과지압 암반내 대규모 지하공동 안정성 문제 및 대책

A Case Study on the Occurrence and Solution of Stability problems around Large Underground Storage Cavern in Highly Stressed Rock Mass

이대혁[1], Dae-Hyuck Lee, 이희석[1], Hee-Suk Lee, 박연준[2], Yeon-Jun Park

[1] SK건설(주) Geotask팀
[2] 수원대학교 토목공학과

요약 : 원유 비축기지 저장공동과 같이 상하로 긴 형상의 대규모 공동에서 횡방향의 지압이 과도하게 작용하면 천정부의 응력집중과 측벽의 암반 변위가 과도하게 발생하여 저장공동의 불안정 요인이 된다. 특히 지압의 절대 크기가 암반 강도의 일정 비율 이상이 되면 응력 집중에 의한 암반의 취성 파괴를 유발하고, 이러한 현상은 터널 굴착 시 발생하는 파괴음(popping)과, 굴착면에 평행한 형태로 암편이 탈락하는 취성파괴(spalling) 현상을 동반한다. 이 글에서는 대규모 지하저장공동 굴착시 실제 발생한 과지압으로 인한 문제 사례에 대해 소개한다. 저장공동 굴착시 관찰된 암편 및 숏크리트 탈락과 균열 발생 현상을 관찰하고 암반 계측결과 분석을 통해 과지압의 현상을 진단하였다. 과지압 구간의 현재 상태 및 원안 설계안에 대해 연속체 및 불연속체 안정성 해석을 실시하여 문제의 심각성을 평가하였다. 이를 통해 굴착 형상 변경 및 특수 보강 방안을 제안하였으며 제안된 안의 보강효과에 대한 수치해석 평가 결과를 재검토하였다. 이들 결과를 종합하여 과지압구간 보강안을 도출하였으며 상시 안정성 감시 대책으로 현장 암반의 미소파괴음 계측 방안을 제시하였다.

주요어 : 과지압 암반, 측압계수, 암반 계측, 암반 보강, 안정성 해석, 미소파괴음

1. 서 론

원유 비축기지 저장공동과 같이 상하로 긴 형상의 대규모 공동에서 측방향의 지압이 과도하게 작용하면 천정부의 응력집중과 측벽의 암반 변위가 크게 발생하여 저장공동의 불안정 요인이 된다. 특히 지압의 절대 크기가 암반 강도의 일정 비율 이상이 되면 응력 집중에 의한 암반의 취성 파괴를 유발하고, 이러한 현상은 터널 굴착 시 발생하는 파괴음과, 굴착면에 평행한 형태로 암편이 탈락하는 취성파괴 현상을 동반한다. 통상적으로 이러한 상태의 암반을 과지압 암반이라 하며 터널 굴착에 따른 과지압 문제를 해소하고 터널의 안정성을 확보하기 위해서는 굴착 형상의 변경, 추가적인 보강, 특수 기능의 보강 공법 적용 등의 대책이 요구된다 (Kaiser et al., 2000).

본 저장공동은 설계시 수행된 초기 지압 측정결과에 따라 일부 구간에서 과지압 현상이 발생할 수 있는 가능성이 예견되었으며, 실제로 진입터널 굴착 시 일부 구간에서 popping과 spalling 현상이 발생하였다. 이에 따라 설계 시 제시된 시방에 따라 저장공동과 인접한 지점에서 2회의 응력개방법에 의한 초기지압 측정을 수행하였으며, 저장공동 굴착 시 과지압 구간으로 예상되는 지점에 대한 보강량 조정과 함께, 숏크리트에 대해 추가적인 계측이 실시되었다.

하지만 2004년 상반기에 저장공동의 bench II 굴착이 진행됨에 따라 수직구 인접 지점에서 내공변위와

숏크리트 응력의 급격한 증가와 함께, 몇 개소에서 아치부 숏크리트 균열현상이 관찰되었다.
이 글에서는 대규모 저장 공동 주변에서 과지압 현상에 대해 평가하고, 계측결과의 분석 및 저장공동의 안정성 해석을 실시하여 과지압 구간에 해당되는 지점의 저장공동의 안정성을 확보하기 위한 대책을 제시한 사례에 대해서 고찰한다. 특히 과지압 구간이 각 저장공동의 수직구가 연결되는 지점에 해당되므로, 추가 굴착에 따른 저장공동의 안정성을 확보하면서 최종적인 공동의 운영 목적에 부합하는 해결방안을 제시하고자 하였다.

2. 과지압 현상 및 구간 검토

2.1 과지압의 정의 및 초기지압 조건

현지 암반의 초기지압은 3방향의 주응력 성분으로 구성되는데, 일반적으로 수직응력은 지표면으로부터의 심도에 비례하여 그 크기가 결정되고, 수평면 상에서 두 방향의 주응력은 현지 암반의 과거 지질 구조적인 이력과 대규모 균열면의 존재 등에 의해 그 크기가 다양하게 추정된다. 터널심도가 매우 깊어 수직응력이 과다하거나, 지질 구조대와 관련하여 수직응력에 비해 수평응력이 과도하게 크거나, 최대 및 최소 수평응력의 값이 현저히 차이가 나는 경우가 발생할 수 있는데, 터널 굴착 시에 이러한 현지응력의 조건이 응력 집중에 의한 불안정 요인을 야기할 때, 이를 과지압하 암반(highly stressed rock)이라 한다.
설계 단계에서 수압 파쇄법을 이용하여 초기지압을 측정한 AO-2공 및 AO-8 공을 포함하여, 과지압 현상이 진입터널 및 Gallery 굴착과 동시에 관찰된 2002년도 이후 응력개방법의 일종인 Leeman법을 이용하여 초기지압을 측정한 MCT(Main Construction Tunnel) 및 BWT 터널에서의 값들을 인근 비축기지 측정값과 비교하면 표 1과 같다(한국지질자원연구원, 2003. 7).
AO-8 및 MCT에서의 초기지압은 국내 다른 지역에서의 측정값과 비교하여 과지압이며, 측압계수 또한 평균 범주를 크게 벗어난다.
그림 1은 대규모 지하저장공동 C1 및 C2 저장공동에서 지압의 크기, 굴착 시 과지압 구간이 발생한 범위(녹색 곡선), 굴착 후 안정화 단계에서 추가적인 암반 거동 및 응력 집중으로 인해 숏크리트 균열이

표 1. 저장공동 부지 초기지압 측정 결과

시추공	GL(m)	σ_v (MPa)	σ_h(MPa)	σ_H (MPa)	K_h(MPa)	K_H(Mpa)	σ_H (dir)	비고
YB-2	-180	4.9	5.9	8.3	1.2	1.7	N83E	수압 파쇄법
B-12	-120	3.2	4.2	6.4	1.3	2.0	N87E	
AO-2	-305	8.2	5.3	7.0	0.65	0.85	N67E	
AO-8	-155	4.2	7.0	12.4	1.67	2.95	N53E	
MCT	-150	5.53	4.5	16.8	0.8	3.1	N58E	응력 개방법
BWT	-188	8.89	7.98	16.01	1.11	1.8	N90.9E	

* 저장공동 축 방향 N69W or N111E

관찰된 구간을 나타낸다. 실시설계 단계에서는 수압 파쇄법에 의한 초기지압 측정결과를 고려하여 수평지압계수가 2.6 이상이 되는 범위를 추정하여 그림과 같이 직선으로 과지압 구간을 설정하였으나, 시공중에 MCT와 BWT(Water Curtain Tunnel)에서 추가로 수행한 초기지압 측정결과를 고려할 때, 그 범위가 북쪽으로 확대될 것으로 예상되었고, 최대 수평응력의 크기도 증가할 것으로 평가되었다. 실제

Gallery 및 Bench 1굴착 시에는 막장면과 주변 암반 관찰에 의해 녹색 곡선과 같이 그 범위가 확대 되는 것으로 판단되었고, 이후 Bench 2 굴착 시에 숏크리트 균열이 관찰된 영역까지 과지압 구간으로 설정하는 것이 타당할 것으로 판단된다.

초기응력 측정 분석 결과 본 부지에서 과지압의 요인이 되는 과도한 수평응력은 C1 및 C2 저장 공동 일부 구간에 국한하여 나타나고 있는 것으로 추정된다. C1 및 C2 저장공동은 N60~70E방향으로 발달한 두개의 구조대 사이에 위치하고 있으며, 시추공 AO-4와 AO-8 사이를 가로질러 N20~30W 방향의 구조대가 C1, C2 저장공동 영역을 구분하고 있으며, N70E 및 N100E 방향의 소규모 파쇄대가 존재하는 것으로 추정된다. 따라서 C1 및 C2 저장공동 동쪽 지점의 과지압 영역은 국부적인 지질 구조적인 요인에 의한 것으로서 국부적으로 발생하고 있는 것으로 판단된다.

