



VI. 토목섬유 보강사면

1. 토목섬유 보강사면

1.1. 개요

최근 들어 대두되는 환경 보존 또는 공비 절감 차원에서 자연 혹은 인공 사면의 경사를 급하게 시공하여야 할 경우가 있다. 이러한 경우에는 사면의 역학적 안정성이 문제시되므로 사면의 활동 파괴를 피하기 위한 적절한 조치를 취하여야 하며 그림 1과 같이 사면 보강 측면에서 다층의 지오그리드 혹은 지오텍스타일을 시공 중에 포설함으로써 사면의 안정성을 확보 할 수 있다.

보강사면은 전면의 경사가 70° 이내인 토사 사면의 구조체에 평면 보강재를 설치하는 역학적 보강토 (mechanically stabilized earth, MSE) 구조물의 일종으로서, 본 절에서는 보강사면의 설계 및 시공 개념을 다루었다.

보강사면에서는 그림 9.1에서와 같이 사면의 경사를 급하게 시공할 경우나 파괴된 사면의 복구시 지반을 보강할 목적으로 토목섬유를 보강재로 사용한다. 이러한 경우에 있어서 토목섬유는 다음과 같은 역할을 통해 경제성을 제공한다.

- 사면의 정상 혹은 선단에서 사용 가능한 공간을 제공한다.

* 정회원, 성균관대학교 공과대학 토목공학과 부교수

- 성토량을 줄일 수 있다.
- 역학적으로 다소 미흡한 성토재를 사용할 수 있다.
- 보강토 옹벽에서 필요한 전면판의 사용이 필요하지 않다.

보강사면의 주 적용 분야는 다음과 같다.

- 새로운 도로 제방 건설시
- 옹벽의 대안으로 적용시
- 기존의 도로 제방 확장시
- 붕괴된 사면의 보수시

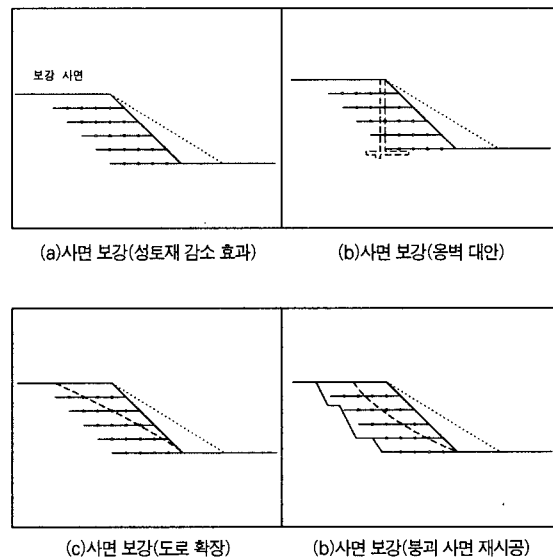


그림 1. 보강사면의 적용 예

기타 다음과 같은 분야에 보강사면을 적용할 수 있다.

- 댐의 상·하류 전면 보강 및 댐의 높이를 증가시킬 경우
- 임시 홍수 조절 구조물 건설시
- 교량의 교대 보강을 보강할 경우
- 임시 우회 도로 건설시
- 수분을 포함한 세립분으로 제방 건설시

1.2 재료

(1) 성토재

제방 성토시 사용하는 성토재의 요구조건을 만족하는 흙은 보강사면의 성토재로 사용될 수 있다. 보강 측면만을 고려할 경우에는 다소 질이 떨어지는 흙을 성토재로 사용할 수도 있으나 내구성 및 작업성을 고려할 경우 양질의 성토재를 사용하는 것이 공기를 단축시킬 수 있으므로 바람직하다. 따라서 보강사면의 성토재로 적당한 흙은 다음과 같은 조건을 만족시켜야한다.

① 입도분포(Christopher et al., 1989)

입경(mm)	통과율(%)
100	100 - 75
4.75	100 - 20
0.425	0 - 60
0.075	0 - 50

PI ≤ 20 (AASHTO T-90)

성토재의 최대 입경은 보강재의 파손을 고려하여 20 mm이하인 것을 원칙으로 하며 입자의 크기 및 가장 큰 입자의 형상은 보강재의 시공중 파손으로 인한 강도 감소 계수를 결정하는데 많은 영향을 미친다.

② 화학 성분(Berg, 1993)

성토재의 화학적 성분이 보강재의 내구성에 미치는 영향에 평가가 이루어져야한다(pH, 염화물, 산화제 등). pH≥12 또는 pH≤3인 흙은 보강사면의 성

토재로 사용할 수 없으며, 일반적으로 3 ≤ pH ≤ 9의 흙이 무난하다.

③ 다짐(Christopher et al., 1989)

성토재는 최대건조단위중량의 95% 또는 최적 함수비의 2%내외로 다짐하여야 한다. 점성토와 사질토의 경우 각각 150 ~ 200 mm와 200 ~ 300 mm의 다짐두께를 갖도록 시공하는 것이 바람직하다.

④ 전단 강도(Berg, 1993)

안정해석에서는 최대 전단강도를 바탕으로 결정된 전단강도정수를 사용하여야 한다. No. 200 체 통과율이 15%이하인 사질토에는 배수 전단강도 정수를 사용하여야 하며, 이러한 강도 정수는 직접전단 혹은 압밀-배수 삼축압축시험을 수행하여 결정한다.

그 밖의 흙에 대해서는 배수 및 비배수 전단 강도 정수를 결정하고 시공 직후 및 장기 안정 검토시 적용하여야 한다. 배수 전단강도 정수는 압밀-배수 삼축압축시험 또는 간수압을 측정하는 압밀-비배수 삼축압축시험을 수행하여 결정하며, 비배수 전단 강도 정수는 비압밀-비배수 삼축압축시험을 수행하여 결정한다.

⑤ 단위중량

시공중 다짐 정도를 조절하고 안정 해석을 위해서 성토재의 건조 및 습윤, 포화 단위중량을 결정하여야 한다.

(2) 토목섬유

토목섬유의 설계강도는 토목섬유 자체의 장기 공간적 안정성(long-term dimensional stability)과 보강토 구조물의 전체적인 내구성을 고려하여 결정하여야 한다. 일반적으로 지오그리드는 격자의 가로 방향 요소의 수동 저항과 흙과 수평 방향 요소 사이의 마찰을 통해 보강효과를 발휘하며, 지오텍스타일의 경우에는 마찰만을 통해 보강효과를 발휘한다.

공간적 안정성은 토목섬유의 과도한 크리프 변형

강 좌

없이 장기하중을 지탱하는 능력으로 특정지어진다. 토목섬유가 보유한 고유의 장점은 불량한 조건의 흙에서도 오래 견딜 수 있다는 점이며, 일반적인 흙의 경우 토목섬유의 기대 수명은 매우 길다. 그러나 강재와 마찬가지로 일반적인 흙이라 할지라도 특정 환경 조건에서의 분해 가능성을 고려하여 강도 특성을 지정하여야 한다.

① 허용 인장 강도

토목섬유의 허용 인장 강도(T_a)는 부분 안전을 개념에 입각하여 극한 인장 강도(T_{ult})를 감소계수(R_f)로 나눈 값을 취한다. 감소계수는 설치시 손상, 화학적 및 생물학적 조건을 고려하고 폴리머의 발생 가능한 크리프 변형을 조절하기 위하여 적용된다.

