

대심도 지하 공간 굴착시의 암반거동

- 일본 SUPER KAMIOKANDE의 사례 -

이홍규^{1)*}

Monitoring Results of Rock Mass Behavior during Excavation of Deep Cavern

Hong-Gyu Lee

Abstract The world's largest nucleon decay experiment facility is constructed at a depth of approximately 1,000 meters, in the Kamioka Mine, Japan. The excavated cavern is consisted of a cylinder of 42.4 m high and a semi elliptical dome of 15.2 m high, with a bottom diameter of 40 m. The total excavation volume is approximately 69,000 m³. Because of the character as a large cavern excavation in deep underground, there is many unknown factors in rock mechanics. Based on the results of rock test and numerical analysis, the monitoring of rock mass behavior accompanying progress of construction was performed by various instruments installed in the rock mass surrounding the cavern. The monitoring data was used in the study of measures for cavern stability.

KeyWords Deep cavern, Initial stress, Rock mass behavior, Monitoring, Construction method

초 록 일본 기후현의 카미오카광산은, 채광후의 지하공간을 연구나 실험시설로서 재활용하고 있는 광산중의 하나이다. 동 광산의 지하 약 1,000 m의 대심도에, 우주에서 도래하는 소립자의 관측과 양자의 붕괴현상 등을 연구하기 위한 실험시설 SUPER-KAMIOKANDE(KAMIOKA Nucleon Detective Experiment)가 건설되었다. 이 시설을 수용하는 지하공간은 직경 40 m, 높이 42.4 m의 원통부와 그 상부에 높이 15.2 m의 반 타원형 돔부로 구성되어 있으며, 총 굴착량은 69,000 m³이었다. 지하공동 단면의 크기는 대형지하발전소와 비슷한 규모이지만, 공동의 형상이 종래에 그 예를 찾아 볼 수 없는 원통형이라는 것, 지하 1,000 m의 대심도이기 때문에 커다란 초기지압이 존재한다는 것, 그리고 굴착방법으로서 높이 10 m의 장공발파를 이용한다는 특수조건 하에서 공동의 굴착을 안전하고 경제적으로 실시하기 위해 초기지압결과를 이용하여 계측단면을 설정하여, 암반거동에 관한 계측계획을 입안하였고, 지중 변위 측정, 록볼트 축력측정, 응력변화 측정을 실시하면서 시공관리를 실시하였다.

핵심어 대심도 지하공간, 초기응력, 암반거동, 계측, 시공방법

1. 서 론

광산의 지하공간은 격리성, 항온성, 내진성, 3차원성 등 일반적인 지하공간의 특징 이외에도 다음과 같은 특징을 가지고 있다.

- 광업활동의 결과 방대한 지하공간이 존재하고, 지표상에도 방대한 용지가 있는 경우가 많기 때문에, 그들의 취득비용이 저렴하다.
- 장기간의 굴착 실적으로부터, 안정성을 확보하기 위한 공법이나 관리방법이 확립되어 있다.

- 광산개발을 위한 조사와 연구를 통해서 얻어진 주변 암반과 지하수에 관한 지질학, 암반공학의 데이터가 풍부하다.
- 지하공간을 개발하기 위한 인적자원 및 기반시설이 이미 준비되어 있다.
- 폐광에 의해 고용이나 지역사회 쇠퇴의 문제가 있기 때문에, 지하공간개발에 대한 경영자, 지역관계관청 및 지역주민의 이해를 얻기 쉽다.

상기 특징을 살려서, 개발 경비나 개발을 위한 소요 시간 등에서 우월성을 가지고, 유효하게 재이용되고 있는 광산의 지하공간이 적지 않다.

일본 기후현에 있는 카미오카 광산은 채광후의 지하공간을 연구나 실험시설로 재활용하고 있는 광산 중의 하나이다. 동 광산의 지하 약 1,000 m의 대 심도에, 우주

¹⁾ 두산산업개발주식회사 토목사업본부 토목터킵팀 부장

* 교신저자 : hglee@doosan.com

접수일 : 2005년 10월 12일

심사 완료일 : 2005년 12월 21일

에서 도래하는 소립자의 관측과 양자의 붕괴현상 등을 연구하기 위한 실험 시설 SUPER-KAMIOKANDE (KAMIOKA Nucleon Detective Experiment)가 건설되었다(Fig. 1).

이 시설을 수용하는 지하공간은 직경 40 m, 높이 42.4 m의 원통부와, 그 상부에 높이 15.2 m의 반타원형 돔(Dome)부로 구성되어 있으며, 총굴착량은 69,000 m³ 이었다(Fig. 2).

공동의 형상과 입지조건에는 다음과 같은 특수성이 있었다. 지하공동 단면의 크기는 대형 지하발전소와 비슷한 규모이지만, 공동의 형상이 종래에 그 예를 찾아 볼 수 없는 원통형이라는 것, 지하 1,000 m의 대심도이기 때문에 커다란 초기지압이 존재한다는 것, 그리고

굴착방법으로서 높이 10 m의 장공발파를 이용한다는 것이었다.

이러한 특수조건 하에서 공동의 굴착을 안전하고 경제적으로 실시하기 위해 초기지압의 결과를 이용하여 계측단면을 설정하였으며, 다음과 같은 항목의 암반거동에 관한 계측계획을 입안했다.

- 굴착에 따른 주변암반의 변형거동을 감시하기 위한 지중 변위 측정.
- 지보로서 타설된 록볼트에 작용하는 하중을 감시하기 위한 록볼트의 축력측정.
- 응력의 집중이 예상되는 돔부 주변의 응력변화의 측정.

본 논문에서는 2년여의 시공 기간 중 얻어진 계측결과를 중심으로 보고한다^{1,2)}.

2. 암석 · 암반조사결과

지질은 흑운모편마암과 각섬석편마암을 주체로 하는 Hida 변성암류로 구성되며, 부분적으로 미그마타이트, 석회암 그리고 납·아연 등의 스키른 광물을 수반하는 광화 변질작용을 받은 부분으로 구성되어 있었다. 최초로 굴착된 Access tunnel 과 돔부 하부에서 확인된 지질 관찰 결과는 Fig. 3과 같다.

암질은 전체적으로 신선견고하고, 불연속면의 간격도 2 m 이상이었으나, 석회암이나 스키른 광물의 분포영역은 상대적으로 brittle하고 불연속면의 간격도 1 m 이하였다. 암석 · 암반에 대한 조사결과는 Table 1과 같다. Table 1에 나타난 초기지압 측정결과는 3종류의 overcoring법에 의해 측정된 결과이다. 3종류는 일본 전력중앙연구소(Central Research Institute of the Electric

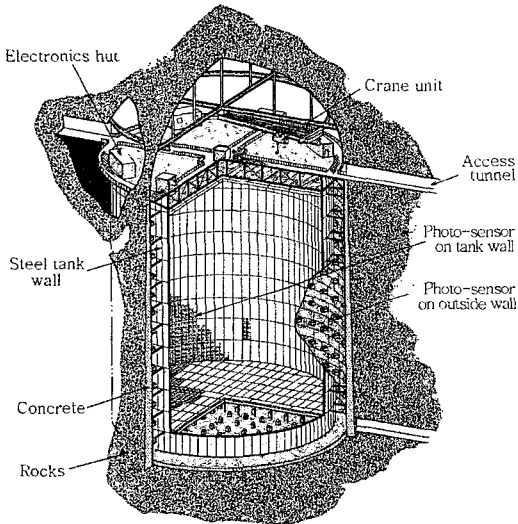
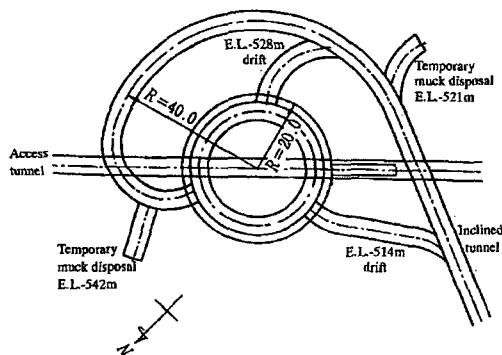


Fig. 1. Outline of SUPER-KAMIOKANDE



(a) Plan View

(b) Section View

Fig. 2. Layout of SUPER-KAMIOKANDE

Power Industry: CRIEPI)에서 개발한 8 성분 변형률계 이지를 이용한 공경변화법³⁾, Sugahara and Obara 등이 개발한 16성분의 구면계이지를 이용한 구면공저변형 법^{4,5)}, Hollow Inclusion(HI) Cell을 이용한 오스트레일 리아의 CSIRO법(Common wealth Scientific and Industrial Research Organization of Australia Method)⁶⁾이다. 3종류의 방법에 의해 얻어진 결과는 유사하였고, 6 응력성분의 평균치를 이용하여 주응력 방향 및 크기를 결정하였다(Fig. 3, Table 1).

