

붕적토 산중턱에 설치한 옹벽의 붕괴원인과 대책공법에 대한 연구

A Study on the Cause of a Failure and the Method of a Countermeasure for the Retaining Wall Constructed on the Mid-Slope of a Coluvial Soil Layer

도덕현¹⁾, DUCK-HYUN, DOH · 김일현²⁾, IL-HYUN, KIM · 유한규³⁾, HAN-GYU, YU · 유 찬⁴⁾, CHAN, YU

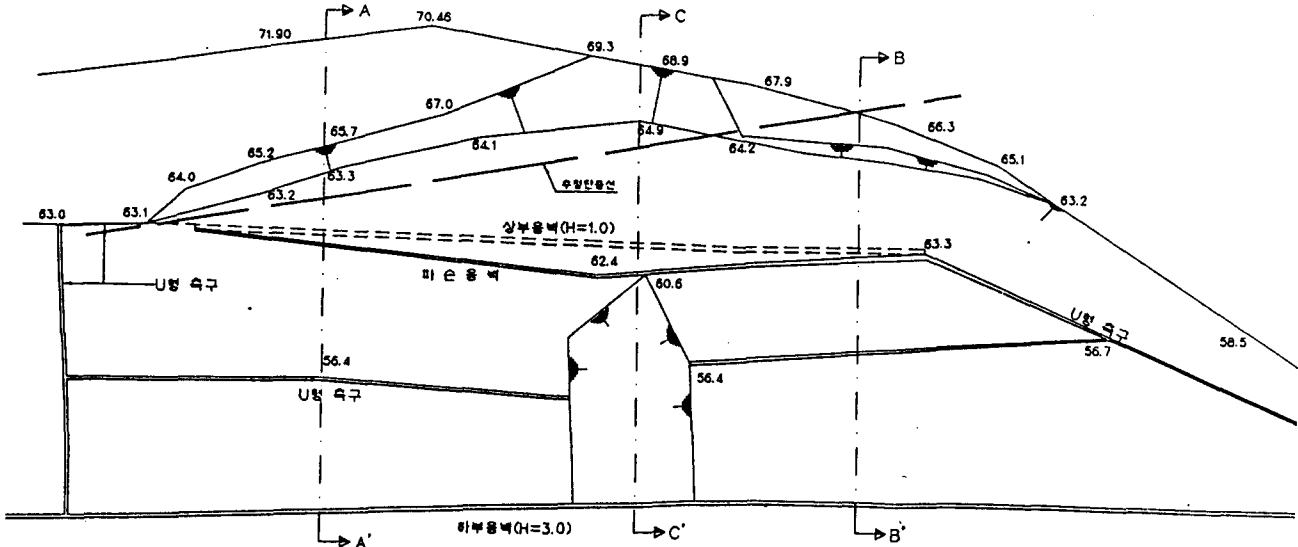
- 1) 건국대학교 농공학과 교수, Professor, Dept. of Agricultural Engineering, Kon Kuk Univ.
- 2) 다산건설컨설팅 부설 기술연구소 소장, Head Chief, Dasan Technical Insutitute
- 3) 한양대학교 토목공학과 조교수, Associate Professor, Dept. of Civil Engineering, Han Yang Univ.
- 4) 건국대학교 농공학과 박사과정, Graduate Student, Dept. of Agricultural Engineering, Kon Kuk Univ.

SYNOPSIS : The purpose of the research was to find the cause of a failure and the method of a countermeasure for the retaining-wall constructed on the mid-slope of a coluvial soil layer. The depth of coluvial soil layer was 7 meter and an artesian well flows. The subsurface of retaining-wall was extended by H-piles(200×200×8×12) which was 6.3 meter long and with 1.5 meter interval to resist a lateral earth pressure. The cause of the failure was found to be poor drainage of the retaining-wall. The method of a countermeasure was established by the combined method with Soil-nailing, Con'c Block, Horiz. Drainage and Seeding.

The study included the behavior of H-pile at failure, and the reuse of a H-pile for the repair of the failed slope

1. 서 론

본 연구는 붕적토층의 사면중간에 설치된 옹벽이 발생한 집중강우에 의해 붕괴됨에 따라 붕괴사면의 복구대책을 수립하기 위하여 붕괴현황 및 원인조사, 기 설치된 옹벽구조물의 안정성검토를 시행하고 현상태에서 가장 합리적이고 현장여건에 적합한 대책공법을 제시하는데 그 목적이 있다.



<그림 1> 사면붕괴의 전경

2. 사면의 현황

본 붕괴지역은 도로가 아닌 택지를 접하고 있어 사고시 인명의 피해가 발생하게 되고, 따라서 일반적으로 단지의 경우에 적용되는 기울기를 적용해야 한다. 본 사면의 원지반은 상부로부터 붕적토 또는 표토층, 풍화잔류토층, 풍화암층의 층서로 구성되어 있다. 택지를 조성하기 위해 절취된 사면의 기울기는 기존 설계도면에 따르면 붕괴가 발생된 옹벽을 기준으로 했을때, 다음 <표 1>과 같으며, 모두 일반 기준을 만족하는 것으로 확인 되었다.