따라서 허용인장강도, T_a , 는 다음과 같이 표현된다.

$$T_a = \frac{T_{ult}}{RF} \quad (1)$$

여기서,

$$RF = RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_{CD} \times RF_{BD} \times RF_{JNT}$$

T_a : 토목섬유의 허용 인장 강도(kN/m)

T_{ult} : 토목섬유의 극한 인장 강도

RF_{CR} : 크리프 변형의 부분 안전율

RF_{ID} : 설치시 손상에 대한 부분 안전율

RF_{CD} : 화학적 손상에 대한 부분 안전율

RF_{BD} : 생물학적 손상에 대한 부분 안전율

RF_{JNT} : 봉합부와 접합부에 대한 부분 안전율

일반적으로 적용되는 안전율은 아래 표와 같다. 상기의 안전율은 일반적인 경우에 대한 것이므로 매우 보수적이라 할 수 있으며, 1~2 항목에 대한 안전율이 필요로 할 경우 선택하여 적용하도록 제시된 값이다. 따라서 해당 보강재에 대한 실험을 통해 안전율을 결정하는 것이 경제적이고 안전하다고 할 수 있다.

미연방도로국(FHWA)은 사면의 높이가 15 m 이하이며 장기적 사면 보강의 경우에 있어서 사용하는

(Holtz et al., 1995)

RF	설치시 손상	크리프 ¹⁾	화학적 손상 ²⁾	생물학적 손상	접합/봉합 ³⁾
		3.0	5.0	2.0	1.3

주)
 1) 본 수치는 예비 설계시 사용되는 안전율이며 본 설계를 위해서는 각 제품에 대한 실제 실험결과를 적용하여야 한다.
 2) 화학적 손상에 대한 안전율은 토목섬유에 유해하지 않는 흙에 대한 수치이며, 본 설계를 위해서는 각 제품에 대한 실제 실험 결과를 적용하여야 한다.
 3) 접합부 또는 봉합부가 존재하지 않을 경우에는 1.0의 값을 사용한다.

성토재가 다음과 같은 조건을 만족할 경우에는 RF=10을 취할 것을 제안하고 있다(FHWA Guideline, 1995).

- 모래질 흙 • $5 \leq PH \leq 9$
- 생물학적으로 불활성
- 성토재의 최대 입자 = 20 mm

② 지반-보강재 상호작용

보강사면의 설계를 위해서는 인발 계수와 직접 전단 계수와 같은 두 가지 형태의 지반-보강재 상호작용 계수를 결정하여야 한다. 인발계수는 일반적으로 안정해석시 각 보강층의 전방과 후방에서의 유발 인장력을 계산하는데 사용되며, 직접 전단 계수는 보강토체의 바깥쪽에서의 활동에 대한 안전율을 검토하는데 사용된다.

보강재의 단위폭당의 극한 인발 저항(P_r)은 다음과 같이 계산된다.

$$P_r = F^* \cdot \alpha \cdot \sigma' \cdot v \cdot L_e \cdot C \quad (2)$$

여기서:

$L_e \cdot C$: 파괴면 후방의 저항 영역에서의 보강재의 단위폭당 표면적

L_e : 파괴면 후방의 저항 영역에서의 정착 길이

C : 보강재의 유효 단위 원주길이

- (지오그리드나 지오텍스타일의 경우 C=2)
- F^* : 인발저항 계수 = $\tan\phi^*$
- α : 치수 보정 계수 (토목섬유의 경우 1.0)
- σv : 지반-보강재 경계면에서의 유효연직응력
- ϕ^* : 흙/보강재 마찰각

1.3 설계

(1) 기본 개념

보강사면의 설계 개념은 비보강 사면의 설계 개념과 유사하나 안전을 설정시 장·단기 안정성 및 발생 가능한 파괴 형태를 적절히 고려하여야 한다. 중요한 영구 구조물의 경우 엄밀한 사면 안정 해석 개념을 바탕으로 설계하여야 하는데 여기서 영구 구조물은 3년 이상의 설계 수명을 고려하는 구조물을 의미하며, 중요한 구조물이라 함은 사면에 포설된 보강재에 인장력이 발생하거나 보강재의 파괴가 보강토 구조물의 붕괴를 야기시킬 경우, 그리고 구조물의 붕괴시 인명 및 재산 피해가 예상되는 경우를 의미한다. 한편 안전율이 1.1 이상인 사면에 있어서 안전율을 증가시킬 목적으로 토목섬유로 보강하는 사면은 중요한 구조물로 간주하지 않는다.

보강사면의 일반적인 파괴 형태는 그림 2와 같다.

- 파괴면이 보강재를 통과하는 내부 파괴

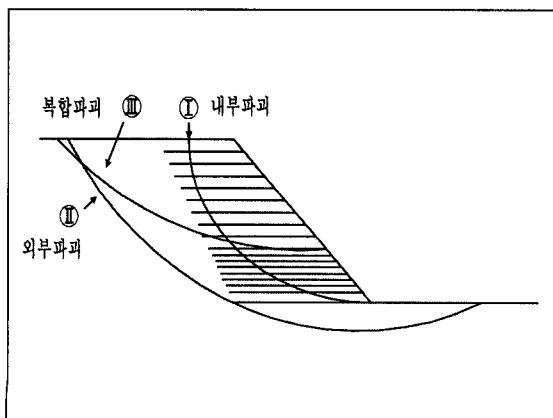


그림 2. 보강사면의 파괴형태

- 파괴면이 보강토체 후미나 하부를 통과하는 외부 파괴
- 파괴면이 보강토체 내·외부를 통과하는 복합 파괴

현재 통용되고 있는 보강사면의 설계법은 한계 평형 이론에 근거한 사면 안정 해석법에 그 근간을 두고 있는데, 일반적으로 원호 혹은 썸기 형태의 파괴면을 가정된 후 유발 모우멘트와 저항 모우멘트의 관계를 토대로 안전율을 계산한다. 이때, 파괴면과 교차하는 보강재는 인장 강도 및 방향에 따라 저항 모멘트 혹은 저항력을 증가시키는 것으로 간주하며, 보강재의 인장 저항력으로는 허용 인발 저항력과 장기 설계 인장 강도 중에서 작은 값을 택한다. 파괴면 설정시 심층 파괴를 포함한 다양한 파괴 형태를 고려하여야 하며, 최대 보강을 요구하는 파괴면에 대한 안전율을 사면의 안전율로 간주한다.

보강사면의 설계는 일반적으로 보강재의 보강효과를 고려할 수 있도록 작성된 사면안정해석 프로그램을 이용하여 수행된다. 이러한 프로그램은 보강재의 강도와 인발력을 적절히 모사할 수 있어야 하며 보강 및 비보강 사면의 안전율과 임계 파괴면의 위치를 자동적으로 추정할 수 있는 기능을 갖추어야 한다.

(2) 설계 순서

보강사면의 설계 순서는 다음과 같이 요약된다.

- 단계 1. 사면의 기하 및 하중 조건, 기타 요구조건 설정
 - 단계 2. 기초 지반의 지질 조건 및 역학적 특성 결정
 - 단계 3. 성토재의 역학적 특성 결정
 - 단계 4. 보강재의 강도 및 내구 기준, 지반-보강재 상호작용 등 보강재의 설계 파라메타 결정
 - 단계 5. 비보강 사면의 안전율 결정
 - 단계 6. 사면의 안정 확보에 필요한 보강 조건 결정
 - 단계 7. 외적 안정성 검토
 - 단계 8. 지하 및 지표수 조절을 위한 요구 조건 평가
- 전술한 설계단계는 안전한 기초 지반위에 시공되

는 보강사면의 경우에 대한 내용이며, 기초 지반이 불안정하여 심층 파괴해석이 필요한 경우에는 보강 제방에 적용되는 해석 방법을 적용하여 검토하여야 한다.

붕괴된 사면의 복구에 적용되는 경우에는 붕괴 원인을 정확히 파악하여 보강사면에는 같은 문제가 발생하지 않도록 해야 한다. 지하수위가 높은 경우 배수시설의 설계 및 시공에 많은 주의를 기울여야 한다.

(3) 설계 과정

보강사면의 상세한 설계 방법은 다음과 같다.

