

터널과 지하공간, 한국암반역학회  
Vol. 1, 1991, pp. 75~90

## 現場 計測値의 역해석에 의한 지하공동 周圍 岩盤의 應力解析 및 변형거동에 관한 研究:( I )실측 내공변위의 특성 분석

이정인<sup>1)</sup>, 김치환<sup>2)</sup>

### 1. 序 論

産業發達과 經濟成長이 加速化됨에 따라 國土의 效率的 활용, 환경보전, 에너지節約과 안보적 이유 등으로 地下空間을 굴착활용하려는 필요성이 世界的으로 증가하고 있다.

地下 岩盤內의 坑道 및 공동의 굴착은 종래 地下資源 開發을 위하여 주로 시작하여 점차 기차 및 道路터널과 地下鐵의 交通施設, 민방위 및 군사시설에 이용되게 되었고 근래에는 지하양수 발전소, 원유, 液化가스 등의 에너지資源의 지하저장, 방사능 核廢棄物의 地下保管 등에 활용되고 있다[1, 2]. 國內에서도 이미 2기의 지하 양수발전소와 世界的 規模의 원유 및 액화가스를 저장할 수 있는 지하공동을 建設하였고 經濟發展에 따른 에너지 資源의 需要增加와 備蓄用 지하공동이 더 建設될 예정에 있으며 지하 양수발전소의 追加建設 및 原子力發電으로 발생하는 핵 폐기물의 지하 보관을 위한 공동의 建設도 계획되고 있다.

이와 같이 地下 岩盤內에 大規模의 공동을 포함한 암반 構造物을 經濟的으로 굴착하여 이를 오랜 기간동안 安全하게 維持하기 위하여는

設計 및 施工課程에서 力學的 安定성을 해석하는 것이 가장 중요하다. 최근 安定性 評價를 위한 경험적, 해석적 여러방법[3]중 電子計算機의 발달에 따라 유한요소법에 의한 수치해석적 방법이 많이 이용되고 있다[4-9]. 유한요소법에 의해 力學的 安定성을 해석하기 위하여 그 人力資料로써 岩盤의 역학적 특성과 岩盤內에 작용하고 있는 初期應力 등을 알아야 한다. 한편 지하공동을 굴착 시공하면서 設計時 고려되었던 敷地의 특성과 굴착 과정에서 확인된 암반의 특성 차이에서 오는 해석 결과치의 차이점과 시공에서의 安定성을 확인하기 위하여 공동주위 암반에서의 변형과 응력을 實測한다. 즉 지하공동내에서 내공변위와 천단침하 및 지중변위를 측정하는 외에 보강제인 록볼트의 축력과 슛크리트 내부에 분포되는 응력도 측정하며 특히 침단침하 및 지중변위는 지하공동의 굴착면이 도달하기 전부터 측정하기도 한다. 그러나 設計段階에서 계산된 應力과 變位를 지하공동 굴착중 실측한 應力 및 變位와 비교할 때 여러가지의 岩石力學的 試驗 및 測定으로 암반의 특성을 調査하고 岩盤工學的 분류에 따

\* 1991年 5月 接受.

1) 正會員, 서울대학교 자원공학과 교수

2) 正會員, 삼립건설컨트 지하시설사업본부

른 측정결과와 補正 등을 통하여 入力資料를 가급적 정확히 나타내려는 노력에도 불구하고 實測値와 計算値는 큰 차이를 보인다. 따라서 최근에는 현장에서 시공중 실측한 計測變位와 應力解析에 의해 구한 計算變位가 최소의 誤差로 일치하도록 측정된 암반의 物性を 보정한 후 應力解析에 이용함으로써 力學的 安定性を 보다 정확히 검토함과 동시에 조기의 設計를 보다 합리적으로 보완하여 시공의 經濟性を 높 이려는 연구가 世界的으로 활발하게 진행되고 있다. 다시말하면 변위나 應力 등을 地下構造物의 施工 現場에서 측정한 경우, 일반적인 응력해석 방법과는 반대의 수순으로 변위나 응력을 입력치로 하여 岩盤의 彈性係數, 암반내 초기응력 등을 구하는 방법을 역해석(back analysis)이라하며 이에 관한 연구가 주목을 받고 있다.

本 研究에서는 지하공동의 굴착중 현장에서 실측한 변위로부터 岩盤의 彈性係數와 암반내 초기응력을 구하기 전에 각 현장 계측치의 특성을 분석하였다. 즉 국내에 建設된 지하공동 중 Y비축기지 지하공동, L비축기지 지하공동 및 S시설 지하공동에서 측정한 현장 실측 내공변위를 이용하여 初期變位速度와 최종변위의 관계, 岩盤의 特性和 변위의 관계 및 계측횟수와 최종변위의 관계를 검토하는 한편 굴착 진행면의 위치에 따른 變位特性을 3차원 유한요소법에 의해 구함으로써 굴착으로 인한 總變位를 추정하였다. 이는 現場施工에서 計測을 시작한 후 가능한 한 빠른 시간에 최종변위를 예측함으로써 補強方法 및 補強時期를 합리적으로 결정하기 위한 것이다. 이번 연구의 결과 지하공동 굴착시 現場에서 실측한 變位를 이용하여 굴착으로 인한 岩盤의 거동을 신속하고 정확하게 이해할 수 있을 뿐만 아니라 보강방법과 보강시기를 적절히 변화시키는 것이 가능

하므로 NATM工法을 적용하는 터널工事에서 경제적인 시공에 도움이 될 것으로 기대된다.

한편 特性을 파악한 計測値를 입력하여 岩盤의 彈性係數와 岩盤內 初期應力을 구하는 역해석 과정은 다음 기회로 미룬다.

## 2. 計測方法 및 計測結果 分析

### 2.1 計測種類 및 計測方法

현재까지 많이 사용되고 있는 變位計測 方法은 내공변위계측(convergencemeter), 지중변위계측(extensometer)과 천단침하계측(crown settlement)이 있다. 내공변위계측은 지하공동의 단면변형을 計測하는 것으로 다른 計測方法에 비하여 비교적 測定法이 간단하며, 지중변위계측은 岩盤內의 변위를 계측하고, 천단침하계측은 지하공동의 천단에서 발생하는 연직변위를 측정하는 것이다. 이 방법들 외에 막장이 도달하기 전부터의 累積變位를 계측할 수 있는 지중변위계, 슬라이딩 마이크로미터[10, 11, 12, 13, 14]와 경사계(inclinometer)도 이용되고 있다[15]. 한편 岩盤內의 3차원적 變位를 측정할 수 있는 계측기(3D rock displacement probe)[16]도 개발되었다. 지하공동 굴착시 計測은 그 效用性이 높아 복잡한 지질구조에서, 혹은 지하공동이 교차되어 복잡한 변위가 발생하는 곳에서도 지하공동의 力學的 安定성을 확인할 수 있다[17, 18].

여러가지 計測方法중 내공변위계측은 지하공동 굴착시 비교적 빠르고 경제적으로 計測器를 設置할 수 있으며 여러형태의 계측선[19~23]을 임의로 편리하게 정할 수 있다.

내공변위측정은 지하공동 시공상의 안전성, 지보의 효과, 지보의 施工時期와 方法 등을 검토하기 위한 가장 기본적인 計測으로써, 굴착 후 가능한 한 조기에 最終變位量을 豫測하고

안정성을 검토, 보강의 추가여부를 판단하며, 하반 굴착 등에 의한 일차복공의 안전성을 평가하는 판단자료로 이용한다[24, 25]. 本 研究에 이용한 실측내공변위는 내공변위측정기(25m용)로 측정하였고 精密度는 0.1mm로 測定 裝備 및 원리가 Fig. 1에 나타나 있다.

