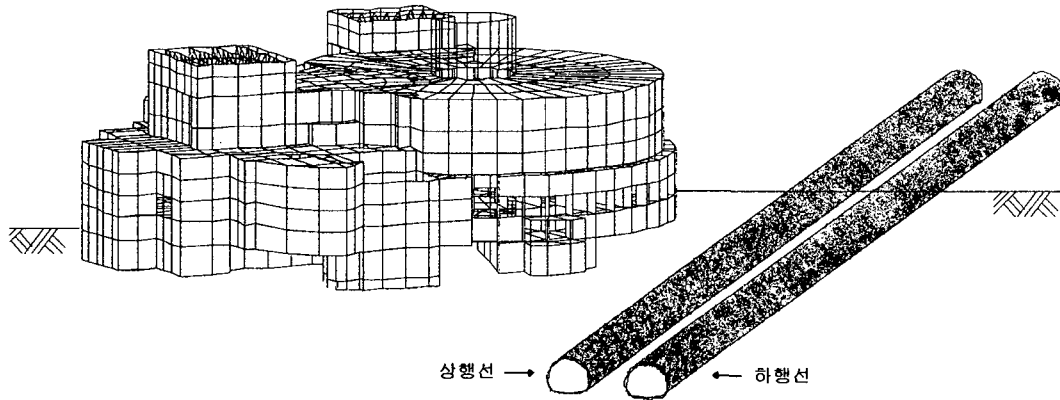


그림 20. 오페라극장의 3차원모델링

### 6.1.3 지반 및 터널의 모델링

#### (1) 해석영향범위 및 기초평면도

3차원지반 및 구조물 모델링시 횡방향 영향범위는 터널굴착에 의한 터널직경(D)의 4배를 종방향 영향 범위는 오페라극장 건물이 포함된 범위(약112m)를 해석영역으로 설정하였으며, 해석에 적용된 오페라극장 하부기초형식의 평면도는 그림 21에 나타내었다.

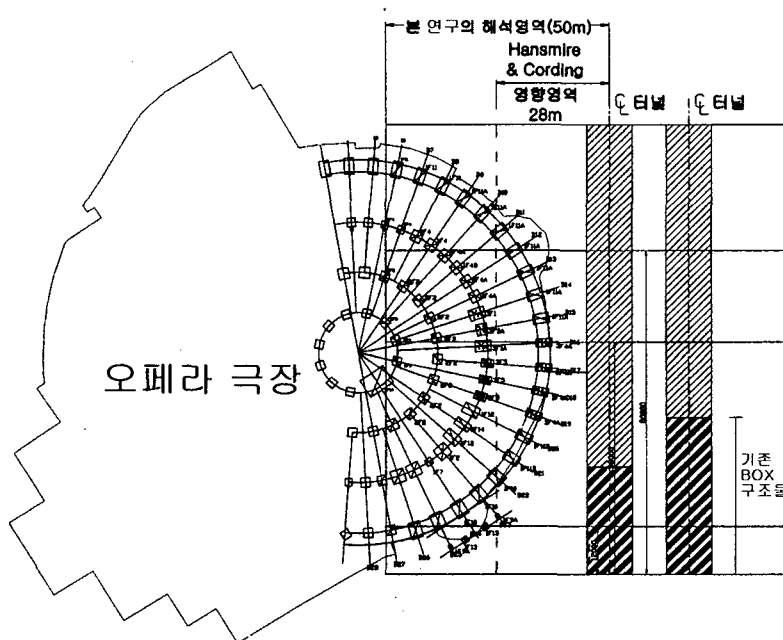


그림 21. 해석 영향범위 및 기초평면도



### 6.1.4 지반물성치

해석에 적용된 물성치는 1994년 당초설계과정에서 수행된 실시설계 지반조사보고서, 1996년 수행된 예술의전당 건축물 정밀안전진단을 위한 지반조사보고서와 기본설계 지반조사자료 및 실시설계 및 노선 변경등을 고려하여 추가 실시된 실시(대안)설계 지반조사자료등을 합리적이고 체계적으로 검토하여 다음 표 9와 같이 적용하였다.

표 9. 입력 지반물성치

지반종류 \ 물성치	탄성계수 E(t/m <sup>2</sup> )	포아손비 $\nu$	내부마찰각 $\phi(^{\circ})$	점착력 C(t/m <sup>2</sup> )
토 사	2,000	0.3	30	1
풍화암	10,000	0.3	30	5
연 암	100,000	0.25	40	50
경 암	400,000	0.2	45	100

### 6.1.5 3차원 유한요소망

오페라극장 하부기초지반의 거동을 평가하기 위해 Mohr-Coulomb 모델을 적용하였으며, PENTAGON-3D를 사용하여 수치해석을 실시하였으며, 오페라극장 하부기초부에 구조계산에 의한 하중을 적용시키기 위해 건물부 유한요소망은 그림 22와 같이 방사형으로 모델링하였다.

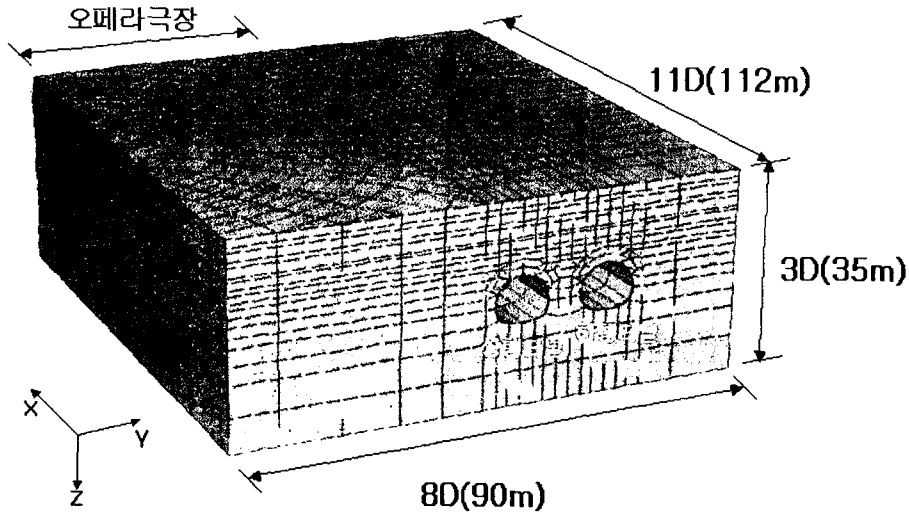


그림 22. 3차원 유한요소망

그림 23은 지반거동해석에 의한 오페라극장의 구조점토 흐름도로, 그림에서 콘크리트 보의 공칭내력은 구조도면에 의거, 기설계된 부재치수와 철근배근에 의해 공칭모멘트와 공칭전단력을 산정하였으며, 콘크리트 기둥은 해석된 건물프레임의 작용축력에 대한 최대공칭모멘트를 산정하여 각각 기초침하에 의해 발생하는 부재력과 비교하였다.

