

매리 땅밀림형 山沙汰의 發生特性에 관한 分析 (IV)
- 構造物의 安定解析을 中心으로 -

朴在鉉^{1*} · 裴鍾淳² · 崔敬³ · 麻鎭燮⁴ · 李宗學⁵ · 尹豪重⁶

¹진주산업대학교, ²경상대학교 공과대학 건설공학부 토목공학과 교수, 경상대학교 공학연구원 연구원,
³한국산지환경조사연구회, ⁴경상대학교 농업생명과학대학 산림과학부,
⁵유비시스템, ⁶국립산림과학원 임지보전과

Analysis on the Characteristics of the Landslide in Maeri (IV)
- With a Special Reference on Stability Analysis of structures -

Jae-Hyeon Park^{1*}, Jong Soon Bae², Kyung-Choi³, Ho-Seop Ma⁴,
Jong-Hak Lee⁵ and Youn Ho-Jung⁶

¹Department of Forest Resources, Jinju National University, Jinju, Gyeongsangnamdo 660-758, Korea
²Prof., Dept. of Civil Eng., Division of Construction Eng., College of Eng., and Researcher, Engineering
Research Institute, Gyeongsang National University, Jinju, Gyeongsangnamdo 660-701, Korea
³Korean Society of Forest Environmental Research, Janghyeonri 472-866, Korea
⁴Division of Forest Science, Gyeongsang National University, Jinju, Gyeongsangnamdo 660-701, Korea
⁵Ubi System, Seongnam 461-200, Korea
⁶Korea Forest Research Institute, Seoul 130-712, Korea

요약: 이 연구는 김해시 상동면 매리 산사태지의 발생특성을 밝히기 위한 일련의 연구로 본보에서는 구조물의 안정 해석을 실시하였다. 옹벽 및 석축의 외적 안정성 검토 결과, II-D단면을 제외하고는 모두 불안정한 것으로 산정되어 구조물에 대한 안정 대책이 필요한 것으로 판단되었다. 또한, 불안정한 옹벽은 보강하고 여기에 배수공을 추가로 설치하여 안정을 도모할 필요가 있을 것으로 사료된다. 아울러 이 지역의 석축 구조물은 사면활동에 저항하기 위하여 석축 상부의 사면을 완화하여 상부로부터의 하중을 감소시키는 방법이 유용할 것으로 생각된다.

Abstract: This study was carried out to analyse the landslide characteristics by structure stability analysis at the landsliding area occurred in Maeri, Sangdong-myeon, Gimhaesi, Gyeongsangnam-do. External stability of the retaining wall and the retaining stonewall was assessed as unstable condition except for the II-D profile. It is needed to consider a counter plan to stabilize the structure. Also, it is necessary to stabilize the unstable retaining wall reinforced with adding draining measure. It is useful to reduce the load from upper retaining stonewall by alleviating the slope degree from stonewall structures.

Key words : structure stability, retaining wall, land slide

서론

산사태는 산지 비탈에서 주로 집중호우로 인하여 흩이 포화되면 응집력을 잃어 일정 깊이의 흩층이 비교적 작은 규모로 급속히 무너져 내리는 중력침식 현상을 총칭한다(우보명 등, 1996). 특히 우리나라에서는 이러한 산사태에 의한 피해가 증가일로에 있어 인공사면뿐 아니라 암반절취사면에 대한 산사태 방지를 위한 예지시스템을 개발하

고(임업연구원, 2003), 산사태 발생원인을 분석함으로써 기존의 산사태에 대한 문제점 및 개선방향을 강구하고 있다(강원대학교 산림과학연구소, 2003).

땅밀림형 산사태는 이동토피의 규모가 크고, 이동속도는 매우 느린(0.01~10 mm/day) 특징을 가지고 있다(土木施設防災工法研究會, 1984; Varnes, 1984). 또한, 사면경사가 25~35° 정도인 집수사면에서 발생률이 높고, 지하수가 규칙적인 배열을 하는 경우 발생위험도가 증가되며(中村, 1981), 산사태 발생시에는 상부 지표면에 滑落崖 및 引張龜裂이 형성된다는 특징이 있다(廣住 등, 1990; 이영남,

