

보강토 공법 Reinforced Earth Structures

이은수, Eun-Soo Lee¹⁾

¹⁾ 보강기술(주) 기술고문, Technical Adviser, E&S Engineering Co. Ltd.

개요(SYNOPSIS) : Reinforced earth is a composite construction material in which the strength of engineering fill is enhanced by the addition of strong tensile reinforcement in variable types. The basic mechanism of reinforced earth involves the generation of frictional forces and bearing resistances between the soil and the reinforcement. The primitive structure of reinforced earth in Korean peninsula were found as the earth wall built around the old fort in about 3rd century. Modern reinforced earth was introduced to Korea early 1980, and spreaded tremendously through the nation. Among them, not a few reinforced earth walls which were built ignored over all stabilities have been collapsed. In this paper basic concepts, economic benefits, design considerations and future applicable trends of reinforced earth are reviewed in simple manners.

Keywords : reinforced earth, geosynthetics, potential failure surface, 판축법

1. 공법의 개요

1.1. 공법의 개념

아래 그림 1.에서 보는 바와 같이 상자 안에 과일을 담을 때 각 층 사이에 신문지 등을 끼워 넣는 것은 과일이 직접 접촉함으로써 상하지 않도록 하기 위한 목적도 있지만 자세히 관찰하면 옆으로 무너지지 않도록 하는 목적임을 쉽게 짐작할 수 있다. 신문지가 없다면 과일은 쉽게 무너질 것이며 만약 과일 상자가 충분히 튼튼하지 않다면 과일상자는 운반도중 부서지고 말 것이다. 그러나 근래에 와서는 신문지가 아닌 스티로폴 등을 이용함으로써 두꺼운 종이로 과일상자를 만들고 있다.

이러한 현상을 보강토 공법의 이론으로 해석한다면 과일은 흙의 입자이며 신문지는 흙의 수평이동을 제어하는 보강재이다. 다시 말하면 흙(soil mass)에 얇은 판형의 연속체를 삽입하면 독립된 개체로 형성된 흙 입자가 횡방향으로의 이동이 억제된다. 흙 입자의 이동을 억제하는 힘은 흙과 판형 연속체의 접촉면에서 발생하는 마찰력이다.

1.2. 토질공학적 개념

현대적인 판형 또는 grid형의 보강재가 개발되기 이전에는 흙 속의 보강재를 토체를 구성하는 하나의 요소, 즉 다른 형태의 흙

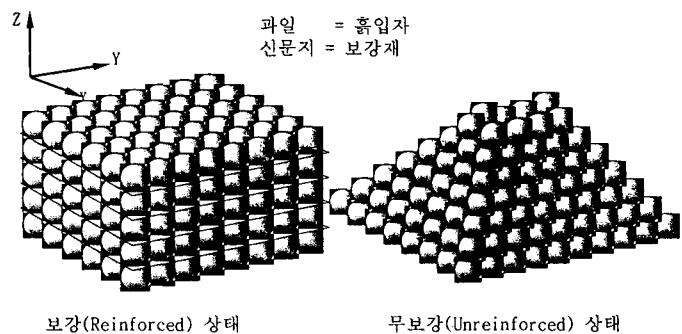


그림 1. 보강토 공법 개념도

입자로 가정하였다. 또한 보강재가 일정한 크기 또는 연속적인 형태가 아니며 수평으로 삽입된 방향성만을 가졌다고 보고(homogeneous anisotropic) 흙의 전단강도가 어떻게 개선되는가를 고전적인 토질공학이론으로 이해하려 하였다. 그 결과 보강재가 삽입된 흙 입자의 횡방향 이동의 억제는 흙 자체의 마찰계수의 증가 또는 점착성분의 증가로 인한 수평응력의 감소효과로 해석하였다. 실험결과 마찰계수의 증가는 낮은 응력상태에서, 점착력의 증가는 높은 응력상태에서 나타난다는 사실이 입증되었으며 최근에는 대부분의 연구자에 의하여 점착력의 증가이론이 더욱 설득력을 얻었다. 다만 이 때에 증가되는 점착성분은 보강재가 제거되면 곧 본래의 흙의 특성으로 환원된다는 점에서 겉보기 점착력(apparent cohesion)이라 부른다. 겉보기 점착력(c_r)의 생성으로 인한 보강토의 감소수평응력(σ_r)을 Mohr의 응력원으로 설명하면 그림 2.와 같다.

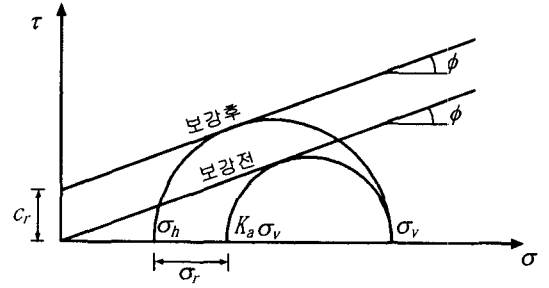


그림 2. 보강토체의 수평응력 감소이론 (Sigma model)

$$K_a \sigma_v = \sigma_h + \sigma_r \quad (1)$$

$$\sigma_v = K_p \sigma_h + K_p \sigma_r \quad (2)$$

위 식에서, K_p 는 수동토압계수, σ_v 는 수직응력을 그리고 σ_h 는 수평응력을 각각 나타낸다.

Rankine 이론에 따르면, 보강으로 인하여 유발된 점착력을 c_r 이라 하면, σ_v 는 아래 식과 같이 표시된다.

$$\sigma_v = K_p \sigma_h + 2\sqrt{K_p} c_r \quad (3)$$

위의 식을 등식으로 정리하면

$$c_r = \frac{\sigma_v \sqrt{K_p}}{2} \quad (4)$$

2. 기본 이론

2.1. 실용이론

전술한 고전적 이론은 판형 또는 grid형태의 현대적 보강재가 삽입된 보강토체를 해석하기에는 충분치 않다. 따라서 흙과 보강재의 상호작용으로부터 나타나는 흙 입자의 횡방향이동 구속현상을 그림 3.으로 설명할 수 있다.

