

필댐의 파이핑 재현시험시 전기비저항 변화 분석

Analysis of Electrical Resistivity Change in Piping Simulation of a Fill Dam

안 희 복¹ Ahn, Hee-Bok

임 희 대² Lim, Heui-Dae

Abstract

Piping, a common form of internal embankment erosion, is caused by progressive movement of soil particles through an embankment. The phenomenon commonly occurs with precursory signs of development of fractures in dam structures, but also occurs without any noticeable signs in dams that showed satisfactory dam performance for several years, due to dissolution of soluble material in an embankment. While piping accounts for nearly 50% of the causes for dam failure, few studies have been made for systematic evaluation of the phenomenon. In this study, we attempted to monitor the changes in electrical resistivities of fill-dam material while a saddle dam is dismantled for the construction of emergency spillways of Daechung dam. Two artificial subhorizontal boreholes were drilled into the embankment structure to simulate piping along the two artificial flow channels. Monitoring of changes in electrical resistivity showed an increase in resistivity values during piping. Thus, the investigation of resistivity over time could be an effective method for piping prediction.

요 지

파이핑은 제체 내부 침식의 한 형태로서 토립자의 진행성 유출에 기인하며 균열이 발생한 댐 뿐만 아니라 용해성 재료로 인하여 수년 동안 만족스런 거동을 보인 댐들에서도 발생한다. 파이핑 현상은 필댐의 붕괴 원인의 약 50%를 차지하고 있으며 필댐 관리의 주요항목이나, 이에 대한 체계적인 평가에는 다소 어려움이 있다. 이에 본 연구에서는 파이핑 현상에 대한 비파괴 탐지를 위한 전기비저항 탐사기법의 적용성을 파악하기 위해 대청댐 비상여수로 건설을 위해 해체되는 부댐에 파이핑 모사시험과 전기비저항 모니터링을 수행하였다. 제체에 수평공을 천공하여 인공적인 유로를 만들고 저수지 물을 유입시켜 실규모 파이핑 현상을 모사하였으며, 파이핑 현상 모사 시험전과 시험 중 측정된 전기비저항값을 비교한 결과 파이핑 발생 시 측정된 전기비저항값이 조금 더 큰 변화를 보임으로써 전기비저항 모니터링 탐사는 실제 담수되어 있는 제체의 파이핑 현상을 효과적으로 탐지할 수 있을 것으로 판단된다.

Keywords : Electrical resistivity monitoring, Fill dam, Internal embankment erosion, Piping, Safety of embankment

1. 서 론

필댐의 붕괴원인은 월류, 파이핑, 사면활동 및 지진 등으로 구분할 수 있다. 이들 사항 중 전자의 두 원인은

축척된 경험과 연구를 통해 발생할 가능성이 많이 감소되었으나, 제체 내의 균열이나 기초압반에 존재하는 불연속면 등을 통해 발생하는 내부침식에 의한 파이핑과 괴는 추정이 어려울 뿐만 아니라 매우 급작스럽게 발

1 정회원, 한국수자원공사 사업팀장 (Member, Head Manager, Management & Construction, Korea Water Resources Corporation)

2 정회원, 충남대학교 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil Engrg., Chungnam National Univ., hdlim@cnu.ac.kr, 교신저자)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2010년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

생하기 때문에 가장 위험하다. 균열은 파이핑 파괴로 이어질 수 있는 복합적인 현상중의 하나이며 균열의 주요 원인에는 양안의 급한 경사, 압축성 기초, 건설 재료의 응력-변형률 특성, 댐건설과정의 불연속성, 저수위의 변화속도 및 각 존간의 강성차이에 의한 응력전이 현상 등이 있다. 초기 담수시에는 비교적 낮은 수두하에서도 코어의 수압할렬에 의한 집중누수 현상이 발생할 수 있으며 분산성 재료일 경우에는 침식이 용이하고 파이핑 가능성이 높다.

공용 중 필댐의 붕괴 원인은 파이핑과 월류가 각각 49.6%와 47.0%로서 전체의 96.6%를 차지하는 주요 요인이며, 사면활동과 지진이 각각 4.3% 및 1.7%로 확인되었다(Foster 등 1998). 선진국들은 월류의 위험성, 사면안정, 침하거동 및 지진 등에 대하여 상당한 수준의 연구를 수행하였으며, 비교적 상세한 시방규정을 제공하고 있으나 파이핑에 대해서는 원론적인 방지조항만을 규정하고 있는 실정이다. 국내의 시방규정도 이와 유사한 형태를 보이고 있다. 일반적으로 파이핑은 필댐의 설계시 사용되는 침투류 해석, 응력-변위 해석, 사면안정해석 등 필댐의 역학적 안정성과는 전혀 다른 원리에 의하여 발생한다. 국내의 경우 제체의 파이핑 위험성 평가는 주로 수치적으로 침투류 해석을 수행하여 얻어진 동수경사에 안전율을 적용하여 한계동수경사와 비교하여 이루어진다. 이때 제체 내에 분포하는 유선의 집중도도 함께 검토하게 된다. 이러한 방법은 위에서 설명한 파이핑의 원인 중에서 일부를 고려하여 평가하는 것으로서 제체의 파이핑 위험성을 다각적으로 검토하는데 한계가 있다.

필댐은 물을 가두고 있다는 특수성 때문에 시추와 같은 파괴적인 방법을 이용한 조사는 극히 제한적일 수밖에 없으며 따라서 물리탐사의 적용성은 매우 높다고 할 수 있다. 국내에서는 농어촌공사가 1992년부터 제당의 누수탐지에 전기비저항탐사 기법을 이용하기 시작하였으며 김정호 등(2001)은 3차원 전기비저항 탐사를 필댐에 적용하여 누수구간 탐지를 효율적으로 수행하였다. 국내에서는 이와 같이 제체의 안정성을 평가하기 위해 전기비저항탐사가 주로 이용되어 왔다. 이에 본 연구에서는 완공 후 30년 동안 안전에 특별한 문제가 없었으나 비상여수로 건설로 인하여 해체되는 대청댐의 제1부댐을 이용하여 제체 하단부에 수평시추를 통하여 유로를 형성하고 저수지 물을 흘려보내 파이핑현상을 재현하였으며, 물이 흐르는 동안 전기비저항 탐사를 수행하여

전기비저항값의 변화를 분석함으로써 파이핑 예측 방법을 제시하고자 하였다.