*Corresponding author
E-mail: pjh@jinju.ac.kr

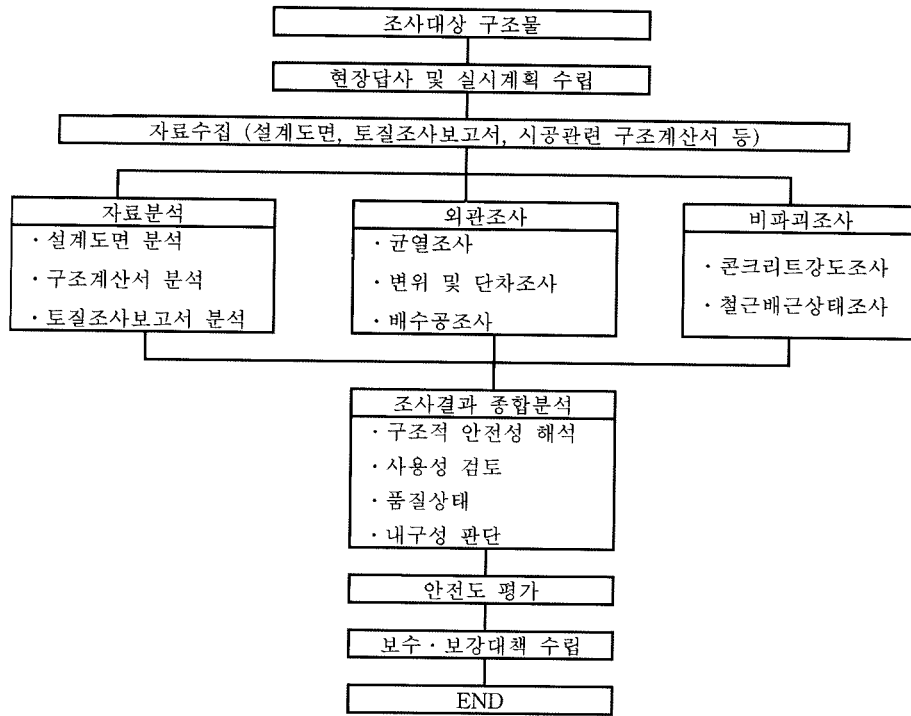


Figure 1. 구조물 검토 흐름도.

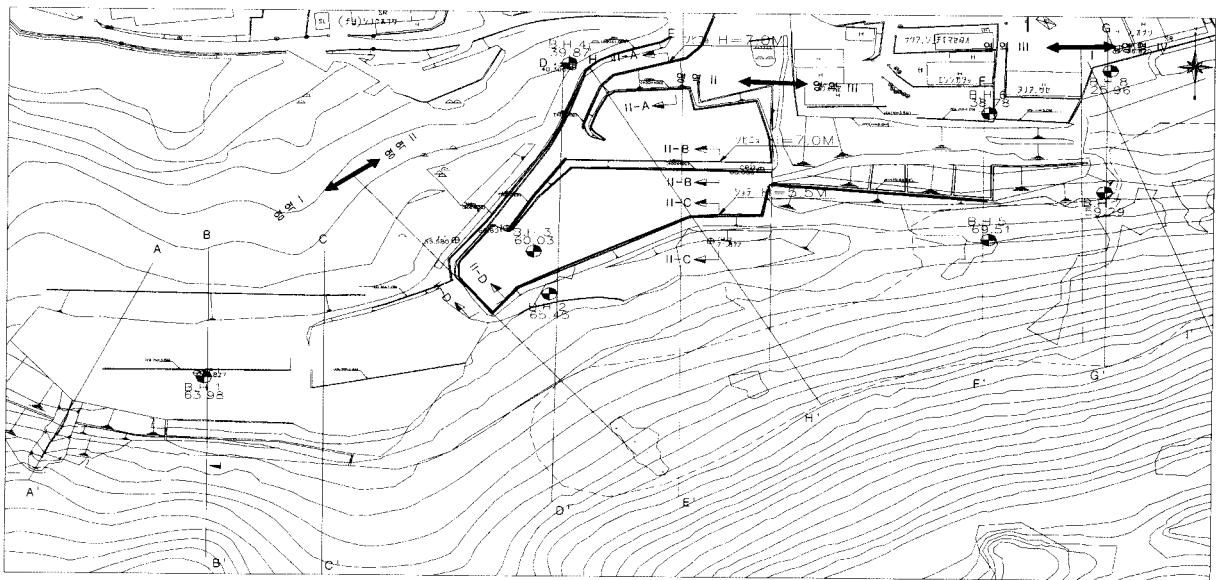


Figure 2. 조사대상지 영역 구분 및 구조물안정성 분석 구분 단면도.

1991). 땅밀림 산사태 발생시에는 토괴의 신축 및 매몰, 응기현상에 의한 계단상 지형이 발달하고(矢野, 1983), 도로의 변형, 구조물의 파괴, 수목의 이상성장 등의 뚜렷한 징후를 수반하기도 한다(久保田, 1985). 또한, 땅밀림형 산사태로 인한 침식 토사 및 암석 등이 계곡으로 유입되면 토석류로 발전할 수도 있다(池谷, 2004). 이러한 땅밀림 산사태에 대하여, 일본의 경우 대책공법기술의 역사가 깊고 발전되어 있으나, 우리나라에서는 발생사례가 적어 이에 대한 연구 및 기술 축적이 부족한 실정이다(우보명 등, 1996a, 1996b; 朴在鉉 등, 2003). 이 연구는 김해시 상동면

매리에서 발생한 산사태에 따른 구조물의 안정성을 분석하고 그 복구 대책을 강구하였다.