부재의 작용력은 Data Reading 프로그램(MS Excel)을 사용하여 검토대상부재에 한해 해석결과를 출

력했으며, 부재의 순스팬에 대한 모멘트의 정확한 작용위치와 위험단면에 대한 전단력값을 사용하였다. 또한, 기초에 침하값을 적용하여 건물의 영향범위를 파악한 후, 부재의 변위 및 응력분포를 검토하여, 그 영향력이 다소 크게 지배되는 부재를 선별하여 구조물의 거동을 분석하였다. 오페라극장 건물은 전체적으로 철근콘크리트 라멘구조로 되어 있으며, 지붕층 무대상부는 30m 지간의 철골트러스로 구성되어 있다. 이 철골트러스는 건물서측을 통과하는 터널의 반대측에 위치하고 있으며, 터널시공에 따른 기초지반의 변동에 대한 영향력이 미비하고, 트러스의 양 지점이 하부 콘크리트 구조물의 변형을 흡수할 수 있는 힌지-롤러 구조로 형성되어 있어 본 검토범위에서 제외하였으며, 하부 콘크리트 구조물에 대해 그 영향력을 검토하였다.

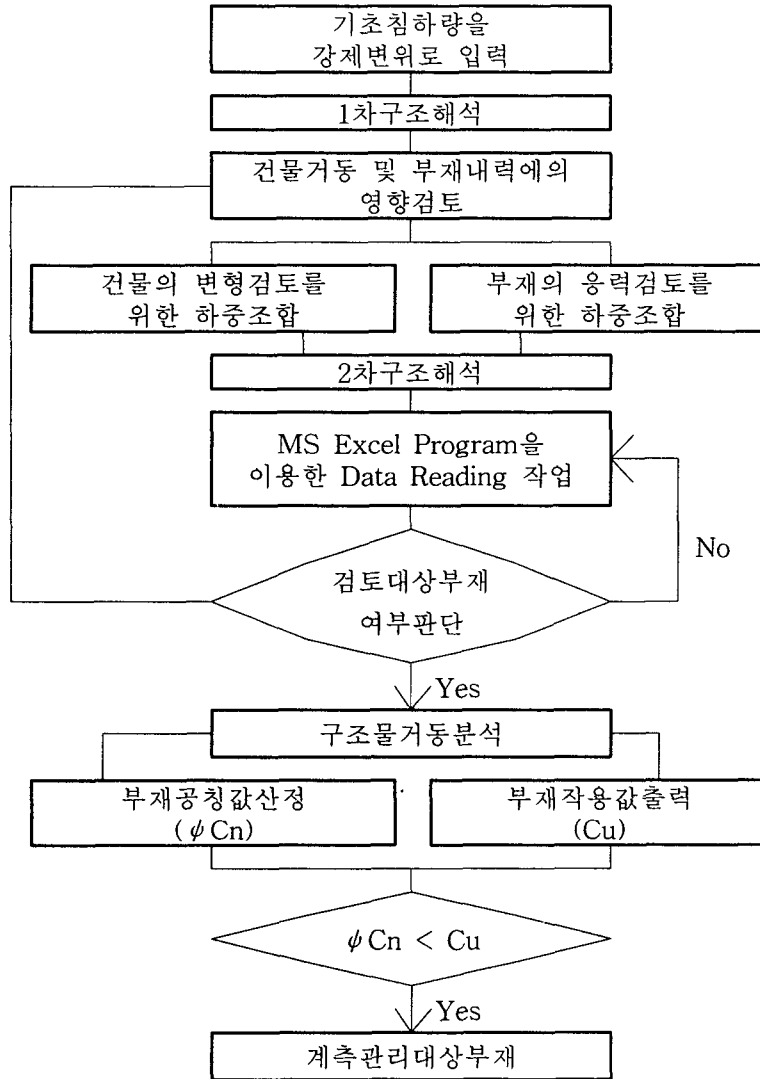


그림 23. 지반거동에 의한 오페라극장의 구조검토 흐름도

### 6.1.6 오페라극장 및 주변지반 거동평가

#### (1) 3차원 지반거동 해석결과

우면산터널 시공에 따른 오페라극장의 안정성평가 및 계측관리수준 설정을 위해 우선 시공중 기초부의 지반거동을 예측평가를 하였으며, 본 지반거동 검토에 의한 자료를 이용하여 구조물의 각 부재별 구조적 안정성을 검토하기 위한 기본자료로 활용하였다.

각 Node 점의 지반거동결과를 검토하였으며, 지반거동검토 자료중 기초부의 침하량이 크게 나타난 부분은 표 10과 같이 독립기초와 말뚝기초 사이에서 나타났다.

표 10. 기초부 최대침하량

위 치		No.	X변위(mm)	Y변위(mm)	Z변위(mm)
Z열	D행				
4	15	1F11A	3.65	0.591	1.790
	16	3F4A	4.81	0.776	2.550
	17	3F4A	4.46	0.815	2.440
	18	3F4A	4.09	0.892	2.130

침하거동해석 결과 기초형식이 변화되는 부분에서 침하거동의 차이가 크게 나타났으며, 이를 근거로 다음 그림 24에 나타난 바와 같이 이들 기초형식 변화부를 위험단면으로 설정하여 계측시스템 적용시에 중점관리 단면으로 안정성을 평가하도록 계획하였다.

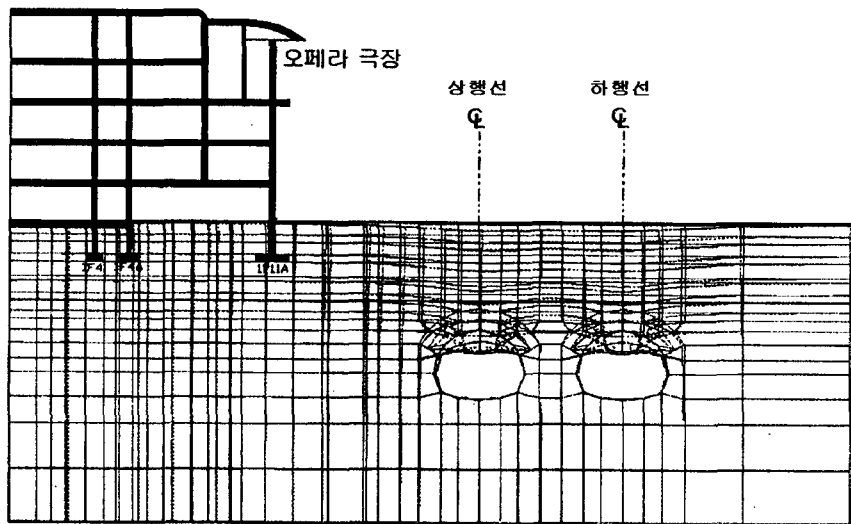


그림 24. 기초 및 터널의 침하 양상

**(2) 지반거동으로 인한 기초의 부등침하량 및 각변위**

터널종단방향에 대한 3차원 거동을 분석하여 오페라극장의 기초구조물의 거동을 표 11에 나타난 것과 같이 부등침하량과 각변위를 통해 오페라극장의 안정성을 평가하고자 하였다.

