

앵커 또는 페타이어 벽체를 이용한 사면보강공법의 안정해석 및 설계

Stability Analysis and Design of Slope Reinforcing Method
Using Anchored or Waste Tyre Wall

김 홍 택*¹
Kim, Hong - Taek
강 인 규*²
Kang, In - Kyu

Abstract

In the present study, the application of a method of anchored or waste tyre wall in reinforcing the unstable slope is investigated. For design purposes a method of external stability analysis of the reinforced slope, together with a method of internal stability analysis of a wall itself, is presented. In order to predict the passive resistance expected in the anchor or waste tyre Meyerhof's bearing capacity theory is modified and experimental results of stress distribution of a pile section under lateral loading is used. Murray's pull-out test results are compared with the passive resistances of anchors predicted by the proposed method, and also the advantages in design are compared with a method of reinforced earth wall with steel strips. Finally a design example of reinforced slope using anchored or waste tyre wall is presented and the overall stability is analyzed in detail by the proposed method of analysis. The efficiency of a method of anchored or waste tyre wall is further analyzed, comparing with a method of changing geometry of the original unstable slope.

요 지

본 연구에서는, 불안정한 사면의 효율적 보강을 위해 앵커 또는 페타이어 벽체 공법의 적용성을 설계측면에서 검토하였다. 이를 위해, 앵커 또는 페타이어 벽체가 설치된 보강사면의 외적안정해석법 제시가 우선 이루어졌으며, 또한 Meyerhof 지지력 이론 및 횡하중을 받는 말뚝단면의 발생응력분포 실험결과를 토대로 벽체 자체의 내적안정에 관련된 앵커 또는 페타이어에서 발휘되는 수동저항력 예측을 위한 이론식을 제시하였다. 본 연구에서 제시된 수동저항력 계산식의

*1 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 부교수

*2 정회원, 홍익대학교 대학원 토목공학과

적합성 검토를 위해 Murray 인발실험결과와의 비교가 이루어 졌으며, 아울러 강재보강띠를 적용하는 일반 보강토벽체 공법과 설계상의 장점 등에 관해 비교도 이루어졌다. 최종적으로는 앵커 또는 페타이어 벽체가 설치된 보강사면 설계예를 제시하여 이에 대한 안정검토 및 결과분석이 수행되었으며, 기존 불안정한 사면의 경사도를 낮추어 안정성을 확보하는 공법과의 비교를 통해 앵커 또는 페타이어 벽체공법의 효율성 검토도 이루어졌다.

1. 서 론

강재보강띠(steel reinforcing strip)를 삽입하여 뒷채움 흙과의 복합체를 형성하는 일반 보강토벽체(reinforced earth wall) 공법은 설계시 몇가지 유의해야 할 점-즉 충분한 마찰저항(frictional resistance)발휘가 보장되는 단면을 지닌 보강띠 및 뒷채움 재료의 선택, 장기적인 부식(long-term corrosion) 문제 및 지하수 침투에 따른 영향 등-이 있음에도 불구하고, 공사의 신속성, 구조체의 유연성 및 비교적 가벼운 자체중량(변형 및 지진하중에 대한 저항효과증대) 등의 장점때문에 이 공법에 관한 연구 및 활용도는 계속 확대되고 있는 추세이다. 그러나 앞에서 기술된 일반 보강토벽체 공법과 시공방법 및 장점은 거의 동일하며, 오히려 단점보완 및 공사비 절감 측면에서 부수적인 효과가 예상되는 앵커벽체(anchored wall)공법에 대해서는 상대적으로 연구가 활발하게 진행되지 않아, 해석법, 설계 및 시공에서 아직까지는 초보적인 단계라고 Mitchell-Villet⁷⁾는 밝히고 있다.

앵커벽체 공법(그림 1 참조)의 특징은, 강재보강띠와 뒷채움된 흙 사이의 주변마찰에 의해 주된 저항력이 발휘되는 일반 보강토벽체의 경우와는 달리, 주로 고강도 인장부재인 강봉(steel rod)의 끝부분에 설치되는 삼각형 또는 Z-형태 앵커에서 발휘되는 수동저항력(passive resistance)에 의해 벽체 전면(facing)을 밀어부치는 토압에 지탱하게 되는 점이다. 앵커벽체공법의 이와같은 특징 즉 주변흙과의 마찰저

항에 의존하지 않는다는 유리한 점 때문에, 강봉의 두께 및 단면형상 등의 선택에 크게 제한을 받지 않으며, 또한 점성이 있는 기존의 흙을 뒷채움 재료로 활용할 수 있는 장점도 아울러 지니고 있다. 따라서 단면 크기가 비교적 작은 원형강봉을 택할 경우, 결과적으로 장기적인 부식에 대비한 추가적인 보강재 단면적 및 coating양이 감소(경우에 따라서는 80% 정도까지)되는 등 경비절감을 꾀할 수 있으며, 아울러 coating 재료선택에 있어서도 그다지 제한을 받지않게 된다. 실제적으로 일반 보강토벽체의 경우, bitumen coating은 주변흙과의 마찰저항 확보문제 때문에 사용이 적절치 않은 것으로 알려져 있으며, 부식에 대비하여 추가적으로 요구되는 강재보강띠의 단면적이 마찰저항 확보를 위해 요구되는 순수 단면적보다 오히려 큰 경우가 종종 있다고 Dalton²⁾은 밝히고 있다. 이외에도, 앵커벽체의 경우 전면판과의 정착과정에서 다소의 프리스트레싱이 가해지게 되어 전면 변위도 일부 억제되는 부수적인 효과도 예상되어지며, 굴착 및 절취지반 보강에도 적용가능한 것으로 알려져 있다.²⁾

위에서 기술된 앵커벽체 공법의 여러가지 장점 및 페타이어를 앵커로 활용가능하다는 점(페타이어 벽체에 대한 실제의 시공사례 및 시공방법은 참고문헌 3 및 10 참조), 또한 실제설계를 위한 명확한 해석법이 제시되어 있지 않은 점 등에 착안하여, 본 연구에서는 안정이 문제시 되는 사면의 선단(toe) 부근에 인접하여 공장 등 기존구조물이 존재하고, 선단 아래쪽 기초지반이 연약하여 말뚝기초 등의 추가적인 보완없이 콘크리트 옹벽의 설치가 여의치 않

고, 또한 전체적으로 불안정한 또는 준안정 (quasi-stable) 상태로 판명되어 대대적인 보수공사가 문제시 되는 기존사면의 효율적 보강을 위해 앵커벽체 공법의 적용성을 설계측면에서 검토하였다(그림 1). 이를 위해 우선, 앵커 또는 페타이어 벽체가 설치된 보강사면의 외적 안정에 대한 해석법 제시가 이루어졌으며, 벽체 자체의 내적안정에 관련된 앵커 또는 페타이어에서 발휘되는 수동저항력 계산식은 Meyerhof 지지력이론 및 횡하중을 받는 말뚝단면의 발생응력분포 실험결과 등을 수정 및 응용하여 제시되었다. 이외에도 지하수 및 집중호우 등

에 의한 침투수압 계산식은 Gray 침투이론, 좌표변환 및 4-point Gauss quadrature 수치적분기법 등을 토대로 유도되었다. 또한 제시된 본 연구 안정해석법의 적합성 검토를 위해 Murray 실험결과와의 비교가 이루어졌으며, 아울러 강재보강띠를 적용하는 일반 보강토벽체의 경우와 설계상의 장점 등에 관해 비교분석이 이루어졌다. 최종적으로는 앵커 또는 페타이어 벽체가 설치된 보강사면 설계예를 제시하여, 이에 관한 안정성 분석 및 효율성 검토가 본 연구의 해석법, STABL6 및 FLAC 프로그램 등을 토대로 수행되었다.