연구 방법

1. 조사대상지의 위치 및 범위

조사대상지는 경상남도 김해시 상동면 매리 산 131-29 번지 일원(朴在鉉 등, 2005)의 붕괴지 및 퇴적지(면적 약 1.5 ha)와 피해지역에 영향을 미치는 주변지역으로, 산사태는 표고 40 m에서 60 m까지로 약 20 m의 표고차를 가

지며, 산사태지의 평면적은 약 15,000 m²이다.

2. 조사방법

산사태 발생지에서 구조물의 안정성을 분석하기 위하여 8개 지점에서 유압 회전수세식 시추기(조사구경; NX 76 mm)를 사용하여 시추조사를 실시한 지질조사서를 기본으로 구조물에 대한 현장답사와 외관조사를 통해 기본 계획의 수립방향을 설정하고, 정밀한 조사와 확인이 요구되는 부재에 대해서는 비파괴장비를 이용하여 조사를 수행하고 측정결과를 분석한 후 종합적인 평가에 대한 객관적 자료를 토대로 분석을 수행하였다(전성기, 2001). 조사 대상구조물은 Figure 1과 같은 흐름으로 검토하였다. 특히, 균열조사는 조사대상지내 옹벽(h: 5.5 m, L: 57 m)에 대하여 조사하였으며, 배수공(φ: 10 cm)은 대부분 상부토사로

인해 막혀 있었다.

이때 구조물의 안정성을 분석하기 위한 연구 범위는 Figure 2(朴在鉉 등, 2005)의 영역 I과 II에 해당하며, 이 지역에 설치된 구조물의 설계도면을 분석하였다. 또한, 구조물의 안정성 분석을 위하여 PRD PRO 프로그램을 이용하였다(전성기, 2001).

결과 및 고찰

1. 영역별 구조물의 안정성 분석

1) 도면검토 결과

영역 I지역에 설치된 옹벽의 표준단면과 실제옹벽의 일치성 여부를 검토한 결과, 표준도에 있는 옹벽의 높이와 실제 옹벽높이가 일치하지 않았으며, 압성토 부분은 유실 혹

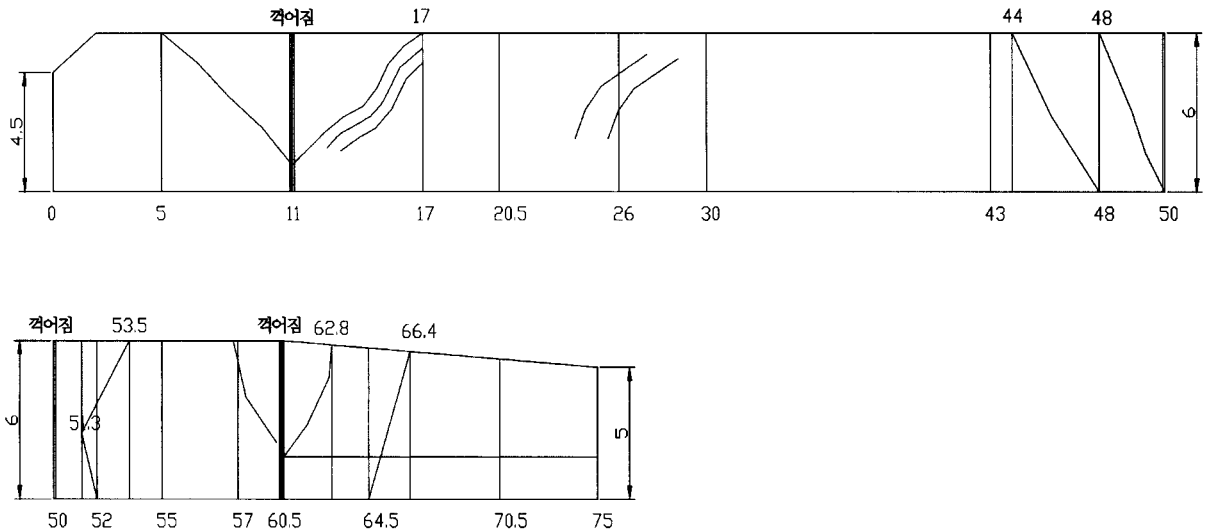


Figure 3. A-A 단면 벽체 균열도.