표 11. D16 - D15의 부등침하량 및 각변위

침 하 량( $\delta_v$ , mm)		부등침하량 ( $\Delta \delta_v$ , mm)	기초 간격 (L, mm)	각변위 ( $\Delta \delta_v/L$ )
D16	D15			
0.06	1.71	1.65	6082	$\frac{1}{3700}$

표 11에서 알 수 있듯이 터널굴착에 의하여 발생하는 기초의 부등침하량은 1.65mm이고, 최대각변위는 1/3700의 결과로 지반거동으로 인한 오페라극장의 영향은 크지않은 것으로 판단된다. 그러나 본 3차원유한요소 해석결과는 시공중 지하수의 변동문제나 터널굴착시 발생하는 진동등과 같은 동적인 문제는 고려되지 않은 것이므로 동적인 조건과 오페라극장의 특수성 및 중요도를 감안하여 건물의 구조해석이 수행되었다.

### (3) 오페라극장 안전관리 기준치 설정

우면산터널 시공에 따른 오페라극장의 관리기준을 설정하기 위해 3차원지반해석, 3차원구조해석을 수행하였으며, 이외 국내외 사례의 합리적인 검토를 통해, 오페라극장의 관리기준을 다음 표 12에 나타낸바와 같이 절대치 관리값에 의해 제안하였다. 여기에서 주의수준은 안전에는 이상이 없으나 주의시공을 요하는 단계이며, 경고수준은 주의시공의 정도를 초과하여 위험상태를 의미하는 기준이다.

표 12. 오페라극장의 안전관리 기준치

관리항목		최대 침하량 (mm)	최대 각변위 ( $\beta$ )	최대 수평변위율 ( $\epsilon_h$ )
안전관리 기준치	주의수준	1차 2.5 mm	1/2000	0.0002
	2차 5.0 mm			
경고수준	1차 7.5 mm	1/1500	0.0003	
	2차 10.0 mm			

우면산 터널시공에 따른 오페라극장의 안정성을 평가, 관리하기 위해 3차원지반해석 및 3차원구조해석을 수행하여 다음과 같은 결과를 얻을 수 있었다.

- 1) 터널시공에 따른 오페라극장 기초지반의 최대침하량은 2.55mm로 오페라극장 건물해석을 위한 기초 침하량의 기준으로 설정하였다.
- 2) 터널굴착에 의한 3차원 지반거동해석과 국내 및 국외의 사례를 통하여 오페라극장의 기초에 대한 4 단계 관리수준을 설정하여, 오페라극장 구조물의 관리기준치를 제안하였다.
- 3) 터널시공에 따라 발생할 수 있는 여러상황들을 대비하여 터널공사중은 물론 공사완료 후 까지 구조물의 안전에 대한 지속적이고 정밀한 계측시스템의 필요가 요구됨에 따라 계측관리를 위한 대상부재를 제시하였다.

## 6.2 터널의 역해석(하저터널)

기존의 많은 터널의 설계 및 시공이 공사전에 시행된 비교적 부정확한 지질과 지반조건을 자료로 하여 설계된 터널의 수치해석의 결과에 대한 문제점들을 수정보완하여 보다 합리적이고 과학적인 터널해석 방법을 제시하여 시공중 조사, 관찰된 막장의 암반평가를 근거로 하는 Hoek-Brown현장암반 모델을 이용한 해법을 하저터널공사 현장계측자료와 비교분석하였다.

표 13. 해석대상 지반 및 터널의 개요

특징	풍화대와 풍화암지반 지하수위가 지표면에 존재	
수치해석방법	I	탄소성 유한요소해석(Mohr-Coulomb 모델)
	II	Hoek-Brown 암반모델을 사용한 비선형 유한요소해석 현장암반 관찰에 따라 5가지 Rock-Type 과 6가지 암질로 분류되어 RMR과 Q-System을 적용
시공중 암반관찰결과	암반평가 : 매우 연약 RMR =17 지하수량 = 10~25 l/Min *막장관찰 보고서 참조	
현장계측	A 계측 + B 계측 현재 반단면 시공완료	

6.2.1 지반조건 및 현장조사

지하수면에서 상당한 심도에 위치한 본 지하철 터널구간의 지질은 선 캄브리아기(Pre-cambrian)에 해당하는 경기편마암 복합체의 일부로 호상 흑운모 편마암 및 편암류(운모편암, 흑 연편암)지역에 위치해 있다.

본 연구구간은 단층과쇄대를 따라 발달한 풍화대와 단층에 의한 암쇄 암, 단층점토등 극히 풍화가 극심한 연약지반을 지니고 있어 시공중 이 연약대 구간의 막장에서 Triple Tube Core Barrel을 사용하여 수평시추 조사를 하고 이에 따른 공내재하시험과 실내토질실험을 병행하여 터널의 안정을 재평가하였다.

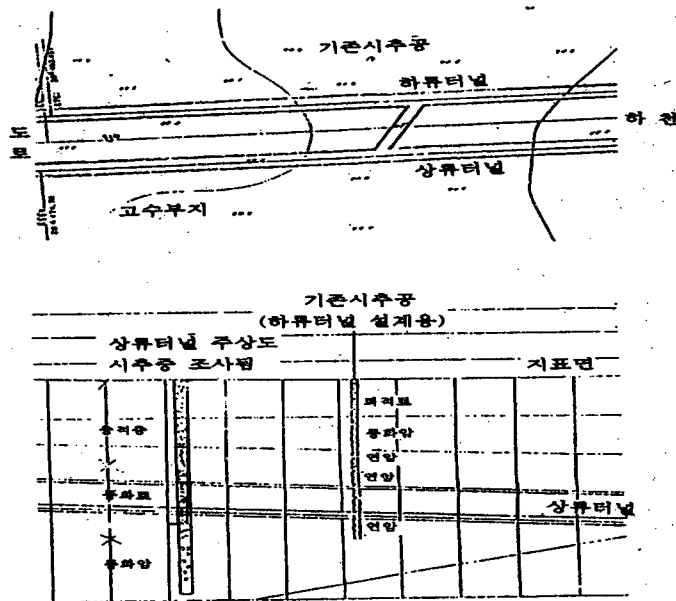


그림 25. 해석지반의 평면도 및 종단도

### 6.2.2 해석모델과 입력자료

해석모델의 경계조건은 굴착으로 인하여 변위가 무시될수 있는 유한 요소망의 범위로 터널직경의 3배 이상을 적용하여 그림 26과 같이 해석 영역을 결정하였으며, 해석시 기본적인 지반물성치는 표 14와 같다.