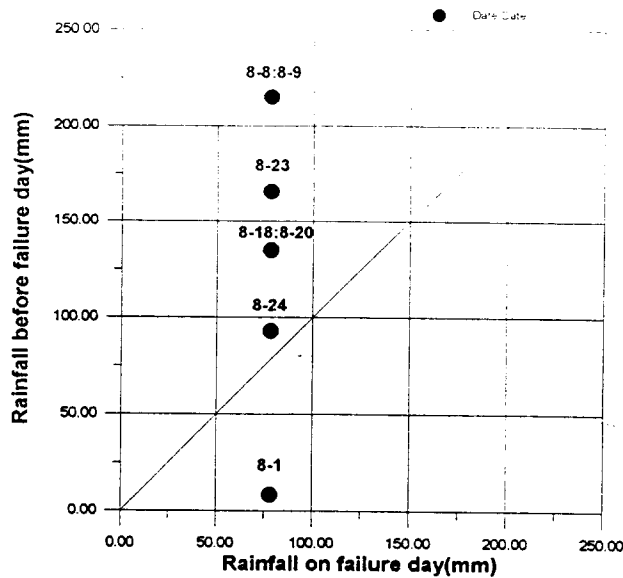
<표 1> 붕괴사면의 설계시 기울기

	A-A'	B-B'	C-C'
옹벽전면	1:2.3	1:1.9	1:1.5
옹벽배면	1:1.9	1:2.6	1:1.6

3. 기상자료

3.1 선행강우량

기존 연구자료에 의하면 우리나라 중서부지역에서 산사태는 당일 강우량보다는 누적 강우량에 영향을 많이 받는 것으로 알려져 있으며, 본 조사지역의 강우자료를 근거로 분석한 결과도 이와 일치 하였다.



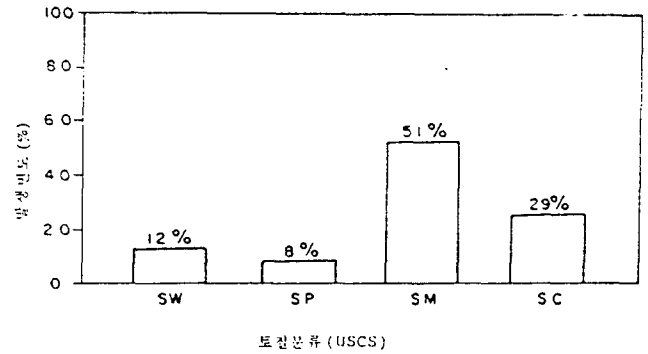
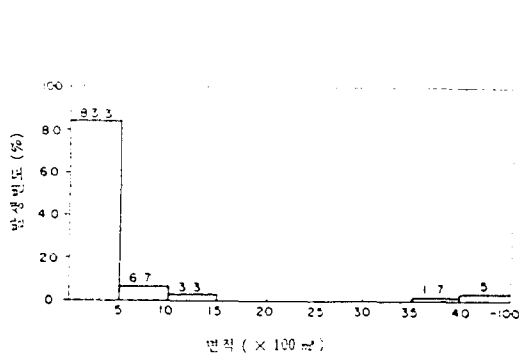
<그림 2> 사면붕괴 당일우량과 선행강우량의 관계

사면붕괴 당일을 전후한 강우량 관측자료를 이용하여 사면붕괴 당일강우량과 선행강우량의 관계를 나타낸 것이 <그림 2>이다.

3.2 강우강도

우리나라의 사면붕괴 양상은 대부분이 폭우중에 발생하거나 폭우를 동반하는 급격한 붕괴형태이고, 조사지 산사태의 90%정도가 면적 10a, 깊이 2m이하로 소규모이며, 토질시험결과에서도 대부분이 사질토(SM)로 분류된 점등으로 미루어

보아 우리나라의 사면붕괴는 선행강우량뿐만 아니라 강우강도에도 큰 영향을 받는다고 할 수 있다(그림 3, 그림 4 참조).

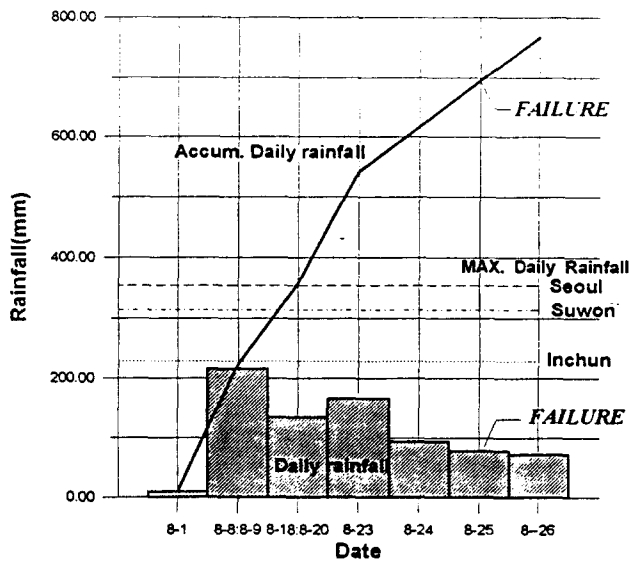


<그림 2> 면적에 따른 산사태 발생빈도

<그림 3> 산사태 지역의 토질별 발생빈도

본 지역에 대한 도상 계산결과는 면적이 약 320 m²(약 10 a)이고, 흙의 분류도 기존 토질시험성상에 의하면 사질토로 분류되어 있다. 따라서 우리나라에서 일반적으로 발생하는 사면붕괴형태와 유사하다고 추측할 수 있다.