토체는 흙의 자중에 의하여 수직응력(σ_v)이 작용하며 토체의 수직응력에 의한 수평분력($\Sigma\sigma_h$)은 흙의 토질정수 ϕ (내부마찰각)와 c (점착력)의 함수인 소위 토압계수(K)에 의하여 결정되며 흙 입자를 횡방향으로 이동시키려는 능동적인 힘이다.

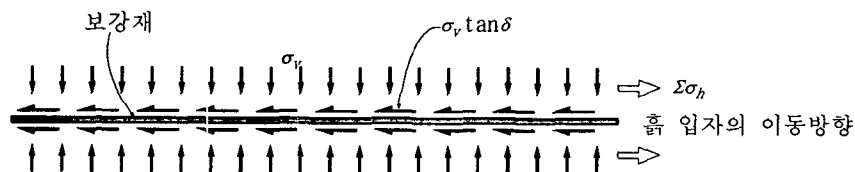


그림 3. 보강토체의 흙의 횡방향이동 저항

$$K = f(\phi, c) \quad (5)$$

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v \quad (6)$$

따라서 횡방향이동에 대하여 같은 크기 또는 그 보다도 큰 값의 저항하는 힘이 존재한다면 토체의 횡방향이동 즉 변형을 발생하지 않을 것이며 안정된 토체라고 할 수 있다. 흙 속에 삽입된 판형 보강재의 상하에는 동일한 크기의 수직응력(σ_v)이 작용하며 보강재의 접촉면에서 마찰력(σ_r)을 발생하게 된다.

$$\sigma_r = \sigma_v \tan \delta \cong f^* \sigma_v \quad (7)$$

$$\delta = f(\phi, c, \epsilon) \quad (8)$$

위 식에서, $\tan \delta$ 는 흙과 보강재의 마찰계수이고, f^* 는 흙과 보강재의 결속저항계수(단순마찰 이외의 포괄적 의미의 저항계수)이며, ϵ 은 보강재의 형상계수 이다.

그러나 이러한 마찰력은 변위를 일으키려는 응력이 발생하여야 나타나는 수동적인 응력이다. 또한 흙과 보강재의 접촉면에서 발휘할 수 있는 최대의 마찰력은 횡방향이동이 발생하기 직전에 최대로 나타나며 이동이 시작되면 감소하는 특징을 갖는다. 만약 수동적으로 나타나는 수평저항력이 공식(6)에서의 흙의 수평응력보다 크거나 같다면 이상적인 보강토체가 될 수 있으나, 반대로 작으면 불안정한 상태가 된다. 흙의 수평응력은 공식(5)에서 처럼 흙의 토질정수에 절대적인 영향을 받을 뿐만아니라 흙과 보강재의 마찰저항계수 및 결속저항계수도 흙의 토질정수와 보강재의 형상계수(ϵ)의 함수이기 때문에 그렇지 못한 경우가 많으므로 주의하여야 할 점이다(3.3. 나항 참조).

$$\text{안정적인 보강토체} : \Sigma \sigma_r \geq \Sigma \sigma_h \quad (9)$$

$$\text{불안정한 보강토체} : \Sigma \sigma_r < \Sigma \sigma_h \quad (10)$$

보강토체는 그림 1.에서 같이 다층보강재로 구성된다. 따라서 보강재를 어떤 두께, 즉 수직간격을 유지하여야 하는가가 관심의 대상이 된다. 그림 4.는 보강재와 보강재 사이의 흙 입자의 거동을 보여준다.

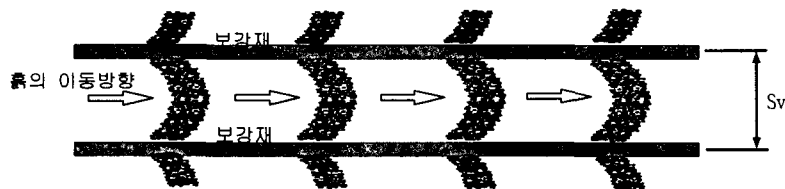


그림 4. 보강재 사이의 흙의 Arching현상

적당한 수직간격을 유지하는 보강토체는 보강재와 접촉하는 부분에서는 미소한 수평변위를 나타내며 보강재에 멀어질수록 변위의 량이 커진다. 즉 보강재 사이의 흙 입자는 아칭(arching)현상을 유지하게 되며 보강재의 간격이 어떤 한계를 벗어나면 아칭현상은 파괴되고 중앙부분 흙 입자의 횡방향변위의 억제기능이 상실된다. 수많은 학자에 의한 연구결과, 횡방향 변위 억제기능이 유지되는 한계는 양질의 토사를 이용한 경우 1.00m까지 가능하다는 것이 정설이다. 그러나 이와 같은 이론적인 개념은 실제의 응용부분에서 감안되지 않고 있다(제3장 토류벽에의 응용 및 설계 참조).

2.2. 역사적 고증

과거 우리 나라의 보강토 공법을 이용한 기록은 확실하지 않다. 다만 토성을 축성함에 있어 중국의 경우와 유사한 판축법(版築法)을 이용한 것으로 추정되는데, 이러한 축조 방법은 원시적인 보강토 공법이라 하겠다. 판축법(版築法)에서 말하는 판(版)은 흙을 얇게 펴서 시루떡형식으로 쌓아올리는 것이며,

축(築)은 흙을 다지는 방망이(杵)를 말한다. 다시 말하면 흙을 고르게 펴고 다져서 쌓아 올리는 축성법이 판축법(版築法)이다. 판축법(版築法)은 송(宋)대의 저서인 영조법식(營造法式)에 다음과 같이 수록되어 있다(나동욱, 1995).

城基開址深五尺 其廣隴隴城之厚 每城身長七尺五寸 栽永定柱夜叉木各二條
每築高五尺 橫用紐木一條 每膊椽長三尺 用草要一條 木椀子一枚

즉, 성의 기초터(基開址)를 5자 깊이로 파고 성의 두께에 따라 넓게 하며 성체의 길이 7자 5치 마다 수직 말뚝(永定柱)과 버팀목(夜叉木)을 각 2조씩 심고 5자 높이를 축조할 때마다 가로 고정목(橫用紐木)을 1조씩 사용하며 길이 방향으로 3자 마다 새끼(草要)로 묶어서 새끼를 각각 나무 말뚝(木椀子)에 고정한다는 것이다. 이 기록에 따라 개략적인 토성의 구조를 추정하면 그림 5와 같은 비교적 근대적 형태의 보강토 성벽(城壁)임을 추정할 수 있다.