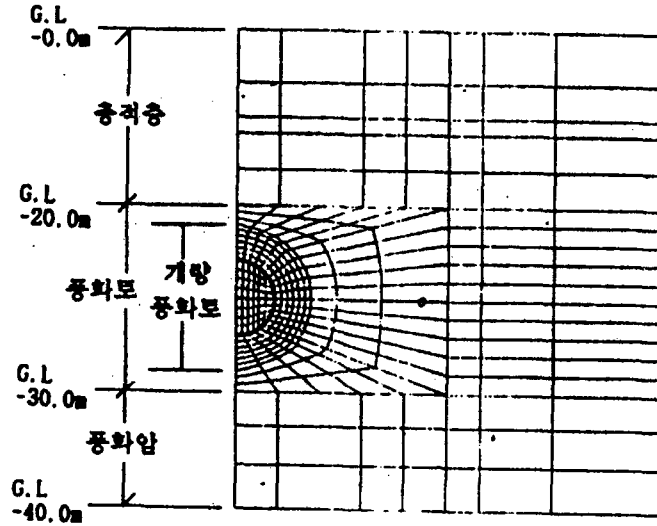


그림 26. 수치해석 모델링

표 14. 해석지반 물성치

	층두께(m)	E(t/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C(t/m <sup>2</sup> )	$\phi$
층적층	G.L.-0.0m ~ G.L.-20.0m	5,000	0.33	2.0	3.0	25.0
풍화토	G.L.-20.0m ~ G.L.-30.0m	10,000	0.35	2.0	10.0	35.0
개량 풍화토	G.L.-20.0m ~ G.L.-30.0m	15,000	0.33	2.2	20.0	35.0
풍화암	G.L.-30.0m ~ G.L.-40.0m	30,000	0.30	2.2	20.0	35.0

### 6.2.3 Hoek-Brown 암반모델 적용

시공중 해석의 정밀도를 높이기 위해 표 15와 그림 26과 같이 막장의 지질상태를 관찰하고 평가 시 적용하였다.



상세한 막장관찰 결과 위의 표에서 얻어진 암반평가는 RMR=17, Q=23으로 매우 불량한 암반으로 판단되었다. 이 평가기준과 현장의 암반종류인 편마암(Gneiss)을 근거로하여 Hoek-Brown 재료상수  $m=0.13$ ,  $S=0.00001$ 로 결정하여 수치해석자료로 사용하였다.

### 6.2.4 해석결과와 현장계측치의 비교분석

#### (1) 내공변위

그림 28의 결과를 보면 Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 98.0%였고, Mohr-Coulomb 모델의 근접비는 3.7%로 Hoek-Brown 암반모델이 현장계측치와 거의 일치하고 있다.

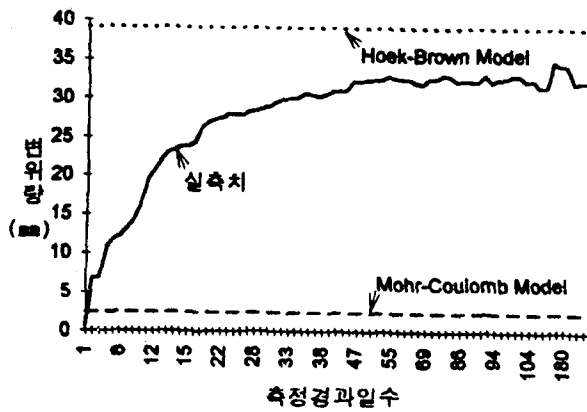


그림 28. 내공변위 실측치와 해석모델의 비교

#### (2) Shotcrete 응력

그림 29는 Shotcrete 응력 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 Tangential 응력의 경우 현장계측치보다 안전측으로 나타났으나 Radial 응력의 경우는 불안전측으로 나타났다.

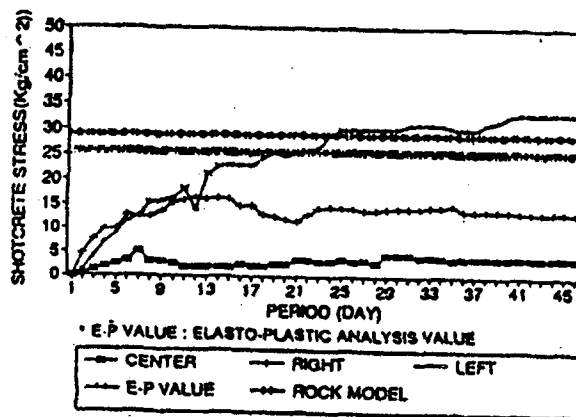


그림 29. 터널 Radial Shotcrete 응력(대표계측)



### (3) 천단침하

그림 30은 천단침하 계측치와 각 해석모델에 대한 해석치를 비교한 것이다.

두 모델 해석치와 현장 실측치를 서로 비교해본 결과 Hoek-Brown의 현장암반모델이 현장계측치에 근접하게 나타났다.

비선형 유한요소법에 의한 Hoek-Brown 암반모델의 실측치에 대한 근접비는 106.7%였고, Mohr-Coulomb모델의 근접비는 53.3% 인 것으로 나타났다.

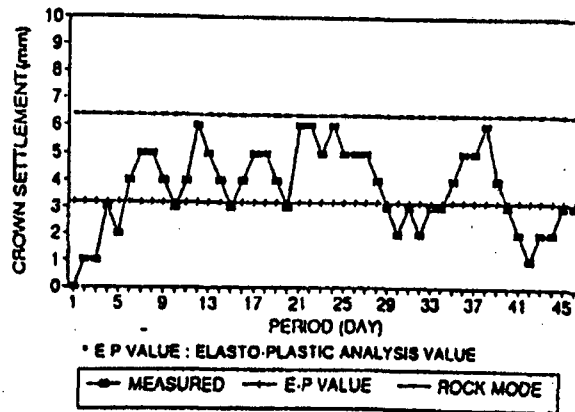


그림 30. 터널 천단침하 비교

기존의 설계지반자료를 이용한 해석에 있어서 Mohr-coulomb 모델을 적용할 때 현장계측결과보다 50%미만의 예측치를 제시하고 있음을 확인하였다. 따라서 시공중 현장암반을 확인하여 작성된 막장관찰결과와 현장시험을 최대한 활용하여 보다 정확한 현장지반조건을 파악하여 역해석을 시행하는 것이 바람직하다.

두 해석모델을 적용하여 해석한후 그결과를 분석해보면 Mohr-Coulomb모델에 비하여 Hoek-Brown 현장암반모델이 현장계측결과에 잘 접근하고 있으므로 역해석으로서의 적합성이 확인되었고, 현장암반조건을 최대한 고려할 수 있는 Hoek-Brown 모델을 터널해석에 적용함으로써 어느 시공단계나 지반조건 하에서도 신뢰도 높은 터널의 안정성 평가가 가능하다.

