

블록식보강토옹벽의 전면 사면붕괴 사례연구

Case Study on Global Slope Failure Case of Segmental Retaining Wall

*1 한중근, Han, Jung-Geun

*2 조삼덕, Cho, Sam-Deok

*3 정상섭, Jeong, Sang-Seom

*4 이광우, Lee, Kwang-Wo

*5 홍기권, Hong, Ki-Kwon

Abstract

Recently, geosynthetic reinforced earth walls are gradually replacing conventional concrete retaining walls for reasons of economy, expediency of construction, and aesthetics. A number of reinforced soil walls having more than 10m heights have been constructed to make more effective development in the country. However, mistakes in design and construction of reinforced earth walls have resulted in many troubles such as failure of reinforced earth walls, horizontal deformation or breakdown of facings, and so forth during or after construction. In this paper, a case study on global sliding failure of a geogrid-reinforced tiered wall is carried out to investigate the causes of the failure and suggest the proper countermeasures. From the subsurface investigation and field instrumentation, It is found that the cause of the global sliding failure was occurred by decreasing of bearing capacity of foundation ground induced by infiltration of rainwater.

요 지

최근 경제성, 시공성 및 수려한 외관 등의 장점을 가진 토목섬유 보강토옹벽이 점차 기존의 콘크리트옹벽을 대체해가고 있다. 또한 국토의 효율적 활용을 위해 10m 이상 높이의 보강토옹벽 시공이 점차 증가하고 있다. 그러나 보강토옹벽에 대한 설계 및 시공 상의 부주의에 기인한 전면벽체의 변위 및 파손, 보강토옹벽의 붕괴 등과 같은 실패사례들이 종종 발생하고 있다. 이러한 붕괴사례 중, 전면활동파괴가 발생한 현장사례에 대하여, 일련의 현장지반조사와 계측결과 분석을 통해 붕괴원인을 규명하고, 적절한 대책안을 제시하기 위한 연구를 수행하였다. 연구결과 본 현장 보강토옹벽의 전면 활동파괴는 강우의 침투로 인해 보강토옹벽 하부 기초지반의 지지력이 감소되어 발생한 것으로 나타났다.

Keywords : segmental retaining wall, global slope stabilization, heavy rainfall, measuring

1. 서론

최근 토목·건축공사시 절·성토사면에 대해 블록식보강토옹벽의 시공사례는 확대되고 있고, 더불어

어 보강토옹벽의 시공규모도 대규모화되어 가고 있다. 그러나 대부분의 경우 시공성 및 경제성의 편익에 의해 지반조건이나 환경조건을 적절히 고려하지 못하는 경우가 많아, 보강토옹벽, 기초지반 침하 및

*1 중앙대학교 공과대학 건설환경공학과 조교수 (Assistant Professor, Dept. of Civil & Environmental Engineering, Chung-Ang Univ)

*2 한국건설기술연구원 지반연구부 수석연구원 (Research Fellow, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

*3 연세대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Professor, Dept. of Civil Engineering, Yonsei Univ)

*4 한국건설기술연구원 지반연구부 연구원 (Researcher, Geotechnical Eng. Research Dept., KICT)

*5 중앙대학교 공과대학 토목공학과 석사과정 (Graduate Student., Dept. of Civil Engineering, Chung-Ang Univ)

활동, 블록의 균열 및 보강토옹벽 구조물붕괴 등의 사고가 잦아지고 있다(유충식 외, 2004; 조삼덕 외, 2003; 한중근 외, 2004). 또한, 시공측면에서 급속한 시공이 이루어지고 있음에도 불구하고 연구적 측면을 제외하고는 계측자료를 통해 현장사례가 보고되는 경우는 거의 드물다.

본 연구에서는 보강토옹벽이 붕괴되기까지의 옹벽 등에 관한 계측 및 관찰자료가 비교적 확보되어 있는 고속국도 OO구간 교대부에 2단 옹벽시공 후 상단 교대부의 말뚝시공시 블록식보강토옹벽이 붕괴된 사례현장에 대하여, 교대부에 시공된 보강토 옹벽의 사면붕괴 원인과 관련한 보강토옹벽 구간의 안정성을 검토하였다.

2. 현장개요 및 현황

2.1 현장 현황 및 지층 개요

본 연구대상 지역은 전라남도 소재 고속국도 OO구간 교대부 시공구간으로 블록식보강토옹벽이 성토시공된다. 그림 1에 나타난 바와 같이 과업부지 우측은 산지에 속하는 구간이며, 농경지를 이루고 있는 좌측쪽으로는 사면을 이루고 있다. 산계로는 인근에 남동쪽으로 오봉산과 남서쪽으로 일봉산이 자리잡고 있다. 본 연구대상 지역의 대표적인 수계를 이루고 있는 금강은 과업부지 좌측에서 과업노선과 평행한 방향으로 흐르다 장흥읍 부근에서 탐진강에 합류한다. 현장상황은 블록식보강토옹벽 시공 후 다단성토시 교대 기초말뚝 시공 중 전면에서 보강토옹벽을 포함한 전면사면붕괴가 발생하였으며, 농경지 쪽으

