

工學碩士 學位論文

계측과 수치해석을 통한  
시공 중 터널의 변위에 관한 연구

A Study on the Displacement of Constructing Tunnel  
by Measurement and Numerical Analysis



指導教授 張 元 一

2008年 2月

韓國海洋大學校 大學院

海洋開發工學科

徐 東 一

工學碩士 學位論文

# 계측과 수치해석을 통한 시공 중 터널의 변위에 관한 연구

A Study on the Displacement of Constructing Tunnel  
by Measurement and Numerical Analysis



指導教授 張 元 一

2008年 2月

韓國海洋大學校 大學院

海洋開發工學科

徐 東 一

本 論文을 徐東一의 工學碩士  
學位論文으로 認准함.

委員長 辛 誠 烈 印



委 員 尹 志 豪 印

委 員 張 元 一 印

2007年 12月

韓國海洋大學校 大學院



# 목 차

초 록 .....	vi
ABSTRACT .....	vii
1. 서 론 .....	1
1.1 연구배경 및 목적 .....	1
1.2 연구방법 및 내용 .....	2
2. 이론적 배경 .....	3
2.1 NATM의 기본개념 .....	3
2.1.1 NATM .....	3
2.1.2 암반-지보 상호작용 메커니즘 .....	5
2.1.3 지보설계 .....	7
2.2 터널계측 .....	8
2.2.1 계측계획 및 항목 .....	9
2.2.2 계측결과의 적용 .....	10
2.3 터널계측자료 분석 .....	11
2.3.1 근사함수에 의한 터널 최종변위 예측방법 .....	11
2.3.2 통계적 분석에 의한 터널 최종변위 예측방법 .....	16
3. 수치해석법 .....	17
3.1 수치해석법의 종류 및 특징 .....	17
3.2 유한차분법 .....	18



3.2.1 FLAC .....	20
3.2.2 FLAC의 흐름도 .....	21
3.3 FLAC의 항복기준 .....	22
4. 현장적용 .....	25
4.1 연구지역의 지질 및 계층 .....	25
4.2 선형변위 예측을 위한 회귀분석 .....	27
4.2.1 근사함수식을 통한 계층자료 회귀분석 .....	28
4.2.2 선형회귀분석 .....	40
4.3 수치해석 .....	48
4.3.1 터널단면 모델링 .....	48
4.3.2 지반 및 지보재 특성 .....	48
4.3.3 지보 및 무지보 터널의 거동분석 .....	53
4.3.4 축압계수에 따른 터널의 거동분석 .....	59
5. 검 토 .....	66
6. 결 론 .....	68
참 고 문 헌 .....	69



## 표 목 차

Table. 2.1 Standard measuring section .....	9
Table. 2.2 Main measuring section .....	10
Table. 2.3 Various function for fitting convergence .....	16
Table. 3.1 Numerical analysis method .....	18
Table. 4.1 The results of $U_L$ values by exponential function and fractional function .....	34
Table. 4.2 The results of $U_L$ values by exponential function .....	39
Table. 4.3 The results of $U_L$ values by each function .....	42
Table. 4.4 The results of $U_L$ values by linear regression analysis .....	47
Table. 4.5 Features of shotcrete .....	49
Table. 4.6 Features of rockbolt .....	50
Table. 4.7 Support pattern .....	51
Table. 4.8 Properties of support .....	51
Table. 4.9 Properties of rock .....	51
Table. 4.10 Load bearing ratio .....	53
Table. 4.11 The results of numerical analysis .....	58
Table. 4.12 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+600) .....	64
Table. 4.13 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+700) .....	64
Table. 4.14 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+880) .....	65
Table. 5.1 Analysis data of Sta. No. 21K+600 .....	66
Table. 5.2 Analysis data of Sta. No. 21K+700 .....	67
Table. 5.3 Analysis data of Sta. No. 21K+880 .....	67



## 그 립 목 차

Fig. 2.1 Support pattern by rock class of Arlberg tunnel(M. John, 1980) .....	4
Fig. 2.2 Ground response curve by support(Daeman, 1977) .....	5
Fig. 2.3 Support characteristic curve .....	7
Fig. 2.4 Tunnel measuring system .....	8
Fig. 2.5 Generalized form of tunnel convergence .....	11
Fig. 3.1 Computation cycle of EFDM .....	19
Fig. 3.2 Tunnel analysis diagram by FLAC .....	21
Fig. 4.1 Sectioned diagram .....	26
Fig. 4.2 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(crown) .....	29
Fig. 4.3 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(left wall) .....	30
Fig. 4.4 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(right wall) .....	30
Fig. 4.5 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(crown) .....	31
Fig. 4.6 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(left wall) .....	31
Fig. 4.7 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(right wall) .....	32
Fig. 4.8 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(crown) .....	32
Fig. 4.9 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(left wall) .....	33
Fig. 4.10 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(right wall) .....	33
Fig. 4.11 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+620(crown) .....	35
Fig. 4.12 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+680(crown) .....	35
Fig. 4.13 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+710(crown) .....	36
Fig. 4.14 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+720(crown) .....	36
Fig. 4.15 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+740(crown) .....	37
Fig. 4.16 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+750(crown) .....	37
Fig. 4.17 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+760(crown) .....	38
Fig. 4.18 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+790(crown) .....	38
Fig. 4.19 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+890(crown) .....	39
Fig. 4.20 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+600(crown) .....	40
Fig. 4.21 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+700(crown) .....	41



Fig. 4.22 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+880(crown) .....	41
Fig. 4.23 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+620(crown) .....	42
Fig. 4.24 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+680(crown) .....	43
Fig. 4.25 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+710(crown) .....	43
Fig. 4.26 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+720(crown) .....	44
Fig. 4.27 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+740(crown) .....	44
Fig. 4.28 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+750(crown) .....	45
Fig. 4.29 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+760(crown) .....	45
Fig. 4.30 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+790(crown) .....	46
Fig. 4.31 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+890(crown) .....	46
Fig. 4.32 Cross section of tunnel .....	48
Fig. 4.33 Modeling of shotcrete(lining) .....	49
Fig. 4.34 Modeling of Sta. No. 21K+600 .....	52
Fig. 4.35 Modeling of Sta. No. 21K+700 .....	52
Fig. 4.36 Modeling of Sta. No. 21K+880 .....	53
Fig. 4.37 Crown displacement of Sta. No. 21K+600 .....	54
Fig. 4.38 Left wall displacement of Sta. No. 21K+600 .....	54
Fig. 4.39 Right wall displacement of Sta. No. 21K+600 .....	55
Fig. 4.40 Crown displacement of Sta. No. 21K+700 .....	55
Fig. 4.41 Left wall displacement of Sta. No. 21K+700 .....	56
Fig. 4.42 Right wall displacement of Sta. No. 21K+700 .....	56
Fig. 4.43 Crown displacement of Sta. No. 21K+880 .....	57
Fig. 4.44 Left wall displacement of Sta. No. 21K+880 .....	57
Fig. 4.45 Right wall displacement of Sta. No. 21K+880 .....	58
Fig. 4.46 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600) .....	59
Fig. 4.47 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600) .....	60
Fig. 4.48 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600)	





.....	60
Fig. 4.49 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)	
.....	61
Fig. 4.50 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)	
.....	61
Fig. 4.51 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)	
.....	62
Fig. 4.52 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)	
.....	62
Fig. 4.53 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)	
.....	63
Fig. 4.54 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)	
.....	63



## 초 록

터널 건설시 조사 및 설계단계에서 예측한 터널의 거동은 지반의 지질구조 및 재료 특성의 복잡함 등으로 인해 실제 시공 중의 거동과 일치하지 않는 경우가 많다. 따라서 시공 중에는 관찰과 계측을 통하여 지반과 지보재의 거동을 확인하고 위험이 예상될 경우 신속히 굴착방법 및 보강방법 등을 변경함으로써 터널의 안정성을 확보해야 한다. 그리고 이러한 목적을 위해서는 가급적 굴착 초기단계에서 터널의 변형거동을 파악하고 이로부터 최종적인 변위를 예측하는 과정이 필요하다. 최근에는 계측의 중요성에 대한 인식증대, 계측기술의 발달 등으로 국내 대부분의 터널 현장에서 계측이 실시되고 있으나 실제로 계측결과에 대한 체계적인 분석 및 이를 이용한 터널 거동의 예측은 거의 이루어지지 못하고 있는 실정이다. 또한 계측결과를 이용한 최종변위 예측 시 터널 굴착 직후로부터 계측시작 전에 발생하는 변위량에 대한 고려가 수반되어야 함에도 불구하고 계측 전 변위량 산정에 대한 합리적인 기준을 마련하기가 매우 어려운 실정이다. 따라서 본 연구에서는 현장계측결과를 이용한 터널거동의 예측을 위해 막장거리에 따른 계측을 통해 기존의 근사함수를 이용한 선행변위를 추정하고 수치해석을 실시한 후 그 결과를 바탕으로 예측값과 수치해석을 비교·분석하였다.

주요어 : 터널거동, 현장계측, 근사함수, 선행변위, 수치해석



# ABSTRACT

The Pre-estimate behavior of the tunnel at the time of investigation and design stage widely differ with actual behavior of the construction due to the complexity of the ground characteristics. Therefore, in tunnelling, it is important to ascertain the stability of the ground and support by daily observation and measurement. When danger is foreseen, countermeasures, such as the reinforcement and alteration of support or excavation methods have to be taken immediately. For this purpose, understanding deformation behavior of tunnel at an early stage of excavation, as much as possible, before forecasting the final convergence of the tunnel is required. Recently, measurements were performed at most of the tunnelling sites due to the increased understanding for important of measurement, improved technique, etc, but actual situations are not available to systematize analysis for the result of measurement and utilized data of the behavior of the tunnel. Also, when forecasting the final convergence through initial measurements, even though considered convergence occurs directly after excavation to before measuring begins, but it is difficult to pre-analyze for the appropriate base line suitable for convergence before measuring. Therefore, in this study, to pre-estimate behavior of the tunnel through the field measurement, method by existing approximate function is used. And it was compared with numerical analysis.

Key word : convergence, field measurement, approximate function, pre-estimate behavior, Numerical analysis



# 1. 서론

## 1.1 연구배경 및 목적

현재 우리나라에서는 국토의 효율적 활용 및 사회간접자본 확충 측면에서 많은 터널이 건설되고 있으며 터널이 점차 장대화 및 대형화되고 있는 추세이다. 대부분의 터널은 암반 내에 건설되며 최근 수치해석기법의 발달에 따라 설계단계에서 암반의 변형거동에 대한 예측이 이루어지고 있다. 그러나 터널 시공 중 실제 현장에서 암반의 변형거동은 설계단계에서 예측한 암반의 변형거동과 현저한 차이를 보이는 경우가 많다. 따라서 이러한 차이를 최소화 하고 터널의 안정성 확보 및 재검토를 위해 현장계측이 실시된다. 특히 굴착에 따른 천단변위 및 내공변위의 계측은 많은 비용과 시간부담을 줄이는 등 매우 경제적이며, 천단 및 내공변위의 변화를 계측함으로써 굴착 개시 후 가능한 조기에 최종 변위량을 예측할 수 있어 최종적인 터널의 안정성을 판단하기 위한 중요한 척도가 된다고 할 수 있다.

현재까지 최종 변위량을 예측하기 위한 방법으로서는 내공변위 곡선을 시간과 거리에 따른 여러 함수로 표현하여 최종변위를 예측하거나 과거의 시공실적을 바탕으로 굴착 개시 후 초기 변위량에서 최종 변위량을 통계적 수법을 통해 예측하려는 연구가 많이 진행되어 왔으나, 보다 광범위한 자료수집과 예측방법의 적용성 확대라는 측면에서 이 분야에 대한 지속적인 연구가 필요하다고 할 수 있다.

따라서 본 논문에서는 시공 중인 국내 터널의 계측치를 기존의 근사함수를 이용하여 분석하고, 그 결과를 수치해석의 결과와 비교·분석하여 이를 통하여 선행변위를 추정하고, 최종변위량을 결정할 것이다. 또한 초기 측정 변위량과 최종 변위량과의 상관관계를 유도하여 그 결과를 분석하고자 한다.

## 1.2 연구방법 및 내용

본 논문에서는 터널에서 굴착에 따라 발생하는 최종변위량 예측을 위해 시공되고 있는 터널의 계측결과를 이용하여 굴착 개시 후 초기의 내공변위량과 최종변위량을 예측하고 그 관계를 통계적 수법에 의해 표현하고 내공변위 곡선을 거리에 따른 여러 가지 함수로 나타내어 예측하는 방법들에 대해 고찰할 예정이다.

(1) 각 계측지점에 대해 막장으로부터 거리에 따른 내공변위의 변화를 지수함수와 분수함수로 회귀분석하여 선형변위 및 최종변위량을 추정하였다.

(2) 굴착 직후부터 최초 계측시점까지의 변위 증가경향이 최초 계측 시부터 막장거리  $1D(D:터널직경)$ 까지의 변위 증가경향과 일치한다고 가정하고 굴착개시점을 원점으로 하는 내공변위량-막장거리의 관계그래프 상에서 막장거리  $1D$ 인 위치까지의 계측결과들을 선형 회귀분석하여 추정하였다.

(3) 계측결과를 활용하여 내공변위에 대한 천단변위 변화양상이 터널의 거동에 대해 어떤 관계가 있는지를 분석·고찰하였다.

(4) 수치해석을 수행하여 계측결과와 수치해석 결과를 비교·검토하여 그 결과를 고찰하였다.



## 2. 이론적 배경

### 2.1 NATM의 기본개념

#### 2.1.1 NATM

NATM은 rockbolt나 shotcrete 등의 가시적인 인공지보에 의하여 암반의 붕괴 및 낙반방지, 풍화 및 누수방지 등의 효과를 기대함과 동시에 암반자체가 갖고 있는 강도, 즉 하중 지지력을 충분히 이용하여 최적의 경제성과 높은 품질의 터널을 추구하는 공법이다.

본질적으로 NATM은 실제 경험으로부터 발전되었기 때문에 ‘경험적 설계(empirical dimensionling)’라 불렀다(Rabcewicz, 1964).

국내 터널분야에서는 팽창성 암반에 적용하기 위해 정립된 NATM의 터널 역학이론과 개념을 양호한 경암에서부터 막장이 자립하지 못하는 토사터널까지 확장하는 것은 상당한 문제를 야기시켰다. NATM 터널 개념을 전 터널 암반에 확장시킨 것은 터널 굴착상당력을 암반과 지보재가 복합구조체로서 지탱하여야 한다는 잘못된 결론에 도달하게 한다. 경암에서 지보재는 암괴의 낙반을 막는 것으로 터널 굴착상당력은 모두 암반이 부담하며 지보재는 단순히 암괴의 하중만 지탱하면 된다. 따라서 경암터널에 있어서 연속체 수치해석에 의한 터널 안정성 해석은 아무 의미가 없고, 또한 터널의 계측도 무의미 하다(이정인, 2000).

토사터널에서는 일반적으로 터널을 굴착하여 지보재를 설치하기도 전에 터널 붕괴가 발생하므로 굴착 전에 암반을 보강하는 보조공법을 적용하고 있다. 이 때 보강하는 수준은 터널을 굴착하여 무지보 상태에서도 터널이 안정한 정도이다. 따라서 시멘트 그라우팅이나 강관다단그라우팅 등의 보조공법을 적용한 토사터널에서 계측을 통하여 암반 변형이 발생하였을 때 shotcrete로 보강하는 것은 큰 의미가 없다. 즉, NATM은 팽창성 암반과 같은 역학적 거동을 하는 연암에 적용할 수 있는 터널개념이며, 이것은 굴착 직후에는 안정하나 굴착이 진행됨에 따라 암반이 소성파괴가 발생하는 암반에 한정된다(이정인, 2000).

Fig. 2.1은 암반터널에 대한 암반분류와 이와 대응되는 지보형태의 예로서 터널보강



및 보강비용 산정에 대한 지침으로 사용된다.

NATM에서는 터널 프로젝트의 설계와 시공에 참여하고 있는 모든 당사자들이 이러한 접근방법을 이해하고, 인정하며, 의사결정과 문제해결에 상호 협조하는 것이 요구됨으로써 발주자, 설계엔지니어 및 계약자 모두가 한 팀이 되어 일하는 것이 필요하다. 프로젝트에서는 계획자료를 해석하고 그것에 입각하여 작업을 수행할 수 있는 잘 훈련된 현장 엔지니어와 현장을 자주 방문하고 어려운 시공결정에 도움을 줄 수 있는 설계자(혹은 자문자)로 팀이 구성되어야 한다.

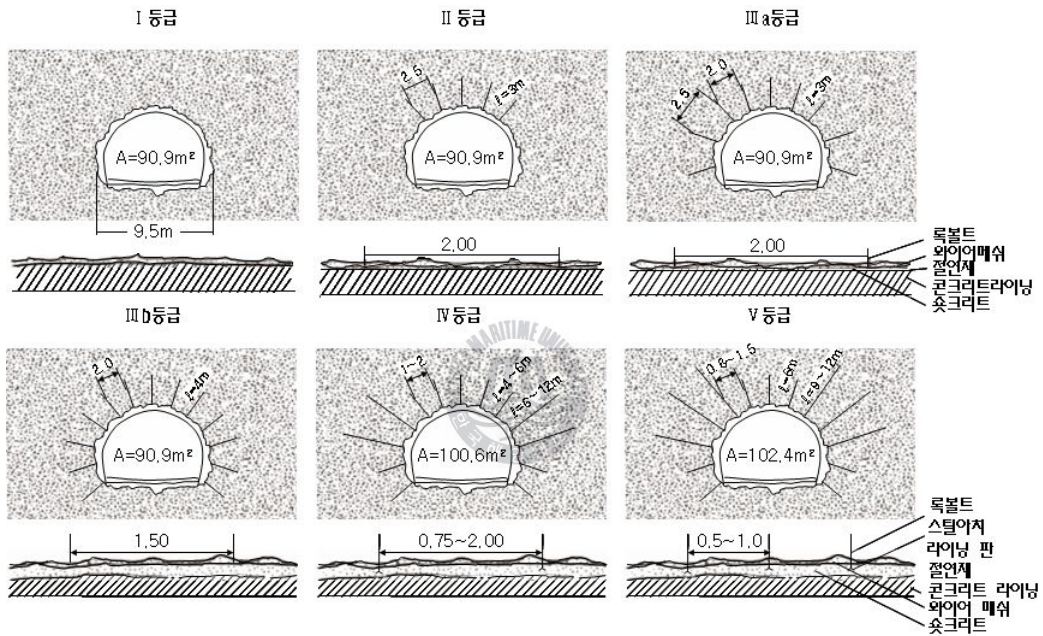


Fig. 2.1 Support pattern by rock class of Arlberg tunnel(M. John, 1980)



## 2.1.2 암반-지보 상호작용 메커니즘

암반-지보 반응곡선은 대표적인 발파공법인 NATM을 근간으로 한 개념으로 암반에 공동을 굴착한 후, 지보를 설치하는 과정을 반복하여 진행해 나가는 동안 암반과 지보의 상호거동을 파악하는데 매우 유용한 이론이다.

발파공법을 이용하여 전단면이 굴착되고 강재지보는 각각 버력 처리를 한 뒤에 설치하였다고 가정하고, 또한 수평 및 연직 초기응력은 서로 같으며 그 크기를  $p_0$ 라고 하면 Section X-X'를 기준으로 터널시공에 대한 암반-지보의 상호거동은 Fig. 2.2와 같다.

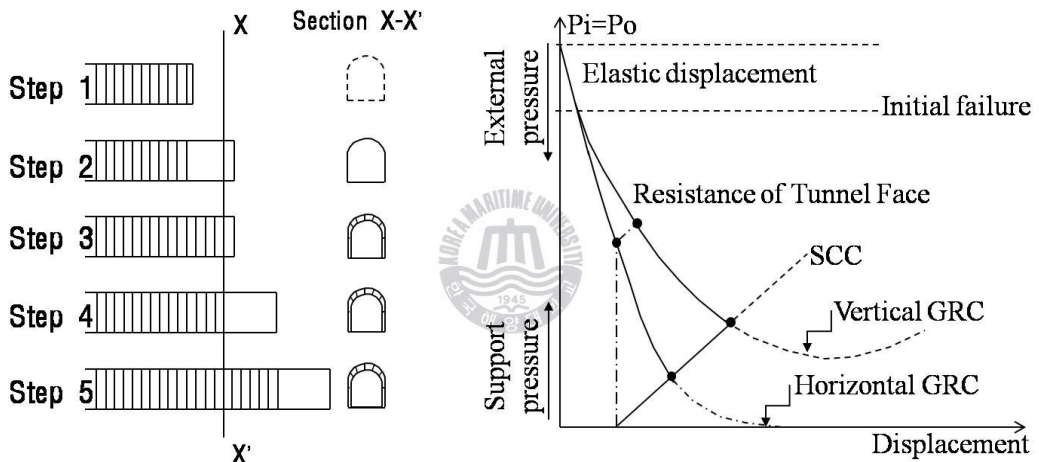


Fig. 2.2 Ground response curve by support (Daeman, 1977)

Fig. 2.2에서 나타낸 것처럼 Step 1에서는 터널 막장이 터널 Section X-X'에 아직 도달하지 않았으며, 파선으로 표시한 범위의 계획 단면의 암반은 터널 주변의 암반과 평행 상태에 있다. 또 터널의 단면을 가로질러 작용하는 내부지보압  $p_i$ 는 초기응력  $p_0$ 와 같다.

Step 2에서는 터널 막장이 Section X-X'를 통과하고 있기 때문에 통과하기 전에 터널의 내부 암반이 지지하고 있던 지보압  $p_i$ 가 0이 된다. 그러나 터널이 파괴되는 예는 없다. 이것은 매우 큰 저항력을 갖는 터널 막장이 가까이에 있으므로 반경 방향의 변위  $u$ 가 억제되기 때문이다. 만약 이 막장에 의한 저항이 없다면 같은 반경방향의 변위  $u$



를 억제하기 위해서는 내부에서의 지보압  $p_i$ 가 필요하다. 아치의 변형을 억제하는 압력  $p_i$ 는 측벽의 변형을 억제할 때의 값보다도 커야 한다는 점에서 주의해야 한다. 이것은 응력을 받아 발생한 변위를 억제하는데 필요한 지보압력에 터널 아치상의 이완된 암반 중량을 더해야 하기 때문이다.

Step 3에서는 터널의 버력 처리가 끝나고 강제지보를 막장 가까이 설치한 상태이다. 이 단계에서는 지보는 하중을 부담하지 않고 있다. 이것은 터널의 변형이 더 이상 생기지 않기 때문이다. 암반은 시간 의존성의 변형을 보이지 않는다고 가정하기 때문에 변위는 Step 2에서 발생한 변위에서 더 진행되지 않는다.

Step 4에서는 터널막장이 Section X-X'를 넘어서 터널 직경의 1.5배 전진된 위치에 있으며 막장이 가까이 있으므로 생긴 저항이 이 Step에서는 매우 감소하고 있다. 따라서 터널의 측벽과 아치에는 내부방향으로 변위가 발생하게 된다. 이 내부방향으로 변형 또는 터널의 단면 축소에 의하여 강한 스프링과 같이 작용하는 지보에는 하중이 발생한다. 강제 지보에 발생하는 지보 버력  $p_i$ 는 터널의 반경방향 변형과 함께 증대된다.

Step 5에서는 터널 막장이 Section X-X'를 지나 많이 진행한 상태를 나타내고 있다. 여기에서는 Section X-X'의 암반에 대한 변위 구속은 이미 볼 수 없다. 만일 지보를 삽입하지 않았다면 터널의 반경방향 변형은 Fig. 2.2에서의 곡선과 같이 증대할 것이다. 측벽의 경우는 측벽의 변형은 더 이상 생기지 않으므로 변형의 진행을 제어하는 데 필요한 압력은 0이 되고 안정된다. 한편 아치의 변형을 제어하는데 필요한 지보압력은 최소치 후, 더욱 증대하기 시작한다. 이것은 아치의 이완된 암반의 아래 방향 변위 때문에 더욱 암반이 이완되기 때문에 생기는 것이다. 이 이완된 부분이 증대하기 때문에 그 부분의 암반 중량이 증가하여 필요 지보압력이 증대된다. 터널 내에 지보가 설치되어 있지 않으면 아치는 붕괴될 것이다. 강제 지보의 반력곡선은 터널측벽과 아치의 변형곡선과 교차하는데 이 점에서 측벽과 아치의 변형을 더 진행시키지 않기 위하여 필요한 지보압력과 강제지보에서 발생하는 지보반력이 평형을 이루어 터널과 지보로 이루어지는 계통이 안정된 평형상태로 된다.



