

# 쏘일네일링의 세 가지 파괴모드를 고려한 설계 최적화에 대한 연구

## Optimization of Soil-Nailing Designs Considering Three Failure Modes

서 형 준<sup>1</sup> Seo, Hyung-Joon

이 강 현<sup>2</sup> Lee, Gang-Hyun

박 정 준<sup>3</sup> Park, Jeong-Jun

이 인 모<sup>4</sup> Lee, In-Mo

### Abstract

Soil-nailing is the most popular method of reinforcing for slope stability. In general, two factors are considered as failure modes during the soil-nailing design stages: pullout failure mode and shear failure mode that will occur on the most probable failure plane. In many cases, however, shallow failure can also occur when the ground near the slope face is swept away by the horizontal stress release during the staged top-down excavation. In this paper, an optimized soil-nailing design methodology is proposed by considering the three failure modes mentioned above: pullout failure; shear failure; and shallow failure. The variables to be optimized include the bonded length and number of soil-nailings, and the confining pressure that should be applied at the slope face. The procedure to obtain the optimized design variables is as follows: at first, optimization of soil-nailings, i.e. bonded length and number, against pullout and shear failure modes; and then, optimization of confining pressure at each excavation stage that is needed to prevent shallow failure. Since the two processes are linked with each other, they are repeated until the optimized design variables can be obtained satisfying all the constrained design requirements in both of the two processes.

### 요 지

쏘일네일링 공법은 흙막이 또는 사면안정을 위해서 가장 많이 사용되는 공법이다. 일반적으로 쏘일네일링 공법의 설계에서는 인발에 의한 파괴와 전단에 의한 파괴를 고려한다. 쏘일네일링의 파괴거동은 인발파괴와 전단파괴와 같이 파괴면을 가지면서 사면이 무너지는 경우도 발생하지만 굴착에 의해서 사면 표면의 수평응력이 감소함에 따라 점점 표면이 쓸려가는 얇은 파괴에 의해서 파괴에 이르는 경우가 실제 현장에서 자주 발생하게 된다. 따라서 쏘일네일링의 파괴거동을 크게 인발파괴, 전단파괴, 그리고 얇은파괴로 나누어 정의하였다. 본 논문에서는 각각의 파괴모드에 대한 제약조건을 이론적으로 산정하였다. 또한 각각의 파괴를 막기 위한 설계 최적화를 실시하였으며, 네일링의 정착길이, 개수, 그리고 얇은파괴를 막기 위한 전면에서의 최소 구속압을 설계변수로 두어 최적화 과정을 진행하였다. 최적화 과정은 먼저 네일링의 정착길이와 인장력을 설계변수로 하여 인발파괴 및 전단파괴에 대하여 최적화를 실시한다. 다음으로 각 굴착단계별 사면의 표면에서 얇은파괴를 막기 위한 최소의 구속압을 산정한 후 최적화를 반복수행하여 각각의 설계 변수를 산정하게 된다. 이와 같은 설계 최적화 프로그램을 통해서 인발파괴와 전단파괴만을 고려하는 기존의 설계 시스템에서 프리스트레스까지 산정할 수 있게 되었다.

1 비회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ.)

2 비회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ.)

3 비회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 박사과정 (Graduate Student, School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ.)

4 정회원, 고려대학교 건축·사회환경공학부 교수 (Prof., School of Civil, Environmental and Architectural Engineering, Korea Univ., Tel: +82-2-3290-3314, Fax: +82-2-926-2993, inmolee@korea.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.



길이,  $s_{min}$ 은 네일의 최소 설치간격,  $W_{tot}$ 는 파괴면에서의 전체 토체 하중,  $L$ 은 굴착 종방향 길이,  $H$ 는 굴착깊이, 그리고  $D$ 는 상부에서 파괴 깊이를 나타낸다.

## 2.1 인발파괴에 대한 제약조건

쏘일네일링은 지반을 천공한 후 그라우팅을 실시하여 Fig. 3a에서 보는 것과 같이 지반과 그라우팅 사이의 주면마찰력에 의해서 사면안정을 이루게 된다. 하지만 보강재의 인장하중이 충분한 가운데 주면마찰력보다 과도한 토체하중이 발생하게 되면 네일이 지반에서 빠져

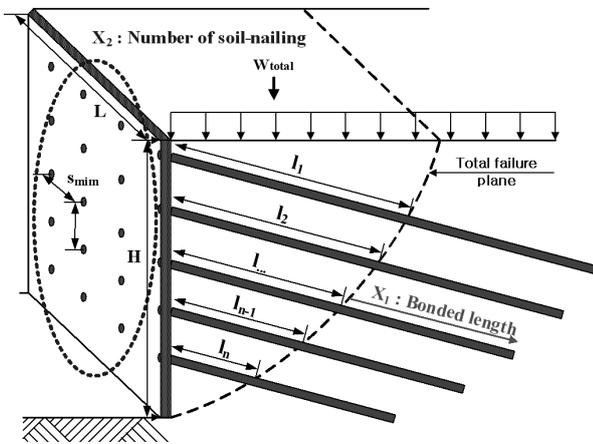


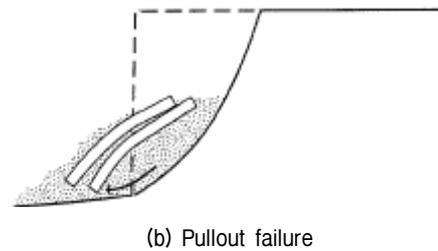
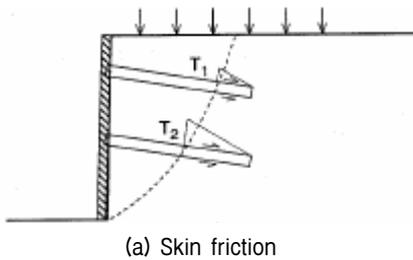
Fig. 2. Design variables in optimization of soil-nailing designs

나오게 되는 인발파괴가 발생하게 된다(Fig. 3b 참조).

인발파괴를 이론적으로 규명하기 위해서 파괴면에서의 거동특성을 분석하였으며, 인발파괴는 크게 세 단계로 나누어서 진행된다. 먼저 Fig. 4a에서 보는 것과 같이 토체에 작용하는 하중에 대해 지반이 자체적으로 저항하게 된다. 만약 지반이 자체적으로 사면안정을 이루게 되면 별도의 보강이 필요하지 않게 되며, 그렇지 않을 경우 쏘일네일링 또는 앵커와 같이 보강공법이 적용된다. 쏘일네일링으로 보강을 실시하게 되면 Fig. 4a에서 보는 것과 같이 지반의 저항성분( $c, \phi$ )에 의해 남은 잔여토체 하중에 대해 주면마찰력이 저항하게 된다. 본 논문에서는 Wang과 Richwien(2002)이 제안한 주면마찰 이론을 적용하였으며, 주면마찰력( $\tau_f$ ) 식은 (1)과 같다.

$$\tau_f = \frac{f}{1 - [2(1 + \nu)/(1 - 2\nu)(1 + 2K_0)]f \tan \psi} \sigma_m \quad (1)$$

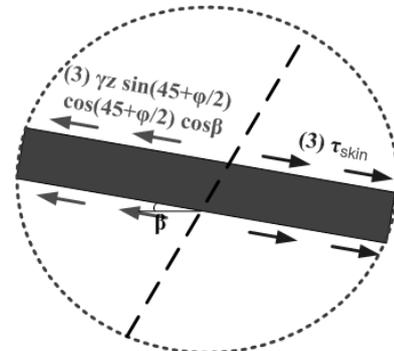
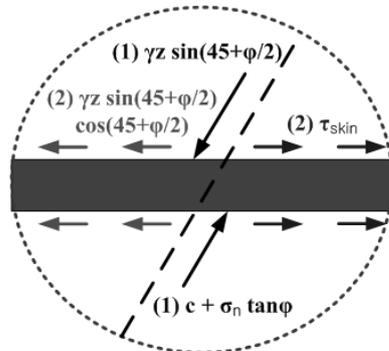
여기서,  $f$ 는 마찰계수로  $\tan \phi$ ,  $\nu$ 는 포아송비,  $K_0$ 는 토압계수,  $\psi$ 는 팽창각, 그리고  $\sigma_m$ 은 그라우팅에 수직으로 작용하는 평균연직응력을 나타낸다. 마지막으로 Fig. 4b에서 보는 것과 같이 네일링이 설치되는 각도를 고려하게 된다. 세 가지 단계를 모두 고려하게 되면 전체 파괴면에서의 토체하중과 인발저항과의 관계식이 식 (2)와 같이 나타낼 수 있으며, 식 (2)는 인발파괴의 제약조건( $g_1(X)$ )



(a) Skin friction

(b) Pullout failure

Fig. 3. Behavior of pullout failure



(a) Resistance factors of ground itself and skin friction

(b) Constructing angle of soil-nailing

Fig. 4. Analysis of pullout failure in total failure plane

이 된다. 여기서,  $F.S.$ 는 안전율,  $\beta$ 는 네일 설치각도를 나타낸다.

$$g_1(X) = \left( W_{tot} \sin(45 + \frac{\phi}{2}) - \frac{cL \frac{H}{\sin(45 + \frac{\phi}{2})} \tan\phi + W_{tot} \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \tan\phi}{F.S.} \right) \times \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \times \cos\beta - \frac{f}{1 - [2(1+\nu)/(1-2\nu)(1+2K_0)] f \tan\psi} \sigma_m \frac{D\pi X_1 X_2}{F.S.} \leq 0 \quad (2)$$

## 2.2 전단파괴에 대한 제약조건

쏘일네일링은 철근 및 기타 인장력을 가진 다양한 재료를 보강재로 사용한다. 사면의 전체 파괴면에서 전단 파괴가 발생할 때 보강재는 Fig. 5a에서 보는 것과 같이 인장저항을 하게 된다. 하지만 주면마찰력이 충분한 가운데 보강재의 인장력보다 과도한 토체하중이 발생하게 되면 보강재가 끊어지게 되는 전단파괴가 발생하게 된다(Fig. 5b 참조). 전단파괴는 Fig. 5c에서 보는 것과

같이 가상의 파괴면에서 작용하게 된다. 토체의 하중이 네일에 작용하게 되면 가상의 파괴면에서 지반의 변위가 발생하게 된다. 만약 적용되는 지반이 암반과 같이 취성적인 거동을 보이는 지반이라면 보강재는 전단에 의해서 파괴가 발생하지만 일반적으로 쏘일네일링이 시공되는 지반은 유동성이 있는 토사지반이기 때문에 흙이 쓸려 내려오면서 보강재를 잡아당기는 거동을 하게 된다. 따라서 본 논문에서는 전단파괴에 의한 보강재의 거동을 전단거동으로 보지 않고 인장거동으로 본다.

전단파괴의 거동은 Fig. 6에서 보는 것과 같이 크게 두 단계로 나누어서 해석할 수 있다. 먼저 Fig. 6a에서 보는 것과 같이 지반에 의해서 저항하게 된다. 여기서 잔여 토체 하중 만큼을 보강재의 인장력에 의해서 저항하게 되며, 이를 나타내면 식 (3)과 같다. 식 (3)은 전단 파괴에 의한 제약조건이 된다.

$$g_3(X) = \left( W_{tot} \sin(45 + \frac{\phi}{2}) - \frac{cL \frac{H}{\sin(45 + \frac{\phi}{2})} \tan\phi + W_{tot} \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \tan\phi}{F.S.} \right) - \frac{T_{yield} X_2}{F.S.} \leq 0 \quad (3)$$

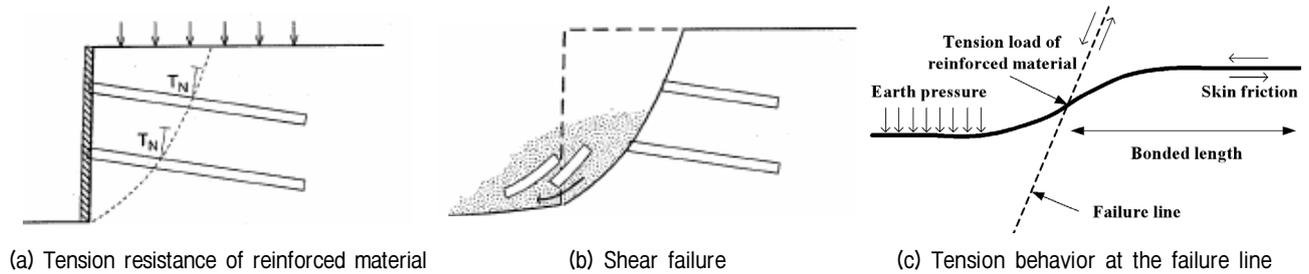


Fig. 5. Behavior of shear failure

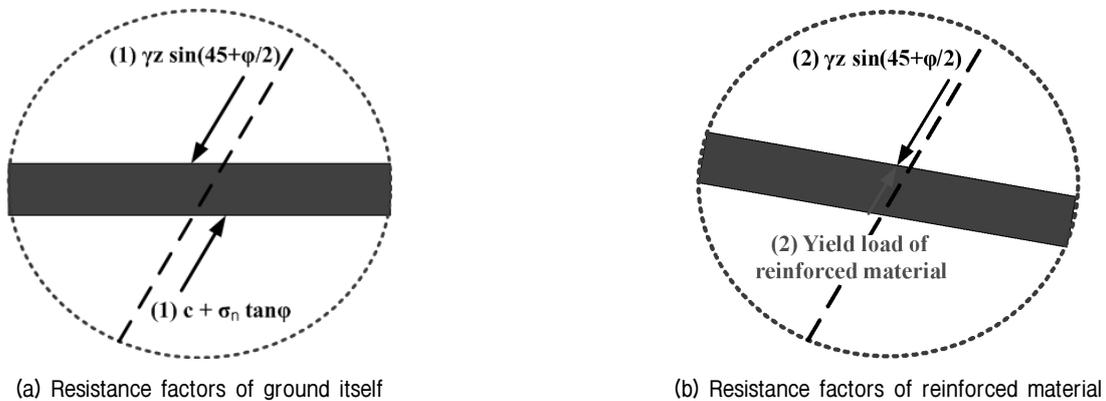


Fig. 6. Analysis of shear failure in total failure plane

여기서,  $T_{yield}$ 는 보강재의 항복하중이다.

