국토교통기술촉진연구사업

14CCTI-C063749

발 간 등 록 번 호

11-1613000-001136-01

불연속 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름 해석을 위한 2차원 수치모형 개발 최종보고서

2016. 4.

Infrastructure
R&D Report

주관연구기관 / 한국건설기술연구원

국 토 교 통 부
국토교통과학기술진흥원

제출문

국토교통부장관 귀하

이 보고서를 "불연속 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름 해석을 위한 2차원 수치모형 개발"과제의 보고서로 제출합니다.

2016. 4. 5.

주관연구기관명 : 한국건설기술연구원
주관연구책임자 : 황 승용
연 구 원 : 박 문형
" : 김 형석

보고서 요약서

<table>
<tr><td>과제고유번호</td><td>14CCTI-C063749</td><td>해 당 단 계
연 구 기 간</td><td>2012.11.19.
-
2015.11.18.</td><td>단 계 구 분</td><td>(1)/(1)</td></tr>
<tr><td>연 구 사 업 명</td><td colspan="5">국토교통기술촉진연구사업</td></tr>
<tr><td>연 구 과 제 명</td><td colspan="5">불연속 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름 해석을 위한 2차원 수치모형 개발</td></tr>
<tr><td>연 구 책 임 자</td><td>황 승용</td><td>총 연구기간
참 여
연구원 수</td><td>총: 5명
내부: 5명
외부: 0명</td><td>총 연구개발비</td><td>정부: 285,762천원
민간: 천원
계: 285,762천원</td></tr>
<tr><td>연구기관명 및
소 속 부 서 명</td><td colspan="3">한국건설기술연구원 수자원·하천연구소</td><td>참여기업명
-</td><td></td></tr>
<tr><td>국제공동연구</td><td colspan="3">-</td><td colspan="2">-</td></tr>
<tr><td>위 탁 연 구</td><td colspan="3">-</td><td colspan="2">-</td></tr>
<tr><td colspan="4">요약
- 수학적으로 불연속인 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름을 수심적분 모형으로 직접 해석할 수 있는 기술을 개발하여 컴퓨터 프로그램으로 구현하고 정확해와 실험실 실험 결과와 비교를 통하여 검증함
- 보와 옹벽과 같이 수학적으로 불연속인 직립의 하천 구조물을 넘나드는 흐름을 1D 또는 2D 수심적분 모형으로 3D 모형처럼 직접 해석할 수 있는 기법을 처음으로 개발하여 기존의 흐름 해석의 돌파구를 마련함
- 개발된 기술을 실제 흐름에 성공적으로 적용하였으며, 전문학회가 주관하는 학술회의에서 6건의 발표와 전문학술지에 4건의 게재 등으로 연구 성과의 우수성과 독창성을 인정받음
- 개발된 기술은 실제 하천 구조물에 적용하여 실용성을 제고한다면, 실제 하천에서 보나 옹벽을 넘나드는 천수 흐름에 대해 별도로 수위-유량 관계를 도입하거나 경사면으로 지형을 완화하지 않고 직접 모의가 가능하여 실제 하천에서 정확한 흐름 해석에 이용될 수 있으며, 직립의 측면 위어를 통한 저류지의 홍수 방어능력 평가에 활용될 수 있음
- 따라서 계속 과제를 통해 기술의 실용성을 보완하고 범용으로 사용할 수 있는 소프트웨어 패키지로 구성할 수 있다면, 수자원, 수질, 해안 등 다양한 분야에서 개발된 기술과 모형의 활용이 이루어질 것으로 기대됨</td><td colspan="2">보고서 면수: 100</td></tr>
<tr><td rowspan="2">색인어</td><td>한글</td><td colspan="4">불연속 하천구조물, 천수 흐름, 잠김과 드러남, 수치해석, 근사 Riemann 해법</td></tr>
<tr><td>영어</td><td colspan="4">discontinuous hydraulic structure, shallow-water flow, wetting and drying, numerical analysis, approximate Riemann solver</td></tr>
</table>

〈 요약 〉

코드번호	D-01

연구의 목적 및 내용	○ 불연속 하천구조물을 넘나드는 흐름 해석 기술 개발 및 수치 모형 수립 - 수학적으로 불연속인 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름을 수심적분 모형으로 직접 해석할 수 있는 기술을 개발하여 컴퓨터 프로그램으로 구현하고 정확해와 실험실 실험 결과와 비교를 통하여 검증함 • 불연속 하천구조물을 넘나드는 흐름 해석 기술 개발 • 실험실 실험 • 모형의 개발 및 검증
연구개발성과	○ 보와 옹벽과 같이 수학적으로 불연속인 직립의 하천 구조물을 넘나드는 흐름을 1D 또는 2D 수심적분 모형으로 3D 모형처럼 직접 해석할 수 있는 기법을 처음으로 개발하여 기존의 흐름 해석의 돌파구를 마련함 ○ 개발된 기술을 실제 흐름에 성공적으로 적용하였으며, 전문학회가 주관하는 학술회의에서 6건의 발표와 전문학술지에 4건의 게재 등으로 연구 성과의 우수성과 독창성을 인정받음
연구개발성과의 활용계획 (기대효과)	○ 개발된 기술은 실제 하천 구조물에 적용하여 실용성을 제고한다면, 실제 하천에서 보나 옹벽을 넘나드는 천수 흐름에 대해 별도로 수위-유량 관계를 도입하거나 경사면으로 지형을 완화하지 않고 직접 모의가 가능하여 실제 하천에서 정확한 흐름 해석에 이용될 수 있으며, 직립의 측면 위어를 통한 저류지의 홍수 방어능력 평가에 활용될 수 있음 ○ 따라서 계속 과제를 통해 기술의 실용성을 보완하고 범용으로 사용할 수 있는 소프트웨어 패키지로 구성할 수 있다면, 수자원, 수질, 해안 등 다양한 분야에서 개발된 기술과 모형의 활용이 이루어질 것으로 기대됨

중심어 (5개 이내)	불연속 하천구조물	천수 흐름	잠김과 드러남	수치해석	근사 Riemann 해법

〈 SUMMARY 〉

코드번호	D-02

Purpose& Contents	○ Development of a novel technique and a numerical model for analyzing flows over discontinuous hydraulic structure - Develope a technique for analyzing shallow-water flows over the hydraulic structure, which is mathematically discontinuous, by applying depth-integrated models directly to the structure - Write computer codes for the developed technique and validate it by comparing exact solutions and laboratory test results • Development of a novel technique for analyzing shallow-water flows over discontinuous hydraulic structure • Laboratory test • Development and validation of the model
Results	○ Prepared a chance for a breakthrough in existing flow analysis by a novel technique for analyzing shallow-water flows over the perpendicular hydraulic structure, which is mathematically discontinuous like weirs or retaining walls, by applying 1D or 2D depth-integrated models directly to the structure like 3D models ○ Applied the developed technique and model to real flows successfully and published 6-conference and 4-journal papers for the study results to show superiority and creativity of this research
Expected Contribution	○ Possible to simulate shallow-water flows over weirs or retaining walls not by introducing rating curves or by relaxing perpendicularity to slope for their discontinuous topography but by analyzing them directly and could be applied to accurate flow analyses in real rivers if the developed technique obtained practical applicability to real hydraulic structures ○ Used to evaluate capability for the flood prevention of the detention basin with the perpendicular side weir ○ Therefore, expected to use the developed technique and model to studies in water resource, water quality, coastal hydraulics, and the others if the software package for general use will be made in the succeeding research project

Keywords	discontinuous hydraulic structure	shallow-water flow	wetting and drying	numerical analysis	approximate Riemann solver

〈 TABLE OF CONTENTS 〉

1. Outline of this study ····· 7
2. State of the art review ····· 13
3. Contents and results of this study ····· 21
4. Attainment of goal and contribution to related area ····· 91
5. Plan for practical use of results ····· 92
6. Overseas scientific/technical informations obtained in studying · 93
7. Security class of results ····· 93
8. Facilities and equipment registered to the NTIS ····· 93
9. Record of safety procedures fulfilled in studying ····· 93
10. Representative results of this study ····· 94
11. And others ····· 94
12. References ····· 95

〈 목차 〉

1. 연구개발과제의개요 ····· 7
2. 국내외 기술개발 현황 ····· 13
3. 연구수행 내용 및 결과 ····· 21
4. 목표달성도 및 관련분야에의 기여도 ····· 91
5. 연구결과의 활용계획 ····· 92
6. 연구과정에서 수집한 해외과학기술정보 ····· 93
7. 연구개발성과의 보안등급 ····· 93
8. 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비현황 ····· 93
9. 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전조치 이행실적 ····· 93
10. 연구개발과제의 대표적 연구실적 ····· 94
11. 기타사항 ····· 94
12. 참고문헌 ····· 95

1. 연구개발과제의 개요

코드번호	D-03

1-1. 연구개발 목표

- 불연속 하천구조물을 넘나드는 흐름 해석 기술 개발 및 수치 모형 수립
  - ○ 도심하천에서 하천구조물의 불연속 단면을 넘나드는 2차원 흐름을 해석할 수 있는 기술을 개발하여 컴퓨터 프로그램으로 구현하고 실험실 실험을 통하여 검증함

1-2. 연구개발의 필요성

가. 연구개발의 배경

- ○ 인구가 집중된 도심을 지나는 하천(도심 하천)은 홍수 방어와 위락을 위해 고수부지 또는 제방으로 정비되어 있으며, 토지 이용의 고도화에 따라 고수부지와 제방에 위락시설이나 주차장 또는 강변도로가 조성되어 있는 경우가 대부분임



한강의 도심하천 구간(서울)



부산(수영강) 수영강변대로



대구(신천) 신천대로



광주(광주천) 천변좌·우로

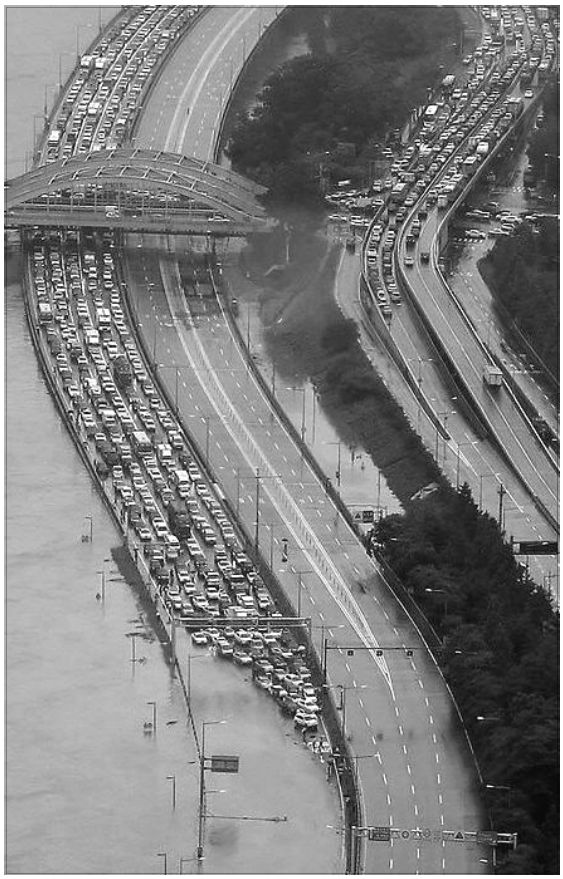


울산(태화강) 강남·북로

○ 우기에 장마나 태풍에 의해 홍수가 발생될 때 홍수대책상황실의 운영으로 강변도로의 통제 등 수해에 대비하나, 도심에서 국지적으로 발생되는 집중호우의 경우 하천 범람의 양상이 달라 기존의 홍수대책으로는 미비한 점이 있음(사례: 2011년 7월 수도권 집중호우에 따른 올림픽대로 침수)



평시의 올림픽대로



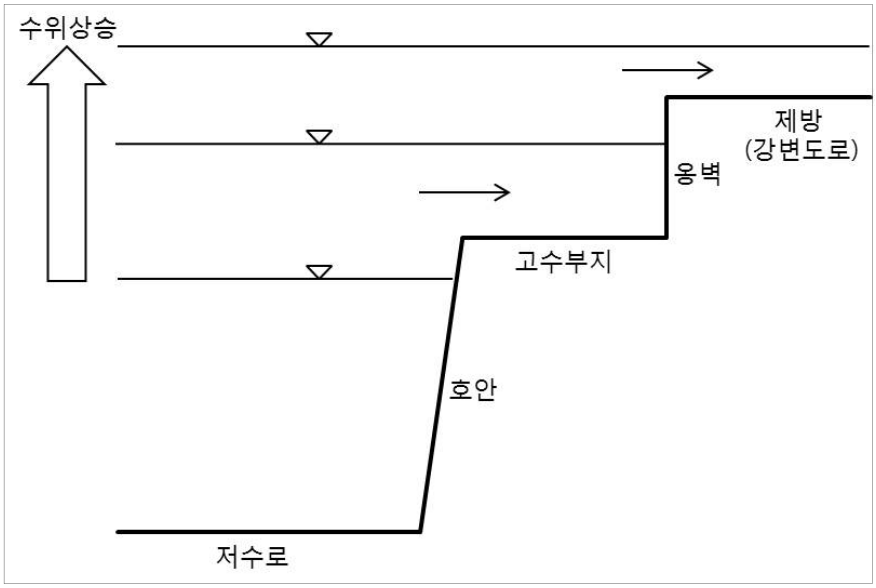
범람으로 침수된 올림픽대로

○ 당시 한강대교 기준수위에 도달하지 않았음에도 강변도로가 이미 침수되어 실질적인 교통 통제가 이루어지지 않았으며 그 원인은 '고차원적 수리 분석'이 이루어지지 않았기 때문인 것으로 드러남(Korea Institute of Construction Technology, 2011)

○ 고차원적 수리 분석으로 2차원 이상의 공간 해석과 수위의 정확도가 2차 이상의 고차 정확

도 해석이 적절할 것임

○ 기존의 홍수예보는 1차원 하천 흐름 해석 모형을 이용하여 상류에서 발생되는 홍수의 전파를 예측하는 기술에 의존되며, 이러한 모형으로 호안이나 옹벽으로 이루어진 하천구조물의 불연속 단면형상을 고려하는 것은 불가능함



수위 상승에 따른 고수부지와 제방의 침수 양상

○ 3차원 모형의 적용으로 불연속 하천구조물에 대해 비교적 정확한 해석이 가능하나, 과다한 계산 비용으로 해석 범위가 주로 구조물 주위에 국한되어 도심 하천의 전 구간을 모의하는 것은 사실상 불가능한 실정임

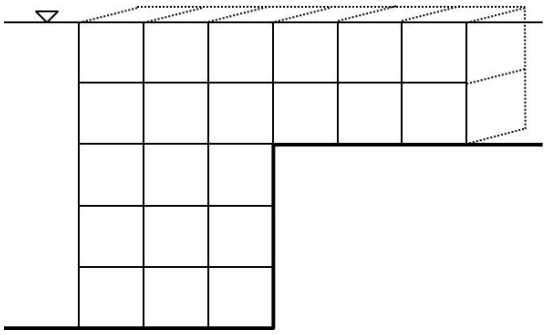
○ 기존의 수심-적분 평면 2차원 모형의 경우, 실용성은 확인되나, 수위 상승에 따라 고수부지와 제방이 침수될 때 호안이나 옹벽과 같은 불연속 하천구조물에 대한 직접 해석이 불가능하여 계산의 정확성이 제한되거나 보장되지 않는 한계가 있음

○ 따라서 고수부지나 제방의 주차장이나 강변도로의 침수를 예측하기 위해서는 도심하천 전 구간에 대해 호안이나 옹벽과 같은 불연속 하천구조물 위로 넘나드는 흐름을 정확하게 해석할 수 있는 기술의 개발이 요구됨

나. 연구개발의 중요성

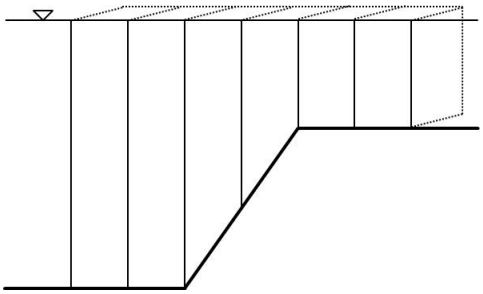
(1) 기술적 측면

○ 흐름의 해석에서 불연속 하천구조물에 대해 3차원의 경우, 연직(수심) 방향으로 계산 격자를 구성할 수 있으므로 불연속에 자연스럽게 접합되나, 격자의 수가 많아져서 계산 비용이 크게 증대됨

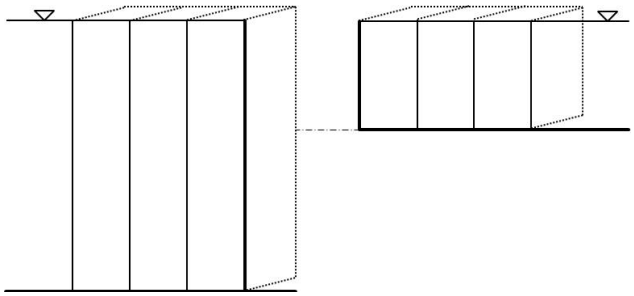


불연속 하천구조물에 대한 3차원 모의

○ 수심-적분 평면 2차원 모형에서는 연직 방향으로 물기둥을 가정하여 해석하므로 불연속 문제를 우회하기 위해 불연속을 경사로 완화(지형 근사)하거나 불연속에서 계산 영역을 분할하여 별도의 경계조건을 설정(내부 경계)하여 계산하므로 정확도의 훼손이 불가피함

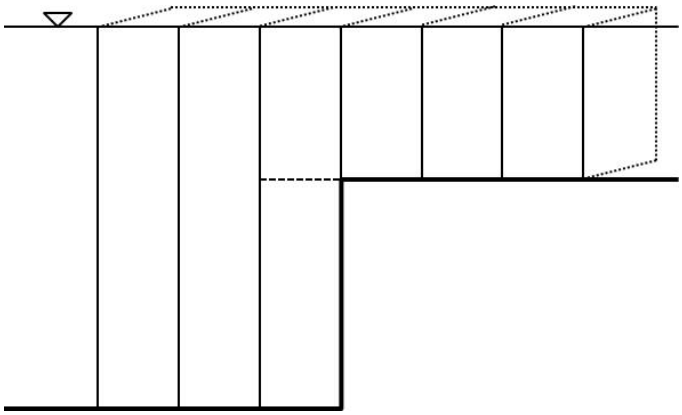


지형 근사



내부 경계

○ 이 연구에서는 실용성이 확인된 2차원 모의에서 불연속의 직접 해석을 통해 정확도의 훼손을 극복하는 기술을 개발하는 것으로 불연속 하천구조물에 대한 기존 2차원 흐름 해석의 돌파구를 마련하는 새로운 시도임



불연속 하천구조물에 대한 2차원 직접 해석(개념도)

(2) 사회·경제적 측면

○ 기존의 도시홍수 방어는 제내지(도심하천의 경우, 제방에 의해 보호되는 시가지)로 범람 방지와 내수 배제에 초점이 맞추어져 있어 제외지(제방을 포함한 하천부지)에 위치한 강변도로의 침수 대책이 미비한 측면이 있음

○ 2011년 7월 수도권 집중호우에 의한 올림픽대로의 침수 사례에서 침수선단에 위치한 차량 운전자의 절박한 심정을 생각한다면 도심하천에서 강변도로의 침수예측 실패는 사회적 파장이 매우 클 수밖에 없는 사건임

○ 국토해양부에서는 주요 강변도로의 침수 여부와 예상 침수 시점, 교통통제와 같은 정보를 사전에 고지하기로 하였으나, 기존의 흐름 해석을 통한 홍수 예보로는 정확한 침수 예측이 어려울 것으로 보임

○ 결국, 재발장지를 위해 과다한 통제가 불가피할 것으로 예상되며, 실제 침수가 발생되지 않을 경우, 불필요한 사회.경제적 비용 지출에 대한 여론의 반발과 행정에 대한 불신이 초래될 우려가 있음

○ 따라서 기존 체계를 통한 사전고지 선언만으로는 예보에 대한 신뢰를 확보하기에 부족하며, 실질적인 예보를 위한 대책 강구의 일환으로 도심하천에서 강변도로 침수의 정확한 예측 기술의 개발이 필요함

1-3. 연구개발 범위

1차년도

- 불연속 하천구조물에 대한 월류 해석
  - ■ 연구 동향 조사
    - 현재 기술 수준 조사
    - 최신 연구 동향 파악
  - ■ 불연속 하천구조물에 대한 월류 해석
    - 이론 검토 및 분석
    - 수치모형 구축
    - 실험 결과와 비교 및 분석
  - ■ 계단(step)에 대한 월류 실험
    - 실험 계획
    - 모형 제작 및 측정
  - ■ 논문 작성

2차년도

- 불연속 하천구조물을 넘나드는 해석
  - ■ 불연속 하천구조물을 넘나드는 흐름 해석
    - 이론 검토 및 분석
    - 수치모형 구축
    - 실험 결과와 비교 및 분석
  - ■ 논문 작성

3차년도

- 계단에 대한 잠김/드러남 해석 기술 개발 및 보완
  - ■ 계단에 대한 잠김과 드러남 실험
    - 실험 계획

- 모형 제작 및 측정

■ 모형 검증

- 모형 최적화
- 모형 검증
- 모형 보완

■ 논문 작성

2. 국내외 기술개발 현황

코드번호	D-04

가. 연구 동향

(1) 점변류[1]에 대한 홍수 추적

- 홍수 예보는 홍수 추적 기술에 기반하며, 홍수 추적은 한 지점에서 홍수위의 변화를 파악하는 수문학적 홍수 추적과 하천의 전 구간에서 홍수위를 예측하는 수리학적 홍수 추적으로 구분됨
- 수리학적 홍수 추적 기술은 천수방정식에 대한 수치해석으로 1970년대부터 1990년대 사이에 시도되었으며, 대표적인 모형으로 DWOPER, FLDWAV, UNET, BRANCH 등이 있고 상용 모형으로는 CARIMA와 MIKE 11 등이 있음(Woo, 2001)
- 수리학적 홍수 추적 모형은 현재의 홍수 예보에 이용되는 방법으로 홍수의 변화가 비교적 완만할 때 적용이 가능하나, 댐이나 제방의 붕괴 또는 불규칙 지형 등에 의해 흐름이 급변하는 경우에는 적용이 불가능하므로 새로운 기술이 요구됨

(2) 급변류[2]의 해석

- 특성해법(Method of characteristics) 이후 가장 널리 이용된 방법은 Preissmann 4점 음해법(Preissmann's 4-point implicit scheme)으로 ADI(Alternating Direction Implicit) 기법과 결합되어 현재까지도 이용되고 있음
- 1990년대에 들어 급변류에 대한 천수방정식의 수치해법으로 근사 Riemann 해법[3]이 제시되어 종합적인 검토가 이루어짐(Toro, 2001)
- 시간과 공간에 대한 2차 정확도를 획득할 수 있는 MUSCL[4]이 소개되었으며, 국내의 연구로서 Lee and Lee (1998) 이후 이에 대한 다양한 연구가 이어짐(Yoon et al., 2002; Kim and Cho, 2005; Kim and Han, 2010)
- 최근, Hwang and Lee (2011, 2012)는 근사 Riemann 해법의 일종인 HLL 기법[5] 중에서 가장 효율적인 기법으로 알려진 HLLL 기법[6]을 천수방정식에 적용하고 2차 정확도를 확보하기 위해 다중 경사 MUSCL을 도입하여 급변류에 대한 2차원 수치해석 모형을 개발하고 모형 도시 홍수 실험과 비교함

(3) 모형 도시 홍수 실험

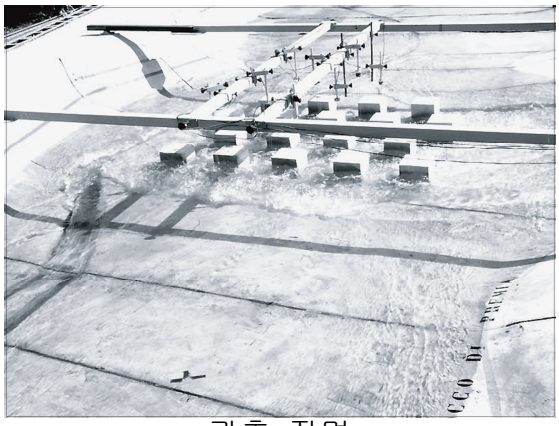
- 유럽의 IMPACT 사업[7]의 일환으로 실시된 실험으로 건물 군과 배치에 따른 흐름의 변화를 관측하였으며(Testa et al., 2007), Hwang and Lee (2011)는 근사 Rieamnn 해법에 의한 2차원 수치모의 결과를 모형 도시 홍수 실험과 비교하여 실험 결과와 잘 일치함을 확인함

---

1) Gradually varied flow. 거리에 따른 흐름의 변화와 그 영향이 비교적 먼 거리에 걸쳐 나타나는 흐름.
2) Rapidly varied flow. 흐름의 변화와 그 영향이 점변류에 비해 짧은 거리에 걸쳐 나타나는 흐름.
3) Approximate Riemann solver. 독일 수학자 G. F. B. Riemann이 제시한 Reimann 문제에 대한 해법으로 근사 해법에 의한 것을 의미함. 정확해(exact solution)에 의한 방법은 정확 Riemann 해법(exact Riemann solver)으로 불림.
4) Monotonic Upstreamcentered Scheme for Conservation Laws. 시간과 공간에 대해 2차 정확도를 확보하기 위해 1970년대 말 네덜란드의 천체물리학자인 B. van Leer가 고안한 기법.
5) Harten-Lax-(van)Leer scheme. 불연속에 대한 고유치 분석(eigenvalue analysis)을 통해 세 개의 일정 상태를 정량적으로 평가하는 근사 Riemann 기법.
6) Harten-Lax-(van)Leer-Linde scheme. 2002년 T. Linde에 의해 수정된 HLL 기법으로 제창자 중 한 사람인 B. van Leer에 의해 HLL 기법의 진정한 계승으로 평가됨. 천수방정식에 적용이 곤란한 것으로 알려졌으나, Hwang and Lee (2011)에 의해 처음으로 천수방정식에 적용됨.
7) European Investigation of extreMe flood Processes And unCerTainty Project. 유럽에서 극한 홍수에 의한 위험을 평가하고 저감하기 위해 2001년부터 2004년까지 이루어진 연구 사업.

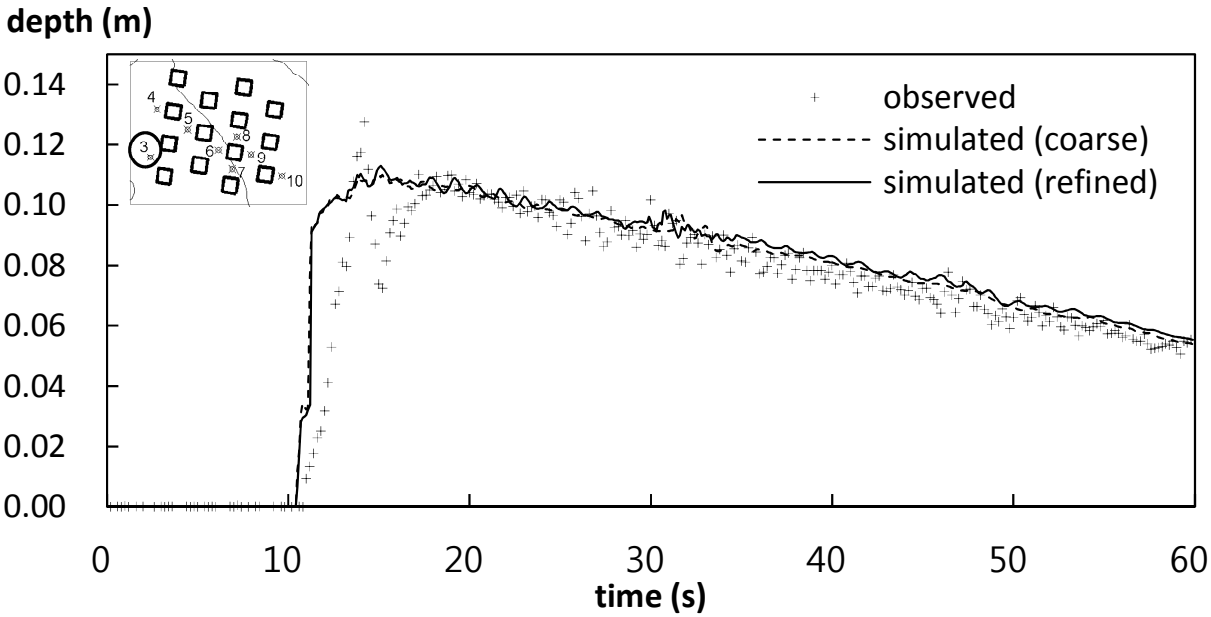


실험 전경

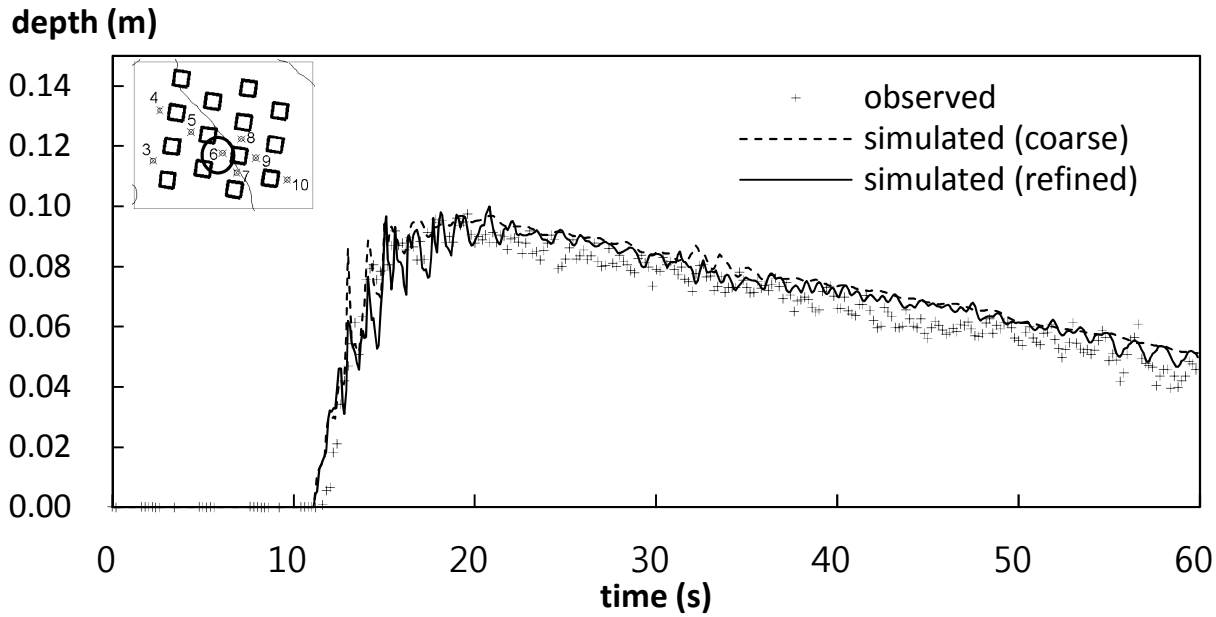


관측 장면

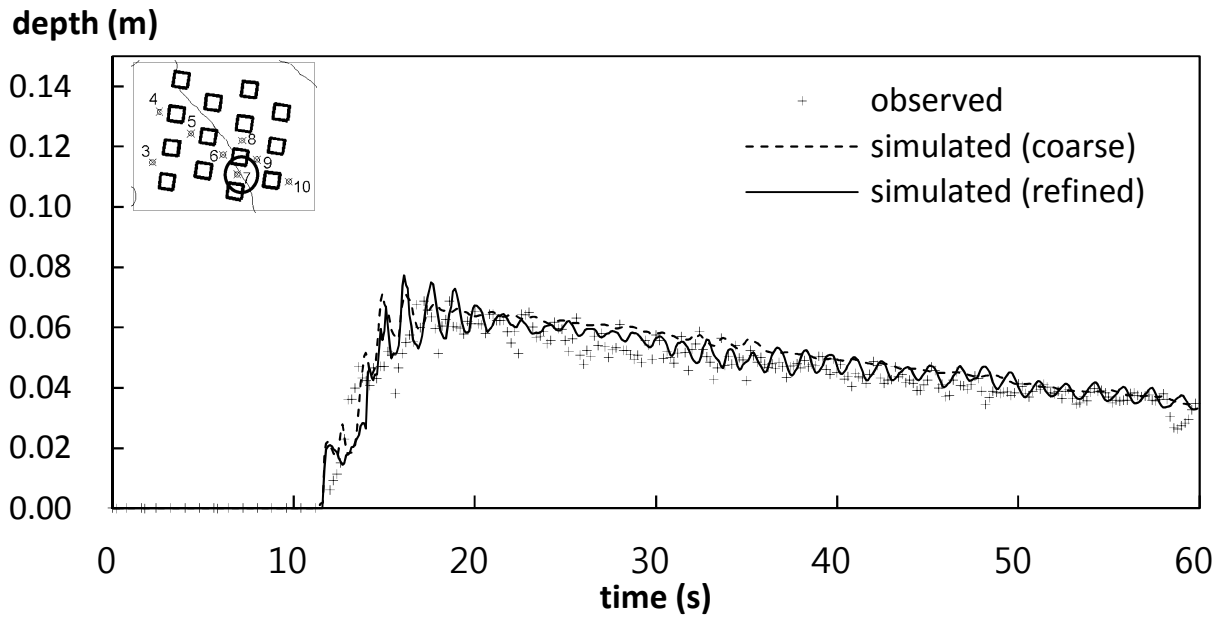
○ 건물 군의 전면에 위치한 측점, P3에서 수치모의 결과는, 초기에 극심한 수심의 변화를 포착하는 데는 한계가 있으나, 도수의 발생 시각과 이후 수심의 변화 경향에서 실험 결과에 잘 부합됨



○ 건물 군 내부의 건물 전면에 위치한 측점, P6에서 예측된 도수의 발생 시각과 초기에 급변하는 수심의 변화 경향이 실험 결과와 잘 일치되나, 이후 모의 결과는 측정된 수심에 비해 약간 크게 예측됨

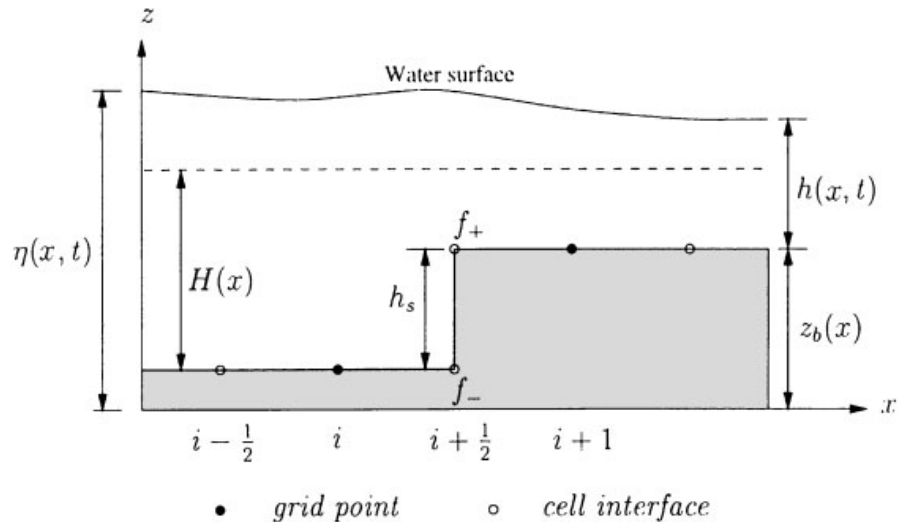


○ 건물 군 내부에서 건물 사이 통로에 위치한 측점, P7에서 수치모형에 의한 예측 결과는 실험 결과와 잘 일치하며, 세분된 격자(refined grid)에 의한 결과에서 진동하는 후류(wake)의 영향이 더 잘 나타남이 확인됨



(4) 불연속 구조물을 넘나드는 흐름 해석

○ 불연속 지형을 넘어가는 흐름에 대한 이론적인 분석은 프랑스의 응용수학자들이 주도하여 Gallouët et al. (2003), Chinnayya et al. (2004), LeFloch and Thanh (2011) 등의 연구가 있으며, 정확해(exact solution)의 유도를 통한 정확 Riemann 해법에 초점이 맞춰짐



연직 계단(vertical step)를 넘어가는 흐름 양상(Zhou et al., 2002)
(그림에서 t는 시각, x는 거리, z는 표고, z_b는 바닥 표고, η는 수위, h는 수심, H는 어떤 기준 수심, h_s는 계단의 높이, f는 계단의 위치, i는 계산 격자)

- 불연속 지형에 대한 실용적인 접근으로는 Zhou et al.(2002)이 계단(step) 위로 지나가는 흐름에 대한 해석을 시도하고 그 결과를 실험실 실험과 비교하였으며, 불연속 하천구조물에 대한 직접 해석에서 최초의 실용적 시도로 보임
- Zhou et al.(2002)의 연구는 계단 위로 언제나 물이 차있을 때만 해석이 가능한 것으로 계단 위로 물이 차오르거나 빠지는 잠김과 드러남(wetting and drying)을 모의할 수 없어 실제 하천구조물의 불연속 단면에 대한 적용성의 한계가 있음
- 또한, Zhou et al.(2002)은 계단에 의한 흐름 저항을 흐름 영역의 축소로 가정하여 급축손실을 적용하였으나, 이 손실은 하폭의 급작스런 축소에 적용되는 것으로 계단에서 연직 방향의 단면 축소에 적용하기에는 물리적 근거가 불확실함.
- 따라서 도심하천에서 고수부지와 강변도로의 침수를 정확하게 예측하려면 흐름 저항을 더 명확하게 규명하고 불연속 하천구조물 위로 물이 차거나 빠지는 현상을 정확하게 모의할 수 있는 기술을 개발할 필요가 있음
- 또한, 불연속 구조물의 잠김과 드러남에 대한 실험실 실험을 통해 흐름 저항을 평가하고 수위를 정확하게 측정하여 수치모형을 보완하는 것이 필수적이며, 개발된 모형을 실측자료가 있는 현장에 적용하여 검증하는 것이 요구됨

나 국내외 관련 기술 및 산업 동향

(1) 국내외 기술 및 산업 동향

○ 하천 흐름 해석 소프트웨어에 대한 국내 시장은 매우 열악하며, 다른 산업과 비교할 때, 이러한 실정은 비단 우리나라뿐 만아니라 전 세계적으로 시장 자체가 협소한 실정임

○ 불연속 하천구조물에 대한 직접 해석은, 3차원 모형을 제외하면, 시장에 출시된 어떤 모형으로도 가능하지 않으며, 일반적인 2차원 하천 흐름 해석 모형으로 가장 많이 사용되는 것으로 알려진 SMS(Surface-water Modelling System)[8]의 국내 판매본(완전판의 가격이 약 1,000만원)이 약 300개를 넘지 않을 것으로 추정됨

○ 국내 하천 흐름 해석 모형은 주로 학계에서 순수 연구 목적으로 개발되었으며, SMS를 대체할 목적으로 개발된 RAMS[9](River Analysis Modelling System)가 상용모형에 가장 근접하나 아직까지 실무에 적용된 보고는 없음

○ 최근 개발되는 2차원 하천 흐름 해석 모형들(Gerris[10], OpenFOAM[11], Delft3D[12] 등)은 이러한 시장의 실정으로 상업용으로 출시되기 보다는 Open Source의 형태로 저작권은 유지하면서 산.학.연 공동으로 모형을 개선해 나가는 방향으로 진행되고 있음

○ 하천 흐름 해석 모형의 개발에서 실익 없이 가시적 성과만을 위한 특허 등 지적재산권의 등록보다는 Open Source의 형태로 공개하거나 개발된 성과를 공공에 귀속하여 정부 주도로 산.학.연이 협동하여 지속적으로 개선될 수 있도록 유도하는 것이 적절할 것임

(2) 특허 동향

○ 불연속 하천구조물에 대한 2차원 흐름 해석 모형에 대한 특허는 없으며, 하천에서 일반적인 2차원 흐름 해석 모형으로 다음과 같은 특허가 검색됨(자유검색: 하천 * 흐름 * 해석 * 2차원)

8) 미국 AQUAVEO에서 출시된 2차원 하천 흐름 해석 모형으로 전 세계적으로 가장 많이 사용되며, 미육군 공병단에서 개발된 RMA-2, -4 모형이 근간이 됨.

9) 국가연구개발사업인 21세기 프론티어 연구개발 사업의 일환으로 서울대학교 서일원 교수의 주도로 개발.

10) 뉴질랜드의 National Institute of Water and Atmospheric research의 S. Popinet의 주도로 개발된 범용 유체해석 모형.

11) H. Weller의 주도로 개발된 범용 유체해석 모형으로 미국의 Silicon Graphics International Corp.과 OpenFOAM 재단에서 지원.

12) 네덜란드의 Deltare systems에서 개발되고 지원되는 3차원 하천 흐름 해석 모형.

발명의 명칭	ＣＤＧ 기법을 적용한 유체 흐름의 2차원 유한요소수치해석 방법 (Method for 2D Finite Element Numerical Analysis of Fluid Flow with CDG Method)
Int. Cl	G06F 17/10 (2006.01)
출원번호(일자)	10-2007-0137318 (20071226)
공개번호(일자)	1020090069604 (20090701)
공고번호(일자)	(20090921)
등록번호(일자)	1009182450000 (20090914)
구분/원출원권리	/ 신규
최종처분내용	등록결정(일반)
등록상태	등록
심사청구여부(일자)	Y(2007.12.26)
심사청구항수	15
초록	본 발명에 의한 CDG 기법을 적용한 유체 흐름의 2차원 유한요소 수치해석 방법은 각 요소를 구성하는 다수의 절점의 지형좌표, 초기값, 조도계수, 경계조건, 경계값, 시간단위, 계산 시간 간격을 포함하는 기본자료를 입력받는 기본자료 입력단계; 수로 측벽의 활동경계조건을 설정할 때 요구되는 수로 측벽의 법선벡터의 방향을 계산하는 법선 방향 계산 단계; 시간에 대한 편미분항을 이산화시켜 음해법을 적용할 때 전단계 시간준위에서 계산된 해를 갱신하는 β 계산 단계; 상기 각 요소를 기준으로 유한요소기법을 적용하여 유도되는 행렬을 구성하는 요소행렬 구성 단계; 요소행렬의 행과 열을 구성하는 행렬 목록을 작성하는 행렬 목록 작성 단계;를 포함하여 구성된다. 이로써, 하천 설계, 하천정비 및 유지 관리, 하천구조물 설계시 안정성 평가, 하천복원에 따른 결과 예측, 홍수량 산정에 따른 결과, 실내 실험 수로 결과 비교 등 현재 수공학 분야에 관련된 모든 2차원 개수로 분야에서 유용하게 사용할 수 있도록 한다. 2차원 유체 흐름, 유한요소, 수치해석, CDG 기법
출원인	연세대학교 산학협력단
발명자	최성욱, 김태범

발명의 명칭	마름/젖음 처리를 이용한 유체 흐름의 유한요소 수치해석 방법 (Numerical Analysis Method of Fluid Flow to Simulate Drying/Wetting)
Int. Cl	G06F 17/00 (2006.01)G06F 9/455 (2006.01)
출원번호(일자)	10-2010-0050333 (20100528)
공개번호(일자)	1020110130821 (20111206)
공고번호(일자)	(20111208)
등록번호(일자)	1010906030000 (20111130)
구분/원출원권리	/ 신규
최종처분내용	등록결정(일반)
등록상태	등록
심사청구여부(일자)	Y(2010.05.28)
심사청구항수	6
초록	유체 흐름의 마름/젖음 현상을 모의하기 위하여 정확하고 정교한 유한요소 모형을 구현할 수 있는 유체 흐름의 유한요소 수치해석 방법이 제시된다. 본 발명에 따른 유체 흐름의 유한요소 수치해석 방법은, 유체 흐름 영역에 격자망을 구성하는 단계, 유체 흐름의 수위 변동에 따른 마름/젖음 요소를 고려하여 격자망을 재구성하는 단계, 재구성된 격자망을 바탕으로 유체 흐름 정보를 해석하는 단계를 포함한다. 본 발명에 따른 유체 흐름의 유한요소 수치해석 방법에 의하면, 마른 요소가 나타나는 경우 적용 격자의 감소로 인해 방정식의 수가 줄어들게 되어 더욱 빠르게 모의할 수 있고 시간의 변화에 따른 마름/젖음 현상을 실제적으로 표현할 수 있는 효과가 있다.
출원인	경북대학교 산학협력단
발명자	한건연, 김상호, 최승용

○ 소프트웨어에 대한 지적 재산권 확보의 일환으로 한국저작권위원회를 통한 프로그램 등록을 하는 방법이 있으며, 하천에서 2차원 흐름 해석 모형으로 다음과 같은 소프트웨어가 검색됨(불연속 하천구조물에 대한 2차원 하천 흐름 해석 모형은 없음)

등록번호	2008-01-123-006314
프로그램 명칭	도시하천 식생하도 2차원 산정모형 (FFC4)
창작연월일	2008-08-31
등록연월일	2008-11-24
저작자	경기대학교 산학협력단
저작권자	경기대학교 산학협력단
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	도시하천 식생하도 2차원 산정모형
주요기능	- 식재된 개수로에서의 종방향 및 횡방향 흐름 특성 변화를 평가 - 수로형상 및 식생분포에 따른 흐름 영향 평가 - 홍수터 활용 및 개발 계획 수립시 식생 영향을 반영한 수공 구조물 평가에도 활용 가능
특징	식재된 개수로에서의 흐름특성 산정을 위한 2차원 유한요소 수치모형

등록번호	2008-01-123-006322
프로그램 명칭	하천제방붕괴 해석프로그램(FFC9)
창작연월일	2008-11-13
등록연월일	2008-11-24
저작자	경기대학교 산학협력단
저작권자	경기대학교 산학협력단
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	하천 제방붕괴 해석프로그램
주요기능	하천 제방붕괴시 붕괴면을 통한 유량, 붕괴폭, 붕괴형상을 시간대 별로 해석
특징	하천홍수로 인한 월류 혹은 파이핑으로 제방이 붕괴되는 경우 붕괴단면을 통해 제내지로 유입되는 파제유량을 하천흐름의 부정류성과 제방의 토질역학적 특성을 도입하여 해석

등록번호	2009-01-123-007189
프로그램 명칭	조석과 홍수가 병합된 흐름 해석 모듈
창작연월일	2009-12-09
등록연월일	2009-12-11
저작자	한국건설기술연구원 www.kict.re.kr
저작권자	한국건설기술연구원 www.kict.re.kr
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	하천과 연안의 흐름 해석
주요기능	하천에서 수위와 수심 평균 2차원 유속 벡터를 다음 과정으로 계산한다. 1) 입력 자료로부터 수위와 유속 자료의 Reconstrtuction 2) Predictor Step: Mass Balance Eq. 와 Momentum Balance Eq. 풀이 3) 계산 자료로부터 수위와 유속 자료의 Reconstrtuction 4) Corrector Step: Mass Balance Eq. 와 Momentum Balance Eq. 풀이 1) ~ 4) 과정을 반복 계산하여 출력 자료 생성한다.
특징	1) 2차원 천수 방정식의 수치해 계산 2) 유한체적법에 의한 이산화 3) 근사 Riemann 해법에 의한 불연속면 모의 4) 2차 정도의 수치 해법 채택 5) 상류와 사류의 동시 모의 6) 비구조적 격자체계 적용 7) Wetting/Drying 과정 모의

등록번호	2010-01-123-002169
프로그램 명칭	2차원 하천흐름해석 모형(KNU-FEM2D)
창작연월일	2009-11-01
등록연월일	2010-04-14
저작자	경북대학교 산학협력단 iac.knu.ac.kr
저작권자	경북대학교 산학협력단 iac.knu.ac.kr
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	2차원 하천흐름해석
주요기능	- 상류 및 사류, 천이류 해석 - 자연하천에서의 마름/젖음 현상 해석 - 수공구조물 주변 흐름해석
특징	SU/PG 기법을 이용한 2차원 하천흐름해석모형으로써 복잡한 비현 및 자연 하천구조의 동역학적인 흐름환경을 효과적으로 다루며 하천 흐름특성의 해석 및 예측할 수 있는 효율적이고, 정확한 유한요소모형

등록번호	2010-01-123-002425
프로그램 명칭	2차원 하천범람해석모형
창작연월일	2009-12-15
등록연월일	2010-04-27
저작자	경북대학교 산학협력단 iac.knu.ac.kr
저작권자	경북대학교 산학협력단 iac.knu.ac.kr
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	댐 및 제방 붕괴 홍수파 해석 분야
주요기능	비정형격자망을 이용한 2차원 하천범람 양상 해석
특징	자연하천에서의 천이류, 불연속류, 마른하도 흐름 그리고 홍수로 인한 범람 해석을 위해 Riemann 해법을 이용한 2차원 유한체적모형

등록번호	2011-01-123-005055
프로그램 명칭	한강하구 하상변화 평가 모형 - Riemann solver 모듈
창작연월일	2011-08-16
등록연월일	2011-08-18
저작자	한국건설기술연구원 www.kict.re.kr
저작권자	한국건설기술연구원 www.kict.re.kr
프로그램종류	수치계산용 S/W
적용분야	한강하구 하상변화 평가를 위한 흐름 해석(Riemann solver)
주요기능	1) 2차원 천수 방정식의 수치해 계산 2) 유한체적법에 의한 이산화 3) 근사 Riemann 해법에 의한 불연속면 모의 4) 2차 정도의 수치 해법 채택 5) 상류와 사류의 동시 모의 6) 비구조적 격자체계 적용 7) Wetting/Drying 과정 모의
특징	수위와 수심 평균 2차원 유속 벡터를 다음 과정으로 계산한다. 1) 입력 자료를 재구축(reconstruction) 2) Predictor Step: 재구축된 자료로부터 계산된 flux로 연속 및 운동량 방정식 시간 갱신 3) 계산된 자료를 재구축(reconstruction) 4) Corrector Step: 재구축된 자료로부터 근사 Riemann 해법에 의한 flux로 연속 및 운동량 방정식 시간 갱신 5) 1) ~ 4) 과정을 원하는 시각까지 반복 계산하여 출력 자료 생성한다.