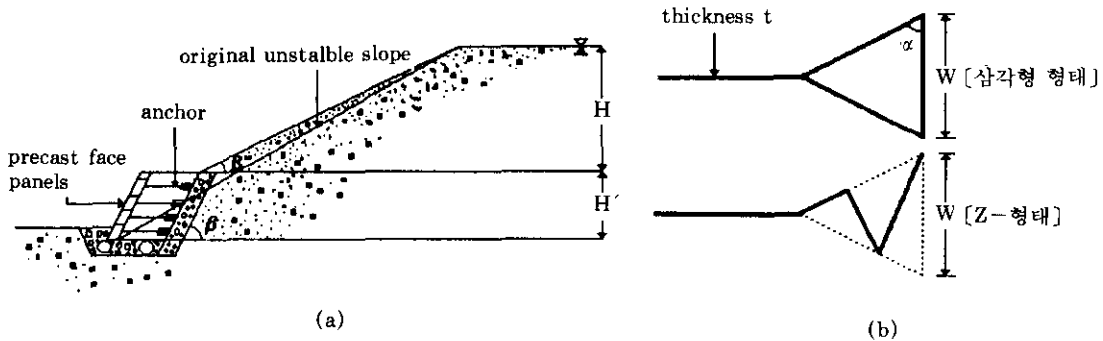


그림 1. 앵커벽체 공법개요

2. 안정해석법

2.1 외적안정해석

불안정한 사면의 보강을 목적으로, 선단 부

근에 설치되어지는 앵커벽체의 활동(sliding)에 대한 안전율 FS는 다음과 같이 정의되어진

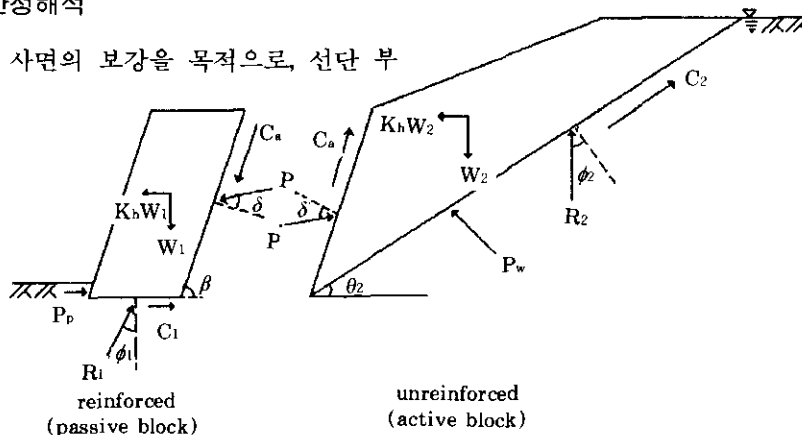


그림 2. 자유물체도 및 관련 힘들

다(그림 2).

$$FS_s = F_r / F_d \dots\dots\dots (1)$$

식(1)에서 F_d 는 활동력(driving force)을, F_r 은 이에 대응하는 저항력(resisting force)을 각각 나타낸다. 앵커벽체 하단부 전면에서 일부 예상되는 수동토압합력 P_p 는 무시하고, F_d 및 F_r 의 계산식을 각각 정리하면 다음과 같다.

$$F_d = k_h W_1 + C_a \cos\beta + P \sin(\delta + \beta) \dots\dots\dots (2)$$

$$P = \frac{W_2\{\sin(\theta_2 - \phi_2) + k_h \cos(\theta_2 - \phi_2)\} + P_w \sin\phi_2 - C_2 \cos\phi_2 - C_a \cos(\beta + \phi_2 - \theta_2)}{\sin(\delta + \phi_2 + \beta - \theta_2)} \dots\dots\dots (4)$$

식(4)에 포함된 각도 θ_2 의 크기를 변화시켜, 즉 반복계산 및 크기비교를 통해 발생토압합력 P 의 최대값 P_{max} 가 결정되어지며, 이와같이 결정된 P_{max} 및 식(1), (2), (3)을 이용해 앵커벽체의 활동에 대한 안전율 FS_s 를 최종적으로 계산한다.

활동에 대한 안전율 FS_s 의 계산과정에서, 일반 콘크리트 용벽과는 달리 앵커벽체의 경우에는 주된 접촉면이 흙과 흙이므로, 본 해석법 식(2), (3) 및 (4)에 포함된 벽마찰각 δ 의 크기는 원지반(보강되지 않은 토체부분) 흙의 내부마찰각 ϕ_2 와 동일하게(즉 $\delta = \phi_2$, 그림 2), 아울러 접촉면을 따라 작용하는 부착력 C_a 의 크기도 원지반 흙의 점착력 C_2 와 동일한 값으로 가정되어진다. 이외에도 식(4)에 포함된, 지하수

여기서, 수평진도 $k_h = a_h/g$, $a_h =$ 수평가속도, $g =$ 중력가속도.

$$F_r = C_1 + \tan\phi_1 \{W_1 + C_a \sin\beta - P \cos(\delta + \beta)\} \dots\dots\dots (3)$$

식(2) 및 (3)에 모두 포함된 발생토압합력 P 는 보강되지 않은 토체(그림 2)에 작용하는 힘들의 수평 및 연직방향 평형조건($\sum H = 0$ 및 $\sum V = 0$)을 토대로 결정되어지며, 유도된 P 의 계산식을 정리하면 다음과 같다.

및 집중호우 등에 의해 예상되는 침투수압합력 P_w 의 크기는 참고문헌 11 및 12에 제시된 방법(Gray 침투이론, 좌표변환 및 4-point Gauss quadrature 수치적분기법)을 일부 변형하여 예측 가능하다. 또한 전도에 대한 안정성은 Cooper 방법¹⁾에 의해, 지지에 대한 안정성은 Hansen 이론을 토대로 각각 검토되어진다.

2.2 내적안정해석

2.2.1 인장력 T_i 의 계산

그림 3에 표시된 $\square abcd$ (앵커벽체 자체의 파괴흄썰기 중 일부분)에 작용하는 모든 힘들의 x 및 z 방향 평형조건을 토대로, 동일한 수직간격 S_v 로 설치되어지는 앵커(또는 페타이어) i 의 위치에서 단위폭당 요구되는 인장력 T_i 의

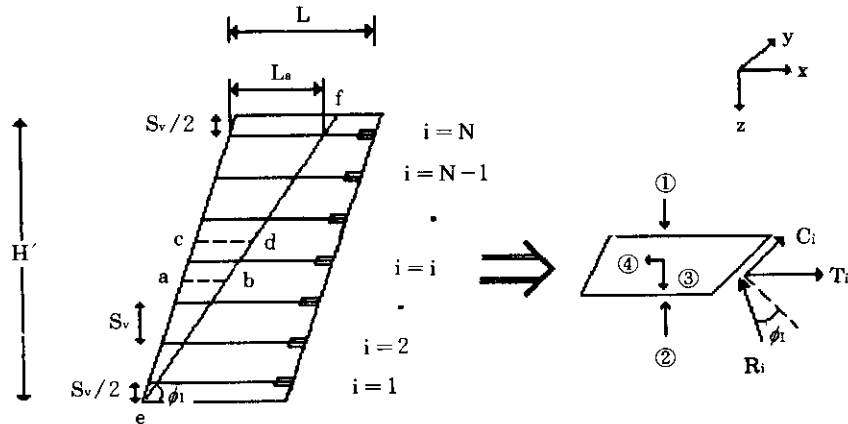


그림 3. 요구 인장력 T_i 의 결정

계산식을 유도하면 다음과 같다.

$$T_i = \{\text{힘 ①} - \text{힘 ②} + \text{힘 ③} - C_i \sin \theta_i\} \tan(\theta_1 - \phi_1) + \text{힘 ④} - C_i \cos \theta_i \dots\dots\dots (5)$$

식(5)에 포함된 여러 힘들의 구체적인 계산식은 표 1에 명기되어 있으며, 다만 표 1의 계산식 중 힘 ① 및 힘 ②의 경우는 앵커(또는 폐타이어) i의 위치에 따라 다소 달라지게 된다.