2. 초기 누수 및 파이핑

2.1 초기 누수

초기 누수는 거의가 담수직후에 하류측에서 일어나며, 이는 코어를 통한 집중적인 누수현상으로써 간극을 통한 정상적인 침투로 보기에는 시간이 충분하지 않다. 그동안 누수를 일으키는 주요 원인으로 수압 할렬 현상이 언급되어 왔으나 직접적인 관찰이 어려워 생성 조건을 확인하기 위해 실험적 및 이론적인 연구가 수행되었다(Gary 등 1981; K. Y. Lo & Kiny Kaniaru 1990). Sherard 등(1972)은 미국의 Oklahoma에 있는 몇 개의 댐에 대한 누수를 설명하기 위하여 수압할렬의 메커니즘을 사용하였다. 대부분의 댐에서 수압할렬의 가능성이 존재하면서 누수가 발생하지 않는 것은 필터가 잘 설계되어 침식을 막기 때문이다. Sherard 등은 초기 크랙의 발생에 대하여는 Kjaernsli와 Torblaa(1968)의 개념을 견지하면서, 더 나아가 담수로 인한 기존 크랙의 재개 및 확대까지 수압할렬의 메커니즘을 확장하였다. 과거 많은 댐들이 누수현상을 보였으나, 초기 누수에 대한 적절한 결론을 내리지 못하였다. 그러나 거듭된 여러 전문가 집단의 조사결과 수압할렬의 메커니즘으로 설명이 가능하게 되었다. 침식을 동반한 누수는 댐의 높이가 급격히 변하고 코어의 폭이 좁고 수직인 제체에서 내부 응력의 감소가 예상되는 조건에서 발생한다.

댐이 완공된 후 처음으로 담수가 시작되어 수위가 상승하면 수압이 증가하고 이 값이 코어의 토압을 초과하면 균열이 생기며, 그 이상으로 수압이 증가하면 균열이 확대된다. 확대된 균열로 침식이 발생하게 되며, 침식된 흩이 필터까지 운반되는 경우 필터가 잘 설계되어 있으면 유로를 봉쇄한다. 또한 침식된 토립자가 유로에 퇴적하는 경우라도 물이 필터층까지 흐르는 동안 수두손실이 충분히 커지면 파이핑현상은 발생하지 않는다. 다시 수위가 하강하면 균열은 막혀버리고 웨트심(wet seam)을 형성한다. 웨트심은 마치 점토층 속에 얇은 모래층이 끼어 있는 것처럼 주위의 함수비보다 훨씬 큰 함수비의 흩이 층상으로 존재하는 것을 말한다. 이러한 웨트심의 발생 원인에 대하여는 연구자마다 약간씩 견해를 달리 하고 있다. 여러 가지 견해 중 가장 설득력이 있다고 판

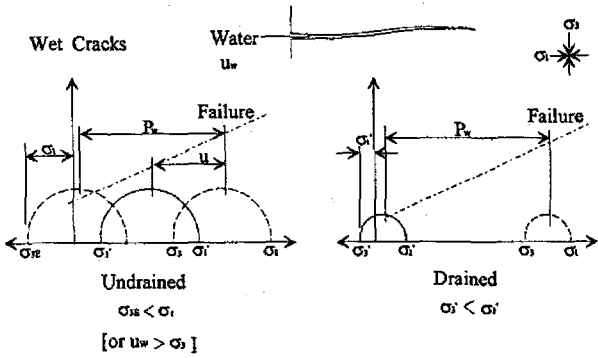


그림 1. 균열을 발생시키는 이상적인 응력

단되는 것은 Sherard의 개념으로 받아들여지고 있다. 건설기간중과 건설직후 다른 존에 비하여 압축성이 큰 코어에서 아칭과 응력전이현상이 발생하며, 이로 말미암아 국부적으로 박층의 균열이 발생하고 집중된 누수통로가 생긴다. 초기에는 균열의 폭이 좁고 속도가 매우 낮기 때문에 침식을 일으키지는 않지만 수위증가에 따라 균열이 확장되면 누수가 집중되거나 침식된 재료가 하류측 필터로 이동하면서 누수통로를 밀폐시키기 때문에 위험스런 누수현상은 발생되지 않는다. Vaughan(1976)에 의하면 이들 크랙들은 그림 1과 같이 비배수 및 배수조건에서 형성되며, 건조크랙은 오직 건설기간중의 비배수상태에서 발생한다고 한다. 그리고 습윤크랙은 담수중 또는 담수후에 발생한다. 그림 1에서 보는 바와 같이 초기의 크랙에 수압이 급상승하면 비배수상태의 파괴에 의하여 인장파괴가 발생할 수 있다. 이는 수압하중의 메커니즘을 처음으로 주장한 Kjaemslie와 Torblaa(1968)의 개념과 일치한다.

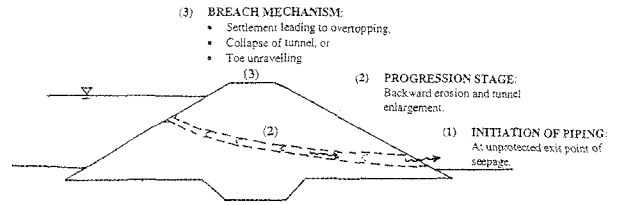


그림 2. 집중된 누수에 의한 필댐의 파이핑(Foster 1998)

2.2 집중된 누수에 의한 파이핑

필댐의 파이핑은 서로 다른 여러 가지 원인에 의해 발생되므로 모양이 다양하다. 제체의 파괴원인으로는 집중된 누수에 의한 파이핑과 후방진행형 파이핑이 주류를 이루고 있다. 이 밖에도 재료의 내부침식 및 보일링 등에 의한 파이핑이 발생할 수 있다. 집중된 누수에 의한 파이핑은 현대적인 기술로 설계된 댐에서도 빈번히 발생되고 있어 다양한 연구가 진행되고 있는 분야이다. 제체의 파이핑은 그림 2와 같이 형성된 유로를 통하여 누수가 집중되어 파이핑으로 이어지게 된다. 유로의 형성 원인으로는 제체 내에 발생하는 인장 균열, 제체 내 서로 다른 존의 응력전이에 의한 균열, 주변보다 투수계수가 큰 층의 존재 등이다. 제체 내의 균열이나 누수에 대하여 국부적으로 취약한 투수층은 필댐에서 불가피한 결점이나, 이로 인하여 반드시 파이핑이 발생하지는 않는다. 즉, 균열이나 투수층 등이 적당히 연결되어 제체를 관통함으로써 비정상적인 흐름이 발생하고 재료의 일부가 침식되어 필터링 과정 없이 유출점을 통과하여 이동할 수 있는 조건이 갖추어져야만 파이핑이 발생하게 된다.