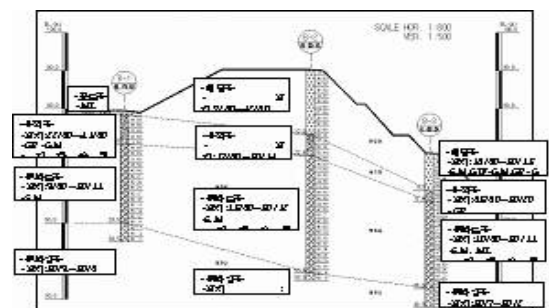


그림 1 현장 평면도 및 지반조사 위치도

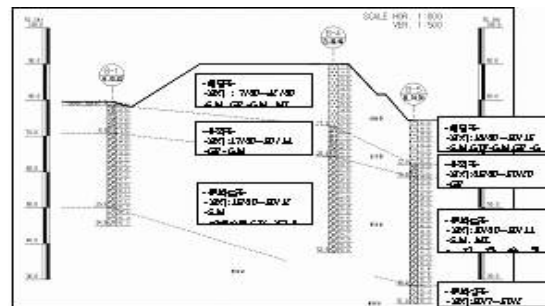
로 약 50m에 걸쳐 용기되는 전면 사면붕괴 형상의 붕괴가 발생하였다. 따라서, 붕괴구간에 대한 원인규명 및 미붕괴구간에 대한 안정검토를 위해 그림 1과 같이 2004년 11월에 5개소(B-1~B-5) 및 표토(TP 1~TP8)에 대하여 지반조사를 수행하였다. 보강토옹벽의 시공규모도 대규모화되어 가고 있다. 그러나 대부분의 경우 시공성 및 경제성의 편의에 의해 지반조건이나 환경조건을 적절히 고려하지 못하는 경우가 많아, 보강토옹벽, 기초지반 침하 및

2004년 11월 실시된 지반조사결과(라온이엔지, 2004. 11)를 기초로 하여, 5개소(B-1~B-5)의 시추조사 결과를 지층분포상태에 따라 현장단면도를 나타내면 그림 2와 같다.

본 현장은 도로성토구간으로 상부로부터 표토층 혹은 매립층, 붕적층, 풍화토층 및 풍화암층 순으로 구성되어 있으며 전체적으로 황갈색내지 담갈색을 띠고 있다. 표토층은 1m 두께의 암갈색의 점토질 실트층으로 구성되어 있으며, 매립층은 3~8.5m 두께의 GP-GM층으로 지하수위가 산지쪽에는 GL(-)6.2m에 존재하며, 조밀정도는 보통내지 매우 조밀한 상태이다. 풍화토층



(a) A-A 단면



(b) B-B 단면

그림 2 시공단면 및 지층분포도

표 1 문헌조사 및 지반조사를 통해 산정한 지반물성

지층	구분	단위중량 (tf/m ²)	점착력 (tf/m ²)	내부마찰각 (°)	변형계수 (tf/m ²)	포아송비	투수계수 (cm/s)	
매립층	문헌조사	1.7~2.1	0~3	25~33	1,000~3,000	0.20~0.40	1.38×10 ⁻³ ~1.37×10 ⁻⁴ or 측정불가	
	표준관입시험	-	-	28.0~31.7	944~3,920	-		
	시험결과	실내시험	-	0.5	41.4	-		-
		현장시험	1.7~2.1	0.12	36.7	-		-
붕적층	문헌조사	1.8~2.04	0~1.02	35~46	6,900~17,200	0.30~0.40	3.61×10 ⁻⁴ ~3.72×10 ⁻⁴ or 측정불가	
	표준관입시험	-	-	30.9~35.5	1,415~5,880	-		
	시험결과	실내시험	-	1.0	36.8	-		-
		현장시험	-	0.15	33.2	-		-
풍화토층	문헌조사	1.7~2.0	0~3	25~35	1,000~8,000	0.20~0.40	3.29×10 ⁻⁴ ~1.15×10 ⁻⁵	
	표준관입시험	-	-	26.0~46.6	674~14,000	-		
	시험결과	실내시험	-	1.3~2.2	26.6~31.9	-		-
		현장시험	-	1.50	26.3	-		-

표 2 해석에 적용된 최종 지반물성

지층	N치	γt (t/m ³)	c (t/m ²)	φ (deg)	E (t/m ²)	ν
전면판	-	2.4	-	45.0	2.58×E6	0.25
보강토	-	1.9	2	35.0	1.4×E4	0.3
성토층	14	1.9	0.45	35.0	3.92×E3	0.3
매립층	14	2.0	0.12	30.0	3.92×E3	0.35
붕적층	21	1.9	0.15	33.2	5.88×E3	0.4
풍화토층(1)	21	1.9	1.50	26.3	8.4×E3	0.3
풍화토층(2)	50	1.9	1.50	32	1.4×E4	0.2
풍화암	50	2.2	0.2	38	3.0×E4	0.2

은 GL(-)8.8m부터 25.8m 지점에서 나타나며 SM내지 ML층으로 붕괴구간에서는 GL(-)21~27.8m에 위치하고 있고 조밀정도는 붕적층과 동일하다. 한편 기반암인 풍화암층은 GL(-)29.5~53.5m로 비교적 깊은 곳에서 나타나며 풍화도가 심한상태이고, SM으로 매우 조밀한 상태이다. 지하수는 성토층의 경우 대부분 풍화토층 내에 존재하며, 원지반인 경우는 붕적토층에서 관찰되었다.