이러한 판축법(版築法)은 흙을 단순히 쌓아 올리는 것이 아니라 일정한 두께로 사질토와 점성토를 교대로 다진 다음 반복해서 쌓는 방법으로, 수직에 가까운 성벽을 축조(築造)할 수 있는 장점이 있어 봉토(封土)조성이나 사찰(寺刹)등 건물의 기단(基壇)조성에도 사용되었다. 또한 수직에 가까운 벽체를 조성하기 위하여 수직 말뚝 배면에 판자를 고정시켜서 토사의 유실을 방지했던 흔적이 발견되고 있다.

우리 나라 판축(版築)의 초기 형태는 3세기경 축조(築造)된 것으로 보이는 몽촌(夢村)토성에서 발견되며, 전형적인 판축(版築)은 5세기경 축조된 풍납리(風納里)토성의 남벽(이원근, 1980)과 삼국 시대에 건설된 왕궁리(王宮里)토성, 목천(木川)토성, 오금(五金)산성, 사(蛇)산성, 견학리(見鶴里)토성, 울주 화산리 성지(華山里城址), 동평현(東平縣)성지, 나주 신평리 회진(會津)토성 등 여러 곳에서 발견되므로, 판축법(版築法)은 3세기경 시작되어 5세기경 일반화된 것으로 판단된다. 그러나 일부 학자들은 판축법(版築法)이 이보다 훨씬 전인 AD 1 ~ 2 세기경이라고도 하므로 우리 나라에서도 보강토 공법은 매우 오랜 역사를 가진 공법이라 하겠다.

흥미있는 외국의 사례는 중국의 감숙성(甘肅省, Gansu)의 Silk Road로 알려진 고비(Gobi)사막 지역의 만리장성이다. 대개는 만리장성이 돌로만 축성된 것으로 알고 있지만 동 지역의 만리장성은 보강토 공법을 응용하여 기원전 200년경에 축조된 것으로서 둔황(敦煌, Dunhuang)박물관에 비치된 만리장성의 단면도는 마치 최근의 보강토 토류벽을 방불케 한다(그림 6. 참조).

이 토성은 기초 부분에 버드나무 가지로 만든 섯(胡楊柴)을 깔고 그 사이에 삼으로 짠 그물형 베포(羅布麻)를 깔아 보강하였으며, 그 위의 양면에 단단하게 묶은 갈대 다발(葦蘆捆)을 놓고 갈대로 엮은 밧줄(葦繩)로 연결한 후 사이를 모래, 자갈(沙土, 礫石)로 채워 다지면서 쌓아 올린 것이며 중간에 다시 갈대층(蘆葦層)을 두어 보강하고 있다. 외국의 사례는 Collin, Jones의 문헌을 참조하기 바란다.

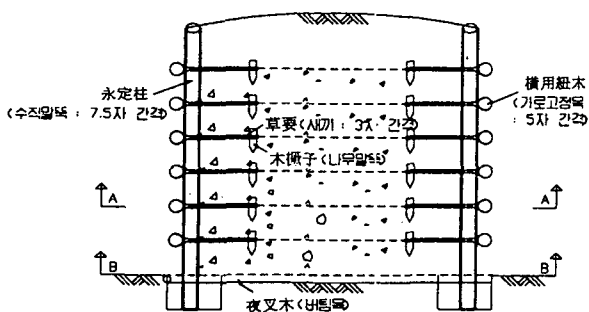


그림 5. 한국 토성의 추정 단면도.

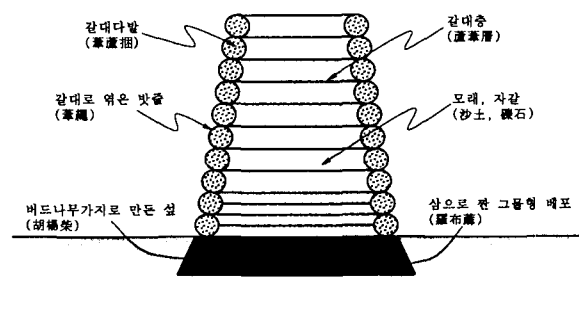


그림 6. 중국 감숙성 둔황 서호 만리장성 단면도(둔황박물관 소장)

2.3. 국내 보강토 공법의 보급

현대적인 보강토 공법은 1960년대 말 프랑스의 H. Vidal에 의하여 처음 발표된 이후 전세계의 관심이 집중되어 체계적인 이론이 연구·정립되었다. 그 결과 보강토 공법의 구조적 안정성과 경제성, 수려한 미관, 시공성 등의 우수성을 인정받았으며, 보강재의 재료 및 형태도 다양하게 개발되어 최초의 철재 띠형 보강재에서 Geogrid를 비롯한 Geosynthetics 보강재로 급속히 대체되었다.

우리나라에 보강토 공법이 소개된 것은 1980년이다. 국립건설연구소는 경기도 용인군 외서면 3번 국도에 아연도금 철재 보강재를 사용한 최초의 보강토 옹벽을 시험시공하였으며, 1985년에는 한국도로공사에 의하여 2,700m² 규모의 본격적인 보강토 옹벽이 시공되었다(표 1. 국내 보강토 공법 시험시공 현황 참조). 모든 신기술이 그러하듯, 보강토 공법도 도입초기에는 상당기간 동안 본 공법에 대한 이해부족과 경제성확보가 어려워 지지부진하였으나, 1990년대 이후에는 그 수요가 기하급수적으로 증가하고 있는 추세이다(그림 7. 참조).