파이핑의 발생 및 진행과정은 파이핑의 종류 및 형태

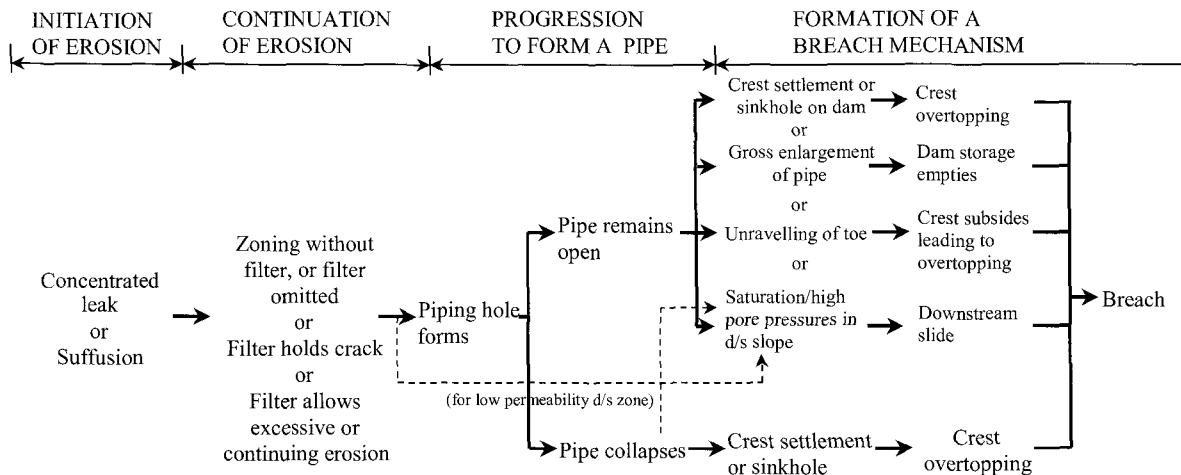


그림 3. 제체를 관통하는 파이핑의 진행과정(Foster and Fell 1999)

에 따라서 크게 다르며, 특히 필댐의 안전관리에 영향을 미치는 진행 속도는 평가가 매우 어려운 항목이다. 그러나 개별적인 필댐의 파이핑 위험성을 평가하고, 파이핑의 진행 속도를 개략적으로라도 가늠하기 위하여 파이핑의 진행을 단계적으로 구분하는 것이 필요하다. UNSW (Univ. of New South Wales) 댐 연구실에서는 파이핑의 진행을 그림 3과 같이 4단계로 구분하여 표현할 것을 제안하였으며, 현재 일반적으로 많이 사용되고 있다. 파이핑의 진행은 ①시작→②계속진행→③급진전→④붕괴의 4단계로 나누어진다(Foster and Fell 1999).

3. 파이핑 모사시험 및 전기비저항 모니터링 방법

3.1 부댐 코어재료의 물성

대청댐 남쪽 3km 지점 좌안에 홍수위보다 낮은 지점이 존재하여 소규모의 부댐을 축조하였다. 부댐은 1978년 8월에 착공하여 1979년 5월말까지 기초처리를 끝내고 9월말 축조를 완료하였다. 댐 지점은 운모편암이 풍화된 표토가 1 m정도이고 기초암반은 심히 풍토화 되어 있으며, 기반암은 흑운모 석영편암, 각섬석영편암과 반석영편암으로 되어 있다. 댐 축조시 코어와 랜덤 존의 포설두께는 특수재 15cm, 일반재 30cm를 기준으로 하였으며, 다짐장비는 공기 텀퍼 및 30 T급 T.F.C를 이용하였고 밀도는 95% 이상을 기준으로 하였다. 표 1은 코어재료에 대하여 건설당시와 현재 상태의 물성을 나타낸 것이다(Nippon Koei 1974).

부댐 해체시 토질정수를 보면 비중과 함수비는 시공 당시의 설계 값과 비슷한 분포를 보여주고 있으나, 단위중량 및 투수계수는 설계 값보다 작은 값을 보여주고 있다. 이러한 단위중량 및 투수계수의 차이는 실제 시공이 설계 값보다 작게 이루어졌기 때문이며, 함수비의 증

표 1. 코어 재료의 물성변화

설계정수	설계시	현재
비 중	2.73	2.69~2.72
함수비(%)	25	20.2~27.6
건조단위중량(t/m ³)	1.65	1.44~1.62
습윤단위중량(t/m ³)	2.06	1.83~1.99
수중단위중량(t/m ³)	1.06	0.83~0.99
내부마찰각(φ)	20	23.5
점착력(t/m ²)	4.0	1.1
투수계수(cm/sec)	5×10 ⁻⁶	5×10 ⁻⁴

가는 시공 중에는 최적함수비를 -2%에서 +5%범위내로 관리하였으나 완공후 담수로 인하여 함수비가 증가하였기 때문에 판단된다. 제체의 구조적 안정성에 영향을 미치는 점착력과 내부마찰각의 경우 내부마찰각은 20°에서 평균 23°로 약 17%정도 증가한 경향을 보여주고 있으며, 점착력의 경우는 4.0t/m²에서 1.1t/m²으로 작아졌으나, 재성형 시료에 대한 UU시험의 경우 평균 3.3t/m²의 점착력을 보였다. 그림 4는 하류에서 바라 본 부댐의 전경이며 부댐과 저수지 사이의 성토구조물은 부댐해체를 위해 설치한 가물막이 댐이다.

3.2 파이핑 모사를 위한 주입시험

파이핑 발생에 의한 제체내 유로를 인위적으로 형성하기 위해 그림 5와 같이 상류에서 하류방향으로 NX(φ=76mm) 크기의 주입공 2공을 천공하였으며, 주입수가 필터층으로 흐르는 것을 차단하기 위해 그림 6과 같이 주입공 상단과 하단은 PVC파이프를 설치하였다. 주입시험은 72시간동안 진행되었으며, 주입시간 중 유량계를 사용하여 주입량과 유출량을 기록하였고, 주입수와 유출수의 탁도 또한 기록하였다.