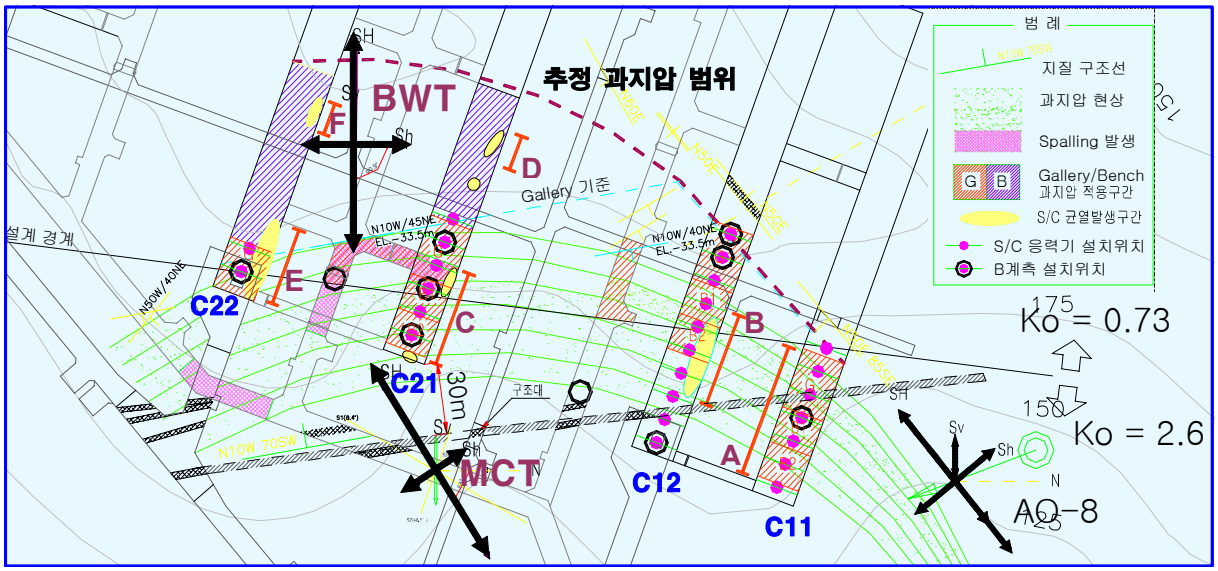


그림 1. 지하저장공동 굴착중 과지압 구간(2004년 8월 현재)

2.2 균열 발생 영역 검토

과지압이란 단순히 암반 내 지압의 크기가 큰 경우를 의미하는 것은 아니며 굴착된 터널 주변의 암반이 지압 수준에 비하여 상대적으로 강도가 작을 경우이거나, 암반이 충분히 강한 경우일지라도 이러한 암반의 파괴를 유발할 정도로 충분히 큰 지압이 작용하는 경우 문제를 야기한다. 이와 관련한 과지압현상은 크게 Spalling (취성 파괴), Popping (찢어지는 파열음), Squeezing (팽창) 등이 있다. 저장공동 주변의 현상은 암반의 강도와 지압의 크기로 볼 때 취성파괴에 해당된다. 해외에서도 이러한 굴착 중 취성파괴 현상은 다수 보고 되고 있다.

Bench 2굴착과 함께 Spalling 현상으로 인해 C22 저장공동 Shaft구간에서 대규모 숏크리트 균열 및 탈락 현상이 발생하였으며, 굴착이 이미 완료되어 1~2개월의 시간이 흐른 상태에서 C21 및 C22 저장공동의 Gallery West 구간과, C12 Gallery East 구간에서도 숏크리트 균열이 관찰되었다. 이러한 숏크리트 균열은 모두 Gallery 천정부에서 발생하였으며 인장 균열 및 전단균열이 다양하게 발생하였다. 과지압 구간 보강 대책으로서 실시설계 단계에서 암반등급 III, IV 등급에 대해 Gallery Arch부의 숏크리트 타설두께는 9cm, 15cm가 설계되었으나, 2002년 진입터널 굴진 시 popping과 같은 과지압 현상이 다수 발생함에 따라 보강량을 15~24cm, 24cm로 조정한 바 있다.

현 상태에서 각 저장 공동에서 관찰된 주요 과지압 관련 현상을 표 2에 요약하였다(그림 2)

표 2. 주요 과지압 현상 발생 현황

구간	Staion No.	주요현상
A	C11 GE Sta 60~130 m	파열음 ('02.9) 발생, 다량 부석 발생 ('03.4)
B	C12 GE Sta 60~110 m	B2 굴착후 천단 숏크리트 균열 ('04.7)
C	C21 GE Sta 5~35m	Spalling 발생 ('02.8-'02.9)
D	C21 GW Sta 20~GE5	B2 굴착후 천단숏크리트 균열('04.7)
E	C22 GE Sta 11~35	천단 숏크리트 균열 Spalling ('04.6.18)
F	C22 B1E30 부근	천단 숏크리트 균열 ('04.7)

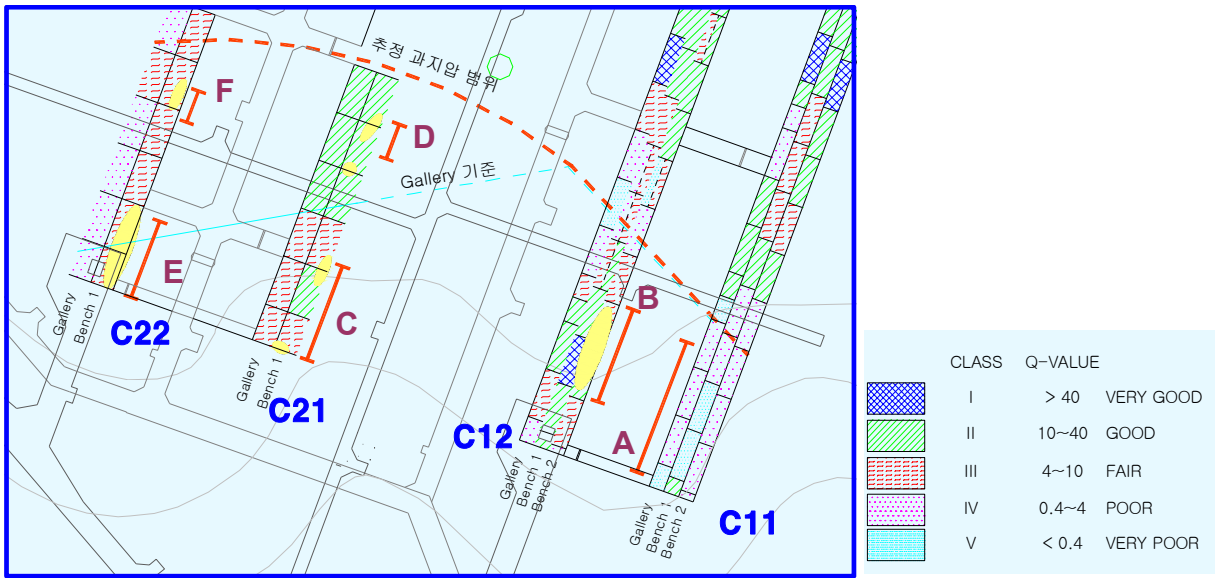


그림 2. C1 및 C2 저장공동 과지압 구간 암질 등급 분류표

설계단계에서 저장공동의 보강을 결정하는 암질 분류 기준은 대규모 저장공동 설계에 보다 효과적인 것으로 인정되고 있는 Q-system을 적용하였다. 저장공동 C1 및 C2 주변에서 Bench 2굴착완료 시 굴착단계별 암반 분류 결과를 도식화하면 그림 2와 같다. 대부분의 숏크리트 균열이 발생한 구간은 Gallery 암질 II~III등급의 양호한 암반의 천단부에서 주로 발생하였다. 단, C22 Shaft 구간 (□ 표시)에서 발생한 균열은 Gallery 암질 IV등급의 암반에서 발생하였다. C22 Shaft구간은 대규모 숏크리트 탈락후 수행된 암반 지질도 작성으로부터 암반 벽면에 소규모 단층이 노출되었다는 사실을 알 수 있었다.

2.3 암반 취성파괴의 이론적 검토

2002년 과지압 구간 평가 당시 본 현장 암반의 취성파괴의 발생 가능성을 이론적으로 평가하기 위하여 카나다 Martin 교수의 연구결과를 활용 하였다(Martin, 1997, 1998). Martin은 암반의 취성파괴 사례를 암질 조건(RMR)과 응력조건에 따라 9가지로 분류한 바 있다(그림 3).
이 조건에 따라 RMR과 최대주응력 대비 일축압축강도비에 따른 저장공동 불안정성 및 취성파괴를 평가하였다. 현지암반의 일축압축강도 σ_{cm} = 94 MPa(실험실 시험값과 RMi로 부터 추정), 현지암반의 초

기지압 σ_1=16.8 MPa, σ_3=4.5 MPa (MCT 기준)을 토대로 σ_1/σ_{cm}은 16.8/94 = 0.18이 되므로 그림 3에서 정가운데 위치한다. 따라서 개략적인 검토 결과 II~III 등급의 양호한 암질의 암반에서 국부적인 취성파괴 및 블록거동이 가능하다고 평가되었다.