본 현장의 물리·역학적 특성을 조사하기 위해 SPT, USCS 및 현장투수시험, 직접전단시험, 공내전단시험을 수행하였다. 본 현장은 집중강우가 예상되는 지역으로 강우시 영향을 고려하기 위해 투수시험을 수행하였다. 시추조사, 현장시험, 실내시험, N치를 이용한 경험식, 기존 문헌을 종합·분석하여 지반물성을 산정하였으며 정리하면 표 1과 같다. 이를 토대로 현장의 안정해석 및 붕괴원인 규명을 위해

적용한 지층별 지반물성을 선정하였다(표 2 참조).

블록식보강토옹벽의 기초지반 안정에 영향을 미치는 지층은 표토층~풍화토층으로 판단되므로 시추공 및 시험굴 조사시 채취된 시료를 대상으로 실내 직접전단시험을 수행 하였으며, 현장여건상 불교란 시료채취가 곤란하여 전단강도 측정에 어려움이 있는 토층구간에 대해서는 공내전단시험을 실시하였다. 투수시험결과 붕적층, 성토구간, 매립층 및 풍화토층 모두 투수상태는 양호하였다.

2.2 붕괴이력 및 시공현황

1) 시공과정 및 현황

본 연구대상 현장의 보강토옹벽을 포함한 성토사면의 시공과정은 보강토옹벽 및 교대기조말뚝 시공으로

구분된다. 보강토옹벽은 그림 3과 같이 2단 옹벽으로 설계·시공되었으며, 해석대상 단면은 그림 1과 같이 A-A단면, B-B단면, 붕괴되지 않은 보강토옹벽 높이가 가장 높은 C-C단면으로 1단 및 2단 옹벽높이는 각각 15m, 7m이다. 1단 보강토옹벽중 5m높이까지는 2003년 11월~12월, 나머지 15m까지는 2004년 3월~5월에 완료하고 동년 6월~8월에 2단 보강토옹벽 시공을 완료하였다. 2단 보강토옹벽 배면에 6m 성토를 완료한 상태였다. 교대기초말뚝을 하향방향에 대하여 향타시공 완료하고 상향방향 교대기초 말뚝에 대해 9월 19일부터 총 34본의 말뚝중 20본 향타시공시 보강토옹벽을 포함한 전반활동이 발생하였다. 교대기초말뚝은 도로의 상향 및 하향 교대로 구분되며 하향 교대기초말뚝은 붕괴지점에서 원거리에 위치하고 있어 2004년 8월 31일부터 향타를 실시하여 이미 향타시공이 완료되었고, 상향 교대기초에 대해 9월 19일부터 그림 4와 같이 34본의 말뚝중 20본째 말뚝을 향타시공중 보강토옹벽을 포함한 전면사면 붕괴가 발생하였다.

보강토옹벽의 붕괴발생 이력을 강수량 기록과 비교하면 그림 5와 같다. 이 그림은 현장지역에 발생한

일일최대강수량(mm), 누적강수량(mm)과 상단 보강토옹벽이 시공중인 2004년 7월 1일부터 보강토옹벽 붕괴가 발생한 9월 30일까지 시공 및 균열·붕괴이력을 함께 도시한 것이다. 본 연구대상 지역은 여름철 집중호우에 크게 영향을 받는 지역이며 여름철 태풍의 이동경로상에 위치하고 있어 우기시 많은 강수량이 예상되는 지역이다. 2004년 우기철에도 일일강수량이 90mm/day~328mm/day를 기록하였다. 그러나 붕괴이력상 보강토옹벽에 발생한 변위는 집중호우에는 직접적으로 크게 영향을 받지 않았다.

2) 계측결과에 의한 보강토옹벽 변형거동

보강토옹벽의 균열발생 구간은 그림 6에서 보는 바와 같이 경사구간이며 표 3과 같이 6개소에 균열계, 5개소에 경사계를 설치하였으며 균열계설치위치에 대해 광파측량도 병행하였다.

계측 결과 그림 7과 같이 6월 24일 초기 미소균열이 일부구간에 발생하였지만 7월 5일까지는 아주 작은 양의 균열이 증가하다가 이후에는 균열이 안정한 상태를 유지하고 있었다. 균열의 증가폭은 위치별로