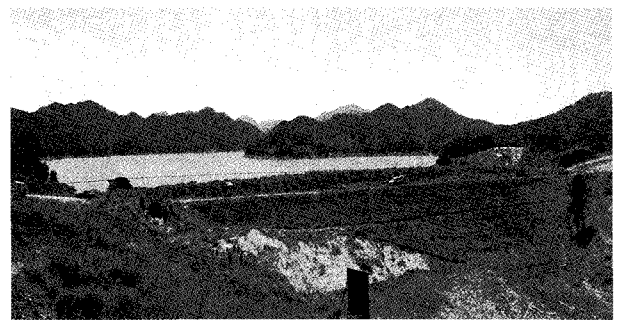


그림 4. 부댐 및 가물막이 댐 전경

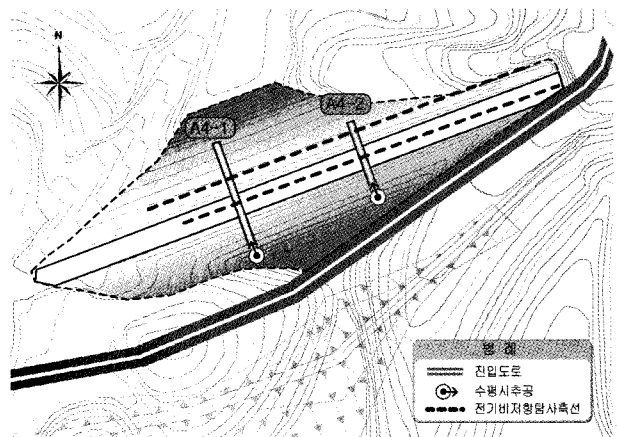


그림 5. 수평 주입공 및 전기비저항탐사 위치도

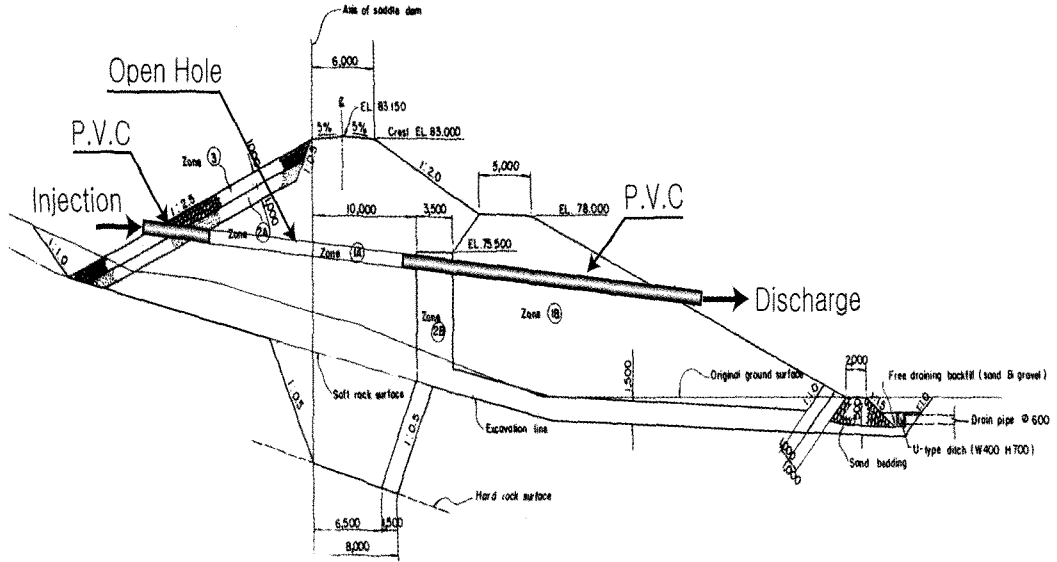


그림 6. 제체 및 파이핑 공의 횡단면도



그림 7. 파이핑 공 유출수의 탁도 측정(A4-1)

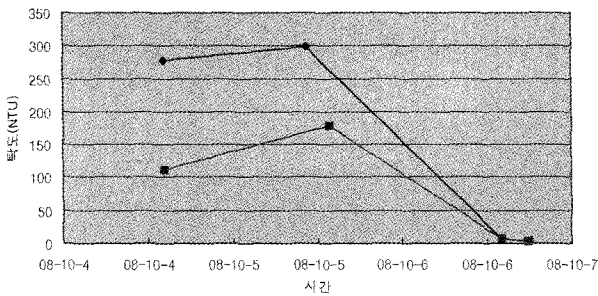


그림 8. 시간경과에 따른 탁도의 변화

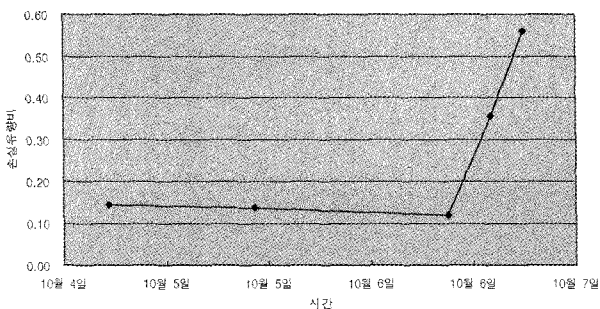


그림 9. 시간경과에 따른 손실유량비

주입시험은 72 시간동안 상류측에서 물을 주입하고 하류사면에서 배출수의 유량 및 탁도를 측정하였다(그림 7). 그림 8에서 보는 바와 같이 주입 초기에는 배출수의 탁도가 증가하다가 시간이 지남에 따라 감소하는 경향을 보여주고 있다. 유량 손실은 그림 8과 같이 초기에는 일정한 손실량을 보이다가 약 2일정도 후에 급격히 증가하는 모습을 보인다. 이는 10월 6일 이전까지는 16mm 호스를 이용하여 낮은 압력으로 주입하였으나, 전기비저항 모니터링 결과 제체 내 포화 및 파이핑 현상의 모사가 충분하지 않은 것으로 판단되어 10월 6일 이후부터는 50mm 호스를 이용하여 대용량 펌프로 주입한 것과 관계된 것으로 판단된다. 또한 유량손실의 증가는 주입수의 상당 부분이 부댐 내 타 지점으로 유입되었음을 의미하는데, 시험 기간 중 부댐에 누수의 흔적은 발견되지 않았다.

3.3 전기비저항 모니터링

전기비저항 모니터링은 기존의 전기비저항 탐사에 대해 시간의 개념을 도입한 탐사법으로서 지반이 시간 경과에 따라 어떻게 변해가는가에 대한 구체적인 정보를 제공해 줄 수 있는 장점이 있는 탐사법이다.