단계 1. 사면의 기하 및 하중 조건, 그리고 기타 요구조건을 설정한다.(그림 3)

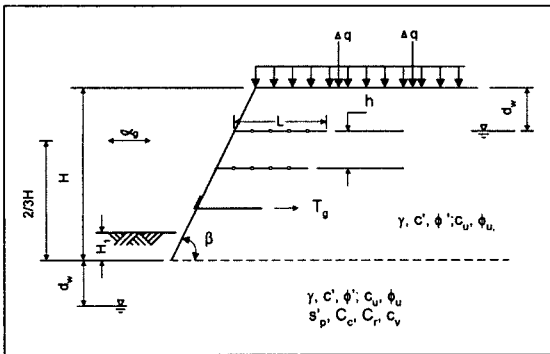


그림 3. 보강사면의 설계 조건

▶ 기하 및 하중 조건

- ① 사면의 연직높이, H
- ② 사면의 각도, β
- ③ 외부 하중:
 - 상재하중, q
 - 일시적 활하중, Δq
 - 설계 지진 가속도, α_g

▶ 역학적 요구조건

- ① 외적 안정성 및 침하
 - MSE 토체의 저부를 따라 발생하는 수평 활동, $FS_{min}=1.5$
 - 심층파괴, $FS_{min}=1.3$
 - 동적하중: $F.S. \geq 1.1$

• 허용 침하량

- ② 복합 안정성, $FS_{min}=1.3$
- ③ 내적 안정성, $FS_{min}=1.3$

단계 2. 기초 지반의 지질 조건 및 역학적 특성을 결정한다.

- ① 사면 저부와 사면의 선형을 따라 심층 파괴 안정성을 평가할 수 있는 깊이 까지 기초 지반의 주상도를 결정한다.
- ② 기초 지반의 전단 강도 정수(c_u, ϕ_u 또는 c', ϕ'), 단위중량, 그리고 압밀 정수(C_c, C_r, c_u 및 σ'_p)를 결정한다.
- ③ 지하수위, d_w 를 결정한다.
- ④ 파괴사면을 복구하는 경우에는 사면 파괴의 원인을 분석하고 이전 파괴면을 추정한다.

단계 3. 성토재의 역학적 특성을 결정한다.

- ① 입도 분포 및 소성 지수
- ② 다짐 특성 및 성토 요구 조건
- ③ 전단 강도 정수, c_{cu}, ϕ_{cu} 또는 c', ϕ'
- ④ 보강재의 내구성에 영향을 줄 수 있는 흙의 화학적 성분

단계 4. 보강재의 강도 및 내구 기준, 지반-보강재 상호작용 등 보강재의 설계 파라미터를 결정한다.

일반적으로 보강사면의 설계에서 보강재의 설계 강도는 장기 허용 강도의 값을 취한다. 즉: $T_d = T_s$ 그러나 보강재의 파다 변형 또는 파열에 대한 안전율은 앞서 언급한 방법과는 다른 방법을 적용하여 결정한다. 일반적으로 적용되는 최소 안전율은 다음과 같다.

(Holtz et al., 1995)

	내부 안정성	외부 안정성	복합 안정	수평 활동
F.S.	1.3	1.3	1.3	1.5

- 1) 설계 인장 강도(T_d): $T_d \leq T_s @$ 전 변형률의 10%
- 2) 보강재의 허용 인장 강도, $T_s = T_{ult} / RF$

3) 인발 저항력

일반적으로 사질토와 점성토에 대해서 각각 1.5 와 2.0의 안전율을 적용한다.

단계 5. 비보강 사면의 안전율을 결정한다.

일반적인 사면안정해석법을 이용하여 예상 파괴면 들에 대한 비보강 사면의 안전율 및 유발 모우멘트를 결정한다. 해석시에는 원호 파괴 및 활동 썰기 파괴 형태를 고려하여야 하며, 사면의 앞부리, 법면, 그리고 앞부리 하부 심층을 통과하는 파괴 형태 또한 고려하여야 한다.

보강을 요하는 영역은 목표 안전율 이하를 보이는 파괴면 전부를 사면의 횡단면에 도시하여 보강을 요하는 임계 영역에 대한 포락선을 찾음으로써 결정할 수 있다. 한편, 사면의 선단 하부를 통과하는 임계 파괴면이 존재하는 경우는 심층 지반 및 모서리부의 지지력이 문제가 될 수 있다는 것을 의미하므로 보다 상세한 지지력 검토가 수행되어야 한다. 이러한 경우에는 사면과 기초지반의 저부에 보강재를 설치하거나 선단 소단을 설치하여 보강할 수 있다.

단계 6. 사면의 안정 확보에 필요한 보강 조건을 결정한다.

보강 조건의 결정은 다양한 방법으로 수행될 수 있으나 대부분의 방법은 Christo pher와 Holtz (1985)가 제안한 방법을 이용하고 있으며, 크게 두 가지 방법으로 요약된다. 첫 번째 방법은 보강 조건의 결정을 위해 직접설계법을 이용하는 방법이며, 두 번째 방법은 보강재의 제품 판매자가 제공하는 설계 프로그램을 이용하는 방법이다. 본 절에서는 직접설계법에 국한 하기로 한다.

직접설계법에서는 일반적인 사면안정해석 프로그램을 사용하여 보강 조건을 설정하는 방법을 취한다. 보강재의 인장력 작용 방향이 안전율 계산에 많은 영향을 미치는 것으로 알려져 있으나 일반적으로 해석 시 보강재의 변형을 무시하여 안장력의 작용 방향을 항상 수평으로 가정하여 해석을 수행하여도 무방하

다. 그러나 파괴에 접근하면서, 보강재는 파괴면을 따라서 늘어날 수 있으며, 이러한 경우 작용방향은 수평으로부터 기울어지게 된다. 따라서 보강재의 인장력 작용 방향은 보강재의 신장성에 좌우되며, 연성 보강재의 경우 보강재의 인장력 작용 방향은 파괴면의 접선방향으로 기울어져 작용하는 것으로 가정하여도 무방하다.

직접설계법을 적용할 경우 그림 4에 제시되어 있는 Schumertmann 등(1987)의 설계 차트를 이용하여 타당성을 검토할 수 있다. 제시된 설계 차트는 이중 및 단일 썰기 형태의 파괴면에 대한 간편법을 토대로 얻어진 결과를 제시한 것으로 다음과 같은 제한성을 갖고며, 수치해석 결과에 대한 타당성 검토용으로 유용하게 사용된다.

- 보강재는 신장성이다.
 - 균질하고 비점성의 성토재를 사용한다.
 - 사면에서의 간극수압은 존재하지 않는다.
 - 기초지반은 평탄하고 양호한 역학적 성질을 갖는다.
 - 정적 하중에만 국한한다.
 - 작용하는 등분포 하중은 크기는 $0.2\gamma H$ 를 넘지 않는다.
 - 흙과 보강재 사이의 마찰각은 비교적 작다.
- $\phi^* = \phi$
(ϕ = 성토재의 내부 마찰각)

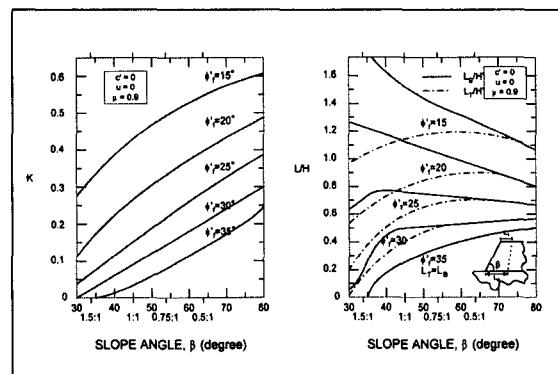


그림 4. 토압계수 K를 결정하기 위한 보강사면 설계 차트 (After Schumertmann et al., 1987)

강 좌

그림 4를 이용한 간편설계법은 다음과 같다.
 • 그림 4(a)를 이용하여 토압계수 K 를 결정한다:

$$\phi_r = \tan^{-1}\left(\frac{\tan \phi}{FS_R}\right)$$

• 설계 소요 인장력을 결정한다.
 $T_{max} = 0.5 K \gamma (H')^2$

여기서 : $H' = H + q/\gamma$ ($q =$ 상재하중)
 그림 4(b)를 이용하여 사면의 상부(L_T) 및 하부(L_B)에서의 보강재 길이를 설정 한다.