3. 굴착과정과 지보

Fig. 4에 굴착순서를 나타낸 바와 같이, 공동의 굴착 은 E.L.-500 m보다 상부의 돔부와, E.L.-500 m보다 하 부의 원통부를 높이 약 14 m 간격으로 3분할한 총 4블 록으로 크게 구분하여 상부 블록부터 발파 공법에 의해 굴착되었다.

돔부는 E.L.-500 m로부터 진입하여 나선상의 주회 터널(①, ②)을, 돔부 완성 굴착면의 2 m 안쪽까지 굴착

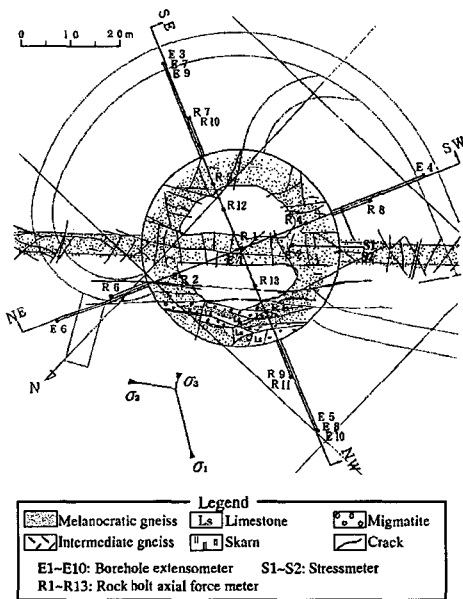


Fig. 3. Geologic map in E.L.-500.2 m and location of monitoring instruments

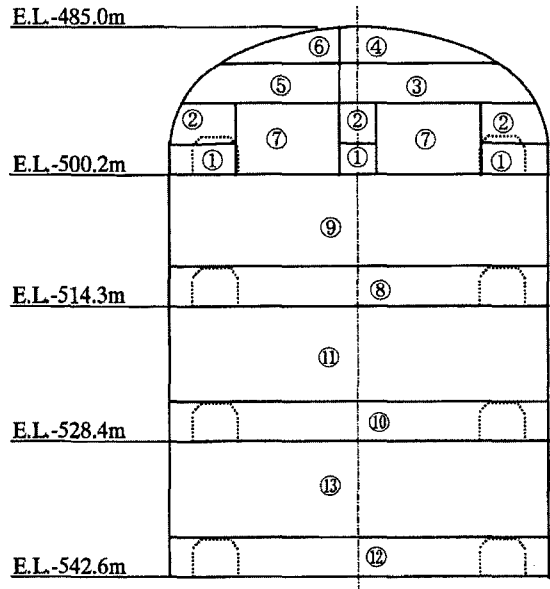


Fig. 4. Excavation sequence

Table 1. Mechanical properties.

Laboratory	Density	(ρ)	2.7(g/cm ³)
	Ultrasonic wave velocity	(vp)	6.4(km/sec)
	Unconfined compressive strength	(σ_c)	140 MPa
	Modulus of elasticity	(E)	54,000 MPa
	Poisson's Ratio	(ν)	0.16
In-situ	Primary wave velocity	(Vp)	5.0 km/sec
	Modulus of elasticity	(E)	22,000 MPa
	Maximum principle stress	(σ_1)	29.4 MPa(309 ^{*A} /68 ^{*B})
	Intermediate principle stress	(σ_2)	19.3 MPa(60/8)
	Minimum principle stress	(σ_3)	6.2 MPa(153/20)

*A : Bearing, *B : Dip

하였다. 그리고 smooth blasting으로 완성 굴착면의 정형을 실시한 후, 지보를 설치하였다. 그 후, 굴착 버럭 또는 일부 pillar를 이용하면서 천정부의 굴착과 지보를 설치하였다(cut and fill mining Method)(③, ④, ⑤, ⑥). 최후에는 굴착 버럭을 이용하여 발판을 낮추어 가면서 중앙부의 pillar(⑦)를 굴착하였다. 또한, 천정부(④, ⑥)의 굴착은 수평 천단으로부터 8.4 m~12.0 m 길이의 Pre cable bolt를 타설한 후, 실시하였다(Fig. 5).

원통부 굴착은 우선 분기갱을 이용하여 E.L.-514 m에 도달한 후 주회 터널(⑧)을 굴착하였고, 최소한의

pillar만 남기면서 수평방향으로 확장하였다(Fig. 6).

그 후, E.L.-514 m에서 상향방향으로 길이 10 m의 천공을 실시한 후 장공발파를 이용하여 굴착을 행하였다(⑨). 지보공의 설치는 굴착 버럭을 제거해가면서 실시하였다. E.L.-500 m~E.L.-514 m영역과 동일한 과정을 거치면서 원통부 하부영역을 굴착하였다(⑩, ⑪, ⑫, ⑬).

지보는 SFRS(Steel Fiber Reinforced Shotcrete), Rock bolt, Cable bolt로 구성되었으며, 수량은 Table 2에 나타난 바와 같다. 돔부에서의 지보는 1차 SFRS(8 cm), Rock bolt(2 m), Cable bolt(8 m)의 순으로 타설한 후,

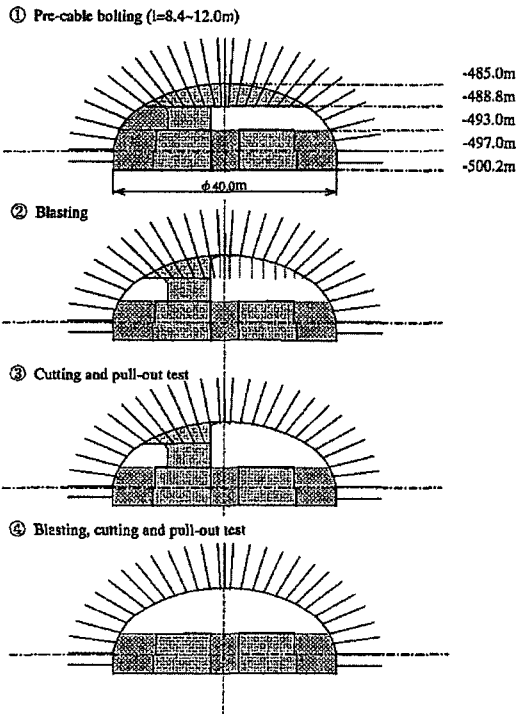


Fig. 5. Pre cable bolting in dome parts

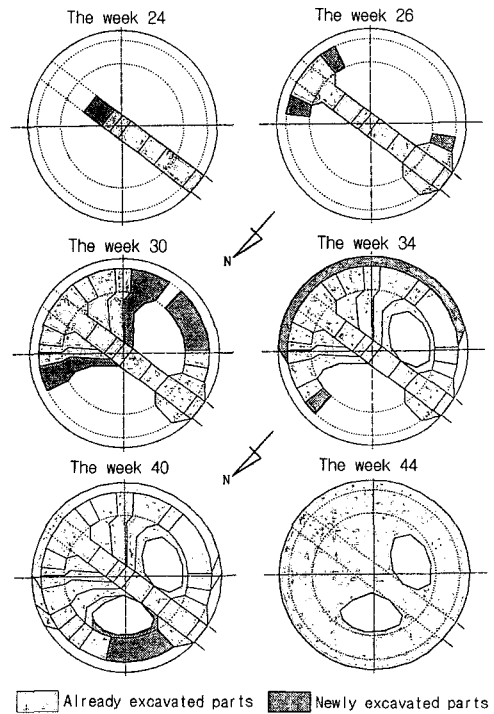


Fig. 6. Excavation sequence(E.L.-510 m~E.L.-514 m)

Table 2. Supports system.

Support Type		Number		
		Dome part	Cylinder part	
Shotcrete	Thickness	8 cm × 2 Layers	8 cm × 2 Layers	SFRS
	Length (m)	2.0	2.35	
Rock bolt	Interval (m)	1.0 × 1.0	1.0 × 1.0	φ22 m rebar
	Length (m)	8.0	8.0	
Cable bolt	Interval (m)	2.0 × 2.0	2.0 × 2.0	φ15.2 m 7 wire cable 2 sets/ 1hole

2차 SFRS(8 cm)를 타설하였다. 원통부에서의 지보는 장공 smooth blasting에 의한 굴착완료 후, 1차 SFRS(8 cm), Cable bolt(8 m), 2차 SFRS(8 cm)의 순으로 타설한 후, 마지막으로 Rock bolt(2.35 m)를 타설 하였다. Fig. 7(a), (b), (c)에 Cable bolt와 Rock bolt의 표준배치도를 나타내었다.