### 2.3 얇은파괴에 대한 제약조건

인발파괴와 전단파괴는 전체 굴착 후 파괴면에서의 안정성을 검토하게 되지만 얇은파괴는 Fig. 7a와 7b에서 보는 것과 같이 굴착하는 과정에서 얇은파괴면이 변화하게 된다. 굴착을 함과 동시에 굴착면에서의 수평응력은 '0'이 되고 이에 따라 굴착면에서는 얇은파괴가 발생하게 된다. 따라서 얇은파괴면 안에서 작용하는 네일링의 부착력이 얇은파괴면의 안에서 발생하는 토체의 하중 성분보다 더 커야 한다. 만약 부착력이 얇은파괴의 토체하중보다 작을 경우는 프리스트레스와 같이 전면에서 구속을 할 수 있는 별도의 구속압이 필요하게 된다. 각각의 굴착단계마다 이러한 프리스트레스 하중을 따로 산정해 주어야 하며, Fig. 7c에서 보는 것과 같

이 최종굴착이 끝난 후에는 얇은파괴 뿐만 아니라 인발파괴 및 전단파괴도 고려하여 사면의 안정성을 판단해야 한다.

얇은파괴를 방지하기 위해서는 네일링의 부착력뿐만 아니라 추가적으로 굴착면에서 구속압을 가해야 한다. 일반적으로 얇은파괴와 지반의 초기변위를 억제하기 위해서 쏘일네일링 또는 앵커 공법에서는 프리스트레스를 가하게 된다. 하지만 각각의 프리스트레스 하중을 지반 및 시공조건을 고려하지 않고 일괄적으로 보강재의 항복하중의 절반정도로 적용하기 때문에 실제 가해주어야 하는 구속압보다 더 큰 하중을 주는 경우가 많다. 따라서 본 논문에서는 적절한 프리스트레스 하중을 산정할 수 있도록 이론적인 검토를 실시하였다. Fig. 8에서 보는 것과 같이 먼저 첫 번째 굴착을 실시하게 되면 굴착깊이에 따라 얇은파괴면이 발생하게 된다. 먼저 얇은파괴면에서 지반 자체성분에 의해 저항하게 되며, 잔여 토체하

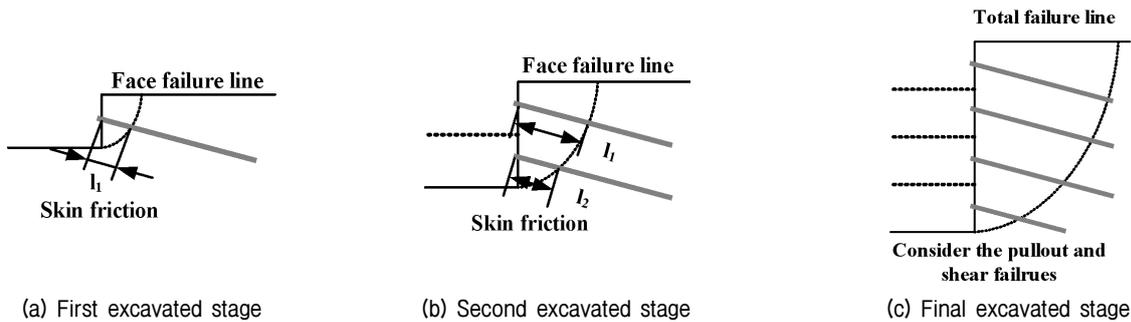


Fig. 7. Change of face failure line at each excavated stage

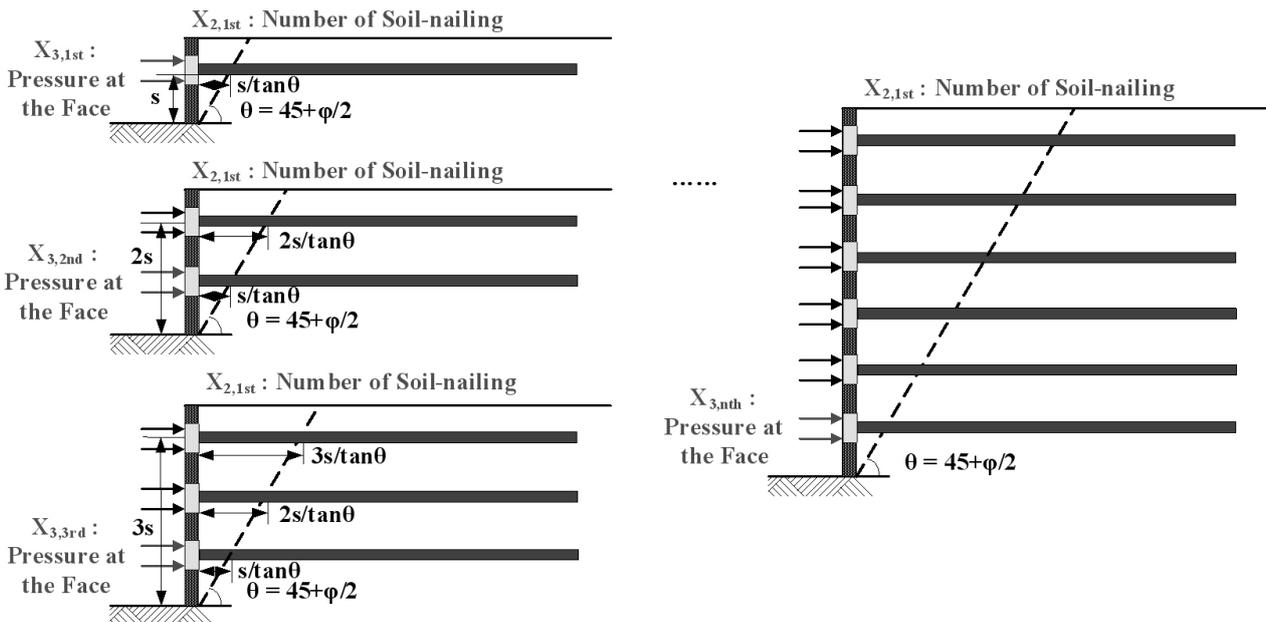


Fig. 8. Estimation of confining stress at each excavated stage

중은 네일의 파괴면 안쪽의 부착력에 의해서 저항하게 된다. 만약 지반저항성분과 네일링의 부착력에 의해서 얇은파괴를 방지할 수 있으면 별도의 구속압이 필요하지 않지만 그렇지 않은 경우 잔여 토체하중에 대해 저항하기 위한 구속압이 필요하다. 1단계 굴착에 의한 구속압 산정식은 다음과 같다.

$$h_1(X) = \left( W_{tot} \sin \theta - \frac{cL \frac{H}{\sin \theta} \tan \phi + W_{tot} \cos \theta \tan \phi}{F.S.} \right) \times \cos \theta \times \cos(\beta) - \frac{\tau D \pi \frac{s}{\tan \theta} X_{2,1st}}{F.S.} - X_{3,1st} \times X_{2,1st} = 0 \quad (4)$$

여기서,  $X_{3,1st}$ 는 1단계 굴착에서의 구속압,  $X_{2,1st}$ 는 1단계 굴착에서의 네일링 개수로 인발파괴와 전단파괴의 최적화 과정에서 산정되며,  $s$ 는 시공 간격을 나타낸다. 1단계에서의 구속압이 산정되면 2단계에서는 얇은파괴면에서 발생하는 토체하중에 지반의 저항성분, 1단계와 2단계에서의 파괴면 안쪽에 작용하는 네일의 부착력, 그리고 1단계에서 가해진 구속압을 뺀 후 잔여 하중이 발생하게 되면 이에 대응하는 구속압을 2단계에서 가해 주어야 한다. 이러한 과정을 반복수행하여  $n$ 단계까지 거치게 되면 각 굴착단계별로 구속압을 산정할 수 있게 되며, 이를 나타내는 일반식은 식 (5)에 나타나 있다.

$$h_n(X) = \left[ \left( W_{tot} \sin \theta - \frac{cL \frac{H}{\sin \theta} \tan \phi + W_{tot} \cos \theta \tan \phi}{F.S.} \right) \times \cos \theta \times \cos(\beta) - \frac{\tau D \pi \frac{\left( \frac{n(n+1)}{2} - 1 \right) s}{\tan \theta} X_{2,1st}}{F.S.} - \sum_{(n-1)}^1 X_{3,nth} \times X_{2,1st} - \frac{\tau D \pi \frac{s}{\tan \theta} X_{2,nth}}{F.S.} - X_{3,nth} \times X_{2,nth} = 0 \quad (5)$$

본 논문에서는 얇은파괴를 막기 위한 구속압을 굴착 단계별로 산정하였다. 따라서 각 굴착 층별로 프리스트레스와 같은 구속압이 다르게 산정된다. 하지만 시공상의 용이성을 생각하여 구속압을 평균하여 각 층에서 동일하게 주는 것이 적당하다. 이는 일반적으로 상층에서 하층으로 갈수록 구속압이 증가하기 때문에 가능하다. 따라서

구속압은 식 (6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$X_{3,avg} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_{n-1} + X_n}{n} \quad (6)$$

프리스트레스 하중은 반드시 보강재의 항복하중보다는 작게 산정되어야 한다. 과한 프리스트레스 하중을 가하게 되면 초기의 지반변위억제에는 도움이 되겠지만 가한 하중만큼 보강재의 인장력이 감소하여 장기적으로 전체 사면의 안정성에 있어서는 불안전 요소로 작용한다. 따라서 본 논문에서 제안한 프리스트레스 하중만을 가하게 되면 얇은파괴를 방지할 수 있을 뿐만 아니라 최소한의 보강재의 인장력을 사용하게 되어 장기적인 사면의 안정성에도 도움이 된다.

## 2.4 시공조건에 따른 제약조건

전체파괴면에 의해서 인발파괴와 전단파괴에 대한 제약조건을 선정하였으며, 또한 시공조건에 따라 추가적인 제약조건이 발생하게 된다. 먼저, 네일링을 시공할 때 적어도 네일링의 가상의 파괴면 바깥쪽으로 시공이 되어야 한다. 즉, 식 (7)에서 보는 것과 같이 정착장 길이가 적어도 '0'보다는 커야된다.

$$g_2(X) = X_1 > 0 \quad (7)$$

쏘일네일링은 그라우팅 방식에 따라 1공당 보강영역이 달라지게 된다. 즉, 압력식 쏘일네일링과 같이 가압그라우팅을 실시하게 되면 가압에 의해 영향을 주는 반경이 증가하게 되어 설치간격(C.T.C)이 증가하게 된다. 반대로 중력식 그라우팅을 실시하게 되면 1공당 보강영역이

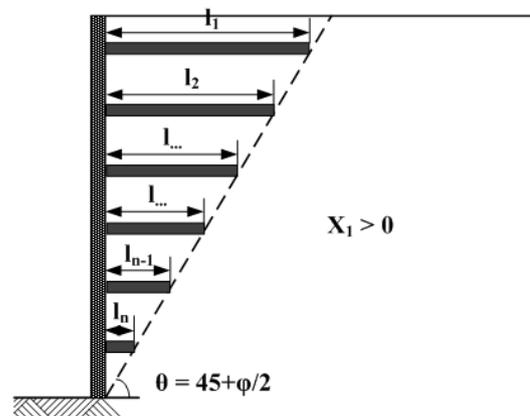


Fig. 9. Constrained condition of minimum bonded length

압력식 쏘일네일링에 비해 줄어들기 때문에 설치간격이 감소하게 된다. 따라서 이에 대한 제약조건이 필요하며, 이를 나타내면 식 (8)과 같다.

$$g_4(X) = X_2 \leq L/s_{\min} \times H/s_{\min} \quad (8)$$

### 3. 세 가지 파괴모드에 대한 설계 최적화

본 논문에서는 전체파괴면에 의해서 인발파괴와 전단 파괴에 대한 제약조건을 산정하였으며, 또한 시공조건에 따라 추가적인 제약조건을 산정하였다. 주어진 네 가지의 제약조건을 통해서 전체파괴면에 대한 최적화를 실시할 수 있으며, 쏘일네일링 설계 최적화의 과정은 Fig. 10에 나타나 있다. 설계변수는 네일링의 정착장 길이( $X_1$ )와 개수( $X_2$ )로 목적함수를 식 (9)와 같이 나타낼 수 있다.

$$f(X) = \left( \frac{l_1 + l_2 + \dots + l_{n-1} + l_n}{n} + X_1 \right) X_2 \quad (9)$$

목적함수를 제약조건을 통해서 최적화를 실시하게 되면 Fig. 11a와 같이 전체파괴면에 대한 설계변수의 상

한경계(Upper Boundary)와 하한경계(Lower Boundary)를 나타낼 수 있다. 따라서 네일링의 정착장 길이와 개수를 경계상에서 설계자는 선정할 수 있으며, 전체 굴착지반에 맞게 배치하게 되면 설치간격 또한 설계할 수 있다. 따라서 여기서 정해진 설치 간격과 개수를 통해 각 굴착 단계별 설치 개수를 산정할 수 있다. 전체파괴면의 최적화 과정에서 산정된 네일링의 개수를 식 (5)에 대입하게 되면 각 굴착 단계별 프리스트레스를 산정할 수 있게 된다. 프리스트레스 하중은 삽입된 보강재의 인장하중보다는 작게 산정되어야 하며, 만약 인장하중보다 큰 하중이 산정된다면 앞단계로 돌아가서 앞단계에서 가해지는 프리스트레스 하중을 증가시켜야 한다. 이러한 과정을 반복수행하게 되면 각각의 굴착단계에서 프리스트레스 하중을 산정할 수 있다.

