creative commons
COMMONS DEED

저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:

저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.

비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.

변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 이용허락규약(Legal Code)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

Disclaimer

dCollection

농학박사 학위논문

토석류 연행 및 충격력 모의를 통한 사방댐의 전주기 안정성 해석

Long-term Stability Analysis of Erosion Control Dam Considering Debris-flow Entrainment and Impact Force Simulation

2020년 8월

서울대학교 대학원

산림과학부 산림환경학 전공

유 송

초 록

토석류는 산지토사재해의 일종으로, 물과 토사가 혼합되어 계류를 따라 빠르게 흘러내려오는 유동현상이다. 우리나라의 토석류 발생 위험은 지속적으로 증가해 왔으며, 이를 효과적으로 제어하기 위하여 사방댐을 설치해왔다. 그러나 사방댐 설계시에는 현재 정적압력에 대해서만 고려하고 있으며토석류 충격력에 대한 안정성 검토는 부족한 실정이다. 또한 1986년 사방댐이 처음 설치된 이후 35년이 경과함에 따라 노후화된 사방댐의 유지관리에 대한 필요성이 제기되고 있다. 따라서 사방댐의 장수명화된 설계 및 유지관리를 위해서는 전주기 안정성 분석의 중요성이 증대되고 있다.

이 연구의 목적은 토석류 충격력을 고려한 사방댐의 전주기 안정성을 분석하는 것이다. 이를 위해 첫째, 토석류 충격력을 추정하기 위해 수로실험을 실시하고, 실험결과로부터 토석류 충격력 추정식을 개발하였다. 둘째, 토석류 충격력 추정을 위한 유동특성을 파악하기 위해, 산지계류의 토석류 유동을 모의할 수 있는 수치모형을 개발하였다. 셋째, 추정된 토석류 충격력을 반영한 안정해석 기준을 개발하고, 사방댐의 노후화에 따른 강도감소 모형을 도출하여 사방댐의 전주기 안정성을 분석하였다.

첫째, 토석류 충격력 추정식을 개발하기 위하여 수로실험 규모에서 토석류 현상을 모의하여 유동특성과 충격력의 관계를 분석하였다. 분석결과, 토석류의 충격력은 유속을 포함하는 수리동역학적 모형으로 설명되며, 수리동역학적 모형을 구성하는 경험상수는 무차원상수인 Froude 수와 유의한 상관관계를 갖는다. 이를 고려하여 유속과 유심으로 구성된 토석류 충격력 추정식을 개발하였다.

둘째, 토석류 충격력 추정에 요구되는 유동특성을 산지계류 규모에서 모의하기 위하여, 토석류 유동이론에 기반한 토석류 유동 수치모형을 개발하였다. 토석류 유동이론을 설명하는 역학 모형 중에서 Coulomb 마찰력과 Dilatant 유체전단 모형을 고려하여 운동방정식을 구성하였다. 연속방정식을 구성하기 위해 토석류 입자와 물의 상호작용을 모의하도록 토사농도의 연속방정식을 추가하였다. 마지막으로 계상의 침식 및 퇴적현상을 모의하기 위하여 평형토사농도 이론에 기반한 연행모형을 연속방정식에 적용하였다. 개발된수치모형은 수로실험 결과를 잘 모의하는 것으로 평가되었다. 국내 우면산 토석류 사례와 비교한 결과, 실제 토석류

의 거동이 잘 모의하는 것으로 나타나, 개발된 모형은 산지계류에서의 토석류 유동 해석에 충분히 적용 가능할 것으로 판단되었다.

마지막으로 현행 사방댐 안정해석 기법을 보완하여, 설계외력으로 토석류 충격력을 포함하고 유한요소법을 통한 구조해석 기법을 추가하여 수정 사방댐 안정해석 기법은 제안하였다. 이후 앞서 개발된 토석류 유동 수치모형과 토석류 충격력 추정 모형을 통해 강원도 소재 3곳의 유역(Site1-3)에 대해 토석류 유동을 추정하였고, 노후 사방댐의 강도감소 모형과 저사 조건 시나리오에 따른 계상기울기의 변화를 고려하여 제안된 안정해석 기법을 적용 및 분석하였다. 분석 결과, 계상기울기와 유역크기에 따라 토석류의 유출 특성이 달라지며, 사방댐 설치에 따른 저사 높이가 증가할수록 사방댐 방수로의 토석류 유출량 및 토석류에 의한 충격력이 감소하였다. 토석류 유출이 모의된 유역에서의 안정해석 결과, Site2는 노후화를 고려할 때 모든 조건에 대해 안정하였고, Site3은 퇴적 토사가 없는 경우 활동안정조건에 대해 불안정하였고, 노후화에 의해 장기적으로 인장응력에 의한 제체파괴 위험이 있을 것으로 분석되었다.

연구결과를 종합해 볼 때, 토석류 충격력을 고려한 사방댐 전주기 안정해석 기법은 장기적인 사방댐의 안정성을 평가하는데 효율적으로 이용될 수 있을 것으로 판단되었다. 특히 노후화 및 퇴적조건을 고려한 사방댐의 유지관리 대책에 기여할 수 있을 것으로 기대되었다.

주요어 : 토석류, 사방댐, 수로실험, 연행작용, 안정해석, 전산유체역학
학 번 : 2016-35862

목 차

제 1 장 서 론 1
제 1 절 연구의 배경 1
제 2 절 연구의 목적 5
제 3 절 연구의 흐름 6

제 2 장 연 구 사 8
제 1 절 토석류 유동특성 8
제 2 절 토석류 수로실험 10
제 3 절 토석류 충격력 산정 12
제 4 절 토석류 유동 수치해석 17
제 5 절 노후 사방댐 안정성 검토 22

제 3 장 수로실험을 통한 토석류 충격력 산정식 개발 25
제 1 절 연구 배경 25
제 2 절 재료 및 방법 26
1. 실험수로 26
2. 시료 구성 28
3. 수로실험 및 자료 분석 35
제 3 절 결과 및 고찰 36
1. 토석류의 상사성 검토 36
2. 실험 조건에 따른 토석류의 유동특성 및 충격력 분석 40
3. 토석류 충격력 산정식 44
제 4 절 결론 49

제 4 장 토석류 유동 수치모형 개발 50
제 1 절 연구 배경 50
제 2 절 토석류 유동 수치모형 설계 52
1. 토석류 유동 이론 52
2. 토석류의 유동저항 해석방법 54
3. 토석류 유동 해석 지배방정식 56
4. 토석류 연행 해석 방법 58
5. 토석류 유동 해석 지배방정식 구성 61
제 3 절 토석류 유동 수치해석 기법 62
제 4 절 토석류 수치해석 모형 검증 66
1. 수로실험을 활용한 재현성 검토 66
2. 우면산 토석류 사례에 대한 재현성 검토 75
제 5 절 결론 92

제 5 장 토석류 충격력을 고려한 사방댐 전주기 안정해석 93
제 1 절 연구 배경 93
제 2 절 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석 95
1. 현행 사방댐 안정해석 방법 95
2. 현행 사방댐 안정해석 방법에 대한 검토 97
3. 토석류 충격력을 반영한 안정해석 98
제 3 절 노후 사방댐의 강도감소 산정식 101
제 4 절 적용 및 평가 104
1. 토석류 수치모의를 통한 충격력 추정 104
2. 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석 123
제 5 절 결론 142

제 6 장 종합결론 144

참고문헌 147

부록 – 안정해석 계산결과 162

Abstract 172

표 목차

[표 2.1] 토석류 충격력의 수리학적 모형 및 경험계수 15
[표 2.2] 국가별 설계기준에 따른 토석류 충격력 추정 모형 .. 16
[표 2.3] 토석류 유동해석 프로그램을 활용한 연구사례 19
[표 2.4] 선행연구에서 사용된 토석류 전단응력 모형 21
[표 3.1] 선행연구의 수로 규모 및 사용 시료 조건 29
[표 3.2] 실험조건에 따른 시료밀도 및 구성물질(평균±표준편차) 33
[표 3.3] 실험조건에 따른 수로실험 결과 37
[표 3.4] 토석류 충격력과 실험조건에 대한 ANOVA 분석결과 44
[표 3.5] 선행연구에서 제시된 경험계수 a 추정모형 48
[표 4.1] 수로실험 모의에 적용된 공통 매개변수 68
[표 4.2] 수로실험 모의에 적용된 반복별 매개변수의 범위 68
[표 4.3] 레미안아파트 유역 토석류 및 유하부의 토질정수 78
[표 4.4] 레미안아파트 유역 토석류 모의에 적용된 매개변수 .. 80
[표 4.5] Kanako 1D에 적용된 매개변수 86
[표 5.1] 연구대상지 유역의 특성 104
[표 5.2] 홍수유량을 이용한 유역별 토석류 유출량 추정 114
[표 5.3] 수치모형에 사용된 공통 매개변수 116
[표 5.4] 유역별로 적용된 매개변수 116
[표 5.5] Site2의 저사 조건별 최대 충격력이 나타난 시점의 유동특성 120
[표 5.6] Site3의 저사 조건별 최대 충격력이 나타난 시점의 유동특성 120
[표 5.7] 대상 유역별 사방댐의 단면형상 123
[표 5.8] 안정해석에 사용된 매개변수 124
[표 5.9] 대상 유역별 저사 조건에 따른 토압계수(c) 추정 ... 124
[표 5.10] 대상 유역별 저사 조건에 따른 전도에 대한 안정 . 125
[표 5.11] 대상 유역별 저사 조건에 따른 활동에 대한 안정 . 125
[표 5.12] 대상 유역별 저사 조건에 따른 지반지내력에 대한 안정 126
[표 5.13] 대상 유역별 저사 조건에 따른 최대인장 및 압축응력의 변화 129

그림 목차

[그림 1.1] 연구의 흐름 6
[그림 3.1] 토석류 실험수로 장치(a: 모식도, b: 실제모습) 27
[그림 3.2] 실험 시료의 입도분포곡선 34
[그림 3.3] 실험조건에 따른 유속의 변화(a: 자갈함량 b: 시료 총 부피) 42
[그림 3.4] 실험조건에 따른 유심의 변화(a: 자갈함량, b: 시료 총 부피) 43
[그림 3.5] 토석류 유동특성(a: 유속, b: 유심)과 충격력의 관계 45
[그림 3.6] 이 연구 결과를 활용한 *Fr*에 따른 경험계수 a의 추정모형 47
[그림 3.7] 선행연구의 결과를 종합한 *Fr*에 따른 경험계수 a의 추정모형 47
[그림 4.1] 1차원 토석류 유동의 모식도 52
[그림 4.2] 토석류와 하상 표면의 응력 도약에 따른 연행 모형 모식도(from Iverson and Ouyang, 2015) 58
[그림 4.3] 풍상차분법의 개념도 63
[그림 4.4] Staggered grid 조건에서의 풍상차분법의 개념도 .. 64
[그림 4.5] 토석류 유동 수치모의 프로그램의 계산 흐름 65
[그림 4.6] 경사에 따른 수로 및 퇴적부 형상(a: 25°, b: 25°, c: 25°) 69
[그림 4.7] 수로경사에 따른 입력지형변수(a: 25°, b: 25°, c: 25°) 70
[그림 4.8] 수로경사에 따른 입력시료저장형상(a: 25°, b: 25°, c: 25°) 71
[그림 4.9] 수로실험에 대한 수치모의 값과 관측값의 비교 (a: 도달시간, b: 유심) 74
[그림 4.10] 우면산 토석류 중 레미안아파트 유역의 발생당시 피해상황 76
[그림 4.11] 레미안아파트 유역 계류의 종단형상(a) 및 횡단형상(b) 77
[그림 4.12] 레미안아파트 유역 모의에 대한 입력 유량곡선 ... 79
[그림 4.13] 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하특성 (a: 0초, b: 5초, c: 10초) 82
[그림 4.14] 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하특성 (d: 15초, e: 20초, f: 25초) 83

[그림 4.15] 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하

특성 (h: 30초, i: 35초, j: 40초) 84
[그림 4.16] 연행작용을 고려한 경우의 계산 결과 비교(a: 유속, b: 유심) 90
[그림 4.17] 연행작용을 고려하지 않은 경우의 계산 결과 비교 (a: 유속, b: 유심) 91
[그림 5.1] 사방댐의 안정해석의 하중 구성(3, 4형) 95
[그림 5.2] 연직분력의 작용에 의한 제저의 압력분포 96
[그림 5.3] 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석 도식 98
[그림 5.4] 노후화에 따른 압축강도(a)와 인장강도(b)의 감소모형 103
[그림 5.5] Site1의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경 105
[그림 5.6] Site2의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경 106
[그림 5.7] Site3의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경 107
[그림 5.8] 유역별 입력지형변수(a: Site1, b: Site2, c: Site3) 109
[그림 5.9] 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site1의 기울기 변화 110
[그림 5.10] 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site2의 기울기 변화 110
[그림 5.11] 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site3의 기울기 변화 111
[그림 5.12] 대상 유역별 유량곡선 115
[그림 5.13] 대상 유역의 위치별 토석류의 유량 변화(a: Site1, b: Site2, c: Site3) 118
[그림 5.14] 대상 유역별 저사 조건에 따른 토석류 유량의 변화 (a: Site2, b: Site3) 121
[그림 5.15] Site2에서의 토석류 유출 전후의 계상비교(a: 25% 저사, b: 50% 저사, c: 75% 저사, d: 만사) 122
[그림 5.16] Site3에서의 토석류 유출 전후의 계상비교(a: 25% 저사, b: 50% 저사, c: 75% 저사, d: 만사) 122
[그림 5.17] 대상 유역별 사방댐의 단면형상(a: Site2, b: Site3) 123
[그림 5.18] Site2에서의 저사 조건별 설계외력의 분포 130
[그림 5.19] Site3에서의 저사 조건별 설계외력의 분포 131
[그림 5.20] Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과(a: 저사 없음, b: 25% 저사, c: 50% 저사) 132
[그림 5.21] Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과(d: 75%

저사, e: 만사됨) 133
[그림 5.22] Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과(a: 저사 없음, b: 25% 저사, c: 50% 저사) 134
[그림 5.23] Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과(d: 75% 저사, e: 만사됨) 135
[그림 5.24] Site2의 저사 조건 및 노후화에 따른 사방댐의 제체 파괴 안정분석(a: 압축강도, b: 인장강도) 138
[그림 5.25] Site3의 저사 조건 및 노후화에 따른 사방댐의 제체 파괴 안정분석(a: 압축강도, b: 인장강도) 139

제 1 장 서 론

제 1 절 연구의 배경

토석류는 산지토사재해의 일종으로, 물과 토사가 혼합되어 계류를 따라 빠르게 흘러내려오는 현상이다(Takahashi, 2014). 우리나라의 토석류는 대부분 산사태로 발생한 붕괴토사가 계류에서 다량의 물과 혼합되어 유동화하여 발생하기 때문에 여름철 집중호우로 인해 발생하는 특성을 보인다. 전 세계적으로 토석류는 많은 인명피해를 유발하는 주요 재해유형으로 인식되고 있으며, 지난 수십년간 그 발생건수가 증가하는 추세를 보여왔다(Dowling and Santi, 2014). 우리나라 또한 토석류를 포함하는 산사태의 발생 빈도가 지난 수십년간 증가하였는데, 1990년대 연평균 산사태 발생면적이 349.7 ha인데 비해, 2000년 이후로는 다수의 대형 태풍 및 집중호우로 인해 2019년까지 연평균 460.4 ha의 산사태 피해가 발생하였다(산림청, 2020b). 특히, 2011년 집중호우로 발생한 서울특별시 소재 우면산 토석류는 도시권에서 발생하여 사망자 16명, 침수피해 3000건 이상의 피해를 야기하였으며, 이를 계기로 토석류에 대한 사회적 관심이 크게 환기되었다(서울특별시, 2014). 최근 기후변화의 영향으로 극한강우의 발생 빈도의 증가하고, 전국적인 산지전용이 꾸준히 늘어나 토석류의 발생위험이 더욱 높아지고 있다(산림청, 2020a).

토석류 피해를 최소화하기 위한 방법은 구조적 대책과 비구조적 대책으로 나뉜다(Jakob et al., 2005). 구조적 대책은 사방댐 등의 사방구조물을 설치하여 토석류의 직접적인 유출을 차단하여 피해를 저감하는 것이다. 비구조적 대책은 토석류 예·경보 시스템을 구축하여 하류 지역에 거주하는 주민들이 사전에 대피할 수 있도록 하는 것이다. 현재 우리나라는 사방댐을 설치하여 토석류로 인한 피해를 저감하고자 하는 구조적 대책을 적극적으로 활용하고 있다.

사방댐은 계류에 설치되는 횡단공작물 중 하나로, 황폐계류에서 발생하는 토사와 자갈 등의 침식유송물질 저류, 토석의 퇴적으로 인한 계상 기울기 완화, 산각 고정과 산복붕괴 방지 등의 기능을 수행하여 산사태 및 토석류 유출로부터 하류지역을 보호한다(산림청, 2014). 우리나라의 사방댐은 황폐화된 산지에서 발생하는 토사재해 저감을 목적으로 1986년에 처음 설치되었다. 이후 2000년대에 발생한 몇 차례의 대형 태풍으로 인한 대규모 토사재해에 대해 사방댐의 토사재해 저감효과가

입증됨에 따라 사방댐 설치가 급격히 증가하여(산림청, 2014), 2018년까지 총 11,868개소가 설치되었다(산림청, 2019).

한편 사방댐 설치 사업이 지속됨에 따라, 재해에 대한 사방댐의 안정성과 관련하여 1) 토석류 재해저감기능을 고려한 사방댐 설계안정성과 2) 장기적인 관점에서 사방댐의 재해에 대한 구조안정성의 확보 여부에 대해 관심이 증대되고 있다.

우선 토석류 재해저감기능을 고려한 사방댐 설계안정성에 대한 관심은 사방사업의 패러다임에 따른 사방댐의 기능 변화와 깊은 연관이 있다. 사방댐의 설치 초기인 80년대까지는 사방사업의 주된 목표는 황폐산지의 녹화 및 복구였던 만큼, 황폐산지의 침식으로 발생하는 토사유출을 저감하는 것이 중요한 과제였다. 특히 산림이 아직 충분히 발달하지 않아 대규모 산지토사재해의 발생 위험은 비교적 적은 편이었다. 하지만 90년대 이후 산림의 발달로 산림토양이 성숙하였고, 기후변화 등의 요인으로 토석류와 같은 대규모 산지토사재해 발생이 가시적으로 증가함에 따라 재해예방을 주된 목표로 사방사업을 실시하게 되었다(산림청, 2017). 이러한 패러다임의 변화에 따라 사방댐에 대해 요구되는 기능 또한 변화하여 왔다. 기존에는 침식유송물질을 저류하여 계류의 기울기를 완화하는 것이 주된 기능이었던 반면, 현재 사방댐은 위의 기능과 더불어 계류에서 발생한 토석류 유출을 직접적으로 제어할 수 있는 토석류 제어댐으로써의 역할이 크게 강조되고 있다.

이와 같이 사방댐의 기능은 시대의 변화에 따라 다변화되었지만, 현재의 사방댐 설계기준은 이를 충분히 반영하지 못하고 있다. 우리나라의 사방댐 설계는 “사방사업의 설계·시공 세부기준(산림청고시 제2019-52호)” 과 사방기술교본(산림청, 2014)을 기준으로 수행되고 있다. “사방사업의 설계·시공 세부기준”은 사방댐의 각 부분에 대한 규격과 형상을 제시하고 있고, 댐체가 외력에 대해 전도, 활동, 내부응력 및 지반지지력의 안정을 가지도록 설계하도록 규정하고 있다. 안정해석 기법은 사방기술교본(산림청, 2014)에 정리되어 있는데, 특별한 안전율을 고려하지 않고 대수면에 작용하는 정수압과 토압에 따른 힘-모멘트의 크기와 작용점을 비교하여 평가하도록 제시되어 있다. 이러한 정적하중, 즉 정수압과 토압만을 고려하는 안정해석은 토사퇴적이 장기간에 걸쳐 점진적으로 발생하는 것으로 가정해야 하므로, 사업 초기의 사방댐과 같이 황폐산지에서 발생한 침식유송토사의 유출을 저감하는 것을 목적으로 하는 경우에 적합하다. 그러나 토석류와 같이 빠른 유속으로 흐르는 토사재해의 경우, 댐체에 강한 충격력이 작용하기 때문에 정수압과 토압

이외에 설계충격력을 추가로 고려하여 안정해석이 이루어져야 한다.

사방댐의 토석류 재해저감기능을 고려할 때 노후 사방댐의 구조안정성도 중요하게 고려되어야 한다. 사방댐 설치 사업이 실시된 지 35년이 경과함에 따라 사방댐의 장수명화를 위한 유지관리 수요가 급격히 증가하고 있는 실정이다(정진영 등, 2010; 경상북도 산림환경연구원, 2015; 송영석 등 2018). 이에 따라 국내에서는 사방시설 유지관리 매뉴얼(산림청, 2015) 등을 제작하여 사방댐의 기능 유지, 안전성 확보를 위한 안전점검을 수행하고 있다. 안전점검은 준공 후 4년이 경과한 구조물을 대상으로 하며, 정기점검, 수시점검, 하자점검 등을 통해 양호한 상태의 A등급, 지속적인 점검과 모니터링이 요구되는 B등급, 별도의 안전조치가 필요한 C등급으로 안전등급을 판정한다. 특히 시설물의 물리적·기능적 결함으로 C등급을 부여받은 사방시설은 추가적으로 안전진단을 실시하고, 안전조치가 필요한 경우에는 보완, 개량, 철거, 재시공 등의 대책을 수립한다. 이와 같은 사방댐의 안전진단은 궁극적으로 사방댐의 장수명화를 유도하여 기존 사방댐이 충분한 재해저감기능을 발휘하도록 하는 것을 목표로 한다.

한편, 사방댐에 대한 현행 안전점검에서는 대부분 외형적인 결함이나 균열, 누수 등을 기준으로 평가하며, 사방댐의 노후화에 따른 장기적인 구조안정성의 변화에 대해서는 평가가 이루어지지 않고 있다. 구조물의 노후화는 구조재료의 공학적 성질이 점진적으로 열화되는 현상으로(Mori and Ellingwood, 1993), 사방댐은 외부환경에 노출되어 있고 물과 지속적으로 접촉하기 때문에 노후화에 더욱 빠르게 진행된다. 사방댐의 노후화는 장기적으로 사방댐의 강도 저하를 야기하기 때문에 노후화가 진행될수록 토석류의 충격에 의해 구조물의 안정성이 감소할 위험이 있다. 따라서 사방댐의 설치 이후 발생하는 구조강도의 감소 특성을 고려하여 발생 가능한 토석류 충격력에 대한 안정해석이 수행되어야 한다.

토석류 충격력을 사방댐의 안정해석에 적용하기 위해서는 토석류의 충격력을 정확히 예측해야 한다. 토석류의 충격력은 일반적으로 유속, 유심, 밀도 등의 유동특성과 충격력의 관계를 분석하여 유체의 압력과 운동에너지에 기반한 반경험적 추정식으로 산정한다(Proske et al., 2011). 사방댐의 안정해석에 이러한 토석류 충격력 산정식을 적용하기 위해서는 1) 산정식 내의 경험상수에 대한 보정과 2) 유역에서 발생하는 토석류의 유동특성의 추정이 선행되어야 한다.

일반적으로 널리 사용되는 토석류 충격력 산정식은 경험상수를 포함한다. 그러나 분석에 활용한 자료의 다양성 때문에, 현재까지 보고된 경

험상수는 연구자에 따라 큰 편차를 보인다(Proske et al., 2011; Scheidl et al., 2013). 따라서 우리나라의 산지계류 조건에서 해당 추정식을 활용하기 위해서는 산정식의 경험상수를 보정하는 것이 필수적이다. 경험상수의 보정은 실제 토석류의 측정치를 이용하는 것이 가장 이상적이지만, 이에 대해서는 현실적인 어려움이 뒤따른다. 우선 토석류 발생은 사전에 예측하기 어렵기 때문에 충분한 측정장치를 설치하는 것이 상당히 제한적이다. 또한 토석류는 강한 연행작용을 동반하기 때문에 측정장치를 설치하더라도 토석류에 의해 파괴되어 충분한 자료를 획득하지 못할 가능성이 높다. 이러한 한계를 극복하기 위해, 일반적으로 토석류 유동을 모의하는 수로실험이 수행되었다(Iverson, 2015). 수로실험은 경사조건과 토석류 구성물질 등의 실험변수를 다루기 쉬우며, 제한된 규모에서 수행되는 만큼 유속, 유심, 충격력 등의 종속변수의 측정이 용이하다는 장점이 있다. 또한 동일한 조건에 대한 재현성과 반복성이 뛰어나기 때문에 토석류 유동특성 연구에 널리 사용되고 있다. 한편 우리나라에서도 토석류의 유동을 재현하기 위해서 수로실험이 수행된 사례가 있으나(송영석 등, 2007; 김기환 등, 2008; 김영일과 백중철, 2010; 윤병하 등, 2018; Eu et al., 2019), 토석류 유동특성과 충격력의 관계를 정량적으로 분석한 연구사례는 제한적이다 따라서 토석류 충격력 산정식을 활용하기 위해서는 우선 수로실험을 통한 유동특성과 충격력의 관계에 대한 분석이 선행되어야 한다.

한편 토석류 수로실험은 제한된 규모와 단순화된 지형조건에서 진행되기 때문에, 연속적으로 변화하는 지형조건에서의 토석류 유동특성을 완전히 재현하기는 어렵다. 이에 따라, 실제 유역에서 발생하는 토석류 유동 모의에는 전산유체해석 기법이 널리 활용되고 있다. 해외에서는 지난 수십 년간 토석류 유동의 이론적 모형(高橋와 中川, 1991; Iverson, 1997; 江頭, 2000)에 기반한 다양한 토석류 유동해석 프로그램이 개발되어 활발히 적용되어왔다(Uchida et al., 2013; Iverson and George, 2014). 국내에서는 해외에서 개발된 상용 프로그램을 활용한 토석류 연구가 다수 이루어져왔으나(채병곤과 김만일, 2010; 최정렬, 2018; 이득환 등, 2019), 대체로 프로그램의 적용성을 검토한 사례가 많고, 유동특성보다는 퇴적범위에 집중하는 경향이 있었다. 따라서 토석류 충격력 추정을 위해서는 산정식을 구성하는 유속, 밀도 등의 유동특성을 재현할 수 있는 토석류 수치모의기법의 개발이 요구된다.

이러한 배경을 바탕으로, 이 연구에서는 수로실험으로 통해 도출된 토석류 충격력 산정식을 활용하여, 수치해석 모형으로 모의된 유역 계류

내 토석류 유동으로 발생하는 충격력에 대한 사방댐의 전주기 안정성을 분석하고자 하였다. 이를 통해 국내에서는 상대적으로 미진한 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정성 분석 기법을 정리·제시할 수 있으며, 향후 현행 안전점검과 병행하여 활용한다면 사방댐의 효율적인 설계 및 관리에 따른 장수명화를 통해 재해저감효과 증진에 이바지할 수 있을 것으로 기대된다.

제 2 절 연구의 목적

이 연구의 목적은 수로실험을 통해 획득한 토석류 충격력 추정식을 제시하고, 전산유체해석 기법을 활용하여 계류상의 토석류 유동특성을 모의하여, 최종적으로 토석류의 충격력에 따른 사방댐의 전주기 안정성을 분석하는 것이다. 이에 따른 세부 연구 목표는 다음과 같다.

1) 토석류 충격력을 추정하기 위하여, 소형수로실험을 통해 토석류 현상을 모의하고 유동특성과 충격력 간의 관계를 분석한다.
2) 실제 유역규모에서 발생하는 토석류 유동특성을 추정하기 위하여, 토석류 유동이론에 근거한 수치해석 모형을 개발하고 적용성을 검토한다.
3) 토석류 충격력에 대한 전주기 안정성의 변화를 분석하고자, 사방댐의 노후화에 따른 강도 감소를 모의하고 토석류 충격력을 고려한 안정해석 수행하여 장기적인 안정성의 변화를 분석한다.

제 3 절 연구의 흐름

이 연구는 다음의 흐름에 따라 진행되었다(그림 1.1).

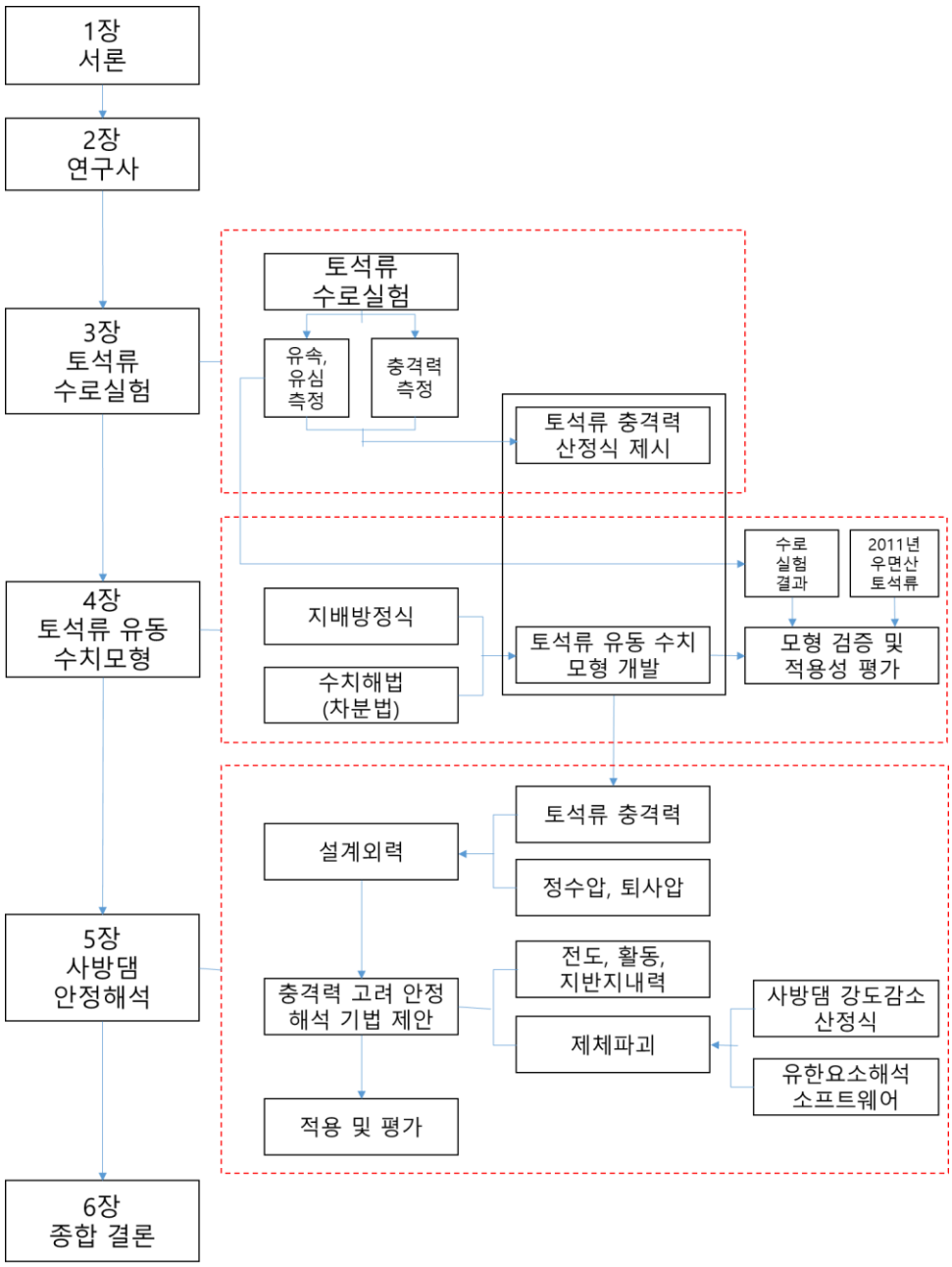


그림 1.1 연구의 흐름

제1장은 서론으로, 연구의 배경 및 필요성을 제시하였다. 제2장은 연구사로 토석류의 특성, 국내외 토석류 충격력의 추정방안, 수로실험을 활용한 토석류 연구, 토석류 수치해석모형 개발에 관련된 선행연구를 정리하였다.

제3장에서는 수로실험을 통해 재현된 토석류 현상에 대해, 유동특성과 토석류 충격력의 관계를 분석하여 토석류 충격력 산정식을 제시하였다.

제4장에서는 토석류 유동이론을 검토하여 지배방정식을 구축하고, 이에 기반한 토석류 수치해석 모형을 개발하여 수로실험 및 실제 토석류 사례에 대한 적용성을 검토하였다.

제5장은 앞서 개발된 충격력 산정식 및 수치해석 모형으로 도출된 토석류 충격력과 사방댐의 노후화에 따른 강도 감소 모형을 적용하여 사방댐의 전주기 안정성을 비교 분석하였다.

제6장은 종합결론으로 세부적으로 수행된 과업을 종합하여 결론을 제시하고, 연구의 의의 및 활용방안과 한계점을 검토하였다.

제 2 장 연 구 사

제 1 절 토석류 유동특성

우리나라에서는 토석류를 산사태의 하나의 유형으로 보고 있으며, 계류에 퇴적된 산사태 유래 붕괴토사 혹은 계류상의 토사가 물과 혼합되어 하류로 유하하는 현상으로 보고 있다(이창우, 2014). 이에 반해, 여러 연구자들은 토석류를 대규모 사면운동(slope movement)의 한 종류로 받아들이고 있으며, 구성물질과 운동학적 특성을 통해 산사태로 명명되는 “landslide”와 토석류로 명명되는 “debris flow”를 분리하여 취급하고 있다(Varnes, 1978; Pierson and Costa, 1987; Coussot and Meunier, 1996; Hungr et al., 2001; Hungr et al., 2014).

대규모 사면운동에 대한 체계적인 분류는 Varnes (1978)에 의해 시도되었고, 이는 현재까지도 토석류와 다른 사면운동 현상을 구분하는 기초적인 기준으로 활용되고 있다(Hungr et al., 2001; Hungr et al., 2014)). 한편, Varnes (1978)의 분류에서는 유동(Flow)이라는 운동 형태에 대해서 정성적으로 기술함으로써 토석류가 가지는 유동 특성이 충분히 반영되지 못하였다. 이러한 한계를 극복하기 위해 일부 연구자들은 토석류의 유속, 구성 입자의 크기, 토사부피농도(volumetric sediment concentration)에 따른 유변학적 특징을 고려하여 토석류의 특징을 보다 엄밀하게 분류하기도 하였다(Pierson and Costa, 1987; Coussot and Meunier, 1996; Hungr et al., 2001). 다양한 사면 운동의 분류에 따라 토석류에 포함되는 현상의 범위는 다소 상이하지만, 대부분의 연구자들을 통해 공통적으로 지적되는 사항은 다음과 같다.

1) 높은 토사부피농도 및 직경이 큰 입자의 비율: 일반적으로 토석류는 높은 토사부피농도를 가지는 데, 대부분 30% 이상의 부피를 가지며 최대 60~70% 가량의 토사부피농도를 가진다(Varnes, 1978; Iverson, 1997; 宮本와 伊藤, 2002; Takahashi, 2014)). 또한 넓은 입도분포 범위를 보이지만 최대 수 m에 이르는 바위도 운반하는 등 비교적 큰 직경을 가진 입자의 비율이 높다(Hungr et al., 2001; Takahashi, 2014). 한편, 점토 및 미사의 함량이 높아서 높은 점성을 보이는 유동현상인 이류(mud flow) 또한 토석류의 한 종류에 포함시키는 경우도 있다(Takahashi, 2014).

2) 빠른 이동속도: 토석류가 산사태나 땅밀림과 구분되는 가장 큰 특징은 빠른 이동속도, 유속이다. 발생 규모에 따라 상이하지만, 토석류는 일반적으로 수 m/s의 유속으로 이동하며, 10 m/s 이상의 유속을 보인다(Hungr et al., 2001; Hungr et al., 2014). 국내에서 발생한 우면산 토석류는 레미안 유역에서 최대 28 m/s의 유속이 추정되기도 하였다(서울특별시, 2014). 토석류의 빠른 유속은 높은 함수율로 인한 액상화 및 유동화(Felix and Peakall, 2006), 유하 과정에서 내부 전단기작에 의한 유체 영역 내 토석 입자의 고른 분산(Takahashi, 2014) 등의 유변학적 특성에서 기인한다.

3) 계류를 따라 흐르며, 강한 연행작용을 동반: 일반적인 사면붕괴와는 달리, 토석류는 주로 경사가 급한 산지계류나 구곡 등을 따라 흐르는 특성을 보인다(Hungr et al., 2001). 또한 계류를 유하하는 과정에서 계상 및 계안을 연속적으로 침식하거나, 경사가 일시적으로 완만해지는 구간에서는 토석류 유동물질이 퇴적되는 등의 연행작용이 연속적으로 발생한다(Pierson, 1980; 江頭, 1993a; Hungr and Evans, 2004). 따라서 최하류에서 관측되는 토석류의 총유출토사량은 유하 중에 발생한 연행으로 인해 일반적으로 최초 상류에서 유입된 토사량에 비해 더욱 증가하는 경향을 보인다(Iverson, 2012; 이득환 등, 2019).

4) 유동형태(surge)에 따른 입경 분리(grain-size segregation): 수 km에 이르는 계류를 유하하는 토석류는 일정한 간격으로 반복되는 유동형태를 보인다. 단일 유동형태는 비교적 직경이 큰 입자가 주로 분포하는 전단부(head)에서 물과 토석이 고르게 혼합된 후미(tail)로 이어지는 형태를 보이며, 일반적으로 전단부에서 최대 유심이 나타나는 특성을 보인다(Iverson et al., 2010). 한편 토석류가 하류지역에 도달하여 계상의 기울기가 약 15° 미만으로 완만해지면, 퇴적이 발생하면서 토석류 내부에 고르게 분포되어 있던 토석 입자가 입경에 따라서 분리되는 현상이 발생한다(Takahashi et al., 1992). 이때, 직경이 큰 바위 등의 입자는 전단부 및 측면부의 최선단에 다수 분포하고, 내부에서는 입자들이 혼합되어 분산되는 양상을 보인다(Major, 1997; Johnson et al., 2012).

이와 같은 토석류의 특성은 토석류 현상을 구별해내는 핵심적인 특징이다. 따라서 위의 정성적인 요소들은 수로실험 혹은 수치모형 개발 결과의 재현성을 검토하기 위한 인자로 활용되고 있다(Parsons et al., 2001; Fairfield, 2011; George and Iverson, 2014).

제 2 절 토석류 수로실험

토석류의 유동특성과 그에 따른 충격력 혹은 퇴적양상을 연구하는 방법은 크게 실시간 모니터링이나 현장 조사를 통해 획득한 토석류 발생 자료를 이용하는 방법과 수로장치를 활용한 토석류 모의실험으로 구분된다. 토석류 현장 자료는 주로 피해가 발생한 지역에 대한 정밀 조사를 통해서 획득된다(Rickenmann and Zimmermann, 1993; Guthrie et al., 2012; Jeong et al., 2015; Wang et al., 2015). 하지만 토석류의 유하흔적을 바탕으로 유동특성을 추정하기 때문에 유속과 그에 따른 충격력을 정확히 추정하기 어렵다. 한편 일부 연구에서는 비교적 토석류가 빈번하게 발생하는 유역에서 현장 모니터링을 통해 토석류의 유동특성을 연구하기도 한다(Hürlimann et al., 2003; Wendeler et al., 2007; Hu et al., 2011; Suwa et al., 2011; Theule et al., 2018; Smith et al., 2019). 현장 모니터링은 사후 조사와는 달리 유속, 유심, 유량, 충격력 등의 연속적인 측정이 가능하여 비교적 정확한 자료를 제공한다. 하지만 적용가능한 연구 대상지가 한정적이고, 모니터링 시스템을 구축한 유역에서 토석류가 발생하지 않는 경우에는 자료를 확보하기가 어렵다(Hürlimann et al., 2003; Hübl et al., 2009).

이러한 한계를 극복하기 위해, 많은 연구자들은 수로실험을 통해 토석류 현상을 모의하였다. 수로실험에 사용하는 수로의 크기는 일반적으로 수 m 길이의 소형수로를 활용하지만(Armanini, 1997; Felix and Peakall, 2006; Moriguchi et al., 2009; Fairfield, 2011; Scheidl et al., 2013; Vagnon and Segalini, 2016; Sanvitale and Bowman, 2017), 미지질조사국(USGS)에서 제작한 유하길이 95m 규모의 실험수로와 같은 대형수로도 널리 활용되어 왔다(DeNatale et al., 1999; Denlinger and Iverson, 2001; Zanuttigh and Lamberti, 2007; Iverson et al., 2010; George and Iverson, 2011; Iverson et al., 2011; Reid et al., 2011; Johnson et al., 2012; George and Iverson, 2014; Iverson and George, 2014; Iverson, 2015). 그러나 대형수로는 설치과정부터 실험수행과정까지 인적, 물적 자원이 집중적으로 투입되어야 하고, 유동특성을 분석하기 위한 토질정수 등의 매개변수가 불분명한 경우가 많다(Scheidl et al., 2013). 이에 비해 실험실 규모에서 수행 가능한 소형수로실험은 반복이 용이하고 사용 토석 입자의 크기 및 비율을 균일하게 제작하여 실험할 수 있기 때문에 실험 결과의 재현성 확보에 유리하다(Fairfield, 2011).

이러한 장점을 바탕으로 다양한 연구목적을 가진 소형수로실험이 수행되었고, 연구목적에 따라서 1) 토석류의 발생 및 유동기작(Davies, 1990; Felix and Peakall, 2006; Kaitna and Rickenmann, 2007; Fairfield, 2011; Nakano et al., 2012; Sanvitale and Bowman, 2017), 2) 토석류 퇴적부의 형태적 특성 및 퇴적기작 규명(D'Agostino et al., 2010; De Haas et al., 2015), 3) 충격력 측정 및 구조물의 피해저감 효과 검증(Moriguchi et al., 2009; Armanini et al., 2011; Canelli et al., 2012; Scheidl et al., 2013; Vagnon and Segalini, 2016; Eu et al., 2019) 등으로 구분되며, 수로 형상, 측정장치, 실험시료를 연구 목적에 맞도록 구성하여 실시한다.

한편 소형수로실험은 유하길이가 수 km에 달하는 토석류 현상을 수 m 규모로 축소하여 모의하기 때문에 비례 축소(scaling)에 따른 문제가 발생한다(Parsons et al., 2001; Iverson, 2015). Iverson (2015)은 실제 토석류와 소형수로에서 모의된 토석류에 작용하는 역학적 기작이 상이할 수 있음을 지적하였다. 실제 토석류는 토석 입자가 분산되며 간극수압에 따른 유효응력의 변화(Iverson et al., 2010) 혹은 입자 충돌에 따른 분산력(Takahashi, 2014) 등이 주요하게 작용하는 반면, 소형수로에서의 토석류 유동은 유체점성에 따른 전단응력, 표면장력, 미세입자가 가지는 전기적 점착력 등이 토석류의 거동에 크게 영향을 미친다(Iverson, 2015).

비례 축소 문제를 극복하기 위해, 수로실험은 수리동력학적인 특성을 고려하여 기하학적(geometric) 및 운동학적(kinematic) 상사를 최대한 만족하도록 설계한다(Scheidl et al., 2013). 상사성을 이용한 비례 축소는 토석류 충격력을 분석하는 경우에 더욱 효과적인데, 이는 유체 내 미소영역에서의 역학 구조의 차이보다는 거시적 차원에서 구조물에 대한 혼합물의 충격에 집중하기 때문이다(Scheidl et al., 2013). 실험규모에서 상사성을 고려할 때, 기하학적 상사는 길이 차원에서의 축소비를 적용한다(Iverson, 2015). 운동학적 상사의 지표는 관성력과 중력의 비율인 Froude 수(Fr, $Fr = v/\sqrt{gh}$, v: 유속; g: 중력가속도; h: 유심)로 표현되고, 수로실험을 통해 토석류 현상을 재현하기 위해서는 토석류와 유사한 Fr의 범위를 가지도록 설정되어야 한다(Proske et al., 2011; Scheidl et al., 2013). 토석류의 Fr은 사례에 따라서 다양한 범위를 보이는데, 일반적으로 0~2의 범위를 보이는 토석류 사례가 다수 보고되었지만(Hübl et al., 2009), 지형특성 및 토석 입자 구성에 따라 7 이상의 값을 가지는 사례도 보고된 바 있다(Proske et al., 2011).

제 3 절 토석류 충격력 산정

토석류 충격력 산정식은 일반적으로 현장 측정자료를 통해 획득하는 것이 가장 이상적이지만, 토석류의 발생 시점과 위치를 사전에 예측하기 어렵기 때문에 이에 대한 자료를 확보하기 어렵다(Prochaska et al., 2008). 따라서 토석류 충격력 연구에 있어서는 재현성과 반복성이 뛰어난 수로실험이 주로 활용되고 있다(Armanini, 1997; Hübl and Holzinger, 2003; Zanuttigh and Lamberti, 2006; Ishikawa et al., 2008; Shieh et al., 2008; Scheidl et al., 2013; Eu et al., 2019; Scheidl et al., 2019).

토석류 충격력은 크게 석력의 충돌에 의한 충격과 토사와 물의 혼합 유체의 충돌로 발생하는 충격으로 구분된다. 이때, 석력에 의한 충격력은 일반적으로 점 단위로 특정 지점에 작용하는 충격력이고, 유체 충돌에 의한 충격력은 댐체 전면에 고르게 작용한다(Hungr et al., 1984; Huebl et al., 2017).

1. 석력충돌에 의한 충격력

석력의 충격력을 평가하기 위한 기법은 여러가지가 제시되었으나, 석력과 사방댐 간의 탄성충돌을 가정하는 Hertz 모형이 일본, 홍콩, 오스트리아 등에서 석력 충격력 추정 기법으로 사용되고 있다(Lo, 2000; Sun et al., 2005; Kwan, 2012; NILIM, 2016a; Huebl et al., 2017). 이에 대한 기본 식은 식 2.1~4와 같다.

$$F = K_c n \alpha^{1.5} \tag{2.1}$$

$$n = 4{r_b}^{0.5}/3\pi(k_b + k_d) \tag{2.2}$$

$$\alpha = (5m_b {v_b}^2/4n)^{0.4} \tag{2.3}$$

$$k_b = (1 - {\mu_b}^2)/\pi E_b, \quad k_d = (1 - {\mu_d}^2)/\pi E_d \tag{2.4}$$

이때, F는 충격력(kN), K_c는 하중감소계수, n은 충돌 면적을 고려한 탄성변형에 따른 응력, α는 변형깊이(m), r_b는 충돌 입자의 직경(m), m_b는 충돌 입자의 질량(kg), v_b는 구조물의 수직방향의 입자 충돌 속도(m/s), μ_b는 충돌입자의 포아송 비, μ_d는 구조물의 포아송 비, E_b는 충돌 입자의 탄성계수(N/m^2), E_d는 구조물의 탄성계수(N/m^2)이다.

위의 식 중에서 하중감소계수는 변형 및 에너지 손실을 고려하여

0.1이 제시되었고(Hungr et al., 1984), 현재 많은 지역에서 설계기준으로 해당 수치를 적용하고 있다(Lo, 2000; Sun et al., 2005; NILIM, 2016a). 한편 Kwan (2012)은 대표적으로 사용되는 암석 및 콘크리트의 탄성계수, 포아송비를 적용하고, 입자의 형상을 구형으로 가정하여 실용적으로 단순화한 Hertz 모형을 제시하였다(식 2.5).

$$F = 4000K_c v_b^{1.2} r_b^{1.5} \text{ (단위: kN)} \quad (2.5)$$

일반적으로 석력에 의한 충격력은 토석류 유동에 의해서 동반되는 충격력으로, 이를 고려하여 댐체의 강도를 향상시키거나 댐체의 보강 시설을 추가하는데 활용된다(NILIM, 2016a). 그러나 토석류의 충격력 추정식은 대부분 석력에 의한 충격력을 토석류 유체력을 계산하는 과정에 포함하여 함께 고려하기 때문에, 사방댐 안정해석에서는 토석류 유체력만을 고려한다(NILIM, 2016a). 그러나 토석류의 월류로 인해 댐어깨부에 석력 충돌이 예상되는 경우에는 댐어깨부의 안정해석을 위해 석력의 충돌을 고려하기도 한다(NILIM, 2016a).

2. 토석류 유체충돌에 의한 충격력

토석류 유체충돌에 의한 충격력은 일반적으로 수리정역학적 모형(Armanini, 1997)과 수리동역학적 모형(Hungr et al., 1984; Armanini et al., 2011; Canelli et al., 2012; Scheidl et al., 2013)이 널리 사용되고 있다. 수리정역학적 모형(Armanini, 1997)은 토석류의 충격력을 정수압의 형태로 나타낸다(식 2.6).

$$p_{max} = k\rho_m g h \quad (2.6)$$

이때, p_{max}는 최대 토석류 유체충격력(N/m^2), k는 수리정역학적 모형의 경험상수, ρ_m는 토석류의 밀도(kg/m^3), g는 중력가속도(m/s^2), h는 유심(m)이다. Armanini (1997)는 k에 대해서 4.5의 값을 가지는 것으로 보고하였으나, Scheidl et al. (2013)는 Fr 조건에 따라서 최대 30 이상의 값이 계산될 수 있음을 보고하였다.

수리동역학적 모형은 식 2.7과 같이, 토석류의 충격력을 유속의 제곱에 비례한 것으로 표현한다. 많은 연구자들은 수리동역학적 모형을 이용하여 유동특성과 토석류 충격력의 관계를 표현하며(Watanabe, 1981; Zhang, 1993; Hübl and Holzinger, 2003; Suda et al., 2009; Eu et al., 2019), 일본, 홍콩 등의 지역에서 토석류 제어를 목적으로 한 사방댐의 설계 기준에서 토석류 충격력 추정 방법으로 이용하고 있다(Lo, 2000;

Kwan, 2012; NILIM, 2016b).

$$p_{max} = a\rho_m v^2 \quad (2.7)$$

이때, a는 수리동역학적 모형의 경험계수, v는 토석류의 유속(m/s)이고, 나머지 변수는 수리정역학적 모형과 동일하다. 수리동역학적 모형의 계수 a는 연구자에 따라 다양한 범위를 가지는 것으로 보고되었다(표 2.1). Watanabe (1981)는 일본 사쿠라지마 화산 주변에서 발생한 토석류 현상에 대해서 2.0을 적용한 바 있다. Zhang (1993)은 Jiangjia Gully에서의 토석류 충격력 측정 자료를 바탕으로 3.0~5.0의 범위를 제안하였다. 한편 Hungr et al. (1984)와 VanDine (1996)은 기본 계수는 1.0으로 제시하였으나 설계하중의 안전율을 고려하여 1.5를 적용하는 것을 제안하였다. Canelli et al. (2012)는 수로실험을 통해 평가한 경험계수가 1.5~5.0의 넓은 범위를 가질 수 있다고 제안하였다. 홍콩에서는 Lo (2000)가 경험계수의 추정치를 3.0으로 제시하여 설계기준으로 활용하여 왔으나, Kwan (2012)은 입자 충돌에 의한 충격력과 함께 고려할 때는 2.5가 적절하다고 보고한 바 있다. 일본에서는 山本 등(1998)이 1.0을 제시하였고, 이는 이후 NILIM (2016b)등의 설계기준에서도 반영된 바 있다. 이와 같이 연구자에 따라 넓은 편차를 보이는 경험계수에 대해, Hübl and Holzinger (2003)는 수로실험 및 일부 토석류 사례와의 비교를 통해 경험상수가 Fr에 대해 반비례 관계를 가지는 것으로 파악하여, $a = 4.5Fr^{-1.2}$의 관계식을 도출하여 수정 수리동역학적모형을 제시하였다. 이와 관련하여, Proske et al. (2011), Scheidl et al. (2013), Eu et al. (2019), Scheidl et al. (2019)의 분석에서도 이와 유사한 경향의 결과가 나타났다. 그러나 실제 토석류 현상에 대한 측정치가 부족하여, 연구자가 활용한 자료에 따라 위의 관계식의 계수 및 지수가 상이한 값을 보였다(Scheidl et al., 2013; Eu et al., 2019).

표 2.1 토석류 충격력의 수리학적 모형 및 경험계수

Hydraulic model	Empirical coefficient	Reference
Hydrostatic model(k) ($p_{max} = k\rho_m g h$)	4.5	Armanini (1997)
Hydrodynamic model(a) ($p_{max} = a\rho_m v^2$)	2.0	Watanabe (1981)
	3−5	Zhang (1993)
	1.5	Hungr et al. (1984), VanDine (1996)
	1.5−5.0	Canelli et al. (2012)
	1.0	山本 등. (1998)
	3.0	Lo (2000)
	2.5	Kwan (2012)
Modified hydrodynamic model	$a = 4.5Fr^{-1.2}$	Hübl and Holzinger (2003), Suda et al. (2009)

3. 사방구조물 설계에 대한 토석류 충격력 설계지침

위와 같은 연구성과를 바탕으로, 일부 지역 혹은 국가에서는 사방구조물 설계 시 토석류의 충격력을 반영하도록 설계 지침을 적용하고 있다(표 2.2). 홍콩은 Lo (2000)의 연구성과를 기반으로 설계 지침이 제시되어 있지만, Sun et al. (2005), Kwan (2012) 등 이어지는 연구를 통해 해당 지침을 지속적으로 보완해 나가는 추세이다. 일본의 경우 국토교통성 산하 국토기술정책총합연구소(NILIM)에서의 연구 성과를 통해 2007년도에 이미 토석류 충격력 추정 지침을 개발하였고(NIRIM, 2007), 2016년에 이에 대한 개정이 이루어졌다(NILIM, 2016b, a). 오스트리아의 경우, 기본적으로 Hübl and Holzinger (2003)의 수정 수리동역학적 모형을 기반으로 토석류의 충격력을 추정하지만(Kwan, 2012), 설계의 편의성을 증진시키기 위해 발생 가능한 토석류 유형에 따른 밀도, 유속, 입자 충돌에 따른 충격력에 대한 기준 수치를 제시하여 간단히 계산하여 적용하도록 하고 있다.