## 7. 암반사면의 정보화 시공

### 7.1 퇴적암에서 SMR(Slope Mass Rating) 방법에 의한 터널 갱구 사면 해석의 평가와 보강

퇴적암지역에서 건설되는 4개의 터널의 갱구사면 해석을 SMR방법, 평사투영해석, 한계평형해석법으로 각각 수행하여 그 결과를 비교 평가하고 보강방법을 제시해 보았다.

터널 갱구부의 특수성과 굴착시 응력이완이나 지하수의 영향, 풍화 등으로 고결력이 저하되는 퇴적암(셰일)지역에서의 지질특성을 고려한 설계, 시공 및 장기적인 안정성에 만족되는 영구 보강이 이루어지도록 고려하였다.

### 7.1.1 지반조건 및 현황

제1, 제2, 제4 터널은 중심간격이 30m 상/하 행선이 분리된 편도 2차선의 병설 터널이다. 현재 터널갱 구부 상부 및 양측 진입부 절취공사가 완료되어 있으며 일부 썩기 형태의 붕괴가 발생되었다.

호층구조를 가진 퇴적암류의 기반암[혈암(shale), 이암(mud or siltstone), 사암(sandstone)]등이 내부에 발달되어 있으며, 암회색의 혈암(shale)이 기반암으로 주절리인 층상절리(bedding joint)는 사면 방향으로 약10° 내외의 경사로 수직방향의 넓은 파쇄대와 함께 썩기형 파괴를 유발하였다고 사료된다.

이들 파쇄대를 통해 불규칙하게 존재하는 경사절리와 수평방향의 층상절리 틈사이에는 점토질내지 실트질 충진물(gouge)이 10cm~30cm까지 두껍게 채워져 있어 지하수의 작용으로 쉽게 미끄러짐 현상이 발생되면 추가의 붕괴사고도 예견될 수 있다.

### 7.1.2 제1터널

부근에서 조사된 시추조사결과로부터 얻어진 암반의 평가는 다음 표 16과 같고 안정성 평가결과에 따른 보강대책을 보면 표 17과 같다.

표 16. 시추조사에 의한 암질 분류

시추공	깊이(m)	암석강도 $\sigma_c$ (MPa)	RQD	절리간격	절리상태	지하수 흐름상태 (1/m/10m)	절리방향	RMR	등급
BH-1	2.8-10.6	10	12	9	10	5	15	31	IV poor
	10.6-21.5	12	13	9	10	5	12	37	IV poor

표 17. 안정성 평가와 보강대책 비교

평가항목	시행자	해석결과	역해석 시공중 변경
· 갱구부사면 암반평가		심도 2.8~21.5m RMR = 31~37 등급 : IV poor	사면에서, RMR = 15 등급 : V very poor $\phi$ (마찰각) : 30° 이하
· 평사투영해석결과		평면파괴와 썩기파괴 가능성 보임	3방향 불연속면분포 소단부는 전도파괴양상
· SMR해석결과 (Slope Mass Rating)		—	SMR = 22.5 등급 : IV (불량) 등급IV (21~40) 암반상태 불량 안정성 불안정 예상파괴 평면파괴 큰썩기형파괴
· 한계평형해석결과 사용program		TALREN (Bishop 간편법)	상부 풍화암적용 (수압 $H_w = \frac{1}{2} H$ 적용)
· 안전율( $F_s$ )		우기시 안전율 (1.2적용) 1.16(불안정)	0.907 (불안정)
· 보강방법		- Soil Nailing 길이 : L=4m, 6m 설치간격 : 1.5m×2.0m - 배수로 설치 - 녹생토	- Soil Nailing 길이 : L=5m 설치간격 : 1.5m×1.5m - 녹생토 - Nail HD29 (SD40, EPOXY COATING)
· 보강후의 안전율변화		(보강전) 1.16 → $F_s=1.36$ ( $F_s > 1.2$ , O.K)	(보강전) 0.907 → $F_s=1.278$ ( $F_s > 1.25$ , O.K)
· 터널갱구부주변		MW.SW지역 보강안함	MW.SW지역 보강안함

### 7.1.3 제2터널

제2터널 사면은 (STA. 3+290~STA. 3+340, T/L STA. 0+25~0+45)에 걸쳐 위치해 있으며, 갱구부 우측으로 폭 7~9m 정도의 파쇄대가 분포하고 있다. 이 파쇄대의 좌·우측의 교란지역을 감안하면 전체적으로 약 25m 정도와 영향을 받은 것으로 사료된다.

파쇄대 중심의 4~5m 구간은 거의 수직방향으로 형성된 틈으로 점토질 물질(Gouge)이 충전되어 있으며 Slickenside 구조가 관찰됨. 파쇄대 좌우의 영향구간도 절리가 5~10cm 간격으로 분포하고 있고 폭 10cm 내에는 푸른색 점토(Blue Clay)와 단층각력(Fault Breccia)로 충전되어 있다.

STA. 3+324지점에서 시추된 Borehole Log TB-2-3 (EL+52.50)지층설명에 의하면 표토층 30cm 이하에 두께 9m의 연암층이 존재하며 RQD값은 0~17로 절리 및 파쇄가 매우 발달한 지층이다. 지표 9.0m부터 21.0m까지 존재하는 경암층 역시 일부구간의 RQD가 18을 제외하면 전체적으로 RQD=0로 사암~세일이 상당한 절리 및 파쇄대를 나타내며 코아회수율도 저조하였다.

당초 설계시 사면의 경사는 1:0.5였으나 현재 1:0.7로 굴착 완료되어 있으며, 안정성 평가결과에 따른 보강대책을 보면 표 18과 같다.

표 18. 안정성평가와 보강대책 비교

평가항목	해석결과	역해석 시공중 변경
· 갱구부 사면 압반평가	RQD = 10(poor) RMR = 52 (연암~보통암)	RMR = 9~32 등급 : VI~V poor~very poor 풍화암~연암
· 평사투영 해석결과	썩기파괴와 전도파괴 가능성이 있음	전도파괴양상 단층파쇄대는 매우 불안정한 상태 썩기파괴 가능성과 함께 단층파쇄대의 파 괴가능성 매우 높다
· SMR해석결과 (Slope Mass Rating)	SMR = 44.3~52 등급 : IIIa~IIIb (normal) 부분적안정, 많은썩기파괴, 체계적 support요구됨 파쇄대구간 : 별도로 $\phi=23^\circ$ , $c=2t/m^2$ 토사구간으로 간주	SMR = 9~39.5 등급 : IV~V (불량~매우불량) 큰썩기형 파괴 대규모 평면파괴 토사형 파괴가능
· 한계평형해석결과 사용 program	K-stable	파쇄가 심한상태 ∴ 토사층과 같은 원호파괴가정
안전율( $F_s$ )	$F_s=0.766$ ( $F_s<1.25$ 불안정)	$F_s=0.501$ (불안정)
· 보강방법	Soil Nail과 Shotcrete · Nail : HD29, L=6m 간격 = 2~3m · Shotcrete : t=100mm 파쇄대구간 : 별도 a:사면상부측구 및 보호 conc 타설 b:앵커설치(80ton/ea) c:사면에 1차 shotcrete 50mm d: Wire Mesh ( $\phi 4.8, 100 \times 100$ mm) e: ㄷ형강 Anchor 인장 (250×90×9.0×13mm) f: 2차 shotcrete 100mm g: 소단부 측구 설치	Soil Nail과 Shotcrete 파쇄대구간(15m) Nail : HD32, L=16m $V_s=H_s=1.2m$ (지표면~터널상단높이) 그외구간(파쇄대 좌우측 각각10m) Nail : HD29 L=6~10m $V_s=H_s=1.5m$ (SD40, EPOXY COATING)
· 보강후의 안전율 변화	(보강전) (보강후) 0.766 → $F_s=1.25$ ∴ O.K	(보강전) (보강후) 0.501 → $F_s=1.28$ ∴ O.K
· 터널상단 갱구부 주변	MW, SW 지역보강안함	MW, SW 지역보강안함