프리스트레스는 보강재를 인장하여 지반을 다지는 방식으로 프리스트레스를 가하는 만큼 저항할 수 있는 보강재의 인장력은 감소하게 된다(Fig. 12 참조). 따라서 전단파괴의 제약조건이 변화하게 되며, 식 (3)에서 보강재의 인장하중( $T_{yield}$ )이 보강재의 잔여하중( $T_{residual}$ )으로 바뀌게 된다(식 (10) 참조). 전체파괴면에 대한 제약조건

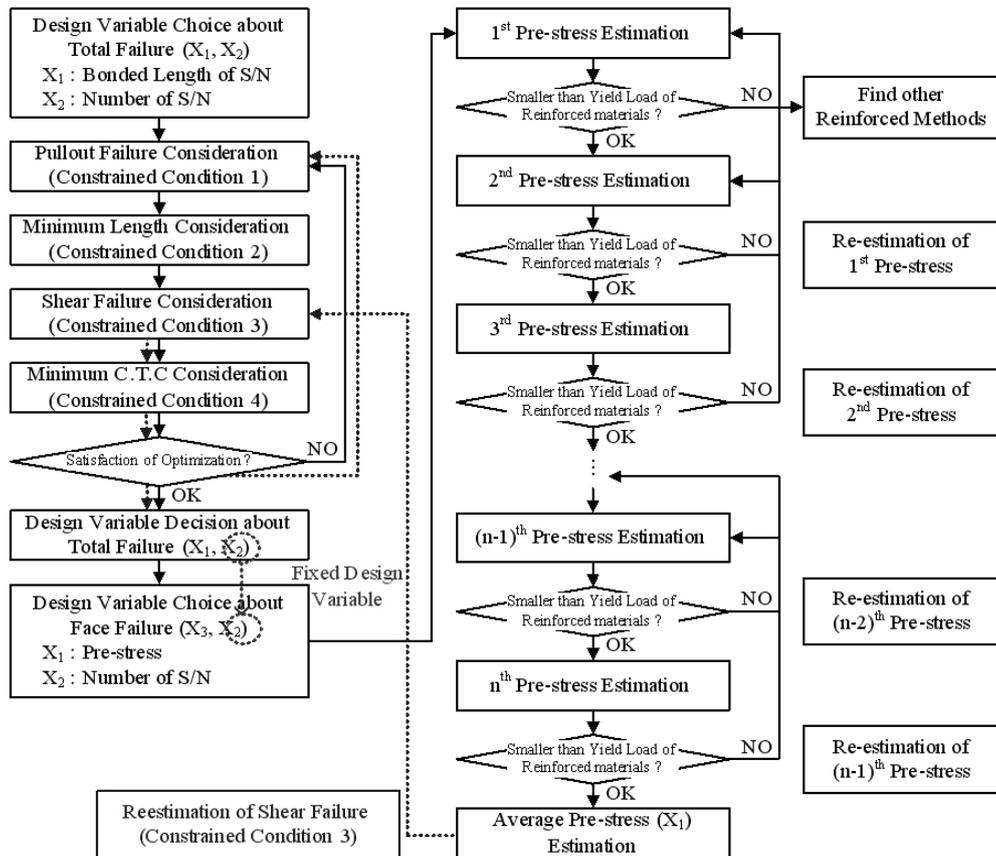


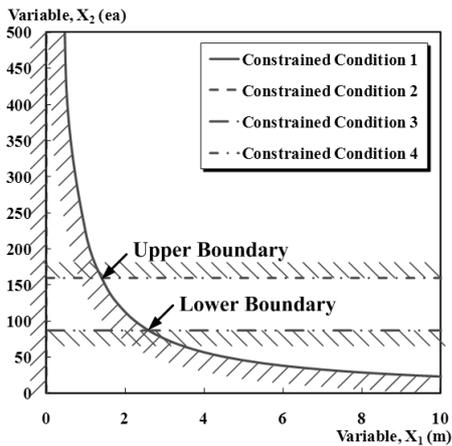
Fig. 10. Flow chart of optimization of soil-nailing design

이 재산정되었기 때문에 설계 최적화를 다시 실시하게 된다. 만약 처음에 산정하였던 설계변수( $X_1, X_2$ )가 재산정된 제약조건을 만족한다면 초기의 설계변수가 설계변수로 결정된다. 만약 초기에 산정된 설계변수가 재산정된 제약조건을 만족하지 못한다면 설계변수를 다시 산정하여 제약조건을 만족시킬 수 있도록 최적화 과정을 반복수행 해야 한다. 이와 같은 과정을 통해 설계변수인 쏘일네일링의 정착장 길이( $X_1$ ), 개수( $X_2$ ), 그리고 프리스트레스 하중( $X_3$ )을 산정할 수 있다.

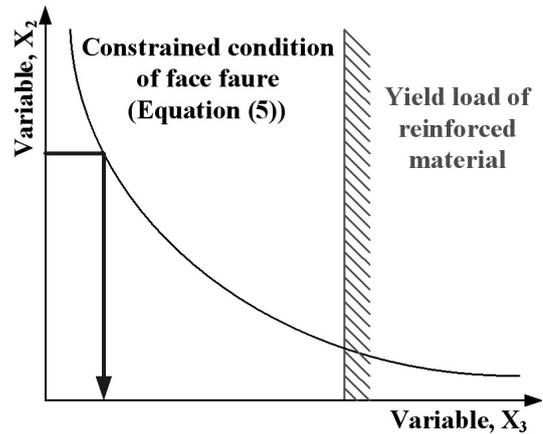
$$g_3(X) = \left( \begin{array}{l} W_{tot} \sin(45 + \frac{\phi}{2}) \\ cL \frac{H}{\sin(45 + \frac{\phi}{2})} \tan\phi + W_{tot} \cos(45 + \frac{\phi}{2}) \tan\phi \\ \text{---} \\ \text{F.S.} \\ \text{---} \\ - \frac{T_{residual} X_2}{F.S.} \leq 0 \end{array} \right) \quad (10)$$

#### 4. 세 가지 파괴모드에 대한 설계 최적화 예시

본 논문에서는 세 가지 파괴모드에 대한 제약조건을 이론적으로 검토하였으며, 각각의 파괴조건에 대한 설계변수를 찾아가는 최적화 과정에 대해서 전개하였다. 본 절에서는 앞서 전개한 세 가지 파괴모드에 대한 설계 최적화에 대해 특정 지반 및 시공 조건을 대입하여 최적화되는 과정 및 결과를 도시화하고자 한다. 설계지반 및 시공 조건은 Table 1 및 Fig. 13에 있다. 지반 정수는 일반적인 사면의 물성치를 적용하였고, 철근의 항복하중은 일반적으로 쏘일네일링에서 사용되는 직경 25mm의 물성치를 적용하였다. 시공조건에서 구근의 직경을 천공홀의 직경으로 가정하였으며, 최소 설치간격을 일반 중력식 쏘일네일링의 최소 설치 간격 1.5m로 가정하였다. 또한 적용된 안전율은 비탈면 설계기준(2006)을 바탕으로 적용하였다.



(a) Optimization concerned with total failure plane



(b) Estimation of prestress to prevent face failure

Fig. 11. Optimization of soil-nailing design

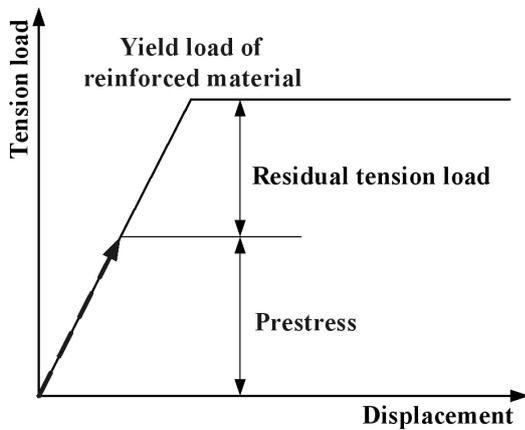


Fig. 12. Decrease of tension load of reinforced material caused by prestress

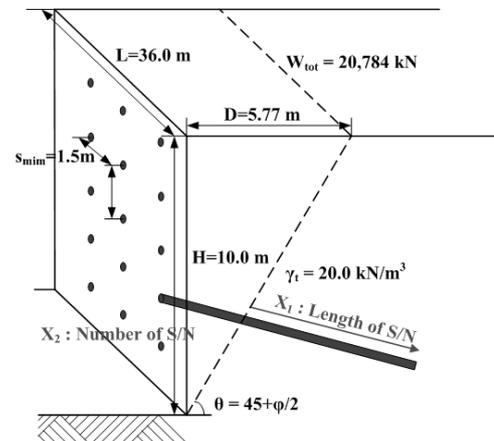


Fig. 13. Ground and constructed conditions of designed ground

Table 1에서 제시한 지반 및 시공조건을 각각의 제약 조건인 식 (2), (3), (7), (8)에 대입하게 되면 Fig. 14a와 같이 각각의 제약 조건에 따른 목적함수의 상한경계와 하한경계가 나타나게 된다. 따라서 설계자는 두 경계 사이에서 안정성과 경제성을 판단하여 적절한 설계변수를 산정하여야 한다. 본 예시에서는 정착장 길이를 2.5m, 그리고 네일링 개수 90개를 5단계로 굴착하였으며, 설치 간격을 2.0m로 산정하였다(Fig. 14b 참조).

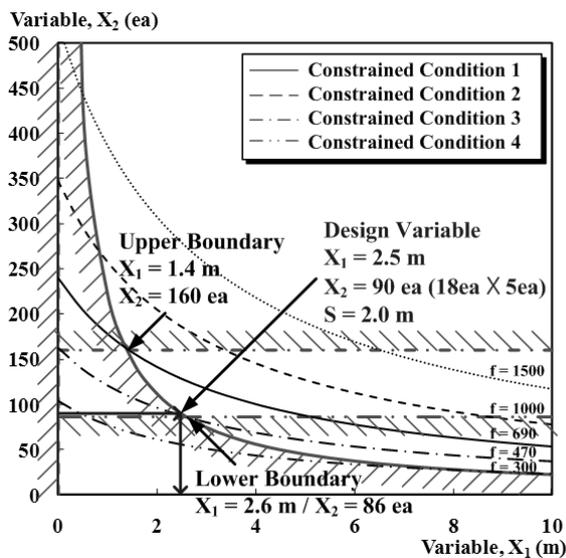
Fig. 10에서 보는 것과 같이 전체파괴면에 대한 설계 최적화를 실시한 후에 각 층별 구속압을 산정하게 된다. 본 예시에서는 구속압을 보강재를 이용한 프리스트레스를 가하는 것으로 하였다. 프리스트레스는 각 층별로 산정하게 되며, 먼저 첫 번째 층의 프리스트레스 하중은 식 (5)를 통해서 산정할 수 있다. Fig. 15에서 보는 것과 같이 식 (5)에 전체 파괴면의 최적화에서 산정한 1층당

네일링 개수 18개를 대입하게 되면 프리스트레스 하중을 산정할 수 있다. 하지만 Fig. 15에서 보강재의 항복하중을 나타내는 제약조건(Constrained Condition) 보다는 작은 프리스트레스 하중이 산정되어야 한다.

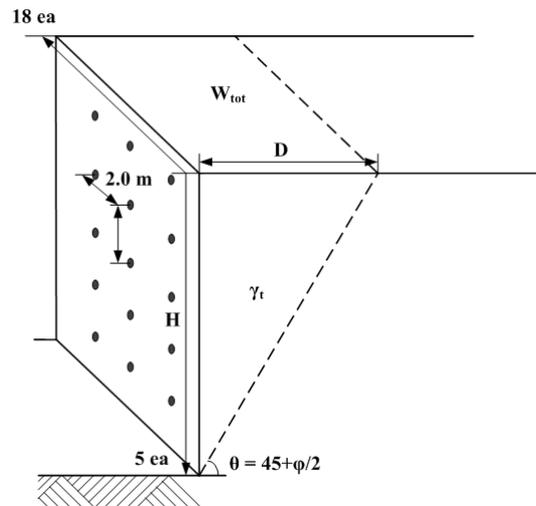
Fig. 15a에서 보는 것과 같이 1단계 굴착에서는 토체의 하중이 작기 때문에 굳이 프리스트레스를 가하지 않아도 얽은파괴가 발생하지 않게 된다. Fig. 15에서 보는 것 같이 굴착 단계가 증가하게 되면 각 층에서 파괴면 안쪽의 토체하중이 증가하기 때문에 전면에서 가해줘야 하는 프리스트레스 하중이 증가하게 된다. 즉, 식 (5)에 의해 도시화된 그래프가 우측으로 이동하게 되어 각 층에서의 네일링 개수 18개에 해당하는 프리스트레스 하중이 증가하게 된다. 각 층에서 산정된 프리스트레스 하중은 Fig. 15f에 나타나 있다. 산정된 프리스트레스 하중은 식 (6)에서 보는 것과 같이 평균 프리스트레스 하중

Table 1. Ground and constructed conditions

| Ground properties             |     | Nail properties                               |     | Constructed condition                      |       | Safety factor |     |
|-------------------------------|-----|---|-----|--|-------|---------------|-----|
| Cohesion (kPa)                | 30  | Yield load of steel bar (kN)                  | 203 | Diameter of grouted body (m)               | 0.105 | Slope         | 2.0 |
| Internal friction angle (°)   | 30  | Yield load of PC strands (kN)                 | 0   | Diameter of grouted body (m)               | 10    | Shear failure | 2.0 |
| Dilatancy angle (°)           | 10  | Yield load of other reinforced materials (kN) | 0   | Longitudinal length of excavated plane (m) | 36    | Shear failure | 2.0 |
| Dilatancy angle               | 0.3 |   |     | Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )           | 20    |               |     |
| Coefficient of earth pressure | 0.5 |   |     | C.T.C. (m)                                 | 1.5   |               |     |
|                               |     |   |     | Constructed angle (°)                      | 10    |               |     |