### 2.1.3 지보설계

터널에서는 어느 정도 양의 단면수축이 이미 생긴 후에 지보를 설치하는 것이 보통이다. 이 초기 단면수축량을  $u_{io}$ 로 한다.

터널 내에 설치하는 지보의 강성은 강성정수(stiffness constant)  $k$ 로 나타낼 수 있으며, 지보에 의해 생기는 방사방향 지보압력  $p_i$ 는 식(2.1)로 주어진다.

$$p_i = k \frac{u_{ie}}{r_i} \quad (2.1)$$

여기서  $u_{ie}$ 는 다음 식으로 표현되는 전변형량(全變形量)  $u_i$  중의 탄성부분이다.

$$u_{ie} = u_{io} + \frac{p_i r_i}{k} \quad (2.2)$$

식 (2.2)는 지보 시스템이 항복강도에 달할 때까지 적용될 수 있다. Concrete 또는 shotcrete lining, 강재지보 또는 그라우트 된 bolt나 cable 등의 경우는 지보 시스템의 소성적 파괴가 발생하여 Fig. 2.3에 표시한 것처럼 일정 지보압력 하에서 더욱 변형이 진행된다고 가정한다. 이때의 최대 지보압력을  $p_{smax}$ 로 정의하고 있다.

그라우트 되지 않는 기계식 정착형 앵커의 경우는 최대 지보압력  $p_{smax}$ 을 넘으면 bolt 시스템이 갑자기 파괴가 발생한다. 이 경우 예상할 수 없는 사태가 일어날 가능성이 있으므로 이러한 파괴상태가 되는 것을 피해야 한다.

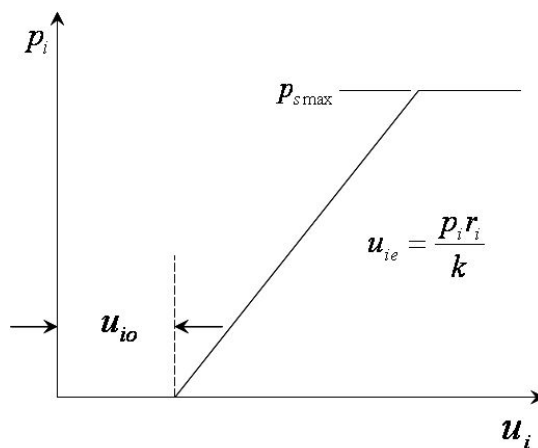


Fig. 2.3 Support characteristic curve



## 2.2 터널계측

NATM 공법을 통해 체계적으로 발전하고 그 중요성이 증가되고 있는 터널의 현장 변위 계측은 일반적으로 시공과 병행하여 실시하며 계측결과가 시공이나 설계에 반영된다. 구체적인 계측의 목적은 암반거동 관리, 지보공 효과 확인 및 안정성 확인, 근접 구조물 안정성 확인, 장래 공사의 자료측정 등이 있다. 사전조사를 바탕으로 하여 계측의 목적, 터널의 용도와 규모, 원암반 조건, 주변 환경조건 등을 충분히 고려하여 설계하고 이를 시공에 적용하는 계측계획을 세워야 하며, 이러한 터널계측의 과정과 역할을 Fig. 2.4 에 도시화하였다.

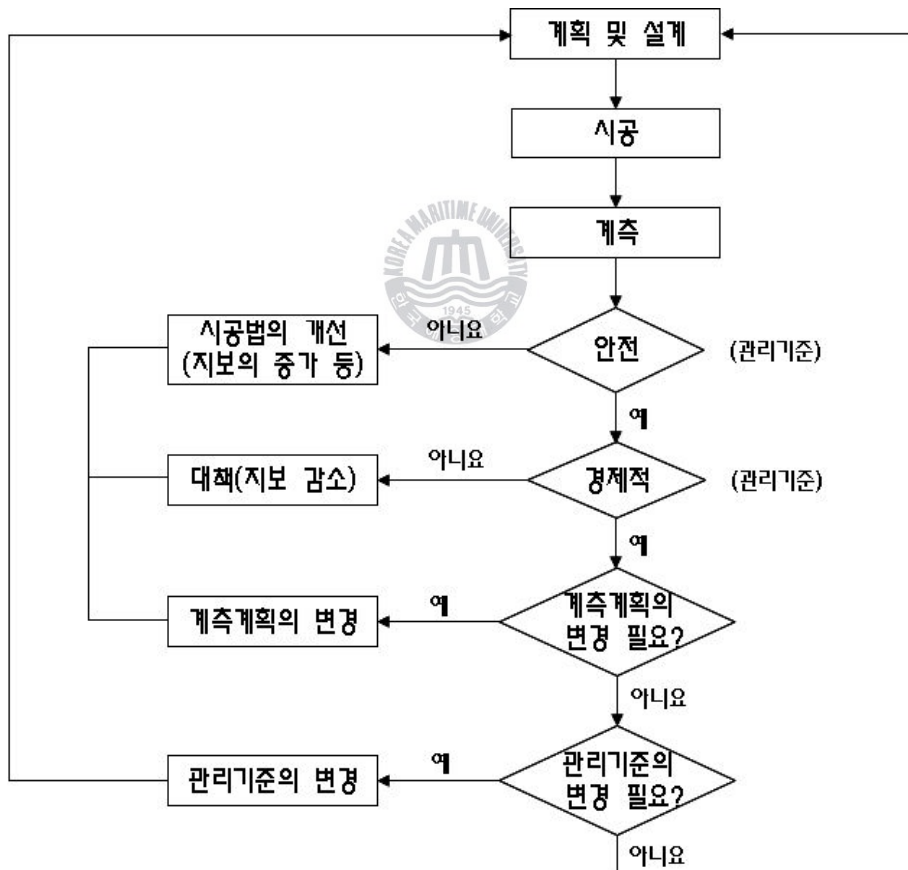


Fig. 2.4 Tunnel measuring system

## 2.2.1 계측계획 및 항목

계측계획은 사전조사 및 해석결과를 기초로 하여 시공 중 터널의 거동을 파악할 수 있도록 수립하여야 하며, 특히 계측의 목적, 터널의 용도, 규모, 원암반 조건, 주변환경, 그리고 시공방법 등을 충분히 고려하여야 한다. 터널계측 항목의 선정에 있어서 터널 굴착 후 터널의 안정성과 터널굴착이 주변암반에 미치는 영향을 평가할 수 있는 항목을 선정하여야 한다.

시공 중 터널계측은 일상관리계측(A계측)과 대표단면계측(B계측)으로 구분된다. A계측은 전 구간에서 시행되는 주로 터널시공의 안정성 확인을 위한 계측이며, B계측은 대표적 암반조건이나 초기 굴착구간에서의 소성영역의 분포 및 지보재의 응력 등의 거동을 파악하여 지보재의 안정성과 설계의 타당성 및 미 굴착구간의 설계 그리고 시공법 개선을 위한 계측이다. Table 2.1과 2.2는 A계측과 B계측 항목을 정리한 것이다(이희근, 1995).

Table 2.1 Standard measuring section

구분	계측항목	계측내용	계측목적
A계측	갱내관찰조사 (매핑)	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓막장면 및 노출면의 상태, 절리, 파쇄대, 지하수 유출 상태 및 유출량 측정</li> <li>✓지보재의 변형상태 및 품질관리</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓막장의 자립성 및 안정성판단</li> <li>✓암질, 단층파쇄대, 습곡구조, 변질대 등의 정상 파악</li> <li>✓shotcrete 등 지보공의 형태 변화 평가</li> <li>✓암반구조의 재평가</li> </ul>
	내공변위 측정	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓내공 단면의 변위량, 변위속도 및 수렴여부 파악</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓터널내공의 변위량, 변위속도, 변위수렴상황, 단면의 변형상태에 따라 주변암반 및 터널의 안정성 평가</li> <li>✓1차 지보설계시공의 타당성 판단</li> <li>✓2차 라이닝 타설 시기 판단</li> </ul>
	천단침하 측정	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓터널천단의 수직 침하량</li> <li>✓침하속도 및 수렴 여부 파악</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓터널천단의 절대침하량 및 단면의 변형상태를 파악하고 터널천단의 안정성 판단</li> </ul>
	rockbolt 인발시험	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓설치된 rockbolt의 정착력 측정</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓rockbolt 설계 정착력에 대한 안전율 검토 및 시공관리</li> <li>✓적절한 rockbolt 길이 및 굵기 선택</li> </ul>



Table 2.2 Main measuring section

구분	계측항목	계측내용	계측목적
B계측	지중변위	✓터널주변 암반의 반경방향 변위량, 변위속도 및 수렴여부 파악	✓터널주변의 느슨해진 영역과 변위량을 파악, rockbolt 축력 효과 확인
	rockbolt 축력	✓시공된 rockbolt의 심도별 축응력 분포 및 이의 변화속도와 수렴여부 파악	✓rockbolt에 생긴 변형으로 rockbolt 축력효과 확인 ✓rockbolt의 길이, 굽기 판정
	shotcrete 응력	✓시공된 shotcrete의 응력 및 이의 변화속도와 수렴여부 파악	✓shotcrete의 배면압과 내부응력분포 측정으로 터널 안정성 평가
	지표 및 지중침하	✓인접구조물이 있거나 터널 상부의 토피가 얇은 경우 지표에서의 영향범위를 파악	✓지표 및 지중의 변위영역을 추정하여 지보방법을 개선하고 암반의 안정성을 평가

### 2.2.2 계측결과의 적용

계측 결과를 설계, 시공에 반영시키는 목적은 시공의 안정성과 경제성을 확보하는데 있다. NATM(New Austrian Tunneling Method) 공법을 적용할 때에는 계측을 통한 피드백을 실시하여 지보패턴의 변경 및 적절한 보강대책 선정을 통하여 터널의 안정성을 확보할 수 있으며, 특히 역해석은 시공 중 현장 계측 결과를 이용하여 설계 시 터널해석의 역순으로 수행되며 계측된 응력 및 변위를 이용하여 암반의 역학적 특성치를 재평가한다. 또한 재평가된 암반의 특성치를 이용하여 원설계의 타당성을 검토하고, 필요한 경우 굴착공법을 조정하는 과정을 거친다.



## 2.3 터널계측자료 분석

### 2.3.1 근사함수에 의한 터널 최종변위 예측방법

터널의 변형은 굴착면 진행의 영향과 굴착면 주변의 하중 이력에 대응한 암반의 변형특성에 의해 결정된다. 또한 암반보강의 종류와 특성에 따라서도 변형이 달라진다. 현장에서는 여러 가지 제약조건 때문에 총변위의 일부분만이 계측되고 있는 경우가 대부분이다. 따라서 터널의 최종 변위량을 산정하기 위한 방법으로서 내공변위 곡선을 시간과 거리에 따른 여러 가지 함수로 표현하여 최종변위를 예측하거나 과거의 시공실적을 바탕으로 굴착 개시 후 초기 변위량에서 최종변위량을 통계적 방법을 통해 예측하려는 연구가 진행되고 있다. 하지만 최종변위량을 정확히 정량적으로 산출하는데 어려움이 있다.

터널 측벽에서 발생하는 변위의 일반적인 형태는 Fig. 2.5와 같다.

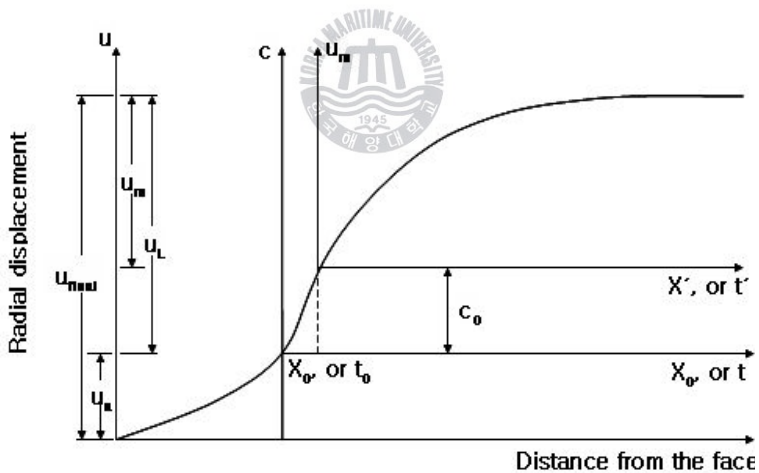


Fig. 2.5 Generalized form of tunnel convergence

이는 굴착으로 인해 발생하는 총변위  $U_{final}$ 은 굴착면에 도달하기 전에 발생한 선형 변위  $U_a$ 와 굴착면에 도달한 후부터 막장에서  $x_0$ 만큼 떨어져서 시간  $t_0$ 만큼 경과하여 계측기를 설치하기 전까지 발생한 변위  $C_0$ , 실제로 계측된 수렴변위  $U_m$ 으로 나눌 수 있다.

굴착이전에 발생하는 변위  $U_a$ 는 암반의 변형특성에 의존하는 것으로 알려져 있다. Panet 등(1982)에 의해 축대칭 유한요소해석에 따르면 최종변위  $U_{final}$ 에 대한  $U_a$ 의 비율은 탄성해석에서 27%, 소성해석 시 Von Mises 파괴조건일 때 30%, 완전탄소성 Drucker 파괴조건에서 20%, Strain-softening 재료에서는 21%로 계산되었다. Hanafy 등(1980)에 의하면 수행된 점탄성 축대칭 유한요소해석의 경우,  $U_a$ 의 비율은 30% 내외로 나타났다. 한편 Vassilev 등(1988)은 터널 형상에 의한 영향을 규명하기 위하여 3차원 탄성 FEM 해석을 실시한 결과  $U_a$ 의 비율은 28 ~ 32%로서 터널의 형상에 큰 영향을 받지 않는 것으로 나타났다(Sulem 등, 1987).

진술한 세 가지 사례는 모두 보강이 없는 경우에 대한 해석으로서, 그 결과를 다음과 같이 요약할 수 있다. 즉, 일반적인 탄성, 점탄성 또는 탄소성 암반에서 보강이 없는 경우 굴착면 이전에 발생하는 변위는 막장 후방에서 응력조건이 2차원 상태로 수렴될 때까지 발생하는 최종변위의 20 ~ 35% 수준이 되며, 그 값은 터널의 형상에 큰 영향을 받지 않는다.

일반적으로 터널 내공변위(Convergence)란 굴착면으로부터 그 후방의 벽면변위를 말하는 것이다. 내공변위는 굴착 이후 시간의 경과에 따라 계측되며 계측된 결과는 시간과 굴착면 거리의 함수로서, 실제의 경우에는 굴착면에서  $x_0$ 만큼 떨어져서 시간  $t_0$ 만큼 경과한 이후에 계측이 시작되므로 계측 전에  $C_0$ 만큼의 변위가 존재하게 되며, 계측이 지연되어  $x_0$ 와  $t_0$ 가 증가할수록 계측 전 변위  $C_0$ 가 증가하게 되어 상대적으로 계측된 내공변위  $C_m$ 의 값은 감소하게 된다. 따라서 계측된 결과만으로 내공변위의 크기와 형상을 판단하는 것은 옳지 않으며 전체적인 내공변위에 대한 분석이 필요하다.

탄성 암반에서 굴착면을 원점으로 한 경우 내공변위는 다음과 같이 지수함수로 표시될 수 있다.

$$C = C_x \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{x}{X}\right) \right\} \quad (2.4)$$

여기서,  $C_x$  : 최종 내공변위

$x$  : 막장거리

$X$  : 굴착면의 영향거리에 관련된 상수이다.



이 경우, 내공변위는 터널 폭의 2 ~ 3배 이내에서 수렴하는 것으로 나타났다.

그리고 굴진속도가 일정하다면 식 (2.4)는 다음과 같이 시간에 대한 함수로 바꿔 쓸 수 있다.

$$C = C_x \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T}\right) \right\} \quad (2.5)$$

실제터널에 대한 계측결과, 굴착면의 영향거리는 탄성해석의 경우보다 훨씬 크게 나타났다. Frejus 터널의 경우 영향거리는 5배 이상, Kielder 시험터널에서도 4 ~ 5배 이상인 것으로 계측되었다.

한편, Hanafy 등(1980)의 해석에 의하면 크립(creep)을 고려한 경우에는 내공변위의 크기와 함께 영향거리도 증가하는 것으로 나타났다. 따라서 터널 주위 암반의 변위 해석 시 암반의 탄소성 또는 점탄성적인 변형거동을 고려하여야 한다.

Kaiser(1980)에 의하면 시간 의존적 변형거동을 보이는 암반에서 터널의 변형은 다음과 같은 3가지로 나누어 고찰할 수 있다.

- (1) 점진적인 파괴(progressive failure)는 암반의 시간 의존적 강도특성의 변화에 기인한다.
- (2) 시간 의존적 변형(time-dependent closure)은 암반의 시간 의존적 강성도 변화에 기인한다.
- (3) 과지압 암반에서 소성영역의 발생양상은 내공변위의 형태-하중이력에 따라 결정된다.

앞의 두 가지 문제는 점성을 고려한 해석의 필요성을 나타내며 세 번째 문제에서는 소성을 고려할 필요가 있음을 의미한다.

이론적인 거동모델을 이용하여 내공변위 계측결과에 대한 해석이 여러 저자들에 의해 발표되었다.

Panet(1979)는 calcareous schist내에 굴착된 Frejus 터널의 계측결과에 대해서 점소성 모델을 적용하였으며, 내공변위는 식 (2.6)과 같은 로그(log) 함수와 잘 일치하는 것으로 나타났다.





$$C = a + b \log\left(1 + \frac{t}{T}\right) \quad (2.6)$$

Lombardi(1979)는 층리가 심한 Shale층 내에 굴착된 Gothard 도로터널에서 125일 동안의 계측결과를 2개의 Bingham 모델과 1개의 탄성요소를 직렬로 결합한 점소성 모델로써 해석하였으며 본 모델이 점진적 파괴를 나타내는 터널에서의 계측결과와 잘 부합한다고 하였다.

Otsuka 등(1981)은 Kelvin-Voigt 모델을 이용하여 암반의 점탄성 해석을 실시하고 내공변위의 이론적인 변형특성을 식 (2.7)과 같이 단순화 하였다.

$$C = a\{1 - \exp(-bx)\} + c\{1 - \exp(-dt)\} \quad (2.7)$$

식 (2.7)의 전 항은 굴착면 진행에 의한 영향을 나타내며, 마지막 항은 암반의 시간 의존적 변형특성을 나타내는 것으로서 내공변위는 두 변위의 합으로 표시된다. 초기 변형에 대해서는 부합하진 않지만 20일 이후부터는 내공변위 측정결과와 잘 부합하는 것으로 나타났다.

한편, Panet 등(1982)에 의하여 소성변형이 있는 경우에 대해서는 수치해석 결과를 이용하여 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$C(x) = C_x \left\{ 1 - \left( \frac{1}{1 + (x/0.84r_p)} \right)^2 \right\} \quad (2.8)$$

여기서,  $r_p$  : 소성영역의 반경이다.

식 (2.8)은 굴착면 진행의 영향만을 고려한 것이며 소성변형이 시간 의존적으로 발생한다면 이에 의한 변위가 부가되어야 한다. 계측자료의 분석결과, 시간 의존적 변형은 식 (2.7)과 같이 독립적으로 발생하는 것이 아니라 굴착면 진행에 의한 영향을 받는 것으로 밝혀졌는데, 이는 Kaiser(1980)에 의해 제시된 바와 같이 하중이력의 영향이 시간 의존적 변형에 관련됨을 의미한다고 할 수 있다. 따라서 내공변위는 식 (2.9)와 같이 표시될 수 있다.



$$C(x, t) = C_1(x) + A(x)C_2(t) \quad (2.9)$$

한편 Frejus 터널계측에 대한 최근의 연구결과, 굴착면에서 멀리 떨어진 지점에서 발생하는 시간 의존적 변형은 로그 함수보다는 식 (2.10)과 같은 분수함수에 더 잘 부합한다는 것으로 나타났다(Sulem, Panet and Guenot, 1987).

$$C(x) = A \left\{ 1 - \left( \frac{T}{t+T} \right)^n \right\} \quad (2.10)$$

탄소성 암반에서 상수 n은 일반적으로 0.3이 적합한 것으로 제안되었다.

최종적으로 식 (2.8) 및 식(2.10)을 식 (2.9)에 대입하여 식 (2.11)과 같은 함수가 제안되었다.

$$C(x) = C_x \left\{ 1 - \left( \frac{X}{X+x} \right)^2 \right\} \left[ 1 + m \left\{ 1 - \left( \frac{T}{T+t} \right)^{0.3} \right\} \right] \quad (2.11)$$

여기서,  $X$  : 굴착면의 영향거리에 관련된 상수

$T$  : 암반의 시간 의존적 변형특성에 관련된 상수

$C_x$  : 굴착면이 무한히 멀 때 굴착면 진행영향으로만 발생한 변위

$C_x(1+m)$  : 굴착면이 무한히 멀고 장시간이 경과한 후의 최종적인 내공변위이다.

Sulem 등(1987)은 식 (2.11)을 이용하여 평균심도 600 ~ 1200m의 Frejus 터널과, 심도 100m의 marly soil에 굴착된 Las Planas 터널에서의 계측결과에 적용하여 좋은 결과를 얻었다.

전술한 바와 같이 터널의 내공변위는 터널 주변 암반의 거동특성에 의해 여러 가지 형태의 함수로 모델화되며, 이를 요약하면 Table 2.3과 같다.



Table 2.3 Various functions for fitting convergence

modeling function	Parameter	Remarks
$C(x) = a\{1 - \exp(-bx)\}$ or $C(t) = a\{1 - \exp(-bt)\}$	$a \ b$	Elastic
$C(t) = a \log(1 + bt)$	$a \ b$	Visco-plastic
$C(x) = C_x \left\{ 1 - \left( \frac{X}{X+x} \right)^2 \right\}$	$C_x \ X$	Elasto-plastic
$C(x, t) = a\{1 - \exp(-bx)\} + c\{1 - \exp(-dt)\}$	$a \ b \ c \ d$	Visco-elastic Kelvin-Voigt
$C(x) = C_x \left\{ 1 - \left( \frac{X}{X+x} \right)^2 \right\} \left[ 1 + m \left\{ 1 - \left( \frac{T}{T+t} \right)^{0.3} \right\} \right]$	$C_x \ X \ T \ m$	Elasto-plastic with time-dependent closure

### 2.3.2 통계적 분석에 의한 터널 최종변위 예측방법

기존의 연구에 의해 제시된 일반적인 통계적 방법에 의한 최종변위 예측방법은 이미 시공이 완료된 터널의 계측결과를 이용하여 각 계측지점에 대해 굴착 초기 단계에서의 변위량(또는 변위속도)과 최종 변위량의 크기를 비교하고 그 결과를 통계학적으로 분석하여 상호간의 상관관계를 유도해 내는 방법이다. 이러한 과정을 통해 최종적으로 얻어진 상관관계는 비슷한 조건의 시공 중인 터널에 대해서 굴착 초기의 측정 변위량으로부터 개략적인 최종 변위량의 예측이 가능하게 하였다.

최종변위량을 예측한 후 초기변위속도와 최종 변위량과의 관계, 1D시 변위량과 최종 변위량과의 관계, 그리고 하반막장 통과직전의 변위량과 최종 변위량과의 관계를 전대수지상에 표시하여 도표화한다. 도표화 된 계측자료가 어느 정도 확보되고 나면, 계측 결과의 경향을 파악함으로써 보다 현실적인 예측이 가능하다.

계측되는 변위량은 초기치 설치시기에 의해 크게 영향을 받으므로 예측을 위한 데이터는 가능한 한 초기측정 시기와 측정방법을 통일할 필요가 있다.



### 3. 수치해석법

터널과 같은 일반적인 지반공학에 대한 문제는 그 구성재료의 다양한 성질과 재료 내에 존재하는 간극과 지층, 지하수위, 불연속면 등의 불균일성 때문에 타 분야에서 볼 수 없는 복잡성을 가지고 있다. 이러한 복잡한 요인을 모두 고려한 터널 구조해석용 프로그램의 개발은 현 단계로서는 극히 어려운 실정이다. 그러나 과거에 지반재료의 구성 법칙과 항복조건, 구조물의 기하학적인 형상과 경계조건 등을 단순히 모형화한 경우에도 지반의 역학적 특성에 대응한 탄성, 점·탄성 및 소성의 이론식을 푸는 것이 어려웠던 것에 비하면 근래의 터널구조 해석은 컴퓨터의 발달과 수치해석법의 개발로 과거 수 년 동안 괄목할 정도로 발전하였다.

