터널과 지하공간, 한국암반역학회
Vol. 1, 1991, pp. 218~228

茂朱 揚水發電所 現地 岩盤內 初期應力 測定에 關한 硏究

林 漢 旭[1]

Initial stress measurement in rock mass at Muju pumped-storage power station

Han-Uk Lim

ABSTRACT

Natural stress measurements have been made at two sites at the depth of 280m from surface by means of stress relief overcoring methods using three directional deformation gage.

Attempts have been made to determine the state of natural stress in the rock and provide useful basic data to investigate the stress distribution and the determination of yield zone around powerhouse cavern.

The magnitude and the direction of the maximum principal stress obstained from in-situ stress measurements is -96. 1 kgf/cm², -96. 2 kgf/cm² and N38° W, N35° W respectively.

Vertical stresses are in approximately agreement with the theoretical value. The ratio of measured to theoretical stresses are 85% at two sites. The ratio of average horizontal to vertical stresses ($k = (\sigma_h)_{ave}/\sigma_v$ is 1.07.

1. 序 言

最近 國內에서도 地下 대규모 공동의 굴착이 活潑히 進行되고 있거니와 이들 가운데 양수發電所는 단일 공동으로서 최대규모로 생각된다. 예를들면 무주양수발전소의 경우 대체로 높이 48m×나비 21m×길이 90m의 크기이다. 따라서 이와같은 대공동을 굴착하는 경우 공동의 位置 및 配置方法의 選定 그리고 오랜 期間동안 安全하게 유지하기 위해서는 대규모 공동을

* 1991年 12月 接受

1) 正會員. 江原大學校 資源工學科 敎授.

包含한 암반 구조물에 대한 設計 및 施工段階에서 역학적 안정성을 檢討하여야 한다.

굴착대상이 되는 지하암반은 地質學的으로 단층, 절리 및 균열 등 각종 불연속면이 發達되어 있을 뿐 아니라 지층 및 암종에 따라서 물성 및 역학적 성질이 不規則하기 때문에 時間 및 費用이 비교적 많이 소요되더라도 현지 岩盤에서의 각종 測定 및 試驗을 實施하여야 한다. 최근에는 지하공동 주위의 應力分布와 변위 및 이완영역의 發達範圍를 把握하고 이에 따른 效果的인 지보방법을 選定하기 위하여 수치해석법을 利用하는데 이를 위해서는 入力資料로서 岩盤의 물성 및 역학적 特性과 함께 초기 지압의 크기를 규명하여야 한다.

초기지압의 크기를 直接測定하는 方法으로는 여러가지가 開發, 소개되어 利用되고 있지만 그 원리에 따라 分類해 보면 응력보상법, 응력개방법 그리고 수압파쇄법을 들 수 있다. 特히 응력개방법은 오버코어링(overcoring)법이라고도 하는데 이를 더욱 세분해 보면 공경변형법, 공벽변형법 및 공저변형법 등이 있다. 國內에서는 1980년 대한중석 상동광산에서 맨처음 實測한 이래로[1], 공경변형법 및 [2]. [3]. [4]. [5], 공벽변형법에 의한 [6]結果가 報告된 바 있으며 1991년에는 유류비축기지에서 수압파쇄법을 利用하여 計測한 報告書가 알려지고 있다[7].

本 硏究에서는 지표로 부터 깊이가 280m되는 무주양수發電所의 공동하부 즉 방수터널내 2개소에서 공경변형법(3-directional borehole deformation method)으로 初期 應力의 크기를 計測하였으며 아울러 岩盤의 기본물성에 關한 實驗을 實施하였다. 그 結果 測定地域인 發電所(powerhouse)주위에 作用하는 주응력의 크기와 작용방향, 연직응력의 크기, 연직응력에 대한 수평응력의 비(k), 수평응력의 이방성 및 지각의 역학적 安定性을 考察하였다.

2. 測定裝置와 方法

2.1 測定位置 및 地質條件

現地岩盤의 初期應力을 測定하기 위한 位置는 지하공동 주위의 암석분포상태를 대표적으로 나타낼 수 있는 곳이어야 하며 지하공동이 굴착되어 있거나 진행중일 때에는 굴착된 공동(cavity)에 의해 응력집중 등의 影響을 받지 않는 곳이어야 한다. 또한 단일 터널을 굴착하는 境遇 이로 因해 응력집중현상이 일어나는 範圍를 터널나비의 1배로 設定하였다.

測定地域은 공정상 發電所공동(powerhouse)의 방수구쪽 하단만이 굴착된 狀態이기 때문에 Fig. 1과 같이 나비 4m인 터널을 개착한 다음 육안으로 判別하여 比較的 良好하다고 判斷되는 지점을 選定하였다.

측정지점과 그 직상부 지표의 표고는 대체로 各各 200m, 480m이기 때문에 피복암의 깊이는 280m이다. 공동 하단 2개소 즉 측점 1 및 측점 2의 位置 및 측정공의 配列은 Fig. 1과 같으며 各 測定孔別로 오버코어링 깊이, 방위, 터널 벽면과의 사이각을 表示하였다.

