

## 오버코어링법에 의한 초기지압측정 및 양수발전소 설계적용사례

김대영<sup>1)\*</sup>, 이홍성<sup>2)</sup>, 이영남<sup>3)</sup>

### Case Study on In-situ Stress Measurement by Over-coring and Its Application to Design of a Pumped Storage Power Plant

Dae-Young Kim, Hong-Sung Lee and Young-Nam Lee

**Abstract** With increasing development of underground space, underground pumped storage power plants, which generate power by falling water in upper reservoir to lower reservoir, have been continuously constructed. For efficient and safe design, construction and maintenance of such power plants, it is very important to understand in-situ stress and the mechanical properties of the surrounding rock mass at the design stage. The power plant presented in this paper is under construction at a depth of 320~375 m. For stability evaluation of the structure, in-situ stress was measured by over-coring method. Also pressuremeter test and a series of laboratory tests were performed to obtain the mechanical properties. Numerical analyses were conducted to check the efficiency of designed support patterns. The results showed that unstable areas occurred partly in the numerical model, and therefore supports were additionally applied. Finally complete stability was obtained and the following excavation has been operated successfully until now.

**Key words** In-situ stress, Over-coring, Numerical analysis, Pumped storage power plant

**초 목** 최근 지하공간개발의 증가와 함께 상부저수지에 저장된 물을 하부저수지로 낙하시켜 발전하는 지하양수발전소의 건설도 지속적으로 이루어지고 있다. 이러한 지하양수발전소를 건설할 때, 구조물의 효율적이고 안전한 설계 시공 및 유지를 위해서 설계단계에서 암석과 암반의 공학적 특성 및 대상지역의 지압상태 등을 명확히 파악하는 것은 매우 중요하다. 본 논문에서 소개하는 양수발전소는 심도 320~375 m에서 건설되고 있으며, 구조물의 안정성 검토를 위하여 굴착예정지 암반에 대해 오버코어링법을 이용한 초기응력측정, 공내재하시험 및 암석의 물성시험을 실시하여 설계에 필요한 기초자료를 획득하였다. 이를 바탕으로 수치해석을 실시하여 기존 지보재 설계의 적정성을 판단하였고, 불안정으로 판정된 부분에 대해서는 추가로 보강설계를 하였다. 추가 보강설계 결과, 공동 전체에서 안정성을 확보하였고 현재 순조롭게 굴착이 이루어지고 있는 상태이다.

**핵심어** 초기응력, 오버코어링, 수치해석, 양수발전소

## 1. 서 론

우리나라의 지반은 비교적 견고한 화강암과 화강편마암 등의 편마암복합체가 주종을 이루고 있어 지하공간의 개발에 최적의 조건을 갖추고 있는 것이 특징이다. 이러한 점을 최대한 활용하여 지하유류비축기지, 지하양수발전소, 지하농수산물 저장고 등과 같은 지하공간

의 개발이 활발하게 이루어지고 있다. 특히 화력발전소나 원자력발전소의 잉여전력을 이용하여 하부저수지의 물을 상부저수지로 다시 양수하여 전력수요가 많은 시간대에 저장된 물을 하부저수지로 낙하시켜 발전하는 양수발전소의 경우, 최근까지도 지하공간을 활용하여 계속적으로 건설되고 있다.

이러한 지하양수발전소를 건설할 때, 설계단계에서 암석과 암반의 공학적 특성 및 대상지역의 지압상태 등을 명확히 파악하는 것이 구조물의 효율적이고 안전한 설계 시공 및 유지를 위해서 매우 중요하다. 따라서 이러한 시험 조사는 설계단계에서부터 체계적인 계획 하에 이루어지고 있다.

<sup>1)</sup> 현대건설 기술연구소 책임연구원

<sup>2)</sup> 현대건설 기술연구소 선임연구원

<sup>3)</sup> 현대건설 기술개발원 원장

\* 교신저자 : dykim@hdec.co.kr

접수일 : 2007년 1월 31일

심사 완료일 : 2007년 4월 2일

경북 OO양수지하발전소는 지표로부터 심도가 약 320~375 m 되는 지하 암반 내에 대규모 공동을 굴착하여 시공되고 있으며, 전술한 바와 같이 이들 구조물의 안정성 검토를 위한 공동 주변 암반의 역학적 검토가 요구되었다. 이를 위해서 굴착 예정지 암반에 대한 초기응력측정과 공내재하시험, 그리고 암석의 실내물성실험을 실시하여 설계에 필요한 기초자료를 획득하였다. 이를 바탕으로 수치해석을 실시하여 기존 지보설계의 적합성을 판단하였다. 해석 결과, 지보량의 부족으로 안정성이 확보되지 못한 부분이 일부 발견되어 추가보강을 적용하였으며, 그 내용을 본 논문에서 소개하고자 한다.

## 2. 현장개요

### 2.1 공사 개요

경북 북부지역의 안정적 전기공급을 위해 계획, 추진된 본 지하양수발전소 현장은 경북 OO군에 위치하고 있으며, 심도 약 320~375 m에 시공되는 26 m(폭)×55 m(높이)×129 m(길이) 규모의 지하발전소(N46W 방향)와 직경 4.1~7.3 m, 길이 3.6 km의 발전수로터널 및 기타 터널 2.4 km로 구성되어 있다(Fig. 1 참조). 발전설비규모는 400 MW 2기로 총 800 MW이고, 펌프 및 발전기는 각 2대 씩으로 유효낙차는 약 450 m, 연간발전량은 15억 3,300만 kW에 이른다.

### 2.2 지질

본 현장구간은 전체적으로 북서부의 동-서 방향 능선을 제외하고는 EL. 644 m 범위의 고도를 갖는 완만한 구릉상의 지형을 보이고 있으며, 고저차는 평균 200 m 내외이고 산사면은 비교적 완만하게 발달하고 있다. 상부저수지는 해발 800 m 내외의 산능 사이에 분지 형태로 분포하고 있으며, 하부저수지는 남북방향으로 분포하고 있다.