4. 계측계획

초기지압측정결과를 이용하여, 최대 주응력이 작용하는 방향과 그 수직방향에 대해 계측단면을 설정하였다. Fig. 3과 Fig. 8에 각 계측기기의 설치 위치를 나타내었다. 그리고 Fig. 8에 나타낸 바와 같이 전체의 굴착과정을 크게 굴착영역 I, II, III, IV로 구분하였다.

지중변위계는 $\phi 60$ mm의 보링 공에 길이 20 m(돔 어깨부 E2의 경우는 30 m)의 지중변위계를 삽입한 후, 각 계측점의 수압식 앵커를 이용하여 정착시켰다. 공동 벽면으로부터 1 m, 3 m, 6 m, 10 m, 15 m, 20 m의

6심도에 계측점을 배치하였다. 돔 어깨부의 E2의 경우는 설치 공 입구로부터 5 m, 10 m, 15 m, 20 m, 25 m, 30 m의 6심도에 계측점을 배치하였다.

록볼트 축력계는 $\phi 50$ mm, 길이 8 m의 보링 공에 축력계를 삽입한 후 그라우트재를 주입하여 암반에 고정시켰다. 계측점은 공구로부터 0.5 m, 1 m, 2 m, 3 m, 5 m, 7.5 m의 6심도에 배치하였다. 록볼트 축력계는 직경 25 mm(D25)의 Steel rebar로, 내력(Ultimate load)이 18 kN의 것을 이용하였다.

응력계는 $\phi 46$ mm의 보링공을 이용하여 공동벽면으로부터 2m 떨어진 위치에, 전술한 일본전력중앙연구소의 8성분 변형계이기를 매설하였다. 이 응력계는 굴착에 따른 암반의 변형을 변화를 계측한 후, 암반의 탄성계수를 가정하여 3차원의 응력상태를 계산하는 것이다.

지중변위계와 축력계의 설치시기는 돔부에서는 굴착이 하부에서 상부로 진행되는 도중에 설치하였고, 원통부에서는 각 굴착영역 하부에서 선행된 주회 터널이 굴착된 단계에서 설치하였다. 응력계(S1, S2)와 돔부 어

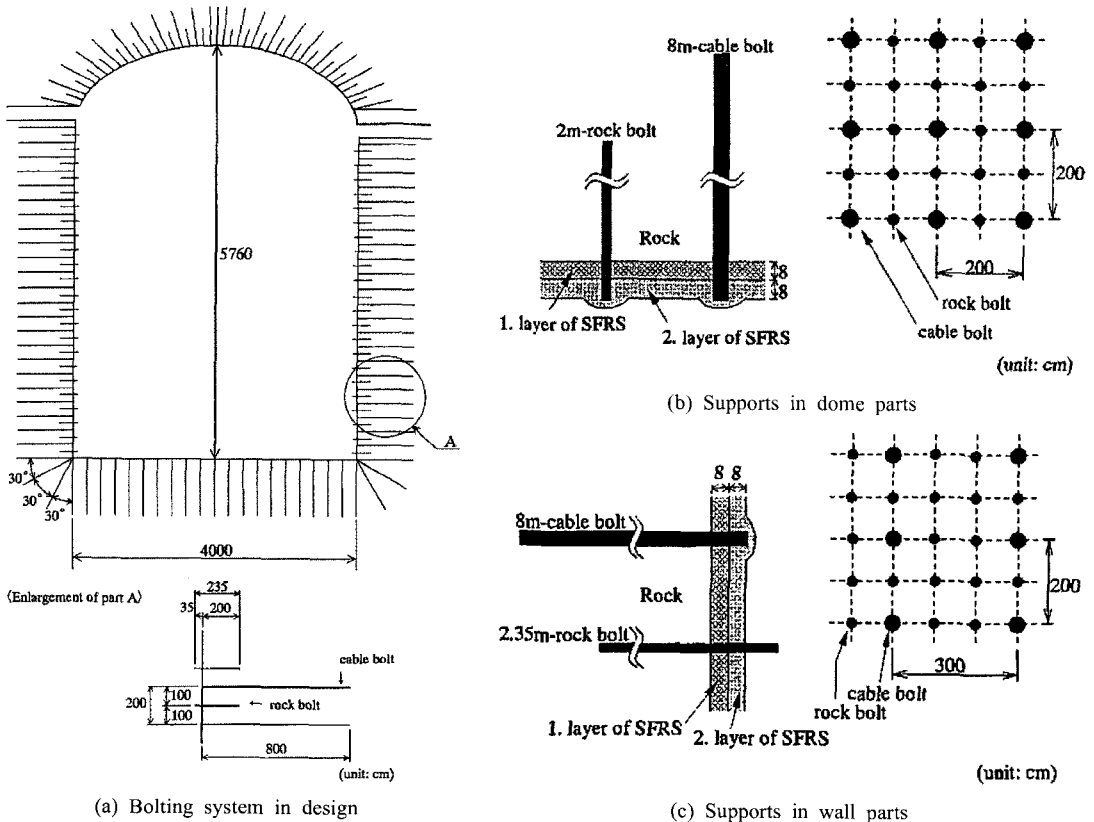
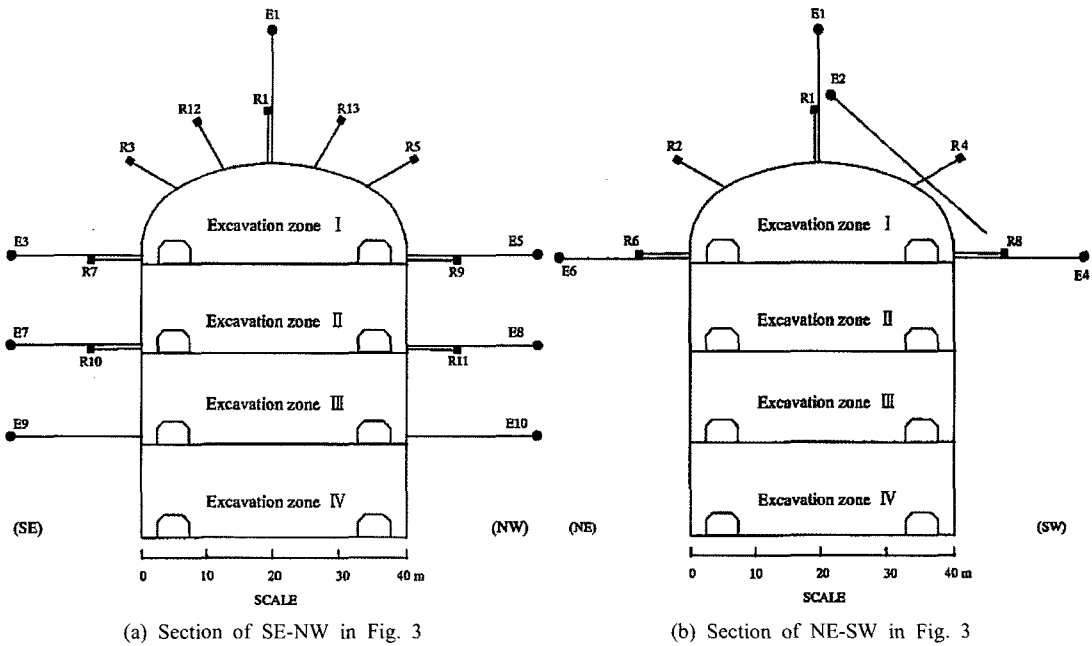


Fig. 7. Supports system



(a) Section of SE-NW in Fig. 3

(b) Section of NE-SW in Fig. 3

Fig. 8. Location of monitoring instruments

개에 설치한 지중변위계 E2는 공동의 굴착이전에 굴착된 Access tunnel 을 이용하여 설치되었다. 계측결과는 현장의 계측실에 설치된 data logger를 이용하여 6시간 간격으로 자동 수록되었고, 전화회선을 이용하여 계측 결과의 수록 및 data logger의 제어를 행하였다.

5. 계측결과

공동 굴착에 따른 계측결과의 예로서 Fig. 9에 지중변위계(E3), Fig. 10에 록볼트 축력계(R8), Fig. 11에 응력계(S1)의 계측결과를 나타내었다. 각 굴착과정의 진행과 변형 거동의 상관관계는 명백하였고, 다른 계측기에 있어서도 거의 동등한 양질의 결과를 얻었다.

5.1 지중변위계의 계측결과

지중변위계의 계측결과를 Fig. 12(a)~(b)에 나타내었다. 심도 20 m의 계측점을 부동점으로 간주하여 계측결과를 정리하였고, 각 지중변위계로부터 얻어진 계측결과는 다음과 같다.