식(5)에 포함된 θ_i 은 파괴면이 x축과 이루는 각도를 의미하며 θ_i 의 크기 결정은, 앵커벽체 자체의 전체적인 안정을 위해 요구되는 총인장력 $\sum T_i$ (그림 4)의 값을 각도 θ_i 을 서로 달리하여 아래의 식(6)으로 부터 각각 계산한 다음, 이 중에서 $\sum T_i$ 의 크기가 최대가 되는 경우의 각도에 해당된다.

$$\sum T_i = \frac{\{\sin(\theta_1 - \phi_1)(W_1 - C_1 \sin \theta_1)\} - \{(C_1 \cos \theta_1 - k_h W_1) \cos(\theta_1 - \phi_1)\}}{\cos(\theta_1 - \phi_1)} \dots\dots\dots (6)$$

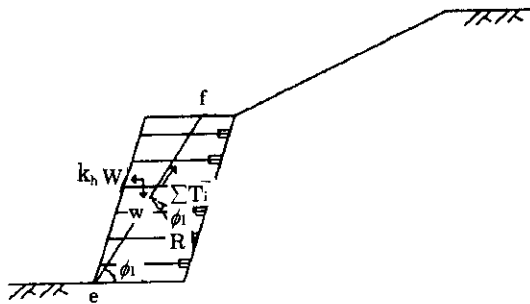


그림 4. 각도 θ_i 의 결정

강재보강띠를 적용하는 일반 보강토벽체에 대한 Schlosser 등의 실험적 연구결과에 의하며, 파괴면은 대체적으로 벽체 최하단 부근을 통과하는 포물선 형태에 가깝다고 밝혀진 바 있으며, 이외에도 대수나선형, 불릭형 및 2개의 직선형태 등 여러 연구자의 다양한 주장이 있

$$P_{\text{Anchor}} = (P_0 + S_0 \cdot \tan \alpha) \cdot W \cdot t \dots\dots\dots (7)$$

여기서, $p_0 = K_p \cdot \sigma_v \cdot \mu \cdot e^{2(\pi - \alpha) \tan \phi} + \frac{C_1}{\tan \phi} \{\mu \cdot e^{2(\pi - \alpha) \tan \phi} - 1\}$
 $s_0 = c_a + p_0 \tan \delta$
 $K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$

표 1. 식(5)에 명기된 힘들의 계산식

구분	계 산 식
힘①	$\frac{1}{2} \gamma_1 \Delta H(N-i) \{\Delta H_i (\cot \theta_1 - \cot \beta) + A\}$
힘②	$\frac{1}{2} \gamma_1 \Delta H(N-i+1) \{\Delta H(i-1) (\cot \theta_1 - \cot \beta) + B\}$
힘③	$\gamma_1 \Delta H^2(i-0.5) (\cot \theta_1 - \cot \beta)$
힘④	$k_h \times \text{힘③}$
A	$H' (\cot \theta_1 - \cot \beta) - \Delta H(N-i) \cot \theta_1$
B	$H' (\cot \theta_1 - \cot \beta) - \Delta H(N-i+1) \cot \theta_1$

다. 그러나 앵커벽체의 경우 활용가능한 체계적인 실험결과가 거의 없어, 본 연구에서는 근사적으로 직선형태(그림 3 및 4 참조)로 가정하여 안정해석법의 제시가 이루어졌다.

2.2.2 수동저항력의 결정

① 앵커의 경우

파괴면의 형상을 대수나선(log spiral)으로 가정하여 전반전단(general shear) 파괴형태의 경우에 대해 제시된 Meyerhof 기초지지력 이론⁴⁾을 일부 수정하여, 삼각형 형태의 앵커에서 발휘되는 수동저항력 P_{Anchor} 예측을 위한 이론식의 제시가 이루어졌다. 파괴흠뻐기의 자중에 의한 영향을 무시하고, 또한 흙-앵커 사이의 마찰각 δ 및 부착응력 c_a 를 고려하여, 본 연구에서 제시된 수동저항력 P_{Anchor} 계산식을 정리하면 다음과 같다(그림 5).

$$\sigma_v = \gamma \cdot z$$

$$\mu = e^{-2(\pi - \alpha - \theta) \tan \phi}$$

그러나 앵커가 서로 인접하여 (y축 방향으로, 그림 3) 설치되는 경우 상호간섭의 영향⁸⁾을 받게 되며, 결과적으로 식(7)로부터 계산

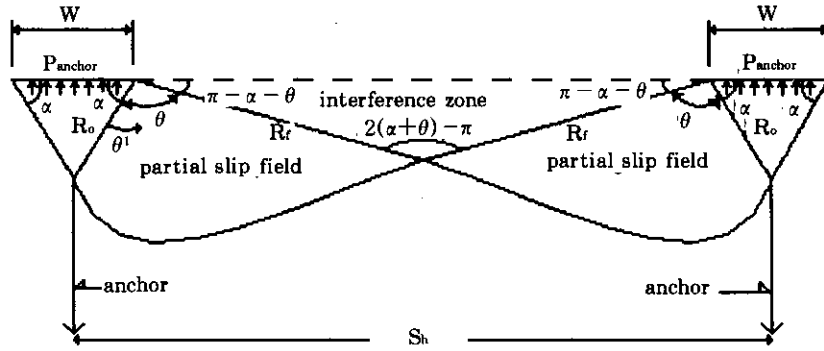


그림 5. 삼각형형태 앵커의 예상파괴형태 1

되어지는 수동저항력 P_{anchor} 의 크기는 상호간섭의 영향 정도에 따라 변화하게 된다. 즉 앵커에서 발휘되는 수동저항력 P_{anchor} 의 최대값은 상호간섭의 영향이 최소인 $\theta = \pi - \alpha$ 인 경우(식(7)에서 효율계수 μ 값이 1.0인 경우)에 해당되며, 또한 P_{anchor} 의 최소값은 상호간섭의 영향이 최대인 $\theta = (\pi/2) - \alpha$ 인 경우에 해당되어진다. 여기서 설계에의 적용을 목적으로, 각도 α 및 θ , 뒷채움 흙의 내부마찰각 ϕ , 앵커의 폭 w , 앵커의 수평방향 설치간격(y 축 방향, 그림 3 참조) S_h 사이의 관계를 표현하면 다음과 같다(그림 5).

$$\frac{S_h}{w} = 1 - \frac{\cos(\alpha + \theta)}{\cos \alpha} e^{\theta \tan \phi} \dots\dots\dots (8)$$

$$= 1 - \frac{\cos(\alpha + \theta)}{\cos \alpha} \mu^{1/2(\pi - \alpha) \tan \phi}$$

앞에 명시된, 식(7) 및 (8)의 적용범위는 $w \leq S_h$ 인 경우로 한정되어진다. 그러나 만약에, 더욱 촘촘한 수평간격으로 앵커가 설치되어야 안정성이 충족되는 경우(즉 $w > S_h$ 인 경우, 그림 6)에는, 근사적이긴 하나 식(7) 및 (8)을 일부 수정하여 수동저항력 P_{anchor} 의 예측이 가능하다. 즉,

$$P_{\text{anchor}} = (p_0 + S_0 \tan \alpha) S_h t \dots\dots\dots (9)$$

식(9)에 포함된 p_0 및 S_0 값은, $\theta = (\pi/2) - \alpha$ 인 경우 식(7)로부터 계산되는 값과 동일하다. 또한,

$$S_h = w - \Delta w \dots\dots\dots (10)$$

여기서, $\Delta w = pw$, $0.0 < p < 1.0$

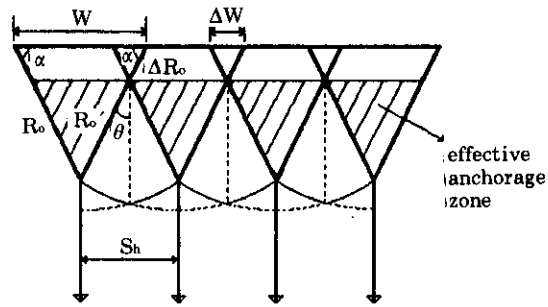


그림 6. 삼각형형태 앵커의 예상파괴형태 2

또한 식(7) 또는 식(9)로부터 계산되어지는 수동저항력 P_{anchor} 가 충분히 발휘되기 위해서는, 삼각형 형태 앵커자체의 수동파괴영역이 벽체내부의 주동파괴면 ef(그림 3) 완전히 바깥쪽에 위치되어야 한다. 결과적으로 설계에서 요구되는 앵커의 전체길이 L 은 다음과 같이 결정되어진다.