탐사측선은 댐마루 측선은 상류사면에 인접하여 측선이 위치하고 있으며, 하류사면측선은 소단에서 3m 떨어져 위치하고 있다. 그림 4에서 하류사면에 위치한 PVC 케이싱은 필터층을 관통하여 코아존까지 위치하고 있다. 따라서 주입시험 결과는 하류사면 측선결과보다 댐

표 2. 전기비저항 측정 시간 및 조건

단계	측정일	조건
Phase 0	2008. 09. 16.	기준자료측정(예비조사) 전극전개수 12
Phase 1	2008. 09. 17.	기준자료측정(재측정) 전극전개수 16
Phase 2	2008. 10. 04.	주입 전 전극전개수 16
Phase 3	2008. 10. 04.	주입 후 2시간 경과 전극전개수 16
Phase 4	2008. 10. 05.	주입 후 19시간 경과 전극전개수 16
Phase 5	2008. 10. 05.	주입 후 26시간 경과 전극전개수 16
Phase 6	2008. 10. 06.	주입 후 43시간 경과 전극전개수 16
Phase 7	2008. 10. 06.	주입 후 50시간 경과 전극전개수 16
Phase 8	2008. 10. 07.	주입 후 67시간 경과 전극전개수 16
Phase 9	2008. 10. 07.	주입 후 74시간 경과 전극전개수 16

마루 측선에 대하여 상대적으로 전기비저항값의 변화가 클 것으로 예상하였다.

자료측정에는 미국 AGI사의 SuperStingR8/IP™ 시스템을 사용하였으며, 전극배열은 분해능이 높은 쌍극자 배열과 더불어 신호대 잡음비가 좋은 변형된 단극배열(김정호 등, 2001)을 함께 이용하였다. 자료의 해석은 지하 구조 모델과 측정자료의 특성에 따라 라그랑지 승수를 조절하여, 역산 결과의 분해능을 향상시킬 수 있는 ACB(Active Constraint Balancing) 방법(Yi et al. 2001)을 이용하는 DIPRO for Windows, DC2DPRO(KIGAM)를 사용하였다. 전기비저항 모니터링은 시간에 따른 미세한 물성 변화를 감지하는 기술이므로, 측정위치의 변동이 생길 경우 결과의 왜곡이 나타날 수 있기 때문에, 이 연구에서는 전극을 고정하는 방법을 선택하였다. 또한 자료획득시 신뢰도 향상을 위하여 150~200mA 이상의 전류를 주입하여 신호대 잡음비(Signal to Noise Ratio)를 높이고자 하였다. 탐사자료의 해석은 댐을 가로지르는 측선상의 지형기복이 존재하는 경우에는 지형보정을 실시한 후 역산을 수행하였으며, 측정시간 및 주입조건은 표 2와 같다.

4. 전기비저항 모니터링 결과

본 연구에서는 각 단계별 자료 측정시 송수신 위치를 동일하게 적용하기 위하여 전극을 지표에 매설하였으며, 자료 측정 시 신호 대 잡음비를 고려하여 다양한 방법의 전극배열법을 사용하였으며, 양질의 자료를 획득하고자 150mA 이상의 전류를 주입하였다. 획득한 자료는 전위감쇄곡선, 해석오차(RMS ERROR) 등을 검토하여 해석하였다.

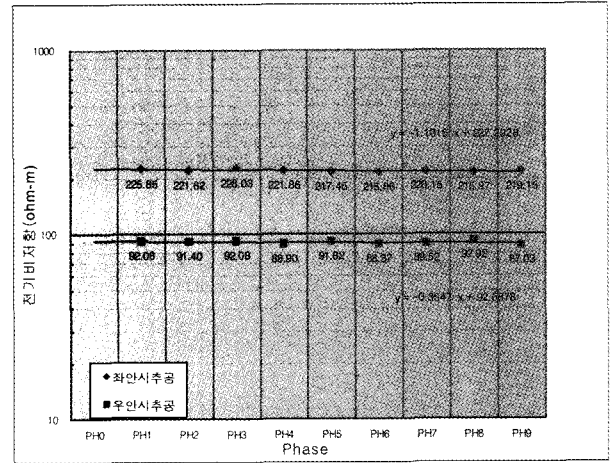


그림 10. 주입공의 전기비저항값 변화추이

그림 10은 각 phase 1~phase 9 에서의 주입공 위치에서의 전기비저항 탐사 결과에 의해 나타난 전기비저항값의 변화를 보여준다. 그림 10에서 보는 바와 같이 좌안 주입공에서의 전기비저항 값은 220ohm-m 내외의 범위로 나타나고 있으며, 우안 주입공에서는 90ohm-m 내외의 전기비저항 범위를 보이고 있다. 한편, 좌안 및 우안 주입공의 전기비저항값은 약간의 증감은 있으나 전반적으로 시간이 지남에 따라 미세하게 감소하는 것으로 나타났다.

그림 11은 각 phase별 댐마루 및 하류사면 전기비저항 탐사 결과이다. 각 phase에서 수십~수백 ohm-m의 전기비저항 값의 분포를 보이며, 각 phase별 해석오차는 2~8%의 범위로 나타났다. 전극간격 및 전극배열에 따라 전기비저항 값의 차이가 있을 수 있어 파이핑 현상 탐지를 위한 전기비저항 모니터링의 적용성을 보다 정확하게 평가하기 위해 파이핑 모사시험 이전 단계에서 전극간격 및 전극배열의 영향을 검토하였다. phase 0에서는 국내에서 가장 많이 사용되는 쌍극자배열법을 적용하여 2m 및 4m 전극간격, 전극 전개수 12까지 자료를 획득하였으며, phase 1에서는 쌍극자배열법 2m 전극간격, 4m 전극간격 및 변형된 단극배열 2m 전극간격, 전극전개수 16까지 자료를 획득하였다. phase 0와 phase 1의 전기비저항 해석결과는 영상 하부에서 가장 큰 차이를 보이는데, 이는 phase 1에 적용한 전극배열 및 전극간격이 높은 하부 영상 분해능을 보이기 때문이다. 따라서, phase 2~phase 9에서는 phase 1에 적용한 전극배열 및 전극간격을 적용하여 전기비저항값을 측정하였다.