본 붕괴지역에서는 붕괴전 선행 일강우량(8월 8일 ~ 8월 9일, 8월 23일)이 주변 기상관측소에서 관측된 기존 최대 일강우량에 근접하는 많은 양의 강우를 기록했다. <그림 5>에 그 결과를 나타내었으며, 그림에는 누적강우량, 일강우량, 인접 기상관측소(서울, 수원, 인천)에서 측정된 기존의 최대 일강우량 그리고 파괴발생일에 누적강우량과 일강우량을 표시하였다. 따라서 본 지역에서의 데이터 분석결과는 당일의 강우강도보다는 선행강우량과 선행강우강도에 의해서 이미 큰 피해를 받아 사면파괴가 진행되었을 것이며, 계속된 집중호우로 사면의 붕괴가 발생되었을 것으로 판단되었다.



<그림 5> 조사지역의 강우량과 기존 최대 일강우량과의 비교

4. 지반조사

조사지역의 지질은 선캠브리아기 경기편마암복합체에 속하는 운모편암이 기반암으로 분포되어 있다. 사면내 노출되어

있는 대부분의 지질은 심한 풍화작용으로 인해 기반암의 암상을 유지하지 않는 풍화암이하의 암질상태를 나타내고 있으며, 국부적으로 연암정도의 암층이 소규모로 노출된 지역도 관찰되고 있다.

본 조사지역을 성층상태 및 구성성분 등을 층서에 따라 요약하면 다음 <표 2>와 같다.

<표 2> 사면붕괴 지역의 지층 구성상태

지 층	통 일 분 류	두께 (m)	N - 치	비 고
붕 적 토 층	CL/ML	1.3~3.0	15~33	BH-2, BH-4 공
	SM	5.0	32 ~ 50+	BH-1 공
풍 화 토 층	SM	8.6 ~ 18.0 이상	14 ~ 50+	BH-1 공 제외
풍 화 암 층	WR	4.8 ~ 9.7	50+	BH-2 공 제외
연 암 층	운 모 편 암 (선캠브리아기)			BH-1 공

붕괴사면은 우측에서 좌측하향으로 단층선이 발견되었으며, 특히 좌측으로 갈수록 연암과 토사가 단층의 경계를 이루고 있어 이 부분은 복구시 특별한 대책이 요구될 것으로 판단되었다.

5. 토질조사

시추조사 결과 파악된 시추공별 지층의 층서와 층후는 다음 <표 3>과 같다.

<표 3> 시추조사 성과

구 분	붕 적 토 층 (m)	풍 화 토 층 (m)	풍 화 암 층 (m)	연 암 층 (m)	지 하 수 위 (m)
BH-1	5.0	-	11.1	4.9	9.50
BH-2	4.5	18.0	-	-	8.40
BH-3	-	8.6	12.9	-	9.00
BH-4	1.3	13.4	6.3	-	5.70

시추조사과정에서 채취한 교란시료중 대표적인 시료를 대상으로 실시한 실내토질시험 성과를 토대로 지층의 토성치 (Soil Properties)를 요약 정리하면 다음 <표 4>와 같다.

<표 4> 각 지층의 토성치 (Soil Properties)

지 층	공 번	심도(m)	N 치	USCS	W _n	LL	PI	LI	G _s	#200	5 μ
붕 적 토	BH-1	4.5	38	SM	13.3	N.P	-	-	2.68	32	-
	BH-2	6.5	26	SM	27.5	N.P	-	-	2.68	36	-
풍 화 토	BH-3	4.5	50/23	SM	17.2	N.P	-	-	2.67	37	-
	BH-4	4.5	25	SM	18.4	N.P	-	-	2.66	36	-

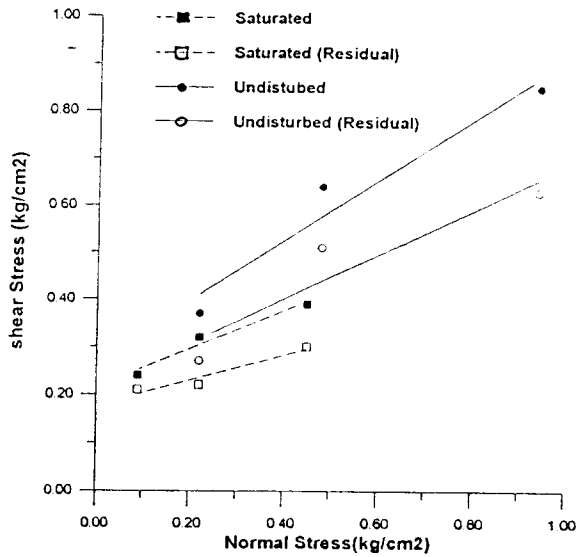
붕괴사면 1개소에서 불교란시료(Box Sample)을 채취하여 직접전단강도시험과 잔류전단시험을 실시하였다. 그 결과를 요약하면 다음 <표 5>, <표 6>, 그리고 <그림 6>과 같다.