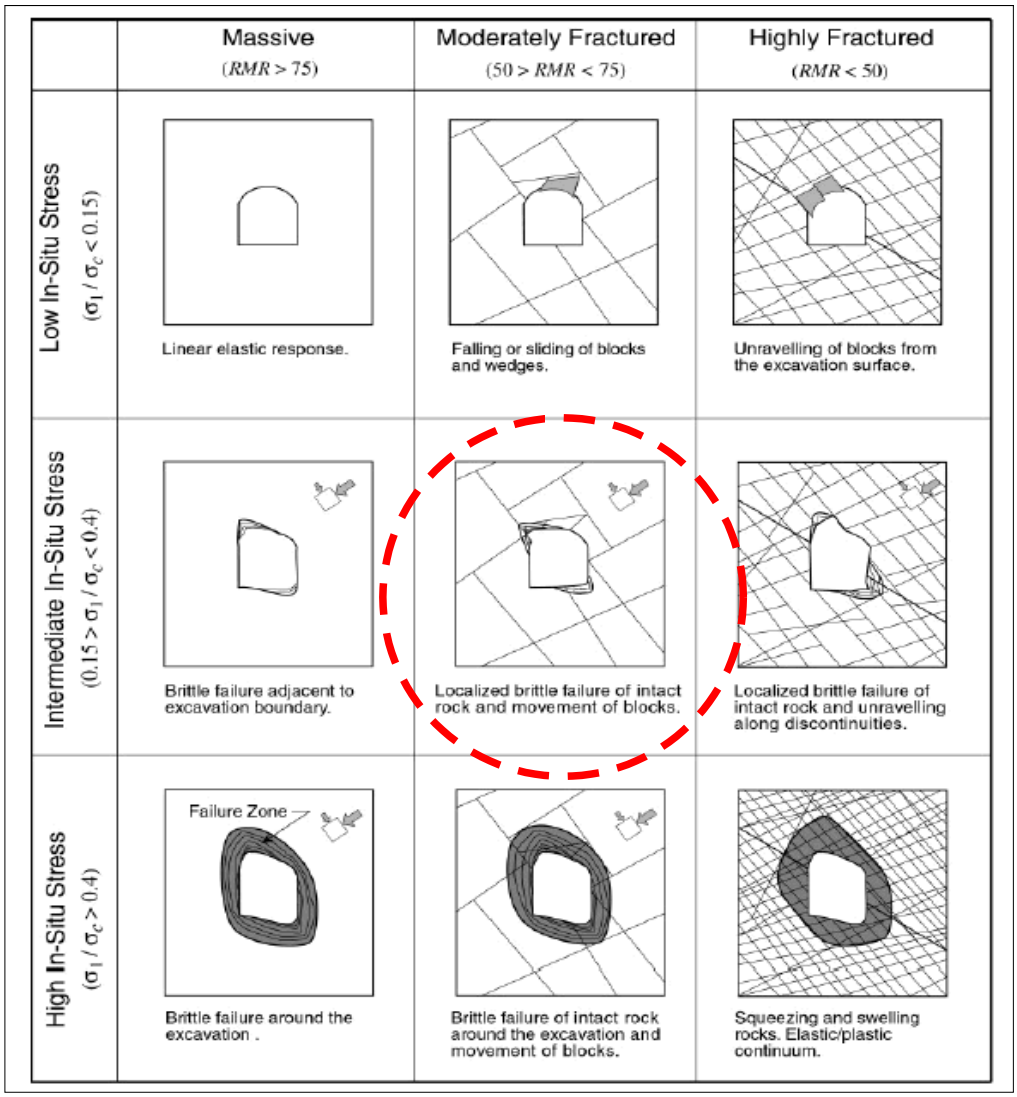


그림 3 암질 및 응력 조건에 따른 취성파괴 양상의 변화 (Martin, 1997)

취성파괴 가능성에 대한 보다 상세한 진단을 위해 손상지수(Damage index) 기준 (Martin et al., 1999)을 이용하여 본 대상 부지 암반 조건을 다시 평가하였다. 손상지수는 벽면 경계 접선응력(σ_θ)과 일축압축강도(σ_c) 비율로서 취성파괴는 손상지수가 (1)의 조건을 만족하는 경우 취성파괴 가능성이 높음을 의미한다.

$$\sigma_\theta/\sigma_c > 0.4 \quad (1)$$

벽면 경계 접선응력은 Hoek and Brown(1980)에 나온 공동 벽면 응력의 해석 해를 통해 개략적으로 구하거나 수치해석적으로 상세하게 구할 수 있다. 해석해를 통한 식으로 계산한 결과 최대 접선응력은 63.0 MPa로서 63.0/94 = 0.67 > 0.4로 역시 취성파괴 가능성이 있는 것으로 평가되었다. 이와 비슷한 개념으로 초기응력치들만을 이용하여 식 (2)의 Wiseman(1979) 응력집중식으로부터 평가할 수 있다 (Martin, 1997).

$$(3\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_c > 0.4 \quad (2)$$

이 경우 역시 45.9/94=0.49 > 0.4로서 취성파괴 가능성이 예견되었다. 취성파괴 영역의 손상 심도역시 식

(3)을 이용하여 구할 수 있다(Martin, 1997)

$$\frac{R_f}{a} = 0.49(\pm 0.1) + 1.25\frac{\sigma_{max}}{\sigma_c} \quad (3)$$

여기서, a는 공동의 반지름(= 9m), σ_{max}는 최대접선응력(=45.9 MPa), 이고 R_f는 파괴 깊이로서 0.9m~1.8m로 건설용 진입터널(CT2)에서 관찰된 실제 파괴 깊이 사례와 유사하게 계산되었다.

검토 결과, II~III 등급 암반에서 과지압에 의한 취성파괴가 발생할 수 있으며, 아치부의 벽면에서 Spalling이 발생하는 깊이는 0.9m 정도로서 암반의 국부적인 취성파괴와 암반 블록의 이동이 발생할 것으로 평가된다. 특히 저장공동은 단계적으로 굴착이 이루어지면서 공동의 단면이 점차 커짐에 따라 천정부의 응력 집중이 증가하므로, gallery 굴착이나 bench I 굴착 시에는 관찰되지 않았던 숏크리트 균열이 bench II 또는 bench III 굴착 이후 발생할 수 있다.

3. 과지압 구간 현장 계측치 분석

과지압 구간의 현장계측 결과를 분석하였으며, 비과지압 구간에 비해 뚜렷한 거동의 차이를 확인하였다(한국석유공사 등, 2004). 그림 4와 그림 5에 과지압 구간 내에서 단계 굴착에 따른 대표적인 내공 변위 및 숏크리트 응력 증가 거동을 나타내었다. 암질이 상대적으로 불량한 C2 공동의 경우 Bench 2 굴착에 따라 상부 Bench 1 측벽의 내공변위는 비과지압 구간에 비해 급격한 증가를 보인다.(그림 4, C21 Gallery East 구간 : Bench 2 굴착후 Bench 1 내공변위 약 20mm 증가). 또한 Bench 2 굴착 시 상부 Bench 1 측벽의 내공변위는 비과지압 구간에서 2mm 정도로 작게 측정되었지만, 과지압 구간 내인 C11 저장공동에서는 5mm로 측정되어 동일한 암질에서 약 2.5배 크게 변위가 발생하여서 뚜렷한 차이를 보였다.

그림 5에서 나온 것과 같이 숏크리트 균열 발생 구간에서는 Bench 2 굴착에 따라, 천단 숏크리트 응력이 크게 증가하였다(C12 GE sta.75m, +42 kgf/cm2, C21 GW sta.5m,+65 kgf/cm2). 이 지점은 막장에서 대략 40 여m 떨어진 지점이다. 또한 C11 Cavern GE sta.65-125m 구간은 Gallery 암질 IV등급으로서 균열이 발생되지 않았으나, 비교적 과다한 숏크리트 인장응력이 측정되었다.

이와 같이 Bench 단계 굴착에 따른 뚜렷한 숏크리트 응력의 증가 경향은 단계굴착으로 인해 측벽에 과도한 변위가 발생하면서 Gallery부 숏크리트에 과도한 응력이 증가된 것으로 생각된다.

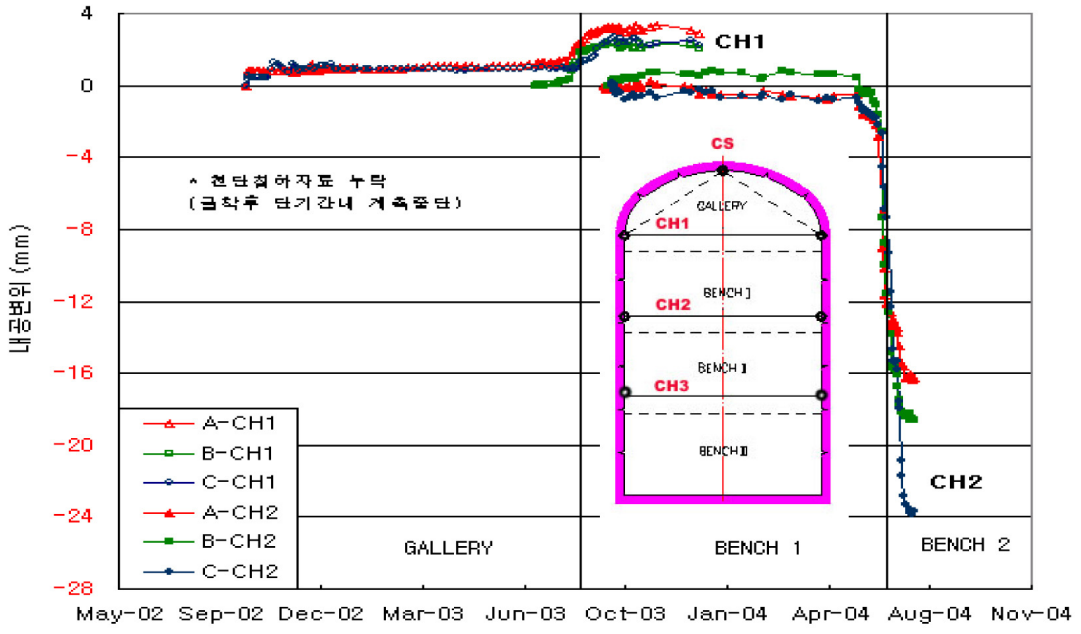


그림 4. 과지압 구간 굴착에 따른 전형적인 내공변위

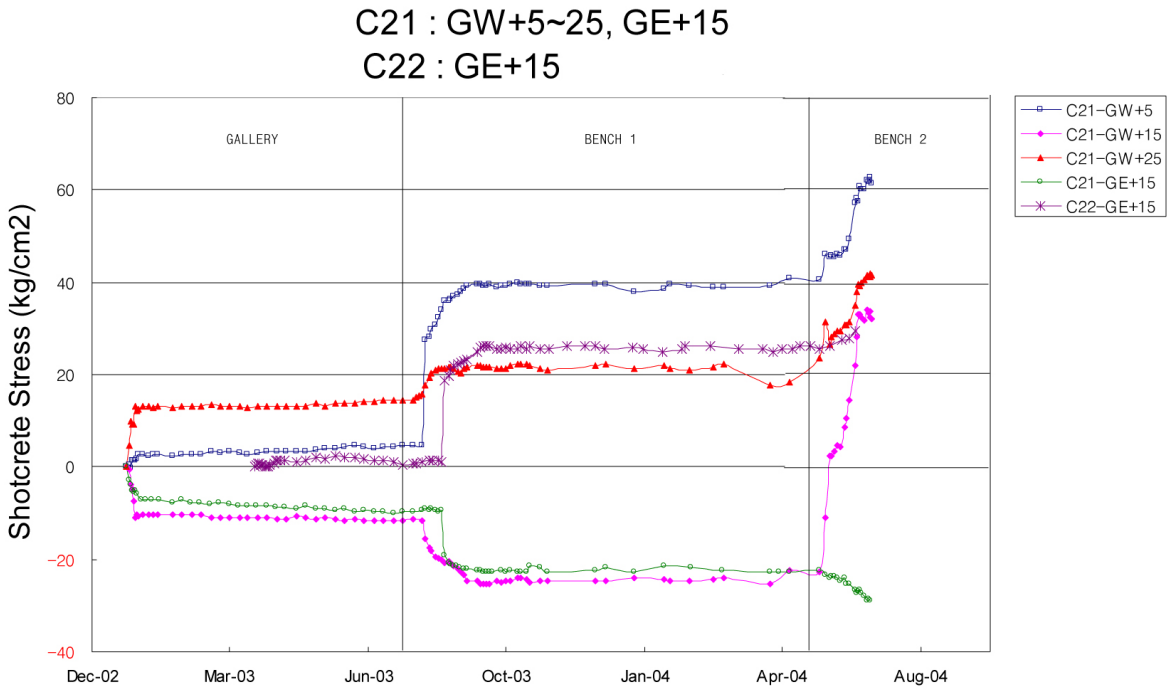


그림 5. 과지압 구간 굴착에 따른 전형적인 천단부 숏크리트 응력 변화

일반적인 내공변위 수준과 본 현장 과지압 구간 계측 자료의 수준을 비교하기 위해 Q 암반 분류 시스템에 표현된 적정보강량을 적용한 터널에서의 내공변위 통계 자료와 비교하여 내공변위 양상을 비교하였다.