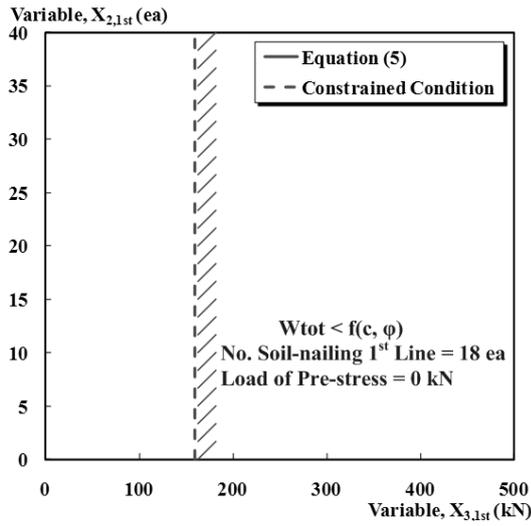


(a) Result of optimization

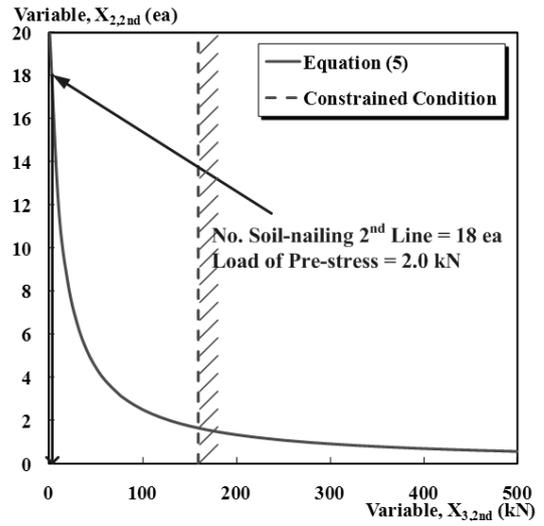


(b) Overview of selecting design variable

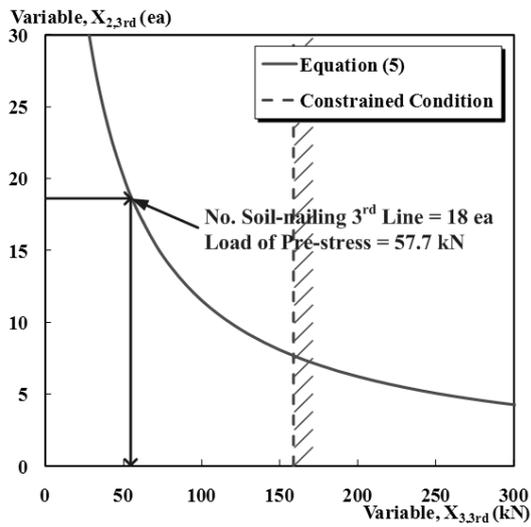
Fig. 14. Result of optimization about total failure plane



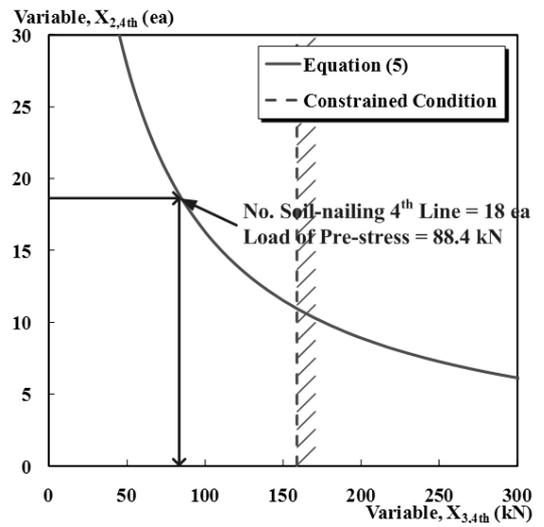
(a) Prestress at first excavated stage



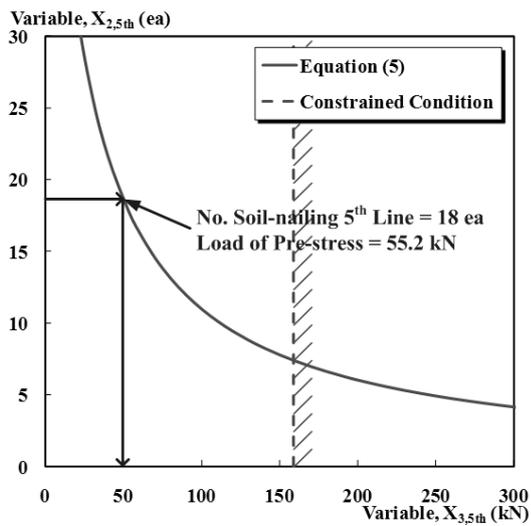
(b) Prestress at second excavated stage



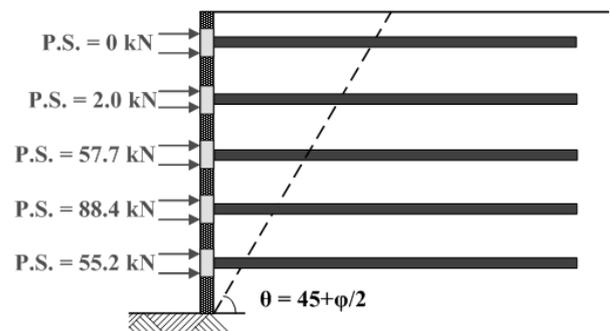
(c) Prestress at third excavated stage



(d) Prestress at fourth excavated stage



(e) Prestress at fifth excavated stage



(f) Estimation of prestress at each excavated stage

Fig. 15. Estimation of prestress

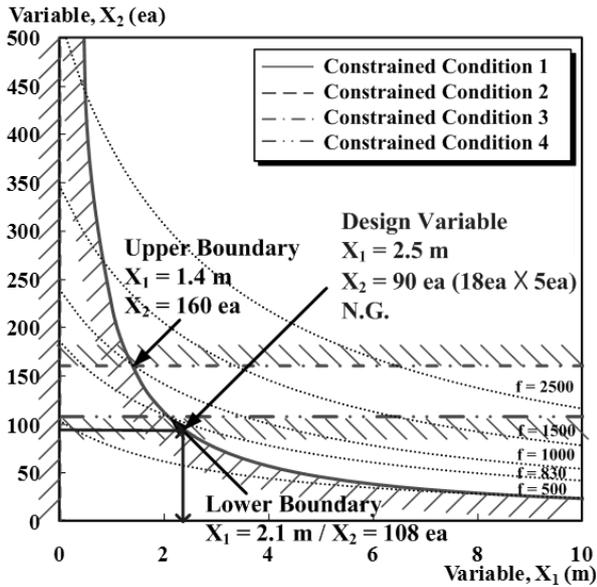


Fig. 16. Result of reestimated optimization

으로 나타낼 수 있다. 따라서 평균 프리스트레스 하중은 약 40kN으로 나타났다. Fig. 10의 순서도에서 나타나 있듯이 프리스트레스 하중을 산정하게 되면, 다시 전체파괴면에 대한 설계 최적화를 실시하여야 한다. 이는 프리스트레스를 가하게 되면 사용한 프리스트레스 하중만큼 보강재의 인장하중이 감소하기 때문이다. 따라서 보강재의 잔여 인장하중은 보강재의 항복하중에서 프리스트레스 하중을 뺀 163kN이 된다. 식 (10)을 통해서 전단파괴에 대한 제약조건을 재산정하게 되면 Fig. 16에서 보는 것과 같이 초기에 산정한 설계변수가 전단파괴에 대한 제약조건을 벗어나는 것을 알 수 있다. 즉, 사용된 프리스트레스 하중에 의해 보강재의 인장력 감소가 전단파괴에 이르게 된 것이다.

전단파괴에 대한 제약조건을 만족시키기 위해서 설계자는 새로 산정된 상한경계와 하한경계에서 설계변수를 재산정하는 것, 보강재의 인장력을 증진시키기 위해서 보강재의 직경 증가 또는 기타 보강재를 추가로 삽입하도록 하는 것, 그리고 보강재를 이용하여 프리스트레스를 가하는 방법이 아닌 기타 구속압을 가할 수 있는 방법을 제안하는 것 중 한가지 방법을 선택하여야 한다. 이를 통해서 세 가지 파괴모드에 대한 네일링의 안정성을 확보할 수 있게 된다.

## 5. 결론

본 논문에서는 쏘일네일링의 세 가지 파괴모드를 이

론적으로 규명하였으며, 설정된 제약조건에 따라 목적함수를 변화시켜가며 설계변수를 산정하는 최적화 과정을 진행하였다. 이에 따른 결론은 다음과 같다.

- (1) 전체파괴면에서는 설계 최적화를 위해 크게 네 가지의 제약조건을 제시하였다. 인발파괴는 보강재의 인장하중이 충분한 가운데 주면마찰력보다 과도한 토체하중이 가해지면 발생하게 된다. 반면 전단파괴는 주면마찰력이 충분한 가운데 보강재의 인장력보다 과도한 토체하중이 가해지면 발생하게 된다. 두 파괴모드 모두 지반 자체의 저항성분에 의해 저항한 후 남은 잔여 토체 하중에 대해 각각 주면마찰력과 보강재의 인장력이 견딜 수 있는 정도를 판단하였으며, 이를 이론적으로 검증하였다. 추가적으로 전체파괴면에는 시공조건에 따라 최소길이에 따른 제약 조건과 최소간격에 따른 제약조건을 마련하였다.
- (2) 얇은파괴는 탑-다운 방식으로 다단 굴착할 때 굴착면에서 수평하중이 감소함에 따라 발생하게 된다. 따라서 이를 방지하기 위해 굴착면에서 구속압을 가해야 한다. 쏘일네일링이나 앵커 공법 같은 경우 프리스트레스를 가하게 되며, 일괄적으로 프리스트레스를 가하는 것이 아니라 각 굴착단계별로 필요한 하중만을 가할 수 있도록 이론식을 제안하였다.
- (3) 세 가지 파괴모드를 고려한 쏘일네일링의 설계위한 최적화 과정을 진행하였다. 전체파괴면에 대한 제약조건 네 가지를 통해서 설계변수인 네일링의 정착장 길이( $X_1$ )와 개수( $X_2$ )를 목적함수로 두어 최적화를 실시한다. 산정된 네일링의 개수를 통해 얇은파괴의 제약조건을 고려하여 굴착단계별 프리스트레스를 산정할 수 있다. 마지막으로 가해진 프리스트레스는 보강재의 인장력을 감소시키므로 전단파괴에 대한 제약조건을 재산정하여 설계 최적화를 반복수행하면 원하고자 하는 설계변수를 산정하게 된다.

## 감사의 글

본 연구는 국토해양부 건설기술혁신사업(과제번호: 10 기술혁신E04)의 연구지원에 의하여 수행된 결과의 일부로서 관계당국에 심심한 사의를 표합니다.

## 참 고 문 헌

1. 한국시설안전기술공단 (2006), 비탈면 설계기준, 건설교통부, 대한민국
2. FHWA. (1998). "Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls." *Federal Highway Administration*, US Department of Transportation, USA.
3. John, P. T. and Wayne, G. J. (2005). "Landslide Stabilization Using Soil Nail and Mechanically Stabilized Earth Walls: Case Study." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No.2, pp.141-150.
4. Tan, Y., and Chow, C. (2004). "Slope Stabilization Using Soil Nails: Design Assumption and Construction Realities." *Malaysia-Japan Symposium on Geohazards and Geoenvironmental Engineering*, Bangi, Malaysia.
5. Wang, Z. and Richwien, W. (2002). "A study of soil-reinforcement interface friction." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol.128, No.1, pp.92-94.

(접수일자 2012. 5. 9, 심사완료일 2012. 6. 27)

# 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 개발 및 현장적용 사례

## Development of Trenchless Tunneling Method Using Pressurizing Support and Its Field Application

김 대 영<sup>1</sup> Kim, Dae-Young  
이 홍 성<sup>2</sup> Lee, Hong-Sung  
심 보 경<sup>3</sup> Sim, Bo-Kyoung

### Abstract

A new trenchless tunneling method using pressurizing support has been developed. As it overcomes shortcomings of conventional methods, it is applied to the field. The main concept of the new method is the pressurization system which, by means of pressurization bag between outer flange of steel ribs and excavated perimeter, applies the pressure corresponding to the magnitude of the relaxed earth pressure caused by excavation to the ground to prevent ground displacement. The stability of the support members and effect of displacement control of the new method were verified through several ways such as numerical tests and various model tests. The new method was applied to the construction of a 10.7 m wide, 7.9 m high and 85 m long road tunnel that passes under Yeongdong Expressway. By applying the new method, the tunnel construction was successfully completed in 13.5 months. It decreases the construction period to 35% compared to that of conventional methods, and ground displacement was almost negligible.

### 요 지

본 연구에서는 기존 비개착 터널공법의 지반침하, 공기지연, 재원낭비 등의 문제점을 해결하기 위해 새롭게 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법을 개발하고 현장에 적용하였다. 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 강재(H-beam)의 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 자루형태의 토목섬유를 삽입 후 가압 그라우팅하여 지반에 압력을 가함으로써 굴착시 발생한 지반변위를 회복시킬 수 있는 공법이다. 내공변위제어법 및 실내시험과 유한요소해석을 통해 개발 공법의 변위억제 효과 및 지보재의 안정성을 검증하였다. 또한 광교택지개발지구 영동고속도로 하부 0.8m 토피구간의 비개착 터널(10.7m×7.9m×85m)에 적용하여 상부지반의 변위를 거의 발생시키지 않고 시공을 완료하였으며 기존 비개착 터널공법 대비 공기를 약 35% 단축하였다.

**Keywords :** Field application, Model test, Numerical analysis, Pressurizing support, Trenchless tunneling method

### 1. 서 론

비개착 터널공법이란 기존 인프라시설을 그대로 운용하면서 그 하부를 굴착하여 새로운 구조물을 건설하기

위한 공법으로써 최근 쾌적한 지상공간 확보를 위한 교통구조물의 지하화 증가로 비개착 터널공법의 수요가 증가하고 있다. 기존의 비개착 터널공법들은 주로 대형 강파이프를 신설될 구조물 외곽부에 일렬로 압입하여

1 정희원, 현대건설 연구개발본부 부장 (General Manager, Research & Development Division, Hyundai Engineering & Construction Co., Ltd., Tel: +82-31-289-7261, Fax: +82-31-280-7678, dykim@hdec.co.kr, 교신저자)

2 정희원, 현대건설 연구개발본부 차장 (Duputy General Manager, Research & Development Division, Hyundai Engineering & Construction Co., Ltd.)