3. 연구수행 내용 및 결과

코드번호	D-05

3-1. 연구개발 추진전략 및 방법

가. 연구개발 추진전략

(1) 접근 방법

○ 모형의 수립을 위한 이론적 접근과 수립된 모형을 검증할 수 있는 실험적 접근을 병행함

(2) 연구개발 추진체계

○ 최종 목표의 달성을 위해 크게 해석 모형의 수립과 검증을 위한 실험실 실험으로 나누어 추진하였으며, 주관연구기관(한국건설기술연구원)은 해당 분야 전문가와 시설 및 장비를 보유하고 있어 단일 기관에서 수행하여도 목표 달성에 차질이 없었음

(3) 연차별 세부 추진계획 및 방법

연 차	주요 연구내용	수행방법	해당기관
1차년도	▪ 연구 동향 조사 - 현재 기술 수준 조사 - 최신 연구 동향 파악	▪ 사전 조사·분석	주관
	▪ 불연속 하천구조물에 대한 월류 해석 - 이론 검토 및 분석 - 수치모형 구축 - 실험 결과와 비교 및 분석	▪ 탁상 연구 - 이론 연구 - 프로그램 개발 - 결과 분석	
	▪ 계단(step)에 대한 월류 실험 - 실험 계획 - 모형 제작 및 측정	▪ 실험 연구	
	▪ 논문 작성	▪ 분석 및 검토	
2차년도	▪ 불연속 하천구조물을 넘나드는 흐름 해석 - 이론 검토 및 분석 - 수치모형 구축 - 실험 결과와 비교 및 분석	▪ 탁상 연구 - 이론 연구 - 프로그램 개발 - 결과 분석	
	▪ 논문 작성	▪ 분석 및 검토	
3차년도	▪ 계단(step)에 대한 잠김과 드러남 실험 - 실험 계획 - 모형 제작 및 측정	▪ 실험 연구	
	▪ 모형 검증 - 모형 최적화 - 모형 검증 - 모형 보완	▪ 탁상 연구 - 프로그램 개발 - 결과 분석	
	▪ 논문 작성	▪ 분석 및 검토	

나. 연구 추진역량

(1) 연구진의 인적 능력

- 최종 목표의 달성을 위한 전문 인력의 최소 인원으로 수치해석 전문가 1인, 수리실험 전문가 1인, 실험 기술자 2인임
- 주관기관인 한국건설기술연구원은 해당 분야의 전문 인력을 다수 보유하고 있으며, 상기 필수 인력에 수치해석 분야에 황승용(수석연구원, 연구책임자), 수리실험 분야에 박문형(수석연구원, 참여연구원), 실험 시설 및 장비 운용 그리고 모형 제작에 윤병모(기술위원, 참여기술인)와 이강오(주임, 참여기술인)가 포함됨

(2) 연구기기·장비·시설 구축 수준

- 실험실 실험을 위해 주관기관인 한국건설기술연구원은 수리실험에 관하여 국내 최고 수준의 시설 및 장비를 구축하고 있으며, 이 연구에 필요한 실험을 수행하기 위한 유량 공급장치, 실험수로 등을 상시 운용하고 있음

다. 연구 추진일정

연구목표	연구목표별 Activity	성과물 (산출물)	소요 연구비 (백만원)	1차년도				2차년도			3차년도				
				1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4	1/4	2/4	3/4	4/4
불연속 하천구조물에 대한 월류 해석	연구 동향 조사	-	10	10											
	월류 해석	SW	40	40											
	월류 실험	측정자료	40		40										
	논문 작성	논문	10				10								
불연속 하천구조물을 넘나드는 해석	잠김/드러남 해석	SW	57					57							
	논문 작성	논문	10							10					
불연속 하천구조물을 넘나드는 실험 및 모형의 검증	잠김/드러남 실험	측정자료	50								50				
	모형의 최적화 및 검증	SW	59									59			
	논문 작성	논문	10												10
계			286	100				67			119				

3-2. 연구 내용

가. 대경사를 지나는 천수 흐름에서 수정된 정수압의 효과

- ○ 기존의 수심적분 모형으로 불연속 하천구조물에 대한 월류 해석을 하려면 불연속면을 경사면으로 완화하는 것이 불가피함
- ○ 계산 격자가 클 경우, 경사면의 거리가 길어져 경사면은 완경사가 되므로 계산 격자의 크기를 줄여 경사도를 높여 실제의 불연속면에 가깝게 처리하는 것이 필요함
- ○ 완화된 경사면은 대체로 경사도가 1/20 또는 1/10 이상의 대경사(large slope)가 되므로 기존의 정수압에 대한 식을 적용하기에 무리가 있어 그에 대한 대처가 필요함
- ○ 이 연구에서는 대경사 수로의 부등류에 대해 적용될 수 있도록 수정된, 새로운 정수압 분포를 유도하고 이를 천수방정식에 적용하여 대경사를 지나는 천수 흐름을 보다 정확하게 해석할 수 있는 유한체적 모형을 개발하고 대경사를 지나는 천수 흐름에 적용하여 몇 가지 문제를 검토함

(1) 서론

개수로에서 천수 흐름의 압력은 정수압으로 간주되며, 이는 천수방정식의 유도에서 반드시 필요한 천수 가정이다(Liggett, 1994). 즉, 정수압, p의 분포는 다음과 같다.

$$p = \rho g(\eta - z), \quad (b \le z \le \eta) \tag{1}$$

여기에서 ρ는 물의 밀도, g는 중력가속도, z는 연직 방향의 거리, 그리고 η는 수위로서 z 방향의 바닥 표고, b와 수심, h로부터 다음과 같다.

$$\eta = b + h \tag{2}$$

수평 방향의 거리, x에 대한 압력 경사항, $-(1/\rho)\partial p/\partial x$ 를 Leibnitz 법칙을 이용하여 z 방향에 대해 적분하면 다음과 같다.

$$\int_b^\eta \left(-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}\right) dz = -gh\frac{\partial \eta}{\partial x} \tag{3}$$

Eq. (3)을 1차원 천수 방정식의 보존형에서 운동량 방정식에 적용하면 다음과 같다(Weiyan, 1992).

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2\right) &= -S_f - gh\frac{\partial b}{\partial x} \\ &= -S_f - gh\tan\theta \end{aligned} \tag{4}$$

여기에서 t는 시간, u는 수심 적분된 유속, θ는 수로의 바닥에 대해 x 축으로부터 반시계 방향의 각도, 그리고 S_f는 마찰 경사에 의한 생성항으로 Manning 계수, n을 이용하여 $S_f = n^2 g h^{-1/3} u^2$이다. 그런데 Eq. (4)에서 $\tan\theta$는 $\sin\theta$를 근사하여 나타낸 것이므로 매우 작은 θ에 대해서만 Eq. (4)가 성립된다(Liggett, 1994). 수로의 경사각, θ의 범위에 대해 Liggett (1994)는 장파 이론(long wave theory)으로부터 $\tan\theta < 1/20$로 두었고, Chow(1959)는 압력 수두의 감소가 1% 미만인 $\tan\theta < 1/10$까지는 무방하다고 보았다. 수로의 경사가 1/10보다 큰 경우, 점변류(gradually- varied flow)에서 급경사(steep slope) 수로와 구분하기 위해 대경사 수로(channel of large slope)로 분류되며, 그 영향이 고려되어야 한다(Chow, 1959).

천수방정식에서 바닥 경사의 제한이 생긴 이유는 운동이 기술되는 평면을 기울어진 바닥에 두고 그 경사각이 매우 작다고 가정하였기 때문이다(Liggett, 1994). 즉, Eq. (1)에서 압력의 분포는 평평한 바닥에 대해서만 성립되며, 경사 수로의 천수 흐름에서는 z를 연직 거리가 아닌, 수로 바닥을 따르는 좌표

에 직교하는 거리로 두어야 정확한 압력 분포가 된다(Chow, 1959). 이러한 괴리는 수로의 바닥을 따르는 곡선 좌표(curvilinear coordinate)를 적용하면 해소되나, 수학적으로 복잡한 변환이 요구된다(Dressler, 1978; Savage and Hutter, 1994; Keller, 2003).

또한, 곡선 좌표로 기술되는 천수방정식은 대경사 수로에 대해 엄밀하기는 하나, 운동방정식이 보존형으로 기술되기 어려워 Eq. (4)가 갖는, 수학 또는 수치해석 측면의 장점들이 유지되기 어렵다(Bouchut et al., 2003). 따라서 천수방정식에서 바닥 경사에 의한 생성항의 기원인 압력 경사항에 대해 대경사에 의한 영향을 고려하여 지배 방정식을 보완하는 것이 실용적일 것이다. 대경사 수로를 지나는 등류(uniform flow)에 대해 정수압의 분포는 다음과 같다(Chow, 1959).

$$p = \rho g(\eta - z)\cos^2\theta \tag{5}$$

여기에서 $\cos^2\theta$는 압력에 대한 수정 계수(correction factor)이다(Chow, 1959). 따라서 Eq. (3)은 다음과 같이 수정된다.

$$\int_b^\eta \left(-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}\right)dz = -gh\frac{\partial \eta}{\partial x} + gh\frac{\partial \eta}{\partial x}\sin^2\theta \tag{6}$$

Eq. (6)에서 우변의 마지막 항을 Chow (1959)에 따라 압력 수정항으로 불러야 할 것이다.

그런데 Eq. (6)은 흐름이 등류인 경우에 대해 유도되었으므로 바닥과 수위의 변화가 동일한 경우에만 적용될 수 있다. 이 연구에서는 대경사 수로에서 바닥과 수위의 변화가 서로 다른 부등류에 대해서도 적용될 수 있는 압력 수정항을 유도하고 이를 대경사를 지나는 천수흐름에 적용하고자 한다.

(2) 이 론

① 천수방정식에서 압력 수정항

Fig. 1과 같이 대경사 수로에서 부등류가 흐를 때, 바닥에서 압력, p_b는 바닥에 수직인 수심, d에 대해 다음과 같다(Chow, 1959).

$$p_b = \rho g d\cos\alpha \tag{7}$$

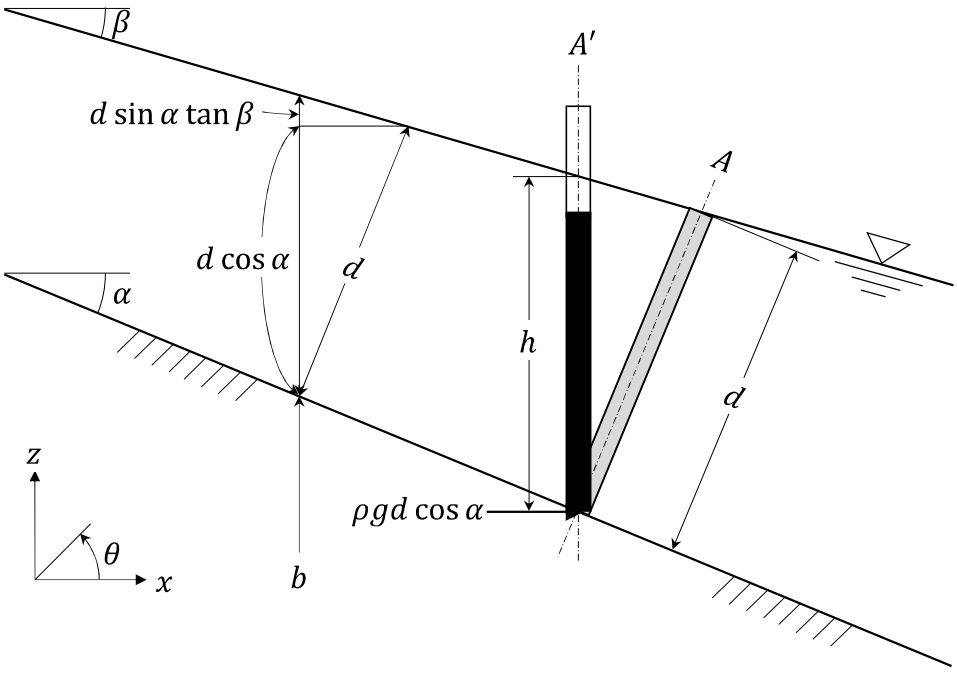


Fig. 1. Nonuniform Flow in a Channel of Large Slope

여기에서 α는 θ와 같이 정의되는 바닥의 경사각이다. 그림으로부터 연직 방향 수심, h와 d의 관계는 다음과 같음을 알 수 있다.

$$h = d\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\beta) \tag{8}$$

여기에서 β는 θ와 같이 정의되는 수위의 경사각이다. Eq. (8)을 이용하여 Eq. (7)을 d 대신 h로 표현하면 다음과 같다.

$$p_b = \rho g h(1+\tan\alpha\tan\beta)^{-1} \tag{9}$$

따라서 대경사 수로의 부등류에 대해 수정된 정수압의 분포는 다음과 같다.

$$p = \rho g(\eta - z)(1+\tan\alpha\tan\beta)^{-1} \tag{10}$$

Eq. (10)에서 흐름이 등류일 때($\alpha=\beta=\theta$), 삼각함수의 항등식으로부터 Eq. (10)은 Eq. (5)와 같다.

Eq. (10)에 따라 대경사 수로에서 수심 적분된 압력 경사항은 다음과 같이 수정된다.

$$\int_b^\eta \left(-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}\right)dz = -gh\frac{\partial \eta}{\partial x} + gh\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(\frac{\tan\alpha\tan\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right) \tag{11}$$

따라서 Eq. (11)을 이용하여 대경사 수로에 대한 압력 수정이 고려된 운동량 방정식을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2\right) = -S_f - gh\frac{\partial b}{\partial x} + gh\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(\frac{\tan\alpha\tan\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right) \tag{12}$$

여기에서 우변의 마지막 항이 압력 수정항이다.

따라서 Eq. (11)을 이용하여 대경사 수로에 대한 압력 수정이 고려된 운동량 방정식을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + \frac{1}{2}gh^2\right) = -S_f - gh\frac{\partial b}{\partial x} + gh\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(\frac{\tan\alpha\tan\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right) \tag{12}$$

여기에서 우변의 마지막 항이 압력 수정항이다.

Eq. (12)에서 $\tan\alpha = \partial b/\partial x$ 그리고 $\tan\beta = \partial\eta/\partial x$ 이므로 바닥 경사 생성항과 압력 수정항을 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$-gh\frac{\partial b}{\partial x} + gh\frac{\partial \eta}{\partial x}\left(\frac{\tan\alpha\tan\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right) = -gh\frac{\partial b}{\partial x}\left(1 - \frac{\tan^2\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right) \tag{13}$$

Eq. (13)에서 알 수 있듯이, 압력 수정항에 의해 바닥 경사에 의한 생성항의 영향이 대체로 줄어들게 된다. 즉, 대경사에서는 바닥 경사에 의한 생성항의 영향이 소경사 수로(channel of small slope)에 비해 대체로 더 작다. 그러나 $(\partial b/\partial x)\partial\eta/\partial x < -1$ 인 경우에는 오히려 그 반대로 작용될 수 있다. 그 예로서 급경사면에서 잠긴 도수(drowned hydraulic jump)나 파의 처내림(run-down) 등을 들 수 있다. 한편, $(\partial b/\partial x)\partial\eta/\partial x = -1$ 인 경우에는 압력 수정항이 정의되지 않는다.

② 유한체적법과 근사 Riemann 해법

수치해법을 적용하기 위한 지배방정식은 다음과 같은 1차원 천수방정식이다.

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}(\mathbf{U})_x = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \tag{14a}$$

여기에서 아래 첨자, t와 x는 각각에 대한 편미분을 의미하고, 보존변수의 벡터, $\mathbf{U}$, 흐름률 벡터, $\mathbf{F}$, 그리고 생성항 벡터, $\mathbf{S}$는 각각 다음과 같다.

$$\mathbf{U} = [h, hu]^T \tag{14b}$$

$$\mathbf{F} = [hu, hu^2 + gh^2/2]^T \tag{14c}$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f \tag{14d}$$

여기에서 $\mathbf{S}_0$와 $\mathbf{S}_f$는 각각 바닥 경사와 마찰에 의한 생성항으로 다음과 같다.

$$\mathbf{S}_0 = \left[0,\ -ghb_x\left(1-\frac{\tan^2\beta}{1+\tan\alpha\tan\beta}\right)\right]^T \tag{14e}$$

$$\mathbf{S}_f = \left[0,\ -S_f\right]^T \tag{14f}$$

Eq. (14)를 임의의 검사체적, Ω에 대해 Gauss의 발산 정리를 이용하여 적분하면 다음과 같다.

$$\iint_{\Omega} \mathbf{U}_t\, d\Omega + \oint_{\partial\Omega} \mathbf{F}(\mathbf{U})\cdot d\mathbf{n} = \iint_{\Omega} \mathbf{S}(\mathbf{U}) d\Omega \tag{15}$$

여기에서 $\mathbf{n}$은 경계, $\partial\Omega$에서 외부로 향하는 단위 법선 벡터이다.

Eq. (15)를 Fig. 2와 같은 격자 배치에서 $x_{i-1/2}$와 $x_{i+1/2}$에 위치한 두 변으로 이루어진 격자, i에 대해 적용하면, 이산화된 방정식을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\dot{\mathbf{U}}_i = \mathbf{S}(\mathbf{U}_i) - \frac{\mathbf{F}_{i+1/2}-\mathbf{F}_{i-1/2}}{\Delta x_i} \tag{16}$$

여기에서 $\Delta x_i = x_{i+1/2} - x_{i-1/2}$ 그리고 $\dot{\mathbf{U}}$은 시간에 대한 $\mathbf{U}$의 도함수이다.

$x_{i+1/2}$에 위치한 격자의 한 변에 대해 Riemann 문제는 다음과 같은 1차원 쌍곡선형 미분방정식의 초기치 문제이다(Lee and Lee, 1998).

$$\mathbf{U}_t + [\mathbf{F}(\mathbf{U})]_x = \mathbf{0} \quad \mathbf{U} = \begin{cases} \mathbf{U}_i & x < x_{i+1/2} \\ \mathbf{U}_{i+1} & x > x_{i+1/2} \end{cases} \tag{17}$$

Eq. (17)을 풀기 위한 근사 Riemann 해법으로 HLL형(HLL-type) 기법 중에서 가장 최근에 제안되었으며 van Leer(2006)에 의해 가장 효율적인 기법으로 알려진 HLLL 기법을 적용하였다. HLLL 기법의 이론에 대해서는 Linde (2002)의 연구에서 참조할 수 있으며, Hwang and Lee (2012)는 천수방정식에 대해 HLLL 기법을 처음으로 적용한 바 있다.

공간에 대한 2차 정확도의 해를 확보하기 위해 van Leer (1979)가 제안한 MUSCL(Monotonic Upstream-centered Scheme for Conservation Laws)을 이용하여 $x_{i+1/2}$에서 다음과 같이 재구축한다.

$$\mathbf{U}_{i+1/2} = \mathbf{U}_i + \frac{1}{2}\mathbf{s}_i \Delta x_i \tag{18}$$

여기에서 $\mathbf{s}_i$는 인접 격자의 보존변수가 고려된, 격자 내 보존변수의 경사로서 van Leer 제한자를 적용하여 물리적으로 타당한 값이 되도록 제한하였다. 또한, 시간에 대한 2차 정확도의 해를 얻기 위해 Eq. (16)에 2차 Runge-Kutta 방법을 적용하였으며, 계산 시간을 줄이기 위해 수정 단계에서만 Riemann 해법이 적용되는 MUSCL-Hancock 기법을 사용하였다(van Leer, 2006).

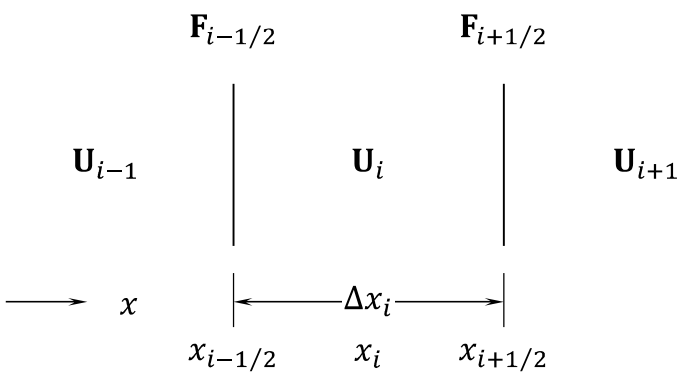


Fig. 2. Layout of Computational Grids

(3) 적 용

① 선평형성 검토

Eq. (16)을 해석할 때, 근사 Riemann 해법에서 계산되는 흐름률 항과 생성항의 선평형성(well-balancedness)을 검토할 필요가 있으며, 경사면에서 선평형성은 정상 상태에서 초기 정수(still water)의 지속 여부를 통해 확인될 수 있다(Bermudez and Vázquez, 1994). Hwang (2013a)은, Begnudelli and Sanders (2006)가 일부만 잠기는 격자(Partially Submerged Cell, PSC)에 대해 제안한, 체적-자유수면 관계(Volume/Free-surface Relationship, VFR)를 Eq. (4)에 적용하였을 때, 경사면에 대한 선평형성이 확보됨을 이미 밝힌 바 있다. 따라서 추가된 압력 수정항에 의한 영향만을 살펴보면, 정수에 대해 그 항의 $\partial\eta/\partial x = 0$ 이 되므로 Eq. (12)의 압력 수정항이 수치해법의 선평형성에 미치는 영향이 전혀 없음을 쉽게 알 수 있다.

선평형성을 실제로 검증하기 위해 Aureli et al.(2008)이 다음과 같이 제안한 [-10 m $\leq x \leq$ 10 m] 구간의 포물선형 융기(parabolic bump) 문제에 모형을 적용한다.

$$b(x) = \begin{cases} b_c\left(1 - \dfrac{x^2}{4}\right) & -2\,\mathrm{m} \leq x \leq 2\,\mathrm{m} \\ 0 & \text{elsewhere} \end{cases} \tag{19}$$

여기에서 b_c는 융기의 높이로 0.8 m이다. 이때, 바닥 경사는 0에서 8/10 사이의 범위에 있으며, 평균 경사는 4/10 (> 1/10)로서 대경사이다.

계산 영역을 0.1 m 크기의 계산 격자로 분할하여 마찰이 없는 수로 전체에서 유속이 없고 수위가 1.0 m로 융기가 완전히 잠긴 경우와 0.5 m로 일부 드러난 경우에 대해 각각 모의하였다. 이때, 직전 단계의 수심에 대한 상대오차가 1 × 10-6보다 작으면 정상 상태에 도달한 것으로 보았다. 그 결과들을 Figs. 3 and 4에 각각 보였으며, 그림에서 실선은 초깃값이고 동그라미는 모의 결과이다. 그림에서 알 수 있듯이, 두 경우 모두에 대해 초깃값과 잘 일치되므로, 경사면에 대해 VFR 기법이 적용되었을 때, 압력 수정항이 포함된 Eq. (12)의 선평형성이 확인된다.

② 포물선형 융기에서 배수의 경우

대경사 수로에서 흐름의 거동을 살펴보기 위해 Eq. (19)의 포물선형 융기 위로 수위 1 m인 정수 상태의 물이 하류 경계(x=10 m)로 갑자기 빠져나가는 경우에 대해 모의하였다. 이를 위해 상류 경계(x=-10 m)에서 개방 경계조건을 부여하고, 하류 경계에서는 계속적인 댐 붕괴 흐름을 만들기 위해 수위를 영으로 두었다. 따라서 융기의 하류에서 물이 급작스럽게 빠져 완전히 사라지고, 그 상류에서는 월류에 의해 수위가 낮아지다가 융기의 정점에 맞추어 정체될 것이다. 이때, 계산 시간의 간격은 5 ms이고, Hwang (2013a)에 따라 수심이 1 μm보다 작으면 영으로 강제하였다.

Fig. 5(a)는 압력 수정항이 없는 Eq. (4)의 운동량 방정식을 이용한 Hwang (2013a)의 결과이고, Fig. 5(b)는 압력 수정이 고려된 Eq. (12)에 의한 것이다. 두 그림에서 융기의 상류에서 수위의 거동은 거의 같으나, 그 하류에서는 약간 다름을 알 수 있다. 둘 사이에서 가장 큰 차이를 보이는 것은 하류에서 도수의 진행 속도로서 압력 수정항이 없는 경우의 속도는 25 s 동안 진행된 도수 위치의 차이가 약 1.7배일 정도로 더 빠르다. 이것은, 2.1절에서 검토한 바와 같이, 압력 수정항에 의해 바닥 경사 생성항의 영향이 줄어 융기의 순경사면에서 유속이 감소되기 때문이다.

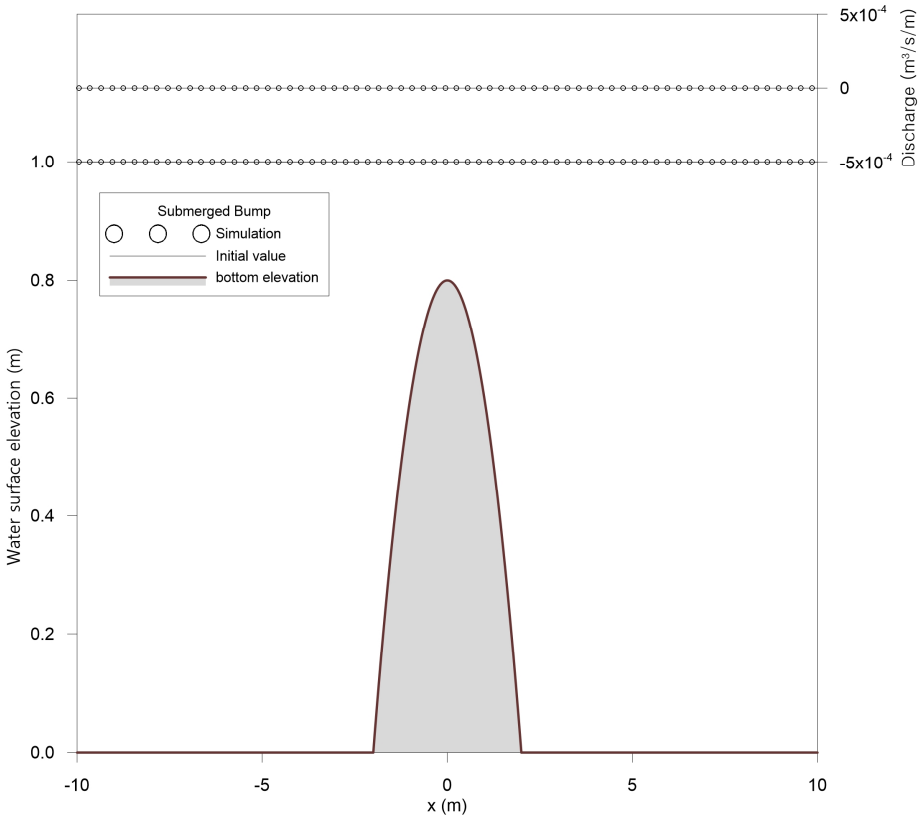


Fig. 3. Submerged Bump in the Still Water

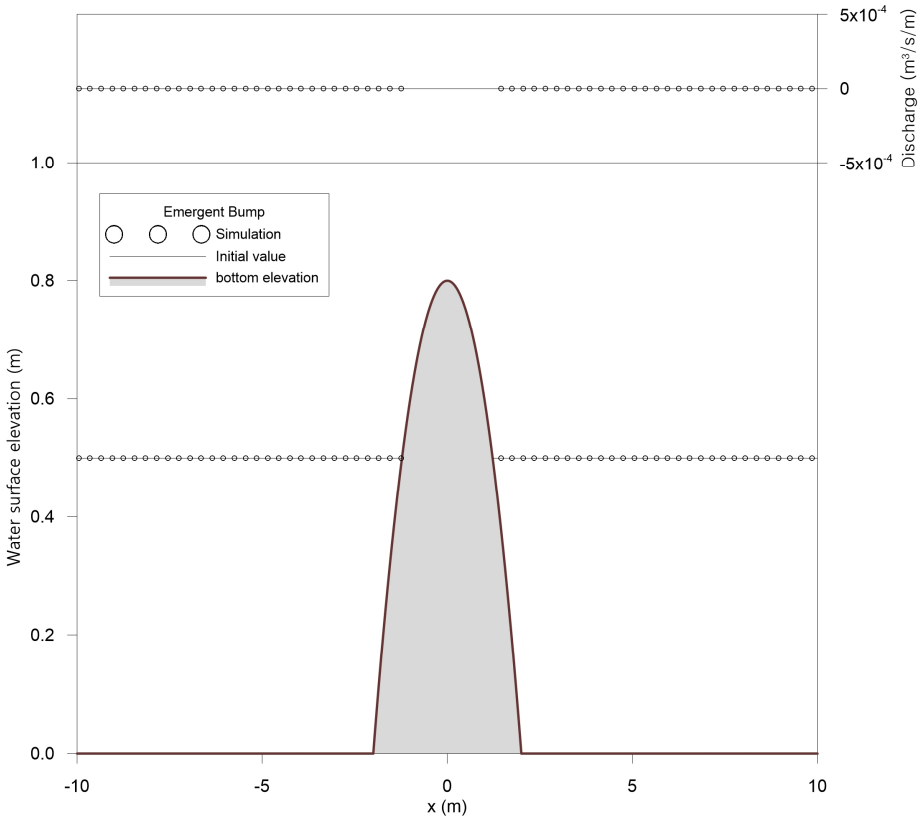
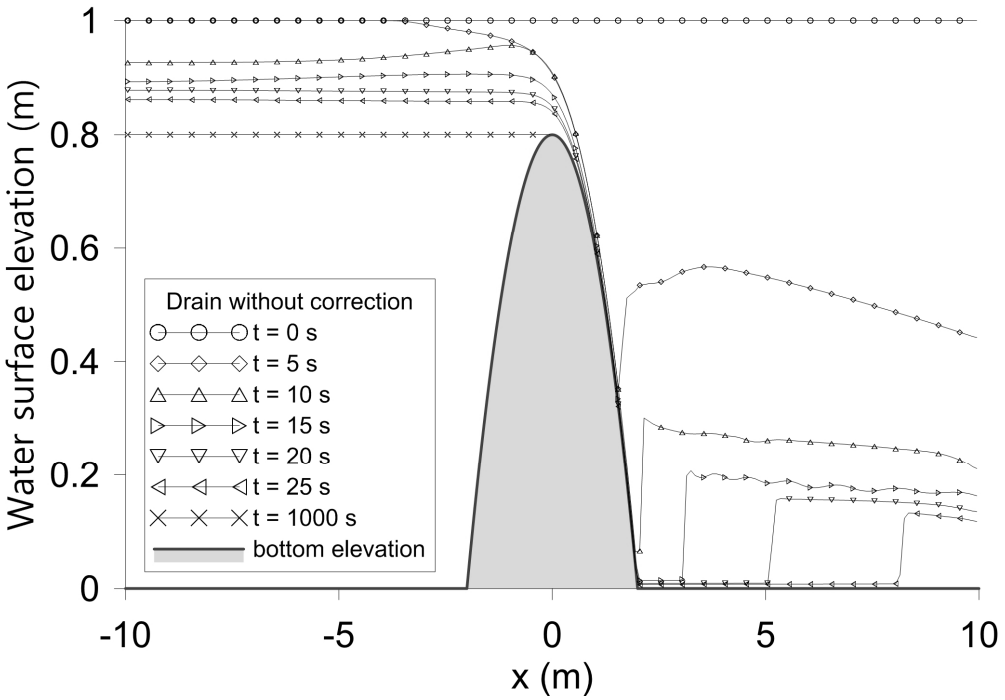
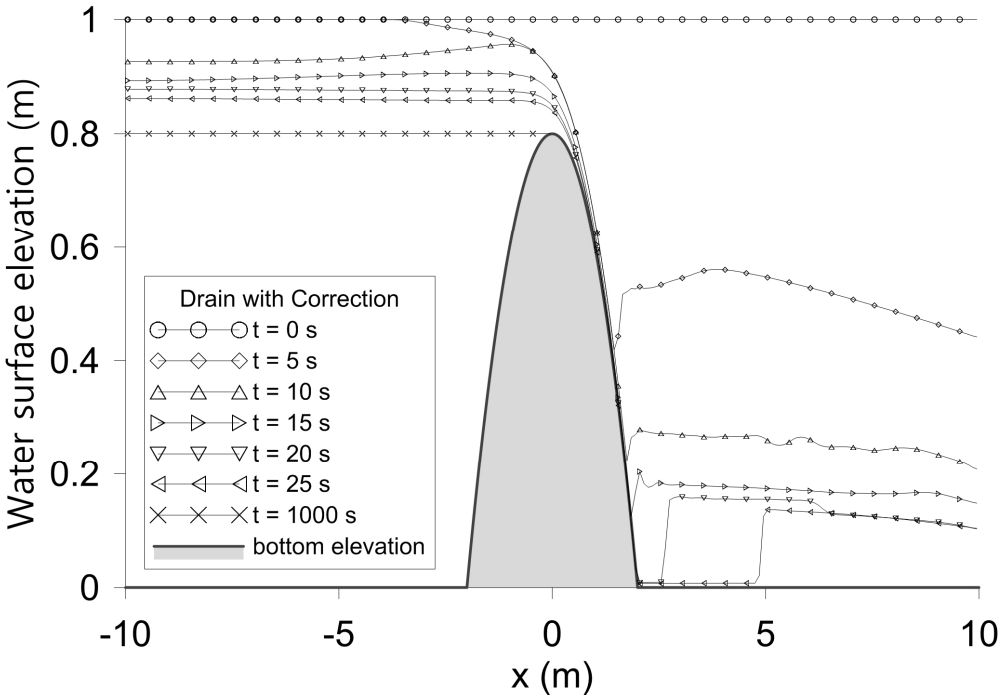


Fig. 4. Emergent Bump in the Still Water



(a) without the pressure correction



(b) with the pressure correction

Fig. 5. Drain Case of a Bump

Fig. 6은 융기의 하류 끝(x=1.95 m)에서 유속과 Froude 수를 나타낸 그림이다. 그림에서 빈 동그라미와 함께 나타낸 실선은 압력 수정이 고려된 결과이고 채운 동그라미와 함께 나타낸 실선은 그렇지 않은 경우이다. 또한, 비교를 위해 Fruode 수, 1에 대해 점선으로 나타내었다. 그림으로부터 융기의 하류 끝 유속의 상당한 저하가 있음을 알 수 있다. 즉, 압력 수정항이 고려된 모형의 결과는 그렇지 않은 경우에 비해 대체로 상류(subcritical flow)의 상태가 더 오래 지속되고 유속은 훨씬 작다. 압력 수정이 고려된 결과에서, 8 s에서 보이는 유속의 큰 변동은 잠긴 도수의 발생으로 바닥 경사항의 영향이 오히려 더 커졌기 때문이다. 또한, 12 s와 16 s 사이에서 나타나는 유속의 진동은 Froude 수가 한계류(critical flow)에 근접하여 흐름이 매우 불안정하기 때문인 것으로 보이나, 수치해의 불안정성과 관련되는 지에 대해서는 분명하지 않다.

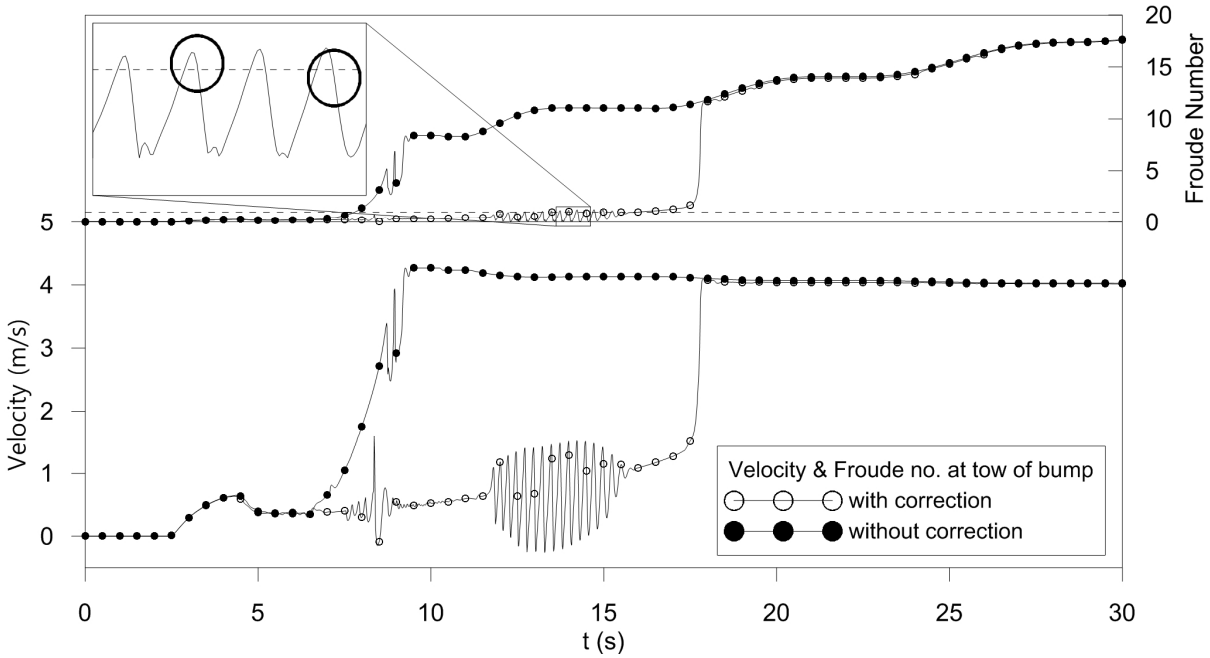


Fig. 6. Velocity and Froude Number at the Tow of Bump

③ 삼각형 턱을 지나는 댐 붕괴 흐름

Soares-Frazão (2007)는 Fig. 7과 같이 길이 5.6 m의 실험 수로에서 상류 저수지와 하류 웅덩이에 물을 채워 저수지의 붕괴에 의한 흐름이 높이 0.065 m의 삼각형 턱(bottom sill)을 지나는 실험을 수행하였다. 이때, 경사는 1.4/10 (> 1/10)로 포물선형 융기에 비해 작은 편이나 대경사의 영향이 나타날 것으로 보인다. 45 s 동안의 실험에서 수위의 직접 측정과 함께 턱이 있는 구간에서는 수위의 종방향 변화를 살펴보기 위해 고속 CCD 카메라를 이용한 촬영이 이루어졌다.

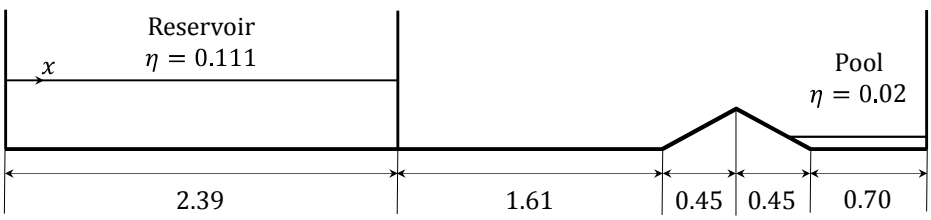


Fig. 7. Experimental Set-up and Initial Conditions (in meters)

Fig. 8은 1.8, 3.0, 그리고 3.7 s일 때 정지 영상과 디지털 영상분석에 의한 수면곡선을 각각 나타낸 그림이다. 그림에서 노란색 네모로 표시된 점이 영상분석에 의한 수면이다. Fig. 8(a)에 보이듯이, 초기에는 흐름이 저수지로부터 댐 붕괴에 의해 분류(jet)처럼 진행된다. 턱의 역경사면에서 단파(bore)가 발생되어 그 상류로 전파되고, 월류된 일부는 턱의 순경사면에 의해 가속되어 웅덩이에서 하류 끝의 벽에서 반사된다(Fig. 8(b) and 8(c) 참조).

압력 수정이 고려되지 않은 Eq. (4)의 운동량 방정식을 이용한 Hwang (2013a)의 결과도 실험 결과와 비교하였으며, 그림에서 붉은색 실선으로 나타내었다(Fig. 8). 모의된 수면곡선은 영상분석 결과와 대체로 일치하나, 턱의 역경사에서 발생되는 단파의 이동 속도가 실험 결과에 비해 과대 추정되는 것으로 나타난다. 따라서 턱에 반사되는 흐름이 실험에 비해 더 많고 턱을 넘는 월류는 비교적 적다 (Hwang, 2013a).

압력 수정항이 있는 모형을 Soares-Frazão (2007)의 실험 결과 및 Hwang (2013a)의 모의 결과와 비교하였다. 이를 위해 모의 조건을 Hwang (2013a)의 조건과 일치시켰으며, 그림에서 압력 수정이 고려된 결과를 파란색 실선으로 나타내었다. 초기에는 흐름이 분류처럼 진행되어 수심이 매우 작으므로 경사에 의한 영향이 크지 않을 것이다. 결국, Fig. 8(a)에서 보이듯이, 모의 결과 사이에서 압력 수정항의 고려 유무에 따른 차이가 거의 없어 두 결과는 서로 중첩되어 있다.

그러나 턱의 역경사면에서 발생된 단파가 상류로 전파되는 3.0 s에서 압력 수정항의 고려 유무에 따른 이동 속도의 차이가 나타난다(Fig. 8(b) 참조). 압력 수정이 고려된 모형의 결과가 디지털 영상분석에 의한 수위에 더 근접함을 알 수 있다. Fig. 8(c)에서도 압력 수정항이 있는 모형의 결과가 상류로 진행되는 단파에 더 잘 포착된다. 또한, 턱을 넘어가는 흐름의 수심도 압력 수정이 고려되지 않은 모형에 비해 수심이 약간 더 크다. 따라서 압력 수정항이 없는 모형에 비해 압력 수정이 고려된 모형의 결과가 턱에 반사되는 흐름은 더 적고 월류는 더 많아 실험 결과에 잘 부합됨이 확인된다.

(4) 결론

대경사 수로의 부등류에 대해 적용될 수 있도록 수정된, 새로운 정수압 분포를 유도하고 이를 천수방정식에 적용하여 대경사를 지나는 천수 흐름을 보다 정확하게 해석할 수 있는 유한체적 모형을 개발하였다. 모형에서 흐름률 항에 대해 HLLL 기법을 적용하였으며, PSC를 고려하기 위해 VFR를 이용하여 모형을 구성하였다. 이를 대경사를 지나는 천수 흐름에 적용하여 몇 가지 문제를 검토하였으며, 도출된 결론은 다음과 같다.

① 대경사의 영향이 보다 정확하게 고려될 수 있는, 새로운 압력 수정항을 유도하였다. 천수방정식에서 압력 수정항과 바닥 경사 생성항의 상호 작용에 대해 토의하였으며, 잠긴 도수나 처내림과 같은 특이한 현상을 제외하고는, 그 항에 의해 바닥 경사 생성항의 영향이 대체로 감소됨을 알 수 있었다.