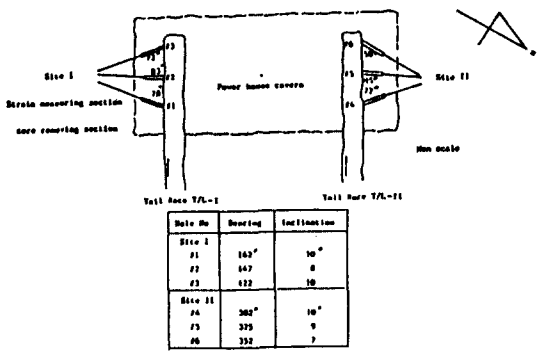

Fig. 1 Plan view of overcoring test site

이들 6개의 測定孔중 방위각이 122°되는 #3공과 302°되는 #4공에서는 거의 모든 코어가 測定作業中 試錐孔축과 직각방향으로 단절

되는 코어디스킹(core discing)現象을 보였으며 이로 因하여 측정계기(gauge)에 손상을 끼친 事例가 있었다.

한편 地質條件을 살펴보면 방수터널 및 地下發電所의 암상은 선캠브리아기의 호상편마암 및 거정질 화강암으로 이루어져 있다. 한편 이들地域의 구조선관계는 "最大 주응력의 作用方向과 優勢한 구조선과의 關係"에 敍述하였다.

2.2 測定方法 및 裝置

공경변형법의 境遇, 측정공을 중심으로 한 2차원 平面應力狀態로 간주한다. 즉 공축(borehole axis)에 垂直한 반경방향(radial) 및 평행한 接線方向(tangential)의 變形이 있는데 주된 변형은 반경방향임으로 이의 變化를 測定한다. 이때 서로 방위각이 다른 3개 공의 변형량과 彈性係數 및 포아송비를 조합하여 3차원으로 解析하게 되는데 평면 변형율(plane strain)狀態에서 이들관계는 (1)式으로 表現된다.

$$U=\frac{d(1-\nu^2)}{E}[(\sigma_1+\sigma_2)+2(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\theta]-\nu\varepsilon_z d \quad :(1)$$

그러나 터널벽면에서 공경방향의 變形率(ε_z)은 무시할 수 있으므로 (1)式은 (2)式과 같이 단순화 할 수 있다.

$$U=\frac{d(1-\nu^2)}{E}[(\sigma_1+\sigma_2)+2(\sigma_1-\sigma_2)\cos 2\theta] \quad :(2)$$

동일측정공(EX)내에서 60°씩 등간격으로 공경변형량을 測定하여 이를 U_1, U_2, U_3라 하면 평면 주응력의 크기와 그 作用方向은 (3)式과 같다.

$$\left.\begin{aligned}\sigma_1&=\frac{E}{6d}[(U_1+U_2+U_3)+\frac{\sqrt{2}}{2}\{(U_1-U_2)^2+(U_2-U_3)^2+(U_3-U_1)^2\}^{\frac{1}{2}}]\\ \sigma_2&=\frac{E}{6d}[(U_1+U_2+U_3)-\frac{\sqrt{2}}{2}\{(U_1-U_2)^2+(U_2-U_3)^2+(U_3-U_1)^2\}^{\frac{1}{2}}]\\ \tan 2\beta&=\frac{\sqrt{3}(U_2-U_3)}{2U_1-U_2-U_3}\end{aligned}\right\} \quad :(3)$$

여기서

σ_1, σ_2 : 평면 주응력

β : σ_1에서 반시계 方向으로 測定한 U_1까지의 각

E, ν : 各各 岩盤의 彈性係數 및 포아송비

한편 測定裝備로는 게이지(gauge), 변형률지시계(strain indicator)그리고 천공장비로 나눌 수 있는데 이들의 연결 모식도는 Fig. 2와 같다.

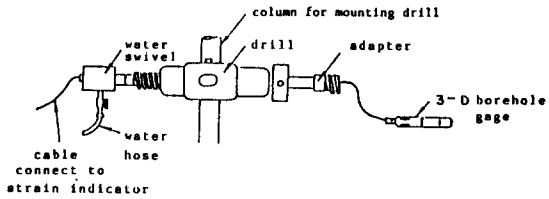

Fig. 2 Setup for the three component borehole gauge implacement

變形率을 計測하는 게이지의 구체적인 性能과 그 規格은 필자가 이미 발표한 논문[1]을 參照하기 바란다. 오버코어링作業은 Fig. 3과 같이 調整된 게이지를 設置도구를 利用하여 BX rod와 15cm지름의 코어 바렐내를 통하여 EX공내의 적당한 깊이에 設置한다.

반면 측정선의 반대편 끝은 시추기내를 통하여 변형율 지시계에 連結하고 초기값을 읽는다. 다음에 느린속도로 오버코어링을 하면서 單位 길이 천공시 마다 變形量을 구하여 초기치와의 差異를 變形率이라 한다. 이때 오버코어링은 測定된 變形率이 일정한 값을 보일때까지 實施하는데 一般的으로 40-45cm정도로 천공하면 된다.