본 지역의 지질은 선캠브리아기의 변성암류가 기저부에 분포하며, 이를 부정합으로 피복하는 캄브로-오르도비스기의 퇴적암류, 불국사 조산 운동시 상기의 지층들을 관입한 흑운모 화강암 및 이들을 부정합으로 피복하는 제 4기층으로 구성되어 있다. 이 중 변성암류가 약 60%를 점하여 가장 많고 퇴적암류는 소지역에 제한되며 이 지역 일대의 변성암류는 선캠브리아기의 퇴적기원의 변성암으로서 조립질 대상 화강암질 편마암, 각섬석 화강암질 편마암, 반정 화강암질 편마암 등과 캄브로-오르도비스기의 규암, 운모편암류, 변질 셰일 등이며 편마암류는 동남부 일대에 광범위하게 분포한다. 본 역에는 대규모의 단층이나 습곡구조 등은 발달하지 않으며 유역 내에 발달한 지질구조는 대부분 소규모의 단층, 단층과 관련된 전단대(shear zone)이나 파쇄대, 절리 등으로서 이들은 일부 구간에서만 부분적인 이완을 보일 뿐 대부분 잘 밀착되어 있다. 그러나 절리들은 대체로

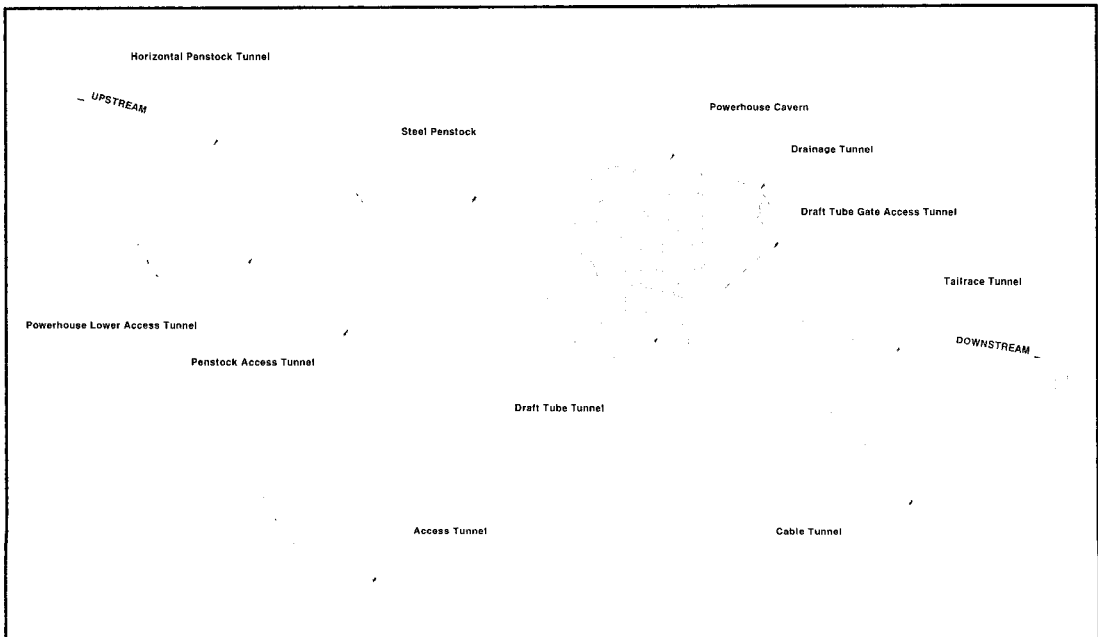


Fig. 1. Three dimensional diagram of a power plant (non dimensional)

연장성이 길고 발달빈도가 높은 절리들은 대부분 단층 경면(slickenside)화 되어 있으며, 상부지 인근에는 수 m 폭을 가진 압쇄대가 발달되기도 한다.

**3. 공경변형법을 이용한 현지압반응력 측정 및 결과**

지하 암반구조물의 설계 및 시공에 있어 공동 굴착에 따른 응력의 재분포 및 굴착거동을 파악하고 적정 지보재를 설계하기 위해서는 여러 입력자료 중에서도 초기 응력의 측정이 중요하다. 또한 지하공동의 설계과정에 있어 공동의 배열 및 그 역학적 안정성을 경험적으로나 또는 정성적으로 검토할 때에도 굴착 예정위치에 작용하고 있는 초기응력의 크기와 그 작용방향이 중요한 요소가 되며, 이에 대한 측정은 가장 먼저 수행되어야 한다.

**3.1 공경변형법의 원리**

본 연구에서 이용한 방법은 공경변형법의 일종이며, 공경의 변화를 효율적으로 측정할 수 있도록 미국 광무국(USBM)에서 개량한 3방향 공경변형계(three diametral borehole deformation gage)를 이용하였다. 이 방법은 탄성이론에 의해 측정치의 처리가 용이하고 정확도가 높으며, 압반 응력성분( $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ )의 크기와 그 작용방향이 정량적으로 구해지기 때문에 공동의 형태나 배열법에 상관없이 어떤 경우에도 쉽게 응용할 수 있다.

공경변형법을 이용한 초기응력측정은 다음과 같다. Fig. 2와 같이 먼저 공경변형 게이지(borehole deformation gage)를 삽입하는 EX공(38 mm)을 천공하여 일정 압력을 받고 있는 상태에서 공경의 변형을 측정한다 다음 그 주변 외부로 오버코어링(overcoring)을 실시하여 무응력 상태로 응력을 개방시키면서 공경의 변형량을 구하여 이를 응력으로 환산한다. 또한, 3차원 응력 해석을

위해서 평행하지 않는 세 개의 공에서 측정을 한다.

압반을  $\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \tau_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}$ 의 성분을 가진 3차원응력장이라고 가정한다면 이 성분들은 측정공의 x, y, z축 상에 무한하게 작용하고 있게 된다. 여기서  $[\sigma_0]$ 는 다음과 같은 응력매트릭스이다.

$$[\sigma_0]^t = [\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \sigma_{z0}, \sigma_{yz0}, \tau_{xz0}, \tau_{xy0}] \quad (1)$$

x, y, z 임의좌표계에서 축의 위치가 변형된 X, Y, Z 공통좌표계(Fig. 3(a))에서 현지 압반 응력장의 성분은  $\sigma_{X0}, \sigma_{Y0}, \sigma_{Z0}, \tau_{YZ0}, \tau_{XZ0}, \tau_{XY0}$ 이며, 응력매트릭스  $[\sigma_0]_{XYZ}$ 과  $[\sigma_0]$ 의 관계는 다음 식 (2)와 같다.

$$[\sigma_0] = [T_s][\sigma_0]_{XYZ} \quad (2)$$

여기에서,  $[T_s]$ 는 응력변환매트릭스(6x6)이다. 이 매트릭스의 성분은 공통좌표계의 X, Y, Z축에 대응하는 임의좌표계의 x, y, z축의 방향여현(direction cosine)에 의해 결정된다.

예를 들어, Fig. 3.(b)에 표시된 측정공의 방향이 각각 방위각( $\beta_h$ )과 경사각( $\delta_h$ )으로 정의될 때, x, y, z축의 방향여현은 다음과 같다.