測定方法은 측정위치에 볼트로 된 측정핀을 매설하여 고정시킨 후 양 측정핀 사이의 변위를 내공변위 측정기로 측정하므로 측정시마다 볼트와의 접촉상태가 동일하게 하고 일정한 장력을 유지해야 한다. 즉 두 측정핀 사이의 상대적인 변위를 측정할 수 있다. 내공변위 측정에는 수평상에 있는 측정핀 사이의 내공변위 측정과 사선방향의 내공변위 측정으로 구분할 수 있다.

내공변위 측정에 의하여 변위량과 변위속도를 알 수 있으며 이를 토대로 시공된 補強方法의 合理性과 지하공동의 역학적 안전성을 확인할 수 있고 불안정한 경우에는 라이닝의 설치 시기를 결정할 수 있다.

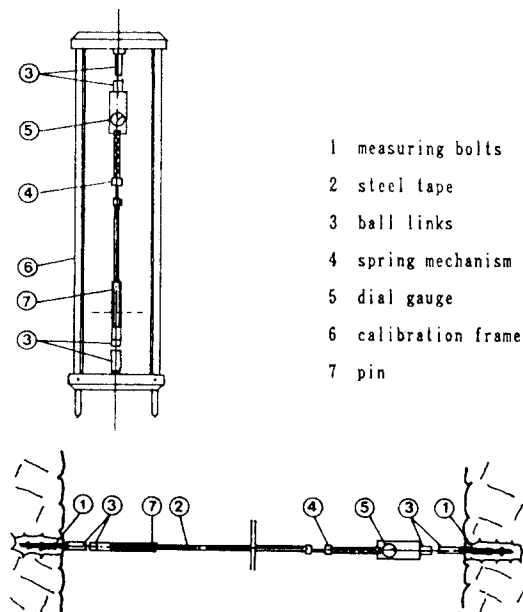


Fig. 1 Convergencemeter measuring device

## 2.2 최종내공변위의 예측

굴착이 진행됨에 따른 變位曲線의 형상은 여러모양을 나타낼 수 있다[26, 27]. 계측기 설치 후에 경과되는 시간의 函數나 혹은 굴착의 진행에 따른 계측점과 막장사이의 距離函數로 표현하여 計測變位를 해석하려는 여러 함수들이 제안되었다. 내공변위를 해석적인 식으로 표현하기 위하여 變位와 時間의 관계를 指數函數, 分數函數 등으로 표시한 예[28, 29], 막장과 계측점과의 거리에 따른 지수함수[30, 31], 시간과 변위의 관계를 로그함수[24]로, 막장과 거리와 변위를 로그함수[32]로 표시한 예 등이 있다. 또한 최종 내공변위와 變位速度의 관계를 이용한 연구[33-37]와 岩盤의 점탄성 특성을 고려하여 시간의 함수로 내공변위를 표현[38, 39]하는 한편 指數函數와 分數函數를 동시에 이용하여 내공변위를 표현한 연구[40-43]가 있다. 그 외에 岩盤의 풍화도, 피복암의 두께, 절리빈도 등 여러 특성을 고려하여 統計的인 方法에 의하여 最終變位를 예측하는 연구[44]도 있다.

本 研究에서는 내공변위를 여러형태의 함수로 표현하여 計測值를 가장 근사적으로 모사하는 함수를 찾고 수렴되는 最終變位와 측정횟수의 관계를 파악하여 계측 초기의 최종 변위를 예측하고자 하였다. 즉 計測值를 하나씩 증가시켜 가면서 計測值의 갯수와 예측되는 最終變位の 관계를 검토하였으며 函數의 미지계수를 결정하기 위하여 비선형 최소자승법인 Levenberg-Marquardt[45] 알고리즘을 이용하였다. 여기서 이용한 함수는 Table 1과 같다. 또한 이번 연구에서는 現場計測值로 Y비측기지 지하공동중 ST 473과 ST 558 및 ST 635 등 세 지점, L비측기지 지하공동중 PAT 315의 한 지점, S시설 지하공동중 SB, SC와 SD 등 세개 지점 총 일곱개 지점에서의 實測值를 이용하였다.

Table 1 Various functions for fitting convergence displacement and forecasting final displacement

No	Function	No. of Unknown Coefficient
1	$U_t = a(1 - e^{-bt})$	2
2	$U_t = a(1 - e^{-bt})$	2
3	$U_t = t/(a + bt)$	2
4	$U_t = L/(a + bL)$	2
5	$b = 1/U(1 - tU/U)$	—
6	$b = 1/U(1 - LU/U)$	—
7	$U_t = a(1 - e^{-bt}) + c(1 - e^{-bt})$	4

Remarks

U: Displacement

U': Derivative of U

U<sub>f</sub>: Final displacement in convergence

t: Elapsed time from excavation to measuring time

L: Distance between face and measuring pin

### 2.3 現場 實測變位の 特性 分析

Y備蓄基地 지하공동의 ST 473(Y 473) 計測地點은 지표로부터 深度 약 170m로 수위암반이 압회색의 안산암이며, EW/80S, N70E/60SE, N20W/80SW, N40E/80SE, NS/70E 등 4-5조의 절리가 발달되어 있고 절리면은 편평하고 절리면 사이에 방해석과 점토가 충전되어 있으며 주 절리 간격은 0.05m-0.3m로 지하수가 함유된 단층대이다. Q값을 조사한 결과 0.1-2.0으로 poor-very poor에 속하며 Q값을 RMR값으로 환산하여 구한 탄성계수는  $E=2.14 \times 10^5 t/m^2 \sim 1.00 \times 10^6 t/m^2$ 의 값을 가진다. 이미 굴착된 進入터널과 地質 특성이 다른 단층대이므로 내공면외계를 설치하고 천단침하와 함께 계측을 실시 터널의 변형을 측정하였다. Fig 2는 Y비축기지 지하공동에서 계측기를 설치할 때 標準配置圖이다.

發破 후 이를 후부터 Fig. 2의 A, D, E, F측

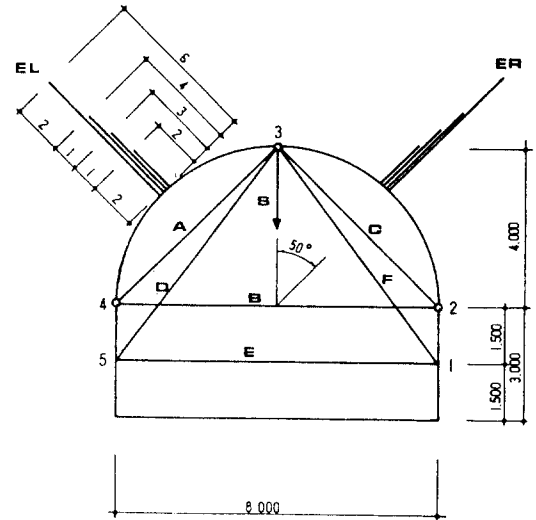


Fig. 2 Standard monitoring configuration in Y storage caverns

선에서 計測을 시작하였으며 발파 후 7일 후부터 천단침하 S와 B, C측선에서 내공면외 計測을 시작하였다. 계측기를 設置하였을 때 막장과의 距離는 약 3.3m였다[46].

Y 473 斷面의 내공면외 중 最大値는 약 13.75mm로 지하공동의 양 측벽 사이에서 발생하였다. 計測誤差를 0.05mm로 가정할 때 1일 동안 발생한 變位가 0.1mm 이하일 경우 수렴한 것으로 간주한다면 Y 473에서의 變位가 수렴되는 막장과 計測地點 사이의 거리는 약 26m로 터널의 폭과 높이의 약 3배에 해당하는 거리이다. Table 1에서 검토한 여러함수중 최종변위를 20%내의 오차로 예측할 수 있는 최소 측정 횟수는 5회로 Table 1의 3과 4 函數로 가능하였으나 計測値를 가장 잘 접근시킬 수 있는 함수는 1과 2의 함수로 나타나고 있다. 측정 開始日에서의 變位速度로 最終變位를 표시할 때 최종변위는 6개 계측선에서의 初期 變位速度를 평균한 값이 약 4.1배이다. Fig. 3은 Y 473 斷面에서 計測値가 한 개씩 증가될 때마다 Table 1의

각 함수에 의해 豫測되는 최종변위와 計測値를 나타낸 것이다. 이는 지하공동 굴착중 계측을 시행하는 경우 굴착이 진행됨과 계측횟수의 증가에 따라 예측되는 最終變位量을 나타낸 것이다.