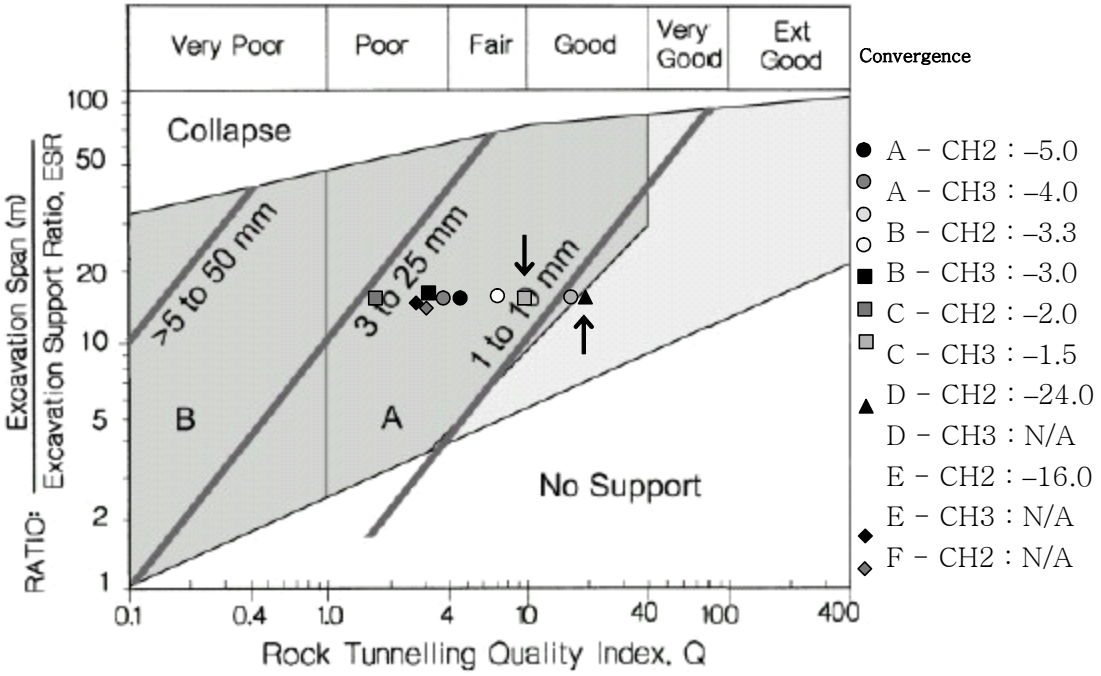


그림 6. Kaiser에 의해 제안된 Cavern 및 대규모 굴착 내공변위 계측 자료 통계치 및 과지압 구간 현장 계측치(Bench 2 굴착시까지)

일반적인 내공변위 수준과 본 현장 과지압 구간 계측 자료의 수준을 비교하기 위해 Q 암반 분류 시스템에 표현된 적정보강량을 적용한 터널에서의 내공변위 통계 자료와 비교하여 내공변위 양상을 비교하였다. Bench 1 굴착 이후 내공 변위 거동은 일반적은 통계치에 근접하는 거동을 보였다. 따라서 Bench 1 굴착시까지는 과지압에 의한 영향이 암반에 명시적으로 반영되지 않고 있음을 알 수 있다. 하지만 그림 6에 나타낸 바와 같이 Bench 2 굴착 이후 현장 내공 변위 자료들은 Station D와 E의 경우와 같이 일반치의 2.5배 이상 상회하는 내공 변위를 보이고 있다.
이외에도 록볼트 축력 및 지중변위 측정 결과 역시 과지압 구간에서 뚜렷한 이상 현상을 보여 일반 구간에 비해 큰 값들을 보였다.

4. 과지압 구간 안정성 수치 해석

4.1 해석 조건

수치해석을 위해 과지압 구간내 C2 Cavern Shaft 설치 위치를 포함하여 숏크리트 탈락 및 추가 균열이 주로 발생한 대표적인 아래의 4 단면을 설정하였다.

1) C2 B1E109: C22 Cavern 내 Shaft가 설치될 위치
2) C2 B1E100: C22 Cavern 내 굴착 형상 변경시 Pump Pit 연결터널 통과 단면
3) C1 B1E150: C12 Cavern 내 추가 숏크리트 균열 발생 단면
4) C2 B1E027: C21 및 C22 Cavern 내 숏크리트 균열 발생 단면

이들 각 단면들에 대해 원안설계 조건 및 고려 대안을 고려하여 2차원 연속체 및 불연속체 안정성해석을 실시하였다. 해석에 사용된 프로그램은 FLAC ver. 4.0과 UDEC ver. 3.1이다. 그림 7은 대표적인 연속체 및 불연속체 해석 모델을 나타낸다. 연속체 해석의 경우 각 굴착부 별 암반 등급 분류 결과를 이용하여 암층을 명시적으로 고려하였으며 불연속체 절리망은 Gallery 굴착 당시 절리망 조사를 이용하여 DIPS로 통계처리한 후 확률적 절리 생성을 통해 현장 절리와 등가의 절리망을 구성하였다.

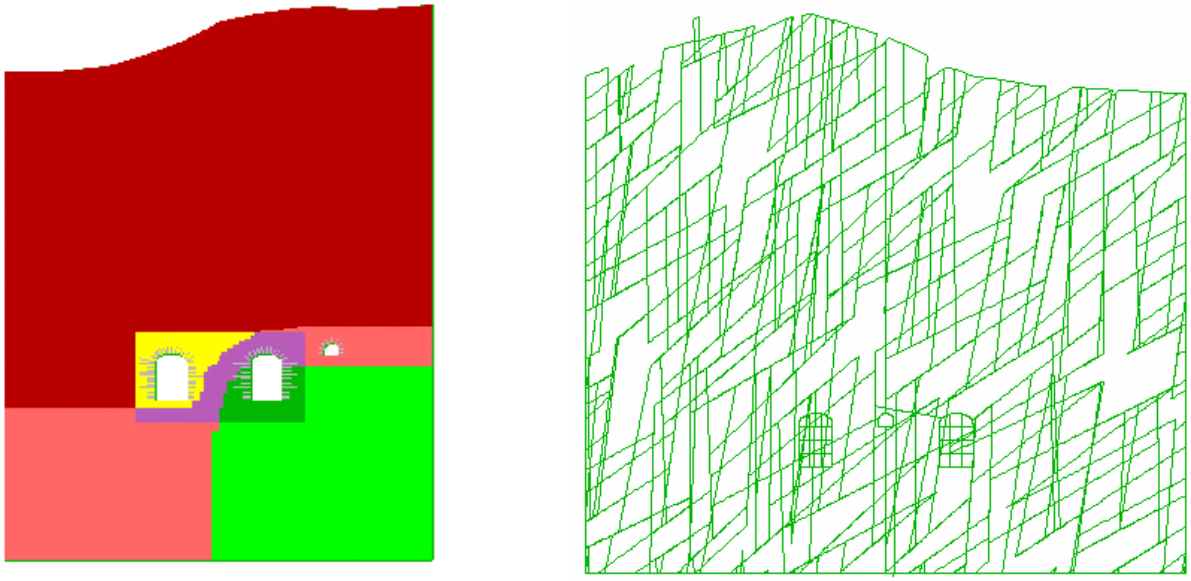


그림 7. 대표적인 해석 모델 (좌: 2차원 연속체, 중간: 2차원 불연속체)

각 단면별 원안 설계 및 대안들에 대한 검토 과정을 통해 다양한 조합의 해석 Case들이 도출되었다. 표 3에 각 해석 Case들을 열거하였다. 굴착 대안들은 원설계안의 검토 이후 Shaft 부의 안정성을 검토하는 과정에서 도출되어 안정성 해석에 포함되었다.