그림 3 보강토옹벽 시공 상태

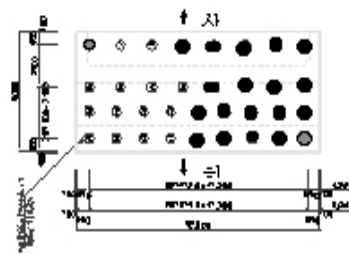


그림 4 하향 교대 기초말뚝 시공현황도

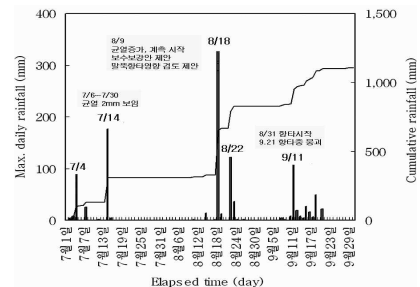


그림 5 강수량과 시공이력

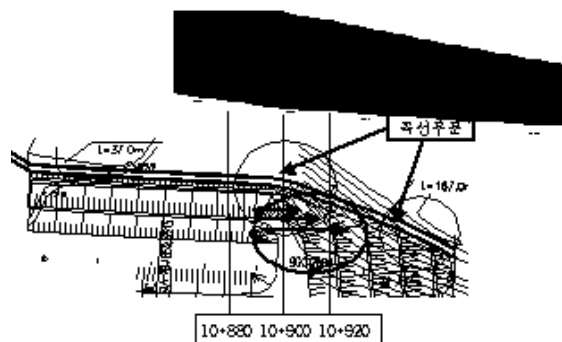


그림 6 균열발생 진전도

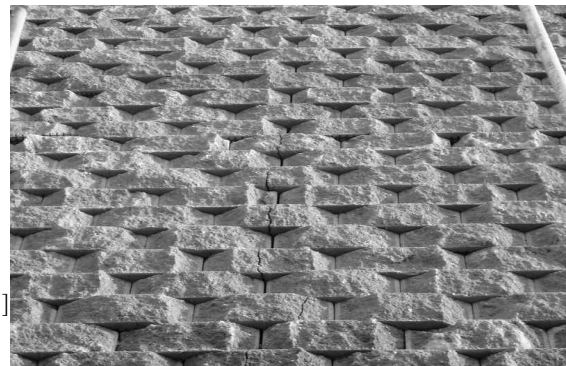


그림 7 보강토옹벽 균열발생

다소 차이를 보이고 있으나 10+910위치는 보강토옹벽 구간 중 수평에서 경사로 바뀌는 지점으로 다소 큰 변위의 진전을 보였다. 그러나 변위의 증가가 큰 구간의 누적변위량이 최대 2.14mm이며, 7월 5일 이후 변위증가 속도가 현저히 감소한 것을 확인할 수 있다. 또한 벽면 변위의 허용값은 토목섬유 보강토옹벽이 연직선에 대하여 0.03H이내이므로, 옹벽고 H=15.0M일때 허용범위는 45.0cm이나 그림에서 보는 바와 같이 최대 변위가 약 1.3cm이므로 허용한계치에 약 2.9%의 변위량이므로 안전에 큰 영향을 미치지 않는 것으로 판단되었다.

따라서 보강토옹벽의 균열은 강우량에 의한 것 보다는 성토시공 및 상단 옹벽 시공에 따른 영향과 두 옹벽사이에 표토로부터 침투된 지표수에 기인한 것으로 추측되었다. 또한 이러한 균열은 7월 14일 170 mm/day 강우 후에도 균열진전은 없었다. 한편, 보강토옹벽의 곡선부에 해당하는 지점에서부터 8월 9일 이후 보강토옹벽의 시공측선방향으로 균열이 진전되기 시작하였다(그림 6 참조).

균열이 관찰된 지점별로 광과측량을 실시한 결과, 그림 10에서 보는바와 같이 8월 18일 일강우량 328 mm/day을 기록한 시점부터 보강토옹벽의 변위량이 증가하기 시작하였고, 8월 22일 121.5mm/day 기록 시 까지 지속적으로 증가하였다. 이후 8월 31일 교대 기초말뚝이 시공되기 시작한 이후에도 보강토옹벽 변위는 선형적 증가가 계속되었다.

표 3. 초기균열 계측을 위한 계측기설치

계측기	설치위치	설치 수량 (누가수량)	계측기 번호
균열계	10+910	상부	1(1) C1-1
		하부	1(2) C1-2
	10+900	상부	1(3) C2-1
		하부	1(4) C2-2
	10+880	상부	1(5) C3-1
		하부	1(6) C3-2
경사계	10+810	1(1)	T1
	10+840	1(2)	T2
	10+860	1(3)	T3
	10+880	1(4)	T4
	10+900	1(5)	T5

3) 붕괴원인 고찰

현장 주변 지반현황을 바탕으로 균열이 발생한 보강토옹벽 및 주위 기초지반 현황파악을 위해 옹벽기초부의 지반굴착을 통한 육안조사를 수행하였고 그 결과는 그림 11과 같다. 증따기 후 설치한 기초부분에서 균열 및 부등침하가 발생한 것으로 관측되었고, 기초부분이 다소 기울어진 현상도 관측되었다. 또한 그림 8와 같이 지하수 침투로가 형성될 것으로 예측된 부분의 지반에서는 물이 유출되어 나오는 현상이 관측되어 기초지반이 이미 포화상태에 이른 것으로 판단되었다. 따라서, 보강토옹벽의 균열발생원인은 먼저, 그림 8에서 보는 바와 같이 집중호우시 산지로부터 지반내로 유입수에 대한 자연배수 경로가 이미 형성되며, 이때 유입수는 산지측 도로성토 하단부의 붕적층을 따라 유입된 것으로 판단된다. 이는 표 1의 지층별 투수계수에 대한 지반조사결과와 동일하였다. 즉, 상당한 두께의 붕적층이 도로성토 선단 하부에 위치하고 있어 산지로부터 유입되는 많은 양의 지표수들이 당시 배수시설이 불비한 상태에서 이 지층을 따라 상당히 유입되었을 것으로 판단된다.

따라서 본 연구대상 현장 보강토옹벽의 붕괴는 우기시 성토배면 계곡부의 원지반으로부터 하부 기초지반내로의 우수 침투에 의한 기초지지력의 약화로 부등침하가 발생되고, 보강토옹벽 벽면 균열진전방향이 활동방향과 동일한 방향으로 경사면을 이루어 사면활동에 대한 저항력을 약화시킨 것으로 판단되므로 원지반 보강을 위한 기초지반 지지력강화 방안, 보강토배면의 우수침투를 배제하는 지하수배제방안, 사면활동을 억지시키기 위한 사면안정 확보 방안 등이 검토될 수 있을 것이다.