$$L = L_a + R_{\text{max}} \sin(\alpha + \theta') \dots\dots\dots (11)$$

여기서, $R_{\text{max}} = R_0 e^{\theta' \tan \phi}$, $0 \leq \theta' \leq \theta$

② 페타이어의 경우

페타이어의 경우는 형상이 원형이고 또한 두께가 비교적 크다는 점 등을 감안할 때, 삼각형 형태의 앵커와는 수동저항력 크기에 있어 차이가 예상되어진다. 본 연구에서는 횡하중을 받는 말뚝단면의 발생응력분포 실험결과⁶⁾를 참고로 하여 페타이어의 수동저항력 예측이 시도

되었다. 즉 두께 t 의 페타이어 주면을 따라 수직되게 작용하는 응력 σ_r 은 cosine 함수형태의 분포로 또한 전단응력 $\tau_{r\theta}$ 는 sine 함수형태의 분포로 가정하였다(그림 7). 즉,

$$\sigma_r = p_{tyre} \cos \theta'' \dots\dots\dots(12)$$

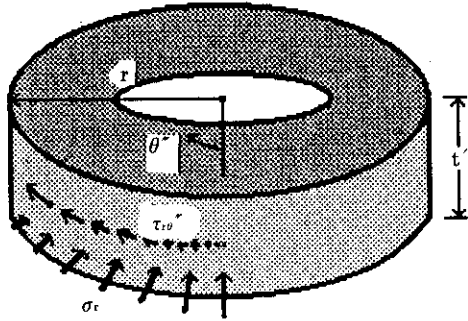


그림 7. 페타이어의 예상발생응력 분포

또한 Mohr-Coulomb 파괴규준을 적용하여,
 $\tau_{r\theta} = (\sigma_r \tan \delta' + c_a') \sin \theta'' \dots\dots\dots(13)$
 여기서, δ' = 흙-페타이어 사이의 마찰각

c_a' = 흙-페타이어 사이의 부착응력

식(12)에 포함된 p_{tyre} 는 그림 7에서 $\theta'' = 0^\circ$ 인 경우(전단응력 $\tau_{r\theta} = 0$ 인 경우)에 해당되는 수직응력 σ_r 을 의미한다. 또한 강봉앵커의 경우와 흙으로 채워진 페타이어 사이에 강성의 차이가 예상되긴 하나, p_{tyre} 의 크기는 식(7)을 일부 수정하여(α 대신에 $45^\circ + \phi_1/2$, δ 대신에 뒷채움 흙의 내부마찰각 ϕ_1 , c_a 대신에 뒷채움 흙의 점착력 c_1 을 적용하여) 계산되는 P_{anchor} 값을 이용해 다음의 식(14)로부터 예측 가능하다.

$$p_{tyre} = P_{anchor} / (w \cdot t) \dots\dots\dots(14)$$

여기서, w 및 t = 삼각형 형태 앵커의 폭 및 두께.

식(12), (13) 및 (14)를 토대로 페타이어에서 예상되는 수동저항력 P_{tyre} 계산식을 유도하여 정리하면 다음과 같다.

$$P_{tyre} = [2 \int_0^{\pi/2} (\sigma_r \cos \theta'' + \tau_{r\theta} \sin \theta'') dA] t'$$

$$= 2rt' \left\{ \frac{\pi}{4} (p_{tyre} + c_a') + \frac{p_{tyre}}{3} \tan \delta' \right\} \dots\dots\dots(15)$$

여기서, $dA = r d\theta$, r = 페타이어의 반지름

2.3 안정성 검토 및 설계

앵커벽체의 높이 H' , 경사도 β , 폭 B (그림 1) 및 뒷채움 흙의 강도정수 등이 결정될 경우 의적안정검토는 2.1절에 제시된 방식에 의해 수행되어진다. 또한 내적안정검토는 우선 앵커의 수직방향 설치간격 S_v (그림 3)를 가정한 다음, 각 앵커에 대해 예상되는 수동저항력의 설계최대값 $P'_{(max)}$ (식(7)에서 $\theta = \pi - \alpha$ 인 경우에 해당되는 P_{anchor} 값에 안전율 $FS_p = 2.0$ 을 적용하여 계산되는 값) 및 $\theta = \pi - \alpha$ 인 경우에 해당되는 수평방향 설치간격 S_h 를 식(8)로부터 우선 결정한 다음, 식(5)로부터 계산되어지는 단위폭당의 요구 인장력 T_i 에 S_h 를 곱한 값 T'_i 과 $P'_{(max)}$ 의 크기를 서로 비교한다. 비교를 통해 $P'_{(max)}$ 값이 T'_i 값보다 작게 평가되는 경우 S_h 를 점점 좁혀(식(7) 및 (8)에서 각도 θ 를 점점 줄여) 수동저항력 $P' \geq T'_i$ 인 경우까지 앞에 기술된 방법을 반복하고, 이를 통해 설계에 적용될 수평방향 설치간격 S_h 값이 결정되어진다. 그러나 이와같이 결정된 T'_i 값이 앵커 자체의 설계인장항복강도 P_y' (재료 자체의 인장항복강도 P_y 에 안전율 $FS_y = 1.5$ 를 적용하여 계산되는 값)를 초과하는 경우에는 더욱 S_h 를 좁혀가는 추가 반복계산이 필요시 되어진다. 만약 반복계산 과정에서 식(9) 및 (10)을 토대로 한 P' 값까지도 T'_i 값보다 작게 평가되는 경우에는, 초기가정한 수직설치간격 S_v 의 크기를 감소시켜(수직방향으로 앵커의 설치개수를 늘려) 각 앵커에 대한 내적안정검토가 처음부터 다시 수행되어야 한다. 페타이어의 경우도 식(15)를 토대로 한 수동저항력 예측 이외에는 앵커의 경우와 마찬가지로 방법에 의해 안정검토가 이루어진다. 이외에도 앵커벽체 전면부의 예상최대변위를 검토하여, 필요시 앵커의 수평방향 설치간격 S_h 를 최종적으로 조절하는 작업이 요구되어진다.

3. Murray 실험결과와의 비교

3.1 비교 1

참고문헌 7에 기술된 바에 따르면 Murray 는 높이 3.2m, 길이 10m의 앵커벽체를 설치하고 인발시험을 실시하였으며, 뒷채움에 사용된 흙은 Bramshill 건조모래(평균 건조단위중량 $\gamma_d = 18.74 \text{ KN/m}^3$, 내부마찰각 $\phi_1 = 33^\circ$)이다. 설치된 원형단면 앵커의 지름은 0.02m이고, 연강(mild steel)으로 제작되었다. 또한 삼각형 및 Z의 2가지 앵커형태(내부각도 $\alpha = 70^\circ$, 폭 $w = 0.396\text{m}$, 그림 1-b 참조) 모두에 대해 인발시험이 수행되었으며, 연직응력 σ_v 가 서로 다른 경우 각 형태의 앵커에 대한 인발저항력 측정결과는 그림 8에 도시되어 있다.

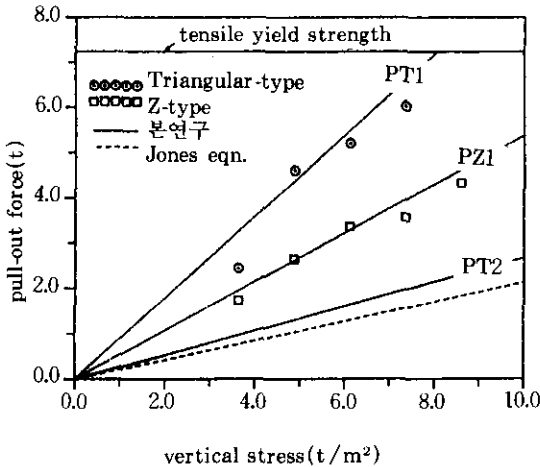


그림 8. Murray 실험결과와의 비교 1

그림 8의 결과를 살펴볼 때 삼각형 형태 앵커의 경우, 본 연구에서 제시된 식(7)로부터 계산된 결과치(뒷채움 흙이 모래이므로 흙-앵커 사이의 부착응력 c_s 는 무시하고, $\theta = \pi - \alpha = 110^\circ$, 흙-앵커 사이의 마찰각 $\delta = \phi_1 = 33^\circ$ 를 적용하여 계산된 결과치- 그림 8의 PT1 결과치)와 측정치가 거의 일치하고 있음을 알 수 있다. 본 비교에서 흙-앵커 사이의