표 3. 안정성 해석 Case

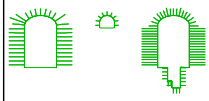
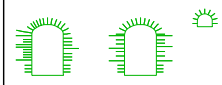
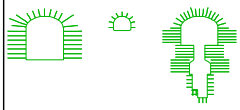
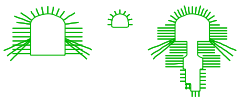
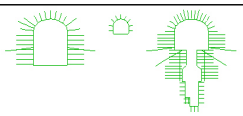
종류	해석ID	설명	굴착형상	대상구간
2차원 연속체	F0100	C2B1ESTA100 원설계대로 굴착		C/E
	F0109	C2B1ESTA109 수갱부 원설계대로 굴착하고 Pump Pit 고려한 경우		
	F0150	C1B1ESTA150 추가 균열부 원설계대로 굴착		A/B
	F0027	C1B1ESTA027 추가 균열부 원설계대로 굴착		D/F
	F1100	C2 STA100 굴착형상 변경한 경우		C/E
	F2109	C2B1ESTA109수갱부 굴착형상 변경하고 Pump Pit 고려한 경우		
	F3109	C2 STA109굴착형상 변경하고, Bench1 이하 Cablebolt 설치		
2차원 불연속체	U0109	C2 STA109원설계 대로 Bench 3까지 굴착한 경우		C/E
	U0109	C2 STA109 굴착형상 변경하여 굴착한 경우		
	U4109	C2 STA109굴착형상 변경하고 Bench 1이하 Cablebolt 보강		
	U6109	C2 STA109굴착형상 변경하고Bench 1이하 FRP 혹은 강관으로 보강		

표 4. 해석에 사용된 암반 물성

암반등급		I	II	III	IV	V
RMR		100-81	80-61	60-41	40-21	20-1
Q		>40	10-40	10-4	4-0.4	<0.4
RMR	적용치	85	73	62	56	31
GSI	적용치	80	68	57	51	31
탄성계수	MPa	9.40E+4	2.80E+4	1.80E+4	1.35E+4	3.40E+3
포아송비		0.2	0.23	0.25	0.25	0.3
체적변형계수	MPa	5.222E+4	1.728E+4	1.200E+4	9.000E+3	2.833E+3
전단변형계수	MPa	3.917E+4	1.138E+4	7.200E+4	5.400E+4	1.308E+4
점착력	MPa	33	20	18	16.8	13
마찰각	Degree	54	48	45	40	37
단위중량	Kgf/m^3	2700	2700	2700	2700	2600
인장강도	MPa	2	1.5	1.3	1	0

표 4에 나타낸 암반입력 물성치는 기 굴착된 부분의 현장 지반 조사 및 Q 시스템 암반등급 분류에 기초하고, 실시 설계 및 초기 응력 측정 시 측정된 실험실 암석 시험 결과를 참조하여 암반등급을 GSI (Geological Strength Index) 분류 값으로 환산한 후 Hoek-Brown 및 Mohr-Coulomb 파괴 기준 및 현지 암반 물성 예측법 (Hoek, 1998)을 이용하여 각 등급별 현지 암반의 물성을 구하였다.
암반 거동 모델은 모든 경우에 기본적으로 Mohr-Coulomb 탄소성 모델을 이용하였다. 하지만 이 경우 암질이 비교적 좋은 암반 등급 (II, III 등급)에서의 취성파괴 현상을 정확히 모사하는데 한계가 있다. 따라서 이에 대한 고려를 위해 암석의 취성 파괴 현상을 잘 근사할 수 있는 것으로 알려진 (Hajiabdolmajid et al., 2002) Cohesion Weakening-Friction Strengthening모델 (CW-FS)을 C1B1E150 단면에 적용하였다.
과지압 구간에서 현장 초기지압은 C2B1E027 단면을 제외한 모든 경우에 측압계수를 설계정수인 K_0=2.6으로 적용하였다. C2B1E027 단면의 경우 K_0=1.8 을 적용하였다. 현장에서의 굴착조건을 정확히 모사하여 지질보강도 상의 보강 현황을 동일하게 모사하였다. 3차원 효과 모사를 위한 하중 분담율을 표 5와 같이 적용하였다. Shaft 연결부와 Pump Pit의 경우 평면 변형율 상태가 아니므로 굴착 불균형력을 100%를 적용하면 비현실적이므로 3차원 해석 결과와 비교하여 하중분담율을 설정하였다

표 5. 해석에 적용된 하중 분담율

Type 굴착단계	II	III	IV	Shaft연결부	PumpPit
전단면굴착	70%	65%	60%	50%	30%
1차 S/C + Rockbolt	100%	85%	80%	65%	50%
2차 shotcrete		100%	90%	75%	60%
3차 shotcrete			100%	85%	

4.2 원안대로 굴착시 주요 해석 결과

표 6. C1 공동의 주요 해석 결과

현재상태	원안굴착시(Bench3)
- C1 Gallery 천단부에 최대110 kgf/cm^{2}의 과다 압축응력이 작용 - Gallery 및 Bench 측벽부는 과다 인장응력 발생 - 암반 손상지수는 0.4 이하지만 암반 및 지압의 불균질성을 고려시 국부적 취성파괴 가능 - Bench부 록볼트 축력이 공동 모두에서 크게 작용하여 Bench 1 지점에서 국부적으로 항복하중 (10tonf)에 도달	-양쪽 Cavern 모두 천단부에 20-30 kgf/cm^{2}의 추가적인 숏크리트 응력 증가 발생 - Gallery 및 Bench 측벽부는 과다 인장응력 계속 유지됨 -록볼트 축력 항복부가 Bench, 2, 3 쪽까지 확장됨 -취성파괴를 모델을 사용한 경우 C12 저장공동에서 천단부 취성파괴 확인

표 6은 해석을 통해 얻은 C1 공동의 주요 해석 결과를 나타내며 그림 8은 굴착단계별 Gallery부에 발생한 숏크리트 응력 변화를 보여준다. 현재 상태는 Bench2까지 굴착한 경우를 의미한다. 수치해석을 통해 구한 천단 최대접선응력치를 이용하여 암반의 손상지수를 평가하였다. 실제 숏크리트 균열이 C12 cavern에 발생한 것은 과지압하 C11 부 (IV 등급)에 비해 C12 (II 등급) 부의 보강량이 상대적으로 작기 때문이며, Bench 3 굴착 시 추가적인 숏크리트 응력 증가를 완화하기 위해 보강량 늘릴 필요 있음이

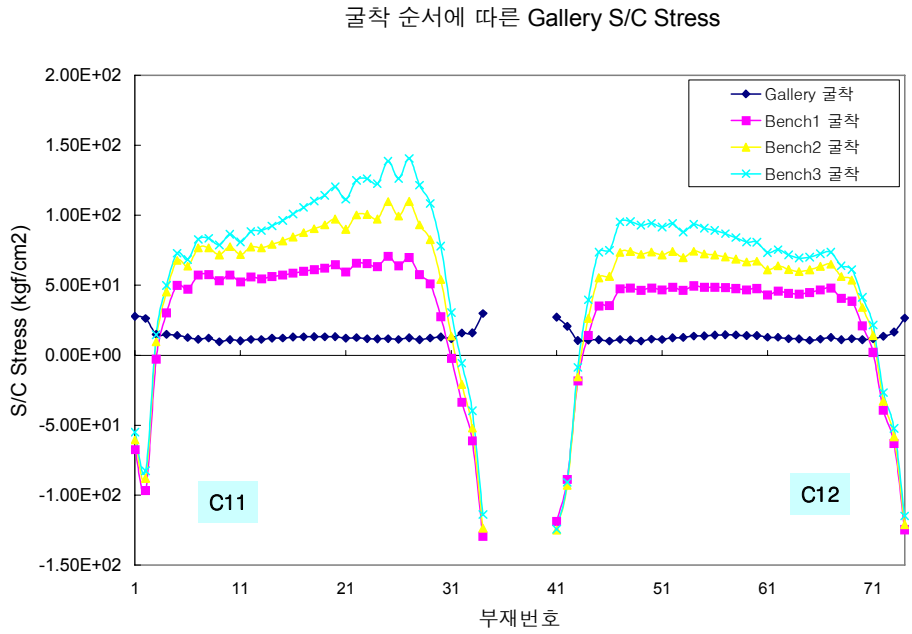


그림 8. C1 공동 굴착 단계별 따른 Gallery 숏크리트 응력 변화

확인되었다. Mohr-Coulomb 모델을 사용하는 경우 암반 거동이 입력 물성치에 정비례하므로 일반적으로 암반등급이 낮은 경우에 거동이 불량하게 나타난다. 하지만 이 경우 저장공동의 안정성은 IV등급 암반에서 가장 문제가 있는 것으로 해석되지만 앞서 언급했듯이 실제 과지압으로 인한 암반의 취성파괴는 암질이 양호한 II 또는 III 등급 암반에서 발생 가능성이 더 크다. 이러한 현상은 전통적인 M-C 모델로는 구현이 어렵다. 최근에 개발된 점착력 연화-마찰 강화 모델(Cohesion Weakening-Friction Hardening, CW-FS) 모델은 이러한 단점을 극복하기 위해 시도된 일 방법이다. 그림 9는 CW-FS 모델을 이용한 경우 갤러리부에 발달한 전단 균열 양상을 보여준다.

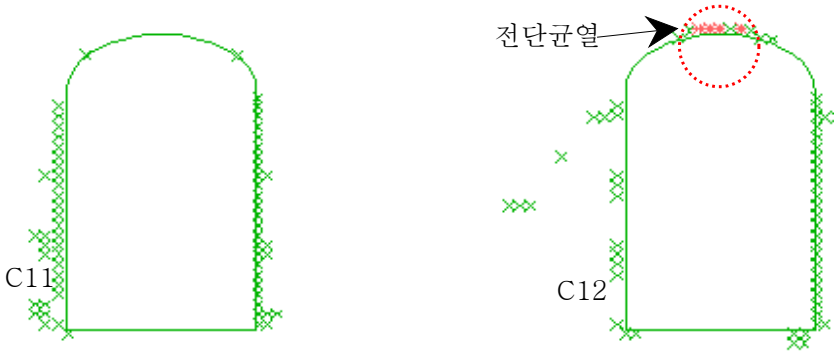


그림 9. CW-FS 모델 (Hajiabdolmajid et al., 2002)을 고려한 경우 천단부 취성파괴 발생

그림에서와 같이 이 모델을 이용한 경우 암질이 상대적으로 양호한 C12 공동에서의 균열 전파 가능성을 예측할 수 있다. 표 7에 C2 공동의 주요 해석 결과를 요약하였으며, 굴착 단계에 따른 C2 공동의 숏크리트 응력 변화를 그림 10에 나타내었다.

굴착 단계별 천단부 숏크리트 응력 증가 경향이 뚜렷이 나타나며 현장 계측치에서의 증가경향과 한 굴착 단계별 내공 변위 역시 현장 변위 계측치와 상응하는 결과를 보였다.