5.1.1 돔 천정부

돔 천정부에 설치한 지중변위계 E1(pillar의 일부분이 잔존하는 단계에서 설치)에서는 굴착영역 I의 굴착이 완료된 시점에서 천단 벽면이 6.4 mm 공동 쪽으로 변위가

발생하였다. 천단 벽면으로부터 부동점사이의 암반거동은 벽면으로부터 심도 6 m 사이에서 1.4 mm (22%), 심도 6 m부터 10 m 사이에서 3.5 mm(55%), 심도 10 m에서 15 m 사이에서 1.3 mm(20%)의 변위를 나타내었고, 심도 15 m부터 20 m 사이에서는 0.2 mm (3%)로 거의 변위를 나타내지 않았다. 돔부 굴착완료 이후의 굴착과정에 있어서는 거의 변위를 나타내지 않았다.

돔부 어깨에 설치한 E2는 돔부 굴착 전 access tunnel 에서 설치하였기 때문에 돔부 굴착시의 거동이 계측되었다. 이 지중변위계는 길이 30 m이고 5 m 간격으로 상대변위를 계측하였다. 전체적으로 압축변위의 경향을 나타내었고, 특히 access tunnel의 설치 공구로부터 심도 10 m~25 m 사이에서 뚜렷한 압축 경향을 나타내었다. 변위량은 영역 I(돔부)의 굴착 완료 후 심도 10 m~25 m 사이에서 8.8 mm의 압축 변위를 기록하였으며, 그 후의 굴착과정에 있어서는 같은 경향을 나타내면서 조금씩 변위가 증가 하였다. 공동 굴착 완료 후, 돔 구간에서의 최종 압축 변위는 13.5 mm 였다.

5.1.2 E.L.-498 m 지점

돔부 하부의 E.L.-498 m에 설치한 지중변위계 E3, E4, E5, E6에서는 돔부 굴착완료 후의 벽면의 변위가 E3에서 9.3 mm, E4에서 2.5 mm, E5에서 15.6 mm,

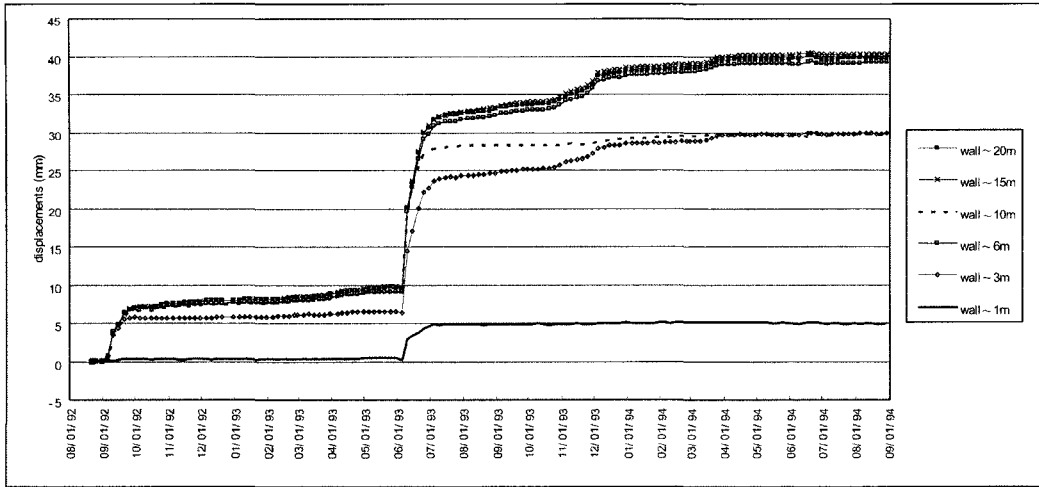


Fig. 9. Variation of displacements with time passage(E3)

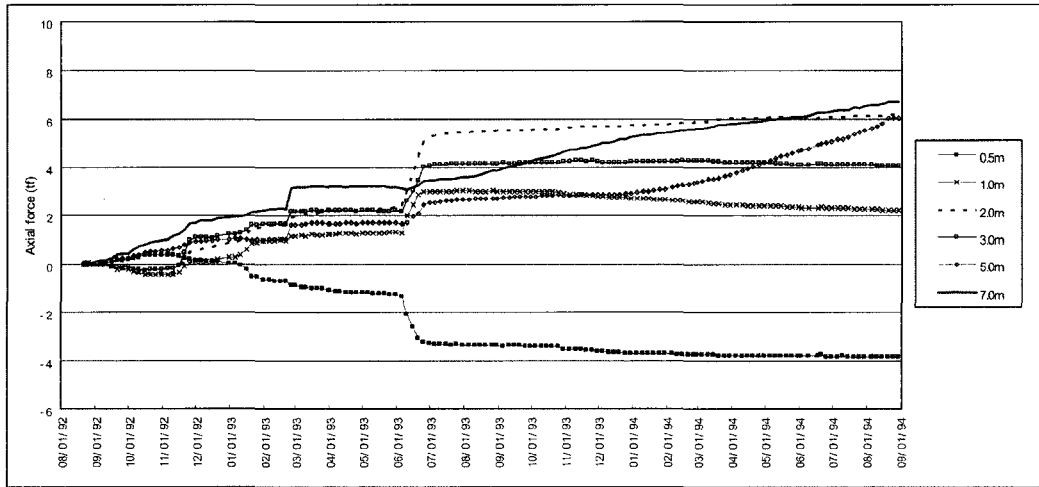


Fig. 10. Variation of axial forces with time passage(R8)

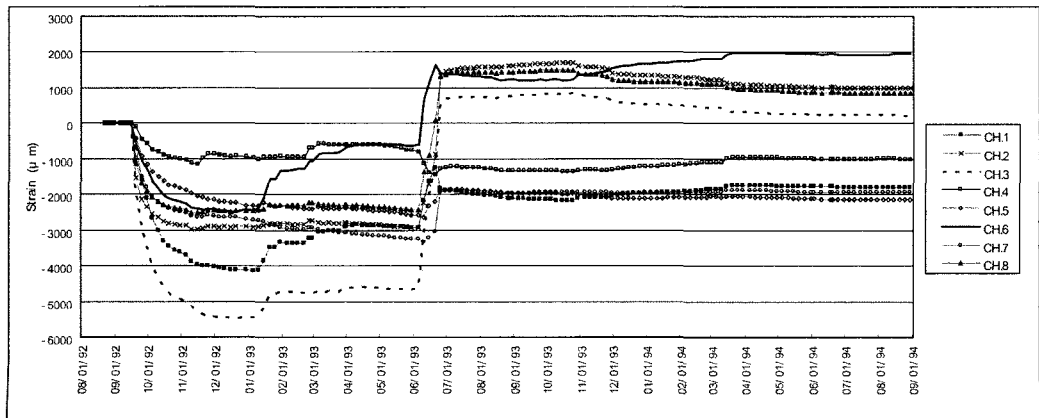


Fig. 11. Variation of strains with time passage(S1)

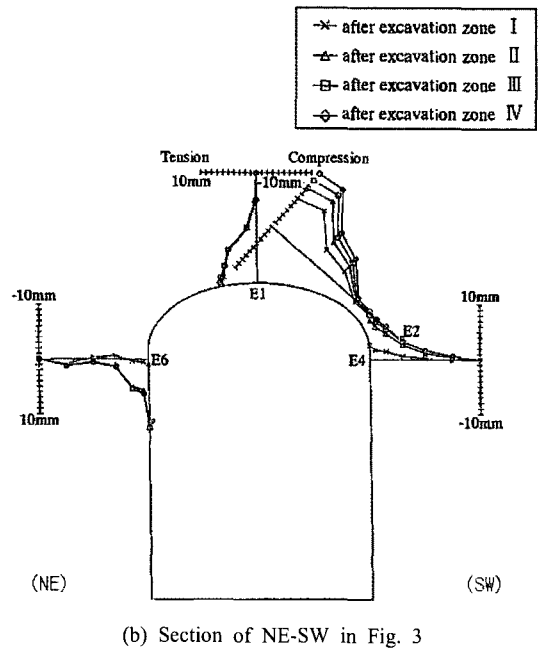
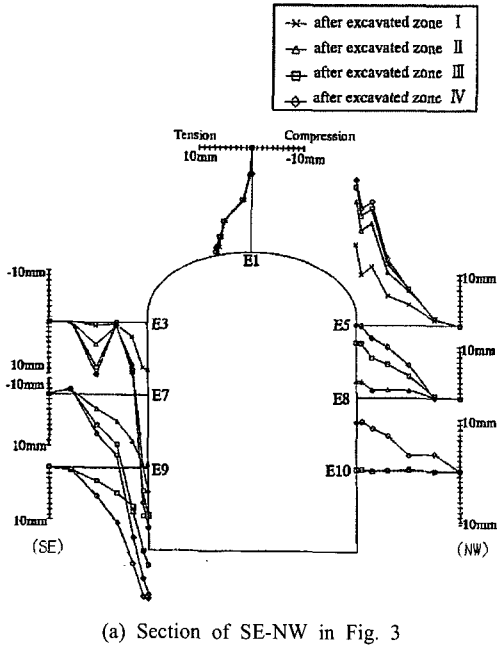


Fig. 12. Displacement change of excavation advance

E6에서 1.0 mm의 변위를 나타내었다. 그 후, 영역 II의 굴착 후에 가장 큰 변위의 증가를 나타내어 SE측의 E3에서 32.5 mm, SW측의 E4에서 7.1 mm, NW측의 E5에서 23.8 mm, NE측의 E6에서 11.2 mm의 변위를 나타내었다. 공동 굴착 완료후의 최종 변위는 SE측(E3)에서 39.7 mm, SW측(E4)에서 8.6 mm, NW측(E5)에서 27.7 mm, NE측(E6)에서 12.9 mm의 변위를 나타내었다. 전체적으로 SE측(E3)과 NW측(E5)에서 비교적 커다란 변위를 나타내었다.