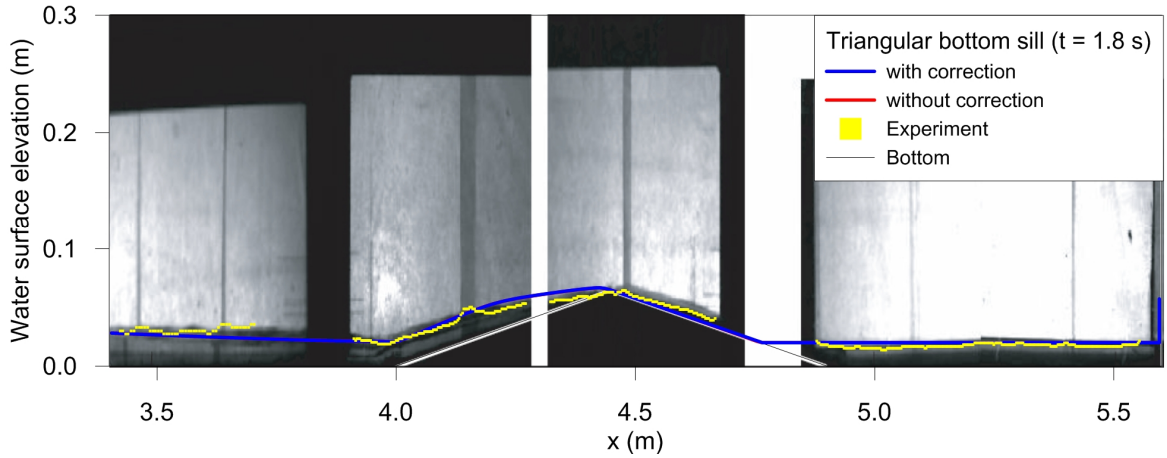
② 천수방정식에 압력 수정항을 추가하여도 경사면에 대한 선평형성에 미치는 영향이 없음을 입증하였으며, 포물선형 융기의 정수 문제에 모형을 적용하여 선평형성이 충족됨을 보였다.

③ 포물선형 융기의 배수에 대한 모의에서 압력 수정항의 유무에 따른 차이가 드러났다. 압력 수정을 고려하는 모형에서 바닥 경사 생성항의 영향이 줄어들어 융기의 하류에서 도수의 진행 속도가 크게 감소됨이 확인되었다. 융기의 하류 끝에서 유속과 Froude 수의 변화를 살펴보았을 때, 압력 수정항이 추가된 모형의 결과가 그렇지 않은 경우에 비해 상류 상태가 더 오래 지속되고 유속도 큰 폭으로 감소되었다.

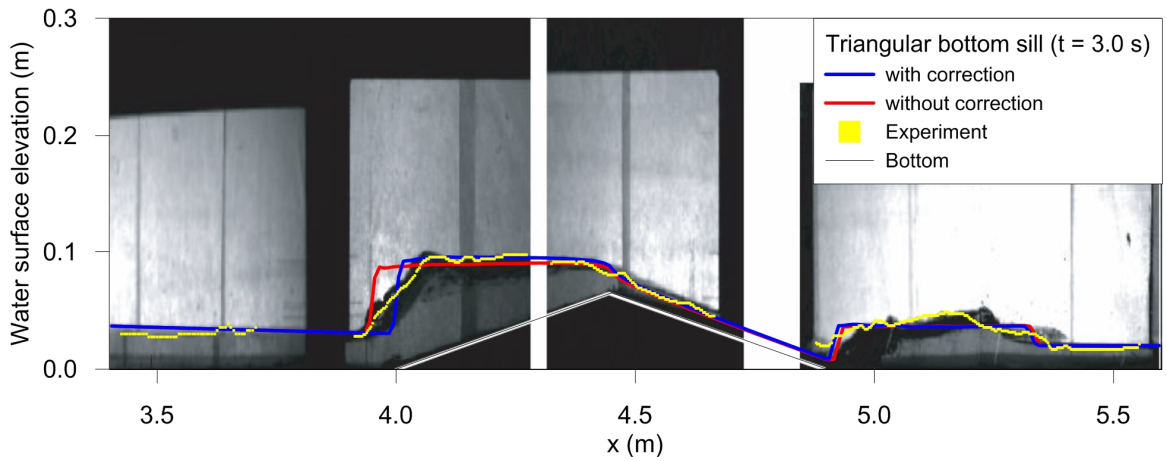
④ 삼각형 턱을 지나는 댐 붕괴 흐름에 대한 모의에서 압력 수정항이 추가된 모형으로 디지털 영상분석에 의한 수면을 압력 수정이 고려되지 않은 모형보다 더 잘 포착할 수 있음을 확인하였다.

압력 수정항이 추가된 덕분에 턱에 반사되는 흐름은 줄어들고 월류는 늘어 모의 결과가 실험 결과에 잘 부합되었다.

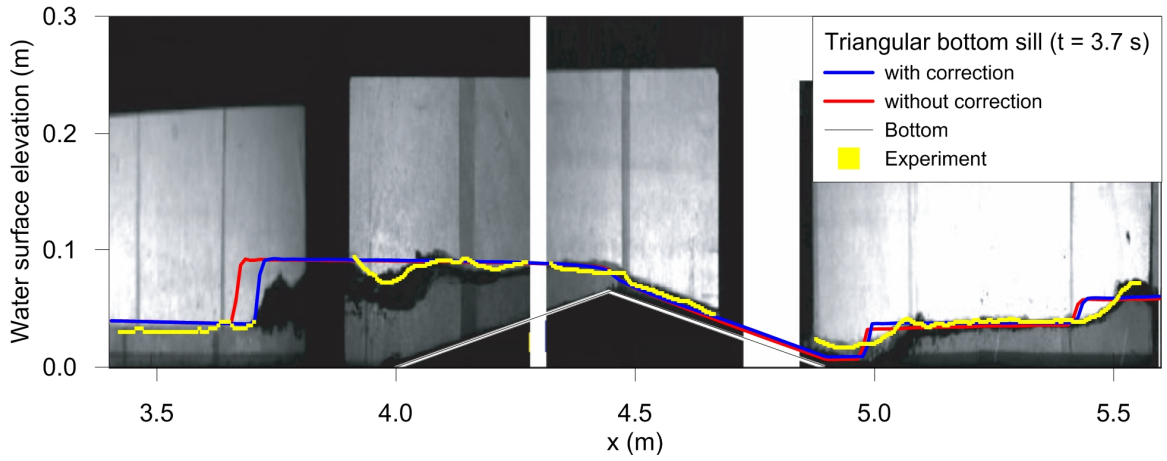
이 연구에서 개발된 모형으로 댐에서 여수로 흐름이나 해안에서 처오름(run-up) 등 실제 현상에 대한 실용적인 해석에 한걸음 다가갈 수 있을 것으로 기대된다.



(a) $t = 1.8\mathrm{s}$



(b) $t = 3.0\mathrm{s}$



(c) $t = 3.7\mathrm{s}$

Fig. 8. Water Surface Profiles of Experiment (digital imaging) and Simulations

나. 측면 위어를 넘나드는 천수 흐름에 대한 2차원 수치모의

- ○ 불연속 하천구조물의 대표적인 사례로 홍수 때 하천의 본류에서 저류지로 흐름을 분기하기 위한 직립의 측면 위어에 대해 모형을 검증함
- ○ 측면 위어를 통해 본류와 저류지 사이의 흐름 교환에 대한 실험실 실험에 대해 모형을 적용하여 측정한 결과와 비교하여 모형의 성능을 검토함

(1) 서론

측면 위어(side weir)는 수로에서 흐름의 분기를 위해 그 측면에 설치되는 수리 구조물로서 하천, 저수지, 방수로, 상·하수도 등 다양한 시설에 적용된다(May et al., 2003; Hager, 2010). 하천에서 측면 위어의 대표적인 적용 사례로서 하천시설 중 하천 변에 설치되는 저류지를 들 수 있다. 즉, 홍수의 발생으로 하천의 수위가 어떤 기준보다 높아지면, 측면 위어를 통해 흐름의 일부를 돌려 저류지로 보냄으로써 본류의 부담을 줄이게 된다.

수리 설계에서 측면 위어를 도입할 때, 일반적인 위어와 마찬가지로, 그 형식과 제원에 적합한 유량계수(discharge coefficient)의 결정을 통해 수위-유량 관계를 수립하는 것이 관건일 것이다. 유량 계수는 측면 위어에 대한 수리학적 해석 이론과 실험 연구를 통한 월류 공식(overflow formula)에 의해 결정되어 저류지 등의 계획과 설계에 이용되며(Henderson, 1966; May et al., 2003; Hager, 2010), 그 개략적인 검토를 위해 월류 공식의 채택이 가능한 1차원 부등류 계산모형이 적용될 수 있다(Brunner, 2010).

그런데 측면 위어는, 일반적인 위어와 달리, 수로의 측면에서 월류가 형성되므로 흐름의 평면적 양상이 비교적 복잡하고 저류지의 용량에 따라 역류가 발생될 수도 있다. 따라서 설계안의 실질적인 검토나 홍수 방어능력 평가, 홍수 경계체계 수립 등 시설의 관리를 위해서는 수위-유량 관계를 정확하게 수립하는 것이 필수적일 것이다. 이를 위한 가장 직접적인 수단은 수리모형 시험이겠으나, 소요되는 시간과 비용이 상당하여 다양한 경우에 대한 시험이 쉽지 않다. 그 대안으로서 3차원 CFD (Computational Fluid Dynamics) 모형의 적용이 제안되나(May et al., 2003), 이것 또한 적지 않은 시간과 비용이 요구된다.

측면 위어는 주로 수로의 바닥에 직각 또는 급경사를 이루어 그 변에 설치되므로 3차원 해석이 자연스럽겠으나, 수심적분 2차원 모형의 적용 사례도 없지 않다(Park, 2002; Fukuoka et al., 2007; Choi and Ahn, 2011; Cho et al., 2014; Lee et al., 2014). 수심적분 2차원 모형으로 직립인 구조물에 대해 직접 해석하는 것이 불가능하므로 경사로 완화하는 것이 불가피한 단점이 있으며, 연직 방향의 흐름 정보를 획득할 수 없는 한계가 있다. 그러나 3차원 수치모의에 비해 소요되는 계산 격자의 수가 현저하게 적으므로 동일한 계산 영역에 대해 계산 시간을 크게 줄이거나 같은 시간 동안 훨씬 넓은 영역에 대해 모의할 수 있는 장점이 있다.

2차원 수치모의를 위해 수심적분된 2차원 천수방정식을 지배방정식으로 두고 수치해법으로 주로 ADI (Alternating Direction Implicit) 기법이 채택되었으나, 최근 들어 근사 Riemann 해법도 적용되고 있다(Lee et al., 2014). 가상의 수로나 저류지에 대해 모의하거나(Park, 2002; Choi and Ahn, 2011) 실제의 저류지에 대해 1차원 모형과 연계하는 경우(Choi and Ahn, 2011; Lee et al., 2014), 대체로 직립 상태인 측면 위어에 대해 월류 공식을 사용하기도 한다. 그러나 실제 현장의 저류지를 대상으로 모의하는 경우, 측면 위어는 대부분 완경사의 월류제 형태이기도 하여 별도의 월류 공식을 이용하지 않고 측면 위어를 지형으로 간주하여 계산 영역에 포함하게 된다(Fukuoka et al., 2007; Cho et al., 2014). 상업용 모형인 CCHE2D를 적용한 Cho et al. (2014)의 연구를 제외하면, 측면 위어에 대한 2차원 수치모의를 위해 개발된 모형이 적용되었다.

월류 공식이 적용된다면, 측면 위어의 월류량에 대한 수치모의의 정확도는 모형 자체의 정확도보다는 월류 공식의 그것에 의존될 가능성이 크다. 그런데 대부분의 월류 공식은 측면 위어의 길이 전체에 단일하게 적용되므로(Henderson, 1966; Hager, 2010) 2차원 해석에서 측면 위어 위의 계산 격자에 일률적으로 적용되기에 미흡한 측면이 있다. 또한, 월류 공식을 사용하지 않고 2차원 수치모형을 적용하더라도, 월류량이 적절하게 계산되는지 확인하기 위해 측면 위어를 지나는 흐름에 대한 수위-유량 관계가 먼저 검토되어야 할 것이다. 그러나 기존의 연구를 살펴보면, 2차원 수치모의 결과를 실험실 실험이나 현장 관측 성과에 의한 측면 위어의 유량 계수와 비교를 통해 개발된 모형을 검증한 사례를 찾아보기 어렵다. 따라서 이 연구에서는 측면 위어로 연결된 수로와 저류지에 적용할 수 있는 수심적분 2차원 수치모형을 실험실 실험결과와 비교를 통해 모형을 검증하고자 한다.

(2) 수치 모형과 검증

① 수치 모형

지배방정식은 다음과 같이 2차원 평면, (x,y)에서 정의되는 천수방정식이다(Weiyan, 1992).

$$\mathbf{U}_t + \mathbf{F}(\mathbf{U})_x + \mathbf{G}(\mathbf{U})_y = \mathbf{S}(\mathbf{U}) \tag{1a}$$

여기에서, 아래 첨자 t 그리고 x와 y는 각각 시간과 공간에 대한 편미분을 의미하고, 보존변수(conservative variable)의 벡터, $\mathbf{U}$, x 방향의 흐름률(flux) 벡터, $\mathbf{F}$, y 방향의 흐름률 벡터, $\mathbf{G}$, 그리고 생성항 벡터, $\mathbf{S}$는 각각 다음과 같다.

$$\mathbf{U} = [h, hu, hv]^T \tag{1b}$$

$$\mathbf{F} = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv]^T \tag{1c}$$

$$\mathbf{G} = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2]^T \tag{1d}$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f \tag{1e}$$

여기에서, h는 수심, u는 x 방향 유속, v는 y 방향 유속, g는 중력가속도, 그리고 $\mathbf{S}_0$와 $\mathbf{S}_f$는 각각 바닥 경사와 마찰에 의한 생성항으로 다음과 같다.

$$\mathbf{S}_0 = \left[0,\ -ghb_{x,}\ -ghb_y\right]^T \tag{1f}$$

$$\mathbf{S}_f = \left[0, -n^2 gh^{-1/3} u\sqrt{u^2+v^2}, -n^2 gh^{-1/3} v\sqrt{u^2+v^2}\right]^T \tag{1g}$$

여기에서, b는 바닥 표고 그리고 n은 Manning의 조도계수이다.

Eq. (1)에 대한 수치해법으로 유한체적법(finite volume method)을 적용하고 흐름률을 정확하게 계산하기 위해 근사 Riemann 해법의 일종인 HLLL 기법을 채택하였다. 이 기법은 HLL형(HLL-type) 기법 중에서 가장 최근에 제안되었으며, 그 중에서 가장 효율적인 것으로 알려져 있다(van Leer, 2006). HLLL 기법에 대한 보다 자세한 사항에 대해 Linde (2002), 그 외의 HLL형 기법들과 비교에 대해 Hwang and Lee (2012)의 연구에서 참조할 수 있다. 공간에 대한 2차 정확도의 해를 확보하기 위해 van Leer (1979)가 제안한 MUSCL (Monotonic Upstream-centered Scheme for Conservation Laws)을 이용하였다. 또한, 시간에 대한 2차 정확도의 해를 얻기 위해 2차 Runge-Kutta 방법을 채택하였으며, 계산 시간을 줄이기 위해 수정 단계에서만 근사 Riemann 해법이 적용되는 MUSCL-Hancock 기법을 사용하였다(van Leer, 2006). 계산 시간의 간격은 Batten et al. (1996)의 안정조건에 맞추어 조정되며, 적용된 수치모형에 대한 보다 자세한 사항을 Hwang and Lee (2011)와 Hwang (2013a)의 연구에서 참조할 수 있다.

② 측면 위어로 연결된 수로와 저류지에 대한 실험실 실험

Kim (2013)은 Fig. 1과 같이 2 m 길이의 측면 위어로 연결된 폭, 0.8 m의 사각형 수로와 10 m ×

4 m의 사각형 저류지에 대해 부정류 실험을 수행하였다. 실험 수로의 하류 단면, No. 0으로부터 상류 단면, No. 16까지 바닥 경사는 0.0015이고 그 위에 설치된 측면 위어의 마루(crest) 표고는 실험 표고의 기준이 되는 단면, No. 0로부터 0.282 m이다. 저류지의 바닥 표고는 단면, No. 0의 표고와 동일하며, 그 하류에 측면 위어의 월류량을 측정하기 위해 사각 위어가 설치되었다. 그 외의 경우에 대해 저류지 하류로 흐름은 차단되었다. 상류 끝으로 들어오는 유량을 Fig. 2에 유량 수문곡선으로 보였으며, 하류 단면 No. 0으로 나가는 흐름은 Fig. 3의 수위-유량 관계로부터 파악될 수 있다. 실험 수로에서 단면, No. 3의 중앙과 저류지 내에서 4 개 정점, S1, S2, S3, 그리고 S4에 초음파 수위계가 설치되어 수위가 동시에 측정되었다.

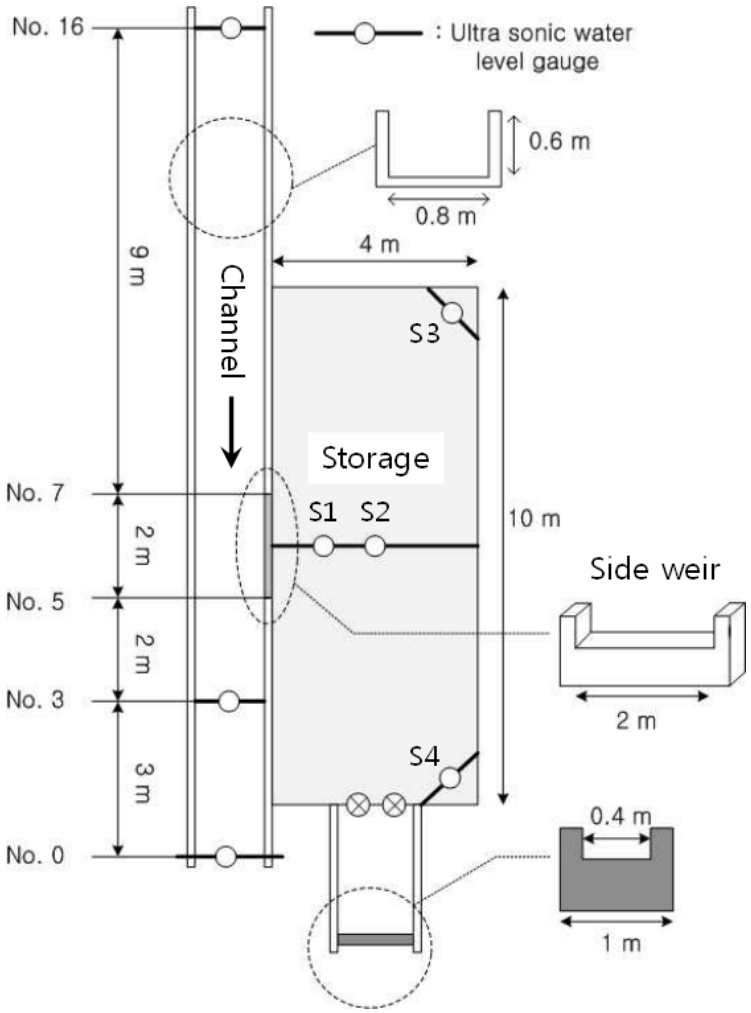


Fig. 1. Experimental Flume with Storage (Kim, 2013)

측면 위어에 대한 수위-유량 관계는 일반적인 위어와 마찬가지로 유량 계수, C_f를 이용하여 다음과 같이 나타낼 수 있다(Henderson, 1966; Brunner, 2010).

$$Q = C_f L H^{3/2} \tag{2}$$

여기에서 Q는 측면 위어를 넘어가는 총유량, L은 측면 위어의 길이, 그리고 H는 위어에서 수두(head)이다. Eq. (2)에서 수두는 측면 위어의 마루 바로 위 또는 그 근방의 값이어야 하나(Henderson, 1966), Kim (2013)은 이것을 수로 단면 No. 6의 중앙에서 측정된 수위로부터 측면 위어의 마루 표고를 뺀 수심(h)으로 대체하였다. 유량 계수를 결정하기 위해 유량의 규모가 0.0034 ~ 0.0146 ㎥/s인 범

위에서 12회에 걸쳐 정상상태의 실험이 이루어졌으며, 측면 위어 위의 수심과 저류지 하류의 위어로 빠져나가는 유량이 측정되었다. 측정 자료로부터 선형 회귀분석을 통해 결정된 유량 계수, C_f는 1.35이다 (Kim, 2013). 또한, Kim (2013)은 실험 수로에서 Manning의 조도계수를 추정하기 위해 세 가지 서로 다른 규모의 유량에 대한 정상상태의 실험을 수행하였으며, 수로 내 6개 단면에서 측정 수위와 부등류 계산에 의한 그것의 비교를 통해 n을 0.014로 추정하였다. 이어지는 수치모의의 모든 경우에 대해서도 이 값을 그대로 적용한다.

실험은 저류지로 월류가 없는 경우와 더불어 저류지의 저류 용량에 따른 다섯 가지 경우까지 모두 여섯 가지의 실험 경우에 대해 이루어졌으며, 실험의 상세한 조건에 대해서는 Kim (2013)의 연구를 참조할 수 있다. 수치모형의 검증을 위해 그 중에서 두 가지 실험 경우를 선정하였다. 측면 위어의 유량계수를 검증하기 위해 자유 월류(free overflow) 조건인 실험 경우, Case 2 그리고 수로와 저류지 사이의 복잡한 흐름의 재현을 살펴보기 위해 자유 월류를 통해 저류지의 저류 용량이 초과되면서 역류에 의해 측면 위어가 잠기는 경우(실험 경우, Case 3 ~ Case 6) 중에서 저류 용량이 가장 작은 실험 경우, Case 6이다.

실험실 실험에서 측면 위어는 수로와 저류지의 바닥에 직각을 이루어 설치되어 있으나, 수심적분 2차원 수치 모의에서는 이를 경사로 완화하는 것이 불가피하다. 그 값은 바닥 표고와 계산 격자의 크기에 따라 다소 차이가 있으나, 저류지가 없는 경우에는 상향으로 약 72°, 저류지가 있는 경우에는 보다 조밀한 계산 격자가 이용되어 상향과 하향으로 약 78°의 경사가 설정된다.

③ 측면 위어의 유량 계수에 대한 검증

실험 경우, Case 2는 저류지의 용량이 충분하여 수로에서 저류지로 한 방향의 자유 월류가 발생되는 조건이다(Kim, 2013). 저류지를 계산 영역에서 제외하더라도 측면 위어의 월류량을 파악하는데 아무런 문제가 없으므로 계산 영역을 수로와 측면 위어로 한정하여 542개의 삼각형 격자로 분할하였다. 수로의 상.하류 끝에서 경계조건을 부여하였는데, 상류 끝인 단면, No. 16에서 Fig. 2의 유량 수문곡선 그리고 하류 끝인 단면, No. 0에서 Fig. 3의 수위-유량 관계를 이용하였다. 또한, 초기조건을 실험조건에 맞추어 0 s에서 수위와 유량으로 두었다.

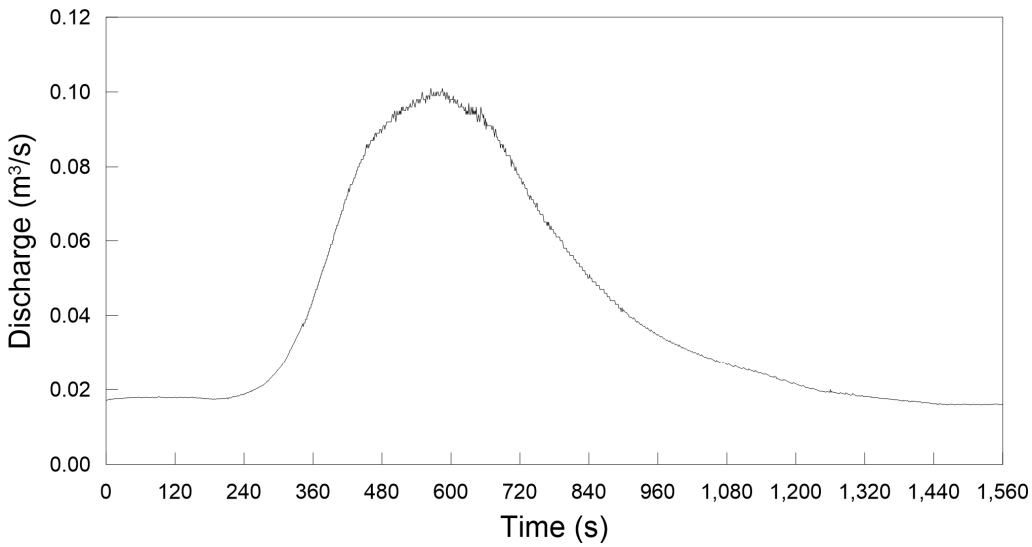


Fig. 2. Inflow Hydrograph at Section No. 16

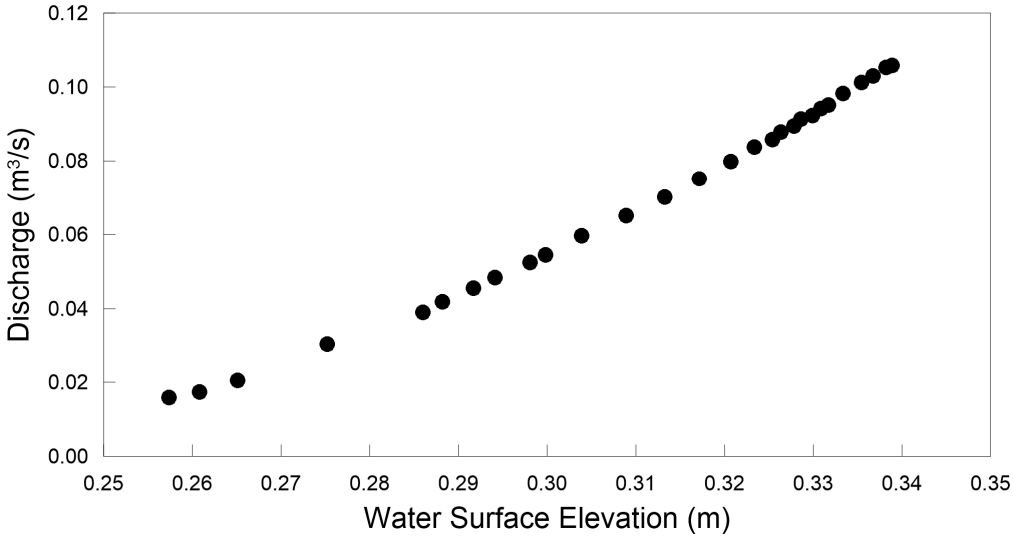
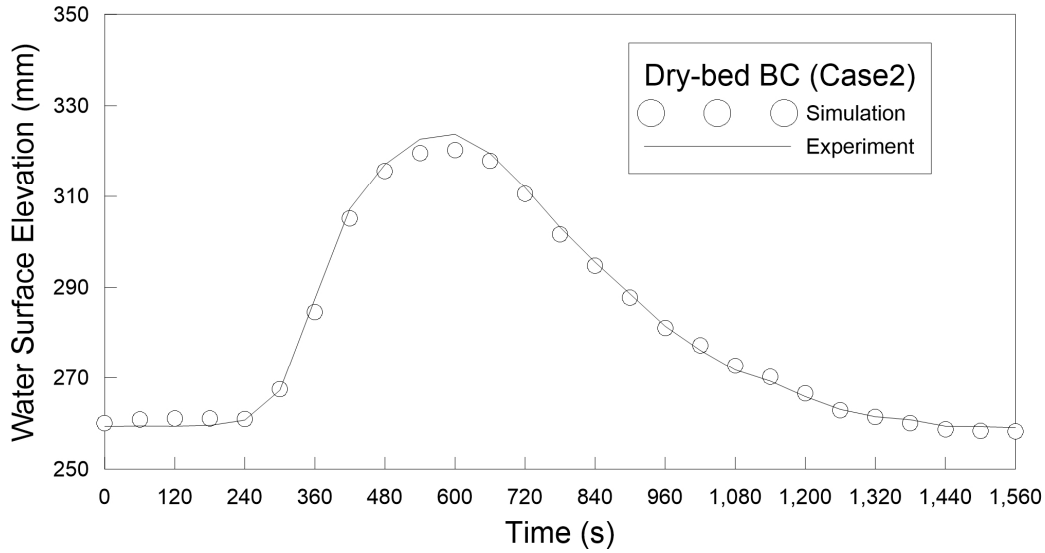


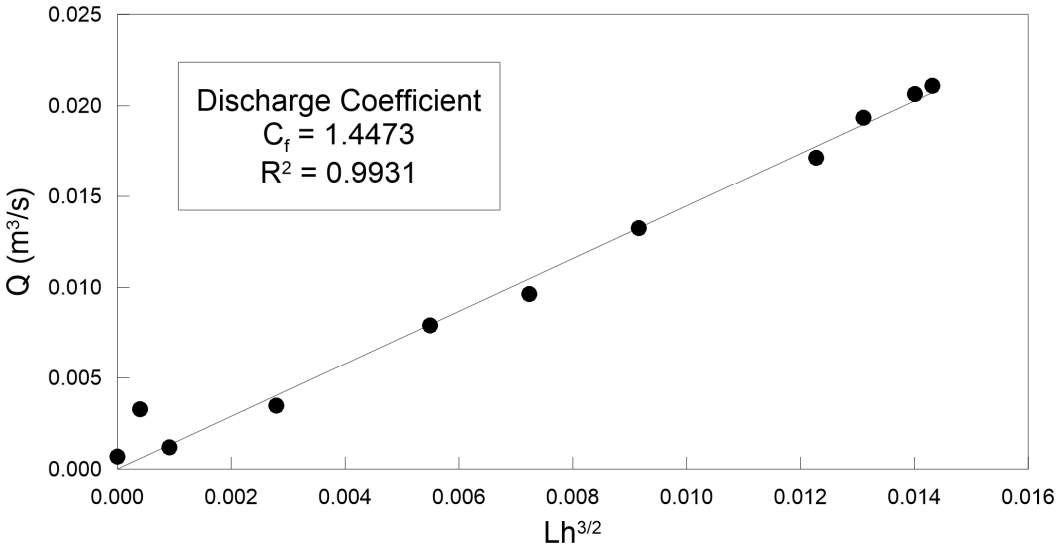
Fig. 3. Outflow Rating Curve at Section No. 0

실험 경우, Case 2의 자유 월류 조건을 재현하려면, 측면 위어의 가장자리에 인접한 가상 격자(ghost cell)에 부여할 경계조건에 대한 검토가 필요하였다. 먼저, 가상 격자에서 항상 물이 없는 상태(dry bed)를 유지하는 조건을 들 수 있다. 가장 단순한 조건이며, 강제 배수를 제외하면, 월류량이 가장 많을 것이다. 그러나 물이 자유 낙하(free fall) 되더라도 가장자리 인접부에 수맥(nappe)이 유지되는 실제 현상(Henderson, 1966)과 괴리가 있을 수 있다. 두 번째 조건은 가장자리에서 수심이 한계수심의 0.715배에 해당되는 사실(Henderson, 1966)로부터 그 가장자리 수심(brink depth)을 부여하는 것이다. 이 조건은 마른 바닥 조건보다 다소 완화된 것으로 그에 비해 월류량은 작을 것으로 예상된다.

측면 위어의 가장자리에서 두 가지 경계조건에 의한 모의 결과를 수로의 단면, No. 3의 중앙에서 수위와 측면 위어 위의 흐름에 대한 수위-유량 관계를 함께 Figs. 4 and 5에 보였다. 그림에서 보이듯이, 측면 위어 하류의 단면, No. 3에서 두 가지 경계조건에 의한 모의 수위(그림에서 원)가 실험의 그것(그림에서 실선)에 잘 부합됨을 알 수 있다. 마른 바닥과 가장자리 수심으로 경계조건을 부여했을 때, 측정 수위에 대한 RMS(Root Mean Square) 오차는 각각 1.5 ㎜와 1.3 ㎜였다. 두 조건 중에서 가장자리 수심 경계조건을 부여했을 때 유량 계수가 실험에 의한 그것에 가장 근접되었으며, 그 차이는 측정치의 약 4%에 불과하였다. 이로써 측면 위어의 월류량 계산에 수심적분 2차원 수치모형의 성공적인 적용이 확인된다.

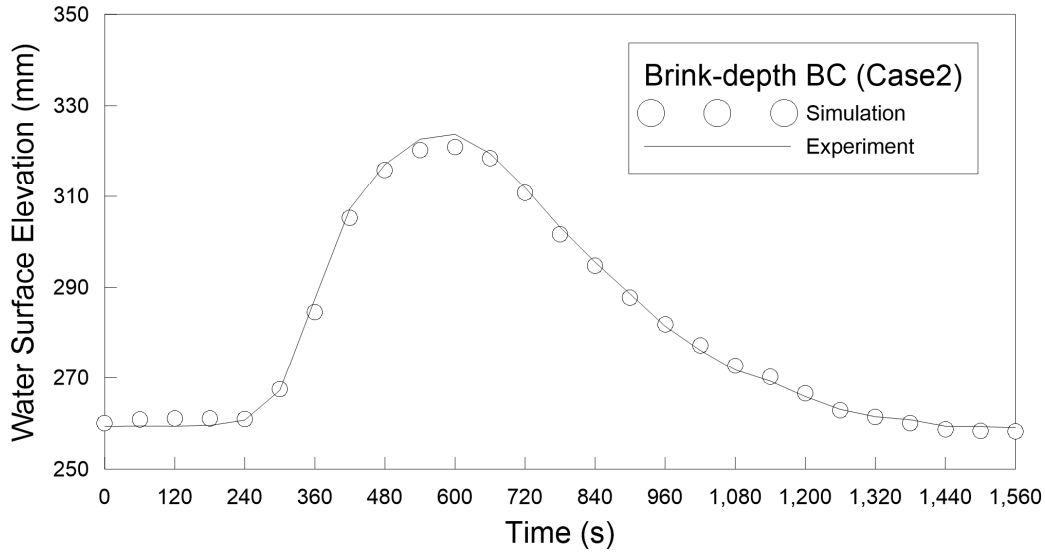


(a) Water surface elevations at Section No. 3

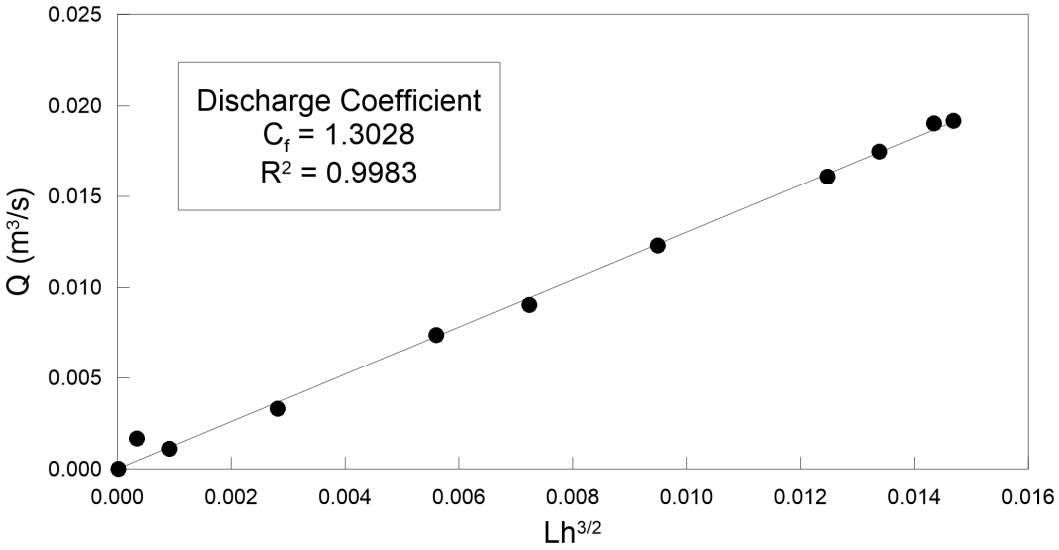


(b) Discharge coefficient of side weir

Fig. 4. Dry-bed Boundary Condition for Side Weir (Case 2)



(a) Water surface elevations at Section No. 3



(b) Discharge coefficient of side weir

Fig. 5. Brink-depth Boundary Condition for Side Weir (Case 2)

(3) 적 용

① 경계조건의 설정이 없는 측면 위어의 유량 계수

실험 경우, Case 6에서는 저류지로부터 수로로 역류에 의한 잠긴 흐름(submerged flow)이 발생되므로 수로와 저류지, 모두 계산 영역에 포함되어야 한다. 즉, 계산 영역 내에 있는 측면 위어에 대해 별도의 경계조건이 부여되지 않는다. 그러므로 실험 경우, Case 6에 대해 검토하기에 앞서 측면 위어에 아무런 경계조건이 설정되지 않을 때 월류량이 적절한지 따져볼 필요가 있다. 이를 위해 잠긴 흐름 없이 자유 월류만 발생되는 실험 경우, Case 2에서 측면 위어가 지형으로 간주되어 그것에 대해 어떠한 경계조건도 부여되지 않는 경우와 실험 결과를 비교한다.

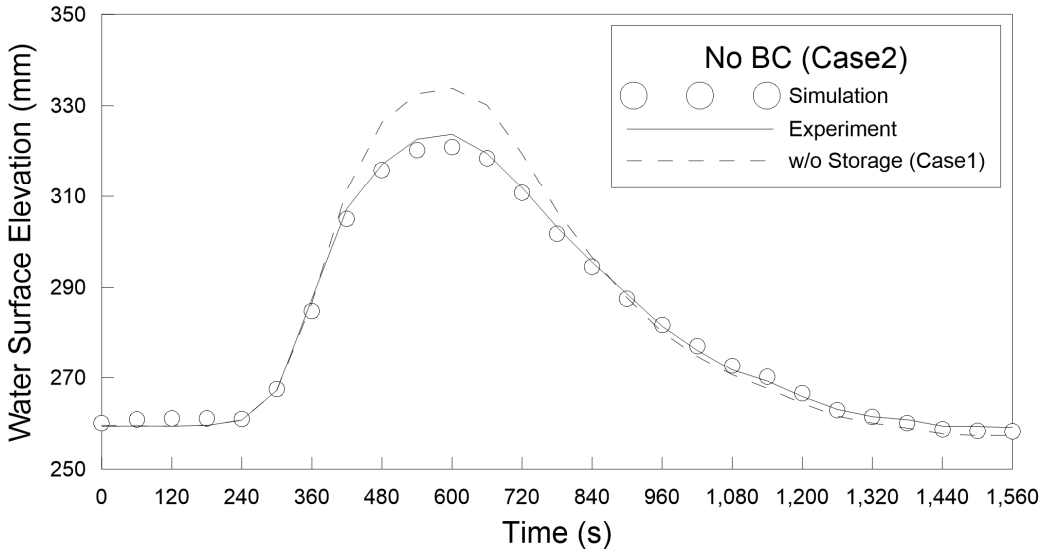
Fig. 6은, 측면 위어에 대한 경계조건이 없을 때, 단면, No. 3에서 수위의 변화와 유량 계수를 나타낸 그림이다. 그림에서 보이듯이, 모의 수위(그림에서 원)가 실험의 그것(그림에서 실선)과 잘 일치됨을 알 수 있으며, 측정 수위에 대한 RMS 오차는 1.3 ㎜이다. 또한, 측면 위어를 통해 저류지로 월류되지 않고 흐름이 수로에 한정되는 실험 경우, Case 1에서 측정된 수위(그림에서 점선)도 함께 보였으며, 수문곡선의 첨두가 떨어지는 저류 효과를 확인할 수 있다. 측면 위어에 대한 유량 계수는 1.39로서 실험 결과의 그것보다 약간 더 크나 측정치에 비해 3% 정도 증가된 것에 불과하다. 따라서 저류지를 포함한 모의에서 측면 위어를 통해 저류지로 넘어가는 월류량이 실제보다 약간 더 크겠으나, 그로 인한 흐름의 변화는 미미할 것이다.

② 잠긴 흐름에 대한 적용

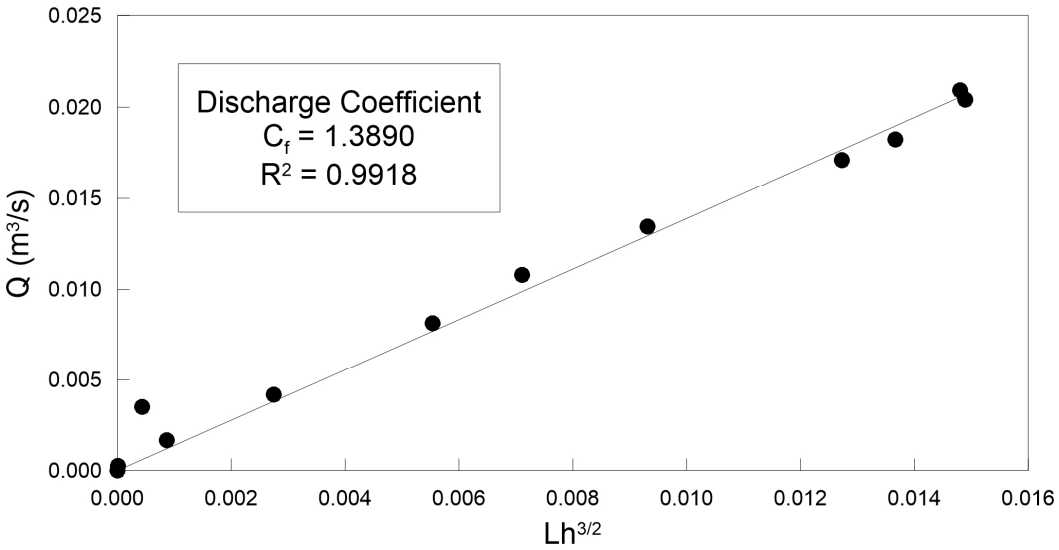
실험 경우, Case 6에 대해 모의하기 위해 측면 위어로 이어지는 실험 수로와 저류지가 포함된 계산 영역을 1,662개의 삼각형 격자로 분할하였다. 수로의 상.하류 끝에서 경계조건은 실험 경우, Case 2와 동일하게 부여되었다. 수로의 초기조건은 실험 경우, Case 2의 그것과 동일하나, 저류지에서는 실험 경우, Case 6의 저류 용량, 14.4 ㎥에 맞추어 초기 수위를 0.24 m로 두었다. 따라서 측면 위어를 통한 월류가 계속되어 저류지의 용량이 초과되면, 실험 경우, Case 2와 달리 Case 6에서는 위어가 잠기면서 수로로 역류가 일어나게 된다(Kim, 2013).

Fig. 7에 모의 수위(그림에서 원)를 실험 경우, Case 2와 Case 6의 측정 수위(그림에서 각각 점선과 실선)와 비교하였으며, 측면 위어 위의 흐름에 대한 수위-유량 관계도 함께 보였다. 모의 결과는 측면 위어의 하류 단면, No. 3에서 측정된 수위에 대한 RMS 오차가 1.5 ㎜로서 실험 결과에 잘 부합됨이 확인된다. 자유 월류 조건인 실험 경우, Case 2와 달리 Case 6에 대한 실험에서 약 600 s 이후에 잠긴 흐름에 의한 영향이 나타나는데, 모의에서도 측면 위어 하류에서 발생되는 수위의 변화가 잘 포착된다(Fig. 7a). 그 영향은 측면 위어 위의 흐름에 대한 수위-유량 관계에도 크게 미쳐 선형(linear)이 아닌 고리(loop) 모양으로 나타난다(Fig. 7b). 즉, 단일한 유량 계수로 결정되지 않는다. 그림에서 양의 유량 값은 저류지로 유출을, 음의 그것은 수로로 유입을 의미하고 모의 시각도 함께 표시하였다. Fig. 8은 저류지 내 네 곳의 수위 변화를 보인 것으로 모의 결과는 측정치와 잘 일치하며, 측정 수위에 대한 RMS 오차는 2.3 ~ 3.3 mm의 범위 안에 있었다.

Fig. 9는 수로와 저류지를 측면 위어를 통해 넘나드는 흐름의 변화 양상을 파악하기 위해 시간에 따른 유속 벡터의 분포를 보인 것이다. 그림에서 수로와 저류지에서 유속의 규모가 서로 달라 전반적인 흐름 양상의 파악이 곤란하므로 벡터의 크기(화살표의 길이) 척도(scale)를 서로 다르게 두었다. 또한, 480 s와 840 s에 측면 위어 위의 흐름 양상을 자세히 살펴보기 위해 그 근방만을 확대하여 함께 나타내었다. 그림에서 보이듯이, 수로와 저류지 사이에서 일어나는 흐름의 교환 양상을 잘 파악할 수 있다. 초기에 수로 내 흐름만 이루어지다가(Fig. 9a) 상류에서 유량이 증대되면서 측면 위어를 통해 저류지로 유입된다(Fig. 9b). 월류로 인해 저류지의 용량이 초과되면 측면 위어가 잠기면서 수로로 역류가 일어나나(Fig. 9c), 상류의 유량이 감소되고 측면 위어를 통한 역류가 줄어들면서 흐름은 다시 수로 내로 한정된다(Fig. 9d).