마찰각 δ 값을 뒷채움 Bramshill 모래의 내부마찰각 ϕ_1 값과 동일하게 가정하여 즉 δ 값의 최대 예상치를 적용하여 계산이 이루어진 것은, 실제의 경우 예상되어지는-즉 본 연구의 식(7)로부터 계산되어지는 수동저항력 이외에도 파괴면 바깥쪽에 위치한 앵커의 주변마찰에 의한 추가적인 저항효과를 감안할 때 타당성이 있는 것으로 판단되어진다. 또한 Murray가 실험을 통해 기 지적한 대로, Z-형태의 앵커는 삼각형 형태의 앵커에 비해 효율이 훨씬 떨어지는(대체적으로 볼 때, 연직응력 σ_v 가 클수록 측정된 인발저항력이 삼각형 형태의 앵커에 비해 훨씬 작은) 현상을 그림 8을 통해 알 수 있다. Z-형태 앵커의 경우 이와같은 효율감소에 대해 정확한 평가지침이 제시된 바는 없으나, 삼각형 형태의 앵커에 대해 계산된 본 연구 결과치의 60%(식(7)에 포함된 효율계수 μ 값이 0.6인 경우) 정도가 발휘된다고 가정할 때(그림 8의 PZ1 결과치) Murray 측정치에 거의 근접하는 경향을 그림 8을 통해 알 수 있다. 아울러 Jones⁵⁾가 제시한 식을 토대로 삼각형 형태 앵커의 인발저항력을 예측하여 보았으며, 그림 8에 표시된 결과를 살펴볼 때 Jones의 식은 인발저항력을 상당히 낮게 평가하는 즉 Z-형태 앵커에 대한 Murray 측정치보다도 훨씬 작은 경향을 나타내고 있다. 이외에도, local shear 또는 punching shear 파괴형태의 가능성을 가정하여 -즉 Terzaghi가 제시한 방식을 토대로 강도를 감소시켜($\phi_1^* = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi_1)$), 본 연구의 식(7)로부터 수동저항력을 계산하여 보았으며 결과치(그림 8의 PT2 결과치)는 Jones의 식보다 다소 크기는 하나, 역시 Murray 측정치보다 훨씬 작은 경향을 나타내고 있다.

3.2 비교 2

지름이 2.3mm인 원형단면의 삼각형형태 앵커(각도 $\alpha = 70^\circ$, 폭 $w = 0.396\text{m}$) 및 2종류의 뒷채움 모래(Leighton-Buzzard 및 Bramshill 건조모래, 평균 건조단위중량 $\gamma_d = 18.74 \text{ KN/m}^3$, 내부마찰각 $\phi_1 = 33^\circ$)에 대한 실내

인발시험이 Murray 등에 의해 수행되었으며, 본 연구에서 제시된 식(7)로부터 계산된 결과치(흙-앵커 사이의 부착응력 c_a 는 무시하고, $\theta = \pi - \alpha = 110^\circ$, 흙-앵커 사이의 마찰각 $\delta = \phi_1 = 33^\circ$ 를 적용하여 계산된 결과치) 및 Jones가 제시한 식과의 비교는 그림 9에 도시되어 있다. 그림 9의 결과를 살펴볼 때, Jones의 식은 인발저항력을 상당히 낮게 평가하는 즉 그림 8의 경우와 동일한 경향을 나타내고 있으며, 본 연구 결과치는 Terzaghi 강도감소효과를 고려하지 않은 경우(그림 9의 PT1 결과치)가 강도감소효과를 고려한 경우(그림 9의 PT2 결과치)에 비해 훨씬 Murray 측정치에 근접하는 경향을 나타내고 있다.

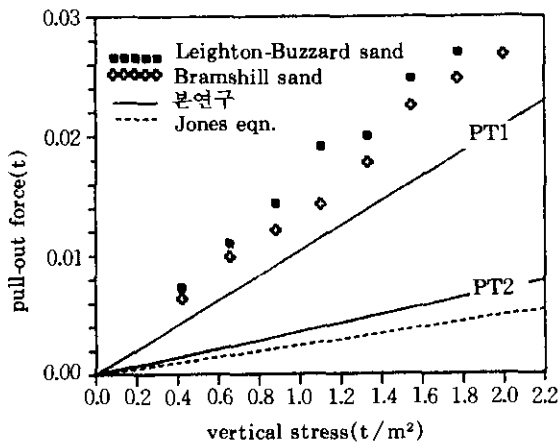


그림 9. Murray 실험결과와의 비교 2

4. 분석 1

본 분석에서는 앵커벽체의 기울기가 미치는 영향을 살펴보기 위해, 경사각 β (그림 1-a)의 크기를 90° , 80° 및 70° 의 3가지 경우로 가정하였으며, 지하수, 상재하중(surcharge) 및 지진하중의 영향은 고려하지 않았다. 각각의 경사도에 대해, 식(5)를 토대로 계산된 단위폭당의 요구(required) 인장력 T_i 의 값에 따른 분포

도는 그림 10에 명시되어 있다. 분석에 적용된 앵커벽체의 높이 H' 은 5.3m이고, 뒷채움 흙은 충분히 다져진 모래로 가정하였으며($\gamma_1 = 2.2t/m^3$, $\phi_1 = 40^\circ$), 10개의 앵커가 동일한 수직간격으로 설치되는 것으로 가정하였다. 그림 10의 결과를 살펴볼 때, 앵커벽체의 기울기가 증가할수록(경사각 β 값이 작을수록) 벽체의 중앙점 아래쪽으로 특히 하단부근에서 T_i 의 급격한 감소가 초래되고 있으며, 분포형태도 직선에서 포물선 형상으로 점차 변화하는 경향을 보이고 있다.

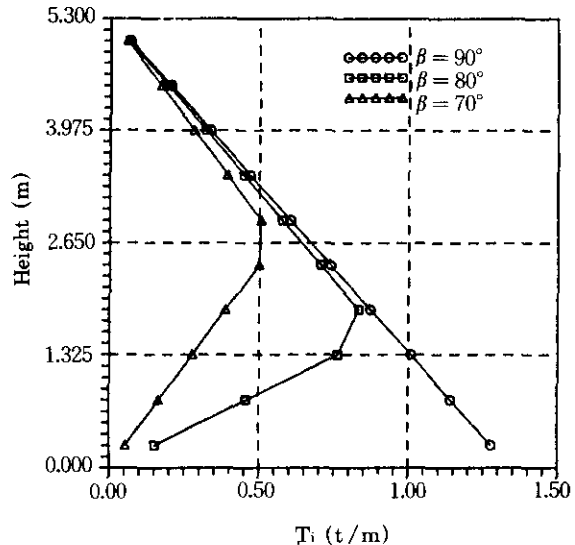


그림 10. 앵커벽체 경사각 β 에 따른 인장력 T_i 의 분포도

5. 분석 2

본 절에서는 앞의 분석 1을 통해 효율적으로 판명된 경사도 $\beta = 70^\circ$ 인 벽체(높이 $H' = 5.3m$)에 대해, 강재보강띠를 적용하는 일반 보강토벽체 공법과 본 연구에서 제시하고자 하는 앵커벽체 공법사이의 다양한 비교분석이 이루어졌으며, 결과는 다음과 같다. 본 비교분석에서 지하수, 상재하중 및 부식(corrosion)의 영

량은 고려하지 않았다.