직접설계법의 순서는 다음과 같다.

① 설계 소요 인장력(T_s)의 설정

각 파괴면에 대하여 목표 안전율에 도달하는데 요구되는 전 보강력(T_s)을 아래와 같은 방법으로 결정하고 그 중 최대값을 설계 소요 인장력(T_{max})으로 취한다.

$$T_s = (FS_R - FS_v) \frac{M_D}{D} \quad (3)$$

여기서 : T_s : 파괴면과 교차하는 모든 보강층에 요구되는 보강재의 단위 폭당 전 인장력

M_D : 파괴원의 중심에 대한 유발 모우멘트

D : 파괴원의 중심에 대한 T_s 의 모우멘트 팔 길이

FS_R : 요구되는 최소 안전율

FS_v : 비보강 사면의 안전율

② 설계 차트를 이용한 검토

설계 차트를 이용하여 설계 소요 인장력을 결정한 후 단계 1)에서 계산된 값과 비교하여 많은 차이를 보일 경우 전 단계의 내용을 검토한다.

③ 보강재의 배치

낮은 사면의 경우($H \leq 6m$) 보강재를 일정한 간격으로 배치하고 계산된 T_{max} 를 이용하여 간격을 설정한다. 높은 사면의 경우($H \geq 6m$) 동일한 높이를 갖는 2~3 영역으로 분할한 후 각 영역에서 요구되는 간격을 정한다. 각 영역에서 요구되는 인장력은 다음 식으로 계산된다.

두 개 영역의 경우

$$T_{Bottom} = 3/4 T_{max} \quad T_{Top} = 1/4 T_{max}$$

세 개 영역의 경우

$$T_{Bottom} = 1/2 T_{max} ; T_{Middle} = 1/3 T_{max} ; T_{Top} = 1/6 T_{max}$$

④ 보강재의 포설 간격(S_v) 결정

각 영역에 대하여 연직 배치 간격(S_v)을 가정하고 각 보강층에 대한 설계인장력(T_d)을 계산한다. 보강재의 허용 강도가 주어진 경우에는 다음 식을 토대로 각 영역에 대하여 최소 연직 간격 및 보강층의 수(N)를 계산한다.

$$T_d = T_a R_c = \frac{T_{zone} S_v}{H_{zone}} = \frac{T_{zone}}{N} \quad (4)$$

여기서 : R_c : 적용면적비(평면도에서 연속 시트인 경우 $R_c=1$)

S_v : 보강재의 연직 간격
 (시공성을 고려하여 다짐 두께의 배수이어야 한다.)

T_{zone} : 각 영역에서 요구되는 최대 소요 인장력

($H \leq 6m$ 의 경우 $T_{zone} = T_{max}$)

H_{zone} : 영역의 높이

($H \geq 6m$ 의 경우 T_{Top} , T_{Middle} , 또는 T_{Bottom})

그림 5와 같이 사면의 국부적 안정성과 다짐 효율성을 높이기 위해 짧은 길이(1-2m)의 중간 보강재를 최대 60 cm의 간격으로 설치 할 수 있다. 1:1 이하의 경사를 갖는 사면의 경우에는 보강재의 간격(40 cm 이하)을 줄여서 보강재를 이용한 법면 포장의 필요성을 피할 수 있으나, 그 이상의 경사를 갖는 사면의 경우에는 보강재로 법면을 포장하는 법면 보호공을 수행하여야 한다. 중간 보강재는 주 보강재의 강도만큼 큰 강도를 보유할 필요는 없으나, 포설시 문제가 되지 않을 정도의 강도를 보유하여야 한다.

⑤ 중요한 구조물 또는 구조적 형상이 복잡한 경우 보강재 배치의 적합성 여부를 검토하기 위해 각 주 보강층 바로 위를 통과하는 파괴 형태를 대상으로 인장력에 대한 검토를 수행 한다.

⑥ 소요 정착길이 결정

각 보강재는 충분한 인발 저항력을 보유하도록 단계 1)에서 결정된 가장 위험한 파괴면 바깥으로 충분한 정착 길이(L_e)를 갖도록 하여야 하며, 정착길이는 다음 식으로 결정된다.

$$L_e = \frac{T_a FS}{2 F^* \alpha \sigma_v} \quad (5)$$

일반적으로 최소 정착길이는 1.0m이며 점성토의

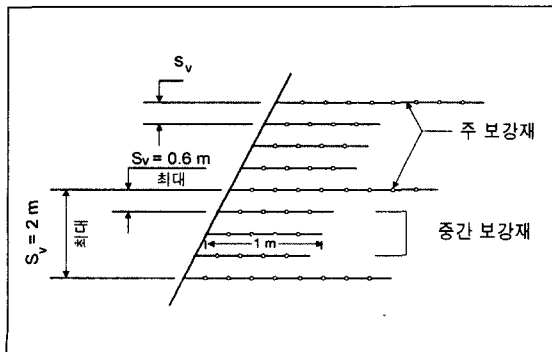


그림 5. 보강재 배치 방법

경우 단기 및 장기 인발 조건에 대한 정착길이를 검토하여야 한다. 장기 설계 조건의 경우 $c' = 0, \phi$ 을 적용하며, 단기 설계 조건의 경우 압밀-비배수 시험에서 얻어진 $c_{cu} = 0, \phi_{cu}$ 적용하거나 인발시험을 수행하여 결정한다.

하부층의 보강재는 반드시 임계 영역 바깥에 위치하도록 하여야 하며, 일반적으로 하부 활동에 대한 안정성 평가 결과가 하부층 보강재의 길이를 결정한다. 임계 영역내에 존재하는 각 파괴면에 대해 소요 안전율(FSR)이 얻어질 수 있도록 사면의 하부가 충분히 보강된 경우에는 상부 보강층을 임계 영역 바깥으로 연장할 필요는 없으나 파괴면을 교차하는 각 보강재에 발생하는 인장력의 합은 반드시 전 소요 인장력 T_s 보다 커야한다. 파괴면 바깥으로 1.0m 이상 정착된 보강재에 대해서만 인발 저항력을 고려하고, 만일 보강력이 충분하지 않을 경우 파괴면을 교차하지 않는 보강재의 길이를 증가시키거나 하부층의 보강재의 강도를 증가 시켜야 한다.

또한 시공성을 고려하여 보강재의 길이를 조정하는 방법으로 동일한 길이의 보강재로 배치된 두 개 또는 세 개의 단면으로 단순화 시킬 필요가 있다. 일반적으로 각 보강 단면의 하부층을 제외하고는 보강재를 임계 영역 외부까지 연장시킬 필요가 없다. 계산된 포설 길이는 설계차트 그림 4(b)를 이용하여 검토한다.

⑦ 정착길이 검토

포설 길이가 다른 2개 이상의 보강 영역이 존재하는 경우에는 하부 영역의 보강정도를 증가 시킴으로써 상부 영역의 보강길이를 감소시킬 수 있다. 이러한 경우에는 정착길이에 대한 검토가 필요하며, 이때 각 보강 영역의 하부를 통과하는 임계 파괴면에 대해 보강재의 인발저항력을 검토하여야 한다.

단계 7. 외적 안정성을 검토한다.

보강토의 외적 안정성은 보강토체의 안정적인 블록으로서의 작용 능력 및 모든 외력에 대한 저항 능력

강좌

에 좌우된다. 외적 안정성을 검토할 경우 활동[그림 6(a)], 심층 안정[그림 6(b)], 사면 선단에서의 국부 지지력 파괴[그림 6(c)], 침하[그림 6(d)], 그리고 장·단기 내·외부 복합 파괴에 대한 안정성을 검토하여야 한다.