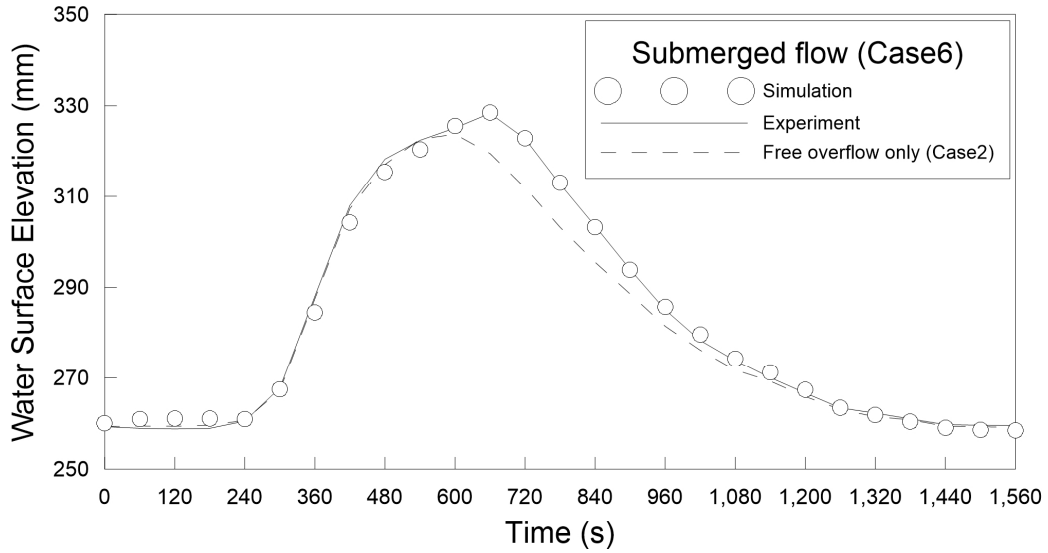


(a) Water surface elevations at Section No. 3

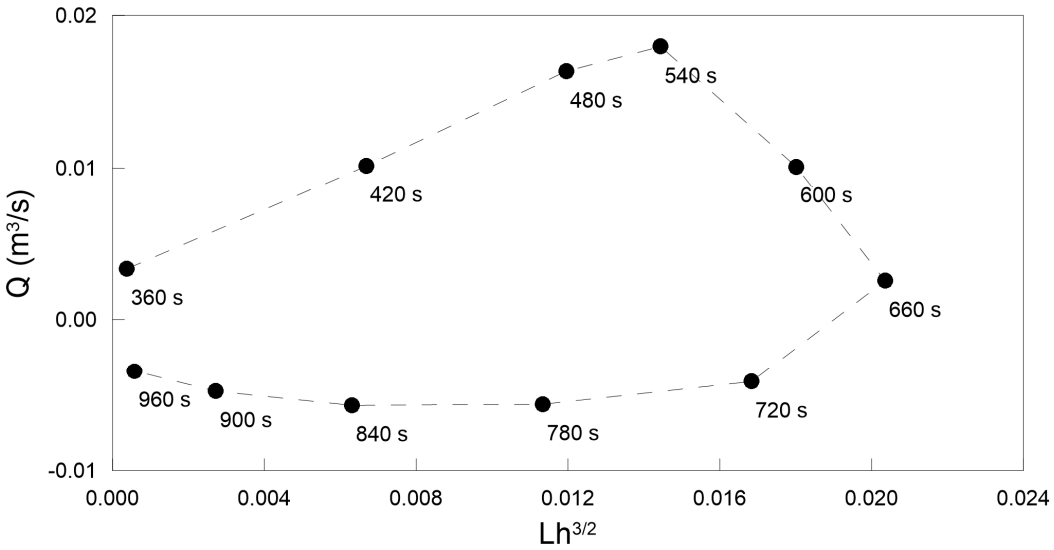


(b) Discharge coefficient of side weir

Fig. 6. No Boundary Condition for Side Weir (Case 2)

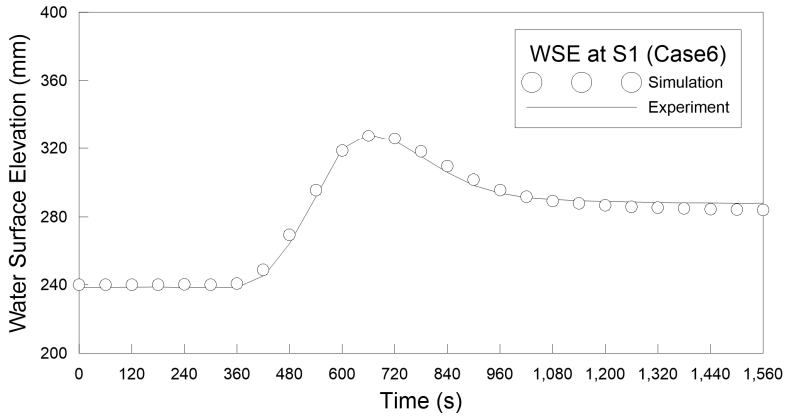


(a) Water surface elevations at Section No. 3

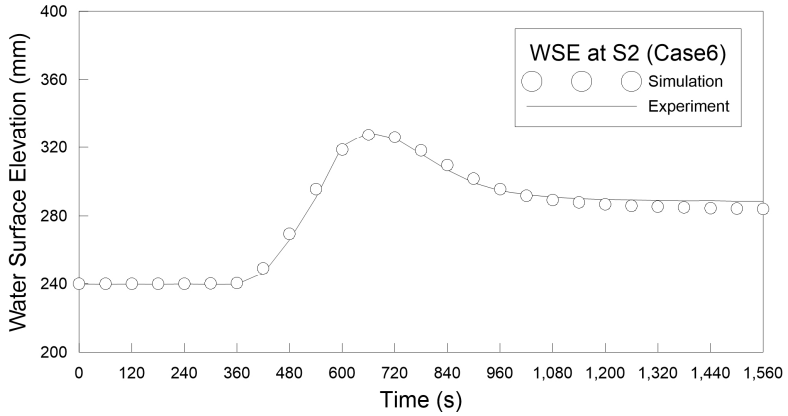


(b) Rating curve over side weir

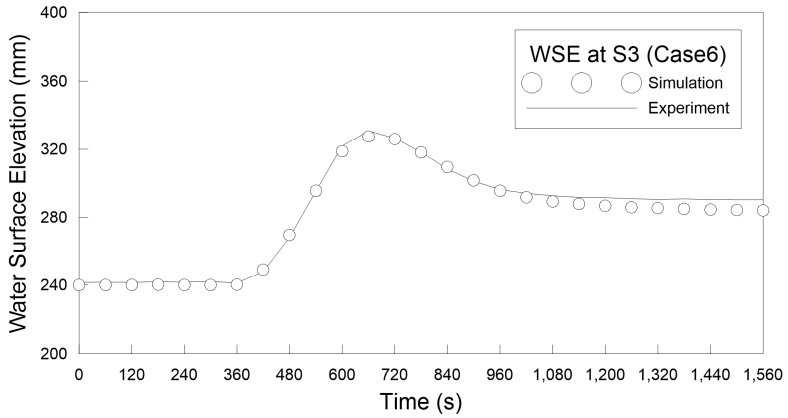
Fig. 7. Water Surface Elevations and Rating Curve (Case 6)



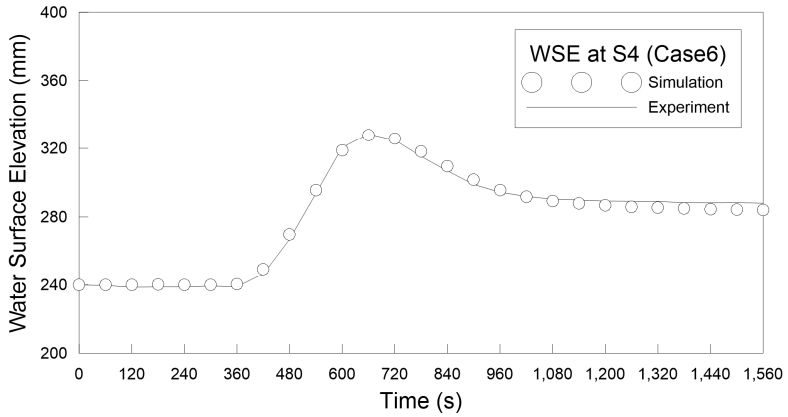
(a) S1



(b) S2

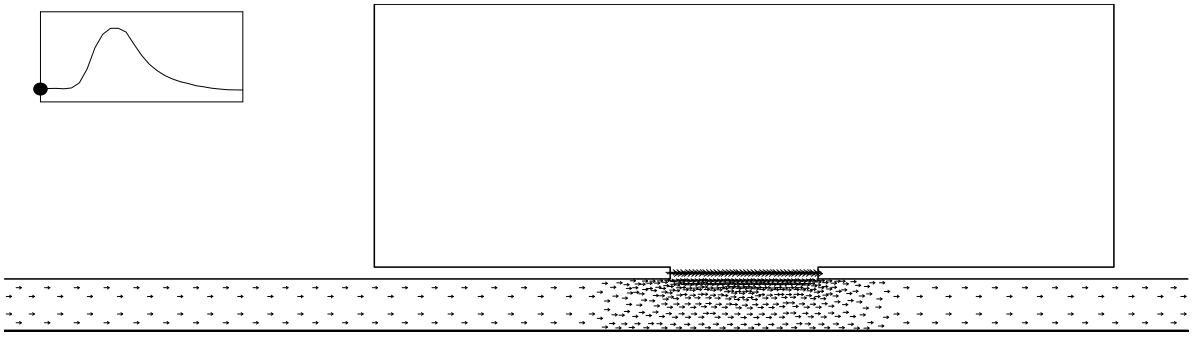


(c) S3

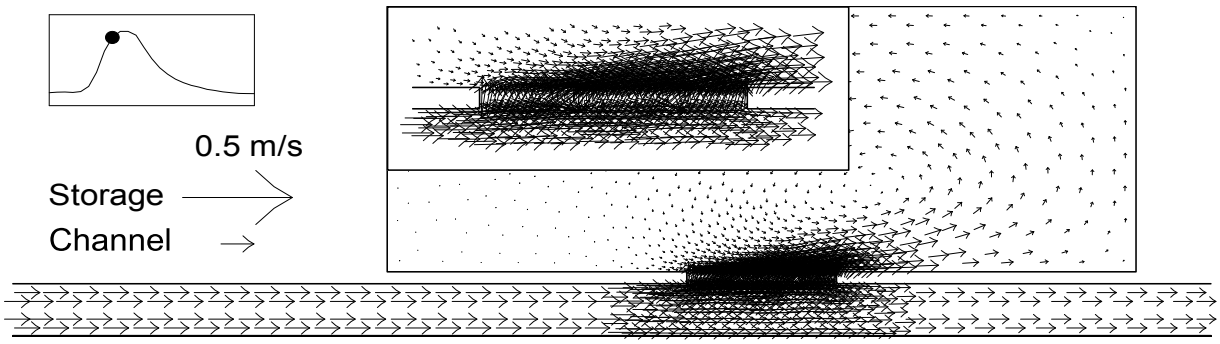


(d) S4

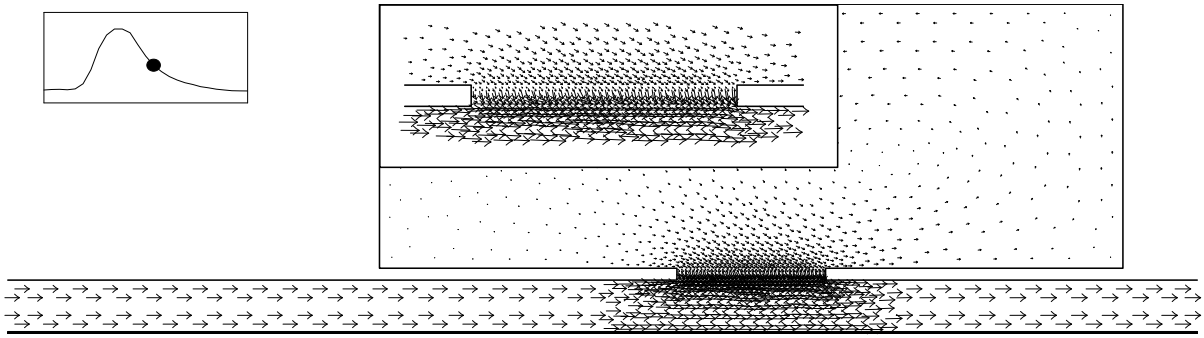
Fig. 8. Water Surface Elevations in Storage (Case 6)



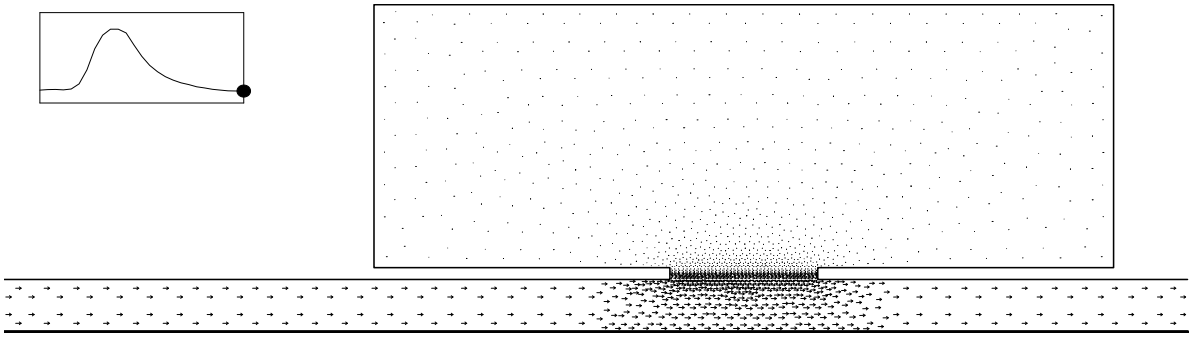
(a) 0 s



(b) 480 s



(c) 840 s



(d) 1,560 s

Fig. 9. Velocity Vector Fields in Channel and Storage (Case 6)

(4) 결론

측면 위어를 넘나드는 흐름 양상의 정확한 모의를 위해 천수방정식에 유한체적법에 기반한 근사 Riemann 해법이 적용되는 수심적분 2차원 수치모형을 구성하였다. 공간과 시간에 대해 2차 정확도의 해를 확보하기 위해 각각 MUSCL과 2차 Runge-Kutta 방법을 사용하였다. 이를 측면 위어로 이어진 수로와 저류지에 대한 실험실 실험에 적용하여 자유 월류 상태에서 측면 위어의 유량 계수를 검증하고 잠긴 흐름에서 나타나는 복잡한 흐름 양상에 대해 검토하였다. 이 연구를 통해 도출된 결론은 다음과 같다.

① 측면 위어의 월류량을 정확하게 모의하기 위해 자유 월류 상태에서 두 가지 경계조건을 시험하였다. 그 중에서 가장자리 수심 경계조건에 의해 결정된 유량 계수가 실험실 실험에 의한 그것에 근접되었으며, 측면 위어 하류의 수로에서 수위도 실험 결과에 잘 부합되었다.

② 자유 월류 조건에서 측면 위어를 지형으로 간주하여 그것에 대해 별도의 경계조건을 부여하지 않고도 모의 결과는 실험에 의한 수위-유량 관계와 잘 일치되었으며, 유량 계수 값의 차이는 측정치의 약 3%에 불과하였다.

③ 저류지의 용량 초과로 인해 측면 위어가 잠기는 흐름에 대한 검토에서 수치 모의에 의한 수로와 저류지에서 수위 변화가 측정치와 잘 부합됨을 확인하였으며, 측면 위어를 넘나드는 복잡한 흐름 양상 또한 적절하게 재현되었다.

이 연구를 통해 2차원 수치모형으로 측면 위어의 월류량을 정확하게 계산할 수 있고 저류지에 대한 홍수 방어능력의 검토 또한 상당한 수준의 정확도로 이루어질 수 있음이 확인되었다. 따라서 저류지의 계획, 설계안의 검토, 관리를 위한 기존 저류지의 평가 등에 이 모형이 적절하게 사용된다면, 실험실 실험이나 3차원 CFD의 적용에 따른 수고와 비용을 줄일 수 있을 것이다. 향후, 실험 측정 또는 현장 관측에 의한 유속장과 비교하거나 1차원 모형과 연계하여 유역 내 다수의 저류지를 이용하여 홍수 방어능력을 검토하는 연구가 기대된다.

다. 계단을 지나는 천수 흐름의 모의에서 내부 경계조건으로서 정확해의 부여에 관한 연구

○ 수심적분 모형의 내부 경계조건으로 단일 계단을 지나는 천수 흐름에 대한 정확해를 적용하여 다양한 실험실 실험결과와 비교를 통해 모형을 검증함

(1) 서론

1950년대 말 소비에트 연방의 수학자, S. K. Godunov에 의해 고안된 Godunov 방법은 Richmeyer and Morton (1967)에 의해 처음으로 서방에 알려졌으며, 해의 불연속(discontinuity)이 있는 1차원 Euler 방정식의 수치해법에서 도출되는 Riemann 문제(Riemann problem, RP)에 대한 반복법(iteration method)으로 소개되었다. 즉, 1차원 쌍곡선형 미분방정식과 불연속 상수인 초기치(initial-value)로 구성되는 RP의 정확해(exact solution)를 구하기 위해 종속 변수들의 위상 공간(phase space)에서 충격파(shock wave) 또는 희유파(rarefaction wave)에 의해 초기 상태(state)와 연결되는 모든 상태의 궤적들이 이루는 교점 중에서 엔트로피 조건에 부합되는 상태를 반복법으로 구하는 것이다(LeVeque, 1990). 따라서 이 방법은 RP에 대해 정확해로 접근하므로 정확 Riemann 해법(Exact Riemann Solver, ERS)으로 불리며, 같은 문제에 대해 HLL 기법(Harten-Lax-van Leer scheme; Harten et al., 1983)과 같은 근사기법에 의하면 근사 Riemann 해법(Approximate Riemann Solver; ARS)으로 분류된다(Toro, 2001).

쌍곡선형 방정식의 일종인 천수방정식(Shallow Water Equations, SWE)에서 RP에 대한 정확해를 구하는 방법 또한 잘 정리되어 있으며, LeVeque (1990; 2002)이나 Toro (2001) 등을 참조할 수 있다. 이에 대한 전형적인 예는 댐 붕괴 문제로서 마찰이 없는, 평평한 바닥에서 수심과 유속에 대한 연속 및 운동량 방정식으로 이루어진 연립 미분방정식과 공간적으로 불연속인 초기치로 구성된다. 즉, SWE에 대한 Riemann 해법(RS)은 마찰이 없는, 평평한 바닥에서 해의 흐름률(flux)을 정확해 또는 근사기법에 의해 구하는 방법이다. 따라서 바닥이 평평하지 않은 경우에는 바닥 경사에 의한 생성항의 도입으로 SWE는 비제차(inhomogeneous) 방정식이 되므로 RS를 직접 적용하는 것이 곤란하다. 이에 대한 실용적인 접근으로 RS에 의한 흐름률의 경사항과 별도로 구한 바닥 경사에 의한 생성항 사이의 선평형성(well-balancedness)이 확보될 수 있도록 생성항을 처리하는 방법이 있다(Toro, 2001; LeVeque, 2002; Hwang, 2013a).

그런데, 계단과 같이 바닥이 불연속인 경우에는 비록 계단의 전과 후에서 바닥이 평평하더라도 불연속에서 바닥 경사가 Dirac 델타 함수의 형태가 되어 생성항의 실용적인 처리로는 접근이 쉽지 않다(Alcrudo and Benkhaldoun, 2001). 또한, 바닥의 불연속으로 인해 충격파와 희유파뿐만 아니라 계단에서 파속이 영인 접촉파(contact wave)가 발생되며, 농도나 접선 방향 유속에 의한 그것과 달리 이 파는 RP의 고유구조(eigenstructure)에 지대한 영향을 끼친다(Rosatti and Begnudelli, 2010). 따라서 불연속 바닥 지형에 대한 Zhou et al. (2002)의 수치기법은, 그 간편함에도 불구하고, 이러한 접촉파의 영향을 고려하기 어려운 면이 있다.

단일 계단에 대한 정확해를 구할 때, 질량 보존과 함께 에너지의 보존을 고려하는 방법(Alcrudo and Benkhaldoun, 2001; Chinnayya et al., 2004; LeFloch and Thanh, 2011)과 그 대신 운동량의 보존을 적용하는 방법(Bernetti et al., 2008; Rosatti and Begnudelli, 2010)이 있다. 그러나 접촉파의 고려를 위해 지배 방정식에 바닥 표고의 시간 변화가 영이라는 자명한(trivial) 식이 추가됨에 따라 지배방정식이 엄밀한 쌍곡선형(strictly hyperbolic)과 멀어지고 그에 따른 다중 해(multiple solution)를 피하기 어려운 단점이 있다(LeVeque, 2002; LeFloch and Thanh, 2011).

횡단 구조물로 인해 바닥이 불연속인 경우, 수리학적 홍수 추적에서는, 실험 또는 경험에 의한 수위-유량 관계로부터 내부 경계(internal boundary)로 처리한다(Cunge et al., 1980; Jun, 1996; Jin and Fread, 1997). 그마저 어려운 경우에는 구조물을 연속 지형으로 간주하여 경사로 완화하게 되는데, 조석에 의한 역류가 발생되는 한강 하류의 신곡수중보가 그 사례이다(Jun et al, 2007). 횡단 구조물인 보를 내부 경계로 처리하는 경우, 월류량의 계산을 위해 유량계수가 미리 결정되어야 하므로 해의 정확도는 수치 기법이 아니라 실험 또는 경험에 의한 자료의 그것에 의존될 것이다. 또한, 내부 경계조건의 부여가 곤란하여 경사로 완화하는 경우에는 수치해가 불안정하지 않을 정도로 완화하는 것이 불가피할 것이므로 실제 지형에 대한 모의와 거리가 멀어질 것이다.

따라서 불연속 지형인 횡단 구조물을 지나는 천수 흐름에 대해 내부 경계조건으로서 단일 계단에 대한 정확해를 부여하는 방법을 고려해볼 수 있다. Hwang (2013b)은 Alcrudo and Benkhaldoun(2001)의 정확해에 대해 초기 흐름 양상(Froude 수)에 따른 일관된 알고리즘을 제시하였다. 또한, Hwang (2013c)은 이를 계단을 지나 마른 바닥으로 진행되는 천수 흐름에 대해 보완하였다. 이 연구에서는 계단을 지나는 천수 흐름에 대해 Hwang (2013b; 2013c)에 따라 구한 정확해를 ARS의 내부 경계조건으로 부여하는 기법에 대해 검토하고 정확해 및 실험 결과와 비교한다. 이때 적용된 모형은 Hwang and Lee (2010; 2011)에 따랐으며, ARS에 HLLL (Harten-Lax-van Leer-Linde) 기법, 선형 재구축(linear reconstruction)에 다중경사(multi-slope) MUSCL이 적용된다.

(2) 이론

① 단일 계단에 대한 정확해

마찰이 없는, 평평한 바닥에서 1차원 천수 흐름에 대한 지배방정식은 다음과 같다.

$$\boldsymbol{U}_t + \boldsymbol{F}_x(\boldsymbol{U}) = \boldsymbol{0} \tag{1a}$$

여기에서, 아래 첨자 t와 x는 각각 시간과 공간에 대한 편미분을 의미하고, 보존변수의 벡터, $\boldsymbol{U}$, x 방향의 흐름률 벡터, $\boldsymbol{F}$는 각각 다음과 같다.

$$\boldsymbol{U} = [h, hu]^T \tag{1b}$$

$$\boldsymbol{F} = [hu, hu^2 + gh^2/2]^T \tag{1c}$$

여기에서, h는 수심, u는 x 방향 유속, 그리고 g는 중력가속도이다. Eq. (1)에 다음과 같이 상수로 이루어진 초기조건이 부여되면, 초기치 문제인 RP가 구성된다.

$$\boldsymbol{U} = \begin{cases} \boldsymbol{U}_L & x < x_0 \\ \boldsymbol{U}_R & x > x_0 \end{cases} \tag{2}$$

여기에서, $\boldsymbol{U}_L$과 $\boldsymbol{U}_R$은 각각 불연속($x = x_0$)의 왼쪽(L)와 오른쪽(R)에서 상수인 보존변수이다.

Eq. (1)에 대한 고유구조로부터 고유치(eigenvalue)는 다음과 같다.

$$\lambda_k = u \pm c, \;\; k = 1,2 \tag{3}$$

여기에서, $c = \sqrt{gh}$ 로서 중력파의 속도이며, 부호는 $k=1$일 때 음, $k=2$일 때 양이다. 이러한 고유구조 아래 Riemann 불변량과 Rankine-Hugoniot 도약 조건에 의해 도출되는 단순파(simple wave)를 각각 충격파와 희유파로 부른다(Toro, 2001; LeVeque, 2002). 초기 상태, $\boldsymbol{U}_q (q = L, R)$로부터 엔트로피 조건에 의해 충격파($h > h_q$) 또는 희유파($h \leq h_q$)를 따라 어떤 상태로 연결될 수 있으며, 각각에 의한 단순파의 곡선, $\boldsymbol{W}_k$는 다음과 같이 나타낼 수 있다(Alcrudo and Benkhaldoun, 2001).

$$\boldsymbol{W}_k = \begin{cases} \boldsymbol{S}_k(\boldsymbol{U}_q) = \{\boldsymbol{U} \mid \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}) - \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U}_q) = \sigma_k(\boldsymbol{U} - \boldsymbol{U}_q)\}, & \text{if } h > h_q \\ \boldsymbol{R}_k(\boldsymbol{U}_q) = \{\boldsymbol{U} \mid u = u_q \pm 2(c - c_q)\}, & \text{if } h \leq h_q \end{cases}, \;\; k = 1,2; \;\; q = L, R \tag{4}$$

여기에서, $\sigma_k = u_q \pm c\sqrt{(1+h/h_q)/2}$ 로서 충격파의 속도이고 모든 부호 규칙은 고유치의 그것과 동일하다.

Eqs. (1)과 (2)로 이루어진 RP에 대한 정확해는 $\boldsymbol{W}_1$에 의해 $\boldsymbol{U}_L$, $\boldsymbol{W}_2$에 의해 $\boldsymbol{U}_R$로부터 연결되는 중간의 어떤 상수상태($\boldsymbol{U}_M$)이다(LeVeque, 1990). 즉, 위상 공간에서 $\boldsymbol{W}_1$과 $\boldsymbol{W}_2$이 모두 만족되는 상태이다. 이를 Alcrudo and Benkhaldoun (2001)에 따라 다음과 같은 파의 도식(wave diagram)으로 나타낸다.

$$\boldsymbol{U}_L \xrightarrow{\boldsymbol{W}_1} \boldsymbol{U}_M \xrightarrow{\boldsymbol{W}_2} \boldsymbol{U}_R \tag{5}$$

그런데, Eq. (4)에서 알 수 있듯이 단순파, $\boldsymbol{W}_1$과 $\boldsymbol{W}_2$의 유형이 해를 찾는 도중에 수심에 따른 엔트로피 조건에 의해 충격파 또는 희유파로 결정되므로 실제로 위상 공간에서 두 곡선의 교점을 구하려면 반복법에 의존할 수밖에 없다.

평평한 바닥에 계단과 같이 불연속이 있는 경우에 대해 다음과 같은 바닥 함수를 생각할 수 있다 (Fig. 1 참조).

$$b(x) = \begin{cases} b_L & \text{if } x < x_0 \\ b_R & \text{if } x > x_0 \end{cases} \tag{6}$$

여기에서, b_L과 b_R은 계단 전과 후의 표고이다. 그림에서 $\Delta b = b_R - b_L$로서 계단의 높이이고, $\boldsymbol{U}_2 (= [b_2, h_2, h_2 u_2]^T)$와 $\boldsymbol{U}_3 (= [b_3, h_3, h_3 u_3]^T)$은 각각 불연속의 직전($x = x_0 - 0$)과 직후($x = x_0 + 0$)의 상태이다. 계단의 전과 후에서 바닥은 평평하므로 $\boldsymbol{U}_2$와 $\boldsymbol{U}_3$이 결정된다면, Eq. (5)의 도식에 따라 각각에서 정확해를 구하는 것이 가능하다. 즉, 평면에 대한 RP를 계단의 전과 후로 나누어 설정할 수 있다.

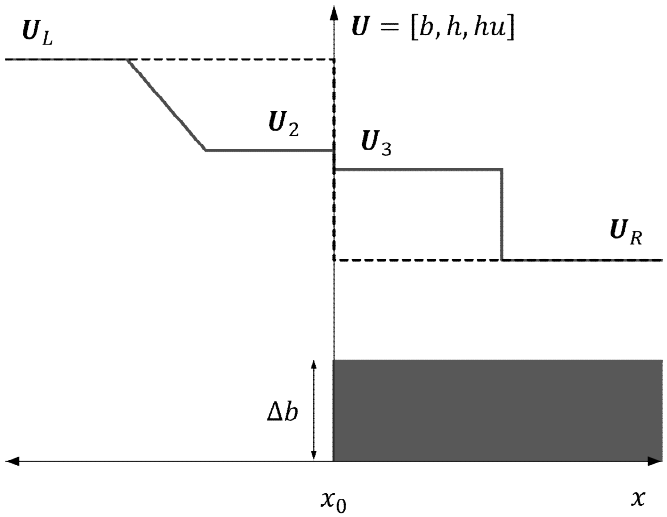


Fig. 1. Set-up of the Riemann problem with a step

불연속의 직전(2)과 직후(3)에 대해 에너지 보존법칙(즉, Bernoulli 방정식)을 적용하면, 총 에너지, H는 다음과 같다.

$$H = b_p + h_p + u_p^2/2g, \quad p = 2,3 \tag{7}$$

따라서 비 에너지(specific energy)의 정의를 이용하여 다음과 같은 3차 방정식으로 정리할 수 있다 (Alcrudo and Benkhaldoun, 2001).

$$(h_p/E_p)^3 - (h_p/E_p)^2 + q^2/\left(2gE_p^3\right) = 0, \quad p = 2,3 \tag{8}$$

여기에서, $q=h_p u_p$이고 $E_p(\equiv h_p+u_p^2/2g)=H\pm\Delta b$로서 비 에너지이며, 부호는 $p=2$일 때 양, $p=3$일 때 음이다. Eq. (8)에 대해 3차 방정식에 대한 해석적 또는 수치적 해법을 적용할 수 있으므로 U_2와 U_3의 연결이 가능하다. Alcrudo and Benkhaldoun (2001)은 이것을 정상 계단 천이(Stationary Step Transition, SST)로 부르고, Eq. (5)에 더하여 계단을 지나는 천수 흐름에 대해 다음과 같은 파의 도식을 제안하였다.

$$U_L \xrightarrow{W_1} U_2 \xrightarrow{SST} U_3 \xrightarrow{W_2} U_R \tag{9}$$

Alcrudo and Benkhaldoun (2001)에 따르면, U_L이나 U_R가 상류(subcritical flow)가 아닌 경우, U_2 또는 U_3이 각각 U_L 또는 U_R로부터 결정될 수 있으므로 $U_3=SST(U_2)$ 또는 $U_2=SST(U_3)$을 이용하여 해를 얻을 수 있다. 그러나 U_L과 U_R가 모두 상류인 경우에는 위상 공간에서 단순파(W_k)와 접촉파(SST)의 조합을 통해 교점을 찾는다. Fig. 2는 $U_L=[0,4,0]^T$ 그리고 $U_R=[1,1,0]^T$인 경우에 대해 위상 평면, (h,q)에서 해가 결정되는 과정을 보인 것이며, 파의 도식으로 나타내면 다음과 같다.

$$U_L \xrightarrow{R_1} U_2 \xrightarrow{SST} U_3 \xrightarrow{S_2} U_R \tag{10a}$$

$$U_2=R_1(U_L)\cap SST(S_2(U_R)),\ U_3=SST(U_2) \tag{10b}$$

또는

$$U_3=S_2(U_R)\cap SST(R_1(U_L)),\ U_2=SST(U_3) \tag{10c}$$

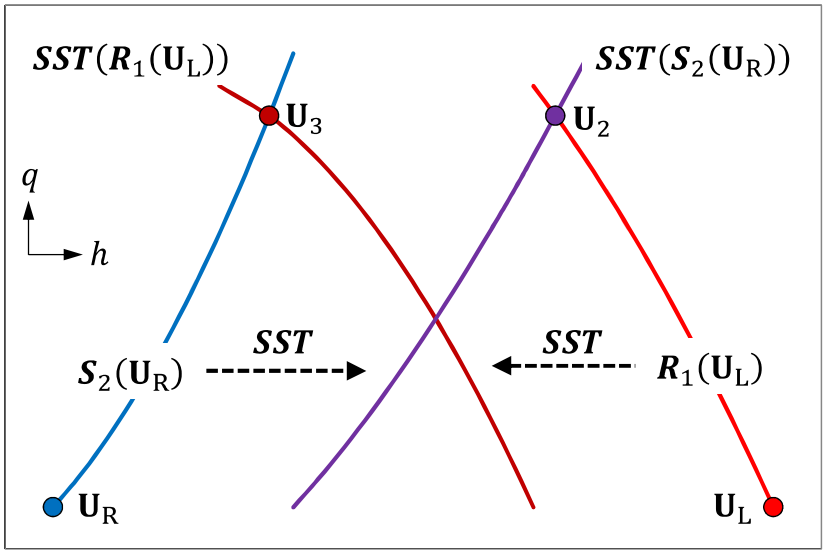


Fig. 2. Solutions in the phase plane (h,q)

이로써 단일 계단을 지나는 천수 흐름에 대한 RP의 정확해를 얻는 것이 가능해졌다. 그런데, 이 정확해는 Eq. (7)과 같이 계단의 전과 후에서 에너지의 손실이 없다는 가정으로부터 도출됨에 유의할 필요가 있다. 실제 문제에서는 바닥 마찰뿐만 아니라 계단에 의한 항력, 그리고 도수(hydraulic jump)의 발생 등에 의해 에너지 손실이 발생될 수 있다(Henderson, 1966). 또한, 계단의 높이나 하류 수심에 따라 Eq. (1)로는 직접 해석이 불가능한 수맥(nappe)이나 재순환 와(recirculation vortex)가 발생되기도 한다(Bukreev and Gusev, 2003; Chanson, 1994). 계단을 지나는 천수 흐름의 수치 해석의 경우, 계단에 의한 흐름 저항에 대해서는 Zhou et al. (2002)을 참조할 수도 있겠으나, 실효성에 대한

논의가 부족한 측면이 있다. 수치 기법으로서 그 밖의 나머지 에너지 손실 요인에 대해서도 깊이 있는 검토는 아직까지 이루어지지 않은 것으로 보인다.

② 내부 경계로서 정확해

Eq. (9)의 도식을 통해 단일 계단에 대한 정확해를 도출할 수 있으므로 이를 적용하여 계단에 대한 ERS의 구성이 가능하다(Hwang, 2013b; Hwang, 2013c). 그러나 매 시간 단계에서 모든 영역에 ERS를 적용하려면 문제의 규모가 조금만 커져도 계산 시간이 비약적으로 증대될 것이다(LeVeque, 2002). 따라서 계단에 대해서만 내부 경계조건으로 정확해를 부여하고, 나머지 영역에서는 ARS를 적용하는 방법이 하나의 대안일 수 있다.

내부 경계조건으로서 정확해를 이용하는 방법은 계단을 중심으로 계산 영역을 나누어 그 왼쪽 영역에서 오른쪽 경계로 $\boldsymbol{U}_2$, 나머지 영역의 왼쪽 경계로 $\boldsymbol{U}_3$을 부여하여 ARS를 적용하는 것이다. 즉, 어떤 시간 단계, m에서 계단의 왼쪽 영역의 오른쪽 끝에 대한 RP에서 Eq. (2)의 $\boldsymbol{U}_L$과 $\boldsymbol{U}_R$가 각각 $\boldsymbol{U}_L^m$과 $\boldsymbol{U}_2^m$이 되고, 오른쪽 영역의 왼쪽 끝에서는 각각 $\boldsymbol{U}_3^m$과 $\boldsymbol{U}_R^m$이 된다.

Alcrudo and Benkhaldoun (2001)가 제시한 스무 가지 서로 다른 초기 상태에 대한 정확해를 Hwang (2013b; 2013c)에 따라 도출하여 계단에 대한 ERS('Step ERS'), ARS('Step ARS'), 그리고 계단을 급경사로 간주하여 계산되는 ARS('Slope ARS')를 비교하였다. Step ERS와 Step ARS는 Hwang and Lee (2010; 2011)의 모형에 Hwang (2013b; 2013c)에 따른 정확해를 내부 경계조건으로 부여한 것이다. 그리고 Slope ARS는 Hwang (2013a)에 따라 발산 형태의 바닥 경사 생성항(Divergence Form for Bed slope source term, DFB)과 부분적으로 잠긴 격자(Partially Submerged Cell, PSC)가 채택된 모형이다. Alcrudo and Benkhaldoun (2001)가 제안한 문제는 [-10 m, 10 m]의 계산 영역에서 x=0에 높이 1 m의 단일 전면 계단(forward-facing step)이 있는 경우로서, 전체 계산 영역을 0.1 m 크기의 격자 400개로 분할하고 상류와 하류의 끝에서 개방 경계조건으로 두었다. Slope ARS에서 바닥 경사가 있는 경우, Eq. (1a)의 우변에 그에 관련된 생성항이 추가되며 마찰에 의한 생성항과 함께 전체 생성항, $\boldsymbol{S}$를 나타내면 다음과 같다.

$$\boldsymbol{S} = [0, -ghb_x - n^2 gh^{-1/3}u^2]^T \tag{11}$$

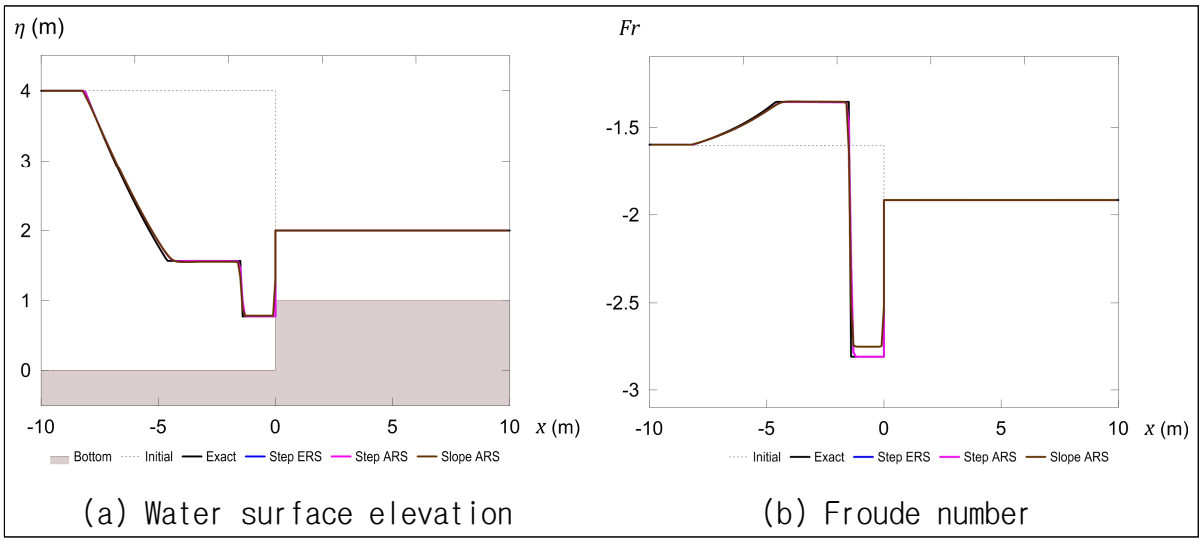
여기에서, n은 Manning의 조도 계수이며, 이 문제에서 n=0이다.

Alcrudo and Benkhaldoun (2001)가 제시한 스무 가지 서로 다른 문제에 대해 모의한 결과, 수위(η)와 Froude 수(Fr)가 정확해와 대부분 잘 일치하였다. 그 중에서 그 차이가 비교적 큰 일곱 가지 경우에 대해 모의 조건을 Table 1에 정리하고 그 결과를 Figs. 3-10에 보였다. 표와 그림에 그림 번호 26에 대해서는 왼쪽에서 초기에 바닥이 드러난 경우도 추가하였다(표에서 'LD'). 그림에서 'Bottom'은 바닥 표고, 'Initial'은 초기치, 'Exact'는 정확해를 의미한다. Step ERS와 Step ARS는 계단에서 정확해를 이용하는 점은 동일하며, 평평한 바닥에서 ERS와 ARS의 결과가 상이하기에는 문제가 단순하므로 두 모형의 모의 결과에서 차이는 거의 없다. 또한, 정확해와 잘 일치하여 대부분의 그림에서 정확해와 겹치거나 거의 차이가 없다. 계단이 경사로 고려되는 Slope ARS에 의한 모의 결과는 정확해와 비교에서 셋 중에서 가장 큰 차이를 보인다. 그것은 주로 Froude 수의 비교에서 나타나며, Alcrudo and Benkhaldoun (2001)의 그림 22번(Fig. 5 참조)을 제외하고는, 모의 수위의 차이는 크지 않다. 세 방법 모두에서 정확해와 불일치가 드러나는 것은, Figs. 7-9에서 보이듯이, 주로 이중 희유파(double rarefaction waves)가 발생되는 영역이며, 수위보다는 주로 Froude 수의 비교에서 나타남을 알 수 있다. 따라서 이중 희유파 문제를 제외하면, Step ARS에 의한 수위와 유속(즉, Froude 수) 모두에서 정확해와 잘 일치하여 단일 계단에 대한 정확해가 내부 경계조건으로 부여되는 방법의 타당성

이 확인된다. Fig. 10에서는 마른 바닥인 왼쪽의 매우 작은 수심 때문에 Froude 수가 지나치게 커져 일부 구간에서 표시되지 않은 것이다.

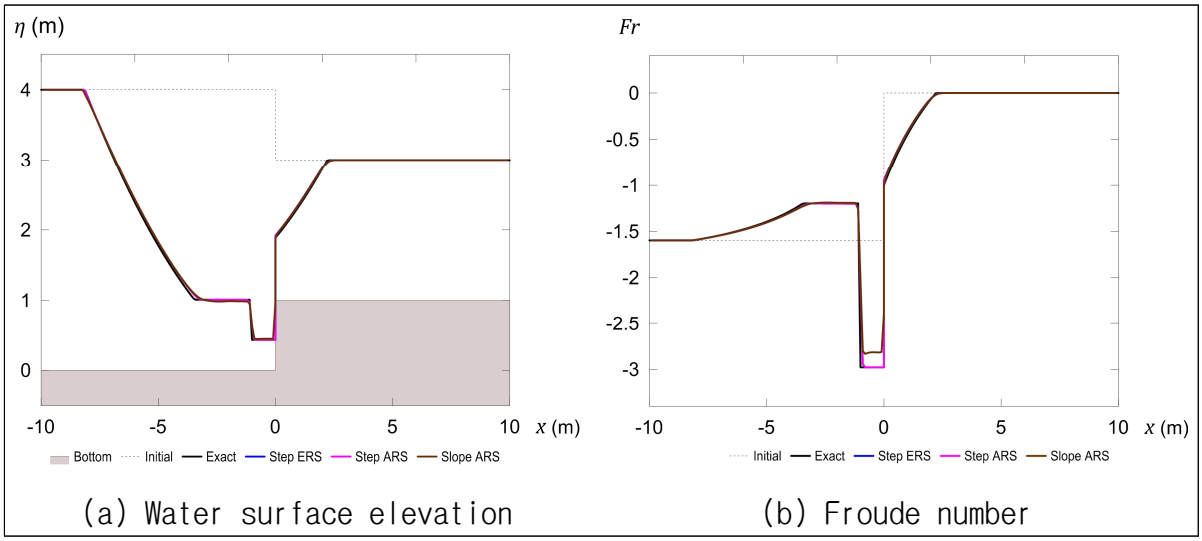
Table 1. Test conditions for the selected cases of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)

Fig. No. of A&B (2001)	L			R			Time out (s)
	b (m)	H (m)	Fr	b (m)	H (m)	Fr	
11	0	4.0	-1.60	1	2.0	-1.92	0.50
12	0	4.0	-1.60	1	3.0	0.00	0.50
22	0	2.0	0.00	1	3.5	0.00	1.00
25	0	3.0	-3.69	1	4.0	-1.11	0.35
26	0	6.0	-2.61	1	8.0	0.00	0.30
28	0	5.0	-0.57	1	2.0	2.87	0.70
29	0	2.0	2.26	1	4.0	3.69	0.35
26 (LD)	0	0.0	0.00	1	8.0	0.00	0.30



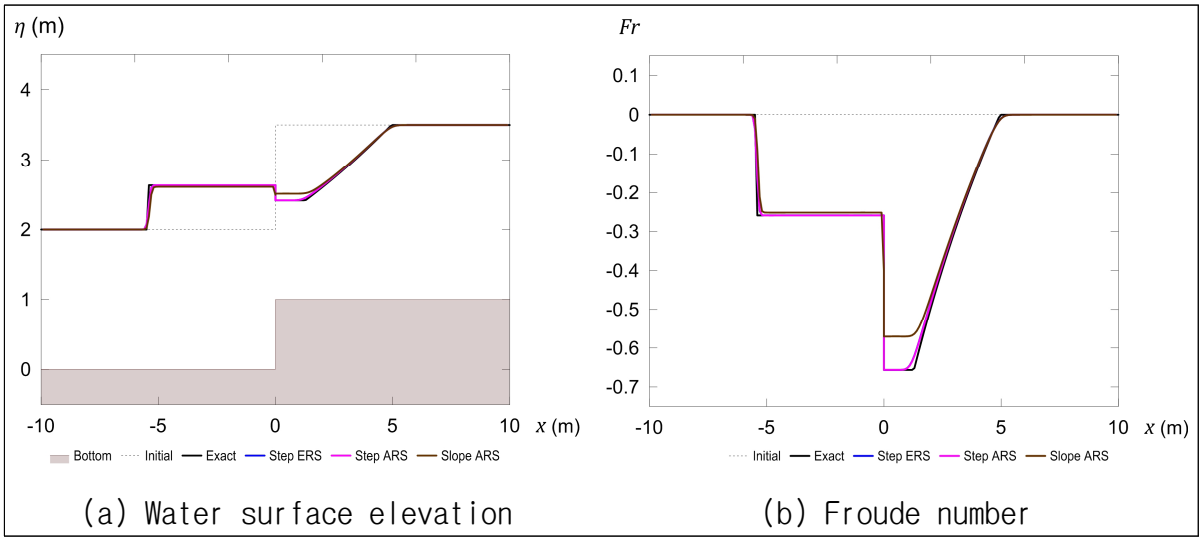
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 3. Solutions for the figure number 11 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



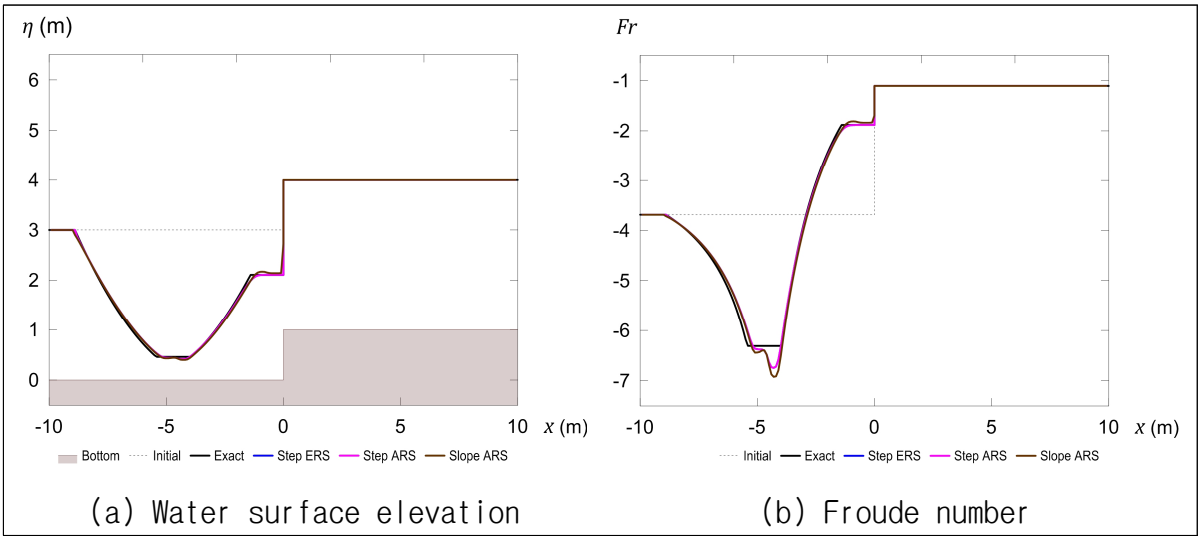
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 4. Solutions for the figure number 12 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