표 2.2 국가별 설계기준에 따른 토석류 충격력 추정 모형

Design practice	Dynamic pressure	Boulder impact force
Japan	$p_{max} = a\rho_m v^2$, a=1.0 (NILIM, 2016b)	Hertz 모형(K_c=0.1) (NILIM, 2016a)
Hong Kong	$p_{max} = a\rho_m v^2$, a=3.0 (Lo, 2000)	Hertz 모형(K_c=0.1) (Lo, 2000)
British Columbia, Canada	$p_{max} = a\rho_m v^2$, a=1.5 (VanDine, 1996)	Hertz 모형(K_c=0.1) (VanDine, 1996)

제 4 절 토석류 유동 수치해석

토석류 유동에 대한 수치해석은 주로 기존에 개발된 공개(public) 혹은 상용(commercial) 프로그램(표 2.3)을 활용하여 수행되어왔다. 상용프로그램은 다수의 연구 사례를 바탕으로 적용성이 검증되어 안정적으로 해석할 수 있다는 장점이 있기 때문에 다양한 연구에서 활용되어 왔다. 그러나 대부분의 경우 지배방정식을 수정할 수 없기 때문에 모형 매개변수 수정이 제한된다. 따라서 지배방정식을 활용하여 개별적으로 프로그램 개발코드를 작성하여 토석류 수치모의를 수행하는 연구도 다수 수행되었다(宮本와 伊藤, 2002; Leonardi et al., 2016; Zhao, 2017; 이승수와 황규관, 2017).

토석류 유동해석은 토석류 유동을 유체의 흐름으로 간주하기 때문에, 일반적으로 천수방정식(shallow water equation)으로 널리 알려져 있는 깊이 평균 개수로 방정식(depth−averaged open channel flow equation)의 형태를 지배방정식으로 사용한다. 이러한 방식으로 해석하는 경우, 개수로 자유표면과 계상 표면이 자동적으로 경계로 설정되기 때문에 경계조건 설정이 비교적 단순해지고(Iverson and George, 2014), 계상으로부터 수직방향으로 발생하는 운동량 등을 생략할 수 있어 해석이 간단해진다(Iverson and Ouyang, 2015). 특히 이와 같은 단순화가 적용되더라도 비교적 실제 토석류 유동 및 퇴적 과정을 성공적으로 묘사하는 것으로 알려져 있기 때문에(Iverson and George, 2014; Iverson et al., 2015; Iverson and Ouyang, 2015), 토석류 수치 모형의 지배방정식의 기본구조로 사용되고 있다. 토석류 수치해석을 위한 지배방정식의 기본형태를 1차원에 대해서 표현하면 식 2.8~10과 같다.

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Uh}{\partial x}=s \tag{2.8}$$

$$\frac{\partial Ch}{\partial t}+\frac{\partial CUh}{\partial x}=Ds \tag{2.9}$$

$$\frac{\partial Uh}{\partial t}+\frac{\partial \beta U(Uh)}{\partial x}=gh\sin\theta+\frac{1}{\rho_m}\frac{\partial p}{\partial x}+\mathrm{sgn}(U)\frac{\tau}{\rho_m} \tag{2.10}$$

이때, h는 유심, U는 깊이 평균 유속, s는 침식 혹은 퇴적인자, C는 깊이 평균 토사부피농도, D는 하상퇴적층과 토석류 농도 간의 팽창계수, β는 운동량보정계수, g는 중력가속도, θ는 계상의 경사, ρ_m는 토석류의 밀도, p는 토석류의 정수압 및 압력, τ는 유체 내부의 전단응력, sgn(U)는 유속의 방향에 대한 부호함수이다.

토석류는 맑은 물(淸水)의 유동과는 달리 연행작용에 따른 연속적인 토석농도 혹은 밀도의 변화가 발생하기 때문에, 식 2.8의 우변항과 같이 싱크(sink) 혹은 소스(source) 인자를 적용하여 계산하고, 식 2.9를 추가하여 연속적인 농도의 변화를 추적한다(高濱, 1998; 江頭, 2000; Iverson and Ouyang, 2015). 특히 연행 작용은 토석류 거동의 재현에 중요한 인자로 작용하기 때문에(이득환 등, 2019), 대부분의 모형에서는 농도에 따른 함수(Egashira et al., 2001; Takahashi, 2014) 혹은 상수로 지정된 연행률(Christen et al., 2010; 이득환 등, 2019)의 형태로 반영되고 있다.

식 2.10은 토석류의 운동량 보존식을 표현한다. 토석류는 일반적으로 비뉴턴유체(non-Newtonian fluid) 거동을 보이는 것으로 알려져 있기 때문에 토석류의 유동을 해석하기 위하여 식 2.10의 우변항과 같이 토석농도에 따른 유변학적 특성을 반영할 수 있는 전단응력모형을 적용한다. 전단응력모형은 토석류의 유동기작 해석과 밀접하게 연관되는데, 표 2.4와 같이 다양한 전단응력모형이 제시되어 토석류 유동해석에 적용되었다(江頭, 2000; Imran et al., 2001; Zanuttigh and Lamberti, 2004; Naef et al., 2006; Nakatani et al., 2008; Christen et al., 2010; Iverson et al., 2010; NILIM, 2016b). 이때, 전단응력모형을 구성하는 매개변수는 연구 대상에 따라 신중하게 선택되어야 하는데, Arattano et al. (2006)에 따르면 전단응력을 구성하는 매개변수의 근소한 차이로도 실제 토석류의 수치와 크게 차이날 수 있음을 보였고, Iverson et al. (2015)의 연구에서도 간극 수압 초기값에 따라 유동특성이 완전히 달라짐을 언급한 바 있다. 따라서 수치모형의 정밀도를 높이기 위해서는 차분기법 등의 개선보다 재현 혹은 모의하고자 하는 대상의 특성을 갖는 적절한 매개변수를 적용하는 것이 더욱 효과적이다(Arattano et al., 2006).

표 2.3 토석류 유동해석 프로그램을 활용한 연구사례

Dimension	Program name	Discretization scheme	Description	Reference
1D	BING	FDM	점성토석류의 1차원 유동 모의	Imran et al. (2001), Jeong (2015)
	KANAKO 1D	FDM	1차원 토석류 유동, 및 사방시설 효과 평가	中谷 등(2008), 장창덕 등(2011)
2D	Flo-2D	FDM	토석류 사례 재현, 유동 해석 및 하류에서의 확산 모의	Rickenmann et al. (2006), Cesca and D'Agostino (2008), 김승은 등(2013), 최정렬(2018)
	DEBRIS 2D	FVM	토석류 재현 모형 검토, 토석류 재현을 통한 발생조건 추정	채병곤과 김만일(2010), 최정해(2017)
	RAMMS	FVM	토석류 재현, 토석류 유동 및 확산 모의	Cesca and d'Agostino (2008), Christen et al. (2010), 남동호와 김병식(2019)
	DFEM 2D	FEM	토석류 유동 및 확산 모의	Rickenmann et al. (2006)
	KANAKO 2D, HyperKANAKO	FDM	계상 유동(1D)와 하류 확산(2D) 결합, 사방구조물의 효과 평가	Nakatani et al. (2008), Liu et al. (2013), Uchida et al. (2013), 김영환 등(2016), 임영협(2017), 김영환 등(2018)

Dimension	Program name	Discretization scheme	Description	Reference
3D or quasi 3D	DAN3D	SPH	라그랑지 좌표계 적용, 토석류 유동 재현	Hungr (1995), Hungr and Evans (2004), Evans et al. (2009), Salvatici et al. (2017), 이득환 등(2019)
	ClawPack	FVM	USGS 대형수로 결과 기반, 토석류 유동 및 확산 모의 토석류 발생조건 추정	George and Iverson (2014), Iverson and George (2014), Iverson et al. (2015)
	UDM(Urban Debris flow model)	FEM	토석류 방재 구조물의 효과 규명, 토석류의 연행 효과 분석	정석일 등(2017), 정석일 등(2018), Jeong (2019)

* FDM: 유한차분법(Finite Differential Method)
* FEM: 유한요소법(Finite Element Method)
* FVM: 유한체적법(Finite Volume Method)
* SPH: Smoothed-particle hydrodynamics

표 2.4 선행연구에서 사용된 토석류 전단응력 모형

Shear Stress model	Basic form	Reference
Manning–Strickler equation	$\tau = \frac{n^2 U \cdot U}{h^{4/3}}$	NILIM (2016b)
Bingham (simplified form) (used in BING)	$\tau = \tau_y + \eta_1 \frac{U}{h}$	Zanuttigh and Lamberti (2004)
Herschel–Bulkely (HB) (used in BING)	$\tau = \tau_y + \eta_2 \left(\frac{U}{h}\right)^n, \quad n \leq 1$	Imran et al. (2001)
Coulomb–viscous (used in ClawPack)	$\tau = \tau_s + \tau_y + \eta \frac{U}{h}$ $\tau_s = \rho_m \delta^2 \tan\phi \left(\frac{U}{h}\right)^2$	Iverson et al. (2010)
Voellmy (used in RAMMS)	$\tau = \mu \rho g h \cos\phi + \rho g \frac{U^2}{\xi}$	Christen et al. (2010)
Dilatant (used in KANAKO)	$\tau = f_1 \left(\frac{U}{h}\right)^2$	中谷 등(2008), Nakatani et al. (2008)
Dilatant with Coulomb friction	$\tau = \tau_s + f_2 \left(\frac{U}{h}\right)^2$ $\tau_s = C(\sigma - \rho) g h \cos\theta \tan\phi$	江頭 (2000)

* τ: 전단응력, U: 깊이 평균 유속, h: 유심, n: Manning 계수, τ_y: 점성유체항복응력(yield stress), η_1: Bingham 점성, η_2: HB모형 점성, τ_s: 하상에 작용하는 Coulomb 마찰력, ρ_m: 토석류의 밀도, δ: 입자의 대표직경, ϕ: 계상물질의 내부마찰각, g: 중력가속도, θ: 계상 기울기, μ: Coulomb 마찰계수, ξ: 점성 혹은 난류에 따른 유체마찰계수, $f1$: Dilatant 모형의 유체마찰계수, $f2$: Coulomb 마찰력을 고려한 Dilatant 모형의 유체마찰계수, C: 깊이평균 토사부피농도, σ: 토석류 내 토사의 입자밀도, ρ: 간극유체의 밀도

제 5 절 노후 사방댐 안정성 검토

우리나라는 사방댐은 1986년 사방댐을 최초 설치한 이래 35년이 경과함에 따라 사방댐의 노후화가 진행되고 있다(정진영 등, 2010; 경상북도 산림환경연구원, 2015). 이에 따라 노후화가 진행된 사방댐의 안정성 검토에 대한 관심이 증가하고 있다.

전세계적으로 노후 사방댐의 안정성 분석은 비교적 연구가 미진한 편이다. 유럽 지역에서는 사방댐의 기초 쇄굴에 따른 안정성의 변화를 분석하거나(Conesa-García et al., 2007), 재해 이력이 있는 사방댐에 손상이 누적되는 경우의 안정성 평가를 위해 인공지능 기법을 적용하는 등(Mazzorana et al., 2018)의 연구가 이루어지고 있지만, 대부분 사방댐의 관리를 위한 의사결정 모형을 제안하는 정도의 연구가 중점적으로 이루어지고 있다(Carladous et al., 2016; Chahrour et al., 2019).

사방댐의 노후화를 고려한 안정성 분석 및 유지관리 기법에 대한 연구는 일본에서 비교적 활발하게 이루어져 왔다(山中, 2011; 小笠原와 蒲原, 2015; 廣井, 2018). 일본에서는 1900년대 초반에 시공되어 역사적 가치를 지니는 사방댐에 대한 유지관리에 관심을 기울이고 있고(西山 등, 2007), 1980년대 이후 장기적인 저성장으로 인해 사방댐을 비롯한 사회안전망을 구축하는 기반시설에 대한 신규투자가 소극적으로 이루어지면서 기존 시설의 장수명화를 추구하는 실정이다(藤田, 1984). 또한 토석류 등의 재해가 빈번히 발생하는 산지환경의 특성으로 인해 기존 사방댐의 토석류 대응 능력 보강 기술 개발 등에 관심을 기울여왔다(日置, 2015).

일본에서 사방댐의 손상 및 열화 현상에 대해 처음 보고된 사례는 水山(1979b)의 연구로, 토석류 재해로 발생한 사방댐의 열화 및 손상을 조사하여 피해유형별 저감대책을 제시한 바 있다. 이후 토석류 재해에 대한 사방댐의 안정성을 확보하기 위해 토석류 충격력을 추정하여 설계에 반영하도록 하거나(水山, 1979a), 대수면에 완충재를 설치하는 등의 설계관리 기법을 검토한 바 있으나(水山 등, 1985; 西村와 園田, 2004), 구체적인 유지관리 기법을 제시하거나 사방댐의 안정성을 정밀하게 분석하는 데까지 이어지지는 못하였다. 이후 노후 사방댐의 안정성과 유지관리에 대한 연구는 2000년대에 다시 주목받기 시작하였다. 廣瀬(2001)는 사방댐의 기능설계 개념을 적용하여, 장기간의 노후화로 인한 열화 조건에서도 재해충격을 견딜 수 있도록 설계되어야 한다는 장수명화 설계의 기본적인 개념을 제시하였다. 이와 함께 역사적 사방시설물이 문화

재로 등록되어 지속적인 유지관리가 필요함에 따라 역사적 사방시설의 보존 활용에 대한 기준을 제정하는 등(西山 등, 2007) 노후 사방댐의 안정성에 대한 연구가 점차 증가하게 되었다.

노후사방댐의 안정성을 분석하기 위한 방법으로는 외견에 대한 육안검사와 비파괴검사가 주로 활용되어왔다. 사방댐의 열화 및 손상을 처음 보고한 水山(1979b)은 구조물의 할렬(割裂), 박리(剝離), 기초부의 세굴 등을 육안으로 평가하였는데, 이후 육안검사는 노후 사방댐 안정성 분석의 기본적인 수단으로 인정되어 노후화에 따른 열화 손상 경향의 분석(小笠原와 蒲原, 2015) 및 구조진단 항목(廣井, 2018) 등에 활용되었다. 한편 육안검사의 경우 점검자의 주관적 의견에 따라 평가결과의 객관성이 저하될 수 있다. 山中(2011)는 이러한 맥락에서 비파괴 검사 방법을 도입, 탄성파를 활용하여 사방댐의 건전도를 평가하는 새로운 기법을 제안하였다.

이와 같은 평가 기법의 발전을 통해 사방댐의 안정성을 평가하기 위한 객관적 지표는 확보되었지만, 할렬, 박리 등의 형태적 손상으로 인한 사방댐의 구조적 강도 저하가 야기하는 안정성의 저하에 대해서는 평가가 미흡하였다. 이를 극복하기 위해 일부 연구자들은 사방댐의 안정성 분석에 수치해석 기법을 적용하여 외부하중에 대한 구조적 거동을 분석하였다. 최초로 수치해석기법을 적용한 사례는 下田 등(1993)의 연구로 이산요소법(Distinct Element Method, DEM)으로 사방댐의 구조를 모의하여 거석의 충격에 따른 사방댐의 손상 가능성을 모의한 바 있다. 이와 유사한 연구는 최근까지도 지속되어 Shima et al. (2015)는 유한요소법(Finite Element Method, FEM)을 적용하여 거석 충돌에 따른 콘크리트 사방댐의 파괴거동을 분석한 바 있다. 한편, 西山 등(2007)는 역사적 구조물로 지정된 사방댐의 안정성을 평가하기 위해 FEM 기법을 적용한 바 있다. 해당 연구에서는 작용하는 하중, 모멘트 계산을 통해 전도, 활동 안정을 분석하였고, 댐 중앙에서 코어를 채취하여 위치별 콘크리트 물성을 평가한 뒤 FEM 기법을 적용하여 외력에 대한 구조물의 거동을 계산하여 제체파괴 안정을 해석하였다. 日置(2015)는 일반적인 사방댐의 기능진단 및 보강기법 적용 과정에서 FEM 기법의 적용성을 검토하였는데, 댐체를 보강하는 경우에 대한 구조해석을 통하여 보강기법에 대한 효과를 분석한 바 있다.

우리나라에서는 1986년부터 사방댐이 설치되었기 때문에 사방댐의 노후화를 고려한 안정성을 분석한 사례는 아직 부족한 실정이다. 사방댐의 장수명화 및 유지관리 기법에 대한 연구의 필요성은 2000년대 후반

부터 본격적으로 제기되었다(김운형 등, 2009; 정진영 등, 2010). 이에 산림청에서는 사방댐 관리를 위한 외관점검을 2009년부터 실시하였고, 이를 보완하여 2018년 2월 개정된 “사방시설의 유지관리지침(산림청 고시 제2018-27호)”에 의거하여 외관점검과 정밀점검을 실시하도록 지정하고 있다. 사방댐의 안정성 분석 연구는 이러한 정책적 변화와 흐름을 같이하여 외관평가를 통해 유지관리의 우선순위를 도출하거나(이기환, 2017), 사방댐의 안정성을 평가한 연구가 진행되어 왔다(진미정, 2019). 특히 사방댐의 노후화로 인한 열화 및 손상 빈도의 증가 양상이 유의미한 관계가 있음을 보여(이진호 등, 2013; 김정호, 2016; 이기환, 2017; 김봉기, 2019), 향후 노후 사방댐의 유지관리에 대한 필요성이 증가할 것임을 시사하였다. 그러나 외관평가의 경우 평가자의 주관에 의해 객관성이 담보하기 어렵기 때문에(山中, 2011), 객관적인 정량지표로써 탄성파를 이용하거나(이창우 등, 2012) 슈미트해머의 반발강도(박기형 등, 2013; 이진호, 2015)를 이용한 비파괴검사 기법에 대한 적용성 연구가 이루어진 바 있다.

현재까지의 노후 사방댐의 안정성 분석은 외관평가를 중심으로 이루어졌다. 한편 사방댐의 반발경도 검사 결과, 경과년수에 따른 유의미한 강도 저하 양상이 발생함을 고려할 때(이진호, 2015), 열화에 따른 노후 사방댐의 구조적 안정성에 대한 분석이 필요하다. 국내에서 사방구조물에 대한 구조적 안정성을 분석한 연구는 김기대 등(2018)의 연구가 유일한데, 해당 연구는 유한요소법을 이용하여 새로운 형태의 사방구조물의 재해충격력에 대한 구조해석을 수행한 바 있다. 그러나 노후화의 영향을 고려하여 사방댐의 구조해석을 실시한 사례는 전무한 실정이다.

제 3 장 수로실험을 통한 토석류 충격력 산정식 개발

제 1 절 연구 배경

토석류는 물과 토사가 혼합되어 계류를 따라 빠르게 흐르는 산지토사재해의 일종으로, 미세한 점토부터 직경 수 m에 이르는 바위에 이르는 다양한 크기의 입자가 혼합되어 유동한다(Hungr et al., 2001). 우리나라의 토석류는 주로 여름철 집중강우에 의해 발생하는 특성을 보이고(Kim et al., 2014), 주로 산사태로 인해 붕괴된 토사의 유동화로 인해 토석류가 발생한다(Eu et al., 2019). 우리나라는 토석류를 포함하는 산사태의 발생 빈도가 1990년대 연평균 산사태발생면적이 연평균 349.7ha인데 비해, 2000년대 이후 2019년까지 연평균 460.4 ha으로 증가하는 추세를 보여 토석류 발생 위험이 증가하는 추세이다(산림청, 2020b). 특히 2011년 우면산에서 발생한 토석류 재해로 엄청난 인명 및 재산피해가 발생하였다(서울특별시, 2014).

토석류로 발생하는 피해를 최소화하기 위한 방법은 일반적으로 구조적 대책과 비구조적 대책이 있다(Jakob et al., 2005). 우리나라는 토석류의 직접적인 유출을 차단하여 피해를 저감하고자 사방댐 설치 등의 구조적 대책을 적극적으로 수행하여 왔다. 토석류는 빠르게 유동하면서 사방댐에 대해 강한 충격을 가하기 때문에, 사방댐을 이용하여 효과적으로 토석류 피해를 저감하기 위해서는 토석류로 인해 발생하는 충격력을 충분히 견딜 수 있도록 설계되어야 한다(Hübl et al., 2009).

토석류 충격력은 일반적으로 유속, 유심, 밀도 등의 유동특성과 토석류 충격력의 관계를 이용하여 산정한다(Proske et al., 2011). 이를 위해서는 현장 측정자료를 통해 획득하는 것이 가장 이상적이지만, 토석류의 발생 시점과 위치를 사전에 예측하기 어렵기 때문에 이에 대한 자료를 확보하기 어렵다(Prochaska et al., 2008). 따라서 많은 연구자들은 재현성과 반복성이 뛰어난 수로실험을 통해 토석류 충격력 산정식을 제시해왔다(Armanini, 1997; Hübl and Holzinger, 2003; Zanuttigh and Lamberti, 2006; Ishikawa et al., 2008; Shieh et al., 2008; Scheidl et al., 2013; Eu et al., 2019; Scheidl et al., 2019). 일반적으로 토석류 충격력 산정식은 수리정역학적 모형(Armanini, 1997)과 수리동역학적 모

형(Hungr et al., 1984; Armanini et al., 2011; Canelli et al., 2012; Scheidl et al., 2013)으로 구분되며, 그 중 수리동역학적 모형은 일본, 홍콩 등에서 사방댐의 설계를 위한 토석류 추정 기법으로 적용하고 있다(Lo, 2000; Kwan, 2012; NILIM, 2016b). 한편 수리동역학적 모형은 반경험적 추정식이기 때문에 경험상수를 포함하고 있다. 경험상수의 값은 연구자에 따라 다양한 값이 제시되었는데(Watanabe, 1981; Hungr et al., 1984; Zhang, 1993; VanDine, 1996; Lo, 2000; Kwan, 2012), 정확한 토석류 충격력을 모의하기 위해서는 적용 대상 지역의 토석류 특성을 고려한 경험상수를 추정하는 것이 중요하다.

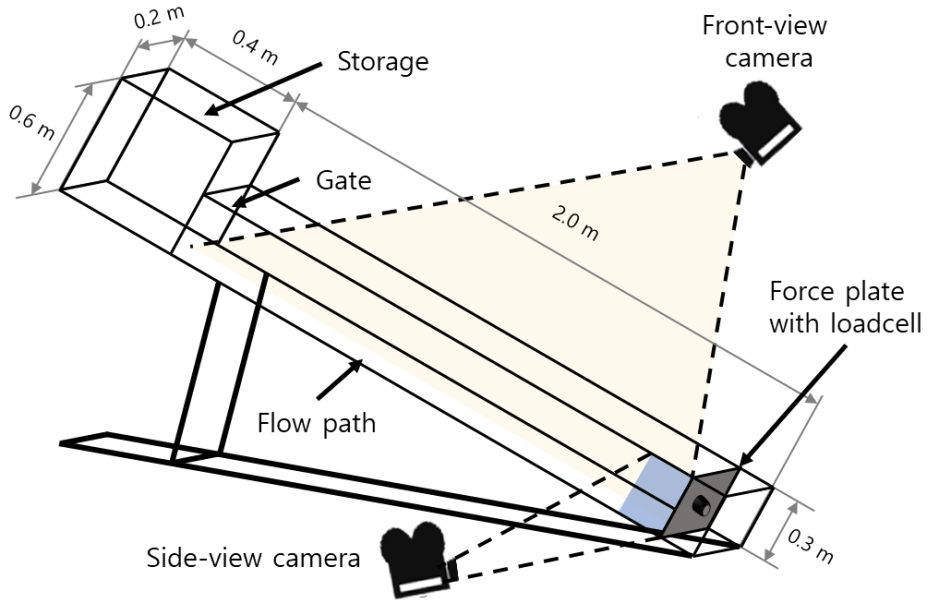
따라서 이 연구에서는 소형수로실험을 통해 토석류 현상을 모의하여 토석류 유동특성과 충격력의 관계를 분석하였다. 또한 유동특성과 충격력의 관계를 통해 토석류 충격력 산정식을 도출하여 경험상수의 범위를 추정하고자 하였다.

제 2 절 재료 및 방법

1. 실험수로

이 연구에서는 토석류의 유동특성을 관찰하고 충격력을 측정할 수 있도록 수로실험장치를 설계하였다(그림 3.1). 실험수로의 유하부는 길이 2m, 폭 0.2m, 높이 0.3m의 크기로 제작되었다. 시료저장고는 유하부의 최상부에 연결되어 있으며 길이 0.4m, 폭 0.2m, 높이 0.6m의 크기이며, 슬라이드 형식의 수문이 부착되어 실험 직전까지 물과 토사의 혼합시료를 보관할 수 있도록 설계되었다. 수로 측면에는 경사조절장치를 부착하여 최소 20° 부터 최대 40° 까지 경사를 자유롭게 조절할 수 있다. 수로의 재질은 투명 폴리카보네이트(PC) 재질로 제작되어 측면에서 실험시료의 유동과정을 관찰할 수 있도록 하였다. 수로의 유출위치에는 로드셀이 부착된 충격판을 부착하여 실험시료의 충돌에 따른 충격력을 측정할 수 있도록 하였다.

(a)



(b)

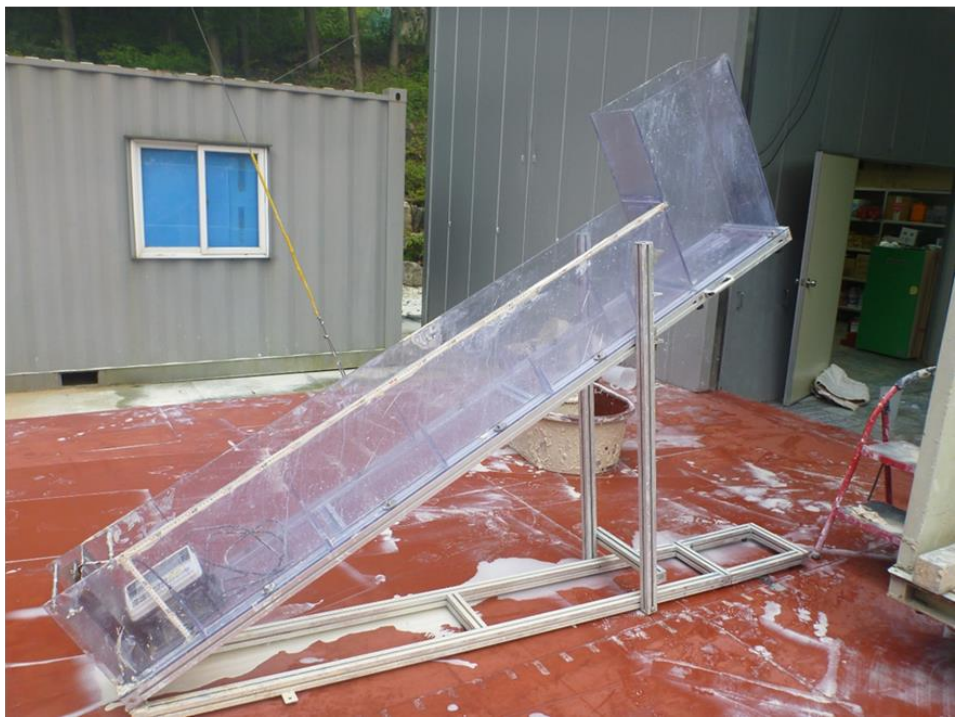


그림 3.1. 토석류 실험수로 장치(a: 모식도, b: 실제모습)

2. 시료 구성

다양한 입자가 혼합되어 유동하는 토석류 유동을 모의하기 위하여 자갈, 모래, 점토를 일정한 비율로 혼합한 토석류 시료를 구성하였다. 수로실험에서 사용되는 시료조건은 수로의 크기와 연구의 목적에 따라 인공시료, 자연시료, 혼합시료 등 다양한 시료조건이 활용되어 왔다(표 3.1). 일반적으로 수로실험에서는 실제 토석류 현장의 입자를 그대로 재현하여 실험하는 것이 가장 이상적이다. 그러나 실제 토석류 현장에서 관측되는 입자 구성에서는 수로에 규모에 비해 지나치게 큰 입자들이 포함되는 경우가 발생할 수 있다는 한계로 인해 토석류 발생 사례의 입자 분포를 그대로 수로실험에 적용하는 데에는 어려움이 있다(Fairfield, 2011). 따라서 실제 토석류 사례의 입자 비율을 그대로 사용하는 것이 아니라, 수로 크기와 토석류 사례 간의 규모 차이에 따라 입자 크기 비율을 조절해야 한다(Iverson et al., 2010). 이에 따라, 입자 직경은 수로 길이의 기하학적 비율만큼 축소하게 되고, 이를 바탕으로 전체적인 입자 구성비를 조정하여 실험을 수행한다(Scheidl et al., 2013).

한편, 비교적 규모가 작은 수로를 이용한 실험에서는 상사 비율을 적용하여 변환한 입자의 직경 분포를 가지는 실제 토사를 획득하기 어렵다(Fairfield, 2011). 이러한 한계로 인해 축소된 토석류 입자의 직경 분포를 점토, 미사, 모래, 자갈 등의 일정한 범주로 구분하고 각각의 입경 구간에 해당하는 입자들을 외부에서 획득한 뒤 혼합하여 사용하는 방식으로 실험을 수행한다(Parsons et al., 2001; Fairfield, 2011).

혼합 시료를 구성할 때에는 기하학적 상사와 운동학적 상사를 모두 고려하여야 하는데, 이 경우 실제 토석류 현상의 입자 크기 비율을 그대로 적용하는 것은 불가능하다. 비교적 직경이 큰 입자로써 간극유체의 점성 거동에 미치는 영향이 적은 입자의 경우는 기하학적 상사를 통하여 그 크기를 조절하여 적용하는 것이 일반적이다(Fairfield, 2011). 그러나, 모래 이하의 작은 입자들에 대해서 기하학적 상사를 적용하는 경우, 미세입자의 유동화(fluidization)가 발생하여(中谷 등, 2018; Sakai et al., 2019) 간극유체의 점성이 높은 점성토석류(viscous debris flow) 혹은 이류(mudflow)의 특성을 보이게 된다. 점성토석류는 일반적인 토석류의 분류에 해당하는 거석형 토석류(stony debris flow)와 유체동역학적 거동이 다르게 나타나므로(Takahashi, 2014), 동일한 범주에서 현상을 해석하기 어렵다. 따라서 수로실험 규모에서는 모래 이하의 미세 입자에 대해서는 동역학적 상사를 유지할 수 있도록 기하학적 상사를 적용하지 않고 실제 토석류 사례의 비율을 적용하는 것이 일반적이다.

표 3.1 선행연구의 수로 규모 및 사용 시료 조건

Reference	Scale [L*W(*H)] (m)	Slope (°)	Test material	Sediment Size by Weight (%)	Volumetric Sediment Concentration (%)	Density (kg/m^3)	Special Property
Bugnion et al. (2012)	41*8	30	Mixing soil + bedrock	14-28 fine particle(<0.063mm) 21-59 gravel (2-60mm)	49-72	1760-2110	Field experiment
Chen et al. (2010)	2.4*0.6*0.6	35	Clay, sand, gravel	1-18 clay gravel(~30mm)		1311-1432	
D'Agostino et al. (2010)	1.8*0.15	0-38	Debris matrix from Fiames fan area	28.6 fine material (<0.04mm) course material (~19mm)	45-65	2550	
Davies (1990)	2.0 x 0.05	5.0-19	PVC pellet	4mm, 8mm	56		Moving bed
Egashira et al. (2001)	6.0*0.1*0.2	12	Sand	2.18mm			
Fairfield (2011)	Small: 2*0.1*0.05 Large: 8.0*0.2*0.1	15-30	Clay, sand, gravel	10-15 clay <0.062mm) 25-36 sand (2mm) 30-50gravel (<22mm)	59.7-79.1	1641-2019	

Reference	Scale [L*W(*H)] (m)	Slope (°)	Test material	Sediment Size by Weight (%)	Volumetric Sediment Concentration (%)	Density (kg/m^3)	Special Property
Felix and Peakall (2006)	4.5*0.2*0.5	5	Silika, kaolinite	0-100 Kaolinite (0.001~0.035mm) 0-100 silica flour (0.002~0.027)	-34		
Iverson et al. (2010)	95*2.0*1.2	2.5-31	clay, silt, sand, gravel	Sand-Gravel: - 1 mud (<0.063), - 33 sand (~2mm) - 66 gravel (~32mm) Sand-Gravel-Mud - 7 mud (<0.063), - 37 sand (~2mm), - 56 gravel (2~32mm)	60-63	2070-2100	
Major (1997)	95*2.0*1.2	2.5-31	silt, sand, gravel	1 mud (<0.0625), sand and gravel (<32mm)		1340-2210 (dry)	
Moriguchi et al. (2009)	1.8*0.3*0.5	45-65	Sand	0.102-0.425mm		1616-2570	Dry sand

Reference	Scale [L*W(*H)] (m)	Slope (°)	Test material	Sediment Size by Weight (%)	Volumetric Sediment Concentration (%)	Density (kg/m^3)	Special Property
Nakano et al. (2012)	8.0*0.1	4.0−8	Sample from Tsurugi River debris flow	28−41 fine paticle (<0.1mm), sand(<2mm)	10−40		
Parsons et al. (2001)	10	10.7−15.2	From the Acquabona Channel debris flow	clay, silica, concrete sand (<5mm)	63−69	2100−2300	
Scheidl et al. (2013)	4.5*0.45*0.5	16.7	From debris flow events	26 clay, 60 silt (0.0002−0.1mm), 14 sand and gravel (0.1−50mm)	46−64	2000	
Shieh et al. (2008)	8.0*0.2*0.5	6.0−10	Gravel	3.6mm		1113−1121	
Valentino et al. (2008)	4.0*0.5*0.35	8.0−37	Sand	0.6mm		1390−1701	Dry sand

이러한 제한 조건으로 인해, 이 연구에서는 특정 토석류 사례의 재현보다는 일반적인 토석류 유동의 정성적인 특성을 가지는 현상을 재현하고자 하였다. 다만 실험에 사용할 시료의 비율에 대한 기준으로써 서울특별시(2014)에서 보고된 2011년 우면산 토석류 발생 지역의 유출토사에 대한 조사 결과를 활용하였다. 서울특별시(2014)에 따르면 2011년 우면산 토석류 당시 최대 1.5~2.0m 가량의 바위가 토석류와 함께 유동한 것으로 보고되었다. 우면산 토석류의 유하길이와 비교할 때, 수로실험은 약 1/300의 크기를 가지므로, 실험에서는 이를 고려하여 5mm 직경의 자갈을 사용하였다. 또한 2011년 우면산 토석류 당시 토석류 유출이 발생한 계류 주변의 붕적층의 토양은 약 50% 가량이 미사(silt)와 점토(clay)로 구성되어 있다고 보고되었다. 모래 및 점토에 대해 기하학적 상사를 적용하여 축소하는 경우, 점토의 점성이 유동 특성에 많은 영향을 미치기 때문에 토석류 유동의 동역학적 상사를 만족시키기 어렵다. 따라서 모래와 점토는 실제 현장에서 측정되는 실험에서 적용한 모래와 점토의 비율은 1:1로 설정하였다.

위와 같이 토사비율을 설정한 후, 이 연구에서는 토석류의 유속과 유심의 변화에 밀접하게 연관되는 인자인 시료의 총 부피와 시료내 자갈 함량을 변화시켜, 다양하게 시료조건에서의 유동특성 변화를 분석하고자 하였다. 실험에 적용한 부피 조건과 자갈 함량 조건은 각각 3가지를 적용하여 총 9가지 종류의 시료 조합을 이용하였다. 첨가한 물은 밀도가 1000 kg/m^{3}인 것으로 간주하고 물의 부피를 측정하여 투입하였다. 물을 포함한 시료의 부피 조건은 5.03×10^{-3} m^3 (S), 6.65×10^{-3} m^3 (M), 8.35×10^{-3} m^3 (L)의 3가지 조건을 적용하였다. 자갈 함량 조건은 물을 포함한 총 시료 무게 대비 21%(A), 14%(B), 7%(C)의 3가지 조건을 적용하였다. 시료의 중량 대비 함수율은 0.36으로 일정하게 적용하였고, 부피조건과 자갈 함량 조건에 따른 9가지 시료 조합의 평균밀도는 1,676 kg/m^{3}으로 조건 간의 유의미한 차이는 없었다.

표 3.2 실험조건에 따른 시료밀도 및 구성물질(평균±표준편차)

Volume index	Gravel index	Total Volume (10^{-3} m^3)	Total Weight (kg)	Density (kg/m^3)	Clay (kg)	Sand (kg)	Gravel (kg)	Water (10^{-3} m^3)
S	A	5.02 ±0.03	8.40 ±0.03	1672.38 ±0.03	1.80 ±0.03	1.80 ±0.03	1.80 ±0.03	3.00
	B	5.04 ±0.02	8.40 ±0.02	1667.67 ±0.02	2.10 ±0.02	2.10 ±0.02	1.20 ±0.02	3.00
	C	5.04 ±0.03	8.40 ±0.03	1668.35 ±0.03	2.40 ±0.03	2.40 ±0.03	0.60 ±0.03	3.00
M	A	6.74 ±0.03	11.20 ±0.03	1661.37 ±0.03	2.40 ±0.03	2.40 ±0.03	2.40 ±0.03	4.00
	B	6.59 ±0.07	11.20 ±0.07	1701.43 ±0.07	2.80 ±0.07	2.80 ±0.07	1.60 ±0.07	4.00
	C	6.61 ±0.04	11.20 ±0.04	1694.24 ± 0.04	3.20 ±0.04	3.20 ±0.04	0.80 ±0.04	4.00
L	A	8.34 ±0.02	14.00 ±0.02	1679.52 ±0.02	3.00 ±0.02	3.00 ±0.02	3.00 ±0.02	5.00
	B	8.37 ±0.02	14.00 ±0.02	1672.15 ±0.02	3.50 ±0.02	3.50 ±0.02	2.00 ±0.02	5.00
	C	8.36 ±0.04	14±0.04	1675.18 ± 0.04	4.00 ±0.04	4.00 ±0.04	1.00 ±0.04	5.00

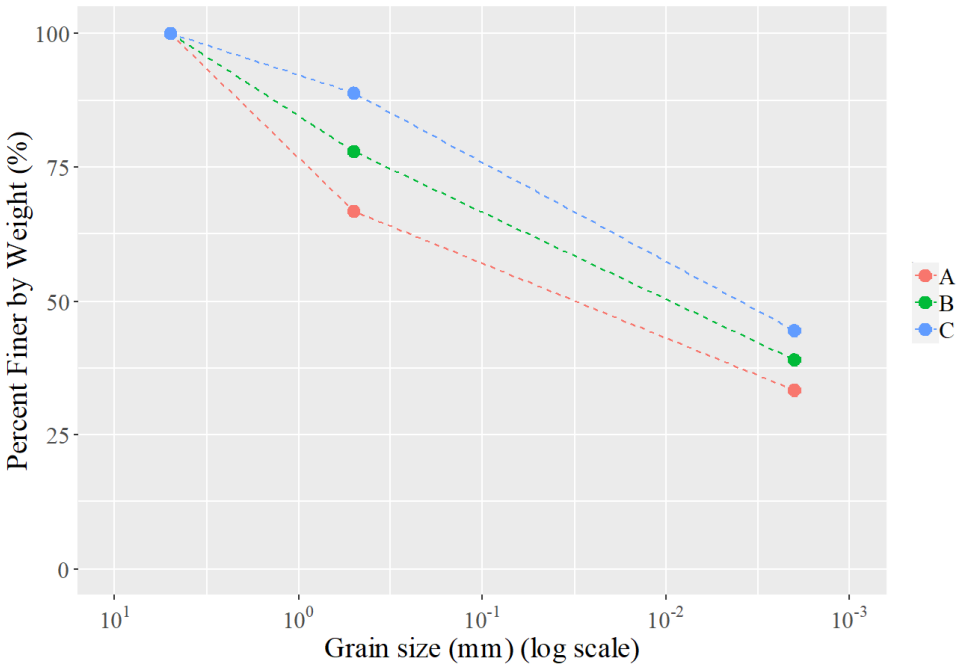


그림 3.2 실험시료의 입도분포곡선

3. 수로실험 및 자료 분석

9가지의 시료 조합과 25°, 30°. 35°의 3가지 경사조건을 적용하여 총 27가지의 실험조건에 대해 수로실험을 수행하였다. 이때 각 실험조건별로 최소 3회의 반복 실험을 수행하였다. 실험시료는 실험 직전에 3~4분간 교반하여 완전히 혼합되도록 하였고, 시료저장고에 투입한 후 유하부로 흘려보내기 직전까지 교반을 계속하여 토사의 침전에 따른 토사와 물의 분리를 최대한 억제하였다. 이후 수로를 개방하여 실험시료를 유하부로 흘려보내어 유속, 유심, 충격력을 측정하였다.

한편, 이 연구에서 사용한 수로는 수로 바닥면에 마찰을 적용하지 않고 평활한 조건을 적용하였다. 일반적으로 수로실험 조건에서는 토석류의 하상 마찰에 의한 입자의 거동에 따른 유속 및 유심의 변화를 모의하기 위하여 마찰을 적용하는 것이 일반적이다(Iverson et al., 2010; Scheidl et al., 2013). 그러나 실험을 통해 관찰된 유속은 마찰과 시료의 점성 등 거동에 영향을 미치는 인자가 모두 반영된 결과물이기 때문에, 유속 및 유심과 충격력의 관계를 분석하는 과정에서는 마찰이 미치는 영향이 적다(Eu et al., 2017). 따라서 이 연구에서는 수로 바닥면에 마찰을 적용하지 않은 채 실험을 수행하였다.

유속과 유심은 각각 전면과 측면에 설치된 30fps 비디오카메라를 통해 촬영된 영상을 분석하여 측정하였다. 유속은 토석류의 최선단부가 로드셀 부착 충격판에 충돌하기 직전에 나타난 최대순간유속을 이용하였다. 유심은 충격판으로부터 0.1m 상류 지점에서의 최대유심을 측정하였다. 충격력은 로드셀(MN-100L, CAS)에 연결된 데이터 로거(CI-201A, CAS)를 이용하여 80Hz 샘플링 주기로 충격력을 측정하였다.

수로경사, 시료조건 등의 독립변인과 유속, 유심 등의 종속변인과의 관계는 ANOVA를 이용하여 분석하였고, 통계 처리는 R software ver 3.3.2를 이용하여 수행하였다.

제 3 절 결과 및 고찰

1. 토석류의 상사성 검토

수로실험 결과 측정된 유속, 유심, 충격력과 *Fr*는 표 3.3과 같다. 수로실험의 결과를 분석하기에 앞서, 수로실험의 토석류 현상 재현 여부를 평가하기 위하여, 수로실험 결과의 *Fr*을 수로실험을 수행한 선행연구 및 실제 토석류 사례 간의 *Fr*과 비교하였다. *Fr*는 일반적으로 물의 흐름에 대한 상사성을 비교하기 위한 지표로 활용된다. 따라서 토석류 유동과 같이 토석 입자와 물이 혼합된 경우에는 상사 현상을 완전히 대변한다고 보기는 어렵다. 그러나 일반적으로 토석류는 발생 이후의 사후조사를 통해 유동특성을 추정하기 때문에 획득 가능한 자료는 주로 유속과 유심에 국한된다. 특히 내부의 토사 거동과 유체의 거동을 세밀하게 분석하여 평가하기 어렵기 때문에, 많은 연구자들은 *Fr*을 통해 토석류 현상의 상사성을 검토하는데 활용하여 왔다(Proske et al., 2011; Scheidl et al., 2013; Scheidl et al., 2019).

이 연구에서 수로실험결과로 도출된 *Fr*는 2.3~9.1의 범위를 나타냈다. 2011년 우면산 토석류의 경우, 순간유속은 약 28 m/s로 제시되었지만, 발생 당시의 유심 측정 결과는 제시되어 있지 않기 때문에 직접적으로 *Fr*을 비교하기는 어렵다. 토석류의 *Fr*은 사례에 따라서 다양한 범위를 보이는데, 일반적으로 25° 이하의 평균경사에서 0~2의 범위를 보이는 토석류 사례가 다수 보고되었지만(Hübl et al., 2009), 지형특성 및 토석 입자 구성에 따라 7 이상의 값을 가지는 사례도 보고된 바 있다(Proske et al., 2011). 또한 토석류 현상을 모의한 것으로 평가되는 소형수로실험 결과들의 경우, 1.2~12의 넓은 *Fr* 범위를 보인 것으로 나타났다(Proske et al., 2011). 특히 비교적 자연조건에 가까운 유하길이 41m 이상의 자연 사면을 활용한 Bugnion et al. (2012)은 2.20~6.05의 *Fr* 범위를 보여 이 연구에서 도출된 결과와 크게 다르지 않았다. 특히 수로실험의 연구에서 계산되는 *Fr*은 실제 토석류의 경우보다 비교적 높은 값을 보이는 경우가 대부분이며(Scheidl et al., 2013), 실험 규모의 한계로 인해 수로실험 결과 관측되는 토석류 유속과 유심은 *Fr*가 1보다 큰 사류(supercritical flow)의 조건을 보이게 된다고 보고된 바 있다(Prochaska et al., 2008). 이를 고려할 때, 이 연구에서 재현된 시료의 유동은 규모의 제한이 있으나 토석류 현상을 모의한 것으로 볼 수 있다.

표 3.3 실험조건에 따른 수로실험 결과
(Na: 측정장치 오류로 인한 결측치)

Volume index	Gravel index	slope (°)	Replicate number	Flow velocity (m/s)	Flow depth (m)	*Fr*	Impact force (kPa)
			1	2.66	0.020	6.01	10.81
			2	2.93	0.020	6.62	7.25
S	A	25	3	2.51	0.023	5.29	4.61
			4	2.47	0.022	5.32	4.87
			5	2.83	0.022	6.10	3.65
			1	2.97	0.022	6.40	10.15
S	A	30	2	3.31	0.021	7.30	5.80
			3	3.17	0.020	7.17	3.09
			1	3.50	0.021	7.70	25.93
S	A	35	2	3.57	0.022	7.68	15.44
			3	4.26	0.022	9.16	5.80
			1	1.71	0.029	3.21	7.29
S	B	25	2	1.76	0.020	3.98	2.73
			3	2.06	0.020	4.64	3.12
			1	2.08	0.022	4.47	10.30
S	B	30	2	3.37	0.021	7.42	5.15
			3	3.14	0.019	7.28	5.80
			1	3.13	0.018	7.45	7.72
S	B	35	2	3.50	0.025	7.06	5.21
			3	3.77	0.026	7.46	6.44
			1	1.48	0.022	3.19	3.86
S	C	25	2	1.97	0.021	4.35	1.29
			3	Na	Na	Na	Na
			1	2.02	0.025	4.08	4.38
S	C	30	2	2.64	0.028	5.04	2.84
			3	2.64	0.024	5.44	4.38
			1	3.26	0.026	6.46	6.25
S	C	35	2	3.23	0.020	7.29	4.09
			3	1.74	0.024	3.58	4.38

Volume index	Gravel index	slope (°)	Replicate number	Flow velocity (m/s)	Flow depth (m)	*Fr*	Impact force (kPa)
			1	3.21	0.025	6.49	6.25
S	C	35	2	3.31	0.026	6.55	8.08
			3	3.42	0.023	7.20	5.77
			1	2.97	0.024	6.13	8.08
M	A	25	2	Na	Na	Na	Na
			3	3.42	0.023	7.20	4.61
			1	3.71	0.023	7.81	11.54
M	A	30	2	3.77	0.026	7.48	8.52
			3	3.71	0.024	7.65	10.30
			1	3.56	0.026	7.06	9.01
M	A	35	2	4.16	0.026	8.24	7.31
			3	4.41	0.025	8.91	11.45
			1	2.63	0.025	5.31	6.25
M	B	25	2	3.02	0.026	5.98	6.94
			3	2.48	0.023	5.23	5.77
			1	3.42	0.024	7.05	6.57
M	B	30	2	2.49	0.025	5.04	8.33
			3	3.05	0.024	6.29	6.92
			1	3.70	0.022	7.96	13.65
M	B	35	2	3.61	0.025	7.28	4.38
			3	3.89	0.032	6.94	4.55
			1	2.19	0.029	4.10	6.09
M	C	25	2	2.24	0.024	4.62	4.16
			3	2.79	0.027	5.43	2.84
			1	2.85	0.029	5.34	6.90
M	C	30	2	3.56	0.023	7.50	7.93
			3	3.16	0.025	6.39	5.21
			1	3.64	0.024	7.50	6.92
M	C	35	2	3.80	0.026	7.52	4.96
			3	3.71	0.026	7.35	7.67

Volume index	Gravel index	slope (°)	Replicate number	Flow velocity (m/s)	Flow depth (m)	*Fr*	Impact force (kPa)
L	A	25	1	2.95	0.025	5.96	6.59
			2	3.09	0.023	6.50	5.82
			3	3.18	0.023	6.69	9.02
			4	3.19	0.026	6.32	4.19
L	A	30	1	3.11	0.028	5.94	14.86
			2	3.34	0.025	6.74	16.24
			3	3.63	0.031	6.59	15.00
			4	3.50	0.029	6.57	9.02
			5	4.20	0.025	8.48	10.73
L	A	35	1	3.89	0.024	8.03	12.57
			2	3.55	0.024	7.31	9.85
			3	3.81	0.028	7.27	14.18
			4	3.65	0.026	7.24	13.53
			5	4.19	0.035	7.15	9.92
L	B	25	1	2.85	0.024	5.87	14.17
			2	2.47	0.026	4.90	18.27
			3	2.79	0.022	6.00	15.83
			4	3.15	0.022	6.78	15.95
			5	2.71	0.024	5.58	12.18
			6	3.28	0.024	6.76	18.03
L	B	30	1	3.20	0.024	6.59	9.86
			2	3.14	0.025	6.35	8.33
			3	3.45	0.023	7.26	11.54
			4	3.34	0.023	7.03	9.23
L	B	35	1	3.54	0.028	6.75	11.73
			2	3.08	0.041	4.86	5.92
			3	3.70	0.030	6.83	4.95
			4	3.81	0.030	7.03	9.08
			5	3.19	0.032	5.70	8.34
			6	3.93	0.034	6.81	13.44

Volume index	Gravel index	slope (°)	Replicate number	Flow velocity (m/s)	Flow depth (m)	*Fr*	Impact force (kPa)
			1	2.34	0.038	3.83	7.56
			2	1.51	0.041	2.39	3.95
L	C	25	3	2.57	0.033	4.51	6.55
			4	2.35	0.028	4.48	5.41
			5	2.13	0.020	4.81	2.73
			1	2.78	0.036	4.68	7.75
			2	2.95	0.029	5.54	8.12
L	C	30	3	3.18	0.025	6.43	8.08
			4	3.02	0.029	5.66	4.51
			5	3.10	0.030	5.72	9.90
			1	3.44	0.036	5.80	11.18
			2	3.38	0.032	6.04	11.37
L	C	35	3	3.18	0.029	5.96	12.29
			4	3.45	0.028	6.58	13.53
			5	3.38	0.032	6.03	10.61

2. 실험 조건에 따른 토석류의 유동특성 및 충격력 분석

실험 결과, 실험시료의 유속은 수로경사와 시료 총 부피가 증가함에 따라 증가하는 경향을 보인다(그림 3.3). 이는 선행연구에서도 동일한 경향이 보고되었는데(Fairfield, 2011; Eu et al., 2019), 수로경사와 부피가 증가할수록 중력에 의한 추진력이 증가하기 때문이다. 한편 자갈의 함량이 감소할수록 유속이 감소하는 경향을 보였다. 이는 이 연구에서 사용한 시료 구성에서 기인한 것으로, 자갈의 함량이 줄어든만큼 동일한 부피 내에서 모래 및 점토가 차지하는 비중이 증가하면서 점성이 증가한다. 토석류 내 미세입자의 증가로 점성이 증가하면 토석류 유체 내부의 전단응력이 증가하여 에너지손실이 증가하여 토석류의 유속이 느려진다(Parsons et al., 2001; 유송, 2016). 이는 실제 토석류에서도 나타나는 현상으로, 高橋와 小林(1993)은 0.05mm 미만의 입자가 토석류 내 토사 무게 중 50% 가량을 차지하는 토석류에서 간극유체 영역에서의 점성 증가 현상을 보고한 바 있다.

유동깊이는 실험시료의 부피에 대해 유의미한 상관관계를 보였고($r = 0.53$, $p-value < 0.01$), 자갈의 함량에 대해서는 유의미한 차이를 보이지 않았다(그림 3.4). 토석류의 유심과 총유출토사량이 밀접한 연관을 가지는 것은 기존 선행연구에서도 공통적으로 보고되어 온 현상이다(Hungr et al., 1984; Rickenmann, 1999). 시료의 구성에 대해서는, Fairfield (2011)와 같이 점성을 달리하여 수로실험을 수행한 실험에서 점성이 증가함에 따라 유속이 감소하고 유심이 증가하는 경향을 보고한 바 있다. 토석류의 유체점성이 증가하면 유체 전단에 의한 에너지 소실이 증가되어 유속은 감소하게 되어 상대적으로 유심이 증가하는 경향이 보고된 바 있다(Parsons et al., 2001; Fairfield, 2011). 한편, 이 연구에서 이러한 경향이 명확히 나타나지 않았는데, 이는 측면 카메라의 영상측정 방식의 유심 측정에서 발생하는 측정 오차가 측정 규모에 비해 크게 나타났기 때문에 통계적으로 유의미한 경향으로 나타나지 않은 것으로 추정된다.