1) 활동 저항

각 보강층에서 보강토체는 반드시 보강재를 따라서 발생하는 활동에 저항할 수 있도록 충분히 넓은 폭을 가져야 한다. 활동에 저항할 수 있는지의 여부는 보강재의 길이에 의해 정해지는 썩기 형태 파괴면에 대하여 다음 관계를 이용하여 검토한다.

$$\text{활동저항힘} = FS \times \text{활동힘} \quad (6)$$

$$(W + P_a \sin \phi) \tan \phi^* = FS P_a \cos \phi$$

$$W = 1/2 L^2 \gamma \tan \beta \quad \text{for } L < H$$

$$W = [LH - H^2 / 2 \tan \beta] \gamma \quad \text{for } L > H$$

여기서 : L : 보강재의 길이가 다른 각 영역에서의 최하단 보강재의 길이

H : 사면의 높이

FS : 활동에 대한 안전율 (> 1.5)

P_a : 주동 토압

ϕ^* : 흙/보강재 마찰각

β : 사면의 경사각

γ : 성토재의 단위중량

2) 심층 안정성

심층 안정성 평가에서는 파괴면이 보강사면을 관통하는 경우 또는 보강사면 뒤를 통과하는 모든 형태의 가능한 심층 파괴면에 대한 안정성을 검토하여야 하며, 이는 일반적인 사면 안정해석 개념으로 수행된다. 파괴면이 보강사면을 관통하는 경우에는 보강재가 파괴면과 교차하는 부분에서의 저항력을 검토하여야 한다.

3) 사면 선단에서의 국부 지지력 파괴

기초지반이 연약할 경우에는 사면 선단에서의 지지력에 대한 검토를 수행하여야 한다. 즉 제방 바로 아래의 연약층에서의 수평 응력 집중으로 인한 수평 압착 형태의 파괴를 발생시킬 수 있다.

4) 기초 지반 침하

기초 지반의 침하는 일반적으로 수행되는 방법으로 평가되며 예측된 침하량이 허용 침하량을 초과할 경우 기초지반을 개량하여야 한다. 일반적으로 보강토체에 의해서 기초 지반에 전달되는 압력은 일반 구조물에 의한 압력보다 작을 뿐 아니라 보다 균등하게 배분되어 침하량이 적은 것으로 알려져 있다.

5) 지진시 안정성

만일 보강사면이 지진 발생 가능 지역에 위치하는 경우, 지진시 안정성에 대한 검토가 이루어져야 하는데, 일반적으로

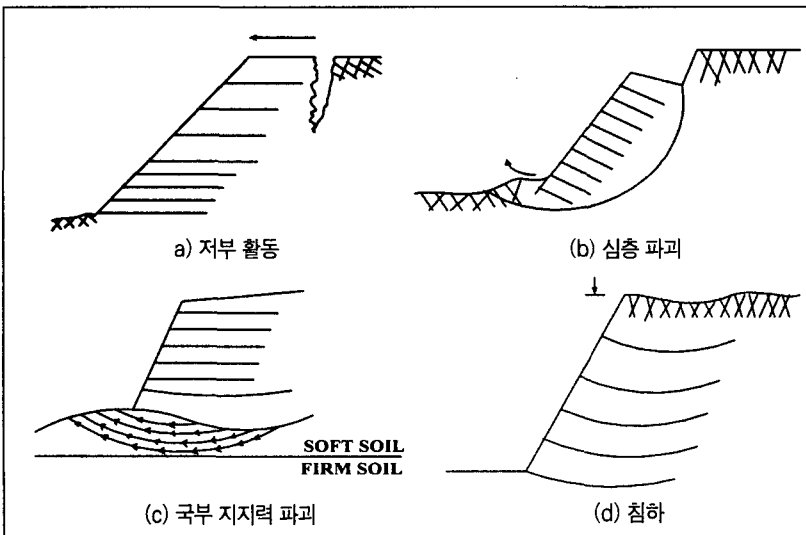


그림 6. 보강사면의 외적안정성

지역 또는 국가 시방서에 규정된 지진 계수를 이용하여 준정적(pseudo-static) 해석을 수행한다. 지진 피해가 매우 높은 지역에서 시공되는 사면의 경우 엄밀한 동적해석이 수행되어야 한다.

단계 8. 지하수 및 지표수 조절을 위한 요구 조건을 평가한다.

1) 지하수 조절

지하수의 침투는 사면의 안정성을 저해할 수 있으며 극단적으로 사면 파괴를 야기시킬 수 있다. 보강토체의 후면에 작용하는 정수압과 보강토체 내부로의 침투는 사면의 안정성을 감소시키며, 특히 보강토체 내부로의 침투는 보강재의 인발저항력을 감소시키고 사면의 표면부를 침식시킬 수 있다.

지하수 배수 시설은 수원과 성토재의 투수성을 고려하여 설계하여야 하며, 유속, 여과 장치 및 배치, 배출구의 상세도를 제공하여야 한다. 일반적으로 배수구는 보강토체 후면에 설치한다. 배출구의 수평 간격은 현장의 기하조건, 유량 및 시방에 근거하여 설정한다. 배출구의 설계시에는 장기적 성능과 유지·관리 조건을 상세히 기술하여야 하며, 지오킴포지트 배수시설 또는 기존의 조립토 블랭킷과 도랑 배수시설을 사용할 수 있다.

2) 지표수 조절

사면의 안정성은 지표수에 의한 침식에 의해 감소될 수 있다. 지표수에 의한 침식 현상은 지표면에 수령을 만들어 심층 파괴를 야기시킬 수 있다. 따라서, 보강사면의 설계시에는 침식 조절 및 식생에 관한 규정을 언급하여야 한다. 지표수는 반드시 보강사면위에서 수집하여 사면의 저부로 보내져야 하며, 이에 관련된 시방 규정을 따라야 한다.

보강사면의 표면은 시공후, 강우 또는 지표수에 의한 침식을 방지하기 위하여 반드시 식생으로 보호하여야 한다. 식생에 관한 요구조건은 현장의 지리적 여건 및 지역의 기후조건에 따라 달라지며 따라서 해당 프로젝트의 시방을 따라야 한다. 보강사면은 일반적으로 경

사가 급하기 때문에 식생 및 이를 유지하는데 있어 어려움이 있으므로 이에 대한 고려가 뒤따라야 한다.

사면의 경사가 1:1 보다 낮거나, 높이가 낮을 경우 혹은 지표수가 적을 경우에는 영구적 표면 식생을 제공하지 않아도 무방하나 이러한 경우에는 침식방지를 위해 자연적으로 분해 가능한 임시 덮개를 이용하여 표면을 보호하여야 한다.

침식 조절용 매트와 덮개에는 여러 가지 종류가 있으며 현장 조건에 따라 그 종류를 선택하여야 하며, 사면 보호는 시공자의 판단보다는 시방 규정에 따라 수행되어야 한다.