터널에 대하여 수치해석을 실시함으로써 터널의 굴착주변에 발생된 변형 및 침하의 예측, 타구조체의 영향을 고려하여 터널유지의 한계선을 설정하여 지보재, lining의 설계자료로 활용하고, 역해석을 통하여 계측에서 얻어지는 실제적인 parameter를 획득, 계측된 해석 단면과 유사한 단면에서의 거동예측과 지반 parameter를 결정할 수 있다.

또한 굴착순서에 따른 응력, 변형률, 변위의 영향이 지하조건에 어떠한 영향을 미치는가에 대하여 알 수 있다.



#### 3.1 수치해석법의 종류 및 특징

암반을 해석하기 위한 수치해석 방법에는 크게 유한요소법, 유한차분법, 경계요소법, 개별요소법으로 나눌 수 있다. 그 중 암반을 연속체로 가정한 접근방법으로는 유한요소법(FEM), 유한차분법(FDM), 경계요소법(BEM)이 있으며 불연속체로 가정한 접근방법으로는 개별요소법(DEM)이 있다. 이러한 수치해석법에 대하여 Table 3.1에 간략하게 소개하였다.



Table 3.1 Numerical analysis method

구분	내용	장점	단점
유한요소법 (F.E.M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 각 요소를 기하학적인 크기로 분할하고 초기 암반상태의 변화에 따라 응력, 변형 해석을 실시하는 Implicit</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 고도의 복잡화된 암반 및 터널 특성의 해석이 가능</li> <li>• 굴진에 따른 시간적인 영향 고려 가능</li> <li>• 재료의 불균질성을 해석</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 대용량의 Computer 및 저장 용량 필요</li> <li>• 경계요소 설정이 명확하지 않음</li> </ul>
유한차분법 (F.D.M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 요소를 기하학적 크기로 분할하며, 미지요소 해석법은 Explicit.</li> <li>• 전체 행렬을 구성할 필요가 없으며 불균형력에 따라 미소변화</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 시간진행과 같은 거동 해석 용이</li> <li>• 행렬을 구성하지 않기 때문에 Computer용량이 적음</li> <li>• 동적계산에 효과적</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 정적문제에 있어서 타수치해석보다 소요시간이 길다</li> </ul>
경계요소법 (B.E.M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 굴착 경계만으로 문제 영역의 생성이 가능하고 선형방정식을 편미분방정식의 적분으로 해석하며 굴착경계는 외부경계로 적용</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 방정식 생성이 상대적으로 작다</li> <li>• Computer 용량의 소형화</li> <li>• 입·출력 과정이 간단·용이</li> <li>• 복잡한 건설공정이나 재료의 시간 의존성 고려 곤란</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 암반의 선형, 연속암반 거동에 국한</li> <li>• 시간에 의한 효과를 Model화하기 곤란</li> </ul>
개별요소법 (D.E.M)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 연속체 Model화하지 않고, 개별적 Block으로 생성하고 암반체 변형이 강체 Block 사이의 절리를 따른 이동에 지배</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 절리도가 높은 Model에 대단히 효과적</li> <li>• Computer 용량이 비교적 작음</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 절리의 위치, 방향의 입력이 계산에 필요하므로 이러한 Data 입수의 곤란</li> </ul>

### 3.2 유한차분법

유한차분법(FDM, Finite Difference Method)은 물리적 시스템의 근사해를 구하는 가장 오래된 수치해석기법 중의 하나이다. 유한차분법은 일련의 지배방정식들을 대수적인 차분식으로 변환하여 해를 구한다.

Fig. 3.1은 역학적 문제에 대한 명시적 유한차분법(EFDM, Explicit FDM)의 일반적인 해법 절차를 보여주고 있다. 우선 운동방정식으로부터 응력과 힘을 사용하여 새로운 속도와 변위를 구한다. 새로 구한 속도로부터 변형률 속도를 구하고 변형률 속도로부터 새로운 응력을 구하며 이 과정이 반복된다.

여기서 중요한 것은 Fig. 3.1의 각 단계는 고정된 값으로서, 존재하는 기지의 값으로부터 갱신된다는 것이다. 즉, 하단의 단계는 이미 계산된 속도를 가지고 각 요소에 대



해서 영향을 주지 않는다는 것이다. 이는 비현실적으로 보이나 모든 재료에는 정보가 전파되는 최대속도가 존재하므로 계산스텝을 충분히 작게 하여 이 계산스텝 동안에 정보가 한 요소에서 다른 요소로 전달될 수 없도록 하면 된다.

이러한 방법이 명시적(explicit) 방법이며 중심개념은 계산상의 전파속도가 항상 물리적인 전파속도보다 앞서 나간다는 것이며 이로 인해 계산스텝 동안 고정된 기지의 값에 대해서 방정식들이 적용되는 것이다. 이러한 방법은 요소내의 응력을 변형률로부터 계산할 때 비선형 구성방정식이라 할지라도 반복 절차가 필요 없다는 장점이 있다.

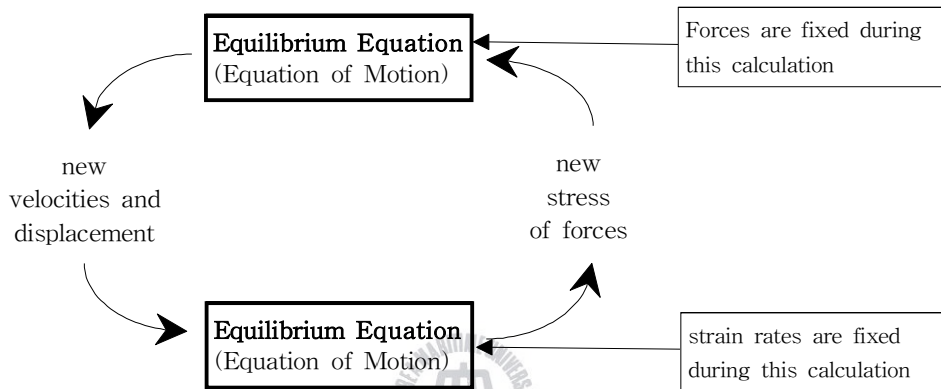


Fig. 3.1 Computation cycle of EFDM

또한 전체 강성행렬이 필요하지 않으므로 대변형모드에서 각 계산단계마다 좌표를 갱신하는 것이 어렵지 않다. 추가된 변위가 좌표에 첨가되므로 격자망이 이동하고 변형한다. 이러한 해석을 Lagrangian 기법이라 한다. 이에 반해 Eulerian 기법은 고정된 격자망에 대해 상대적으로 이동하고 변형하는 기법이다. 대부분의 고체역학 문제는 Lagrangian 기법을 이용한다.

유한차분법은 계산원리가 유한요소법과 매우 유사하므로 특징 또한 유한요소법과 대동소이하다. 특히 요소 내에서의 변형률이 일정한 constant strain element를 사용하는 유한요소법과는 표현이 약간 다를 뿐 동일한 식을 사용한다. 그러나 형상함수를 사용하지 않으며, 양적 해법을 사용할 경우에는 전체 강성 행렬을 구성하지 않으므로 각 시간 단계에서의 계산량이 적고, 구성방정식이 비선형일 경우에도 실제 물리적인 현상을 잘 모사한다. 국내에서 널리 이용되고 있는 FLAC은 실질적으로 유한요소법과 유한차분법의 중간정도에 위치하고 있어 두 방법의 장점을 다 가지고 있다고 볼 수 있다.



### 3.2.1 FLAC

유한차분기법을 이용하여 변형이 생기는 구조물을 Explicit Method를 사용하여 해석하는 기법으로 터널 수치해석을 수행하는데 이 기법의 장점은 매트릭스를 형성하지 않으므로 기억용량이 최소화되며 특히 지질학적 재료에서 Explicit Method의 중요한 점인 비선형 구성 방정식을 쉽게 다룰 수 있는 장점을 가지고 있다. Implicit Method를 사용하는 FEM과의 큰 차이점은 매트릭스 형성이 필요하지 않기 때문에 용량이 적은 PC급에서 활용이 가능하고 시간 단계별 파괴모드(Failure Mode)를 관찰할 수 있으며, 비교적 변형이 큰 암반에 대한 분석절차가 FEM보다 간편하다. 다만 Static Mode에서는 평형상태(Equilibrium Condition)에 도달하기 위해 반복계산(Iteration)에 많은 시간이 소요되는 단점이 있다.

NATM설계에 있어서 본 수치해석 프로그램의 장점은 다음과 같다.

- ① 굴착 및 지보를 포함한 각 시공단계별 상태를 모형화할 수 있다.
- ② 임의의 터널 단면형상의 해석이 가능하다.
- ③ 굴착단계에 따른 해석을 할 수 있다.
- ④ 해석의 결과로 지보공의 적합여부와 허용응력과 비교할 수 있다.

그러나 NATM설계에 적용하는데 다음과 같은 문제점이 있다.

- ① 2차원 해석에 따른 관계
- ② 입력자료인 암반 물성치의 취급방법에 따라 계산결과가 큰 변화
- ③ CPU TIME이 많이 소요

따라서 실제로 시공된 NATM의 시공실적을 고려하지 않고 순수하게 해석 결과만으로 NATM의 설계를 행하는 것은 시공성과 무관하게 되므로 각별히 주의해야 한다.

또한, 시공 시 계측이 커다란 비중을 차지하므로 항상 계측결과와 비교 검토하여 Feed Back을 해야만 가장 안전하고 경제적으로 공사를 수행할 수 있을 것으로 판단된다.



### 3.2.2 FLAC의 흐름도

본 논문에서 사용된 Explicit Numerical 모형의 일반적인 해석과정을 흐름도로 나타내면 Fig. 3.2와 같다.

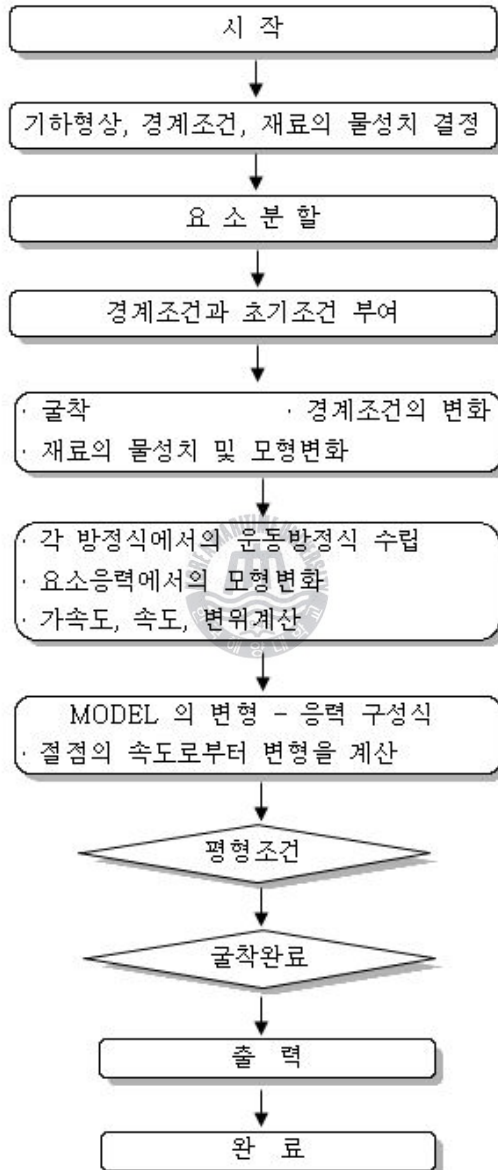


Fig. 3.2 Tunnel analysis diagram by FLAC



### 3.3 FLAC의 항복기준

항복 기준은 응력 상태의 조합으로 표현되는 탄성변형의 한계로 정의되며 식 (3.1)과 같은 방정식으로 표현된다.

$$f(\sigma) = f(J_1, J_2, J_3) = 0 \quad (3.1)$$

여기서,  $J_1, J_2, J_3$ 는 응력 불변량이다. 만일  $f < 0$ 이면 재료는 탄성영역 내에 있으며  $f \geq 0$ 이면 재료는 소성 상태에 있게 되며 채택한 소성 이론을 토대로 소성 변형이 결정된다. 지금까지 암반 및 암반에 적용 가능한 많은 항복기준이 개발되어 있으나, 일반적으로 Mohr-coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown 항복 기준 등이 터널해석에 많이 적용된다.

#### (1) Mohr-Coulomb 항복기준

Mohr-Coulomb 항복기준을 응력 불변량으로 표현하면 식 (3.2)과 같은 함수로 표현되며 항복 여부를 판정하는데 필요한 상수는 점착력(c)과 내부마찰각 ( $\phi$ )이다.

$$f = J_1 \sin \phi + \sqrt{J_{2D} \cos \Theta} - \frac{\sqrt{J_{2D}}}{3} \sin \phi \sin \phi - c \cos \phi = 0 \quad (3.2)$$

$$\Theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_{3D}}{J_{2D}^{3/2}} \right)$$

$$-\frac{\pi}{6} \leq \Theta \leq \frac{\pi}{6}$$

여기서,  $J_1$  : 응력의 1차 불변량

$J_{2D}$  : 편차응력의 2차 불변량이다.

#### (2) Drucker-Prager 항복기준

Drucker-Prager 항복기준은 모든 주응력 효과를 고려한 수정된 형태의 Mohr-Coulomb 항복기준으로서 식 (3.3)과 같은 함수로 표현된다.



$$f = \sqrt{J_{2D}} - \alpha J_1 - k \quad (3.3)$$

여기서,  $\alpha$ ,  $k$  는 재료 상수로서  $J_1 - J_{2D}$  평면에 도시된 Drucker-Prager 파괴포락선의 저편 및 기울기를 의미하며, 아래와 같이  $c$  와  $\phi$  로부터 계산된다.

$$\alpha = -\frac{\tan\phi}{\sqrt{9+12\tan^2\phi}} \quad k = \frac{3c}{\sqrt{9+12\tan^2\phi}}$$

### (3) Hoek-Brown 항복규준

본 모델은 최근 많이 적용되고 있는 암석의 경험적 파괴규준으로서 Griffith규준에 근간을 두고 있다.

$$\alpha_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_o\sigma_3 + s\sigma_o^2} \quad (3.4)$$

여기서  $\sigma_1$  : 최대주응력

$\sigma_3$  : 최소주응력

$\sigma_o$  : 암석의 일축압축강도

$m$  : 경험적 상수

$s$  : 경험적 상수 : 0(jointed rock mass) ~ 1(intact rock)



Hoek and Brown(1988)은 교란 및 불교란 암석에 대한  $m$  및  $s$  값을 제안한바 있으며 Biennawski(1973)의 RMR값을 이용하여  $m$  및  $s$ 를 유추할 수 있는 관계를 다음과 같이 제시하였다.

$$m = m_i \exp\left(-\frac{RMR-100}{14} I_m\right)$$

$$s = \exp\left(-\frac{RMR-100}{6I_s}\right)$$

여기서,  $m_i$  : 암편의  $m$ 값(RMR=100)

$I_m$  및  $I_s$ : 1(불교란 암석), 2(교란)



재료의 응력상태가 항복기준에 도달하면 재료에는 소성변형이 발생한다. 이러한 소성 변형의 발생을 소성유동(plastic flow)이라고 한다. 소성이론에서 소성변형벡터의 방향 은 소성 포텐셜 함수에 의한 유동법칙을 통해 정의된다.

유동법칙은 소성 포텐셜 함수(Q)를 정의하는 방법에 따라 조합(associated) 및 비조합(non-associated) 유동법칙으로 나눌 수 있는데 포텐셜 함수를 항복함수(f)로 취하는 경우 조합 유동법칙이라하며 항복 함수와는 다른 함수를 포텐셜 함수로 취하는 경우 비조합 유동법칙이라 한다.

일반적으로 대부분의 암반은 비조합 유동법칙을 따르는 재료로 알려져 있으나 비조합 유동법칙을 적용함으로써 얻어지는 잇점보다는 이를 적용하는데 비롯되는 수치적 어려움이 발생하므로 조합유동법칙을 적용하는데 무리가 없는 것으로 알려져 있다.



## 4. 현장 적용

### 4.1 연구지역의 지질 및 계층

본 논문의 연구 대상은 동해남부선(부산 ~ 울산) 복선전철 제 3공구 건설공사 구간  
에 시공 중인 송정터널로서 주요 지질 및 지형을 보면 응회질퇴적암류와 유문석영안산  
암 및 응회암 내에 협재된 낙하응회암은 평균 2 ~ 15cm 내외의 층리 간격을 보이며  
발달되어 있다. 특히 응회질 퇴적암의 석기를 구성하는 광물들은 형성 당시의 흐름구조  
를 반영한 유문상 구조를 보이며 유문상 구조의 간격은 1cm 내외의 박층이 대부분이  
고 유문석영안산암질 응회암의 경우 3 ~ 50cm의 간격을 나타내고 있다. 응회질퇴적암  
은 주로 송정터널 시점부에서 중앙부 석영안산암질응회암의 경계까지 관찰되며 일반적  
인 층리의 자세는 N44E/22NW이나, 석영안산암질 응회암과의 경계면에서는 60° 이상  
의 고각의 층리를 가지는 것이 특징이다. 또한 후기 단층작용에 의해 교란된 층리의 자세  
는 주로 N38W/30NE를 보이고, 그 외 응회질퇴적암 주변에 발달된 단층의 방향성에  
의해 다양하게 규제받고 있으며, 층리면을 따라 쪼개짐(fissility)이 현저하게 발달하고  
있는데 이와 같은 현상은 활발하였던 화산활동 동시성 및 그 이후 단층작용에 의해 지  
층경동(tilting)현상을 반영한 것으로 보인다.

송정터널 시점 ~ 송정터널 출구부 구간은 일광단층과 2차 파생단층이 관찰되며 단층  
으로 인한 심한 산화변질대 및 파쇄대가 발달하여 토사화가 진행 중이다. 단층 및 절리  
구조는 암반 내에 심한 파쇄대 및 불연속면이 발달되어 주변 암반보다 공학적으로 불  
안정한 조건을 형성하며 특히 단층대는 팽창성 암반(Swelling Ground)또는 압출성 암  
반(Squeezing Ground)으로 작용할 가능성이 높다.

터널 지역의 지층의 종류를 보면 붕적층은 0.3 ~ 2.5m의 두께로 암갈색 ~ 갈색의 점토질 모래,  
실트질 자갈, 실트질 모래로 구성되어 있으며 통일분류법에 의하면 GM, SM, ML, SC로 분류된다.

풍화토층은 암갈색 또는 갈색의 실트질 모래, 모래질 점토 및 점토질 자갈로 구성되  
어 있고 통일분류법에 따르면 CL, GC, SM으로 나눌 수 있으며 0.4 ~ 9.4m의 두께로  
존재한다. 풍화암층은 유문석영 안산암질래피리 응회암 및 낙하응회암의 풍화대로서  
0.4 ~ 19.8m의 두께이며, 기반암은 유문석영안산암질 래피리응회암, 석영안산암질 응회  
암, 화산각력암, 이암, 응회질 사암 및 역암의 혼펠스, 화산회용암류, 퇴적암으로 구성되



어 있다. 기반암은 암반 분류법에 따라 연암과 경암으로 구분되는데 연암은 일부구간 심한 파쇄상을 보이며 점토 등 협재, 일부구간은 단층작용으로 인한 풍화토 상태로서 토사화가 진행되고 있다. 경암은 일부구간에서 심한 단층의 영향을 받은 곳이 있으나 대체적으로 신선한 상태를 유지하고 있다.

송정터널은 총연장이 1685m의 터널로서 NATM 공법을 적용하고 설계, 시공하였다. 터널은 대부분 상·하반 분할굴착공법을 적용하였으며 터널의 안정성을 파악하기 위해 내공변위 및 천단침하, 지중변위 등의 계측관리를 수행하였다.

터널에서의 내공변위 및 천단변위 측정의 측선배치는 3측선 또는 5측선 방식을 사용하였으나, 본 논문에서는 상반굴착 시 발생한 변위만을 이용하여 좌대각(L-C), 우대각(R-C), 천단변위만을 고려하였다.

Fig. 4.1은 연구지역의 평면도 및 종단면도를 나타낸 것이다.

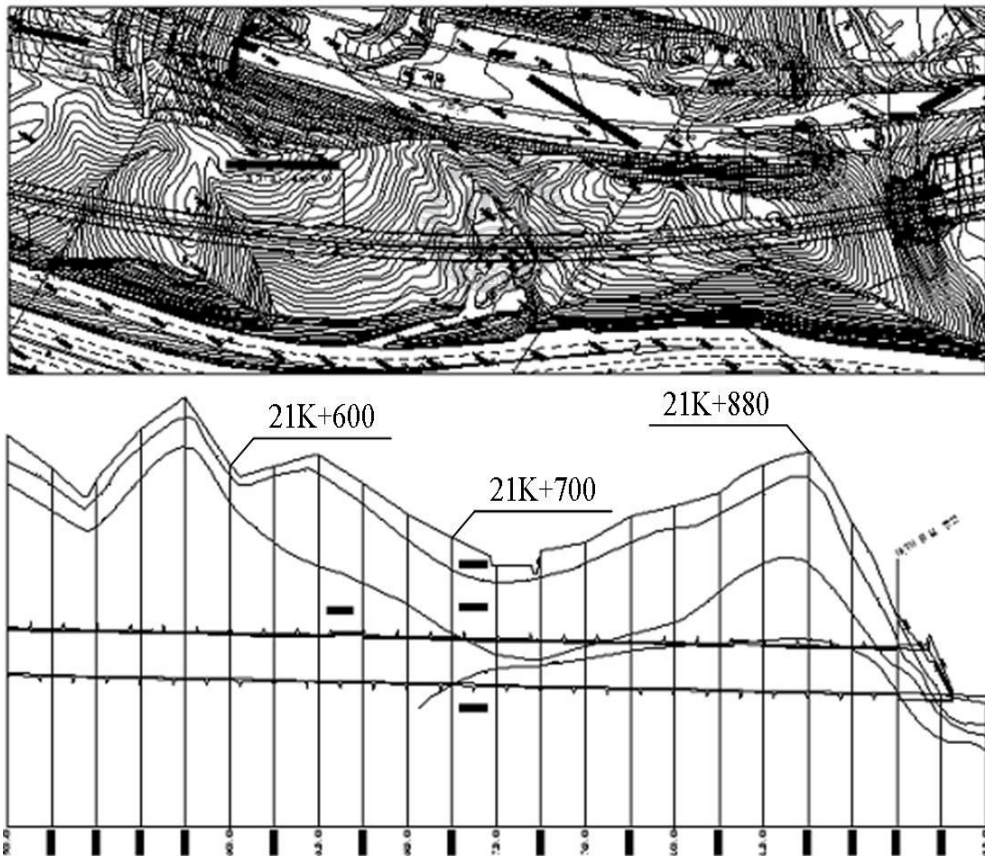


Fig. 4.1 Sectioned diagram

## 4.2 선형변위 예측을 위한 회귀분석

본 연구에서는 NATM 공법을 적용하여 전단면 굴진공법, 상부반단면 굴진공법, CD 분할 굴진공법을 암반의 상황에 따라 적절히 선택하여 시공하였으며, 작업공정은 1일 2발과 굴착을 원칙으로 진행하였다. 1 발과 당 굴진장은 I등급 암반에서는 3.5m, II등급 암반에서는 2.5m, III등급 암반에서는 2m, IV등급 암반에서는 1.5m, V등급 암반에서는 1.2m 등이다.

본 터널 굴착 중에 총 12개 단면에서 내공변위 및 천단변위를 계측하였다. 계측기는 굴착면으로부터 어느 정도 거리( $x_0$ )가 떨어진 지점에서 어느 정도의 시간이 경과된 후에 계측을 수행하게 된다. 실제로 국내 시공 여건상 터널 굴진 시 별도의 계측기 설치 시간이 주어지지 않는 경우가 대부분이며, 주·야간작업 도중 rockbolt를 설치하기 위한 천공 시에만 내공변위핀의 설치가 가능하므로 비교적 충실하게 계측관리를 실시했다 하더라도 굴착면에서 계측기 설치위치까지의 거리는 보통 2 ~ 3m정도이며 크기는 약 5m이상이 된다. 따라서 굴착 후 계측시작 전에 발생한 변위( $C_0$ )는 계측이 지연되어 굴착 직후부터 최초 계측시점까지의 막장 진행거리와 시간의 증가에 따라 증가하게 되므로 상대적으로 측정된 내공변위( $U_m$ )값은 실제 변형으로부터 감소하게 된다. 본 연구에서는 터널의 막장에서 약 5 ~ 10m 정도 떨어진 지점으로부터 계측을 실시하였으며 이를 통하여 회귀분석을 실시하였다.