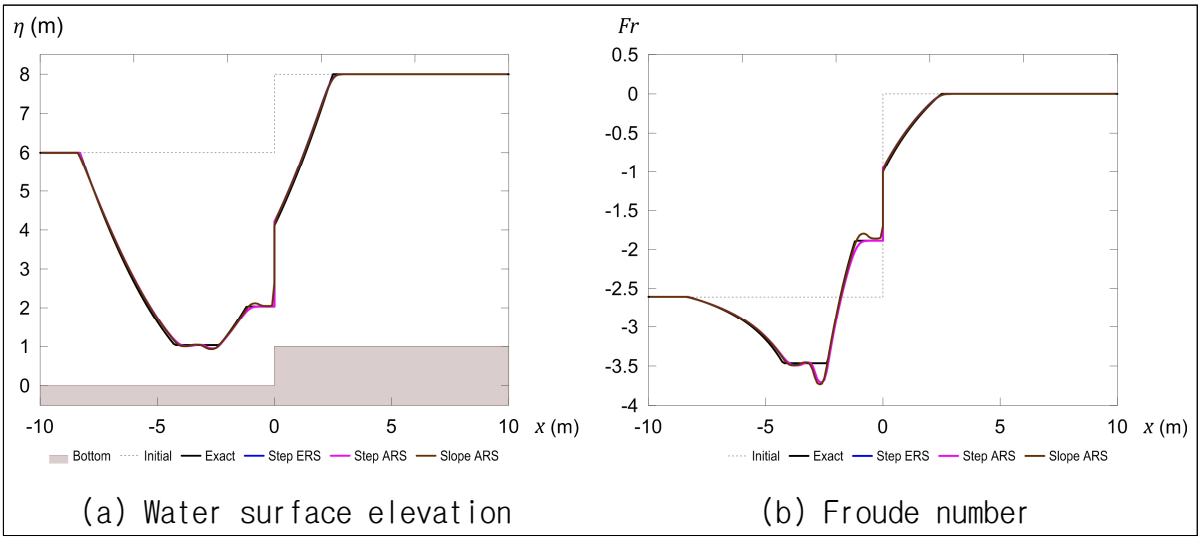
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 5. Solutions for the figure number 22 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



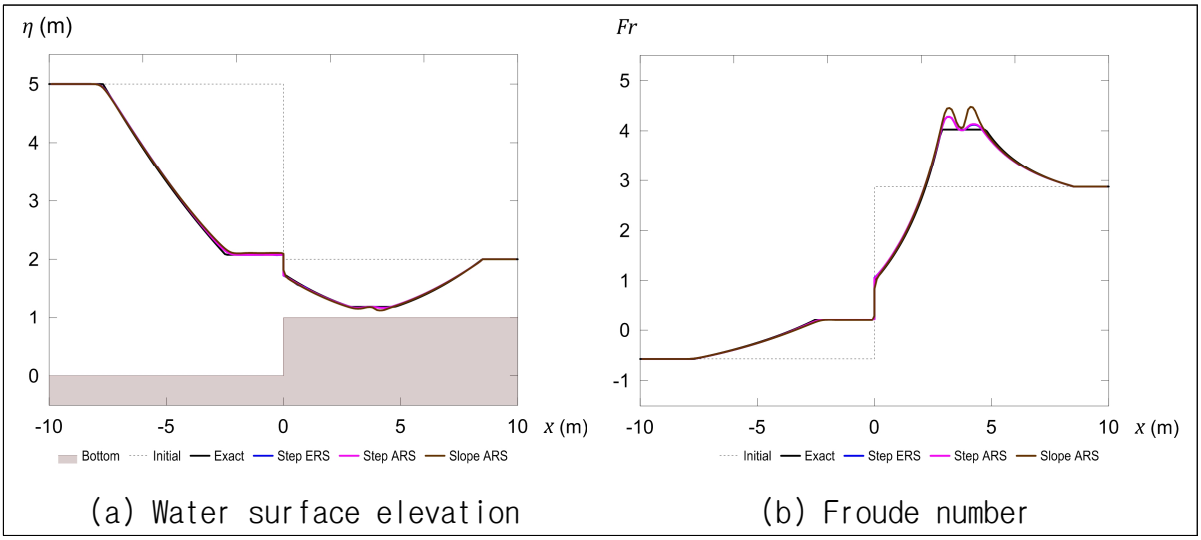
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 6. Solutions for the figure number 25 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



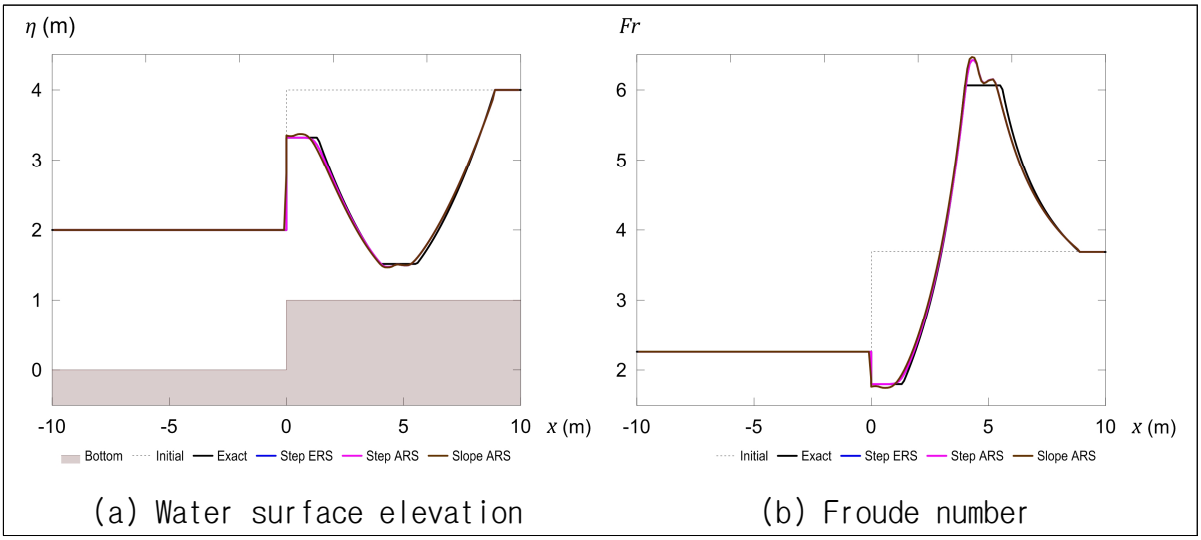
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 7. Solutions for the figure number 26 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



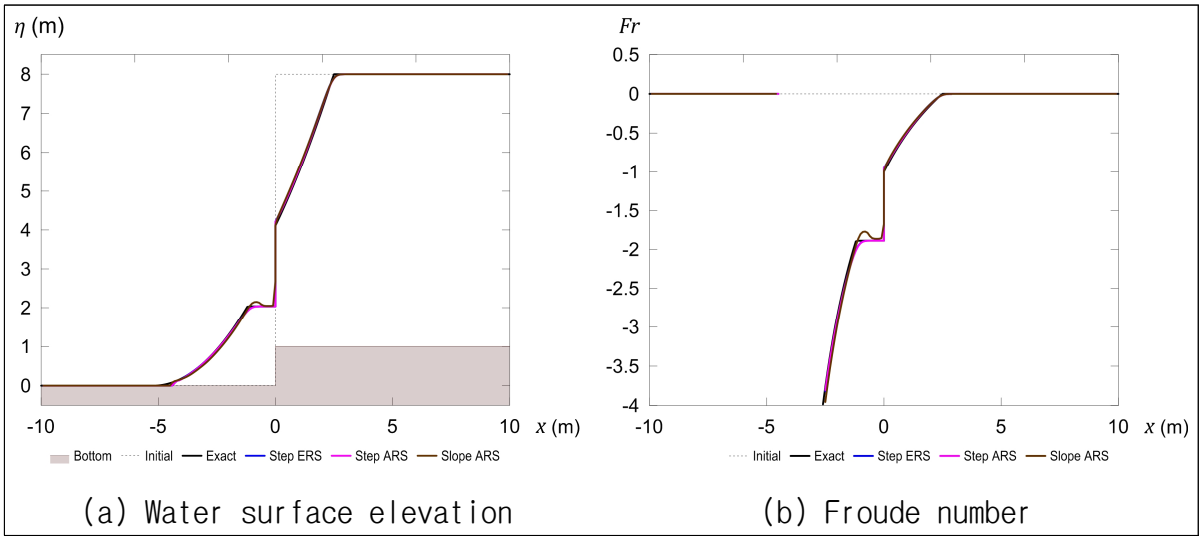
(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 8. Solutions for the figure number 28 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 9. Solutions for the figure number 29 of Alcrudo and Benkhaldoun (2001)'s cases



(a) Water surface elevation (b) Froude number

Fig. 10. Solutions of the left dry-bed case for the figure number 26

한 가지 특기할 사항은, 계단에서 계산 격자의 바닥 경사각이 $84^{\circ}(\approx \tan^{-1}10)$를 넘는 급경사임에도 불구하고, Slope ARS의 결과가 정확해와 어느 정도 일치하는 점이다. 이것은, Hwang (2013a)에서 이미 확인된 바 있듯이, 급경사에서도 Slope ARS에서 흐름률의 경사항과 바닥 경사에 의한 생성항의 선평형성이 잘 충족되기 때문이다. 이러한 특성으로부터 흐름의 복잡성 때문에 계산 도중에 계단에 대한 정확해의 도출에 실패할 경우에 대비하여 좋은 대책을 생각할 수 있다. 예를 들어, Eq. (8)에서 다음과 같을 때 근은 하나의 음의 실수와 두 개의 복소수가 되어 물리적 의미가 사라진다(Alcrudo and Benkhaldoun, 2001).

$$q^2/\left(2gE_p^3\right) > 4/27 \tag{12}$$

즉, 비 에너지가 한계류의 비 에너지보다 작을 때 ***SST***에 의한 해가 존재하지 않는다. 또한, 반복법의 한계로 해가 발견되지 않거나, 여러 개의 해가 발생될 수 있다(LeFloch and Thanh, 2011). 따라서 Step ARS의 어떤 시간 단계에서 그러한 이유로 내부 경계조건이 부여되기 어려운 경우의 대책은 일시적으로 그것을 해제하여 그 시간 단계에서만 경사로 완화하는 Slope ARS로 문제를 해소하는 것이다. ARS에서 내부 경계조건의 부여에 실패한 사례는 Alcrudo and Benkhaldoun (2001)의 그림 번호 23으로서 Eq. (12)에 대해 0.0037%의 상대오차로 계단 위에서 한계류가 형성되지 못한 것이다. 이것은 이 연구에서 다룬 모든 경우 중에서 유일한 사례로서 그나마도 계산 초기 단 하나의 시간 단계에서 발생되었으며, 바로 다음 시간 단계부터 내부 경계로 회복되었다. 이 경우는 모의된 수위와 Froude 수가 모두 정확해와 대부분 잘 일치하여 도시에서 제외된 것이다.

(3) 적용

모형의 검증을 위해 계단을 지나는 천수 흐름에 대한 몇 가지 실험 결과와 비교한다. 앞서 설명한 바와 같이, 천수 흐름이 계단을 오르고 내려가는 경우에서 각각 흐름 저항과 수맥에 의한 에너지 손실의 평가가 아직 미비하다. 따라서 주로 후면 계단(backward-facing step), 즉 낙차를 내려가는 천수 흐름에 대한 실험에서 수맥이 발생되지 않거나 미미한 경우와 비교한다.

보나 계단과 같은 불연속 구조물에 대한 실험 사례는 다수 확인되나(Henderson, 1966), 대부분 정상류 실험으로 비정상류에 대한 실험은 많지 않다. 댐 붕괴의 경우가 아니더라도, 서로 다른 조건의 정상류 실험보다는 동일한 초기 조건에서 시간에 따라 측정이 이루어지는 비정상류 실험이 개발된 수치모

형 결과의 검증에 더 적절할 것이다. Chanson (2003)은 후면 계단으로 이루어진 급경사 수로(chute)를 내려가는 흐름을 재연하여 그 선단의 도달 시간과 거리를 각 계단에서 측정하였다. 그리고 Bukreev and Gusev (2003)는 실험실에서 댐 붕괴 흐름에 의해 단일 후면 계단의 하류 웅덩이(pool)에서 발생된 단파(bore)의 진행을 시간에 따른 수위의 변화로 관측하였다. 또한, de Marinis et al. (2009)은 평면 그리고 전면 및 후면 계단에서 댐 붕괴 흐름이 발생되는 경우에 대해 실험을 실시하고 수치모형의 결과와 비교하였다. 단일 계단에 대한 정확해가 내부 경계조건으로 설정되는 Step ARS와 계단이 경사로 완화되는 Step ARS를 세 가지 실험에 대해 적용하고 결과들을 비교한다.

① 전면 및 후면 계단에서 댐 붕괴 흐름

Fig. 11은 de Marinis et al. (2009)가 제시한 실험 장면으로 폭 0.4 m, 길이 9 m의 실험 수로에서 바닥에 50 mm의 계단 형상을 두고 전면 계단에서 초기 수위 0.4 m에 대해 실시한 댐 붕괴 실험에 해당한다. 자료의 획득은 카메라로 0.5 s와 0.75 s에 촬영된 영상의 분석을 통해 이루어졌다. 이 결과를 WAF(Weighted Averaged Fluxes) 모형(Toro, 2001)의 결과와 비교하였다. 수치모의에서 계산 영역을 초기 불연속의 상류와 하류로 각각 3 m로 설정하여 5 mm 크기의 계산 격자, 1,200개로 분할하였다.

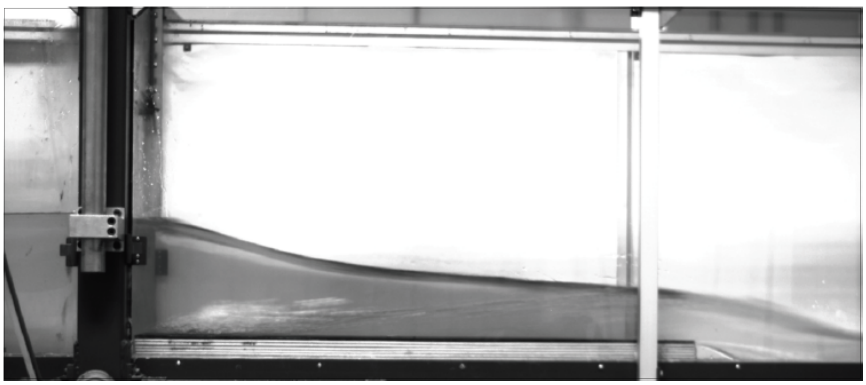


Fig. 11. Picture of the experiment of the forward-facing step case (de Marinis et al., 2009)

그런데 적용된 WAF 모형에 마찰의 고려에 대한 언급이 없어 계단이 없는, 평면 댐 붕괴 실험에 대해 n의 값에 따른 Step ARS의 결과를 Fig. 12에 함께 보였다. 그림에서 보이듯이, 어느 정도의 수심이 확보되는 구간에서는 n의 값에 따른 모의 수위의 차이가 거의 없다. 댐 붕괴 흐름이 물이 없는 바닥을 만나면서 충격파는 소멸되고 희유파로 진행된다. 이때 마른 바닥과 이루는 전선(front)에서 흐름은 접촉파의 속도로 진행되므로, Fig. 12a에서 보이듯이, 마찰이 없는 정확해나 n=0인 경우에는 그 전선의 이동이 매우 빠르고 부드러운 수면 곡선으로 나타난다(Toro, 2001; Hwang and Lee, 2012). 그러나 WAF 모형의 결과는 마찰이 적용된 Step ARS와 같이 급한 수면 경사로 인해 물이 없는 바닥과 이루는 전선이 뚜렷하므로 마찰의 작용이 있는 것으로 보인다(Henderson, 1966). 따라서 그림으로부터 WAF 모형에 의한 수위의 거동과 그 전선의 위치를 고려하여 n=0.04로 두었으며, 전면과 후면 계단에 대한 댐 붕괴 흐름에도 그대로 유지하였다.

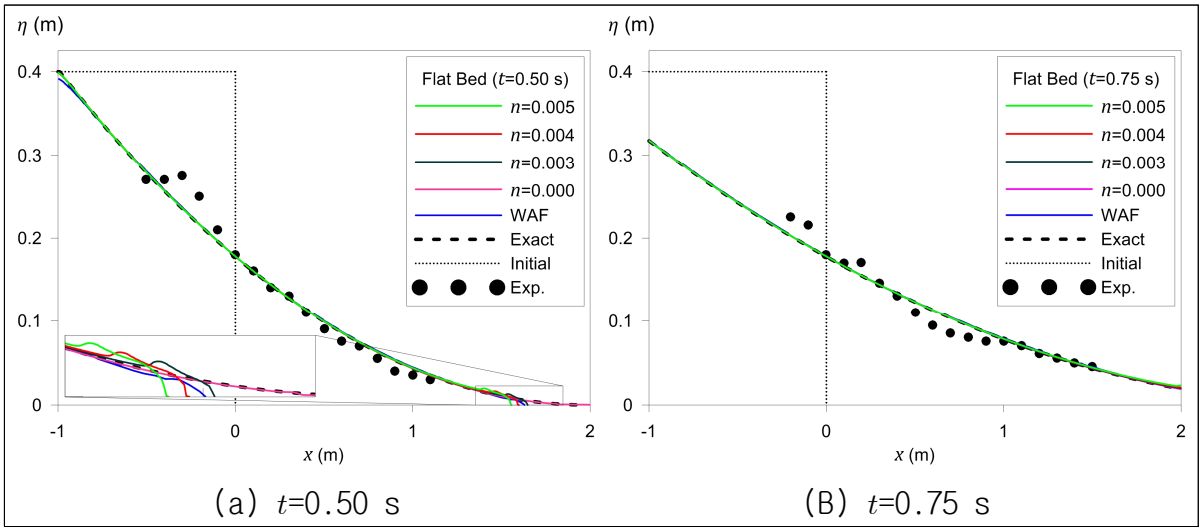


Fig. 12. Water surface elevations for the flat bed case of de Marinis et al. (2009)'s experiments

Fig. 13은 초기 수위와 측정 시각을 평평한 바닥의 경우와 동일하게 두고 후면 계단에서 발생되는 댐 붕괴 흐름에 의한 수위 변화를 보인 것이다. 이것은 Fig. 10에 보인 경우와 경상(mirror image)으로 초기 수위와 계단의 높이만 다른 경우이다. 계단 위에서 희유파에 의한 수위 감소가 나타나고, 계단에서 SST에 의한 수위의 급강하와 함께 충격파가 발생되나 물이 없는 바닥을 만나 소멸되고 희유파로 진행된다. 시간에 따른 변화는 SST를 중심으로 두 희유파가 각각 상류와 하류로 진행되면서 결정되는 수위로 나타난다. 이에 대한 파의 도식은 Eq. (10a)에서 $U_R = 0$인 경우로서 S_2가 R_2로 바뀌어 다음과 같다.

$$U_L \xrightarrow{R_1} U_2 \xrightarrow{SST} U_3 \xrightarrow{R_2} 0 \,(= U_R) \tag{13}$$

먼저, Step ARS와 Slope ARS의 차이는 육안으로 확인하기 어려울 정도로 드러나지 않으며, 정확해와 차이도 물이 없는 바닥과 이루는 전선 근처에서 마찰에 의해 미미하게 나타날 뿐이다. WAF 모형의 결과는 정확해와 다소 차이가 있어 주로 계단과 그 직하류에서 크게 나타난다. 이것은 WAF 모형에서 SST의 고려가 없기 때문인 것으로 보이나, Slope ARS와 차이는 설명되지 않는다. 그에 따라 계단의 상류에서 희유파의 진행이 다소 느려지나, 하류의 희유파에서는 큰 차이가 없다. 그런데 실험에 의한 실제 댐 붕괴 흐름의 양상에 비해 정확해나 ARS에 의한 수위는 계단의 직전과 직후에서 수위가 과소추정됨이 그림에서 확인된다. Lauber and Hager (1998)는 평면에서 댐 붕괴 순간에 수로 바닥에서 물 입자의 수평 이동에 의한 '초기 파(initial wave)'와 수면의 입자가 중력에 의해 연직으로 낙하됨에 따라 발생되는 '동역학 파(dynamic wave)'를 도입하여 초기 댐 붕괴 양상을 설명하였다. 즉, 수문이 개방되는 순간 '초기 파'가 바닥에서 먼저 발생되어 전진하고 자유 낙하에 의한 '동역학 파'가 따라가면서 중첩되는 것이다. 따라서 댐 붕괴 직후 그림의 정확해에서 물이 서있는 것처럼 보이는 불연속은 실제에서는 나타날 수 없고 연직 방향의 가속도에 의해 수면은, 그림에서 실험 결과와 같이, 비교적 완만한 곡선을 이루게 된다. 그러나 Eq. (1)과 같이 정수압 가정에 따라 수심 방향으로 적분된 1차원 SWE에 대한 수치모의로 그러한 거동이 포착되기에는 한계가 있다.

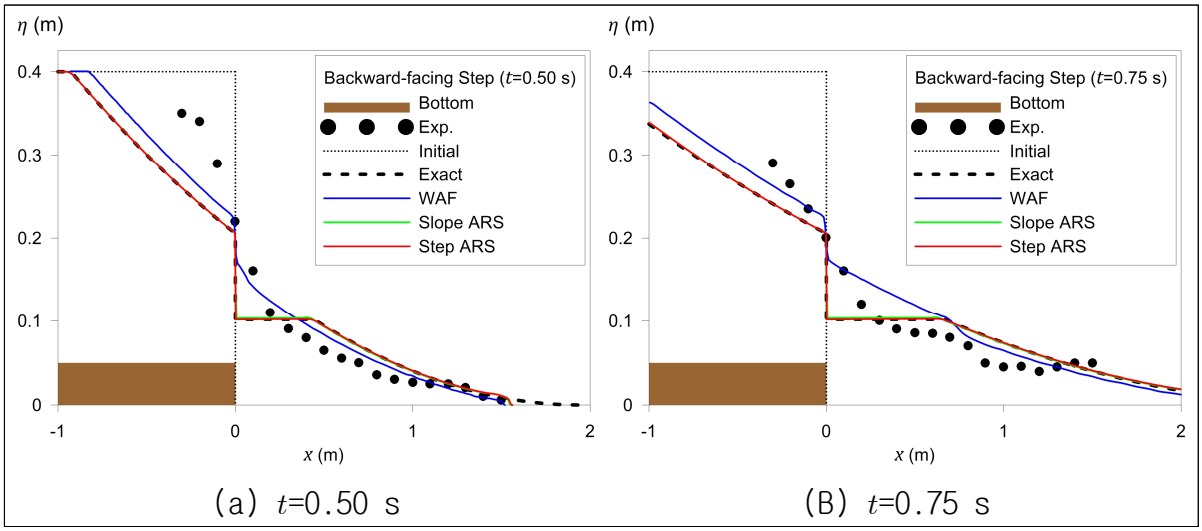


Fig. 13. Water surface elevations for the backward-facing step case of de Marinis et al. (2009)'s experiments

Fig. 14는 전면 계단에 대한 것이다. 초기 수위의 불연속은 계단의 전면에 있으므로 그 상류로 희유파가 나타나고 계단에서 ***SST***에 의해 수위가 떨어지면서 발생되는 충격파는 물이 없는 계단 위에서 소멸되고 대신 희유파로 진행된다. 여기까지는 단일 계단에 대한 정확해의 도출이 가능하다. 그런데, 이 희유파가 후면 계단에서 다시 ***SST***에 의해 수위의 강하와 함께 계단 하류에서 새로운 희유파가 진행하게 된다. 이때, 후면 계단에서 상류로부터 흐름이 계속됨에 따라 매 시각 새로운 불연속이 형성되므로 초기치가 상수인 고전적인 RP에 위배되어 정확해의 도출이 쉽지 않다. 이러한 상황은 후면 계단의 경우(Fig. 13 참조)에도 마찬가지이나 그 경우는 상류의 전면 계단에서 발생된 파의 영향이 하류에 없거나, 있더라도, 그 전에 계산이 종결되기 때문에 정확해의 도출이 가능한 것이다. 따라서 전면 계단의 경우에는 정확해 대신 Step ARS에서 n=0인 경우를 그림에 나타내었다.

그림에서 ARS와 WAF의 결과에서 차이는 주로 전면 계단의 상류로 전파되는 희유파에서 나타난다. 전면 계단에서 계단 위 희유파가 후면 계단에 닿기 직전까지 상황은 Fig. 1에서 $U_R = 0$인 경우와 유사하며, Eq. (13)에 보인 파의 도식과 동일하다. 그러나 해당 구간에서 WAF에 의한 결과는 이와는 전혀 다른 해로 귀결되며, ARS의 결과에 비해 실험 결과와 차이도 크게 나타난다.

② 단일 후면 계단에서 댐 붕괴 흐름에 의한 단파의 진행

Bukreev and Gusev (2003)는 Fig. 15와 같이 수조와 낙차가 있는 수로로 이루어진 실험 장치에서 단일 후면 계단 위 수문을 갑자기 개방하여 댐 붕괴 흐름을 발생시켰다. 상류 수심, h_s의 댐 붕괴 흐름은 계단(Δb=72 mm)을 내려가서 하류에 수심, h_p로 채워진 웅덩이에서 도수로 나타나고 그로 인한 단파가 진행되어 하류 끝의 벽에 반사된다. 수위는 세 측점에서 분해능 0.2 mm의 파고계에 의해 10 Hz로 댐 붕괴 순간부터 수로의 하류 벽에 의한 반사파가 하류 측점에 도달하기 전까지 측정되었다. 수치모의에서 계산 영역을 수조를 제외한 수로 전체를 대상으로 2 mm 크기의 계산 격자, 2,100개로 분할하였으며, 실험에서 조도계수와 관련된 정보가 없어 n=0으로 두었다.

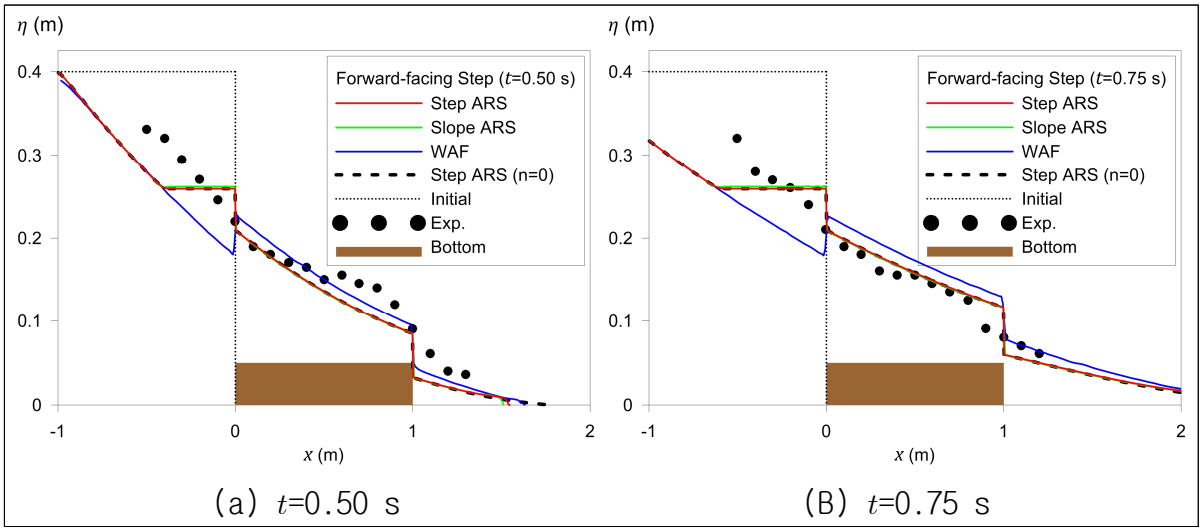


Fig. 14. Water surface elevations for the forward-facing step case of de Marinis et al. (2009)'s experiments

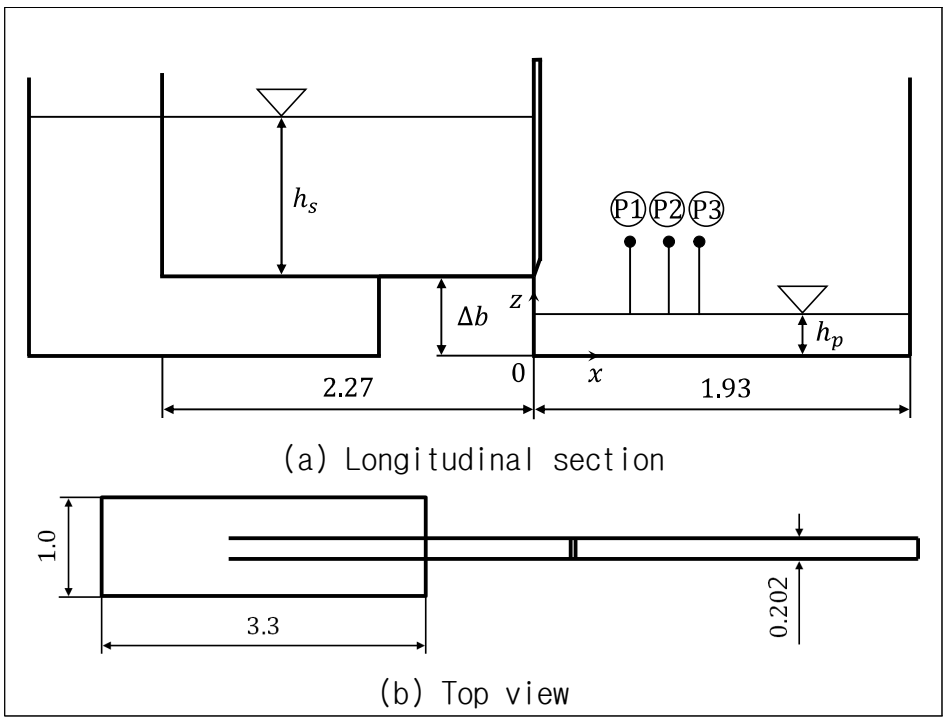


Fig. 15. Main dimensions (in meter) in the experiment of Bukreev and Gusev (2003)

Fig. 16은 $h_s/\Delta b$=2.08이고 $h_p/\Delta b$=0.44인 경우에 대해 x/h_p가 15.6(측점, P1), 21.9(측점, P2), 그리고 26.7(측점, P3)인 위치에서 실험, 정확해, 그리고 ARS에 의한 무차원 수심, h/h_p를 무차원 시각, $\tau_1^*(\equiv t\sqrt{g/h_p})$에 따라 나타낸 것이다. 실험 결과를 살펴보면, 계단에 가까운 측점, P1에서 수위의 요동이 심하고 단파의 진행도 빠르게 나타난다. 이는 수맥의 영향으로 보이나 명확하지는 않다. 이후 하류의 측점, P2와 P3으로 갈수록 요동이 잦아들면서 수위가 다소 낮아지고 첨두의 지속 시간도 길어진다. 또한, 단파의 선단에서 수위의 증가가 급하게 이루어지나 후미에서는 비교적 완만하게 떨어진다.

정확해와 Step ARS의 경우, 도수의 발생이나 단파의 선단이 도달되는 시각이 비교적 정확하게 예

측되고 단파의 진행이 종료된 뒤 수위도 실험 결과와 잘 일치함을 알 수 있다. 또한, 수맥의 영향이 큰 것으로 보이는 측점, P1을 제외하면, 단파의 높이도 실험 결과에 대한 적절한 범위로 제시된다. 그러나 모의 결과는 단파가 진행되는 동안 수위 요동을 따라가지 못하며, 감수부(recession)에서 수위가 비교적 완만하게 떨어지는 실험 결과와 다르다. 이는, 앞서 댐 붕괴 초기 양상에 대한 설명에서 밝혔듯이, 정수압 가정에 따른 1차원 SWE에 대한 수치모의의 한계로 보인다. 마찰이 없으므로 Step ARS의 결과는 정확해와 일치하나, Slope ARS의 경우, 단파의 도달 시각은 같으나 비교적 오래 지속된다. 또한, 측점, P2와 P3에서는 실험에서 감지되지 않은, 하류 벽에 의한 반사파가 ARS에 의한 결과에서 나타난다. 이것은 실제의 수맥이나 도수에 의한 에너지 손실이 모의에서 거의 반영되지 않아 실제에 비해 모의에서 단파의 진행이 더 빠르기 때문인 것으로 보이며, 앞으로 이에 대한 모형의 보완이 요구된다.

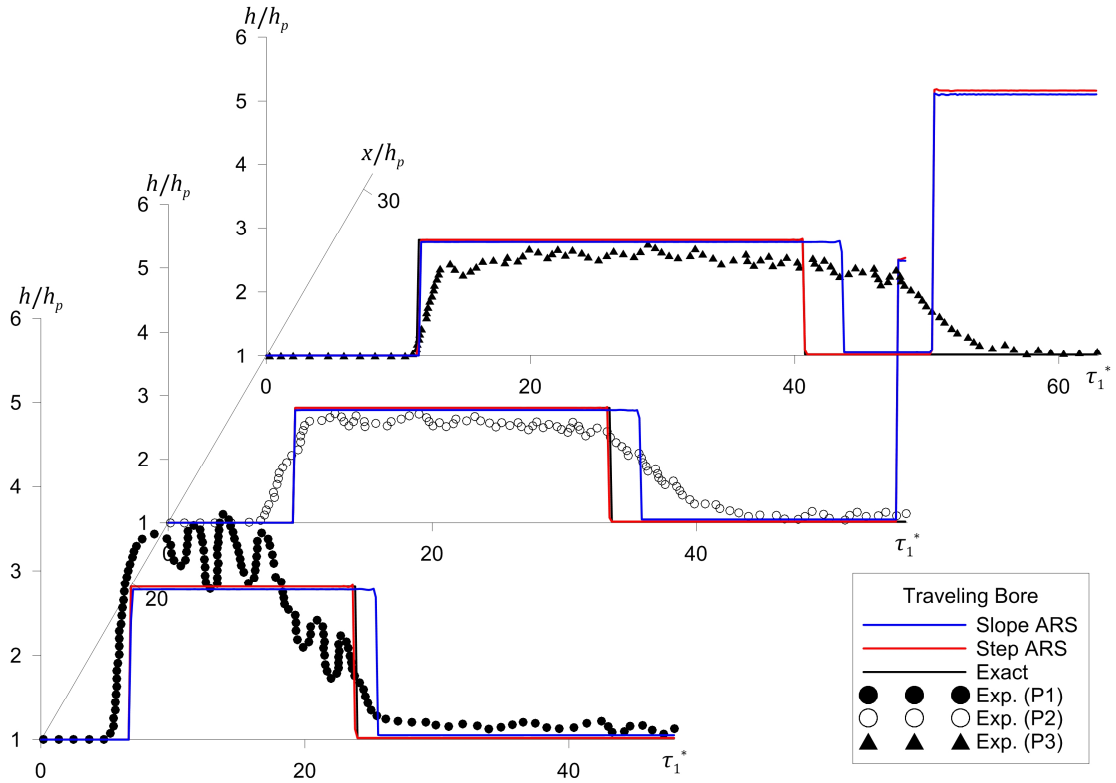


Fig. 16. Hydrographs at P1, P2, and P3 in the experiment of Bukreev and Gusev (2003)

③ 후면 계단으로 이루어진 급경사 수로 흐름

Chanson(2003)은 후면 계단으로 이루어진 급경사 수로에 대해 두 가지 부정류 실험(실험, Series1과 Series2)을 수행하였다. 그 중에서 실험, Series1은 모든 실험 경우에서 수맥이 형성되는 조건이므로 제외하고 실험, Series2에 대한 조건을 Table 2에 정리하였다. 실험, Series2에서 실험 수로는 18개의 수평 계단으로 이루어져 있으며, 계단의 길이(l)는 첫 번째 계단에서 2.4 m, 나머지 계단에서 1.2 m이고 높이는 모든 계단에서 동일하여 Δb=71.5 mm이다(Fig. 17 참조). 실험 수로의 상류에서 높이 30 mm, 폭 0.5 m의 노즐을 통해 Table 2에 보인 각 실험 경우에 맞추어 유량이 공급되었다. 그에 따른 홍수파의 관측을 위해 초당 25 프레임(frame)의 비디오 카메라를 이용하였는데, 각 계단의 가장자리에 홍수파의 선단이 닿을 때까지 지나간 프레임의 수를 도달 시각으로 환산한 것으로 보인다. 또한, 3, 9, 10, 16, 그리고 17번째 계단을 선정하여 계단 내에서 촬영된 모든 프레임에 기록

된 그 선단의 위치를 계단 바닥에 50 mm마다 표시한 눈금을 읽어 해당 계단 내에서 홍수파의 도달거리를 측정하였다. 이때, 3과 10번째 계단의 상류 끝 부근에서는 수맥에 의한 연직 유속도 측정되었다. 모든 결과는 동일한 조건에서 3회에 걸쳐 반복하여 측정한 값을 평균한 것이다(Chanson, 2003).

Table 2. Conditions of the experiment of Chanson (2003)

Experiment	Δb (mm)	Run	q ($m^3/s/m$)	Initial channel condition	Steady flow regime	Remarks
Series2	71.5	TL1	0.080	Wet	Transition	18 horizontal steps length: 1.2 m (length of 1st step: 2.4 m) width: 0.5 m
		TL2	0.095	Wet	Transition/Skimming	
		TL3	0.110	Wet	Skimming	
		TL4	0.130	Wet	Skimming	
		TL5	0.150	Wet	Skimming	

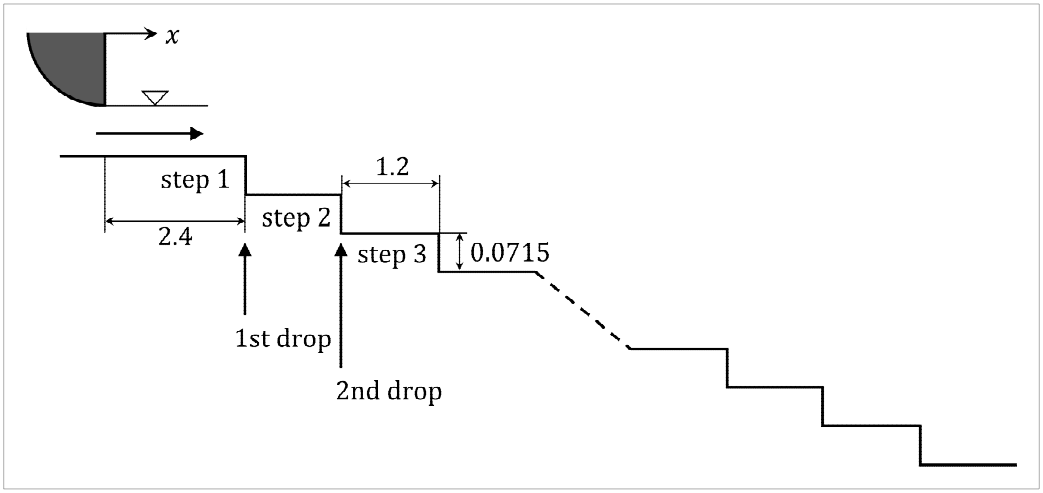


Fig. 17. Main dimensions (in meter) in the experiment of Chanson (2003)

수치모의를 위한 계산 영역을 노즐의 출구로부터 25 m까지의 구간으로 두었으며, 10 mm의 계산격자, 2,500개로 분할하였다. 비교할 실험이 댐 붕괴 실험과 달리 유량의 공급에 의한 것이므로 수치모의에서 상류의 유입 경계조건을 실험 조건에 맞추는 것이 필요하다. 그런데, 실험에서 정상 상태의 유량은 명시되어 있으나, 상류 끝에서 수위-유량 관계는 제시되지 않았다. 따라서 상류 끝에서 유입 경계조건을 부여하기 위해 1 s까지 선형으로 정상 상태의 유량에 도달하는 단순한 수문곡선을 가정하였다. 하류 끝에는 개방 경계조건으로 두었다.

Chanson and Toombes(2002)는 동일 수로에서 정상류 실험을 통해 실험 경우, TL1, TL3, 그리고 TL5에 대해 Darcy의 마찰계수를 추정하여 각각 0.038, 0.0199, 그리고 0.0375로 제시하였다. 이 값들을 상류 노즐의 높이를 수심으로 두고 n의 값을 추산해보면, 약 0.009-0.012의 범위에 있다. 그 중에서 수로의 바닥 재질인 목재(dressed timber, joints flush)에 해당하는 0.011을 선정하였다(Henderson, 1966).

Table 2에 보인 바와 같이, 거의 대부분의 실험 경우에 초기 조건은 수로의 바닥에 물이 있는 조건

이다. 그러나 이것은 초기에 일부러 일정 수심을 유지해 둔 것이 아니라, 반복되는 실험에 의해 계단이 젖어 있는 상태로 보인다. Chanson (2003)도 최초 실험에서는 바닥이 마른 상태라고 밝히고 있다. 따라서 젖은 바닥의 초기 수심은 매우 작았을 것으로 생각하여 초기 수심이 0.1 mm인 경우와 없는 경우를 미리 비교해 보았다. 각 계단의 끝에서 홍수파의 도달시간에 대해 Step ARS의 결과에서 두 경우 사이의 RMS(Root Mean Square) 오차는 모든 실험 경우에 대해 0.045-0.084 s의 범위에 있어 그림으로 나타내 구분하기 어려울 정도로 그 차이는 미미하였다. 그런데 Slope ARS의 경우, 초기에 매우 작은 수심이 있을 때, 계단의 끝에 인접한 격자에서 음의 수심이 발생되어 모의가 불가능하였다. 이것은 수치모의의 첫 번째 시간 단계에서 나타나는데, 계단이 급경사로 취급되는 Slope ARS에서는 급경사에 의해 발생되는 강한 운동량의 유출이 인접 격자에 영향을 미쳐 그 격자 내 매우 작은 초기 수심으로는 선평형의 유지가 어렵기 때문이다. Step ARS에서 초기 수심의 유무에 따른 차이가 미미하고 동일한 조건에서 두 모형을 비교하는 것이 더 의미 있을 것으로 판단되어 이후 모의에서는 모든 실험 경우에 대해 초기의 바닥에 물이 없다고 가정하였다.

Figs. 18-22에 무차원 거리, $x_1^*(\equiv x/d_0)$에 대한 홍수파의 무차원 도달시간, $\tau_2^*(\equiv t\sqrt{g/d_0})$와 무차원 속도, $c_s^*(\equiv c_s/\sqrt{g/d_0})$를 나타내었으며, Table 3에 실험 결과에 대한 τ_2^*와 c_s^*의 RMS 오차도 정리하였다. 여기에서, $c_s \equiv \Delta x/\Delta t$이고 d_0는 댐 붕괴 문제에 대한 고전적인 해석에서 저수지의 초기 수심으로서, 그 이론에 따르면, 충격파가 진행되는 구간에서 흐름 양상은 한계류가 되므로 $d_0 = (9/4)\sqrt[3]{q^2/g}$ 이다(Henderson, 1966). 결국, x_1^*는 각 계단의 가장자리 위치를, τ_2^*는 해당 위치에 홍수파가 도달하는데 걸린 시간을 공급 유량과 관련된 d_0을 이용하여 무차원량으로 나타낸 것이며, 그에 따라 $c_s^* = \Delta x_1^*/\Delta\tau_2^*$이다. 먼저, τ_2^*를 살펴보면, 대체로 실험 결과와 모의 결과는 잘 일치하며, Step ARS와 Slope ARS의 차이는 거의 없다. 공급 유량이 작을 때(실험 경우, TL1과 TL2), 모의 결과는 실험 결과와 약간의 차이를 보이나, 유량이 커질수록 그 오차는 줄어든다(Table 3의 위 행 참조). 모든 실험 경우에 대해 평균한 RMS 오차는 Step ARS와 Slope ARS 모두 0.17 s로 실험에서 사용된 비디오 카메라의 다섯 프레임 이내로 국한된다. c_s^*의 경우 상류 경계에 가까운 계단에서 실험 결과와 차이가 드러나며 하류에서는 잘 일치하는 것으로 나타난다. ARS 사이의 차이는, 그림에서 보이듯이, 매우 작으며 RMS 오차에서도 확인된다(Table 3의 중앙 행 참조). τ_2^*와 c_s^*, 모두에 대해 Step ARS에 의한 결과가 더 많은 실험 경우에서 실험 결과에 더 가깝다. Table 3의 아래 행에 30 s 동안의 모의에 걸린 실행 시간의 비율도 보였으며, 차이가 거의 없음을 알 수 있다. 그 이유는 Step ARS에서는 각 계단에서 내부 경계조건의 부여를 위해 정확해의 계산 과정이 필요한 반면, Slope ARS에서도 모든 계단에서 내부 경계 대신, Step ARS에서 쓰이지 않는, DFB와 PSC가 도입되기 때문이다.