표 7. C2 공동의 주요 연속체 해석 결과

현재상태
- 천단부 숏크리트는 최대 87 kgf/cm^{2}로 과다 압축응력 상태 - Gallery 아치부와 측벽 경계부에 과다 인장응력이 작용 (-120 kgf/cm^2) - 암반손상지수 Di=0.42로서 취성 파괴 가능 - 록볼트 축력은 모든 경우에 6ton 이하로 안정하게 나타남.
원안굴착시
- Bench 굴착에 따라 C22 천단부 숏크리트 압축응력 증가량이 65 kgf/cm^2 로 응력집중 심화 - Bench 부 shotcrete 과다 인장응력 발생으로 숏크리트 인장균열 발생 가능 - 높은 측압과 절리 거동의 영향, 국부적인 암반 취성파괴와 결합되어 천단부 숏크리트부에 불안정성이 심화될 것으로 예측

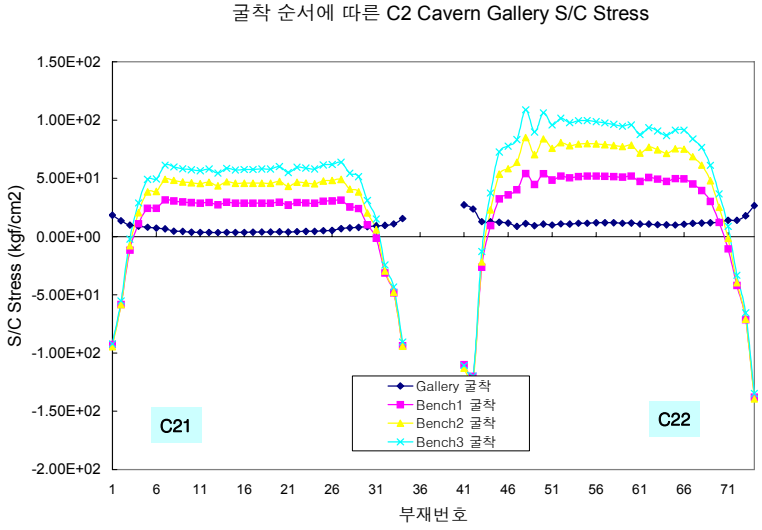


그림 10. C2 공동 굴착 단계별 따른 Gallery 숏크리트 응력 변화

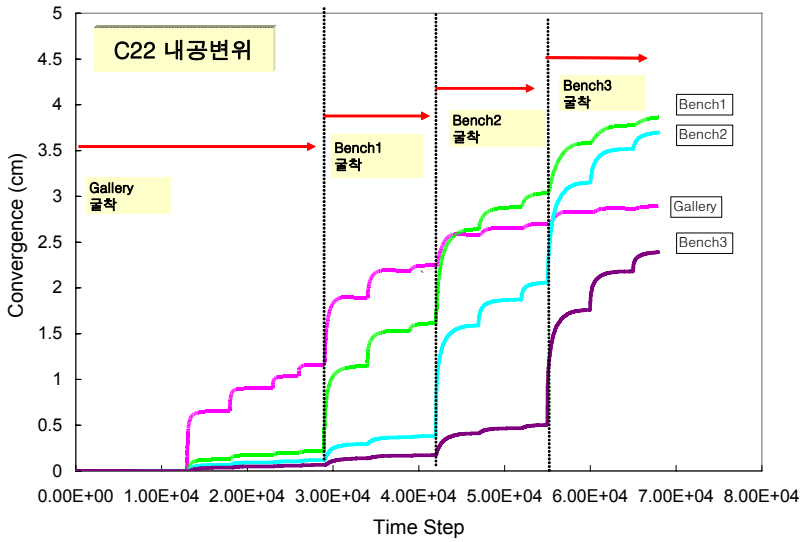


그림 11. 원안대로 굴착시 C22 공동 해석시 굴착단계별 내공 변위

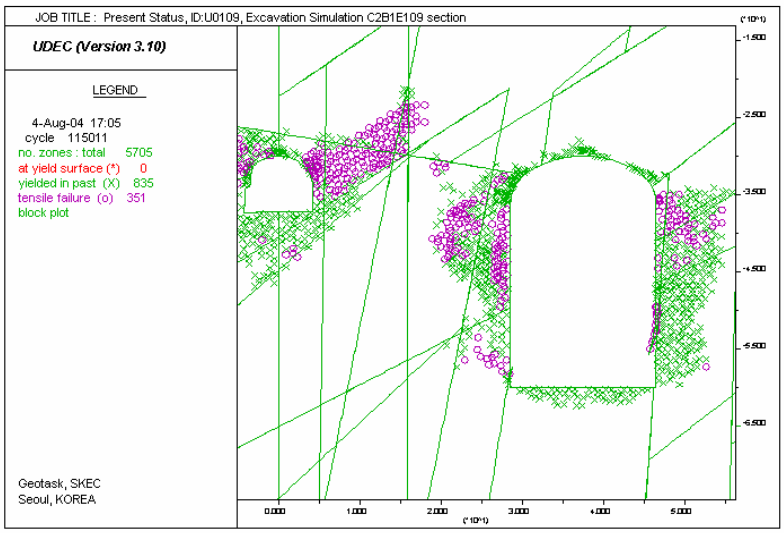


그림 12. C22 저장공동 주변 인장파괴 영역(동그라미 마크)

유사하게 나타나서 해석의 신뢰성을 확인할 수 있었다. 그림 11에 나와있는 또한 해석을 통해 구불연속체 해석 결과 역시 연속체와 유사한 경향을 보였지만 절리 블록 이동의 영향으로 인해 절대 변위와 파괴 영역이 훨씬 더 크게 나타났다. 그림 12는 불연속체 해석 결과 C22 저장공동 주변 인장파괴 영역을 나타낸다. Gallery 어깨부를 관통하는 단층으로 인해 진입터널부터 상당히 넓은 영역의 파괴영역이 발전하고 있음을 볼 수 있다.

4.3 대안 굴착 주요 해석 결과

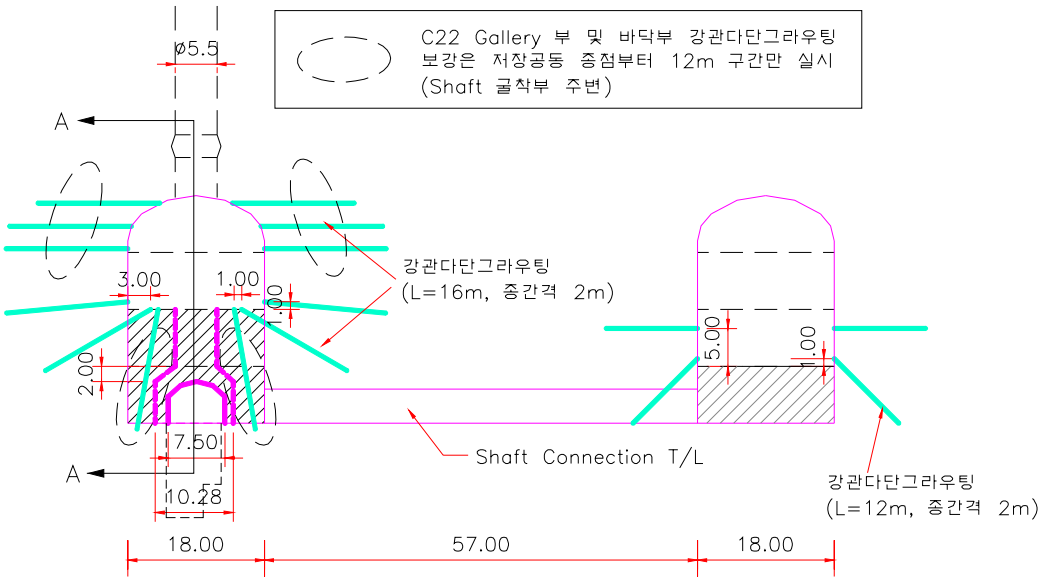


그림 13. C22 Shaft 부의 굴착형상 변경안

안정성 해석 결과로부터 현재 상태와 향후 Bench 3까지 굴착시 과지압으로 인한 영향으로 인한 공동의 불안정성이 증대될 것으로 예측되었다. 특히 C22 공동의 경우 Gallery부에 운영 shaft 및 Pump Pit가 통과하므로 더욱 안정성 문제가 중요하다. 따라서 다른 구간은 보강량 및 방법을 통해 문제를 해결할

수 있지만 이 구간의 안정성 확보를 위해 소규모 터널로 Shaft 부까지 진입하는 굴착형상 변경안이 고려되었다. 그림 13은 C22 공동 Shaft 진입부의 굴착형상 변경안의 모식도를 보여준다. 측벽부 안정성 증대를 위해 불연속면의 전단 저항을 증가시키기 위한 강관(혹은 FRP)을 이용한 보강이 제시되었다.
그림 14는 연속체 해석을 통해 구한 굴착형상 변경시(F2109)와 원안 설계시(F0100)의 천단 최종 숏크리트 응력을 비교한 것이다. F1100은 소터널 통과구간 직상부에서의 숏크리트 응력이다.