내공변위는 여러 가지 형태의 지수함수 또는 분수함수들로 표현될 수 있으며 실제 계측된 내공변위에 대해 회귀분석을 실시하여 각 함수의 미지계수를 결정할 수 있다. 그러나 이 경우 계측 전 내공변위가 고려되어야 하며 회귀분석 시 미지수가 되어 해석에 포함되어야 한다. 따라서 실제 계측된 내공변위  $U_m$ 은 최초 계측시점 전에 발생한 변위를 고려하여 내공변위에 대한 근사함수를 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$U_m = C(x, t) - C_0 \quad (4.1)$$

여기서,

$U_m$  : 실제 계측된 내공변위

$C_0$  : 계측 전 내공변위

$x$  : 막장거리



$t$ : 막장거리 진행 시까지의 시간이다.

굴착 직후로부터 최초 계측시점까지의 막장진행거리( $x_0$ ) 및 지연시간( $t_0$ )을 알고 있다면 그 동안의 발생변위( $C_0$ )는 식 (4.1)의  $x$ 와  $t$ 를 각각  $x_0$ ,  $t_0$  만큼 축이동 시킨 함수식으로 변형함으로써 추정할 수 있다. 회귀분석은 굴착거리의 진행에 따른 좌대각(L-C), 우대각(R-C), 천단변위의 계측값들을 지수함수식과 분수함수식을 적용하여 회귀분석을 실시하였으며, 이 두 방법에 대한 적합성을 판단하고, 각각의 변수를 이용하여 선형 회귀분석을 실시하여 상관관계를 고찰하였다.

#### 4.2.1 근사함수식을 통한 계측자료 회귀분석

내공변위는 터널 주위 암반의 거동 특성에 의해 여러 가지 형태의 근사함수로 표현할 수 있으며, 이를 근사함수로 회귀분석함으로써 함수 내의 변수를 결정할 수 있다. 보통 터널의 계측자료 분석결과 대부분 막장의 굴진속도가 일정하지 않으므로 변위 예측을 위한 근사함수의 설정에 있어 시간에 대한 함수보다는 막장거리에 따른 함수로 표현하는 것이 합리적이다. 회귀분석에서는 연구대상 터널의 암반을 탄성 내지는 탄소성 암반인 것으로 가정하여 회귀분석을 실시하였기 때문에 탄성암반에 대한 회귀분석 식인 지수함수식과 분수함수식을 사용하여 회귀분석을 실시하였다. 지수함수식은 식 (4.2), 분수함수식은 식 (4.3)과 같으며, 굴착 직후로부터 최초 계측시점까지의 발생변위를 고려하기 위하여 미계측 구간( $x_0$ )만큼 X축으로 이동시킨 식에 대하여 회귀분석을 실시하였다.

$$U_m(x) = A \{1 - \exp(-B(x - x_0))\} + C_0 \quad (4.2)$$

$$U_m(x) = (C_x + C_0) \left\{ 1 - \left( \frac{X}{X + (x - x_0)} \right)^2 \right\} \quad (4.3)$$

회귀분석은 연구대상 지역을 탄성암반으로 보고 탄성해석을 실시하였으며, 회귀분석 결과 상관계수가 0.85 이상인 결과를 보였다. 또한 터널이 경암, 연암, 파쇄대 등을 통과하므로 막장으로부터 거리에 따른 지수함수와 분수함수를 함께 적용하여 비교, 분석하였다.



식 (4.2)와 (4.3)에 의하여 송정터널의 좌, 우 내공변위 및 천단변위를 막장으로부터 거리에 따라 회귀분석 한 결과를 Fig. 4.2 ~ Fig. 4.10에 나타내었다.

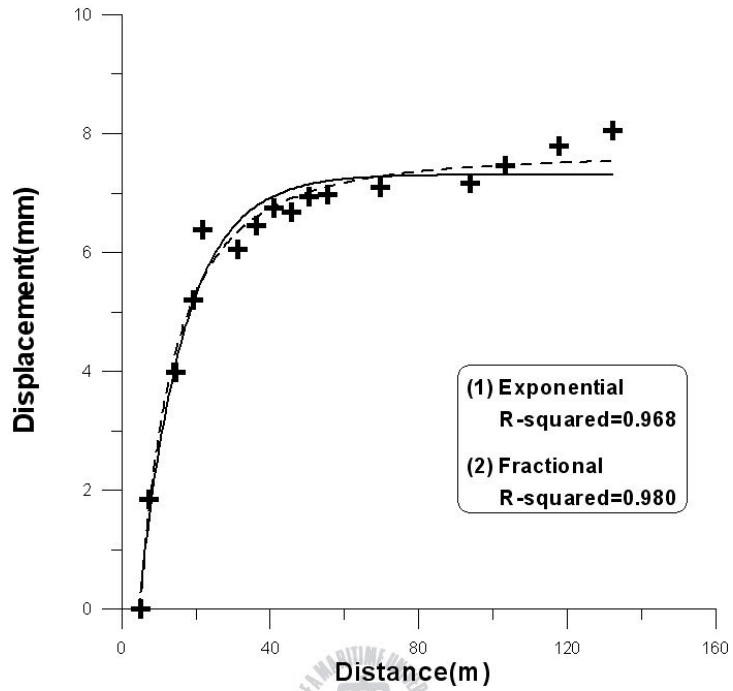


Fig. 4.2 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(crown)





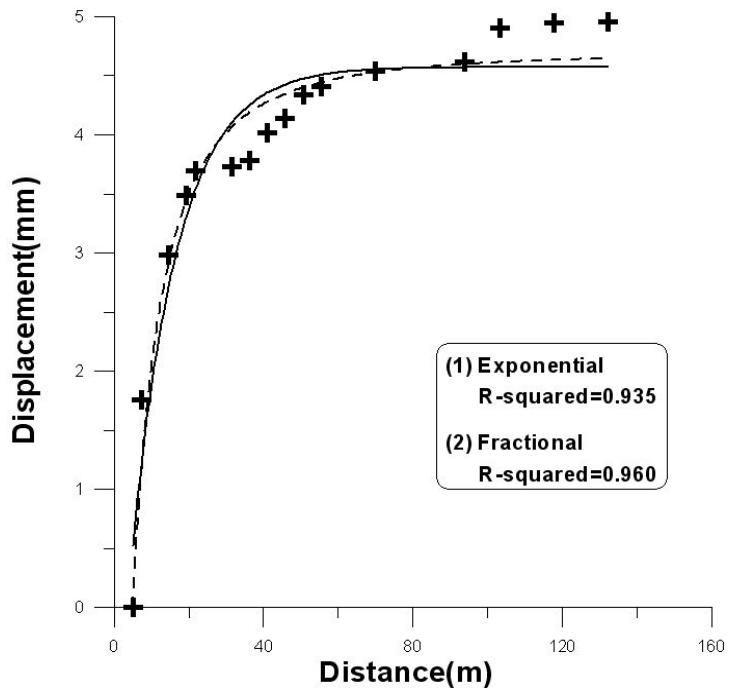


Fig. 4.3 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(left wall)

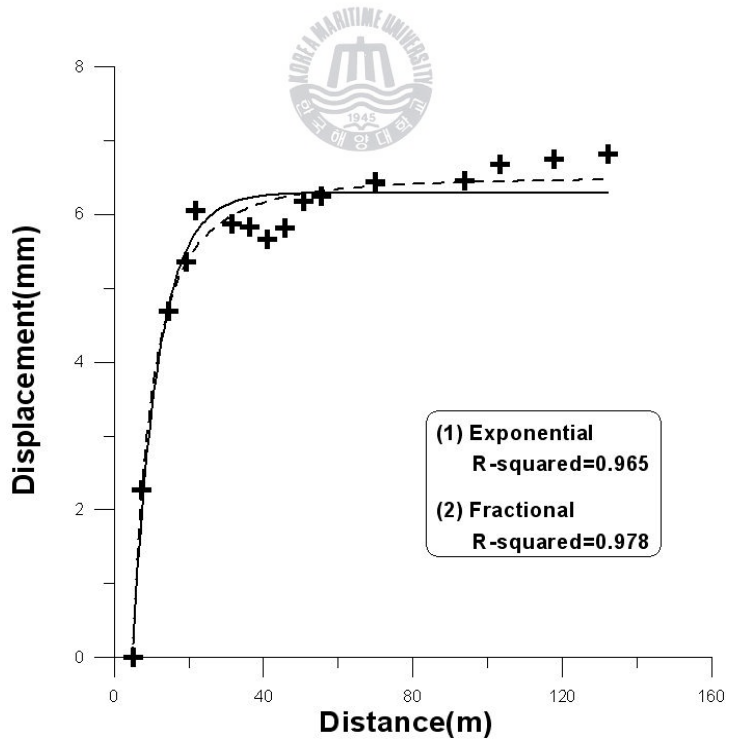


Fig. 4.4 Regression analysis of Sta. No. 21K+600(right wall)



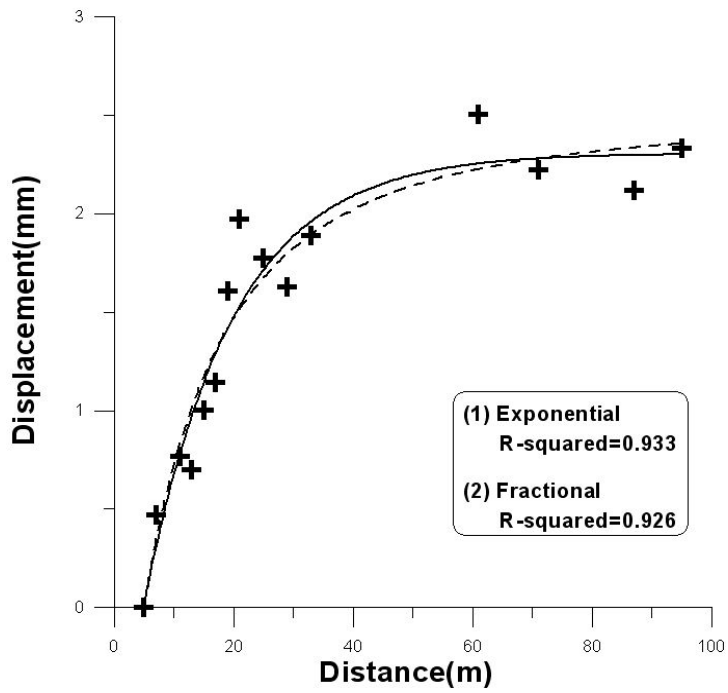


Fig. 4.5 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(crown)

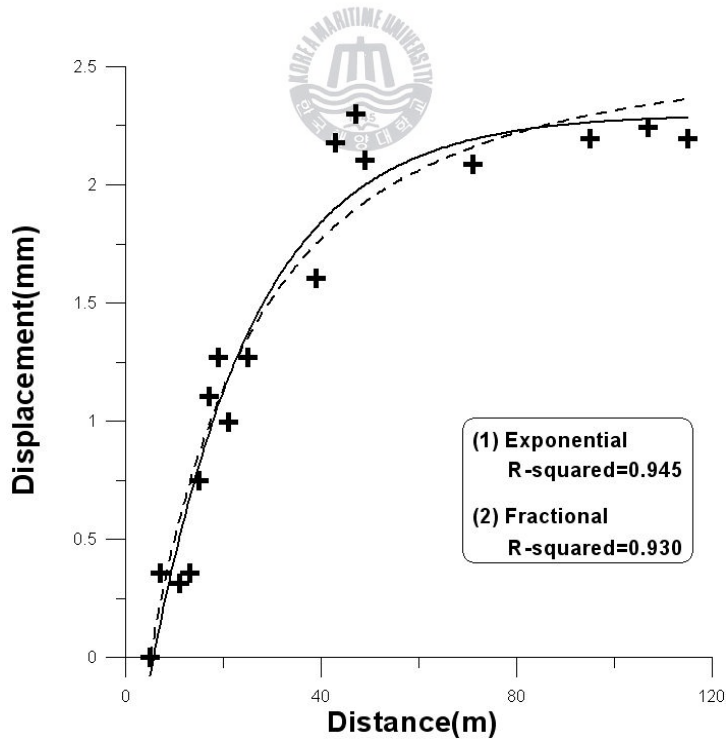


Fig. 4.6 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(left wall)



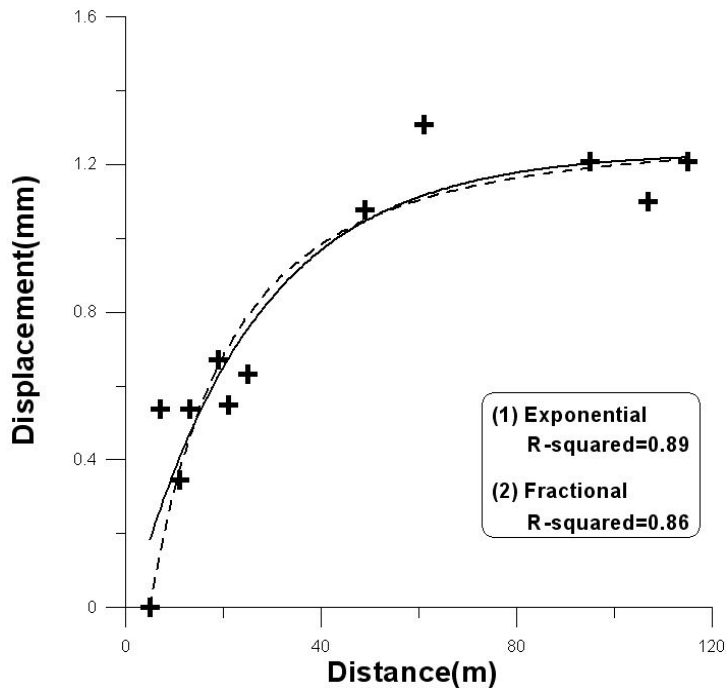


Fig. 4.7 Regression analysis of Sta. No. 21K+700(right wall)

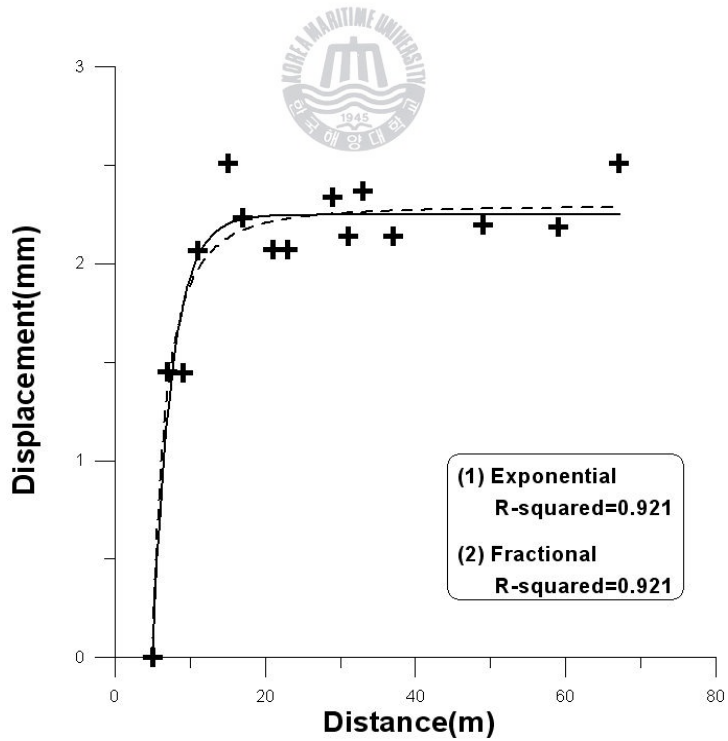


Fig. 4.8 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(crown)



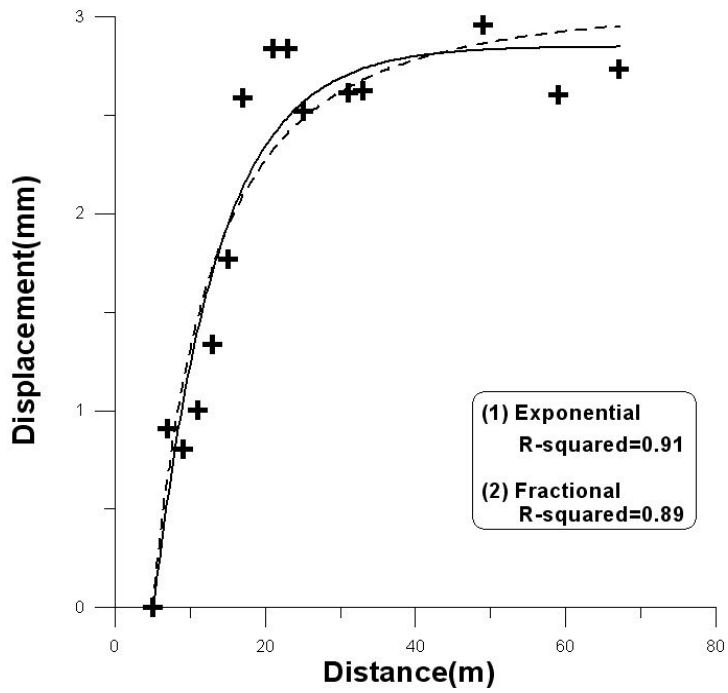


Fig. 4.9 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(left wall)

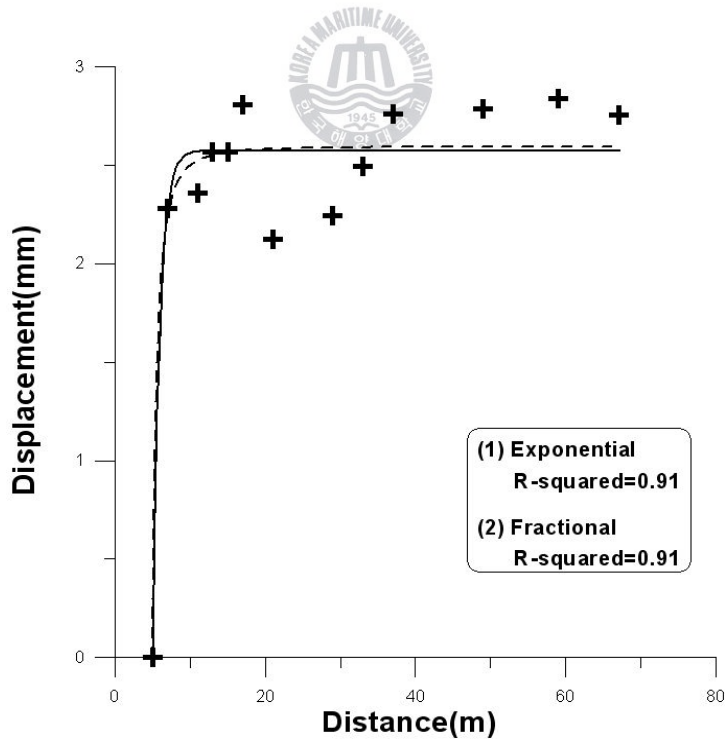


Fig. 4.10 Regression analysis of Sta. No. 21K+880(right wall)



Table 4.1 The results of  $U_L$  values by exponential function and fractional function

Sta. No.		Exponential Function			Fractional Function		
		$U_m$ (mm)	$C_o$ (mm)	$U_L$ (mm)	$U_m$ (mm)	$C_o$ (mm)	$U_L$ (mm)
21K+600	Crown	8.00	0.28	8.28	8.00	3.83	11.83
	Left	5.00	0.52	5.52	5.00	2.35	7.35
	Right	7.00	0.18	7.18	7.00	3.25	10.25
21K+700	Crown	2.30	0.02	2.32	2.30	1.24	3.54
	Left	2.12	0.08	2.20	2.12	1.29	3.41
	Right	1.20	0.19	1.39	1.20	0.64	1.84
21K+880	Crown	2.50	0.42	2.92	2.50	1.15	3.65
	Left	2.70	0.05	2.75	2.70	1.54	4.24
	Right	2.70	0.00	2.70	2.70	1.30	4.00

Table 4.1은 대표단면 3개의 천단과 측벽에 대해 지수함수와 분수함수 회귀분석 결과를 정리한 것이다. 지수함수와 분수함수 회귀분석에는 약간의 차이가 나는 것으로 나타났으나 지수함수보다 분수함수의 변위량이 더 크게 나타난 것은 일반적으로 알려진 바와 같음을 확인 할 수 있었다. Sta. No.21K+600에서의 지수함수와 분수함수의 회귀분석 결과는 약 1.8 ~ 3.6mm 정도로 차이를 보이고 있으며, Sta. No.21K+700에서는 약 0.4 ~ 1.3mm의 차이를 보이고 있다. 또한 Sta. No.21K+880에서는 약 0.7 ~ 1.5mm의 차이를 보이고 있다. 전체적으로는 약 3mm 또는 그 이하로 큰 차이를 보이지 않는 것을 확인할 수 있다.

연암인 Sta. No. 21K+600에서는 상부암반의 높이가 32m로 높으며 계측치도 다른 대표단면 3 지점의 계측값보다 상대적으로 높게 나타났다. 또한 풍화암인 상부암반의 높이가 20m로 가장 낮고 Sta. No. 21K+700에서는 CD 분할굴착을 실시하여 계측치는 그렇게 크지 않은 1.0 ~ 2.5mm의 값을 보였다. Sta. No. 21K+880에서는 상부암반의 높이가 36m로 가장 크지만, 암반이 매우 단단한 경암으로 계측치는 2.5 ~ 2.7mm의 값을 보였다.

전반적으로 지수함수가 분수함수보다 더 정확한 회귀분석 결과를 보여주기 때문에 지수함수를 이용하여 나머지 9개 단면의 천단변위에 대해 회귀분석을 실시하였다. Fig. 4.11 ~ 4.19는 9개 단면의 천단변위에 대한 지수함수 회귀분석 결과이다.