표 1. 국내 보강토 옹벽 시험시공 현황(단위:m²)

| | 건설기술연구원 | 한국도로공사 | 한국토지공사 | 보강기술(주) |
|------|---------|--------|--------|---------|
| 1980 | 200 | | | |
| 1981 | 250 | | | |
| 1982 | 350 | | | |
| 1985 | | 2,700 | 100 | |
| 1988 | | | 450 | |
| 1998 | | | | 350* |

* 보강기술(주) ; 분리형 보강토 옹벽의 적용성 검토

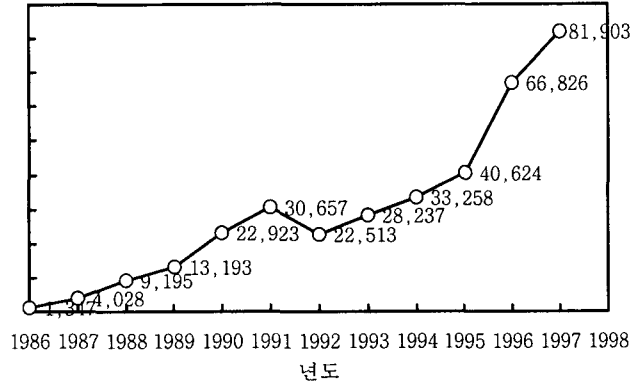


그림 7. 보강토 공법 적용 증가 추이

2.4. 국내 보강토의 고유모델 개발

1990년대에 들어 보강토 옹벽이 활발하게 전개됨에 따라 국내의 기술력, 토질환경, 국민정서에 합치하는 보강토 공법 고유모델의 개발필요성이 고조되었다.

1993년에는 아연도금철판을 이용한 “C-S 보강토 옹벽 공법”이 건설교통부 신기술로 등록되었으나, 돌기없는 철재 보강재를 사용함으로써 초기의 원시적인 보강재 형태로 후퇴한 결과로서 팔목할만한 수준에는 미치지 못하였다(비보호 신기술로 지정됨). 결과적으로 1999년 건설교통부 신기술로 지정된 “분리형 보강토 옹벽”이 현재로서는 유일한 국내 고유모델이며, 향후 더 많은 신기술 개발이 기대된다.

3. 토류벽체의 응용 및 설계

앞에서 기술한 보강토체 구성의 원리를 응용하면 지나치게 견고한 철근콘크리트 구조물을 시공하지 않고도 간편하고 경제적인 토류벽체를 형성할 수 있다. 다만 구조적으로 안전한 구조물을 구축하기 위하여는 보강토체의 이론에 충실하지 않으면 안된다.

3.1. 파괴 모델

보강토체 형성시의 주요 파괴형태는 아래 그림 8.에서와 같으며, 여기서 (a), (b), (c)는 외적파괴형태, (d), (e), (f)는 내적 파괴형태이다.

보강토 공법에 의하여 구축되는 조립식 옹벽은 보강된 토체가 일반 철근콘크리트 옹벽 구조물과 동일한 기능을 한다. 즉, 보

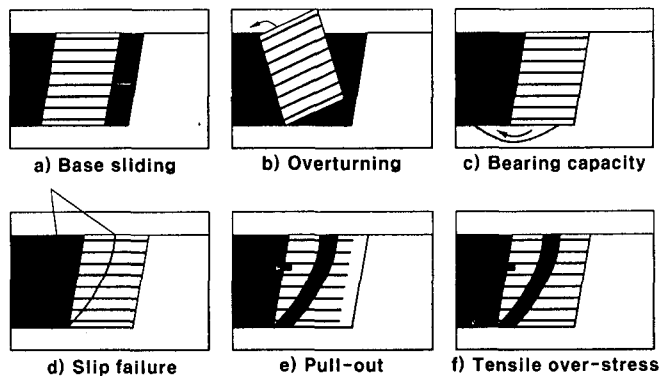


그림 8. 보강토체 형성시의 주요 파괴형태

강재에 의하여 보강된 토체는 철근콘크리트 처럼 강성을 지닌 구조체는 아니라도 일체화된 연성구조물이다. 따라서 외적 파괴과정에서 구조물의 부분적인 변형이 발생한다 할지라도 일체로 결속된 토체(soil mass)로 거동하므로 외적 안정성 해석은 철근콘크리트 옹벽 구조물과 동일하다.

3.2. 외적 안정성 평가

외적 안정의 활동, 전도, 지지에 대한 대표적 파괴 형상은 그림 8. (a), (b) 및 (c)와 같다.

3.2.1. 활동에 대한 안정

기초지반 상부 보강토벽체 구조물 저면에서 활동에 대한 안전율($FS_{sliding}$)의 평가식은 다음과 같다.

$$FS_{sliding} = \frac{R_H}{P_H} \quad (11)$$

$$R_H = W_s \cdot \tan \delta_b + c_a \cdot L_{ave} \quad (12)$$

$$P_H = P_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \quad (13)$$

$$\text{여기서, } W_s = \gamma \cdot L_{ave} \cdot \left\{ H + L_{ave} \cdot \frac{\sin i \cdot \cos \alpha}{2 \cdot \cos(\alpha + i)} \right\}$$

δ_b ; 보강된 토체의 최하단과 기초지반 흙 사이의 마찰각

L_{ave} ; 보강재의 평균길이

P_a ; Coulomb 주동토압 합력

c_a ; 보강된 토체 하단과 기초지반 사이의 점착력

δ ; 벽면마찰각

α ; 벽면의 경사

3.2.2. 전도에 대한 안정

보강토 벽체의 전도에 대한 안전율 계산식은 다음과 같다(그림 9.에서 벽체의 앞부리에 대한 회전모멘트로부터 안전율을 구함).

$$FS_{ot} = \frac{M_o}{M_R} \quad (14)$$

$$M_o = P_a \cdot \cos(\delta - \alpha) \cdot \frac{H}{3} \quad (15)$$

$$M_R = W_s \cdot \left(\frac{L_{ave}}{2} + \frac{H}{2} \cdot \tan \alpha \right) \quad (16)$$

3.2.3. 지지에 대한 안정

지지에 대한 안정검토는, 그림 10.에서와 같이, 최하단 기초지반에 대해서 수행되며, 안전율 평가식을 정리하면 식 (17)과 같다.