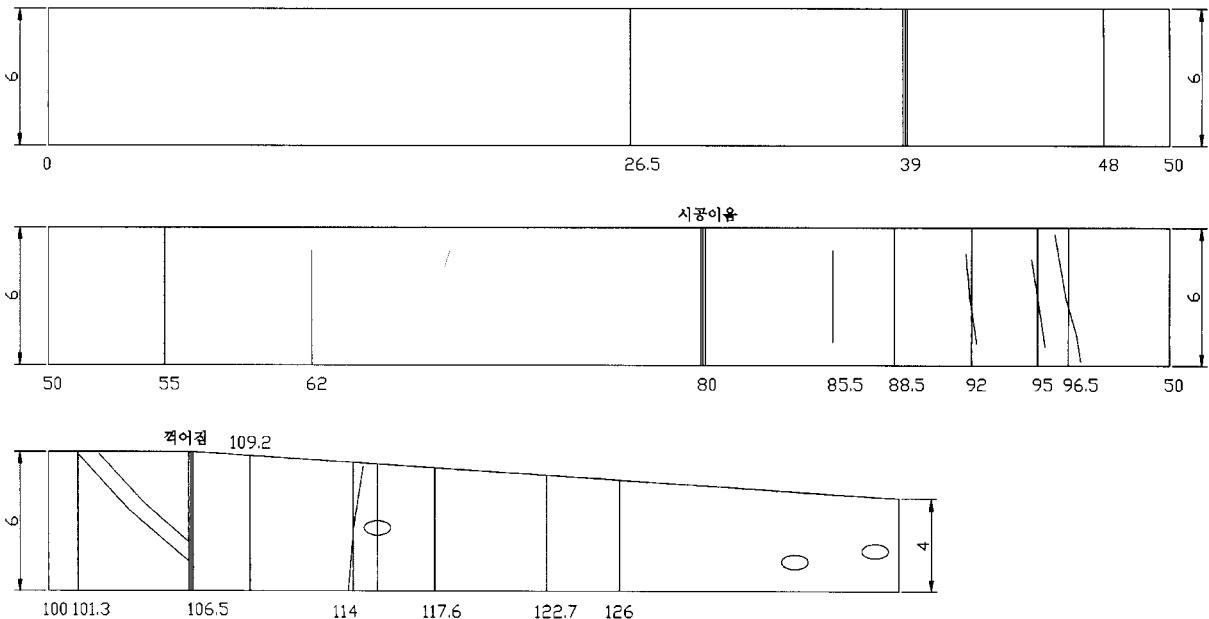


Figure 4. B-B 단면 벽체 균열도.

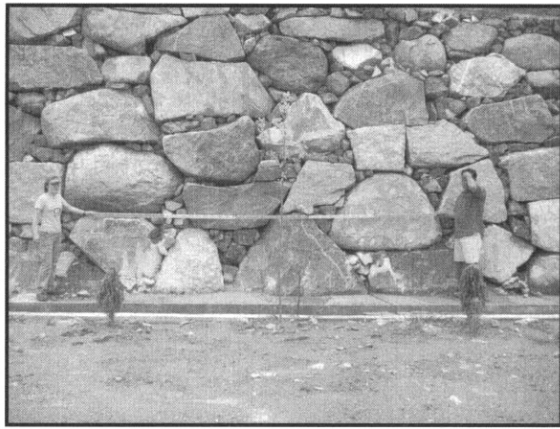


Figure 5. 배면토 유실 흔적(정면).



Figure 6. 배면토 유실 흔적(상부).

은 존재하지 않는 것으로 조사되어 옹벽의 안전성 검토는 제외하였다. 또한, 영역 II지역의 옹벽단면을 검토한 결과 옹벽의 표준단면과 현장의 옹벽은 일치하는 것으로 조사되었으나, 기존 도면에서 표준단면도와 철근이 배근되어 있는 L형 옹벽 일반도가 일치하지 않는 것으로 나타났다. 옹벽의 표준단면도에서 표현된 옹벽배면의 경사는 실제와 같이 경사진 것으로 표현하고 있으나, L형 옹벽(H= 7.0 m)의 일반도 및 배근도에서는 배면토의 경사가 수평으로 되어 있는 것으로 나타났다. 그리고 영역 II지역의 석축단면과 실체는 거의 흡사하나, 석축의 기울기가 1:0.19 0.3으로 설

계도면과 비교해 볼 때 약간 급하게 축조된 것으로 나타났다.

2) 외관조사

(1) 옹벽

영역 II의 옹벽부분은 종방향 및 사방향, 횡방향 균열이 발생하였으며, 재료분리 현상은 전체적으로 분포하고 있는 것으로 나타났다. 또한, 배부름 현상은 발생되지 않았으나, 균열의 길이는 옹벽 상단과 하단에 걸쳐 길게 발생하였으며, 폭은 0.5 mm 이하의 균열이 대부분으로, 균열이 진행 중인 것으로 나타났다. 또한, 전체에 걸쳐 표면 보수 흔적이 있었다. 균열의 상태는 A-A '단면상에 직각 방향으로 설치한 옹벽의 단면(Figure 3)이 B-B' 단면상에 직각 방향으로 설치한 옹벽의 단면(Figure 4)보다 분포영역이 넓고 심하게 발생한 것으로 조사되었다. 이때 11 m, 50 m, 60.5 m 부분은 토층의 부분 침하 등의 원인으로 꺾여진 부분이다.