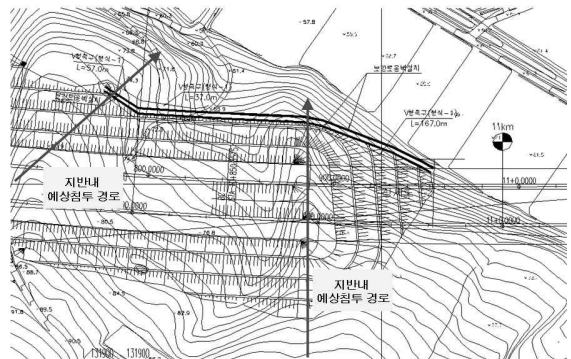
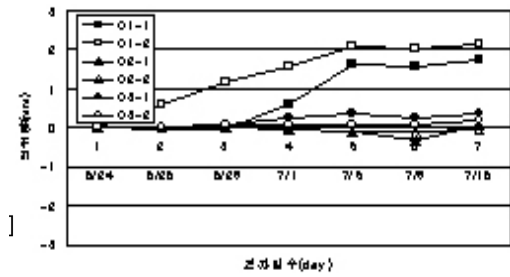
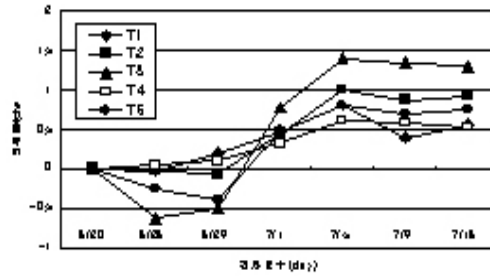


그림 8 지형도 및 답사를 통한 지반내 지하수 침투경로 예측



(a) 균열계측 결과



(b) 보강토옹벽 경사도 계측 결과

그림 9 균열 발생 후 계측 결과

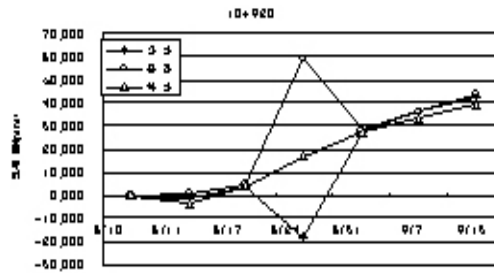
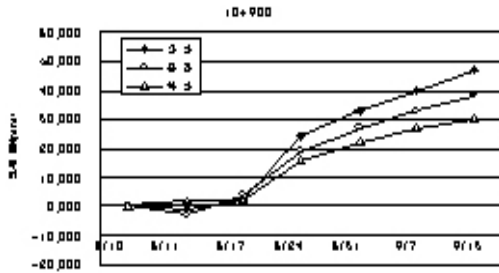


그림 10 붕괴구간의 광파측량에 의한 보강토옹벽 전면방향 변위량

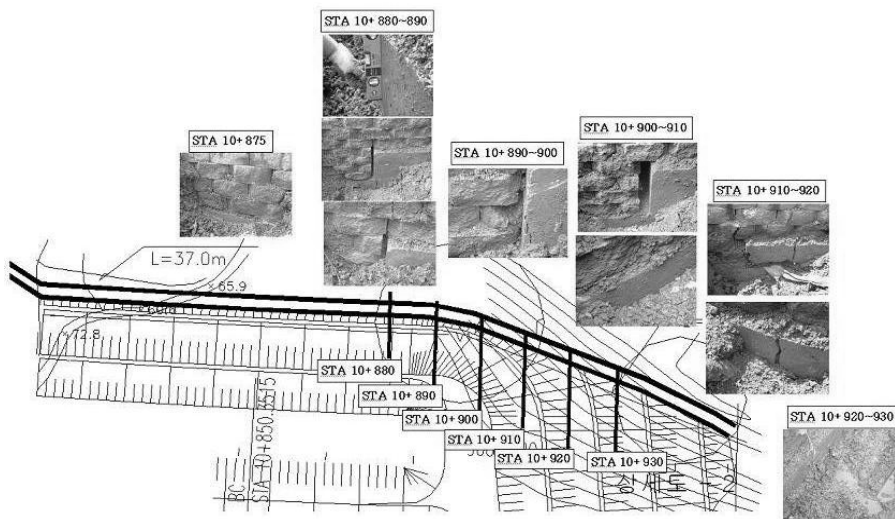


그림 11 균열 위치별 조사결과

3. 성토사면 및 보강토옹벽의 안정성 평가

교대시공의 작업공간을 위하여 원지반을 성토하고 보강토 옹벽의 시공 및 말뚝을 향타하는 과정에서 일부구간에서 발생한 보강토옹벽의 전면사면붕괴 원인규명, 임시 복구된 단면 및 잔류 보강토옹벽의

안정성을 검토하기 위해 한계평형법에 의한 사면안정해석(Slope/W 4.0)과 유한요소해석(PLAXIS 7.0)을 수행하였다. 또한 잔류 보강토옹벽의 자체안정해석에 대해서도 내적·외적·국부안정을 해석하고, 옹벽구조물을 포함한 전면사면붕괴해석 및 보강방안을 위해서 Slopile 3.0을 이용하였다.