### 7.1.4 제4터널

이 구간은 터널 종점 지역으로 상행과 하행 갱구부를 모두 포함하여 기반암인 세일을 주로하여 일부 사암이 분포한다. 지표면으로부터 HW(Highly Weathered), MW(Moderately Weathered), SW(Slightly Weathered) 영역으로 구분되어져 있다.

불연속면은 절리와 퇴적암의 층리면에 의해 그 방향이 우세하게 분포한다. 현재 절취구배 1:0.7로 굴착이 완료된상태이다.

#### (1) 안전성 평가와 보강 대책

본 터널의 안정성 평가에 대한 비교와 보강 대책을 요약해보면 표 4와 같다.

본 구간의 암판정기준 중 RMR평가와 SMR(사면안정법)기준으로도 모두 불량암반으로 판정되었고, 한계평형방법으로도 불안정하게 판단되어 보강된 Soil Nailing 공법과 녹생토 방법은 일반적인 대책방법으로 타당하다고 사료된다.

단, 지표수의 유입이 용이한 지표면 부근에 Nailing이 설치되는 점을 감안하여 현재의 길이를 4m에서 6m로 증가시키는 것이 바람직하겠다.

그 외의 터널 직상부와 주변의 MW, SW영역에서도 불연속면의 간격이 20~60cm 이므로 ㄷ-형강을 격자 형태로 설치하고, wiremesh, Rock Bolt(길이; 4~6m, 간격; 1.5~2.0m)와 shotcrete(두께; 100~150m) 및 녹생토 공법을 적용함으로써 장기적인 안전율을 확보할수 있을 것이다.

평가항목	안정성 평가와 보강 대책
· RMR에 의한 암반평가	하행(후방) : RMR = 24, 등급 : IV 상 행 : RMR =24, 등급 :IV 불량으로 평가됨
· SMR해석결과 (Slope Mass Rating)	하행(후방) : SMR =39, 등급 :IV 상 행 : SMR =31.5, 등급 :IV 불량으로 판정됨, 안정성은 불안정하며, 예상 파괴형태는 평면파괴와 큰 썩기형 파괴이다.
· 평사투영 해석결과	평면파괴양상과 전도파괴 가능성 높음
· 한계평형해석결과	$F_s=1.231$ 로 사면활동에 대해 불안정하다. 우측사면은 수직절리로 인한 낙석이 우려됨 (우측사면 $F_s=1.636 \rightarrow O.K$ )
· 보강공법	Soil Nailing $S = 4.0m, V_s = H_s = 1.5m$
· 보강후의 안전율( $F_s$ )	(보강전) (보강후) 1.231 → 1.659
· 터널 직상부와 주변의 사면	Shotcrete 설치 (MW, SW)

## 8. 모형실험과 인접구조물 보호

### 8.1 모형실험

최근 국내에서는 근접시공시 인접지반 침하와 벽체 변형을 억제시키는 방법으로 버팀대에 선행하중 (Preload)을 재하하여 흙막이 벽체의 변형을 억제한 후 다음 단계굴착을 행하는 버팀대 선행하중 공법을 적용하고 있다. 이 방법은 버팀대의 탄성압축변형과 부재들 간의 연결부 틈새 등을 굴착전에 폐합 시킴으로서 벽체변형이 억제되고 흙막이 벽체에 발생하는 휨응력도 작아지므로 주변지반의 침하를 억제할 수 있다. 선행하중의 재하에 대한 현장 경험사례들과 수치해석에 의해 도심지 지반 굴착시 선행하중의 적용으로 흙막이 벽체변위 및 지반침하의 억제를 통하여 인접구조물의 피해를 최소화 할 수 있을 것이다. 따라서 사질토지반에서 벽체강성, 지반조건, 벽면마찰각의 유,무, 굴착시 버팀대에 선행하중을 재하하므로써 흙막이 벽체의 변위 및 주변지반의 침하를 억제하는 효과를 정량적으로 평가하기 위하여 버팀대에 선행하중을 Peck토압의 0%, 50%, 70%의 선행하중을 작용시켜 선행하중에 대한 총 18가지 모형실험을 수행하였으며, 굴착단계에 따라 흙막이 벽체에 작용하는 토압 및 버팀대에 작용하는 버팀대하중을 측정하여 지반굴착으로 인한 흙막이 벽체 및 주변지반의 거동에 영향을 미치는 영향요소들에 대하여 규명하고자 하였다.

다음 그림 31은 선행하중적용에 따른 토압의 개략적인 결과와 모형실험의 단면을 나타내고 있다.

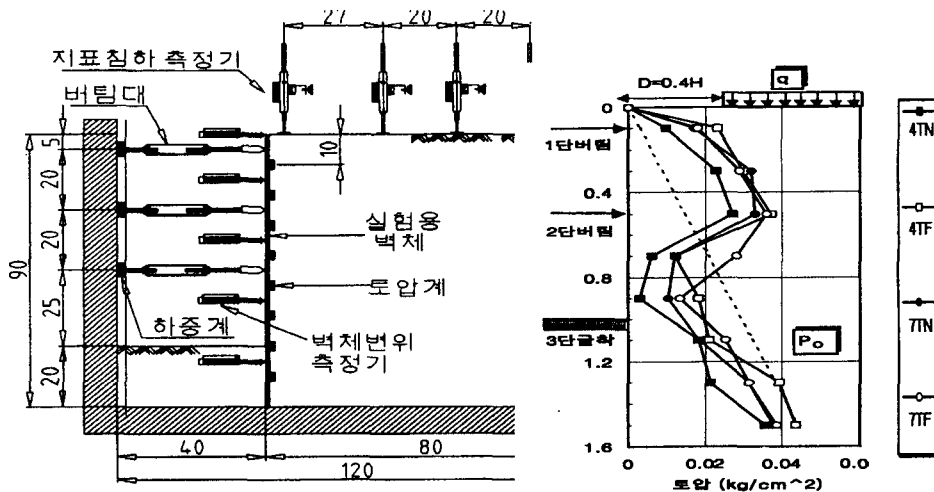


그림 31. 모형실험장비와 토압의 개략결과

#### 8.1.1 선행하중에 의한 벽체 최대수평변위

그림 32는 최종굴착심도에 대한 최대수평변위의 비를 굴착깊이의 증가에 따라서 비교한 것으로 전체적으로 보면 선행하중이 없는 경우 굴착단계별 최대수평변위의 평균값은 0.87%H이고 선행하중이 50%, 70%인 경우 각각 0.63%H, 0.57%H값을 갖는다.