일반적인 비등방성 암반에서 시추공의 직경방향 변형은 총 6개의 초기응력성분에 의해 좌우된다. z축에 수직인 탄성대칭 평면인 경우에는 x축에서 각  $\theta$ 에 위치한 시추공의 직경변형은 식 (3)으로 나타낸다.

$$\frac{U_d}{2a} = f_1\sigma_{xo} + f_2\sigma_{yo} + f_3\sigma_{zo} + f_6\tau_{xyo} \quad (3)$$

또한 시추공 내의 x,y,z 축이 탄성대칭 평면에 수직이고, 암반이 탄성계수 E와 포아송비  $\nu$ 를 가진 등방성 물

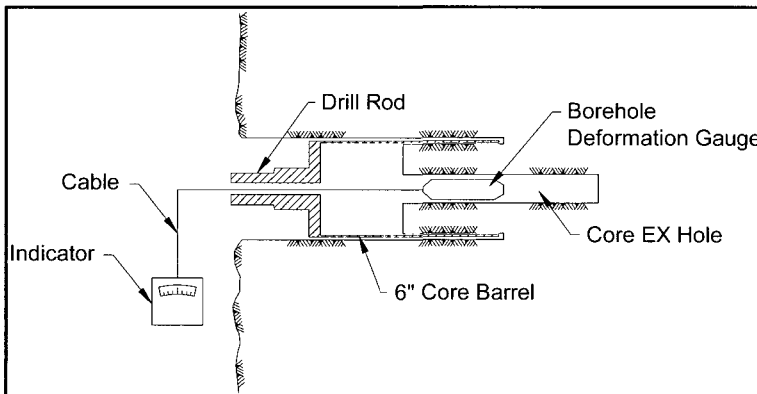


Fig. 2. Schematic diagram of in-situ stress measurement by typical borehole deformation method

질이라면  $f_1, f_2, f_3$ , 그리고  $f_6$ 은 식 (4)와 같게 된다.

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{1}{E}(2\cos 2\theta(\nu^2 - 1) - 1) \\
 f_2 &= \frac{1}{E}(2\cos 2\theta(1 - \nu^2) - 1) \\
 f_3 &= \frac{\nu}{E} \\
 f_6 &= \frac{4}{E}(\sin 2\theta(\nu^2 - 1))
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

하나의 시추공 내에서 최대 세 개의 직경변형량이 측정되어야 하므로 두 개의 평행하지 않는 시추공을 사용하여 현지반 응력장의 6개 성분을 결정한다(Panek, 1966, Leeman, 1967). 두 개의 시추공은 평행하지 않기 때문에, 1번 시추공과 2번 시추공의 x, y, z축은 다르게 된다. 그러므로 X, Y, Z 공통좌표계에서의 응력장 6개 성분을 6개 직경변형량과 연계시켜야 하며 이는 다음 식과 같다.

$$[UD] = [T][\sigma_0]_{xyz} \tag{5}$$

여기에서 [UD]는 6개의 직경변형량,  $U_{di}(i=1 \sim 6)$ 을 포함하는 (6x1) 매트릭스이다. [T]는 (6x6) 매트릭스이며 식 (4)에 나온 계수  $f_i(i=1 \sim 6)$ 와 시추공 1번과 2번의 방향각  $\beta_h$ 와  $\delta_h$ 에 의해 결정된다. 등방성 압반인 경우, 응력 성분과 직경변형에 관련된 6개의 방정식은 상호의존적이며 식 (5)의 응력변환 매트릭스 [T]는 독립적이다. 완전한 응력상태를 결정하기 위해서는 평행하지 않는 세 번째 시추공이 필요하며, 이 경우 9개의 직경변형량,  $U_{di}(i=1 \sim 9)$ 이 생긴다. 식 (2)에서 매트릭스 [UD]는 (9x1) 매트릭스가 되며, 매트릭스 [T]는 (9x6) 매트릭스가 된다. 9개의 방정식과 6개의 미지수로 구성된 체계는 다차선형 회귀분석을 사용하여 식 (6)과 같이  $[\sigma_0]_{xyz}$  매트릭스의 성분을 구한다(Draper & Smith, 1966).

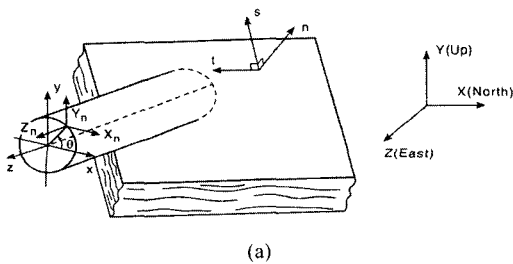


Fig. 3. (a) Problem geometry

$$[T][T][\sigma_0]_{xyz} = [T][UD] \tag{6}$$

### 3.2 초기응력 측정

본 시험에서 응력측정 장소는 모선터널(cable tunnel)을 통해 지하발전소에 접근하여 발전소 내에 선정하였다. 즉, 발전소 건설 예정지에 너비 약 5.5 m의 시험터널을 굴진하고 그 우측벽(측정공 1, 2, 3)과 좌측벽(측정공 4, 5, 6, 7)에 총 7개의 측정점을 선정하였으며(그림 4 참조), 공 당 3~5회씩 총 30회의 초기응력측정시험을 수행하였다.

또한 공경변형량 측정은 터널굴착으로 인한 이완범위를 고려하여 터널 벽면으로부터 터널 폭 약 2배에 해당하는 10 m 구간에서는 수행하지 않았고 그 이상의 깊이(10~15 m)에서 변형량을 구함으로써 초기응력상태를 정확히 조사하였다. Table 1은 각 측정공의 천공깊이, 방위각 및 경사각 등을 보여주고 있다. 또한 BH-1, 2(수직공)와 BH-3, 4(수평공)의 NX공을 천공하여 총

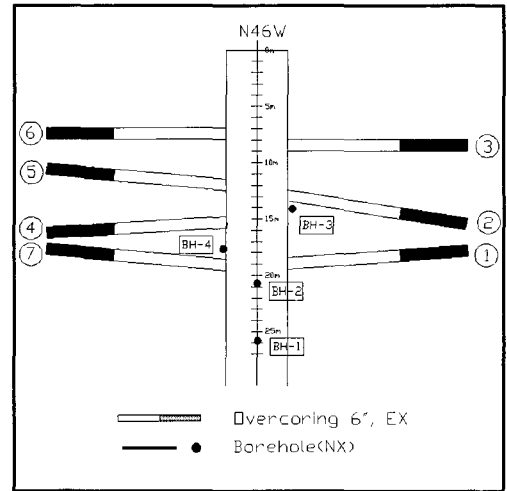
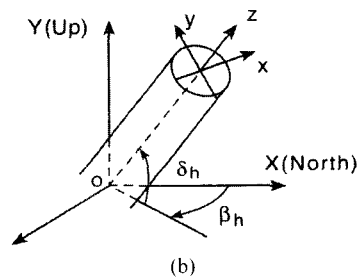


Fig. 4. Array of boreholes



(b) Orientation of the borehole

13회의 공내재하시험을 실시하였다.