가장 큰 변위를 기록한 SE측(E3)에서의 공동 벽면으로부터 부동점 사이의 거동은, 공동 벽면~심도10 m 사이에서 29.0 mm의 변위를, 심도10 m~15 m 사이에서는 10.7 mm의 변위를, 심도 15 m~20 m 사이에서는 0.5 mm의 변위를 나타내었다.

가장 작은 변위를 기록한 SW측(E4)에서의 공동 벽면으로부터 부동점 사이의 거동은, 공동 벽면~심도10 m 사이에서 6.9 mm의 변위를, 심도 10 m~15 m 사이에서는 1.1 mm의 변위를, 심도15 m~20 m 사이에서는 0.6 mm의 변위를 기록하였다.

5.1.3 E.L.-512 m 지점

E.L.-512 m 지점에 설치한 지중변위계 E7, E8에서는 영역 II의 굴착 후 SE측(E7)에서 13.4 mm, NW 측(E8)에서 3.2 mm의 변위를 나타내었다. 영역 III의 굴착 후

에는 SE측(E7)에서 32.9 mm, NW측(E8)에서 10.7 mm의 변위를 기록하였다. 공동 굴착 완료후의 최종 변위는 SE측(E7)에서 38.2 mm, NW측(E8)에서 13.8 mm의 변위가 기록되었다.

5.1.4 E.L.-526 m 지점

E.L.-526 m 지점에 설치한 지중변위계 E9, E10에서는 영역 III의 굴착 시 SE측(E9)에서 8.9 mm, NW 측(E10)에서 0.1 mm의 변위를 기록하였고, 공동 굴착 완료 후의 최종 변위는 SE측(E9)에서 24.3 mm, NW측(E10)에서 8.3 mm의 변위를 나타내었다.

5.1.5 고찰

어떤 지중변위계에서도 공동 벽면 주변에서 큰 변위가 발생하고 있지만, 특히 SE측의 E3, E7, E9에서 현저하였다. SE측에서 나타나는 이러한 특징적 거동은 사전 조사에서 얻어진 초기지압 측정 결과로부터 추정되는 공동 굴착시의 변형거동과 일치 하였다. 즉, SE-NW 단면 내에서 2차원 초기지압의 압축방향이 SE측의 상부에서 NW측의 하부로 향하고 있어, 공동 굴착 후 SE측의 벽면에서 압축응력의 집중이 추정되었다. 이러한 응력에서는 극단적인 경우 rock burst와 같은 현상의 발생이 예상되었으며, 실제로 공동 굴착 시 SE측의 공동 벽면에서 소규모의 rock burst가 확인되었다. SE측의 공

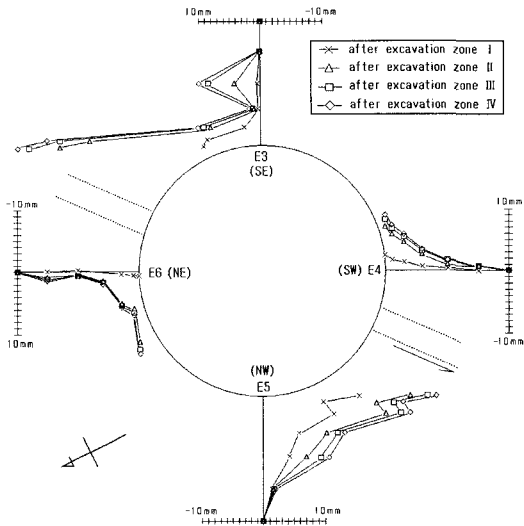


Fig. 13. Displacement change in E.L.-500.2 m

동 벽면과 3 m 사이에서 26 mm의 변위가 발생하고 있는 것은 공동 벽면주위의 암반이 소성화 되었음을 나타내고 있다고 판단되었다. 한편, NW측에서는 공동 벽면과 15 m 사이의 넓은 범위에서 변위가 발생하였다. 이러한 현상은 SE측과 비교해서 불연속면의 간격이 좁고,

석회암이 분포하는 등 지질적인 요소에 의한 것으로 판단된다. NE-SW단면에 있어서는, 굴착후의 응력집중이 그렇게 현저하지 않고, 암반 또한 양호하기 때문에 커다란 변위가 발생하지 않았다고 판단되었다.

Fig. 13에 나타난 E.L.-500.2 m 지점 수평4방향의 계측결과가 상기의 내용을 잘 나타내고 있다.

또한 공동 굴착 시에 커다란 변위가 발생하고, 굴착이 진행되지 않은 기간에는 변위의 발생이 없었던 것으로 미루어 볼 때 creep 변형은 없었다고 판단되며, 동 현상은 현장AE계측으로도 확인되었다.

5.2 록볼트 축력계의 계측결과

록볼트 축력계의 계측결과를 Fig. 14(a)~(b)에 나타내었다. 록볼트 축력분포는 지중변위계의 계측 결과와 비교할 때, 심도별의 편차는 크고, 통일적인 해석이 어려운 부분이 있지만, 크게 보면 공동의 벽면 주위에서 인장 방향의 커다란 축력이 발생 하고 있음을 알 수 있다. 각 계측기에서 얻어진 결과는 다음과 같다.

5.2.1 돔(Dome)부

돔부(R1, 2, 3, 4, 5, 12, 13)에서는 10 ton 이상의 커다란 축력이 발생한 록볼트는 SE측의 R3과 R12, NW측의 R5, SW측의 R4의 4곳이었다. 또한 커다란 축력

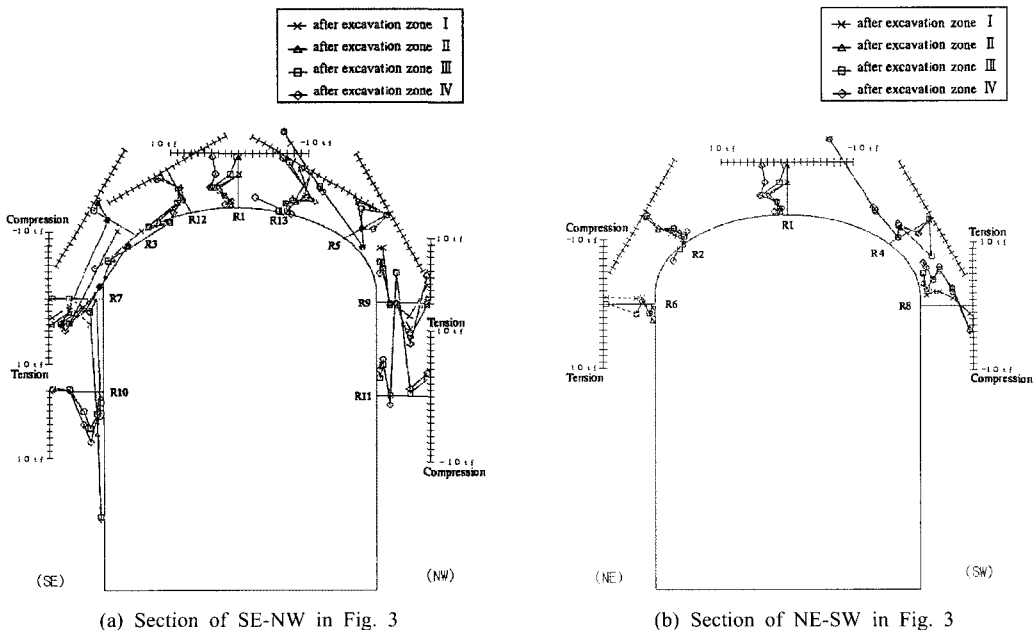


Fig. 14. Rock bolt axial force change of excavation advance

이 발생하고 있는 심도는 공동 벽면에서 3 m 사이이고, 5 m 보다 깊은 곳에서는 큰 경우라도 2~3 ton이었다. SE측에서 커다란 축력이 발생하고 있는 원인은 지중변위계에서 설명한 바와 같이 초기지압상태에 크게 영향을 받고 있는 것으로 고려된다. 그리고 10 ton 이상의 커다란 축력이 발생하는 시기는 어떠한 축력계도 돔부의 pillar 를 제거한 시기이며, 그 이후의 굴착 영역 II, III, IV의 굴착 시는 커다란 변화가 발생하지 않았다.