<표 5> 불교란시료의 토성치

통 일 분 류 (USCS)	함 수 비 (%)	액 성 한 계 (%)	소 성 지 수 (%)	비 중	#200 체 통과율 (%)	비 고
SM	13.3	-	N.P	2.68	32	

<표 6> 직접전단강도시험과 잔류강도시험 결과

구 분	포 화 상 태		불 포 화 상 태	
	Peak	Residual	Peak	Residual
습윤단위중량 (g/cm ³)	1.91		1.73	
점 착 력 (kg/cm ²)	0.21	0.18	0.28	0.21
전단저항각 (deg)	22.7	13.9	32.9	25.3



<그림 6> 흙의 전단강도와 잔류강도와의 관계

6. 사면붕괴 원인의 구명

6.1. 붕괴원인 분석방법

파괴원인 구명을 위해 사면안정해석에 "PC STABL 5M" 프로그램을 사용하였으며, 본 지역은 사면조성 시점이 오래되었고, 또 붕괴가 발생한 지반이 사질토(SM)로 구성된 붕적토층이므로 배수조건을 적용해서 유효응력해석으로 강도정수를 결정하기로 한다. 한편 관용의 안전율은 1.3(구조물기초설계기준 참고)을 기준으로하고 있으나, Duncan과 Buchibni(1975) 등은 사면파괴에 따른 복구비용 및 인명과 재산피해 정도 그리고 전단강도에 관한 신뢰도에 따라 적절한 허용안전율을 제시하고 있다. 따라서 본 지역은 주거지에 인접해 있고 이번 붕괴 이전에도 붕괴의 경험이 있으므로 허용안전율을 관용의 1.3으로 하는 것보다 상향조정하여 해석합이 적절하다고 판단된다. 따라서 교란되지 않은 시료에 대한 토질정수 결정의 신빙성을 어느 정도는 인정하여 허용 안전율은 1.5로 결정 하였다.

이상에서의 현장조사 및 실내시험 결과에 따라서 사면의 붕괴원인과 안정성 확보에 필요한 토질정수는 <표 7>과 같이 결정하였다.

<표 7> 지층별 토질정수 추정치

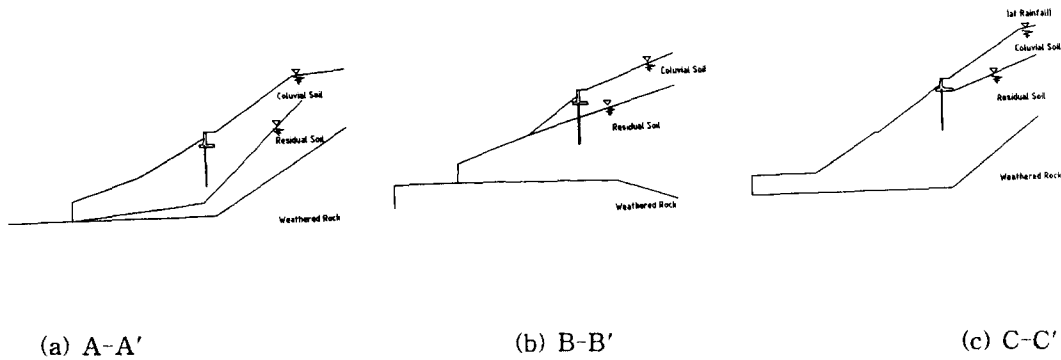
토 층	통일분류	N 치	γ_t	γ_{sat}	ϕ	C	Es	비 고
붕적토	SM	32~50'	1.70	1.90	22.7	0.21	1,880~3,150	
풍화토	SM	14~50'	1.80	1.90	30	0.50	1,120~3,150	
풍화암	W.R	50'	1.90	2.00	33	1.00	3,500'	
연 압	S.R	-	2.00	2.10	35	2.50	10,000'	

6.2. 해석단면의 결정

실내시험에서 구한 토질정수를 이용하여 당초 시공단면에 대하여 평시 및 홍수시에 대하여 안정성을 검토하였다. 시추 조사 결과를 근거로 3개의 대표단면을 선정하여 평상시와 강우로 인한 지반의 포화상태가 되는 호우시를 가상해서 사면

안정해석을 실시하였다. 그 대표단면은 <그림 7>과 같다. 단, 본 해석시 현장상황이 파괴발생후 1개월여 기간이 경과하였고 진행중인 보수공사로 인하여 그 파괴형태를 정확히 관찰하는데는 어려움이 있었다. 따라서 여기서는 말뚝을 배제한 사면자체에 대해서 해석을 실시하여 가상 파괴면을 찾는 데 그 목적을 두었다.

단 옹벽하부에 타입되어 있는 말뚝은 본 해석에서는 무시되나 다음 절에서 설명하는 방법과 같이 별도로 계산하여 그 결과와 사면자체만의 안전율을 종합적하여 전체적인 사면의 안전율을 평가한다.



<그림 7> 해석 단면

6.3. 해석결과

해석결과에 의하면 임계파괴면은 옹벽하부의 말뚝을 무시했을때 옹벽의 저판밑으로 발생하였다. 그러나 억지말뚝을 고려했을때는 파괴선이 시점은 사면의 Crest부분으로 추정이 가능하나, 파괴종점은 그 방향이 변경될것이다. 따라서 앞에서 추정된 파괴선을 기준으로 그 때의 활동력과 저항력을 계산하여 <표 8>에 나타내었다.