4개의 앵커(내부각도 $\alpha = 70^\circ$, 폭 $w = 0.396\text{m}$ 이고, 두께 $t = 0.02\text{m}$ 의 원형단면을 지닌 즉 주면길이 $P_s = \pi \times 0.02\text{m} = 0.063\text{m}$ 인 삼각형 형태 앵커)를 동일한 수직간격으로 설치하는 경우, 내적안정조건을 충족시키기 위해 요구되는 최상단 앵커의 전체길이 L (그림 3)은 4.43m 이다. 그림 11에 표시된 이와같은 전체길이 $L = 4.43\text{m}$ 는 삼각형 형태 앵커자체의 수동 파괴영역이 앵커벽체 내부의 주동파괴흙층이 완전히 바깥쪽에 위치해야 한다는 조건을 충족시키는 즉 식(11)로 부터 계산된 결과($L = L_a + R_{\max}\sin(\alpha + \theta') = 3.36\text{m} + 1.07\text{m}$)이며, 뒷채움 흙의 강도정수 등 본 계산에 적용된 값들은 표 2에 명시되어 있다. 만약에 앵커 대신에, 흙-강재보강띠 사이의 마찰저항(파괴면 바깥쪽에 위치한 강재보강띠 주변에서 발휘되는)에만 의존하는 일반 보강토벽체 공법을 본 경우에 적용하는 경우(강재보강띠 4개를 앵커의 경우와 동일한 수직간격 및 수평간격으로 설치하는 경우), 내적안정조건 충족을 위해 요구되는 최상단 강재보강띠의 전체길이 L 은 59.9m (주면길이 $P_s = 0.063\text{m}$ 인 경우)로 앵커의 경우에 비해 13.5배정도 훨씬 큰 실제적으로 적용 불가능한 결과를 나타내고 있다. 이와같은 결과를 포함하여, 강재보강띠의 주면길이 P_s 를 다양하게 변화시킬 경우 각각 요구되는 최상단 강재보강띠의 전체길이 L 을 앵커의 경우와 비교한 결과는 그림 11에 도시되어 있다.

이외에도 내적안정조건을 모두 충족시키기 위해 요구되는, 삼각형 형태 앵커(각도 $\alpha =$

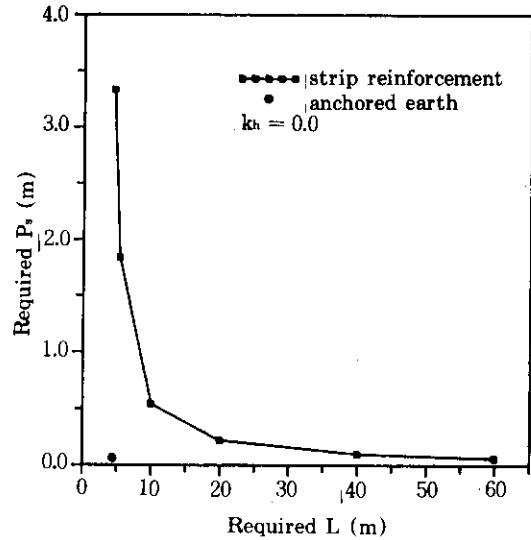


그림 11. 요구되는 보강재의 주면길이 P_s 및 전체길이 L 비교

70° , 폭 $w = 0.396\text{m}$, 두께 $t = 0.02\text{m}$ 의 원형 단면 앵커) 및 전체길이 L 이 동일한 강재보강띠($L = 5.3\text{m}$, 폭 $b = 0.065\text{m}$, 두께 $t = 0.003\text{m}$ 의 직사각형 단면 강재보강띠)의 수직방향 갯수(수평방향 설치간격 S_h 가 동일할 경우, 요구되는 수직방향 설치간격 S_v)를 조건을 달리하여 각각 계산하여 보았으며, 결과는 그림 12~14에 또한 계산에 적용된 조건 등은 표 3에 각각 명시되어 있다. 그림 12~14의 결과를 분석할 때 대체적으로, δ (흙-앵커 또는 흙-강재보강띠 사이의 마찰각), ϕ_1 및 γ_1 (뒷채움 흙의 내부마찰각 및 단위중량), k_h (수평진도)값이 클수록 앵커벽체의 효율성은 일반 보강토벽체에 비해 두드러진 경향을 보이고 있다. 이를 구체적으로 살펴보면, 앵커벽체의 경우 요구되는 S_v 값은 δ 값의 크기 변화에 따라 $0.84 \sim 1.25\text{m}$ 정도 일반 보강토벽체에 비해 더 큰 현상을 보이고 있으며, 이는 강재보강띠에 비해 훨씬 적은 갯수의 앵커설치가 요구되는 결과를 의미한다. 또한 ϕ_1 및 γ_1 값의 크기 변화에 따라서는 $0.36 \sim 1.25\text{m}$ 정도 S_v 값이 더 큰 결과를 나타내고 있다. 특히 그림 14에 표시된 지진하중시의 결

표 2. 적용된 강도정수 및 설계인장항복강도

뒷채움 흙	내부마찰각	$\phi_1 = 40^\circ$
	단위중량	$\gamma_1 = 2.2 \text{ t/m}^3$
	점착력	$c_1 = 0.0$
흙-앵커 사이의 마찰각		$\delta = \phi_1$
설계인장항복강도		$P_y' = (22971 \text{ ton/m}^2) / (FS_y = 1.5)$

과를 살펴볼 때, 수평진도 k_h 값이 0.02 이하인 경우에 앵커벽체는 5개 이하의 앵커설치로(요구되는 수직방향 설치간격 $S_v \geq 1.06\text{m}$) 충분한 내적안정성이 확보되나, 일반 보강토벽체의

경우에는 강재보강띠의 갯수가 엄청나게 많이 요구되어 실제적으로 안정성 확보에 문제가 있는 즉 앵커벽체 공법의 효율성이 더욱 두드러진 결과를 나타내고 있다. 이와같은 결과는 중요성에 비추어 볼 때, 향후 실제실험 등을 통한 추가 확인작업이 필요시 되어진다.

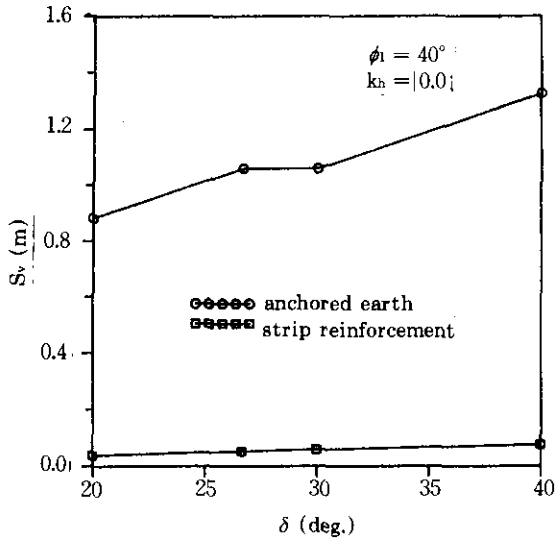


그림 12. 보강재의 수직방향 설치간격 S_v 비교 (δ 값의 변화에 따른)

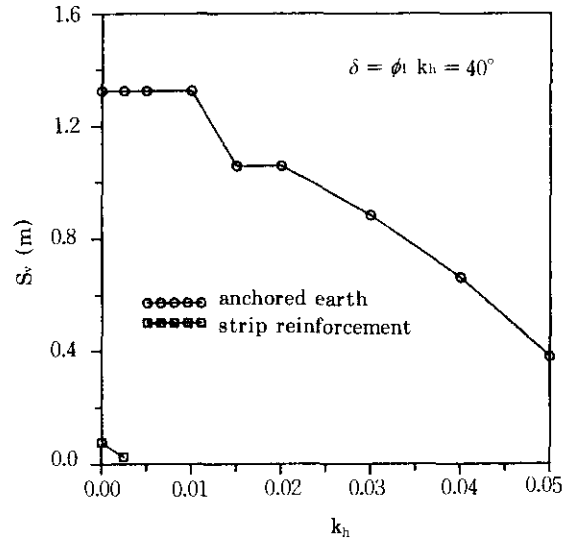


그림 14. 보강재의 수직방향 설치간격 S_v 비교 (k_h 값의 변화에 따른)

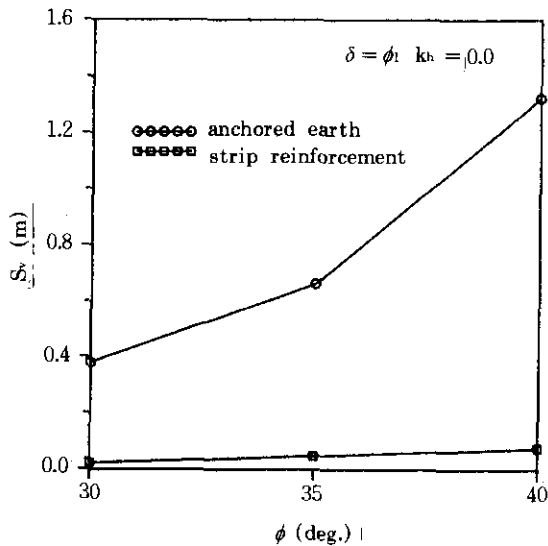


그림 13. 보강재의 수직방향 설치간격 S_v 비교 (ϕ 값의 변화에 따른)

6. 설계예

본 설계예에서는, 불안정한 상태로 판단되는 사면(그림 15에 original unstable slope로 명시된 사면이며, STABL6 프로그램을 이용한 안정해석에서 전체안전율 FS값이 간극수압계수 $r_u = 0.3$ 인 경우 1.011로 계산되어지는 사면)의 보강을 위해 앵커벽체 공법의 적용을 시도하고자 한다. 구체적으로 사면의 경사도를 낮추어 안정성을 확보하는 공법과의 비교를 통해, 선단(toe) 부근에 앵커 또는 페타이어 벽체를 설치하는 본 연구 앵커벽체 공법의 효율성을 분석 검토하고자 하며, 본 설계예에서 지진 하중의 영향은 고려하지 않았다.