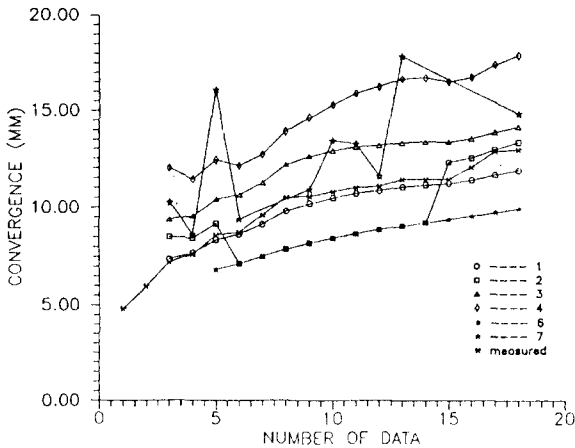


Fig. 3 Fitting of convergence measurement and comparison of final displacement forecasted from several functions of Table 1, measuring line F at ST 473 in Y storage caverns

다음 計測區間인 ST 558과 ST 635가 속한 區間은 ST 500까지의 단층대에서 벗어나고 절리간격은 0.1m-0.6m로 절리사이에는 방해석이나 粘土가 充填되어 있고 절리방향은 N35-50E/70-75SE, N25-35W/65-85W, N60-70W/65-75SW가 주류를 이루고 있다. 岩質分類에 의하면 ST 558은 Q값이 4-8이고 ST 635는 Q값이 10-100이다. Q값으로 볼 때 fair-good의 등급이고 Q값으로부터 환산한 彈性係數는  $E=1.45 \times 10^6 \text{t/m}^2 \sim 7.10 \times 10^6 \text{t/m}^2$ 로 나타난다.

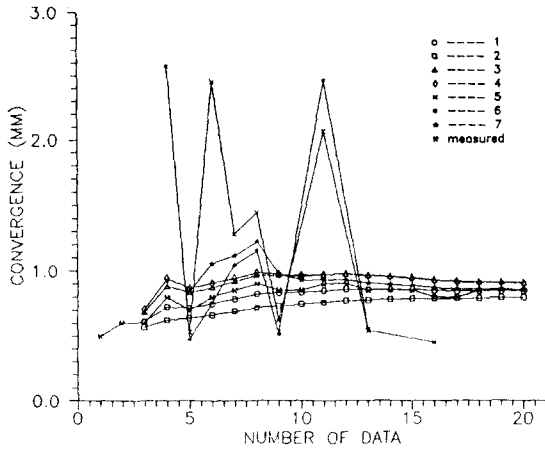
지표로부터부터 深度 약 157m의 ST 558 단면(Y 558)에서는 계측된 1과 2가 발파에 의하여 파손되어 내공변위 계측은 측점 3-4, 3-5를 연결하는 계측선 A와 D외 기타 측선에서

의 계측이 불가능하였다. ST 635 단면(Y 635)은 지표로부터 深度 약 175m로 내공변위 6개 측선과 터널 斷面の 좌우 대칭축을 중심으로 좌우 50° 각도에 깊이 2m, 3m, 4m 및 6m의 단점지중변위계로 지중변위를 계측하였으나 천 단침하는 계측하지 아니하였다.

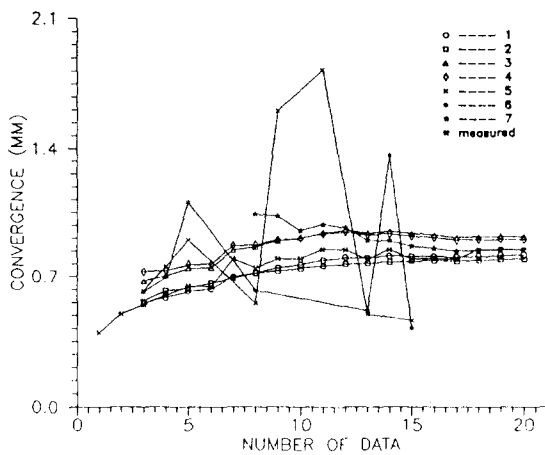
발파 후 6일이 경과하여 막장과외의 거리가 약 22.5m일 때 내공변위 초기치를 측정 한 Y 558 지점에서 최종 내공변위는 약 0.85mm이고 변위속도가 0.1mm/日 이하가 되는 막장과 계측점 사이의 거리는 약 50m로 지하공동 폭과 높이의 약 6배 거리이며 Table 1의 여러 함수를 이용하여 계측횟수의 증가에 따라 예측되는 최종 변위는 Fig. 4와 같다. Fig. 4를 檢討하면 最終變位の 예측은 Table 1의 3번과 4번 函數에서 계측횟수 3회일 때 20%내의 誤差로 가능하였다. 計測値는 1과 2函數에서 잘 접근되고 있다.

발파 후 이틀 뒤 막장과외의 거리가 약 3.5m 일 때 내공변위계를 설치한 Y 635 斷面の 6개 측선의 내공변위중 最大變位는 약 0.9mm가 발생하였다. Table 1중 최종변위를 가장 빨리 예측할 수 있는 함수는 1의 함수로 3회 계측으로 수렴될 最終變位를 20%내의 誤差로 豫測할 수 있었다. 變位速度가 0.10mm/日 이하일 때 變位가 수렴되었다고 가정할 경우 막장과 계측점 사이의 거리가 약 37m일 때로 터널 폭의 약 4.5배에서 수렴되고 있다. 또한 最終變位와 6개 측선의 평균 初期變位速度의 비는 약 7.8로 나타났다. 計測値는 1과 2의 函數에서 양호하게 접근되고 있다. Fig. 5는 Y 635에서 Table 1의 函數를 이용한 最終 豫測値와 計測値를 보여준다.

다음으로 L備蓄基地 지하공동중 ST 315 (PAT 315)에서 計測値를 檢討하였다. L備蓄基地 지하공동중 ST 315 計測地點은 흑운모 편



(a) measuring line A at ST 558 in Y storage caverns

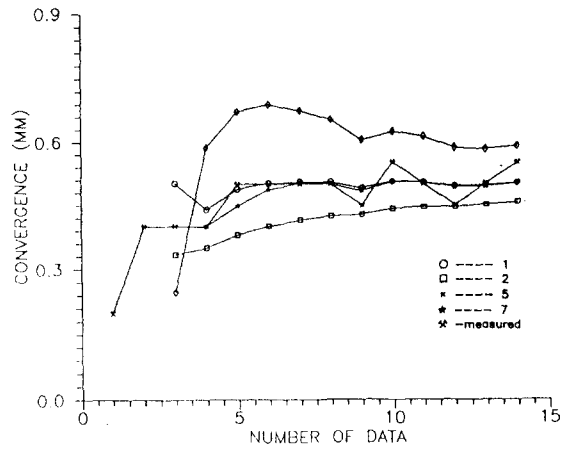


(b) measuring line D at ST 558

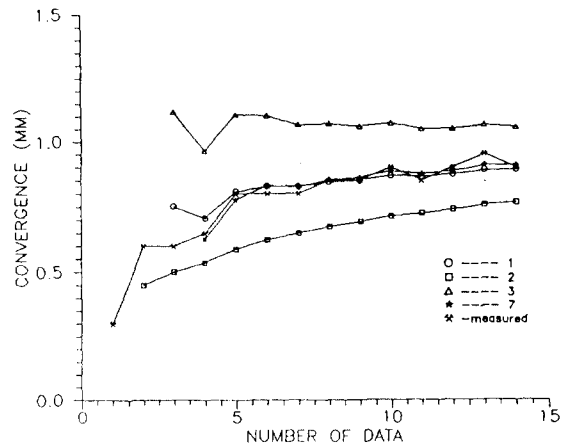
Fig. 4 Fitting of convergence measurement and comparison of final displacement forecasted from several functions of Table 1.