5.2.2 E.L.-498m지점

E.L.-498m지점(R6, 7, 8, 9)에서는 지중변위계에서 나타난 경향과 동일한 결과를 나타내었다. SE측에서는 16 ton, NW측에서는 6.5 ton의 커다란 축력이 발생하였고, SW측에서는 약 5 ton, NE측에서는 약 2 ton의 축력이 발생하였다. 시간의 경과에 따른 변화에 주목하면, 돔부 굴착 직후에는 NE측에서 10 ton이상의 축력이 발생하였고, SW측에서는 2~3 ton 정도의 축력이 발생하였다. 그 후 굴착이 하부로 진행됨에 따라서 NE측에서는 축력이 감소하고, SW측에서는 축력이 증가하는 경향을 나타내었다. 이상의 결과로부터 SE측 공동벽면 주변에서 록볼트 내려 정도의 축력이 발생하였지만, 그 외의 록볼트에서는 현저한 축력의 발생은 일어나지 않았다.

5.2.3 E.L.-512 m지점

E.L.-512m지점(R10, 11)에서는 SE측(R10)과 NW측(R11)만의 계측이었다. R10에서는 공동벽면으로부터 0.5 m의 심도에서 15 ton의 축력이 발생하였고, R11에

서는 공동벽면으로부터 3 m의 심도에서 19 ton의 축력이 발생하였다. SE측은 공동벽면 부근의 변형에 따른 결과로 추정되지만 NW측에 19 ton의 축력이 발생한 심도의 계측이 불가능하게 되어 암반의 안정성이 우려되어 추가 지보를 실시하였다.

5.2.4 고찰

SE-NW단면에서는 지중변위계의 계측결과와 동일하게 굴착후의 응력집중부분에 해당하는 SE측의 돔부 어깨(R3, 7, 12)에서는 특히 벽면주위에서 인장 방향의 커다란 축력이 발생하고 있다. 한편, NE-SW단면에 있어서는 SW측의 돔부 어깨(R4)에서 커다란 축력이 발생하고 있지만 동 단면의 다른 축력계에서는 현저한 축력의 발생은 일어나지 않았다.

5.3 응력계의 계측결과

Fig. 15(a)~(b)에는 응력계 S1의 설치위치에서 사전에 파악된 초기지압측정 결과와, 굴착영역 I, II, III의 굴착이 완료된 단계에서의 응력상태를 나타내었다. 그리고 영역 IV 굴착 후의 응력상태는, 영역 IV굴착 후의 응력상태와 거의 변화가 없었다.

공동의 굴착에 의해 초기지압은 크게 변화하여, 공동의 중심을 향하여 커다란 인장 응력이 발생하였다. 각 영역 굴착후의 응력상태는 Fig. 11에 나타난 것과 같이 계측된 8성분의 변형을 변화치를 이용하여 암반을 등단성체로 가정한 응력 계산을 통해 얻어진 결과이다. 그러한 이유로 굴착 후, 300 kgf/cm² 이상의 커다란 인장

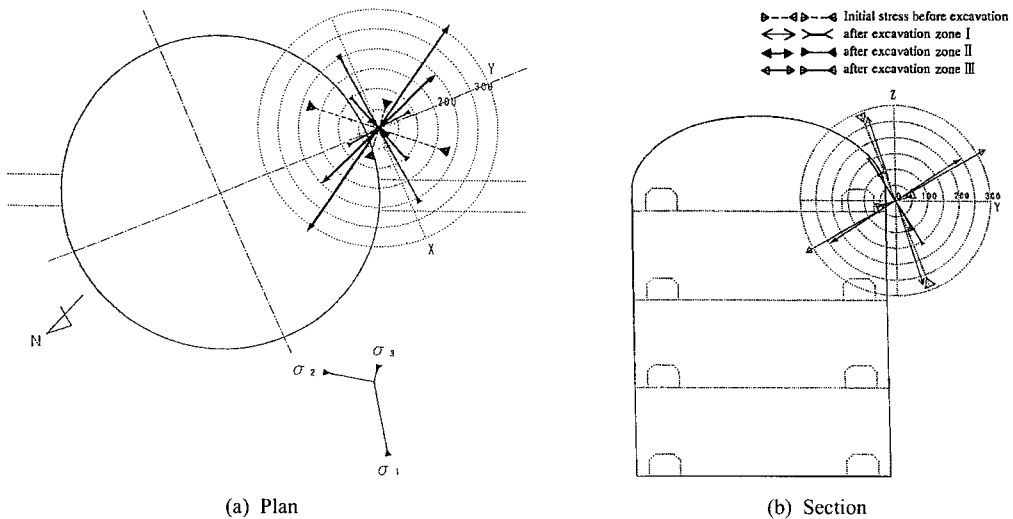


Fig. 15. Stress change of excavation advance (S1)

응력이 발생하고 있는 것처럼 표현되고 있지만, 실제로는 암반에 소성변형이 발생하고 있다고 고려되어지기 때문에 응력의 절대값에 대해서는 평가할 수 없다. 따라서, 인장 응력의 방향성에 대해서만 논의하는 것이 타당하며, 각 응력계로부터 얻어진 결과는 다음과 같다.

돛부 저면의 측벽부에 설치한 응력계 S1의 경우는 돛부(영역 I)의 굴착 후 압축 응력과 인장 응력 모두가 50 kgf/cm² 이하였지만, 영역 II의 굴착 후 커다란 인장 응력이 발생하였다. 인장 응력은 공동의 중심을 향하는 방향이 가장 탁월하여 암반의 굴착에 따른 공동 주변의 응력상태의 변화가 잘 표현되었으며, 공동의 굴착이 진행되지 않는 시기에는 특이한 변화가 나타나지 않았다.

돛부 어깨에 설치한 응력계 S2는, 돛부 굴착 후 커다란 변화를 나타내었지만, 영역 II의 굴착 시에는 응력의 변화가 거의 나타나지 않았다. 응력의 변화는 전체적으로 인장 응력이 발생하였고, 특히 남북 방향의 인장이 탁월하였다. 돛부의 굴착이 종료 한 이후에는 특이한 변화를 보이지 않으면서 인장 응력이 전체적으로 완화되는 경향을 나타내었다.

6. 추가 지보와 안정성 평가

전술한 계측결과를 이용하여 변위 또는 록볼트 축력이 크게 발생하는 부분에 대해서는 길이 5 m 또는 15

m의 cable bolt를 추가로 타설하여 공동의 안정성을 높였다. Fig. 16(a), (b)에 추가 지보 배치도를 나타낸 바와 같이 돛부에서는 천단 부근에 길이 15 m의 cable bolt, 어깨부근에 길이 5 m의 cable bolt를 추가로 타설하였고, 원통부에서는 E.L. -510 m 보다 상부의 범위에 길이 5 m의 cable bolt를 추가로 타설함과 동시에 NW 측의 지질적인 요인에 의한 변위가 현저했던 부분에는 15 m의 cable bolt를 별도로 추가 타설하였다.

굴착공사가 완료된 시점에서의 계측결과는 대부분 수렴단계에 들어와 있어, 공동 주변 암반의 안정성은 확보되어 있다고 판단되었다.