한편, 그림 11의 하류사면에서 phase 1~phase 9의 결과는 육안으로 식별이 어려울 정도로 거의 동일한 전기

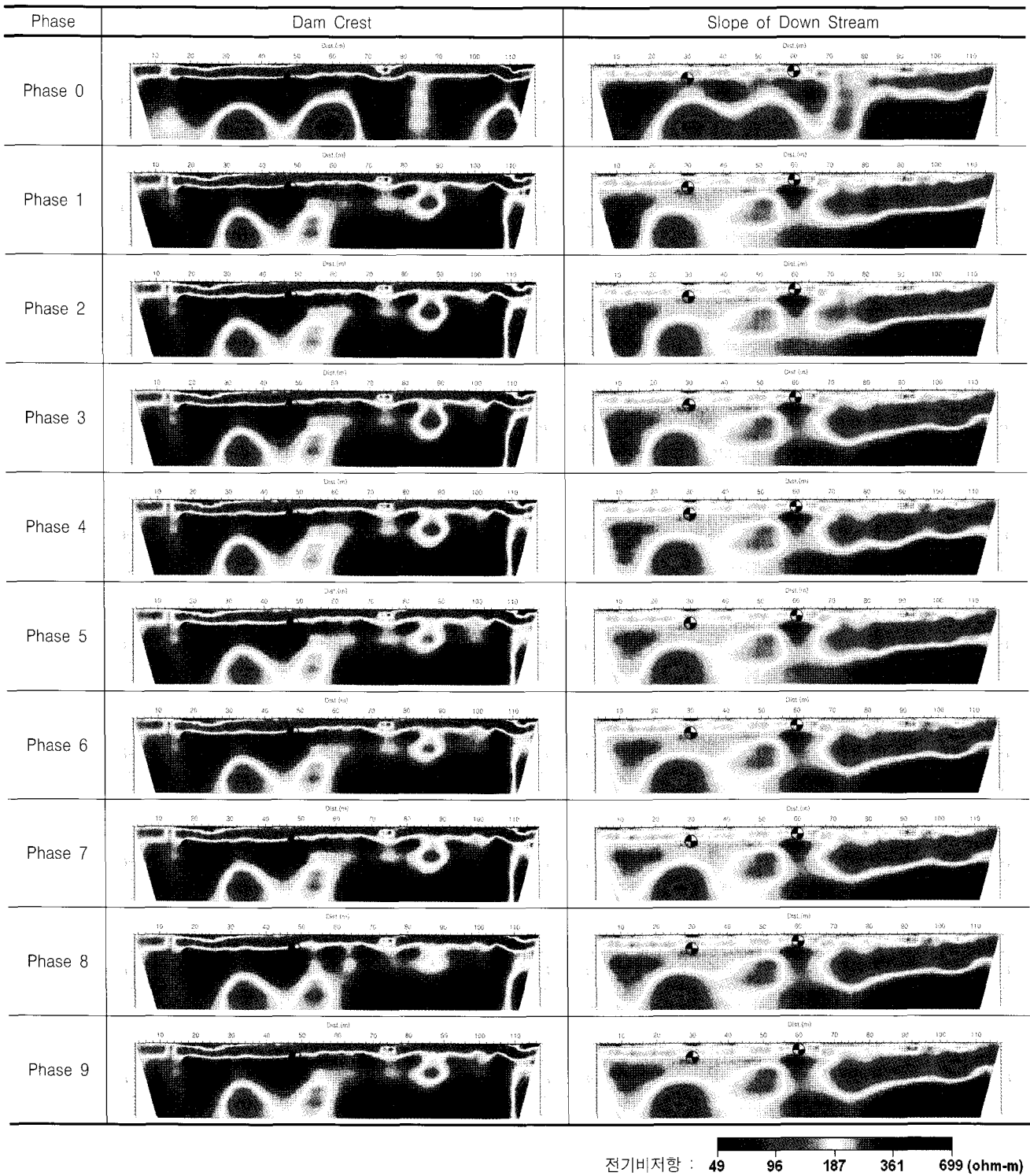


그림 11. 각 단계별 전기비저항 측정결과

비저항 영상을 보이고 있다. 이는 획득한 탐사자료가 매우 신뢰도가 높음을 보여준다. 또한 이러한 사실은 주입 시험이 경과할수록, 즉 파이핑 현상이 진행될수록, 전기비저항값은 낮아지나(그림 10), 전기비저항 값 자체로는 파이핑 현상의 발생 및 진행정도를 파악할 수 없다는 것을 의미한다. 따라서 전기비저항 값 자체가 아니라 전

기비저항 값의 차이 혹은 변화가 파이핑 현상의 발생 및 진행정도에 따라 민감하게 나타나는지 살펴보았다.

5. 토 의

지하구조에 대한 모니터링 탐사에서는 서로 다른 시

기에 측정된 자료에 대하여 차이와 변화를 구하는 것은 가장 기본적이면서 중요하다. 이를 위하여 각 phase에서 획득한 전기비저항 영상을 이용하여 전기비저항 변화 영상을 구하였다. 본 연구에서는 다음 식 (1)과 같이 전기비저항 변화를 구하였다.

$$diff(i,j) = \rho_i / \rho_j \quad (1)$$

여기서, ρ_i 와 ρ_j 는 각각의 i 와 j phase에서의 전기비저항을 나타낸다. 즉, 변화량의 값이 1인 경우에는 변화가

없음을 나타내며, 1보다 큰 경우에는 전기비저항 값이 증가한 것이고 1보다 작으면 전기비저항이 낮아진 것이다. 위 식에서 변화를 파악한다는 점에서 분모에 해당하는 단계에서의 전기비저항 영상이 중요하다고 할 수 있다. 지반상태 변화는 주입시험을 제외하고는 특별한 지반상태 변화조건이 없었으며, 주입시험과 전기비저항 모니터링 기간 중 강우는 없어 전기비저항 값의 증감은 파이핑 내지 주입수 누수에 기인한 것으로 가정할 수 있다.