Fig. 5는 측정결과와 대표적인 예를, Fig. 6은 시험장면을 보여주고 있다.

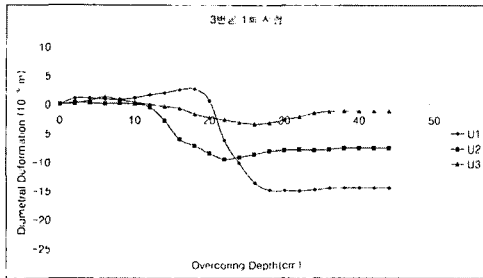
**3.3 초기응력 계산**

공경의 변형량, 측정공 내에서의 버튼 위치, 측정공의 직경(본 시험에서는 EX 공의 직경, 3.8 cm), 포아송비, 세 개의 측정공이 공통좌표계 X, Y, Z축과 이루는 방향여현(direction cosine), 각 측정공의 방위각과 경사각 등을 3차원 응력해석 프로그램에 입력시켜 초기응력을 계산하였다. 이와 같은 방법으로 구한 수직응력의 크기 및 방향은 터널 단면에 대한 수치해석을 위하여 발전소 단축방향(N44E)으로 좌표변환하였으며, 그 결과가

Table 2에 나와 있다. 앞에서 정의된 바와 같이  $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$  등은 X, Y, Z 공통좌표계에서의 응력값이며,  $\sigma_{x'}, \sigma_{y'}, \sigma_{z'}, \tau_{xy'}, \tau_{yz'}, \tau_{zx}'$  등은 x, y, z 입의좌표계(공동 축방향 기준,  $\sigma_z'$ )에서의 응력값이다. 공통좌표계에서 최대응력의 작용방향은 약 86°(N86E)로 나타났다.

**3.4 측정결과 고찰**

암반이 역학적으로 탄성체라면 연직응력에 대한 수평응력의 비(K)는 포아송비( $\nu$ )에 따라 다르지만 일반적으로 1/3~1/2이 된다. 그러나 실제로는 이론과 달라서 국내에서의 측정결과 그 비는 대체로 0.71~3.24이며, 본 지역의 경우 표 3에서와 같이 각각 1.82 및 1.68로 비교적 작은 값을 보인다.



**Fig. 5.** Result of measurement of borehole deformation by over-coring



**Fig. 6.** Performance of over-coring

**Table 1.** Overview of boreholes

측정공 번호	1	2	3	4	5	6	7
측정공 길이 (m)	16	11.2	14.6	14.4	15	15	10.1
경사각, $\delta_h$ (°)	1	7	3.5	7	4	3.5	7
방위각, $\beta_h$ (°)	39	90	53	219	228	231	258

**Table 2.** Stresses at side walls of tunnel along short axis of power plant (N44E)

응력성분		측 점	우측벽		좌측벽	
			크기	크기	크기	크기
수직응력 성분 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_x$		-149.45		-144.09	
	$\sigma_{x'}$			-141.97		-131.54
	$\sigma_y$		-82.29		-85.62	
	$\sigma_{y'}$			-82.29		-85.62
	$\sigma_z$		-129.74		-113.05	
	$\sigma_{z'}$			-137.21		-125.60
전단응력 성분 (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{xy}$		34.59		7.21	
	$\tau_{xy}'$			34.59		-5.01
	$\tau_{yz}$		0.0		1.84	
	$\tau_{yz}'$			-24.03		15.43
	$\tau_{zy}$		-2.04		2.43	
	$\tau_{zy}'$			9.78		8.49

외국에서의 실측 예를 보면, 호주, 캐나다, 미국, 스칸디나비아, 남아프리카공화국 등에서 조사 대상 120개 지역 중 54%가  $1 \leq K \leq 2$ 이고,  $K > 2$ 는 22%이며,  $K < 1$ 은 24%에 불과하였다(한국서부발전주식회사, 2002).

주응력의 작용방향은 발전소 장축방향(N46W)과 약 48° 정도의 각으로 교차하고 있다. 응력관점에서는 공동의 가장 유리한 방향은 최대주응력과 공동의 장축이 일치하는 방향이지만, 암반 내에 존재하는 불연속면과 응력을 종합적으로 검토할 경우에는 공동의 유리한 방향은 달라질 수 있다. 즉, 응력에 의해 지배되는 공동인지, 불연속면에 의해 지배되는 공동인지에 따라 구조물의 유리한 방향은 변동된다. 그러나 극단적인 경우를 제외하고는 주로 두 가지 영향을 모두 받게 된다. 시험 터널 내에서 발견된 불연속면은 주로 N14E/84NW계와 N75E/67NW계로서 공동 축 방향과 60° 및 121°로 교차하고 있어 이들 불연속면을 고려할 경우에 지질구조적으로 유리한 방향에 해당된다. 공동 축방향이 최대주응력 방향일 경우 N75E/67NW계의 불연속면과 거의 평행하게 되어 지질구조적으로 불리한 상태에 놓이게 된다.

### 3.5 암석물성 실내시험 결과

터널 내에서 얻은 NX 암석코어에 대해 일정한 간격으로 시료를 선정하여 수행된 실내 물성시험 결과와 현장에서 실시된 공내재하시험 결과가 Table 4에 정리되어 있다. 실내시험은 시험항목별로 모두 30 차례 실시하여 그 평균값을 Table에 수록하였고, 변형계수 또한 공내재하시험을 13회 실시하여 그 평균값을 표에 나타내었다. 시험결과 대상지반의 암반은 경암으로 분류되었다.

## 4. 수치해석

### 4.1 입력물성치

암반거동해석에 사용된 프로그램 Phase 2 ver. 6.0 (2005)은 Rocscience社에 의해 개발되었으며, 침투해석 및 사면안정해석 뿐만 아니라 굴착거동 해석을 전문으로 하는 2차원 탄소성해석 프로그램이다.