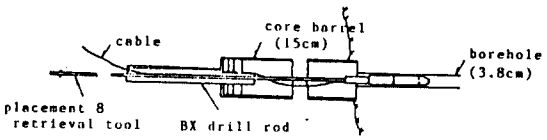

Fig. 3 Positioning the 3-D gauge with the placement rod through the 150mm diameter core barrel and drill rod

2.3 變形率의 計測

측점 1 및 측점 2에서 各各 3개 공씩 總 6개공에서 40－45cm 깊이로 오버코어링하면서 공경의 變形率을 測定하는데 이중 한 例를 들면 Fig. 4와 같다.

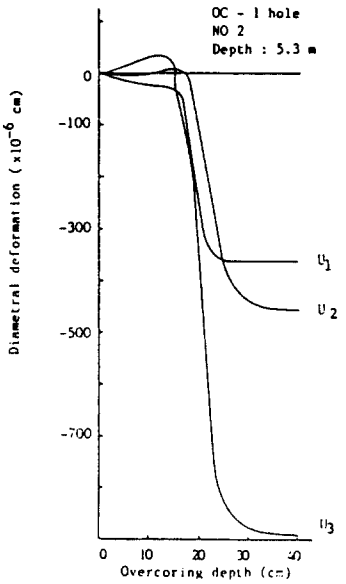

Fig. 4 Graph of deformation versus depth

이때 오버코어링 깊이를 x축에, 變形率을 y축에 表示하였는데 Fig. 4의 境遇 變形率이 각각 350×10^{-6}, 430×10^{-6} 및 880×10^{-6}정도임을 알 수 있다.

2.4 岩盤의 物性

初期應力 測定 地點인 측점 1 및 2에서 시추시 얻어진 NX코어를 利用하여 單位重量, 比重, 흡수율, 탄성파 전파速度, 쇼어경도, 일축압축강도, 彈性係數, 포아송비, 인장강도, 직접전단강도, 삼축압축강도 및 熱膨脹率을 구했는데 그 結果는 Table 1과 같다. 이의 各試驗方法은 I.S.R.M(International Society for Rock Mechanics)과 A.S.T.M의 標準方法에 의하였다.

Table 1 Physical properties of rock

items \ site	site 1	site 2	Average
Unit weight(gr/cm³)	2.588	2.595	2.591
Specific weight	2.588	2.595	2.591
Porosity(%)	0.357	0.384	0.369
Wave velocity(m/sec) P wave / S wave	4350 / 2790	4620 / 3110	4480 / 2950
Shore's hardness	45－65	45－65	45－65
Uniaxial comp. strength(kgf/cm²)	1.350	1.490	1.420
Tensile strength (kgf/cm²)	100	90	95
Shear strength (kgf/cm²)	200	210	205
Young's modulus ($x10^5$ kg f /cm²)	5493	5750	5621
Possion's ratio	0.197	0.214	0.207
Cohesion force (kg f /cm²)	180	190	185
Internal friction angle(degree)	48	51	50
Thermal expansion ($x10^{-5}$/℃)	1.32	1.32	1.32

Table 1과 같이 측점 1에 비해 측점 2가 보다 良好한 物理的 特性을 보이고 있는 것은 岩石自體의 차이에 기인한다기 보다는 암반내에 發達한 小規模 절리군 및 층리면의 方向으로 因한 이방성에 기인하는 것으로 推定된다.

3. 測定結果

3.1 初期應力의 計算

공경의 변형량, 측정공내에서 버턴의 位置, 측정공의 지름, 포아송비, 彈性係數, 임의 3개의 비평행공이 공동좌표계 X(동－서), Y(남－북) Z(연직방향)축과 이루는 방향여현(direction cosine), 각 측정공의 경사각과 방위각을 Fig. 5에 表示한 3차원 應力解析 프로그램에 入力시켜 計算하였다.