(2) 석축

석축은 외관상 배부름 현상이나 침하 등의 조짐을 발견할 수 없었으나, 배면토의 유실이 심했으며, 부분적으로 공동현상이 조사되었다. 이와 같은 현상은 석축배면의 다짐부족에 의한 1차적 원인과 잡석의 입도분포가 양호하지 못해서 발생할 수 있으며, 옹벽상부에 유입수의 집중현상에 의해서도 발생된 것으로 판단된다.

(3) 비파괴조사 결과

콘크리트 옹벽의 강도를 판정하기 위해 Schmidt hammer 시험(전성기, 2001)을 실시하였으며, 안정검토단면의 Schmidt hammer 시험 결과는 다음과 같다. 시험결과 축조된 옹벽 콘크리트에 대한 Schmidt hammer 반발수치(SHV)는 34로 반발경도법에 의거 일축압축강도로 환산하면 217 kg/cm²으로 나타나 기존 설계에 적용된 210 kg/cm²보다 크게 나타났다. 또한, 석축을 구성한 암석을 대상으로 시험한 Schmidt hammer 반발수치는 57~59로 일축압축강도로 환산하면 1,000~1,200 kg/cm²으로 나타났다(Table 1).

2. 구조물의 안정성 분석 결과

조사대상지역에서 가장 위험한 단면을 대표적으로 선

Table 1. Schmidt hammer 시험결과.

| 측정구간 | 위 치 | 측정각도 | 평균 | 보정치 | 일축압축강도(Kg/cm ²) | | | | 비 고 |
|--------|----------|------|----|-----|-----------------------------|-------|-----------|-------|------|
| | | | | | 재료학회 | 건축학회 | 동경건축재료연구소 | 평균 | |
| Test-2 | BH-3 하부 | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | 콘크리트 |
| | Con'c 옹벽 | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |
| | (단면 B-B) | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |
| Test-3 | BH-4 상부 | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |
| | Con'c 옹벽 | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |
| | (단면 A-A) | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |
| | | 0 | 34 | 34 | 201.2 | 271.6 | 179.4 | 217.4 | |

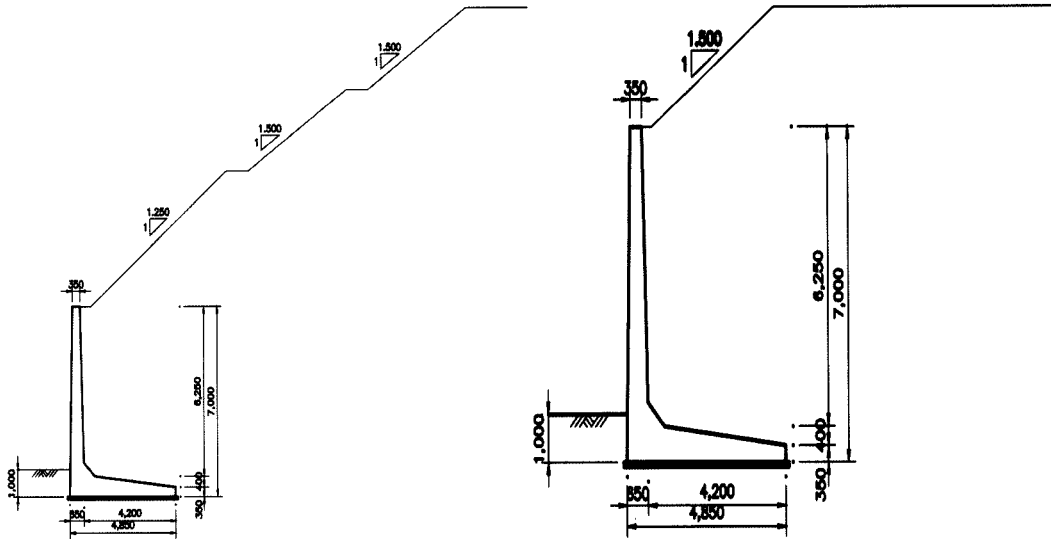


Figure 7. 단면 II-A(H=5.0 m, 좌), 단면 II-B(H=5.0 m, 우).