<표 8> 해석조건에 따른 사면의 최소안전율

해석방법	검토단면	해석조건	해석시 적용된 전단강도	최소 안전율	활동력 (ton)	저항력 (ton)	비 고
Random 파괴해석	A-A'	평시	Peak Strength	1.47	30.47	42.05	본 해석은 말뚝을 고려하지 않은 사면의 최소 안전율임.
		호우시	Peak Strength	0.82	77.64	58.91	
	B-B'	평시	Peak Strength	1.47	46.46	64.00	
		호우시	Peak Strength	0.57	50.63	27.27	
	C-C'	평시	Peak Strength	1.38	64.21	82.51	
		호우시	Peak Strength	0.57	69.67	36.94	

6.4. 말뚝이 관입된 사면의 안정성 검토

일반적으로 산사태의 발생기구를 구명하기 위해서는 무한사면의 안정해석을 도입하여 해석한다. 이때 사면이 활동을 일으켜서 산사태가 발생할 경우 활동을 억제시키기 위한 방법으로 말뚝을 이용한 억지말뚝공법이 채택될 수 있다.

본 사면에는 H=1.0m 옹벽이 설치되어 있으며, 옹벽밑으로 약 6.5m길이의 억지말뚝(H-pile 200×200×8×12)이 1.5m간격으로 설치되어 있다. 앞절에서의 대표단면에 대한 사면안정 해석결과에서 보는 바와 같이 지난 호우시의 사면붕괴에

다른 피해를 최소화 한데는 억지말뚝의 효과가 매우 컸던 것으로 판단되며, 그 해석방법과 해석결과는 다음과 같다.

가. 말뚝에 작용하는 축방토압의 산정방법

사면의 활동억지를 위해 사면에 말뚝이 설치될 경우 말뚝과 지반사이에는 상호영향을 미치게 되는데 이러한 경우 말뚝 옆에 작용하는 축방토압의 산정이 매우 중요하다. 변형하는 토층의 단위깊이당 1개의 말뚝에 작용하는 축방토압의 최대치 $P(z)$ 는 다음 식(1)과 같다. 또한 말뚝의 형상에 따른 말뚝형상계수를 정리하면 <표 9>와 같다.

$$P(z)/d = K_{P1} \cdot C + K_{P2} \cdot \sigma_{H(z)}(1)$$

여기서, d = 말뚝직경

C = 활동토괴의 점착력

$\sigma_{H(z)}$ = 지반의 축방유동에 저항하여 말뚝전면에 작용하는 토압 주동토압을 사용함이 바람직함.

K_{P1}, K_{P2} = 축방토압계수

$$K_{P1} = \frac{1}{1-D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \left\{ \frac{G_4(\phi)}{G_3(\phi)} \left(\exp\left(\frac{D_1-D-2}{D-2} \right) \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. \tan(\pi/8 + \phi/4) G_3(\phi) \right) - 1 + \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right\} - \frac{G_2(\phi)}{G_1(\phi)} \right] \quad (1)$$

$$K_{P2} = \frac{1}{1-D_2/D_1} \left[\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{G_1(\phi)} \exp\left(\frac{D_1-D-2}{D-2} \right) \right. \\ \left. \tan(\pi/8 + \phi/4) G_3(\phi) - \frac{D_2}{D_1} \right]$$

여기서, D_1, D_2 = 말뚝의 중심간격, 순간격(그림 4-4, 참조)

$$G_1(\phi) = N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1$$

$$G_2(\phi) = 2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}$$

$$G_3(\phi) = N_\phi \tan \phi$$

$$G_4(\phi) = 2N_\phi^{1/2} \tan \phi + 1$$

$$N_\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

<표 9> 말뚝형상계수 ξ

말뚝단면	박판형	정방형	구형 및 H형	원형
형상계수 ξ	0	1	B_2/B_1	$1/2 \tan(\pi/8 + \phi/4)$

또한 축방토압의 부가정도를 나타내기 위하여 축압부가계수 $a_m(0 < a_m < 1)$ 을 도입하면 다음의 식(2)와 같이 된다.

$$P_m(z) = a_m \times P(z) \quad (2)$$

이 축압부가계수 a_m 은 변수로 사용하여 임의의 가상활동과피면에 대하여 말뚝의 안전율이 1보다 크게 되도록 a_m 을 결정 후 사면의 안전율을 계산한다.

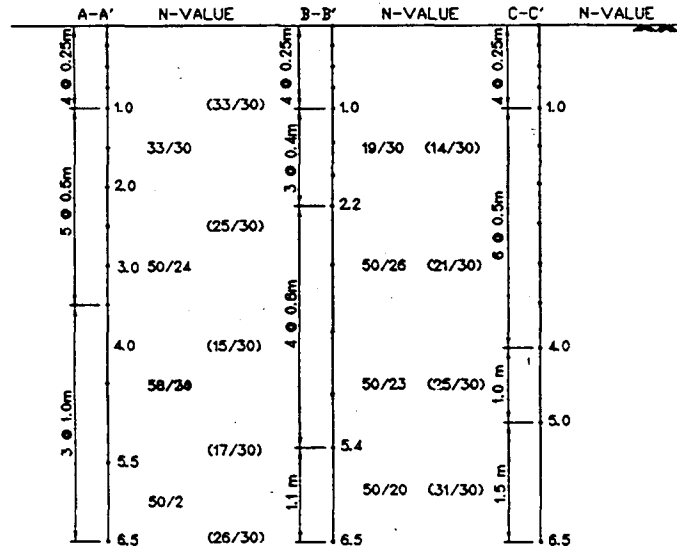
본 연구에서는 앞의 식을 컴퓨터프로그램으로 작성하여 <그림 8>과 같이 말뚝의 절점을 구성하여 축방토압을 계산하였다.