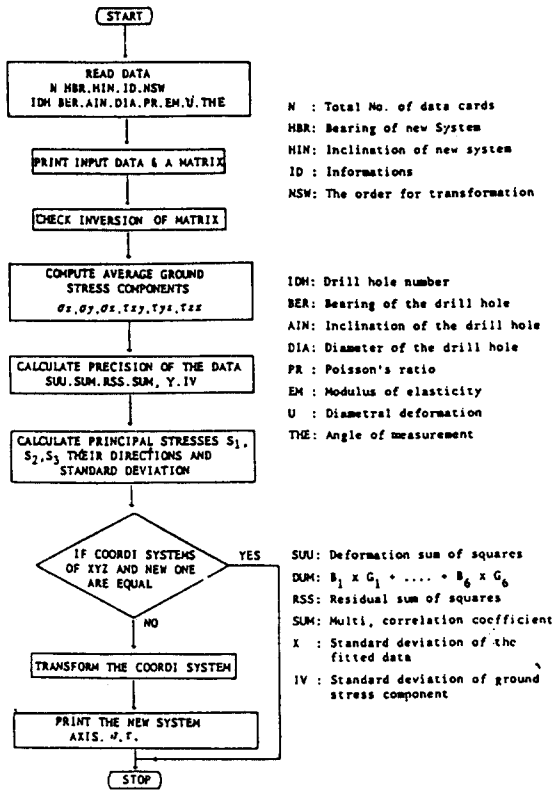

Fig. 5 Flowchart of computer program to compute three dimensional stresses

측점 1 및 2의 각 공에서 각각 8개 및 7개씩 總 45개의 資料를 얻었는데 이 가운데 岩盤의 條件에 따라 比較的 良好한 資料로 判斷되는 資料 4개 조씩을 解析한 結果는 Table 2 및 3과 같다. 즉 각조는 터널 벽면으로부터 깊이가 유사한 것을 各 공에서 1개 資料씩 選擇하여 3개 공의 3개 資料를 Fig. 6과 같은 方法으로 조합하여 얻은 結果이며 表에서 平均値는 平均岩盤應力의 크기를 산술평균으로, 그리고 주응력의 크기와 그 作用方向은 벡터합(vector sum)으로 구한 것이다.

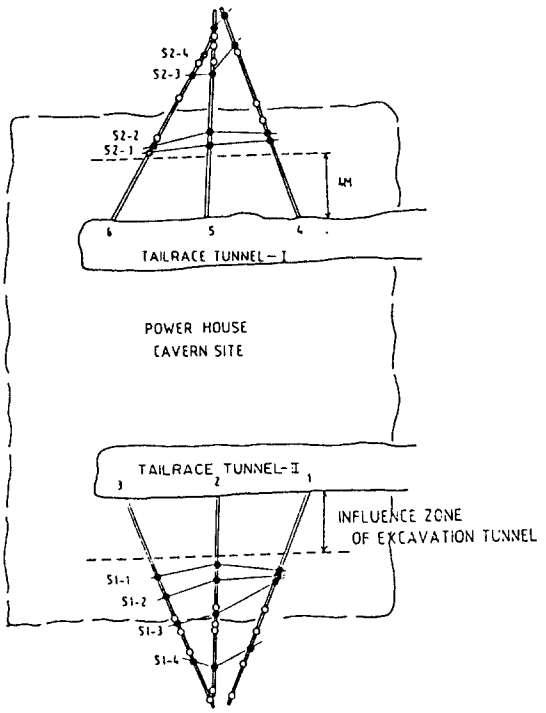

Fig. 6 Position of deformation measuring in EX hole

Table 2 The results of in-situ stress measurements at site 1.

Items			S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	Average
							kg f /㎠
Average stress components		σ_X	-67.7	-43.6	-52.9	-62.1	-56.6
		σ_Y	-79.2	-58.0	-66.2	-75.0	-69.6
		σ_Z	-54.0	-60.4	-64.6	-56.3	-58.9
		τ_{XY}	27.6	17.8	18.5	25.6	22.4
		τ_{YZ}	-11.7	27.9	9.3	9.1	14.5
		τ_{ZX}	12.3	-14.0	-13.8	-9.2	-12.3
							kgf/㎠
Principal stress	Magnitude	S_1	-107.0	-97.0	-89.0	-99.0	-96.1
		S_2	-50.0	-36.0	-56.3	-52.9	-49.0
		S_3	-43.9	-29.0	-38.4	-41.5	-40.0
							degree
	Bearing	α_1	140.2	149.0	140.4	141.6	142.5
		α_2	17.7	100.7	173.0	169.6	156.1
		α_3	238.5	213.5	241.1	234.1	235.4
							degree
	Inclination	β_1	72.4	130.7	122.9	106.8	117.0
		β_2	30.6	52.3	37.5	18.9	27.7
		β_3	65.8	63.3	106.0	98.4	95.6

Table 3 The results of in-situ stress measurements at site 2.

Items			S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	Average
							kg f /㎠
Average stress components		σ_X	-69.4	-45.9	-47.2	-59.8	-55.6
		σ_Y	-90.3	-66.5	-61.1	-85.8	-75.9
		σ_Z	-63.6	-53.3	-65.7	-62.3	-61.3
		τ_{XY}	39.9	27.1	17.1	10.8	23.7
		τ_{YZ}	-9.6	-8.9	-7.5	9.2	-8.8
		τ_{ZX}	11.4	9.5	8.1	-8.7	9.5
							kg f /㎠
Principal stress	Magnitude	S_1	-124.8	-89.4	-81.0	-94.1	-96.2
		S_2	-60.7	-49.2	-58.0	-62.0	-57.3
		S_3	-37.8	-27.1	-35.0	-51.8	-39.3
							degree
	Bearing	α_1	141.8	144.5	143.7	157.3	145.4
		α_2	353.2	345.1	334.8	224.2	352.6
		α_3	233.7	236.9	237.6	263.3	238.9
							degree
	Inclination	β_1	76.5	70.7	53.8	110.5	70.0
		β_2	15.7	20.5	36.8	43.6	22.2
		β_3	82.1	83.3	84.7	126.5	80.7

4. 測定結果의 檢討

암반이 수평방향으로 變形되지 않고 자중에 依해서만 가압되어 彈性的 變形을 한다면 연직응력(vertical stress)의 크기는 피복암(overburden)의 무게와 같고 水平方向의 응력성분은 포아송비를 考慮한 값이 된다.