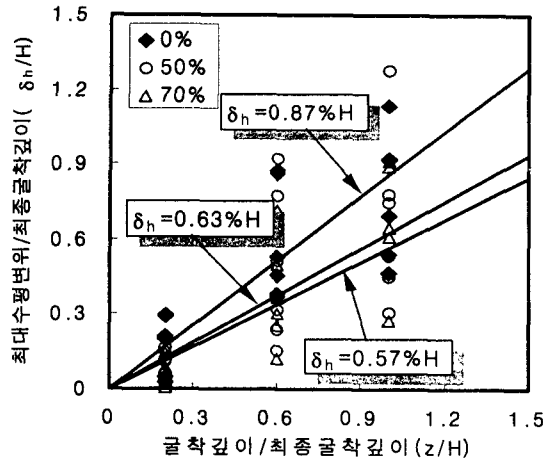


그림 32. 선행하중에 대한 최대수평변위비의 비교

이러한 결과는 기존의 연구결과와 비교해 보면 Clough & O'Rourke (1990)는 굴착심도에 따른 평균치로서 0.2%H를 제시하였고 국내 현장에서 버팀대 선행하중공법을 사용한 경우 0.04~0.13%H로 나타났으나 모형실험에 의해 얻어진 값은 벽체 강성 및 선행하중에 따라 최소 0.3%H에서 최대 1.5%H까지로 기존의 연구 결과보다는 다소 큰 값을 나타내었다.

표 19는 선행하중 0%를 기준으로 한 최대수평변위 감소량을 나타내었으며, 선행하중이 50%와 70%인 경우에는 각각 17.90%, 22.86% 수평변위의 감소율을 보였다.

표 19. 선행하중 0%를 기준으로 한 최대수평변위 감소율 (단위 : %)

벽체강성 선행하중	4mm ( $\rho=480$ )	5mm ( $\rho=250$ )	7mm ( $\rho=90$ )	평균
0%	0	0	0	0
50%	8.93	20.02	24.75	17.90
70%	20.42	22.01	26.15	22.86

### 8.1.2 선행하중에 따른 최대수평변위와 최대지표침하의 상관관계

선행하중 적용에 따른 굴착모형실험 결과 벽체 최대수평변위와 최대지표침하에 대한 상관관계는 그림 33과 같다.

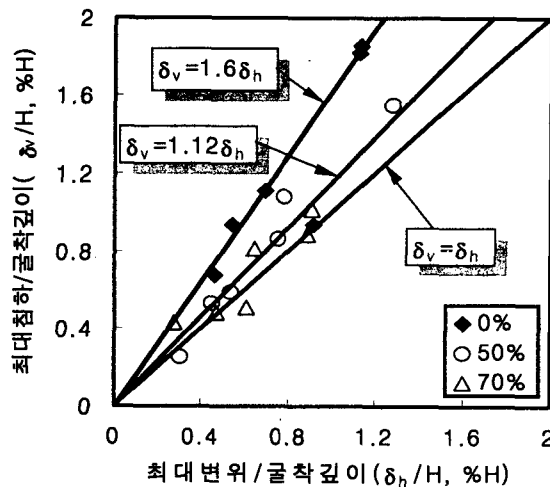


그림 33. 선행하중 적용에 따른 최대수평변위와 최대지표침하 비교

이 결과에서 선행하중을 적용하지 않은 경우는 지표침하가 수평변위보다 1.6배, 선행하중 50%를 적용한 경우는 1.12배 큰 것으로 나타났으며 선행하중 70%를 적용한 경우에는  $1.0 \delta_h$ 로 나타났다. 이는 Clough와 Mana(1981)의  $0.5 \sim 1.0 \delta_h$ 와 Chang·Yu-Ou등(1993)이 제안한  $0.5 \sim 0.7 \delta_h$  보다는 다소 큰 값을 보였다.

다음 그림 34는 선행하중량에 따른 수평변위 감소율을 현장에서 적용한 결과이다. 선행하중 25%, 50%, 75%, 100%에 해당하는 가선행하중 단계에서 벽체최대수평변위는 선행하중이 없을 때 발생한 값의 24%, 43%, 57%, 63% 정도씩 각각 감소하였다.

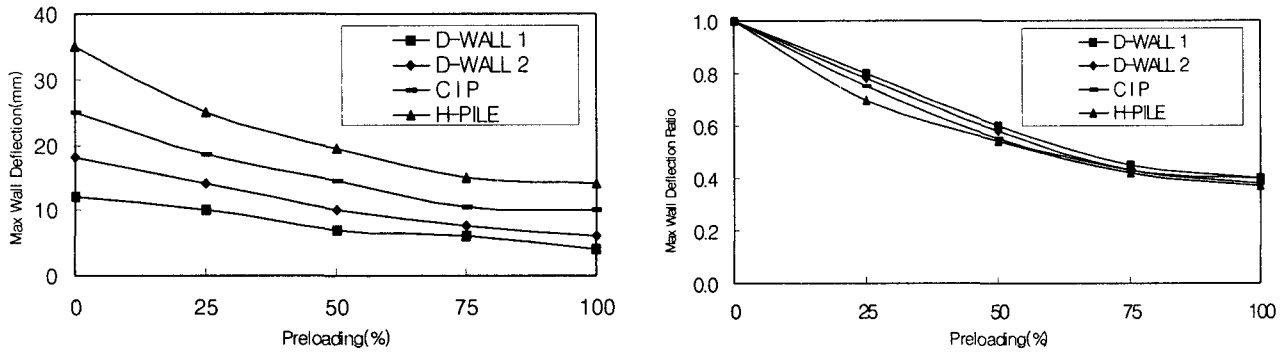


그림 34. 선행하중의 크기에 따른 벽체최대 수평변위의 변화

### 8.1.3 벽체배면에 작용되는 토압분포 및 변화 비교분석

그림 35 및 36은 모형실험에서 얻은 벽체강성별 토압분포를 나타낸 것으로 Rankine의 정지토압( $K_0$ )과 주동토압( $K_a$ ) 및 Peck 토압과 비교한 것이다. 이 모형실험 결과를 이용하여 설계토압도(Design earth pressure envelope)를 나타내면, 최소  $0.21rH$ 에서 최대  $0.32rH$ 의 토압이 그림 35와 같이 분포한다.