마암으로 構成되어 있으며 地表로부터 深度는 약 200m이다. 절리는 N4W/10SW, N30E/75NW의 두방향으로 發達되어 있으며 절리면이 不規則하고 절리면 사이에 방해석이 약간 덮여 있다. 절리간격은 0.3m-0.8m로 L 備蓄基地 施工中 ST 315에 굴착하기까지 가장 좁은 절리간격이다. 岩質分類에 의하면 Q값은 8

-11로 fair-good의 범주에 속한다. Q값에 의한 彈性係數는  $E=2.50 \times 10^6 \text{t/m}^2 - 3.10 \times 10^6 \text{t/m}^2$ 로서 L 備蓄基地 지하공동중 이미 굴착된 다른 곳의 地質 特性에 비하여 岩盤의 強度가 낮고 굴착 후에는 變形이 클 것으로 예상되어 Fig. 6과 같이 측정점 5-3, 3-2 및 2-5 사이의 計測線 A, B, C에서의 내공변위 외에 지중변위계를 EA, EB, EC, ED, EE의 5조를 설치하여



(a) measuring line C at ST 635 in Y storage caverns



(b) measuring line D at ST 635

Fig. 5 Fitting of convergence measurement and comparison of final displacement forecasted from several functions of Table 1

굴착면 및 岩盤內에서의 變位를 計測하였다. 지중변위계의 深度는 2m, 3m, 4m 및 6m의 단 점지중변위계를 이용하였다. 발파 후 4일 뒤부터 계측이 시작되었고 이 때 막장과 계측점과의 거리는 약 14.6m였다[47].

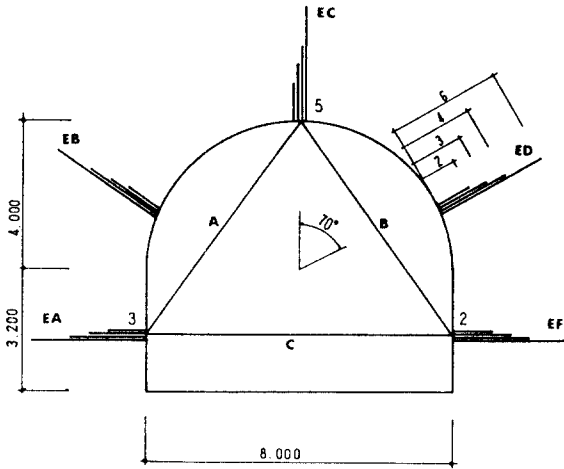
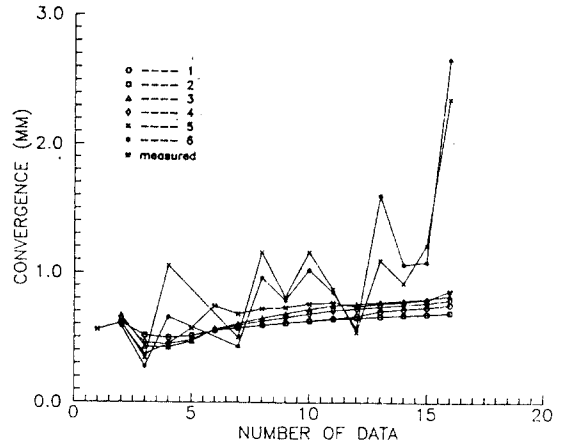


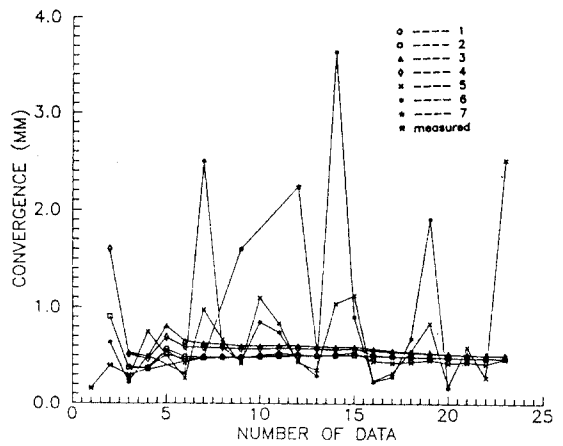
Fig. 6 Standard monitoring stations in L storage caverns

Y 備蓄基地에서와 같은 방법으로 L 備蓄基地 지하공동에서 計測된 내공변위의 최종 수렴치를 예측하고 변위가 0.1mm/日 以下가 될 때에 計測點과 막장의 距離를 구하였다. 最終變位는 2번째 계측에서 20%내의 誤差로 예측할 수 있었으며 내공변위가 수렴되는 계측점과 막장과의 거리는 약 40m로 進入터널 直徑의 약 5 배로 나타나고 있다. Table 1의 1과 2 函數에서 最終變位の 豫測과 接近性에서 양호한 결과를 얻었다. Fig. 7은 L 비축기지에서 최종 예측치와 計測值를 보여준다. 最終變位와 初期變位速度의 비는 평균 약 3.0이었다.

S시설 지하공동의 計測地點中 SB와 SC地點의 주위 암반은 입자가 굵은 화강암이며 절리 면은 風化를 받아 황갈색을 띠고 있다. SB와 SC地點에는 N40W 방향 경사각 55°-70°, 폭 4m-5m의 단층대가 발달되어 있고 단층작용



(a) measuring line B at PAT 315 in L storage caverns



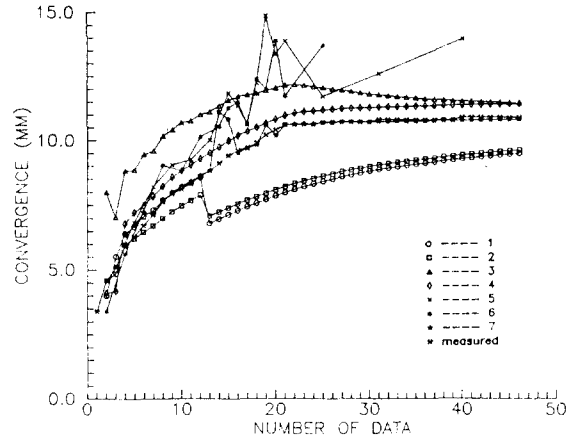
(b) measuring line C at PAT 315

Fig. 7 Fitting of convergence measurement and comparison of final displacement forecasted from several functions of Table 1

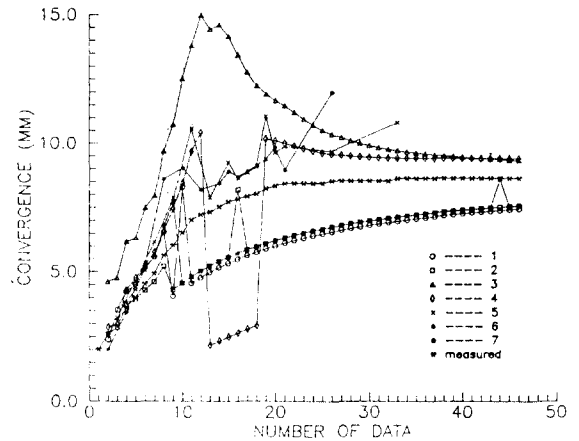
의 영향을 받아 절리의 발달이 심한 파쇄대가 형성되어 있다. 이 단층대는 0.3m-1.5m의 두께로 粘土 및 단층 각력암이 充填되어 있고 절리 간격은 0.2m-0.4m로 발달되어 있다. 절리 방향은 N40W/70NE, N40E/30MW, N65W/40SW, N10W/75SW, N45E/75NE, N40W/60NE가 우세하고 岩質分類에 의한 Q값은 0.1-1의 very poor로 分類되었다. Q값에 의한 암