7. 결 언

본 논문에서 소개한 SUPER KAMIOKANDE의 지하공동은 동경대학 우주선연구소가 실시하는 우주소립자 관측 시설을 위한 대규모 지하공동 이었다. 1987년 8월부터 사전조사가 실시되어, 공동 예정지점의 주변에서 보링 조사 및 물리 탐사가 실시되었고, 기존의 광산 지질 정보들과 함께 지질 및 암반상태가 파악되었다. 상재 토피가 1,000 m인 대심도에 지하공동이 위치하기 때문에, 특히 중점적으로 실시된 조사는 초기지압 측정이었으며, 결과는 최대 주응력이 29.4 MPa로 크고, 최

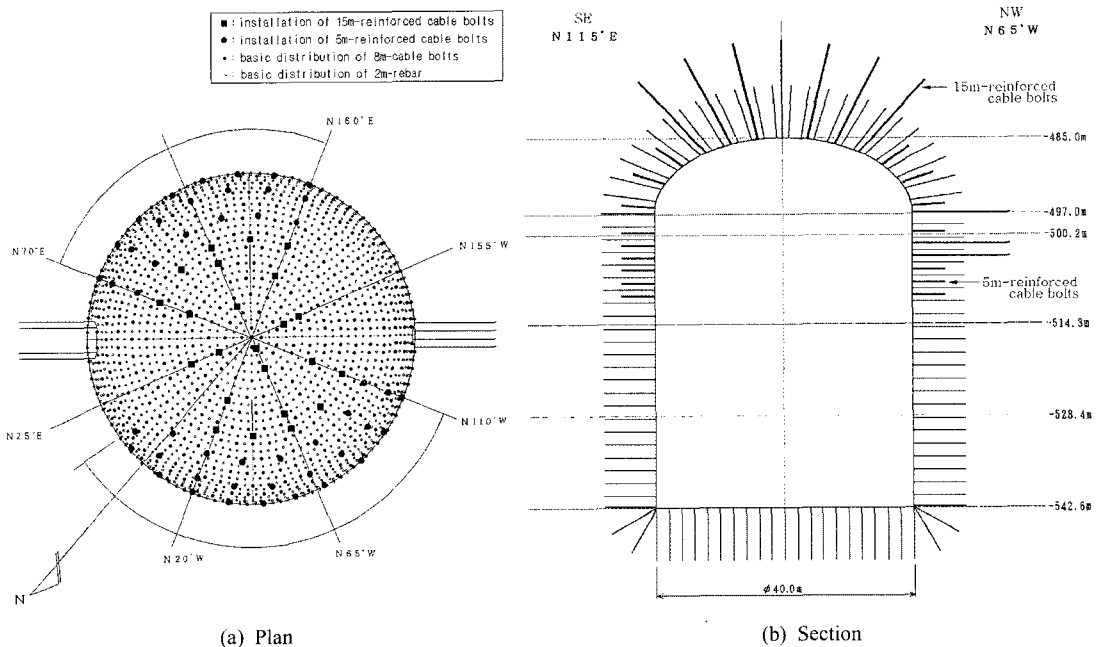


Fig. 16. Reinforced set

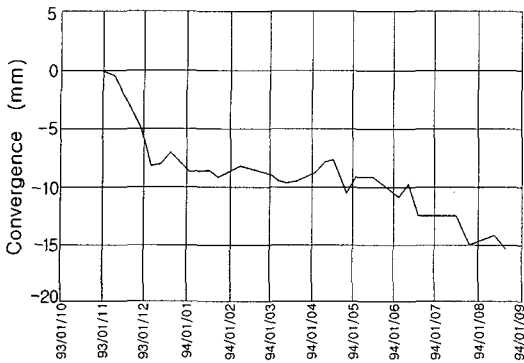


Fig. A2. Variation of convergence with time passage in section ㉒-㉔ of Fig. A1

대/최소 주응력비가 약 5 로 높은 이방성이 확인되었다. 초기지압 측정 결과를 이용하여, 수평4방향의 계측단면을 설정하였고, 전 공사 기간을 1일 4회의 자동계측을 실시하면서 시공관리를 실시하였다. 굴착은 1992년 8월부터 시작되었고, 공동의 안정성이 가장 염려된 돔부 굴착 시에는 지중변위와 록볼트 축력이 공동의 굴착에 따라 민감한 변화를 보여, 발주처 및 시공 측과 협의를 반복하면서 추가 지보를 실시하였다. 하부의 원통부로 굴착이 진행되면서 암반거동은 수렴하는 경향을 나타내었다. 초기지압 측정결과를 이용하여 설정한 계측단면의 계측 결과에서는 변위가 큰 방향이 최대 주응력 방향과

일치하였고, 변위량 또한 직교하는 방향에서 발생한 변위의 약 3배가 확인되어, 변위가 큰 영역에 대해서는 추가 지보를 실시하였다. 초기 지압 측정 결과에 근거한 계측단면 설정이 시공관리에 유효하였다. 1994년 7월 공동의 굴착이 완료되었고, 1996년 6월 전체의 공사를 완료하였다.

사 사

본 논문의 내용은 저자가 일본 응용지질주식회사(OYO Corporation)에 재직 중 업무의 일환으로서 수행하였음을 밝혀둔다. 지면을 빌려 미쓰이금속광업주식회사와 응용지질주식회사에 감사드린다.

부록 1

본 논문에서 대상으로 한 지하 공동의 건설 시, 몇몇 기관이 자체의 경비로 연구 차원의 계측을 실시한 바 있다. 계측 항목과 결과를 간단히 소개 하면, 다음과 같다.

1. 내공변위 계측

굴착면에 반사판을 설치한 후, 2측점간의 거리를 광파거리계를 이용하여 측정하였다(Fig. A1). 발파 및 슛크리트의 비산물에 의해 반사판이 파손 또는 오손되어 많은 데이터가 계측 불능이 되었지만, 계측된 결과의

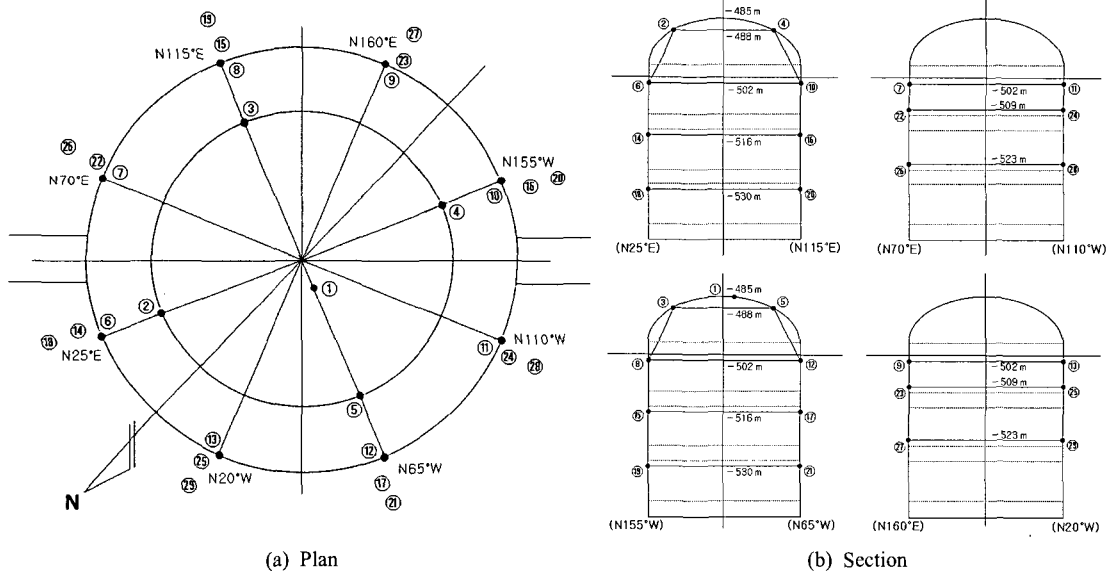


Fig. A1. Location of convergence monitoring

예는 Fig. A2와 같다.

2. 암반 내 경사 계측 및 투수 시험

지하 공동의 벽면으로부터 3 m, 10 m, 25 m 떨어진 위치에, 공동 벽면과 평행하게 길이 약 52 m의 계측기 (S-3, S-4, S-5)를 설치하여, 공구에서 공저까지 1 m간격으로 3방향의 변위를 연속해서 계측하였다. 그리고, 공동벽면으로부터 38 m 떨어진 위치에서, 경사각 26°, 길이 40 m의 보링 공(S-1, S-2)을 이용하여 보링 공 종방향의 변위 및 투수 시험을 실시하였다(Fig. A3). 굴착에 따른 보링 공 종방향의 변위 계측 결과를 Fig. A4, 투수시험 결과를 Fig. A5에 나타내었다.

3. 현장AE계측

지하 공동의 굴착 시, 암반응력의 재분배에 의해 공동

주변에 이완 영역이 발생한다. 그 형성 과정을 정확하게 파악하여, 계획 시 평가한 이완영역과의 대비 및 지보의 타당성을 평가하기 위해, 암반의 변형 또는 파괴 시 발생하는 미소 파괴음의 발생 위치를 검출하는 현장AE 계측을 실시하였다. AE 센서의 설치 위치를 Fig. A6에 나타내었다. Fig. 8에 나타난 굴착영역II의 상부 굴착 초기에 검출된 AE 발생 위치를 Fig. A7에 나타내었다.

부록 2 (SUPER KAMIOKANDE의 과거와 미래)

SUPER KAMIOKANDE는, 동 광산의 인접한 곳에 위치하는 KAMIOKANDE(직경 15.6 m, 높이 16.0 m, 수조용량 3,000톤)에서 실시해 왔던 연구들을, 규모와 성능 면에서 향상시키기 위해 새로이 건설한 세계 최대 규모의 연구시설이었다.