그러나 岩盤에 오랜기간동안 creep變形이 許容되면 應力이 정수압 狀態로 接近하여 모든 方向의 응력은 피복암의 무게와 같게 된다고 알려져 왔다.

그러나 지각내 응력상태는 많은 實驗結果 理論値와 잘 一致하지 않는다. 응력의 근원은 중력과 지각력이지만 地形의 불규칙, 열탄성변형, 지각두께의 차이, 또 점탄성적 性質을 나타내는 岩石의 不均質한 유동적 變形 등으로 因하여 均一하지 않는 응력이 生成되기 때문이다.

또한 심도가 낮은 곳에서도 岩盤은 많은 양의 에너지 또는 活動性 지각응력까지도 오랜기간동안 蓄積할 수 있으므로 最近의 地形으로부터 單純히 피복암의 두께를 구하여 응력을 計算한 값은 實測値와 差異를 갖게된다.

뿐만 아니라 동일 측정개소에서도 3개공에서 공심位置에 따라 얻어진 공경變形量을 電算解析의 入力資料로써 어떻게 選擇하여 조합하느냐에 따라서 주응력의 크기와 방향은 다소 變化하므로 어떤 結果値를 대표값으로 정할 것인가에는 어려움이 있다.

따라서 금번 測定結果를 現在까지 알려진 다른 硏究 結果들과 比較, 考察하기로 한다.

4.1 최대주응력의 作用方向과 優勢한 구조선과의 關係

岩盤內 存在하는 各種 불연속면의 發達은 응력의 크기와 그 作用 方向에 影響을 미치는 중요한 요인중의 하나이다. 國內外에서의 현지응력 測定結果에 依하면 最大주응력의 作用方向

은 優勢한 구조선의 方向과 평행하게 作用하기도 하지만 때로는 수직으로 作用하는 때도 있기 때문에 최대주응력의 作用方向과 地質構造와의 관계는 明確하지 않다. 特히 地質構造가 복잡한 地域에선 연관성을 찾기가 어려운 것으로 알려지고 있다[8].

發電所 상부의 지표 地質調査 結果와 發電所 하단에 隣接한 방수 터널에서의 갱내 地質構造 調査結果는 各各 아래와 같이 상이하게 나타나고 있다. 즉, 發電所 상부의 지표 地質調査 結果 엽리구조는 N 05°E/38°NW이고 주절리군은 N 18°E/32°NW, N 33°W/수직 및 N 05°W/수직등 3방향이 優勢하며 이들 절리들의 方向을 利用하여 주응력의 作用方向을 구해보면 대체로 σ_1은 200°/43°, σ_2는 326°/25° 그리고 σ_3은 76°/30° 方向으로 豫測된다.

그러나 접근수로인 방수터널(T-1, T-2)에서의 엽리구조는 N 33°E/34°NW이고, 주절리군은 N 86°E/72°SE, N 15°E/76°SE 및 N 33°E/34°NW의 3方向이며 역시 이를 利用하여 구한 주응력의 作用方向은 各各 51°/04°, 150°/70° 및 320°/24°이다.

따라서 이들 절리군의 상호관계, 그리고 構成岩石에 미친 變質度의 정도등에 관한 地質學的 硏究가 수행되어야만 구조선과 주응력의 作用方向과의 관계가 확연해 질 것이다. 다만 측점 1 및 측점 2는 發電所의 하단에 位置하고 있어 이들을 比較해 보면 實測結果 얻어진 最大 주응력 方向이 대체로 142°-146°인 점으로 보아 σ_2의 方向과 거의 一致하고 있음을 알 수 있다.

4.2 測定値 사이의 관계

測定된 값을 國內外에 기보고된 結果値와 比較하였다. 國內의 結果値는 우리나라 동남부 지역에 位置한 삼랑진양수지하발전소, 울산 L.P.G.기지 그리고 상동광상 등 7개 地域에서 구해진 資料[4][5]이며 國外는 文獻資料에 의하였다.

4.2.1 연직응력의 크기

發電所空洞의 직상부 지표면은 험준한 산악지 이므로 地形에 의한 影響은 상당할 것으로 推定된다.

그러나 이들 影響을 檢討하기 爲한 수치해석법은 지형의 不規則性, 구성광물의 多樣性, 각종 不連續面의 發達, 경계조건설정의 어려움 등으로 아직까지 정량적인 解析法이 알려지지 않고 있는 實情이다. 따라서 이에 대한 檢討는 除外하고 단순히 비중량($\gamma=\rho g$)과 심도만으로 구한 理論値와 비교해 보면 Table 4와 같다.