(4) 설계 예

1) 설계 예제에 대한 정의

- 공사 개요
 - 1:1.6 사면 위에 위치하는 기존의 도로
 - 건설될 제방의 높이 19 m ⇒ 1:0.8
 - 사용 보강재: 지오그리드, $T_{ult}=100$ kN/m

2) 설계 순서

단계 1: 사면 조건 및 하중조건, 안전율 설정

- 사면 조건 및 하중조건
 - 경사각 $\beta=50^\circ$
 - 기존 사면의 경사각 $\beta=32^\circ$
 - 하중조건: $q=12.5$ kPa (교통 하중)
- 안정성 요구조건
 - 외적 안정성: $FS_{min}=1.5$

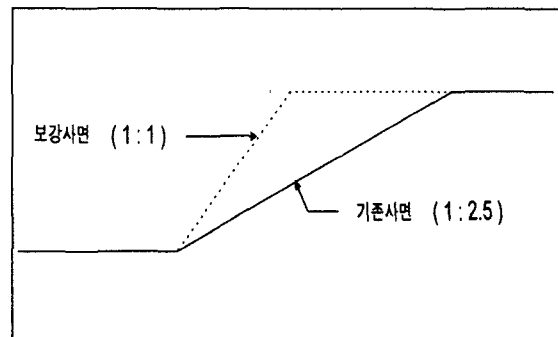


그림 7. 사면 개요

강 좌

- 복합 안정성: $FS_{min}=1.5$
- 내적 안정성: $FS_{min}=1.5$

단계 2: 기초지반의 역학적 특성 결정

- $\phi' = 34^\circ$, $c' = 12.5 \text{ kPa}$
- 원 지표면으로부터 1.5 m 아래에 위치함 $d_w = 1.5 \text{ m}$

단계 3: 성토재의 역학적 특성 결정

- $\gamma_t = 18.8 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 34^\circ$, $c' = 0$
- 불활성 흙

단계 4: 보강재의 설계 정수 설정

- $T_a = T_{ult}/R_f$: $R_f = FS_{CR} \times FS_{ID} \times FS_D \times FS$

다음의 부분안전율을 적용

$$FS = 1.0 \quad FS_D = 1.25$$

$$FS_{ID} = 1.2 \quad FS_{CR} = 3.0$$

$$\text{따라서 } T_a = \frac{100 \text{ kN/m}}{1.25 \times 1.2 \times 3.0 \times 1.0} = 22 \text{ kN/m}$$

- $FS_{po} = 1.5$ (인발 저항 안전율) \therefore 사질토
최소 정착길이 $L_e = 1.0 \text{ m}$

단계 5: 비보강 사면의 안전성 검토

STABL5M을 이용한 비보강 사면의 최소 안전율

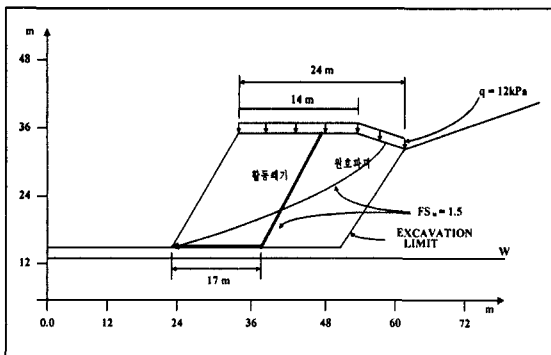


그림 8. 비보강 사면 해석 결과

$$= 0.575$$

목표 안전율 $FS_R = 1.5$ 에 의해 규정되는 임계 영역 설정

썰기형태파괴면을 이용한 $FS_R = 1.5$ 에 요하는 임계 영역:

$$L_{TOP} = 14 \text{ m} \quad L_{BOT} = 17 \text{ m}$$

단계 6: 전 소요 인장력 계산

각 파괴면에 대해 $FS_R = 1.5$ 획득에 필요한 전 소요 인장력 T_s 를 계산하고 최대값 T_{max} 산정

$$T_s = (1.5 - FS_u) \frac{M_b}{R}$$

$$FS_u = 0.935 \Rightarrow T_s = 1000 \text{ kN/m}$$

$$M_b = 67,800 \text{ kN-m/m}, \quad D = 38.3 \text{ m}$$

$$T_s = (1.5 - 0.935) \frac{67,800}{38.3}$$

- 설계 차트를 이용한 검토

- 높이 $H = 5.0 \text{ m}$

$$\phi_f = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{FS_R} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{1.5} \right) = 24.2^\circ$$

- 그림 9.4(a)로부터 $K = 0.21$

$$H' = H + q/\gamma = 5 \text{ m} + (12.5 \text{ kN/m}^2 \div 18.8 \text{ kN/m}^3) = 19.7 \text{ m}$$

$$\text{따라서 } TR = 0.5 K \gamma H'$$

$$= 0.5 (0.21) (18.8 \text{ kN/m}^3)$$

$$(19.7 \text{ m})^2 = 766 \text{ kN/m}$$

STABL5M 결과와 25% 내외의 차이를 보이므로 OK

단계 7: 보강재의 배치

- $H > 6 \text{ m} \Rightarrow$ 세 개의 영역으로 분할 배치

$$T_{bottom} = 1/2 T_{total} = (1/2)(1000) = 500 \text{ kN/m}$$

$$T_{middle} = 1/3 T_{total} = (1/3)(1000) = 330 \text{ kN/m}$$

$$T_{top} = 1/6 T_{total} = (1/6)(1000) = 170 \text{ kN/m}$$

- 포설층 수 설정

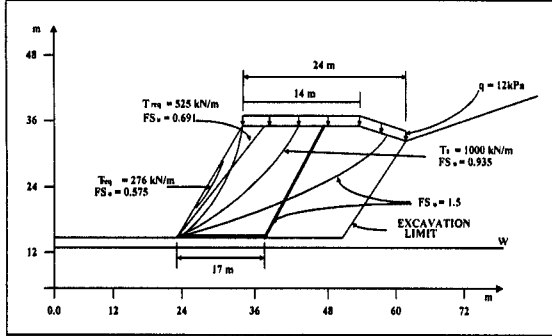


그림 9. 최대 소요 인장력 결정(Tmax)

- 최소 보강층 수: $N = \frac{T_{required}}{T_{allowable}} = \frac{1000}{22} = 45.5$
- 하단부 배치: $N_B = \frac{500}{22} = 22.7 \therefore 23$ 층
- 중앙부 배치: $N_B = \frac{330}{22} = 15 \therefore 15$ 층
- 상단부 배치: $N_B = \frac{170}{22} = 7.7 \therefore 8$ 층
- 총 포설층 수 = 46 > 45.5 \therefore OK

● 포설 연직 간격 설정

- 사면의 높이 = 19 m
- 각 영역의 높이 = 19/3 = 6.3 m
- 소요 간격
 - 하단부: $S_{required} = \frac{6.3m}{23layers} = 0.27m \therefore 250$ mm
 - 중앙부: $S_{required} = \frac{6.3m}{15layers} = 0.42m \therefore 400$ mm
 - 상단부: $S_{required} = \frac{6.3m}{8layers} = 0.79m \therefore 800$ mm
- 상단부에 2 m의 중간보강재를 400 mm 간격으로 포설 \Rightarrow 범면 포장 불필요
- 각 보강영역 상부를 통과하는 임계 파괴면에

대한 소요 인장력 T_s 검토

· 상부 2/3:

$$T_s = 460 \text{ kN/m} < T_{avail} = 23 \text{ layers} \times 22 \text{ kN/m} = 560 \text{ kN/m}$$

· 상부 1/3:

$$T_s = 150 \text{ kN/m} < T_{avail} = 8 \text{ layers} \times 22 \text{ kN/m} = 176 \text{ kN/m}$$

따라서 OK

● 보강재의 길이 설정

• 각 보강재의 설계 인장력을 바탕으로 인발저항력 검토

$$FS = \frac{P_r}{T_d} \Rightarrow L_e = \frac{T_a FS}{F^* \phi \sigma'_v C}$$

$$L_e = \frac{(22 \text{ kN/m}) (1.5)}{(0.8 \tan 34^\circ) (0.66) (18.8 \text{ kN/m}^2 \cdot Z) (2)} = \frac{2.5 \text{ m}}{Z}$$

- $Z = 0.6 \text{ m}, L_e = 4.2 \text{ m},$
설계정착길이 $L_e = 5.2 \text{ m} \therefore$ OK
- $Z = 1.2 \text{ m}, L_e = 2.1 \text{ m},$
설계정착길이 $L_e = 4.9 \text{ m} \therefore$ OK
- $Z = 2.0 \text{ m}, L_e = 1.3 \text{ m},$
설계정착길이 $L_e = 4.9 \text{ m} \therefore$ OK
- $Z = 1.8 \text{ m}, L_e = 1.4 \text{ m},$