반의 彈性係數는  $E=2.14 \times 10^5 t/m^2 - 7.08 \times 10^5 t/m^2$ 로 구해졌다. SD 地點의 주위 암반의 절리 면은 풍화의 영향으로 황갈색을 띠고 있으며 N10W/70SW, N40W/60-80NE, N45E/80SE, N40E/30NW의 절리가 0.4m-0.6m의 間隔으로 발달되어 있고 절리면은 매끈한 편이다. 岩質分類에 의한 Q값은 1-5로 등급 poor에 속하고 Q값에 의한 암반의 彈性係數는  $E=7.08 \times 10^5 t/m^2 - 1.70 \times 10^6 t/m^2$ 를 나타내고 있다. 각 지점에서는 갤러리(gallery)와 벤치(bench)까지 굴착하였으며 갤러리 굴착시에는 SB, SC, SD 각 지점에서 갤러리 左右 측점 3-2, 갤러리 천단과 우측벽 사이의 측점 2-5, 갤러리 천단과 左側壁 사이의 측점 5-3을 연결하는 계측선 A, B, C의 내공변위와 천단침하 S를 계측하였으며 벤치 굴착시 SC와 SD지점에서는 측점 3-2, 갤러리 우측벽과 갤러리 좌측벽 사이의 측점 2-4, 벤치의 좌우측벽 4-1과 갤러리 우측벽과 벤치 좌측벽 사이의 측점 1-3 사이의 계측선 A, B', C', D'의 내공변위를 계측한 반면 SB 地點에서는 내공변위 외에 지중변위도 계측하였다. SB 地點에서의 지중변위계 위치는 지하공동의 좌우 對稱軸에서 좌우로 50° 각도에 각각 길이 1.25m, 2.5m, 3.75m와 5m인 서로 다른 길이의 단점지중변위계를 각각 설치하였다. 계측기를 設置한 SB, SC와 SD 地點은 다른 곳에 비하여 力學的 地質特性이 施工에 불리한 곳으로 판단하였다.

S施設 SB 지하공동에서 내공변위 測定結果에 의하면 變位가 수렴되는 막장으로부터 計測點까지의 거리는 지하공동 높이의 약 4.5배이며, 최대 내공변위는 약 10.9mm로 나타나고 Table 1 함수중 4의 함수에서 最小計測回數 4-6번에 의하여 20%내의 誤差로 최종변위를 예측할 수 있었다. Fig 8은 SB지점에서 Table 1의 각 함수에 따른 최종변위 예측과 계측치를



(a) measuring line A at SB station in S facility caverns



(b) measuring line B at SB station

Fig. 8 Fitting of convergence measurement and comparison of final displacement forecasted from several functions of Table 1

보여준다. SB지점에서는 최종변위는 初期變位速度의 약 3.6배였다. SC지점과 SD지점에서 최종변위에 대한 初期變位速度의 비는 각각 약 9.0, 약 6.5로 나타났다.

Y 備蓄基地, L 備蓄基地 및 S 시설 지하공동에 Table 1의 함수를 이용하여 최종변위 예측과 계측치를 모사하는 접근성을 검토한 결과 3과 4의 함수에서는 최종수렴변위를 과대 평



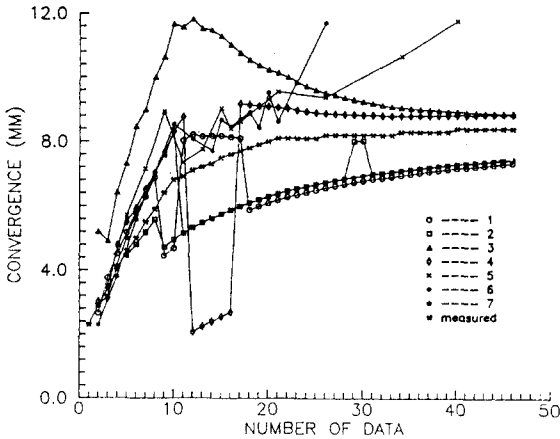


Fig. 8 Continued  
(c) measuring line C at SB station

가하는 경향이 있으며 1과 2의 함수에서는 반대로 계측치를 過少評價하고 있다. 또한 3과 4의 函數는 급작히 변하는 특성이 있으며 5와 6의 함수에서는 최종변위의 예측에 있어 변화가 심하였고 7의 함수는 1과 2의 함수와 비슷한 경향을 보이고 있다. 따라서 어느 特定函數 하나에 의하여 最終値를 예측하거나 計測値를 접근시키는 대신 가능한 모든 함수를 이용하는 것이 유리하다고 판단된다. 또한 지하공동 굴착시 변위가 수렴되는 막장과 計測點과의 거리는 터널폭이나 높이의 약 3배-6배로 보통 3배-10배라는 다른 研究結果[48, 49]와 부합하고 있다.

初期 變位速度와 최종치의 관계에 있어서 計測器 설치시 막장과 계측기 설치점의 거리가 각각 22.5m, 약 14.6m인 Y 558과 PAT 315를 제외하면 최종변위는 초기변위속도의 5.0-7.8배라는 研究[34]에 비하여 약간 폭이 큰 3.6-9.0의 결과를 얻었다.

또한 變位速度 V와 最終變位  $U_f$ 의 관계를 變位速度의  $n$  역, 즉  $U_f = aV^n$ 로 나타내면 Fig. 9와 같다. Fig. 9에서 變位速度가 커짐에 따라 最終變位도 커지는 경향을 볼 수 있으며 암반

분류에 의한 Q값이 작을수록 최종 변위는 컸으며 Q값이 커질수록 最終變位는 작아지고 있다. Y 비축기지 지하공동에서는  $a=2.99, b=0.73$ , L 備蓄基地 지하공동의 경우  $a=1.67, b=0.45$ , S시설 지하공동의 경우  $a=4.64, b=0.75$ 로 나타나 Y와 S시설에서는 비슷한 경향을 보이고 있으며 전체적으로  $a=3.34, b=0.73$ 의 값을 보인다.

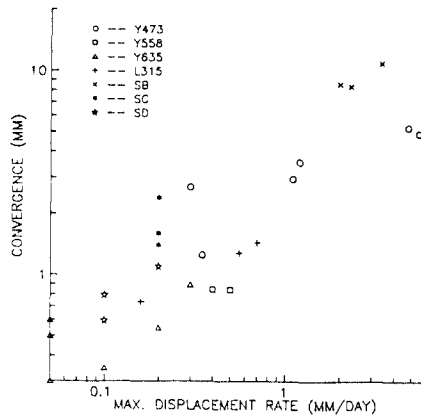


Fig. 9 Relation between displacement rate and final displacement

### 3. 3次元 應力解析에 의한 굴착면의 接近 및 進行에 따른 變位計算

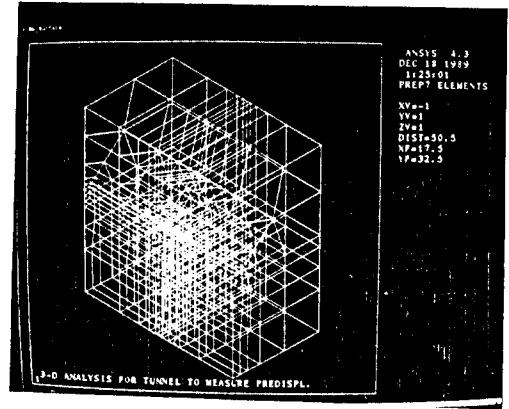
累積變位를 計測하는 지중변위, 슬라이딩 마이크로미터, 경사계와는 달리 지하공동을 굴착한 후 공동내에서 계측기를 설치하는 경우에는 계측기 設置에 時間이 지체되고 계측기 設置點과 막장 사이에 거리가 떨어지게 된다. 또한 지하공동을 굴착하는 경우 岩盤內 임의의 지점은 굴착 進行面인 막장이 도달하기 전부터 변형을 일으키기 시작한다. 彈性理論에 의하면 원형 지하공동의 경우 막장의 전방으로부터 지하공동의 직경 약 1-3배 거리에서 변위를 발생하기 시작하여 막장의 후방으로 지하공동의