해석에 사용한 암반의 물성치는 실내시험결과, 공내재하시험결과, 암반분류 결과 및 기존 연구 자료와의 비교, 검토한 후 종합하여 Table 5와 같이 결정하였다. 해석에 사용된 지보부재의 물성은 Table 6과 같으며, 슛크리트의 물성치는  $210 \text{ kgf/cm}^2$ 과 현장에서 시험 배합한

Table 3. Ratio of horizontal stress to vertical stress

측 점	심도 (m)	평균수평응력 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	연직응력 ( $\text{kgf/cm}^2$ )	K
우측벽	323	149.45	82.29	1.82
좌측벽	323	144.09	85.62	1.68

Table 4. Results of rock property tests

시험항목		단위	평균값
단위중량		$\text{gf/cm}^3$	2.68
공극률		%	67
탄성파 속도	P파	m/sec	4006
	S파		2222
쇼어경도		-	54.7
일축압축강도		$\text{kgf/cm}^2$	1281
탄성계수		$\times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$	5.41
포아송비		-	0.20
인장강도		$\text{kgf/cm}^2$	112
삼축압축 강도	접착력	$\text{kgf/cm}^2$	183
	내부마찰각	°	63
전단 강도	겉보기 접착력	$\text{kgf/cm}^2$	1.01
	내부마찰각	°	38
변형계수		$\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$	69.3

강섬유보강 슛크리트의 28일 압축강도인 310 kgf/cm<sup>2</sup>의 두 값을 사용하였다.

초기응력조건은 현지암반시험에서 결정된 단축방향 축압계수(K)로 1.72, 장축방향 축압계수(K)로 1.66 값을 사용하여 공동 아치정점에서의 연직응력이 81.41 kgf/cm<sup>2</sup>이며, 같은 점에서의 공동단축방향응력이 140.03 kgf/cm<sup>2</sup>이고 공동장축방향응력은 135.14 kgf/cm<sup>2</sup>이다. 초기응력측정치의 오차를 고려하여 축압계수의 범위를 1.5~2.0까지로 결정하고 1.72와 2.0 두 경우에 대하여 해석을 수행하였으나, 지면 관계상 해석결과는 1.72인 경우에 대하여만 본 논문에 소개하였다.

**4.2 수치해석 모델링**

해석단면은 지하발전소 공동을 중심으로 좌, 우측 경

계를 -80 m~105 m(폭 185 m), 상, 하측의 경계를 -79 m~128 m(높이 207 m)로 결정하여, 횡방향으로는 공동 폭의 7배 이상 연직방향으로는 3.8배 이상으로 해석에 충분한 경계를 유지할 수 있도록 하였다. 경계부의 4개 모서리에서는 변위가 고정되며 좌우측벽에서는 횡방향의 변위만 고정되고 상하부 경계면은 연직 방향의 변위가 고정된다. 초기응력은 실측된 결과에 해당하는 값이 동일 심도에 작용할 수 있도록 초기응력비를 입력하여 상단경계면으로부터 지표면까지의 토피하중에 의한 연직 응력과 수평응력이 상단경계면에 작용하고 있다.

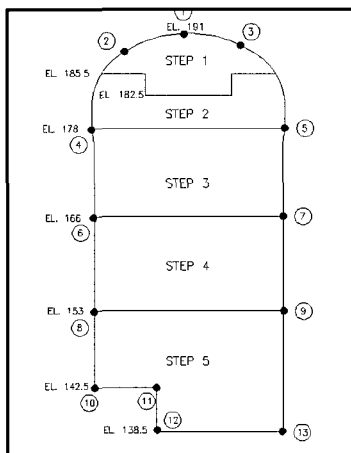
수치해석은 지하공동 굴착 및 보강의 편의성을 확보하는 차원에서 Fig. 7과 같은 총 5단계의 굴착단계별 해석을 실시하였으며, 단계별로 슛크리트와 록볼트가 설치되는 것으로 모사하였다.

**Table 5.** Material properties of rock for numerical analysis

단위중량	탄성계수, E (tf/m <sup>2</sup> )	포아송비 v	점착력, C (tf/m <sup>2</sup> )	내부마찰각, Ø (°)	Tensile Strength (tf/m <sup>2</sup> )
2.7t/m <sup>3</sup>	2,000,000	0.2	660	40	80

**Table 6.** Material properties of supports

록볼트 (SD35, D25)	E (tf/m <sup>2</sup> )		Tensile Capacity (tf)		
	20,000,000		18		
	설치간격		횡단면방향: 2 m, 공동 장축방향: 1 m		
	록볼트 길이		아치부: 13 m, 측벽부: 16 m, 측벽부 하단: 13 m		
스�크리트	E (tf/m <sup>2</sup> )		압축강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	두께 (m)	포아송비 (v)
	Hard	1,500,000	210 → 310		
	Soft	500,000	147 → 217		



- Step 1: EL. 191~182.5  
아치부 확대 굴착 및 보강
- Step 2: EL. 182.5~178  
아치부 완전 굴착 및 보강
- Step 3: EL. 178~166  
벤치부 1 굴착 및 보강
- Step 4: EL. 166~153  
벤치부 2 굴착 및 보강
- Step 5: EL. 153~138.5  
벤치부 3 굴착 및 보강

**Fig. 7.** Excavation steps used in the numerical model and measurement points

### 4.3 최대, 최소주응력

굴착이 진행될수록 Fig. 8에 표시된 천단(1)에서의 최대주응력은 1400.3 tf/m<sup>2</sup>에서 3793.1 tf/m<sup>2</sup>까지 증가하였으며 최소주응력은 814.1 tf/m<sup>2</sup>에서 214.1 tf/m<sup>2</sup>까지 감소하였다. 측벽부에서는 굴착 전 초기 주응력이 회전하여 최대주응력과 최소주응력의 방향이 변동된다. 측벽에서의 최대주응력은 공동 측벽에 접선방향의 응력이며 우측벽 7의 경우 58.8 tf/m<sup>2</sup>까지 감소하며, 최소주응력은 0.7 tf/m<sup>2</sup>까지 감소하였다. 채측점이 아닌 부분에서 인장응력이 발생하는 부분이 국부적으로 존재

하고 인장응력이 가장 크게 발생하는 부분은 좌측벽 ④보다 1 m 상부에서 발생하고 그 크기는 -29.3 tf/m<sup>2</sup>이다. Fig. 7은 최종 굴착 후의 최대주응력과 최소주응력을 보여주고 있다.