3 비희원, 현대건설 연구개발본부 대리 (Assistant Manager, Research & Development Division, Hyundai Engineering & Construction Co., Ltd.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

횡방향으로 서로 연결하고 내부에 철근 배근 및 콘크리트를 타설하여 구조체를 형성시킨 후 구조체 하부를 굴착하는 방식으로 이루어져 왔다. 이러한 기존의 비개착 터널공법은 선 압입되어 완성된 대형 강파이프-콘크리트 구조물이 하부 지반이 굴착될 때 상부의 하중을 부담하여 변위를 억제하는 개념에서 개발된 것이므로, 미리 설치될 구조물의 강성이 변위억제의 핵심이다. 따라서 강성을 키우기 위해서는 구조물이 대형화 될 수밖에 없으며, 이로 인한 공기 지연, 과대단면으로 인한 재원 낭비 등의 문제점들이 나타나고 있다.

본 연구에서는 이러한 기존 비개착 터널공법의 문제점을 개선하기 위해 가압식 지보를 이용한 비개착 공법을 개발하였다. 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 굴착시 발생하는 이완토압에 대응하는 압력을 지반에 작용시켜 굴착시 발생한 지반변형을 회복시킬 수 있는 새로운 개념의 공법이다. 즉 대형 강성구조에 의해 지반침하를 방지하는 기존의 수동적인 개념에서 벗어나 가압 방식의 주동적 개념을 적용함으로써 상대적으로 두께가 얇은 구조물로도 지반변위 발생을 효과적으로 억제할 수 있다. 또한 기존의 비개착 터널공법 적용시 대형강관 추진에 필요한 반력벽이 필요 없어 공사기간을 획기적으로 단축할 수 있으며, 기존 공법으로 적용이 어려운 초저토포 구간 및 곡선부 시공도 가능한 장점이 있다.

본 논문에서는 새롭게 개발한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법을 소개하고 그 이론적 배경을 서술하였다. 또한 수치해석과 모델시험을 수행하여 개발한 공법의 현장적용성에 대해 평가하였으며 실제 현장적용 결과를 바탕으로 그 효과를 검증하였다.

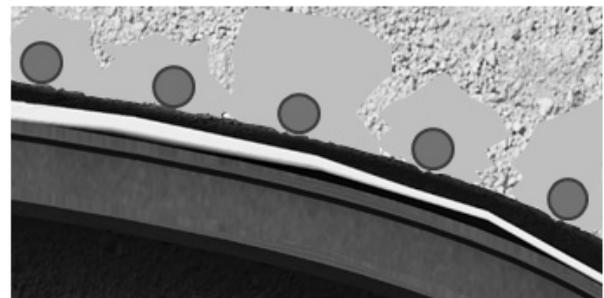
## 2. 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 개발

### 2.1 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 개요

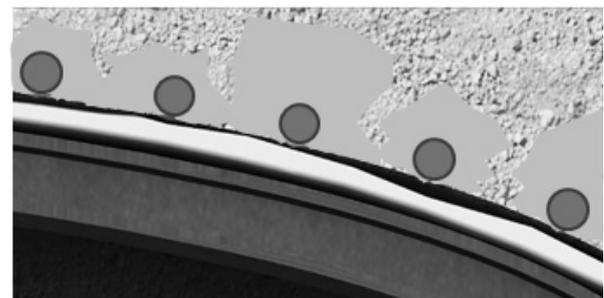
가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 시공순서는 다음과 같다. 예상 굴착면의 외주면에 굴착 진행방향으로 직천공 강관( $\phi 114\text{mm}$ )을 미리 설치한다. 단계별 굴착 후 강지보(H-Beam)를 설치하고 H-Beam 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 자루형태의 토목섬유백(가압백)을 삽입한다(Fig. 1(a)). 그 후 시멘트 그라우트재를 사용하여 그라우팅하면 가압백은 점차 부풀어 굴착면과 H-Beam 외부 플랜지면 사이의 공간을 채우고(Fig. 1(b)) 두 면 사이에 압력을 가하게 된다. 이때 가압에 의해 시멘트의 수화반

응에 필요한 물을 제외한 잉여수는 가압백의 조직사이로 배출되면서 굴착면과 H-Beam 외부 플랜지면 사이는 단단한 시멘트 페이스트가 채워진 가압백에 의해 압력을 받게된다(Fig. 1(c)). 이 압력의 크기를 상재하중 이상으로 작용시키면 굴착시 발생한 지반의 변위를 회복시킬 수 있다. 이후 강지보 사이에 조기 고강도 슛크리트를 타설하고 다음 막장 굴착을 실시하며 이러한 시공과정을 반복하여 굴착을 완료한다.

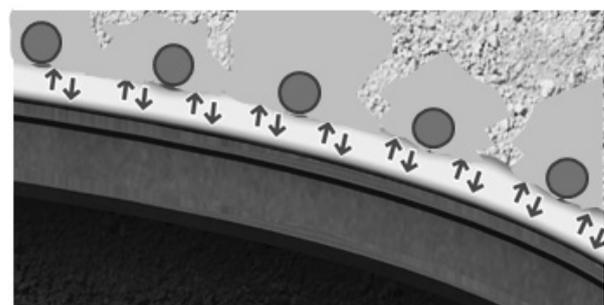
즉, 본 연구에서 개발한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 가압방식의 주동적 개념을 적용함으로써 상대적으로 슬림한 구조물로도 지반변위를 효과적으로 억제할 수 있다. 또한 기존의 비개착 터널공법 시공시 대형강관 추진에 반력벽이 필수적인 반면, 본 연구에서 개발한 공법은 이러한 반력벽이 필요없고 대형 강관을 압입하지 않으므로 공사기간을 획기적으로 단축할 수 있



(a) Installation of pressurization bag after excavation



(b) During pressurization



(c) Completion of pressurization

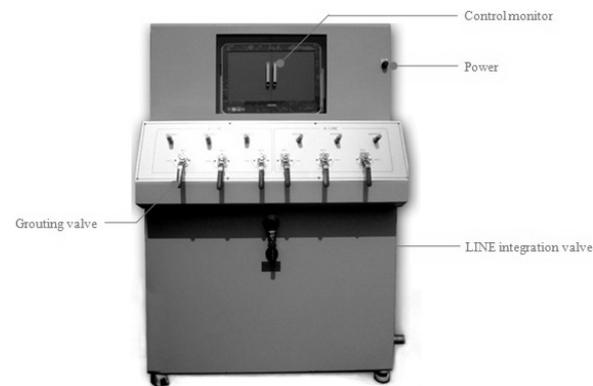
Fig. 1. Main idea of pressurizing support

으며, 기존 공법으로 적용이 어려운 초저토피 구간 및 곡선부 시공도 가능한 장점을 가지고 있다.

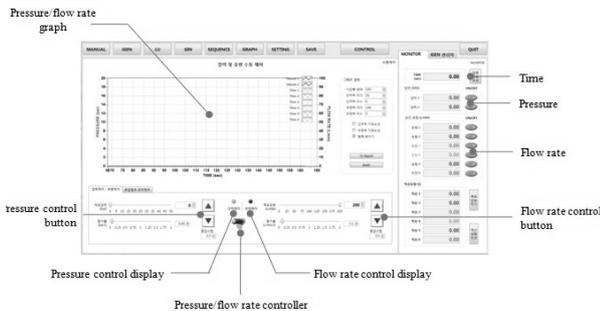
앞서 서술한 시공과정에서 가압백 그라우팅 시 그라우팅 압력이 너무 클 경우에는 주변지반이 용기되어 인근 구조물에 손상을 입힐 수 있으며, 그라우팅 압력이 너무 작을 경우에는 지반으로의 압력 전달이 충분하지 못해 굴착으로 인해 발생한 지반 침하를 회복시킬 수 없다. 따라서 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 적용시 일정한 그라우팅 압력으로 가압백 그라우팅을 수행하는 것이 매우 중요하다. 따라서 이러한 시공상 조건을 실현시키기 위해 자동 정압/정량 그라우팅이 가능한 인텔리전트 그라우팅 시스템을 개발하여 적용하였다. 인텔리전트 그라우팅 시스템은 펌프, 다중 주입시스템, 자동제어 프로그램으로 구성되어 있으며, 정확한 정량/정압 그라우팅이 가능하다. 가압백 그라우팅에 적용된 인텔리전트 그라우팅 시스템은 Fig. 2와 같다.

## 2.2 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 원리

본 연구에서 개발한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 굴착과 가압식 지보 설치의 연속적인 과정을 통해 시공된다. 이때 터널 주위의 응력상태는 굴착과정



(a) Main control panel



(b) Auto-control software

Fig. 2. Intelligent grouting system

에서 터널 주위로  $\sigma_r$ (반경방향응력) <  $\sigma_\theta$ (접선방향응력)의 응력상태(주동 응력조건으로 정의)의 소성영역이 발생하게 되고 이후 가압식 지보를 설치하면 터널 주위로 반경방향응력( $\sigma_r$ )은 증가하고 반대로 접선방향응력( $\sigma_\theta$ )은 감소해  $\sigma_r > \sigma_\theta$ 의 응력상태(수동 응력조건으로 정의)에 도달하게 된다. 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 원리를 지반의 탄소성 거동을 통해 해석하면 다음과 같다.

### 2.2.1 탄소성 거동

Kim 등(2010)은 가압식 압축형 지반앵커 시공시 천공과 가압 그라우팅에 따른 천공홀 주변 지반의 거동을 제시한 바 있다. 이와 유사하게 터널 굴착 및 가압식 지보설치에 따른 터널 주위의 응력체계를 탄성영역과 소성영역으로 나누어서 설명하면 Fig. 3과 같다.

#### (a) 탄성영역의 응력해( $r > b$ )

굴착 및 가압식 지보 설치시 터널 주위에 발생하는 탄소성 영역은 Fig. 3과 같다. 이때 터널 벽면에 작용하는 압력을  $P_i$ 라고 하면 탄성영역에서 반경 및 접선방향 응력상태는 Kirsh의 해에 의해서 식 (1)과 같이 산정할 수 있다.

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_h \left( 1 - \frac{a^2}{r^2} \right) + P_i \left( \frac{a^2}{r^2} \right) \\ \sigma_\theta &= \sigma_h \left( 1 + \frac{a^2}{r^2} \right) - P_i \left( \frac{a^2}{r^2} \right) \end{aligned} \quad (1)$$

#### (b) 소성영역의 응력해( $a \leq r \leq b$ )

굴착 및 가압식 지보 설치시 터널 주위의 탄성영역이 한계점을 지나 소성영역이 발생하게 되면 발생한 소성영역( $a \leq r \leq b$ )의 응력상태는 더 이상 Kirsh의 해를 따르지 않는다. 소성영역에서의 응력상태는 주동, 수동 응력조건에 따라 다음과 같이 유도할 수 있다.

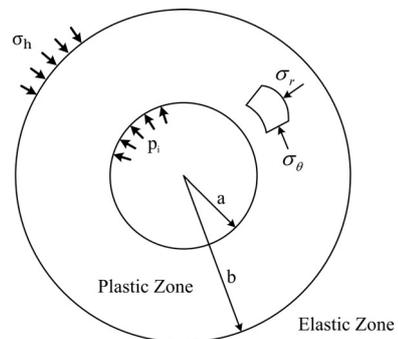


Fig. 3. Elastic and plastic regions

① 주동 응력조건(터널 굴착시,  $\sigma_\theta > \sigma_r$ )

주동 응력조건에서 반경방향응력  $\sigma_r$ 은 최소주응력, 접선방향응력  $\sigma_\theta$ 는 최대주응력이 된다. Mohr-Coulomb의 파괴기준을 채택하면  $\sigma_r$ 과  $\sigma_\theta$  사이에는(소성영역 내에 한하여) 식 (2)와 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_\theta = \sigma_c + k \sigma_r \quad (2)$$

여기서,  $\sigma_c = \frac{2c \cos \phi}{1 - \sin \phi}$ ,  $k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ ,  $c$ : 지반의 점착력,  $\phi$ : 지반의 내부마찰각 이다.

축대칭조건의 평형방정식은 식 (3)과 같다.

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3)$$

식 (2)를 식 (3)에 대입하고  $\sigma_{r(r=a)} = P_i$ ,  $\lim_{r \rightarrow \infty} \sigma_r = \sigma_h$  (초기지중응력)이라는 경계조건을 이용하면, 소성영역에서의 반경방향 응력 및 접선방향 응력은 식 (4), (5)와 같다.

$$\sigma_r = \left( P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{k-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \quad (4)$$

$$\sigma_\theta = \sigma_c + k \left[ \left( P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{k-1} - \frac{\sigma_c}{k-1} \right] \quad (5)$$

② 수동 응력조건(가압식 지보 설치시,  $\sigma_r > \sigma_\theta$ ) 앞서 서술하였듯이 수동 응력조건에서는 주동 응력조건과 달리 최대·최소 주응력이 회전하게 된다. 따라서 수동 응력조건에서 Mohr-Coulomb의 파괴 기준은 다음의 식 (6)과 같다.

$$\begin{aligned} \sigma_r &= \sigma_c + k \sigma_\theta \\ \therefore \sigma_\theta &= -\frac{1}{k} \sigma_c + \frac{1}{k} \sigma_r \end{aligned} \quad (6)$$

앞서 주동 응력조건과 같은 방법으로 풀면 수동 응력 조건에서 응력상태를 식 (7), (8)과 같이 유도할 수 있다.

$$\sigma_r = \left( P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{1}{k-1}} - \frac{\sigma_c}{k-1} \quad (7)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{1}{k} \sigma_c + \frac{1}{k} \left[ \left( P_i + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{\frac{1}{k-1}} - \frac{\sigma_c}{k-1} \right] \quad (8)$$

이때, 연속성의 법칙에 의해서 주동 응력조건 및 수동 응력조건에서의 소성영역의 반경  $b$ 는 각각 식 (9)와 식 (10)으로 나타낼 수 있다.

$$b = a \left[ \left( \frac{2\sigma_h^\infty - \sigma_c}{k+1} + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \frac{1}{P_i + \frac{\sigma_c}{k-1}} \right]^{k-1} \quad (9)$$

(주동 응력조건, 터널 굴착시)

$$b = a \left[ \left( \frac{2\sigma_h^\infty - \frac{\sigma_c}{k}}{\frac{1}{k} + 1} + \frac{\sigma_c}{k-1} \right) \frac{1}{P_i + \frac{\sigma_c}{k-1}} \right]^{\frac{1}{\frac{1}{k}-1}} \quad (10)$$

(수동 응력조건, 가압식 지보 설치시)

### 2.2.2 탄소성 영역의 변위해석

소성론에 의하면 소성영역의 변형률을 정의하기 위해 소성 유동법칙을 사용하며, 체적팽창 효과가 중요할 경우에는 식 (11)의 비연합유동법칙(non-associated flow rule)이 주로 채택된다.

$$Q(\sigma_r, \sigma_\theta) = \sigma_\theta - K_\psi \sigma_r - 2c \sqrt{K_\psi} = 0 \quad (11)$$

(주동 응력조건, 터널 굴착시)

여기서,  $Q$ 는 소성포텐셜함수(plastic potential function),

$K_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ 이며,  $\psi$ 는 지반의 체적 팽창각이다.