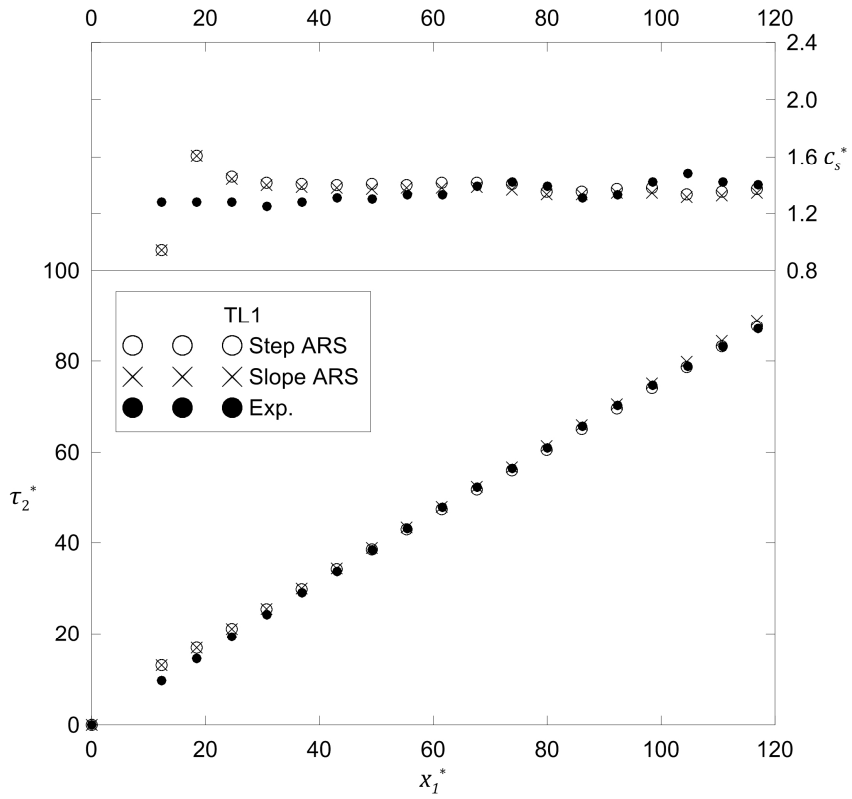


Fig. 18. Non-dim. travel time and wave speed (TL1)

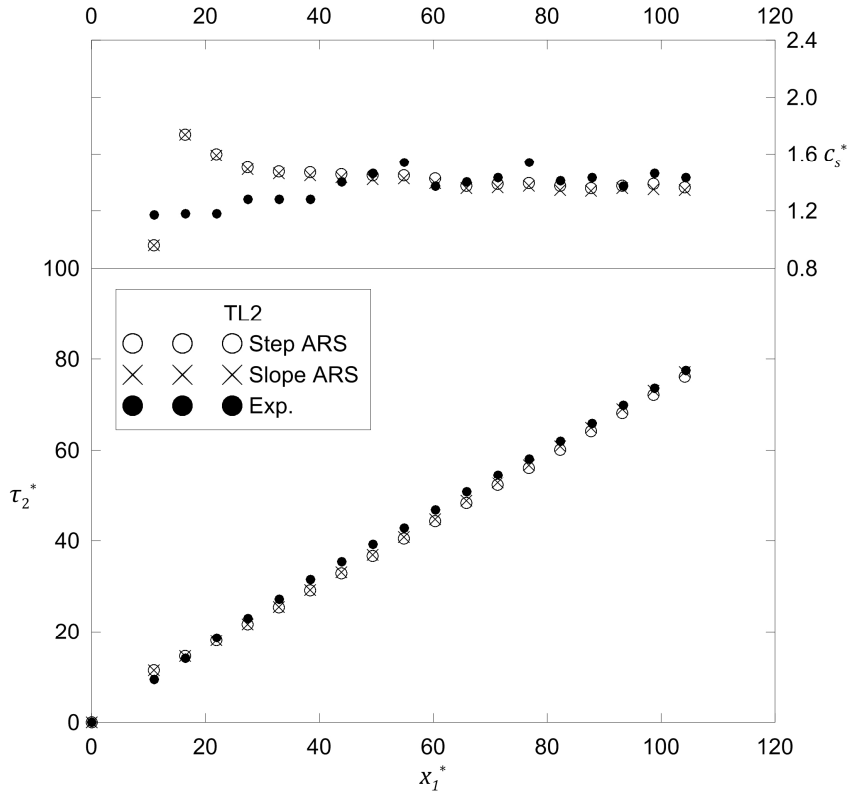


Fig. 19. Non-dim. travel time and wave speed (TL2)

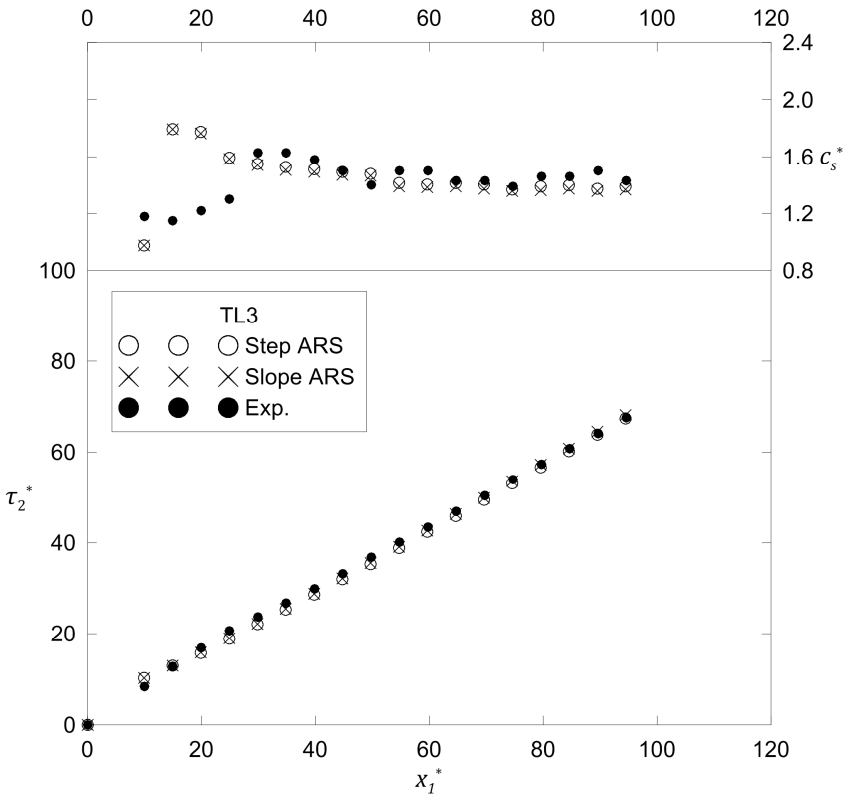


Fig. 20. Non-dim. travel time and wave speed (TL3)

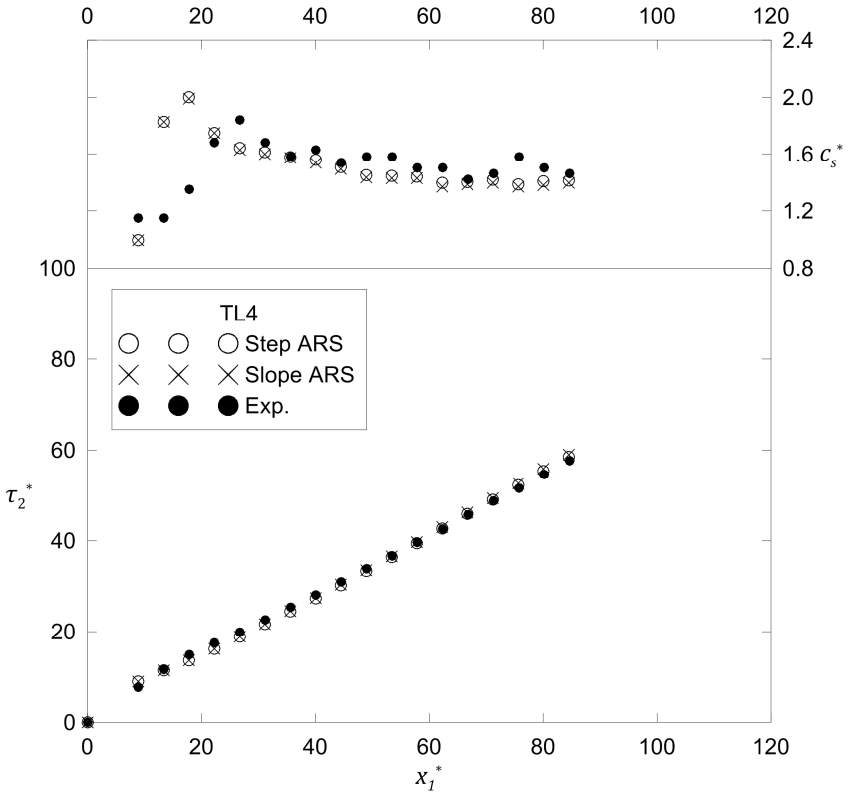


Fig. 21. Non-dim. travel time and wave speed (TL4)

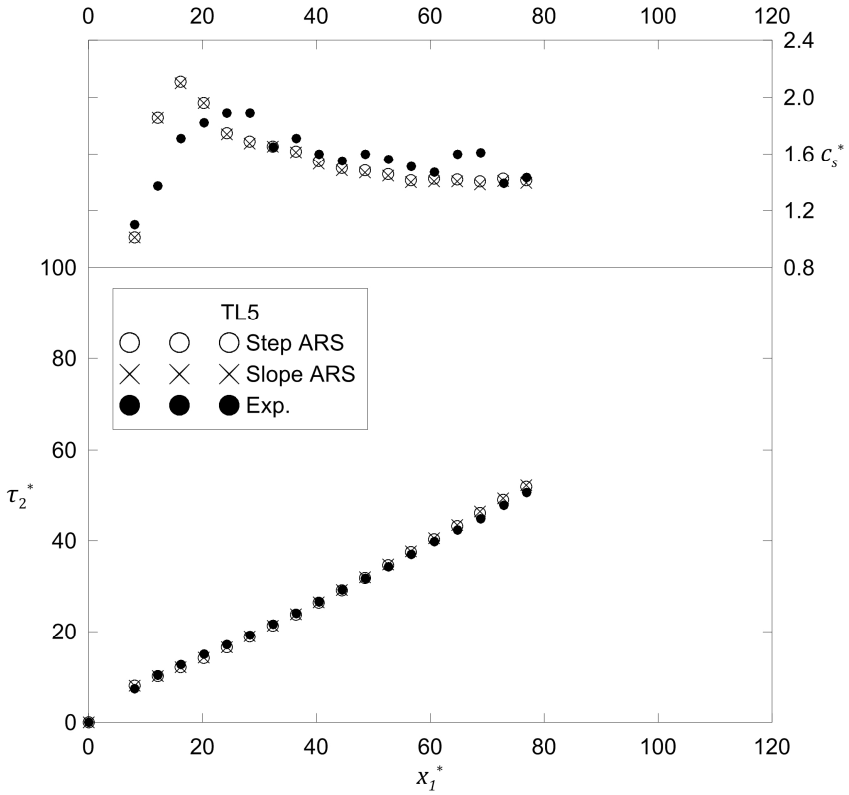


Fig. 22. Non-dim. travel time and wave speed (TL5)

Table 3. RMS errors of non-dim. travel times and wave speeds and run-times in simulations

		TL1	TL2	TL3	TL4	TL5
τ_2^*	Slope	1.309	1.583	1.008	0.884	0.819
	Step	1.180	1.934	1.144	0.798	0.668
	Ratio (Step/Slope)	0.90	1.22	1.14	0.90	0.82
C_s^*	Slope	0.139	0.198	0.229	0.246	0.189
	Step	0.142	0.198	0.227	0.243	0.184
	Ratio (Step/Slope)	1.02	1.00	0.99	0.98	0.97
Run-time	Ratio (Step/Slope)	0.95	1.04	1.01	1.04	1.06

마지막으로, 3, 9, 10, 16, 그리고 17번째인 각 계단으로 홍수파가 들어온 시각, t_s로부터 일정 간격의 시간 마다 도달되는 거리에서 산정된 홍수파의 무차원 속도를 평균한 값, $\overline{c_s^*}$을 Fig. 23에 비교하였다. 그림에서 보이듯이, 모든 실험 경우에서 상류 끝에 가장 가까운 세 번째 계단에서 실험 결과와 차이가 비교적 크며, 실험보다 모의에서 그 값이 더 크다. 그 이유는 3과 10번째 계단에서 수맥의 영향이 있기 때문이다(Chanson, 2003). 전술한 바와 같이, 수맥에 의한 에너지 손실이 고려되지 않아 ARS에서 홍수파가 더 빠르게 진행된 것으로 보인다. 10번째 계단의 경우, 무차원 속도의 평균치에서 두드러질 정도의 영향은 나타나지 않는다. Figs. 24와 25는 각각 실험 결과와 ARS의 결과에서 가장 큰 차이를 보이는 실험 경우, TL3의 3번째 계단('TL3-3')과 비교적 잘 일치하는 실험 경우, TL5의 16번째 계단('TL5-16') 내에서 무차원 도달시간, $\tau_3^*(\equiv(t-t_s)\sqrt{g/d_0}\,)$에 대해 계단의 길이로 무차원한 거리, x_2^* $(\equiv x/l)$와 $\overline{c_s^*}$을 보인 것이다. x_2^*을 살펴보면, TL3-3에서 일정 간격의 시각에 홍수파의 도달 거리가 실험에 비해 모의에서 더 길고(Fig. 24 참조), TL5-16에서는 대체로 더 짧으나 실험 결과와 차이는 더 작다(Fig. 25 참조). 즉, TL3-3에서는 실험에 비해 모의에서 홍수파가 더 빠르게 진행되는데, Fig. 24에서 $\overline{c_s^*}$의 비교에서 잘 드러난다. 그러나 Fig. 25에서 보이듯이, TL5-16에서는 모의 결과가 실험 결과와 비교적 잘 일치한다. Fig. 23에서 마지막 열, 'Mean'에 나타낸 것은 수맥에 의한 영향이 두드러진 3번째 계단을 제외한 각 계단에서 전체 실험 경우에 대해 평균한 $\overline{c_s^*}$을 보인 것이다. 실험과 모의 사이의 그 차이는 크지 않으며, 실험 결과에 대한 상대오차는 Step ARS에서 2.9-6.0%(모든 실험 경우에 대한 평균치의 상대오차는 2.4%), Slope ARS에서 1.2-7.8%(모든 실험 경우에 대한 평균의 상대오차는 4.2%)의 범위에 있었다.

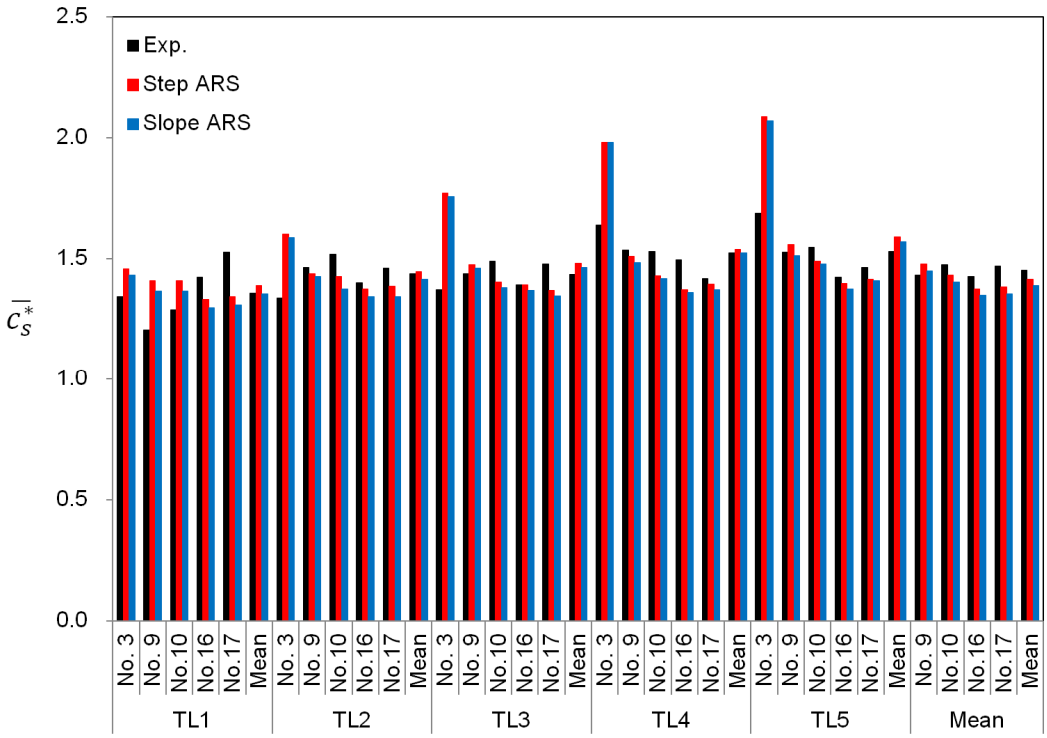


Fig. 23. Non-dim. mean wave speeds in step number 3, 9, 10, 16, and 17

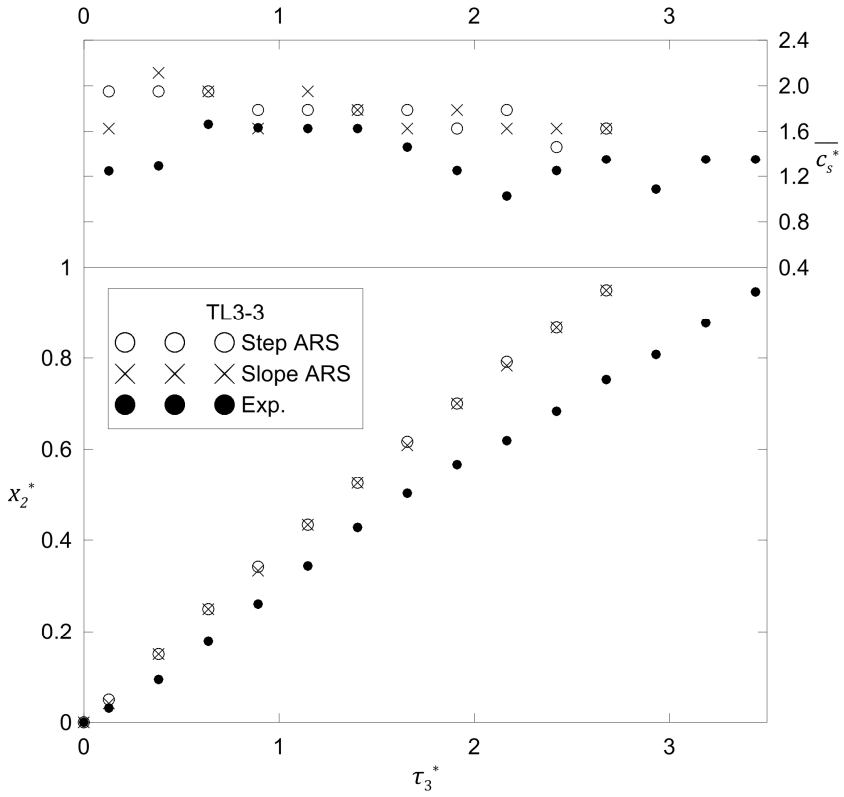


Fig. 24. Non-dim. travel distance and mean wave speed at step number 3 (TL3)

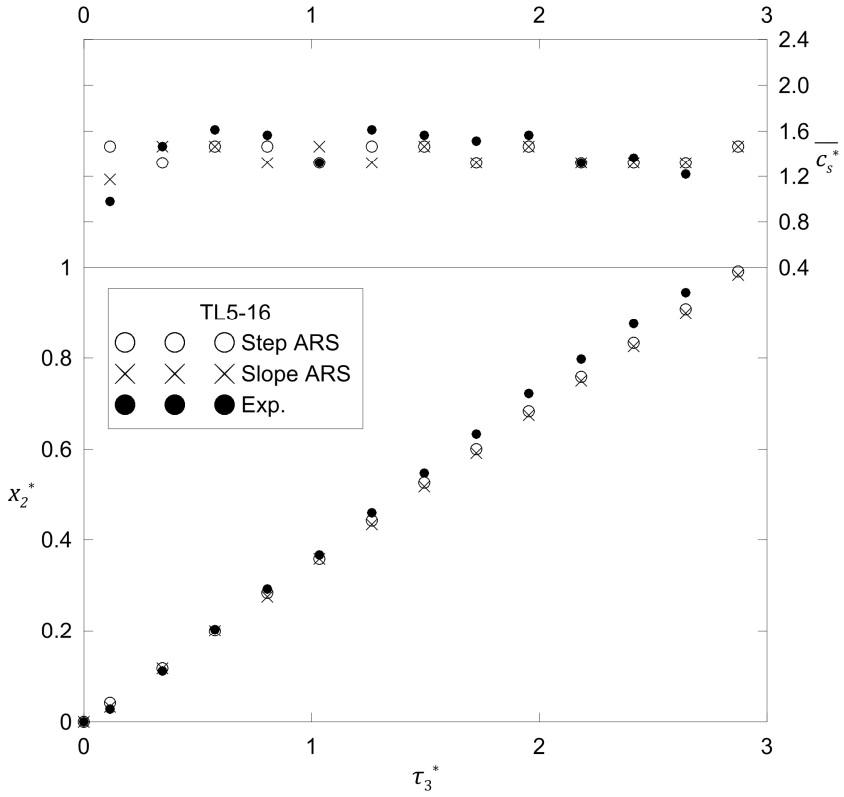


Fig. 25. Non-dim. travel distance and mean wave speed at step number 16 (TL5)

(4) 결론

천수 흐름에 대한 수치모의에서, 횡단 구조물로 인해 바닥이 불연속인 경우, 실험 또는 경험으로부터 수위-유량 관계에 의한 내부 경계로 처리하거나 경사로 완화하는 것이 불가피하였다. 이 연구에서는 계단과 같이 불연속 횡단 구조물을 지나는 천수 흐름에 대해 내부 경계조건으로서 단일 계단에 대한 정확해를 부여하는 방법을 검토하였다. Step ARS는 Hwang and Lee (2010; 2011)의 모형에 Alcrudo and Benkhaldoun(2001)의 정확해가 Hwang (2013b; 2013c)에 따라 내부 경계조건으로 부여되는 모형이며, 함께 비교한 Slope ARS는 Hwang (2013a)에 따라 DFB와 PSC가 채택되어 계단이 경사로 완화되어 해석되는 모형이다. 두 모형을 정확해가 있는 문제와 몇 가지 실험에 적용하여 그 결과를 비교하였으며, 도출된 결론은 다음과 같다.

① 계단을 지나는 천수 흐름에 대해 정확해를 내부 경계조건으로 부여하는 ARS를 구성하였으며, 정확해와 잘 일치함을 확인하였다. 내부 경계조건의 부여에 실패하는 경우에는 계단을 경사로 완화하여 적용되고 이후 다시 내부 경계조건의 부여가 시도되었으며, 그런 경우는 이 연구에 다룬 모든 결과 중에서 단 1회의 시간 단계에서 발생된 것이 유일한 것이었다.

② 계단을 오르고 내려가는 천수 흐름에서 각각 항력과 수맥에 의한 에너지 손실이 아직까지 적절히 평가되지 않아 주로 후면 계단을 내려가는 실험 중에서 수맥이 발생되지 않거나 그 영향이 비교적 작은 경우와 비교를 통해 모형을 검증하였다.

③ 전면과 후면 계단에 대한 댐 붕괴 실험(de Marinis et al., 2009), 하류 웅덩이에서 댐 붕괴 흐름에 의한 단파의 진행 실험(Bukreev and Gusev, 2003), 그리고 후면 계단으로 이루어진 급경사 수로 실험(Chanson, 2003) 등 세 가지 실험에 대해 Step ARS와 Slope ARS를 적용하고 결과를 비교하였다. 두 모형에 의한 결과는 실험 결과와 부합되었으며, 둘 사이의 차이는 크지 않았다.

④ 댐 붕괴 흐름에 의한 단파의 진행 실험(Bukreev and Gusev, 2003)과 후면 계단으로 이루어진 급경사 수로 실험(Chanson, 2003)의 일부 실험 경우에서는 수맥에 의한 영향이 있어 그로 인한 에너지 손실이 고려되지 않은 ARS에서 단파와 홍수파의 진행이 실험에 비해 빠르게 진행됨을 확인하였다.

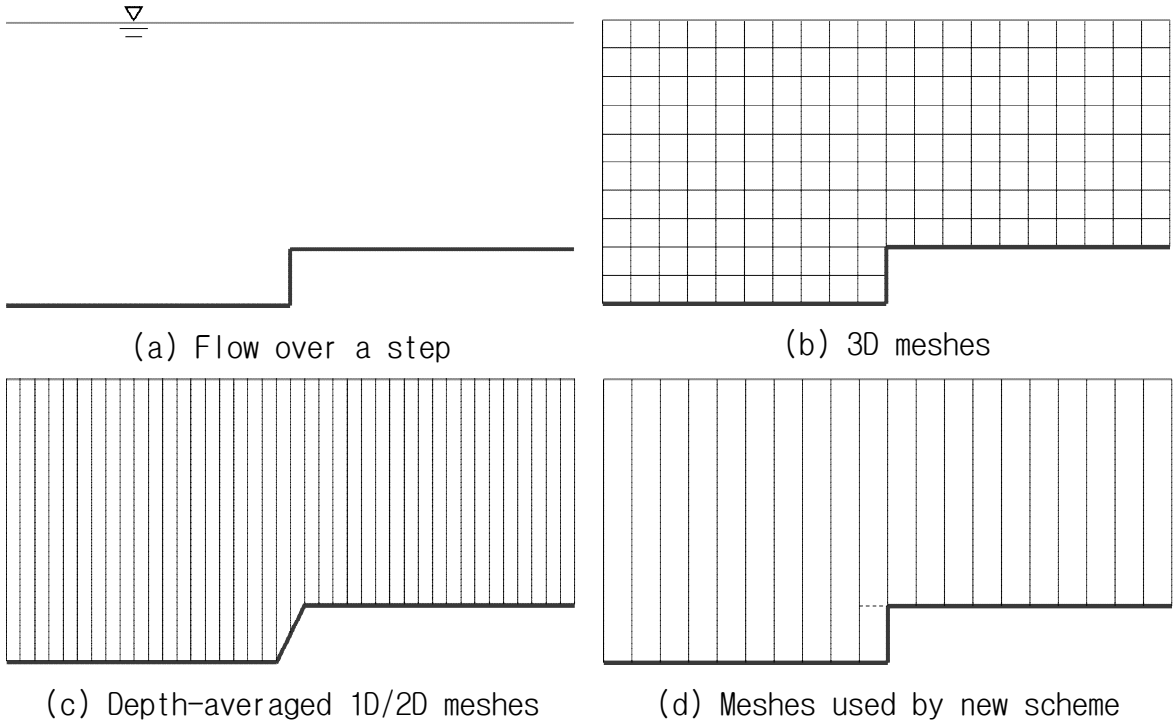
이 연구에서 개발된 모형으로 낙차공(drop)과 같이 불연속 바닥을 수맥의 형성 없이 지나는 천수 흐름에 대해 별도로 수위-유량 관계를 도입하거나 지형을 완화하지 않고 직접 모의가 가능하다. 향후, 계단에 의한 흐름 저항과 수맥에 의한 에너지 손실에 대해 적절히 평가할 수 있도록 보완된다면, 하천에서 보나 옹벽(강변 도로)과 같은 불연속 지형을 넘나드는 천수 흐름에 대한 모의가 가능할 것으로 기대된다.

라. 불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 해석을 위한 수심적분 모형에 대한 새로운 기법

○ 수심적분 모형으로 불연속 하천구조물을 직접 해석할 수 있는 새로운 기법을 제시하고 모형에 적용하여 기존의 SGMS보다 우수하고 3D 모형에 뒤지지 않음을 정확해 및 실험실 실험과 비교를 통해 검증함

(1) 서론

계단과 같은 불연속 지형을 지나는 천수 흐름에 대한 수치해석을 위해서는 3차원 모형에 의한 접근이 직관적이겠으나, 문제에 따라 수고와 비용이 막대할 수 있다. Fig. 1은 계단을 지나는 천수 흐름의 측면도와 그것을 해석하기 위한 계산 격자의 배치를 보인 것이다. Fig. 1(a)에 대해 3차원 모형을 적용할 때, Fig. 1(b)와 같은 격자의 배치가 필요할 것이다. 동일한 대상에 대해 수심적분 모형으로 접근하는 경우, 직립인 계단을 직접 해석하기 어려우므로 경사로 완화하는 것이 불가피하며 그에 따른 격자의 세분이 요구된다(Fig. 1c 참조). 만약 수심적분 모형으로도 계단에 대해 직접 해석할 수 있다면, 직립인 계단을 경사면으로 대치하지 않고, Fig. 1(d)와 같은 격자 배치도 가능할 것이다.



(a) Flow over a step (b) 3D meshes

(c) Depth-averaged 1D/2D meshes (d) Meshes used by new scheme

Fig. 1. Flow over a step and layouts of computational meshes

기존의 수심적분 모형에서 계단에 대해 경사로 완화하는 것이 불가피한 이유는 바닥이 불연속인 점에서 미분이 불가능하여 천수방정식의 생성항(source term) 중에서 미분 형태의 바닥 경사항이 정의되지 않기 때문이다. 이러한 문제를 극복하기 위해 Alcrudo and Benkhaldoun(2001)은 에너지 방정식을 이용하여 단일 계단 위를 지나는 천수 흐름으로 이루어진 Riemann 문제에 대한 정확해를 제시하였다. Hwang(2013b)은 Alcrudo and Benkhaldoun(2001)의 정확해에 대해 초기 흐름 양상(Froude 수)에 따른 알고리듬(algorithm)을 제시하였으며, Hwang(2013c)은 이를 계단을 지나 마른 바닥으로 진행되는 천수 흐름에 대해 보완하였다. 또한 Hwang(2014)은 불연속 지형을 내부 경계로 두

고 그에 대해 정확 Riemann 해법에 기반한 알고리듬(Hwang, 2013b; Hwang, 2013c)을 적용하였다.

수심적분 수치모형으로 불연속 지형을 직접 해석하기 위한 시도로서 Zhou et al.(2002)의 연구를 들 수 있다. Zhou et al.(2002)은 Zhou et al.(2001)의 SGM(Surface Gradient Method)을 계단에 적용하기 위해 SGMS(SGM for a Step)를 제안하였다. 그들은 지형의 불연속을 우회하기 위해 계단에서 표고의 차이를 무시하고 구한 수심으로 흐름률(flux)을 계산하고, 흐름 단면의 급축(abrupt contraction)에 의한 수두 손실을 생성항에 추가하였다. Zhou et al.(2002)은 몇몇 정확해와 실험결과와 비교를 통해 단순하고 효율적이며 강력한(robust) 기법으로 소개하였으나, SGMS는 계단이 완전히 잠긴 경우에만 적용이 가능하여 계단으로 물이 차거나 빠지는 현상을 재현할 수 없었다. Hwang(2015)은 계단으로 물이 차거나 빠지는 경우에도 SGMS를 적용할 수 있도록 보완하였다. 계단이 완전히 잠기지 않는 상황을 계단 밑에만 물이 없는 경우, 계단 위에만 물이 없어 벽에 의해 반사되는 경우, 그리고 두 가지가 동시에 발생하는 경우 등 세 가지로 구분하여 각각에 대한 대책을 제시하였다(Hwang, 2015a). 그보다 앞서 Prokof'ev(2005)도 계단의 전면에서 물이 차지 않은 구간을 제외함으로써 흐름의 불연속을 우회하고 계단에 의한 흐름 저항을, Zhou et al.(2002)과 달리, 정수압과 계단에 의한 반력으로 고려하였다. 그러나 지형의 영향을 생성항이 아닌 흐름률에 고려하는 차이는 있으나, 계단이 완전히 잠기는 경우에 대해서는 SGMS의 접근 방식과 유사하다.

이 연구에서는 계단과 같은 불연속 지형을 지나는 천수 흐름에 대해 계단 위의 흐름과 계단의 전면에 의한 흐름 저항이 지배적인 영역을 구분하여 고려함으로써 계단의 잠김 여부에 구애받지 않고 계단에서 흐름률을 정확하게 계산할 수 있는 새로운 기법을 제안한다. 먼저 그 기법의 이론에 대해 소개하고 Zhou et al.(2001)이 제안한 ξ-특성(ξ-property)에 대해 검토한다. 그리고 개발된 기법을 SGMS에 의한 결과와 함께 정확해, 가상의 문제, 그리고 실험 결과에 대해 검증한다.

(2) 이론

① 지배 방정식과 수치 해법

2차원 천수 흐름에 대한 지배방정식은 다음과 같다(Weiyan, 1992).

$$\boldsymbol{U}_t + \boldsymbol{F}(\boldsymbol{U})_x + \boldsymbol{G}(\boldsymbol{U})_y = \boldsymbol{S}(\boldsymbol{U}) \tag{1a}$$

여기에서, 아래 첨자 t 그리고 x와 y는 각각 시간과 공간에 대한 편미분을 의미하고, 보존변수(conservative variable)의 벡터, $\boldsymbol{U}$, x 방향의 흐름률 벡터, $\boldsymbol{F}$, y 방향의 흐름률 벡터, $\boldsymbol{G}$, 그리고 생성항 벡터, $\boldsymbol{S}$는 각각 다음과 같다.

$$\boldsymbol{U} = [h, hu, hv]^T \tag{1b}$$

$$\boldsymbol{F} = [hu, hu^2 + gh^2/2, huv]^T \tag{1c}$$

$$\boldsymbol{G} = [hv, huv, hv^2 + gh^2/2]^T \tag{1d}$$

$$\boldsymbol{S} = \boldsymbol{S}_0 + \boldsymbol{S}_f \tag{1e}$$

여기에서, h는 수심, u는 x 방향 유속, v는 y 방향 유속, g는 중력가속도, 그리고 $\boldsymbol{S}_0$와 $\boldsymbol{S}_f$는 각각 바닥 경사와 마찰에 의한 생성항으로 다음과 같다.

$$\boldsymbol{S}_0 = \left[0,\ -ghb_{x,}\ -ghb_y\right]^T \tag{1f}$$

$$\boldsymbol{S}_f = \left[0,\ -m^2 gh^{-1/3} u\sqrt{u^2+v^2},\ -m^2 gh^{-1/3} v\sqrt{u^2+v^2}\ \right]^T \tag{1g}$$

여기에서, b는 바닥 표고 그리고 m은 Manning의 조도계수이다.

이론 전개의 간결함을 위해 Eq. (1)로부터 차원을 줄여 다음과 같은 1차원 천수방정식에 대해 검토

한다.

$$\boldsymbol{U}_t + \boldsymbol{F}_x = \boldsymbol{S} \tag{2a}$$

$$\boldsymbol{U} = [h, q]^T \tag{2b}$$

$$\boldsymbol{F} = [q, q^2/h + gh^2/2]^T \tag{2c}$$

$$\boldsymbol{S} = [0, -ghb_x - m^2 gh^{-1/3}u^2]^T \tag{2d}$$

여기에서, $q = hu$ 이다.

Eq. (2)에 유한체적법을 적용하여 계산 영역 내 어떤 계산 격자, i에 적용하면 다음과 같다 (LeVeque, 2002).

$$\boldsymbol{U}_t^{n+1} = \boldsymbol{U}_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x}(\boldsymbol{F}_{i+1/2} - \boldsymbol{F}_{i-1/2}) + \Delta t \boldsymbol{S}_i \tag{3}$$

여기에서, n은 시간 단계, Δx는 계산 격자의 공간 간격, 그리고 Δt는 시간 간격으로 균등 격자에 대해 다음과 같은 안정 조건으로부터 결정된다(Weiyan, 1992; LeVeque, 2002).

$$\max_i(|\lambda_{i-1/2}|, |\lambda_{i+1/2}|)\Delta t/\Delta x \leq 1 \tag{4}$$

여기에서, i는 1부터 계산 격자의 총 개수까지 정수이고 λ는 특성파(characteristic wave)의 속도이다. 시간에 대해 2차의 정확도를 확보하기 위해 Eq. (3)에 2차 Runge-Kutta 방법을 적용할 수 있다.

Eq. (3)에서 흐름률을 정확하게 결정하기 위하여 어떤 근사 Riemann 해법, $\boldsymbol{\mathcal{R}}$을 계산 격자(i)의 한 변, $i+1/2$에 적용하면 다음과 같다.

$$\boldsymbol{F}_{i+1/2} = \boldsymbol{\mathcal{R}}\left(\boldsymbol{U}_{i+1/2}^L, \boldsymbol{U}_{i+1/2}^R\right) \tag{5}$$

여기에서 L과 R은 그 변의 왼쪽과 오른쪽을 의미한다. 이 연구에 적용된 근사 Riemann 해법은 HLLL 기법으로서 그에 대한 자세한 설명을 Linde (2002) 또는 Hwang and Lee (2012)의 연구에서 참조할 수 있다. 공간에 대한 정확도를 높이기 위해 계산 격자 내에서 보존변수의 경사를 설정할 수 있다. 즉, 계산 격자 내에서 상수인 보존변수의 값을 격자의 중앙에 두고 인접 격자의 보존변수를 고려하여 격자 내 보존변수의 경사, $\delta \boldsymbol{U}_i$를 결정함으로써 자료의 재구축(data reconstruction)이 이루어진다. 공간에 대해 2차의 정확도를 확보하기 위해 $\delta \boldsymbol{U}_i$를 선형을 둘 수 있으며, Eq. (5)에서 흐름률 계산에 이용될 변의 왼쪽과 오른쪽에서 보존변수는 다음과 같다.

$$\boldsymbol{U}_{i+1/2}^L = \boldsymbol{U}_i + 0.5\,\Delta x \delta \boldsymbol{U}_i \tag{6a}$$

$$\boldsymbol{U}_{i+1/2}^R = \boldsymbol{U}_{i+1} - 0.5\,\Delta x \delta \boldsymbol{U}_{i+1} \tag{6b}$$

Zhou et al. (2001)이 제안한 SGM은 보존변수 중 수심에 대한 경사의 결정에서 수심이 아닌 수위를 이용하는 것이다. 즉, $\delta \boldsymbol{U}^{SGM} = (\delta\eta, \delta q)^T$ 로서 Eq. (6)의 수심에 대해 나타내면 다음과 같다.

$$h_{i+1/2}^L = \eta_i + 0.5\,\Delta x \delta \eta_i - b_{i+1/2}^L \tag{7a}$$

$$h_{i+1/2}^R = \eta_{i+1} - 0.5\,\Delta x \delta \eta_{i+1} - b_{i+1/2}^R \tag{7b}$$

여기에서 η는 수위로서 $\eta = b + h$ 이다.

② SGMS

Zhou et al. (2002)는 계단에서 불연속 문제를 우회하기 위해 격자, i에 대한 Eq. (7)을 다음과 같이 바꾸었다.

$$h_{i+1/2}^L = \eta_i + 0.5\,\Delta x \delta \eta_i - b_{i+1/2}^L \tag{8a}$$

$$h_{i+1/2}^R = \eta_{i+1} - 0.5\,\Delta x \delta \eta_{i+1} - b_{i+1/2}^L \tag{8b}$$

마찬가지로 격자, $i+1$에 대해 다음과 같다.

$$h_{i+1/2}^{L} = \eta_i + 0.5\Delta x\delta\eta_i - b_{i+1/2}^{R} \tag{9a}$$

$$h_{i+1/2}^{R} = \eta_{i+1} - 0.5\Delta x\delta\eta_{i+1} - b_{i+1/2}^{R} \tag{9b}$$

Eqs. (8) and (9)에서 흐름률의 계산에 지형의 영향이 없으므로 이것을 생성항에서 별도로 고려하게 된다. 즉, SGMS에서 생성항은 다음과 같다.

$$\boldsymbol{S}^{SGMS} = [0, -ghb_x - m^2 gh^{-1/3}u^2 - \xi u_{i+1}^2]^T \tag{10}$$

여기에서 $\xi = 0.5(h_i - h_{i+1})/h_i$ 이며, 계단 밑의 격자에만 적용된다. 따라서 SGMS에서 지형의 영향은 단면 축소로 인한 수두 손실일 뿐이며, 계단에 의한 흐름 저항이 직접 고려된 것은 아니다.

③ 계단을 지나는 천수 흐름에 대한 새로운 기법

계단을 지나는 흐름에 대해, Fig. 2와 같이, 계단에 의한 저항이 지배적인 계단의 전면부와 그 위를 지나가는 흐름 영역으로 구분하여 해석한다면, 계단에 의한 흐름 저항을 보다 정확하게 반영할 수 있을 것으로 기대할 수 있다. 즉, 계단에 인접한 계산 격자에서 흐름률의 계산을 계단의 위와 아래로 나누어 처리한다. 즉, 계단의 전면에 인접한 계산 격자, i의 한 변, $i+1/2$ 에서

$$\boldsymbol{F}_{i+1/2} = \overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} + \underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} \tag{11}$$

여기에서 윗줄과 아랫줄은 각각 계단의 위와 아래를 의미하며, $\overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2}$는 Eq. (5)를 적용하여 다음과 같다.

$$\overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} = \boldsymbol{\mathcal{R}}\left(\overline{\boldsymbol{U}}_{i+1/2}^{L}, \boldsymbol{U}_{i+1/2}^{R}\right) \tag{12}$$

여기에서 $\overline{\boldsymbol{U}}_{i+1/2}^{L}$는 계단 위의 흐름에 대한 보존변수로서 그 중 수심을 다음과 같이 둔다.

$$\overline{h}_{i+1/2}^{L} = h_{i+1/2}^{L} - \Delta b \tag{13a}$$

여기에서 $\Delta b = b_{i+1/2}^{R} - b_{i+1/2}^{L}$ 이다. 변경된 수심을 반영하여 다음과 같이 운동량을 다시 설정한다.

$$\overline{q}_{i+1/2}^{L} = q_{i+1/2}^{L}\left(\overline{h}_{i+1/2}^{L}/h_{i+1/2}^{L}\right) \tag{13b}$$

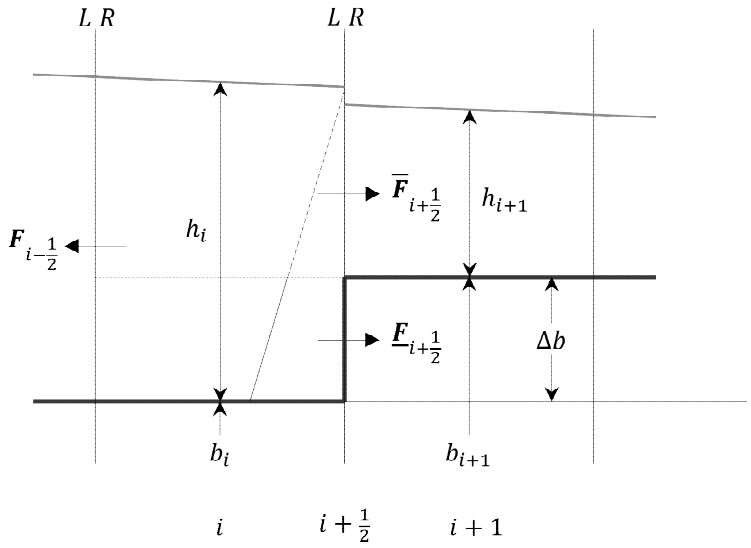


Fig. 2. Definition sketch of a submerged step

또한, Eq. (11)에서 $\underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2}$는 계단의 전면 벽에 가해지는 정수압으로서 다음과 같다(Chow, 1959).

$$\underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} = \left[0, 0.5g\Delta b\left(2h_{i+1/2}^{L} - \Delta b\right)\right]^{T} \tag{14}$$

한편, 계산 격자, $i+1$에서는 $\boldsymbol{F}_{i+1/2} = \overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2}$ 이므로 Eqs. (12) and (13)을 이용하여 흐름률을 계산하면 된다.

Hwang (2015)은 완전히 잠기지 않은 계단에도 SGMS를 적용할 수 있는 알고리듬을 고안하였다. 그 중에서 첫 번째가 계단 밑에 물이 없으나 위에는 흐름이 있는 경우이다(Fig. 3a 참조). 이 경우, 계산 격자, i의 한 변, $i+1/2$ 에 대해 Eq. (12)에서 $\overline{\boldsymbol{U}}_{i+1/2}^{L}$는 Eq. (13)과 달리 다음과 같다.

$$\overline{\boldsymbol{U}}_{i+1/2}^{L} = (0, 0)^{T} \tag{15}$$

또한, 격자, $i+1$에 대해서도 마찬가지이다. 두 번째는 계단 밑에만 흐름이 있는 경우로서(Fig. 3b 참조) $\underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2}$은 다음과 같다.

$$\underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} = \left[0, 0.5g\left(h_{i+1/2}^{L}\right)^{2}\right]^{T} \tag{16}$$

이때, $h_{i+1/2}^{L} < \Delta b$ 이다. 마지막으로 첫 번째와 두 번째 경우가 동시에 발생될 때(Fig. 3c 참조), Eq. (13)이 아니라 Eq. (15)를 적용한 Eq. (12) 그리고 Eq. (14)가 아닌 Eq. (16)을 이용하여 Eq. (11)을 계산한다.

2차원의 경우에도 천수방정식의 회전 불변성(rotational invariance)를 이용하여 흐름률의 계산을 1차원으로 환원할 수 있다(Hwang, 2013a). 따라서 계단이 위치한 변에서 자료의 재구축이 적절하게 이루어진다면 새로운 기법은 2차원에 대해서도 쉽게 적용될 수 있다.

④ 새로운 기법에 대한 $\mathcal{Z}$-특성 검토

Zhou et al. (2001)은 개발한 SGM의 선평형성(well-balancedness)을 검토하기 위해 Bermudez and Vázquez (1994)의 $\mathcal{C}$-특성($\mathcal{C}$-property)에 정수(still water) 상태를 추가한 $\mathcal{Z}$-특성을 제안하였다. 즉, $u=0$이고 $h+b=\eta=$const. 인 경우에 대해 제안된 수치 기법에 의한 보존변수의 정확(exact) 여부를 검토하는 것이다. 또한, Zhou et al. (2002)은 SGMS의 $\mathcal{Z}$-특성에 대해서도 면밀하게 검토하여 흐름률 경사항과 바닥경사 생성항 사이의 선평형이 이루어지는 것을 증명하였다. $\mathcal{Z}$-특성 충족의 관건은 불연속 지형에 위치한 계산 격자, i의 변, $i+1/2$ 의 흐름률이 정수 상태에 대해 다음과 같이 정수압의 형태로 표현되는 것이다.

$$\boldsymbol{F}_{i+1/2} = \left[0, 0.5g\left(h_{i+1/2}^{L}\right)^{2}\right]^{T} \tag{17}$$

결국, Zhou et al. (2002)은 흐름이 없는 정수 상태의 계산 격자 내에서 SGMS에 의한 흐름률의 경사와 다음과 같은 중앙차분(central difference) 형태의 바닥경사 생성항이 정수압의 원리(즉, 정수상태에서 영의 수면경사)에 의해 서로 상쇄되는 것을 보인 것이다.

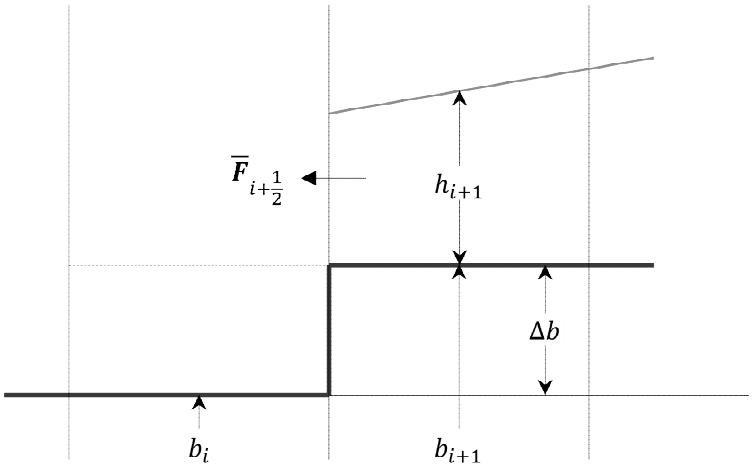
$$-ghb_{x} \approx -gh_{i}\left(b_{i+1/2}^{L} - b_{i-1/2}^{R}\right)/\Delta x \tag{18}$$

따라서 바닥경사 생성항에 Eq. (18)과 같은 중앙차분이 적용되고 새로운 기법에 의해 계단의 위와 아래로 분리된 흐름률의 합이 Eq. (17)과 같으면, Zhou et al. (2002)에 따라 $\mathcal{Z}$-특성이 충족된다고 볼 수 있다.