직경 약 3배 거리에서 平面變形率 條件에 도달하게 된다[25, 50-52]. 그러나 지하공동의 전체 변형중 대부분은 막장 가까운 곳, 즉 임의의 계측점을 막장이 통과할 때 급작히 발생하여 전체 변형의 50% 이상을 차지할 수도 있다[50, 53, 54-56]. 따라서 지하공동내에서 계측기를 設置하기 이전에 발생하는 변위를 고려하여 計測變位를 총변위로 보정한 후 역해석에 이용하면 지하공동 주위에 발달한 弛緩領域을 정확히 알 수 있다. 막장에 도달하기 전부터 실측한 결과에 의하면 계측기를 설치하기 이전에 발생하는 변위는 지하공동의 형상, 초기연직응력과 초기수평응력의 비 등에 따라 변화가 심한 것으로 보고되어 있다[57].

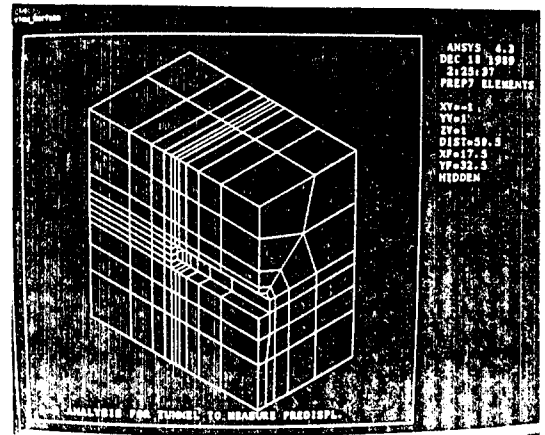
여기서는 지하공동을 굴착할 때 굴착면의 接近 및 進行에 따른 變位特性을 알기 위하여 3次元 有限要素解析을 실시하였다. 즉 Y 473과 같은 斷面의 지하공동을 Fig. 10과 같이 3차원 유한요소망을 구성하였다. 解析領域은 x방향 35m, y방향으로 上下 30m, Z방향 60m로 총 요소수와 총 절점수는 각각 340개, 517개이다. 요소망중 하부면과 左側經界面 및 뒷면을 구속하였고 상부면과 우측면 및 앞면에서 荷重을 가함으로써 初期應力을 발생시켰다.

초기연직응력과 초기수평응력의 비  $K$ 는 0.5에서 1.0, 1.5로 變化시키면서 變位를 계산하되 지하공동의 축방향 초기수평응력은 變位の 크기에 큰 영향을 미치지 못하므로 圓柱方向 水平應力과 같이 하였다[54].

計算 結果  $K$  값이 0.5에서 1.0, 1.5로 增加함에 따라 막장의 천단에서의 沈下量을 총 침하량에 대한 비율로 표시하면 각각 57%에서 51%, 44%로 감소하였다. 하반에서의 상향변위도 천단침하량과 거의 같은 比率을 보였다. 그러나 막장과 터널의 아치와 측벽이 교차하는 곳에서 지하공동 내부로 향하는 수평변위는  $K$



3-D finite element mesh



3-D finite element mesh after, excavation

Fig. 10

값에 관계없이 총 수평변위의 약 52%를 차지하다가 굴착이 진행되어 막장과 거리가 터널 폭 만큼 떨어지면  $K$ 가 0.5일때 약 80%,  $K$ 가 1.5일때 약 78%로 변하였다. 또한 막장의 전후방향으로 터널 폭의 약 0.5m배 이내에서 총변위의 50%-80%가 발생하였으며 터널 폭의 약 1배 거리에서 총변위의 75%-88%가 발생하였다.

막장으로부터 計測點까지의 距離 變化에 따른 計測點에서의 변위와 총 變位量의 比, 즉 變位特性 比(characteristic displacement ratio)

를 이용하여 계측치로부터 총변위량을 추정하였다[58]. 여기서 變位特性比(characteristic displacement ratio)를 식 (1)과 같이 정의하였다.

$$(CDR)_x = \frac{U_x}{U_{tot}} \quad (1)$$

CDR:變位特性比

x:計測點과 막장 사이의 距離

$U_x$ : 계측 시작전 x地點에서 이미 발생한 變位

$U_{tot}$ : 굴착후 x地點에서 발생한 총 變位

變位特性比 CDR을 이용하여 식 (2)와 같이 총변위량을 추정할 수 있다.

$$U_{tot} = \frac{U_m}{1 - (CDR)_x} \quad (2)$$

$U_m$ : x支點에서 計測한 變位

여기서  $(1 - CDR)$ 은 計測點과 막장의 거리 변화에 따른 막장의 支保效果[59-62]와 같으며 3차원 응력해석을 2차원 平面變形率로 單純化시킬 때 굴착면과의 거리에 따라 굴착면에서 개방되는 應力 比率를 결정하거나 굴착으로 제거될 부분의 강성이 감소되는 비율을 결정할

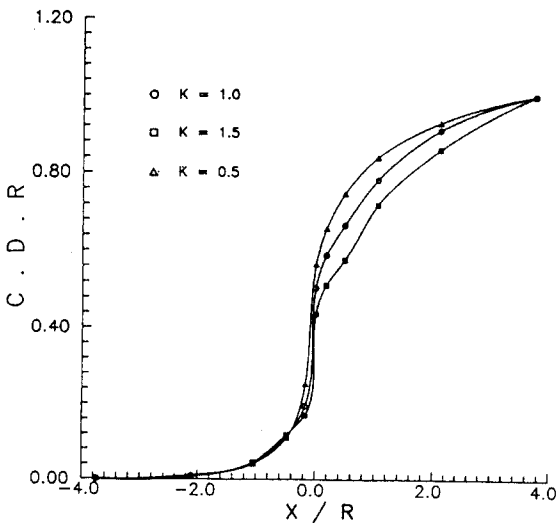


Fig. 11 Characteristic displacement ratio in Y and L storage caverns

수 있다. Y와 L 비축기지 지하공동 계측 단면에서 初期 수평응력과 초기 수직응력의 比率이 0.5, 1.0, 1.5로 변할 때 Fig. 11은 천단침하의 變位特性比를 나타낸 것이고 Fig. 12는 막장의 위치변화에 따른 막장의 支保效果를 나타낸 것이다. 여기서 R은 터널의 폭을 나타낸 것이다.

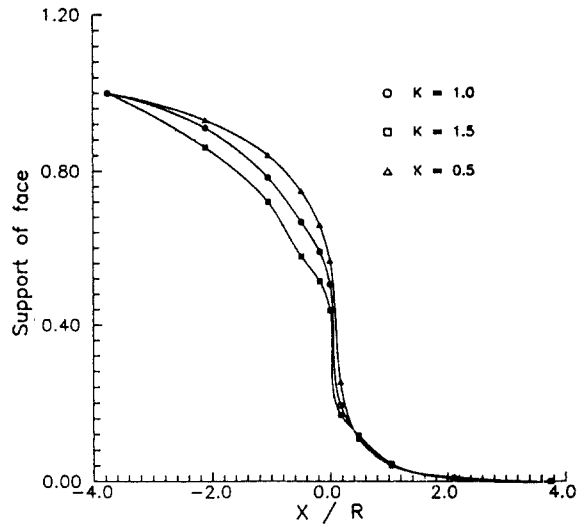


Fig. 12 Fictitious support effect of face depending on the distance between face and a measurement station in Y and L storage caverns

#### 4. 結 論

이 研究에서는 國內에서 건설된 Y備蓄基地와 L備蓄基地 및 S施設의 지하공동 굴착과정에서 실측한 내공변위로부터 초기변위속도와 최종수렴변위의 관계, 岩盤의 특성과 變位の 관계 및 계측횟수와 예측되는 最終變位の 관계를 檢討하는 한편 굴착 진행면의 위치에 따른 變位特性을 3차원 有限要素法에 의해 구함으로써 굴착으로 인한 총변위도 추정하였다. 따라서 現場施工에서 계측을 시작한 후 가능한 한

빠른 시간에 최종변위를 예측함으로써 補強方法 및 補強時期를 합리적으로 결정할 수 있을 것이다. 이상의 研究結果는 다음과 같다.