$$FS_{bear} = \frac{V_b}{P_v} \quad (17)$$

$$V_b = L_a' (c_u N_{c'i_c} + 0.5 L_a' N_{\gamma'i_r}) \quad (18)$$

$$P_v = W_s + P_a \sin(\delta - \alpha) \quad (19)$$

토목섬유 보강토 벽체에 있어서, 모멘트 평형조건을 토대로 한 선단파괴에 대한 안전율(FS_m)은 활동 모멘트(M_{TD})에 대한 저항모멘트(M_{TR})의 비로 정의되며, 평가방식은 식 (20)과 같다.

$$FS_m = \frac{M_{TR}}{M_{TD}} \quad (20)$$

$$M_{TD} = M_{dw} + M_{dq} + M_{du} \quad (21)$$

$$M_{TR} = M_{rc} + M_{rt} \quad (22)$$

여기서, M_{dw} ; 파괴흙쌓기 자중에 의한 활동모멘트

M_{dq} ; 상재하중(q)에 의한 활동모멘트

M_{du} ; 파괴면에 작용하는 침투수압에 의한 활동모멘트

M_{rc} ; 점착력에 의한 저항모멘트

M_{rt} ; 보강재에 유발되는 최대인장력(T_{max})에 의한 저항모멘트

3.3.2. 항복 및 인발에 대한 안정

앞 절에서 설명한 선단활동 파괴에 대하여 최소의 안전율을 나타내는 예상파괴면이 결정되면 이를 기준으로 보강재의 인발 및 파단파괴에 대하여 검토하게 되며, 각 보강재에서 발휘되는 축방향 최대인장력(T_{max})은 보강재의 허용인장강도(allowable tensile strength) 및 보강재의 유효길이에 따른 인발저항력 보다는 작아야 한다. 각 각의 파괴 형태에 대한 안전율 평가식 및 기준을 정리하면 다음과 같다.

$$FS_y = \frac{T_{a,k}}{T_{max,k}} \quad (FS_y > 1.0) \quad (23)$$

$$FS_p = \frac{T_{pull,k}}{T_{max,k}} \quad (FS_p > 1.5) \quad (24)$$

만약 보강재가 그리드 형태라면, 보강재의 인발저항력(T_{pull})은 파괴쌓기가 활동면을 따라 미끄러지는 순간의 보강재와 주변흙 사이의 마찰력(P_{fric})과 그리드형태에서의 횡방향부재로 인해 추가로 발휘되는 수동저항력(P_{bear})의 합으로 산정할 수 있다.

$$T_{pull} = P_{fric} + P_{bear} \quad (25)$$

3.4. 전면부 변위예측

중전의 보강토 옹벽의 구조해석 방법은 한계평형해석에만 의존하여 내·외적 안정성을 검토하였다. 그러나 이러한 한계평형해석으로는 보강토체의 수직·수평변위를 예측할 수 없으며, 이에 대한 검토는 별도의 유한요소해석에 의존하지 않으면 안된다. 유한요소해석도 뒷채움흙의 다짐효과, 보강재의 비선형 거동 특성 등을 고려한 input data의 결정, 해석기법 등에 따라서 차이가 있을 수 있으며, 신뢰성에도 한계가 있다. 최근에는 시공기술의 축적, 계측기록관리 및 결과기록을 이론과 비교·검토함으로써 비교적 신뢰성이 높은 해석기법이 제안되고 있다. 따라서 신뢰성이 높은 설계방법을 이용하여야만 시공완료후의 변위예측이 가능하며 계측에 의한 토류벽체의 안정성을 평가할 수 있다.

3.5. 기타

일반적인 보강토 옹벽의 설계에 있어서 간극수압의 영향을 경시하는 경우가 종종 있다. 그러나 배수

층과 배수공이 충분히 설치된 경우라도, 집중호우나 장기간 계속되는 강우시에는 간극수압에 의한 토압의 증가가 20~40% 정도 예상되므로, 이와 같은 경우에 보강토 옹벽은 불안정한 상태에 놓이게 된다. 또한 지진발생시에 예상되는 수평방향의 하중증가 등이 보강토 옹벽의 안정성에 영향을 미치게 된다. 미국의 캘리포니아, 일본의 고베 지진 당시 보강토 토류벽의 우수한 내진효과가 입증된바 있으며, 최근 우리 나라에서도 지진의 영향권에서 완전히 자유롭지 않다는 점을 감안하여 지진시에 예상되는 수평방향의 하중증가 등은 지진가속도계수를 사용하여 결정하여야 한다.

따라서 강우시의 침투수압에 의한 영향 및 지진시의 하중증가에 의한 영향을 고려하여 보강토 옹벽의 안정성을 확보하여야 한다.

4. 보강토 토류벽 공법의 특징

4.1. 경제성

보강토 토류벽은 흙 구조물로서 구성재료가 값싸고, 별도의 가설자재가 필요치 않으므로 항상 현장주변이 깨끗하며, 기초처리의 단순화 및 작업공정이 단순하며 시공이 간편하여 15%~50%의 공사비가 절감되고 타 공법에 비하여 30~50%의 공기가 단축되며, 최근에는 철재보강재에서 값싼 Geosynthetics 보강재로 대체되어 더욱 경제성이 제고되고 있다.

4.2. 시공성

모든 재료 공급이 완성품으로 현장에 공급되어 현장은 단순 설치 및 배면 토공만을 시행하므로 가설물, 구조물공, 기타 노동 집약적인 공사가 배제되고 콘크리트 양생에 따른 공기가 불필요하므로 작업이 신속하다.

4.3. 구조적 안정성

일반 옹벽은 8~10m 이상이면 부벽식 옹벽 등 특수설계가 요구되나 국내에서도 보강토 토류벽의 시공실적은 높이 19.5m로서 거의 무제한이다. 또한 지반지지력이 동일한 높이의 흙 쌓기를 했을 경우 충분하다면 별도로 기초처리가 불필요하다. 보강토 토류벽의 각 전면판이 유연하게 결합된 가요성 구조체로서 부등침하에 대한 내성이 강하며, 특히 진동 및 지진시의 동적하중을 옹벽자체에서 흡수하는 높은 감쇄율로 인하여 콘크리트면 파괴 등 부작용을 배제할 수 있다.

4.4. 미관

조립식 전면판이 공장제작 콘크리트 판넬이므로 형상이 정확할 뿐만 아니라 무늬, 색깔 등도 다양화할 수 있으며, 조립판넬 자체로도 무늬의 역할을 하므로 미관이 수려하다.