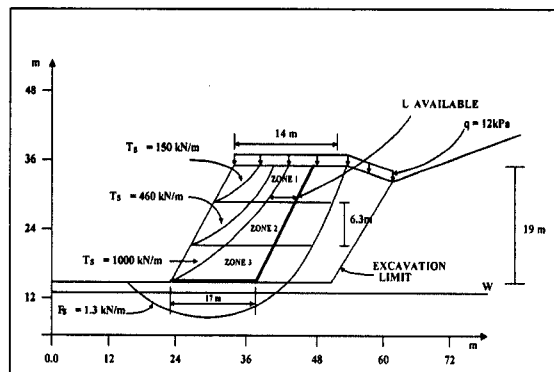


그림 10. 각 보강영역 검토

강좌

설계정착길이 $L_e=4.9\text{ m} \therefore \text{OK}$
 $Z = 2.8\text{ m}, L_e=0.9\text{ m},$
 설계정착길이 $L_e > 5.0\text{ m} \therefore \text{OK}$

• 설계 차트(그림 4(b))를 이용한 검토

· L_B

$$\phi_r = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 34^\circ}{1.5} \right) = 24^\circ$$

$L_B/H' = 0.80$
 $\Rightarrow L_B = 19.7 \times 0.80 = 15.8\text{ m}$

· L_T

$$\phi_r = \tan^{-1} \left(\frac{\tan 34^\circ}{1.5} \right) = 24^\circ$$

$L_T/H' = 0.65$
 $\Rightarrow L_T = 19.7 \times 0.65 = 12.8\text{ m}$

· 수치해석 결과와 잘 일치

단계 8: 외적안정성 검토

• 활동 안정성

$$FS = \frac{(W + P_a \sin \phi) \tan \phi^*}{P_a \cos \phi}$$

$W = 1/2 L^2 \gamma_r \tan \beta \quad L < H$
 $= (0.5) (17^2) (18.8) (\tan 50^\circ)$
 $= 3238\text{ kN/m}$

$P_a = 1/2 H^2 \gamma_r K_a$
 $= (1/2) (18.8) (19^2) (0.282)$
 $= 957\text{ kN/m}$

$$FS = \frac{(3238 + 957 \sin 34) (\tan 34)}{(957) (\cos 34)}$$

$= 3.2 > 1.5 \therefore \text{OK}$

● 심층 안정성 검토

• 보강토체 바깥을 지나가는 심층안정성에 대한 안전율

$FS = 1.3 \quad \therefore \text{불안정}$

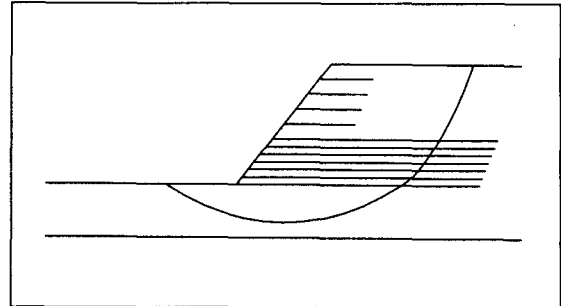


그림 11. 심층 안정성 검토

- 심층 안정성 확보 대책안
 - 하단부의 보강재 길이 연장
 - 사면 선단부에 소단설치
 - 사면경사 감소
- 하단부 보강재 연장안
 - 국부 지지력 검토 필요 \Rightarrow 사질토 지반이므로 OK
 - 따라서 그림 11과 같이 하단부 보강재 길이 연장이 필요

● 침하량 검토 $\Rightarrow \text{OK}$

1.4 보강사면의 시공

(1) 개요

보강사면의 역학적 성능은 시공 방법과 밀접한 관계가 있으며 다짐, 보강재의 취급 방법 등에 따라 좌우된다. 보강재는 일반적으로 다짐 성토 리프트 사이에 포설되므로 보강사면의 시공 단계는 제방의 시공 단계와 매우 유사하다.

(2) 시공 순서

보강사면의 시공 순서는 다음에 의거하여 수행한다.

① 현장 준비

- 현장을 정리한다.
- 첫 번째 보강재를 포설하기 위해 노상을 정리한다.
- 롤러를 이용하여 사면 저부의 지반을 다진다.

② 토목섬유의 포설

- 보강재의 주 강도 방향이 사면의 법면에 직각이 되도록 설치하여야 한다.
- 보강재는 편으로 고정하여 성토재를 채우는 동안의 움직임을 방지하여야 한다.
- 사면의 법면을 보강재로 포장하는 경우 사면에 직각인 모서리를 따라서 최소 150 mm의 중첩부를 갖도록하여야 한다. 지오그리드의 경우 모서리는 클립으로 고정 시키거나 동여

낼 수도 있다. 사면의 법면 보호가 필요하지 않은 경우에는 중첩시키지 않아도 무방하다.

③ 성토재 설치

- 보강재위에 성토재를 필요한 두께로 포설한다.
- 보강재와 시공 장비의 바퀴 사이에 최소한 150 mm의 간격을 유지하도록 한다. 단, 고무타이어 위에 탑재된 장비의 경우에는 보강재에 손상을 가하지 않는다고 판단되는 경우 이러한 규정은 무시될 수 있다.