Table 4 Magnitude of vertical stress at Muju

Items \ Site	Site 1	Site 2
Depth	280	280
Measured stress(a)	-58.9	-61.3
Calculated stress (b) ($\sigma_V=\gamma h$ kg f / cm²)	-72.3 ($\gamma=2.588$)	-72.5 ($\gamma=2.595$)
a/b(%)	81.5	84.6

Table 4에서와 같이 연직응력의 實測値는 計算으로 구한 값에 비하여 各各 81.5% 및 84.6%로서 대체적으로 理論値 보다 약간 작은 값을 보이고 있다.

한편 國內 다른 地域에서는 대략 86.4%-117.7%이며 式(4)를 考慮할 때 비교적 작은 값을 나타내는데 이와같은 이유는 岩盤內에 각종 균열이 多數 發達된 것에 기인하는 것으로 推測된다.

日本의 境遇를 예로들면 양수발전소 및 鑛山 등 5개소에서 測定한 結果 113.7-156.5%를 보이고 있다.

한편 國內外에서 심도에 따른 연직응력의 변화 경향성은 다음식으로 주어진다.

$\sigma_Z = 0.233Z + 13.6$(kg f /cm²) : 한국 (4)

Z = 지표로부터의 깊이(m)

또

$\sigma_Z = 0.027\ Z$(MPa) ┐ Brown 식 (5)

$\sigma_Z = 0.266\ Z + 19$(kg f /cm²) ┘

$\sigma_Z = 0.02\ Z + 2.44$: Worotnichi 식 (6)

4.2.2 수평응력의 變化

測定한 수평응력을 심도에 따른 평균수평응력의 變化, 지각응력과의 關係 및 수평응력의 이방성(anisotropy)에 대하여 檢討하기로 한다.

Table 5 Magnitude of Horizontal Stresse

Site	Depth (m)	Hor. stress (measured) σ_x	σ_y	Ia	Ave. Hor. Stress (kg f /cm²) measured(a)	calculated(b)	Difference (a-b)	Excess Horizontal Stress (per 100m)
1	280	-56.6	-69.6	1.23	-63.1	-17.7	-45.4	-16.2
2	280	-56.6	-75.9	1.37	-65.8	-19.7	-46.1	-16.5

1) Average horizontal stress (measured)
$= 1/2(\sigma_x + \sigma_y)$

2) Calculated horizontal stress : $\sigma_h = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_Z$

3) Ia (Horizontal stress anisotropy) : $\frac{\sigma_{h\ max}}{\sigma_{h\ min}}$

$(\sigma_h)_{ave} = 0.183\ Z + 27.8$ (kgf/cm²) : (7)

따라서 측정심도 Z=280m를 위 식에 대입하면 그 값은 -78.95cm f /cm²가 되지만 평균한 측정치는 -63.4kg f /cm²이므로 다른 地域에 비하여 적은 값을 보임을 알 수 있다.

한편 外國에서의 평균수평응력의 變化傾向은 아래와 같다.

Haimson

$(\sigma_h)_{ave} = 0.02\ Z + 4.90$(MPa) : (8)

(1MPa = 10.1972 kgf/cm²)

Herget

$(\sigma_h)_{ave} = 0.407\ Z + 83$(kgf/cm²) : (9)

Hast

$(\sigma_h)_{ave} = 0.05\ Z + 9.32$(MPa) : (10)

또한 岩盤內 最大수평응력($(\sigma_h)_{max}$)과 최소수평응력($(\sigma_h)_{min}$)과의 비(Ia)는 이방성을 나타내는데 무주의 境遇 Ia는 1.23 및 1.37이며 國內 다른 地域은 1.17−2.21범위를 보이고 있다.

Ranalli에 의하면 심도 1220m이내에서 測定한 各國의 總 56개 資料를 分析한 結果 측정치의 65.8%가 1.17−2.21의 범위에 있고 2.21 이상은 26.3%이며 최고 4.0까지도 存在하는 것으로 보고되고 있는데 이에 비추어 볼 때 금번 측정지역은 응력의 이방성이 비교적 작은 것을 알 수 있다.

과잉수평응력이란 測定한 수평응력과 탄성적으로 計算한 수평응력(lithostatic stress)과의 차이를 말하는데 이는 지각응력의 存在有無를 判別하는 基準이 된다. 즉,

$(\sigma_h)\text{excess} = \sigma_h(\text{meas}) - \sigma_h(\text{theor})$

$= \sigma_h(\text{meas}) - \frac{\nu}{1-\nu}(\sigma_z)$: (11)

特定地域에 과잉수평응력이 存在하는 이유로 측점부근의 地形, 浸蝕 및 堆積에 따른 피복암의 두께變化, 지각환경(tectonic environment)으로 인한 잔류응력과 최근 지각응력이 중력으로 因해 수평방향으로 作用하는 응력에 중첩되기 때문인 것으로 알려지고 있다.