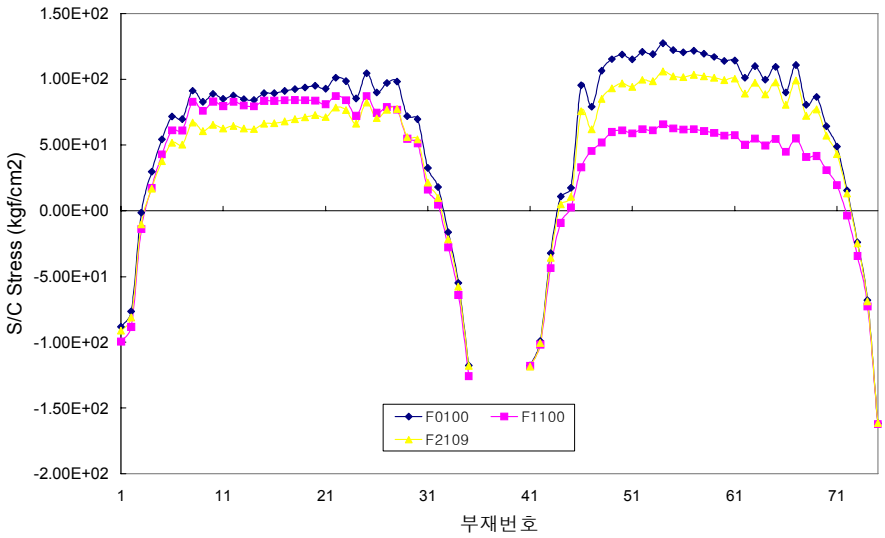


그림 14. 연속체 해석을 통한 대안 굴착시와 원안 설계시 최종 천단부 숏크리트 응력 비교

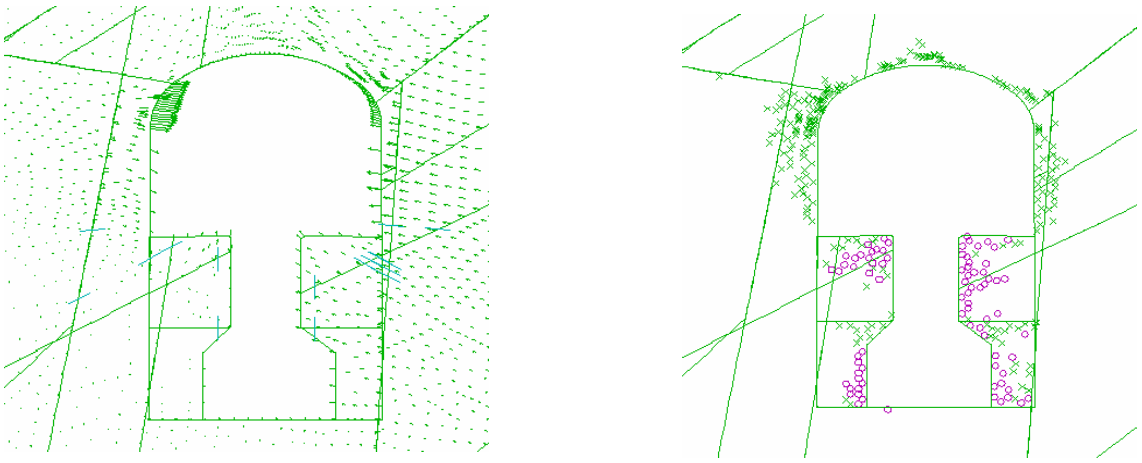
Shaft 연결부에서는 상부 터널부가 펌프 진입을 위해 굴착되어야 하므로 F1100>F2109>F0100 순으로 숏크리트 응력이 작게 발전하고 있음을 알 수 있다. 하지만 이 해석은 2차원 하중 분담율을 고려한 해석이므로 정확한 3차원 효과 고려를 위해서는 3차원 해석이 필요하며 이는 수원대에서 수행된 바 있다 (한국석유공사 등, 2004).

(a) 암반 절리 미끄러짐 (b) 암반 절리 벌어짐

그림 15. C22 공동 대안 굴착시 대표적인 절리 거동

불연속체 모델로 대안 굴착을 모사한 결과 원안 대비 천단 암반응력 집중이 10%이상 감소하고 (Di=0.53 →0.48) Gallery 록볼트 하중 및 숏크리트 탈락부 절리 이동이 안정되는 등 전반적인 개선효과를 확인할 수 있었다. 하지만 그림 15에 나타낸 것과 같이 측벽부 암반블럭 이동에 의한 미끄러짐과 벌어짐이 발생하였으며 숏크리트 응력이 여전히 과다하게 발생하였다. 이에 대한 대안으로서 측벽부에 대한

Cable Anchor를 통한 보강효과를 검토하였지만 절리거동에 대한 전단 저항성 부족으로 만족할만한 결과를 얻지 못하였다. 그 이후 FRP 혹은 강관 다단을 그라우팅 형태로 측벽부 절리 블록에 고정하여 전단저항력을 높이기 위한 특수 보강 형태를 고려하였으며 이에 대한 대표적인 해석 결과를 그림 16에 나타내었다.



(a) 암반 블록 안정화 (b) 측벽부 인장파괴 영역 사라짐

그림 16. 불연속 모델로 검토된 강관(FRP)을 이용한 특수보강 효과

특수보강을 실제 FRP(강관) 물성을 이용하여 일반 보강요소(General Reinforcement)를 이용하여 모사한 결과 Gallery 천단응력 집중이 원안 굴착 대비 40% 감소하고 모든 부분에서 파괴 기준 이내 안정화가 되었다. 또한 Bench 2 부분의 암반 블록 이동 및 록볼트 하중이 안정화되었으며 암반 인장 파괴 영역이 사라졌다.

5. 보강 방안 검토

5.1 보강량 변경

앞에서 제안된 굴착형상 변경안은 C22 공동 Shaft 부에만 적용되었으며 다른 공동 위치에서는 탈락된 숏크리트 및 암반 균열부를 정리한 후 재보강하는 안이 추천되었다. 과지압에 의한 영향을 보강안에 명시적으로 고려하기 위해 카나다 Rockburst 발생 암반에서의 보강 Handbook에 근거 (Kaiser, 1996) 하여 과지압을 고려한 숏크리트 및 록볼트 보강량 재평가하였다. Q-system에서 암반의 지압조건을 고려하는 항목인 SRF(Stress Reduction Factor)는 과지압 현상이 예측되지 않는 경우는 일반적인 심도 기준으로 그 값을 평가하고 있지만, 본 지역과 같이 수평 응력이 매우 크게 측정되어 과지압 현상이 예측되는 구간에 대해서는 별도의 판단 기준이 필요하다. 그림 17은 과지압 암반에서의 SRF 조정 지침이다.

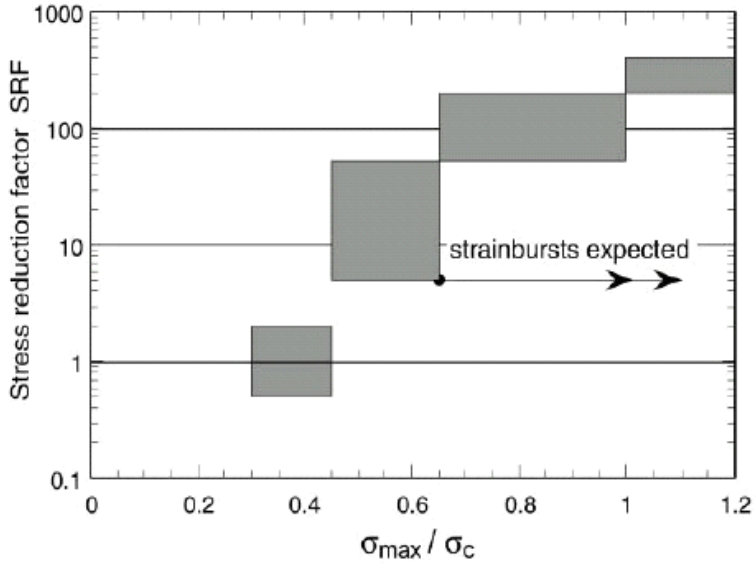


그림 17. 과지압 암반에서의 SRF 조정 지침 (Kaiser et al., 1996)

위 지침에 의하면 응력비가 0.45 ~ 0.65 일 경우 SRF는 통상 값보다 10배 증가되어야 하며 파괴 가능 심도는 0 ~ 0.3 a(a:터널 반지름)가 되며, 응력비가 0.65 이상일때는 SRF를 100배 증가시키고 파괴 가능 심도는 > 0.3 a로 평가되어야 한다.

위 기준을 적용할 경우 본 현장 과지압 구간은 SRF가 20배 정도 증가되어야 하며 이를 적용하여 Q 값 및 보강량을 등급별로 재산정하였다(그림 18).

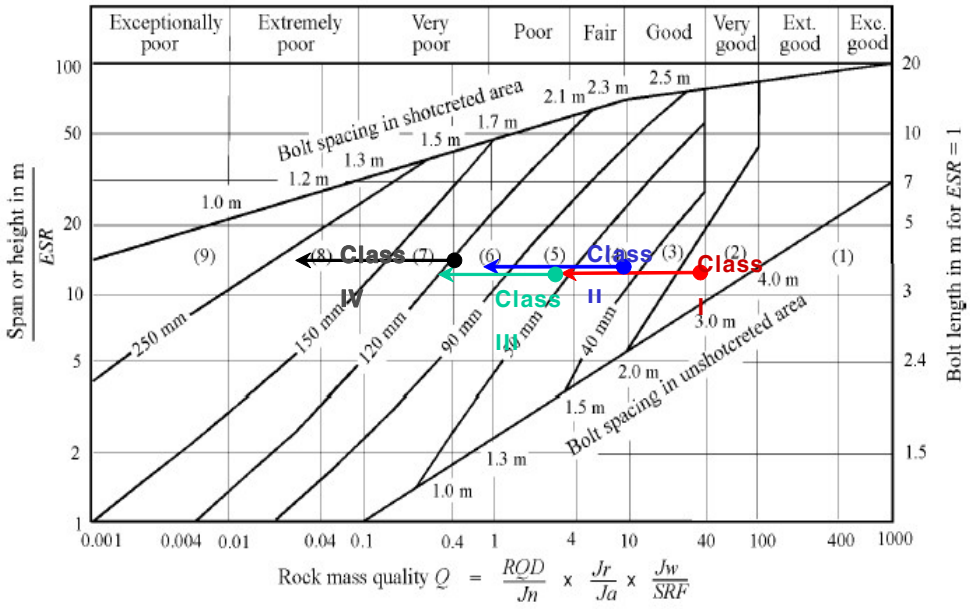


그림 18. SRF 값 변경에 따른 Q값의 조정 및 숏크리트 보강량 변화

또한 Unwedge를 이용하여 현장 절리 자료에 근거한 생성가능 절리블록의 크기 및 필요 록볼트 길이를 산정하였다. 또한 그림 19에서와 같이 변경된 Q 값에 근거하여 록볼트의 설치 간격도 재산정하였다.