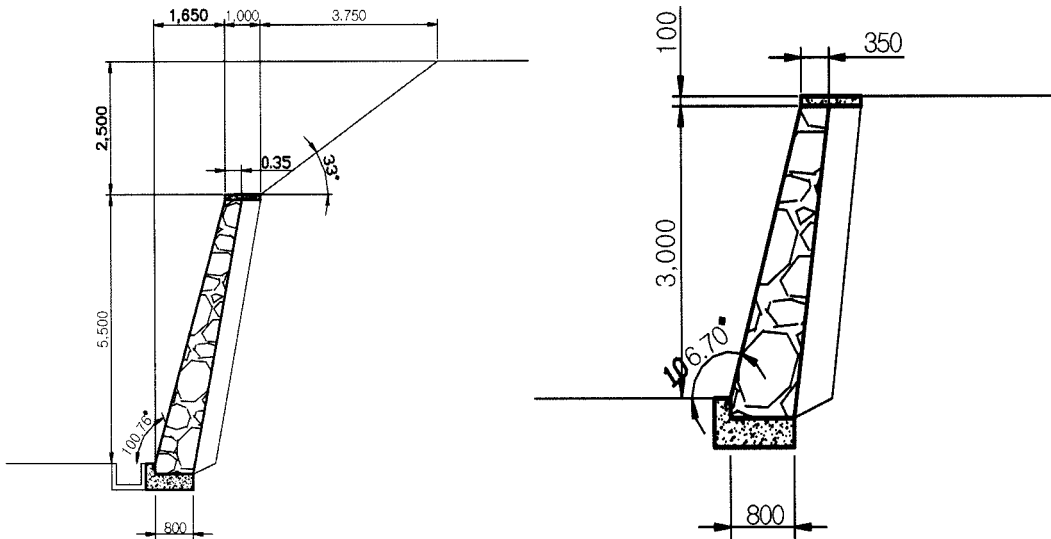


Figure 8. 단면 II-C(H=5.5 m, 좌), 단면 II-D(H=3.0 m, 우).

정하여 분석하였으며, 검토단면은 Figure 7, 8과 같다.

과 같다.

1) 지층 구분 및 토질정수

지층 구분을 위해 시추조사, 시험굴 및 탄성파탐사시험 결과를 이용하였으며, 이를 고려하여 배면과 지지층으로 구분하여 적용하였다. 토사 및 암반의 지반정수는 실내시험 및 현장시험 결과를 기준으로 구하였다. 자연지반을 구성하는 토층은 복잡하고 퇴적지반은 과거 이력에 의해 매우 다양한 특성을 나타낸다(전성기, 2001). 구조물 검토에 사용된 토질정수는 Table 2와 같다.

2) 기준안전율

구조물 안정 해석시 옹벽은 전도 활동 지지력에 대해 안전해야 하며, 옹벽저면의 사면활동에 대해서도 안전해야 된다(오정환, 1999; 한국도로공사, 1996; 한국지반공학회, 2003). 구조물의 안정을 위해 제시된 기준안전율은 Table 3

3) 구조물에 대한 안정성 분석 결과

구조물에 대한 외적안정성 분석결과, 옹벽 II-A와 옹벽 II-B는 모두 전도, 활동, 지지력 모두 불안정한 것으로 분석되었다. 또한, 석축 II-C는 불안정한 것으로 분석되었으나, 석축 II-D는 안정한 것으로 분석되었다(Table 4). 즉, 옹벽 및 석축의 외적안정성 분석 결과, II-D단면을 제외하고는 모두 불안정한 것으로 분석되어 이에 대한 대책이 필요한 것으로 분석되었다.

또한, 설계단면에 제시된 철근을 검토한 내적안정성 검토결과를 Table 5에 나타내었다. 분석결과, 옹벽은 전단철근에 대해서 안전하게 배근되었고, 휨 및 사용성(균열)에 대해서는 불안정한 것으로 분석되었다.

Table 2. 구조물 검토에 사용된 토질정수.

| 단면 | 토층 | 단위체적중량 (ton/m ³) | 점착력 (ton/m ²) | 내부마찰각 (φ) | 참조 |
|------|-----|------------------------------|---------------------------|-----------|----------------------|
| II-A | 배면토 | 1.80 | 0.0 | 30 | 다져진 성토층 BH-3(풍화토) |
| | 지지층 | 1.90 | 2.5 | 25 | |
| II-B | 배면토 | 1.80 | 0.0 | 30 | 다져진 성토층 BH-3(풍화토) |
| | 지지층 | 1.90 | 2.5 | 25 | |
| II-C | 배면토 | 1.66 | 1.1 | 26 | TP-2 |
| II-D | 배면토 | 1.66 | 1.1 | 26 | TP-2 |

*참조에 보링 홀(BH)을 표기한 것은 표준관입 시험값을 참고하여 경험식 및 일반적인 토질정수 등을 검토하여 가장 적합한 정수를 결정한 것이며, 시험굴(TP)을 표기한 것은 시험값을 적용한 것이고, 토질 명을 표기한 것은 일반적인 토질정수(한국도로공사, 1996)를 참조하여 정수를 결정한 것이다.