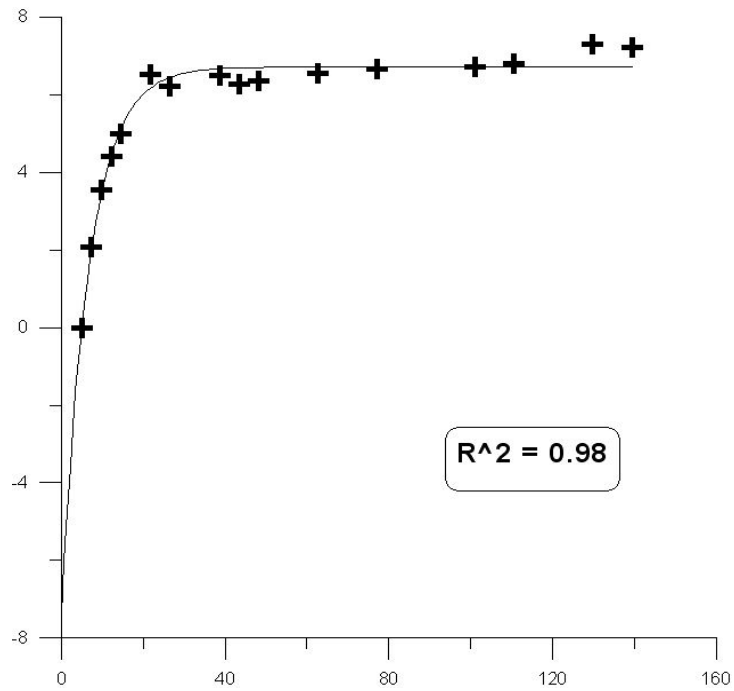


Fig. 4.11 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+620(crown)

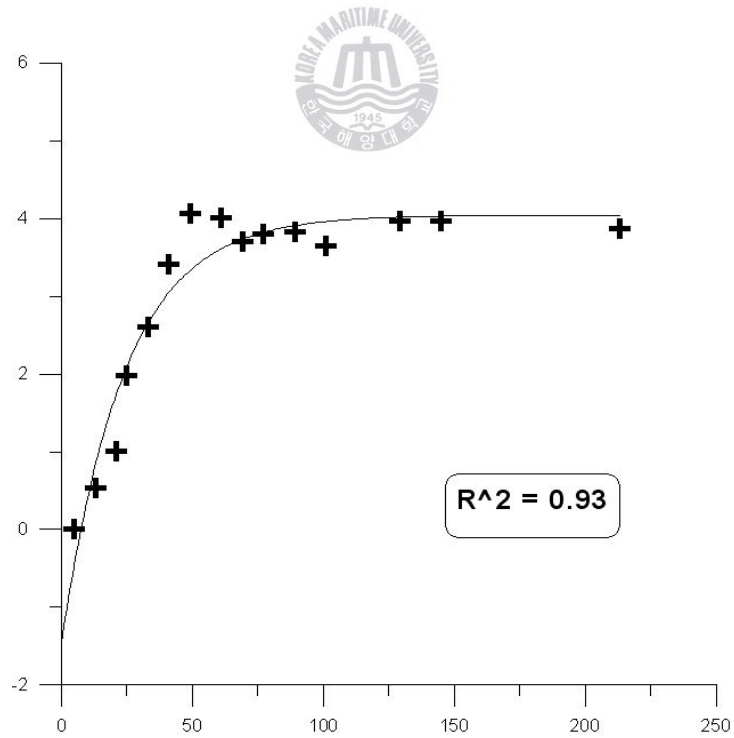


Fig. 4.12 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+680(crown)



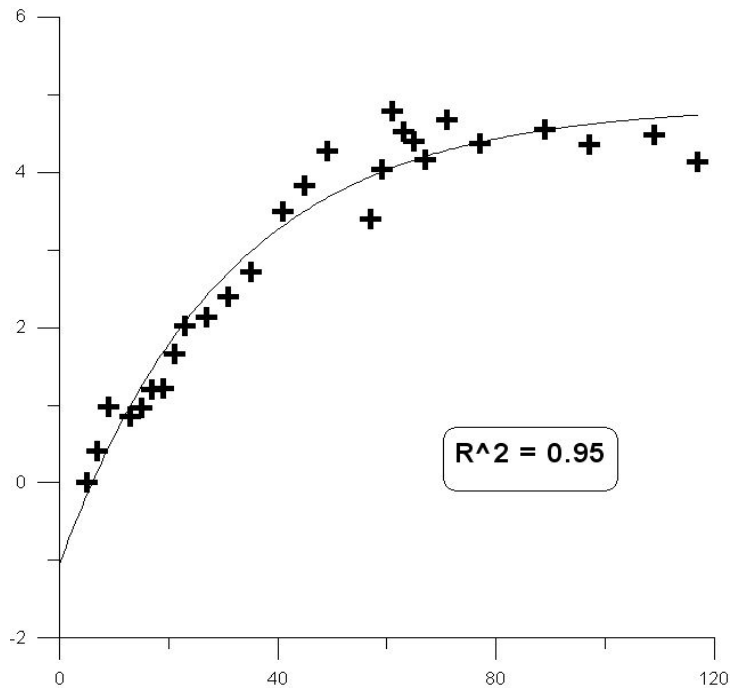


Fig. 4.13 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+710(crown)

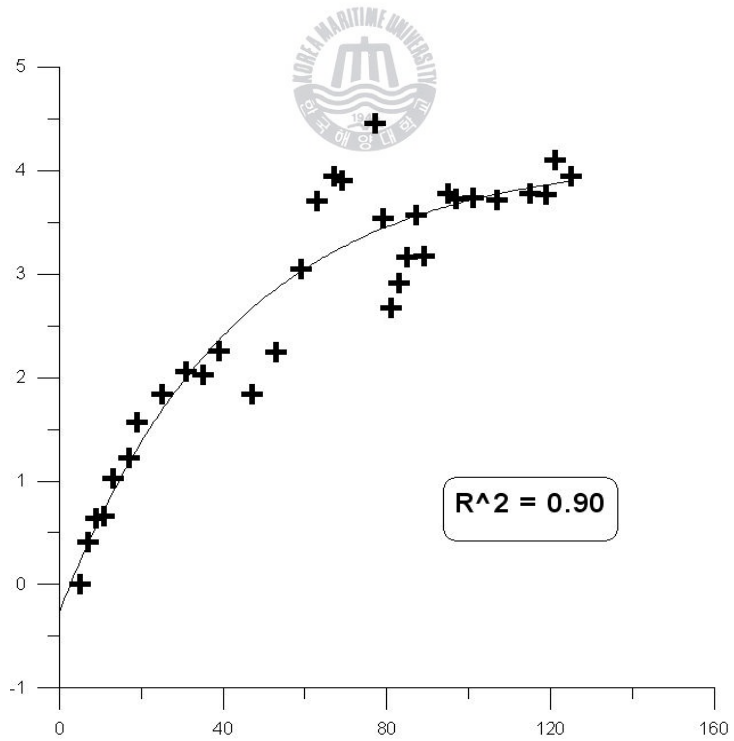


Fig. 4.14 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+720(crown)



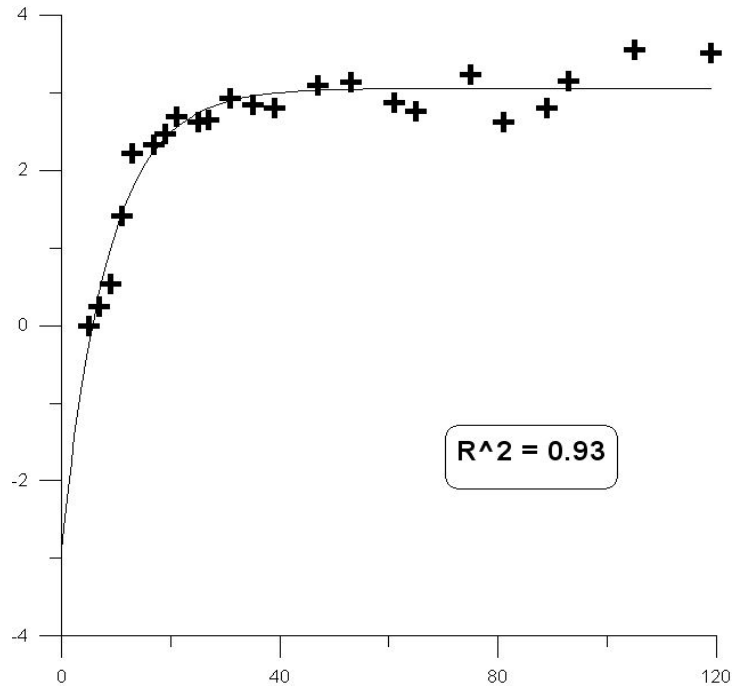


Fig. 4.15 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+740(crown)

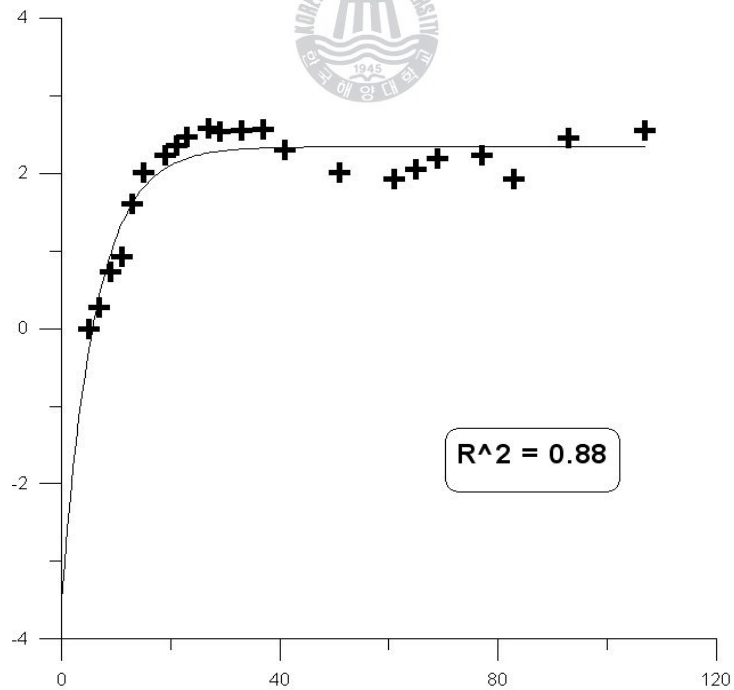


Fig. 4.16 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+750(crown)





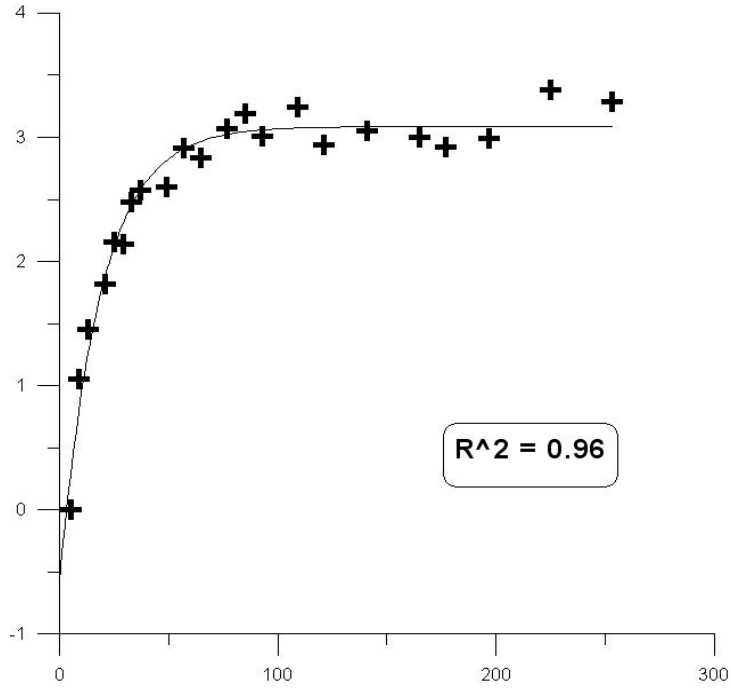


Fig. 4.17 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+760(crown)

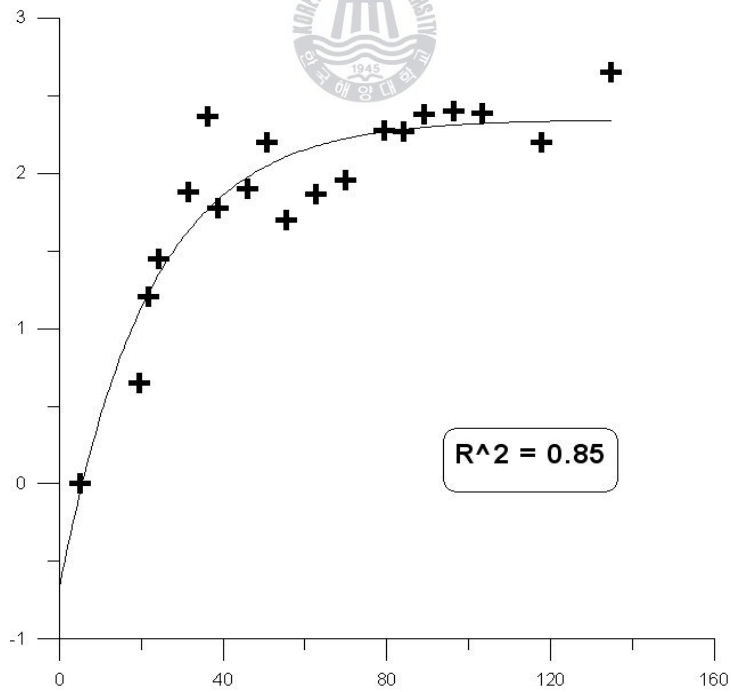


Fig. 4.18 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+790(crown)



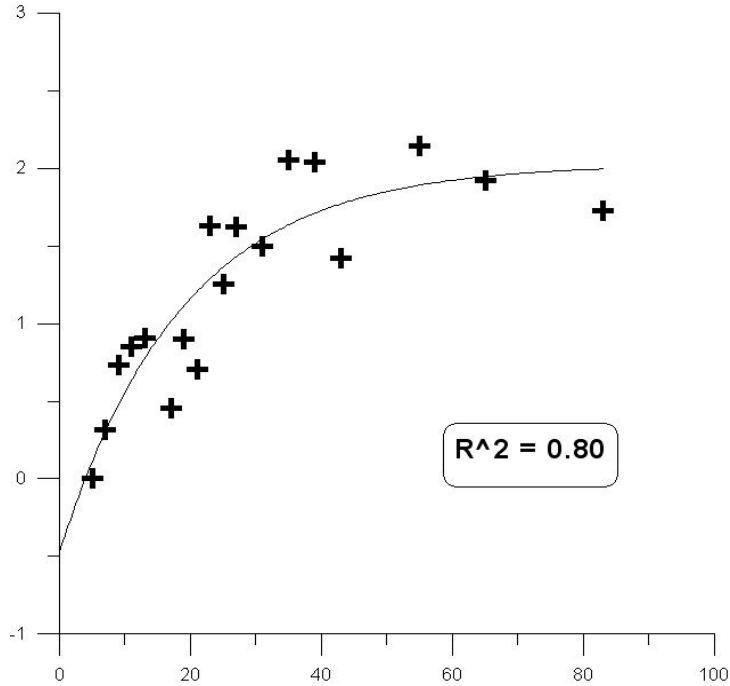


Fig. 4.19 Exponential regression analysis of Sta. No. 21K+890(crown)

Table 4.2는 9개 단면의 천단변위에 대한 지수함수 회귀분석 결과를 정리한 것이다. Sta. No. 21K+890의 상관계수가 0.80인 것을 제외하면 최대 0.98로 매우 크게 나타남을 확인 할 수 있다.

Table 4.2 The results of  $U_L$  values by exponential function

Sta. No.	Exponential Function		
	$U_m$ (mm)	$C_o$ (mm)	$U_L$ (mm)
21K+620	7.21	0.04	7.25
21K+680	3.87	0.44	4.31
21K+710	4.13	0.16	4.29
21K+720	3.95	0.22	4.17
21K+740	3.51	0.12	3.63
21K+750	2.56	0.28	2.84
21K+760	3.28	0.27	3.55
21K+790	2.65	0.05	2.70
21K+890	1.73	0.11	1.84



## 4.2.2 선형회귀분석

$C_o$ 값을 추정하기 위하여 기존의 연구에서는 내공변위와 막장거리(굴착시간)의 관계에서 굴착 직후부터 최초 계측시점까지의 변위 증가경향이 최초 계측 시부터 막장거리 1D까지의 변위 증가경향과 일치한다고 가정하였다(정형식 외, 1998).

본 연구에서는 송정터널의 21K+600, 21K+700, 21K+880 지점의 계측자료 중 천단변위계측을 이용하여 계측 지점으로부터 막장면까지 약 1D까지의 계측값을 막장거리로 구분하여 회귀분석을 실시하였다.

$$U_{1D} = A \cdot x_{1D} + C_o \text{ or } U_{1D} = A' \cdot t_{1D} + C_o \quad (4.4)$$

식(4.4)로 선형회귀분석을 실시한 결과를 Fig. 4.20 ~ Fig. 4.22에 나타내었다.

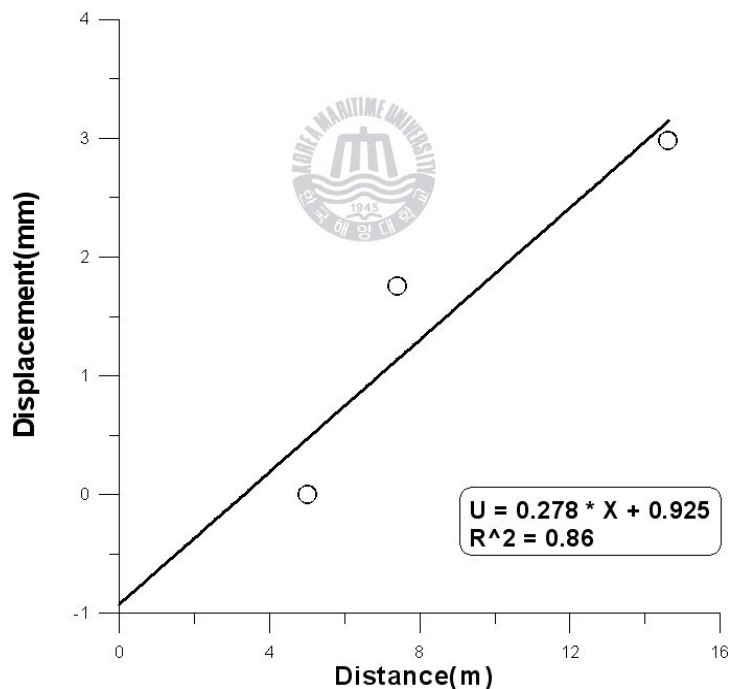


Fig. 4.20 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+600(crown)

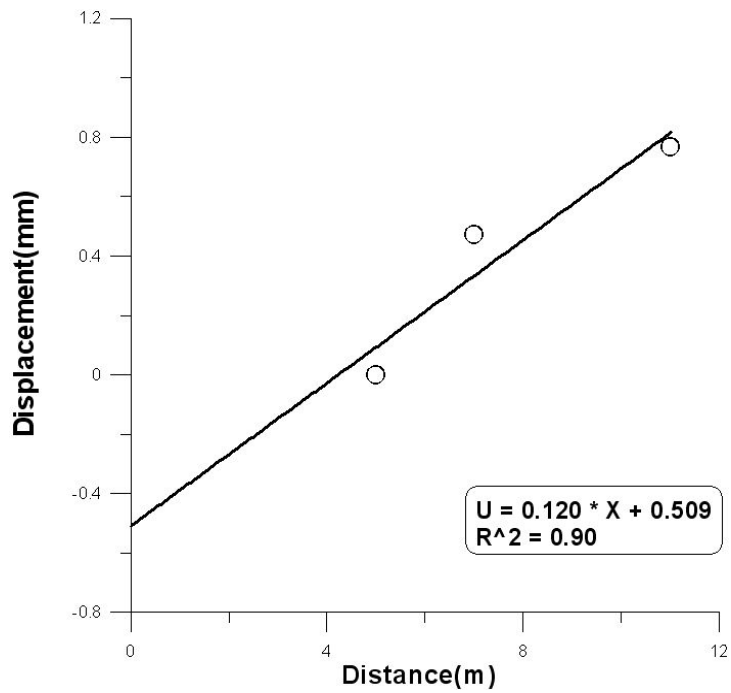


Fig. 4.21 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+700(crown)

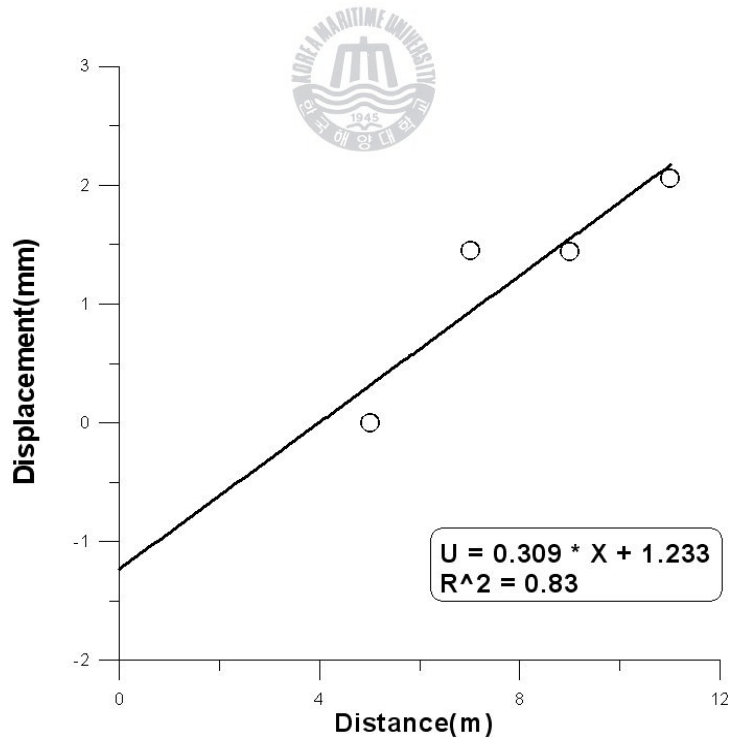


Fig. 4.22 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+880(crown)



선형회귀분석으로 추정된  $U_L$  값과 지수함수, 분수함수로 추정된 값을 비교하기 위해 Table 4.3에 종합하여 나타내었다.

Table 4.3 The results of  $U_L$  values by each function

Sta. No.	지수함수(mm)	분수함수(mm)	선형회귀분석(mm)
21K+600	8.28	11.83	8.93
21K+700	2.32	3.54	3.01
21K+880	2.92	3.65	3.53

터널 굴착시점에서부터 막장의 거리가 약 1D까지의 계측값을 이용하여 선형회귀분석을 한 결과 상관관계가 0.83 ~ 0.90으로 비교적 높게 나타났으며,  $U_L$  값에 대해서도 많은 차이를 보이지 않았다. 막장의 거리가 약 1D까지의 계측값을 회귀분석 한 결과 일반적으로 지수함수 회귀분석 결과보다는 크고, 분수함수 회귀분석 결과보다는 작게 나타났다.

나머지 9개 단면의 천단변위에 대해 선형회귀분석을 실시하였다. Fig. 4.23 ~ Fig. 4.31은 9개 단면의 천단변위의 선형회귀분석 결과이다.

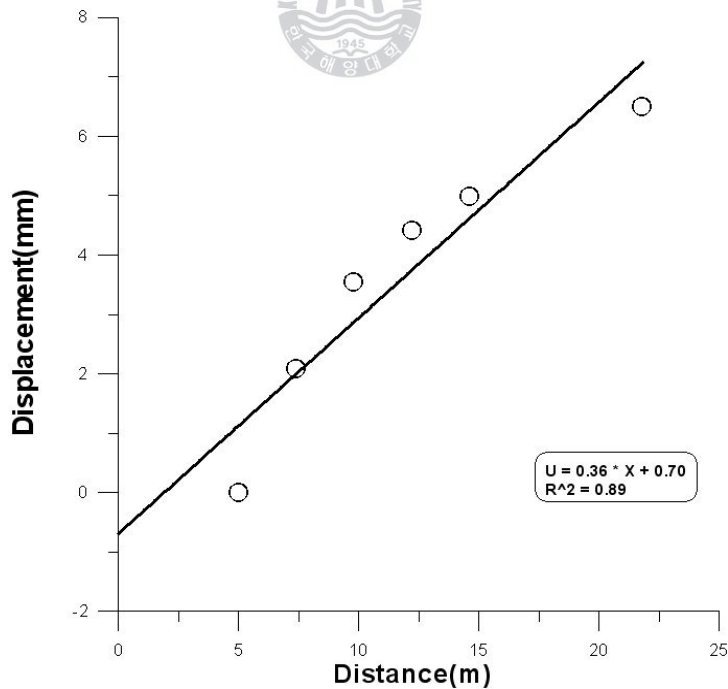


Fig. 4.23 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+620(crown)



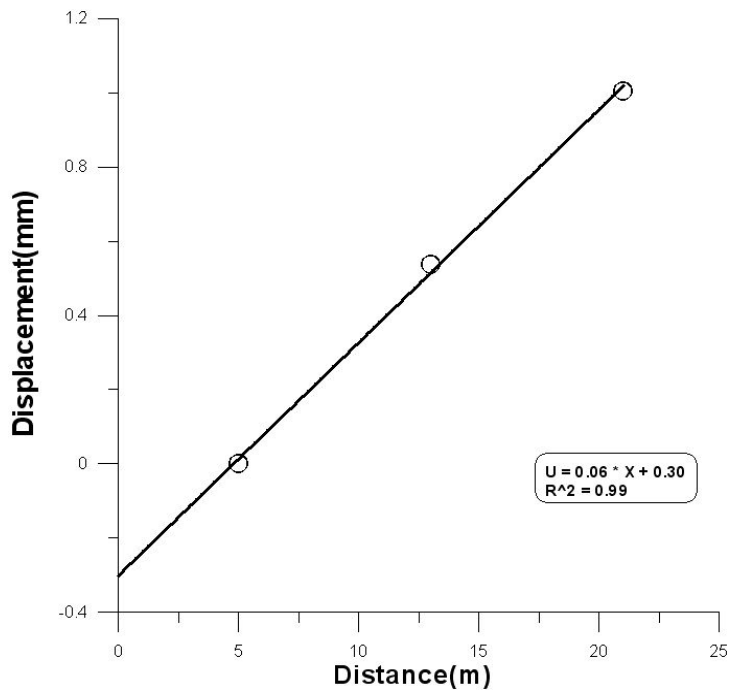


Fig. 4.24 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+680(crown)