연구방법으로서 전자나 파이중간자 등의 하전입자가 수중을 고속으로 통과할 때 발생하는 청색의 체렌코프

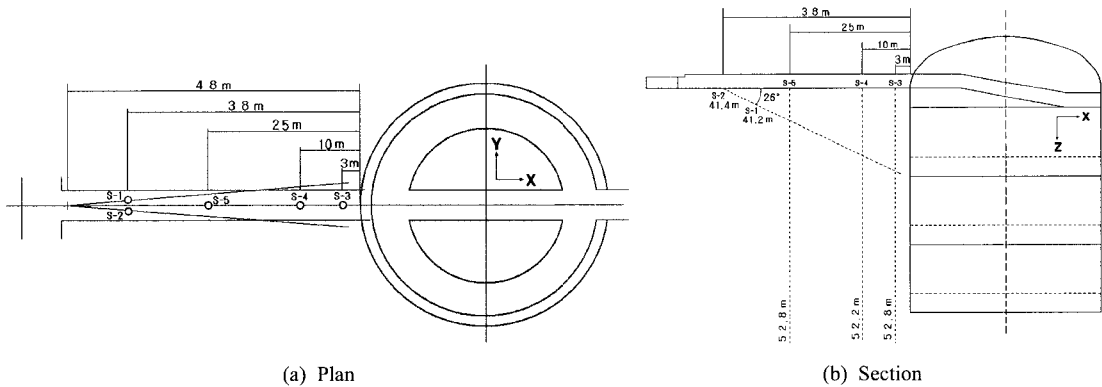


Fig. A3. Location of monitoring instruments

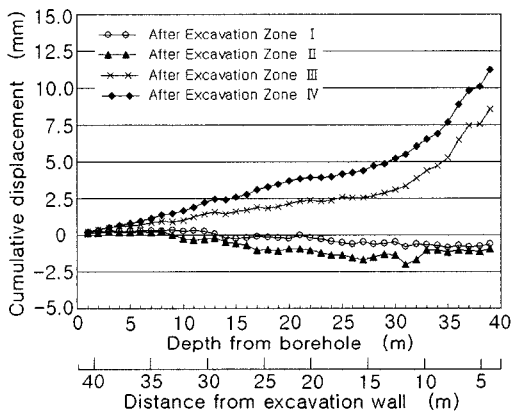


Fig. A4. Displacement along borehole A1

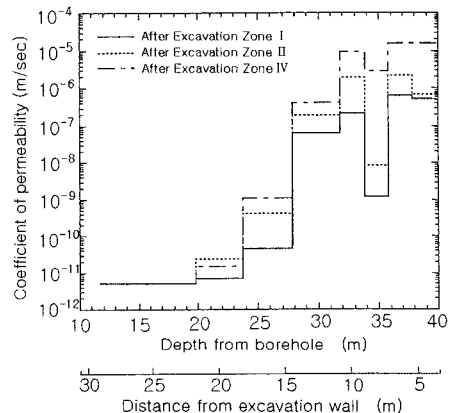


Fig. A5. Coefficient of permeability change along borehole A2

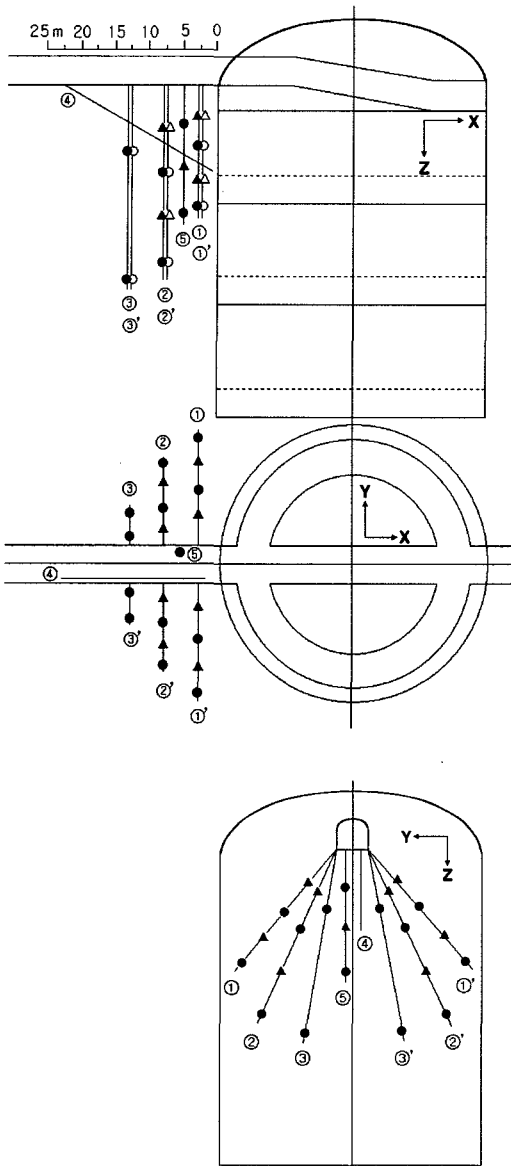


Fig. A6. Location of AE monitoring sensors

광을 검출하는 방식을 적용하고 있기 때문에 측정시설로서 큰 수조를 필요로 하며, 연구목적 이외의 우주선을 차단하기 위하여 지하 심부에 연구 시설을 설치하였다. 이 연구시설들을 이용한 성과를 통해 소립자 천문학 분야에 공헌하였다는 이유로 小紫 昌俊(KOSHIBA MASATOSHI) 동경대학 명예 교수가 2002년 노벨 물리학상을 수상했다.

2013년경에는 SUPER KAMIOKANDE의 약 20배 규모가 되는 HYPER KAMIOKANDE로 연구 시설을

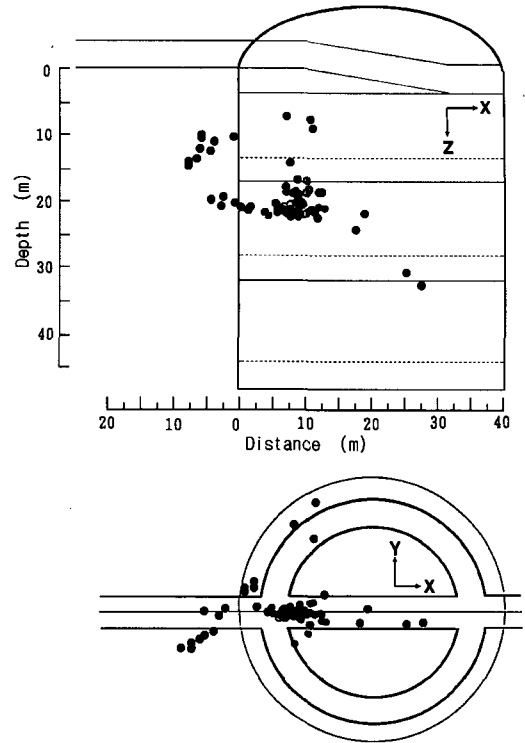


Fig. A7. Distribution of AE events detected during an early stage of excavation zone II

확충하려는 구상이 현재 진행 중이다.

참고문헌

1. 李 弘揆 · 横山幸也, 1994, 大規模空洞岩盤掘削時の岩盤舉動計測結果, 應用地質株式会社 第8回東京事業本部技術發表會講演集, 9~14.
2. 竹村友之 · 藤井伸一朗 · 中川哲夫 · 横山幸也, 1995, 大規模空洞岩盤掘削時の岩盤舉動計測結果, 第26回岩盤力學に関するシンポジウム講演論文集, 291~295.
3. Kanagawa T., Hibino S. and Ishida T., 1986, In-situ stress measurements by overcoring method -Development of 8-element gauge for 3 dimensional estimation-, CRIEPI Report E385033.
4. Sugahara K. and Obara Y., 1986, Measurements of in-situ rock stress by hemispherical-ended borehole technique. J. Min. Sci. Technol. 3, 287~300.
5. Sugahara K., Sakaguchi K., Obara Y., Nakayama T. and Hyun-Kuk Jang, 1992, Rock Stress Measurement and Numerical Approach for Cavern Designing, J. KSRM, TUNNEL AND UNDERGROUND SPACE, Vol. 2, 164~176.
6. Amadei B., 1985, Applicability of the theory of hollow inclusion for overcoring stress measurements in rock, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol. 18, 107~130.



이 홍 규

1982년 부산대학교 지질학과 이학사
1985년 부산대학교 지질학과 대학원
이학석사
1995년 일본 나고야대학 대학원
공학연구과 지권환경공학교실
공학박사

Tel: 02-510-3733

E-mail: hglee@doosan.com

현재 두산산업개발(주) 토목사업본부
토목터키팀 부장