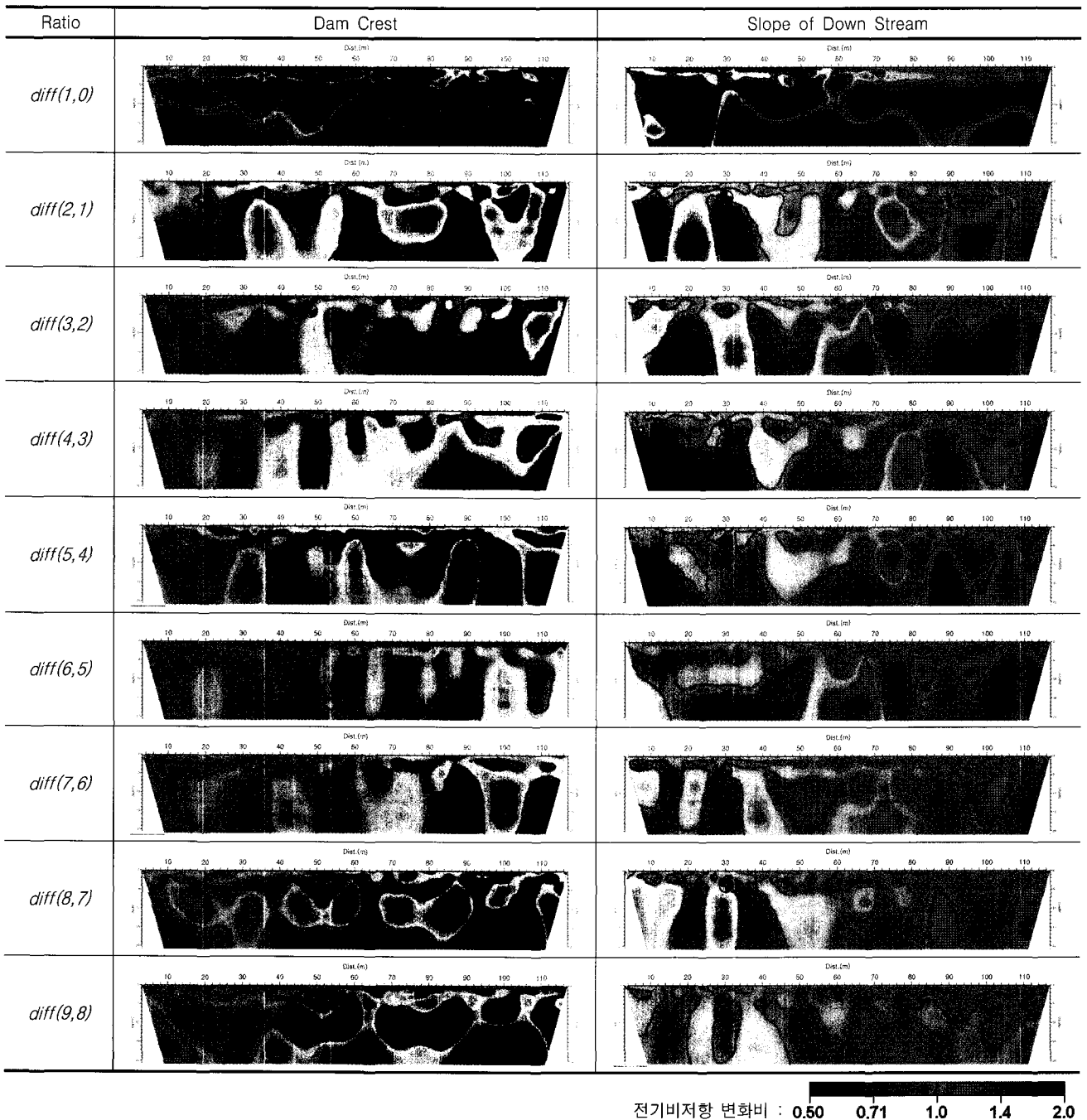


그림 12. 각 단계별 전기비저항값 변화

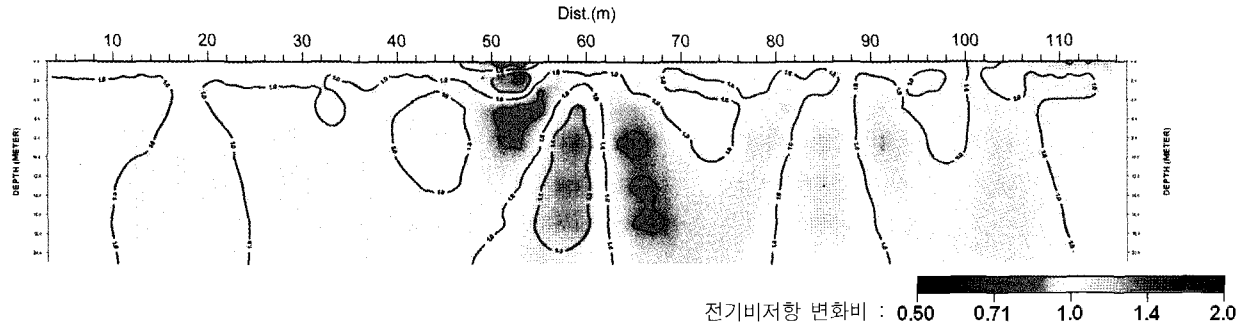


그림 13. 전기 비저항 값의 비 - $diff(8,6)$

그림 12는 각 단계별 전기비저항 결과를 이전 단계 전기비저항과의 전기비저항 변화비 영상을 나타낸다. 그림 12의 영상은 각 단계별 전기비저항 차이를 나타낸 것으로 파이핑 시험 동안 전기비저항 변화양상을 알 수 있다. 그림 12에서 전기비저항 변화비가 1보다 작을수록 파란색으로 나타나며 변화비가 1보다 클수록 빨간색의 영역이 나타나게 된다. 그림 12의 $diff(1,0)$ 의 결과는 다른 $diff(i,j)$ 결과와 비교할 때 상대적으로 큰 변화를 보이는데, 이는 앞서 설명한 바와 같이 전극간격 및 전극배열의 차이에 기인한 것이다. 그림 12 중 phase 1과 phase 2의 전기비저항 값의 변화비를 도시한 영상인 $diff(2,1)$ 를 살펴보면 전기비저항 값의 변화를 의미하는 영역이 다수 나타난다. phase 1과 phase 2는 주입시험을 실시하기 전에 동일한 전극배열 및 전극간격을 적용하였으므로 부딿 제체 내 전기비저항의 변화를 일으킬 만한 요인의 변화가 없었다고 할 수 있어 이러한 현상은 변화비 영상 획득과정에서 발생하는 수치해석상의 역산잡음에 기인한 것으로 판단된다. 특히 $diff(2,1)$ 영상에서 역산잡음에 기인한 것으로 판단되는 여러 영역 중 이 나타난 영역 중 영상 우측 하부 영역은 다른 전기비저항 변화비 영상에서도 지속적으로 관찰된다. phase 5까지 이러한 역산잡음과 관련된 급격하게 전기비저항 값이 변화한 영역을 제외한 주입공 주변의 전기비저항 변화비는 각 단계별 변화율이 5% 미만으로 나타났다.