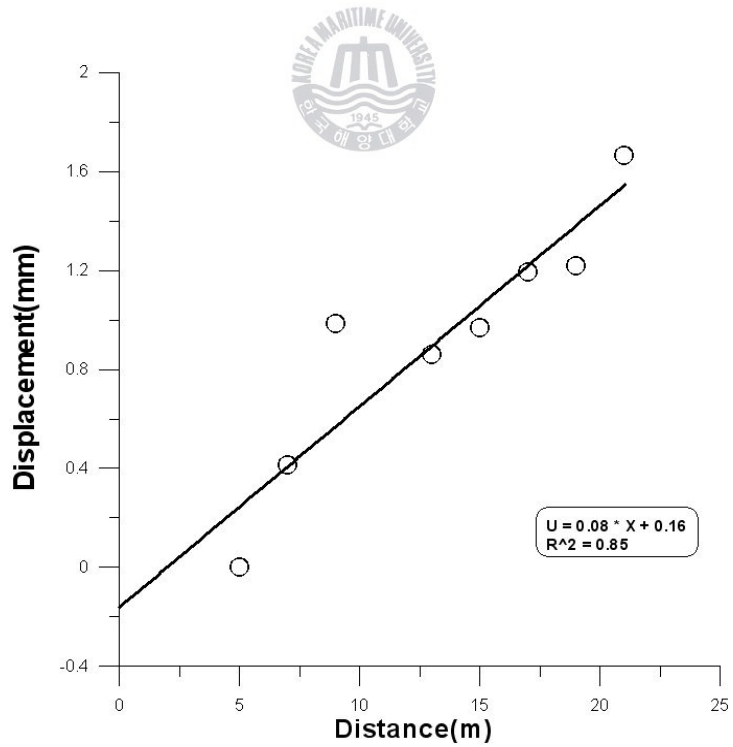


Fig. 4.25 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+710(crown)



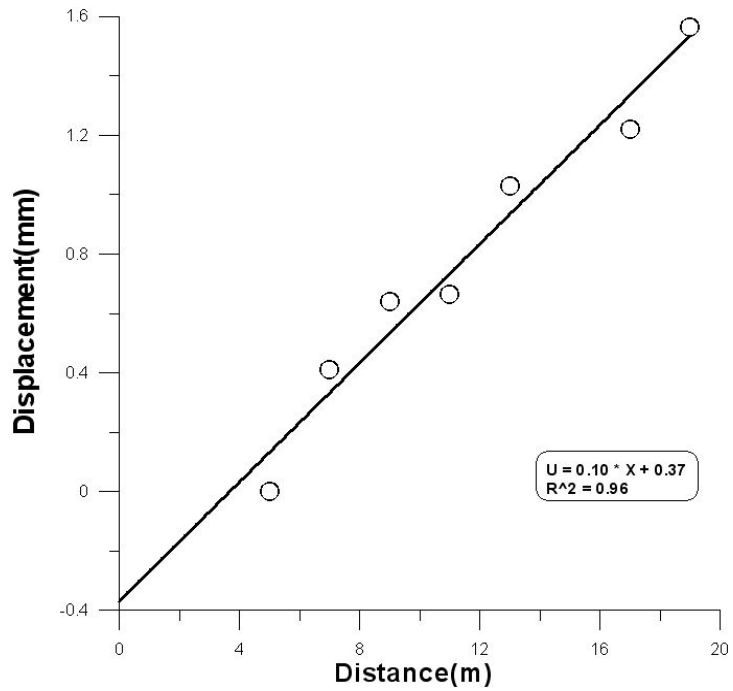


Fig. 4.26 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+720(crown)

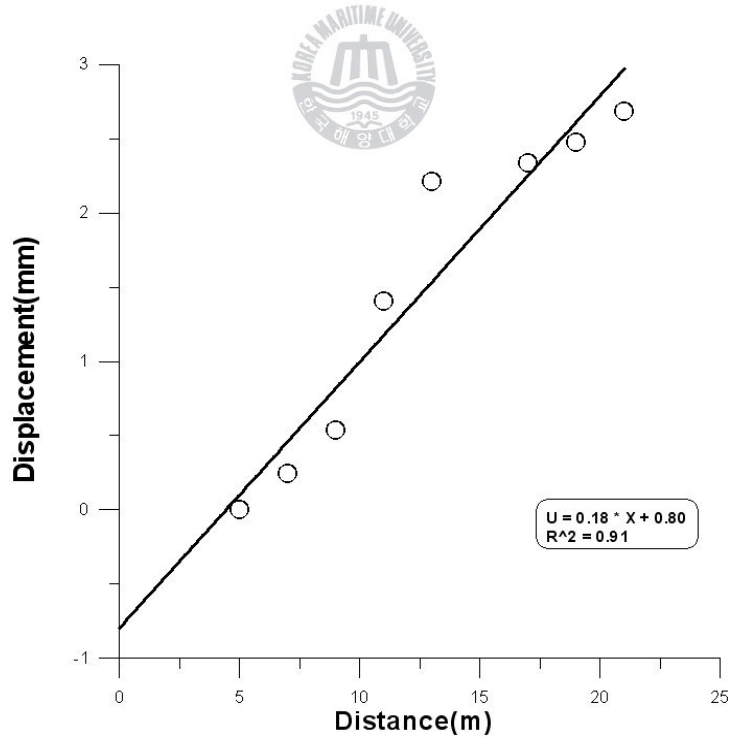


Fig. 4.27 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+740(crown)



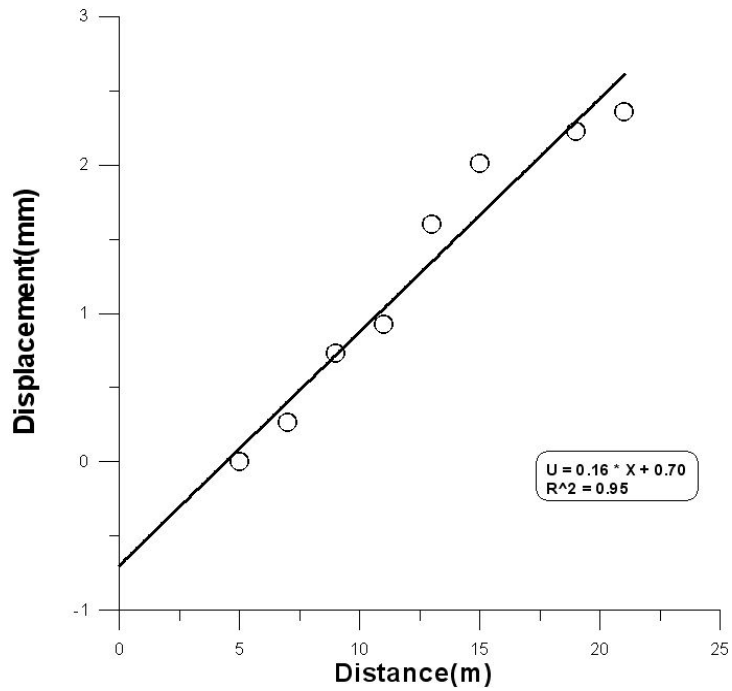


Fig. 4.28 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+750(crown)

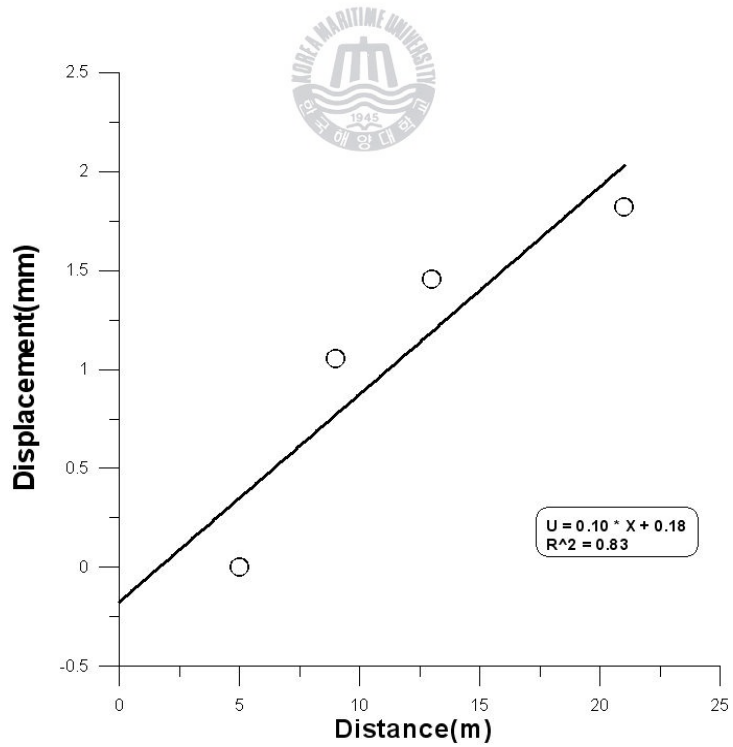


Fig. 4.29 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+760(crown)





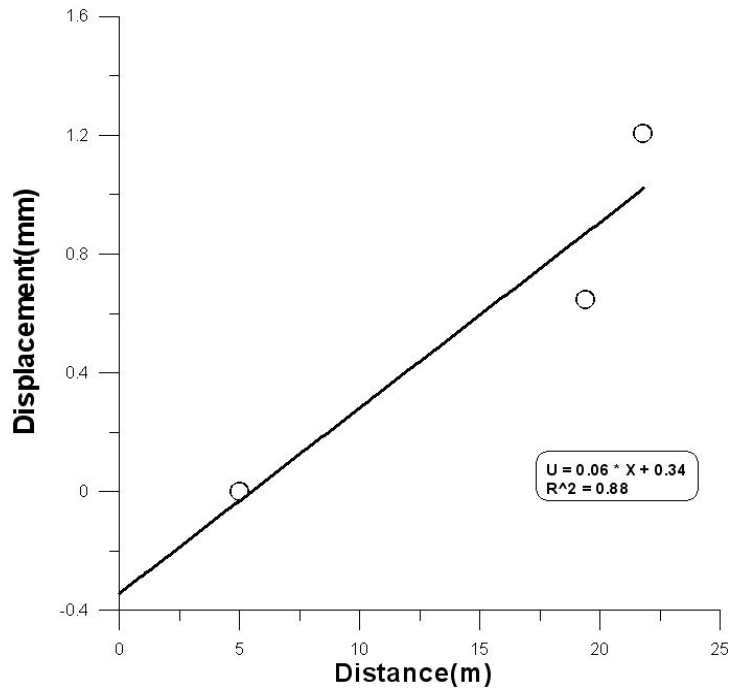


Fig. 4.30 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+790(crown)

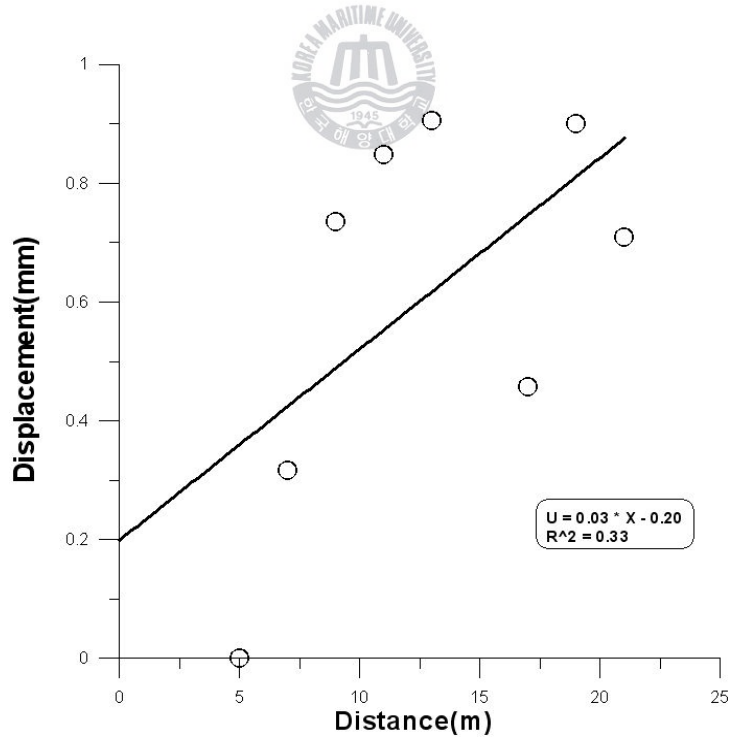


Fig. 4.31 Linear regression analysis of Sta. No. 21K+890(crown)



선형회귀분석으로 추정된  $U_L$  값을 Table 4.4에 종합하여 나타내었다.

Table 4.4 The results of  $U_L$  values by linear regression analysis

Sta. No.	상관계수( $R^2$ )	$U_L$ (mm)
21K+620	0.89	7.90
21K+680	0.99	4.20
21K+710	0.85	4.56
21K+720	0.96	4.47
21K+740	0.91	4.30
21K+750	0.95	3.20
21K+760	0.83	3.48
21K+790	0.88	2.94
21K+890	0.33	2.10

나머지 9개 단면의 천단변위에 대한 선형회귀분석 결과, Sta. No. 21K+890의 상관계수가 0.33으로 매우 낮은 것을 제외하면 최대 0.99로 매우 크게 나타남을 확인 할 수 있다. 또한 추정된 변위량 역시 지수함수로 예측된 변위량과 매우 비슷한 양상을 보이고 있음이 확인되었다.



## 4.3 수치해석

### 4.3.1 터널단면 모델링

본 연구의 수치해석에 적용한 해석 터널단면은 말굽형 대칭터널단면으로 전단면 굴착, 상·하반 분할 굴착, CD 분할 굴착으로 시공되었으며, 1, 2차 shotcrete와 rockbolt에 의해서 보강되도록 모델링하였다. 구체적인 터널의 단면형상은 Fig. 4.32와 같다.

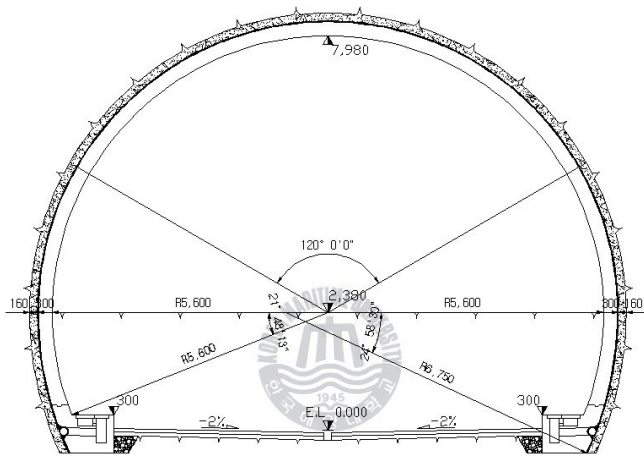


Fig. 4.32 Cross section of tunnel

### 4.3.2 지반 및 지보재 특성

#### (1) shotcrete(Shotcrete)

shotcrete는 암반 굴착후 빠른 시간에 암반에 밀착되도록 시공이 가능하고 조기강도를 얻을 수 있으며, 굴착단면의 형상에 큰 영향을 받지 않고 용이하게 시공이 가능하여 가장 일반적으로 사용되는 부재로써 그 기능은 Table 4.5과 같다.

shotcrete는 위와 같이 힘압축 축력, 전단에 저항하는 효과가 있으므로 수치해석에서는 Fig. 4.33과 같이 x, y 변위 및 회전을 포함하는 자유도 3을 갖는 lining요소로써 shotcrete를 모델링 하였으며, 그 단면은 대칭이고 균질한 두께 및 강도를 갖는다고 가정하였다. 또한 시공과정에 따라 단면적과 강성을 달리 주어 시간의 흐름에 따른 shot-

crete의 변화를 보정하였다.

Table 4.5 Feature of shotcrete

기능	작용효과
교란된 암반 불균형력 배분	암반굴착에 따라 발생하는 아침현상을 터널벽면 가까이에서 형성시킴으로써 불균형력을 평형에 도달하도록 한다.
암반과의 부착력 및 전단력에 의한 저항	암반과 shotcrete의 부착력에 의해 shotcrete에 작용하는 외력을 분산시키고, 굴착면 주변의 절리 및 균열부위에 전단저항력을 발생시킨다.
휨압축 및 축력에 의한 저항	휨압축 및 축력에 저항하여 굴착직후 이축상태의 암반응력을 삼축응력 상태로 유지시킨다.
약층보강	원암반의 굴곡부를 메움으로써 응력집중을 막아 약층을 보강한다.
피복효과	풍화방지, 지수 및 세립자 유출방지 등이 피복효과가 있다.

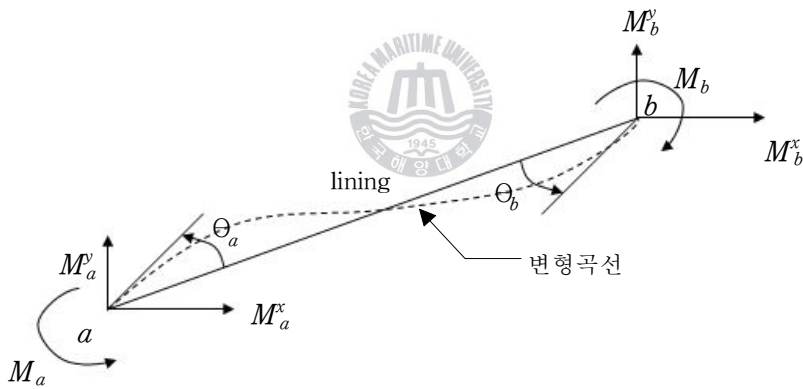


Fig. 4.33 Modeling of shotcrete(lining)

(2) Rockbolt

Rockbolt는 암반의 변형을 억제하여 내압 및 아치를 형성시킴으로써 주변암반의 지보기능을 유리하게 활용하기 위한 지보재로서 Table 4.6과 같은 작용효과를 갖는다.



Table 4.6 Feature of rockbolt

기 능	작 용 효 과
봉 합 작 용	원지반의 절리 및 발파 등에 의해 이완된 암괴를 원암반에 고정시켜 낙하를 방지하는 효과
보형성 작용	터널 주변의 층은 굴착으로 인해 층리면에서 분리되어 겹침 보로서 거동하나 rockbolt로 각 층을 조여 주어 합성보로 거동하게 하여 층리면에서의 전단력의 전달을 가능하게 한다.
내 압 작 용	rockbolt의 인장력으로써 굴착 후 터널벽면에 내압을 작용시켜 암반을 구속, 3축응력 상태로 시킴으로 암반강도 및 내하능력의 저하를 방지하는 효과를 갖는다.
아치형성작용	rockbolt의 내압효과로써 교란된 암반응력을 분산시키는 효과
암반개량작용	절리면 사이를 꿰메어 주는 역할로 암반의 전단저항 능력을 향상시키며 암반회복 후에도 잔류강도를 발생시켜 전반적으로 암반을 개량하는 작용을 한다.

(3) 해석방법

FLAC은 유한차분법(Finite Difference Method)을 적용하여 연속체 요소의 초기조건, 경계조건을 Newton의 운동방정식에 대입하여 변위, 속도, 성분을 구하고 변형율을 계산하여 구성방정식을 이용한 응력을 전단계의 응력값과 비교하여 두 값의 차이인 불균형력이 충분히 작아질 때까지(일반적으로 1/100% 이하) 반복 계산한다.

본 연구에서 지보재의 물성치는 콘크리트 시방서에 근거하여 채택하였으며, 지보패턴은 Table 4.7과 같고, shotcrete와 rockbolt의 탄성계수는 설계 시 일반적으로 적용되는 값을 사용하였다.



Table 4.7 Support pattern

RMR		Rock I	Rock II	Rock II	Rock IV	Rock V
shotcrete	1차(mm)	50	50	80	80	100
	2차(mm)	-	-	-	40	60
rockbolt	길이(m)	3.0	3.0	4.0	4.0	4.0
	개수(개)	Random	6/7	9/10	15/16	15/16
	종간격(m)	-	2.5	2.0	1.5	1.2
	횡간격(m)	-	2.0	2.0	1.5	1.2

본 연구에서 사용된 지보재의 물성치는 Table 4.8과 같으며 지반의 물성치는 전체적으로 최상부로부터 풍화토, 풍화암, 연암, 경암으로 이루어져 있고 Table 4.9에 나타내었다.

Table 4.8 Properties of support

구분	압축강도(kg/cm <sup>2</sup> )	탄성계수(ton/m <sup>2</sup> )	단위중량(ton/m <sup>3</sup> )	Poisson
soft shotcrete	210	500,000	2.4	0.2
hard shotcrete	210	1,500,000	2.4	0.2
rockbolt	-	21,000,000	7.85	-

Table 4.9 Properties of rock

구분	변형계수(MPa)	포아송비	단위중량(kN/m <sup>3</sup> )	내부마찰각(°)	점착력(MPa)
붕적토	15	0.35	19.0	29.0	0.000
풍화토	30	0.33	19.0	30.0	0.020
풍화암	150	0.31	21.0	34.0	0.030
연 암	2,500	0.28	24.0	37.5	0.425
경 암	12,500	0.23	26.5	44.5	2.250



21K+600 지점에서 터널이 연암을 통과하므로 상·하반단면 굴착으로 시공하였으며, 21K+700 지점에서는 과쇄대의 발달로 인하여 매우 불안정한 지반이므로 CD분할 굴착으로 시공하였다. 마지막으로 21K+880 지점은 갱구부와 약 40m 정도 떨어진 곳이지만 견고한 경암을 통과하고 있어 전단면 굴착을 시공하였다. Fig. 4.34, Fig. 4.35 그리고 Fig. 4.36은 각각 21K+600, 21K+700, 21K+880 지점의 모델형상을 나타내었다. 해석에 적용한 하중분담율은 일반적으로 사용되는 굴착단계(50%) - 1차 soft shotcrete 및 rockbolt 시공단계(25%) - 2차 hard shotcrete 시공단계(25%)로 적용하였으며 Table 4.10과 같다.

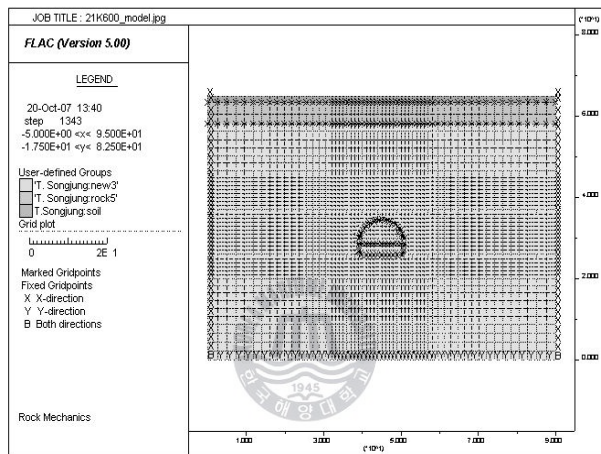


Fig. 4.34 Modeling of Sta. No. 21K+600

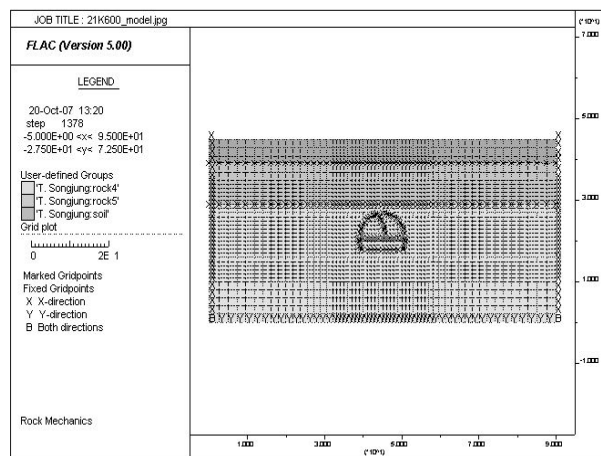


Fig. 4.35 Modeling of Sta. No. 21K+700



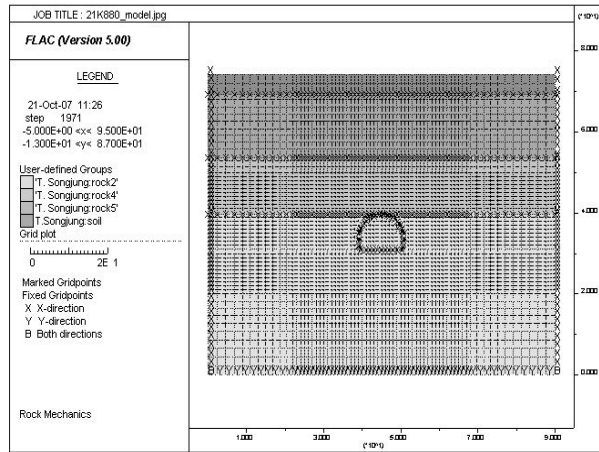


Fig. 4.36 Modeling of Sta. No. 21K+880

Table 4.10 Load bearing ratio

구분	굴착	Soft shotcrete & rockbolt	Hard shotcrete
하중분담율	50%	25%	25%

### 4.3.3 지보 및 무지보 터널의 거동 분석

21K+600, 21K+700, 21K+880 지점의 막장면에 대하여 지보의 유무에 따른 터널의 변위 양상을 살펴보았다. 연구단면의 축압계수는 1.0으로 가정 하였으며, 지보의 영향만을 검토 하기 위하여 지보 이외의 조건은 모두 동일하다고 가정하였다. Fig. 4.37 ~ Fig. 4.39는 21K+600 지점에서의 천단변위, 좌·우 측벽변위를 지보의 유무에 따라 나타낸 그래프이다.