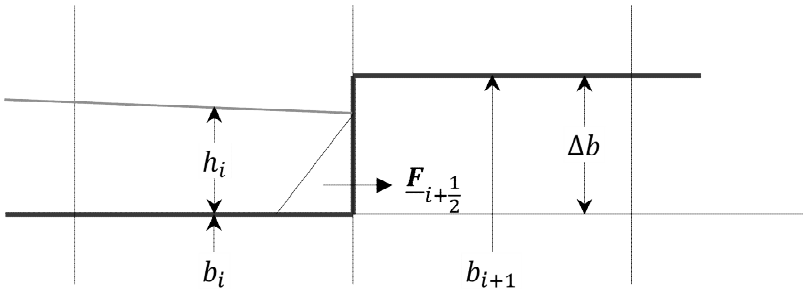
Eq. (7)에 정수에 대한 조건($\eta_{i} = \eta_{i+1} = \eta$, 그리고 $\delta\eta = 0$)을 적용하면, 변, $i+1/2$에서 왼쪽과 오른쪽의 수심은 각각 다음과 같다.

$$h_{i+1/2}^{L} = \eta_{i} + 0.5\,\Delta x\delta\eta_{i} - b_{i+1/2}^{L} = \eta - b_{i+1/2}^{L} \tag{19a}$$

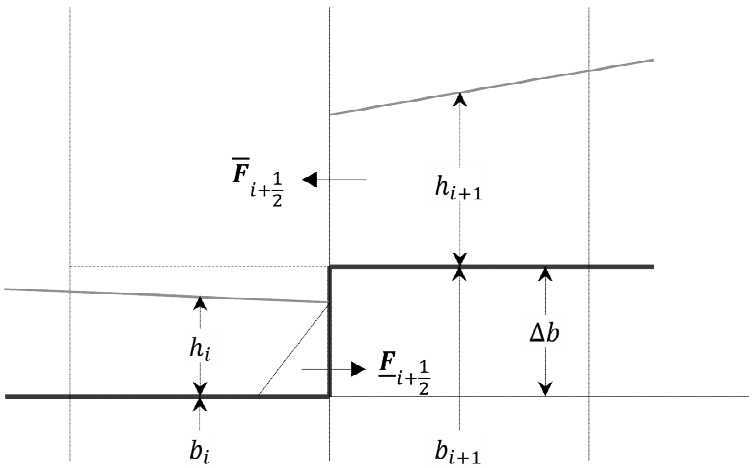
$$h_{i+1/2}^{R} = \eta_{i+1} - 0.5\,\Delta x\delta\eta_{i+1} - b_{i+1/2}^{R} = \eta - b_{i+1/2}^{R} \tag{19b}$$



(a) $h_i = 0$ and $h_{i+1} \neq 0$



(b) $h_i \neq 0$ and $h_{i+1} = 0$



(c) $h_i \neq 0$ and $h_{i+1} \neq 0$

Fig. 3. Three cases for a partially submerged step

그리고 새로운 기법에 의해 계단 위 흐름의 수심은 Eqs. (13a) and (19)로부터 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\overline{h}^{L}_{i+1/2} = h^{L}_{i+1/2} - \Delta b = \eta - b^{L}_{i+1/2} - \left(b^{R}_{i+1/2} - b^{L}_{i+1/2}\right) = h^{R}_{i+1/2} \tag{20}$$

따라서 Eq. (12)에 Eqs. (19b) and (20)을 대입하여 계단 위에서 흐름률을 다음과 같이 얻을 수 있다.

$$\overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} = \left[0, 0.5g\left(h^{L}_{i+1/2} - \Delta b\right)^2\right]^T \tag{21}$$

그리고 계단 아래에서 흐름률은 Eq. (14)와 동일하다.

결국, Eqs. (14) and (21)로부터 변, $i+1/2$ 에서 새로운 기법에 의한 흐름률은 다음과 같다.

$$\boldsymbol{F}_{i+1/2} = \overline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} + \underline{\boldsymbol{F}}_{i+1/2} = \left[0, 0.5g\left(h^{L}_{i+1/2}\right)^2\right]^T \tag{22}$$

Eqs. (17) and (22)를 비교해보면, 새로운 기법에 대한 $\mathcal{Z}$-특성이 정확하게 만족될 수 있음을 알 수 있다. Fig. 4는 경사면과 이어진 계단에 대한 가상의 지형에 수위 4 m인 정수 상태를 1,000 s 동안 모의한 결과를 나타낸 것이다. 그림에서 아래는 수위(η), 위는 운동량(또는 단위 유량, q)의 변화를 보인 것으로 사면과 계단에서 모두 $\mathcal{Z}$-특성이 잘 만족됨을 확인할 수 있다. 초기치는 수위에 대해 정확하게 일치되었으며, 유량에 대해서는 2배 정밀도(double precision)의 범위 내에서 유지되었다. 동일한 측면으로 이루어진 2차원 문제에 대해 삼각형 격자로 분할하여 시험하였을 때, 1,000 s 이후에도 모든 격자에서 초기치가 유지되어 중앙에서 수위와 유량의 분포가 Fig. 4와 육안으로 구분되지 않음을 확인하였다.

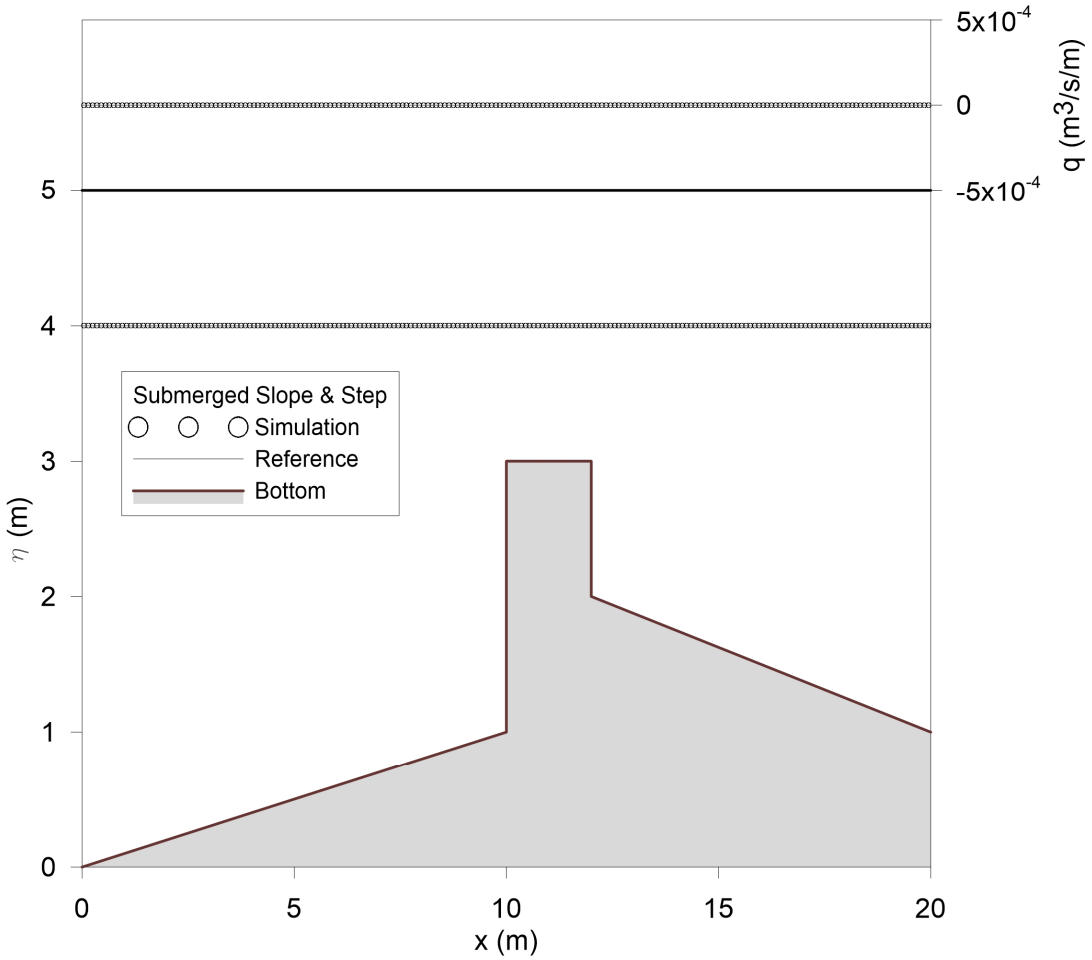


Fig. 4. Slope and step submerged in still water

(3) 적용

① 단일 계단에 대한 정확해

Alcrudo and Benkhaldoun (2001)은 마찰이 없는, 높이 1 m의 수평 계단에 대해 21가지 다양한 조건에 따른 댐 붕괴 흐름의 정확해를 도출하였으며, Prokof'ev (2005)는 개발한 모형과 비교를 위해 그 중에서 6가지 경우를 간추렸다. Table 1에 그 경우들에 대한 초기조건을 나열하였다. 표에서 Fr는 Froude 수, t_o는 종료 시각, 그리고 그림 번호는 Alcrudo and Benkhaldoun (2001)에 따른 것이다. 1차원 모의를 위해 [-10 m, 10 m]의 계산 영역에 0.1 m 간격으로 200 개의 계산 격자를 배치하였다. Fig. 5는 6가지 경우에 대해 새로운 기법과 SGMS에 의한 수위를 정확해의 그것과 비교한 것이다. 그림에서 점선이 초기 조건, 실선 중에서 검정색이 정확해, 파란색이 SGMS, 그리고 빨간색이 새로운 기법에 의한 결과이다. 또한, 바닥 표고는 음영으로 표시하였다. 그림에서 보이듯이, 새로운 기법에 의한 결과는 정확해와 대체로 잘 일치하나, 내려가는 흐름에 의해 계단이 드러나는 그림 번호 12의 경우에 대해서는 약간의 불일치가 보인다. SGMS에 의한 결과는 계단 주변에서 정확해와 큰 차이를 보인다.

Table 1. Initial conditions for cases selected by Prokof' ev (2005)

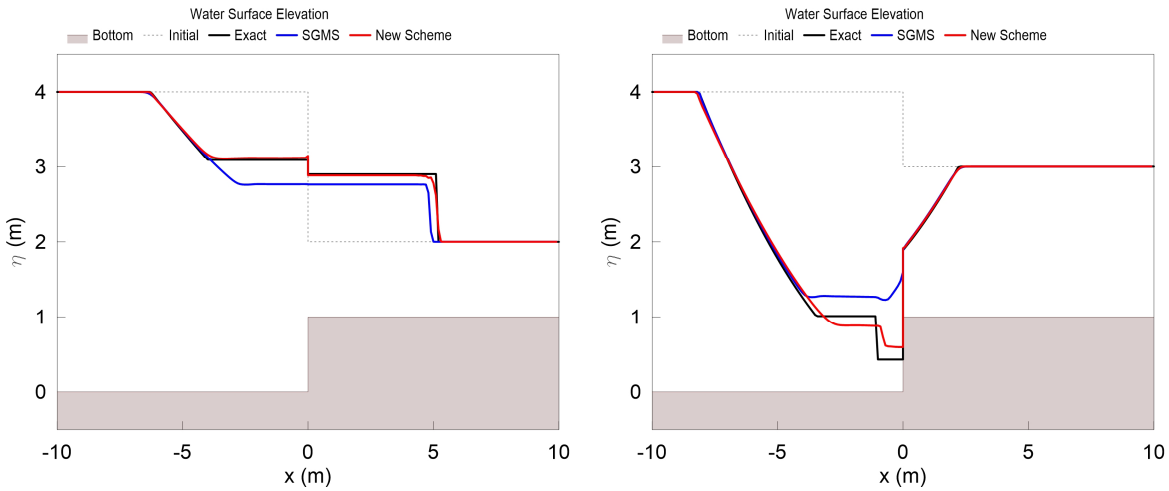
Fig. No.	b_L (m)	η_L (m)	Fr_L	b_R (m)	η_R (m)	Fr_R	t_o (s)
9	0.00	4.00	0.00	1.00	2.00	0.00	1.00
12	0.00	4.00	-1.60	1.00	3.00	0.00	0.50
18	0.00	4.00	0.96	1.00	2.00	2.24	0.70
22	0.00	2.00	0.00	1.00	3.50	0.00	1.00
23	0.00	2.00	1.13	1.00	4.00	1.47	0.70
28	0.00	5.00	-0.57	1.00	2.00	2.87	0.70

② 가상의 보를 지나는 댐 붕괴 흐름

계단의 전면(forwarding-facing)과 후면(backward-facing)을 지나는 흐름에 대한 새로운 기법의 적용성을 살펴보기 위해 댐 붕괴 흐름이 하류의 보를 지나는 경우를 생각하였다. 폭 10 m 그리고 길이 200 m인, 가상의 수평 수로에서 상류 끝으로부터 60 m까지 수심 3 m로 채워진 물이 댐 붕괴에 의해 하류로 갑작스런 흐름이 발생되는 경우이다. 바닥의 마찰은 없다고 가정하였다. 댐으로부터 90 m 하류에 높이 1 m, 두께 2 m의 보가 수로의 단면 전체에 걸쳐 있으며, 댐 하류의 초기 수심은 1.1 m로서 처음부터 보는 완전히 잠겨 있다.

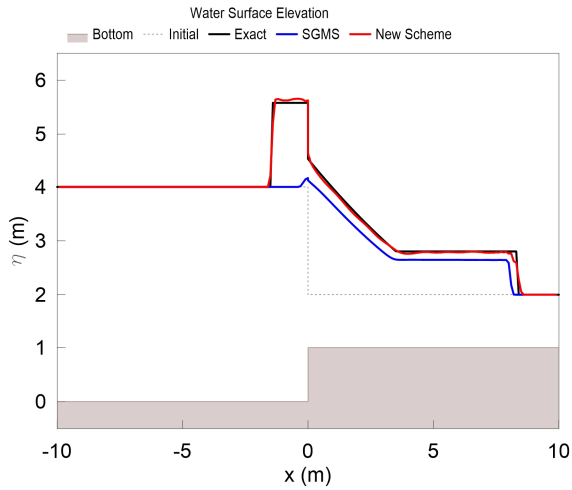
새로운 기법과 SGMS를 비교하기 위해 동일한 조건에 대해 미국 Flow Science Inc.의 상업용 모형인 FLOW-3D (10.0 판)에 의한 3차원 수치모의 결과와 비교하였다. FLOW-3D 모형의 이론에 대해서는 Hirt and Nichols (1981)의 연구를 참조할 수 있다. 3차원 모형에서 계산 격자는 수로의 길이 방향으로 0.2 m 간격의 1,000개, 폭 방향으로 동일 간격의 50개, 그리고 연직 방향으로 0.1 m 간격의 36개로 구성되어 모두 1,800,000개이다. 한편, 수심적분 모형들의 경우, 0.2 m 간격의 1차원 계산 격자 1,000개로 구성하였다.

Fig. 6에 수심적분 1차원 모형과 3차원 모형의 결과를 함께 보였다. Fig. 6(a)는 20 s에서 수면 곡선이고, Figs. 6(b) and 6(c)는 각각 보의 상류 끝(그림에서 P1)과 하류 끝(그림에서 P2)에서 모의 시

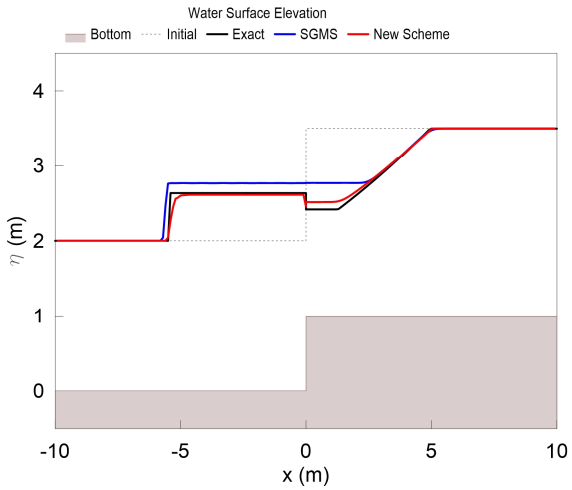


(a) Fig. 9

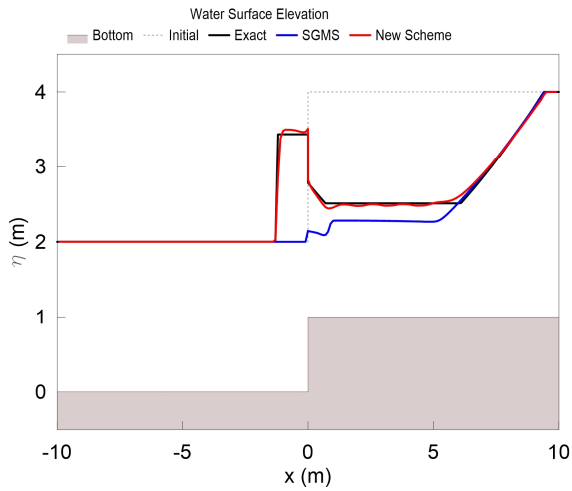
(b) Fig. 12



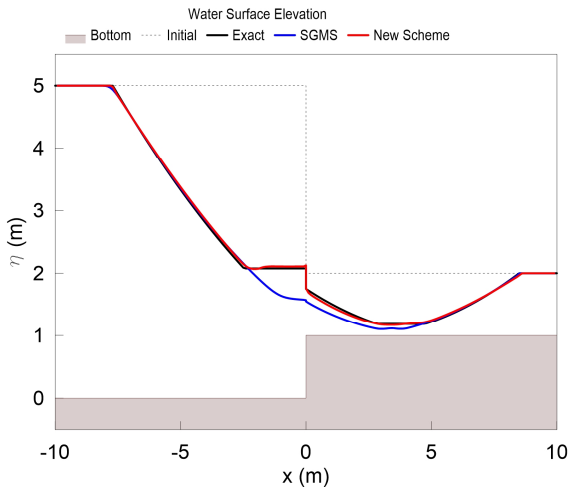
(c) Fig. 18



(d) Fig. 22

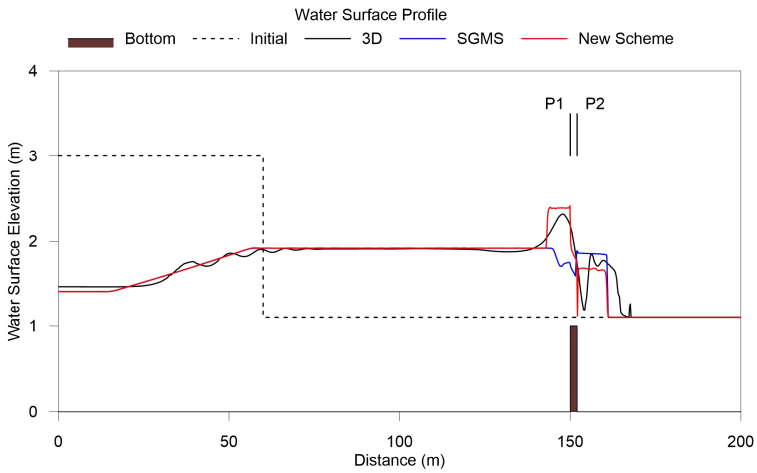


(e) Fig. 23

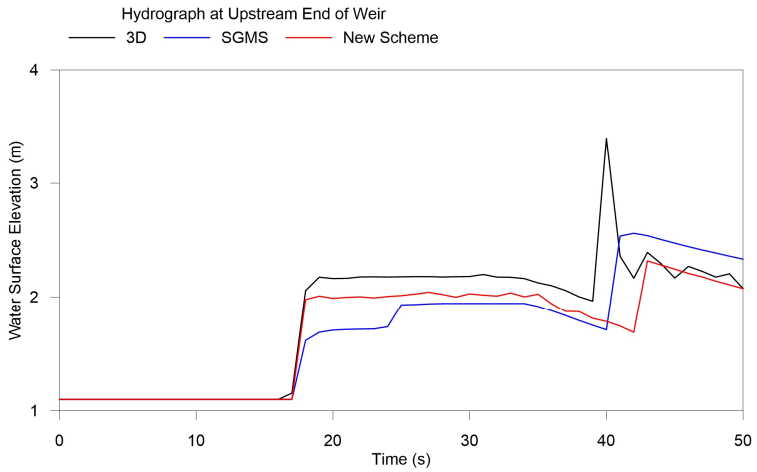


(f) Fig. 28

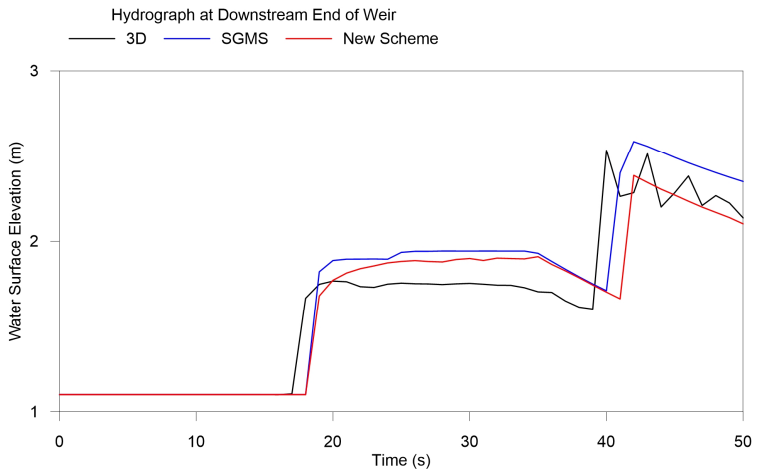
Fig. 5. Comparisons of simulation results and exact solutions for flows over a step



(a) Water surface profile (20 s)



(b) Hydrograph at P1



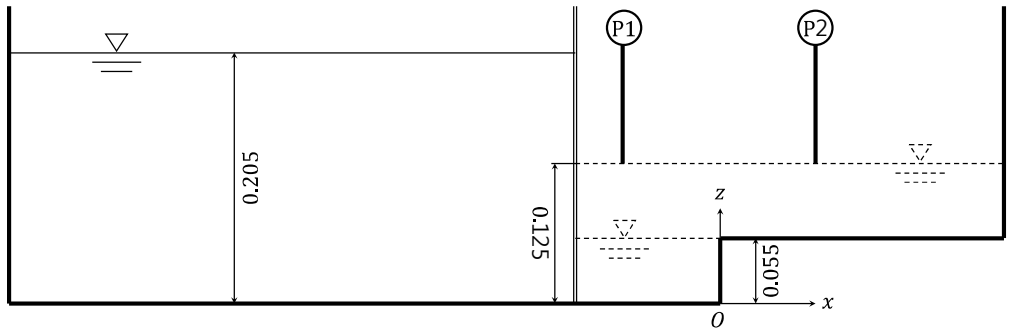
(c) Hydrograph at P2

Fig. 6. Dam-break flows over a weir

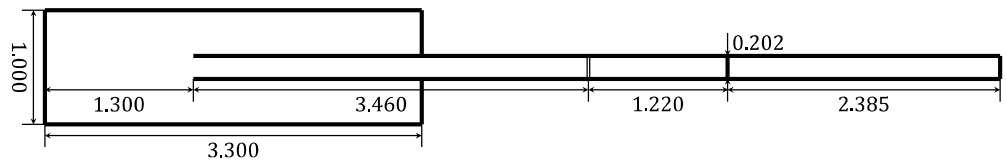
간 동안 수위에 대한 수문곡선이다(Fig. 6a 참조). 먼저, 수면 곡선을 살펴보면, 보에 인접한 구간을 제외하면 세 모형의 결과는 비슷하다. 보 근처에서 3차원 모형과 새로운 기법에 의한 결과가 잘 부합되나, SGMS에 의한 결과는 보의 직상류에서 두 결과에 비해 수위가 과소평가됨을 알 수 있다. 보의 직하류에서는 새로운 기법과 3차원 모형에 의한 결과가 직상류에 비해 다소 차이가 있으나, 수위의 급격한 변화 경향은 유사하게 나타난다. 보의 상류와 하류 끝의 수문 곡선을 살펴보면, 세 모형의 차이가 크지 않으나 새로운 기법과 3차원 모형이 더 부합된다. 40 s 전.후에서 수위가 크게 변화하는 이유는 수로의 하류 끝에서 반사된 흐름이 돌아오기 때문이다.

③ 전면 계단을 지나는 댐 붕괴 실험

Gusev et al.(2008)은 Fig. 7과 같이 상류의 저수조로부터 연결된 수로를 통해 댐 붕괴 흐름이 발생하여 하류의 계단으로 진행되는 실험을 수행하였다. 댐의 위치는 높이가 55 mm인 계단으로부터 상류로 1.22 m이고 초기 수위는 0.205 m이다. 실험은 댐 하류의 수위가 0.125 m인 경우(Experiment A)와 계단의 높이에 맞춘 0.055 m인 경우(Experiment B)로 구분하여 이루어졌으며, 계단으로부터 상류로 0.82 m(P1)와 하류로 0.8 m(P2)에서 0.2 mm까지 측정이 가능한 파고계가 설치되었다. 댐 붕괴는 수문의 갑작스런 개방으로 재현되었으며, 개방 시간은 0.05 s를 넘지 않은 것으로 보고되었다(Gusev et al., 2008).



(a) Side view



(b) Plane view

Fig. 7. Dimensions of dam-break experiment (Gusev et al., 2008)

수심적분 2차원 모형의 적용을 위해 저수조와 수로 전체로 이루어진 계산 영역을 936개의 삼각형 격자로 분할하였다. 비구조 삼각형 격자에 대한 2차원 모형의 안정조건은 다음과 같다(Batten et al., 1996).

$$\Delta t \le \min_i \left[\frac{A_i}{3\max_k\left(\mid \lambda_i^k \mid L_i^k \right)} \right] \tag{23}$$

여기에서 A는 삼각형 격자의 면적, L은 그 격자에서 변의 길이, 그리고 k는 1부터 3까지 정수이다. 실험 수로의 바닥 마찰에 대한 정보가 없어 조도계수, $m=0$으로 두었다. 실험 규모에 비해 수심이 어느

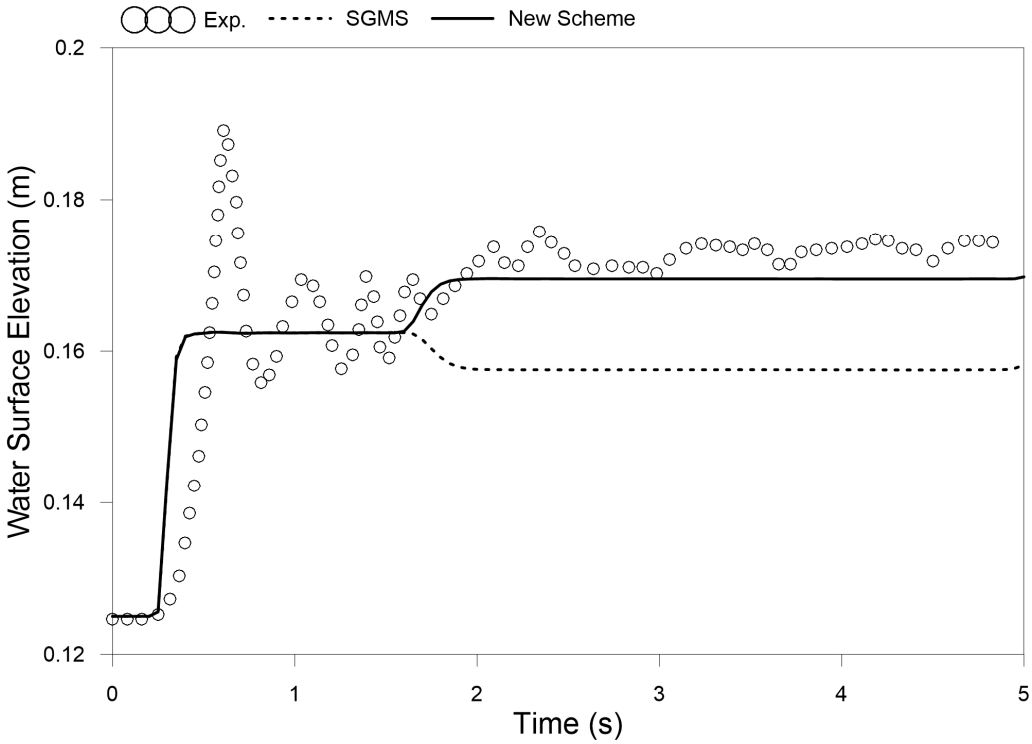
정도 확보되고 모의 시간도 5 s 안팎으로 매우 짧아 마찰에 의한 영향이 크지 않을 것을 판단하였다.

Fig. 8은 Experiment A의 두 측점, P1과 P2에서 측정된 수위에 대한 수문곡선을 보인 것이다. 그림에서 보이듯이, 정수압 가정에 의한 수심적분 모형으로는 초기에 연직방향의 강한 운동량에 의해 발생되는 수위의 요동을 따라가기에는 무리가 있다. 그럼에도 불구하고, 새로운 기법에 의해 측정 수위의 평균적인 경향이 잘 포착되고 있음을 알 수 있다. 그러나 SGMS에 의한 결과는 측정치와 괴리가 있으며, 계단의 전면에서 크게 두드러진다. 이러한 경향은 초기에 하류의 수위가 더 낮은 Experiment B에서 보다 분명하게 나타난다(Fig. 9 참조). SGMS에 의한 결과와 계단의 전면에서 정확해, 3차원 모형, 그리고 실험의 측정치 사이에서 나타나는 괴리의 원인은, 앞서 언급하였듯이, 지형 변화의 영향을 계단에 의한 흐름 저항으로 반영하는 것이 아니라, 단면 축소로 인한 수두 손실로 간주하였기 때문이다. Prokof'ev (2005)의 언급처럼 계단에 의한 흐름 저항은 계단 전면에 의한 반력이나 압력(정수압)으로 표현하는 것이 적절할 것이다.

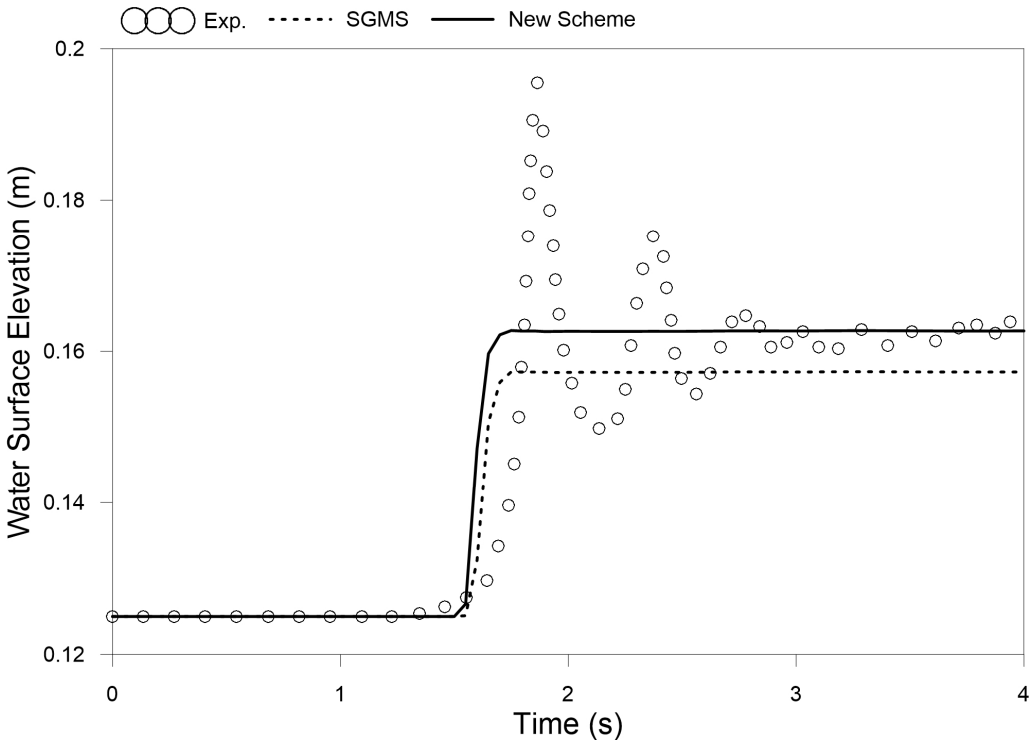
(4) 결론

불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 해석에서 흐름률을 정확하게 계산하기 위하여 계단에 의한 흐름 저항이 지배적인 계단 전면과 비교적 그 영향이 덜한 계단의 윗부분을 구분하여 접근하는 새로운 기법을 제안하였다. 또한, 개발된 기법으로 Zhou et al. (2001)이 제안한 ξ-특성이 충족될 수 있음을 보였다. 새로운 기법에 의한 모의 결과는 SGMS에 의한 결과에 비해 정확해, 가상의 문제에 대한 3차원 모의 결과, 그리고 실험실 실험 결과와 대체로 잘 일치하였다. 계단의 후면으로 내려가는 흐름보다는, 계단에 의한 흐름 저항이 지배적인, 전면 계단으로 올라가는 흐름에 대해 더 좋은 결과를 보였다.

이 연구에서 개발된 기법으로 불연속 하천구조물을 넘나드는 천수 흐름에 대한 직접 해석이 가능해졌다. 따라서 보나 옹벽(강변 도로)의 월류 양상 그리고 불연속 지형으로 이루어진 도심에서 범람에 따른 침수 구역의 정확한 산정에 개발된 기법의 적용이 가능하다. 전면 계단에 의한 흐름 저항에 대해서는 어느 정도 평가가 가능하나, 후면 계단으로 내려가는 흐름에 대해서는 아직까지 미흡한 측면이 없지 않다. 그에 대한 보완이 기대된다. 또한, 압력에 대해 정수압으로 가정하지 않는 모형에 대한 모색도 필요할 것으로 보인다.

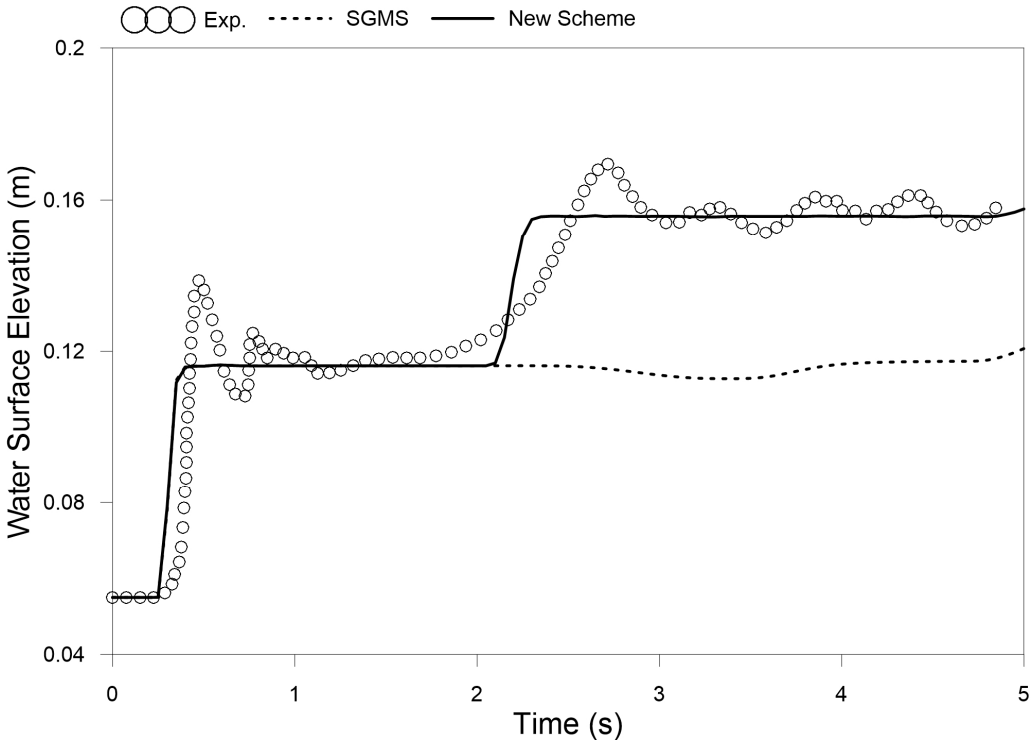


(a) P1

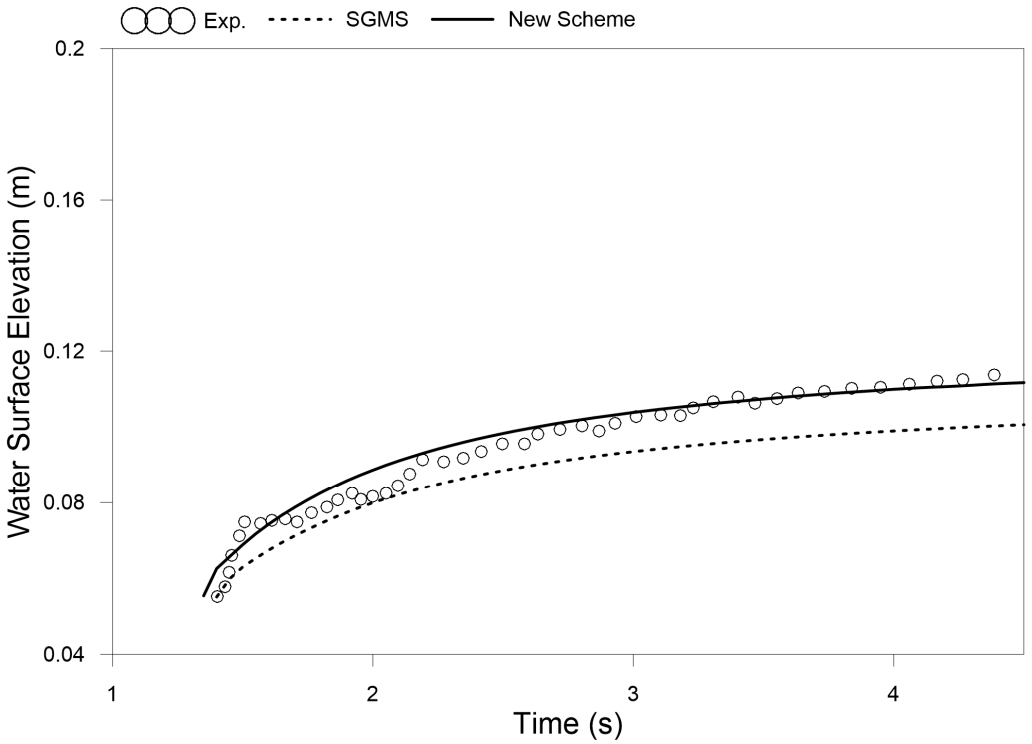


(b) P2

Fig. 8. Hydrographs by Experiment A(Gusev et al., 2008)



(a) P1



(b) P2

Fig. 9. Hydrographs by Experiment B (Gusev et al., 2008)

마. 계단과 옹벽(retaining wall)을 넘나드는 천수 흐름에 대한 적용

◦ 실험 수로에 계단과 옹벽을 설치하고 그 위로 넘나드는 천수 흐름에 대해 수립된 모형을 적용하여 실험 결과와 비교를 통해 모형의 성능을 검증함

(1) 계단을 지나는 댐 붕괴 흐름

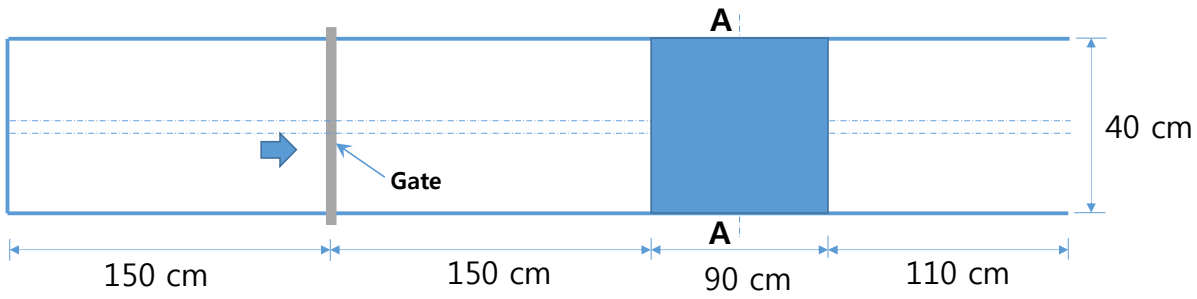
① 실험실 실험

◦ Fig. 1과 같이 상류의 수조(storage)와 수로(flume)로 이루어진 실험 장치를 제작하여 댐 붕괴 흐름을 재현하고자 함

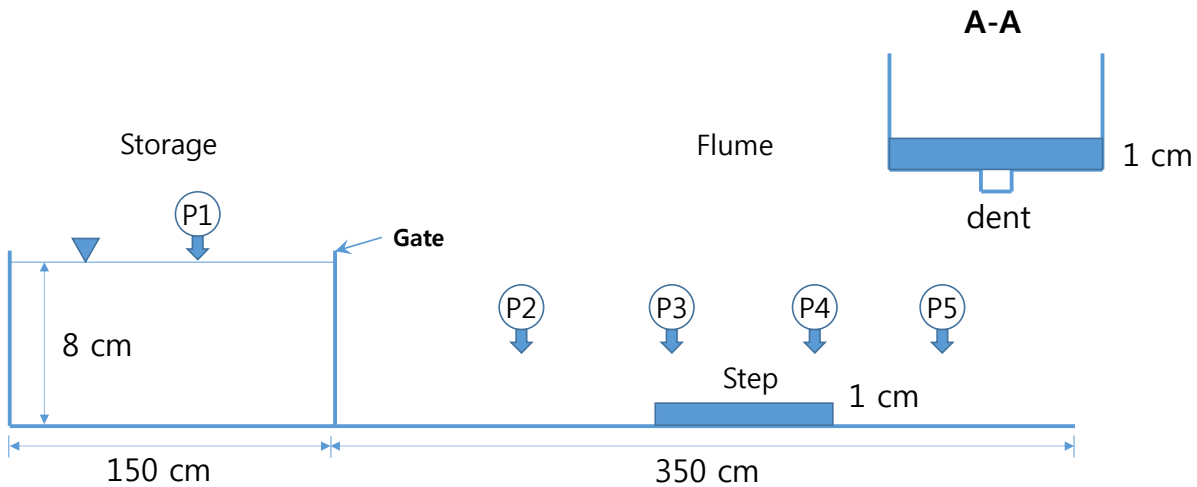
◦ 수문(gate)의 갑작스런 개방으로 하류의 수로로 물이 쏟아져 나와 높이 0.01 m, 길이 0.9 m의 턱을 지나 하류로 흘러가는 실험을 계획함

◦ 초기에 수조의 수심은 0.08 m이고 수로에는 물이 없다고 가정하였으나, 실제로는 수위계를 설치하기 위해 파인 바닥의 홈에 물이 고여 있음

◦ 3회 이상 동일한 실험을 반복하여 미리 정해둔 5곳의 측점에서 측정된 수위를 평균하여 측정치로 결정함



(a) Plane view



(b) Side view

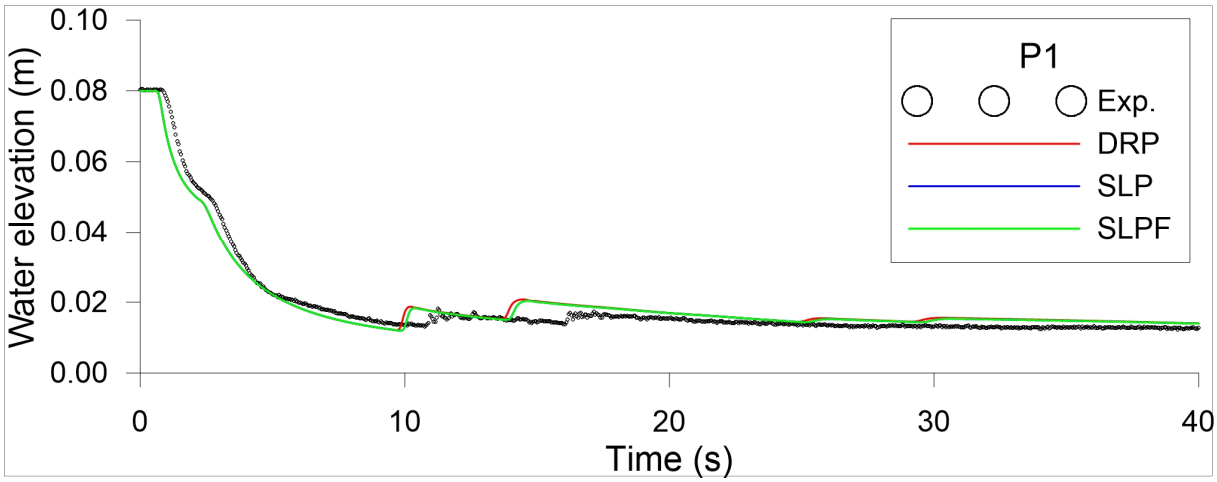
Fig. 1. Experimental flume for dam-break flow over a stepped obstacle

② 수치 모의

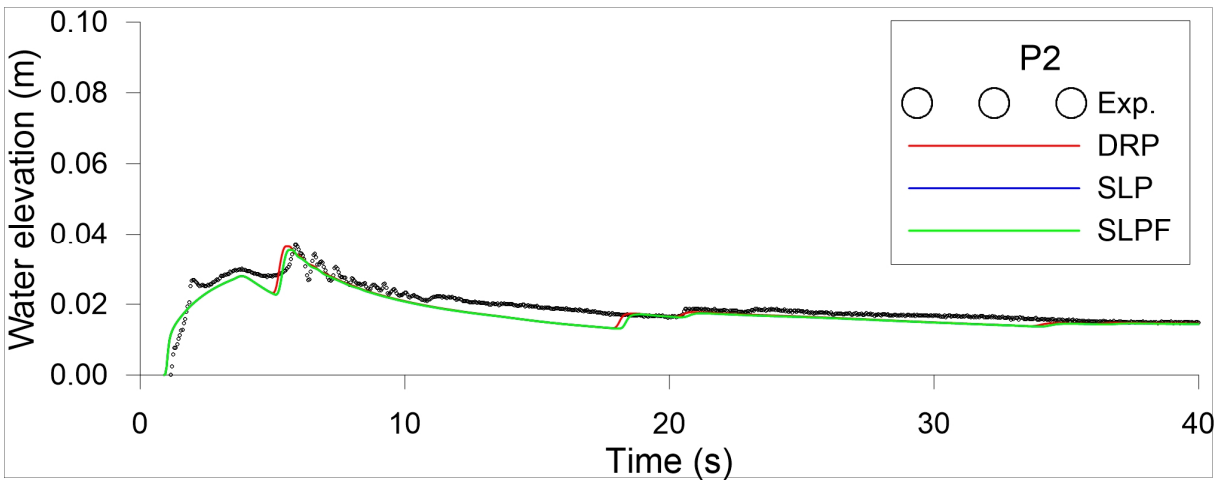
- 모의를 위해 수조와 수로 전체를 한 변이 약 0.1 m인 삼각형 격자로 분할하였으며, Hwang (2015b)에 따라 계단에 대해 직접 해석하는 'DRP'와 기존의, 경사로 완화하여 해석하는 'SLP'의 경우, 총 계산격자의 수가 758개임
- 경사로 완화하여 해석하는 경우에 대해 보다 세분된 격자(총 10,956개의 삼각형 격자)도 추가하여 모의하였음('SLPF')
- 초기에 수조의 수심은 0.08 m, 수로에는 물이 없다고 가정하였으며, 하류 끝에서 경계조건 또한 물이 없는 dry-bed 조건임
- 수로의 조도를 고려하기 위해 Manning 계수의 값을 0.011로 가정하였음