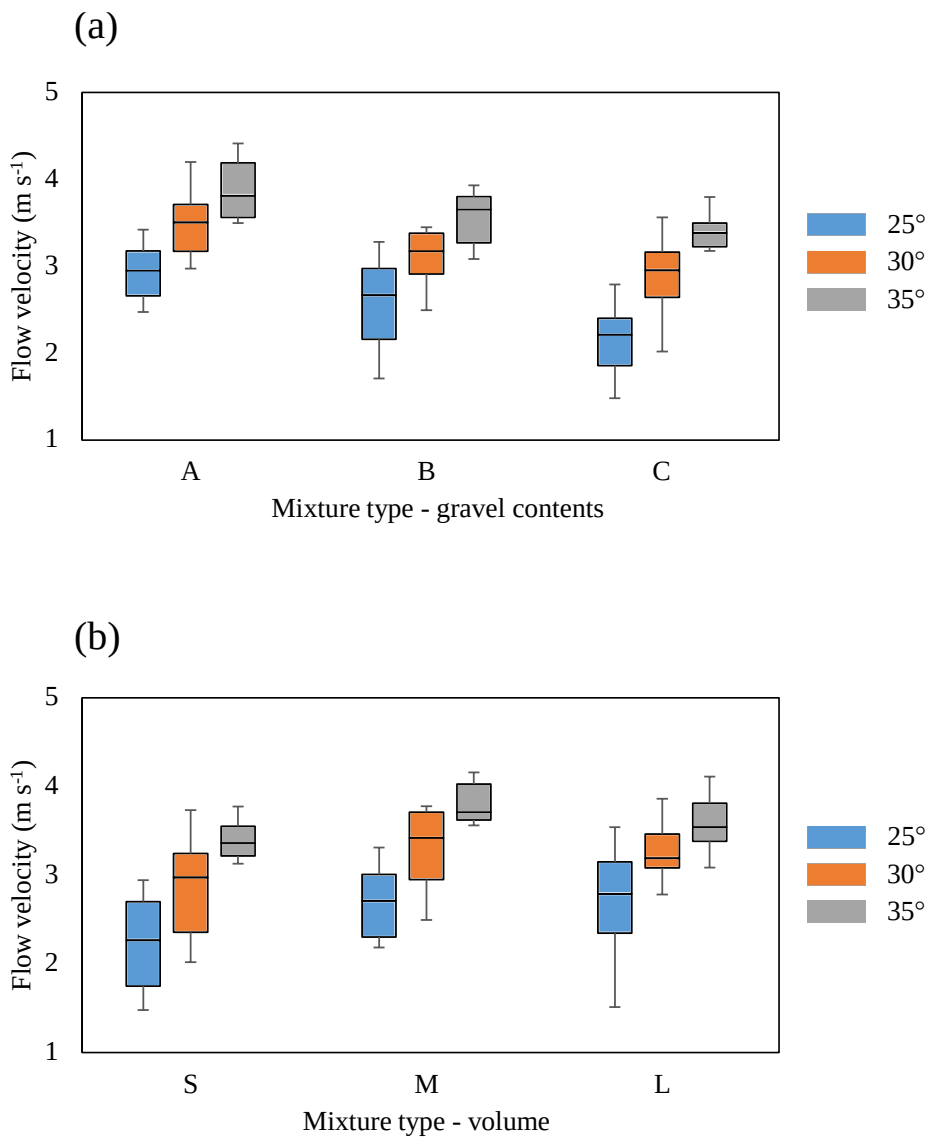


그림 3.3 실험조건에 따른 유속의 변화(a: 자갈함량 b: 시료 총부피)

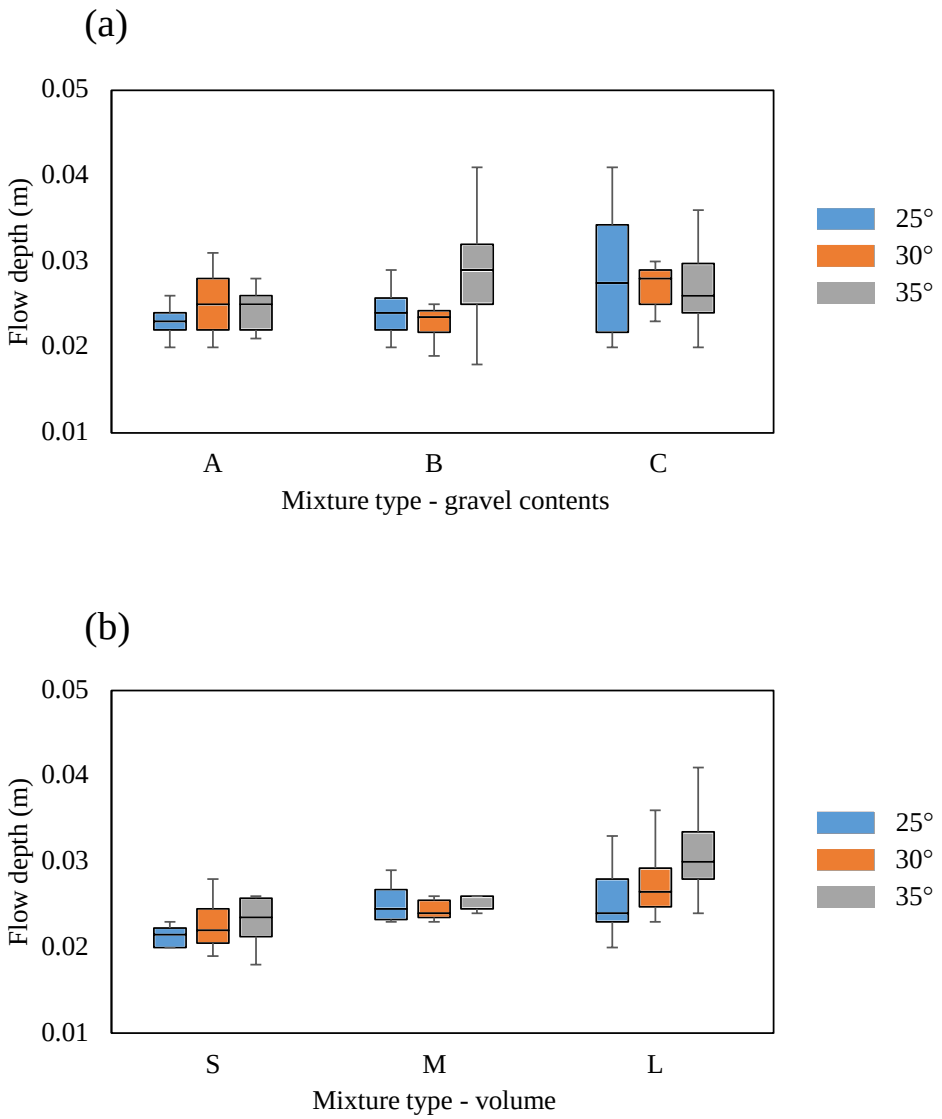


그림 3.4 실험조건에 따른 유심의 변화(a: 자갈함량, b: 시료 총부피)

3. 토석류 충격력 산정식

토석류 충격력과 수로경사, 시료 부피, 자갈함량에 대해 ANOVA 분석을 수행한 결과, 통계적으로 유의미한 관계가 있는 것으로 나타났다(표 3.4). 이와 같은 결과는 토석류의 유속과 충격력에 대한 수리동역학적 모형을 고려할 때, 토석류 충격력과 실험 조건 간의 상관관계는 토석류 충격력과 유속의 상관관계에서 기인하는 것으로 보인다.

토석류 충격력 산정식을 도출하기 위해서는 우선 충격력과 유동특성 간의 관계를 분석하여야 한다. 토석류 충격력과 유속 및 유심의 관계를 분석한 결과, 그림 3.5에서 나타나는 바와 같이 유속에 대해서는 유의미한 상관관계를 보였으나($r = 0.46$, $p-value < 0.01$), 유심에 대해서는 유의미한 상관관계가 나타나지 않았다. 유속 및 유심과 토석류 충격력의 상관관계를 고려할 때, 유속의 함수로 나타나는 수리동역학적 모형이 유심에 대한 함수로 나타나는 수리정역학적 모형보다 토석류 충격력을 잘 설명할 수 있는 것으로 보인다.

표 3.4 토석류 충격력과 실험조건에 대한 ANOVA 분석결과

	DF	F value	p−value
Slope (S)	2	42.30	< 0.01
Gravel contents (G)	2	113.01	< 0.01
Volume (V)	2	143.11	< 0.01
S:G	4	61.66	< 0.01
S:V	4	8.98	0.35
G:V	4	20.80	0.04
S:G:V	8	31.24	< 0.01
Residual	76	7.92	

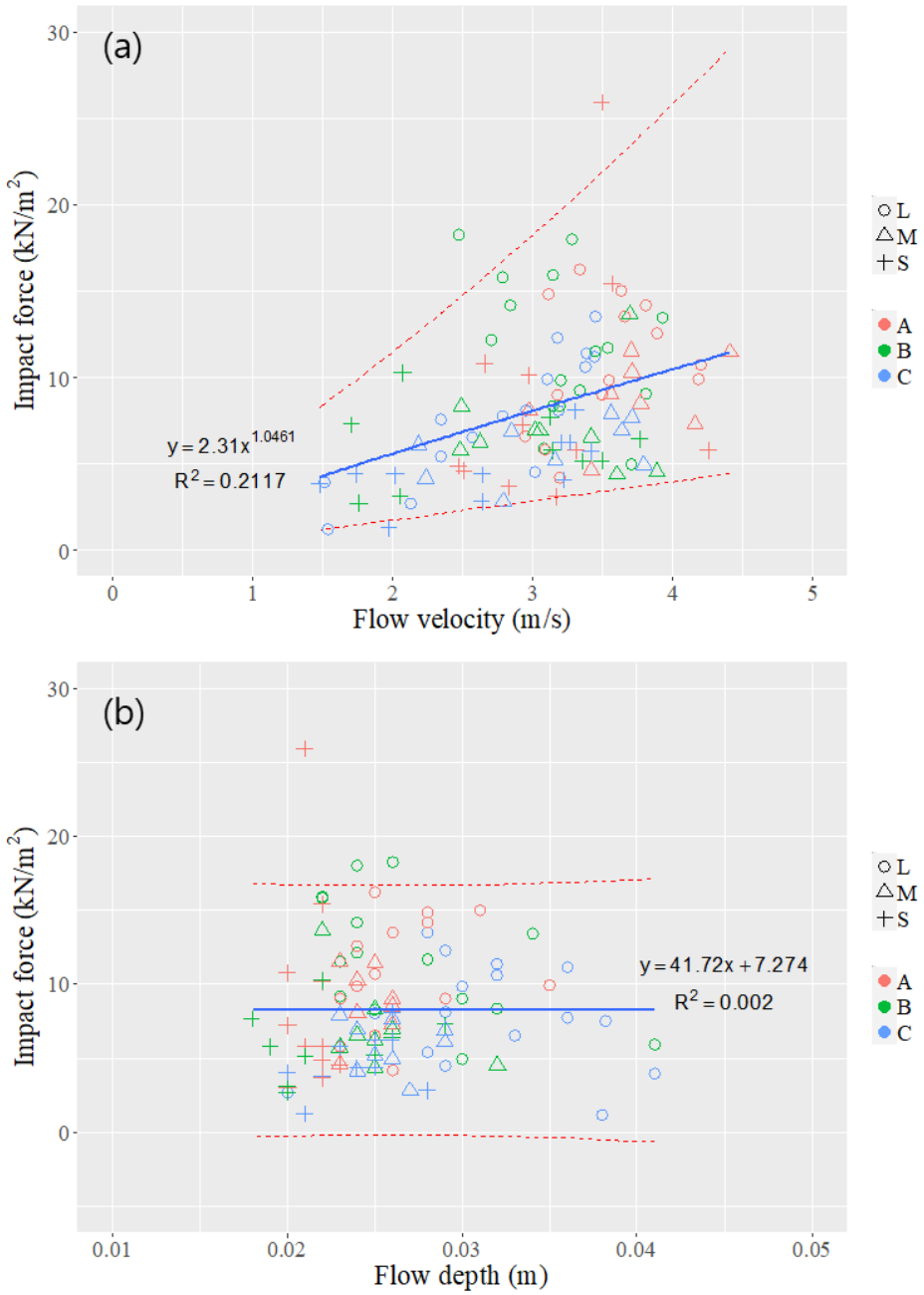


그림 3.5 토석류 유동특성(a: 유속, b: 유심)과 충격력의 관계
(붉은 점선은 95% 예측구간)

수리동역학적 모형에서는 토석류의 충격력은 유속의 제곱에 비례한 것으로 표현한다. 그러나 그림 3.5에서 볼 수 있듯이, 연구에서 수행된 실험결과에서는 유속의 지수가 1에 가까워 거의 직선적인 선형관계를 보인다. 이는 수리동역학적 모형의 경험계수 "a"가 Fr에 대한 함수로 표현될 수 있기 때문이다. Proske et al. (2011), Scheidl et al. (2013), Eu et al. (2019), Scheidl et al. (2019) 등 이전의 연구에서도 경험계수 "a"는 Fr가 증가할수록 지수적으로 감소하는 경향을 공통적으로 보고하였다. 이를 참고하여 수로실험 결과에 대해 Fr과 경험계수 "a"의 관계에 대해 회귀분석을 수행한 결과, 이 연구에서 수행된 수로실험 결과를 통해 분석된 경험계수는 Fr^{-1}에 비례하는 경향으로 나타났다(그림 3.6, 식 3.2).

$$a = 2.64Fr^{-0.95} \quad (r^2=0.1948,\ p-value < 0.01) \qquad (3.2)$$

한편 이 연구에서 수행된 수로실험의 결과만을 활용하여 도출한 경험계수에 대한 추정식은 Fr이 2보다 큰 경우가 대부분이기 때문에, Fr이 2 미만인 조건을 포함하는 기존 수로실험 결과(Hübl and Holzinger, 2003; Scheidl et al., 2013; Wang et al., 2018) 및 실제 토석류 사례의 충격력 측정 결과(Wendeler et al., 2007; Proske et al., 2011)를 함께 분석하여 Fr에 대한 경험계수 "a"의 추정식을 나타내면 그림 3.7, 식 3.3과 같다.

$$a = 4.62Fr^{-1.29} \quad (r^2=0.8358,\ p-value < 0.01) \qquad (3.3)$$

경험계수 "a"와 Fr의 관계를 분석한 일부 선행연구(Hübl and Holzinger, 2003; Suda et al., 2009; Proske et al., 2011; Scheidl et al., 2013)에서 제시되었던 관계식은 표 3.5와 같다. 선행연구에서 제시된 값은 대체로 이 연구에서 제시하고 있는 추정식과 비슷한 값의 범위를 가진다. 위의 경험계수 추정식을 적용한 최종적인 토석류 충격력 추정 모형은 식 3.4와 같다.

$$\begin{aligned} p_{max} &= \mathbf{5.13}Fr^{-1.31}\rho v^2 \\ &= 5.13\rho g v^{0.69} h^{0.66} \end{aligned} \qquad (3.4)$$

이때, p_{max}는 최대 토석류 충격력(Pa), ρ는 토석류의 밀도(kg/m^3), g는 중력가속도, v는 토석류의 유속(m/s), h는 토석류의 유심(m)이다.

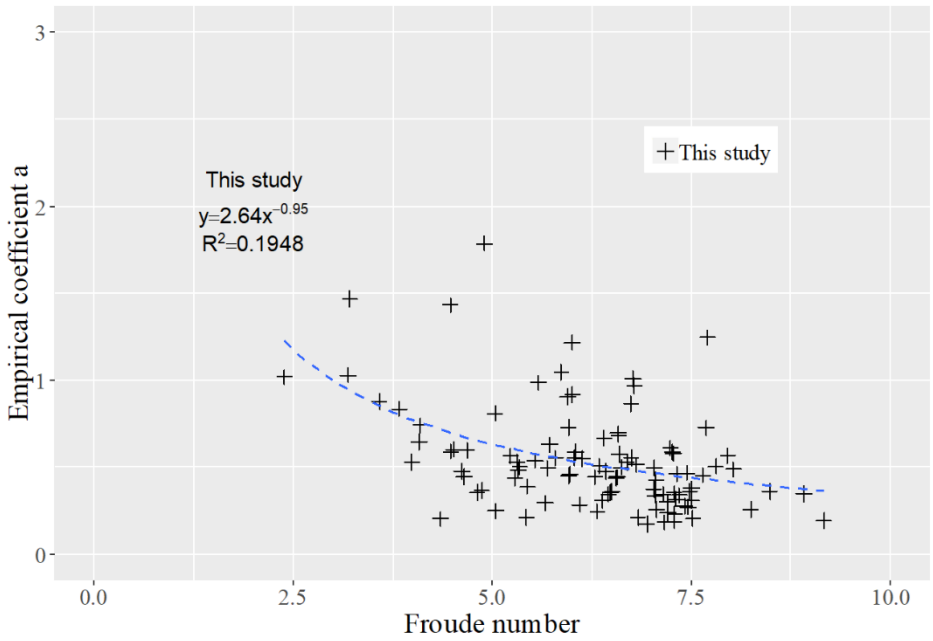


그림 3.6 이 연구 결과를 활용한 *Fr*에 따른 경험계수 a의 추정모형

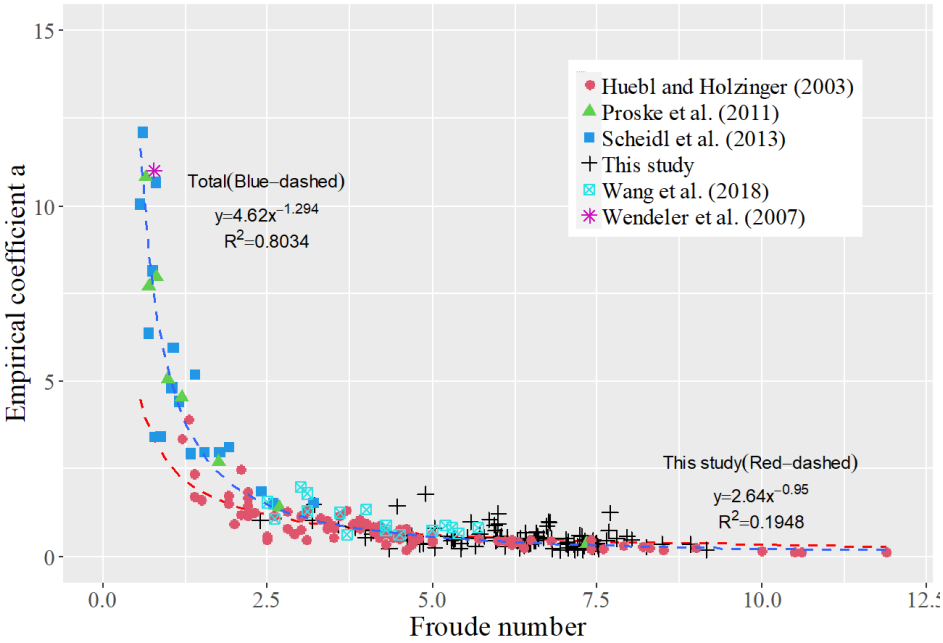


그림 3.7 선행연구의 결과를 종합한 *Fr*에 따른 경험계수 a의 추정모형

표 3.5 선행연구에서 제시된 경험계수 a 추정모형

Coefficient estimation model	Reference
$a = 4.5Fr^{-1.2}$	Hübl and Holzinger (2003), Suda et al. (2009)
$a = 5.0Fr^{-1.2}$	Proske et al. (2011)
$a = 5.44Fr^{-1.08}$	Scheidl et al. (2013)
$a = 4.62Fr^{-1.29}$	This study

이 연구의 결과만 활용하여 도출한 충격력 산정식은 낮은 Fr 범위에서는 선행연구를 포함하여 추정한 산정식에 비해 더 낮은 경험계수를 제시한 것으로 나타났다. 그러나 선행연구의 결과와 중복되는 범위($Fr >$ 2.5 이상)에서는 선행연구의 결과와 큰 차이를 보이지 않는 것으로 나타났다. 이를 고려할 때, 이 연구의 실험결과는 기존 토석류 충격력에 대한 여러 수로실험들과 동일한 경향을 보이고 있으나, 낮은 Fr 범위에서의 자료의 부족으로 인한 설명력의 한계가 나타났다. 이를 보완하기 위하여 Hübl and Holzinger (2003), Scheidl et al. (2013), Wang et al. (2018)의 수로실험 연구 결과를 보강하여 도출한 충격력 산정식은 그림 3.7에서 보인 것과 같이 실제 토석류 사례에 대해서도 충분한 설명력을 가지는 것으로 나타났다. 따라서 식 3.4는 실제 산지계류에서 발생하는 토석류 현상의 충격력을 해석하는 데에도 충분히 활용될 수 있을 것으로 보인다. 그러나 식 3.2와 식 3.3의 차이에서 볼 수 있듯, 경험계수 추정식을 구성하는 상수 및 지수부는 이를 도출하기 위해 활용한 실제 토석류 현상의 자료의 양과 그 분포에 따라서 충분히 달라질 수 있을 것으로 보인다. 따라서 향후 모형의 정확도를 위해서는 추가적인 토석류 사례를 포함한 분석이 필요할 것으로 판단된다.

제 4 절 결론

이 연구에서는 수로실험을 통해 토석류 현상을 모의하여 토석류 유동특성과 충격력을 측정하고, 충격력과 유속 및 유심 간의 관계를 활용하여 충격력 산정식을 제시하였다.

그 결과, 수로경사와 시료 총 부피가 증가할수록, 자갈함량 증가에 따라 시료의 점성이 감소할수록 유속이 증가하는 경향을 보였다. 유심의 경우 시료 총 부피가 증가할수록 유심이 깊어지는 경향을 보였다. 토석류 충격력은 유속이 증가할수록 증가하는 경향을 보였고, 유심에 대해서는 통계적으로 유의한 변화를 보이지 않았다.

토석류 충격력과 유속의 상관관계를 고려할 때, 여러 선행연구에서 제시되었던 수리동역학적 모형이 토석류의 충돌에 의해 작용하는 충격력을 잘 설명하는 것으로 나타났다. 따라서 이를 기반으로 토석류 충격력 산정식을 수리동역학적 모형의 형태로 도출하였다. 이때, 수리동역학적 모형의 경험계수 “a”는 Fr에 대해 반비례 관계를 보여 기존 선행연구에서 제시하였던 경향을 나타내었다.

이 연구에서 수행된 수로실험은 $Fr > 2$의 범위의 값만을 포함하기 때문에, 낮은 Fr 조건에서의 적용성을 확보하기 위하여 실제 토석류 사례와 낮은 Fr 범위의 수로실험 결과를 포함하여 경험계수 추정식을 추정하여 최종적으로 토석류 충격력 산정식을 제시하였다. 한편, 이 연구에서 도출한 토석류 충격력 산정식의 경험계수는 실제 토석류 사례 및 수로실험결과를 포함하여 도출되었기 때문에, 모형을 개발하는데 활용된 자료의 질과 양에 따라 그 값이 유동적으로 변할 수 있다. 따라서 향후 추가적인 토석류 사례를 포함하여 모형의 계수 추정을 보강된다면, 국내 산지환경에서 발생하는 토석류에 대한 충격력 추정모형으로 유효하게 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

제 4 장 토석류 유동 수치모형 개발

제 1 절 연구 배경

토석류는 빠른 속도로 하류에 도달하여 다량의 토사를 퇴적하여 인명 및 재산피해를 야기하기 때문에, 이로 인한 피해를 최소화하기 위해 사전에 이로 인한 피해규모를 예측하거나 사방댐 등의 구조물을 통해 하류로의 유출을 차단할 필요가 있다. 특히 사방댐을 설치하여 토석류를 효과적으로 차단하기 위해서는 설계 단계에서 예상되는 토석류의 충격력을 추정하는 것이 필수적이다(Hübl et al., 2009).

현재 일본(NILIM, 2016b, a), 홍콩(Lo, 2000; Kwan, 2012), 오스트리아(Huebl et al., 2017) 등의 지역에서는 토석류 충격력을 추정하기 위해 수리동역학적 모형을 활용하고 있다. 이때, 수리동역학적 모형은 토석류 충격력을 유속에 대한 함수로 나타내기 때문에, 실제 구조물에 작용하는 토석류의 충돌에 의한 외력을 고려하기 위해서는 유역에서 발생하는 토석류의 유속, 유심 등의 유동특성을 모의하는 것이 선행되어야 한다. 토석류 유동특성을 추정하기 위해서는 계류의 경사, 유심에 대한 경험식(Hungr et al., 1984; Rickenmann, 1999)을 이용하는 방법이 이용되어 왔다. 그러나 경험식에 활용되는 경사인자는 유속을 추정할 수 있는 만곡부 등의 특정 지점에서의 경사 혹은 평균경사를 적용하기 때문에, 일부 관측점에 대해서는 최대유속에 대한 정보를 획득할 수 있으나 계류의 각 지점에서 나타나는 연속적인 유속의 변화를 추적하기는 어렵다(Scheidl et al., 2019). 또한 토석류의 유하 과정에서 침식과 퇴적이 반복적으로 발생하기 때문에 유심을 추정하기 어렵다.

경험식의 대안으로 토석류 유동에 대한 역학 구조를 바탕으로 한 전산유체해석이 실제 유역에서 발생하는 토석류 유동 모의에 널리 활용되고 있다(高橋와 中川, 1991; 江頭, 1993b; Iverson, 1997; Uchida et al., 2013; Iverson and George, 2014). 토석류 유동 모형에 활용되는 지배방정식은 현장 조사 및 수로실험을 수행한 여러 연구자들을 통해 발전되어왔고, 이에 기초하여 현재까지 다양한 상용 프로그램(Christen et al., 2010; 堀内 등, 2012; George and Iverson, 2014)이 개발되어 연구에서 활용되어 왔다. 상용 프로그램은 대체로 실제 토석류 자료를 활용하여 보정 및 검증을 거치기 때문에 비교적 쉽게 유동모의에 활용될 수 있

다. 그러나 응력항의 구성 등 정해진 지배방정식을 수정하는 것이 불가능하고, 고정적으로 적용되는 매개변수의 수정이 자유롭지 않다. 또한 대부분 유역 단위 규모에서의 모의를 전제로 하고 있기 때문에 수로실험 규모에서의 매개변수의 검증이 불가능한 경우가 많다.

따라서 일부 연구자들은 토석류 유동 이론을 기초로 개별적으로 개발한 수치모형을 토석류의 유동기작 연구에 활용하여 왔다(Hotta and Miyamoto, 2008; Jeong, 2019). 토석류 유동 수치모형을 구축하기 위해서는 토석류 유동을 설명하는 지배방정식의 선정이 선행되어야 한다. 특히 토석류의 운동학적 특성을 기술하는 방식에 따라 요구되는 매개변수와 해석의 결과가 달라지므로, 토석류 유동을 설명하기에 적합한 운동방정식을 선정할 필요가 있다(Naef et al., 2006). 또한 토석류는 침식과 퇴적이 반복되면서 유체 내부의 농도가 지속적으로 변화하는 특성을 보인다(高濱, 1998; Takahashi, 2014). 따라서 지배방정식을 구성하는 연속방정식에서는 연행작용의 처리 기법이 고려되어야 한다.

한편 기존의 토석류 프로그램은 대부분 2차원 이상의 고차원 해석이 가능하도록 개발되었다(Rickenmann et al., 2006; Jeong, 2019). 2차원 혹은 3차원 해석은 산지 지형에 대한 토석류의 유동을 비교적 정밀하게 묘사할 수 있다는 장점이 있고, 특히 유출에 따른 퇴적지형을 모의하기 위해서는 필수적으로 적용되어야 한다. 그러나 국내 산지환경은 대부분 짧은 유하거리와 만곡부가 적은 직선형 계류의 형상을 보이기 때문에, 계상의 토석류 유동에 대해 1차원 모형을 활용하여 토석류 현상을 성공적으로 모의한 바 있다(장창덕 등, 2011). 또한 사방댐의 안정해석은 일반적으로 중앙단면에 대한 2차원 설계로 이루어지기 때문에 적용되는 외력은 일반적으로 1차원의 형태를 띤다. 따라서 국내 산지환경에서 사방댐에 대한 충격력을 추정하는 데에는 1차원 토석류 수치모형을 활용하는 것이 보다 효율적이다.

이 연구에서는 기존 연구에서 제시되었던 토석류 유동특성에 대한 지배방정식을 검토하여 1차원 유동에 대한 수치모형을 개발하였다. 이후 수로실험 결과를 통해 해당 모형을 검증하고 2011년에 발생한 우면산 토석류를 사례를 이용하여 해당 모형의 현장 적용성을 검토하였다.

제 2 절 토석류 유동 수치모형 설계

1. 토석류 유동 이론

토석류 유동은 일반적으로 입자가 포함된 유체의 유동으로 간주하여 해석되기 때문에 지배방정식은 유체 해석을 위한 연속방정식과 운동량 보존식으로 구성된다. 특히 대부분의 토석류 해석 모형은 깊이 평균 개수로 방정식(depth-averaged open channel flow equation)의 형태로 표현된다. 이와 같은 형태의 지배방정식을 구축하는 경우 해석과정에서 개수로 자유수면 및 계상의 경계처리, 수직방향의 운동량의 생략을 통한 연산 노력이 절약되는 장점이 있다(Iverson and Ouyang, 2015). 이를 고려하여 이 연구에서는 연속방정식(식 4.1)과 운동량보존식(식 4.2)를 다음과 같이 설정하였다 (그림 4.1).

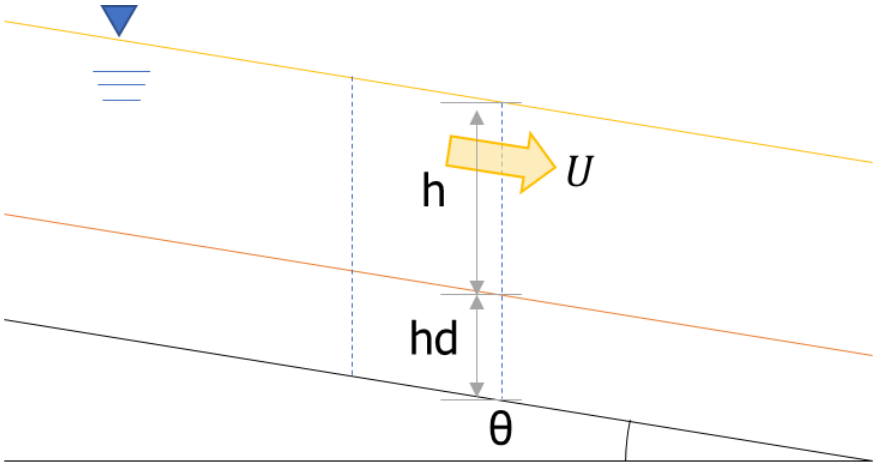


그림 4.1 1차원 토석류 유동의 모식도

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial U h}{\partial x}=s \tag{4.1}$$

$$\frac{\partial U h}{\partial t}+\frac{\partial \beta U(U h)}{\partial x}=g h \sin\theta+\frac{1}{\rho_m}\frac{\partial p}{\partial x}+\mathrm{sgn}(U)\frac{\tau}{\rho_m} \tag{4.2}$$

이때, h는 유심, h_d는 계상 퇴적층의 깊이, U는 깊이 평균 유속, s는 침식 혹은 퇴적인자, β는 운동량보정계수, g는 중력가속도, θ는 계상의 경사, p는 토석류의 정수압 및 압력, ρ_m는 토석류의 밀도, τ는 유체 내부의 전단응력이다.

식 4.2에서, 우변의 첫번째 항의 $\sin\theta$는 작은 각도 근사를 적용하면 $\tan\theta$로 치환하여 유하 방향에 대한 계상 경사의 변화로 표현할 수

있다(식 4.3). 우변의 두번째 항은 토석류에 의해 작용하는 유체의 압력이므로 토석류에 의한 정수압의 형태로 표현될 수 있다(식 4.4). 이를 고려하여 식 4.2의 우변의 첫번째 항과 두번째 항을 통합하여 표현하면 식 4.5와 같다.

$$g\hbar\sin\theta \approx g\hbar\tan\theta = g\hbar\frac{\partial z}{\partial x} \tag{4.3}$$

$$\frac{1}{\rho_m}\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{1}{\rho_m}\left(\frac{\partial}{\partial x}\frac{1}{2}\rho_m g\hbar^2\right) = g\hbar\frac{\partial \hbar}{\partial x} \tag{4.4}$$

$$\frac{\partial U\hbar}{\partial t} + \frac{\partial \beta U(U\hbar)}{\partial x} = g\hbar\frac{\partial H}{\partial x} + \mathrm{sgn}(U)\frac{\tau}{\rho_m} \tag{4.5}$$

이때, H(=z+h)는 토석류 자유수면의 높이(수위)이다.

한편, 식 4.5은 유동 폭이 변하지 않는 조건을 가정하고 있으나, 실제 계류의 토석류는 계류의 폭이 연속적으로 변하는 특성을 보인다. 따라서 계류 폭(w)의 변화를 고려하여 식 4.1, 식 4.5을 수정한 식 4.6, 4.7을 최종적인 지배방정식으로 적용하였다.

$$\frac{\partial \hbar}{\partial t} + \frac{\partial U\hbar}{\partial x} + \frac{U\hbar}{w}\frac{\partial w}{\partial x} = s \tag{4.6}$$

$$\frac{\partial U\hbar}{\partial t} + \beta\left(\frac{\partial U(U\hbar)}{\partial x} + \frac{U^2\hbar}{w}\frac{\partial w}{\partial x}\right) = g\hbar\frac{\partial H}{\partial x} + \mathrm{sgn}(U)\frac{\tau}{\rho_m} \tag{4.7}$$

2. 토석류의 유동저항 해석방법

식 4.8의 우변의 마지막 항은 토석류의 유동저항을 나타내는 항으로, 기존 연구에서 제시되었던 다양한 토석류 유동 이론 모형 및 수치모형의 지배방정식의 차이는 해당 항을 구성하는 방법에 따라 달라진다. 현재까지 대표적으로 활용되어 온 유동저항 모형은 제2장 4절의 표 2.4에서 정리된 바와 같다. 이들 모형들을 활용한 연구들은 모두 서로 다른 유동저항 해석 방법을 취하고 있지만, 각각의 모형에 적용되는 매개변수를 실험 및 실제 토석류 자료를 통해 보정하여 토석류 현상을 성공적으로 재현하여 왔다.

하지만 일부 모형은 토석류의 역학기작을 설명하기에는 한계가 있다. 우선, Manning-Strickler equation(NILIM, 2016b)과 dilatant 모형(中谷 등, 2008; Nakatani et al., 2008)의 경우, 다른 모형과는 달리 하상 표면에서 작용하는 Coulomb 마찰력이 고려되지 않는다. 하상 표면에서의 마찰을 고려하지 않으면 경사가 낮아짐에 따라 토석류의 유출량은 줄어들지만 유동이 정지하지 않고 계속된다. 그러나 일반적으로 토석류는 10~15° 의 경사에서는 정지하여 퇴적되는 경향을 보이기 때문에(Takahashi, 2014), 마찰력이 작용하지 않는 모형은 토석류의 유동은 묘사가 가능하나 계상의 경사 변화에 따른 정지 및 퇴적 특성까지 재현하기는 어렵다. 이와 유사한 한계점은 Bingham 모형 및 Herschel-Bulkely 모형에서도 나타나는데, 해당 모형에서 적용된 항복응력(yield stress)는 유체 자체의 점성에 의한 유동저항을 의미하는 변수이기 때문에 실질적으로 하상의 Coulomb 마찰을 반영한 토석류 유동을 재현하기는 어렵다.

하상 표면의 Coulomb 마찰력을 고려한 모형은 Coulomb-viscous 모형(Iverson et al., 2010), Voellmy 모형(Christen et al., 2010), Dilatant with Coulomb friction 모형(江頭, 2000)이 해당된다. 이중 Voellmy 모형은 다른 두 모형에 비해 경험적 모형에 가까우며, 경험계수로써 Coulomb 마찰력에 대한 마찰계수 μ와 점성·난류 유체마찰계수인 ξ를 이용하고 있다. 일반적으로 이들 경험계수를 추정하기 위해서는 시행착오법을 통해 매개변수를 탐색해야 한다. 일부 연구(Sosio et al., 2008; Scotto di Santolo and Evangelista, 2009)에서는 이탈리아의 토석류 사례를 바탕으로 해당 매개변수의 범위를 제시하기도 하였으나, 국내에서는 토석류 사례에 대한 자료 확보의 한계로 인해 매개변수에 대한 추정이 제한된다.

Coulomb-viscous 모형과 Dilatant with Coulomb friction 모형은

다른 모형에 비해 비교적 토석류 유동을 잘 표현하는 운동학적 이론에 기반하여 구축되었다. 두 모형 모두 하상에서 발생하는 Coulomb 마찰력, 입자 영역과 유체 영역의 상호작용을 고려하고 있으며, 토석류의 유동을 유지하는 기작으로 입자의 충돌에 다른 분산효과(dilation)을 고려하고 있다. 그러나 토석류 내 간극유체의 유동에 따른 전단응력의 경우 Coulomb-viscous 모형은 Bingham 모형과 유사한 점성 유체의 개념을 적용하였다. 한편 Dilatant with Coulomb friction 모형은 Takahashi (2014)가 제시한 거석형 토석류(stony debris flow)의 유동 특성에 기초하여 제시된 모형으로, 간극 유체가 난류 거동을 하는 것으로 가정하여 Prandtl의 mixing length 이론을 부분적으로 적용하였다. Hungr et al. (1984)와 Takahashi (2014)는 실험 및 현장 조사를 통해 관측된 토석류의 유속과 유심의 분포와 토석류 유동에 대한 역학 모형의 해석해를 비교한 결과, 점성 유체를 가정하는 모형에 비해 Dilatant 모형의 해석해가 빠른 유속 구간에서도 효과적으로 토석류 현상의 유동특성을 모의할 수 있는 것으로 보고한 바 있다. 특히 국내에서 발생하는 우면산 토석류를 포함한 대부분의 토석류 현상은 거석형 토석류의 유형에 가깝기 때문에, 이 연구에서는 토석류 유동저항을 표현하기 위한 모형으로 Dilatant with Coulomb friction 모형을 활용하였다.

3. 토석류 유동 해석 지배방정식

Dilatant with Coulomb friction 모형은 江頭 등(1989), 宮本(1993)의 연구를 거쳐 발전되어 江頭(2000)를 통해 정리된 바 있다. 해당 모형에서는 토석류의 역학기작에 대해 ① 토석류 내부의 토석 입자의 계상에서의 마찰력, ② 토석 입자간의 충돌로 발생하는 전단저항, ③ 유체의 난류 거동에 따른 전단저항, ④ 유체영역과 입자 영역의 상호작용에 따른 분산효과를 주요 기작으로 묘사한다. 이중 ①~③은 식 4.8와 같이 표현할 수 있다.

$$\tau = \tau_s + \tau_d + \tau_f \tag{4.8}$$

이때, τ_s는 하상 표면에 작용하는 Coulomb 마찰력, τ_d는 입자충돌에 의한 전단저항, τ_f는 유체의 난류 거동에 의한 전단저항을 의미한다. 江頭(2000)는 이들 전단저항에 대해서 토석류 내 토석 입자의 농도에 대한 형태로 풀어내어 식 4.9~11과 같은 응력 구성을 제시하였다.

$$\tau_s = C(\sigma - \rho)gh\cos\theta\tan\phi \tag{4.9}$$

$$\tau_d = \rho_m \frac{25}{4} k_d (1 - e^2)\sigma C^{\frac{1}{3}} \left(\frac{d}{h}\right)^2 U|U| \tag{4.10}$$

$$\tau_f = \rho_m \frac{25}{4} k_f \frac{(1-C)^{5/3}}{C^{2/3}} \rho \left(\frac{d}{h}\right)^2 U|U| \tag{4.11}$$

이때, C는 깊이 평균 토사부피농도, ρ_m은 토석류의 밀도, σ는 토석류 내 토사의 입자밀도, ρ는 간극유체의 밀도, g는 중력가속도, h는 유심, θ는 계상 경사, ϕ는 계상물질의 내부마찰각, e는 토석 입자의 반발계수, d는 토석류 내 입자의 평균직경, h는 유심, U는 깊이평균 유속, k_d는 입자충돌에 따른 에너지소산계수(0.0828), k_f는 간극유체의 난류 거동에 의한 에너지소산계수(0.16~0.25)이다.

따라서 식 4.9~11를 적용하여 운동량보존식(식 4.7)을 다시 쓰면 식 4.12~14과 같다.

$$\begin{aligned} &\frac{\partial Uh}{\partial t} + \beta\left(\frac{\partial U(Uh)}{\partial x} + \frac{U^2 h}{w}\frac{\partial w}{\partial x}\right) \\ &= gh\frac{\partial H}{\partial x} + \mathrm{sgn}(U)\frac{1}{\rho_m}\left(C(\sigma-\rho)gh\cos\theta\tan\phi\right) \\ &\quad + \frac{25}{4}(f_d + f_f)\left(\frac{d}{h}\right)^2 U|U| \end{aligned} \tag{4.12}$$

$$f_d = k_d(1-e^2)\sigma C^{\frac{1}{3}} \tag{4.13}$$

$$f_f = k_f \frac{(1-C)^{5/3}}{C^{2/3}}\rho \tag{4.14}$$

이때, f_d는 입자 충돌에 의한 유체전단저항계수, f_f는 간극유체의 난류 거동에 따른 유체 전단저항계수이다.

한편, ④에 대해서, 침식과 퇴적에 따른 입자의 분산효과를 적용하기 위해서는 전체 유출량의 변화와 함께 토석류 내 토사농도의 변화를 개별적으로 고려할 수 있도록 농도변화에 대한 질량보존식이 추가되어야 한다. 이를 반영하여 도출한 토석류 토사농도에 대한 질량보존식은 식 4.15과 같다.

$$\frac{\partial Ch}{\partial t} + \frac{\partial CUh}{\partial x} + \frac{CUh}{w}\frac{\partial w}{\partial x} = C_* s \tag{4.15}$$

이때, C_*는 계상에 침식 가능한 퇴적층의 토사부피농도이다.

4. 토석류 연행 해석 방법

토석류의 연행은 중요한 유동특성 중 하나로, 침식 및 퇴적에 의해 토사농도가 변화하면 토석류 유동의 질량 및 운동량이 변동하면서 운동량이 연속적으로 변화한다. 특히 연행을 고려하지 않는 경우 토석류 유동의 특성이 상이하게 나타나므로 기존 토석류 현상에 대해 정확히 모의할 수 없다(이득환 등, 2019). 따라서 연행작용의 영향을 고려하기 위해 식 4.6 및 4.15의 우항에는 침식 혹은 퇴적인자가 적용되어 있다. 침식·퇴적인자는 주로 계상 높이의 시간에 따른 변화율의 형태로 표현되며, 일부 연구자들은 이를 추정하기 위한 연행모형을 제시하였다(江頭, 1993a; McDougall and Hungr, 2005; Takahashi, 2014; Iverson and Ouyang, 2015)

Iverson and Ouyang (2015)의 이론에 기반하여 도출된 연행모형으로 식 4.16과 같다(그림 4.2).

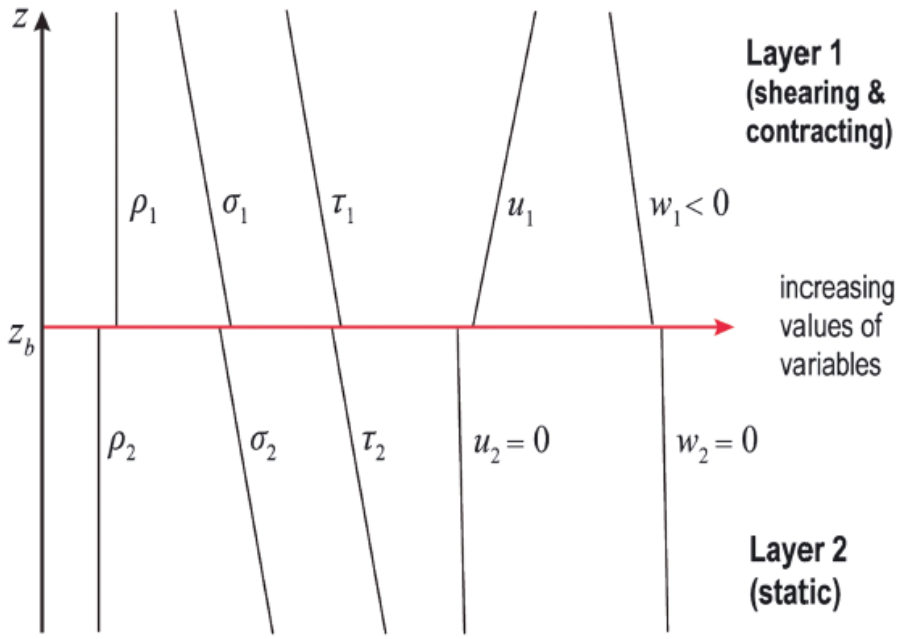


그림 4.2 토석류와 하상 표면의 응력 도약에 따른 연행 모형 모식도 (from Iverson and Ouyang, 2015)

$$-\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\tau_{1bot} - \tau_{2top}}{\rho_m u(z_b)} - u(z_b)\left[\frac{\sigma_{2top} - \sigma_{1bot}}{\tau_{1bot} - \tau_{2top}}\right] \qquad (4.16)$$

이때, z는 계상의 고도, τ_{1bot}, τ_{2top}은 각각 계상 표면 경계의 연접

한 위, 아래에 작용하는 전단응력, u(z_b)는 계상표면에서의 유속, σ_{1bot}, σ_{2top}은 각각 계상표면의 연접한 위, 아래에 작용하는 수직응력을 의미한다.

이 모형은 계상 표면을 경계로 발생하는 응력의 도약을 해석하기 때문에 기존 다른 모형에 비해 실제 연행작용에서 발생하는 응력구조를 잘 묘사하는 특성이 있다. 그러나 계상 표면에서 발생하는 미소규모의 응력을 추정하기 어려우며, 깊이 평균 개수로 방정식의 형태를 가지는 지배방정식의 특성상 계상의 수직 방향으로의 유속 및 응력이 평균화되기 때문에 식 4.6과 4.15에 결합하여 적용하기 어렵다.

McDougall and Hungr (2005)는 연행작용을 통해 발생단계에서 유입된 토사량에 비해 많은 양의 토사가 유출되는 것을 고려하여 발생토사량과 유출토사량의 비율을 이용한 간편한 경험식 형태의 연행모형을 제시하였다. 이때, V_f는 유출토사량, V_0는 발생토사량, S는 토석류의 유하길이이다.

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\ln(V_f/V_0)}{S} \hbar|U| \tag{4.17}$$

이 모형은 실제 관측된 수치를 기반으로 적용되기 때문에, 기존 토석류 현상을 재현한 여러 연구에서 다른 연행모형에 비해 최종 유출토사량, 퇴적범위 등을 가장 잘 재현하는 것으로 보고되었다(Jeong, 2019; 이득환 등, 2019). 그러나 발생토사량과 유출토사량을 반드시 알고 있는 조건에서만 적용할 수 있기 때문에 기존 토석류 현상을 재현하여 모의하는 목적에는 적합하지만, 설계 등을 위한 토석류의 예측에는 적용하기 어렵다.

Takahashi (2014)와 江頭(1993a)는 모두 일본에서 제안된 모형으로, 두 모형 모두 특정한 경사 조건에서 운송할 수 있는 최대 토사농도, 즉 평형토사농도(equilibrium sediment concentration)라는 개념을 도입하여 농도에 따른 함수 형태의 모형을 제안하였다(식 4.18~19).

Takahashi (2014) 모형:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \begin{cases} a_1 \dfrac{C_e - C}{C_* - C_e} \dfrac{U\hbar}{d}, & if\ \ C < C_e\ \ (erosion) \\ a_2 \dfrac{C_e - C}{C_*} \dfrac{U\hbar}{d}, & if\ \ C \geq C_e\ \ (deposition) \end{cases} \tag{4.18}$$

江頭 (1993a) 모형:

$$\frac{\partial z}{\partial t} = C_e U \tan(\theta - \theta_e) \tag{4.19}$$

이때, C_e는 평형토사농도, θ_e는 현재 토사농도에 대한 평형기울기, C*는 계상의 퇴적층의 토사농도, a_1, a_2는 각각 침식 및 퇴적계수이다. 한편, C_e와 θ_e는 식 4.20~21과 같다.

$$C_e = \frac{\rho \tan\theta}{(\sigma - \rho)(\tan\phi - \tan\theta)} \tag{4.20}$$

$$\theta_e = \tan^{-1}\left(\frac{C(\sigma - \rho)\tan\phi}{C(\sigma - \rho) + \rho}\right) \tag{4.21}$$

두 모형은 모두 평형토사농도와 현재 토사농도의 차이를 통해 침식 및 퇴적속도가 평가되도록 계산되기 때문에, 실제 현장에서 나타나는 침식 기작 등의 물리적인 의미를 가지지 못한다. 그러나 사용되는 상태 변수가 사전에 입력되는 매개변수이거나 연산 과정에서 계산되는 변수로 이루어져 있기 때문에 식 4.6 및 4.15와 결합하여 사용하기 유리하다. 특히 평형토사농도를 사용한 지배방정식으로 구성된 Kanako 계열의 프로그램에서는 계상의 침식 및 하류에서의 퇴적범위를 비교적 성공적으로 재현한 바 있어(堀内 등, 2012; Uchida et al., 2013), 실용적인 측면에서 해당 모형들은 충분한 적용성을 가진다. 한편, Takahashi (2014)가 제안한 모형에 포함된 침식 및 퇴적계수의 경우, 실제 토석류 현상에 대한 시행착오법을 통해 추정하는 과정이 반드시 수반되어야 한다. 국내에서는 토석류의 침식 및 퇴적계수를 추정할 수 있는 충분한 사례를 수집하기 어렵기 때문에, 이 연구에서는 유사한 결과를 도출하는 江頭(1993a)가 제시한 연행모형을 활용하였다.

5. 토석류 유동 해석 지배방정식 구성

이상의 내용을 종합하여 이 연구에서 적용한 토석류 유동의 지배방정식은 다음과 같다.

1) 질량보존식

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial Uh}{\partial x}+\frac{Uh}{w}\frac{\partial w}{\partial x}=s \tag{4.22}$$

2) 토사농도를 고려한 질량보존식

$$\frac{\partial Ch}{\partial t}+\frac{\partial CUh}{\partial x}+\frac{CUh}{w}\frac{\partial w}{\partial x}=C_{*}s \tag{4.23}$$

3) 연행모형

$$s=\frac{\partial z}{\partial t}=C_eU\tan(\theta-\theta_e) \tag{4.24}$$

$$C_e=\frac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)} \tag{4.25}$$

$$\theta_e=\tan^{-1}\left(\frac{C(\sigma-\rho)\tan\phi}{C(\sigma-\rho)+\rho}\right) \tag{4.26}$$

4) 운동량보존식

$$\frac{\partial Uh}{\partial t}+\beta\left(\frac{\partial U(Uh)}{\partial x}+\frac{U^2h}{w}\frac{\partial w}{\partial x}\right)=gh\frac{\partial H}{\partial x}+\frac{\tau}{\rho_m} \tag{4.27}$$

$$\frac{\tau}{\rho_m}=\mathrm{sgn}(U)\tau_s+\frac{25}{4}(f_d+f_f)\left(\frac{d}{h}\right)^2U|U| \tag{4.28}$$

$$\tau_s=C(\sigma-\rho)gh\cos\theta\tan\phi \tag{4.29}$$

$$f_d=k_d(1-e^2)\sigma C^{\frac{1}{3}} \tag{4.30}$$

$$f_f=k_f\frac{(1-C)^{5/3}}{C^{2/3}}\rho \tag{4.31}$$

제 3 절 토석류 유동 수치해석 기법

이 연구에서는 토석류 유동의 지배방정식에 대한 수치해석기법으로 유한차분법(Finite Difference Method)를 채용하였다. 유한차분법은 차분화 기법 중 가장 간단한 형태의 수치해석기법으로, 시간과 공간에 대해서 일정한 간격으로 미분방정식을 차분화하여 순차적으로 연산해내는 방법이다. 현재 유한요소법(Finite Element Method), 유한체적법(Finite Volume Method) 등의 고급 기법이 개발되어 토석류 해석에 적용되고 있다(Iverson and George, 2014; Jeong, 2019; 이득환 등, 2019). 유한요소법과 유한체적법은 복잡한 현상에 대해서는 충분히 정밀한 해석이 가능하지만 연산 소요가 크기 때문에 프로그램의 기본적인 크기가 거대하며 구동에 많은 자원이 소요된다. 특히 우리나라 산림유역에서 발생하는 토석류는 일반적으로 만곡부가 적고 유하길이가 짧은 직선형 유동인 경우가 대부분이기 때문에, 유한차분법과 같은 비교적 간단한 연산으로도 충분히 그 재현성을 확보할 수 있다. 이러한 장점으로 인해, 유한차분법은 1차원 Kanako 모형을 비롯하여 2차원 토석류 해석에 널리 사용되는 상용 프로그램인 Flo-2D(김승은 et al., 2013; 최정렬, 2018), 2차원 Kanako 모형(Nakatani et al., 2008; 堀内 등, 2012; Uchida et al., 2013) 등에서 활용하여 현재까지도 토석류 해석에 유효하게 적용하고 있다.