3.1 사면활동의 원인분석 및 해석

3.1.1 강우를 고려한 사면안정

본 절에서는 붕괴된 사면구간인 A-A와 B-B 단면(그림 1참조)에 대해 사면안정성을 검토하였다. 본 구간에서는 보강토 옹벽면 균열과 배면사면의 붕괴가 발생하여 옹벽전면이 크게 융기되었다. 그 결과 활동과괴면이 원호과괴 형상을 띠며 보강토 전면까지 발생한 것으로 나타났다. 전 절에서 검토된 바와 같이 본 구간에서는 기초지반특성에 따른 영향이 원인이 되므로 사면안정해석시에는 강우상태를 고려한 사면활동원인 분석 및 안정해석을 실시하였다.

본 현장의 경우, 붕괴된 이후 사면에 대한 강우시 지하수 침투를 고려하였다. 집중 호우시 비교적 경사가 급한 산마루 부근부터 그 이하 본지역의 하단 사면으로 지표수 침투로 지하수위 상승이 예상되어 지하수위 상승정도를 파악하기 위하여 지표수의 유입에 따른 침투해석을 수행하였다. 하부측 사면의 지하수위는 풍화토층 하단에, 상부측 사면의 지하수위는 현재 원지반 상부인 매립토층 상단에 위치하는 것으로 하였고, 사면이외의 주변지역에서 유입하는 침투수는 고려하지 않았다. 해석결과, 지하수위는 그림 12의 실선과 같이 약 1~2m 상승이 있었지만 원지반선(매립토층) 하단에 위치하였으며, 이 지역의 강

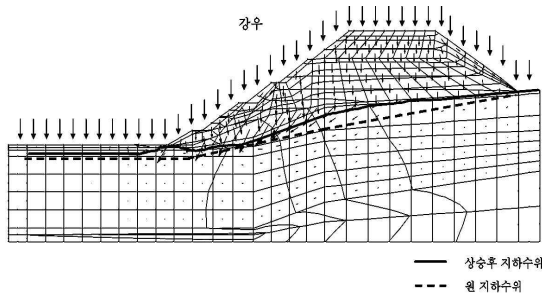


그림 12 강우지속시간에 따른 지하수위(B-B단면)

우기록을 살펴볼 때 향후 원지반 위 압성토 지반까지 상승할 가능성은 없는 것으로 판단되었다. 따라서, 이후 본 연구에서는 이 해석결과를 강우시 지하수위 상승효과로 고려하였다.

사면의 시공단계에 따른 사면 안정성 검토 및 사면활동 원인분석을 위하여, 건기 및 우기시(그림 13 참조)로 나누어 대상사면 안정해석을 범용 프로그램 「Slope/W 4.0」을 이용하여 Bishop의 간편법 및 Spencer의 해석법을 적용하였다. 해석에 적용된 지반물성치는 표 2와 같고 해석결과는 표 4와 같다. 두 단면 모두 우기시에 지하수위가 상승하여 매립토층 상단에 위치할 때 사면활동에 가장 취약하지만 A-A 단면은 안정한 상태였고, B-B 단면은 건기시에는 불안한 상태였지만, 지하수위가 매립토 상부까지 상승하는 경우는 안전율이 0.937으로 기준안전율 1.0을 만족하지 못하므로 최소한의 안정성을 확보하지 못한 것으로 판단된다.

옹벽이 붕괴될 당시의 지하수위를 정확히 추정하는 것은 어려우나 8월 20일 전후로 하여 100mm/day 정도의 강우가 수차례 있었고 지반의 강우침투조건을 고려하면 지하수위가 붕적층 상부로 부터 매립토층사이에 걸쳐 있었던 것으로 추정되므로 지하수위의 상승정도가 전체사면의 안정성에 영향을 미치는 것으로 판단하였다.

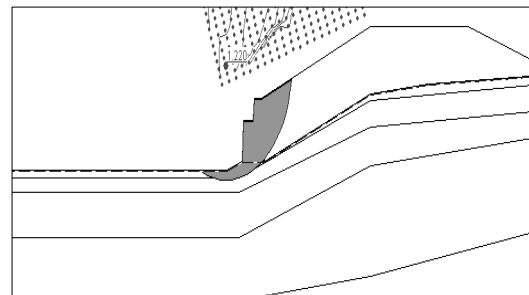


그림 13 우기시 사면안정해석 (B-B단면, Min Fs=0.94)

표 4 강우를 고려한 사면의 최소안전율

안전율	A-A 단면				B-B 단면			
	건기	우기			건기	우기		
		붕적토층 중간	붕적토층 상부	매립토층 상부		붕적토층 중간	붕적토층 상부	매립토층 상부
Bishop	1.345	1.345	1.345	1.220	1.223	1.135	1.103	0.937
Spencer	1.333	1.333	1.333	1.220	1.218	1.134	1.103	0.943

3.1.3 시공단계별 사면안정해석

교대기초의 시공중 발생된 사면붕괴 영향을 검토하기 위해 그림 14의 조건에 범용 FEM S/W(PLAXIS 7.0)을 사용하여 전단강도 감소기법에 의한 시공단계별 안정해석 수행을 하였다. 지반에는 Mohr-Coulomb 탄소성모델을, 전면판과 강관말뚝은 Linear-Elastic 모델을 적용하였다. 사면을 형성하는 재료의 입력지반정수는 표 5와 같고 각각의 해석단면에서 사용된 Geogrid의 모델 및 입력값(표 6)은 수치해석만을 위해 유럽품질인증재료의 값을 사용하였다.