표 3. 적용된 분석조건

설계인장항복강도	$P_y' =$ 표 2와 동일
뒷채움 흙의 강도정수	내부마찰각 $\phi_1 = 30^\circ$, 단위중량 $\gamma_1 = 2.0 \text{ t/m}^3$, 점착력 $c_1 = 0.0$
	내부마찰각 $\phi_1 = 35^\circ$, 단위중량 $\gamma_1 = 2.1 \text{ t/m}^3$, 점착력 $c_1 = 0.0$
	내부마찰각 $\phi_1 = 40^\circ$, 단위중량 $\gamma_1 = 2.2 \text{ t/m}^3$, 점착력 $c_1 = 0.0$
흙-앵커(흙-강재보강띠) 사이의 마찰각	$\delta = \phi_1/2, 2\phi_1/3, 3\phi_1/4, \phi_1$
수평진도	$k_h = 0.0, 0.0025, 0.005, 0.010, 0.015, 0.020, 0.03, 0.04, 0.05$

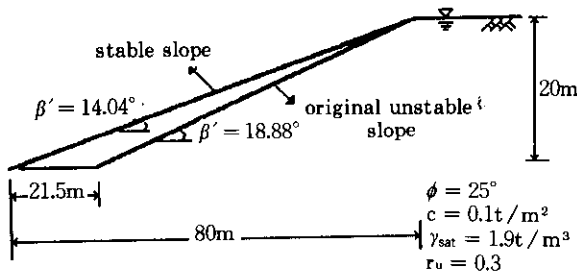


그림 15. 불안정한 사면 및 경사도를 낮춘 사면

경사도를 낮추어 조절한 경우 즉 그림 15에 stable slope로 명시된 사면의 경우, STABL6 프로그램을 이용한 안정해석에서 전체안전율 FS값이 간극수압계수 $r_u = 0.3$ 인 경우 1.35로 계산되어지며, 따라서 사면의 경사도 β' 을 14° 정도 이하로 낮추어야만 안전을 기준⁹⁾(FS ≥ 1.3)에 충족됨을 알 수 있다. 이와같이 경사도 β' 을 14° 정도 이하로 낮추기 위해서는, 원래의 불안정한 사면 선단으로부터 최소한 21.5m 정도 바깥쪽에 사면 선단이 위치되어야 하는 즉 채워야 될 흙의 양, 공사비 및 공사기간이 엄청나고 만약 인접해서 구조물 또는 도로 등이 존재할 경우 현실적으로 적용 불가능한 결과를 나타내고 있다.

이와 같은 문제점의 해결을 위해 앵커벽체 공법을 적용하여 보았으며(그림 16), 앵커벽체 내부 뒷채움 흙의 강도정수 등은 표2의 경우와 동일하게 가정하였고, 또한 앵커벽체 뒤쪽에 설치될 배수층 이외의 모든 채움재료는 원지반

의 흙을 이용하는 것으로 가정하였다. 본 연구에서 제시된 안정해석법을 토대로 한(침투수압의 영향을 포함하여) 설계 검토결과를 정리하면 다음과 같다.

그림 16에 명시된 경사도 $\beta = 70^\circ$, 높이 $H' = 8.0\text{m}$ 의 벽체 내부에 10단의 삼각형 형태 앵커(내부각도 $\alpha = 70^\circ$, 폭 $w = 0.5\text{m}$, 두께 $t = 0.02\text{m}$ 의 원형단면 앵커, 그림 1-b 참조)를 동일한 수직간격 $S_v = 0.8\text{m}$ 로 설치하는 것으로 가정한 다음, 본 연구 안정해석법을 토대로 한 내적안정검토가 우선 수행되었다. 검토결과, 내적안정조건을 충족시키기 위해 요구되는 최상단 앵커($i = 10$)의 전체길이 L 은 6.85m이고, 이와같은 전체길이 $L = 6.85\text{m}$ 는 삼각형 형태 앵커자체의 수동파괴영역이 앵커벽체 뒷채움 흙내부의 주동파괴면 완전히 바깥쪽에 위치해야 한다는 조건을 충족시키는 즉 식(11)로부터 계산된 결과($L = L_a + R_{\max}\sin(\alpha + \theta') = 5.5\text{m} + 1.35\text{m}$)이다. 또한 수평방향 설치간격 S_h 는 앵커 위치 i 에 따라서 다르게 계산되며, 결과는 표 4에 정리되어 있다. 표 4의 결과에서 앵커벽체의 중앙점 부근($i = 5, 6$) S_h 값이 특히 작은 이유는, 그림 10에 명시된 바와 같이 경사도 $\beta = 70^\circ$ 인 벽체의 경우 단위폭당 요구 인장력의 크기가 중앙점 부근에서 특히 큰 데 있다. 본 예에서는, 인접 구조물 또는 도로 등이 존재할 경우를 감안하여 설치될 앵커벽체의 선단(그림 16에서 좌표 $x = 0.0, z = 0.0$ 인 지점)을 원래의 불안정한 사면(그림 15)

과 일치시켰다.

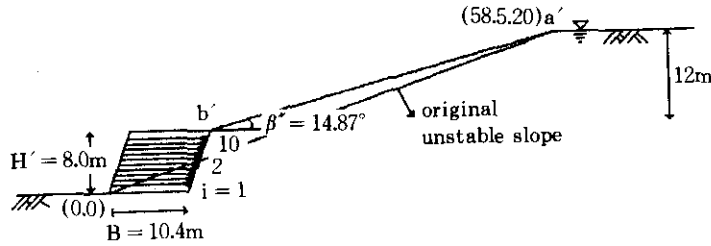


그림 16. 앵커 또는 페타이어 벽체 보강사면 설계에

표 4. 앵커 및 페타이어의 수평방향 설치간격 S_h

위 치 (그림 16)	S_h (m)	
	앵커	페타이어
i = 1	7.82	6.88
2	7.82	4.15
3	7.50	2.47
4	5.42	1.77
5	4.19	1.38
6	4.09	1.38
7	5.31	1.77
8	7.50	2.47
9	7.82	4.15
10	7.82	6.88

또한 이와같은 앵커벽체 자체의, 활동, 전도 및 지지 모두에 대한 외적안정검토는 본 연구 2.1절 방법에 의해 수행되었으며, 표 5의 결과를 통해 모두 충족됨을 알 수 있다(표 5에서 침투수압을 고려하는 경우 활동에 대한 안전조건은 $FS_a \geq 1.5$ 로 가정하였음). 여기서 외적안정충족을 위해 요구되는 앵커벽체의 폭 $B = 10.4\text{m}$ 는, 내적안정을 만족시키기 위해 요구되는 최상단 앵커의 전체길이 $L = 6.85\text{m}$ 보다는 3.55m 정도 더 큰 값에 해당된다. 그림 16에 명시된 앵커벽체 설계예의 경우, 외적 및 내적 안

정조건외의 충족여부 이외에도, 앵커벽체 위쪽의 경사면 a'b' 자체의 안정성 여부가 문제시 될 수도 있으므로 이에 대한 추가검토가 STABL6 프로그램을 이용해 수행되었으며, 해석결과 안전측으로 확인되었다(간극수압계수 $r_u = 0.3$ 인 경우 전체안전을 $FS = 1.31 \geq 1.3$).