따라서 금번 測定地域은 심도 100m당 과잉수평응력의 크기가 16.2−16.5으로 울산(13.2−9.9)의 境遇 보다는 크고 삼량진(25.0)이나

강원탄광 및 연화광산에서의 값(29.1 or 39.7)보다는 적다. 特히 最大 주응력의 작용경사각이 117.0° 또는 70.0°로 거의 수평인 점을 勘案할 때 지각활동이 어느정도 이루워졌던 것으로 推定할 수 있다.

4.2.3 연직응력에 대한 수평응력의 비

岩盤이 역학적으로 탄성체라면 연직응력에 대한 수평응력의 비(k)는 포아송비에 따라 다르지만 一般的으로 1/3−1/2이 된다. 그러나 실제로는 理論과는 달라서 國內에서의 測定結果 그 비는 대체로 0.90−1.42인데 비하여 무주의 측정치는 Table 6과 같이 두 측점 모두 1.07로 比較的 작은 값을 나타낸다.

外國의 실측예를 들면 호주, 카나다, 美國, 스칸디나비아, 남아프리카공화국 등에서의 結果에 依하면 總 120개 地域中 54%가 1〈k〈2이고, k〉2는 22%이며 k〈1은 24%에 불과하였다.

호주의 境遇 平均 1.5, 이태리 및 체코에서는 연직응력보다 크거나 같은값, 인디아에서는 0.42−1.50을 나타낸다.

Table 6 The Relations between K(σ_{have}/σ_V) and Depth

Site	Depth (m)	Ave. horizontal stress(kg f /㎠)	Vertical stress (kg f /㎠)	K(σ_{have}/σ_V)
1	280	-63.1	-58.9	1.07
2	280	-65.8	-61.3	1.07

4.2.4 주응력 및 전단응력간의 관계

空洞設計에 중요한 요소중의 하나는 최대 주응력에 대한 최소주응력의 비 및 전단응력의 크기라고 볼 수 있다.

Table 7 The Relations between Stress Components

Site	Principal stress				Measured Max. shearing Stress(kg f /㎠)	Calculated Max. shear Stress	τ_{max}(meas) /S_1
	S_1	S_2	S_3	S_1/S_3			
1	-96.1	-49.0	-40.0	2.40	22.4	28.1	23.3(%)
2	-96.2	-57.3	-39.3	2.45	23.7	28.5	24.6(%)

S_1, S_2, S_3 : Maximum, Intermediate and Minimum Principal stress

Calculated max shear stress : $\tau_{max} = \frac{S_1 - S_3}{2}$

무주의 측정치에 의하면 주응력(S_1/S_3)의 비는 各各 2.40 및 2.45로서 거의 一致하는 傾向을 보이고 있다.

한편, 國內 他地域의 경우 그비가 2.1−3.95이며 外國의 例를 들면 Fennoscandinavian에선 1.3−3.4, 美國 동북부 지역에선 1.2−2.6, 남아프리카공화국에선 2.4−4.0, 호주의 평균치는 2.97, 이태리 2.5−6.5 등이다. 또한 測定한 전단응력성분중 最大値는 理論的으로 計算한 最大値보다 적으며 最大 주응력에 대한 비가 23.3−24.6%로서 國內 다른 地域의 평균값(32.3%)보다도 약간 작은 값을 보인다.

5. 結 論

무주 양수發電所 建設을 위한 암석내 大規模 空洞을 굴착함에 따라 이들 대공동 構造物의 역학적 安定性을 檢討하는데 필요한 資料를 얻기 위하여 지표로 부터 심도가 280m되는 發電所 공동의 하단부 2개소에서 초기응력을 測定하고, 인근에서 얻어진 NX core를 利用하여 3軸壓縮試驗 등 11가지 종목의 物性 및 역학적 기초 特性 試驗을 實施하였다. 초기응력측정법은 공경변화를 效果的으로 測定할 수 있는 3방향 공경변형측정계(three diametral borehole deformation gauge)를 使用하였는데 얻어진 主

要事項은 다음과 같다.

1. 측정공과 近接한 NX공에서 얻어진 암석 시편에 대하여 單位重量, 比重, 흡착성, 탄성파速度, 쇼어경도, 1축압축, 彈性係數, 포아송비, 압열인장, 直接전단, 3축압축, 강도 그리고 熱 膨脹係數 등을 구하였다.
2. 發電所 空洞 하단부 측점 1 및 측점 2에 作用하는 最大주응력의 크기는 各各 -96.1 및 -96.2kg f /cm²이며 그 作用方向은 各各 142.5°(N 38°W) 및 145.4°(N 35°W)로 거의 一致한다.
3. 地質構造의 調査結果 공동상부와 하부에서의 절리면의 方向은 서로 다르다. 特히 측정지점인 하부에서의 엽리구조는 N°33E/34°NW이며, 절리군은 N86°E/72°SE, N 15°E/76°SE 및 N 33°E/34°NW의 3방향이며 이를 利用하여 구한 주응력의 方向은 各各 55°/144°, 150°/70° 및 340°/24°이다. 따라서 이들 地質構造와 最大주응력의 作用方向과의 관계는 構造地質學的 硏究가 선행되어야 明確한 답을 구할 수 있을 것이다.