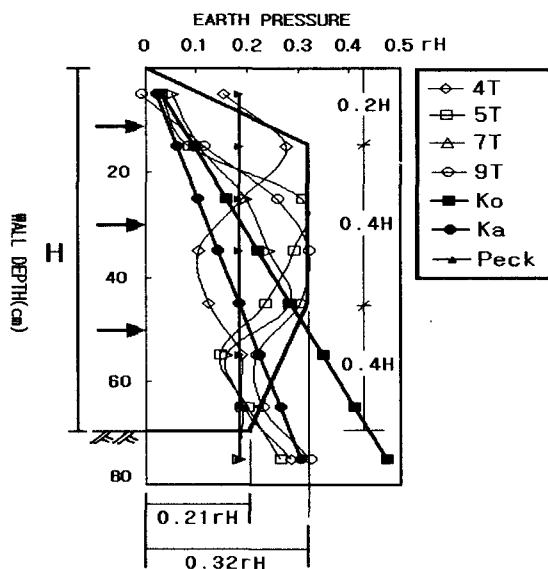


그림 35. 벽체강성별 토압분포에 대한 모형실험결과

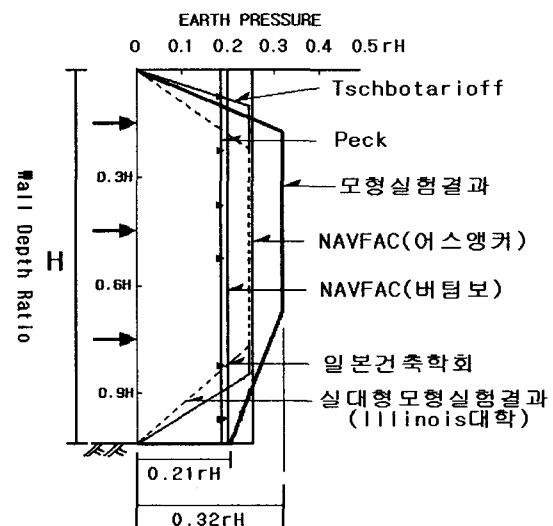


그림 36. 흙막이구조 단면결정 설계 토압과 모형실험토압의 비교

그림 36은 모형실험에서 나타난 모형토압분포도를 기존의 흙막이구조단면 결정에 제안된 설계토압도와 비교한 것이다.

이 결과에서 모형실험에서 얻은 토압분포도는 기존의 Tschbotarioff, Peck, NAVFAC(어스앵커, 버팀보), 일본건축학회 및 Illinois대학의 실대형모형실험 연구결과에 비하여 굴착면에 주동토압이 나타나고 있으며, 토압분포도에서 최대토압을 비교하면 최소 30%에서 최대 60%의 토압증가를 나타내고 있다. 이는 모형실험에서는 단단계 굴착시 버팀에 의한 벽체변위의 억제로 증가되는 토압이 고려되어 나타난 결과로 판단되며, 모형실험 토압분포도를 흙막이구조설계 검토에 적용하면 기존의 설계토압보다 보수적인 결과를 얻을 수 있다.

## 9. 결 론

- (1) 정보화시공과 관련된 역해석은 설계단계에서의 불확실성과 문제점들을 보완하여야 하며, 설계시 예측되는 모든 위험상태나 불확실한 요소들의 확인과 적절한 계측시스템을 적용할 수 있는 기술과 경험이 필요로 할 것이다.
- (2) 체계적인 정보화시공의 발전을 위해 정보화시공에 대한 많은 성공과 실패를 직, 간접의 경험과 설계, 시공, 계측의 영역을 두루 이해하고 연결시킬 수 있는 정보화시공 전문가가 필요하다.
- (3) 국내 다층토 지반의 강도에 따라 매립층, 퇴적층, 풍화암, 연암, 보통암, 경암으로 분류하여 제시한 것과 같이 다층토 지반물성치들의 데이터베이스화가 필요할 것이다. 또한, 흙막이 굴착시 현장계측 결과에 따른 암반층의 토압을 보다 정확히 규명하여 정보화시공 자료로써 사전검토 되어야 할 것이다.
- (4) 도심지 지반굴착시 흙막이 자체와 인근빌딩의 피해를 최소화 하기위해 1, 2차 관리기준을 적용한 정보화시공 현장사례를 통해 정보화시공 적용으로 성공적으로 공사를 수행할 수 있음을 알 수 있었다.
- (5) 터널시공에 따라 발생할 수 있는 문화재급건물의 4단계 관리수준을 설정하여, 오페라극장 구조물의 관리기준에 따라 터널시공중의 건물의 안정성 확보하여 성공적으로 공사를 수행할 수 있었다.
- (6) 현장암반조건을 최대한 고려할 수 있는 Hoek-Brown 모델을 터널해석 및 역해석에 적용하므로써 시공단계에 따라 신뢰도 높은 터널의 안정성 평가 및 예측이 가능할 것이다.
- (7) 퇴적암 지역에서 건설되는 터널의 갱구사면 예를 통해, 설계시 예측하지 못했던 문제점을 보완하기 위한 시공중의 자료의 검토하여 가장 타당한 보강공사에 의해 공사를 성공적으로 수행할 수 있었다.
- (8) 흙막이 굴착 모형실험을 통해 선행하중 0%를 기준으로 한 선행하중이 50%와 70%인 경우에는 각각 17.90%, 22.86% 수평변위의 감소율을 나타냈으며, 이는 선행하중이 인접구조물 보호와 관련되어 효과적임을 알 수 있었다.

## 참고문헌

1. 김학문(2002), "지반과 관련된 지난 세기의 건설사고와 정보화 시공", 건설감리, 제8권 5호, pp.19~30.
2. 김학문, 이봉열, 황의석(2002), "터널 시공에 따른 오페라극장의 영향평가(수치해석을 중심으로)", 터널 기술(한국터널공학회 논문집), pp.3~12.
3. 김학문, 이형원(2001), "퇴적암에서 SMR(Slope Mass Rating) 방법에 의한 터널 갱구 사면 해석의 평가와 보강", 2001 추계공동학술발표회논문집, pp.99~111.
4. 김학문, 이봉열(1999), "굴착모형실험을 통한 토류벽체 및 지반거동에 관한 연구", 한국지반공학회논문집, 15권 5호 pp.259~280.
5. 이종규외 2인(1992), "흙막이벽의 계측과 설계토압 고찰", 한국지반공학회 제1회 학술발표회 논문문집, pp.20~40.



6. 오정환외 1인(1997), “지반굴착공에서의 계층계획 수립 및 관리요령”, 한국지반공학회.
7. 지반공학회(2001), “지하굴착관련 엔지니어링 실무교육”
8. Lambe.T.W. & Whitman . R.V(1969) “Soil Mechancis” John Willy & Son, pp.16~17.
9. Terzaghi, K. & Peck, R.(1967) “Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons. 2nd ED. pp.627~681.
10. The Institution of Civil Engineers(1996) “ The observational method in geotechnical engineering”