표 5. 외적안정 검토결과

FS_a	FS_b	e	B/6	비 고
1.78	3.6	0.75	1.73	FS_a = 활동에 대한 안전율 FS_b = 지지에 대한 안전율 e = 편심 거리

또한 삼각형 형태 앵커 대신에 페타이어를 앵커로 활용하는 경우, 이에 대한 내적 안정검토가 본 연구 2.2.2절 방법을 토대로 수행되었다. 페타이어를 활용하는 경우에도 벽체자체의 크기는 외적안정조건 충족을 위해서, 그림 16과 동일한 벽체 폭 $B = 10.4\text{m}$ 가 요구되어진다. 또한 페타이어의 지름 D 및 두께 t'은 타이어 종류에 따라 달라지게 되나, 본 설계예의 경우에는 안전측에서 조사된 비교적 작은 크기의 타이어에 해당되는 $D = 0.5\text{m}$ 및 $t' = 0.12\text{m}$ 를 적용하였다. 페타이어의 경우는, 두께 t'의 크기가 삼각형 형태 앵커에 비해 크고 또한 주변 전단저항의 영향이 일부 포함되어지는 결과적

으로 수동저항력이 앵커에 비해 다소 크게 예측되는 (식(15) 및 그림 7 참조)장점이 있긴 하나, 전면(face) 타이어^{3, 10)}와 연결되는 벨트의 인장항복강도(사용되는 벨트의 재질에 따라 달라지게 되나, 본 예에서는 토목섬유제품 재질에 관련된 자료를 조사 분석하여 강봉앵커의 1/3 정도로 가정하였다)가 강봉앵커에 비해 작다는 사실 때문에, 수평방향으로의 페타이어 설치갯수가 앵커의 경우에 비해 늘어나는 (즉 수평방향 설치간격 S_h 값이 줄어드는)경향을 앞의 표 4를 통해 알 수 있다. 또한 내적안정조건의 충족만을 위해 요구되는 최상단 페타이어의 전체길이 L 은 6.67m로서, 삼각형 형태 앵커에 비해 0.18m 정도 감소한 길이에 해당된다.

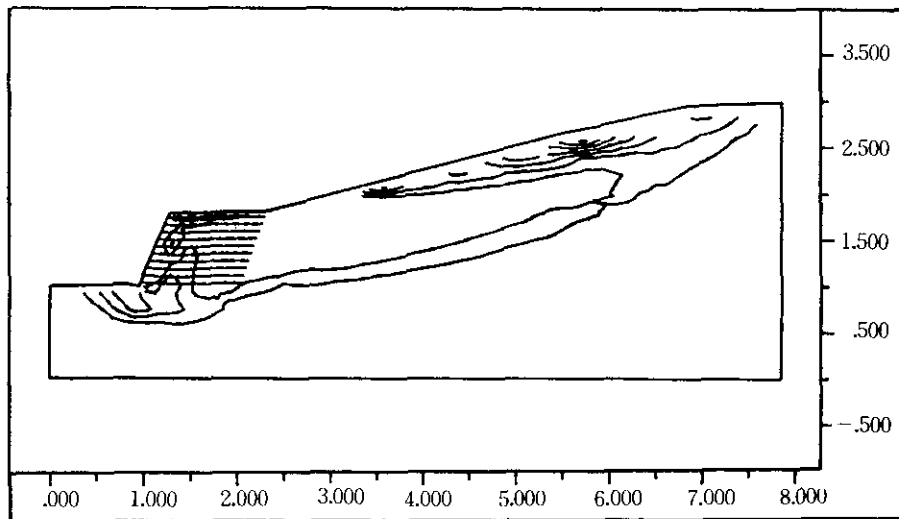
여기서 표 4에 명시된 앵커의 수평방향 설치간격 S_h 는, 앵커벽체 전면부에서 예상되는 x-방향 변위에 대한 검토를 토대로 필요시 추가수정이 요구되어진다. 본 설계예의 경우 이에 대한 검토가 FLAC 프로그램을 이용해 이루어졌으며, S_h 의 크기에 따라 계산된 x-방향 예상최대변위 δ_{max} (앵커벽체 최상단에서 발생되었음)

는 표 6에 명시되어 있다. 앵커벽체 높이 $H' = 8.0m$ 의 0.3% 정도를 허용기준(Soil Nailing 벽체에 적용되는 허용기준⁷⁾)으로 설정할 경우, 앵커의 수평방향 설치간격 S_h 는 2.0m로 최종 확정되어진다. 이외에도 본 연구에서 접근한 안정해석의 방향은, FLAC 프로그램 최대전단 변형을 출력결과와 대체적으로 부합되는 경향을 보이고 있다(그림 17).

표 6. x-방향 예상최대변위 δ_{max} (FLAC 프로그램 계산결과)

S_h (m)	δ_{max} (mm)	$\frac{\delta_{max}}{H'} \times 100(\%)$
1.0	2.243	0.28
1.5	2.293	0.29
2.0	2.383	0.30

앞에서 제시된 본 설계예의 안정성 검토는, 파괴면 바깥쪽에 위치한 앵커(또는 페타이어)와 주변흙 사이의 마찰저항 효과를 전혀 포함



(*10)

그림 17. FLAC 프로그램 최대전단변형을 출력결과

하지 않고, 단지 앵커(또는 페타이어)의 수동 저항력만 고려한 점을 감안할 때, 실제적인 안정성은 본 계산결과보다 다소 클 것으로 예상되어진다.

7. 결 론

본 연구에서는, 앵커 또는 페타이어 벽체로 보강된 사면전체의 외적안정해석법 제시가 이루어졌으며, 또한 벽체자체의 내적안정검토를 위해 앵커 또는 페타이어에서 발휘가 예상되는 수동저항력 계산식을 제시하였다. Murray 인발실험결과와의 비교를 통해 제시된 수동저항력 계산식의 적합성 확인 및 강재보강띠를 적용하는 일반 보강토벽체 공법과 설계상의 장점 비교 등이 이루어졌다. 최종적으로는 앵커 또는 페타이어 벽체가 설치된 보강사면 설계예를 제시하여 이에 대한 안정검토 및 결과분석을 본 연구의 안정해석법을 토대로 수행하였으며, 경사도를 낮추는 공법과의 비교를 통해, 앵커 또는 페타이어 벽체 공법의 효율성을 확인하였다.

감사의 글

본 연구는 한국과학재단 1992년도 일반기초연구비 지원에 의하여 수행된 결과(KOSEF 921-1300-007-1)의 일부이며 동 재단에 감사드리는 바이다.

참 고 문 헌

1. Cooper, M. R.(1986), "Deflections and Failure Modes in Dry-Stone Retaining Walls," Ground Engineering, pp. 28-31

2. Dalton, D. C.(1980), "Reinforced Earth versus Multi-Anchor Structures," Ground Engineering, pp. 40-41.
3. Dalton, D. C.(1982), "Tyre Retaining Wall on the M62," Ground Engineering, pp. 41-43.
4. Das, B. M.(1987), Theoretical Foundation Engineering, Elsevier Science Publishing Co. Inc.
5. Jones, C.J.F.P. et. al.(1985), "First Application of Anchored Earth," Proc. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. III, pp. 1709-1712.
6. Kim, H.T.(1984), Development of Lateral Earth Pressures along a Pile subjected to Lateral Loading in Cohesionless and Cohesive Soils, Master's Thesis, Univ. of Notre Dame, U.S.A.
7. Mitchell, J.K. and Villet, W.C.B(1987), Reinforcement of Earth Slopes and Embankments, National Cooperative Highway Research Program Report 290.
8. Stuart, J.G.(1962), "Interference between Foundations with Special Reference to Surface Footing on Sand," Geotechnique, pp. 15-22.
9. 건설부 제정 구조물기초설계기준 해설(1986), 대한토질공학회, pp. 358.
10. 김홍택(1991), 페타이어를 이용한 토류구조물에 관하여, 한국지반공학회지 신공법소개.
11. 김홍택(1992), 새로운 보강석축의 안정해석에 관한 연구, 한국과학재단 결과보고서.
12. 김홍택, 강인규(1992), "보강석축의 안정해석 및 설계," 대한토목학회 논문집, 제 12권 제 2호, pp. 239-253.

(접수일자 1994. 1. 20)