유한차분법으로 편미분방정식 형태의 토석류 유동 지배방정식을 해석하기 위해서는 이를 차분식으로 전환하는 과정이 필요하다. 이 연구에서는 토석류 유동에 대한 지배방정식의 차분식을 구하기 위해 staggered grid를 적용한 풍상차분법(upwind scheme)을 적용하였다.

1) 풍상차분법(upwind scheme)

풍상차분법은 가장 기초적인 차분기법 중 하나로, 유동의 방향이 정해진 이류방정식 등에 대해서 쉽게 적용되는 기법이다. 풍상차분은 다음 시간 단계에서의 특정 물리량을 계산하기 위해서 현 시점에서 현 위치의 물리량과 상류 지점 위치의 물리량을 이용하여 계산하는 기법이다(그림 4.3). 간단한 예시로 유속 u로 흐르는 임의의 물리량(f)에 대한 이류방정식(식 4.32)에 풍상차분을 적용하면 식 4.33와 같이 표현할 수 있다.

$$\frac{\partial f}{\partial t} + u\frac{\partial f}{\partial x} = 0 \tag{4.32}$$

$$\frac{f_i^{n+1} - f_i^n}{\Delta t} + u\frac{f_i^n - f_{i-1}^n}{\Delta x} = 0 \tag{4.33}$$

따라서 식 4.33를 이용하여 다음 시간 단계에서의 현 위치의 물리량 f는 식 4.34과 같이 계산할 수 있다.

$$f_i^{n+1} = f_i^n - \frac{u\Delta t}{\Delta x}(f_i^n - f_{i-1}^n) \tag{4.34}$$

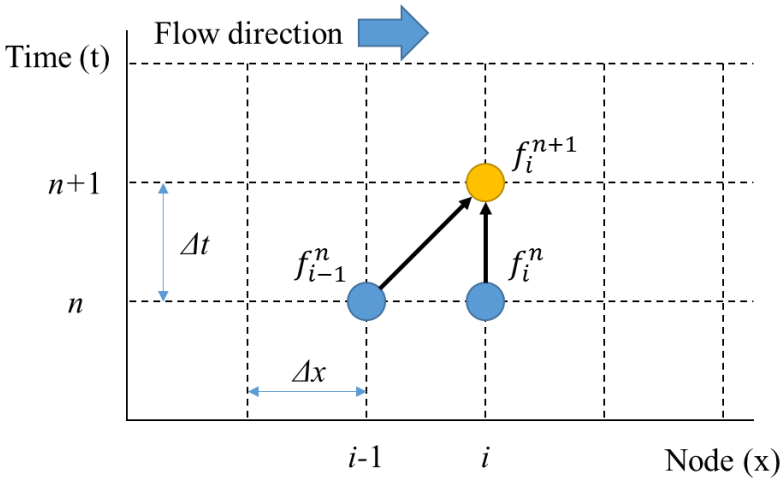


그림 4.3 풍상차분법의 개념도

한편, 풍상차분식과 같은 차분기법을 사용하는 경우, 수치해석이 안정되기 위해서는 Courant−Fridrichs−Lewy (CFL) 조건을 만족시켜야 한다. 이를 위해서는 공간차분과 시간차분의 규모에 따른 속도가 물리량이 전파되는 최대 유속 u의 크기보다 충분히 커야 한다. 이를 식으로 나타내면 4.35와 같다.

$$\frac{\Delta x}{\Delta t} > |u|_{max} \tag{4.35}$$

이 조건을 만족하지 못하는 경우, 단절 오류(truncation error)가 발생하여 해가 발산하기 때문에, 반드시 해석 대상의 유속 혹은 전파속도항의 규모를 고려하여 시간 및 공간을 차분해야 한다.

2) Staggered grid 기법

이 연구에서 다루는 토석류의 지배방정식과 같이 스칼라량(유심, 토사농도 등)과 벡터량(유속)이 동시에 연산되는 경우, 이를 동일한 격자에 배치하여 연산하는 경우, 교대되는 노드와의 연결에 대해서만 상호연관성을 가지는 odd-even decoupling 오류가 발생하여 수치해가 수렴하지 않고 발산하게 된다. 따라서 이러한 오류를 억제하기 위하여 스칼라량과 벡터량을 공간과 시간에 따라 격자의 절반만큼 차이를 두어 배치하는 기법이 일반적으로 적용되는데, 이러한 방식으로 구성된 격자를 staggered grid라고 한다(그림 4.4).

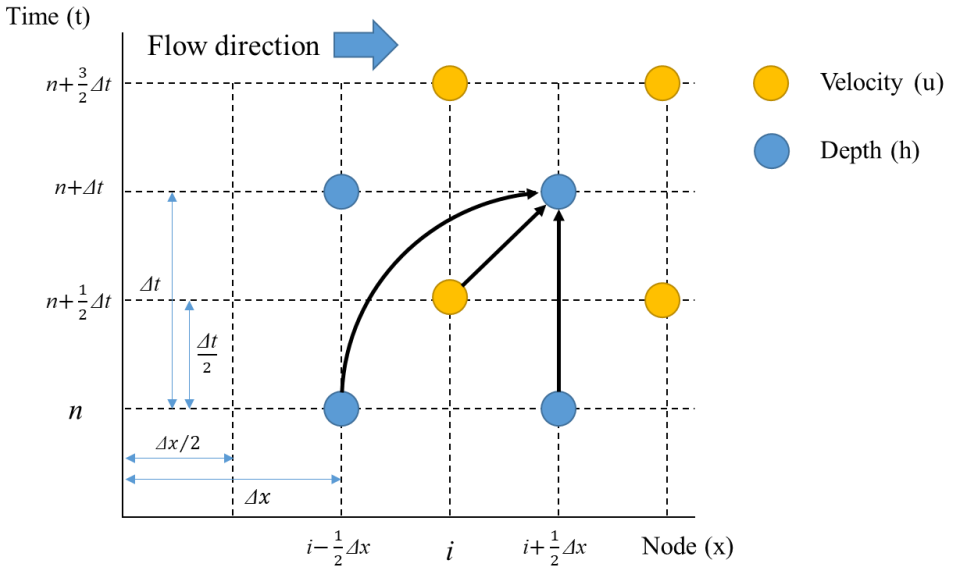


그림 4.4 Staggered grid 조건에서의 풍상차분법의 개념도

3) 프로그램의 계산과정

위의 차분기법을 적용하여 개발된 프로그램은 그림 4.5와 같은 흐름으로 토석류 유동을 모의한다. 가장 먼저 지형 및 유량곡선에 대한 입력변수를 읽어들이면, 유속을 계산하여 현재의 농도조건에서의 연행률을 계산한다. 이후 연행작용 고려하여 유심, 토사농도의 변화를 계산한다. 이상의 계산과정은 프로그램의 종료 조건에 도달할 때까지 반복되며, 모든 지점에서 토석류가 완전히 정지하거나 설정된 계산시간을 초과하면 계산을 마치고 프로그램을 종료한다.

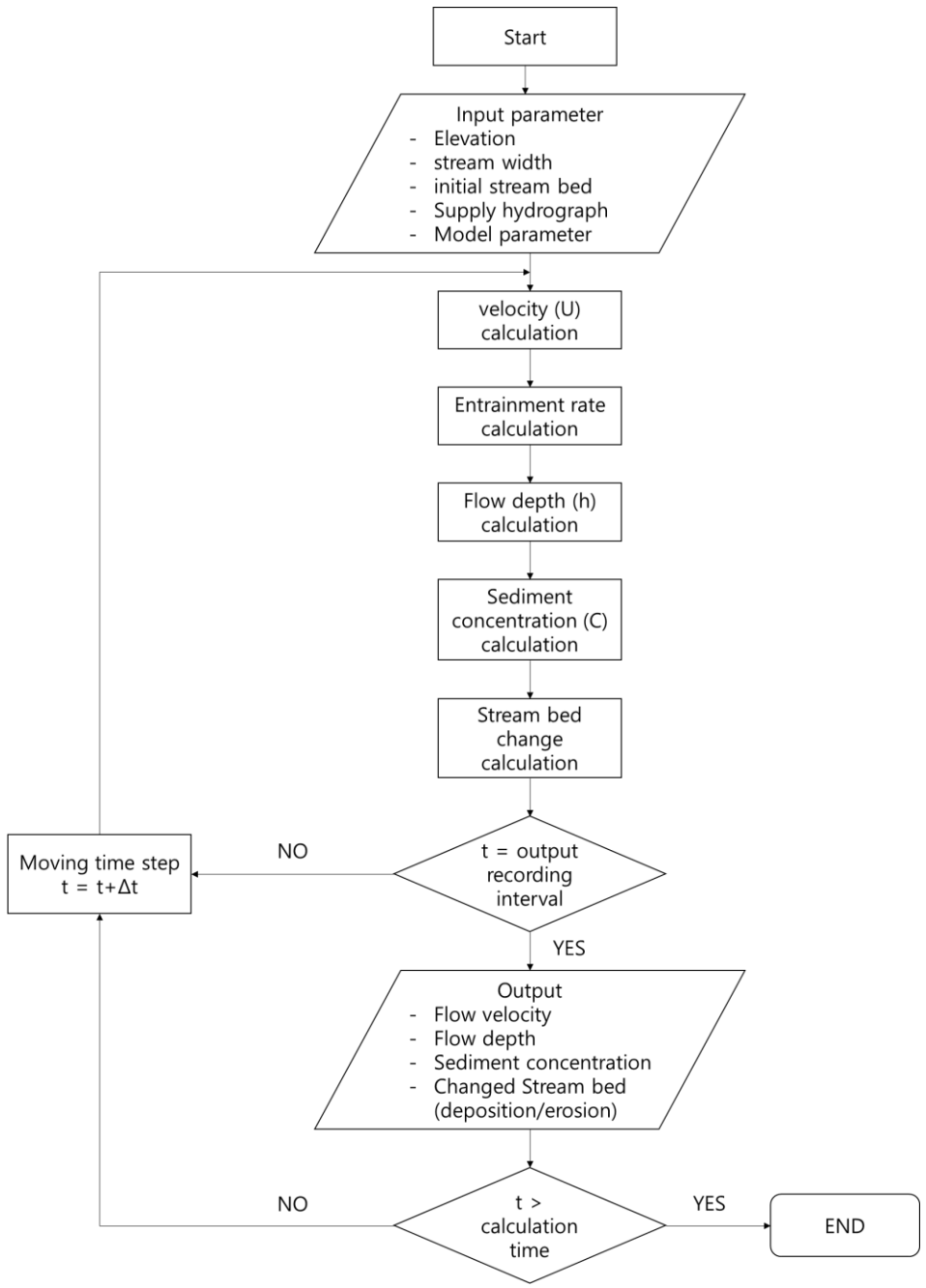


그림 4.5 토석류 유동 수치모의 프로그램의 계산 흐름

제 4 절 토석류 수치해석 모형 검증

이 연구에서 개발된 수치해석 모형의 적용성을 검증하기 위하여, 수로실험 자료 및 2011년 우면산에서 발생한 토석류 사례에 대한 재현성을 검토하였다.

1. 수로실험을 활용한 재현성 검토

이 연구에서 개발한 토석류 수치모형은 거석형 토석류 현상의 해석을 위해 개발된 모형이기 때문에, 검증에 활용한 실험사례는 제3장에서 수행된 실험 조건 중 자갈의 비율이 높아 거석형 토석류와 가장 유사한 거동을 보이는 A 유형의 시료에 대한 재현성을 검토하였다.

토석류 유동 수치모형에서 요구되는 매개변수는 실험조건에 영향을 받는 매개변수와 모든 실험에 대해서 공통적으로 적용되는 매개변수로 구분할 수 있다. 이중 공통적으로 적용되는 매개변수 중, 공간간격은 수로장치의 길이가 2 m임을 감안하여 0.01 m 간격으로 계산을 수행하였다. 시간간격은 수로실험 결과 도출되는 최대 유속이 3~4 m/s임을 감안하여 CFL 조건을 만족시킬 수 있도록 0.001 초로 설정하였다. 마찰계수는 수로바닥면에 대한 정지마찰계수를 간이로 직접 측정하여 적용하였다. 그 외의 공통 매개변수는 동일한 지배방정식을 이용하여 연구를 수행한 江頭(1993a), 江頭(2000), Gonda (2009) 등의 연구를 참고하여 선정하였다(표 4.1).

실험조건에 영향을 받는 매개변수로는 토사농도와 간극유체의 밀도가 해당된다. 일반적으로 토석류 내부에 포함된 미사 이하의 미세한 입자는 완전히 유동화(fluidization)하여 간극유체와 함께 거동하는 것으로 알려져 있으며(中谷 등, 2018; Sakai et al., 2019), 일부 토석류 유동 모형에서는 간극유체에 포함된 점토입자를 유체 물성에 영향을 주는 것으로 간주하기도 하였다(George and Iverson, 2014). 이를 고려하여, 토사부피농도는 모래, 자갈에 의한 농도만을 고려하였고, 간극유체의 밀도는 물과 점토가 완전히 혼합되었다고 가정하여 자갈과 모래의 부피를 제외한 유체의 부피로 물과 점토의 무게를 나누어 계산하였다. 이때, 토사부피농도와 간극유체의 밀도는 각 반복에 대해 개별적으로 계산하였고, 경사조건 및 이에 대한 평균 및 표준편차는 표 4.2에 나타내었다. 또한 토사의 대표직경의 경우, 자갈의 평균직경 5 mm와 표준사의 평균직경 0.5 mm의 평균을 적용하여 2.75 mm의 직경을 적용하였다.

한편 수로실험에서 적용한 실험시료의 구성비율을 A 유형으로 지정

한 경우, 수로실험에서 적용된 변수는 수로경사, 시료의 총부피이다. 수로경사와 시료의 총부피에 따라서는 각 노드가 가지는 지면으로부터의 높이, 시료저장고에 저장되어 있는 시료의 저장 형상이 달라지게 된다 (그림 4.6). 이를 고려하여 경사에 따른 수로형상(그림 4.7)과 시료 총부피 및 경사에 따른 초기 시료퇴적상의 개략적인 형태(그림 4.8)를 설정하였다. 이때 초기 시료퇴적상의 형태는 수로경사 및 시료부피 조건에 따라 유사한 형상을 보였으나, 실제 분석 수행에서는 반복별 부피의 차이를 고려하여 시료퇴적상의 형태를 각각 계산하여 적용하였다.

표 4.1 수로실험 모의에 적용된 공통 매개변수

Paramaeter [unit]	Value	Reference
Time interval (Δt) [sec]	0.001	수로실험 조건을 고려하여 결정
Space interval(Δx) [m]	0.01	수로실험 조건을 고려하여 결정
Friction coefficient($\tan\phi$)	0.36	직접 측정
Energy dissipation coefficient due to particle collision(k_d)	0.0828	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Energy dissipation coefficient due to turbulence of interstitial fluid(k_f)	0.16	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Particle density(σ) [kg/m^3]	2,600	입자 기본 물성표 참조
Restitution coefficient(e)	0.8	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Momentum correction coefficient(β)	1.25	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Minimum flow depth for calculation [m]	0.000476	Gonda (2009)
Minimum flow velocity for calculation [m/s]	0.00001	Gonda (2009)

표 4.2 수로실험 모의에 적용된 반복별 매개변수의 범위

Paramaeter [unit]	Value
Volumetric sediment concentration (mean±standard deviation)	0.2758±0.0038
Density of interstitial fluid (mean±standard deviation) [kg/m^3]	1,320±0.0252
Mean diameter of sediments [m]	0.00275

(a) 25°

(b) 30°

(c) 35°

그림 4.6 경사에 따른 수로 및 퇴적부 형상(a: 25°, b: 25°, c: 25°)

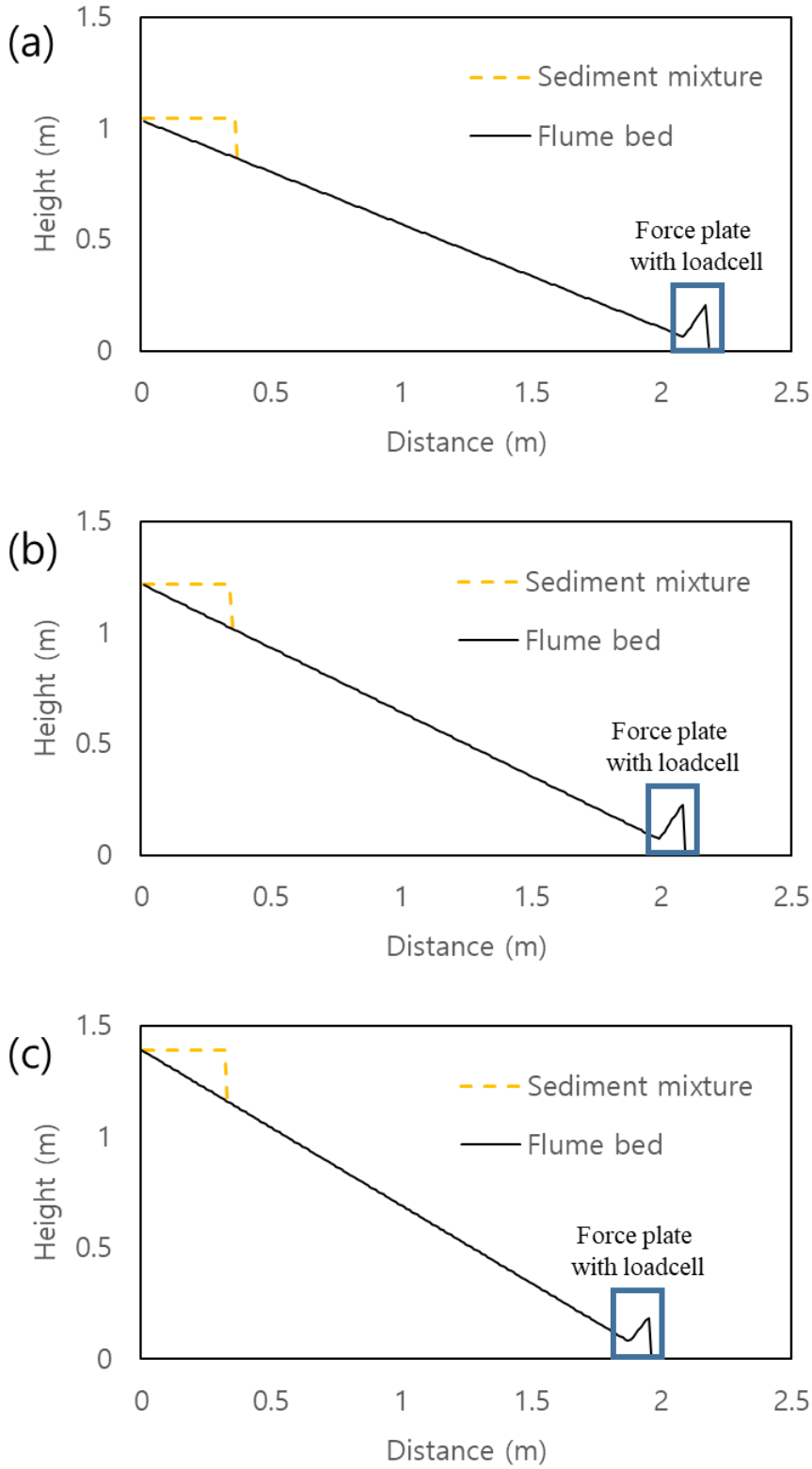


그림 4.7 수로경사에 따른 입력지형변수(a: 25°, b: 25°, c: 25°)

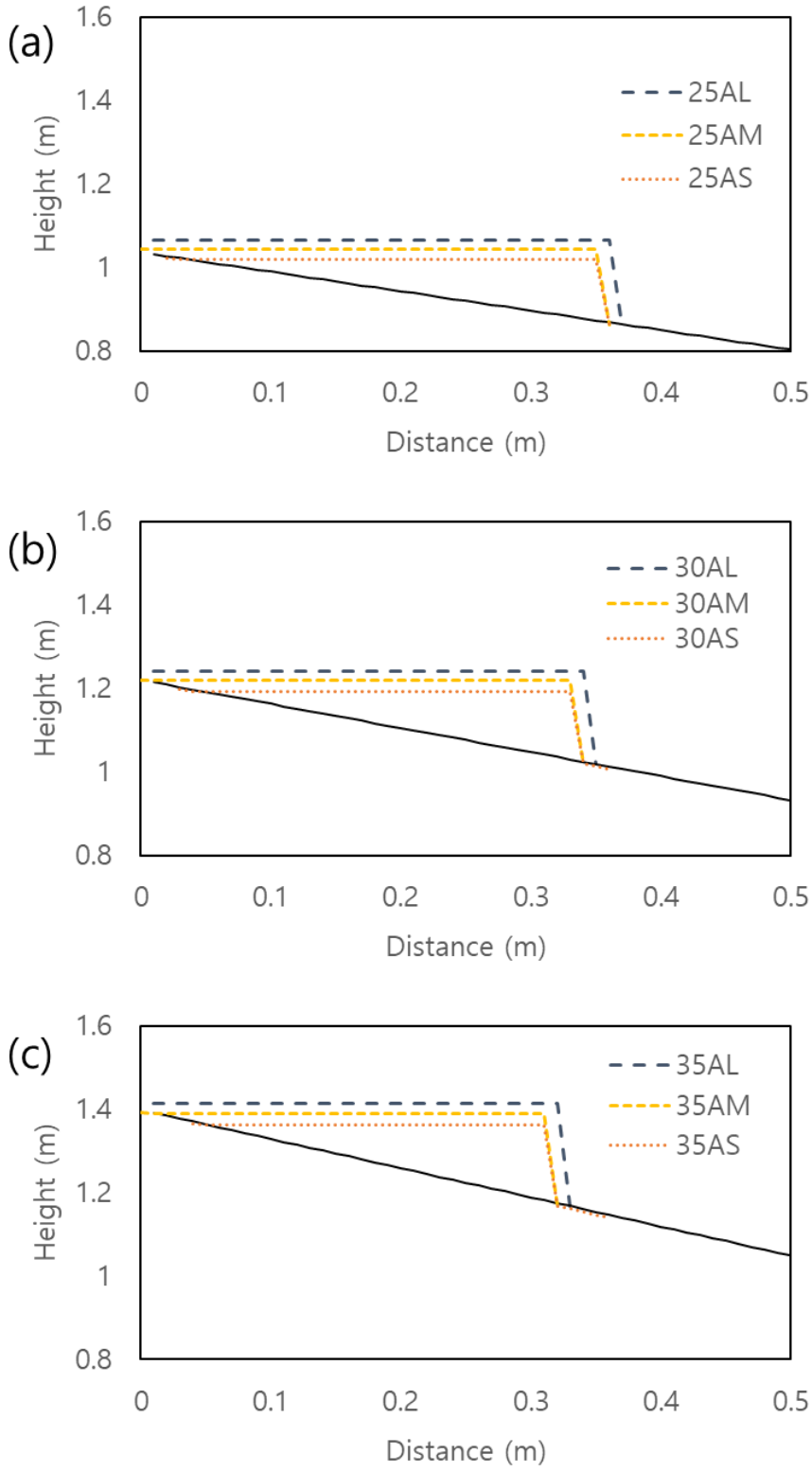


그림 4.8 수로경사에 따른 입력시료저장형상(a: 25°, b: 25°, c: 25°)

토석류 수치모형의 수로실험 재현성을 분석하기 위하여, 이 연구에서는 토석류의 유심 측정지점인 유하부 하단으로부터 0.2m 상류 지점에 도달한 시간과 해당 지점에서의 최대 유심을 비교하였다(그림 4.9). 그 결과, 도달시간에 대해서는 0.76초 가량에서는 측정값과 유사하게 재현하였으나, 그 이상의 유속에서는 과대 추정하였고, 0.76 미만에서는 실험값에 비해 과소하게 측정되는 경향을 보였다. 유심에 대해서는 관측결과가 수치 모형 결과에 비해서 대체로 큰 값으로 나타나는 경향을 보였으며, 영상 분석을 통한 유심 측정의 측정오차로 인해 측정치가 비교적 넓은 분포를 보이는 것으로 나타났다.

모형의 추정치와 실험 관측치를 비교하기 위해 평균 절대 퍼센티지 오차(mean absolute percentage error, MAPE)를 평가하였다(식 4.36). MAPE는 예측값(F_i)가 실제 관측값(A_i)에 대해 가지는 오차의 절대값의 평균을 취한 것으로, 모형의 예측 정확성을 표현하는데 주로 활용된다.

$$\mathrm{MAPE} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left|\frac{A_i - F_i}{A_i}\right| \tag{4.36}$$

MAPE를 계산한 결과, 이 연구에서 개발된 수치모형은 수로실험의 재현에 대해 도달시간은 8.07%, 유동깊이는 7.90%의 오차를 보였다. 이러한 오차범위에 대해서는 분석대상으로 하는 현상과 모형의 적용분야에 따라서 상이하게 인식된다. Hotta and Miyamoto (2008)나 Sakai et al. (2019)와 같이 토석류 내부의 입자의 거동에 대한 미소역학에 대한 연구를 수행하는 경우에는 주로 실험규모에서의 세밀한 관측결과를 바탕으로 한 정밀해석을 시도하는 경우가 많다. 그러나 일반적으로 수로실험을 모의하거나 실제 토석류 현상을 재현하고자 하는 경우에는 오차에 대한 분석보다는 유동 및 퇴적의 경향성을 주로 평가한다(Rickenmann et al., 2006; Zanuttigh and Lamberti, 2007).

오차를 보고한 일부 연구에서도 연구자에 따라 허용 오차범위로 받아들이는 수준은 상이하게 나타난다. Jeong (2019)는 USGS 수로실험의 다양한 인자에 대한 재현성을 분석하여, 입력변수의 조절 정도에 따라서 도달시간에 대해서는 5% 미만의 오차를 보이는 정확도를 보고하였다. 그러나 연행모형의 적용하는 경우 확산범위는 입력변수에 따라서 6.7%~23.6%의 오차범위를 보였다. 이러한 매개변수의 영향은 Iverson et al. (2016)에서도 동일하게 나타나는데, USGS의 대형수로 실험에 대한 수치모형의 재현성을 검토한 해당 연구에서도 초기 입력조건에 따라

서는 70%의 오차가 나타날 수도 있음을 보고한 바 있다. 특히 실제 토석류 현상을 재현하고자 몇 가지 입력변수 조건을 재구축하여 모의한 Wu et al. (2013)는 토석류 퇴적 지형 재현 결과가 12% 가량 오차를 보인 것에 대해 비교적 성공적으로 해당 토석류 현상을 재현해낸 것으로 평가한 바 있다. 이러한 점을 고려할 때 입력변수에 따른 오차 수준은 낮을수록 유리하나 10% 가량의 오차에 대해서도 충분히 적용성을 갖춘 것으로 판단하는 것으로 볼 수 있다.

한편, 위와 같은 입력변수에 의한 오차는 조절이 가능하지만, 실험 과정 자체의 한계로 인한 오차는 상대적으로 조절하기 어렵다. Jeong (2019)은 앞서 USGS의 대형수로 실험을 분석한 수치모형을 동일하게 사용하여 슬럼프 시험을 수치적으로 모의하였다. 해당 실험에서는 연구자가 직접 슬럼프 콘을 직접 들어올렸는데, 반복별로 나타나는 개방조건의 차이로 인해 슬럼프의 확산 도달시간은 7.8%, 최종 두께는 9.4~19%의 오차범위를 보이는 것으로 보고하였다. 이는 이 연구에서 수행된 수로실험과 같이 수동으로 시료의 개방조건을 가지는 실험여건에서는 사람의 작업에 따른 오차가 일정 수준 발생할 수 있음을 시사한다.

앞서 검토한 선행연구를 참고하면 과거 토석류 수치모형에 대한 허용오차범위는 최소 5%에서부터 최대 20% 수준을 보이는 것으로 보인다. 따라서 이 연구에서 개발된 수치모형이 나타낸 오차 정도는 기존 모형들이 보이는 오차 수준과 비슷한 수준의 오차범위를 보인 것으로 판단된다.

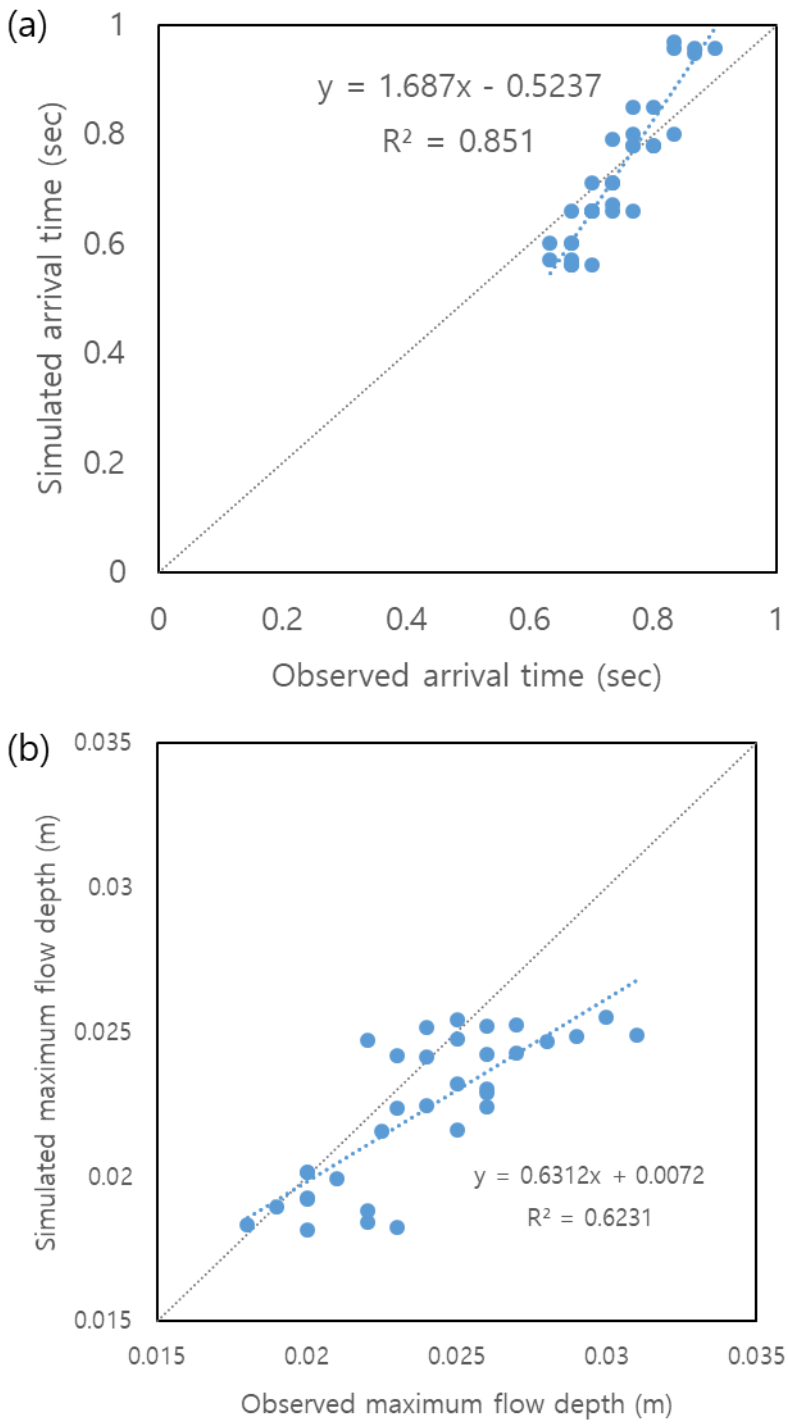


그림 4.9 수로실험에 대한 수치모의 값과 관측값의 비교
(a: 도달시간, b: 유심)

2. 우면산 토석류 사례에 대한 재현성 검토

1) 2011년 우면산 토석류 사례 개요

개발된 수치모형의 실제 사례에 대한 적용성을 검토하고자 2011년 우면산에서 발생한 토석류 사례를 재현하였다. 서울특별시 서초구 우면산 지역에서는 2011년 7월 27일에 집중호우로 인해 33건의 토석류와 151건의 산사태가 동시다발적으로 발생하였다(서울특별시, 2014) (그림 4.10). 발생 직후에는 현장 조사를 통해 토석류 발생지역에 대해 종·횡단면조사를 통해 지형조건을 조사하고, 토질조사 등을 통해 토석류 및 붕적층의 토질특성을 조사하였다(서울특별시, 2014). 여러 발생 유역 중 이 연구에서는 토석류의 유속에 대한 정보가 알려져 있는 레미안아파트 유역을 대상으로 분석을 수행하였다. 해당 유역의 면적은 75,600 m^2이며, 발생부의 평균경사는 44°, 유하부의 평균경사는 19°, 최대 유하길이는 606.7 m이다(서울특별시, 2014). 이득환 등(2019)에 따르면 토석류 발생 후에 정사영상을 활용하여 평가된 붕괴토사량은 3,580 m^2이지만 최종적으로 유출된 토사량은 46,125 m^3으로 증가한 것으로 추정하였다. 우면산 토사재해 당시 발생한 토석류들의 실제 유심이나 유속은 관측장치의 부재로 측정되지 않았으나, 레미안아파트 유역에 대해서는 토석류의 유동을 촬영한 일부 영상과 지형자료를 분석하여 약 28 m/s의 최대유속이 나타난 것으로 추정되었다(서울특별시, 2014).

그림 4.10 우면산 토석류 중 레미안아파트 유역의 발생당시 피해상황
(연합뉴스 2012.05.30)

2) 우면산 토석류현상에 대한 입력변수

① 계류의 종단 및 횡단형상

레미안아파트 유역에서 발생한 토석류 현상을 모의하기 위하여, 서울특별시 (2014)를 참고하여 수치모형에 적용할 입력변수를 설정하였다. 우선, 지형조건에 대해서는 해당 보고서에서 제시된 계상의 토석류 발생 전후의 종단측량 결과를 활용하여 그림 4.11a과 같이 설정하였다. 계류의 폭의 경우, 서울특별시 (2014)에서는 30 m의 폭이 유지되다가 약 360~380 m 위치에서 계류의 폭이 넓어져 40 m로 확장되었다고 보고된 점을 고려하여, 360 m 지점까지는 30 m의 계폭을 적용하고 점진적으로 넓어져 400 m 지점 이후로는 40 m의 계폭을 적용하여 분석하였다(그림 4.11b).

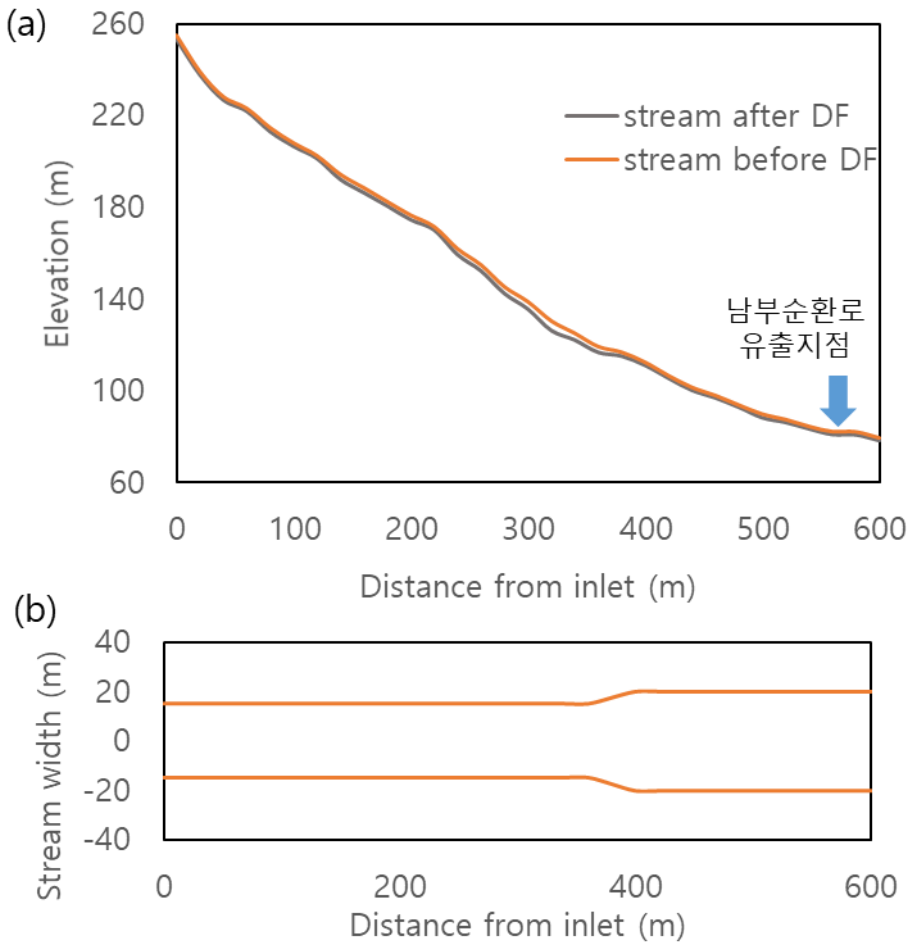


그림 4.11 레미안아파트 유역 계류의 종단형상(a) 및 횡단형상(b)

② 초기 입력유량

입력유량은 계산 결과에 중요한 영향을 미치는 인자이다. 일반적으로설계를 위해서 토석류 유출량을 추정하는 경우에는 발생토사량에 대한 정보가 없기 때문에, 유역에서 발생하는 홍수유량을 바탕으로 토석류의 최대순간유출량과 총유출량을 추정하여 유량곡선(hydrograph)를 설정하게 된다(장수진, 2019). 그러나 레미안아파트 유역의 경우 이득환 등(2019)에 의해 초기 붕괴토사량이 제시되었고, 서울특별시(2012)를 통해 토석류 유하부의 내부마찰각과 계상의 건조밀도, 토석류의 현장밀도가 제시되었다(표 4.3).

표 4.3 레미안아파트 유역 토석류 및 유하부의 토질정수

Variables [unit]	Value	Reference
Density of debris flow [kg/m^3]	1886.41	서울특별시(2012)
Dry density of colluvium [kg/m^3]	1551.95	서울특별시(2012)
Internal friction angle [°]	26.9	서울특별시(2012)

표 4.3의 토질정수를 이용하여 토석류 유출량을 추정하기 위해서는 초기 붕괴토사량과 함께 투입되는 물의 양을 추정하여야 한다. 이를 위해서는 간극유체의 밀도와 토사의 입자밀도를 파악해야 한다. 토사의 입자밀도는 서울특별시(2012)를 참고하여 2,600 kg/m^{3}로 적용하였다. 간극유체의 밀도는 미사 및 점토의 유동화에 따른 밀도 변화가 고려되어야 한다. 하지만 유하 이후에는 미세입자가 물과 함께 전부 흘러 내려가기 때문에 이를 계측하여 적용하기는 어렵다. 따라서 이 연구에서는 강원도 춘천시 천전리(임영협, 2017), 춘천시 동내면(장수진, 2019)에서 발생한 토석류 사례에 대한 수치모의 선행연구를 참고하여 일반적으로 이용되는 1,200 kg/m^{3}를 적용하였다.

이와 같은 조건을 고려하여, 총 입력유량은 17,378 m^{3}이 30초간 유입되는 것으로 적용하였고, 발생 직후 15초 지점에서 순간최대유출량 1158.57 m^3/s을 가지도록 유량곡선을 설정하였다(그림 4.12). 또한 초기토사농도는 붕괴토사량을 고려하여 0.206으로 설정하였다.

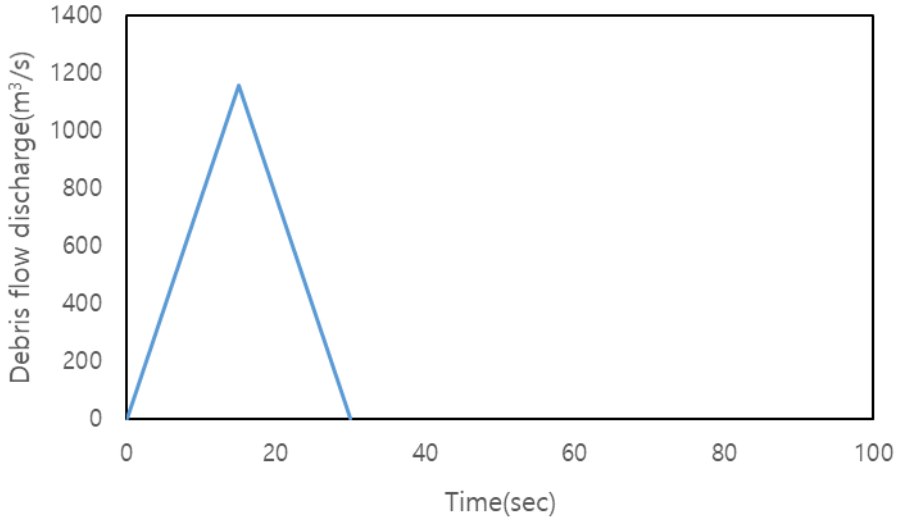


그림 4.12 레미안아파트 유역 모의에 대한 입력 유량곡선

③ 매개변수 설정

레미안아파트 유역의 토석류는 매우 짧은 시간 동안 유하하였고, 동일한 지역에 대한 해석을 수행한 이득환 등(2019)는 50초 가량의 수치모의로도 충분히 해당 토석류 현상을 재현할 수 있음을 보고한 바 있다. 이를 고려하여 이 연구에서는 100초 간 수치모의를 실시하였다. 이때, 공간간격은 우면산 토석류 현장에서의 측량자료의 측정간격인 20 m를 적용하였다. 시간 간격의 경우, 해당 유역에서는 하류에서의 최대유속이 28 m/s로 나타났지만, 상류에서 예상하지 못한 과다 유속이 발생할 수 있는 위험을 고려하여 CFL 조건을 만족시키기 위한 시간간격으로 0.01초를 적용하였다.

한편 해당 토석류 사례에서는 최대 1~2 m 가량의 큰 바위가 토석류로 인해 유출되기도 하였지만(서울특별시, 2014), 현장조사 당시의 사진 자료를 참고할 때 입자 구성의 대다수가 토사와 비교적 작은 돌들로 구성되었던 점을 고려하여 평균직경은 0.2 m로 설정하였다. 또한 서울특별시(2012)를 통해 제시된 토질정수(표 4.3)를 고려하여 표 4.4과 같이 매개변수를 선정하였다.

표 4.4 레미안아파트 유역 토석류 모의에 적용된 매개변수

Paramaeter [unit]	Value	Reference
Time interval (Δt) [sec]	0.01	서울특별시 (2014) 최대유속을 고려하여 결정
Space interval(Δx) [m]	20	서울특별시 (2014)
Friction coefficient($\tan\phi$)	0.50	서울특별시(2012)
Energy dissipation coefficient due to particle collision(k_d)	0.0828	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Energy dissipation coefficient due to turbulence of interstitial fluid(k_f)	0.16	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Particle density(σ) [kg/m^3]	2,600	서울특별시(2012)
Restitution coefficient(e)	0.8	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Momentum correction coefficient(β)	1.25	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Minimum flow depth for calculation [m]	0.000476	Gonda (2009)
Minimum flow velocity for calculation [m/s]	0.00001	Gonda (2009)
Initial volumetric sediment concentration	0.206	이득환 등 (2019) 참고하여 결정
Density of interstitial fluid [kg/m^3]	1,200	임영협, (2017), 장수진, (2019)
Mean diameter of sediments [m]	0.2	서울특별시, (2014) 참고하여 결정

④ 결과 및 고찰

– 개발된 모형을 활용한 토석류 모의 검토

위와 같은 입력변수로 레미안아파트 유역에서 발생한 토석류를 모의한 결과 시간단위로 토석류의 진행 양상은 그림 4.13~15과 같다. 유하 시작 이후 계상의 퇴적토사를 빠르게 침식하면서 유하하여 약 24초 정도에 남부순환로 유출부에 도달하였다. 이후 도로 및 경사가 완만한 계류의 하류 지역에 토사가 퇴적되는 경향을 보였다. 이러한 침식 및 퇴적 경향은 서울특별시(2014)에서 보고된 경향과 유사하게 나타났다. 연행을 고려하여 수치연산으로 추정된 최대유속은 28.7초에 남부순환로 진입지점으로부터 80 m 상류지점에서 계산된 28.8 m/s이고, 이때의 유심은 1.84 m로 계산되었다. 서울특별시(2014)에서 레미안아파트 유역에서 발생한 토석류의 최대유속을 28 m/s로 추정한 것을 고려할 때, 이 연구에서는 개발한 토석류 유동 수치모형은 연행작용을 고려하여 토석류 유동 특성을 정밀하게 묘사할 수 있으며, 이를 통해 레미안아파트 유역에서 발생한 토석류 현상을 잘 재현한 것으로 보인다.

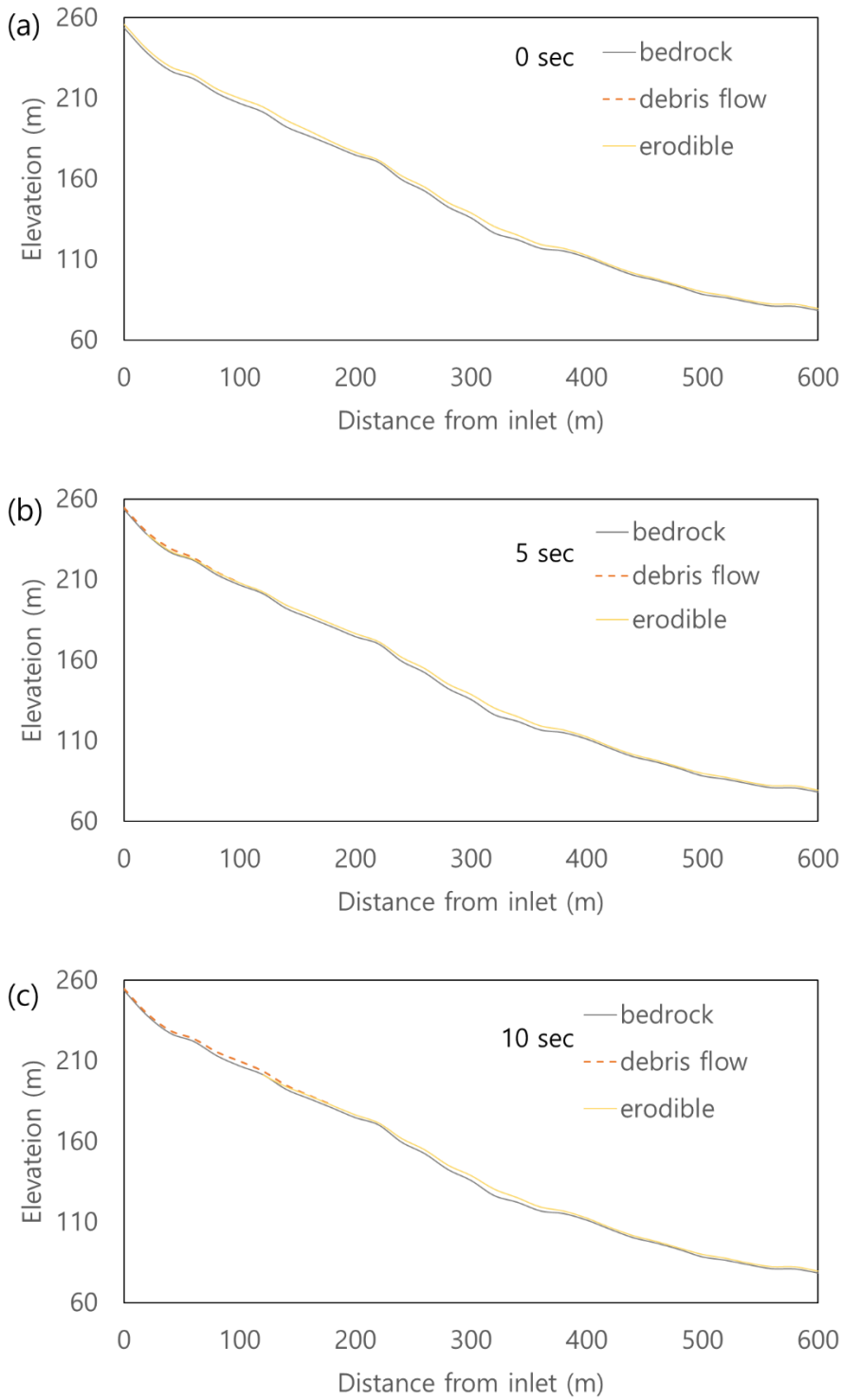
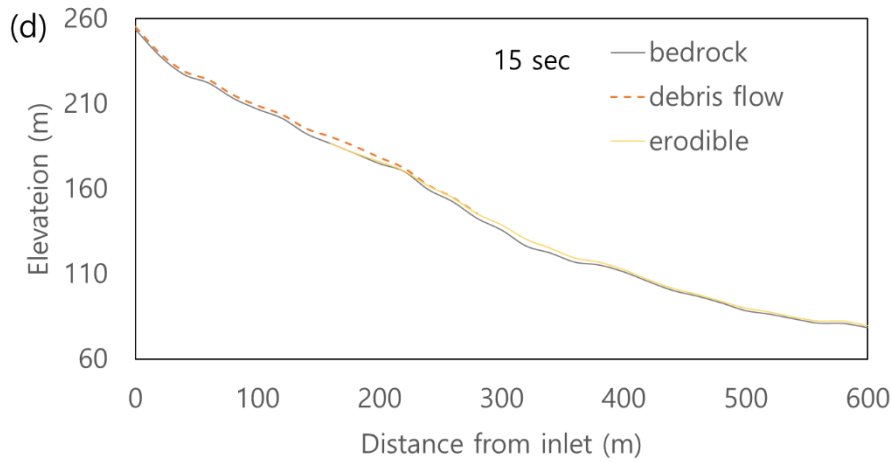
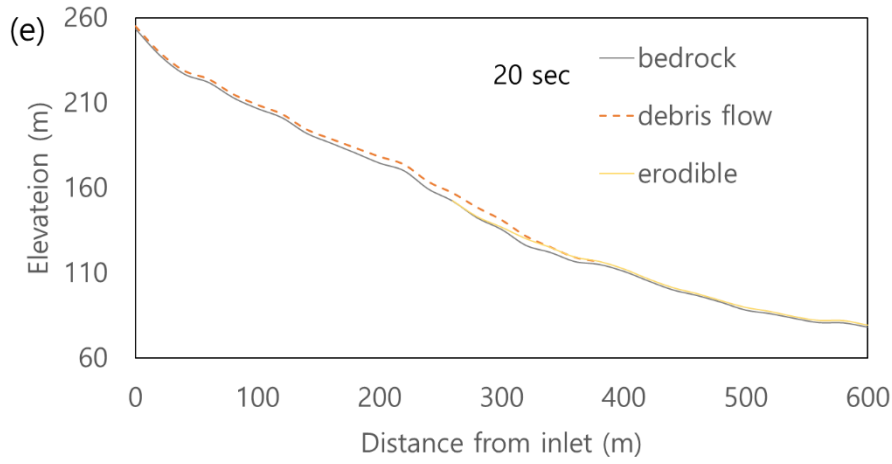


그림 4.13 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하특성
(a: 0초, b: 5초, c: 10초)





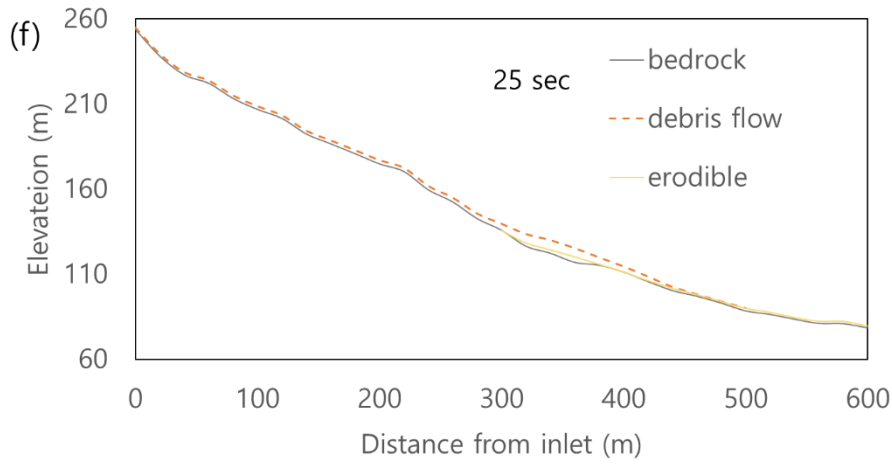
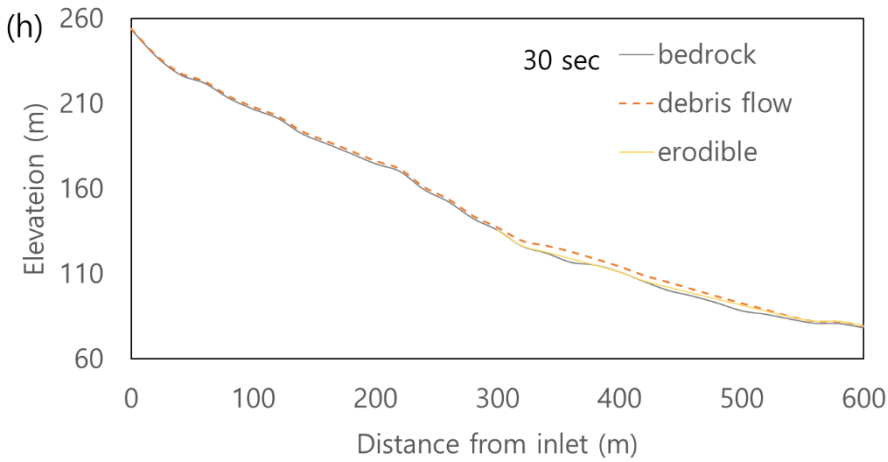
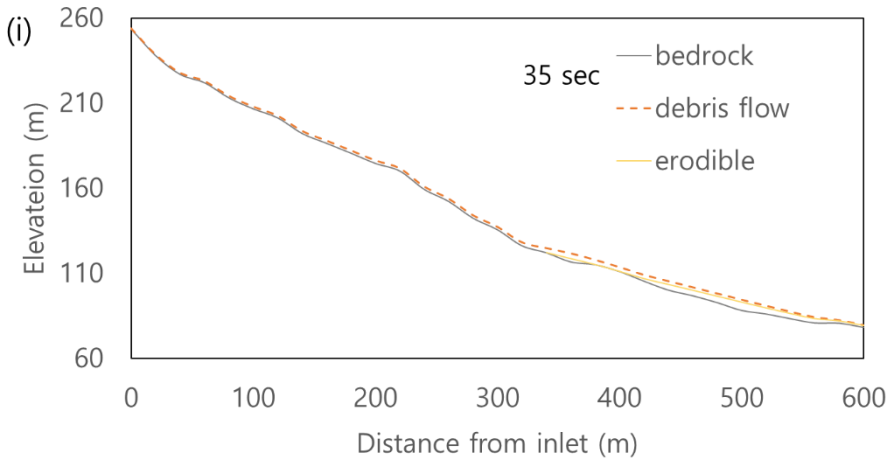


그림 4.14 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하특성
(d: 15초, e: 20초, f: 25초)





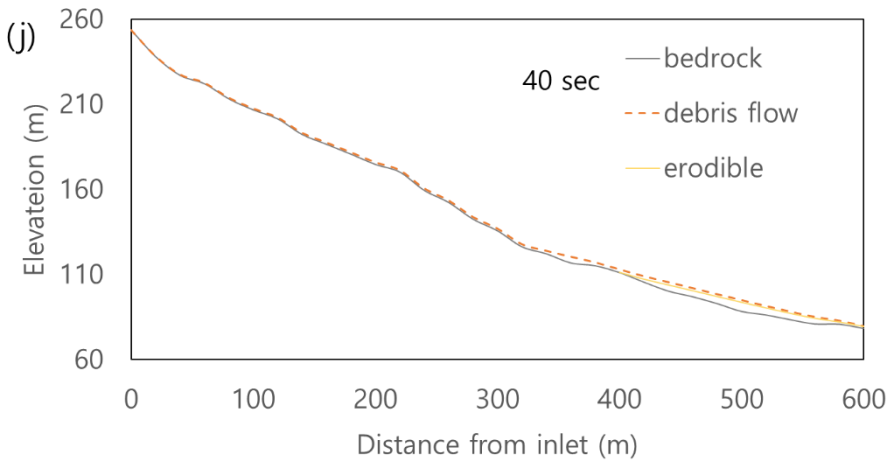


그림 4.15 수치모의한 레미안아파트 유역 토석류의 시간별 유하특성
(h: 30초, i: 35초, j: 40초)

– 타 모형과의 재현성 비교

이 연구에서 개발된 토석류 유동해석 모형의 재현성을 평가하기 위하여, 유사한 1차원 모형인 Kanako 1D 모형(中谷 등, 2008)을 활용하여 우면산 토석류 현상을 재현하였다. Kanako 1D는 GUI 기반 토석류 유동해석 모형으로, 1차원 계류 상에서 유동 및 연행을 모의할 수 있고(中谷 등, 2008), 사방댐 설치에 따른 유동특성 변화 및 유출저감효과를 평가할 수 있다(장창덕 등, 2011).