③ 모의 결과

- Fig. 2는 각 측점에서 실험 결과와 수치모의에 의한 수위를 비교한 것임
- 모의 결과는 실험 결과와 잘 일치하며, 실험실 실험이 상류에서 하류로 단일 방향의 강한 운동량을 갖는 흐름이기 때문에 계단에 대한 직접 해석의 경우(DRP)와 경사로 완화하는 경우(SLP, SLPF)의 차이는 크지 않음

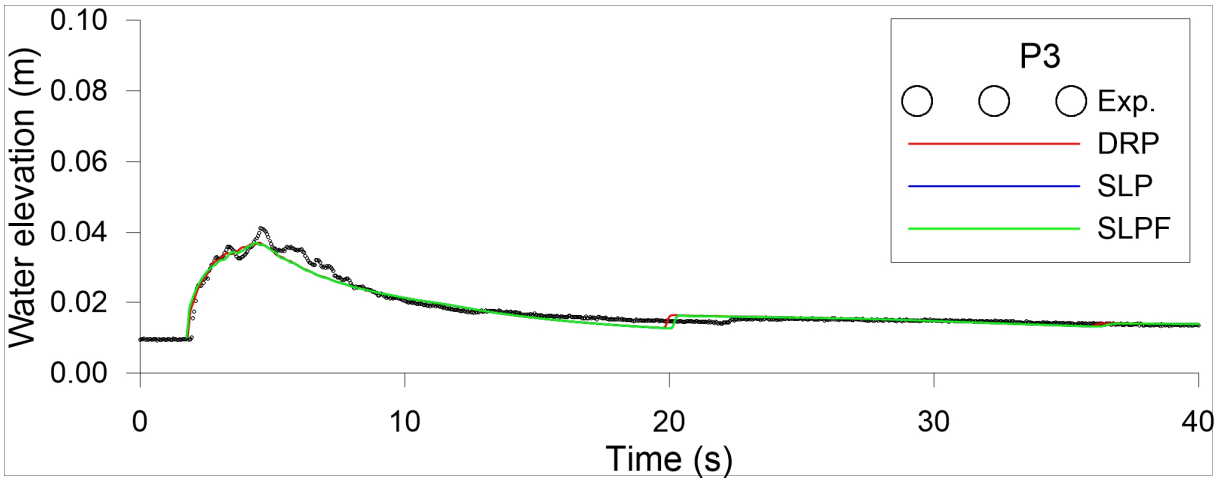


(a) P1

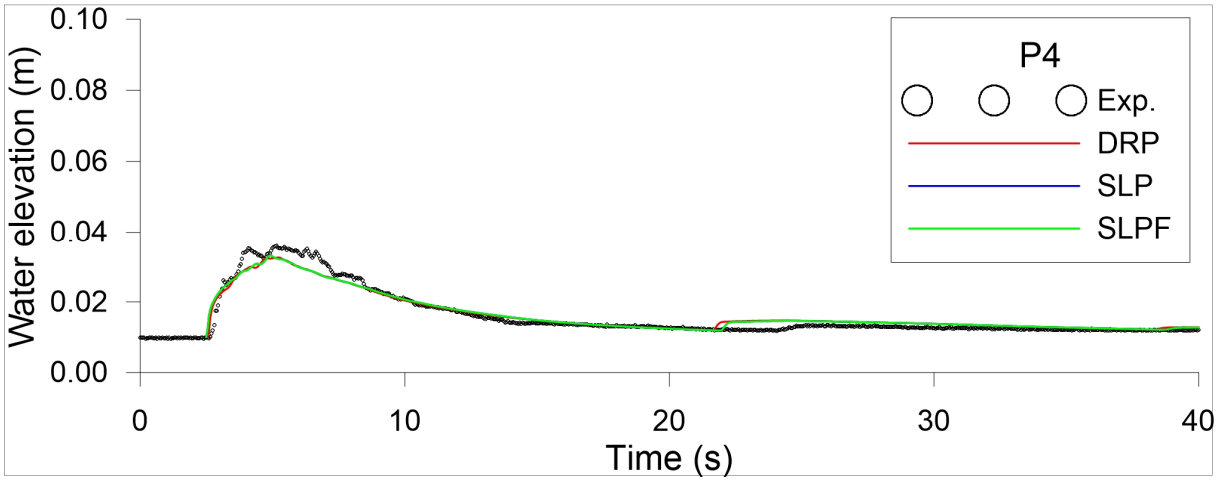


(b) P2

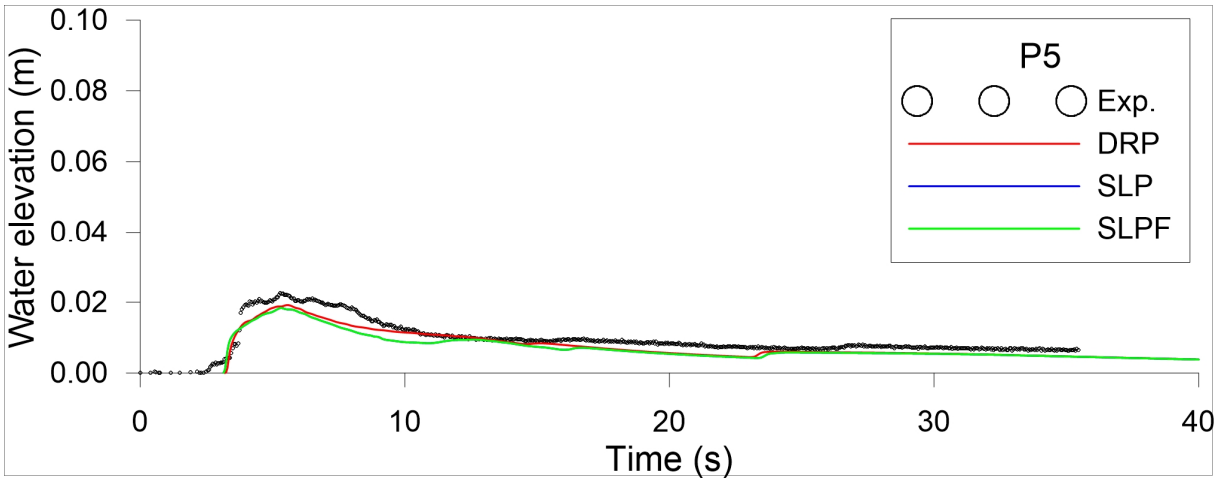
Fig. 2. Water levels in dam-break flow over a stepped obstacle



(c) P3



(d) P4



(e) P5

Fig. 2. (continued)

(2) 옹벽을 넘나드는 천수 흐름

① 실험실 실험

- Fig. 3과 같이 상류의 수조와 옹벽이 설치된 수로로 이루어진 실험 장치를 제작하여 댐 붕괴 흐름이 옹벽으로 차오르고 빠지는 현상을 재현하고자 함
- 수문의 갑작스런 개방으로 하류의 수로로 물이 쏟아져 나와 높이 0.07 ~ 0.1 m, 길이 0.36 m의 옹벽을 월류하는 실험을 계획함
- 초기에 수조의 수심은 0.1 m이고 수로의 수심은 0.06 m로서 옹벽에는 물이 없는 상태임
- 3회 이상 동일한 실험을 반복하여 미리 정해둔 4곳의 측점에서 측정된 수위를 평균하여 측정치로 결정함

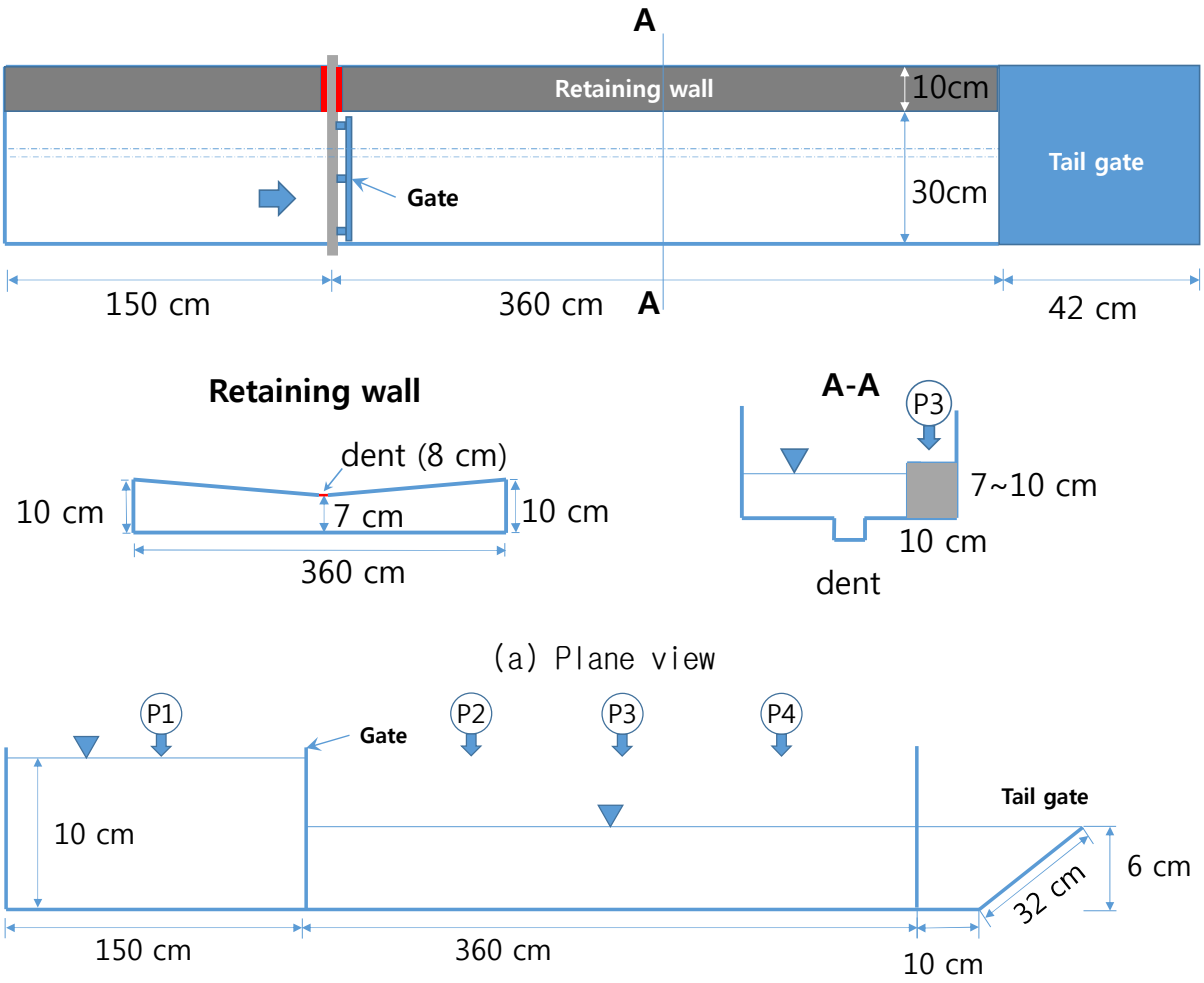


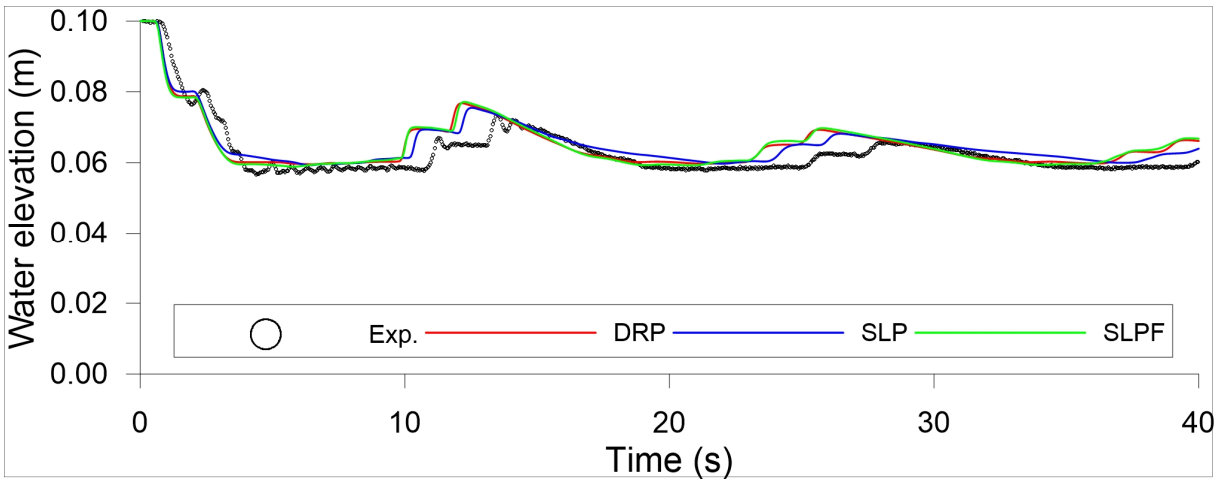
Fig. 3. Experimental flume for dam-break flow over a stepped obstacle

② 수치 모의

- 모의를 위해 수조와 하류 수문을 포함한 수로에서 한 변이 약 0.1 m 그리고 옹벽에서 약 0.05 m인 삼각형 격자로 분할하였으며, 옹벽에 대해 Hwang (2015b)에 따라 직접 해석하는 'DRP'와 기존의, 경사로 완화하여 해석하는 'SLP'의 경우, 총 계산격자의 수가 1,118개임

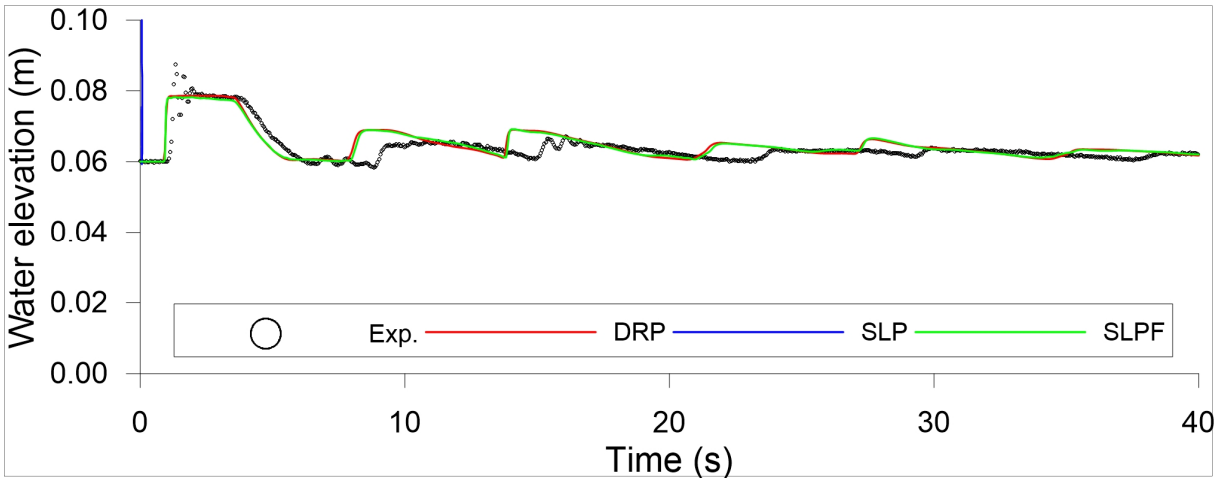
◦ 경사로 완화하여 해석하는 경우에 대해 보다 세분된 격자(총 4,008개의 삼각형 격자)도 추가하여 모의하였음('SLPF')
◦ 초기에 수조의 수심은 0.1 m, 수로에서 0.06 m이고, 하류 끝의 수문에서 경계조건은 물이 없는 dry-bed 조건임
◦ 수로의 조도를 고려하기 위해 Manning 계수의 값을 0.011로 가정하였음

③ 모의 결과
◦ Fig. 4는 각 측점에서 실험 결과와 수치모의에 의한 수위를 비교한 것임
◦ 모의 결과는 실험 결과와 잘 일치하며, 단일 방향의 강한 운동량을 갖는 흐름이기 때문에 옹벽에 대한 직접 해석의 경우(DRP)와 경사로 완화하는 경우(SLP, SLPF)의 차이는 크지 않음
◦ Table 1은 측정치에 대한 각 모형의 RMS(root mean square) 오차를 측점 별로 나타낸 것으로 모형 사이의 우열을 가릴 수 있을 정도의 차이는 없으며, 모든 모형의 수위 오차가 5 mm 이내임
◦ Table 2는 측정치에 대한 각 모형의 평균 상대오차를 측점 별로 나타낸 것으로 모형 사이의 우열을 가릴 수 있을 정도의 차이는 없으며, 모든 모형의 수위 오차가 3% 이내에 들어 당초 계획한 평균 상대오차 10% 이내의 질적성과 목표가 충족됨
◦ Table 3은 실험에서 댐 붕괴에 의한 홍수가 도달하는 시각에 대한 절대 오차를 측점 별로 나타낸 것으로 모형 사이의 우열을 가릴 수 있을 정도의 차이는 없으며, 모든 모형에서 오차가 0.8 s 이내에 들어 당초 계획한 절대오차 1 s 이내의 질적성과 목표가 충족됨
◦ 특이한 점은 옹벽에 대해 직접 해석하는 DRP의 결과가 SLP보다 세분된 격자에 의한 SLPF와 거의 일치한다는 것으로 계단에 대해 직접 해석으로 경사로 완화하는 경우보다 약 25%의 격자수로 거의 동일한 효과를 얻을 수 있음
◦ 근사 Riemann 해법의 의한 결과가 측정치와 대체로 잘 일치하였으며, 계단 지형인 옹벽을 직접 해석하는 모형(DRP)은 경사로 완화하는 모형(SLPF)에 비해 훨씬 적은 수의 계산 격자로도 우수한 정확도를 확보할 수 있음이 확인됨

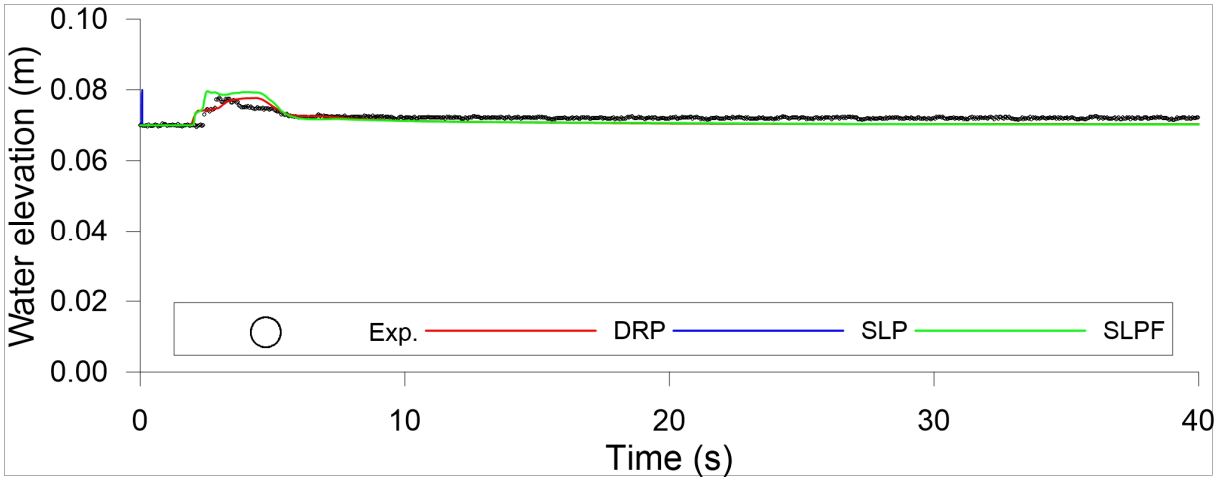


(a) P1

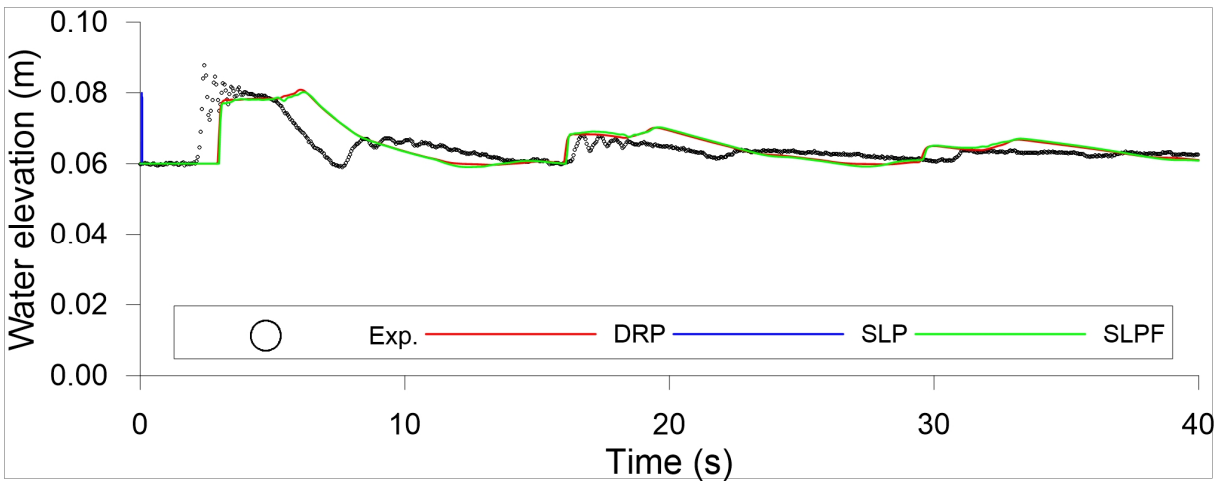
Fig. 4. Water levels in dam-break flow over retaining wall



(b) P2



(c) P3



(d) P4

Fig. 4. (continued)

Table 1. RMS errors (m) for water level

Model	P1	P2	P3	P4
DRP	4.31E-03	3.07E-03	1.50E-03	4.52E-03
SLP	3.65E-03	2.94E-03	1.72E-03	4.46E-03
SLPF	4.52E-03	2.98E-03	1.71E-03	4.65E-03

Table 2. Mean relative errors (%) for water level

Model	P1	P2	P3	P4
DRP	2.22	1.78	1.38	2.08
SLP	2.13	1.73	1.43	1.94
SLPF	2.26	1.73	1.44	2.15

Table 3. Absolute errors (s) for arrival time

Model	P1	P2	P3	P4
DRP	0.30	0.25	0.50	0.70
SLP	0.35	0.25	0.45	0.75
SLPF	0.45	0.20	0.40	0.80

(3) 결론

계단을 지나는 댐 붕괴 흐름과 옹벽을 넘나드는 천수 흐름에 대한 실험실 실험에 대해 개발된 기술을 적용하고 기존의 모형과 비교하였으며 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

① 모의 결과는 실험 결과와 잘 일치하며, 실험실 실험이 상류에서 하류로 단일 방향의 강한 운동량을 갖는 흐름이기 때문에 계단에 대한 직접 해석의 경우(DRP)와 경사로 완화하는 경우(SLP, SLPF)의 차이는 크지 않았다.

② 측정 수위와 도달 시간에 대한 실험실 실험과 모의 결과와 비교에서 계획된 질적성과 목표가 충족됨을 확인하였다.

③ 옹벽에 대해 직접 해석하는 DRP에 의한 수위 변화가 세분된 격자에 의한 SLPF와 거의 일치하는 것에 주목한다면, DRP의 계산격자 수가 SLPF의 약 25%에 불과한, 훨씬 적은 수의 계산 격자로도 우수한 정확도를 확보할 수 있음을 알 수 있다.

실험실 실험에 의한 결과와 비교하여 개발된 기술의 우수성을 확인하였으나, 그 형상이 비교적 단순한 실험 수로에 대해 적용한 결과라는 한계가 있다. 실제 하천의 경우, 그 규모가 매우 커서 계산 시간이 상당할 수 있고 하천 지형 및 수문 자료의 불확실성 때문에 오차가 실험실 실험보다는 훨씬 더 클 것이다. 실제 하천에서 기존의 홍수예보 모형에 의한 수위는 20 ~ 30 cm의 RMS 오차를 보이는 것으로 알려져 있다(Kim, 2016). 향후 연구로서 개발된 기술을 실규모 하천 실험 또는 실제 하천에 적용하여 그 실용성을 검토할 필요가 있다. 실제 홍수예보 업무에는 1차원 모형이 사용되므로 개발된 기술을 1차원 해석에 적용할 수 있도록 개선하는 것도 필요할 것이다. 이때, 질적성과 목표로서 수위에 대한 RMS 오차를 10 ~ 15 cm 이내로 설정하고 그 달성을 위해 노력한다면, 하천에서 홍수예보의 정확성 제고에 기여할 수 있을 것으로 보인다.

3-3. 연구개발 성과

○ 개발된 기술은 실험실 실험 결과와 비교하여 수위에 대해 RMS 오차가 5 mm 이내, 평균 상대오차가 3% 이내에 들어 당초 계획한 평균 상대오차 10% 이내의 질적성과 목표가 충분히 만족될 수 있을 정도로 우수함

○ 또한, 홍수파의 도달 시간에 대한 실험실 실험 결과와 비교하여 절대오차가 0.8 s 이내로서 당초 계획한 절대오차 1 s 이내의 질적성과 목표가 충족됨

○ 정량적 성과목표(논문 3건, 프로그램 등록 3건)에 대한 달성도가 각각 133%(논문 4건) 그리고 200%(프로그램 등록 6건)로서 연구 목표를 초과 달성하였음

가. 논문 게재

No.	논문명	학술지명	저자명	권/호	국명	SCI여부
1	계단을 지나는 천수 흐름의 모의에서 내부 경계조건으로서 정확해의 부여에 관한 연구	대한토목학회 논문집	황승용	34/2	대한민국	비SCI
2	대경사를 지나는 천수 흐름에서 수정된 정수압의 효과	한국수자원 학회논문집	황승용	47/12	대한민국	비SCI
3	측면 위어를 넘나드는 천수 흐름에 대한 2차원 수치모의	한국수자원 학회논문집	황승용	48/11	대한민국	비SCI
4	불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 해석을 위한 수심적분 모형에 대한 새로운 기법	대한토목학회 논문집	황승용	35/6	대한민국	비SCI

나. 학술회의 발표

No.	회의명칭	발표자	발표일시	장소	국명
1	2013년 한국수자원학회 학술발표회	황승용	2013.05.01	광주	대한민국
2	2013년 대한토목학회 정기학술대회	황승용	2013.10.01	정선	대한민국
3	2014년 대한토목학회 정기학술대회	황승용	2014.10.01	대구	대한민국
4	2015년 한국수자원학회 학술발표회	황승용	2015.05.28	고성	대한민국
5	2015년 한국수자원학회 학술발표회	김형석/박문형/황승용	2015.05.28	고성	대한민국
6	2015년 대한토목학회 정기학술대회	황승용	2015.10.30	군산	대한민국

다. 소프트웨어 등록

No.	명칭	구분	등록일	등록번호
1	계단을지나는천수흐름에대한정확해법(A&B 방법)	응용	2013.10.08	C-2013-019944
2	계단을지나는천수흐름에대한정확해법(H&W방법)	응용	2013.10.08	C-2013-019945
3	계단에의한추력해석모듈	응용	2014.07.01	C-2014-016293
4	대경사수로에서수정된정수압에의한바닥경사생성항모듈	응용	2014.12.22	C-2014-033007
5	측정점이속하는계산격자검색모듈	응용	2015.10.27	C-2015-024972
6	측정선이속하는계산격자검색모듈	응용	2015.10.27	C-2015-024973

4. 목표달성도 및 관련분야 기여도

코드번호	D-06

4-1. 목표달성도

○ 1차년도와 2차년도의 경우, 해당 연차에 대한 중간 평가를 통해 질적 및 양적 성과에 대해 이미 검증됨

○ 3차년도의 경우, 홍수파의 도달 시간에 대한 실험실 실험 결과와 비교하여 절대오차가 0.8 s 이내로서 당초 계획한 절대오차 1 s 이내의 질적성과 목표가 충족됨

○ 또한, 홍수파의 도달 시간에 대한 실험실 실험 결과와 비교하여 절대오차가 0.8 s 이내로서 당초 계획한 절대오차 1 s 이내의 질적성과 목표가 충족됨

○ 질적 성과목표와 달성도

연차	과제명	성과목표	성과지표	성과검증 기준				가중치 (%)	달성도 (%)	비고
				목표치	측정방법	검증방법	달성치			
1	계단에 대한 월류 해석 기술 개발	정확해와 정량적 일치	정확해의 수위에 대한 평균 상대오차	3%	모의 구간 전체에서 평균 상대오차	증빙자료	**0.17 ~1.58 %**	17	17	1차년도 중간평가
		실험 측정치와 정량적 일치	측정 수위에 대한 평균 상대오차	5%	각 측점에서 전 기간의 평균 상대오차	증빙자료	**RMS 오차 3 mm이내**	10	10	
		실험의 재연	흐름 모의의 재연성	-	실험과 모의에 대해 육안으로 비교	증빙자료	-	7	7	
2	계단에 대한 잠김/드러남 해석 기술 개발	정확해 또는 문헌에 소개된 실험 측정치와 정량적 일치	정확해 또는 문헌에 소개된 측정 수위에 대한 평균 상대오차	5%	모의 구간 전체 또는 모의 시간 동안 한 측점에서 평균 상대오차	증빙자료	**1%**	22	22	2차년도 중간평가
3	계단에 대한 잠김/드러남 해석 기술 개발 및 보완	실험 측정치와 정량적 일치	도달 시각 예측의 정확도	1 s	측정치와 절대오차	증빙자료	**0.8 s**	10	10	
			측정 수위에 대한 평균 상대오차	10%	각 측점에서 전 기간의 평균 상대오차	증빙자료	**3%**	24	24	
		실험의 재연	흐름 모의의 재연성	-	실험과 모의에 대한 동영상을 육안으로 비교	동영상	-	10	10	
계								100	100	

○ 정량적 성과목표(논문 3건, 프로그램 등록 3건)에 대한 달성도가 각각 133%(논문 4건) 그리고 200%(프로그램 등록 6건)로서 초과 달성되었음

○ 양적 성과목표와 달성도

성과지표	목표치	**달성치**	가중치 (%)	달성도 (%)	
학술지 논문 게재	3건	**4건**	50	133	
S/W 등록	3건	**6건**	50	200	
계			100	333	

4-2. 관련분야 기여도

○ 개발된 기술은 수학적으로 불연속인 하천 구조물에 대해 수심적분 모형으로 직접 해석을 최초로 시도한 것으로 천수 흐름에 대한 수치해석 분야에서 독보적인 성과임

○ 개발된 기술은 전문학회가 주관하는 학술회의에서 6건의 발표와 전문학술지에 4건의 게재 등으로 연구 성과의 우수성과 독창성을 인정받은 바 있음

○ 개발된 기술을 전문 학술지 게재를 통해 공개하였으며, 하천 흐름 해석(예를 들어, 홍수예보)에서 불연속 지형인 보나 옹벽을 월류하는 흐름 해석의 실용화를 촉진할 수 있을 것으로 기대됨

5. 연구결과의 활용계획

코드번호	D-07

○ 개발된 기술은 실제 하천 구조물에 적용하여 실용성을 제고한다면, 실제 하천에서 보나 옹벽을 넘나드는 천수 흐름에 대해 별도로 수위-유량 관계를 도입하거나 경사면으로 지형을 완화하지 않고 직접 모의가 가능하여 실제 하천에서 정확한 흐름 해석에 이용될 수 있으며, 직립의 측면 위어를 통한 저류지의 홍수 방어능력 평가에 활용될 수 있음

○ 현재 홍수예보 업무에서는 빠른 계산 시간이 장점인 1차원 모형이 이용되므로 개발된 기술을 1차원 모형에 적용할 수 있도록 개선하면 홍수예보의 정확도를 제고하는 데에 기여할 수 있음

○ 다만, 기존의 1차원 홍수예보 모형은 1970년대에 개발된 기술이 적용되어 그 수준이 낙후하므로 기존의 모형에 개발된 기술을 적용하기 보다는 새로운 모형을 개발하는 것이 적절할 것임

○ 계속 과제를 통해 기술의 실용성을 보완하고 범용으로 사용할 수 있는 소프트웨어 패키지로 구성할 수 있다면, 수자원, 수질, 해안 등 다양한 분야에서 개발된 기술과 모형의 활용이 이루어질 것으로 기대됨

6. 연구과정에서 수집한 해외과학기술정보

코드번호	D-08
○ 해당사항 없음	

7. 연구개발결과의 보안등급

코드번호	D-09
○ 일반	

8. 국가과학기술종합정보시스템에 등록한 연구시설·장비 현황

코드번호					D-10			
구입 기관	연구시설/ 연구장비명	규격 (모델명)	수량	구입 연월일	구입 가격 (천원)	구입처 (전화번호)	비고 (설치 장소)	NTIS장비 등록번호
○ 해당사항 없음								

9. 연구개발과제 수행에 따른 연구실 등의 안전조치 이행실적

코드번호	D-11
○ 주관기관의 자체 내규 「산업안전보건지침」에 의해 산업안전보건법과 연구실안전환경조성에 관한법률 제6조, 시행규칙 제2조에 의거 연구실의 안전을 유지·증진하고 쾌적한 연구환경의 조성에 노력하였음	

10. 연구개발과제의 대표적 연구실적

						코드번호		D-12	
번호	구분	논문명	소속 기관명	역할	논문게재지	IF	논문게재일	사사여부	특기사항
1	논문	계단을 지나는 천수 흐름의 모의에서 내부 경계조건으로서 정확해의 부여에 관한 연구	한국건설기술연구원	제1저자 교신저자	대한토목학회 논문집	-	2014.04.01	단독	-
2	논문	대경사를 지나는 천수 흐름에서 수정된 정수압의 효과	한국건설기술연구원	제1저자 교신저자	한국수자원 학회논문집	-	2014.12.01	단독	-
3	논문	측면 위어를 넘나드는 천수 흐름에 대한 2차원 수치모의	한국건설기술연구원	제1저자 교신저자	한국수자원 학회논문집	-	2015.11.01	중복	-
4	논문	불연속 지형을 지나는 천수 흐름의 해석을 위한 수심적분 모형에 대한 새로운 기법	한국건설기술연구원	제1저자 교신저자	대한토목학회 논문집	-	2015.12.01	중복	-

11. 기타사항

코드번호	D-13

○ 해당사항 없음

12. 참고문헌

코드번호	D-14

1. Alcrudo, F. and Benkhaldoun, F. (2001). "Exact solutions to the Riemann problem of the shallow water equations with a bottom step." *Computers. and Fluids*, Vol. 30, pp. 643-671.
2. Aureli, F., Maranzoni, A., Mignosa, P., and Ziveri, C. (2008). "A weighted surface-depth gradient method for the numerical integration of the 2D shallow water equations with topography." *Advances in Water Resources*, Vol. 31, pp. 962-974.
3. Batten, P., Lambert, C., and Causon, D.M. (1996). "Posi-tively conservative high-resolution convection schemes for unstructured elements." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 39, pp. 1821- 1838.
4. Begnudelli, L. and Sanders, B.F. (2006). "Unstructured grid finite-volume algorithm for shallow-water flow and scalar transport with wetting and drying." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 132, pp. 371-384.
5. Bermudez, A. and Vázquez, M.E. (1994). "Upwind methods for hyperbolic conservation laws with source terms." *Computers and Fluids*, Vol. 23, pp. 1049-1071.
6. Bernetti, R., Titarev, V.A., and Toro, E.F. (2008). "Exact solution of the Riemann problem for the shallow water equations with discontinuous bottom geometry." *Journal of Compuational Physics*, Vol. 227, pp. 3212-3243.
7. Bouchut, F., Mangeney-Castelnau, A., Perthanme, B., and Vilotte, J.-P. (2003). "A new model of Saint Venant and Savage.Hutter type for gravity driven shallow water flows." *Comptes Rendus de l'Academie des Sciences-Series I*, Vol. 336, pp. 531-536.
8. Brunner, G.W. (2010). *HEC-RAS, river analysis system hydraulic reference manual*. Hydraulic Engineering Center, US Army Corps of Engineers.
9. Bukreev, V.I. and Gusev, A.V. (2003). "Gravity waves due to discontinuous decay over an open-channel bottom drop." *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*, Vol. 44, pp. 506-515.
10. Chanson, H. (1994). *Hydraulic design of stepped cascades, channels, weirs, and spillways*. Pergamon.
11. Chanson, H. (2003). *Sudden flood release down a stepped cascade. Unsteady*

air-water flow measurements. Applications to wave run-up, flash flood and dam break wave. Rep. No. CH51/03, Univ. of Queensland.

12. Chanson, H. and Toombes, L. (2002). "Energy dissipation and air entrainment in stepped storm waterway: experimental study." *Journal of Irriationa and Drainage Engineering*, Vol. 128, pp. 305-315.
13. Chinnayya, A., LeRoux, A.-Y., and Seguin, N. (2004). "A well-balanced numerical scheme for the approximation of the shallow-water equations with topography: the resonance phenomenon." *International Journal on Finite Volumes*, Vol. 1, pp. 1-33.
14. Cho, G., Rhee, D.S., and Kim, H.-J. (2014). "Numerical model application for analysis of flood level mitigation due to retention-basin." *Journal of Korea Academia- Industrial Cooperation Society*, Vol. 15, pp. 495-505 (in Korean).
15. Choi, S., and Ahn, T. (2011). "Development of river- reservoir integrated model for flood reduction capacity analysis of off-stream reservoir." *Journal of Korean Society of Hazard Mitigation*, Vol. 11, pp. 165-174 (in Korean).
16. Chow, V.T. (1959). *Open-channel hydraulics*, McGraw Hill Co., Inc.
17. Cunge, J.A., Holly, F.M., and Verwey, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pitman.
18. de Marinis, G., Di Cristo, C., Evangelista, S., and Leopardi, A. (2009). "Dam break waves on stepped bottom." *33rd IAHR Congress*, IAHR, pp. 1262-1268.
19. Dressler, R.F. (1978). "New nonlinear shallow-flow equa-tions with curvature." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 16, pp. 205-222.
20. Fukuoka, S., Kon, T., and Okamura, S. (2007). "Assesment of flood control effects of the Tsurumigawa river multi- purpose retarding basin." *Journal of Japan Society of Civil Engineers B*, Vol. 63, pp. 238-248 (in Japanese).
21. Gallouët, T, Hérard, J.-M., Seguin, N. 2003. "Some approximate Godunov schemes to compute shallow-water equations with topography". *Computers and Fluids*, Vol. 32, pp. 479-513.
22. Gusev, A.V., Ostapenko, V.V., Malysheva, A.A., and Malysheva, I.A. (2008). "Open-channel waves generated by propagation of a discontinuous wave over a bottom step." *Journal of Applied Mechanics and Technical Physics*, Vol. 49, pp. 23-33.
23. Hager, W.H. (2010). *Wastewater hydraulics*. Second edition, Springer.

24. Harten, A., Lax, P.D., and van Leer, B. (1983). "On upstream differencing and Godunov-type scheme for hyperbolic conservation laws." *SIAM Review*, Vol. 25, pp. 35-61.
25. Henderson, F.M. (1966). *Open channel flow*. Macmillan Publishing Co., Inc.
26. Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). "Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries." *Journal of Compuational Physics*, Vol. 39, pp. 201-225.
27. Hwang, S.-Y. (2013a). "Finite-volume model for shallow-water flow over uneven bottom." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 46, pp. 139-153 (in Korean).
28. Hwang, S.-Y. (2013b). "Exact and approximate Riemann solvers for the shallow-water flows over a step." Proceedings of *Korea Water Resources Association* Conference, Korea Water Resources Association, p. 575 (in Korean).
29. Hwang, S.-Y. (2013c). "Exact solutions of the Riemann problem for the shallow-water flow over a step to the dry-bed." *Proceedings of 39th Korea Society of Civil Engineers* Conference, Korea Society of Civil Engineers, pp. 1515-1518 (in Korean).
30. Hwang, S.-Y. (2014). "A study on imposing exact solutions as internal boundary conditions in simulating the shallow-water flows over a step." *Journal of Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 34, pp. 479-492 (in Korean).
31. Hwang, S.-Y. (2015a). "2D numerical simulations for shallow-water flows over discontinuous topography." *Proceedings of 41th Korea Society of Civil Engineers Conference*, Korea Society of Civil Engineers, pp. 183-184. (in Korean).
32. Hwang, S.-Y. (2015b). "A Novel scheme to depth-averaged model for analyzing shallow-water flows over discontinuous topography." *Journal of Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 35, pp. 1237-1246 (in Korean).
33. Hwang, S.-Y., and Lee, S.H. (2011). “An application of the multi-slope MUSCL to the shallow water equa-tions.” *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 44, pp. 819-830 (in Korean).
34. Hwang, S.-Y., and Lee, S.H. (2012). “An application of the HLLL approximate Riemann solver to the shallow water equations.” *Journal of Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 32, pp. 21-27 (in Korean).
35. Jin, M. and Fread, D.L. (1997). "Dynamic flood routing with explicit and implicit

numerical solution schemes." *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123, pp. 166-173.

36. Jun, K.S. (1996). "A study on unsteady flow model including weir flow simulation." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 29, pp. 153-165 (in Korean).
37. Jun, K.S., Kim, J.S., and Lee, S.H. (2007). "Enhancement of FLDWAV model for its application to the main reach of the Han River." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 40, pp. 135-146 (in Korean).
38. Keller, J.B. (2003). "Shallow-water theory for arbitrary slopes of the bottom." *Journal of Fluid Mechanics*, Vol. 489, pp. 345-348.
39. Kim, B.H and Han, K.Y. (2010). "Modification of MUSCL scheme for application of non-uniform grid." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 43, pp. 105-117 (in Korean).
40. Kim, D-H. and Cho, Y-S. (2005). "An improved surface gradient method for the computation of hyperbolic-type shallow-water equations on irregular bathymetry." *Journal of Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 25, pp. 223-229 (in Korean).
41. Kim, J.S. (2016). Personal communication.
42. Kim, S.H. (2013). *Analysis on flood-control effect of side-weir detention basin considering the flow pattern over the weir*. Mater's thesis, Myongji University (in Korean).
43. Korea Institute of Construction Technology (2011). *Survey on damages of the metropolitan area by* localized torrential downpour *in July, 2011*. (unpublished).
44. Lauber, G. and Hager, W. (1998). "Experiments to dambreak wave: horizontal channel." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 36, pp. 297-307.
45. Lee, J.H.W., Wong, K.T.M., Choi, K.W., and Arega, F. (2014). "Postoperation performance of the Tai Hang Tung storage scheme in storm events: 2D hydraulic analysis and field verification." *Journal of Hydraulic Engineering*, 05014001(14) (published online).
46. Lee, K.S. and Lee, S.-T. (1988). "Two-dimensional finite- volume unsteady-flow model for shocks." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 31, pp. 279- 290 (in Korean).
47. LeFloch, P. G. and Thanh, M. D. 2011. "A Godunov-type method for the shallow

water equations with discontinuous topography in the resonant regime". *Journal of Computational Physics*, Vol. 230, pp. 7631-7660.

48. LeVeque, R.J. (1990). *Numerical methods for conservation laws*. Birkhäuser.
49. LeVeque, R.J. (2002). *Finite volume method for hyperbolic problems*. Cambridge Univ. Press.
50. Liggett, J.A. (1994). *Fluid mechanics*. McGraw-Hill.
51. Linde, T. (2002). "A practical, general-purpose, two-state HLL Riemann solver for hyperbolic conservation laws." *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 40, pp. 391-402.
52. May, R.W.P., Bromwich, B.C., Gasowski, Y., and Rickard, C.E. (2003). *Hydraulic design of side weirs*. Thomas Telford.
53. Park, T.S. (2002). "Flow characteristics of a side-weir in rectangular channel." *Journal of Korea Water Resources Association*, Vol. 35, pp. 251-259 (in Korean).
54. Prokof'ev, V.A. (2005). "Two-dimensional horizontal numerical model of open flow over a bed with obstacles.", *Water Resources*, Vol. 32, No. 3, pp. 252-264.
55. Richmeyer, R.D. and Morton, K.W. (1967). *Difference methods for initial-value problems*. John Wiley and Sons.
56. Rosatti, G. and Begnudelli, L. (2010). "The Riemann problem for the one-dimensional, free-surface shallow water equations with a bed step: theoretical analysis and numerical simulations." *Journal of Computational Physics*, Vol. 229, pp. 760-787.
57. Savage, S.B. and Hutter, K. (1994). "The dynamics of avalanches of granular materials from initiation to runout. Part I: Analysis." *Acta Mechanica*, Vol. 86, pp. 201-223.
58. Soares-Frazão, S. (2007). "Experiments of dam-break wave over a triangular bottom sill." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 45, pp. 19-26.
59. Testa, G., Zuccalà, D., Alcrudo, F., Mulet, J., and Soares-Frazão, S. 2007. "Flash flood flow experiment in a simplified urban district." *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 45, pp. 37-44.
60. Toro, E.F. (2001). *Shock-capturing methods for free-surface shallow flows*. John Wiley and Sons.
61. van Leer, B. (1979). "Towards the ultimate conservative difference scheme V. a second order sequel to Godunov's method." *Journal of Computational Physics*,

Vol. 32, pp. 101-136.

62. van Leer, B. (2006). “Upwind and high-resolution method for compressible flow: from donor cell to residual- distribution schemes.” *Communications in Computational Physics*, Vol. 1, pp. 192-206.
63. Weiyan, T. (1992). *Shallow water hydrodynamics*, Elsevier Science Publishers.
64. Woo, H.S. (2001). *River hydraulics*. Cheongmoongak Publishing Co.
65. Yoon, T.H, Kang, S-K., and Lee, J.S. (2002). "Reverse flow analysis in a tributary due to rapid rise of water surface in a main channel." *Journal of Korea Society of Civil Engineers*, Vol. 22, pp. 33-41 (in Korean).
66. Zhou, J.G., Causon, D.M., Mingham, C.G., and Ingram, D.M. (2001). "The surface gradient method for the treatment of source terms in the shallow-water equations." *Journal of Computational Physics*, Vol. 168, pp. 1-25.
67. Zhou. J.G., Causon, D.M., Ingram D.M. and Mingham, C.G. (2002). "Numerical solutions of the shallow water equations with discontinuous bed topography". *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Vol. 38, pp. 769-788.

주 의 사 항

1. 이 보고서는 국토교통부가 출연하고 국토교통과학기술진흥원이 위탁 시행한 국토교통기술 연구개발사업의 최종보고서입니다.
2. 본 보고서 내용을 발표할 때에는 반드시 국토교통부가 출연하고 국토교통과학기술진흥원이 위탁 시행한 국토교통기술연구개발사업의 연구결과임을 밝혀야 합니다.
3. 국가과학기술 기밀유지에 필요한 내용은 대외적으로 발표 또는 공개하여서는 아니됩니다.

비매품
93530
9 791195 770809
ISBN 979-11-957708-0-9