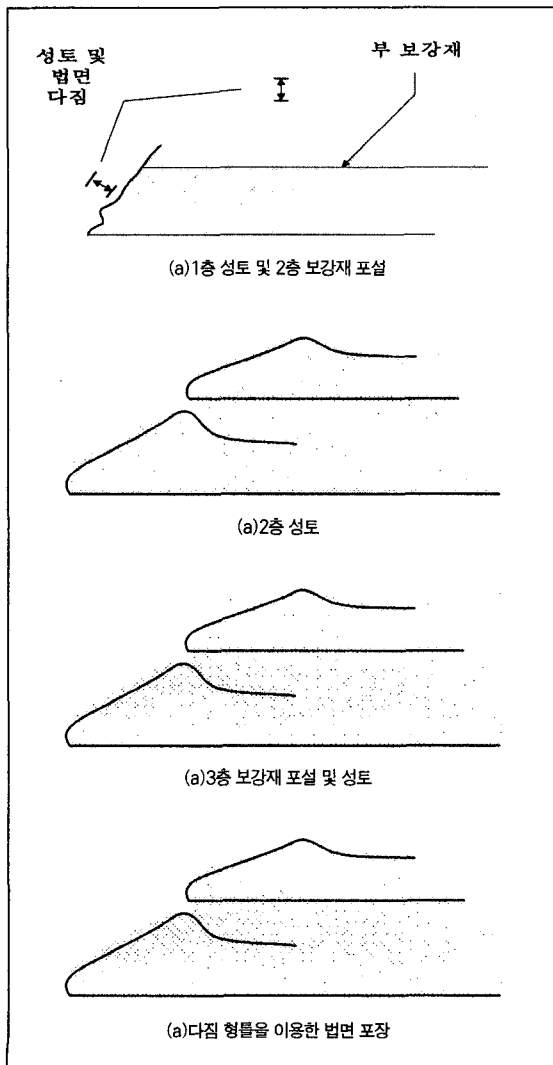


그림 12. 법면 포장형 사면의 시공

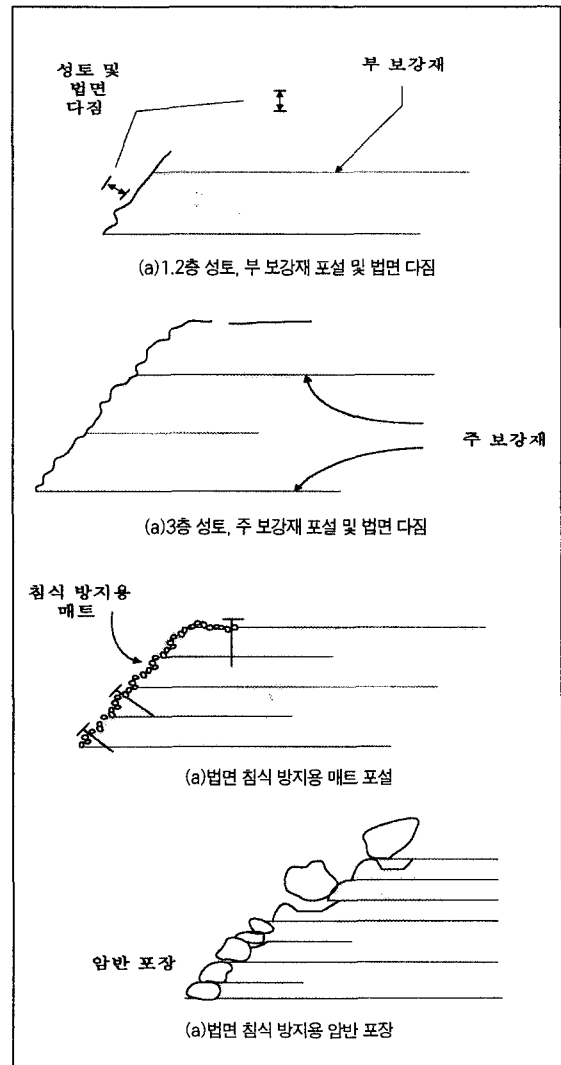


그림 13. 법면 비포장형 사면의 시공

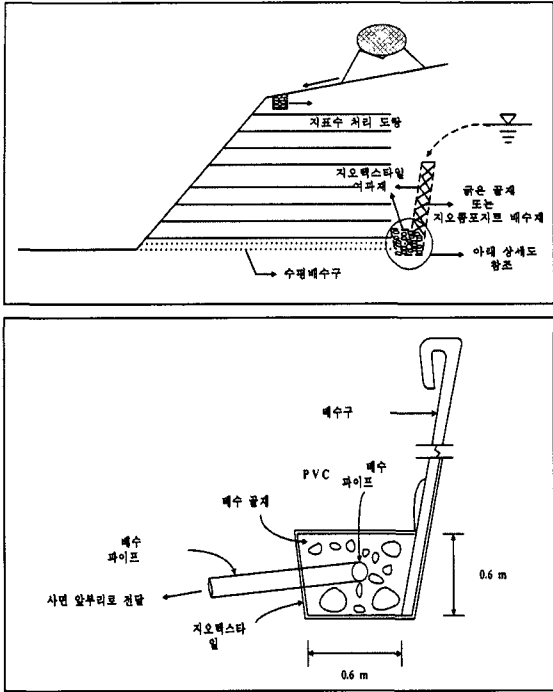


그림 14. 배수 시설 시공 예

- 성토재가 사질토의 경우 진동 롤러 또는 평판 형태의 다짐 장비이용하며, 점성토 인 경우에는 고무 타이러 롤러를 이용하여 다짐한다.
- 성토재를 포설할 때와 다질 때는 보강재에 변형이 발생하지 않도록 한다.
- 사면의 법면에 인접한 부분을 다질 때는 경량의 다짐 장비를 이용하여 법면의 선형을 유지하도록 한다.

④ 다짐

- 성토재의 다짐시에는 95%의 다짐도를 유지하거나 최적 함수비의 2% 이내의 단위 중량을 확보하여야 한다.
- 성토재가 굵은 골재인 경우 상대밀도 규정은 지방서의 다짐규정에 의거하여 수행한다.

⑤ 법면 처리

- 사면의 경사가 1:1 이하이고 최대 설치 간격

400 mm로 보강재를 매 리프트 또는 격 리프트 마다 설치하는 경우에는 일반적으로 법면을 포장하지 않아도 무방하며 이러한 경우에는 보강재를 단순히 사면의 법면까지만 포설한다. 시공후에는 법면의 침식을 방지하기 위한 처리 공법이 병행되어야 하며, 법면을 포장하는 경우 다음 순서에 의거하여 수행한다.

- 사면의 법면에서 보강재를 위로 접어 올린 후 최소 1.0~1.2m의 보강재가 다음 보강재 아래에 겹치게 한다(그림 12).
- 리프트의 두께가 50~60 mm 이상인 급경사 사면의 경우에는 시공시 사면의 법면을 지지하기 위해 형틀을 사용한다.
- 지오펜로지를 보강재로 사용할 경우 사면의 법면 보호가 필요한 경우에는 법면 보호용 지오텍스타일을 포설하여야 한다.

⑥ 배수

보강사면의 시공후에는 사면 자체의 배수 기능 저하로 인해 설계시 고려하지 않았던 수압이 발생하지 않도록 적절한 배수 시스템을 설치하여야 하며, 배수 시스템은 보강토 옹벽의 배수 개념을 적용하여도 무방하다.

(3) 현장 감독

보강토 공법을 이용한 토류 구조물의 성공적인 시공은 시공중 수행되는 현장 감독의 적절성에 좌우된다. 현장 감독자는 매 시공 단계를 감독할 수 있도록 철저히 교육받아야 하며, 현장에서 요구하는 적절한 자재의 조달 여부, 파손 여부, 시공중 파손 여부, 시공단계 준수 여부 등을 감독하여야 한다. 이밖에 사면의 법면 처리 및 자외선 차단에 필요한 방안에 대한 적절성을 검토하여야 한다.

참고문헌

1. Berg, R.R.(1993), "Guidelines for Design,

- Specification, & Contracting of Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth Slopes on Firm Foundations", Report No. FHWA-SA-93-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
2. Christopher, B.R. and Holtz, R.D.(1985), "Geotextile Engineering Manual", Report No. FHWA-TS-86/203, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
 3. Christopher, B.R., Gill, S.A., Giroud, J.P., Juran, I. Scholsser, F., Mitchell, J.K. and Dunnicliff, J.(1989), "Reinforced Soil Structures", Volume I. Design and Construction Guidelines, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Report No. FHWA-RD-89-043
 4. Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg, R.R.(1985), "Geosynthetic Design & Construction Guidelines Participatnt Notebook", Federal Highway Administration, Washington, D.C., Contract No. FHWA DTFH61-93-C-00120
 5. Jewell, R.A.(1990), Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes, Reinforced Embankments: Theory and Practice in the British Isles, Thomas Telford, London, U.K.
 6. Jewell, R.A., Paine, N. and Woods, R.I.(1984), "Design Methods for Steep Reinforced Embankments", Proceedings of the Symposium on Polymer Grid Reinforcement, Institute of Civil Engineering, London, U.K., pp. 18 ~ 30.
 7. Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B.(1987), "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", NCHRP Report No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C.
 8. Schmertmann, G.R., Chouery-Curtis, V.E., Johnson, R.D., and Bonaparte, R.(1987), "Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes", Proceedings of Geosynthetics '87, New Orleans, LA, Volume 1, pp. 108 ~ 120.
 9. Werner, G. and Resl, S.(1986), "Stability Mechanisms in Geotextile Reinforced Earth-Structures", Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles, Vienna, Austria, Volume II, pp. 465 ~ 470.
 10. Zornberg, J.G. and Mitchell, J.K.(1992), "Poorly Draining Backfills for Reinforced Soil Structures- A State of the Art Review", Geotechnical Research Report No. UCB/GT/92-10, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.

제16회 정기총회 및 2000년도 정기 봄 학술발표회 개최 안내

새천년 첫 봄에 개최할 제16회 정기총회 및 봄학술발표회를 다음과 같이 개최하오니 회원 여러분의 적극적인 참여를 바랍니다.

다 음

일 시 : 2000년 3월 25일(토) 09:00~

장 소 : 한국교원단체총연합회 대강당(서초구 우면동 소재)

- 논문 제출 마감 : 2000년 2월 20일

- 제출 처 : 한국지반공학회 사무국

* 기타문의 사항은 학회로 연락하시기 바라며 회비 관련 사항은 결정되는 대로 안내해 드리겠습니다.