나. 말뚝의 안정해석법

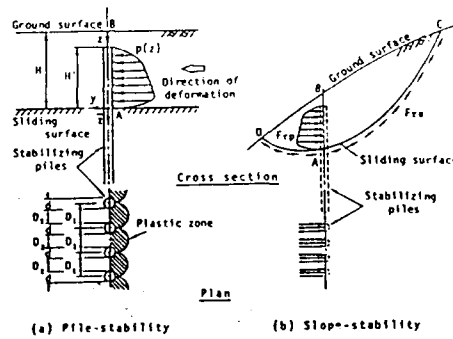
말뚝의 안정에 관하여는 <그림 9>의 (a)와 같이 활동면 토괴에 의하여 지중에 관입되어 있는 말뚝이 $P_i(z)$ 의 축방토압

을 받는다고 가정하면, 주동말뚝에 대하여 이용하는 수평력을 받는 말뚝의 해석법이 적용될 수 있다. 단, 수동말뚝의 경우 축방토압은 분포하중이 된다.

압반파괴와 같이 말뚝의 강성에 비하여 지반의 강성이 큰 경우를 제외하면 일반적으로 말뚝의 파괴는 휨용력에 의해서 발생된다. 이상의 내용을 고려하여 안정해석을 실시한 결과는 <표 11>과 같다.



<그림 8> 축방토압계산을 위한 말뚝의 절점구성



<그림 9> 말뚝의 효과를 고려한 사면안정해석

<표 11> 말뚝의 안정해석결과

A-A'		B-B'		C-C'	
B. M.	S. F.	B. M.	S. F.	B. M.	S. F.
31.214	18.45	30.18	22.71	26.27	19.50

다. 말뚝을 고려한 사면안정해석법

말뚝이 관입된 사면의 안정에 관해서는 <그림 9>의 (b)에 표시된 바와 같이 활동토괴 CADBC가 미끄러져 내려가는 힘 F_d 와 이에 저항 하려는 힘 F_r 의 비에 의하여 그 안정을 검토할 수 있다.

이때 저항력 성분은 마찰저항력 F_{rs} 와 말뚝에 의한 저항력 F_{rp} 로 나눌 수 있다. 또한 여러개의 말뚝열이 설치된 경우는 모든 말뚝열의 축방 저항반력을 사면활동의 전단저항력에 가산하여 전체의 저항력으로 한다. 따라서 사면의 안정에 관한 안전율(F_s)은 다음과 같이 표현된다.

$$F_s = \frac{F_r}{F_d} = \frac{F_{rs} + F_{rp}}{F_d} \quad (3)$$

만약 활동과괴면이 원호일 경우에는 다음식이 이용된다.

$$F_s = \frac{M_r}{M_d} = \frac{M_{rs} + M_{rp}}{M_d} \quad (4)$$

6.5. 해석결과

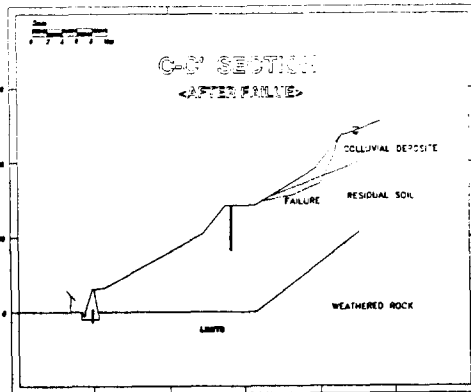
다음의 <표 12>는 앞에서 설명했던 해석방법을 이용하여 역지말뚝을 고려한 사면안정검토의 결과이다.

<표 12> 말뚝을 포함한 안정해석결과

	A-A'			B-B'			C-C'		
	활동력	저항력	F_s	활동력	저항력	F_s	활동력	저항력	F_s
평 시	30.47	60.50	1.99	46.46	86.71	1.87	64.12	102.01	1.59
호우시	77.64	77.36	1.00	50.63	49.98	0.99	69.67	56.44	0.81

단 이상의 해석결과는 말뚝이 2m내의 변위되었으나, 말뚝자체는 항복하중을 받지 않는다는 조건에서 해석한 것이다.

붕괴발생후 사면의 안정성에 대해서는 파괴가 가장 심하게 발생한 C-C' 단면에 대해서 실제 측량을 실시하여 그 결과로써 <그림 10>에 표시한 바와 같이 단면을 결정하였으며, 사면안정해석 결과에 의한 가상파괴면도 <그림 10>에 함께 표시하였다. 현장에서 파괴된 옹벽은 철거되었으며, 옹벽하부에 타설된 말뚝은 그 아래의 사면이 상부사면의 소류력에 의하여 일부(C-C' 단면) 무한사면 붕괴형태인 얇은 두께로 토사와 격자블록 및 축구가 붕괴되었을뿐 원호활동은 일어나지 않고 다만, 수평방향으로 약 2m정도 밀려났다. 따라서 말뚝이 항복점에 도달하지 않은 상태라고 가정하고, 파괴면의 범위도 말뚝을 기준으로 사면 윗부분에 대해서만 검토하였다. 검토시에 적용된 토질정수는 붕괴토층에 대해서는 잔류전단시험에서 구한 잔류강도(residual strength)값을 적용하였다. 지하수위는 이번의 경우와 같이 호우시로 가정하였다.