### 4.4 변위

천단 및 좌, 우측벽 변위에 대한 결과가 표 7에 간략하게 정리되어 있다. 연직변위의 경우, 초기응력비(K=1.82)와 깊은 심도에 의해 천단 ①에서의 연직변위는 아치화대 굴착 시 -5.61 mm에서 벤치-3 굴착 시 -1.65

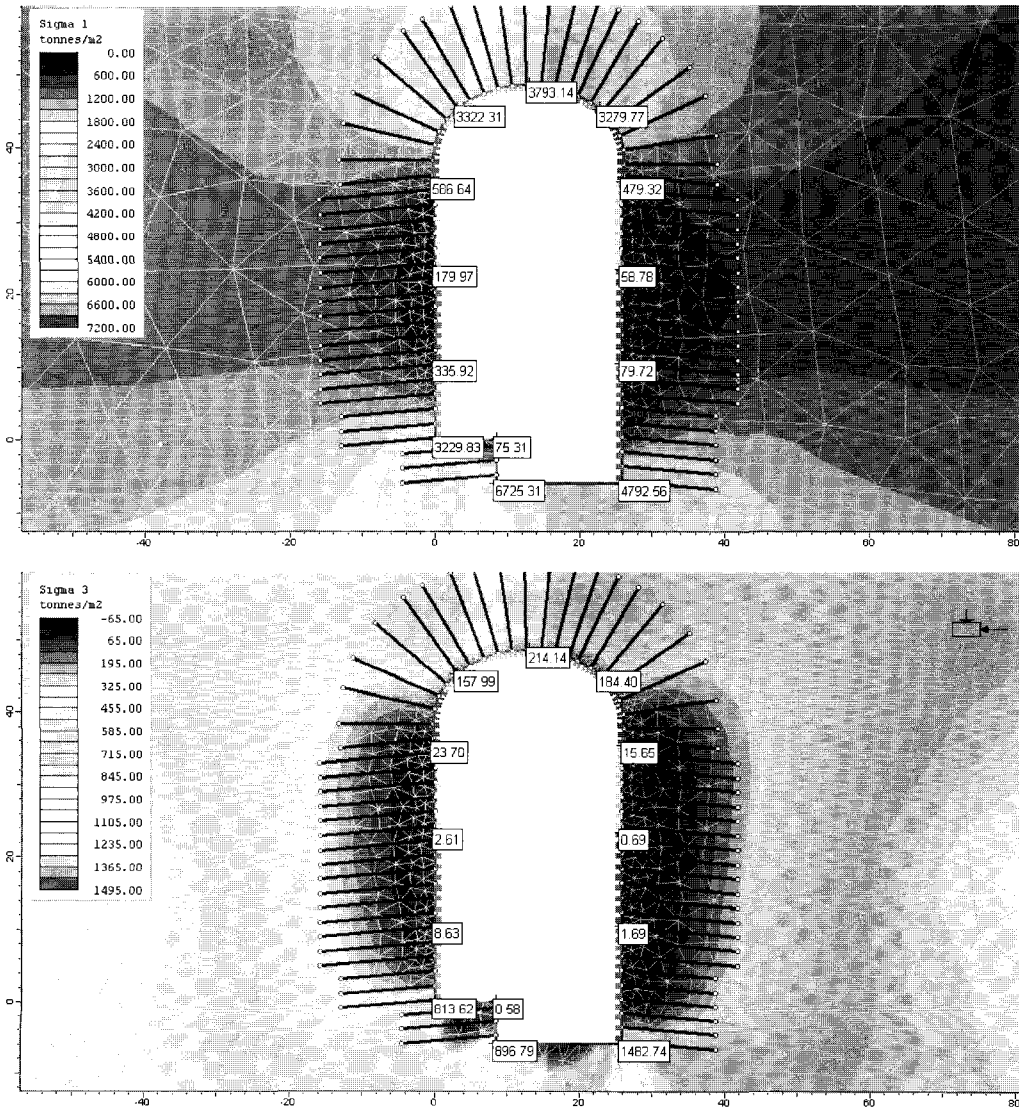


Fig. 8. Maximum principal stress (upper) and minimum principal stress (lower) after final excavation



mm로, 초기에 하향으로 발생하였던 변위의 방향이 큰 수평응력과 아치형상에 의해 굴착고가 증가됨에 따라 상향으로 바뀌어 최종적으로 -1.65 mm 침하하는 것으로 나타났다. 측벽에서의 연직변위는 굴착단계 및 계측점의 위치 관계에 따라 하향의 변위 또는 상향의 변위가 발생하였다.

좌측벽과 우측벽의 경우 굴착고가 높은 우측벽에서의 수평변위가 좌측벽보다 다소 크게 발생하였다. 최대 수평변위는 우측벽 ⑥과 ⑨의 중간부에서 35.0 mm가 발생하였다.

총 변위는 연직방향과 수평방향의 변위벡터의 합력으로서 나타난다(그림 9 참조). 총변위는 천단 ①의 경우 1.67 mm로서 연직변위량보다 조금 크게 발생하였으며,

우측벽 ⑦에서 34.6 mm로서 수평변위량과 동일한 변위량이 관측되었다.

4.5 록볼트 축력

Table 8은 각 단계별 록볼트에 작용하는 최대/최소 축력을 보여주고 있다. 해석 결과, 일부 압축력을 받는 구간도 나타났다.

축력의 분포는 아치 중앙부에서는 굴착면에 인접한 부분에서 4.3~7 tonf 정도였다. 축력은 일반적으로 볼트 선단에서 볼트 끝부분으로 갈수록 작아져 볼트 길이 약 10 m 부근에서 0에 가까워지며, 13 m 부근에서는 압축력이 작용하는 경우도 발견되었다. 반면에 중앙 가장자리에 설치된 볼트의 축력은 볼트 길이 13 m 전체

Table 7. Displacements at excavation steps (unit: mm)

변 위	계측점	아치화대굴착 Step-1	벤치-1굴착 Step-3	벤치-3굴착 Step-5	비 고
연직변위	천단 ①	-5.61	-4.05	-1.65	+ : 상향 - : 하향
	좌측벽 ⑥	-	1.93	1.76	
	우측벽 ⑦	-	1.88	1.41	
수평변위	천단 ①	0	0	0	+ : 우측 - : 좌측
	좌측벽 ⑥	-	5.89	33.3	
	우측벽 ⑦	-	-5.94	-34.6	
총변위	천단 ①	5.61	4.05	1.67	
	좌측벽 ⑥		6.19	33.4	
	우측벽 ⑦		6.23	34.6	