5. 설계 시공시의 유의사항

5.1. 뒷채움 흙재료

보강토 공법이 성공적으로 수행되기 위해서는 양질의 뒷채움흙이 필수적이다. 만약 가까운 거리에서 보강토 공법에 필요한 뒷채움 재료를 충분히 확보하지 못한다면 경제적인 보강토 공법의 수행은 불가능하다. 이와 같은 문제점은 비단 우리나라 뿐만아니라 전세계가 동일한 조건이기 때문에 지금도 꾸준히 뒷채움재료의 확대사용에 대한 연구가 진행되고 있으나, 다음과 같은 이유로 아직도 미흡한 상태이다.

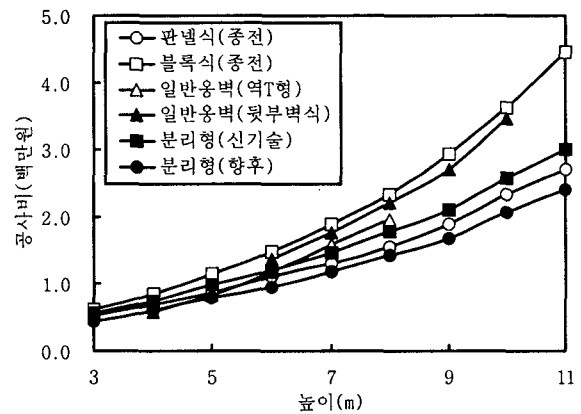


그림 12. 공사비 비교

- 1) 마찰강도가 비점성토에 비하여 본질적으로 작다.
- 2) 배수가 불량하여 함수비 변화에 따른 전단강도가 불안정하다.
- 3) Creep의 가능성이 커서 수평변위가 발생할 수 있다.
- 4) 동해(동결, 융해로 인한 피해)를 입기 쉽다.
- 5) 시공시 다짐이 어렵다.

현재까지 한국에서 시행되는 보강토의 뒷채움 재료는 대단히 엄격한 제한규정을 두고 있어서 현장유용토의 적용이 쉽지 않다.

| 일반기준 | 최소기준 |
|---|---|
| 최대입경 254mm(10in) 101.6mm(4in) : 100-75% 74 μ m(200번체) : 0-15% | 15 μ m \leq 10% $\phi \geq 25^\circ$ |

특히 우리 나라는 화강암 풍화토가 표면적의 65%를 차지할 만큼 대단히 풍부하다, 그러나 일반 기준에서 요구하는 200번체 통과량 15% 미만인 화강토는 불과 15%에도 미치지 못한다. 다만 최소기준이 되는 15 μ m 통과량이 10% 미만인 화강토는 전체의 55% 정도이며 대부분 내부마찰각 ϕ 값이 25° 이상이다.

문제는 현장에서 15 μ m의 입도시험이 간단치 않다는 점이며, 연구결과에 따르면 200번체 통과량이 35% 미만인 경우에 대부분 이 조건을 만족하는 것으로 나타나, 간단한 직접전단시험을 통하여 내부마찰각이 25° 이상인 화강토라면 사용이 적합하다고 판단할 수 있다.

5.2. 보강토체의 수평변형

이미 3.4에서 언급한 바 있으나, 보강토체 특히, 옹벽은 대체로 수직에 가깝게 시공되므로 조그마한 수평변위도 매우 민감하게 나타난다. 따라서 실제 보강토체의 안정과는 별도로 수평변위를 철저히 관리할 필요가 있다. 더욱이 최근에는 보강재가 절체 보강재로부터 변형율이 큰 Geosynthetics로 급속히 대체되는 상황이므로, 이에 대한 각별한 주의가 요구된다.

5.3. 전체 성토사면의 안정

현재까지 개발된 설계프로그램은 보강토체의 안정에 국한된 것이다. 그러나 그림 13.에서와 같이 풍화도가 깊은 경사면에 보강토 토류벽을 설치한다면 사면의 예상파괴면(potential failure surface)가 보강토체 밖에서 나타날 수 있다. 이러한 파괴는 비단 보강토 토류벽만이 아니라 일반적인 콘크리트 토류벽에서도 당연히 검토되어야 할 중요한 사항이다 따라서 설계시에 이에 대한 충분한 사전 검토가 있어야 한다.

5.4. 배수시설

보강토체에 이용되는 뒷채움 재료는 비교적 배수성이 양호하고 전면 배수공이 충분한 양질의 토사이거나 다량의 배면 유입수로 뒷채움 흙이 포화되면 흙의 전단강도가 급격히 저하하여 불안한 상태가 될 수 있으므로 배면 용출수의 유무, 수량의 과다에 따라 그림 14.와 같은 배수시설을 하여야 한다. 보강토체의 저면 이외에는 지오택스타일, 지오펜브레인 형의 배수재를 대체하여 시공할 수 있다.

특히 계곡부에 설치되는 보강토 토류벽은 반드시 일반 성토시와 동일하게 적절한 크기의 배수구를 설치하여야 한다.