1) 국내에서 이미 완공된 Y 液化가스 備蓄基地 지하공동과 L 液化가스 備蓄基地 지하공동 및 S 시설 지하공동의 굴착중 計測한 최종내공변위  $U_f(\text{mm})$ 는 計測開始의 變位速度  $V(\text{mm}/\text{day})$ 의 약 3-9배였다. 또한 이 관계를  $U_f = aV^b$ 의 형태로 나타낼 때  $a$ 는 약 3.0-4.7,  $b$ 는 약 0.45-0.75의 범위에 있었으며, 工學的 岩盤分類法인 Q시스템의 Q값이 작을수록 내공변위 속도와 최종내공변위가 증가하였다.

2) 計測된 내공변위의 日變化量이 0.1mm/day 이하일 때를 최종내공변위로 간주할 경우 내공변위가 최종내공변위에 수렴하는 계측점과 막장사이의 최소거리는 지하공동 폭 또는 높이의 약 3-6배이었다.

3) 計測初期에 수렴하는 최종내공변위는  $U_f$ 를 예측하고  $U$ 의 변화를 근사적으로 나타낼 수 있는 接近性을 파악하기 위하여 굴착후 시간변화나 계측점과 막장사이의 거리변화  $x$ 에 따른 指數函數  $U_f = a(1 - e^{-bx})$ 와 分數函數  $U_f = \frac{x}{a+bx}$  및 分數函數의 微分形態를 이용하고 計測回數를 증가 변화시키면서 각 함수에서 豫測되는 최종내공변위와 接近性을 검토하였다. 분수함수에서 예측되는 최종내공변위는 실측내공변위보다 컸으며 指數函數에서 예측되는 최종내공변위는 실측내공변위보다 작았고 分數函數의 微分形態에서 예측되는 최종내공변위는 변화가 심하였다. 그러나 計測變位の 變化를 近似的으로 나타내는 접근성에 있어서는 지수함수가 비교적 양호하였다.

4) 3차원 유한요소법을 이용하여 굴착의 진행에 따른 變位特性을 구하였다. 폭 8.0m, 높이 6.5m의 터널에서 막장과 계측점 사이의 거

리와 초기연직응력에 대한 초기수평응력의 비  $K$ 를 변화시켜 임의점에서 변위특성비, 즉 총변위에 대한 이미 발생한 변위의 비를 이용하여 計測變位로부터 總變位를 예측하였다. 초기연직응력에 대한 初期水平應力의 비가 1.5, 1.0, 0.5로 감소함에 따라 막장의 천단부에서 발생한 연직변위는 막장이 충분히 지나갔을 때 그 점에서 일어나는 總變位の 약 44.0%, 51.0%, 57.0%로 증가하였으며 막장으로부터 터널 폭의 약 1배 거리 이내에서 터널천단부에서의 연직변위는 總變位の 약 75.0% - 88.0%가 발생하였다. 또한 變位特性比를 이용하여 막장의 支保效果를 구함으로써 2차원 응력해석시 굴착면에서 개방되는 응력과 굴착된 부분에서의 강성 지하율을 구할 수 있었다.

## Reference

1. J.A.Rygh, 1986, Holmlia sportshall and swimming pool in rock, planning, construction, use, Int. Symp. on LRC, Helsinki, pp. 219-230.
2. J.Autio, 1986, Observations on technical and economic characteristics of large rock caverns used for various purposes in Finland, Int. Symp. on LRC, Helsinki, pp. 455-466.
3. Z.T.Bieniawski, 1984, Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling A.A. Balkema, Rotterdam/Boston.
4. Lee Chung In, Kim Chee Hwan, Sun Young, 1986, The effect of pillar width on stress distribution around underground caverns in viscoelastic rock, Proc. of Int. Symp. on LRC, Helsinki, pp. 1282-1292.
5. Chung In Lee, Yeon Joon Park, 1985, A numerical analysis for underground rock

- cavern in Samrangjin pumped-storage powerplant project, 5th Int. Conference on Numerical Methods in Geomech., Nagoya, pp. 1085-1092.
6. Lee Chung In, Kim Jae Dong, Jang Hyun Gon, Im Jae Oong, 1988, Stability analysis of a deep small tunnel reinforcement by rock bolt, Proc. of Int. Symp. on Tunnelling for Water Resource and Power Project, New Delhi, pp. 253-258.
  7. 이연규, 1989, 울산 LPG 지하 저장터널 단면에 대한 岩盤應力 및 變形舉動解析, 서울大學校 大學院 碩士學位論文.
  8. 이상필, 1990, 불연속 岩盤內 공동 주위의 응력 및 變形舉動에 관한 수치해석, 서울大學校 大學院 碩士學位論文.
  9. 양형식, 1987, 岩盤構造物의 設計를 위한 수치해석의 基礎 研究, 서울大學校 大學院 博士學位論文.
  10. S.Sakurai, R.Izunami, 1988, Field measurements of the Kobe municipal subway tunnel excavated in soil ground by NATM, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics, Kobe, pp. 861-869.
  11. S.Sakurai, T.Ine, M.Shinji, 1988, Finite element analysis of discontinuous geological materials in association with field observations, Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 2029-2034.
  12. Kaiei Sakaguchi, Tatsutoshi Kondoh, Yukihiro Okabe, Masato Shinji, 1988, Assessment of the stability of the ground surrounding a shallow tunnel by means of a back analysis method of measured displacements, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Kobe, pp. 1237-1245.
  13. H.Wagner, A.Schulter, 1988, Geonumerical computations for the determination of critical deformations in shallow tunnelling, Numerical methods in Geomech., Innsbruck, pp. 1531-1536.
  14. Alfonso Alvarez, Eugenio Herrero, Juan M. Buil, 1983, Stresses and strains associated with underground openings in Moralets powerhouse, Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Zurich, pp. 981-986.
  15. Akira Yokoyama, Fusashi Fujimori, Itsuo Hirano, Katsumi Kamemura, 1983, Ground behavior measurements during thin overburden soil tunnel excavation, Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Zurich, pp. 1277-1286.
  16. Raghu N.Singh, Najdat I.Aziz, 1983, Instrumentation for stability evaluation of coal mine tunnels and excavations, Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Zurich, pp. 1191-1204.
  17. Tuguo Takebayashi, Takashi Yasukochi, Shigemi Matsumoto, 1986, Displacement behaviour around tunnel intersection in weak rock, Proc. of Int. Symp. on Eng. in Complex Formations, Beijing, pp. 839-845.
  18. Nobuhiro Fukao, Tsuguo Takebayashi, 1988, The results of the tunnel crossing intersection measurements under different conditions, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Kobe, pp. 891-900.
  19. Z.T.Bieniawski, R.K.Maschek, 1975,