<그림 10> 붕괴후의 해석단면과 가상 추가파괴면

7. 대책공법의 수립

7.1. 대책공법의 선정

일반적인 여러 대책공법중 본 설계에서는 장비의 진입, 사면의 경사도, 지질조건등 현장여건을 고려하여 대책공법을 선정하였으며, 기존의 공법을 단독 또는 조합하여 다음과 같은 세가지 안을 제시한다.

- ① 제 1 안 : J.S.P. + 영구 Anchor + Horizontal Drain
- ② 제 2 안 : Soil Nailing + Con'c 격자형 Block + 식생 + Horizontal Drain
- ③ 제 3 안 : 억지말뚝 (Steel Pile, Micro Pile 등)

위 3가지 안에 대하여 공법의 개요, 특성 및 경제성을 비교하여 제 2안을 대책공법으로 선정하였다.

7.2. Soil-Nailing해석방법

기본적인 이론은 운동학적 한계해석법(KINEMATIC LIMIT ANALYSIS)과 수정된 사면안정해석법(DVAIS METHOD)으로 구분되어 발전하였으며 파괴 형태로는 다음과 같이 나눌 수 있다.

- TRANSLATION OF RIGID BODY(FAILURE WEDGE)
- TRANSLATION OF TWO RIGID BODIES
- ROTATION OF ONE RIGID BODY(SLIP CIRCLE)
- ROTATION OF TWO RIGID BODY

붕괴사면의 복구방향은 붕괴용벽의 하단의 경우에 기존에 횡단배수로 밑에는 원상복구하되 용출수의 배제를 위한 대책을 세워야 하며, 이의 상부는 격자형 블록으로 보호하는 형식으로 가급적 당초기울기로 복구하되 종·횡단 배수로를 계획유출량에 부합되는 규모로 설치해야 한다. 붕괴용벽 상단의 사면은 이완된 토사는 제거하고 격자형 soil-nailing공법을 적용하여 원지반을 보강함으로써 급후의 추가적 붕괴가 일어나지 않도록 대책을 강구할 필요가 있다.

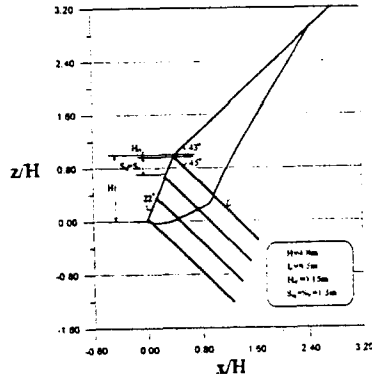
<표 13> 지반의 강도정수 및 Nail의 제원

지반의 강도정수	Nail의 제원
단위중량 $\gamma = 1.73 \text{ t/m}^3$	천공직경 $D_{\text{hole}} = 10 \text{ cm}$
점착력 $C = 0.21 \text{ kg/cm}^2$	철근직경 $D_{\text{bar}} = 25 \text{ mm}$
내부마찰각 $\phi = 22.7^\circ$	철근의 항복강도 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Soil Nail 보강사면에 대한 해석은 홍익대학교에서 1994년에 개발된 KK-NAIL Ver. 1.1을 이용하였으며, 해석결과는 <표 14>와 같다.

<표 14> Soil Nail 보강사면의 해석결과

	삽입각도($^\circ$)	안전율(Fs)	각도 Z($^\circ$)	각도 T($^\circ$)
평 시	40	1.2727	76	48
	45	1.5918	76	48
	50	1.0356	60	48
호 우 시	40	0.5272	47	48
	45	1.0756	71	48
	50	0.9426	40	48



<그림 11> Soil Nail로 보강된 사면의 대표단면

해석에서는 벽체의 변위정도를 나타내는 계수 $\beta = 1.0$ 을 사용하였다. 참고적으로 벽체의 변위정도를 나타내는 계수 β 는 다음과 같다.

$\beta = 1.0$: 벽체 최상단에 위치한 흩입자만 소성상태에 도달한 경우

$\beta = 1.5$: 벽체의 중앙부에 위치한 흩입자까지 소성상태에 도달한 경우

$\beta = 2.0$: 벽체 전깊이에 걸쳐 흩입자가 소성상태에 도달한 경우

벽체의 변위정도를 반영한 경우의 설계안전율은 <표 15>와 같다.

<표 15> 벽체의 변위정도를 반영한 경우의 설계안전율

β	1.0	1.5	2.0
지하수 영향 무시	1.2 이상	1.4 이상	1.5 이상
지하수 영향 고려	1.0 이상	1.2 이상	1.3 이상

해석결과 건조시 및 강우시 모두 Nail의 최적삽입각은 45° 로 계산하였으며, 되었다. 또한 이때의 안전율은 건조시 1.2 이상, 강우시 1.0이상으로 계산하였다. 강우시에 대한 해석은 Gray의 침투류이론을 적용한 것으로 Soil Nail 보강벽체 전면부에서 완전배수되며 강우시의 침투는 정상침투로 가정하였으므로 시공시 배수처리에 대하여 철저한 시공관리가 이루어질 수 있도록 주의를 요한다.