Kanako 1D는 Takahashi (2014)의 유동이론인 Dilatant 모형에 기반하고 있기 때문에, 지배방정식의 형태가 이 연구에서 채택한 지배방정식과 유사하다. Kanako 1D의 지배방정식은 식 4.37~4.42와 같다.

$$\frac{\partial h}{\partial t}+\frac{\partial uh}{\partial x}=i \tag{4.37}$$

$$\frac{\partial Ch}{\partial t}+\frac{\partial Cuh}{\partial x}=iC_* \tag{4.38}$$

$$\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}=g\sin\theta-\frac{\tau}{\rho h} \tag{4.39}$$

$$\frac{\tau}{\rho h}=\frac{u|u|d^2}{8h^3\left\{C+(1-C)\frac{\rho}{\sigma}\right\}\left\{\left(\frac{C_*}{C}\right)^{1/3}-1\right\}} \tag{4.40}$$

$$i=\frac{\partial z}{\partial t}=\begin{cases}\delta_d\dfrac{C_\infty-C}{C_*}u & (i<0)\ \text{퇴적}\\ \delta_e\dfrac{C_\infty-C}{C_*-C_\infty}\mathrm{u} & (i\geq 0)\ \text{침식}\end{cases} \tag{4.41}$$

$$C_\infty=\frac{\rho\tan\theta}{(\sigma-\rho)(\tan\phi-\tan\theta)}\quad (0.3\leq C_\infty\leq 0.9C_*) \tag{4.42}$$

이때, h는 유심, t는 시간, u는 유속, i는 침식/퇴적속도, C는 토사부피농도, C_*: 하상의 토사농도(일반적으로 0.6), C_∞는 평형토사농도, g는 중력가속도, θ는 하상경사, τ는 유체전단응력, ρ는 간극유체밀도, σ는 토석의 입자밀도, δ_d는 퇴적속도계수, δ_e는 침식속도계수, ϕ는 내부마찰각이다.

이때, 지형입력변수, 유량입력변수는 그림 4.11~12을 그대로 적용하였고, 기타 매개변수는 표 4.5와 같이 적용하였다. 계산결과는 앞서 수행한 토석류 유동모의 결과, 최대 유속이 나타난 지점과 동일한 지점에서의 최대유속 및 유심을 비교하였다.

표 4.5 Kanako 1D에 적용된 매개변수

Paramaeter [unit]	Value	Reference
Time interval (Δt) [sec]	0.01	서울특별시 (2014) 최대유속을 고려하여 결정
Space interval(Δx) [m]	20	서울특별시 (2014)
Friction coefficient($\tan\phi$)	0.50	서울특별시(2012)
Particle density(σ) [kg/m^3]	2,600	서울특별시(2012)
Erosion rate coefficient (δ_e)	0.0007	中谷 등(2008)
Deposition rate coefficient(δ_d)	0.05	中谷 등(2008)
Minimum flow depth for calculation [m]	0.000476	Gonda (2009)
Minimum flow velocity for calculation [m/s]	0.00001	Gonda (2009)
Initial volumetric sediment concentration	0.206	이득환 등 (2019) 참고하여 결정
Density of interstitial fluid [kg/m^3]	1,200	임영협, (2017), 장수진, (2019)
Mean diameter of sediments [m]	0.2	서울특별시, (2014) 참고하여 결정

계산 결과, 최대 유속은 연행을 고려한 경우 37초에 13.65 m/s로 나타났다. 이때 유심은 6.37m로 나타났다. Kanako 1D 모형으로 동일한 지형 및 매개변수 조건에서 레미안아파트 유역의 토석류 유동을 모의한 결과, 추정 최대유속에 비해 과소한 유속을 추정하였고, 유심은 실제 수로 조건에 비해 지나치게 과대 추정한 것으로 나타났다.

Kanako 1D 모형의 해석 결과는 이 연구에서 개발된 모형에 비해 약 13초 늦은 시점에서 나타났으면 그 최대값은 실제 토석류 추정속도에 미치지 못하는 것으로 나타났다. 이는 토사농도에 따른 토석류 유동 저항식이 다르게 적용되기 때문으로 보인다. Kanako 1D 모형은 토사농도가 약 0.24 이하인 경우에는 상층의 토사농도가 매우 옅은 맑은 물과 하층의 토석류가 분리되어 나타나는 소류상집합유동으로 해석한다(中谷, 2010). 이 연구에서 최초 입력되는 토사농도는 0.206이기 때문에 Kanako 1D는 계상의 침식을 통해 일정한 토사농도가 확보되기 이전까지는 소류상집합유동으로 해석된다. 中谷(2010)에 따르면, 소류상집합유동은 경사가 완만한 지역이거나 상대적으로 적은 토사농도를 보이는 경우에 적용되는 현상으로, 거석형 토석류에 비해 유동속도가 느리게 나타난다. 한편, 레미안아파트 유역의 토석류는 상대적으로 빠른 속도로 유하하면서 상류에서부터 물과 토사가 완전히 혼합된 유동특성을 보였기 때문에 소류상집합유동을 활용한 Kanako 1D의 해석결과가 실제 토석류의 추정유속에 비해 느린 유속을 모의한 것으로 보인다.

이러한 요인을 고려할 때, Kanako 1D 모형을 통해 우면산 지역에서 발생한 토석류의 유동을 묘사하기 위해서는 입력변수 이외에 프로그램 내부에서 지정된 일부 매개변수의 수정이 반드시 필요할 것으로 판단된다. Kanako 1D 모형 또한 강원도 지역에서 발생하였던 국내 토석류 현상을 재현하는데 널리 사용되었던 점을 고려할 때(장창덕 등, 2011; 전계원 등, 2013), 이번 연구에서 개발된 수치모형은 국내 토석류 사례에 대한 재현성을 충분히 갖추고 있다고 판단된다.

– 수치모형에서의 연행모형의 효과

수치모형에 적용되는 연행모형이 유동특성의 재현에 미치는 영향을 분석하기 위하여, 이 연구에서 개발된 유동 모형과 앞서 비교한 Kanako 1D 모형에 대해 연행모형을 적용한 경우와 적용하지 않은 경우(식 4.22의 s=0)을 비교하였다. 이때 연행모형을 제외한 나머지 계산조건은 모두 동일하게 적용하였다. 비교 결과는 이 연구에서 개발한 모형이 최대유속을 나타낸 남부순환로 진입지점으로부터 80 m 지점에서의 유속과 유심의 시간에 따른 변화 양상에 대해 그림 4.16~17과 같이 나타내었다.

이 연구에서 개발된 모형은 연행을 고려하는 경우 28.7초에 최대유속 28.8 m/s이고, 이때의 유심은 1.84 m로 계산되었다. 연행을 고려하지 않은 경우에는 최대유속 7.13 m/s가 더욱 늦은 시점(44.8초)에서 나타나며, 이때의 유심은 1.25 m로 나타났다. 이는 곧 연행작용이 토석류 유동특성을 재현하는데 매우 중요한 인자 중 하나임을 시사한다. 동일한 유역에 대해 DAN3D로 토석류 유동을 모의한 이득환 등(2019) 또한 연행작용을 고려하지 않는 경우 계류를 따라 유동하는 토석류 현상을 제대로 재현할 수 없음을 보인 바 있다. 또한 서준표 등(2018)의 연구에서는 국내에서 발생한 토석류 현상의 토사유출량을 발생부, 유하부, 총유출토사량에 대해 비교한 결과, 유하부의 계상에서의 침식 및 퇴적량이 총유출토사량을 결정하는데 매우 중요함을 보고하였다. 이 연구에서의 결과와 선행연구에서 보고된 결과들을 고려할 때, 토석류 유동을 정밀하게 모의하기 위해서는 반드시 연행작용이 포함되어야 한다.

한편, 제2장 4절에서 살펴본 바와 같이 현재까지 다양한 연행모형이 제시되어 활용되었다. 이 연구에서는 江頭(1993a)가 제안한 연행모형을 활용하였으나, Kanako 1D의 경우는 Takahashi (2014)가 제안한 연행모형을 활용하고 있다. Kanako 1D에서의 연행모형의 적용 여부에 따른 유동 재현성을 검토한 결과, 연행모형을 고려한 경우에는 37초에 최대유속 13.65 m/s와 유심 6.37 m이 계산되었지만, 연행을 고려하지 않은 경우에는 39초에서 최대유속 13.33 m/s와 유심 2.67 m로 나타났다. 특히 연행모형이 적용된 경우와 적용되지 않은 경우에 대해서 최대유속이 크게 차이나지 않는 것을 볼 때, Kanako 1D에서 적용하고 있는 연행모형으로는 2011년 우면산 토석류의 침식 및 퇴적에 따른 유동특성의 변화를 충분히 재현하지 못하는 것으로 보인다.

Kanako1D에서 활용하고 있는 연행모형은 Takahashi (2014)가 제안한 평형토사농도 기반 연행모형으로, 江頭(1993a)와 유사한 접근 방

식을 가지고 있으나, 제2절의 식 4.18에서 나타나듯 침식 및 퇴적계수를 직접 입력함으로써 현장 자료에 기반한 계수의 보정이 요구된다. 이와 같이 현장 자료를 이용한 매개변수의 보정이 요구된다는 한계점은 다른 연행모형에서도 동일하게 나타난다.

현재 많은 모형에서 적용되고 있는 연행모형은 McDougall and Hungr (2005)가 제시한 기법(2절 식 4.17)으로, 발생토사량과 유출토사량의 비율을 이용한 간편한 경험식 형태의 연행모형이다. 해당 모형은 스위스에서 개발된 토석류 유동 수치모형인 RAMMS(Christen et al., 2010)에서 이용되고 있으며, 국내에서는 UDM (Jeong, 2019)과 DAN3D (이득환 등, 2019)를 이용한 모형에서 활용되면서 실제 토석류 현상에 대한 뛰어난 재현성을 보였다. 그러나 해당 모형은 발생토사량과 유출토사량을 파악하는 경우에만 사용가능하기 때문에, 기존 토석류에 대한 재현에는 적용가능하지만, 이 연구의 5장에서 수행하고자 하는 토석류 유동의 예측에는 적용하기 어렵다.

상기 연행모형들과는 달리, 이 연구에서 개발된 모형에 적용된 江頭 (1993a)의 연행모형은 일본의 토석류 사례를 기반으로 제안되었지만, 우면산 토석류의 현상을 합리적으로 재현하였다. 특히 추가적인 매개변수의 보정 없이 적용 가능하다. 따라서 이 연구에서 개발된 연행작용을 고려한 1차원 토석류 모형은 향후 사방댐의 설계에 적용하기 위한 토석류 예측에 적용할 수 있을 것으로 판단된다.

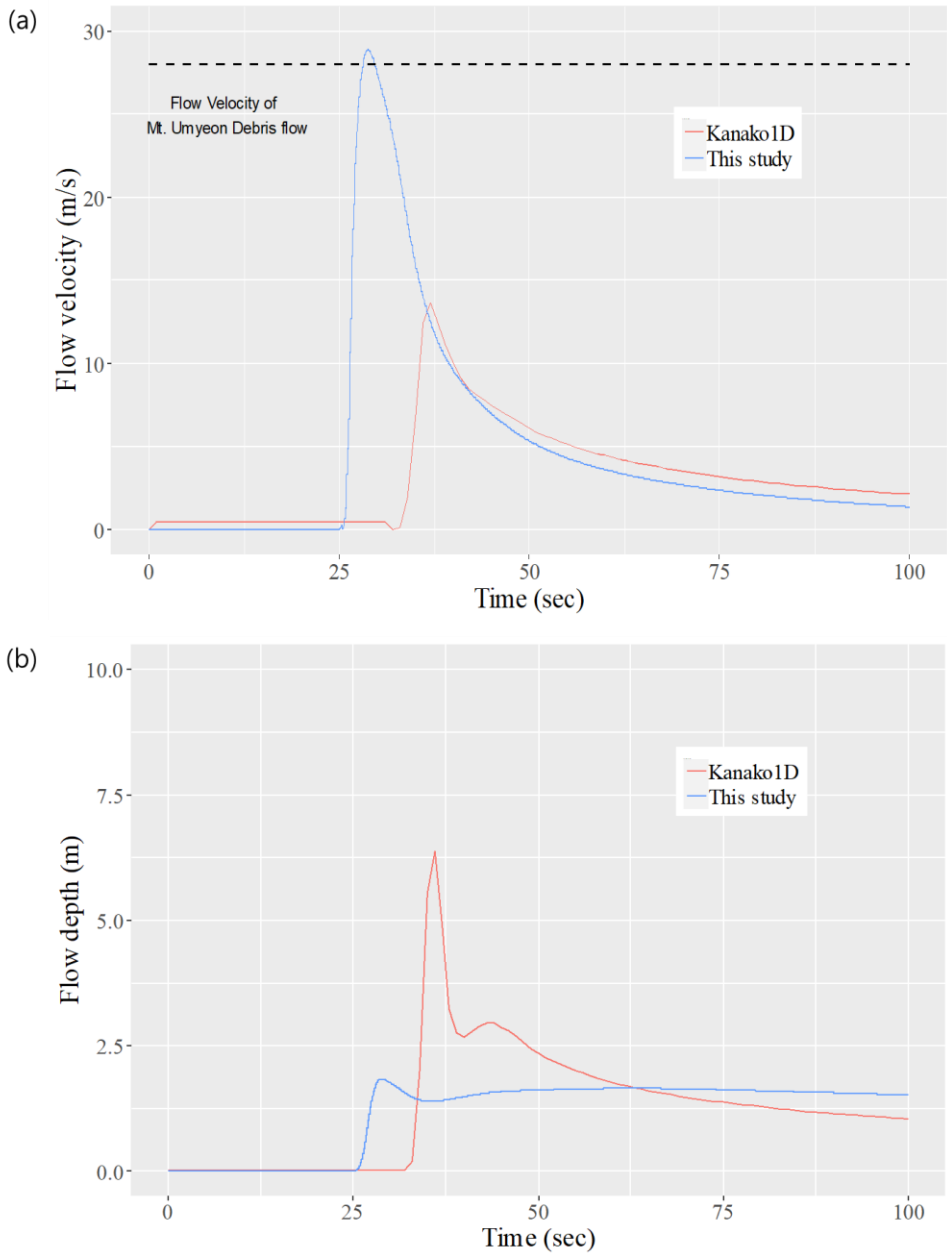


그림 4.16 연행작용을 고려한 경우의 계산 결과 비교
(a: 유속, b: 유심)

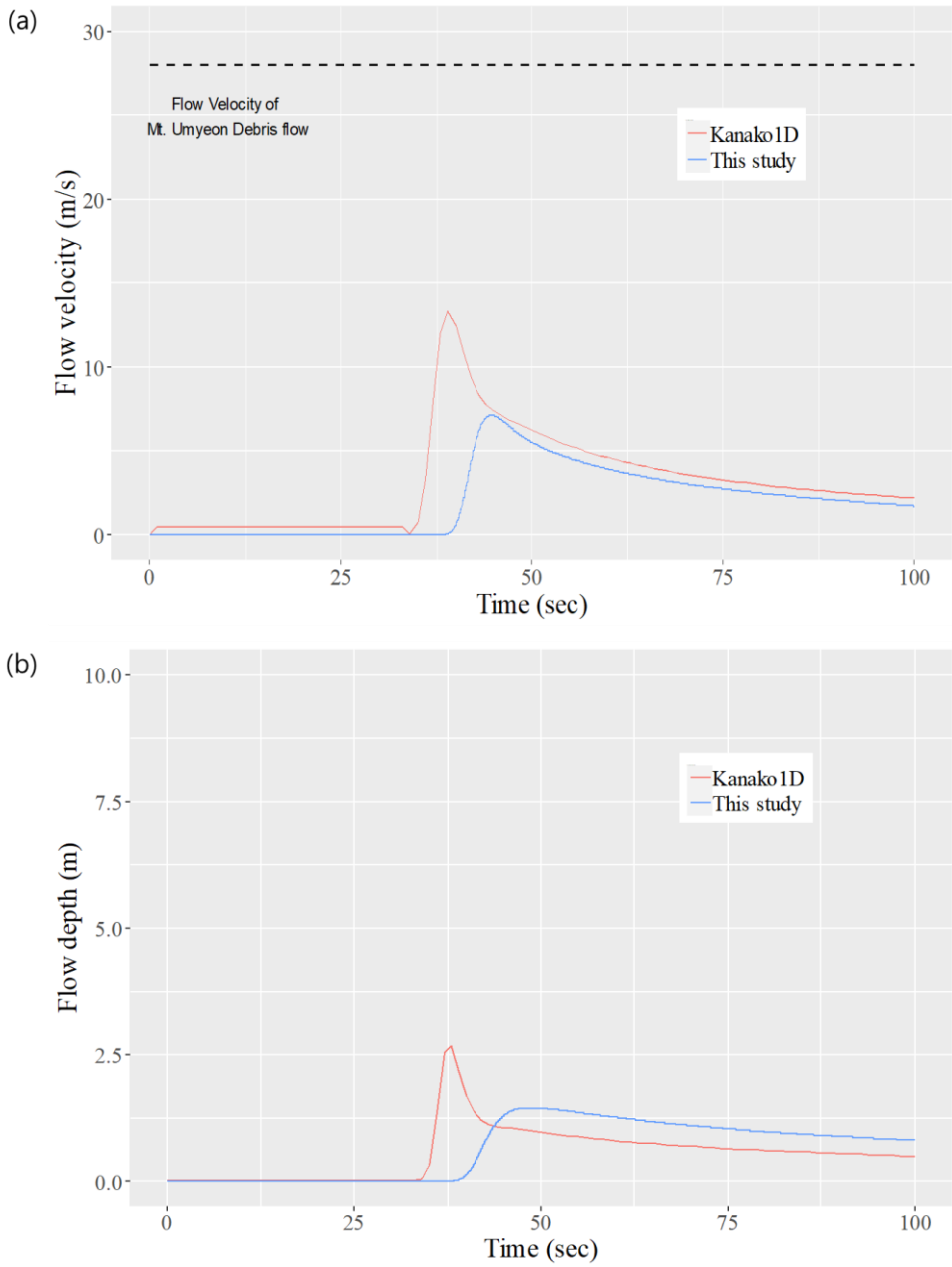


그림 4.17 연행작용을 고려하지 않은 경우의 계산 결과
(a: 유속, b: 유심)

제 5 절 결론

이 연구에서는 토석류 유동이론에 근거한 지배방정식을 활용하여 토석류 유동 수치모형을 개발하고 그 적용성을 검토하였다. 토석류 유동의 지배방정식을 도출하기 위하여 선행연구에서 제시된 응력구성을 검토한 결과 Dilatant with coulomb friction 모형을 이용하여 지배방정식을 구축하였다. 이후 풍상차분기법을 적용한 유한차분법으로 수치모형을 구성하여 수로실험 결과와 국내 발생 토석류 사례인 우면산 토석류를 활용하여 토석류 현상에 대한 재현성을 검토하였다.

수로실험 결과에 대한 재현성과 2011년 우면산 토석류 사례에 대한 재현성을 검토한 결과, 이 연구에서 개발된 수치모형은 수로실험 규모에서 실제 토석류 규모에 이르기까지 다양한 토석류 현상에 대한 재현성을 확보한 것으로 보인다. 따라서 산림유역에서의 측량 및 토질조사를 통해 계류의 종단 및 횡단형상, 내부마찰각, 계상의 토사농도 및 평균토석입경이 적절하게 적용된다면 실제 계류에서 유동하는 토석류 현상을 예측 및 모의하는데 충분히 활용 가능할 것으로 보인다.

한편 이 연구에서 개발된 모형을 이용하여 계류 현장에서의 토석류를 정밀하게 측정하기 위해서는 몇 가지 개선이 요구된다. 우선 입력유량곡선에 대해 토석류 유동을 모의하기 때문에, 실제 산지계류에서 발생한 것으로 예측되는 붕괴토사량에 대한 정밀한 추정이 요구된다. 이를 위해서는 사면해석 모형을 통해 발생토사량을 예측하는 물리모형 등의 기법을 적용해야 한다.

차분화 기법과 관련하여, 이 연구에서는 풍상차분법을 적용하였다. 풍상차분법은 이류방정식의 Taylor 전개를 고려할 때 확산항이 오차에 포함되어있기 때문에 장시간의 연산을 수행하거나 정밀한 유동형상의 변화를 추정하고자 하는 경우에는 파형이 유지되지 못하는 한계가 있다. 따라서 이 연구에서 적용된 사례와 같이 짧은 지속시간을 보이는 현상이 아닌 연속적인 변동을 보고자 하는 경우에는 보다 정밀한 차분화 기법을 적용하여 모형에 대한 개량이 요구된다. 이러한 점들을 고려하여 향후 모형의 개선이 이루어진다면, 이 연구에서 개발된 수치모형을 활용하여 국내 산지환경에서 토석류 유동의 해석 및 예측에 효과적으로 이용될 수 있을 것으로 기대된다.

제 5 장 토석류 충격력을 고려한 사방댐의 전주기 안정해석

제 1 절 연구 배경

사방댐은 산사태 및 토석류로 인한 피해를 저감하기 위한 대표적인 구조물로, 우리나라에서는 1986년에 사방댐을 설치하기 시작한 이래 황폐계류를 안정시키고 토사재해 피해 저감을 목적으로 지속적으로 사방댐을 설치하여 현재까지 약 12,000기의 사방댐이 설치되었다(산림청, 2019). 사방댐은 현재까지 산지토사재해로 인한 인명 및 재산피해를 효과적으로 억지해왔으나, 최근 토사를 포착하여 황폐계류에 대한 토사유출을 효과적으로 저감하는 기능과 함께 빠른 유하속도를 보이며 강한 충격력을 동반하는 토석류 대한 직접적인 제어기능도 요구되고 있다.

사방댐이 토석류 제어 기능을 충분히 발휘하기 위해서는 구조물에 가해지는 충격력을 고려하여 설계되어야 한다. 해외의 경우, 토석류가 빈번히 발생하는 일본(NILIM, 2016b, a), 홍콩(Lo, 2000; Kwan, 2012), 오스트리아(Huebl et al., 2017) 등의 지역에서는 토석류 충격력을 고려하도록 사방댐의 단면 설계 및 안정해석의 기준을 마련하여 적용하고 있다. 이들 기준에서는 토석류의 충격력이 새로운 설계외력으로 추가하여 토석류 충격력을 고려한 사방댐의 전도, 활동안정성을 검토할 수 있도록 한다. 이에 비해 우리나라에서는 강원대학교 산학협력단(2015) 등의 연구를 통해 토석류 충격력을 고려한 사방댐의 안정성 검토 기법의 기준을 제시하기 위한 시도를 한 바 있으나, 실제 실무에서 사용되는 설계 지침에서는 아직 토석류 충격력을 충분히 고려하지 못하고 있는 실정이다(산림청, 2014).

한편 사방댐의 안정성과 관련하여 노후화의 영향을 고려한 사방댐의 전주기 안정성에 대해서도 관심이 증대되고 있다. 우리나라는 1986년 사방댐을 설치하기 시작한 이후로 35년이 경과함에 따라 사방댐의 노후화가 진행되고 있다(정진영 등, 2010; 경상북도 산림환경연구원, 2015). 우리나라에서는 2000년대 후반 이후 사방댐의 노후화를 고려한 장수명화 및 유지관리 기법에 대한 연구의 필요성이 제기되었다(김운형 등, 2009; 정진영 등, 2010; 송영석 등, 2018). 이후 수행된 대부분의 연구는 외관평가를 통한 손상 정도를 평가하여 유지관리의 우선순위를 도출

하거나(이기환, 2017), 손상 정도에 따른 사방댐의 안전등급을 구분하는 연구에 집중되어 왔다(진미정, 2019). 일부 연구자들은 탄성파(이창우 등, 2012) 슈미트해머의 반발강도(박기형 등, 2013; 이진호, 2015) 등의 비파괴기법을 활용하여 외관평가를 대체하고자 한 경우가 있으나, 대부분 비파괴검사 결과를 기존 외관손상에 따른 사방댐 안전등급과 연계시키는 방향으로 연구가 이루어져 왔다.

우리나라에서 주로 수행되고 있는 외관평가 중심의 노후화 연구는 토석류 충격력에 대한 노후 사방댐의 안정성 변화를 정량적으로 설명하기 어렵다. 사방댐의 노후화는 장기적으로 사방댐의 강도 저하를 야기하기 때문에(이진호, 2015), 노후화가 진행되는 사방댐은 장기적으로 토석류의 충돌로 발생하는 충격력을 견딜 수 있는 능력이 감소하게 되어 토석류 충격에 의해 노후 사방댐의 부분적인 손상 혹은 파괴가 발생할 수 있다(水山, 1979a, b). 따라서 토석류 충격력에 대한 노후 사방댐의 손상을 최소화할 수 있도록 설계기준 개선 혹은 유지관리 기준을 제안하기 위해서는 수행하기 위해서는 저하된 구조강도를 바탕으로 토석류 충격력에 대한 안정성이 검토되어야 한다.

이 연구에서는 토석류 충격력에 대한 사방댐의 전주기 안정성을 분석하기 위하여, 실제 사방댐이 설치된 유역 3곳을 선정하여 제4장에서 개발한 수치모형으로 모의한 토석류의 충격력을 제3장에서 개발한 토석류 충격력 추정모형을 활용하여 추정하였다. 그리고 추정된 토석류 충격력을 반영한 사방댐 안정해석 기법을 통해 사방댐의 안정성을 검토하였다. 또한 선행연구를 통해 노후화에 따른 사방댐의 강도감소를 모의하여 토석류 충격력에 대한 전주기 안정성의 변화를 분석하였다.

제 2 절 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석

1. 현행 사방댐 안정해석 방법

현재 우리나라의 사방댐 안정해석은 사방댐에 가해지는 정수압과 퇴사압을 고려하여 전도, 활동, 지반의 지내력, 내부응력 및 인장응력에 의한 제체파괴의 4가지 안정조건을 검토하도록 규정하고 있다(산림청, 2014). 정수압과 퇴사압의 분포에 대해서는 토사의 물다짐 정도와 퇴적높이를 고려하여 수중토압이 작용하는 1형, 정수압만 작용하는 2형, 일반토압과 정수압이 작용하는 3,4형, 일반토압이 작용하는 5형, 수중토압이 작용하는 6형으로 구분된다. 일반적으로 사방댐 설계 시에는 퇴적토사의 영향을 일부 고려하는 3,4형 안정조건을 적용한다(그림 5.1).

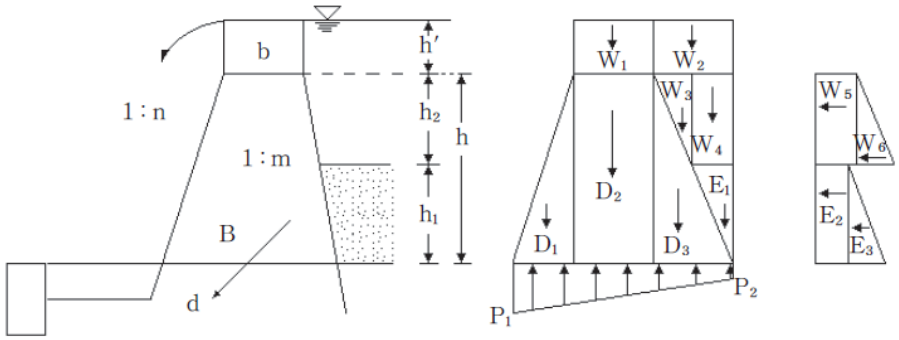


그림 5.1 사방댐의 안정해석의 하중 구성(3, 4형)

이때, b는 방수로 두께[m], n는 반수면 물매, m는 대수면 물매, d는 합력의 작용점 위치[m], h는 사방댐 유효고[m], h' 는 월류수심[m], h_1는 퇴적토사높이[m], h_2는 저류수심[m]이고, W는 정수압, D는 제체에 의한 하중, E는 퇴적토사에 의한 토압, P는 지반반력이다.

위의 조건을 활용하여 4가지 안정조건은 다음과 같이 검토된다.

1) 전도에 대한 안정조건

전도에 대한 안정조건은 모멘트 계산의 기준점을 반수면 최하단의 지점으로 설정하였을 때, 연직분력에 따른 모멘트의 합과 수평분력에 따른 모멘트의 합을 비교하여 연직분력에 따른 모멘트의 합이 더 큰 경우 안정하다고 평가된다(식 5.1).

$$\sum M_v > \sum M_h \text{ 일 때 안정} \qquad (5.1)$$

2) 활동에 대한 안정조건

활동에 대한 안정조건은 제저와 기초지반의 접촉면에서 발생하는 마찰력과 수평분력의 총합의 비율을 고려하여 평가된다. 이때, 기초지반의 마찰계수를 f라고 할때, 수평분력의 합을 연직분력의 합으로 나눈 활동계수가 마찰계수보다 작은 경우 안정하다고 평가된다(식 5.2)

$$f > \frac{\Sigma H}{\Sigma V} \text{ 일 때 안정} \qquad (5.2)$$

3) 지반지지력에 대한 안정

지반지지력은 연직분력의 합력의 작용점이 편심을 이룸에 따라 제저에서 발생하는 선형적인 압력분포(그림 5.2, 식 5.3-4) 중 최대 압력이 지반의 지지력(Qa)에 비해 작은 경우 안정하다고 평가된다(식 5.5).

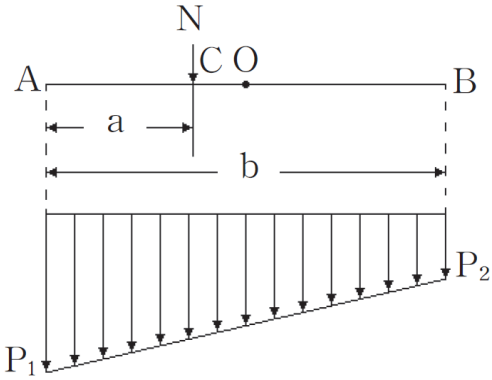


그림 5.2 연직분력의 작용에 의한 제저의 압력분포

$$P_1 = \frac{2N}{b}\left(2 - \frac{3a}{b}\right) \qquad (5.3)$$

$$P_2 = \frac{2N}{b}\left(\frac{3a}{b} - 1\right) \qquad (5.4)$$

$$Q_a > P_1 \text{ 일 때 안정(P}_1\text{이 최대압력일 때)} \qquad (5.5)$$

4) 제체파괴에 대한 안정성

제체파괴에 대한 안정성은 내부응력에 의한 파괴와 인장응력에 의한 파괴로 나뉘어진다. 우선 내부응력에 의한 파괴에 대해서는 ③에서 도출한 최대압력이 댐체에서 발생하는 최대압축응력과 동일하다고 보아 제체이 압축강도가 최대압력에 비해 크면 안정하다고 보았다.

인장응력에 의한 파괴위험에 대해서는 힘의 작용점이 제저 중앙 3

분의 1 영역인 핵심(core)을 벗어난 경우 제저의 한쪽 끝단에서 인장응력이 발생하는 것으로 보았다. 콘크리트의 경우 인장강도가 현저히 낮기 때문에 인장응력이 발생하면 제체가 불안정하다. 따라서 인장응력에 대해서는 합력의 작용점이 핵심에 작용하는 경우 안정하다고 평가된다.

2. 현행 사방댐 안정해석 방법에 대한 검토

현행 사방댐 안정해석 기준은 장기적인 토사퇴적과 홍수유량에 대한 하중만을 고려하고 있다. 이러한 기준은 과거 황폐계류에서 발생하는 침식토사의 유송을 저지하는 데에는 효과적이나, 최근 사방댐에 대해 기대되고 있는 토석류 충격력에 대해서는 그 안정성을 검토하기 어렵다.

토석류는 사방댐에 대해 수평하중으로써 충격력을 전달하여 전도 및 활동 안정성에 영향을 미친다. 토석류 충격력은 시간에 따라 변화하는 동적 하중이기 때문에 정밀한 분석을 위해서는 유체-구조물 상호해석을 통한 동적 해석이 수행되어야 한다. 그러나 일반적으로 토석류의 최대 충격력은 최대 유심을 가지는 첨두부에서 발생하며, 최초 충돌로 정지 혹은 퇴적된 토석류가 이후 이어지는 후속 충돌에 대한 완충 역할을 한다(Scheidl et al., 2013). 따라서 최대 토석류 충격력을 수평하중으로 적용하여 유사정적해석을 수행하더라도 사방댐의 전도 및 활동 안정성을 충분히 분석할 수 있으며, NILIM (2016b), Kwan (2012) 등과 같이 토석류 충격력을 고려하는 해외의 안정해석 기준에서도 동일한 개념으로 토석류 충격력을 적용하고 있다. 또한 토석류는 토사와 물이 혼합되어 있기 때문에 그 자중에 의해 토압에 대한 상재하중으로 작용하고 대수면에서는 수직하중으로 작용하며, 정수압의 자유수면의 높이 또한 토석류의 깊이만큼 추가해야 한다.

제체파괴의 안정성에 대해서는 현행 사방댐 안정해석 기준(산림청, 2014)에서는 인장응력에 대한 안정은 편심거리에 따른 비틀림이 발생하는 위치만을 고려하고, 압축응력에 대해서도 연직분력의 합과 편심거리를 활용하여 추정되고 있다. 그러나 이러한 방식을 통해 토석류 충격력이 작용하여 발생하는 인장 및 압축응력을 정확히 모의하기는 어렵다. 댐과 같은 대형 구조물에 대해서는 이를 해결하기 위해 유한요소해석 프로그램을 이용한 구조해석이 일반적으로 적용되며(Gogoi and Maity, 2007), 일본에서는 사방댐에 대해서도 이러한 기법을 적용하여 노후 사방댐의 안정성을 분석한 바 있다(西山 등, 2007; 日置, 2015). 우리나라에서는 김기대 등(2018)이 이에 대한 유한요소법을 활용한 구조해석을 통해 다양한 형태의 토석류 저감시설의 안정성을 검토하였다. 해당 연구

에서는 다양한 부재로 구성된 토석류 저감시설에 발생하는 응력을 비교적 정확히 산정하였고, 내부응력의 분포를 검토하여 설계 시 취약한 부재에 대해서도 도출한 바 있다. 이와 같은 선행연구의 사례를 고려하여, 이 연구에서는 토석류 충격력에 따른 사방댐의 내부응력을 추정하기 위한 방법으로 유한요소해석 프로그램을 이용한 구조해석을 수행하였다.

3. 토석류 충격력을 반영한 안정해석

앞서 살펴본 현행 사방댐 안정해석 기준의 개선점을 고려하여, 이 연구에서는 전도, 활동, 지반지내력에 대한 안정해석은 현행 사방댐 안정해석 기준 중 3,4형에 토석류 충격력을 설계외력을 추가한 수정 안정해석 기준을 사용하여 분석하였고, 제체 파괴에 대한 안정성 분석에 대해서는 유한요소해석 프로그램을 활용한 구조해석을 통해 최대 압축 및 인장응력을 계산하여 제체 파괴에 대한 안정성을 분석하였다.

1) 전도, 활동, 지반지내력에 대한 안정성

이 연구에서는 토석류 충격력을 고려한 사방댐의 안정해석 기준을 제시하였던 강원대학교 산학협력단(2015)과 NILIM(2016b)의 안정해석 기준을 참고하여 그림 5.3과 같은 안정해석 기준을 적용하였다.

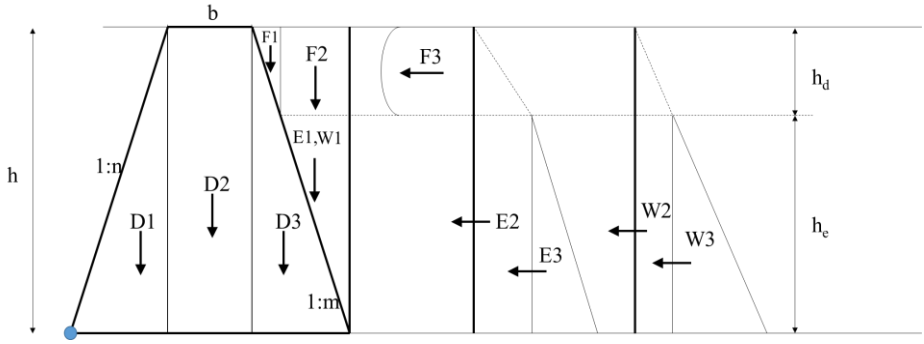


그림 5.3 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석 도식

이때, h는 사방댐의 유효고[m], h_d는 토석류의 유심[m], h_e는 퇴적토사의 높이, b는 방수로 두께[m], n은 반수면 물매, m은 대수면 물매, D는 제체의 자중이다. W는 정수압, E는 퇴적 토사에 의한 토압, F_1, $_2$는 토석류의 하중에 의한 연직분력, F_3은 토석류 충격력이다.

수정된 안정해석 기준은 몇 가지 조건을 가정하고 있다. 우선 정수압의 경우, 토석류가 발생하는 경우에는 계상의 퇴적층이 이미 포화되어 있는 경우가 대부분이기 때문에, 물다짐으로 퇴적된 토사층에도 정수압

이 작용하게 된다. 특히 토석류는 물과 토석의 혼합물이기 때문에 자유수면은 토석류의 수면과 동일한 것으로 간주하여 정수압을 계산하였으나(W_1), 퇴적토사층 위의 토석류 유동이 발생하는 영역에서는 물과 토사가 모두 혼합되어 토석류의 형태로 유동하는 것으로 간주하여 정수압을 적용하지 않았다.

다음으로 퇴적된 토사의 압력에 대해, 퇴적토사의 단위중량은 기존 사방댐 안정해석 기준(산림청, 2014)과 같이 물다짐된 토사의 단위중량을 적용하였으나, 연직분력(E_1)에 대해서는 물에 의한 부력이 작용하기 때문에 수중토사의 단위중량을 적용하여야 한다. 수평분력의 경우, 토석류의 중량이 상재하중으로 작용하기 때문에 이를 고려하여 상재하중에 의한 횡방향 토압(E_2)과 실제 퇴적토사에 의한 수평토압(E_3)을 모두 고려하였다.

이상의 하중조건을 고려하여 전도, 활동, 지반지지력에 대한 안정조건은 현행 사방댐 안정해석 기법과 동일하게 적용하였다.

2) 제체파괴에 대한 안정성

기존 안정해석 기법에서는 합력의 작용점에 따른 압력 계산을 통해 내부응력 및 인장응력에 대한 안정성을 검토하기 때문에 실제 하중에 의한 구조물의 거동에서 발생하는 압축 및 인장응력의 크기와 발생위치를 정확히 평가하기 어렵다는 한계가 있었다. 이에 유한요소해석 프로그램을 활용한 구조해석을 통해 최대 압축 및 인장응력을 계산하여 제체 파괴에 대한 안정성을 분석하였다.

사방댐의 구조해석을 수행하기 위해서는 구조물에 가해지는 외력들의 조합인 하중조합과 그에 따른 하중계수가 지정되어야 한다. 우선 하중조합의 경우, 이 연구에서는 그림 5.3에서 제시된 바와 같이 정수압, 퇴사압, 토석류 충격력을 하중으로 적용하였다. 콘크리트구조기준(한국콘크리트학회, 2012)에 따르면 하중계수는 댐 자중에 의한 사하중(D), 토석류 충격력에 따른 활하중(L), 정수압과 퇴사압에 따른 수평단면력(H)에 대해서는 식 5.6과 같이 적용할 수 있다. 이때, 정수압, 퇴사압, 토석류 충격력은 모두 하중계수 1.6을 적용할 수 있다.

$$U = 1.2D + 1.6(L + H) \tag{5.6}$$

하중계수를 적용한 하중조합에 대한 구조물의 거동은 유한요소해석 프로그램인 COMSOL Multiphysics를 활용하여 분석하였다. COMSOL Multiphysics는 편미분 방정식(PDE)으로 구현된 물리현상을 모의할 수

있는 모델링 패키지 소프트웨어로써, 라이브러리에 정의되어 있는 다중 물리식이 제공되어 복합적으로 구현하고자 하는 모델을 쉽게 분석할 수 있다. 해당 프로그램을 이용하여, 이 연구에서는 사방댐의 중앙단면에 대한 2차원 해석으로 수행하였다. 구조해석 결과는 인장 및 압축에 대한 주응력으로 나누어 계산하였고, 이후 인장 및 압축 주응력과 사방댐의 압축 및 인장강도를 비교하여 안정성을 검토하였다.

한편 사방댐의 압축 및 인장강도를 비교할 때에는 강도감소계수를 적용하였다. 한국콘크리트학회(2012)에 따르면 구조물 설계 시 발생할 수 있는 재료 강도의 불확실성을 고려할 수 있도록 강도감소계수를 적용하도록 제시하고 있다. 사방댐에 대해서는 구조해석에 대한 지침이 제시된 바 없기 때문에 강도감소계수에 대한 설계 기준이 명시되어 있지 않다. 사방댐의 경우 일반적으로 철근을 적용하지 않는 무근콘크리트 구조물로 설치하기 때문에, 이 연구에서는 콘크리트구조기준(한국콘크리트학회, 2012)을 참고하여 무근콘크리트의 휨모멘트, 압축력, 전단력, 지압력에 대한 강도감소계수인 0.55를 인장과 압축에 대한 강도감소계수로 적용하였다.

제 3 절 노후 사방댐의 강도감소 산정식

제2절에서 검토한 사방댐 안정해석 기법 중 전도, 활동, 지반지지력의 경우는 댐체의 심각한 질량 손실이 발생하지 않는 이상 외력의 구성에 큰 변화가 없기 때문에 상대적으로 노후화에 의한 영향이 적다. 그러나 사방댐의 강도는 노후화가 진행됨에 따라 감소하는 경향을 보이기 때문에(이진호, 2015), 제체파괴에 대한 안정성에 대해서는 노후화에 따른 안정성의 변화가 분석되어야 한다.

노후화를 고려하여 사방댐의 안정성을 검토하기 위해서는 시간에 따른 사방댐의 강도 저하를 추정해야 한다. 일부 선행연구에서는 신뢰성 분석 등을 통하여 콘크리트 구조물의 장기간에 걸친 강도 변화를 추정하기도 하였으나(Mori and Ellingwood, 1993; Tekie and Ellingwood, 2003), 주로 철근콘크리트를 대상으로 하기 때문에 철근의 부식 등의 인자가 반영되어 내력철근을 적용하지 않는 우리나라 사방댐에 적용하기에는 부적절하다. 또한, 콘크리트의 화학적 변화를 추적하여 강도 저하를 평가하는 모형이 제시되었지만(Burman et al., 2009), 콘크리트의 코어 채취가 필수적으로 요구되는 기법이기 때문에 산지계류에서 지속적으로 기능을 수행해야 하는 사방댐에 대해서는 적용하기 어렵다.

따라서, 이 연구에서는 국내의 사방댐 및 콘크리트 구조물의 연령별 강도 측정 결과를 활용하여 콘크리트 노후화에 따른 강도 저하 산정식을 추정하였다(구봉근 등, 1994; 김무한 등, 2000; 송정언 등, 2010; 이진호, 2015). 사방댐과 일반 건축물은 주어진 입지 환경의 차이로 노후화의 경향이 다를 것으로 예상되었지만, 이진호 (2015)과 같이 다양한 시공년도를 가진 사방댐에 대해 강도 측정 결과를 보고한 사례는 매우 드물다. 또한 우리나라의 사방댐은 지어지기 시작한지 35년이 경과하고 있기 때문에, 이 이상 노후화된 구조물에 대한 자료를 획득하기가 어렵다. 따라서 노후화 모형 구축을 위한 충분한 자료 획득을 위해 일반 건축물에 대한 측정 결과 또한 활용하였다 (구봉근 등, 1994; 김무한 등, 2000; 송정언 등, 2010).

한편 추정된 강도감소 모형은 압축강도에 대한 추정모형이다. 사방댐에 토석류 충격력이 가해질 때에는 수평하중이 가중되어 댐의 제저에서 휨에 따른 인장응력이 발생할 가능성이 있기 때문에, 콘크리트 인장강도에 대한 모형을 추정할 필요가 있다. 일반적으로 콘크리트의 인장강도는 압축강도에 비해 1/6~1/12로 매우 작은 값을 가지며, 철근콘크리트에 대해서는 단면 설계시 인장강도를 고려하지 않는다. 그러나 콘크리

트의 인장강도는 휨 부재의 인장측 균열발생과 밀접한 관계가 있고, 전단 및 비틀림에 의해서도 사인장균열이 생기므로, 이에 대한 콘크리트의 저항성능을 고려할 필요가 있다. 콘크리트의 인장강도 중 휨인장강도를 파괴계수라 하며, 이는 압축강도에 대해 식 5.7과 같은 관계를 가진다 (한국콘크리트학회, 2012).

$$f_r = 0.63\sqrt{f_{ck}} \tag{5.7}$$

이때, f_r은 인장강도, f_{ck}는 콘크리트의 설계기준 압축강도이다.

이상의 내용을 고려하여, 선행연구에서 보고된 사방댐 및 콘크리트 구조물의 연령에 따른 강도 측정결과와 압축강도와 휨인장강도 간의 관계를 바탕으로 추정된 압축 및 인장강도의 강도감소 산정식은 그림 5.4, 식 5.8~9과 같다.

$$f_{c,age} = 25.37e^{-0.014t} \tag{5.8}$$

$$f_{t,age} = 3.17e^{-0.007t} \tag{5.9}$$

이때, $f_{c,age}$는 특정 시점의 압축강도(MPa), $f_{t,age}$는 특정 시점의 압축강도(MPa), t는 시간(year)이다.

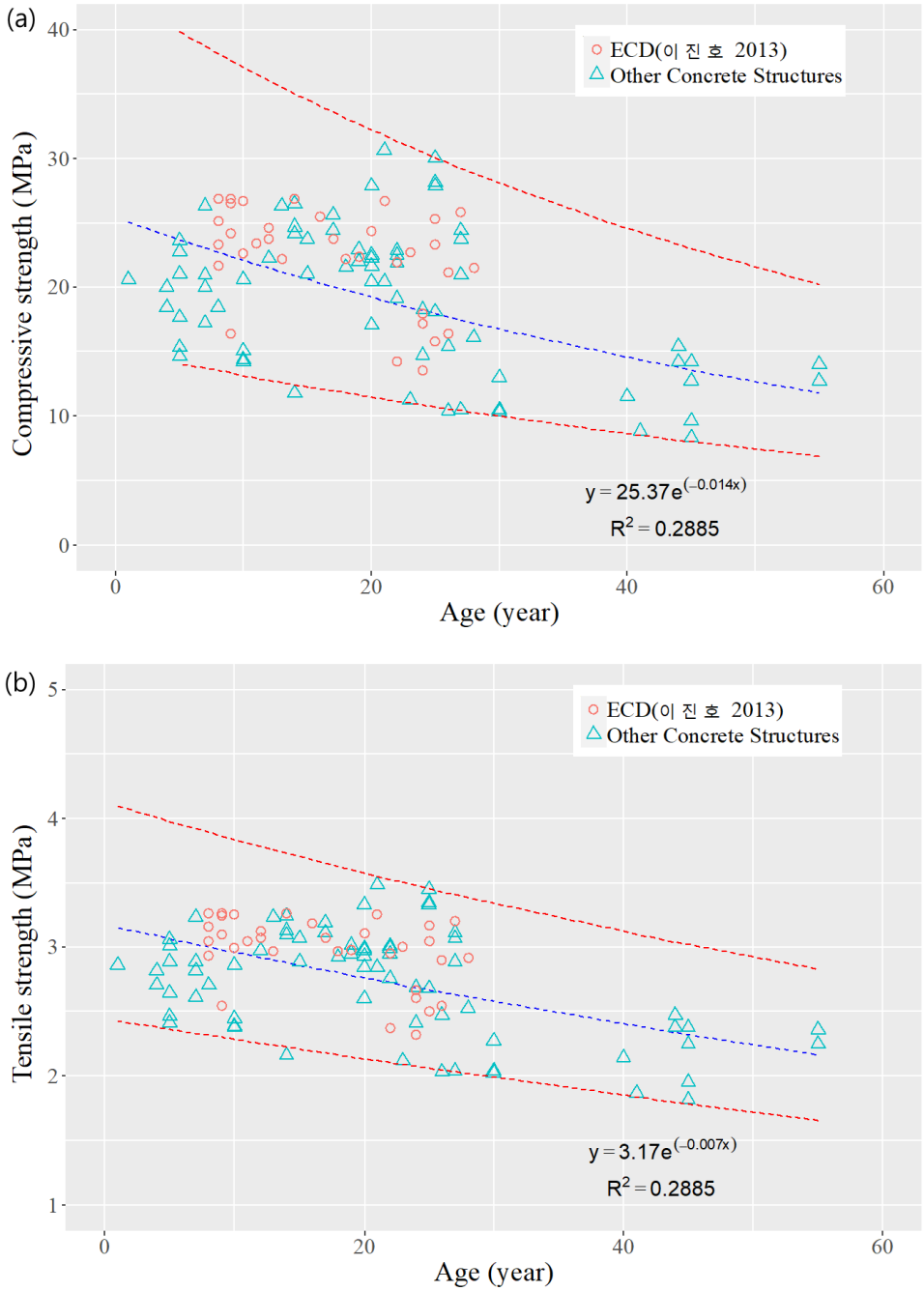


그림 5.4 노후화에 따른 압축강도(a)와 인장강도(b)의 감소모형
(붉은 점선은 95% 예측구간)

제 4 절 적용 및 평가

이 연구에서는 제2절에서 제시된 사방댐 안정해석 기법과 제3절에서 제시된 노후화에 따른 강도감소 모형을 실제 사방댐이 설치된 유역에 적용하여 장기적인 사방댐의 안정성을 분석하였다. 이를 위해 강원도 소재 사방댐 3기에 대해 유역의 특성을 고려하여 제4장에서 개발된 토석류 유동 수치모형으로 토석류 유동을 모의하였고, 제3장에서 개발된 토석류 충격력 추정 모형을 통해 토석류의 충격력 추정하여 설계외력으로 적용하였다.

1. 토석류 수치모의를 통한 충격력 추정

1) 연구대상지 개요

연구대상지는 강원도 평창군 소재 사방댐 1기와 인제군 소재 사방댐 2기를 대상으로 하였다. 3기의 사방댐은 모두 2019년에 시공된 사방댐으로, 콘크리트 중력식 사방댐 형식이다. 대상유역의 특징과 사방댐의 유효고는 사방댐 설계 시 제시된 타당성 평가 결과와 사방댐 관리대장을 참고하여 표 5.1과 같이 도출하였다.