- Monitoring the behaviour of rock tunnels during construction, *The Civil Engineer in South Africa*, Vol.17, pp. 255–264.
20. Bengt Stillborg, Susanne Pekkari, Ronny Pekkari, 1983, An advanced rock mechanics monitoring system, *Int. Symp. on Field Measurements in Geomech.*, Zurich, pp.1215–1227.
  21. J.Zajic, V.Bohac, 1986, Gallery excavation method for the stress determination in a rock mass, *Proc. of the Int. Symp. on LRC*, Helsinki, pp. 1124–1131.
  22. Roberto Sanchez–Trejo, Andres Moreno–Fernandez, 1983, Behaviour of a tunnel excavated through soft ground by means of a shield and compressed air chambers, *Int. Symp. on Field Measurements in Geomech.*, Zurich, pp. 1179–1189.
  23. Hakan Stille, Lars Olsson, 1982, Rock mechanical measurement at the excavation of the underground station Huvudsta of Stockholm's Metro, *ISRM Symp. on Rock Mech.:Caverns and Pressure Shafts*, Aachen, pp. 459–466/
  24. Li Guangyu, Zhu Zhoduo, Jiang Mingming, Kari Saari, 1986, Field measurements and assessment of stability of Dayaoshan railway tunnel, *Proc. of the Int. Symp. on LRC*, Helsinki, pp. 343–354/
  25. 日本土質工學會, 1987, 地盤工學에 있어서 수치해석의 실무, pp. 227–298.
  26. 日本土木學會, 1983, Geological survey, rock tests and fields measurements for tunnelling, pp. 72–113.
  27. T.Kawata, K. Tanii, 1988, Measurement and monitoring in a tunnel excavated in detritus soil ground with thin overburden, behavior of ground, and effect of supporting members—Tomari Tunnel of Hokuriku Expressway, *2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomechanics*, Kobe, pp. 833–842.
  28. Minoru Dohi, Yuji Takahashi, Kenichi Nakajima, 1988, Realtime construction control of tunnel excavation(part 1), *Proc. of the 18th Symp. on Rock Mech.*, Japan, pp. 26–30.
  29. Liu Huaiheng, Wang Zhiyen, 1986, Monitoring analysis of stability of caverns in weak rock, *Proc. of the Int. Symp. on LRC*, Helsinki, pp. 1319–1328.
  30. Jun'ichi Seki, Masayuki Okada, Hiroyuki Inoue, Toshihiko Miwa, 1988, Adaptability of convergence forecasting method for controlling tunnel construction, *2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech.*, Kobe, pp. 907–916.
  31. M.Otsuka, T.Kondoh, 1981, On the displacement forecasting methods and their application to tunnelling by NATM, *Proc. of the Int. Symp. on Weak Rock*, Tokyo, pp. 945–950.
  32. Michyoshi Gomi, 1986, Study of the control methods with driving tunnels, *Proc. of the 18th Symp. on Rock Mech.*, Japan, pp. 291–295.
  33. R.Sanchez–Trejo, A.J.Barocio, K.Kovari, 1981, Design considerations of the permanent lining during construction of the Analco–San Jose Tunnel, *Proc. of the Int. Symp. on Weak Rock*, Tokyo, pp. 1491–1497/13

34. M.Sinji, S.Sakurai, 1986, A method of forecasting ultimate displacements around a tunnel by using field measurement data in early stage, Proc. of the 18th Symp. on Rock Mech., Japan, pp. 301–305.
35. S.M.Maloney, P.k.Kaiser, 1985, Detection of yield and rupture of underground openings by displacement monitoring, 26th US Symp. on Rock Mechanics, Rapid City, pp. 957–966/
36. Liang Jiongjung, 1986, A monitoring method for tunnel engineering, Proc. of Int. Symp. on Eng. in Complex Rock Formations, Beijing, pp. 863–869.
37. Yoshihiro Ogata, Yasuo Tomishima, Yuichi Nishimatzu, Seisuke Ohkubo,
38. Zhu Weishen, Zhu Zuoduo, Wang Kejun, Zhu Jiaqiao, 1986, Three-dimensional FEM analyses and back analyses of deformation of monitoring of Ertan hydropower station chambers, Proc. of Int. Symp. on Eng. in Complex Rock Formations, Beijing, pp. 802–808.
39. M.Haupt, O.Natau, 1988, Performance and results of geomechanical measurements in a rock salt gallery, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Kobe, pp. 635–644/
40. J.P.Barlow, P.K.Kaiser, 1987, Interpretation of tunnel convergence measurements, 6th ISRM Int. Congress, Montreal, pp. 787–792.
41. M.Panet, 1979, Time-dependent deformations in underground works, 4th ISRM Congress, Montreux, Vol. 3, pp. 279–289.
42. A.Guenot, M.Panet, J.Sulem, 1985, A new aspect in tunnel closure interpretation, 26th US Symp. on Rock Mech., Rapid City, pp. 455–460.
43. 김호영, 1989, 과지압 岩盤內 坑道の 變形 舉動과 支保設計에 관한 연구, 서울大學校 大學院 博士學位論文.
44. 日本土木學會, 1987, Evaluation and application of geological survey, rock test and fields measurements for tunnelling, pp. 46–267.
45. (주)삼림, 1986, 유공 LPG 基地建設 地下 施設工事 監理 報告書.
47. (주)삼림, 1986, L-1 基地建設 監理 報告 書.
48. Chikaosa Tanimoto, Shojiro Hata, Toshio Fujiwara, Hisaya Yoshioka, Kazutoshi Michihiro, 1987, Relationship between deformation and support pressure in tunnelling through overstressed rock, ISRM 6th Congress, Montreal, pp. 1271–1274.
49. Chikaosa Tanimoto, Toshio Fujiwara, Hisaya Yoshioka, Koji Hata, Kazutoshi Michihiro, 1988, Determination of rock mass strength through convergence measurements in tunnelling, 2nd Int. Symp. on Field Measurements in Geomech., Kobe, pp. 1069–1078.
50. K.Y.Lo, 1989, Recent advances in design and evaluation of performance of underground structures in rocks, Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 4, No. 2, pp. 171–183.
51. Yukio Yamashita, Toshio Fujiwara, 1988, An example of measurements on the behavior of oblate and large section tunnel in unconsolidated ground, 2nd Int. Symp. on

- Field Measurements in Geomechanics, Kobe, pp. 871–880.
52. S.Tsuchiyama, M.Hayakawa, T.Shinokawa, H.Konno, 1988, Deformation
  53. Bai Shiwei Gu Zhimeng, 1986, Deformation monitoring of galleries in fractured rock mass and research on failure mechanism of surrounding rocks, Proc. of Int. Symp. on Eng. in Complex Rock Formations, Beijing, pp. 909–914.
  54. K.Y.Lo, B.Lukajic, T.Ogawa, 1984, Interpretation of stress–displacement measurements, Tunnelling in Soil and Rock, ASCE, N.Y., pp. 128–155.
  55. Zdenek Eisenstein, Heinrich Heinz, Arsenio Negro, 1984, On three–dimensional ground response to tunnelling, ASCE, N.Y., pp. 107–127.
  56. H.Ohta, H.Kitamura, M.Itoh, M.Katsumata, 1985, Ground movement due to advance of two shield tunnels parallel in vertical plane, 5th Int. Conference on Numerical Methods in Geomech., Nagoya, pp. 1161–1166.
  57. P.Eggrr, 1980, Deformations at the face of the heading and determination of the cohesion of the rock mass, Underground Space. vol. 4, no. 5, pp. 313–318.
  58. Y.Takahashi, M.Dohi, T.Sasaki, S.Sakurai, 1986, Application of back analysis to tunnel with two–step bench, Proc. of Int. Symp. on Eng. in Complex Rock formations, Beijing, pp. 785–790.
  59. M.Panet, A.Guenot, 1982, Analysis of convergence behind the face of a tunnel, Tunnellina 82, IMM, Brighton, pp. 197–204.
  60. Th.Baumann, 1988, Numerical analysis and reality in tunnelling–Verification by measurements, Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 1457–1464.
  61. K.Schikora, B.Ostermeier, 1988, Two dimensional calculation model in tunnelling verification by measurement results and by spatial calculation, Numerical Methods in Geomech., Innsbruck, pp. 1499–1503.
  62. Franz Th. Langer, Klaus Stockmann, 1985, Stability analysis of tunnels using the program ADINA, Computers & Structures, vol. 21, No. 1/2, pp. 341–351.