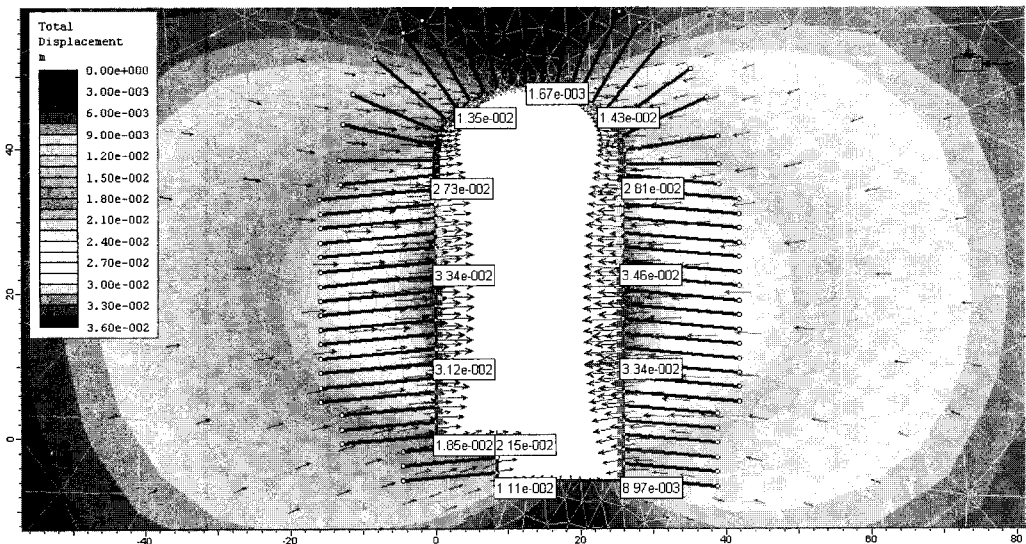


Fig. 9. Total displacement after final excavation

에서 인장력을 나타내며 13m 지점에서 0이 되는 것으로 나타났다. 아치 어깨부에서는 축력이 전반적으로 중앙부에 비해 작게 나타나서, 아치부의 적정 록볼트 길이는 10~11 m 정도로 판단되며 설계간격은 적절한 것으로 판단되었다. 측벽에서의 축력분포도 굴착면으로부터 볼트 끝부분까지 전반적으로 고르게 나타났다. 굴착단계별 록볼트 최대축력은 전반적으로 허용기준을 만족시키나 step-5에서 일부 허용기준에 미달하는 부분이 나타났다.

**4.6 숏크리트 응력**

각 굴착단계별 숏크리트 최대/최소 축응력이 Table 9에 정리되어 있다. 해석결과를 보면 굴착이 진행되면서 아치부에서는 압축응력이 크게 발생하고 측벽부에서는 공동 내부로의 변위에 의해 인장응력이 발생하는 것으로 나타났다. 또한, 굴착 전 과정에서 축응력과 모멘트에 의해 발생하는 최대휨응력은 벤치-3 굴착 후에 아치 중앙부에서 165.27 kgf/cm<sup>2</sup>이고 최소휨응력은 벤치-3 굴착 후에 좌측벽 벤치-3 상단에서 -31.01 kgf/cm<sup>2</sup>로 나타났다. 아치 중앙부 해석결과는 허용기준을 벗어나므로 초기에 설계된 숏크리트 두께 10 cm(Table 6)는 적합하지 않은 것으로 판단되었다. 재해석을 한 결과 최종적으로 아치부 숏크리트에 14 cm를 적용하기로 하였으며, 이 경우 숏크리트 휨응력이 허용치 이내로 만족하

는 것으로 나타났다.

**4.7 강도/응력 비**

Fig. 10은 강도/응력 비 분포를 보여주고 있다. 암반의 강도/발생응력 비 1.3을 기준으로 하였고, Table 10에 굴착단계별 발생하는 강도/응력 비 1.3인 부분과 1.0 이하인 소성영역을 정리하였다.

최종적으로 해석결과를 바탕으로 공동의 전체적인 안정성을 검토하였을 때, 아치부와 바닥부에서 강도/응력 비가 1.3 이하인 부분이 있으나 범위가 크지 않고 소성영역인 강도/응력 비가 1이하인 영역이 존재하지 않으므로 공동의 모든 부분에서 안정한 것으로 판단된다.

**5. 결론**

OO양수지하발전소 건설을 위한 조사 및 실험의 일환으로 암반 내 대규모 공동을 굴착함에 따라 이들 대공동 구조물의 역학적 안정성을 검토하는데 필요한 자료를 얻기 위하여 초기응력을 측정하였다. 초기응력 측정은 지표로부터 심도가 약 320 m 되는 지하발전소 건설 예정지에 시험터널을 굴착하고 이곳에 위치한 7개의 측정점에서 수행되었다.

또한 응력측정이 이루어진 지점 부근에서 NX공을 천공하여 공내재하시험을 실시하였고, 여기에서 얻은 코

**Table 8.** Axial forces of rockbolt at excavation steps (+: tension, -: compression)

굴착단계	록볼트 최대축력 (tonf)	록볼트 최소축력 (tonf)	평가
아치확대굴착 Step-1	2.04	0.7	O. K.
아치완전굴착 Step-2	2.69	-1.87	O. K.
벤치-1굴착 Step-3	5.54	-2.73	O. K.
벤치-2굴착 Step-4	7.23	-0.37	O. K.
벤치-3굴착 Step-5	10.16	-2.48	N. G.

**Table 9.** Axial forces of shotcrete at excavation steps (+: compression, -: tension)

굴착단계	최대축응력 (kgf/cm <sup>2</sup> )	최소축응력 (kgf/cm <sup>2</sup> )
아치확대굴착 Step-1	20.42 (굴착모서리)	1.995 (아치 측벽 상부)
아치완전굴착 Step-2	67.21 (굴착모서리)	-9.81 (아치 측벽 상부)
벤치-1굴착 Step-3	91.98 (아치 어깨부)	-31.02 (아치 측벽 상부)
벤치-2굴착 Step-4	137.62 (아치 중앙부)	-31 (측벽 상부)
벤치-3굴착 Step-5	169.32 (아치 중앙부)	-31.00 (좌측벽 상부)