표 5.1 연구대상지 유역의 특성

	Site1	Site2	Site3
Location	강원도 평창군 방림면	강원도 인제군 남면	강원도 인제군 기린면
Dam Height [m]	4.5	3.5	3.0
Watershed area [ha]	26	31	34
Stream length [km]	0.68	0.86	1.02
Mean slope of the stream [%]	20.13	24.45	31.45
Gravel size [m]	0.1−0.6 (평균: 0.3)	0.2−0.8 (평균: 0.3)	0.01−3.0 (평균: 0.6)
Stream width [m]	3.5−5.5 (평균: 4.0)	3.0−6.0 (평균: 4.0)	6.0−10.0 (평균: 8.0)

그림 5.5 Site1의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경*

□

* 이 자료는 개인적인 연락을 통해 획득하였음.

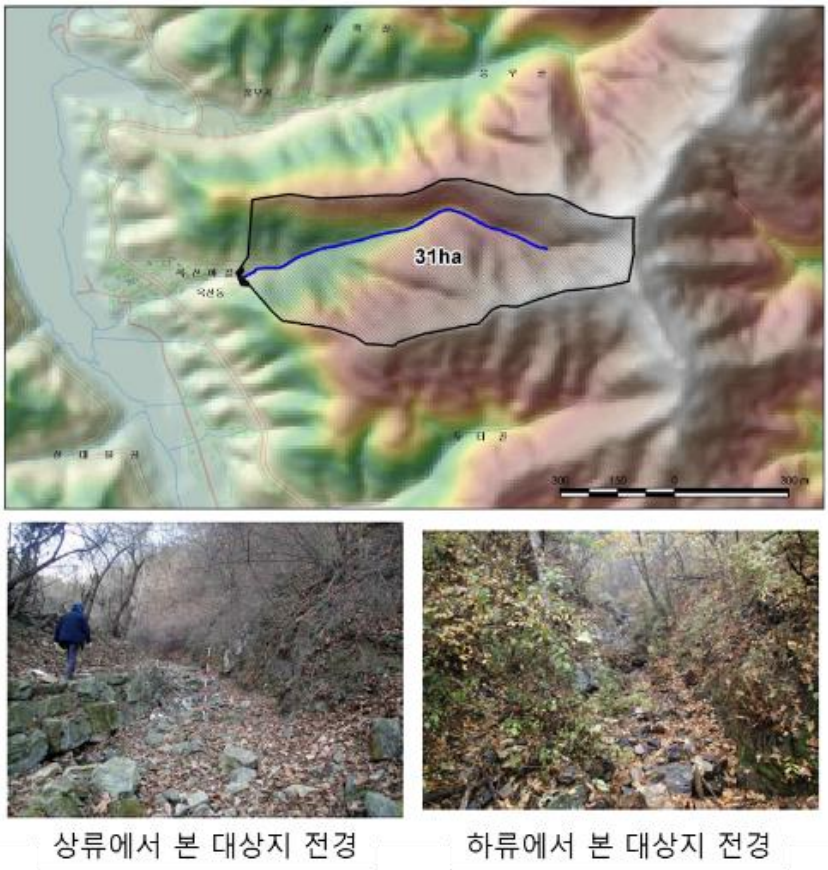


그림 5.6 Site2의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경*

□

* 이 자료는 개인적인 연락을 통해 획득하였음.

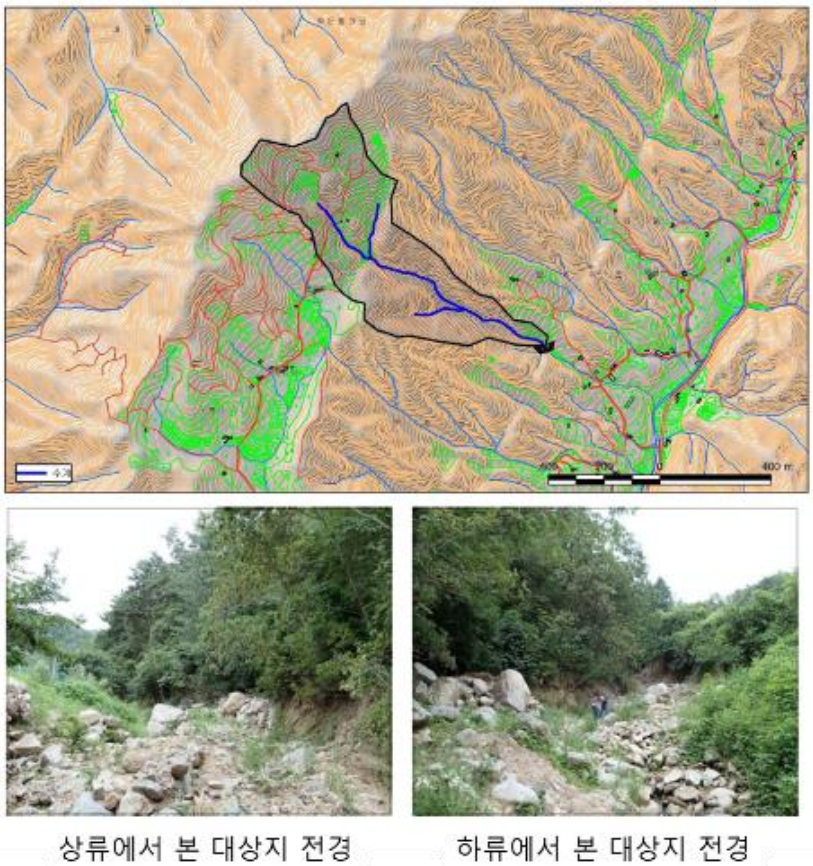


그림 5.7 Site3의 지형도 및 상 · 하류에서 촬영된 대상지 전경*

□

* 이 사진 자료는 개인적인 연락을 통해 획득하였음.

2) 입력매개변수 및 조건

① 지형조건

지형조건의 경우, 이 연구에서는 대상유역의 지형자료를 확보하지 못한 관계로 평균 계상기울기를 일률적으로 적용한 직선형 계류를 가정하였고, 계상의 퇴적층의 깊이에 대한 정보가 없기 때문에 퇴적층이 없는 계상을 가정하여 분석을 수행하였다. 이러한 지형조건의 적용은 실제 계류상에 존재하는 퇴적이 가능한 구간에 의한 토석류 유출의 저감효과를 고려할 수 없기 때문에 토석류 충격력이 과대 추정되지만, 계류에 대한 정밀측량이 이루어지지 않은 경우 수치모의를 통한 토석류 거동에 대한 경향성을 검토하는 경우에 유용하게 활용된다(임영협, 2017). 이 연구에서 수치모형에 적용한 3개 유역에 대한 지형조건은 그림 5.8와 같다.

한편, 사방댐의 경우 장기간 기능을 수행함에 따라 대수면에 토사가 퇴적되어 계상 기울기가 변화하게 된다. 계상기울기는 토석류의 유속을 결정하는 중요한 인자 중 하나이기 때문에, 사방댐에 작용하는 토석류의 충격력을 추정할 때에는 저사에 다른 계상기울기의 변화를 고려하여야 한다. 산림청(2014)에 따르면 사방댐의 저사기능을 통해 달성되는 계상기울기인 계획기울기는 일반적으로 현재 계상기울기의 1/2~2/3으로 설정한다. 특히 서정일 등(2016)은 1/2선을 계획억제토사량, 2/3을 계획조절토사량으로 분류하여 만사사방댐의 저사효과를 제시한 바 있다. 이 연구에서는 최소한의 퇴적만이 이루어진다고 가정하여 사방댐의 저사에 의한 계획기울기로 계획억제기울기인 1/2로 설정하였다. 또한 사방댐의 유효고에 대해 25%, 50%, 75%, 만사 조건으로 퇴적조건을 나누어 토석류 유동을 모의하였다(그림 5.9~11).

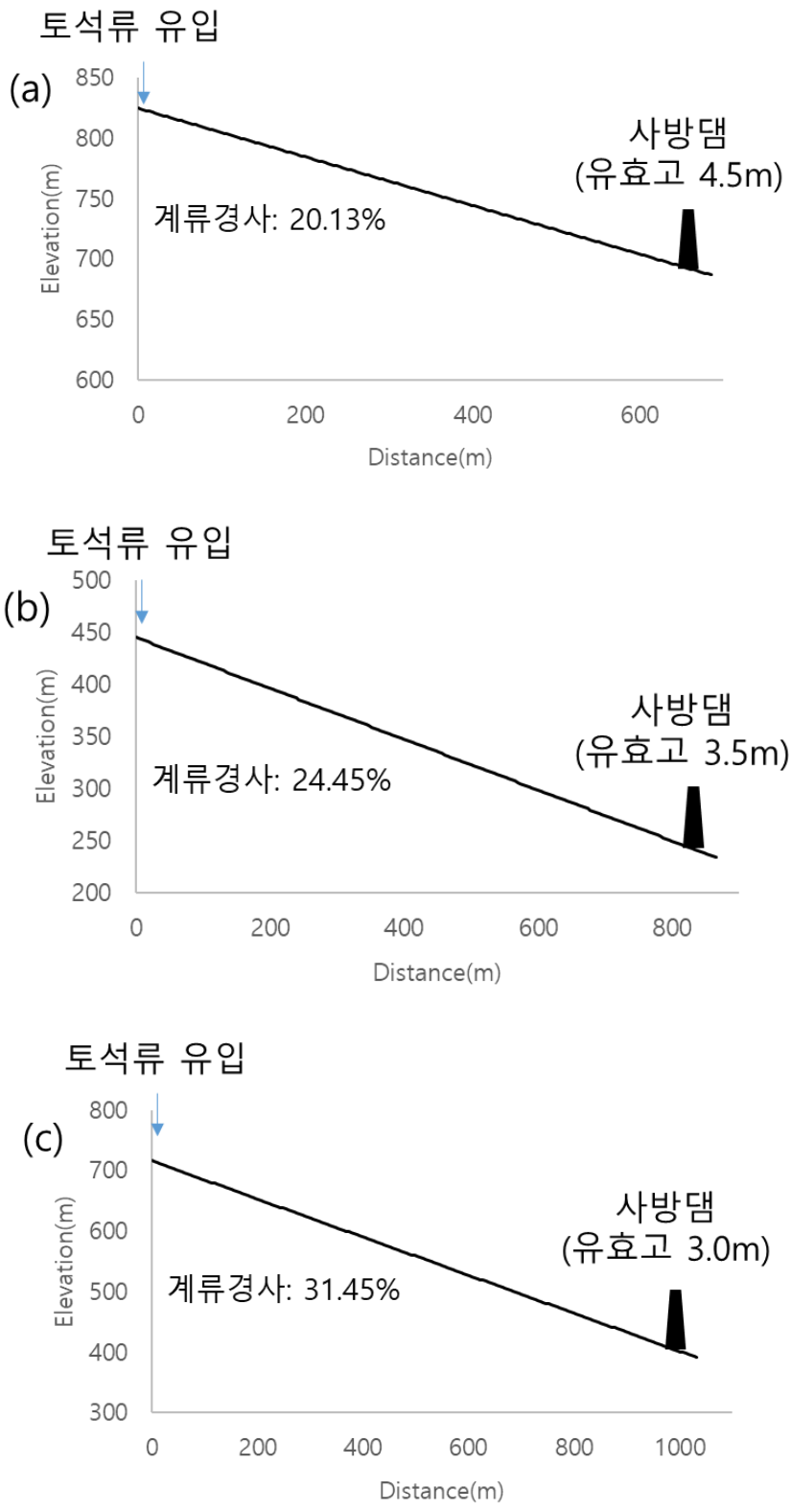


그림 5.8 유역별 입력지형변수(a: Site1, b: Site2, c: Site3)

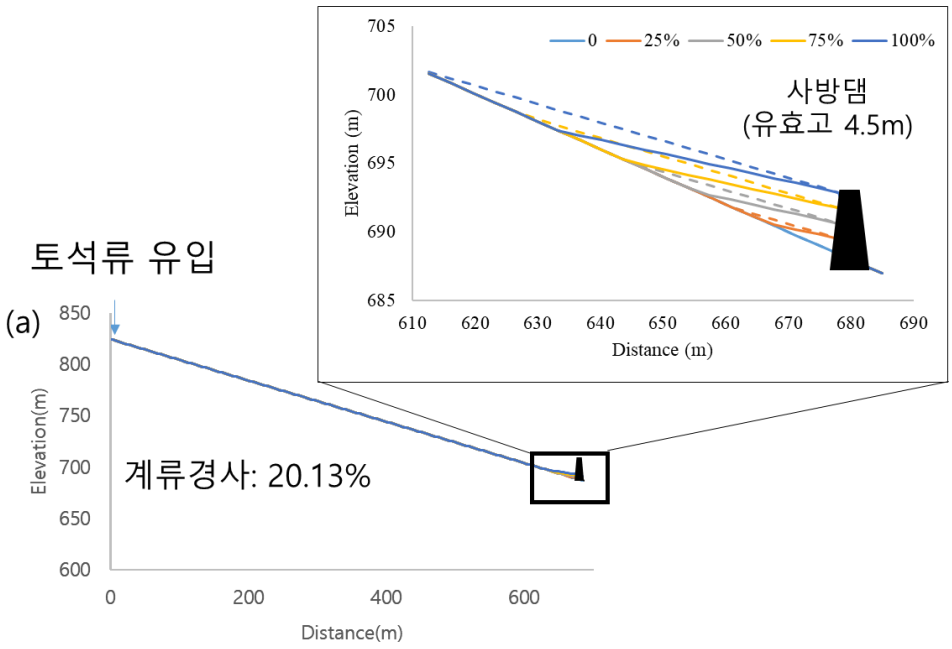


그림 5.9 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site1의 기울기 변화
(실선: 계획억제기울기, 점선: 계획조절기울기)

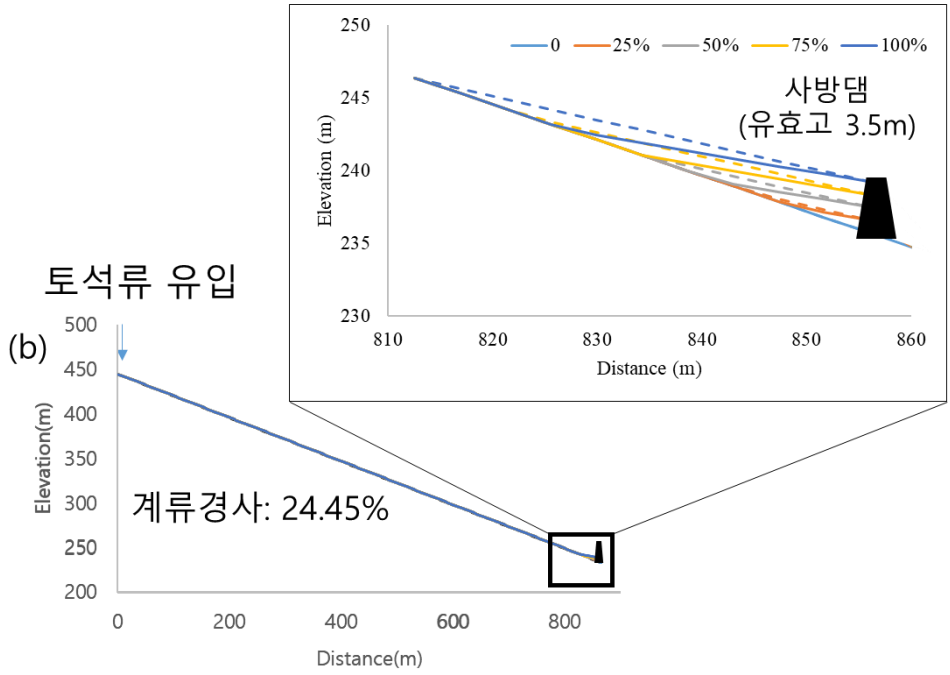


그림 5.10 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site2의 기울기 변화
(실선: 계획억제기울기, 점선: 계획조절기울기)

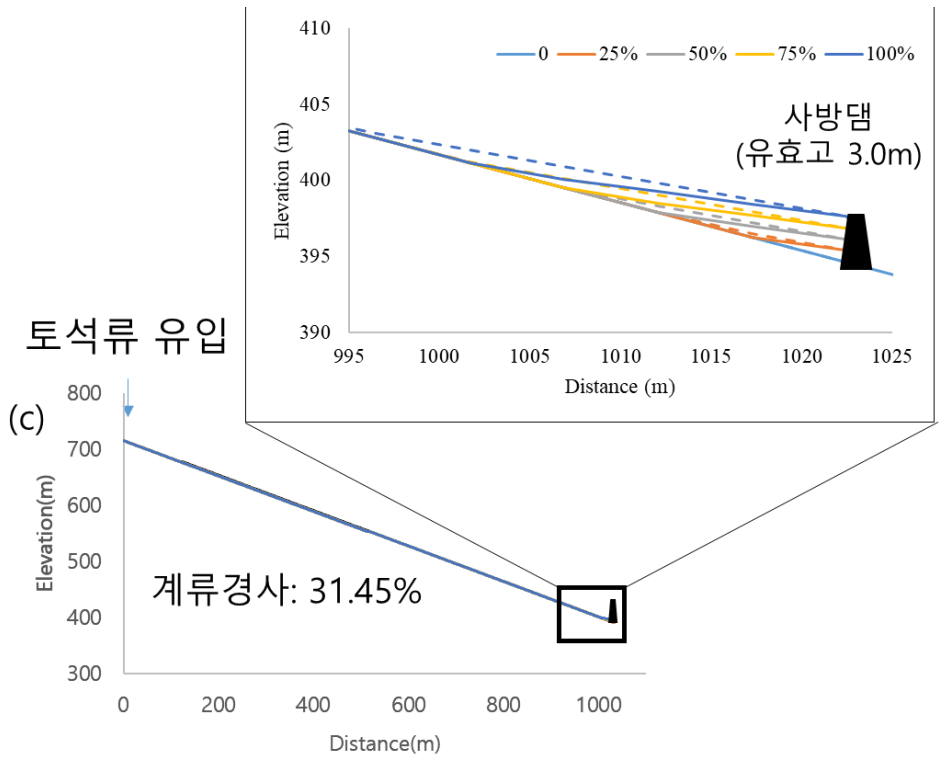


그림 5.11 사방댐의 저사 시나리오에 따른 Site3의 기울기 변화
(실선: 계획억제기울기, 점선: 계획조절기울기)

② 토석류 유출곡선 추정

토석류의 유출곡선을 추정하기 위해서는 토석류의 첨두유량과 토석류의 총유량을 산정하여야 한다. 이미 발생한 토석류 재해를 재현하는 경우에는 항공영상이나 현지측량 등을 통해 추정된 발생토사량을 이용하는 것이 일반적이다(Iverson et al., 2015; 이득환 등, 2019). 그러나 이 연구와 같이 설계 등을 목적으로 설계토사량을 산정하는 경우에는 사면붕괴모형을 활용하여 붕괴토사량을 추정하거나(김동엽, 2013; 정상섬과 홍문현, 2019), 홍수유량으로부터 토석류 유출량을 추정하는 방법이 있다(Nakatani et al., 2016; 장수진, 2019). 이중 홍수유량으로부터 토석류 유출량을 추정하는 방법은 현재 일본에서 사방댐에 대한 종합계획을 수립할 때 활용되고 있는 방법으로(NILIM, 2016b), 장기간 확보된 토석류 사례를 통해서 구축된 모형으로 토석류 유출량 산정에 있어 비교적 높은 신뢰도를 갖는다. 따라서 이 연구에서는 홍수유량으로부터 토석류 유출량을 추정하는 방법을 채택하여 토석류 유출곡선을 추정하였다.

홍수유량으로부터 토석류 유출량을 산정하는 추정식은 식 5.10과 같다.

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} Q_p \tag{5.10}$$

이때, Q_{sp}는 토석류의 첨두유량(m^3/s), C_*는 토사의 용적농도, C_d는 토석류의 평형토사농도, Q_p은 홍수유량(m^3/s)이다.

C_*는 토양의 입자 구성과 압밀된 정도에 따라 달라지지만, 이 연구에서는 선행연구에서의 적용사례를 참고하여 0.6을 적용하였다(장수진, 2019). C_d는 계상의 평균기울기에 대한 평형토사농도로 식 5.11을 통해 계산되며, 이론적인 해석을 통해 토석 입자의 분산에 의한 토석류의 유동특성이 유지될 수 있는 범위는 $0.3 \sim 0.9C_*$로 제시되었다(Takahashi, 2014).

$$C_d = \frac{\rho \tan\theta}{(\sigma - \rho)(\tan\phi - \tan\theta)} \tag{5.11}$$

이때, σ는 계상물질의 입자밀도(kg/m^3), ρ는 점토, 실트 등의 미세입자를 포함한 토석류 간극유체의 밀도(kg/m^3), θ는 계상의 평균경사(°), ϕ는 토석 입자의 내부마찰각(°)이다. 이 연구에서는 선행연구(Nakatani et al., 2016; 장수진, 2019)와 일본의 설계지침(NILIM, 2016b)을 참고하여 σ는 2,600 kg/m^3, ρ는 1,200 kg/m^3, ϕ는 35° 로 적용하였다.

홍수유량 Q_p은 다양한 유역의 홍수유량 유출기법을 활용하여 계산

할 수 있으나, 이 연구에서는 산림청(2014)을 참고하여 우리나라 사방댐의 설계에서 홍수유량을 추정하기 위해 널리 활용되는 합리식(식 5.12)을 이용하였다.

$$Q_p = \frac{1}{360} fIA \tag{5.12}$$

이때, f는 유출계수, I는 강우강도(mm/hr), A는 유역의 면적(ha)이다.

이 연구에서 유출계수는 사방댐 타당성 평가 보고서에서 각 유역별로 제시된 값을 활용하였다(표 5.2). 강우강도 I는 사방댐의 방수로에 대한 설계홍수량을 계산할 경우에는 주로 100년 빈도 강우를 적용한다. 한편 강우의 지속시간에 따른 강우강도는 유역의 특성인자를 고려한 도달시간을 계산하고, 이 도달시간을 지속시간으로 가지는 강우강도를 적용하여야 한다. 이 연구에서는 산림청(2014)를 참고하여 유역특성과 토지이용을 고려하여 도달시간을 추정하는 Kerby 공식(식 5.13)을 이용하여 도달시간을 계산하였다.

$$t_c = 36.255 \frac{(Ln)^{0.467}}{S^{0.2533}} \tag{5.13}$$

이때, t_c는 도달시간(min), L은 유로연장(km), n은 조도계수, S는 계류의 평균기울기(km/km)이다. 여기서 조도계수 n은 유역의 토지이용 특성을 나타내는 인자로써, 산림에 대해서는 0.8을 적용한다(산림청, 2014). 각 유역의 특성을 적용하여 도달시간을 추정한 결과, Site1은 약 41분, Site2는 약 43분, Site3은 약 44분으로 나타났다. 따라서 이 연구에서는 40분의 도달시간을 강우지속시간으로 하여 100년 빈도 강우강도를 적용해 홍수유량을 계산하였다.

한편, 토석류 첨두유량 Q_{sp}로부터 토석류 총유량 ΣQ는 (NILIM, 2016b)을 참고하여 식 5.14을 이용하여 계산하였다.

$$\sum Q = \frac{Q_{sp}}{0.01} \tag{5.14}$$

식 5.10~14을 이용하여 각 연구대상지에 대한 홍수유량 및 토석류 유출량은 표 5.2와 같이 추정되었다. 추정된 토석류 유출량과 토석류 첨두유량에 대해서는 식 5.14의 관계를 고려하여 200초간 유출이 발생하고 100초에서 첨두유량이 나타나는 삼각형의 유량곡선을 가정하여 각 유역에 대해 적용하였다(그림 5.12).

표 5.2 홍수유량을 이용한 유역별 토석류 유출량 추정

	Site1	Site2	Site3	Reference
유로연장 [km]	0.68	0.86	1.02	사방댐 타당성 보고서
평균계상기울기 [km/km]	0.2013	0.2445	0.3145	사방댐 타당성 보고서
도달시간 [min]	40.89	43.40	44.24	산림청(2014)
100년빈도 강우강도 [mm/hr] (40분지속시간)	98.2	91.9	87	한국확률 강우량도
유출계수	0.75	0.8	0.85	사방댐 타당성 보고서
유역면적 [ha]	26	31	34	사방댐 타당성 보고서
홍수유량 [m^3/s]	5.31	6.33	6.98	산림청(2014)
평형토사농도	0.35	0.46	0.54	Takahashi (2014)
토석류 첨두유량 [m^3/s]	12.57	27.15	69.84	NILIM (2016b)
토석류 총유량 [m^3]	1256.73	2714.71	6984.17	NILIM (2016b)

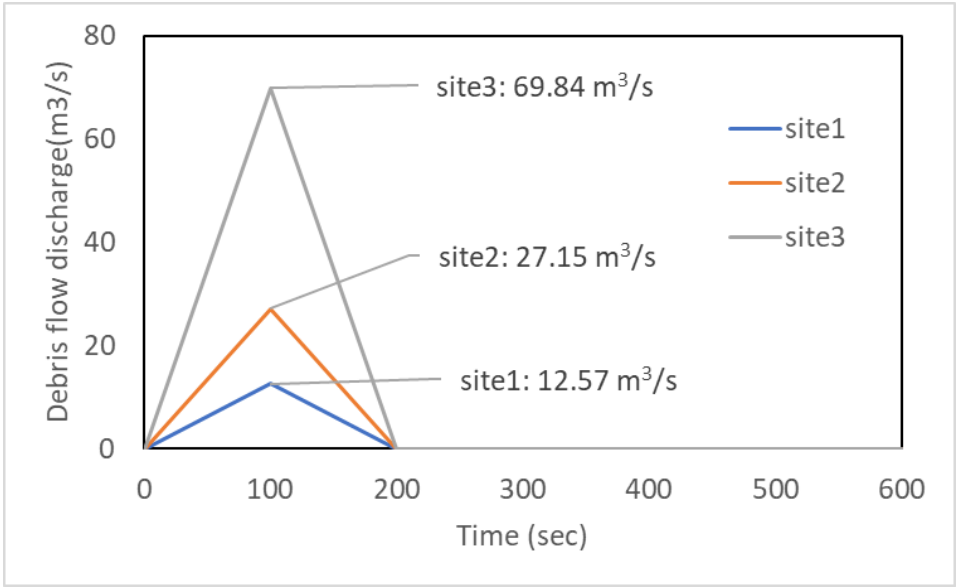


그림 5.12 대상 유역별 유량곡선

③ 입력 매개변수

이 연구에서의 토석류 유동 수치모의는 1000초간 실시하였다. 모형에 활용되는 토석 입자의 평균직경과 계류의 폭은 표 5.1에서 제시된 각 유역별 평균값을 사용하여 적용하였다. 공통적으로 적용가능한 매개변수는 표 5.3과 같이 적용하였고, 유역특성에 따라 개별적으로 적용된 매개변수는 표 5.4와 같이 적용하였다. 이때, 시간간격은 CFL 조건을 고려하여 0.1 초로 설정하였다

표 5.3 수치모형에 사용된 공통 매개변수

Paramaeter [unit]	Value	Reference
Time interval (Δt) [sec]	0.1	CFL 조건을 고려하여 설정
Friction coefficient($\tan\phi$)	0.70	산림청(2014)
Energy dissipation coefficient due to particle collision(k_d)	0.0828	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Energy dissipation coefficient due to turbulence of interstitial fluid(k_f)	0.16	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Particle density(σ) [kg/m^3]	2,600	임영협, (2017), 장수진, (2019)
Density of interstitial fluid[kg/m^3]	1,200	임영협, (2017), 장수진, (2019)
Restitution coefficient(e)	0.8	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Momentum correction coefficient(β)	1.25	江頭(1993b),, 江頭(2000),
Minimum flow depth for calculation [m]	0.000476	Gonda (2009)
Minimum flow velocity for calculation [m/s]	0.00001	Gonda (2009)

표 5.4 유역별로 적용된 매개변수

Paramaeter [unit]	Site1	Site2	Site3	Reference
Space interval(Δx) [m]	3.44	4.35	5.19	사방댐 타당성 보고서
Stream width [m]	4.0	4.0	8.0	사방댐 타당성 보고서
Initial volumetric sediment concentration	0.35	0.46	0.54	Takahashi (2014)
Mean diameter of sediments [m]	0.3	0.3	0.6	사방댐 타당성 보고서

3) 토석류 유동 모의 결과 및 충격력 추정

우선 사방댐에 의한 퇴적이 없는 조건에서, 각각의 대상 유역에서 유로연장 대비 25%, 50%, 75%, 사방댐 설치 위치에서의 시간에 따른 유량 변화는 그림 5.13과 같다.

Site1(그림 5.13a)는 토석류 유량이 매우 적게 나타났고, 1000초간의 계산에도 사방댐 설치 위치까지 토석류가 도달하지 못하고 계상에서 거의 정지한 상태를 보이는 것으로 나타나 해당 계류에서는 토석류 유출의 위험이 없는 것으로 나타났다.

Site2(그림 5.13b)는 사방댐 설치 위치에서 토석류가 도달한 시점은 458초였고, 최대 유출량은 522초에서 0.91 m^3/s로 나타났다. 토석류 충격력 추정모형을 활용하여 추정된 최대 토석류 충격력은 525초에 87.13 kPa로 계산되었고, 이때의 유속은 0.90 m/s, 유심은 1.01 m로 나타났다.

Site3(그림 5.13c)는 대상 유역 중 가장 가파른 계류경사를 가지며 토석류 입력유량 또한 다른 유역에 비해 크게 나타났다. 이 유역의 사방댐 설치 위치에서 토석류가 도달한 시점은 361초였고, 최대 유출량은 381초에서 2.41 m^3/s로 나타났다. 토석류 충격력 추정모형을 활용하여 추정된 최대 토석류 충격력은 384초에 178.43 kPa로 계산되었고, 이때의 유속은 1.90 m/s, 유심은 1.26 m로 나타났다.

세 유역에서 나타난 토석류 유동 모의 결과를 비교할 때, 계류의 경사가 급하고 유역의 크기가 클수록 토석류의 유속 및 유심이 증가하는 경향을 보이며, 이러한 경향은 선행연구를 통해 알려진 바와 같이 토석류의 거동이 유역의 특성과 직접적인 관계가 있음을 잘 묘사한다(Hungr et al., 1984; Rickenmann, 1999). 한편 Site1에서 토석류 유동이 계상에서 거의 정지한 것은 완만한 계상경사로 인해 나타난 현상으로 보인다. Site1의 평균경사는 20%로 약 11° 가량의 계상기울기를 보인다. Takahashi (2014)에 따르면 고농도의 토사농도를 함유한 토석류의 정지 및 퇴적이 발생하는 기울기는 10~15° 가량이며, 해당 유역의 계상기울기는 이러한 정지기울기에 해당한다.

따라서 유역특성에 따른 토석류 유량의 변화와 Site1에서 나타난 유동의 정지 현상을 고려할 때, 이 연구에서 개발된 토석류 유동 수치모형은 토석류 현상을 잘 재현하고 있는 것으로 보인다.

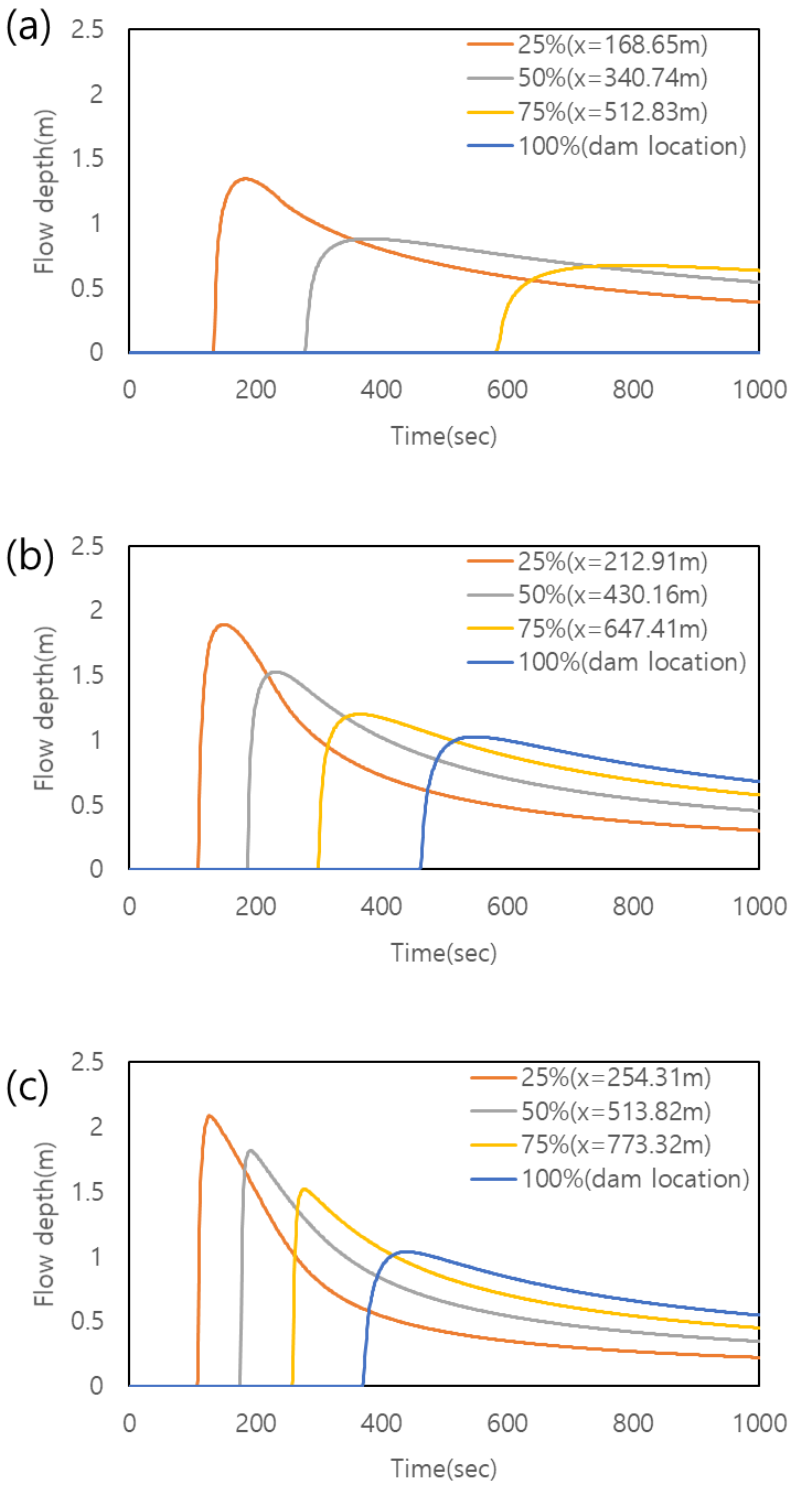


그림 5.13 대상 유역의 위치별 토석류의 유량 변화
(a: Site1, b: Site2, c: Site3)

다음으로 사방댐에 대한 저사 시나리오를 적용한 경우의 유출특성 변화를 분석하였다. 이때, 토석류 유출이 발생하지 않은 Site1은 분석에서 제외하였다. Site2, 3에서 사방댐 저사조건 별 사방댐 설치 위치에서의 시간에 따른 유량 변화는 그림 5.14과 같다. 또한 각 저사 조건 별 최대 충격력과 그 때의 유속 및 유심은 표 5.5~6과 같다.

두 유역 모두 저사 높이가 증가할수록 토석류 유량이 감소하는 경향을 보였고, 유량이 감소함에 따라 토석류 충격력 또한 감소하는 경향이 나타났다. 한편 계상기울기의 1/2로 계획기울기를 적용한 결과 Site2의 계획기울기는 약 12%인 반면 Site3의 계획기울기는 약 16%로 더욱 가파르기 때문에 상대적으로 Site3의 유량의 감소폭이 더 작게 나타났다.

저사 시나리오에 따른 분석결과는 만사 사방댐 또한 토석류 피해 저감 기능을 수행할 수 있음을 시사한다. 일반적으로 만사된 사방댐은 방수로를 통해 토석류가 월류하기 때문에 토석류 유출을 직접 차단하는 기능은 수행할 수 없다. 그러나 사방댐 대수면의 저사공간이 완전히 저사되면 계획기울기에 따라 계상기울기를 완만하게 변화하기 때문에 Site2에서 보이는 바와 같이 초기 계상기울기 조건에 비해 적은 양의 토석류 혹은 계상침식물질이 하류로 유출되는 유출토사 조절효과를 발휘하게 된다(서정일 등, 2016). 서정일 등(2016)은 계획조절기울기인 원 계상기울기의 2/3까지도 토사퇴적을 유도할 수 있다고 보고하였다. 그러나 계획조절기울기를 이루는 토사의 퇴적조건은 소류사 유출 조건에서 발생한다. 그에 비해 이 연구에서 개발한 토석류 유동 수치모형은 평형토사농도에 기반하여 토사의 퇴적을 계산하기 때문에, 토석류 유동 도중에서는 사방댐에 의한 토석류의 퇴적 지형은 상류에서 유입되는 토석류의 농도에 따른 평형기울기에 가까워져 원지형에 가까운 형상으로 돌아간다(그림 5.15~16). 그러나 토석류로 인해 생성된 계상의 퇴적층은 토사가 충분한 물다짐을 겪지 못하여 불안정한 상태를 유지한다. 따라서 추후 유수에 의한 침식으로 인해 서정일 등(2016)이 제안한 계획조절기울기 수준으로 다시 완만하게 변화할 것으로 보인다.

이와 같은 내용을 고려할 때, 만사된 사방댐은 계상기울기 조절에 의한 토석류 유출 조절 효과를 발휘할 수 있어 토석류의 피해를 효과적으로 저감할 수 있을 것으로 보인다. 한편, 사방댐은 준설을 하지 않는 것을 원칙으로 하지만, 하류에 주거시설이 인접한 경우에는 토석류 및 유목 유출을 저지할 수 있는 저사공간을 확보하기 위하여 준설을 수행한다. 이러한 경우에는 계상기울기의 완화 정도에 따른 토석류 유출위험성을 판단하여 준설 여부를 판단하는 것이 바람직할 것으로 보인다.

표 5.5 Site2의 저사 조건별 최대 충격력이 나타난 시점의 유동특성

Deposit condition [%]	Time [sec]	Flow depth [m]	Flow velocity [m/s]	Impact force [kPa]
0	525	1.01	0.90	87.13
25	561	0.76	0.90	70.35
50	615	0.65	0.83	57.84
75	676	0.56	0.75	48.01
100	737	0.50	0.67	40.00

표 5.6 Site3 저사 조건별 최대 충격력이 나타난 시점의 유동특성

Deposit condition [%]	Time [sec]	Flow depth [m]	Flow velocity [m/s]	Impact force [kPa]
0	384	1.26	1.90	178.43
25	393	1.25	1.79	170.37
50	408	1.18	1.66	155.24
75	422	1.11	1.52	139.55
100	439	1.04	1.39	124.79

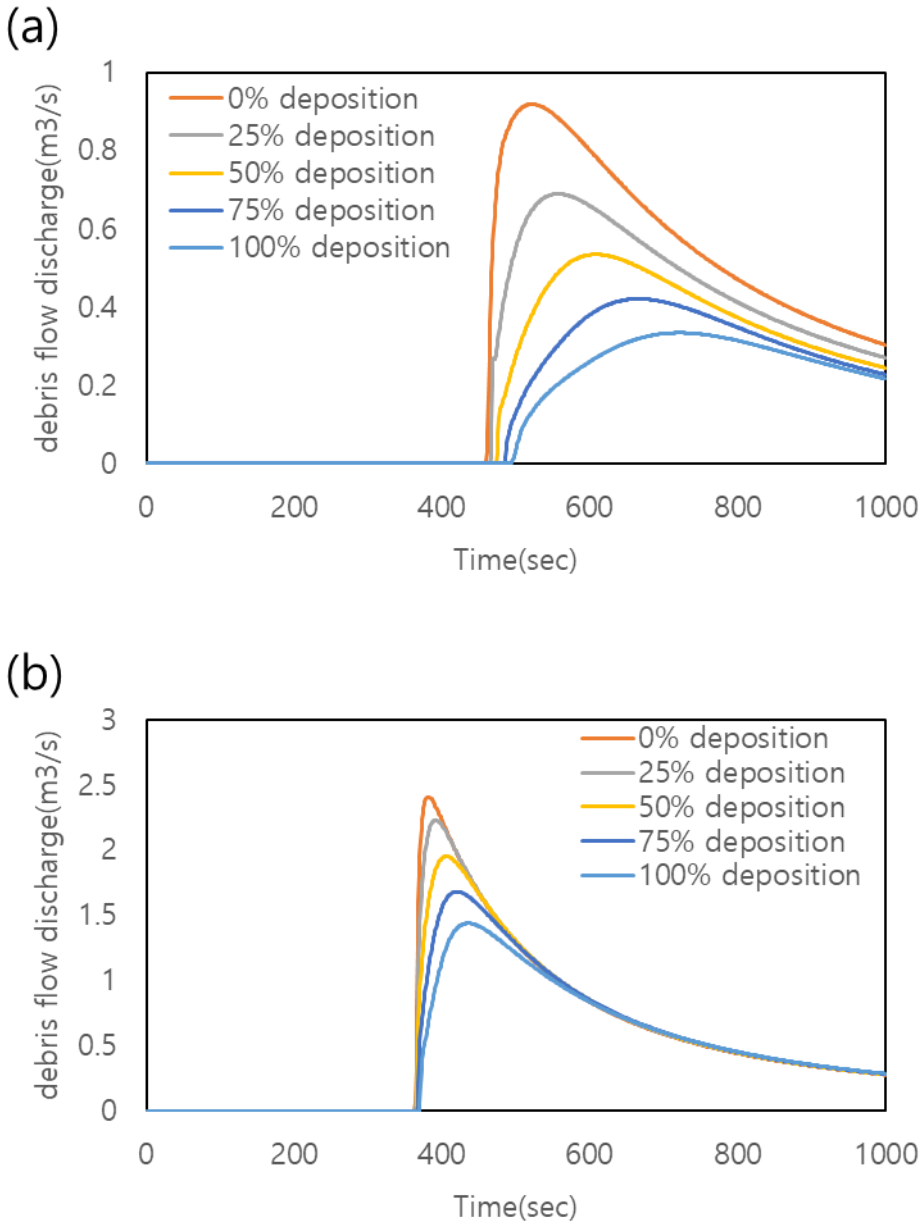


그림 5.14 대상 유역별 저사 조건에 따른 토석류 유량의 변화
(a: Site2, b: Site3)

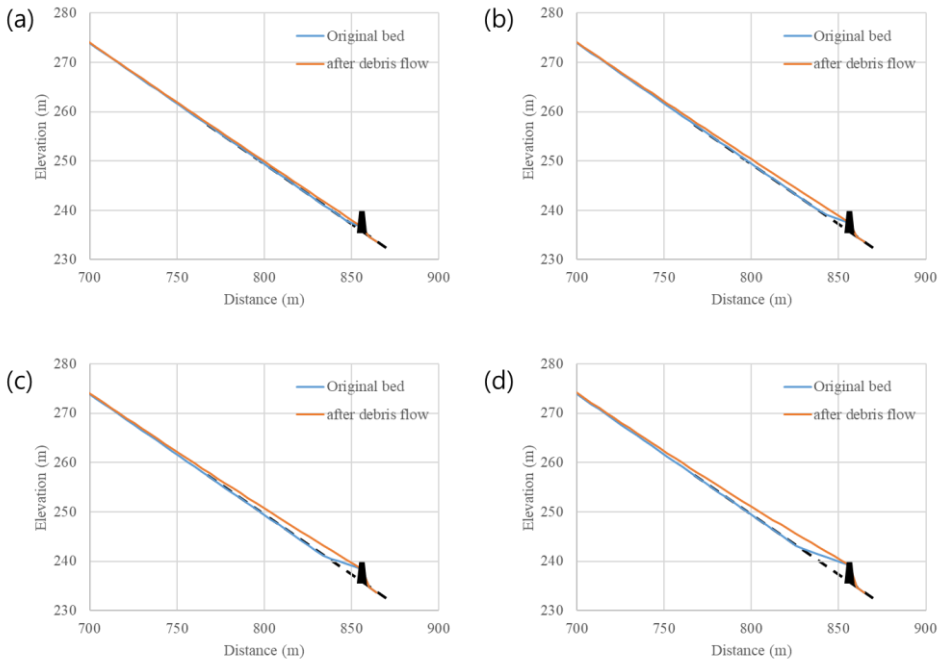


그림 5.15 Site2에서의 토석류 유출 전후의 계상 비교
(a: 25% 저사, b: 50% 저사, c: 75% 저사, d: 만사)

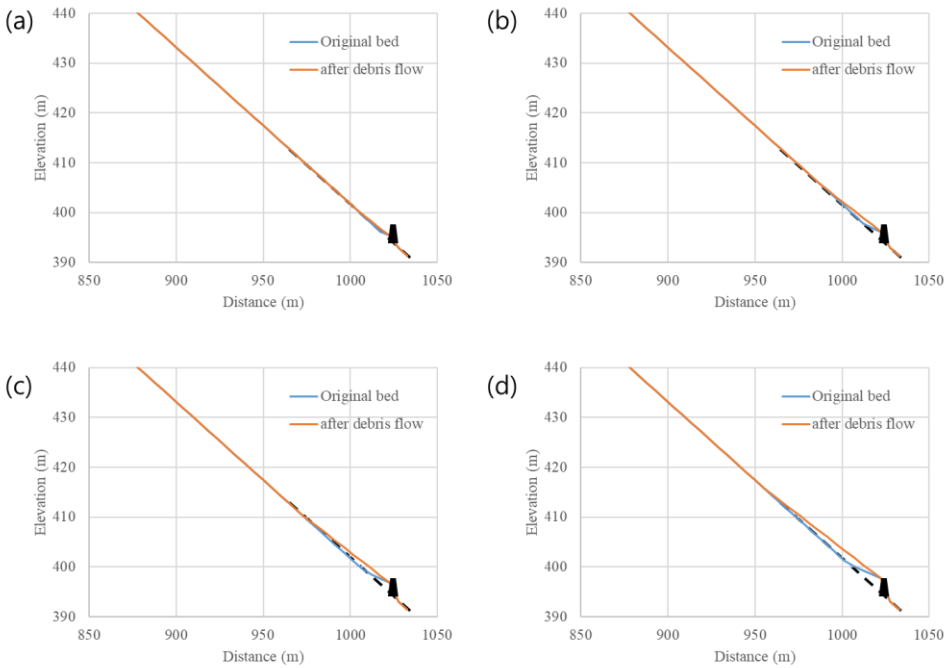


그림 5.16 Site3에서의 토석류 유출 전후의 계상 비교
(a: 25% 저사, b: 50% 저사, c: 75% 저사, d: 만사)

2. 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석

앞서 추정된 토석류의 충격력을 활용하여, 본 장 제2절에서 제시한 사방댐 안정해석 기법을 적용하여 각 유역에 설치된 사방댐에 대한 안정성을 분석하였다. 분석에 적용한 사방댐의 단면형상은 사방댐 타당성 평가 보고서와 사방댐 관리대장의 정보를 바탕으로 추정하였으나, 대수면과 반수면의 물매가 제시되지 않았다. 또한 Site2의 경우 방수로의 폭이 제시되어 있지 않았다. 따라서 대수면과 반수면의 물매는 산림청(2014)을 참고하여 일반적으로 사방댐에 많이 적용되는 0.2, 0.3을 각각 적용하였다. 또한 산림청(2014)에서는 토석류 유출이 예상되는 유역에 대해서는 방수로를 2~3 m로 설정하도록 제시되어 있는 점을 고려하여 Site2에서는 2.5 m의 방수로 두께를 가지는 것으로 설정하였다. 이를 적용한 Site2, 3의 사방댐의 단면형상은 표 5.7, 그림 5.17와 같다.

표 5.7 대상 유역별 사방댐의 단면형상

Parameter [Unit]	Site2	Site3
Height [m]	3.5	3
Spillway width [m]	2.5	3.0
Base width [m]	4.25	4.5
Slope of upstream face (n)	0.2	0.2
Slope of downstream face (m)	0.3	0.3

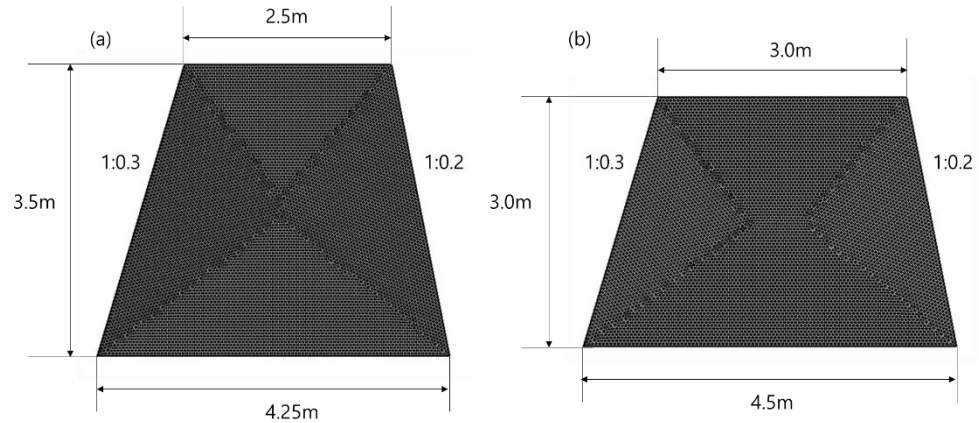


그림 5.17 대상 유역별 사방댐의 단면형상(a: Site2, b: Site3)

1) 전도, 활동, 지반지내력에 대한 안정해석

본 장 제2절에서 제시된 안정해석 기법을 참고하여 사방댐의 저사 조건별 전도, 활동 지반지지력에 대한 안정해석을 수행하였다. 이때 안정해석에 사용된 매개변수는 표 5.8과 같이 정의하였다. 이때 단위비중량은 단위질량에 중력가속도 g(9.807 m/s^2)를 곱하여 계산하였다.

토압계수의 경우, 산림청(2014)에서는 Rankine의 토압이론을 적용하여 토압계수를 추정하도록 제시하고 있다. 특히 사방댐 저사 영역에 퇴적이 발생하는 경우 계상의 기울기가 변화하기 때문에, 이를 고려하여 토압계수를 개별적으로 평가하였다(표 5.9)

이상의 조건을 이용하여 저사 조건 별 사방댐의 전도, 활동, 지반지내력에 대한 안정검토를 수행한 결과는 표 5.10~12와 같다. 여기서는 안정분석 결과만을 기술하였고, 상세 안정분석 결과는 부록1에 첨부하였다.

표 5.8 안정해석에 사용된 매개변수

Parameter [Unit]	Value	Reference
Unit specific weight of ECD [N/m^3]	23046.45	산림청(2014)
Unit specific weight of Water [N/m^3]	9807	산림청(2014)
Unit specific weight of deposited sediment [N/m^3]	17652.6	산림청(2014)
Internal friction angle [°]	35	산림청(2014)
friction coefficient of bedrock	0.7	산림청(2014)
Bearing capacity of bedrock [Pa]	686490	산림청(2014)

표 5.9 대상 유역별 저사 조건에 따른 토압계수(c) 추정

Watershed	0% deposit	25% deposit	50% deposit	75% deposit	100% deposit
Site2	0.4573	0.4175	0.4175	0.4175	0.4175
Site3	0.5002	0.4290	0.4255	0.4255	0.4255

표 5.10 대상 유역별 저사 조건에 따른 전도에 대한 안정

Case	Deposit condition	M_v	M_h	Stability ($M_v > M_h$)
Site2	0% deposit	607984.25	44460.21	Stable
	25% deposit	619614.47	74133.32	Stable
	50% deposit	641135.55	105819.27	Stable
	75% deposit	671923.83	150263.27	Stable
	100% desposit	711785.32	143999.93	Stable
Site3	0% deposit	614986.30	141906.51	Stable
	25% deposit	634525.68	299860.81	Stable
	50% deposit	659437.11	414930.51	Stable
	75% deposit	690426.73	349893.60	Stable
	100% desposit	727593.35	142374.77	Stable

표 5.11 대상 유역별 저사 조건에 따른 활동에 대한 안정

Case	Deposit condition	f	f' (=H/V)	Stability ($f > f'$)
Site2	0% deposit	0.7	0.32	Stable
	25% deposit	0.7	0.25	Stable
	50% deposit	0.7	0.27	Stable
	75% deposit	0.7	0.33	Stable
	100% desposit	0.7	0.36	Stable
Site3	0% deposit	0.7	0.86	Unstable
	25% deposit	0.7	0.87	Unstable
	50% deposit	0.7	0.84	Unstable
	75% deposit	0.7	0.65	Stable
	100% desposit	0.7	0.40	Stable

표 5.12 대상 유역별 저사 조건에 따른 지반지내력에 대한 안정

Case	Deposit condition	Q_a [Pa]	P_1 [Pa]	Stability ($Qa > P_1$)
Site2	0% deposit	686490.00	70768.13	Stable
	25% deposit	686490.00	79423.00	Stable
	50% deposit	686490.00	87803.91	Stable
	75% deposit	686490.00	99637.22	Stable
	100% desposit	686490.00	93953.62	Stable
Site3	0% deposit	686490.00	93004.91	Stable
	25% deposit	686490.00	138026.33	Stable
	50% deposit	686490.00	169938.73	Stable
	75% deposit	686490.00	148047.57	Stable
	100% desposit	686490.00	83542.79	Stable

분석결과, 사방댐의 전도와 지반지내력에 대해서는 모든 저사 조건에 대해서 안정한 것으로 나타났다. 한편 활동에 대한 안정은 Site3에서는 댐 유효고의 50%까지 저사되는 조건까지는 활동에 대해서 불안정하 것으로 나타났다. 해당 조건에서의 토석류 충격력은 150 kPa 이상의 충격력이 나타나는데, 강원대학교 산학협력단(2015)에서 수행한 시나리오 분석에서도 150 kPa 이상 충격력에 대해서는 활동에 대해서 불안정하게 나타나 이 연구의 결과와 동일한 경향을 나타냈다.