각 검토단면에 대한 시공단계별 사면안전율은 시공일지를 바탕으로 하였으며 해석결과는 표 7과 같

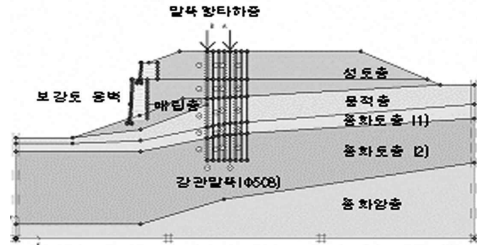


그림 14 시공단계를 고려한 사면안정해석(B-B단면)

다. B-B단면의 경우 상단전면판 시공 및 말뚝향타시 사면안전율은 거의 1.0에 근사하는 불안한 상태로 평가되며 전절에서와 같이 우기시 지하수위상승을 고려하는 경우 보강토옹벽을 포함한 사면의 전체안전은 심각한 변형이 발생할 것이 예상가능하다.

표 5 해석적용 지반물성 입력값

지층	Model	Type	γ_t (t/m ³)	c (t/m ²)	ϕ (deg)	E (t/m ²)	ν	I.S.F.
전면판	L.E	non-porous	2.4	-	45	2.58×E6	0.25	-
강관말뚝	L,E	non-porous	2.37	-	-	1.657×E6	0.1	-
보강토	M.C	배수	1.9	2	35.0	1.4×E4	0.3	0.5
성토층	M.C	배수	1.9	0.45	35.0	3.92×E3	0.3	0.5
매립층	M.C	배수	2.0	0.12	30.0	3.92×E3	0.35	0.5
붕적층	M.C	배수	1.9	0.15	33.2	5.88×E3	0.4	0.5
풍화토층(1)	M.C	배수	1.9	1.50	26.3	8.4×E3	0.3	0.5
풍화토층(2)	M.C	배수	1.9	1.50	32	1.4×E4	0.2	1
풍화암	M.C	비배수	2.2	0.2	38	3.0×E4	0.2	1

표 6 해석적용 Geogrid 입력값

단면	단	Tensile Strength at 5% Strain	Peak Tensile Strength	적용된 EA (kN/m)
A-A 단면	하단	50	90	1000
	상단	72	120	1400
B-B 단면	하단	50	90	1000
	상단	90	160	1800

표 7 시공단계별 사면 안전율 변화양상(B-B 단면)

Safety Factor			
Construction Stage	A-A 단면	B-B 단면	
하단 전면판 시공 (1/2)	1.607	1.666	
하단 전면판 시공 (2/2)	-	1.214	
상단 전면판 시공	1.277	1.003	
5~8월 말뚝(배면쪽) 시공 및 향타	1.094	1.020	
1~4월 말뚝(배면쪽) 시공 및 향타	1회향타	1.263	1.012
	3회향타	1.264	1.011
	5회향타	1.268	1.010

4. 보강토옹벽의 안정성 검토

4.1 최대높이 보강토옹벽의 안정성

그림 1에서 붕괴되지 않고 잔류되어 있는 C-C 구간측의 보강토 옹벽에 대한 내적 및 외적 안정성을 검토하기 위해 해석단면을 보강토옹벽 시공 높이가 가장 높은 단면과 중간 정도 높이의 단면을 선정하였다(그림 15 참조). 그림 15의 단면에 대하여 표 1의 실험결과를 적용한 결과 상단과 하단 옹벽에 대해 수행한 내적 및 외적 안정해석 결과는 모두 설계안전율을 만족하는 것으로 나타났다. 또한, 추가 성토시 보강토옹벽 자체의 안정도 만족되었으나 A-A, B-B구간과 마찬가지로 전면사면에 대한 사면활동이 우려되므로 붕괴가 발생된 시점의 시공상태 및 시공완료시에 대한 사면안정해석을 수행하였다. 보강토옹벽의 현재상태는 높이 15m의 하단 보강토옹벽과 높이 7m의 상단 보강토옹벽 시공완료 후, 상단 보강토옹벽 상부에 1:1.8 기울기로 높이 6m 성토가 되어있는 상태이고, 최종 시공완료시는 향후 추가적으로 1:1.5 기울기의 6m 성토가 시공되는 상황을 고려하였다.

현재 시공상태의 사면안전율은 건기시 및 우기시 모두 1.0이하로 불안정하며 건기시 현재상태는 겨우 안정한 상태를 유지하고 있는 것으로 보이나, 추가 성토시 및 우기시 지하수위 상승을 고려하는 경우에는 현재 상태보다 사면안전율이 더 감소하므로 활동 파괴 발생이 심각하게 우려된다. 한편 본 해석방법은 당초 설계단면을 그대로 유지하기 때문에 붕괴 구간(A-A 단면 및 B-B 단면)에서 붕괴이전에 관찰되었

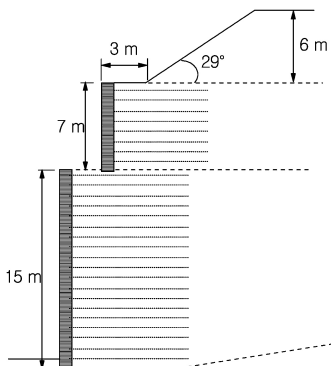
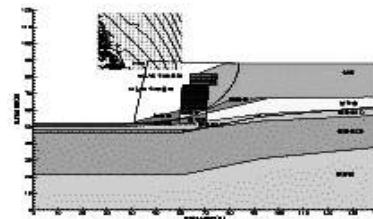
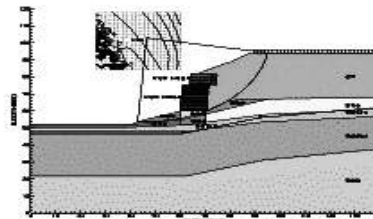