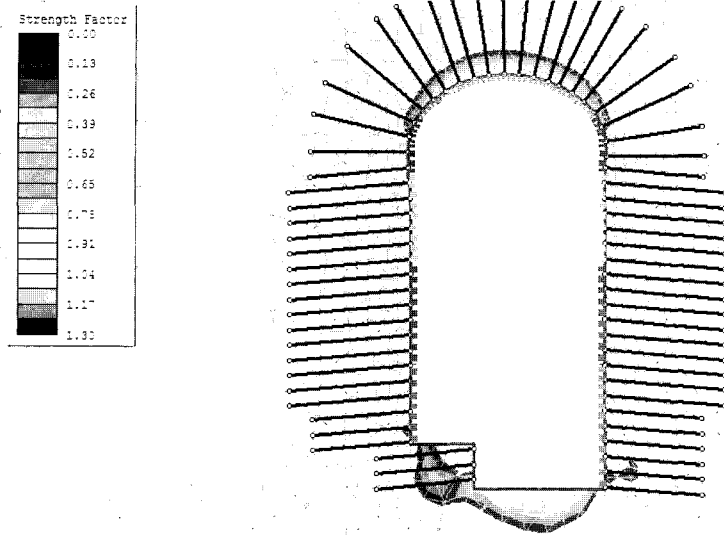


Fig. 10. Contour of strength/stress ratio after final excavation

Table 10. Relaxed zone at excavation steps

굴착단계	강도/응력 비 (기준: 1.3)	소성영역 (강도/응력 비 1이하)
아치확대굴착 Step-1	-	존재하지 않음
아치완전굴착 Step-2	천단부 2.23 m 바닥 양 측부 2.45 m	존재하지 않음
벤치-1굴착 Step-3	천단부 2.7 m 바닥 중앙부 6 m	존재하지 않음
벤치-2굴착 Step-4	천단부 3 m 바닥 중앙부 7 m	존재하지 않음
벤치-3굴착 Step-5	천단부 3.2 m 우측바닥 중앙부 5.7 m	존재하지 않음

어를 이용하여 삼축압축시험 등의 실내시험을 실시하였다. 초기응력 측정 결과 및 수치해석으로부터 얻어진 주요 사항은 다음과 같다.

- 1) 지하발전소 건설 예정지 터널 내의 좌, 우 측벽에 작용하는 최대응력의 크기는 각각 164.18 kgf/cm<sup>2</sup> 및 145.18 kgf/cm<sup>2</sup>의 압축응력이며, 그 작용방위 각은 각각 85.3°, 86.87°로서 대체로 N85~87E 방향으로 지하발전소 공동의 장축방향과는 약 48°의 사이각을 갖는다. 역학적으로는 이들이 서로 평행한 방향인 것이 가장 바람직하나 불연속면의 주향과 경사 그리고 불연속면들의 교차상태를 고려할 경우에 지질구조적으로 유리한 방향에 해당된다.
- 2) 연직응력에 대한 평균수평응력의 비(k)는 각각 1.82,

1.68로 나타났다.

- 3) 수치해석결과, 지하발전소 공동에서 발생하는 최대응력은 굴착 최종단계에서 천단에서 3793.1 ft/m<sup>2</sup>이 발생하였으며 최소주응력은 214.1 tf/m<sup>2</sup>까지 발생하였다. 측벽에서의 최대주응력은 58.8 tf/m<sup>2</sup>이며, 최소주응력은 0.7 tf/m<sup>2</sup>이다. 록볼트 보강에 의해 각 부분에서의 최대, 최소 주응력에 의하여 공동 주변암반이 파괴 상태에 도달하지 않았다.
- 4) 해석결과 최대변위는 천단의 경우 1.67 mm 발생하였으며, 우측벽에서 34.6 mm의 변위가 발생하였다. 아치 정점부의 변위는 굴착초기에 크게 발생하였다가 큰 수평응력과 아치형상에 의해 굴착고가 증가됨에 따라 상향으로 바뀌어 최종적으로 -1.65 mm 침하하는 것으로 나타났다

- 5) 공동에 설치된 록볼트에 작용하는 축력은 아치부에서 7 tonf 미만으로 굴착면에서는 크고 볼트 끝에서 0으로 수렴하는 분포를 가지며 전체적으로 같은 양상을 나타낸다. 측벽부에서는 전체적으로 7 tonf 미만으로 볼트 길이 전반에 걸쳐 고르게 분포하는 양상을 나타낸다.
- 6) 지하발전소 공동에서의 슛크리트의 역할은 주로 낙석방지와 암반 풍화방지의 역할이다. 굴착 전 과정에서 슛크리트에 발생하는 축응력과 모멘트에 의해 발생하는 최대휨응력은 아치 중앙부에서  $165.27 \text{ kgf/cm}^2$ , 최소휨응력은 좌측벽 벤치-3 상단에서  $-31.01 \text{ kgf/cm}^2$ 이 발생한다. 허용치를 만족하지 못하는 부분에 대해서는 슛크리트 두께를 14 cm로 증가하는 것으로 추가보강을 하였으며, 그 결과는 만족스러웠다.
- 7) 굴착 전 과정에서 암반강도/발생응력 비를 검토한 결과 파괴 상태인 1 이하의 소성영역은 발생하지 않으며 1.3 이하인 영역은 아치부와 바닥부에서 존재하며 측벽부에서는 1.3보다 크게 상회하여 안전 상태이다.

## 감사의 글

본 논문은 건설교통부가 출연하고 한국건설교통기술평가원에서 위탁시행한 2004년도 건설핵심기술연구개발사업(04핵심기술C01)의 지원으로 이루어졌습니다.

## 참고문헌

1. 한국서부발전(2002), "청송양수발전소 1,2호기 설계 기술용역 지하발전소 현지반 시험 보고서"
2. Draper, N. R. and Smith, H.(1966), "Applied regression analysis", Wiley
3. Leeman, E. R.(1967), "The borehole deformation type of rock stress measuring instrument", Int. J. rock Mech., 3, pp 23~44
4. Panek, L. A.(1966), "Calculation of the average ground stress components from measurements of the diametral deformation of a drillhole", US Bureau of Mines Report of Investigation RI 6732
5. Phase 2 (2005), Phase 2 ver. 6.0 manual, Rocscience Inc., Ontario, Canada

### 김 대 영

1989년 한양대학교 토목공학과 공학사  
1991년 한양대학교 토목공학과 공학석사  
2002년 한양대학교 토목공학과 공학박사



Tel: 031-280-7261  
E-mail: dykim@hdec.co.kr  
현재 현대건설 기술연구소 책임연구원

### 이 흥 성

1994년 한양대학교 토목공학과 공학사  
1996년 한양대학교 토목공학과 공학석사  
2003년 Purdue대학교 토목공학과 공학박사



Tel: 031-280-7262  
E-mail: hongsung@hdec.co.kr  
현재 현대건설 기술연구소 선임연구원

### 이 영 남

1974년 한양대학교 토목공학과 공학사  
1978년 태국 아시아 공과대학원 (AIT)  
토질공학 공학석사  
1988년 웨스턴 온타리오 대학교 지반공학  
공학박사



Tel: 031-280-7201  
E-mail: ynlee@hdec.co.kr  
현재 현대건설 기술개발원 원장