Table 3. 기준안전율.

| 구분 | 기준안전율 | 참조 | |
|------|-------|--------------------------------|-------------------|
| 옹벽 | 전도 | $F_s \geq 2.0$ $B/6 \geq e$ | 콘크리트 구조 설계기준 |
| | 활동 | $F_s \geq 1.5$ | |
| | 지지력 | $q_a \geq q_{max}$ | |
| 석축 | 전도 | $X_h \geq X_m$ | 한국지반공학회 구조물설계기준 |
| 사면활동 | 건기시 | $F_s \geq 1.3$ | 도로설계실무편람(토질 및 기초) |
| | 우기시 | $F_s \geq 1.5$ | |

Table 4. 구조물의 외적안정성 검토결과.

| 구분 | 최소안전율 | 산정된 안전율 | 분석결과 | |
|---------|-------|----------------------------------|----------------------|--------------|
| 옹벽 II-A | 전도 | $F_s \geq 2.0$ $B/6 \geq e$ | 2.037 0.808<0.82 | O.K. N.G |
| | 활동 | $F_s \geq 1.5$ | 0.771 | N.G |
| | 지지력 | $q_a \geq q_{max}$ | 33.454<42.747 | N.G |
| | 사면활동 | $F_s \geq 1.5$ $F_s \geq 1.3$ | 1.910 1.124 | O.K. N.G |
| 옹벽 II-B | 전도 | $F_s \geq 2.0$ $B/6 \geq e$ | 1.997 0.808<1.161 | N.G N.G |
| | 활동 | $F_s \geq 1.5$ | 0.910 | N.G |
| | 지지력 | $q_a \geq q_{max}$ | 29.270<39.858 | N.G |
| | 사면활동 | $F_s \geq 1.5$ $F_s \geq 1.3$ | 2.946 1.850 | O.K. O.K. |
| 석축 II-C | 전도 | $X_h \leq X_m$ | 2.8>1.8 | N.G |
| | 사면활동 | $F_s \geq 1.5$ $F_s \geq 1.3$ | 1.791 1.034 | O.K. N.G |
| 석축 II-D | 전도 | $X_h \leq X_m$ | 0.7<1.0 | O.K. |

3. 구조물의 안정대책

1) 옹벽의 안정대책공법

건기(현재하수 고려)시의 사면활동은 안전하고 우기시의 사면활동에 대해서는 불안정한 것으로 분석되었으나, 실제 옹벽구조물은 배면에 물이 가득 찰 경우에 대해 안정하게 설계하면 단면이 과다하게 나오므로, 이 방법은 지양하고 배수공을 추가적으로 설치하여 안정을 도모함이 바람직할 것으로 판단된다. 즉, 불안정한 옹벽의 보강대책은 보강옹벽 + 배수공 추가가 필요할 것으로 사료된다. 또한, 외적안정성 검토시에도 보강옹벽 + 배수공추가에 대

한 보다 세부적인 구조검토가 이루어져야 하며, 활동에 대해 불안정할 경우 앵커공 등을 추가적으로 설치해 보강해야 한다. 보강시 옹벽 전면을 동시에 굴착하여 시공하는 것은 기존 옹벽의 붕괴위험성이 있으므로 시공시 구간별 시공이 이루어져야 할 것으로 판단된다.

2) 석축의 안정대책공법

이 지역의 석축 구조물은 사면활동에 대하여 불안정하므로 활동에 저항할 수 있는 구조물이나 토압을 경감시키는 방법을 고려해 볼 수 있으며, 석축상부의 사면을 완화하여 상재하중을 감소시켜 석축의 안정성을 도모하는 방법인 토압경감(사면완화)이 유용할 것으로 생각된다. 또한, 일부 구간은 석축 배면에 침투수에 의한 심한 공동이 발생하였으므로(폭 1.5 m, 깊이 1.2 m) 전면적인 재시공이 필요한 지역이기도 하다. 석축 배면에 필터층의 부재나 부실로 인해 토사유실이 발생하였으며, 이 부분은 그림 9와 같이 석축을 헐고 필터층과 유공관을 매설한 후 다시 매워 석축을 쌓아 올리는 방법이 바람직할 것으로 사료된다.

결론

이 연구는 김해시 상동면 매리 산사태지의 발생특성을 밝히기 위한 일련의 연구로 본보에서는 구조물의 안정해석을 실시하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 옹벽 및 석축의 외적 안정성 검토 결과 II-D단면을 제

Table 5. 구조물의 내적안정성 검토결과.

| 구분 | | 배근 | | 검토결과 |
|---------|------|------|----------------|------|
| 옹벽 II-A | 뒷굽판 | 휨모멘트 | D25@125 | N.G |
| | | 전단력 | D13@500 다리수 4개 | O.K |
| | | 사용성 | (균열폭 검토) | N.G |
| | 벽체하부 | 휨모멘트 | D25@125 | N.G |
| | | 전단력 | D13@500 다리수 4개 | O.K |
| | | 사용성 | (균열폭 검토) | N.G |
| 옹벽 II-B | 뒷굽판 | 휨모멘트 | D25@125 | N.G |
| | | 전단력 | D13@500 다리수 4개 | O.K |
| | | 사용성 | (균열폭 검토) | N.G |
| | 벽체 | 휨모멘트 | D25@125 | N.G |
| | | 전단력 | D13@500 다리수 4개 | O.K |
| | | 사용성 | (균열폭 검토) | N.G |