소성변형률은 소성유동법칙을 통해서 식 (12), (13)과 같이 나타낼 수 있다.

$$d\epsilon_\theta^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_\theta = \lambda} \quad (12)$$

$$d\epsilon_r^p = \lambda \frac{\partial Q}{\partial \sigma_r = -\lambda K_\psi} \quad (13)$$

여기서,  $\lambda$ 는 비례상수,  $\epsilon_\theta^p$ 는 접선방향 소성변형률,  $\epsilon_r^p$ 는 반경방향 소성변형률 이다.

반경방향 및 접선방향 변형률은 탄성영역과 소성영역에서 변형률의 합으로 나타낼 수 있으며 각각 식 (14), (15)와 같다.

$$\epsilon_r = \frac{du_r}{dr} = \epsilon_r^e + \epsilon_r^p = \epsilon_r^e - K_\psi \epsilon_\theta^p \quad (14)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{u_r}{r} = \epsilon_\theta^e + \epsilon_\theta^p \quad (15)$$

임의로 식 (15)에  $K_\psi$ 를 곱하고 식 (14)에 대입하면 식 (16)과 같은 함수를 얻을 수 있다.

$$\frac{du_r}{dr} + K_\psi \frac{u_r}{r} = \epsilon_r^e + K_\psi \epsilon_\theta^e = f(r) \quad (16)$$

식 (16) 방정식의 경계조건은 식 (17)과 같다.

$$u_{r(r=b)} = \frac{b}{2G} (\sigma_h - \sigma_{r(r=b)}) \quad (17)$$

여기서,  $G$ 는 전단탄성계수 이다.

따라서 식 (16)을 풀면 주동 응력조건(터널 굴착시)에서 반경방향 변위는 식 (18)과 같이 나타난다.

$$u_r = \frac{1}{2G} r^{-K_\psi} [C(1-2\mu)(b^{K_\psi+1} - r^{K_\psi+1}) - D(b^{K_\psi-1} - r^{K_\psi-1})] + u_{r(r=b)} \left(\frac{b}{r}\right)^{K_\psi} \quad (18)$$

(주동 응력조건, 터널 굴착시)

여기서,  $C = \frac{(\sigma_h - \sigma_{r(r=b)})b^2 - (\sigma_h - p_i)a^2}{b^2 - a^2}$ ,  $D = \frac{a^2 b^2 (\sigma_{r(r=b)} - p_i)}{b^2 - a^2}$  이다.

또한 수동 응력조건(가압식 지보 설치시)의 경우 최대, 최소 주응력의 회전으로 인하여 식 (11)의 소성포텐셜함수(plastic potential function)는 식 (19)와 같고, 같은 방법으로 유도하면 수동 응력조건에서 반경방향 변위는 식 (20)과 같이 나타낼 수 있다.

$$Q(\sigma_r, \sigma_\theta) = \sigma_r - K_\psi \sigma_\theta - 2c\sqrt{K_\psi} = 0 \quad (19)$$

(수동 응력조건, 가압식 지보 설치시)

$$u_r = \frac{1}{2G} r^{-\frac{1}{K_\psi}} \left[ C(1-2\mu) \left( b^{\frac{1}{K_\psi}+1} - r^{\frac{1}{K_\psi}+1} \right) - D \left( b^{\frac{1}{K_\psi}-1} - r^{\frac{1}{K_\psi}-1} \right) \right] + u_{r(r=b)} \left( \frac{b}{r} \right)^{\frac{1}{K_\psi}} \quad (20)$$

(수동 응력조건, 가압식 지보 설치시)

일반적인 비개착 터널공법의 경우 토피가 작은 구간에 건설되므로 앞서 유도한 식의 가정조건(무한한 평판에서의 응력상태)과 정확하게 일치하지는 않을 수 있지만, 식 (18)과 식 (20)의 지반반응곡선의 해를 적용하여 개념적으로 비개착 터널 굴착과 가압식 지보설치에 따른 터널의 반경방향 변위 회복의 원리를 설명할 수 있다.

### 2.2.3 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 원리

Carranza-Torres 등(2000)이 제시한 내공변위 제어법 중 지반반응곡선과 지보재 특성곡선을 사용하여 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 원리를 설명하면 Fig. 4와 같다. 일반 터널 굴착의 경우 Fig. 4의 D시점(굴착으로 인해 OD 만큼 지반침하가 발생한 시점)에서 지보재를 설치한 후 다음단계 굴착을 실시하면 추가적인 지반침하와 함께 지보압이 증가하여 최종 지보압은 IE가 되며, 그 때의 터널 내공변위는 OI 만큼 발생하게 된다.

반면 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 동일한 시점(Fig. 4의 D시점)에 강성이 큰 지보재를 설치한 후 그라우팅 압력을 초기지반의 압력만큼 작용시켜 주면 지반반응곡선은 B에서 A점(굴착전 지반상태)으로 이동하여 지반 변위가 원상태로 복원되며 이때 지보재에 작용하는 지보압은 가압효과로 인해 OC(=AC) 만큼 작용하게 된다. 이후 다음단계 굴착을 실시하면 미소한 지반침하가 발생하게 되어 최종 내공변위는 OI' 만큼 발생하게 되며, 최종 지보압은 추가 지보압으로 인해 IE' 만큼 작용하게 된다. 즉 가압지보 터널공법은 지반반응곡선-지보재 특성곡선상에서 상대적으로 선행지보의 효과를 얻을 수 있으며 따라서 터널 굴착으로 인한 내공변위량이 일반 터널의 OI에서 OI'으로 감소하게 됨을 탄소성 해석 및 지반반응곡선을 통해 증명할 수 있다.

### 3. 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 수치 해석적 검증

#### 3.1 3D 수치해석

가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 현장적용

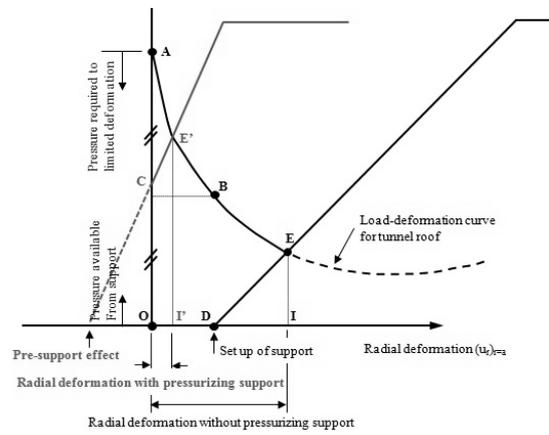


Fig. 4. Theory of pressurizing support system on ground reaction curve

에 앞서 그 안정성을 검증하기 위해 3D 수치해석을 수행하였다. 3D 수치해석에 사용된 프로그램은 MIDAS-GTS Ver. 3.00이며, 적용모델은 Mohr-Coulomb model을 사용하였다. 해석 모델링시 지보재는 강관( $\Phi=114\text{mm}$ , 500mm 간격), 강지보( $300\times 300\times 10\times 15\text{mm}$ ), 슛크리트(두께 50mm), 내부 라이닝으로 모델링하였으며, 토압계수는 0.5를 적용하였다. 또한 상부에는  $15.0\text{kN/m}^2$ 의 교통하중이 상재하중(등분포 하중)으로 작용하는 것으로 모델링하였으며 1회 굴진장은 100cm를 적용하였다. 3D 수치해석에 사용된 요소망은 Fig. 5와 같다. 또한 3D 수치해석에 적용된 지반 및 지보재의 물성치는 Table 1, Table 2와 같다.

### 3.2 수치해석 결과

3D 수치해석 결과 시공단계별 최대 지반변위는 천단

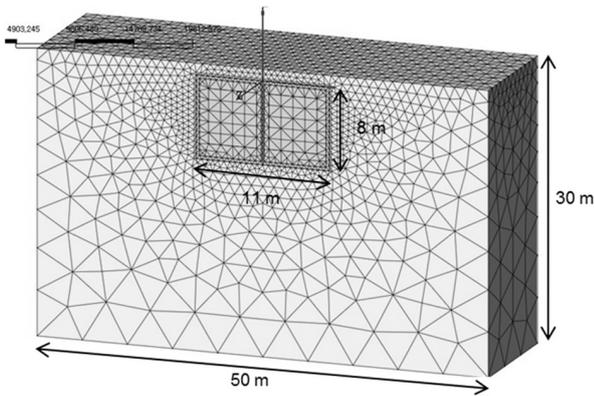


Fig. 5. Element mesh for 3-dimensional analysis

Table 1. Material properties of the grounds for 3-dimensional analysis

|                  | Deformation Modulus (MPa) | Poisson's Ratio | Unit weight ( $\text{kN/m}^3$ ) | Cohesion (kPa) | Frictional angle ( $^\circ$ ) |
|------------------|---------------------------|-----------------|---------------------------------|----------------|-------------------------------|
| Weathered ground | 200                       | 0.30            | 22.0                            | 30.0           | 33                            |

Table 2. Material properties of the reinforcements for 3-dimensional analysis

|                                     | Deformation Modulus (MPa) | Poisson's Ratio | Unit weight ( $\text{kN/m}^3$ ) | Remarks                                |
|-------------------------------------|---------------------------|-----------------|---------------------------------|--|
| Steel support                       | 210,000                   | 0.30            | 78.5                            |  |
| shotcrete                           | 26,000                    | 0.25            | 25.0                            |  |
| Steel support + Reinforced concrete | 210,000                   | 0.30            | 78.5                            | Composite material property is applied |
| Shotcrete + Reinforced concrete     | 26,000                    | 0.25            | 25.0                            |  |

Table 3. Results of numerical analysis

|            | Ground displacement |             | Bending compressive stress |           |
|------------|---------------------|-------------|----------------------------|-----------|
|            | Settlement at crown | convergence | steel ribs                 | shotcrete |
| Max. value | 2.15 mm             | 0.88 mm     | 1,293 kPa                  | 199 kPa   |

침하 2.15mm, 측벽변위 0.88mm로 나타났다(Fig. 6, Table 3 참조). 또한 강지보재에 작용하는 최대 휨압축응력은 1,293kPa, 슛크리트에 작용하는 최대 휨압축응력은 199kPa로 나타나 지보재에 작용하는 응력은 모두 허용치 이내로 안전한 것으로 나타났다.

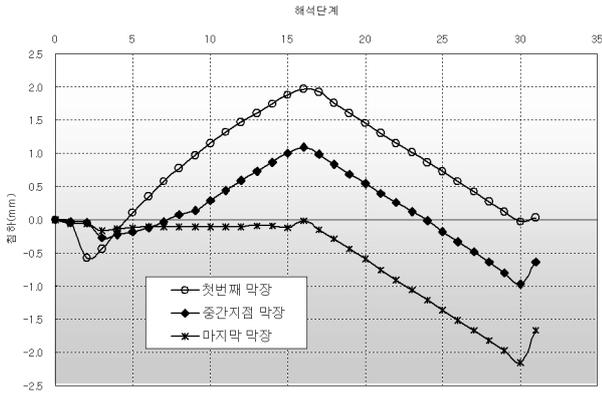
따라서 3D 수치해석을 통해 지반변위와 지보재 응력을 검토한 결과 본 연구에서 개발한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 그 안정성을 충분히 확보할 것으로 판단된다.

## 4. Model test

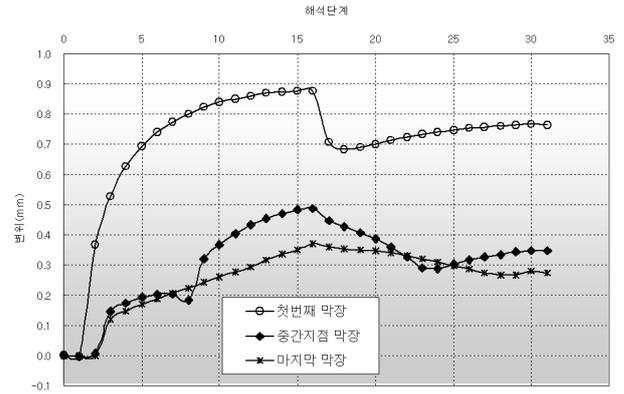
### 4.1 가압백 그라우팅 시험

가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 현장적용에 앞서 가압백 그라우팅 시험을 수행하였다. 공법의 적용에 있어서 가압백 그라우팅시 가압백으로부터 시멘트 입자는 유출되지 않고 물만 빠져나감으로써 지반에 압력을 가하여 굴착 중 발생한 지반 변위를 회복시키고 그라우팅 종료 후에도 회복된 변위를 유지시키는 것이 매우 중요하다. 따라서 강지보재(H-Beam) 외부 플레이트와 지반을 모사한 시험장치, 가압백, 인텔리전트 그라우팅 시스템을 사용하여 그 안정성을 검증하였다.