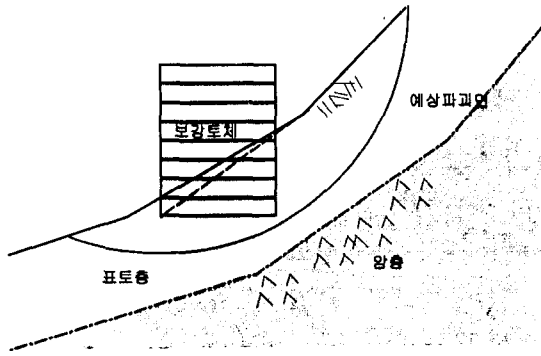


그림 13. 경사면에 계획된 보강토 토류벽체

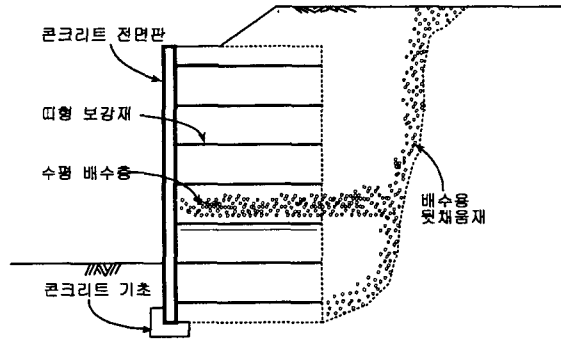


그림 14. 경사면에 계획된 보강토 토류벽체

5.5. 설계 및 시공기술

신공법을 선택함에 있어서 가장 중요한 사항은 신공법에 대한 충분한 이해를 바탕으로 설계되어야 하며 이에 상응하는 시공능력이 수반되어야 한다는 점이다. 최근 우리나라의 건설경향은 신공법에 대한 도입이 충분한 여과없이 진행되어 설계해석 프로그램을 맹신하고 입력 데이터(input data)를 안이하게 적용하는 사례가 많다. 또한 시공자는 신기술에 대한 시공경험이 부족함에도 세심한 주의를 기울이지 않고 종전의 시공관습을 그대로 답습하여 무리를 빚는 경우가 허다하다. 본 보강토 토류벽의 시공은 공사가 진행됨에 따라 수평변위가 누적되며 한번 발생한 시공중의 변위는 재시공에 의하지 않고는 조정이 불가능하므로 주의하여야 한다.

또한 전면 벽체 배면 2m까지의 흙 다짐은 특히 주의를 요한다. 다짐시의 유발 수평응력은 벽체의 수평변위의 주요원인이 되며 소요 다짐도를 얻기 위하여 철저한 관리가 요구된다.

6. 기타 보강토 공법

6.1. Soil Nailing 공법

Soil nailing 공법은 NATM(New Austrian Tunneling Method)과 유사한 지반보강공법으로, Soil nailing은 기본적으로, nail을 프리스트레싱 없이 비교적 촘촘한 간격으로 원지반에 삽입하여 원지반 자체의 전체적인 전단강도를 증대시키고 공사도중이나 완료후에 예상되는 지반의 변형을 가능한 억제하는 공법이다.

soil nailing 공법의 기본원리는 보강토 공법과 같으나, 다만 보강토 공법은 성토제체에 적용하는 반면 soil nailing은 절토지반에 적용한다는 점이 일반 보강토 토류벽과 다르다. Soil nailing의 시공순서는 그림 15.에서와 같이 지반굴착, 천공, 보강재의 삽입, 그라우팅 실시, 전면보호공의 순서로 실시된다.

이러한 soil nailing 공법은 저렴한 공사비, 경량의 시공장비, 현장여건 및 지반조건의 적응성, 유연성 등의 장점을 지니고 있으며, 지진 등의 동적하중이 작용하는 경우에도 과다한 변위 없이 저항능력을 충분히 발휘할 수 있다.

따라서 사면보강 및 굴착면에 대한 유연한 지보, 기존 구조물의 보강, 비탈면 보강 등을 목적으로 유럽, 미국 등지에서 널리 활용되

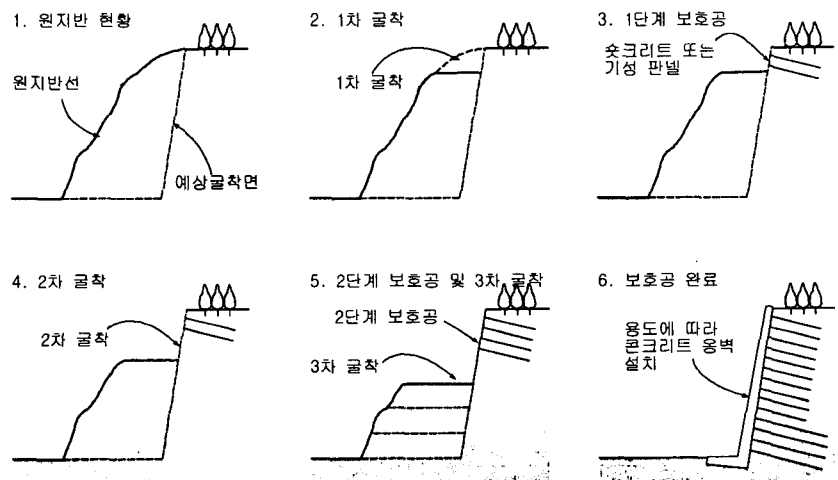


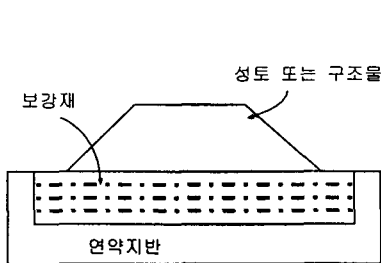
그림 15. Soil Nailing 공법의 시공순서

고 있으며, 대표적이 예로 영국에서는 지하철공사에서 18m의 수직굴착에 적용하였으며, 프랑스에서는 TGV 고속전철 건설시에 28m 높이의 soil nail 벽체를 건설하였다. 국내에서는 가시철 흙막이 벽체구조물에 깊이 30m 이상을 soil nail로 시공한 예가 있으며, 20m이상의 사면보강 공사에 적용한 사례도 있다.

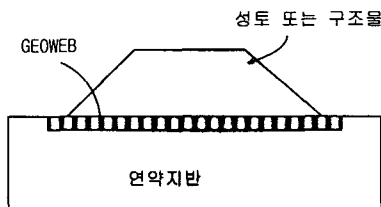
6.2. 지반 보강

보강토 공법을 이용한 지반보강은 연약지반에 여러겹의 보강재를 소요간격으로 매설함으로써 지반지력을 증대시킨다.

지반보강의 대표적인 보강재료는 Geotextile, Geomat, Geogrid, Geocell 등이 있으며, Geotextile 이나 Geomat, Geogrid 등과 같은 판상의 보강재를 사용하여 지반을 보강하는 경우는 아래 그림 16.에서와 같이 현장여건에 따라서 원지반을 굴착한 후 여러 층의 보강재를 포설하여 지반을 보강하며, GEOWEB과 같은 cell type 보강재를 사용하는 경우는 그림 17.에서와 같이 벌집 모양의 cell형 보강재를 포설함으로써 하중분산효과에 의하여 지반을 보강하는 방법이다.