안정해석 조건에서는 활동에 대한 안정이 불안정하게 나타났다. 사방댐은 일반적으로 양 어깨를 계안 안쪽으로 2 m 가량 매설하며 암반에 고착시키는 것이 일반적이지만(산림청, 2014), 토사사면에 매입된 형태의 댐도 시공되고 있다. 또한 사방댐의 본체에는 철근이 이용되지 않으나, 제체와 기초부를 단단히 결합시키기 위하여 이음철근이 제저에 삽입된다. 따라서 이음철근에 의한 활동에 대한 저항성을 고려하여 댐체의 안정성이 검토되어야 한다. 전단연결재 설치의 타당성을 검토하기 위하여, 사방댐의 활동에 대한 이음철근의 전단저항의 경우, 이음철근을 전단열결재로 기능하는 것으로 간주하여 전단저항력을 평가하였다. 전단연결재(스터드)는 일반적으로 강교의 콘크리트 바닥판과 강재단면 사이의 내부전단에 저항하기 위한 부재로 도로교설계기준(국토교통부, 2016)에서 그 설치기준을 지정하고 있다. 우선 전단연결재의 규격의 경우, 직경에 대한 높이비는 4.0으로 설정되어야 하며, 일반적인 공칭 지름은 19 mm, 22 mm, 25 mm로 설정된다. 하지만 이 연구에서는 실제 교량에 대

한 전단연결재 설치 사례가 아니기 때문에 해당 공칭 지름을 그대로 적용하기는 어렵다. 특히 이 연구 대상지의 사방댐에 대해서는 사방댐의 설계도와 구조계산서가 부재하여 실제 설치된 이음철근의 규격을 알 수 없다. 따라서 우면산 토석류 지역에 설치된 사방댐의 설계도(서울특별시, 2012)를 참고하여 지름 13 mm의 철근이 길이 방향으로 300 mm 간격(D13@300)으로 2열 배치되는 조건을 적용하였고, 직경에 대한 높이비가 4.0 이상이라 가정하여 분석을 수행하였다. 국토교통부(2016)에서 규정하고 있는 전단연결재 1개의 설계전단강도는 식 5.15과 같다.

$$Q_r = \phi_{se} Q_r = 0.5 A_{se} \sqrt{f_{ck} E_c} \quad (5.15)$$

이때. Q_r은 설계전단강도(N), ϕ_{se}는 전단연결재에 대한 저항계수(0.85), Q_n은 공칭전단강도(N), A_{se}는 스터드 전단연결재의 단면적(π d^2/4 mm^2, d는 스터드 철근의 지름(mm)), f_{ck}는 콘크리트의 압축강도(MPa), E_c는 콘크리트의 탄성계수(MPa)이다. 콘크리트 압축강도는 재령 28일의 압축강도를 적용하도록 되어있으나(국토교통부, 2016), 이 연구에는 인장파괴가 발생할 위험이 있는 설치 이후 58년 지점에서 나타나는 압축강도에 무근콘크리트의 강도감소계수를 적용한 6.19 MPa을 적용하였다. 또한 콘크리트의 탄성계수는 유한요소해석에서 적용한 값인 25 GPa (25,000 MPa)를 적용하였다.

식 5.15를 통해 계산된 설계전단강도(Q_r)는 22,191 N으로 나타났다. Site3의 사방댐은 하장이 18 m 이므로, 서울특별시(2012)의 배근조건을 적용하면 총 120개의 이음철근이 배근되어 최대 2,662,944 N을 견딜 수 있으며, 이를 단위 폭 당 전단저항으로 환산하면 147,941.35 N/m로 계산된다. 도로교설계기준(국토교통부, 2016)에 따르면, 전단연결재의 배치간격은 길이방향(교축방향)으로는 600 mm 이내로 하되 직경의 6배 이상의 거리를 두도록 하고 있으며, 높은 인장응력이 작용하는 지점에 설치되는 것을 피하기 위해 간격을 조정할 수 있다. 또한 폭 방향(교축직각방향)으로는 스터드 직경의 4배 이상이어야 한다. 이를 고려할 때, 서울특별시(2012)이 기준에 따른 이음철근의 배치는 전단연결재의 배치기준에 부합하여 무리한 시공조건은 아닌 것으로 판단된다.

한편 Site3에서 활동계수가 가장 낮게 나타난 경우는 25% 퇴사가 발행한 조건이므로 해당 조건의 수평하중인 233,448.44 N/m이다. 따라서 이음철근에 따른 전단저항을 제외한 수평분력은 85,507.09 N/m이 된다. 해당 조건에서의 연직분력은 266,834.57 N/m임을 고려하여 활동계수(수평분력/연직분력)를 계산하면 0.32로 나타나며 이는 이 연구에

서 적용한 활동계수의 안정조건인 0.7 미만을 만족한다. 따라서 사방댐 저면에 적용된 이음철근은 비록 연결만을 목적으로 설치되었으나, 활동에 대한 안정에도 충분히 기여할 수 있는 것으로 나타났다. 한편, 이음철근의 효과를 동시에 고려하였음에도 안정하게 나타나지 않는 경우에는 설계 단계에서는 활동방지벽을 설치하여 저항성을 향상시키거나, 활동에 의한 전단응력을 고려하여 댐의 기초부와의 연결면에 전단저항을 견딜 수 있는 전단연결재를 설치하여 활동에 대한 억제력을 키우는 조치가 적용되어야 한다. 또한 이미 설치된 사방댐의 경우에는 앵커공법 등을 적용하여 사방댐 자체의 활동을 억제하는 방향으로 유지관리를 수행할 필요가 있을 것으로 판단된다.

이 연구에서는 이음철근의 전단저항을 위한 전단연결재의 해석은 강교의 설계기준을 참고하여 적용하였다. 그러나 강교의 경우 상부를 운행하는 차량에 따른 동적 하중을 고려하여 설계되므로, 실제 사방댐에 작용하는 토석류 충격력 및 정적 하중 조건을 적용한 경우에는 상이한 거동을 보일 수 있다. 또한 이 연구에서 적용하는 이음철근은 본래 댐체와 기초부를 연결하기 위한 구조체로써 전단저항을 고려하지 않고 설계하는 경우가 대부분이다. 따라서 실제 사방댐의 설계에 사용되는 이음철근은 강교 등에 사용되는 전단연결재의 규격과는 상이하며, 사방댐의 이음철근이 강교에 적용되는 전단연결재와 동일한 기능을 수행한다고 보기는 어렵다. 따라서 이음철근의 활동에 대한 안정성에 미치는 영향을 적절하게 추정하기 위해서는 반드시 실제 사방댐의 시공 여건 및 설계 조건을 면밀히 검토하여야 한다.

2) 노후화를 고려한 제체파괴에 대한 안정해석

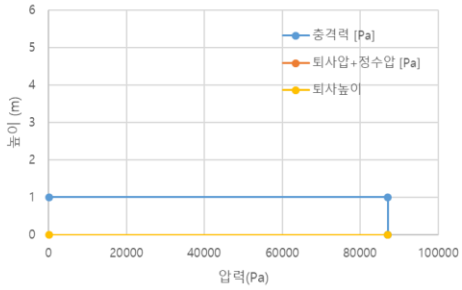
사방댐의 노후화 영향을 고려한 제체파괴에 대한 안정성을 검토하기 위하여, 우선 구조해석 프로그램인 COMSOL Multiphysics 5.3을 이용하여 설계외력으로 인해 발생하는 구조물의 최대 인장 및 압축응력을 계산하였다. 해석을 위해서는 콘크리트의 물성인 밀도, 탄성계수, 포아송비가 요구되는데, 밀도의 경우 시공 당시의 측정값을 획득하기 어렵기 때문에 산림청(2014)을 참고하여 현장 측정된 값이 없는 경우에 적용가능한 2,300 kg/m^{3}을 적용하였다. 탄성계수와 포아송비는 일반적인 콘크리트의 물성을 참고하여 각각 25 GPa, 0.2를 적용하였다.

구조해석을 위해 입력한 설계외력은 퇴사압, 정수압, 토석류의 하중과 충격력을 적용하여 구축하였다(그림 5.18~19). 이때 설계외력을 해석에 적용할 때에는 하중계수를 고려하여 1.6을 곱하여 적용하였다. 설계외력에 대한 응력 계산은 인장응력과 압축응력을 계산하기 위하여 주응력 분석을 수행하였다.

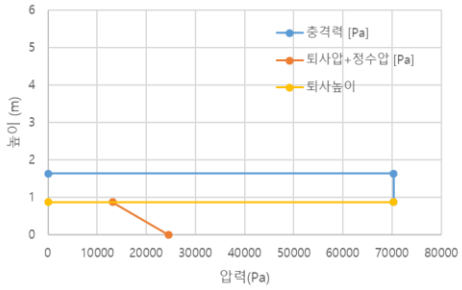
그림 5.20~23는 구조해석 결과를 나타낸 그림으로, 인장주응력에서는 빨간색이 최대인장응력, 압축주응력에서는 녹색이 최대압축응력을 의미한다. 인장주응력 방향에서는 대수면의 최하단부에서 최대인장응력이 발생하였다. 최대압축응력은 토석류 충격력이 가해지는 경우에는 토석류의 충돌지점, 만사 조건에서는 대수면 및 반수면 쪽 제저에서 발생하였다. 저사 조건별 최대인장응력과 최대압축응력은 표 5.13과 같다.

표 5.13 대상 유역별 저사 조건에 따른 최대인장 및 압축응력의 변화

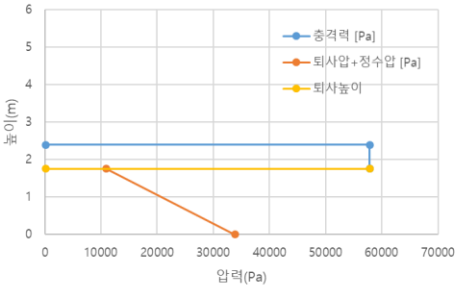
Case	Deposit condition	Tensile stress [Pa]	Compressive stress [Pa]
Site2	0% deposit	531954.9	149843
	25% deposit	229094.9	120199.3
	50% deposit	288799.6	98640.81
	75% deposit	382583	108724.5
	100% desposit	445754.8	104927.5
Site3	0% deposit	1165791	317649.4
	25% deposit	619817.5	290492.9
	50% deposit	627604.3	276284.7
	75% deposit	577148.2	238017.8
	100% desposit	454454.1	99561.65



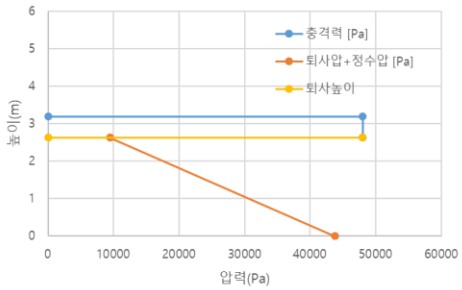
(a): 저사 없음



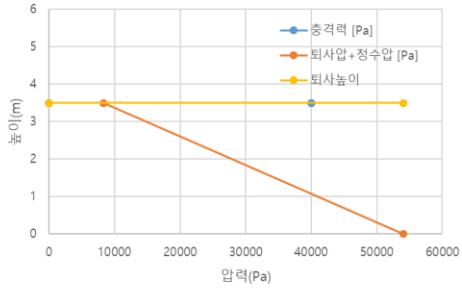
(b): 25% 저사



(c): 50% 저사

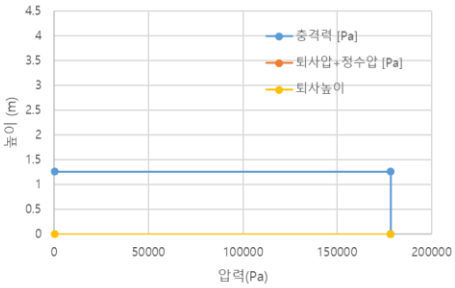


(d): 75% 저사

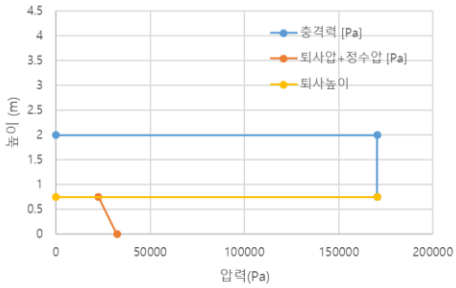


(e): 만사됨

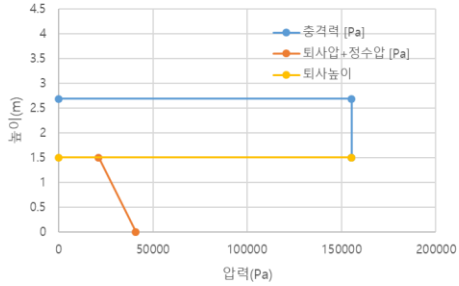
그림 5.18 Site2에서의 저사 조건별 설계외력의 분포



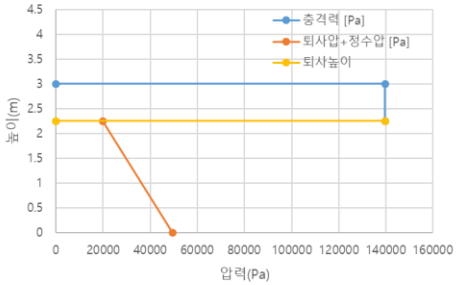
(a): 저사 없음



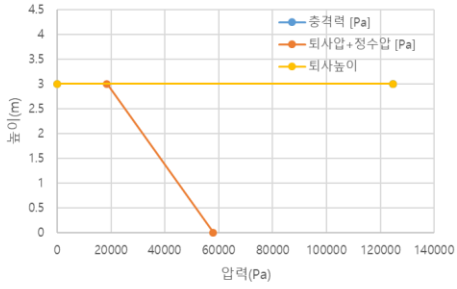
(b): 25% 저사



(c): 50% 저사

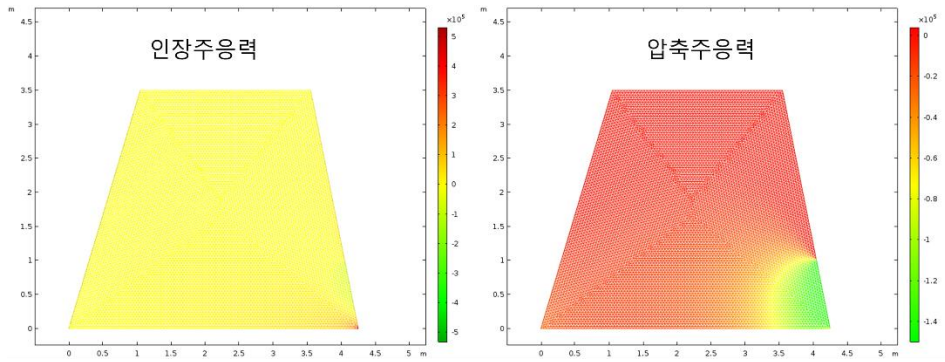


(d): 75% 저사

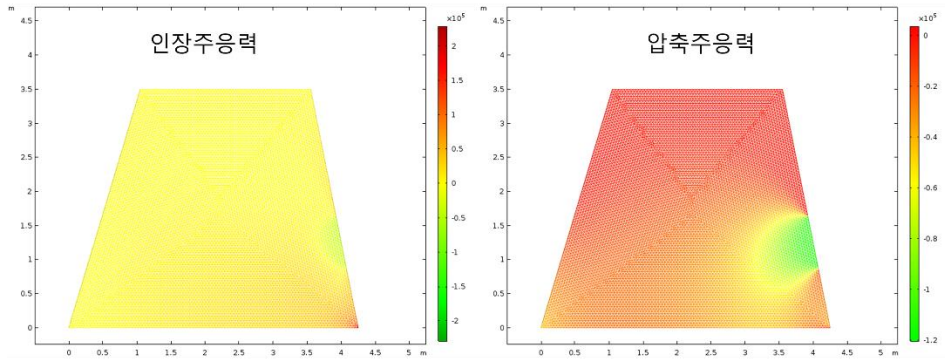


(e): 만사됨

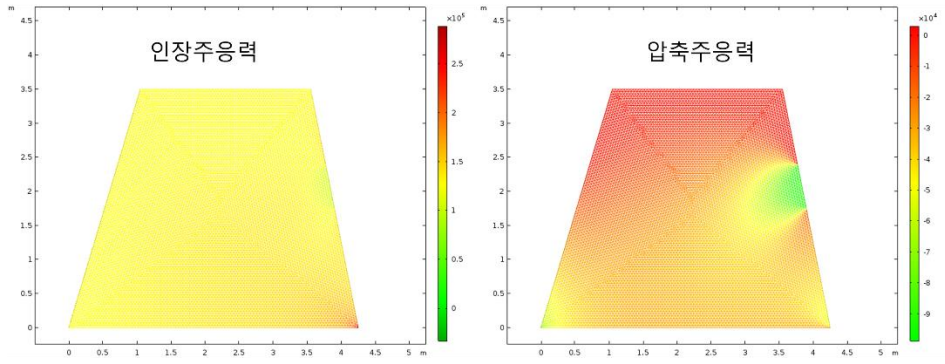
그림 5.19 Site3에서의 저사 조건별 설계외력의 분포



(a): 저사 없음

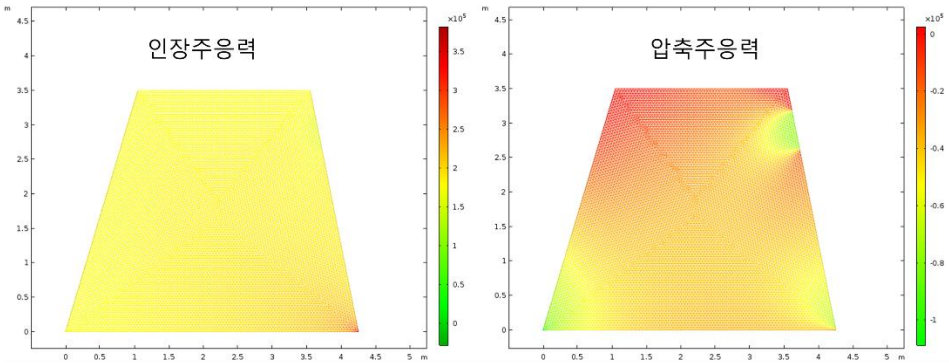


(b): 25% 저사

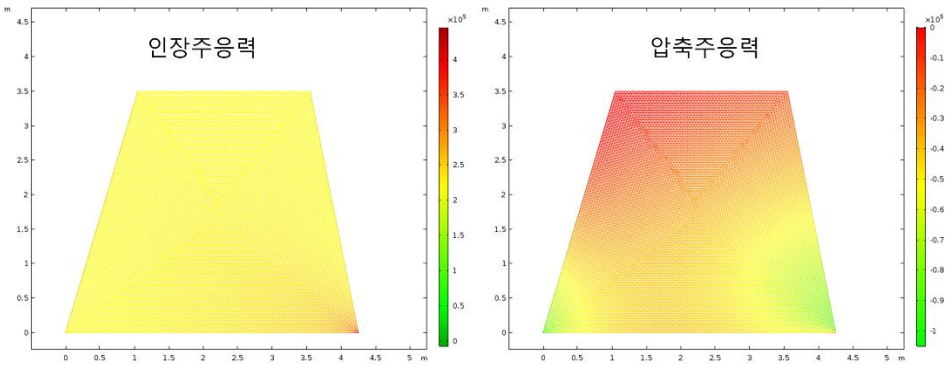


(c): 50% 저사

그림 5.20 Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과
(a: 저사 없음, b: 25% 저사, c: 50% 저사)

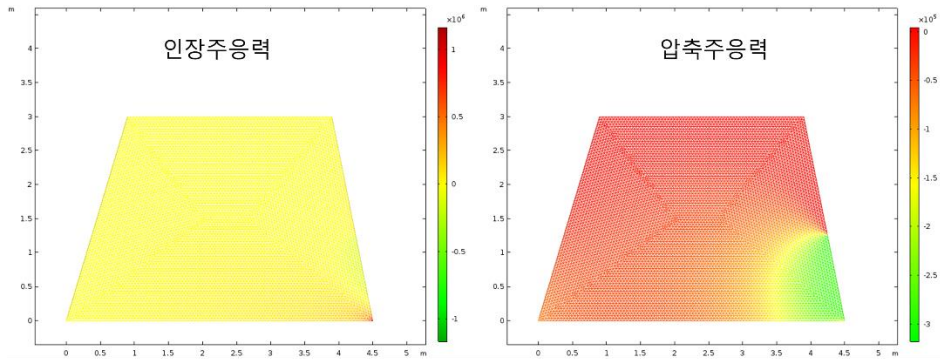


(d): 75% 저사

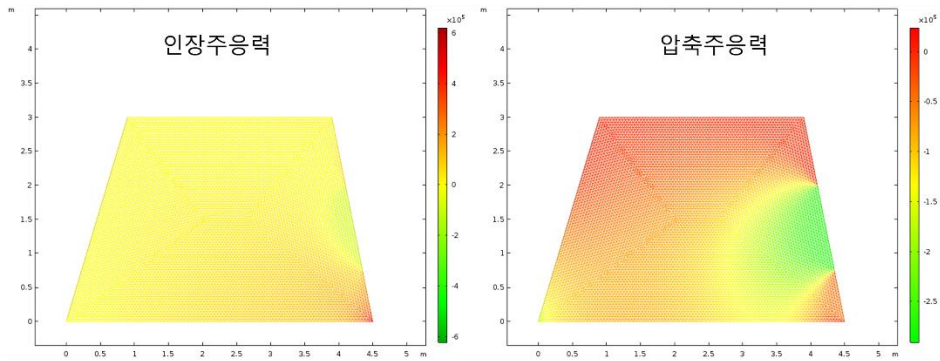


(e): 만사됨

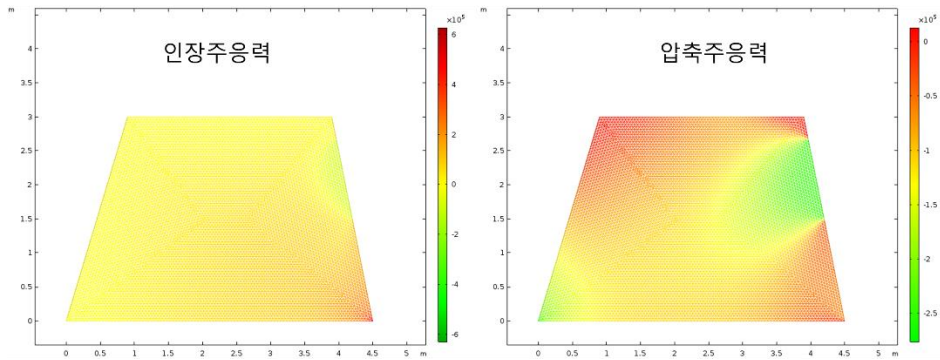
그림 5.21 Site2에서의 저사 조건별 구조해석 결과
(d: 75% 저사, e: 만사됨)



(a): 저사 없음

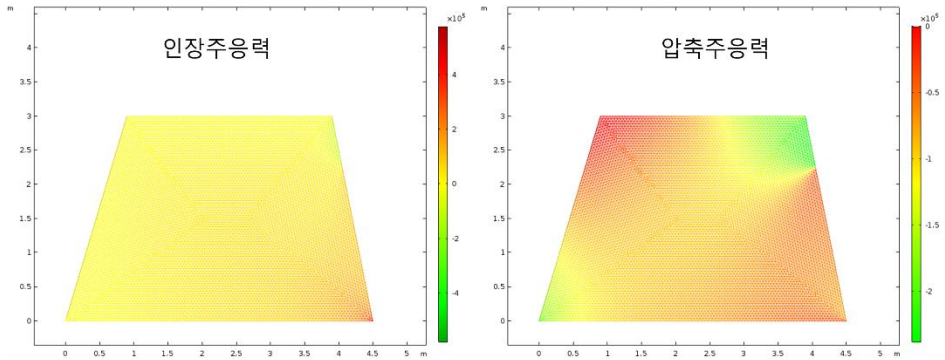


(b): 25% 저사

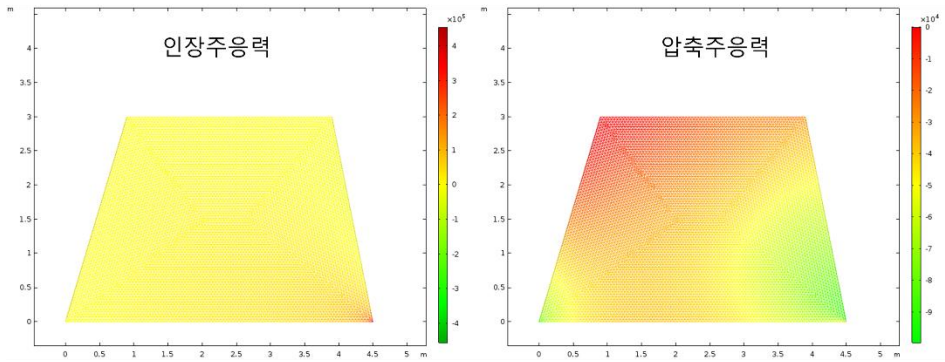


(c): 50% 저사

그림 5.22 Site3에서의 저사 조건별 구조해석 결과
(a: 저사 없음, b: 25% 저사, c: 50% 저사)



(d): 75% 저사



(e): 만사됨

그림 5.23 Site3에서의 저사 조건별 구조해석 결과
(d: 75% 저사, e: 만사됨)

구조해석을 통해 계산된 인장 및 압축응력과 제3절에서 제안된 노후사방댐의 강도감소 모형을 비교한 결과는 그림 5.24-25과 같다. 우선 압축응력에 대해서는 두 유역 모두 노후화 및 저사 조건을 고려하는 경우에 장기적으로 안정한 것으로 나타났다. 일반적으로 콘크리트는 압축을 받는 조건에서 강한 강도를 보이는 재료로써, 압축응력에 의한 파괴는 거의 발생하지 않는다. 따라서 이러한 경향을 보이는 것은 콘크리트 재료의 물성 특성이 잘 반영된 결과로 볼 수 있다.

인장응력에 대해 대해서, Site2에서는 노후화에 따른 인장강도의 감소 경향을 고려하더라도 장기적으로 안정한 것으로 나타났다. 한편 Site3의 경우, 저사가 발생한 경우에는 노후화의 영향을 고려하더라도 인장응력에 의한 제체파괴가 거의 발생하지 않을 것으로 예상되었다. 저사가 발생함에 따라 사방댐이 장기적으로 안정성을 유지하는 것은 퇴적토사가 댐 기초부를 보호하여 토석류 충격력이 취약지점에 직접 전달되는 것을 방지하고, 계상기울기 완화하여 토석류 유출 조절하기 때문이다. 이러한 결과는 사방댐에 의한 저사 기능이 사방댐의 장수명화를 위한 유지관리 계획에서 중요한 인자로 고려되어야 함을 시사한다.

저사가 발생하지 않은 조건에서는 약 58년 이후에는 이 연구에서 모의한 토석류 충격력에 대해서 인장파괴가 발생할 위험이 있는 것으로 나타났다. 특히 사방댐 강도 측정결과의 편차를 고려하여 분석된 95% 예측구간을 고려할 때, 사방댐의 강도가 보이는 편차에 따라서는 약 22년 이후부터 인장파괴가 발생할 위험이 있을 것으로 나타났다.

구조해석을 통해 평가된 인장응력은 휨인장응력으로, 일반적으로 사방댐의 형상은 하단부가 두껍고 높이가 낮은 사다리꼴의 형상을 가지기 때문에 휨인장에 의한 파괴는 발생하기 어렵다. 그러나 이 연구에서는 이와 같은 인장파괴가 발생할 수 있다는 가정하였다. 또한 이음철근이 옹벽과 같은 구조물에서 휨인장에 저항하는 인장철근과 같은 기능을 수행한다고 가정하여, 인장주응력에 대한 철근의 허용인장강도를 비교하여 이음철근에 의한 인장보강효과를 분석하였다. 이 연구에서 인장파괴가 일어날 위험이 있는 경우는 Site3의 저사가 되지 않은 조건이기 때문에 해당 조건에 대해서만 비교하였다. 이때, 발생한 모든 인장응력은 철근의 인장강도를 통해 저항하는 것으로 가정하였다. 우선 철근의 항복강도를 콘크리트구조기준을 참고하여 400 MPa로 설정할 때, 인장파괴가 발생할 수 있는 최대인장응력은 1.17 MPa이다. 따라서 단순히 인장응력과 허용강도의 비율을 통해 소요되는 철근의 단면적으로 계산하면 최소 0.00293 m^2, 즉 29.25 cm^2의 철근 단면적이 소요된다. 이 연구 대상지

의 사방댐에 대해서는 사방댐의 설계도와 구조계산서가 부재하여 실제 설치된 이음철근의 규격을 알 수 없다. 따라서 우면산 토석류 지역에 설치된 사방댐의 설계도(서울특별시, 2012)를 참고하여 댐의 길이방향으로 13mm 직경의 철근(공칭단면적 1.267 cm^2)이 철근을 배근하는 것으로 가정하면 24개 이상의 철근이 설치될 경우 이음철근에 의한 인장효과를 발휘할 있는 것으로 나타났다. 해당 사방댐의 하장은 18 m이므로, 사방댐의 길이방향으로 750 mm 이하의 간격으로 배근하면 충분한 인장지지력을 확보할 수 있을 것으로 보인다. 특히 이 연구에서 적용한 우면산 지역의 사방댐의 이음철근은 길이 방향을 따라 300 mm 간격으로 배근(D13@300)되어 있는 점을 고려할 때(서울특별시, 2012), 이음철근의 적절한 설치는 인장응력에 대한 안정성에 기여할 수 있을 것으로 판단된다.

단, 앞서 언급된 바와 같이 사방댐은 일반적으로 휨인장에 의한 파괴가 발생하기 어려운 구조물이기 때문에, 위와 같은 방식으로 이음철근의 인장저항을 평가하게 되면 이음철근의 기능을 과대해석하게 될 위험이 있다. 또한 일반적으로 이음철근은 인장응력을 받을 수 있는 위치보다는 제저 중앙 가까이에 배근되므로 인장철근으로써의 역할을 충분히 수행하기 어렵다. 따라서 이음철근이 가지는 인장저항은 실제 사방댐의 설계 조건을 신중히 고려하여 적용되어야 한다.

한편, 이 연구에서의 결과에서는 퇴적이 진행됨에 따라 사방댐의 인장파괴에 대한 안정성이 증가한다. 이는 만사사방댐은 상대적으로 장기간 안정성을 유지할 수 있음을 시사한다. 한편 일본의 토석류 제어댐의 기능을 참고할 때(NILIM, 2016b), 사방댐을 통해 토석류를 효과적으로 차단하기 위해서는 충분한 저사공간을 확보하는 것을 기본적인 관리지침으로 설정하게 된다. 우리나라 또한 하류지역에 민가나 취약시설이 위치한 경우에는 준설을 통해 사방댐의 저사용량을 확보하고 있다. 그러나 사방댐 준설은 인장파괴 취약부가 토석류에 노출되도록 유도하여 안정성을 감소시킬 수 있다. 따라서 하류에 중요시설이 인접하여 준설이 불가피한 사방댐에 대해서는 대수면 기초부에 충분한 인장응력을 갖도록 인장철근이 배근되어야 할 것으로 보인다. 다만 완전한 준설을 수행하기보다는 일정 수준의 토사퇴적 조건을 유지하여 기초부에 대한 인장응력의 집중을 방지하는 방향으로 유지관리 계획을 수립한다면 사방댐에서 발생할 수 있는 인장 파괴를 충분히 억제할 수 있을 것으로 판단된다.

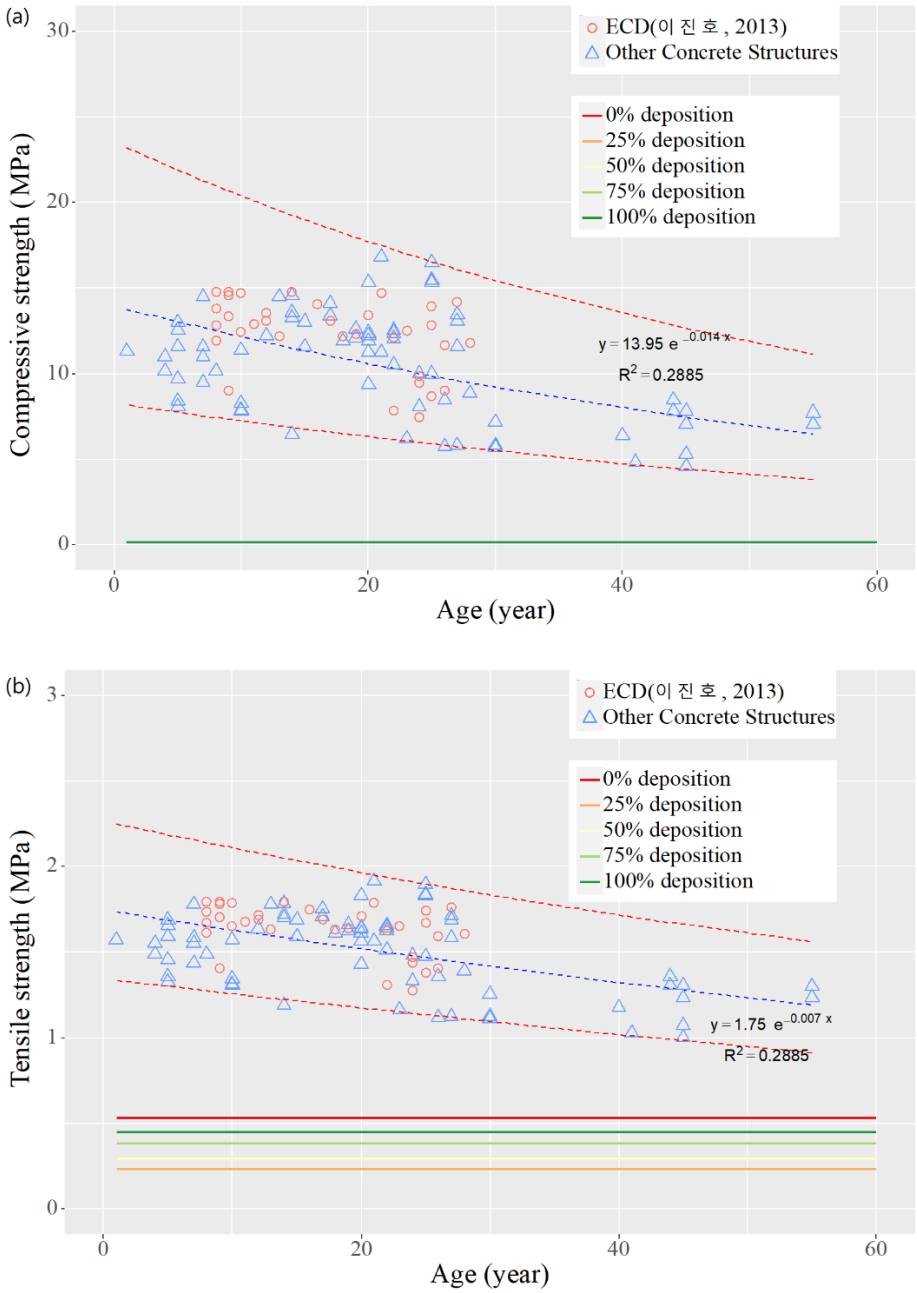


그림 5.24 Site2의 저사 조건 및 노후화에 따른 사방댐의 제체 파괴 안정분석 (a: 압축강도, b: 인장강도, 붉은 점선은 95% 예측구간)

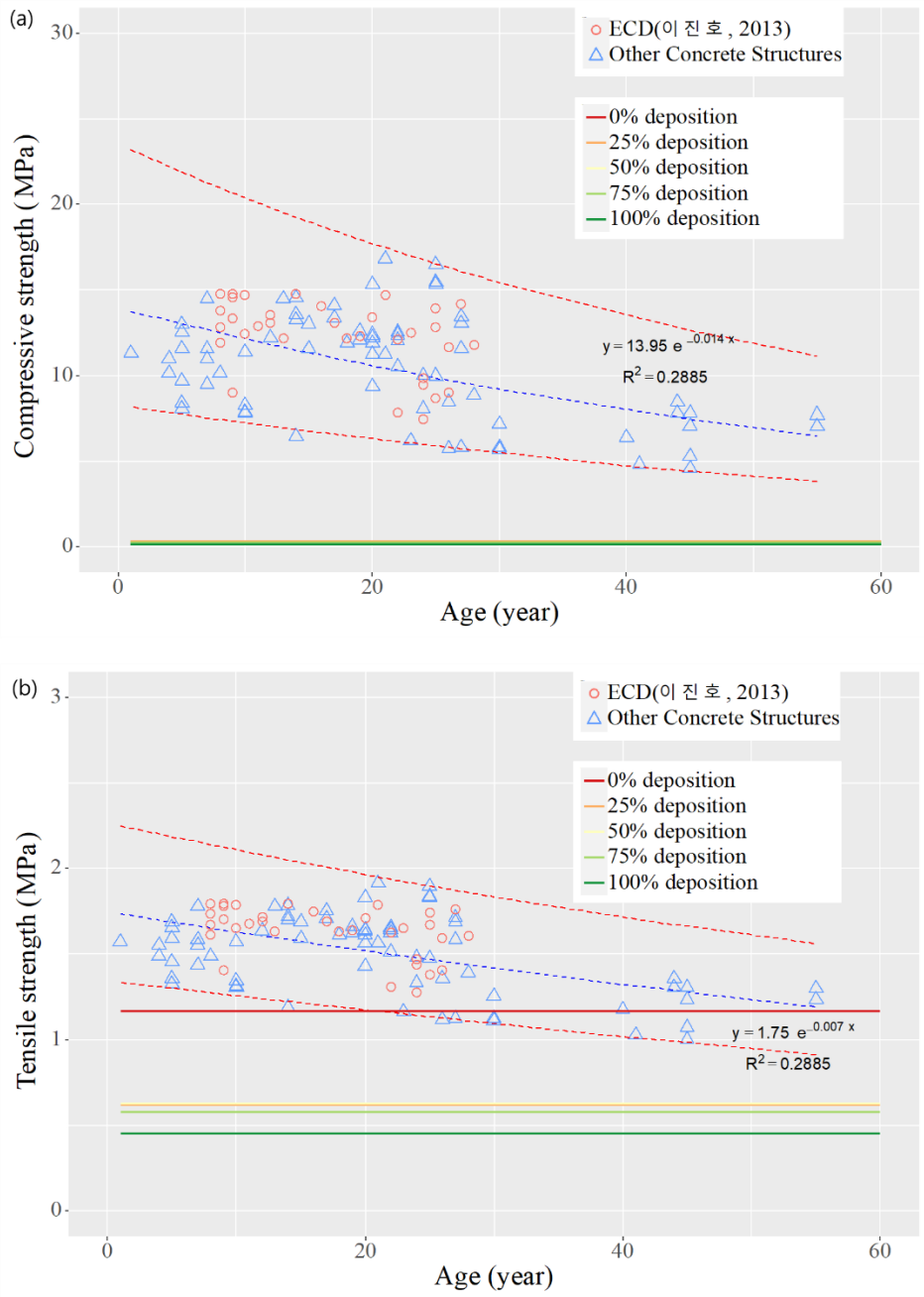


그림 5.25 Site3의 저사 조건 및 노후화에 따른 사방댐의 제체 파괴 안정분석 (a: 압축강도, b: 인장강도, 붉은 점선은 95% 예측구간)

이 연구의 분석 결과는 장기적인 관점에서 토석류 충격력에 대한 사방댐의 안정성의 변화를 정량적으로 묘사하다. 특히 이음철근 등의 사방댐의 설계조건 또한 안정성에 영향을 미칠 수 있음을 확인하였다. 그러나 효율적인 사방댐의 설계를 위해서는 실제 유역의 특성과 사방댐의 구조의 장기적인 변화에 관하여 몇 가지 인자가 추가로 고려되어야 한다.

우선 실제 유역의 계류는 이 연구에서 모의한 계상의 특성과는 달리 보다 복잡한 형태를 띠고 있으며, 단면의 형상 또한 유심이 깊이질수록 폭이 넓어지는 활꼴 내지 사다리꼴 형상에 가까운 경우가 경우가 대부분이다. 그러나 이 연구에서 개발된 토석류 모형은 사각형 단면을 가정하여 분석이 수행되기 때문에 실제 토석류 유출보다 더 깊은 토석류의 유심을 가지는 것으로 재현한다. 사방댐이 설치되면 사방댐의 폭만큼 계류의 폭이 확장되기 때문에, 실제로 사방댐에 이르는 토석류의 유속은 확장된 계류의 단면의 영향으로 더욱 느려지게 된다. 따라서 실제 계류의 지형을 충분히 고려하여 충격력을 정밀하게 산정하여 분석한다면 이 연구에서 제안된 사방댐 안정해석 기준을 더욱 고도화할 수 있을 것으로 보인다.

단면 형상과 마찬가지로, 사방댐 또한 3차원 구조물이기 때문에 댐 어깨가 안정성에 미치는 영향이 고려되어야 한다. 산림청(2014)의 설계기준에 따르면 사방댐의 댐 어께는 월류를 방지하기 위해 계획홍수량 이상의 높이로 설치하며, 암반 지역에서는 1~2 m, 토사지역에서는 2~3 m 정도를 양안에 삽입하여 침식과 파손을 방지하도록 되어 있다. 특히 암반에 고정시키는 경우에는 암반의 일부를 파내어 댐 어깨가 삽입되어 고정되도록 시공하고 있다. 암반에 단단히 고정된 사방댐이 댐 어께의 경우, 사방댐의 활동과 인장에 대한 일정 수준의 지지력을 발휘할 수 있을 것으로 판단된다. 그러나 토사사면에 단순히 삽입된 형태로 설치된 경우에는 활동에 대해 충분한 안정성을 확보하기 어렵다. 따라서 댐 어깨의 활동에 대한 안정 효과를 고려하기 위해서는 측면에서의 마찰과 삽입에 따른 토압의 지지 효과 등을 충분히 고려하도록 해야 한다.

또한, 일반적으로 사방댐의 안정해석은 중앙단면에서의 해석을 기본으로 하기 때문에 댐 어깨의 구조적 안정성에 대해서는 충분히 고려되지 못하고 있다. 댐 어깨는 사방댐의 모든 부분 중 가장 두께가 얇은 부분이고, 토석류가 월류하는 경우 방수로를 통과하면서 방수로 주변의 댐 어깨부에 충돌하기 때문에 水山 등(1979)에서 보고된 바와 같이 장기간의 열화에 따른 사방댐의 손상이 쉽게 누적되는 구간이다. 한편, 사방댐의 방수로는 100년 빈도의 홍수유량에 대한 규모로 설계되기 때문에,

만사된 조건에서의 토석류 월류 또한 대부분 방수로로 유출되어 이 연구에서 계산된 최대 충격력이 댐 어깨에 동일하게 작용할 것으로 보기는 어렵다.

이를 고려할 때, 안정한 사방댐의 설계를 위해서는 실제 사방댐 어깨에 의한 안정보강 효과 및 토석류 충격력에 대한 안정성을 정밀하게 분석할 필요가 있다. 따라서 3차원 이상의 토석류 유동 수치모형을 통해 댐 어깨를 포함하는 사방댐의 각 부분에 작용하는 토석류 충격력을 정밀하게 산정되어야 한다. 또한 3차원 구조에 대한 유한요소해석과 힘, 모멘트 계산을 통한 효과적인 안정해석 기법이 개발되어야 한다.

마지막으로, 이음철근에 대해서는 보강효과의 해석과 노후화에 관련하여서 충분히 고려되어야 한다. 우선 보강효과의 경우, 이 연구에서 활동과 인장에 대한 이음철근의 보강효과를 분석하기 위하여 강교와 옹벽의 설계기준을 일부 적용하였다. 그러나 실제 사방댐의 형상 및 시공여건은 이들 구조물과 상이하기 때문에 동일한 설계기준을 적용하는 경우 이음철근의 효과가 과대추정될 수 있다. 따라서 이음철근의 보강효과를 설계에 적용하고자 하는 경우에는 부재의 거동에 대해 신중하게 고려하여야 한다.

특히 이와 같은 이음철근의 보강효과를 전주기적으로 고려하기 위해서는 부식의 영향도 충분히 고려되어야 한다. 보통 철근콘크리트의 열화의 주된 원인 중 하나는 내부 철근의 부식으로 인한 강도 상실이다. 그러나 이 연구에서는 이음철근의 열화 특성은 고려하지 않은 채 이음철근의 효과를 분석하였다. 콘크리트 불투과형 사방댐은 외부환경에 노출되어 있는 경우가 일반적이며, 댐체 중간에 배치되는 물빼기 구멍을 통해 배수가 이루어지기 때문에 댐의 기초부는 항상 습윤한 상태를 유지한다. 따라서 기초부에 설치되는 이음철근은 수분조건에 의한 열화가 발생할 위험이 크다. 따라서 사방댐의 시공여건을 고려하여 전주기 안정성을 분석하는 경우에는 각 재료의 시간에 따른 열화특성을 충분히 반영하도록 추가적인 조사 및 분석이 이루어져야 한다.

제 5 절 결론

사방댐의 토석류 충격력에 대한 전주기 안정성 검토 기법을 제시하고자 토석류 충격력을 반영한 수정 사방댐 안정해석 기준과 구조해석 기법을 적용을 검토하였고, 이를 사방댐이 설치된 3개의 유역을 대상으로 적용하여 토석류 충격력에 대한 안정성 및 노후화의 영향을 분석하였다.

연구대상지로 선정한 강원도 소재 3개의 유역에 대해 저사가 없는 조건부터 만사 조건까지 5가지의 저사 조건을 적용하여 토석류 유동을 모의하였다. 그 결과, 유역의 크기가 가장 작고 계류의 평균경사가 완만한 Site1에서는 토석류 유출이 발생하지 않았다. 토석류 유출이 발생한 2개의 유역에 대해서도 계상의 기울기와 유역의 크기에 따른 토석류 거동의 차이에 다른 토석류 충격력이 추정되었다. 또한 저사된 높이가 높아질수록 토석류로 인한 충격력은 점차 감소하는 경향을 보였다.

Site2, 3에 대해 저사조건별로 추정된 토석류 충격력을 적용하여 사방댐에 대한 안정해석 기준을 적용한 결과, Site2에서는 저사 조건별로 토석류의 충격력을 고려한 전도, 활동, 지반지내력에 대해 안정한 것으로 나타났다. 한편 Site3은 전도, 지반지내력에 대해서는 모든 조건에서 안정하게 나타났으나, 활동에 대해서는 저사 높이가 댐 유효고의 50% 이하인 경우 토석류 충격력으로 인해 불안정한 것으로 평가되었다. 한편, 사방댐의 기초에 적용되어 있는 이음철근이 발휘할 수 있는 전단저항을 고려할 때, 이음철근의 적절한 배치가 적용된다면 활동에 대한 안정성을 확보할 수 있을 것으로 보였다. 그러나 이음철근의 전단저항 보강효과는 강교의 설계기준을 참고하여 분석되었기 때문에 실제 사방댐의 시공여건에 비해서 과대추정되었을 수 있다. 따라서 이음철근의 전단보강 효과를 분석할 때에는 실제 사방댐의 시공 여건 및 설계 조건을 충분히 고려되어야 한다.

구조해석을 통해 평가된 압축 및 인장응력을 활용하여 노후화에 따른 제체파괴에 대한 안정성을 검토한 결과, Site2에서는 노후화를 고려하더라도 인장 및 압축응력으로 인한 제체파괴에 대해 안정하게 나타났다. 그러나 Site3의 경우 저사가 되지 않은 조건에서 약 58년 이후에 인장응력에 의한 제체파괴에 대해서 불안정할 수 있을 것으로 나타났다. 이때, 이음철근이 인장응력을 받아낼 수 있도록 배치된 경우에는 인장파괴에 대한 억제효과가 있을 것으로 분석되었다. 따라서 장기적인 인장응력에 대한 안정성을 확보하기 위해서는 댐 기초부에 인장철근을 배근하거나, 토사퇴적상황의 지속적인 유지관리를 통해 기초부에 인장응력이

집중되는 것을 방지할 필요가 있을 것으로 판단된다. 하지만 일반적으로 사방댐은 휨인장을 받는 구조물이라 보기는 어렵기 때문에, 이와 같은 분석은 이음철근의 인장저항효과를 과대추정할 위험이 있다. 따라서 휨인장에 대한 분석을 수행할 때에는 실제 시공여건 및 설계조건을 충분히 고려되어야 한다.

이 연구에서는 토석류 유동 수치모형을 통해 추정된 토석류 충격력, 저사 조건에 따른 장기적인 계상기울기 변화, 사방댐의 노후화를 고려한 안정해석 기준을 제시함으로써, 사방댐이 수행하는 토석류 제어 기능에에 대한 평가와 퇴적토사를 고려한 장기적인 사방댐의 토석류 제어 효과를 정량적으로 비교하였다. 따라서 이 연구에서 제시된 안정해석 기법은 향후 사방댐 유지관리 사업에 대한 계획 및 평가에 있어 유용하게 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

제 6 장 종합결론

이 연구의 최종 목적은 사방댐의 노후화를 고려하여 토석류의 충격력에 대한 안정해석 기법을 제시하여 사방댐의 노후화에 따른 장기적인 안정성의 변화를 분석하는 것이다. 이를 위하여 다음의 세 단계로 연구를 진행하였다.

첫째, 사방댐 안정해석에서 토석류 충격력을 설계외력으로 적용하기 위해 소형수로 실험을 통해 토석류 현상을 모의하였고 토석류 충격력 추정 모형을 제시하였다. 각각 계류의 경사조건, 총발생토사량, 토석 입자의 구성에 대응되는 수로경사, 혼합시료의 총부피, 혼합시료의 재료 구성을 변수로 설정하여 수로실험을 수행한 결과, 토석류 충격력은 유속의 함수로 나타나는 수리동역학적 모형으로 가장 잘 설명됨을 보였다. 또한 수리동역학적 모형에 적용되는 경험계수는 토석류 유동특성을 설명하는 무차원 상수인 Fr에 대해 반비례 관계를 가짐을 보였고, 실제 토석류 사례의 충격력과의 비교를 통해 유속과 유심으로 구성되는 수정 수리동역학적 모형의 형태로 토석류 충격력 추정 모형을 제시하였다.

이 연구에서 제안된 토석류 충격력 추정 모형은 경험적 모형이기 때문에 수집된 사례의 다양성을 확보하는 것이 모형의 적용성을 높이는데 중요한 요인이다. 그러나 현장에서 측정된 토석류 충격력 사례는 매우 드물어 다수의 자료를 확보하기 어렵다. 이러한 한계로 이 연구에서는 수로실험 결과와 일부 선행연구의 실험 결과를 이용하여 토석류 충격력 추정 모형을 제시하였다. 이러한 제한점에도 불구하고 해외에서 보고된 일부 토석류 사례 또한 이 연구에서 제시된 모형과 일관된 결과를 보였다. 이를 고려할 때, 이 연구에서 개발된 토석류 충격력 모형은 실제 계류 현장에서의 적용성을 충분히 확보하고 있어 향후 사방댐 설계 등에서 토석류 충격력을 추정하기 위한 기본 모형으로 충분히 활용할 수 있을 것으로 기대된다

둘째, 실제 유역 규모에서의 토석류 유동을 모의하고자 기존에 제시되었던 토석류 유동에 대한 이론적 모형을 검토하여 Coulomb 마찰력과 Dilatant 유체 전단응력 모형을 적용한 1차원 토석류 유동 지배방정식을 구축하였다. 또한 토석류는 입자와 물의 상호작용에 의한 유동기작이 유지되므로 토사농도를 고려한 연속방정식을 지배방정식에 추가하였다. 마지막으로 토석류 유동에 영향을 미치는 중요 인자인 연행작용을 고려하기 위하여 평형토사농도 개념을 도입한 연행모형을 채택하여 토석류 유

동 수치모형을 개발하였다. 개발된 모형의 적용성을 검토하고나 수로실험과 국내 토석류 사례 중 우면산 토석류 사례에 대해 재현한 결과, 수로실험 결과는 물론 연행작용이 반영된 실제 토석류 사례에 대해서도 유동특성이 성공적으로 재현됨을 보여, 개발된 모형이 토석류 현상 모의에 효과적으로 활용될 수 있음을 검증하였다.

이 연구에서 개발된 모형은 비교적 단순한 1차원 유동해석 모형이지만, 국내 토석류 발생 사례는 대부분 길이가 비교적 짧은 직선형 단일 유로의 특성을 보이기 때문에 국내 산지계류에서의 토석류 유동 모의에는 충분히 적용가능할 것으로 보인다.