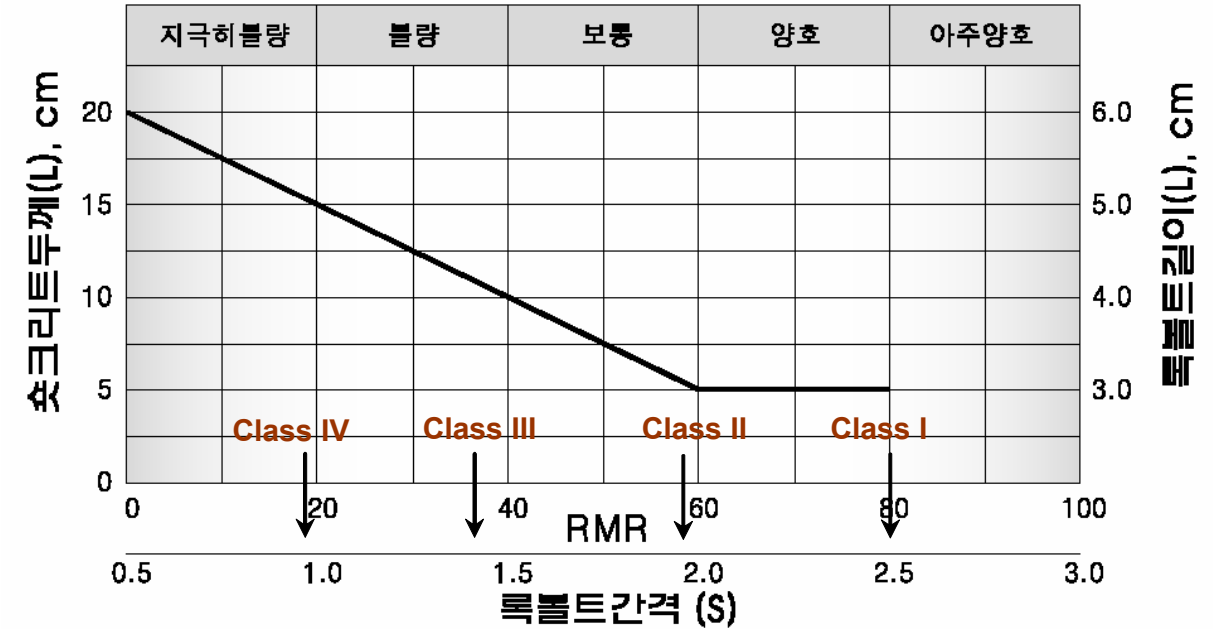


그림 19. 과지압 구간에서의 록볼트 간격 재산정

검토된 안을 기초로 변경된 보강 방안들을 정리하여 표 8에 나타내었다.

표 8. 균열 발생후 재변경된 과지압 구간 보강 방안

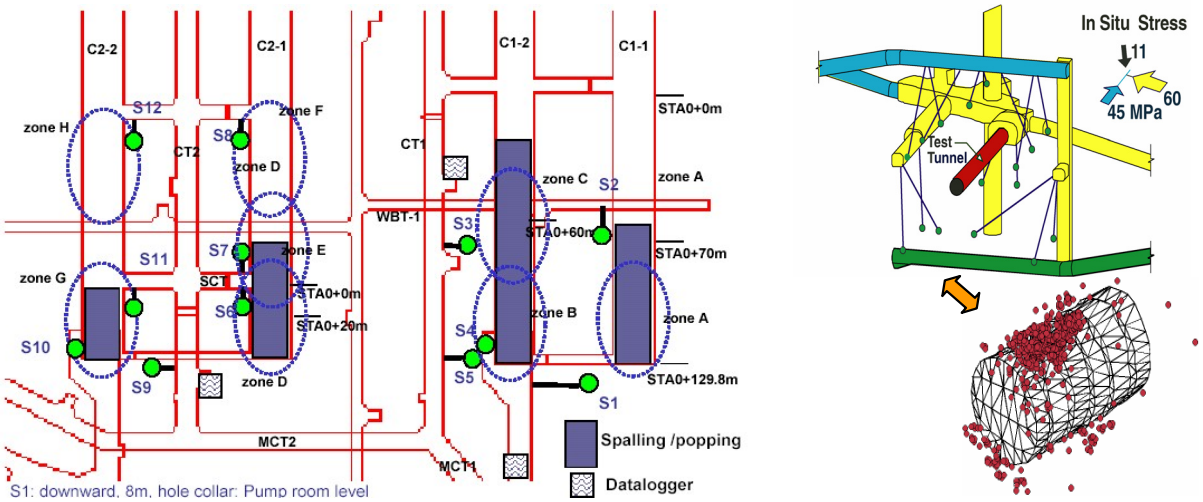
암질등급	과지압구간 변경안(2002)		2004년 재변경안		비고
공종	록볼트	숏크리트	록볼트	숏크리트	
I	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	변경 없음
II	2.5 x 2.5m	6cm 강섬유	2.0 x 2.0m	9cm 강섬유	등급 하향
III	2.0 x 2.0m	9cm 강섬유	1.5 x 1.5m	12cm 강섬유	변경
IV	1.5 x 1.5m	18cm 강섬유	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	등급 하향
V	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	1.2 x 1.2m	24cm 강섬유	변경 없음

이외에도 정성적으로 취성파괴를 완화시키고 암반의 연성을 증대시키기 위해 와이어 메쉬와 같은 지보재를 도입하였다.

5.2 암반 미소파괴음 계측

위에서 구간별 보강공법 제안으로 안정성이 확보되리라 예상되지만, 보수보강이 이루어지지 않지만 여전히 과지압 구간에 속하는 저장공동 구간에 대해, 향후 Bench 3 굴착에 따른 불안정성을 사전에 예측하기 위해서는 공동 벽면 암반의 취성파괴 및 암반 블록의 미끄러짐으로 인해 발생하는 미소파괴음을 계측해야 할 것으로 판단되었다. 이는 숏크리트, 록볼트와 같은 지보재에 응력 및 하중이 크게 작용하기

전, 또한 내공변위로서 큰 변위가 측정되기 이전에 불안정성이 시작되는 초기에 암반 거동을 측정하는데 미소파괴음 측정이 적절하기 때문이다. 암반의 미소파괴 거동을 측정하기 위해서 암반의 미소파괴음(AE, Acoustic Emission) 자체를 측정하는 것이 바람직하나, 아직은 현장에 직접 적용하기는 곤란하다. 따라서 미소파괴와 동반되는 미소 탄성파 이벤트(Micro seismic event)를 직접 측정하는 방식으로 생각되어 시추공내 삽입 가능한 가속도계(Accelerometer)를 추천하였다. 또한 잡음등을 제거하여 3차원 위치 추적이 가능한 Trigger 시스템을 동시에 구비하여 3차원 공간 상에서 센서 배치를 제안하였다.
그림 20은 제안된 탄성파 이벤트 센서 설치 기본 개념도와 본 시스템이 캐나다 시험 공동에서 암반 취성파괴 모니터링에 사용된 예를 보여준다.



(a) 제안된 미소 탄성파 이벤트 센서 설치 개념도 (b) 캐나다 Test URL의 예

그림 20. 미소 탄성파 이벤트 센서 설치 개념도 및 적용 예

6. 결 론

이 글에서는 국내에서 대규모 저장공동 건설시 실제 발생한 과지압 현상으로 인한 문제 및 특징을 살펴보았으며 문제 해결을 위한 검토 과정을 상술하였다. 현장 계측결과 분석을 통해 과지압 암반에서 일반 계측 항목들의 이상 징후들에 대해 확인할 수 있었다. 과지압을 받는 현재 암반 상태 및 원안 설계대로 굴착시의 수치해석을 통해 저장공동의 안정성을 평가하였으며 그 결과로서 새로운 굴착 대안 및 보강 방안이 마련되었다. 취성파괴의 불확실성을 감안한 상시적인 감시 도구로서 현장 미소탄성파 이벤트 계측이 제안되었다.
국내에서는 이때까지 과지압으로 인한 명시적인 피해나 문제 사례가 광범위하게 제기된 적이 없어서 경암반에서의 취성파괴 기구나 문제의 심각성 대해서 인식이 부족한 실정이다. 향후 장대터널의 건설 증가 등으로 대심도 암반에서의 암반공학적 응용이 빈번해 질수록 과지압 문제가 발생할 가능성도 점점 많아질 것으로 예상된다. 통상적인 연속체나 불연속체 암반 안정성 해석으로는 이러한 경암반에서의 Spalling 현상과 같은 취성파괴 과정을 명확히 모사하는데 한계가 있다. 과지압 하 암반 거동을 정확히 고려하고 과지압으로 인한 문제 발생시 다양한 대책을 위한 논의가 필요할 때이다.

참고문헌

1. 한국석유공사, SK건설(주), 수원대학교, 2004, ○○ 기지 과지압구간 안정성 평가 검토보고서.
2. 한국지질자원연구원, 2003, ○○ 기지 초기응력 측정 연구.
3. Hajiabdolmajid, V., Kaiser, P. K., Martin, C. D., 2002, Modelling brittle failure of rock, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci., Vol. 39, pp.731-741.
4. Hoek, E. and Brown E.T., 1980, Underground excavation in rock, Inst. Mining and Metallurgy, London.
5. Hoek, E. and Brown E.T., 1997, Practical Estimates of Rock Mass Strength, Int. J. Rock Mech. & Min. Sci. Vol. 34, pp.1165-1186.
6. Kaiser P.K., 1986, Construction methods for large rock caverns Trends and Innovations, General Report, Int. Symp. Large Rock Caverns, Finland,3 p.1877-1907.
7. Kaiser P.K., Diederichs, M.S., Martin, C.D.,2000, Underground works in hard rock tunnelling and mining, Keynote Lecture. at GEOENG 2000, Melbourne, Australia.
8. Kaiser, P.K., McCreath, D.R., and Tannant, D.D., 1996, Canadian Rockburst Support Handbook, Geomechanics Research Centre, Laurentian University, Sudbury, Canada, 314p.
9. Martin C. D., 1997, The effect of cohesion loss and stress path on brittle rock strength, Can. Geotech. J. Vol. 34, pp.698-725.
10. Martin C.D., Kaiser, P.K., McCreath, D.R., 1999, Hoek-Brown parameters for predicting the depth of brittle failure around tunnels. Canadian Geotechnical Journal 36 (1), pp 136-151.