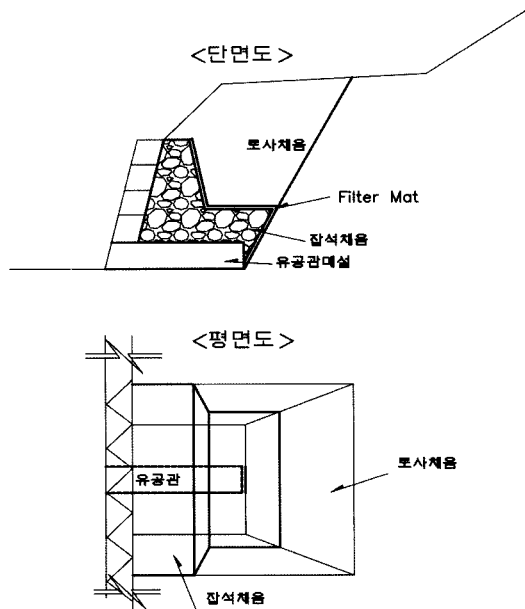


Figure 9. 공동 및 유입수 집중에 대한 대책방법.

외하고는 모두 불안정한 것으로 산정되어 구조물에 대한 안정 대책이 필요한 것으로 판단된다.

2. 불안정한 옹벽은 보강하고 여기에 배수공을 추가로 설치하여 안정을 도모할 필요가 있을 것으로 사료된다.

3. 이 지역의 석축 구조물은 사면활동에 저항하기 위하여 석축 상부의 사면을 완화하여 상부로부터의 하중을 감소시키는 방법이 유용할 것으로 생각된다.

인용문헌

1. 강원대학교 산림과학연구소. 2003. 산사태 발생원인 및 예방대책에 관한 연구. 산림청. 563pp.
2. 朴在鉉, 崔敬, 李壽坤, 麻鎬燮, 李宗學, 禹保命. 2003. 丙三里 땅밀림형 山沙汰의 發生特性에 관한 分析 (I) -地形 및 地質特性을 中心으로-. 한국임학회지 92(3): 246-253.

3. 朴在鉉, 崔敬, 裴鍾淳, 麻鎬燮, 李宗學. 2005. 丙三里 땅밀림형 山沙汰의 發生特性에 관한 分析 (III) -安定解析을 中心으로-. 한국임학회지 94(4): 인쇄중.
4. 오정환. 1999. 흙막이 설계와 시공. 도서출판 엔지니어즈. pp. 841-845.
5. 우보명, 박재현, 최형태, 전기성, 김경훈. 1996. 휴석동 땅미끄러짐 산사태의 발생특성에 관한 연구(I) -땅미끄러짐 산사태지구의 지형 및 지표층위특성-. 한국임학회지 85(4): 565-570.
6. 이영남. 1991. 산사태(지반공학과 자연재해 II). 대한토질공학회지 7(1): 105-113.
7. 임업연구원. 2003. 산지개발에 따른 산사태 발생특성 및 산지토사재해 예지 시스템 개발. 농림부. 306pp.
8. 전성기. 2001. 실무자를 위한 사면안정화 설계실무편람. 과학기술. 278pp.
9. 한국도로공사. 1996. 도로설계실무편람(토질 및 기초). 한국도로공사. p. 28.
10. 한국지반공학회. 2003. 건설교통부제정 구조물 기초설계기준 해설. pp. 422-432.
11. 池谷浩. 2004. 土石流災害. 岩波新書. 222p.
12. 廣住富夫, 阿部宗平, 野田猛, 瀬戸俊彦. 1990. トウマングン(インドネシア)の地すべり災害. 新砂防 42(6): 57-59.
13. 久保田宏. 1985. 平谷地すべり地内における水路工の破壊の現況と補修. 治山林道研究發表論文集 20: 203-209.
14. 矢野 勝. 1983. 小豆島當賓地區北原地すべり. 治山林道研究發表論文集 18: 200-203.
15. 中村俊彦. 1981. 地すべり發生豫知についての研究(I). 治山林道研究發表論文集 16: 162-163.
16. 土木施設防災工法研究會. 1984. のり面及び斜面災害復舊工法. 山海堂. 142pp.
17. Varnes, D. J. 1984. Landslide hazard zonation : A review of principle and practice. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization. pp. 9-59.

(2005년 6월 3일 접수; 2005년 8월 16일 채택)