셋째, 토석류 충격력을 고려한 사방댐 안정해석을 수행하기 위하여, 현행 사방댐 안정해석 기법에 토석류 충격력을 설계외력으로 추가하고 유한요소법을 활용하는 구조해석 기법을 적용한 수정 사방댐 안정해석 기법을 제안하였다. 또한 사방댐 노후화에 따른 강도의 열화를 모의하기 위해 연령에 따른 사방댐의 강도감소 모형을 제시하였다. 이후 토석류 충격력에 대한 장기간의 사방댐 안정성을 검토하고자, 강원도 소재 3개의 유역에 대해 저사 조건에 대한 시나리오를 적용하고 3장, 4장에서 개발된 토석류 충격력 추정 모형과 토석류 유동 수치모형을 적용하여 토석류 충격력을 모의하였다. 이후 사방댐 설치 지점에서 토석류 유출이 확인된 2개 유역에 대해 5장에서 제안된 안정해석 기준과 노후화 모형을 적용하였다. 분석 결과, 저사가 진행되어 저사 높이가 증가할수록 토석류 충격력은 감소하는 경향이 나타났다. 반면 대상 유역 중 Site3에서는 저사 높이 50% 이하까지는 활동에 대해 불안정하고 저사되지 않은 조건에서 노후화에 따른 인장파괴가 발생할 위험이 있는 것으로 예상되었다. 그러나 이음철근이 전단연결재의 기능과 인장철근의 기능을 수행할 수 있도록 설치되는 경우에는 보다 안정한 상태를 유지할 수 있을 것으로 판단되었다. 그러나 이음철근의 보강효과에 대한 분석은 강교, 옹벽 등의 토목구조물의 설계기준을 참고하여 수행되었기 때문에 실제 사방댐의 시공조건에서도 동일하게 적용하기 어렵다. 따라서 이음철근의 보강효과를 고려하기 위해서는 실제 사방댐의 시공 여건 및 설계사항을 충분히 고려하여 판단되어야 한다.

이 연구의 최종결과물은 사방댐의 노후화와 토석류 충격력을 고려한 안정해석 기준으로서, 추후 설계인자 변화 등을 반영한 사방댐 안정성의 장기적인 변화를 정량적으로 평가하기 위한 기법으로 활용될 수 있다. 특히 저사 조건에 따른 안정성 검토 결과, 사방댐의 저사 기능이 토석류 재해 저감에 유의미한 효과를 가지는 것으로 분석되었다. 따라서 이 연

구에서의 분석기법은 사방댐 관리사업의 계획 및 평가에 있어서 유용한 지표로 활용될 수 있을 것으로 판단된다.

한편, 이 연구에서 제안한 토석류 충격력과 사방댐의 노후화를 안정해석은 중앙 단면에서의 안정해석을 기반으로 하고 수행되고 있다. 그러나 중앙 단면만을 고려하는 안정해석은 사방댐의 종합적인 안정성을 평가하기 어렵다. 이 연구에서와 같이 댐체의 중앙단면만을 고려하는 경우, 이음철근으로 이어진 기초부 및 양안에 삽입된 댐 어깨부에 의한 3차원 구조거동을 해석하기 어렵다. 특히 댐 어깨는 토석류가 월류하는 경우에는 가장 취약한 지점이 될 수 있으나, 중앙단면만을 고려하는 현재의 안정해석 기법에서는 이러한 인자를 고려하기 어렵다. 이에 따라 추후 사방댐의 기초부를 포함한 전체 구조에 대한 해석기법이 개발하기 위한 연구가 필요하다고 판단된다.

종합적으로, 이 연구에서 개발된 토석류 유동 수치모형, 토석류 충격력 추정 모형, 수정 사방댐 안정해석 기법은 우리나라 산림유역에서 토석류 유출을 제어하기 위한 사방댐 설계 및 유지관리에 효율적으로 이용될 수 있을 것으로 판단된다. 특히 이 연구의 결과를 활용하면 노후화를 고려한 장기간의 사방댐의 안정성의 변화를 분석할 수 있고 사방댐 대수면에 토사퇴적이 진행됨에 따라 토석류 유출 및 충격력이 경감되는 경향을 모의할 수 있었다. 따라서 이 연구의 성과는 향후 사방댐의 전주기적 재해 대응을 위한 효과적인 유지관리 대책 수립에 활용될 수 있을 것으로 기대된다.

참고 문헌

강원대학교 산학협력단. 2015. 불투과형 사방댐 안정성검토 기법 개발. 대전: 산림청.

구봉근, 오병환, 김영의, 김태봉, 한승환. 1994. 비파괴시험에 의한 기존 콘크리트 구조물의 압축강도 추정. 콘크리트학회지 6(6): 159-172.

국가법령정보센터. Accessed 2020.06.17. http://www.law.go.kr/.

김기대, 김동엽, 서준표, 이창우, 우충식, 강민정, 정상섬, 이동균. 2018. 도시생활권의 토석류 피해 저감을 위한 복합형 사방댐의 안정성 및 기능성 평가. 한국산림과학회지 107(1): 59-70.

김기환, 이동혁, 김대회, 이승호. 2008. 토석류 흐름 상태 특성 파악을 위한 모형실험 연구. 한국지반환경공학회논문집 9(5): 83-89.

김동엽. 2013. 물리기반 모델을 이용한 광역규모의 산사태 발생 가능성 평가. 박사학위논문. 서울대학교.

김무한, 송병창, 고진수, 정성철, 권영진, 김규용, 강석표. 2000. 국내 철근콘크리트조 아파트의 노후도 평가에 관한 연구. 대한건축학회 논문집/구조계 16(6): 89-95.

김봉기. 2019. 강원도 사유림 내 콘크리트사방댐의 피해 유형 분석 및 개선방안에 관한 연구. 석사학위논문. 강원대학교.

김승은, 백중철, 김경석. 2013, FLO-2D 모형을 이용한 우면산 토석류 유동 수치모의. 대한토목학회논문집 33(3): 965-974.

김영일, 백중철. 2010. 사각형 수로에서 토석류 흐름 수리모형 실험. 대한토목학회 학술대회 2010: 279-282.

김영환, 전계원. 2018. Kanako-2D를 이용한 사방댐 위치 변화에 따른 토석류 피해지 분석. 한국안전학회지 33(1): 128-134.

김영환, 전계원, 전병희. 2016. 지상 LiDAR 및 Kanako-2D를 이용한 토석류 피해지 분석. 한국방재학회논문집 16(5): 113-118.

김운형, 송병웅, 김범석, 김주한, 이경희. 2009. 사방댐 설계방법의 문제점과 그 대책. 한국지반공학회 심포지엄 2009: 1057-1064.

김정호. 2016. 사방댐과 부속시설의 콘크리트 열화현상 유형분석: 강원도 영월군 사방댐 점검결과를 중심으로. 석사학위논문. 강원대학교.

남동호, 김병식. 2019. 2차원 토석류 예측모형과 시설물 중요도를 이용한 토석류 위험영향지도 개발. 한국방재학회논문집 19(5): 83-93.

국토교통부. 2016. 도로교설계기준(한계상태설계법). 세종: 국토교통부.

박기형, 김민식, 조성호, 이창우, 윤호중, 김경하. 2013. 콘크리트 비파괴시험법을 이용한 사방댐 안정도 평가에 관한 연구. 한국임학회지 102(1): 90-96.

산림청. 2014. (개정)사방기술교본. 대전: 산림청.

산림청. 2019. 임업통계연보 제49호. Accessed 2020.06.17.

https://www.forest.go.kr/kfsweb/cop/bbs/selectBoardArticle.do;jsessionid=t2exoyzqTPQUrrwq06tQ15qaGo98C4MZTm4hMciS7aGNCApR4aCmRAjH5g7WcQKD.frswas01_servlet_engine5?nttId=3137116&bbsId=BBSMSTR_1064&pageIndex=1&pageUnit=10&searchtitle=title&searchcont=&searchkey=&searchwriter=&searchdept=&searchWrd=&ctgryLrcls=&ctgryMdcls=&ctgrySmcls=&ntcStartDt=&ntcEndDt=&orgId=&mn=NKFS_04_05_09.

산림청. 2020a. 2020년 주요업무 세부추진계획. Accessed 2020.06.17. https://www.forest.go.kr/kfsweb/cop/bbs/selectBoardArticle.do?nttId=3140483&bbsId=BBSMSTR_1008&pageUnit=9&pageIndex=2&searchtitle=title&searchcont=&searchkey=&searchwriter=&searchWrd=&ctgryLrcls=&ctgryMdcls=&ctgrySmcls=&ntcStartDt=&ntcEndDt=&mn=NKFS_06_09_05.

산림청 2020b. 산사태 통계. Accessed 2020.06.17. http://sansatai.forest.go.kr/gis/main.do;jsessionid=HZe5ZWQ93bzVvOgxKXAltjz8vFeuIthEzi2Dyxz6FvHA7GH94k7hej8qEuw3nZ5B.ext-fdiswas1_servlet_ldm#mhms2.

산림청. 2017. 산림청 50년사: 1967-2017. 대전: 산림청.

경상북도 산림환경연구원. 2015. 효율적인 사방댐관리를 위한 모니터링 기법 연구. 경주: 경상북도 산림환경연구원.

서울특별시. 2012. 우면산 산사태 복구공사 실시설계 보고서-1공구: 래미안, 임광 · 전원마을. 서울: 서울특별시.

서울특별시. 2014. 우면산 산사태 원인 추가· 보완 조사. 서울: 서울특별시.

서준표, 우충식, 이창우, 김동엽. 2018. GIS 공간분석 기반의 토석류피해지 토사유출 특성 연구. 한국방재학회논문집 18(5): 89-96.

서정일, 전근우, 송동근. 2016. 산림유역의 만사 사방댐에 의한 토사유출 조절 효과 추정. 한국산림과학회지 105(3): 321-329.

송영석, 채병곤, 서용석. 2007. 강우에 의한 산사태 확산범위 산정기법 제안. 대한토목학회논문집 27(5): 342-352.

송영석, 윤중만, 정인근. 2018. 사방댐 준설퇴적물 관리시스템 개발 및 관리기술 제안. 한국지반신소재학회논문집 17(4): 267-275.

송정언, 박훈, 김승곤. 2010. 노후 콘크리트 재료의 물성 및 손상도에 관한 연구. 화약발파 28(2): 59-68.

유송, 2016. 토석류 수로 실험을 통한 토석류 흐름 특성 분석. 석사학위논문. 서울대학교.

윤병하, 전계원, 전병희, 정욱교. 2018. 모의실험을 통한 사방댐의 토석류 유출저감효과 분석. 한국방재학회논문집 18(2): 167-173.

이기환. 2017, 사방댐의 외관상태 평가에 의한 유지관리 우선순위 결정에 관한 연구. 박사학위논문. 영남대학교.

이득환, 이승래, 박준영. 2019. DAN3D 모형을 이용한 우면산 토석류 거동 수치모의. 한국방재학회논문집 19(3): 195-202.

이승수, 황규관. 2017. 비선형 점성유체의 다상유동 모형을 이용한 토석류 전산해석. 한국전산유체공학회지 22(1): 95-102.
이진호. 2015. 콘크리트사방댐의 피해유형 및 상태평가 분석. 박사학위논문. 강원대학교.
이진호, 전근우, 이상명, 박주환, 김봉기, 김석우, 서정일. 2013. 사방시설의 안전점검에 관한 연구(I) - 강원지역의 사방댐 점검결과를 중심으로. Journal of forest and environmental science 29(3): 226-236.
이창우. 2014. 산지토사재해 방재시스템 개발 및 활용. 산림정책 이슈 26호. 국립산림과학원. 서울. pp. 15.
이창우, 조성호, 박기형, 김민식, 윤호중, 하사눌. 2012. 표면파 기법에 의한 콘크리트 사방댐의 콘크리트 강도 등급 평가. 한국임학회지 101(3): 412-425.
임영협. 2017. KANAKO 2D를 이용한 토석류 수치모의 및 사방시설에의 적용 방안 연구. 박사학위논문. 강원대학교.
장수진. 2019. 수목 근계의 영향이 고려된 물리기반 모델에 의한 산지토사재해 위험도 평가. 박사학위논문. 강원대학교.
장창덕, 윤영호, 전계원. 2011. Kanako-1D를 이용한 토석류재해지역의 수치모의. Crisisonomy 7(6): 205-214.
정상섬과 홍문현. 2019. 광역적 산사태-토석류 연계해석기법 제안. 한국지반공학회논문집 35(10): 17-31.
정석일, 김홍택, 송창근, 이승오. 2018. 토석류 전파에 미치는 연행의 영향. 한국방재학회논문집 18(6): 105-110.
정석일, 송창근, 이승오. 2017. 토석류 방재구조물 모의에 대한 Sink Module의 이론적 접근. 한국방재학회논문집 17(6): 207-213.
정진영, 방돈석, 장범수. 2010. 토석류 재해저감을 위한 제도개선에 관한 고찰. 대한토목학회 학술대회 2010: 2159-2162.
진미정, 2019. 사방댐 제체의 외관상태에 따른 안정성 평가. 석사학위논문. 경상대학교.
채병곤, 김만일. 2010. DEBRIS-2D를 이용한 인제지역 토석류 산사태 거동모사 사례 연구. 지질공학 20(3): 231-242.
최정렬. 2018. FLO-2D 수치해석 모델을 이용한 토석류 거동 분석 및 건물 위험도 평가 - 춘천 산사태 지역을 중심으로. Crisisonomy 14(2): 91-99.
최정해. 2017. 수치해석을 통한 춘천 산사태지역 토석류 거동 분석. 지질공학 27(1): 59-66.
한국콘크리트학회. 2012. (국토해양부 제정) 콘크리트구조기준. 서울: 한국콘크리트학회.
한국확률강우량도. Accessed: 2020.06.12. http://www.k-idf.re.kr/.
江頭進治. 1993a. 土石流の停止・堆積のメカニズム(1). 砂防学会誌 46(1): 45-49.
江頭進治. 1993b. 土石流の停止・堆積のメカニズム(2). 砂防学会誌 46

(2): 51−56.
江頭進治. 2000. 土石流の流動機構. 日本流体力学会誌「ながれ」 19 (2): 74−80.
江頭進治, 芦田和男, 矢島啓, 高濱淳一郎. 1989. 土石流の構成則に関する研究. 防災研究所年報 32(B−2): 487−501.
高橋保, 中川一. 1991. 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測. 砂防学会誌 44(3): 12−19.
高橋保, 小林幸一郎. 1993. 粘性土石流の流動機構に関する研究. 防災研究所年報 36(B−2): 433−449.
高濱淳一郎. 1998. 土石流による河床変動. 砂防学会誌 51(3): 66−72.
廣瀬隆浩. 2001. コンクリート砂防ダムの機能設計. 砂防学会誌 53(5): 61−66.
廣井幸治. 2018. 利根川水系砂防事務所管内における砂防施設の長寿命化計画策定のための施設点検の取り組み. 砂防学会誌 70(6): 62−65.
堀内成郎, 岩浪英二, 中谷加奈, 里深好文, 水山高久. 2012. LPデータを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発. 砂防学会誌 64(6): 25−31.
宮本邦明. 1993. 土石流流動のメカニズム (2). 砂防学会誌 45(5): 22−27.
宮本邦明, 伊藤隆郭 2002. 支配方程式に侵食速度式を導入した場合の土石流の数値シミュレーション手法. 砂防学会誌 55(2): 24−35.
藤田寿雄. 1984. 砂防施設のメンテナンス. 砂防学会誌 37(2): 7−8.
山本彰, 山本修一, 鳥井原誠. 平間邦興. 1998. 砂防ダムに作用する土石流の衝撃力に関する研究. 砂防学会誌 51(2): 22−30.
山中僚. 2011. 非破壊調査による既設砂防堰堤の健全度評価. 砂防学会誌 63(5): 73−77.
西山卓, 大矢幸司, 田井中治, 伊藤孝男. 2007. 歴史的砂防施設保存に関わる安定性評価手法の一事例: 日光稲荷川釜ッ沢砂防えん堤を例として. 砂防学会誌 60(4): 40−49.
西村佳樹, 園田佳巨. 2004. 衝突実験による擁壁用ゴム製緩衝材の衝撃緩衝効果について. 砂防学会誌 56(6): 13−19.
小笠原和吉, 蒲原潤一. 2015, 長野県における砂防関係施設の維持管理の最近の取り組みについて. 砂防学会誌 68(4): 47−51.
水山高久. 1979a. 砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点. 砂防学会誌 32(1): 40−43.
水山高久. 1979b. 砂防ダムの災害実態調査. 砂防学会誌 31(4): 26−30.
水山高久, 下東久巳, 下田義文. 1985. 緩衝材を付けたコンクリート構造物に対する土石流衝撃力に関する研究. 砂防学会誌 38(3): 3−11.
日置幸雄. 2015. 有限要素法(FEM)を活用した老朽治山, 砂防ダムの機能診断と解析: ―低下した機能の復元のために―. 水利科学 49(1): 98−115.
中谷加奈, 里深好文, 水山高久. 2008. GUIを実装した土石流一次元シミュ

レータ開発. 砂防学会誌 61(2): 41−46.
中谷加奈. 2010. GUIを実装した汎用土石流数値シミュレーションシステムの開発と適用. 博士学位論文. 京都大学.
中谷加奈, 古谷智彦, 長谷川祐治, 小杉賢一朗, 里深好文. 2018. 細粒土砂の液相化が土石流挙動に及ぼす影響とその要因に関する検討. 砂防学会誌 70(6): 3-11.
下田義文, 鈴木真次, 石川信隆, 古川浩平. 1993. 個別要素法によるコンクリート製砂防ダムの衝撃破壊シミュレーション解析. 土木学会論文集 1993(480): 97−106.
Arattano, M., Franzi, L., and Marchi, L. 2006. Influence of rheology on debris−flow simulation. Natural Hazards and Earth System Science 6(4): 519−528.
Armanini, A. 1997. On the dynamic impact of debris flows. In: Armanini, A. and Michiue, M. (eds) Recent developments on debris flows, vol 64. Lecture Notes in Earth Sciences, 208−226. Berlin: Springer.
Armanini, A., Larcher, M., and Odorizzi, M. 2011. Dynamic impact of a debris flow against a vertical wall. In: Genevois, R. and Douglas, L. (eds) Proceedings of 5th International Conference on Debris-flow Hazard Mitigation, Padue, Italy, June 14−17, 2011. pp. 1041−1049. Roma: Casa Editrice Università La Sapienza.
Bugnion, L., McArdell, B., Bartelt, P., and Wendeler, C. 2012. Measurements of hillslope debris flow impact pressure on obstacles. Landslides 9(2): 179−187.
Burman, A., Maity, D., Sreedeep, S., and Gogoi, I. 2009. The behavior of aged concrete gravity dam under the effect of isotropic degradation caused by hygro−chemo−mechanical actions. International Journal of Engineering Studies 1(2): 105−122.
Canelli, L., Ferrero, A.M., Migliazza, M., and Segalini, A. 2012. Debris flow risk mitigation by the means of rigid and flexible barriers − experimental tests and impact analysis. Natural Hazards and Earth System Sciences 12(5): 1693−1699.
Carladous, S., Tacnet, J., and Batton−Hubert, M. 2016. Protection structures against natural hazards: from failure analysis to effectiveness assessment. In: Koboltschnig, G., Rudolf−Miklau, F., Laigle, D., Stoffel, M., Mikoš, M., and Kienholz, H. (eds) Proceedings of 13th Congress INTERPRAEVENT, Lucerne, Switzeland, May 30−June 2, 2016, pp. 735−743.
Cesca, M. and d’ Agostino, V. 2008. Comparison between FLO−2D and RAMMS in debris−flow modelling: a case study in the Dolomites. WIT Transactions on Engineering Sciences 60: 197−206.

Chahrour, N., Hariri, S., Tacnet, J.-M., and Bérenguer, C. 2019. Degradation Analysis and Preventive Maintenance Modelling and Assessment for Improved Resilience of Critical Infrastructures-Application to Torrent Checkdams. In Žutautaitė, I, Eid, M., Simola, K., and Kopustinskas, V. (eds) Proceedings of the 56th ESReDA Seminar, Linz, Austria, May 23-24, 2019. pp. 144-155. Luxembourg: Publications Office of the European Union.

Christen, M., Kowalski, J., and Bartelt, P. 2010. RAMMS: Numerical simulation of dense snow avalanches in three-dimensional terrain. Cold Regions Science and Technology 63(1-2): 1-14.

Chen, N. S., Zhou, W., Yang, C. L., Hu, G. S., Gao, Y. C., and Han, D. 2010. The processes and mechanism of failure and debris flow initiation for gravel soil with different clay content. Geomorphology, 121(3-4): 222-230.

Conesa-García, C., López-Bermúdez, F., and García-Lorenzo. 2007. Bed stability variations after check dam construction in torrential channels (South-East Spain). Earth Surface Processes Landforms 32(14): 2165-2184.

Coussot, P. and Meunier, M. 1996. Recognition, classification and mechanical description of debris flows. Earth-Science Reviews 40(3-4): 209-227.

D'Agostino, V., Cesca, M., and Marchi, L. 2010. Field and laboratory investigations of runout distances of debris flows in the Dolomites (Eastern Italian Alps). Geomorphology 115(3-4): 294-304.

Davies, T.R. 1990. Debris-flow surges-experimental simulation. Journal of Hydrology: New Zealand 29(1): 18-46.

De Haas, T., Braat, L., Leuven, J.R., Lokhorst, I.R., and Kleinhans, M.G. 2015. Effects of debris flow composition on runout, depositional mechanisms, and deposit morphology in laboratory experiments. Journal of Geophysical Research: Earth Surface 120(9): 1949-1972.

DeNatale, J.S., Iverson, R.M., Major, J.J., LaHusen, R.G., Fiegel, G., and Duffy, J.D. 1999. Experimental testing of flexible barriers for containment of debris flows. U.S. Geological Survey. Open File Report 99-205.

Denlinger, R.P. and Iverson, R.M. 2001. Flow of variably fluidized granular masses across three-dimensional terrain: 2. Numerical predictions and experimental tests. Journal of Geophysical Research: Solid Earth 106(B1): 553-566.

Dowling, C.A. and Santi, P.M. 2014. Debris flows and their toll on human life: a global analysis of debris-flow fatalities from

1950 to 2011. Natural Hazards 71(1): 203-227.
Egashira, S., Honda, N., and Itoh, T. 2001. Experimental study on the entrainment of bed material into debris flow. Physics and Chemistry of the Earth, Part C: Solar, Terrestrial & Planetary Science 26(9): 645-650.
Eu, S., Im, S., Kim, D., and Chun, K. W. 2017. Flow and deposition characteristics of sediment mixture in debris flow flume experiments. Forest Science and Technology 13(2): 61-65.
Eu, S., Im, S., and Kim, D. 2019. Development of Debris Flow Impact Force Models Based on Flume Experiments for Design Criteria of Soil Erosion Control Dam. Advances in Civil Engineering 2019: 3567374.
Evans, S.G., Tutubalina, O.V., Drobyshev, V.N., Chernomorets, S.S., McDougall, S., Petrakov, D.A., and Hungr, O. 2009. Catastrophic detachment and high-velocity long-runout flow of Kolka Glacier, Caucasus Mountains, Russia in 2002. Geomorphology 105(3-4): 314-321.
Fairfield, G. 2011. Assessing the dynamic influences of slope angle and sediment composition on debris flow behaviour: An experimental approach. Master Thesis. Durham University.
Felix, M. and Peakall, J. 2006. Transformation of debris flows into turbidity currents: mechanisms inferred from laboratory experiments. Sedimentology 53(1): 107-123.
George, D.L. and Iverson, R.M. 2011. A two-phase debris-flow model that includes coupled evolution of volume fractions, granular dilatancy, and pore-fluid pressure. 5th International Conference onDebris-flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction and Assessment. pp. 415-424.
George, D.L. and Iverson, R.M. 2014. A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy. II. Numerical predictions and experimental tests. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 470: 20130820.
Gogoi, I. and Maity, D. 2007. Influence of sediment layers on dynamic behavior of aged concrete dams. Journal of engineering mechanics 133(4): 400-413.
Gonda. 2009. Function of a debris-flow brake. International Journal of Erosion Control Engineering 2(1): 15-21.
Guthrie, R.H., Friele, P., Allstadt, K., Roberts, N., Evans, S.G., Delaney, K.B., Roche, D., Clague, J.J., and Jakob, M. 2012. The 6 August 2010 Mount Meager rock slide-debris flow, Coast Mountains, British Columbia: characteristics, dynamics, and implications for hazard and risk assessment. Natural Hazards

and Earth System Science 12(5): 1277-1294.
Hotta, N. and Miyamoto, K. 2008. Phase classification of laboratory debris flows over a rigid bed based on the relative flow depth and friction coefficients. International Journal of Erosion Control Engineering 1(2): 54-61.
Hübl, J. and Holzinger, G. 2003. Kleinmassstaebliche Modellversuche zur Wirkung von Murbrechern. Institut of Mountain Risk Engineering. WLS Report 50(3).
Hübl, J., Suda, J., Proske, D., Kaitna, R., and Scheidl, C. Debris flow impact estimation. In: Popovska C and Jovanovski M (eds) Proceedings of the 11th International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering, Ohrid, Macedonia, 2009. pp 137-148.
Hübl, J., Nagl, G., Suda, J., and Rudolf-Mikilau, F. 2017. Standardized Stress Model for Design of Torrential Barriers under Impact by Debris Flow (According to Austrian Standard Regulation 24801). International Journal of Erosion Control Engineering 10(1): 47-55.
Hürlimann, M., Rickenmann, D., and Graf, C. 2003. Field and monitoring data of debris-flow events in the Swiss Alps. Canadian Geotechnical Journal 40(1): 161-175.
Hu, K., Wei, F., and Li, Y. 2011. Real-time measurement and preliminary analysis of debris-flow impact force at Jiangjia Ravine, China. Earth Surface Processes and Landforms 36(9): 1268-1278.
Hungr, O. 1995. A model for the runout analysis of rapid flow slides, debris flows, and avalanches. Canadian Geotechnical Journal 32(4): 610-623.
Hungr, O., Evans, S., Bovis, M., and Hutchinson, J. 2001. A review of the classification of landslides of the flow type. Environmental and Engineering Geoscience 7(3): 221-238.
Hungr, O. and Evans, S. 2004. Entrainment of debris in rock avalanches: an analysis of a long run-out mechanism. Geological Society of America Bulletin 116(9-10): 1240-1252.
Hungr, O., Leroueil, S., and Picarelli, L. 2014. The Varnes classification of landslide types, an update. Landslides 11(2): 167-194.
Hungr, O., Morgan, G., and Kellerhals, R. 1984. Quantitative analysis of debris torrent hazards for design of remedial measures. Canadian Geotechnical Journal 21(4): 663-677.
Imran, J., Harff, P., Parker, G., and geosciences 2001. A numerical model of submarine debris flow with graphical user interface.

Computers and geosciences 27(6): 717-729.
Ishikawa, N., Inoue, R., Hayashi, K., Hasegawa, Y., and Mizuyama, T. 2008. Experimental approach on measurement of impulsive fluid force using debris flow model. In: Mikoš, M. and Hübl, J. (eds) Proceedings of 11th Congress INTERPRAEVENT, Dornbirn, Austria, May 26-30, 2008, pp. 343-354.
Iverson, R.M. 1997. The physics of debris flows. Reviews of Geophysics 35(3): 245-296.
Iverson, R.M. 2012. Elementary theory of bed-sediment entrainment by debris flows and avalanches. Journal of Geophysical Research: Earth Surface 117: F03006.
Iverson, R.M. 2015. Scaling and design of landslide and debris-flow experiments. Geomorphology 244: 9-20.
Iverson, R.M. and George, D.L. 2014. A depth-averaged debris-flow model that includes the effects of evolving dilatancy: I. Physical basis. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences 470: 20130819.
Iverson, R.M., George, D.L., Allstadt, K., Reid, M.E., Collins, B.D., Vallance, J.W., Schilling, S.P., Godt, J.W., Cannon, C., and Magirl, C.S. 2015. Landslide mobility and hazards: implications of the 2014 Oso disaster. Earth and Planetary Science Letters 412: 197-208.
Iverson, R.M., Logan, M., LaHusen, R.G., and Berti, M. 2010. The perfect debris flow? Aggregated results from 28 large-scale experiments. Journal of Geophysical Research: Earth Surface 115: F03005.
Iverson, R.M. and Ouyang, C. 2015. Entrainment of bed material by Earth-surface mass flows: Review and reformulation of depth-integrated theory. Reviews of Geophysics 53(1): 27-58.
Iverson, R.M., Reid, M.E., Logan, M., LaHusen, R.G., Godt, J.W., and Griswold, J.P. 2011. Positive feedback and momentum growth during debris-flow entrainment of wet bed sediment. Nature Geoscience 4(2): 116-121.
Jakob, M., Hungr, O., and Jakob, D.M. 2005. Debris-flow hazards and related phenomena. Berlin: Springer.
Jeong, S., Kim, Y., Lee, J.K., and Kim, J. 2015. The 27 July 2011 debris flows at Umyeonsan, Seoul, Korea. Landslides 12(4): 799-813.
Jeong, S.I. 2019. Numerical Study for Runup and Propagation Characteristics of Debris Flow. Ph.D. Dissertation. Hongik University, Seoul.
Jeong, S.W. 2015. Geotechnical and rheological characteristics of

waste rock deposits influencing potential debris flow occurrence at the abandoned Imgi Mine, Korea. Environmental Earth Sciences 73(12): 8299–8310.
Johnson, C., Kokelaar, B., Iverson, R.M., Logan, M., LaHusen, R., and Gray, J.M.N.T, 2012. Grain-size segregation and levee formation in geophysical mass flows. Journal of Geophysical Research: Earth Surface 117:F01032.
Kaitna, R. and Rickenmann, D. 2007. A new experimental facility for laboratory debris flow investigation. Journal of Hydraulic Research 45(6): 797–810.
Kim, D., Lee, E.J., Ahn, B., and Im, S. 2014. Landslide susceptibility mapping using a grid–based infiltration transient model in mountainous regions. In: Sassa, K., Canuti, P., and Yin, Y. (eds) Landslide science for a safer geoenvironment, vol 2. pp. 425–429. Springer.
Kwan, J. 2012. Supplementary technical guidance on design of rigid debris–resisting barriers. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong. GEO Report No. 270.
Leonardi, A., Wittel, F.K., Mendoza, M., Vetter, R., and Herrmann, H.J. 2016. Particle–fluid–structure interaction for debris flow impact on flexible barriers. Computer-Aided Civil Infrastructure Engineering 31(5): 323–333.
Liu, J., Nakatani, K. and Mizuyama, T. 2013. Effect assessment of debris flow mitigation works based on numerical simulation by using Kanako 2D. Landslides 10(2): 161–173.
Lo, D.O.K. 2000. Review of Natural Terrain Landslide Debris–resisting Barrier Design. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department, Hong Kong. GEO Report No. 104.
Major, Jon J. 1997. Depositional Processes in Large-Scale Debris-Flow Experiments. The Journal of Geology 105(3): 345–366.
Mazzorana, B., Trenkwalder-Platzer, H., Heiser, M., and Hübl, J. 2018. Quantifying the damage susceptibility to extreme events of mountain stream check dams using Rough Set Analysis. Journal of Flood Risk Management 11(4): e12333.
McDougall, S. and Hungr, O. 2005. Dynamic modelling of entrainment in rapid landslides. Canadian Geotechnical Journal 42(5): 1437–1448.
Mori, Y. and Ellingwood, B.R. 1993. Reliability–based service–life assessment of aging concrete structures. Journal of Structural Engineering 119(5): 1600–1621.
Moriguchi, S., Borja, R., Yashima, A., and Sawada, K. 2009.

Estimating the impact force generated by granular flow on a rigid obstruction. Acta Geotechnica 4(1): 57−71.
Naef, D., Rickenmann, D., Rutschmann, P., and McArdell, B.W. 2006. Comparison of flow resistance relations for debris flows using a one−dimensional finite element simulation model. Natural Hazards and Earth System Sciences 6(1): 155−165.
Nakano, Y., Shima, H., and Ogawa, K. 2012. Empirical Study on the Concentration of Debris Flow Based on the Effects of Fine Pa rticle Sediments. International Journal of Erosion Control Eng ineering 5(1): 52−59.
Nakatani, K., Hayami, S., Satofuka, Y., and Mizuyama, T. 2016. Case study of debris flow disaster scenario caused by torrential rain on Kiyomizu−dera, Kyoto, Japan − using Hyper KANAKO system. Journal of Mountain Science 13(2): 193−202.
Nakatani, K., Wada, T., Satofuka, Y., and Mizuyama, T. 2008. Development of "Kanako 2D (Ver. 2.00)," a user−friendly one−and two−dimensional debris flow simulator equipped with a graphical user interface. International Journal of Erosion Control Engineering 1(2): 62−72.
[NILIM] National Institute for Land and Infrastructure Management. 2016a. Manual of Technical Standard for designing Sabo facilities against debris flow and driftwood. Tsukuba: Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan. Technical Note of NILIM no. 904. (in Japanese)
[NILIM] National Institute for Land and Infrastructure Management. 2016b. Manual of Technical Standard for establishing Sabo master plan for debris flow and driftwood. Tsukuba: Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan. Technical Note of NILIM no. 905. (in Japanese))
[NILIM] National Institute for Land and Infrastructure Management. 2007. Manual of Technical Standard for Designing Sabo Facilities Against Debris Flow and Driftwood. Tsukuba: Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan. Technical Note of NILIM no. 365. (in Japanese)
Parsons, J. D., Whipple, K. X., and Simoni A. 2001. Experimental Study of the Grain-Flow, Fluid-Mud Transition in Debris Flows. The Journal of Geology 109(4): 427−447.
Pierson, T.C. 1980. Erosion and deposition by debris flows at Mt Thomas, north Canterbury, New Zealand. Earth Surface Processes and Landforms 5(3): 227−247.
Pierson, T.C. and Costa, J.E. 1987. A rheologic classification of subaerial sediment−water flows. Reviews in Engineering Geology 7:1−12.

Prochaska, A.B., Santi, P.M., Higgins, J.D., and Cannon, S.H. 2008. A study of methods to estimate debris flow velocity. Landslides 5(4): 431-444.

Proske, D., Suda, J., and Hübl, J. 2011. Debris flow impact estimation for breakers. Georisk 5(2): 143-155.

Reid, M.E., Iverson, R.M., Logan, M., LaHusen, R.G., Godt, J.W., and Griswold, J.P. 2011. Entrainment of bed sediment by debris flows: results from large-scale experiments. In: Genevois, R. and Douglas, L. (eds) Proceedings of 5th International Conference on Debris-flow Hazard Mitigation, Padue, Italy, June 14-17, 2011. pp. 367-374. Roma: Casa Editrice Università La Sapienza.

Rickenmann, D. 1999. Empirical relationships for debris flows. Natural Hazards 19(1): 47-77.

Rickenmann, D., Laigle, D., McArdell, B., and Hübl, J. 2006. Comparison of 2D debris-flow simulation models with field events. Computational Geosciences 10(2): 241-264.

Rickenmann, D. and Zimmermann, M. 1993. The 1987 debris flows in Switzerland: documentation and analysis. Geomorphology 8(2): 175-189.

Sakai, Y., Hotta, N., Kaneko, T., and Iwata, T. 2019. Effects of Grain-Size Composition on Flow Resistance of Debris Flows: Behavior of Fine Sediment. Journal of Hydraulic Engineering 145(5): 06019004.

Salvatici, T., Morelli, S., Pazzi, V., Frodella, W., and Fanti, R. 2017. Debris flow hazard assessment by means of numerical simulations: implications for the Rotolon creek valley (Northern Italy). Journal of Mountain Science 14(4): 636-648.

Sanvitale, N. and Bowman, E.T. 2017. Visualization of dominant stress-transfer mechanisms in experimental debris flows of different particle-size distribution. Canadian Geotechnical Journal 54(2): 258-269.

Scheidl, C., Chiari, M., Kaitna, R., Mullegger, M., Krawtschuk, A., and Zimmermann, T. and Proske, D. 2013. Analysing Debris-Flow Impact Models, Based on a Small Scale Modelling Approach. Surveys in Geophysics 34(1): 121-140.

Scheidl, C., McArdell, B., Nagl, G., and Rickenmann, D. 2019. Debris flow behavior in super-and subcritical conditions. In: Kean, J.W., Coe, J.A., Santi, P.M. and Guillen, B.K. (eds) Proceedings of 7th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, Golden, Colorado, USA, June 10-13, 2019. pp. 437-442. Association of Environmental and Engineering Geologists.

Scotto di Santolo, A. and Evangelista, A. 2009. Some observations on the prediction of the dynamic parameters of debris flows in pyroclastic deposits in the Campania region of Italy. Natural Hazards 50(3): 605-622.

Shieh, C.-L., Ting, C.-H., and Pan, H.-W. 2008. Impulsive force of debris flow on a curved dam. International Journal of Sediment Research 23(2): 149-158.

Shima, J., Takeda, I., Matsuzawa, R., Beppu, M., Ishikawa, N., and Mizuyama, T. 2015. Failure mechanism of concrete Sabo dam by rock impact. In: Saatcioglu, M. and Lok, T.S. (eds) Proceedings of the 11th International Conference on Shock abd Impact Loads on Structures, Ottawa, Canada. May, 14-15, 2015.

Smith, J.B., Keana, J.W., and Coea, J.A. 2019. Exploring controls on debris-flow surge velocity and peak discharge at Chalk Cliffs, Colorado, USA. In: Kean, J.W., Coe, J.A., Santi, P.M. and Guillen, B.K. (eds) Proceedings of 7th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation, Golden, Colorado, USA, June 10-13, 2019. pp. 199-206. Association of Environmental and Engineering Geologists.

Sosio, R., Crosta, G.B., and Hungr, O. 2008. Complete dynamic modeling calibration for the Thurwieser rock avalanche (Italian Central Alps). Engineering Geology 100(1): 11-26.

Suda, J., Strauss, A., Rudolf-Miklau, F., and Hübl, J. 2009. Safety assessment of barrier structures. Structure and Infrastructure Engineering 5(4): 311-324.

Sun, H.W., Lam, T.T.M., and Tsui, H.M. 2005. Design Basis for Standardised Modules of Landslide Debris-resisting Barriers. Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering and Development Department, Hong Kong. GEO Report No. 174.

Suwa, H., Okano, K., and Kanno, T. 2011. Forty years of debris flow monitoring at Kamikamihorizawa Creek, Mount Yakedake, Japan. In: Genevois, R. and Douglas, L. (eds) Proceedings of 5th International Conference on Debris-flow Hazard Mitigation, Padue, Italy, June 14-17, 2011. pp. 605-613. Roma: Casa Editrice Università La Sapienza.

Takahashi, T. 2014. Debris flow: mechanics, prediction and countermeasures. CRC Press.

Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T., and Yamashiki, Y. 1992. Routing debris flows with particle segregation. Journal of Hydraulic Engineering 118(11): 1490-1507.

Tekie, P.B. and Ellingwood, B.R. 2003. Seismic fragility assessment of concrete gravity dams. Earthquake engineering & structural

dynamics 32(14): 2221-2240.
Theule, J.I., Crema, S., Marchi, L., Cavalli, M., and Comiti, F. 2018. Exploiting LSPIV to assess debris-flow velocities in the field. Natural Hazards and Earth System Sciences 18(1): 1-13.
Uchida, T., Nishiguchi, Y., Nakatani, K., Satofuka, Y., Yamakoshi, T., Okamoto, A., and Mizuyama, T. 2013. New numerical simulation procedure for large-scale debris flows (Kanako-LS). International Journal of Erosion Control Engineering 6(2): 58-67.
Vagnon, F. and Segalini, A. 2016. Debris flow impact estimation on a rigid barrier. Natural Hazards and Earth System Sciences 16(7): 1691-1697.
Valentino, R., Barla, G., and Montrasio, L. 2008. Experimental Analysis and Micromechanical Modelling of Dry Granular Flow and Impacts in Laboratory Flume Tests. Rock Mechanics and Rock Engineering, 41(1): 153-177.
VanDine, D. 1996. Debris flow control structures for forest engineering. Research Branch, Ministry of Forest. Victoria, BC, Working Paper no. 8.
Varnes, D.J. 1978. Slope movement types and processes. In: Schuster, R.L. and Krizek, R.J. (eds) Landslides—Analysis and control. Special Report 176. pp. 11-33. National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C,
Wang, F., Wu, Y.-H., Yang, H., Tanida, Y., and Kamei, A. 2015. Preliminary investigation of the 20 August 2014 debris flows triggered by a severe rainstorm in Hiroshima City, Japan. Geoenvironmental Disasters 2(1): 1-16.
Wang, Y., Liu, X., Yao, C., Li, Y., Liu, S., and Zhang, X., 2018, Finite Release of Debris Flows around Round and Square Piers: Journal of Hydraulic Engineering, 144(12): 06018015,
Watanabe, M. 1981. Investigation and analysis of volcanic mud flows on mount sakurajima. In: Internatinal Association of Hydrological Sciences (eds) Erosion and Sediment Transport Measurement Symposium: proceedings of the Florence symposium, Florence, Italy. June 22-26, 1981. pp. 245-256. IAHS Publication no. 133.
Wendeler, C., Volkwein, A., Roth, A., Denk, M., and Wartmann, S. 2007. Field measurements and numerical modelling of flexible debris flow barriers. In: Chen, C.-L. and Major, J. J. (eds) Debris flow hazards mitigation-Mechanics, prediction, and assessment, Chendgu, China. September 10-13, 2007. pp. 681-687. Rotterdam: Millpress Science Publishers.
Wu, Y.-H., Liu, K.-F., and Chen, Y.-C. 2013. Comparison between

FLO-2D and Debris-2D on the application of assessment of granular debris flow hazards with case study. Journal of Mountain Science, 10(2): 293-304.
Zanuttigh, B. and Lamberti, A. 2006. Experimental analysis of the impact of dry avalanches on structures and implication for debris flows. Journal of Hydraulic Research 44(4): 522-534.
Zanuttigh, B. and Lamberti, A. 2007. Instability and surge development in debris flows. Reviews of Geophysics 45(3): RG3006.
Zanuttigh, B. and Lamberti, A. 2004. Numerical modelling of debris surges based on shallow-water and homogeneous material approximations. Journal of Hydraulic Research 42(4): 376-389.
Zhang, S. 1993. A comprehensive approach to the observation and prevention of debris flows in China. Natural Hazards 7(1): 1-23.
Zhao, T. 2017. Coupled DEM-CFD Analyses of Landslide-Induced Debris Flows. Singapore: Springer.

부록 – 안정해석 계산결과

1. Site2, 저사 없음

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	42347.85	0.70	29643.50
D2	201656.44	2.30	463809.81
D3	28231.90	3.78	106810.69
W1	0.00	4.25	0.00
E1	0.00	4.25	0.00
F1	1845.78	4.18	7720.25
F2	0.00	4.25	0.00
계	274081.97	23.72	607984.25

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	0.00	0.00	0.00
W3	0.00	0.00	0.00
E2	0.00	0.00	0.00
E3	0.00	0.00	0.00
F3	88018.23	0.51	44460.21
계	88018.23	0.51	44460.21

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
2.06	0.07	70768.13	58211.62

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 13.67 M_v = 607984.25 > M_h = 44460.21	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 2.18 f' = H/V (0.32) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 9.70 Q_a = 686490.00 > P_1= 70768.13	안정

2. Site2, 25% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	42347.85	0.70	29643.50
D2	201656.44	2.30	463809.81
D3	28231.90	3.78	106810.69
W1	750.85	4.19	3147.31
E1	600.68	4.19	2517.85
F1	1028.43	4.02	4138.41
F2	2293.55	4.16	9546.91
계	276909.70	23.35	619614.47

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	6562.57	0.44	2871.12
W3	3754.24	0.29	1094.99
E2	4912.70	0.44	2149.31
E3	1253.95	0.29	365.74
F3	53803.90	1.26	67652.17
계	70287.37	2.72	74133.32

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.97	0.16	79423.00	50887.44

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 8.36 M_v = 619614.47 > M_h = 74133.32	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 2.76 f' = H/V (0.25) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 8.64 Q_a = 686490.00 > P_1= 79423.00	안정

3. Site2, 50% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	42347.85	0.70	29643.50
D2	201656.44	2.30	463809.81
D3	28231.90	3.78	106810.69
W1	3003.39	4.13	12414.03
E1	2402.72	4.13	9931.22
F1	713.72	3.86	2752.78
F2	3870.80	4.08	15773.52
계	282226.82	22.98	641135.55

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	11075.58	0.88	9691.13
W3	15016.97	0.58	8759.90
E2	8080.51	0.88	7070.45
E3	5015.80	0.58	2925.88
F3	37329.54	2.07	77371.91
계	76518.39	4.99	105819.27

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.90	0.23	87803.91	45008.71

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 6.06 M_v = 641135.55 > M_h = 105819.27	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 2.58 f' = H/V (0.27) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 7.82 Q_a = 686490.00 > P_1= 87803.91	안정

4. Site2, 75% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	42347.85	0.70	29643.50
D2	201656.44	2.30	463809.81
D3	28231.90	3.78	106810.69
W1	6757.64	4.08	27537.37
E1	5406.11	4.08	22029.89
F1	527.02	3.69	1943.41
F2	5053.08	3.99	20149.16
계	289980.04	22.61	671923.83

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	14458.45	1.31	18976.71
W3	33788.18	0.88	29564.66
E2	10284.12	1.31	13497.91
E3	11285.55	0.88	9874.85
F3	26962.84	2.91	78349.14
계	96779.14	7.28	150263.27

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
180	0.33	99637.22	36823.98

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 4.47 M_v = 671923.83 > M_h = 150263.27	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 2.10 f' = H/V (0.33) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 6.89 Q_a = 686490.00 > P_1= 99637.22	안정

5. Site2, 100% 저사(만사)

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	42347.85	0.70	29643.50
D2	201656.44	2.30	463809.81
D3	28231.90	3.78	106810.69
W1	12013.58	4.02	48254.53
E1	9610.86	4.02	38603.62
F1	401.64	3.55	1425.81
F2	5958.30	3.90	23237.37
계	300220.56	22.27	711785.32

수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	17048.56	1.75	29834.98
W3	60067.88	1.17	70079.19
E2	11816.40	1.75	20678.70
E3	20063.20	1.17	23407.06
F3	0.00	3.50	0.00
계	108996.03	9.33	143999.93

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.89	0.23	93953.62	47326.65

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 4.94 M_v = 711785.32 > M_h = 143999.93	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 1.93 f' = H/V (0.36) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 9.70 Q_a = 686490.00 > P_1= 93953.62	안정

6. Site3, 0% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	31112.71	0.60	18667.62
D2	207418.05	2.40	497803.32
D3	20741.81	4.10	85041.40
W1	0.00	4.50	0.00
E1	0.00	4.50	0.00
F1	3051.22	4.42	13473.95
F2	0.00	4.50	0.00
계	262323.78	25.02	614986.30

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	0.00	0.00	0.00
W3	0.00	0.00	0.00
E2	0.00	0.00	0.00
E3	0.00	0.00	0.00
F3	225033.88	0.63	141906.51
계	225033.88	0.63	141906.51

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.80	0.45	93004.91	23583.44

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 4.33 M_v = 614986.30 > M_h = 141906.51	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 0.82 f' = H/V (0.86) > f(0.7)	불안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 7.38 Q_a = 686490.00 > P_1= 93004.91	안정

7. Site3, 25% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	31112.71	0.60	18667.62
D2	207418.05	2.40	497803.32
D3	20741.81	4.10	85041.40
W1	551.64	4.45	2454.81
E1	441.32	4.45	1963.85
F1	2990.66	4.27	12760.27
F2	3578.39	4.43	15834.40
계	266834.57	24.69	634525.68

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	9189.18	0.38	3445.94
W3	2758.22	0.25	689.55
E2	7702.92	0.38	2888.60
E3	946.73	0.25	236.68
F3	212851.39	1.37	292600.04
계	233448.44	2.62	299860.81

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.25	1.00	138026.33	−19433.18

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 2.12 M_v = 634525.68 > M_h = 299860.81	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 0.80 f' = H/V (0.87) > f(0.7)	불안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 4.84 Q_a = 686490.00 > P_1= 138026.33	안정

8. Site3, 50% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	31112.71	0.60	18667.62
D2	207418.05	2.40	497803.32
D3	20741.81	4.10	85041.40
W1	2206.58	4.40	9708.93
E1	1765.26	4.40	7767.14
F1	2667.80	4.12	10994.55
F2	6771.07	4.35	29454.14
계	272683.27	24.37	659437.11

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	17387.84	0.75	13040.88
W3	11032.88	0.50	5516.44
E2	14406.41	0.75	10804.81
E3	3755.84	0.50	1877.92
F3	183496.08	2.09	383690.47
계	230079.04	4.59	414930.51

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
0.90	1.35	169938.73	−48746.16

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 1.59 M_v = 659437.11 > M_h = 414930.51	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 0.83 f' = H/V (0.84) > f(0.7)	불안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 3.39 Q_a = 686490.00 > P_1= 169938.73	안정

9. Site3, 75% 저사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	31112.71	0.60	18667.62
D2	207418.05	2.40	497803.32
D3	20741.81	4.10	85041.40
W1	4964.79	4.35	21596.85
E1	3971.84	4.35	17277.48
F1	2333.36	4.00	9333.42
F2	9522.02	4.28	40706.63
계	280064.57	24.08	690426.73

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	24452.18	1.13	27508.70
W3	24823.97	0.75	18617.98
E2	20160.13	1.13	22680.15
E3	8450.65	0.75	6337.99
F3	104666.21	2.63	274748.79
계	182553.13	6.38	349893.60

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
1.22	1.03	148047.57	−23574.43

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 1.97 M_v = 690426.73 > M_h = 349893.60	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 1.07 f' = H/V (0.65) > f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 4.47 Q_a = 686490.00 > P_1= 148047.57	안정

10. Site3, 100% 만사

– 연직분력

구분	연직분력 V [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mv [N]
D1	31112.71	0.60	18667.62
D2	207418.05	2.40	497803.32
D3	20741.81	4.10	85041.40
W1	8826.30	4.30	37953.09
E1	7061.04	4.30	30362.47
F1	2028.82	3.90	7912.39
F2	11869.77	4.20	49853.05
계	289058.49	23.80	727593.35

– 수평분력

구분	수평분력 H [N/m]	반수면 모서리에서의 작용거리 (a) [m]	저항모멘트 Mh [N]
W2	30481.13	1.50	45721.69
W3	44131.50	1.00	44131.50
E2	24998.81	1.50	37498.21
E3	15023.37	1.00	15023.37
F3	0.00	3.00	0.00
계	114634.81	8.00	142374.77

합력의 작용점 [m]	편심거리 [m]	최대지반반력 P_1 [N/m^2]	최소지반반력 P_2 [N/m^2]
2.02	0.23	83542.79	44927.65

– 안정검토

전도에 대한 안정	안전율(Fs) = M_v/M_h = 5.11 M_v = 727593.35 > M_h = 142374.77	안정
활동에 대한 안정	안전율(Fs) = f/f' = 1.77 f' = H/V (0.40) < f(0.7)	안정
지내력에 대한 안정	안전율(Fs) = Q_a/P_1 = 8.22 Q_a = 686490.00 > P_1= 83542.79	안정

Abstract

Long-term Stability Analysis of Erosion Control Dam Considering Debris-flow Entrainment and Impact Force Simulation

Song Eu
Program in Forest Environmental Science
Department of Forest Sciences
The Graduate School
Seoul National University

As a kind of mass movement in forest watersheds, debris flow is channelized flow of the water-soil mixture. In Korea, the risk of debris flow has increased during the past few decades, and erosion control dams (ECDs) have been implemented to reduce damages induced by debris flow. Despite its function as a debris-flow barrier, ECDs have been designed with stability analysis for only static hydraulic pressure. Tis ECD's design criteria seems to be hard to ensure its stability under the debris-flow impact condition. Moreover, because ECDs have been installed since 1986, some ECDs are suffering from time-dependent degradation. Therefore, to design and maintain ECDs effectively, the engineering understandingon the long-term stability analysis of ECDs has become urgent.

The overall objective of this study was to analyze the structural

stability of aged ECD against debris-flow impact force. This study consists of three parts: (1) determining debris-flow impact force model from flume experiments, (2) developing a numerical simulation model for debris-flow dynamics, and (3) suggesting a revised stability analysis scheme in the current guideline with the application of a time-dependent strength reduction model.

First, debris flow flume experiments were conducted to reveal the relationship between flow characteristics, such as flow velocity or flow depth, and debris-flow impact force. Measured data showed that the impact force of debris flow follows the hydrodynamic model that comprises flow velocity, density, and an empirical coefficient. Moreover, the empirical coefficient of this model had a significant correlation with the Froude number. Based on those findings, a debris-flow impact force model consisting of flow velocity and depth has been developed.

Second, the numerical model that simulates debris flow behaviour was developed to determine flow characteristics at forested watersheds, which embeded the debris-flow impact force model proposed in the first part. Among various models suggested by previous studies, the two-phase continuum concept was selected as a governing equation. Dilatant with Coulomb friction model was used as a stress structure, and the entrainment model based on equilibrium sediment concentration was applied. The simulation results were well matched with the flow characterisitcs of flume experiments and debris flow in 2011, Seoul. Thus, it seems to be applied in the analysis of debris flow movement in forested watersheds of Korea, with acceptable accuracy.

Lastly, the current stability analysis scheme of ECD was revised to consider debris-flow impact force, and structural analysis using

finite element method was performed to analyze distressed failure mode elaborately. Three small forested watersheds in Kangwon province (Site1-3) were chosen for this purpose, and debris flow behavior was simulated in each watershed. With debris flow characteristics and corresponding impact force of each watershed, stability analysis of ECD was conducted considering the time-dependent strength reduction of dam and deposit scenarios. As a result, debris-flow discharge and impact force were explicitly influenced by their watershed characteristics, such as stream length and watershed area, and sediment deposition at upstream of ECD. The result of stability analysis showed that Site2 might be stable structurally for long-term operation. At the same time, Site3 seemed to be unstable at sliding failure mode in case of the less deposited condition. Moreover, ECD at Site3 might be at risk for distress failure after 58 years, when considers its strength reduction due to age-related degradation.

Overall, revised stability analysis of ECD considering debris-flow impact force and age-related degradation in this study seems to be used to design new ECD or establish an effective maintenance plan of aged ECD in forested watersheds.

Keywords : *debris flow, flume experiment, erosion control dam, entrainment, stability analysis, computational fluid dynamics*
Student Number : 2016-35862