이러한 변화비는 전극간격에 비해 파이핑 시험의 전기비저항 물성변화가 작다고 판단되어 phase 6 부터는 주입공을 통해 다량의 물이 부딿 제체를 통과하도록 파이핑 모사시험인 수평주입공을 통한 주입조건을 변경하였다. phase 6 이전까지 댐의 안전성을 위하여 16mm 호스를 사용하였는데 댐체내 포화상태를 유지하기 힘들다고 판단되어 phase 6 이후부터는 대용량 펌프로 교체하고 50mm 호스를 사용하여 주입하였다. 또한 주입

수를 5시간동안 댐내 포화시킨 후 phase 8에서 자료를 측정하였다.

그림 13 댐마루의 $diff(8,7)$ 결과를 살펴보면 주입공 위치에서 기존 단계와의 변화비와는 다르게 좀 더 큰 전기비저항 감소를 나타내고 있다. 더 자세한 변화상태를 파악하고자 $diff(8,6)$ 의 결과를 그림 13에 도시하였다. 그림 13에서 주입공이 위치한 Dist. 20m 및 Dist. 50m 부근에서 전기비저항 값의 감소경향이 상대적으로 크게 나타난다. Dist. 20m는 약 1~3%의 범위의 전기비저항 감소가 나타나고 있는데 반해 Dist. 50m 부근의 전기비저항 감소 값은 28%에 달한다. 한편, phase 6 이전까지 측정된 유량계에서 Dist. 20m에 위치한 주입공에서 많은 물이 입/유출이 있었으나 Dist. 50m 부근에 위치한 주입공의 경우 상대적으로 적은 물의 양이 유입된 상태였다. Dist. 50m에 위치한 주입공의 경우 일부 주입공 내부가 붕괴되어 유입수의 유량이 Dist. 20m 보다 상대적으로 적었다. 이는 Dist. 20m에 위치한 주입공보다 Dist. 50m에 위치한 주입공에서 댐체내 포화정도는 더 높았을 것을 판단된다.

또한 전기비저항 변화비 영상을 살펴보면 각 단계가 진행될수록 전반적으로 전기비저항의 변화가 발생한 영역이 증가하고 있다. 물론 전기비저항 변화가 크게 발생한 영역이 $diff(2,1)$ 영상에서 확인된 역산잡음과 관련된 영역과 거의 동일한 영역이며, 해당 영역의 전기비저항 변화양상은 $diff(5,4)$, $diff(8,7)$ 및 $diff(9,8)$ 영상을 비교하면 지속적으로 감소 또는 증가하는 것이 아니라 감소 및 증가가 반복되는 양상을 보이고 있어 주입수에 의한 파이핑 혹은 제체 내 주입수의 침투 효과만으로 설명될 수 없다. 그러나 손실유량비의 변화양상과(그림 9), 주입공 주변의 유의미한 전기비저항 변화비를 고려할 때, 전기비저항 변화비의 발생 영역 증가는 적어도 제체 내로 주입수의 침투영역 확대를 의미하는 충분한 근거가 될 수 있다.

6. 결 론

부담 해체시 제체 중앙부에 상류에서 하류방향으로 수평시추를 실시하여 주입공을 천공한 후 저수지 물을 펌핑하여 파이핑 현상을 모사하고 유로를 통하여 물이 흐르는 동안 전기비저항을 측정하여 변화 추이를 분석한 결과 다음과 같은 결론을 얻었다.

- (1) 파이핑 모사를 위한 주입공 주변에서 낮은 전기비저항 값을 나타내고 있음을 확인할 수 있었으나, 심벽 재료와 물의 전기비저항 값이 서로 비슷한 값을 보여 주입 초기에는 변화가 크지 않은 것으로 나타났다.
- (2) 실 규모 파이핑 현상 모사를 위해 저수지 물을 펌핑하여 주입공 주변을 충분히 포화시킨 후 전기비저항 모니터링을 수행한 결과, 전기비저항 값 보다 전기비저항 변화비를 이용하는 것이 파이핑 현상 및 제체 침투수 탐지에 보다 유용한 것으로 나타났다.
- (3) 전기비저항 변화비를 이용한 실제 필댐에서 파이핑 및 침투수 경로를 탐지하기 위해서는 1회의 전기비저항 측정이 아니라 동일 조건에서의 전기비저항 값을 획득하는 것이 중요하므로 댐 종단면을 따라 전극을 반영구적으로 설치하여 지속적으로 전기비저항을 측정하고 그 변화비의 추이를 관찰한다면 장기간에 걸쳐 발생하는 내부침식의 진행과정을 파악할 수 있을 뿐만 아니라 파이핑에 대한 대책수립이 가능할 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. Foster, M. A., Fell, R. and Spannagle M. (1999), A Framework for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping using Event Tree Methods. UNICIV Report R-377, UNSW, Sydney, Australia. ISBN 85841 344 2.
2. Gary, W. Jaworski, and Duncan, J. M. (1981), Laboratory Study of Hydraulic Fracturing, *J. Geotech. Eng. Div.*, ASCE, Vol.107, No.GT6, Jun., pp.713-732.
3. Nippon Koei (1974), Daecheong Multipurpose Dam Project, Design Report, Augst, pp.32-34.
4. Kim, J.-H., Yi, M.-J., Song, Y., Seol, S.-J., Chung, S.-H., and Kim, K.-S. (2001) Application of Geophysical Methods to the Safety Analysis of an Earth, *EAGE 63rd Conference and Technical Exhibition*, Amsterdam, The Netherlands, M-04.
5. Lo, K. Y. & Kaniaru, K. (1990), Hydraulic fracturing in Earth and Rockfill dams, *Canadian Geotechnical Journal*, No.27, pp.495-506.
6. Kjaernsli, B., and Torblaa, I. (1968), Leakage through Horizontal Cracks in the Core of Hyttejuvet Dam, Norwegian Geotechnical Institute, Publication No.80, pp.39-47.
7. Sherard, J. L. (1985), Hydraulic Fracturing in Embankment Dams, *Seepage and Leakage from Dams and Impoundments, Proceedings*, ASCE National Convention, Denver, Colorado, pp.115-141.
8. Vaughan, P. R. (1976), Cracking of Embankment Dam Cores and the Design of Filters for their Protection, Lecture given in Madrid on 1st. June.
9. Yi, M.-J., Kim, J.-H., Song, Y., Cho, S.-J., Chung, S.-H., and Suh, J.-H. (2001), Three dimensional Imaging of subsurface structures using resistivity data, *Geophysical Prospecting*, EEGS, Vol.49, No.4, pp.483-497.

(접수일자 2010. 4. 1, 심사완료일 2010. 4. 26)