연암구간을 통과하는 터널을 상·하반으로 분할 굴착한 결과 무지보로 시공하였을 경우 천단변위는 상반굴착 시 약 2.7mm 정도의 변위를 보였으며 하반굴착을 했을 경우 약 0.05mm의 변위가 더 발생하여 약 2.75mm의 변위가 발생하였다. 그러나 좌·우 측벽 변위는 상반굴착 시 약 1.1mm가 발생하였고 측벽의 변위 발생을 억제하던 하반이 굴착되었을 때 전체 변위의 30%가량인 0.55mm의 변위가 발생하여 총 1.65mm 정도의 변 위가 발생하였다. 또한 지보의 영향으로 인해 천단변위는 약 0.13mm의 변위감소가 발 생하였으며, 측벽변위는 약 0.1mm의 변위감소를 나타내었다.

Fig. 4.40 ~ Fig. 4.42와 Fig. 4.43 ~ Fig. 4.45은 21K+700과 21K+880 지점에서의 천단변위 및 좌·우 측벽변위를 지보의 유무에 따라 나타내었으며 Table 4.11에 그 결과값을 정리하였다.





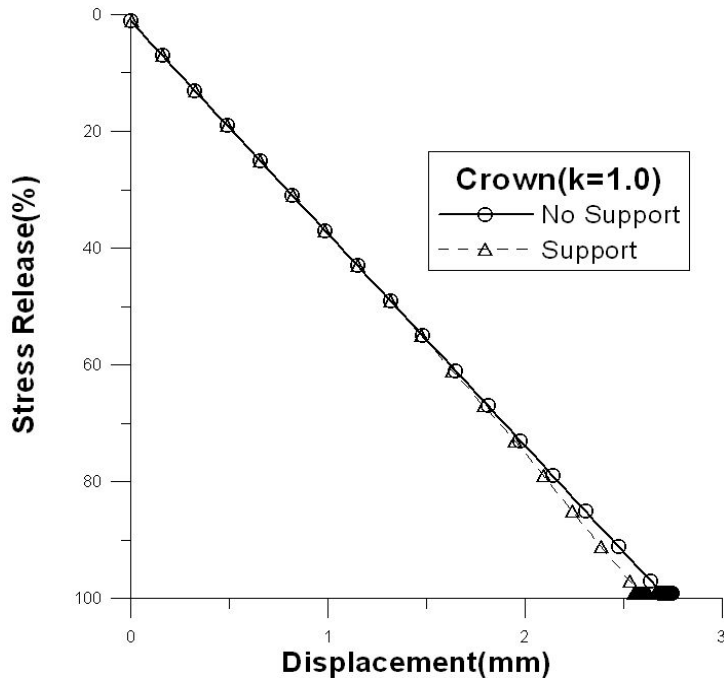


Fig. 4.37 Crown displacement of Sta. No. 21K+600

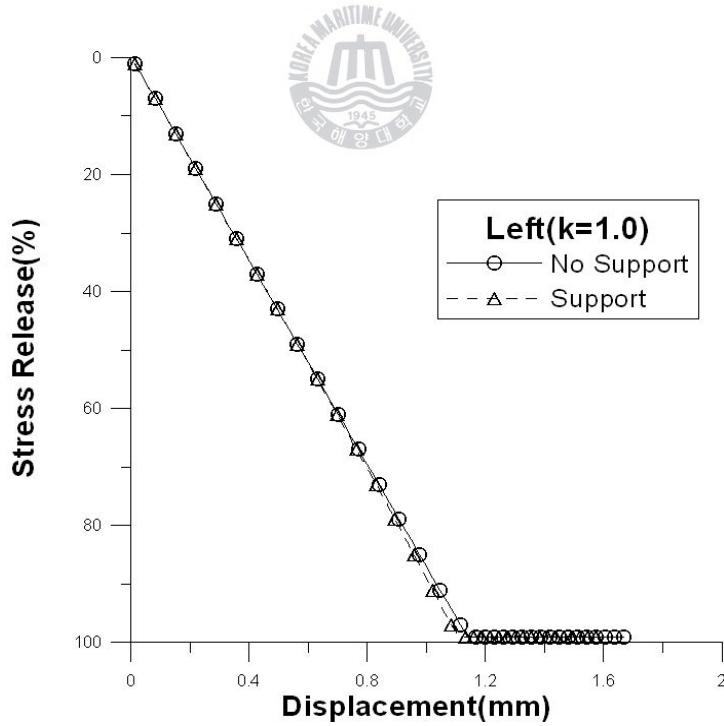


Fig. 4.38 Left wall displacement of Sta. No. 21K+600



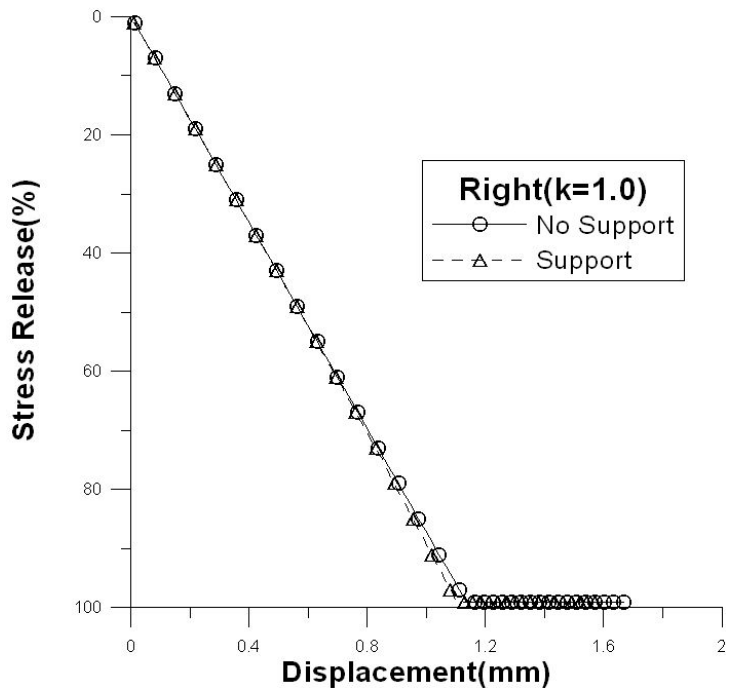


Fig. 4.39 Right wall displacement of Sta. No. 21K+600

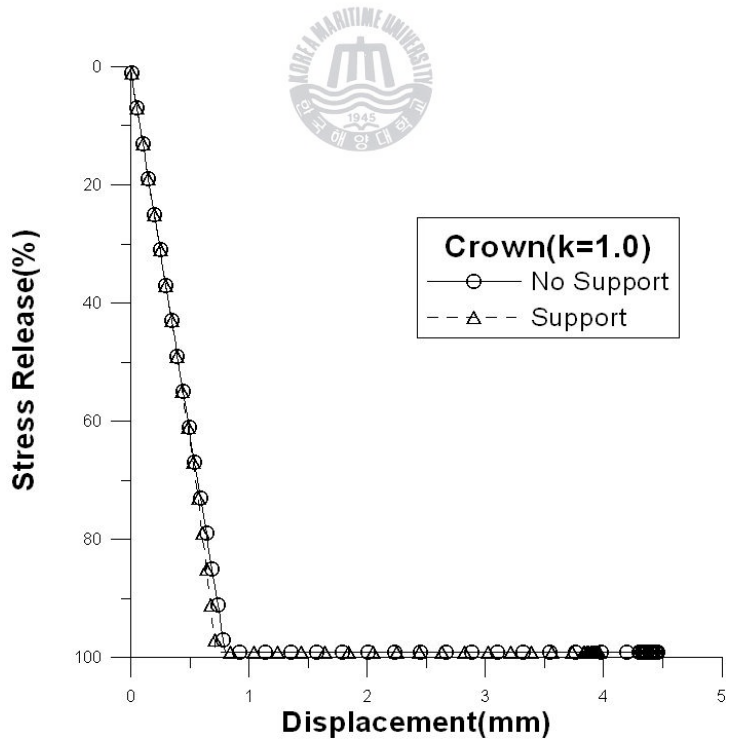


Fig. 4.40 Crown displacement of Sta. No. 21K+700



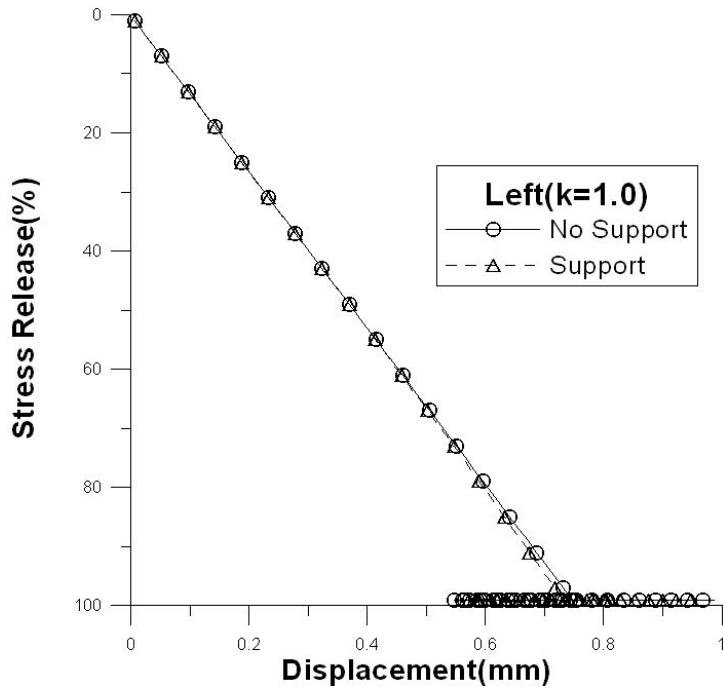


Fig. 4.41 Left wall displacement of Sta. No. 21K+700

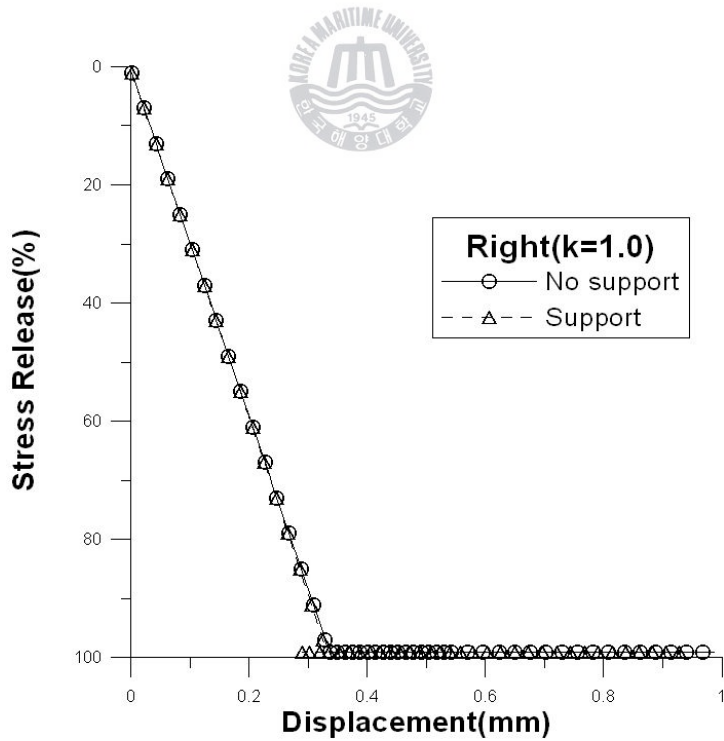


Fig. 4.42 Right wall displacement of Sta. No. 21K+700



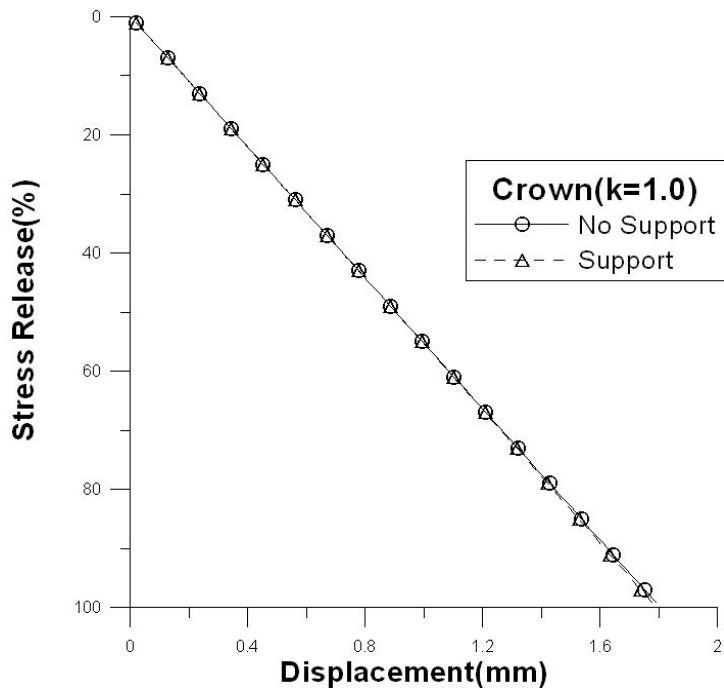


Fig. 4.43 Crown displacement of Sta. No. 21K+880

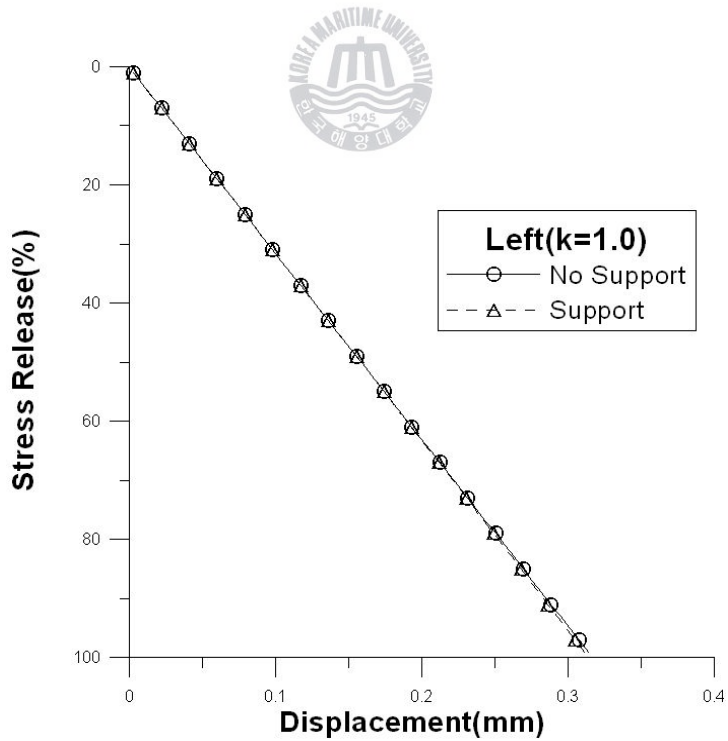


Fig. 4.44 Left wall displacement of Sta. No. 21K+880



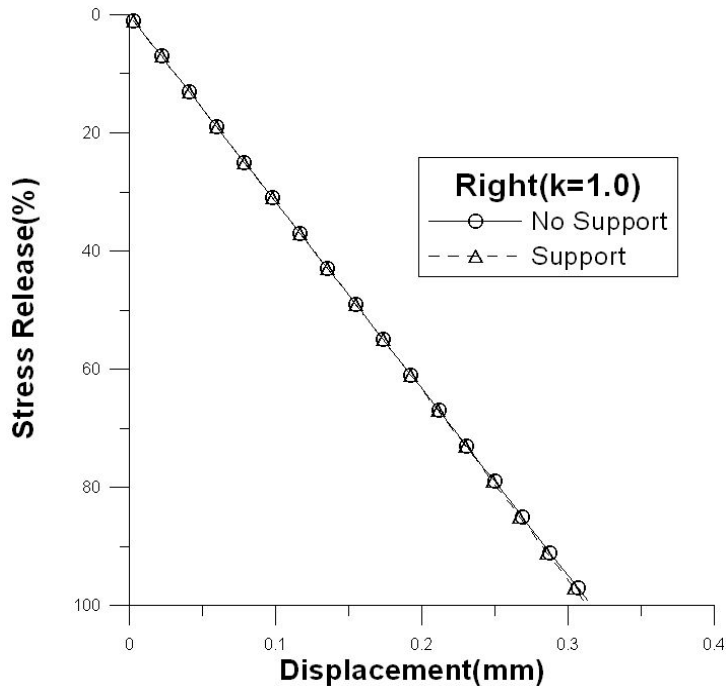


Fig. 4.45 Right wall displacement of Sta. No. 21K+880

Table 4.11 The results of numerical analysis

수치해석 지점	No Support(mm)	Support(mm)	변위감소율(%)	
21K+600	천단변위(C-C)	2.7495	2.6265	4.50
	측벽변위(L-C)	1.6683	1.5732	5.70
	측벽변위(R-C)	1.6668	1.5715	5.70
21K+700	천단변위(C-C)	4.4581	3.9652	11.1
	측벽변위(L-C)	0.9873	0.9617	2.60
	측벽변위(R-C)	0.9863	0.9617	2.50
21K+880	천단변위(C-C)	1.7907	1.7749	0.80
	측벽변위(L-C)	0.3141	0.3111	0.96
	측벽변위(R-C)	0.3133	0.3103	0.96

21K+880지점은 견고한 경암을 터널이 통과하고 있어 지보에 의한 변위 감소율이 1%미만으로 매우 작게 나타났다. 반면 21K+700지점은 연암에 발달되어 있는 파쇄대를 통과하고 있어 변위의 발생률이 상대적으로 매우 발생하였으며 지보에 의한 변위감소율 역시 최대 약 11% 정도로 크게 나타남을 알 수 있다.



### 4.3.4 측압계수에 따른 터널의 거동 분석

암반의 측압계수는 지질학적 성인을 내포하고 있다. 이는 암반의 생성과정에서부터 어떠한 지질학적 활동을 받았는지에 따라 초기응력이 다르게 나타나며, 측압계수 또한 달라진다. 또한 현장시험을 통하여 정확한 측압계수를 예측하는 것은 현실적으로 어렵기 때문에 다양한 측압계수에 대해 해석을 수행함으로써 실제 암반에 대한 측압계수를 예측할 수 있다.

본 연구에서는 암반의 측압계수를 0.5, 1.0, 2.0으로 변화시키면서 각각의 터널거동을 분석하였으며 측압계수의 영향만을 검토하기 위해 측압계수 이외의 조건들은 동일하게 적용하였다. Fig. 4.46 ~ Fig. 4.54는 3개의 대표단면에 대해 측압계수에 따른 터널의 거동을 수치해석을 수행하여 예측한 결과이다.

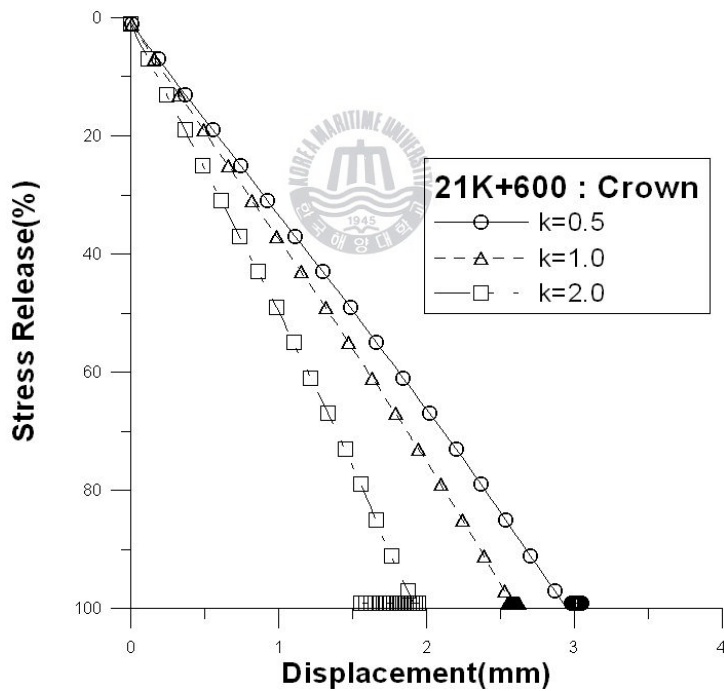


Fig. 4.46 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600)



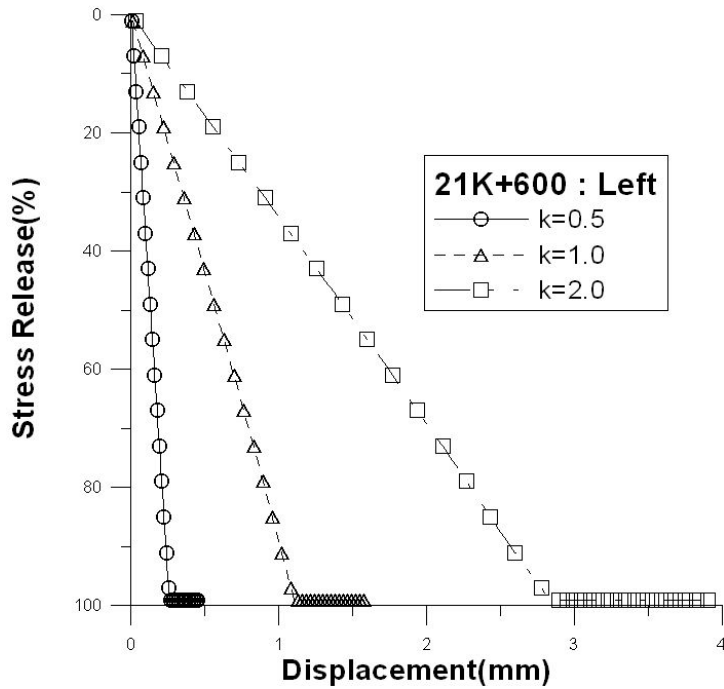


Fig. 4.47 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600)

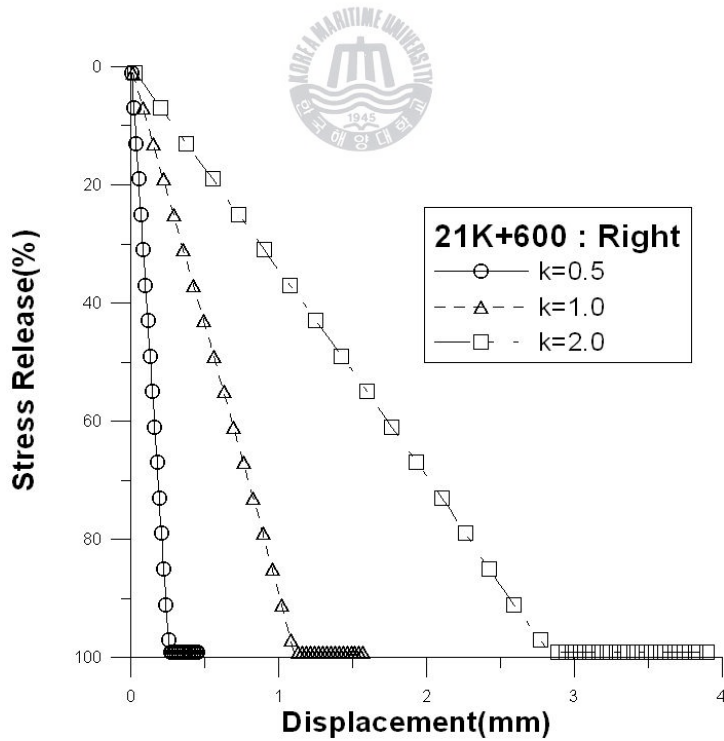


Fig. 4.48 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+600)



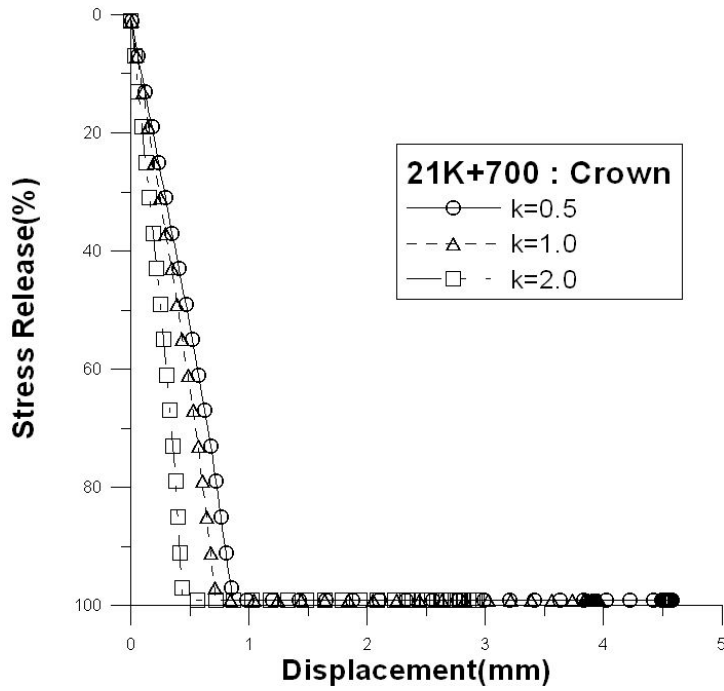


Fig. 4.49 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)