8. 종합 결론

붕괴된 사면은 붕적토, 풍화잔적토, 풍화암 등의 층서로 구성되어 있으며, 토사의 심도는 최대 20m에 가까운 지역으로 자중, 단층 및 용출수가 발생하는등 진행성 파괴를 일으키기 쉬운 조건으로 이루어진 사면이다. 붕적토의 공학적 특성은 사면의 진행성 파괴를 유발시키며, 장기적인 안정대책이 요구되는 지반이다. 이상에서의 기존토질조사자료 및 현황조사, 수치해석 등을 토대로 붕괴원인을 분석한 결과는 아래와 같은 요인이 단독 또는 복합적으로 작용되어 발생된 것으로 판단된다.

1. 붕괴의 원인은 호우에 의하여 지표수와 지하수가 상부옹벽까지 유출하였으나, 이 부분의 배수가 불량하여 옹벽배

- 면부의 사면이 과포화된 상태로 구성토의 강도정수가 약화되고, 단층면을 따른 상부토사의 활동과 원호활동 등이 복합적으로 작용하여 옹벽이 전도단계에 도달하였을 것으로 판단된다. 상단옹벽의 하부사면 붕괴는 사면의 중앙부에 있는 옹벽이 안전율이상의 외력을 받아 과도한 변위양상을 보였으며, 옹벽의 취약부인 철근이음부에서 균열이 발생함에 따라 지표유입수가 인접 옹벽벽체의 균열부로 유출되면서 상단옹벽의 배면에서 발생한 사면붕괴의 일부 토사가 옹벽하부와 옹벽을 설치한 말단부에서 사면의 하부로 퇴적된 것으로 판단된다. 이때 옹벽 직하단에 1.5m 간격으로 타설한 H형 말뚝의 억지작용으로 현재의 상태와 같은 소규모의 활동에서 머문것으로 판단된다.
2. 상단옹벽의 기초부에 설치되어 있는 억지말뚝을 고려했을 경우, 평상시는 검토대상인 3단면 모두가 금번 조사연구에서 채택한 허용안전율인 1.5의 범위에 들었다. 그러나 호우시에는 모두 안전율 1.0내외로 불안정한 상태를 보였으며, 원지반이 붕괴초침입을 고려할 때, 앞으로의 후속 붕괴의 우려가 매우 높다고 판단된다.
 3. 본 단면의 횡단기울기상에는 문제점이 없었으나, 본 붕괴사면의 상부는 과거의 산불로 수목이 거의 고사상태에 있어 식생이 수분을 보지할 수 있는 능력의 감소도 간접적인 원인이라고 판단된다. 결국 이러한 식생상태로 인하여 집중호우시 유출수가 일시에 집중되면 사면의 붕괴를 초래할 수도 있다. 따라서 이런 경우에는 관용적인 사면의 기울기만을 적용하는 것은 무의미하며, 대책수립시 추가적으로 적극적인 사면보호공의 도입이 필요하다고 판단된다.
 4. 사면보강 대책방향은 억지말뚝으로 작용하고 있는 H-Pile을 기준으로 사면의 하부는 상부사면의 소류력에 의하여 일부(C-C' 단면) 무한사면 형태의 붕괴가 발생하였을뿐 원호활동은 일어나지 않은 것으로 추측됨으로 기존 사면의 형태로 복구하고, 사면의 상단부는 하중경감대책과 원지반 보강대책이 동시에 요구된다.
 5. 따라서 붕괴된 상단옹벽을 기준하여 하부사면의 경우 기존의 횡단배수로 아래쪽은 사면선단에 높이 3m 옹벽과 그 하부에 1m 간격으로 억지말뚝이 설치되어 있으므로 원상복구하여도 무방할 것으로 판단되며, 횡단배수로부터 상단옹벽이 있던 위치까지는 당초의 기울기보다는 완만하게 정리하여 지표수유출에 대한 보호대책을 강구하여야 할 것이다. 한편, 붕괴된 옹벽 상부는 좌측으로 갈수록 단층선이 확인하므로 이완된 토사를 완전 제거한 후 원지반 보강을 위한 Soil-Nailing 공법을 적용하는 것이 적절한 대책공법으로 판단된다.
 6. 이상의 대책외에도 단층선의 추가적인 활동(특히, 좌측의 연암과 토사경계부)의 억제를 위한 하중경감(토사제거) 대책과 용출수의 배제대책 및 상부사면 예상 지표수유출수의 우회적 배제를 위하여 최상단 배수로를 산 정상부측으로 적당한 위치로 이동시키는 동시에 완벽한 배수로의 설치등의 대책이 요망된다.

<참고문헌>

1. 김상규(1988), 사면안정(I), 한국토질공학회, 제4권 1호, pp. 90~101
2. 백영식(1989), 사면안정(IV), 한국토질공학회, 제5권 1호, pp. 69~85
3. 백영식(1989), 사면안정(V), 한국토질공학회, 제5권 2호, pp. 85~102
4. 홍원표(1994), 시리즈4 토목시공고등기술강좌, 대한토목학회, pp.169~208
5. 한국건설기술연구원(1989), 연구보고서 사면의 안전진단 및 보호공법
6. 한국지반공학회(1994), <지반공학시리즈5> 사면안정
7. 한국토지개발공사(1991), 단지조성에 관한 연구
8. Bowles J. E.(1988), Foundation Analysis and Design -4th Ed.-, Mc-Graw Hill, pp. 768~778
9. Das B. M.(1990), Principles of Geotechnical Engineering, PWS- KENT, Boston, pp.505~569
10. Lambe T. W. and Whitman R. V.(1979), Soil Mechanics SI version, Wiley, New York