   그러나 금번 測定結果에 의하면 최대주응력의 방향이 대체로 142° 146°이므로 절리군의 分析으로 구한 σ_2의 방향과 거의 一致함을 알 수 있다.
4. 측점 1 및 측점 2에서 수직응력(σ_V)의 크기는 各各 -58.9 및 -61.3kg f /cm²으로써 이들값은 탄성학적으로 計算한 理論値의 85%내외로 약간 작은값을 나타낸다.
5. 연직응력에 대한 수평응력의 비(k)는 측점 1 및 측점 2에서 공히 1.07으로써 국내외 다른지역의 측정치에 비하면 작은값을 나타낸다.
6. 측정된 2방향의 수평응력의 비(Ia=$\sigma_{hmax}/\sigma_{hmin}$, horizontal stress anisotrophy)는 1.23 및 1.37로써 다른 地域에 비하여 그 값이 작은 편이며 응력의 이방성이 뚜렷하지 않은 편이다.
7. 測定한 수평응력과 탄성학적으로 計算한 수평응력과의 差異를 과잉수평응력(excess horizontal stress)이라하며 지각응력(tectonic stress)의 存在와 그 크기를 區分하는 基準으로 利用된다. 금번 測定 지점은 그 값이 16.2−16.5kg f /cm²/100m으로 작은편이며 이로 미루어 보아 지각활동이 國內 다른 地域보다는 活潑하지 않은것으로 推定된다.
8. 最小주응력에 대한 最大주응력의 비(S_1/S_3)는 各各 2.40 및 2.45이며 最大전단응력 역시 最大주응력(τ_{max}(measured)/S)의 23.3, 24.6%인 점을 볼 때, 이 地域은 역학적으로 比較的 安定狀態에 놓여 있는것으로 사료된다.
9. 發電所 공동 및 그 隣接 地域에서 관찰된 구조선의 방향, 실험실 암석강도는 경암에 속하지만 각종 미세한 균열이 다수 發達되어 特定方向으로 쉽게 破壞되는 점, 特히 overcoring 도중 방위각이 N312°되는 #3공 및 #4공에서는 試錐 도중 공축과 거의 직각방향으로 원형의 코어가 단절(discing)되어 많은 問題點을 제기했던 점, 더욱이 최대주응력의 作用方向이 N144°(이는 N324°方向과 一致)인 점등을 종합할 때 시공 및 지보시 이 방향에 대해서는 각별한 주의가 要求된다.

따라서 초기응력측정과 이를 基礎로한 數値解析 結果에 국한하지말고 各種變位 및 2차응력의 計測이 要望된다.

즉 공동을 굴착한 後 周邊 岩盤內에 응력 分布過程에서 생기는 2차응력(induced stress)의 變化와 變位狀態를 계측하고 이 結果値를 數値

解析에 의한 예측치 및 허용치와 比較, 檢討하여 設計 및 施工에 feedback시키기 위하여 공동굴착 및 굴착후의 安定性을 確保하기 위한 特別 수단으로 各種 계측(monitoring)을 追加 施行할 것을 추천한다.

사 사

本 研究를 遂行하는데 協助해준 韓國電力公社의 조창기 처장님과 관계직원 그리고 현대엔지니어링(株)의 윤윤영 이사님과 職員 여러분께 感謝를 드린다.

參 考 文 獻

1. 임한욱, 이정인., 공경변화법에 의한 岩盤內 초기응력 測定에 관한 硏究 : 대한광산학회지 17권 1호 pp. 30－37, 1980.
2. 이정인, 임한욱., 삼랑진 양수 地下發電所 현지 岩盤의 응력 측정에 관한 연구 : 서울工大 生産技術 연구소보 제 4권 제1호 pp. 1－15, 1981.
3. 임한욱, 서백수, 김웅수., 심부채굴 作業場 周邊의 지압 계측과 록크보울트 시공법에 관한 硏究 : 대한광산학회지 21권 4호 pp. 289－297, 1984.
4. Han－Uk Lim, and Chung－In Lee., In－situ Stress Measurement of rock by Stress Relief Method at Some Location in Korea : Proc. of the Intern'l Sym. on Rock Stress and Rock Stress Measurements., pp. 561－568. Stockholm, Sweden., 1986.
5. Han－Uk Lim, and Chung－In Lee., In－situ Stress Measurement at Some Different Geological Formations in Korea : Proc. of the Intern'l Symp. on Engineering in Complex Rock Formations., pp. 121－127 Beijing, China., 1986.
6. 송원경, 권광수, 노세환, 이정인., 단일시추공내에서 공벽변형법에 의한 암반응력의 測定 : 대한광산학회지 23권 3호 pp. 182－191, 1986.
7. Haimson, B.C., et als., Hydraulic Fracturing & Stress Measurements : Korea Power Engineering Company, Inc. 1990. Sep.