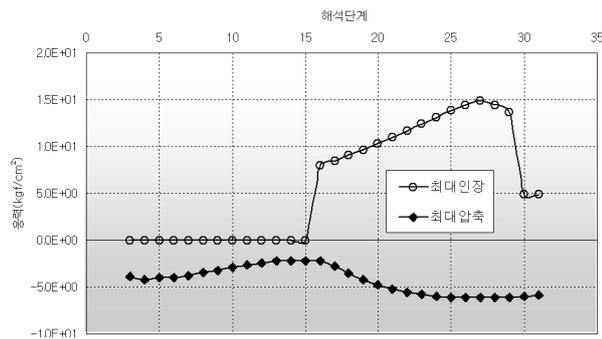
시험 장비는 Fig. 7과 같이 상·하부 플레이트와 28개의 스프링으로 구성되어 있으며 상부 플레이트에 설치된



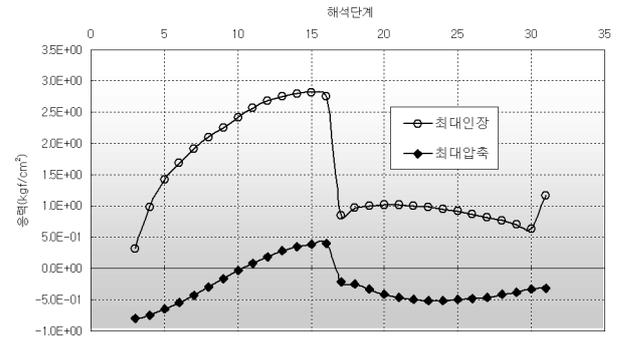
(a) Settlement at crown



(b) Convergence



(c) Bending stress on steel ribs



(d) Bending stress on shotcrete

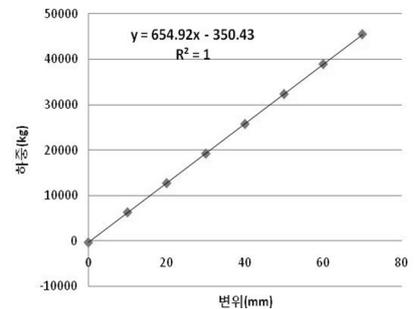
Fig. 6. Results of numerical analysis during construction stage



(a) Test apparatus



(b) Pressurization bag after grouting



(c) Stiffness of spring

Fig. 7. Pressurization model test

스프링의 강성으로 인해 상방향 변위 발생시 지반반력이 작용하는 원리로 강재 플레이트와 지반을 모사하였다.

시험 방법은 상·하부 플레이트 사이에 가압백을 삽입한 후 인텔리전트 그라우팅 시스템을 사용하여 일정한 압력으로 그라우팅을 수행하면서 상부 플레이트의 상방향 변위를 측정하여 반력을 산정하였다. 또한 그라우팅 종료 후에도 상부 플레이트의 변위를 모니터링 하여 가압백 그라우팅으로 발생한 상방향 변위 및 압력의 유지 여부를 확인하였다.

다양한 가압백을 사용하여 시험한 결과 가압백이 손상되지 않으면서 가압백으로 부터 물만 빠져나가는 가

압백 재질 및 봉제방식을 결정하였다. 또한 인텔리전트 그라우팅 시스템을 사용하여 90kPa의 일정한 압력으로 가압 그라우팅에 성공하였으며, 이때 상부 플레이트가 9mm 상승하여 Fig. 7(c)의 스프링 강성으로 부터 58.0kN의 반력이 작용하는 것을 확인하였다. 그라우팅 종료 후에도 상향으로 발생한 변위 및 압력이 유지되는 것을 확인하여 가압백 그라우팅의 효과를 검증하였다. 또한 모델시험에서 결정된 가압백의 재질 및 형식을 바탕으로 Fig. 8과 같이 실규모 가압백 그라우팅 현장시험을 실시하여 그 효과를 검증하였다.

#### 4.2 Mock-up 테스트

고속도로 하부에 가압식 지보를 이용한 비개착 터널 공법을 적용할 때는 Fig. 9(a)와 같이 굴착 후 지보재(강지보, 가압백, 숏크리트 등)를 설치하기 직전에 일시적으로 무지보 구간이 발생한다. 따라서 이러한 무지보 구간의 안정성을 검증하기 위해 Mock-up 테스트를 수행하였다. 시험을 위해 적용 현장의 조건과 동일한 포장, 지반 및 지보재(강관, 강지보재)를 모사하여 콘크리트 시험체를 제작하였으며, 이 시험체를 대상으로 다양한 하중조건(교통하중, 사하중)으로 재하시험을 실시하였다.

시험체는 2200×1705×800(너비×폭×높이) 크기로 현장 조건과 동일하게 콘크리트 포장 300mm, 버림 콘크리트 150mm, 쇄석 350mm 두께로 제작하였으며, 강관(φ114mm)을 500mm 간격으로 배치하였다. 시험체 제작 도면은

Fig. 9(b)와 같으며, 시험체 제작 과정은 Fig. 10과 같다.

제작한 시험체를 대상으로 정재하 및 동재하 시험을 실시하였다. 정재하 시험은 각 시험별과 최대하중 50~200 kN로 단계별 하중재하를 실시하면서 변위를 측정하였으며, 동재하 시험은 각 시험별로 최대하중 10~100kN(고속도로 과적기준(윤하중 50kN)의 2배), cycle time, 재하시간 0.08초(과적 트럭이 100km/h의 속도로 시험체 구간을 통과하는 경우)의 조건으로 하중을 재하하면서 변위를 측정하였다. 동재하 시험의 재하 조건은 Fig. 11(a)와 같으며, 실제 시험체에 가해진 동하중은 Fig. 11(b)와 같다.

재하시험 결과를 요약하면 Fig. 13, Table 4와 같다. 정재하 시험결과 최대 하중 200kN으로 재하시 최대 변위는 3.1 mm로 나타났으며, 동재하 시험결과 최대 하중 100kN로 재하시 최대변위가 2.0mm에 불과한 것으로 나타나 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 안정성을 확인하였다.

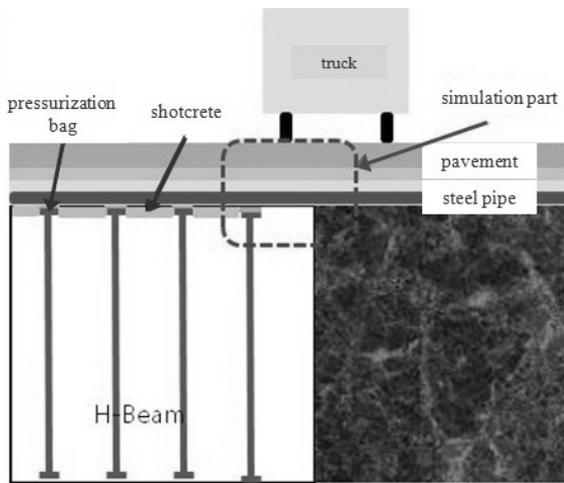


(a) Test apparatus

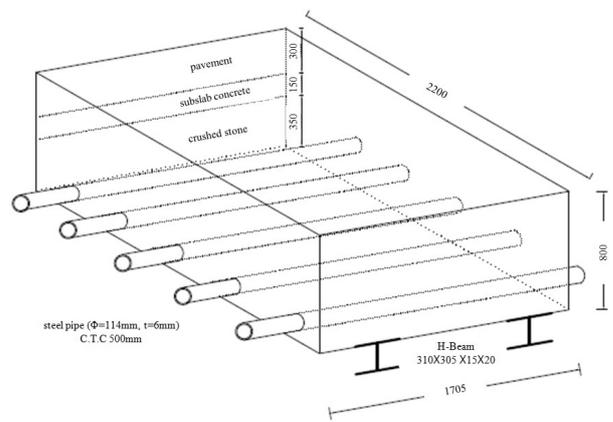


(b) During pressurization

Fig. 8. Pressurization mock-up test

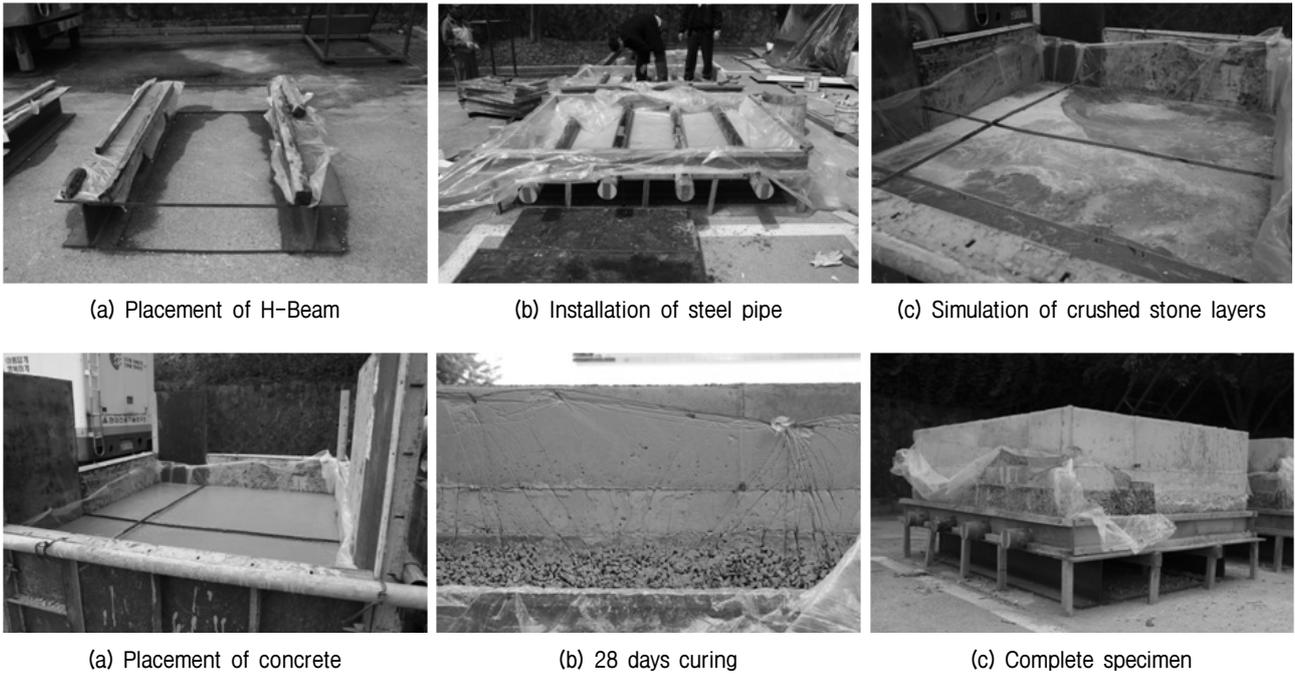


(a) Simulation part



(b) Drawing of mock-up test specimen

Fig. 9. Simulation part and drawing of mock-up test specimen



(a) Placement of H-Beam

(b) Installation of steel pipe

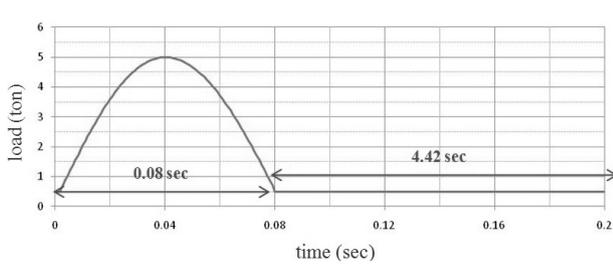
(c) Simulation of crushed stone layers

(a) Placement of concrete

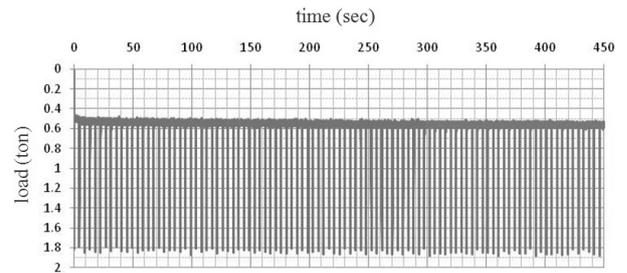
(b) 28 days curing

(c) Complete specimen

Fig. 10. Process of making specimen



(a) Cyclic loading test condition



(b) Applied cyclic load

Fig. 11. Cyclic loading test condition

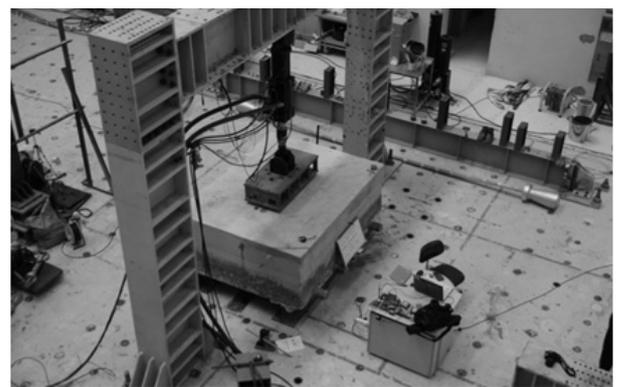


Fig. 12. Mock-up test on expressway pavement

## 5. 현장적용

### 5.1 현장 개요

가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법은 광고택지

개발 부지조성현장 영동고속도로(왕복 8차선, 일평균 약 60만대의 교통량) 하부 통과구간에 적용되었다(Fig. 14 참조). 해당 구간은 당초 기존 비개착 공법으로 설계 되었으나 Fig. 15(a)와 같이 최소토포가 약 80cm에 불