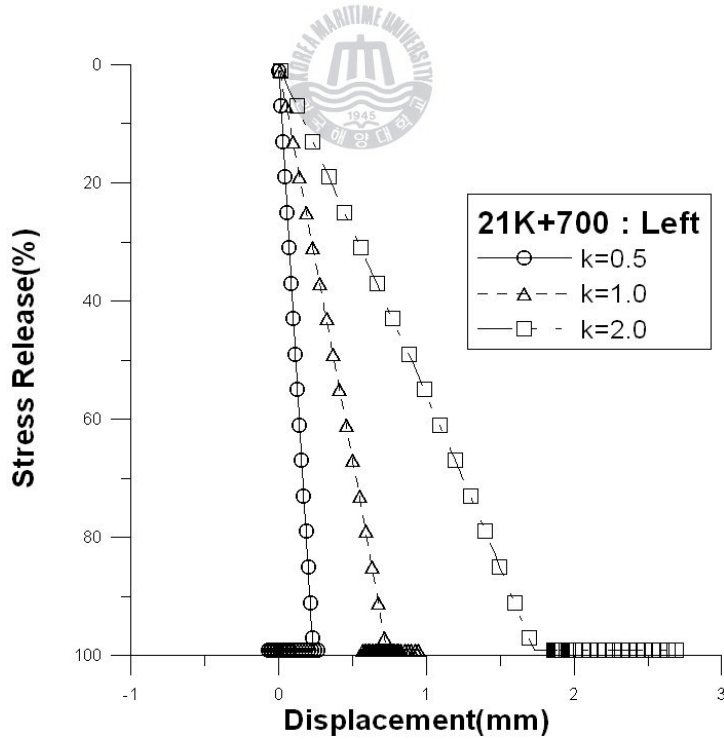


Fig. 4.50 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)





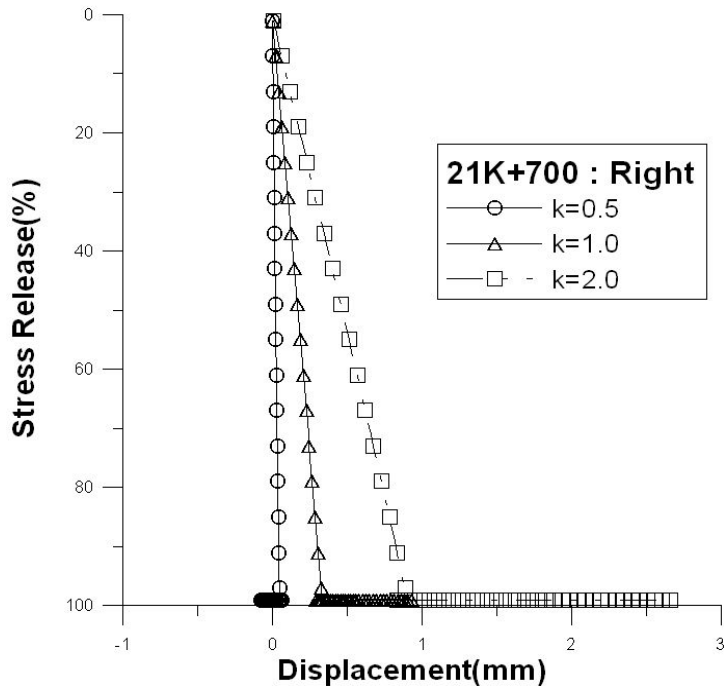


Fig. 4.51 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+700)

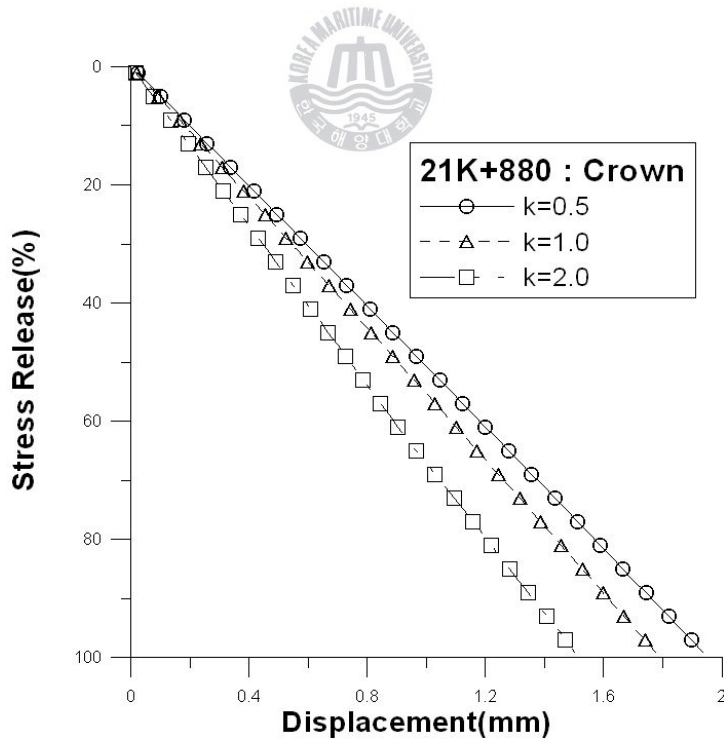


Fig. 4.52 Crown displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)



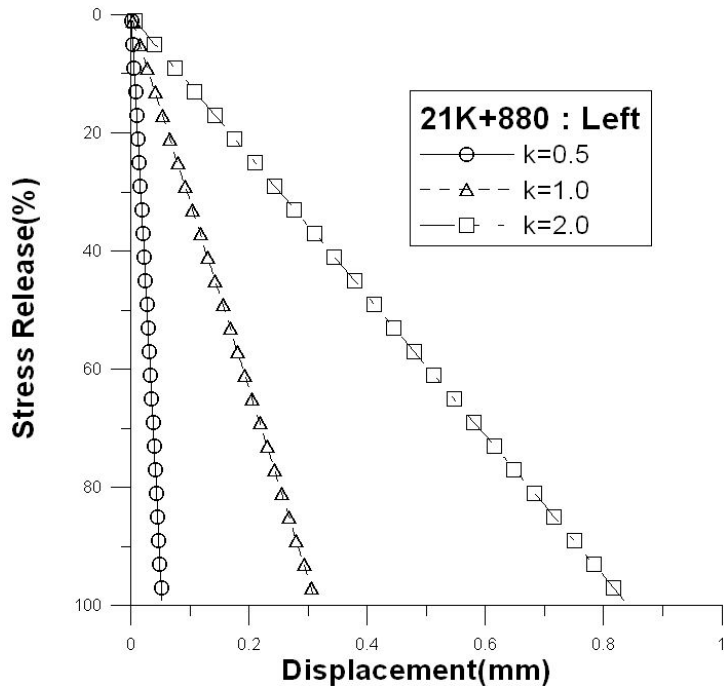


Fig. 4.53 Left wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)

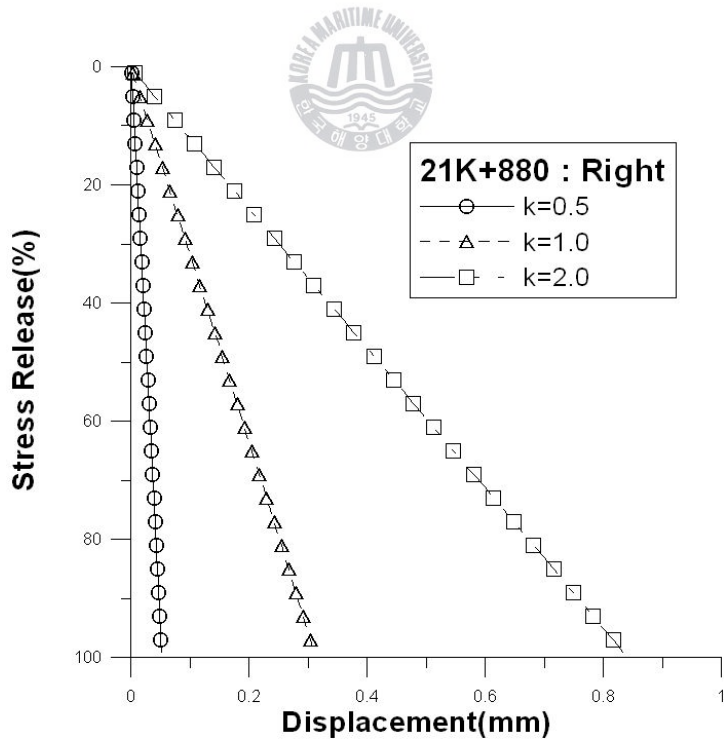


Fig. 4.54 Right wall displacement by coefficient of lateral pressure(Sta. No. 21K+880)



전체적으로 측압계수가 증가함에 따라 터널의 측벽변위는 증가하는 경향을 보이고, 반대로 천단변위는 감소하는 경향을 나타내었다. 특히 상·하반 분할 굴착을 할 경우, 상반을 굴착한 다음 하반 굴착을 실시할 때, 측압계수 0.5와 1.0에서 천단변위는 약간의 증가현상을 나타내었지만, 측압계수 2.0에서는 오히려 천단변위가 감소하는 현상을 나타내었다. 이는 수평응력의 증가로 인해 측벽부분에 압축력이 작용하고 천단부분에는 인장력이 발생하는 하기 때문인 것으로 생각된다.

상부 반단면을 CD 분할 굴착을 실시한 21K+700지점의 해석결과, 상부 반단면을 CD 분할 굴착 한 다음 하반굴착을 실시할 때, 측압계수 0.5에서는 천단변위는 계속적인 증가가 발생했으나, 측압계수 1.0과 2.0에서는 천단변위가 감소하였다. 측벽변위의 경우, 측압계수 0.5, 1.0 그리고 2.0에서 모두 상부 좌측 굴착 후, 변위가 증가하다가 상부 우측 굴착을 실시한 다음은 터널의 바깥쪽 방향으로 팽창되는 현상을 보였다. 그 다음 하반 굴착을 실시하면서 다시 터널 내부로 변위가 증가하였다.

다음 Table 4.12 ~ 4.14는 측압계수에 따른 터널의 수치해석 결과를 정리한 것이다.

Table 4.12 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+600) (단위 : mm)

Sta. No.		상반굴착			하반굴착		
		crown	left	right	crown	left	right
21K+600	k=0.5	2.974	0.264	0.264	3.054	0.453	0.453
	k=1.0	2.621	1.123	1.120	2.552	1.573	1.572
	k=2.0	1,942	2.877	2.871	1.558	3.904	3.900

Table 4.13 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+700) (단위 : mm)

Sta. No.		상반굴착						하반굴착		
		Left Excavation			Right Excavation					
		crown	left	right	crown	left	right	crown	left	right
21K+700	k=0.5	0.904	0.265	0.023	4.477	-0.073	-0.079	4.580	0.085	0.070
	k=1.0	0.771	0.806	0.292	3.965	0.571	0.562	3.821	0.962	0.944
	k=2.0	0.506	1.894	0.829	2.948	1.863	1.849	2.307	2.724	2.698



Table 4.14 The results of numerical analysis(Sta. No. 21K+880) (단위 : mm)

Sta. No.		전단면 굴착		
		crown	left	right
21K+880	k=0.5	1.935	0.052	0.051
	k=1.0	1.775	0.311	0.310
	k=2.0	1.502	0.834	0.833



## 5. 검 토

본 연구에서는 동해남부선(부산 ~ 울산) 복선전철 제 3공구 건설공사 구간에 시공 중인 송정터널의 대표단면 Sta. No. 21K+600, Sta. No. 21K+700, Sta. No. 21K+880에 대하여 지수함수 및 분수함수 회귀분석, 선형회귀분석, 그리고 수치해석을 비교·분석하였다. Sta. No. 21K+600은 연암으로 구성되었으며, 상·하반 분할굴착을 적용하였다. 지보는 shotcrete 120mm, 4m 길이의 rockbolt를 1.5m 간격으로 설치하였다. 계측기는 막장 5m 전에 설치 및 계측하였다. Sta. No. 21K+600의 분석결과는 Table 5.1과 같다.

Table 5.1 Analysis data of Sta. No. 21K+600

analysis	crown(mm)	wall(mm)	displacement ratio
Exponential Regression	8.28	5.52	1.5
Fractional Regression	11.83	7.35	1.6
Linear Regression	8.93	-	-
Numerical(k=1.0)	2.55	1.57	1.6

지수함수와 분수함수를 이용한 회귀분석은 약 3mm 정도의 차이를 보이고 있으나 천단변위와 측벽변위의 변위비율은 지수함수가 1.5배이며, 분수함수가 1.6배로 비슷한 양상을 보이고 있다. 선형회귀분석 결과 역시 지수함수 회귀분석과 비슷한 변위양상을 보임을 확인할 수 있다. 또한 수치해석을 수행한 결과는 회귀분석 결과와 큰 차이를 보이고 있지만 천단변위와 측벽변위의 변위비율이 1.6배 거의 일치함을 확인할 수 있다.

그러나 수치해석을 수행할 때 암반의 등방성, 균질성 등을 가정하기 때문에 변위량은 실제 계측치와 큰 차이를 보이는 것으로 판단된다.

Sta. No. 21K+700은 직상부는 풍화암, 터널 통과구간은 연암으로 구성되어 있으며, 단층이 통과하고 있어 매우 연약한 지역으로 상부 반단면 CD분할굴착을 적용하였다. 지보는 shotcrete 160mm, 4m 길이의 rockbolt를 1.2m 간격으로 설치하였다. Sta. No. 21K+700의 분석결과는 Table 5.2와 같다. 계측기는 막장 5m 전에 설치 및 계측하였다.

Table 5.2 Analysis data of Sta. No. 21K+700

Analysis	Crown(mm)	Wall(mm)	displacement ratio
Exponential Regression	2.32	2.20	1.05
Fractional Regression	3.54	3.42	1.03
Linear Regression	3.01	-	-
Numerical(k=2.0)	2.31	2.72	0.85

수치해석을 수행한 결과는 회귀분석 결과와 큰 차이를 보이고 있으며 천단변위와 측벽변위의 변위비율이 0.85배로서 지수함수와 분수함수의 회귀분석 결과보다 매우 작게 나타난다. 그러나 측압계수 1.0에서 수치해석을 수행할 때의 천단변위가 3.82mm, 측벽변위가 0.96mm로 비율이 약 4.0배로 나타났다.

Sta. No. 21K+880은 경암으로 구성되어 있으며, 천단면굴착을 적용하였다. 지보는 shotcrete 50mm, 4m 길이의 rockbolt를 2.5m 간격으로 설치하였다. 계측기는 막장 5m 전에 설치 및 계측하였다. Sta. No. 21K+880의 분석결과는 Table 5.3과 같다.

Table 5.3 Analysis data of Sta. No. 21K+880

Analysis	Crown(mm)	Wall(mm)	displacement ratio
Exponential Regression	2.92	2.75	1.06
Fractional Regression	3.65	4.24	0.86
Linear Regression	3.35	-	-
Numerical(k=2.0)	1.50	0.83	1.81

수치해석을 수행한 결과는 회귀분석 결과와는 차이를 보이고 있으며 천단변위와 측벽변위의 변위비율이 1.81배로서 지수함수와 분수함수의 회귀분석 결과보다 매우 크게 나타난다.



## 6. 결 론

본 연구에서는 터널 굴착 시 초기단계에서 측정된 천단변위 및 내공변위로부터 최종 변위량을 예측하는 방법들에 고찰하고 국내 철도터널의 계측데이터를 이용하여 계측 전에 발생한 미측정 변위량을 추정하였다. 또한 통계적인 방법에 의해 굴착 초기변위량과 최종변위량 간의 상관관계를 유도함으로써 전체적인 터널거동에 대한 경향을 파악하였다. 본 연구에서 얻은 결론은 다음과 같다.

1. 총 12개의 지점에 대해서 막장진행에 따른 천단변위량 및 내공변위량의 변화를 지수함수식과 분수함수식으로 회귀분석 한 결과 지수함수식이 보다 적합한 것으로 나타났다.

2. 선형회귀분석을 실시하여 선형변위를 예측하고 총 변위를 계산해 본 결과, 1D까지의 변위 증가량은 지수함수로 회귀분석한 결과보다 크고 분수함수로 회귀분석 한 결과보다 작은 경향을 보였다.

3. 수치해석법에 의하여 변위량을 측압계수를 변화시켜 확인한 결과, 천단변위와 측벽변위의 변위비율은 일정하게 나타남을 확인할 수 있었다.

4. Sta. No. 21K+600에서의 회귀분석 결과 천단변위량과 측벽변위량의 비율은 1.5 ~ 1.6으로 나타났으며, Sta. No. 21K+700에서는 1.03 ~ 1.05이고, Sta. No. 21K+880에서는 0.85 ~ 1.06으로 나타났다.

5. 수치해석을 통한 천단변위량과 측벽변위량의 비율을 확인해 본 결과, Sta. No. 21K+600에서는 1.6으로 회귀분석과 비슷한 값을 보였으나, Sta. No. 21K+700에서는 0.85로 회귀분석 결과에 비해 천단변위량이 측벽변위량에 비해 조금 작게 나타났으며, No. 21K+880에서는 1.81로 천단변위량이 측벽변위량에 비해 2배 정도 크게 나타났다.



## 참 고 문 헌

- 1) 김종우, 2003, 「통계처리를 활용한 터널 내공변위의 분석에 관한 연구」, 터널과 지하공간 13.2, pp. 108-116
- 2) 김호영, 박의섭, 1993, 「터널 내공변위의 이론과 계측결과의 분석」, 터널과 지하공간 3.1, pp. 80-95.
- 3) 문승백, 송승곤, 양현식, 전양수, 한공창, 2001, 「천층 광폭터널의 내공변위 및 침하 거동특성 예측을 위한 수치해석적 연구」, 터널과 지하공간 11.1, pp. 20-29.
- 4) 송승곤, 2002, 「암반터널의 초기 계측결과를 이용한 최종변위량 예측」, 공학석사학위논문, 전남대학교.
- 5) 송승곤, 양형식, 임성식, 정소걸, 2002, 「초기계측치를 이용한 경암 지반 내 터널의 최종변위량 예측」, 터널과 지하공간 12.2, pp. 99-106.
- 6) 송태원, 2004, 「터널 지보재의 거동특성에 대한 수치해석적 연구」, 공학석사학위논문, 금오공과대학교.
- 7) 이정인, 2000, 「암석역학을 이용한 터널설계」, 구미서관, pp. 200-203.
- 8) 이회근, 1995, 「터널·지하공간 굴착공학」, 구미서관, pp. 308-318.
- 9) 정형식, 김성환, 이상돈, 김낙영, 1998, 통계적 방법에 의한 터널 최종변위량 예측에 관한 연구, 한국지반공학회 98년 춘계 학술발표논문집, 374-356.
- 10) 천병식, 1998, 「지반공학」, 구미서관, pp. 564-575.
- 11) 한국암반공학회, 2005, 「암반공학 수치해석」, 건설정보사, pp. 165-176.
- 12) Bieniawski Z. T., 1973, 「Engineering Classification of Jointed Rock Masses.」 Transactions, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 15, No. 12, pp. 335-344
- 13) Daemen J. J. K. 「Problems in tunnel support mechanics」, underground Space, vol. 1, 1977, pages 163-172.





- 14) Hanafy E. A. and J.J. Emery, 1980, 「Advancing face simulation of tunnel excavations and lining placement」, 13th Canadian Rock mech. Syp., CIMM, Montreal, pp. 119-125
- 15) Hoek E. and E. T. Brown, 1980, 「Underground Excavation in Rock」, Institutions of Mining and Metallurgy, London., pp. 251-253, pp. 263.
- 16) Hoek, E. and Brown, E. T., 1988, 「The Hoek-Brown Failure Criterion-a 1988 Update」, Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, (ed. Curran, J.C.), Toronto, Canada, pp. 31-38
- 17) John. M., 「Investigation and Design for the Arlberg Expressway Tunnel」, Tunnels and Tunneling, April, 1980, pp.46-51, May, 1980, pp.54-57, June, 1980, pp.45-50
- 18) Kaiser P. K., 1980, 「Effect of stresses-history on the deformation behaviour of underground opening」, 13th Canadian Rock Mech. Symp., CIMM, Montreal, pp. 133-140
- 19) Lombardi G., 1979, 「Long-term measurements in underground opening and their interpretation with special consideration to the rheological behaviour of the rock」, Field Measurements in Rock Mech., Zurich, Vol. 2, pp. 839-858
- 20) Otsuka M. and T. Kondoh, 1981, 「On the displacement forecasting methods and their application to tunnelling by NATM」, Int. Symp. on Weak Rock, Tokyo, pp. 945-950
- 21) Panet M., 1979, 「Time-dependent deformations in underground works」, 4th Int. Cong. on Rock Mechanics ISRM, Montreux, Vol. 3, pp. 279-289
- 22) Panet M. and A. Geunot, 1982, 「Analysis of convergence behind the face of a tunnel」, Tunnelling 82, IMM, Brighton, pp. 197-204
- 23) Rabcewicz L. 「The New Austrian Tunneling Method」, Water Power, November 1964, pp.453-457, December, 1964, pp.511~515, January, 1965, pp. 19~24.
- 24) Sulem. j., M. Panet., A. Guenot., 1987, 「An analysis solution for time-dependent displacements in a circular tunnel」, Int. Journal of Rock Mechanics, Sci. and Geomech., Vol. 24, No. 3, pp. 155-164



- 25) Sulem J., M. Panet, and A. Guenet, 1987, 「Closure analysis in deep tunnels」, Int. J. of Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol 24, pp. 145-154
- 26) Vassilev, V. H. and T.N. Hrisstov, 1988, 「Influence of the heading face and a two dimensional calculation model of tunnel lining」: 6th Int. Conf. on Numer. Methods in Geomech.m Innsbruck, Vol. 3, pp.1551-1555



## 감사의 글

본 논문이 완성되기까지 진심어린 관심과 성의를 다하여 지도해주시고 학문적으로나 인생에 대한 참된 가르침과 조언을 아끼지 않으신 장원일 지도교수님께 진심으로 깊은 감사의 말씀을 드립니다.

바쁘신 연구 중에도 세심어린 부분까지 관심과 충고를 아끼지 않으시고 가르침을 주신 신성렬 교수님, 임종세 교수님, 윤지호 교수님, 김성운 교수님, 김선옥 교수님께 진심으로 감사를 드립니다. 그리고 실험실을 잘 이끌 수 있도록 항상 싫은 소리 한번 없이 많이 도와주었던 실험실 후배 김동호, 이형석, 강윤경, 정진에게도 고마운 마음을 전합니다. 또한 석유공학 실험실, 물리탐사 실험실, 친환경 에너지공학 실험실 선·후배들과 여러모로 많은 관심과 도움을 주신 황정주 조교님께 고마움을 전합니다.

지금은 하늘나라에 계시지만 어렸을 때부터 지금까지 저의 모든 것을 챙겨주시고 사랑으로 보살펴 주셨던 할아버지, 할머니께 눈물로 감사의 말씀을 드립니다. 또한 지금까지 엄하시지만 따뜻하고 마음으로 저의 뒷바라지를 해 주셨던 아버지, 어머니께도 감사를 드립니다. 그리고 언제나 옆에서 지켜보며 따뜻하고 깊은 관심을 가져준 김지은 양에게 진심으로 사랑하는 마음을 전합니다.

마지막 학위를 받을 때까지 배려해주신 대한광업진흥공사 국내기획실 유인걸 실장님을 비롯하여 국내총괄팀 최 건 팀장님, 김석규 차장님, 박종희 차장님, 김경진 차장님, 이희숙 대리님, 전상세 대리님, 김금영씨께 감사드리며, 이 자리가 있기까지 한없는 격려와 사랑을 주신 한국해양대학교 에너지자원공학전공 교수님들께 다시 한번 감사의 말씀을 드립니다.

2007년 12월

서 동 일 올림