(a) 판상의 보강재를 사용하는 경우



(b) Cell type 보강재를 사용하는 경우

그림 16. 지반보강 개략도

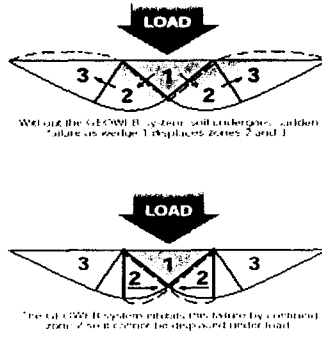
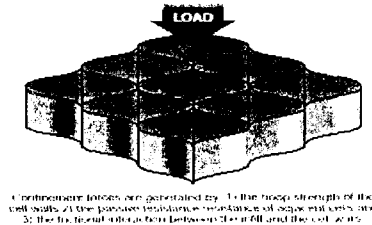


그림 17. Geocell의 하중분산 개요도

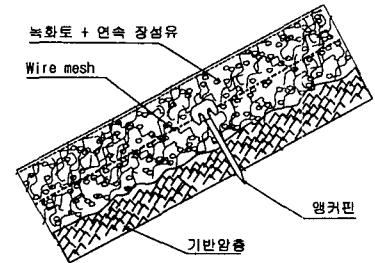


그림 18. Texsol 녹화토 상세단면

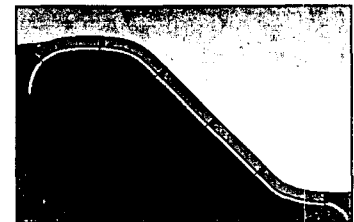


그림 19. Geoweb에 의한 사면 보호

6.3. 사면 안정공

보강토 공법을 적용한 사면 안정공은 크게 암반사면과 토사사면으로 분류할 수 있으며, 암반사면 안정공에는 암반 절개면의 풍화를 방지하고 식재조경을 위한 녹생토, Texsol 공법 등이 있으며, 이는 배면 토압은 없으나 식재 가능한 흙을 암표면에 결속시켜 자립하도록 하는 것이다.

텍솔 녹화토의 단면형상은 그림 18.에서와 같으며, 이는 유기질과 점토를 포함한 부식토를 각종 토양 개량제, 안정제, 접착제, 보습제, 비료를 첨가하여 보수 및 보비성을 향상시키고, 식물생육에 적합한 인공 토양으로 특히, 취부시 연속장섬유를 동시에 살포하여 자연상태의 뿌리효과와 유사하게 작용하여 표면 유실을 방지할 수 있도록 소정의 인장강도와 전단강도를 가진다.

토사사면의 경우에는 암반사면에서와는 달리 사면의 경사도에 따라 토압이 부분적으로 발생하며, 토압이 없는 경우는 암반사면과 동일하지만, 토압이 발생하는 경우에는 이에 대응하는 중력식 토체(reinforced soil mass)를 구성하여야 한다.

참고문헌

1. 국립건설연구소 (1983), 보강토 공법 시행지침, pp. 42~51.
2. 김상규, 이은수 (1996a), “보강토 구조물 뒷채움재료로서 화강풍화토의 적용성”, 한국지반공학회지, Vol. 12, No. 1, pp. 60~68.
3. 이은수 (1996), “보강토체 구성재료로 이용되는 화강토의 적용성 평가”, 동국대학교 박사학위 논문.
4. 나동욱, (1995), “경남 지역의 토성의 연구”, 동아대 석사 학위 논문
5. Agershou, H. A.(1961), “Synthetics material filters in coast protection”, Jour. of the Waterway Port Coastal and Ocean Division, A.S.C.E., Vol. 87, No. ww 1, pp. 111-124.
6. Chang, J. C. (1974), “Earth Reinforcement Techniques”, Final Report. CA-DOT-TL-2115-9-74-37, Department of Transport, California., pp. 2~14.
7. David, P. M. (1978), “Reinforced Earth : Application of Theory and Research to Practice”, Proc. Symp. on Soil Reinforcing and Stablizing Techniques, NSWI, T/NSW University, pp. 107~126.
8. F.H.W.A (1974), “Standard Specifications for Construction of Roads and Bridge on Federal Highway Projects”, Section 613 FP-74.
9. Hausman, M. R. (1976), “Strength of Reinforced Soil”, Proc. 8th Aust. Road Resh. Conf., Vol. 8, Sect. 13, pp. 1 ~ 8.
10. Ingold, T. S. (1982), “Reinforced Earth”, Thomas Telford, London. pp. 89 ~ 99.
11. Jones, C. J. F. P. (1985), “Earth Reinforcement and Soil Structures”, Butterworth Advanced Series in Geotechnical Engineering, pp. 3-5.
12. M.O.T of France (1980), “Reinforced Earth Structures : Recommendations and Rules of the Art”, pp. 3 ~ 4, 97 ~102.
13. McKittrick, D. P. (1978), “Reinforced Earth - Application of Theory and Research to Practice”, Proc. Symp. on Soil Reinforcing and Stabilishing Techniques, NSWIT/NSW University, pp. 34~56.
14. Mitchell, J. K. (1981), “Soil Improvement : State of Art”, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Stockholm, Sweden, Vol. 4, pp. 509~565.
15. Rowe, R. K. (1984), “Reinforced Embankment ; Analysis and Design”, J. Geotechnical Engineering ASCE, Vol. 110, No. 2, pp. 231 ~ 246.
16. Swiger, W. F. (1978), “Symposium on Earth Reinforcement”, Proc. ASCE Symp. on Earth Reinforcement, Pittsburg, pp. 880 ~ 885.
17. Zornberg, J. G. and Mitchell, J. K. (1994), “Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills Part 1 : Reinforcement Interactions and Function”, J. Geosynthetics International, Vol. 1, No. 2, pp. 103 ~ 147.
18. 島田後介, 朱倉亮三 (1984), “補强土 工法に おける 新規技術”, 土木施工 7月號, 山海堂, Vol. 25, No. 11, pp. 81 ~ 87.
19. 米倉豪三, 兼松 陽, 島田後介 (1989), “最新 補强土工法”, 山海當, 東京, pp. 50 ~ 51.