그림 155 잔류보강토단면(최대높이구간)

던 것과 마찬가지로 원지반(즉, 붕적토층 및 매립토층)으로 침투되는 우수에 의해 붕적층내 세립질의 토사유실이 지속적으로 발생할 수 있다. 따라서 산지로 부터 유입되는 우수의 침투를 최대한 억제할 수 있는 지하수 및 지표수배제공과 보강토옹벽 하부 기초지반으로 침투되는 지하수에 대한 배수대책이 부수적으로 필요하게 된다. 이를 위해 범용 프로그램인 Slopile (Ver 3.0)을 이용하여 Bishop방법에 의한 해석을 각각 수행하였고 검토결과는 표 8과 같다.



(a) 현재상태(건기시)



(b) 최종 시공완료 단계(건기시)

그림 16 최대높이 구간에 대한 사면안정해석 결과

표 8 시공단계에 따른 사면안전율 해석결과

지하수위상태		건기시 (풍화토층 중간)	우기시	
			붕적토층 상부	매립토층 상부
사면 안전율	현재 상태	0.988	0.961	0.820
	최종 성토	0.966	0.950	0.819

주) 보강토체를 지나는 활동은 고려하지 않음

5. 결론

고속국도 00구간 교대부에 2단 옹벽이 설치되는 블록식보강토옹벽 건설공사중 배면사면 붕괴 원인과 현재 잔류 보강토옹벽의 전체 사면의 안정성 및 보강대책에 대하여 검토하여 보았다. 이들 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 본 현장에서 발생된 붕괴 형상은 보강토옹벽을 포함한 전면 사면붕괴로 판단되며, 붕괴의 원인은 집중호우에 의해 침투된 강우에 의한 지하수위상승이 보강토옹벽 기초지반에 침투하여 지속적으로 상존하는 상태에서 교대부 말뚝형타에 의한 급격한 지반지지력이 약화가 주요원인이라 할 수 있다. 또한 성토구조물을 설치하는 경우 산지로부터 유입되는 지하수를 지반이 그대로 흡수하는 효과가 발생하였으며, 지하수 배제를 위한 지층구성이나 지형조건을 고려한 방법들이 제대로 고려하지 못한데 기인한 것으로 사료된다.
2. 보강토옹벽이 사면내 설치되는 경우 층다기등에 의해 시공구배등을 조절하는 경우는 시공선에 따른 옹벽의 균열진전방향등과 관련하므로 지속적 관찰과 기초지반의 지지력확보를 위한 구체적 노력이 필요할 것으로 사료된다. 또한, 보강토옹벽 시공시 주위 지반등에 대한 조사결과가 미비한 상태에 기인하므로 반드시 상세조사등의 바탕이 필요하다.
3. 잔류 보강토옹벽에 대하여 현 시공상태와 최종시공상태를 고려한 해석결과 보강토옹벽 및 이를 포함한 전면 사면활동에 대한 안정을 만족할 수 있는 방법과 현재시공상태를 유지하면서 추가적 시공상태를 고려하는 방법이 가장 좋은 방법으로 고려되고, 보강토옹벽 시공시에는 보강토옹벽이 설치되는 지반 및 지형조건과 같은 주위 환경을 고려하여 적절한 안을 적용하는 것이 바람직할 것으로 사료된다.

감사의 글

본 논문은 2004년도 서울중소기업청 지원에 의해 수행된 연구결과의 일부로 이에 감사드립니다.

참고문헌

1. 구조물 기초설계기준(2003), 한국지반공학회.
2. 유충식, 김주석(2002), “계단식 보강토옹벽의 거동 특성”, 한국지반공학회논문집, 한국지반공학회, Vol.2, No4, pp. 7~19.
3. 유충식, 정희상, 이성우(2004), “보강토옹벽의 사고사례에 관한 연구”, 한국지반공학회 봄 학술발표회.
4. 유충식, 정혜영, 정희상(2004), “강우로 인한 보강토옹벽의 붕괴사례 연구”, 2004 가을 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국토목섬유학회, pp.51~59.
5. 조삼덕, 주재우, 김성태, 김재영, 장용채, “보강토옹벽의 한계파괴조건에 대한 실험적 연구”, 2003 가을 토목섬유 학술발표회 논문집, 한국토목섬유학회, pp.83~90.
6. 토질조사보고서(2004) 라온이엔지.
7. 한중근, 조삼덕, 한승호, 신도순(2004), “블록식 보강토옹벽에 미치는시공조건에의 영향분석”, 한국환경복원녹화기술학회 추계학술발표회, 한국환경복원녹화기술학회, pp.81~85.
8. 한중근, 홍원표, 송영석, 장두호(2003), “강우시 억지말뚝으로 보강된 대규모 절개사면의 침투거동”, 대한토목학회 학술발표회, 대한토목학회, pp.3367~3372.
9. Federal Highway Administration. 1996. Mechanical stabilized earth wall and reinforced soil slopes design and construction guideline. FHWA Demonstration Project 82(Elias, V. and Cristopher, B.R.).Washington, DC. USA.
10. National Concrete Masonry Association. 1996. Segmental retaining wall design manua., 1st Edition. Virginia. USA.