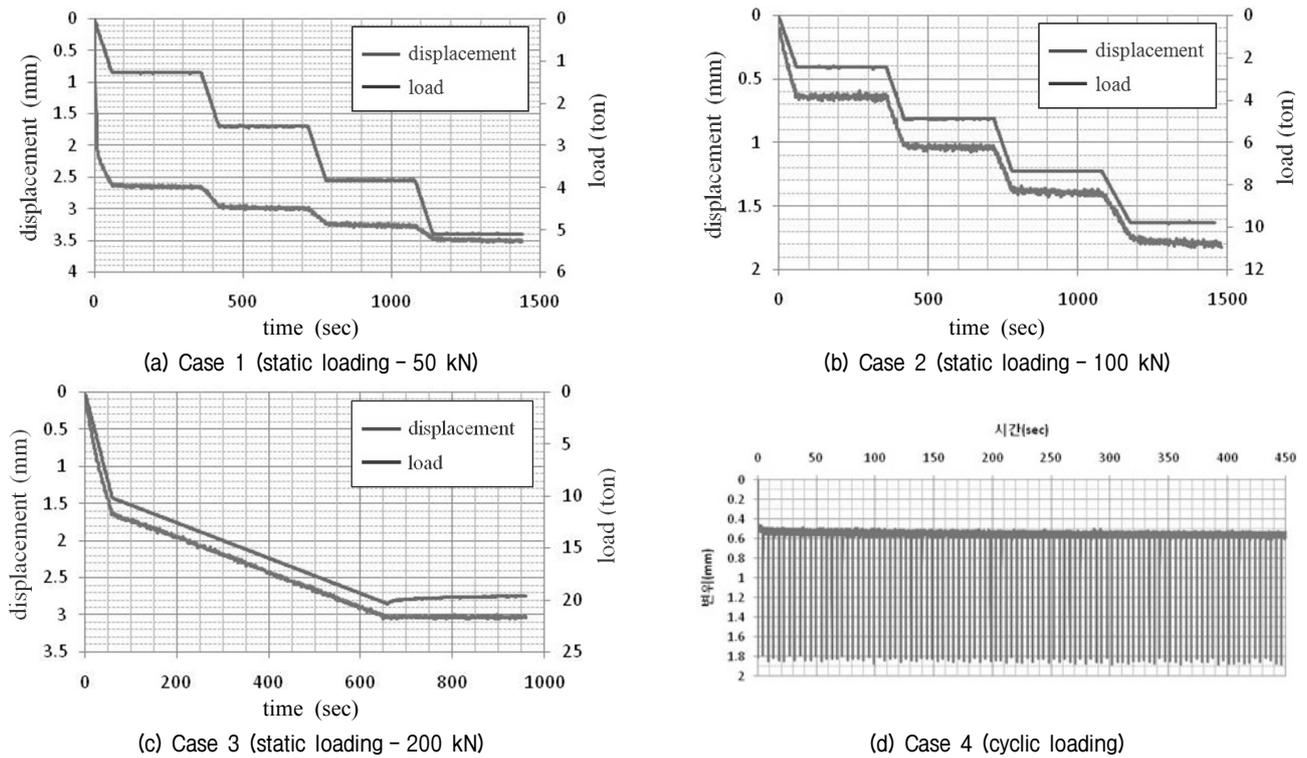


Fig. 13. Loading test results

Table 4. Loading test condition and results

|                     | No. | Applied Load | Loading period        | Max. displacement |
|---------------------|-----|--------------|-----------------------|-------------------|
| Static loading test | 1   | Max. 50 kN   | 24 min.               | 1.0 mm            |
|                     | 2   | Max. 100 kN  | 24 min.               | 1.8 mm            |
|                     | 3   | Max. 200 kN  | 16 min.               | 3.1 mm            |
| Cyclic loading test | 1   | 5~50 kN      | 50 min. / 672 times   | 1.6 mm            |
|                     | 2   | 6~60 kN      | 50 min. / 674 times   | 1.6 mm            |
|                     | 3   | 10~100 kN    | 150 min. / 2000 times | 2.0 mm            |



Fig. 14. Location of site

과하고, 곡선시공 및 굴착면에 수로박스가 존재하고 있어(Fig. 15(b) 참조) 기존 비개착 공법으로는 시공이 불가능하여 본 연구에서 개발한 공법을 적용하였다. Fig. 16의 도면과 같이 터널의 길이는 약 85m이며, 단면은 폭 10.7m, 높이 7.9m이다.

## 5.2 시공과정

가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 시공과정은 Fig. 17과 같다. 먼저 굴착전 직천공 강관보강 그라우팅(Fig. 17(a))을 굴착면 외주면을 따라 시공하고 막장면 보강을 위해 soil-nailing을 설치(Fig. 17(b))한다. 굴착(Fig. 17(c)) 후 강지보재(H-Beam)을 설치(Fig. 17(g))하고 토목섬유백(가압백)을 설치 후 그라우팅을 실시한다(Fig. 17(h)). 즉 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 시공은 굴착 후 숏크리트, 강지보, 토목섬유백(가압백)을 설치하는 반복적인 과정으로써 일반 터널 굴착공법과 유사한 방식으로 공정이 매우 단순한 장점이 있다. 굴착이 완료(관통)되면 방수작업 후 콘크리트 라이닝을 설치하고 양생기간을 거친 후 중앙의 H-beam 기둥을 제거하게 된다.

### 5.3 현장적용 결과

가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 공사기간은 2010년 8월~2012년 4월로 약 13.5개월 만에 85m 구간의 시공을 완료하여 동일 현장의 인접구간에서 시공한 기존 비개착 공법(공사기간 약 24개월)에 비해 약 35% 공기

단축 효과(단면크기 및 굴착거리 고려)를 확인하였을 뿐만 아니라 기존공법 대비 강재사용량을 약 76% 감소 시킨 것으로 나타나 공사비 절감 효과도 확인하였다.

또한 Fig. 18(a)의 지반변위 측정결과와 같이 굴착 기간 중 발생한 최대 지반침하는 약 10mm인 반면 굴착 종료 시점에서 최종 침하량은 약 1.8mm로 나타나 가압

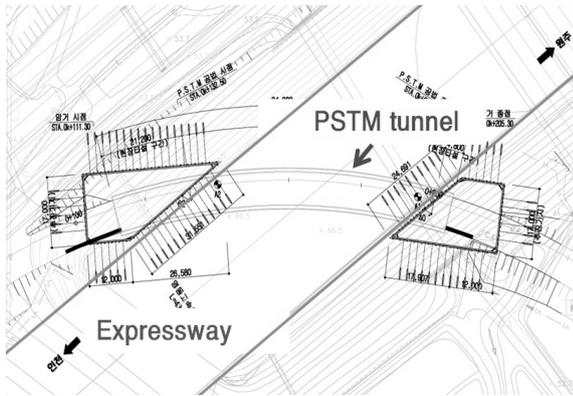


(a) construction under very low overburden (80 cm)

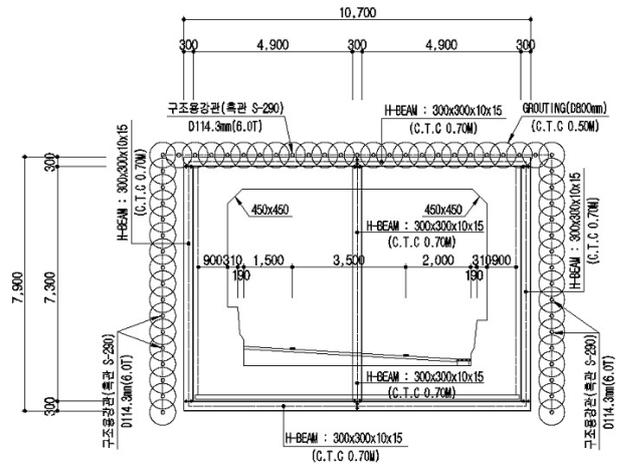


(b) concrete channel box in the excavated area

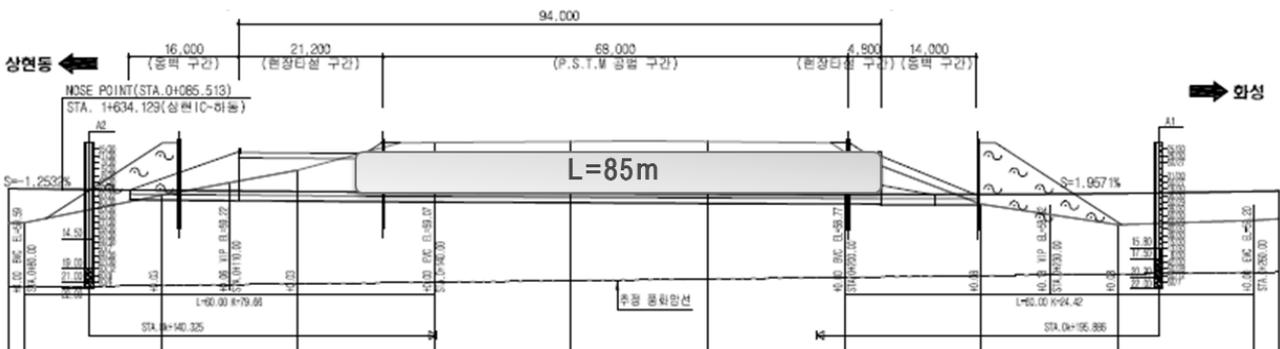
Fig. 15. Description of the site



(a) Plane view



(b) cross section (10.7 x 7.9 m)



(c) longitudinal section

Fig. 16. Design drawings



(a) Steel pipe grouting



(b) Soil-nailing reinforcement



(c) Excavation



(d) Removal of excavated soil



(e) Spray of shotcrete at face



(f) Compaction of ground



(g) Installation of steel ribs



(h) Installation of pressurization bag and grouting



(i) Spray of shotcrete between steel ribs



(j) Breakthrough



(k) Waterproofing work



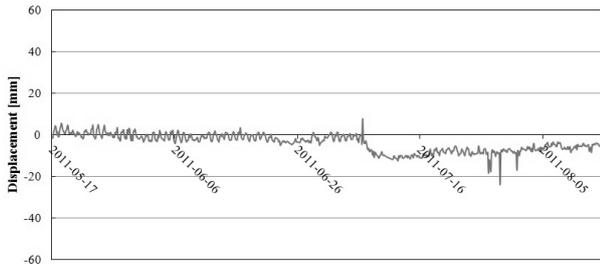
(l) Installation of form and placement of concrete

Fig. 17. Construction process

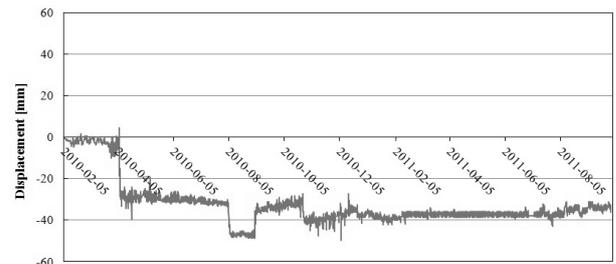
지보로 인해 굴착 중 발생한 지반침하를 회복시키는 효과를 확인할 수 있었다. 동일 현장의 인접구간에서 시공한 기존 비개착 터널공법과 비교해 보면 Fig. 18(b)와 같이 굴착 중 최대 침하량은 약 49.7mm, 굴착 종료 후 최종

변위는 약 35mm로 상대적으로 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 지반변위 억제효과를 명확하게 확인할 수 있었다.

또한 Fig. 19(b)와 같이 기존 비개착 터널공법의 적용



(a) Pressurizing support tunneling method



(b) Conventional method

Fig. 18. Monitoring results of ground settlement



(a) Pressurizing support tunneling method



(b) Conventional method

Fig. 19. Results of above ground condition

구간에는 굴착시 지반침하 및 그라우팅 압력제어 실패로 인한 지반응기로 인해 상부 도로에 약 30cm 가량의 단차가 발생하였지만, 가압식 지보를 이용한 비개착 터널 공법 적용 구간의 상부 도로에는 Fig. 19(a)와 같이 지반 침하 및 히빙 현상이 전혀 발생하지 않는 것으로 나타나 본 연구에서 개발한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널 공법의 변위제어 효과를 잘 보여주고 있다.

## 6. 결론

본 연구에서는 기존 비개착 공법의 문제점을 개선할 수 있는 새로운 개념의 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법 개발하였으며 그 이론적 원리에 대한 연구를 수행하였다. 또한 수치해석과 모델시험을 거쳐 실제 현장에 적용하였으며 이를 통해 개발공법의 변위제어 효과를 확인하였다. 본 연구결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 새롭게 제안한 가압식 지보를 이용한 비개착 터널 공법은 강지보재(H-beam)의 외부 플랜지면과 굴착면 사이에 자루형태의 토목섬유백(가압백)을 삽입한 후 시멘트 밀크를 가압 그라우팅하면 토목섬유백이 점차 부풀어 올라 굴착면과 강재 플랜지면 사이의 공간을 채우고 두 면 사이에 압력을 가함으로써 굴착으로 인해 발생한 지반변형을 회복시킬 수 있는 공법이다.
- (2) 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 핵심원리를 지반반응곡선과 지보재 특성곡선을 통해 증명하였으며 가압식 지보시스템 적용 시 막장 전방에서 미리 지보재를 설치하는 선지보 효과를 발휘할 수 있음을 증명하였다.
- (3) 3D 수치해석을 수행하여 가압식 지보를 이용한 비개

착 터널 공법의 변위제어 효과를 확인하였으며, 지보재의 안정성을 확인함으로써 공법의 타당성을 검증하였다.

- (4) 가압백 그라우팅 시험을 수행하여 가압식 지보 시스템의 효과를 검증하였으며, Mock-up 테스트를 통해 고속도로 하부 적용시 일시적으로 발생할 수 있는 무지보 자립구간의 안정성을 검증하였다.
- (5) 광교택지개발 부지조성현장 적용을 통해 가압식 지보를 이용한 비개착 터널공법의 변위제어 효과 및 공기단축 효과를 확인하였다.

## 감사의 글

이 연구는 현대건설(주)의 연구개발과제(10ADIT04)에 의해서 수행되었습니다.

## 참 고 문 헌

1. Kim, T. S., Sim, B. K., Lee, K. S., and Lee, I. M. (2010), "Effect of pressurized grouting on pullout resistance and group effect of compression ground anchor", *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.26, No.6, pp.5-19.
2. Carranza-Torres, C. and Fairhurst, C. (2000), "Application of the convergence-confinement method of tunnel design to rock masses that satisfy the Hock-Brown failure criterion", *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.15, No.2, pp. 187-213.

(접수일자 2012. 5. 10, 심사완료일 2012. 7. 11)

## 모래-세립분 혼합토에 대한 반복전단강도특성 평가

### Evaluation of Cyclic Shear Strength Characteristics of Sands Containing Fines

김 옥 기<sup>1</sup> Kim, Uk-Gie

김 동 옥<sup>2</sup> Kim, Dong-Wook

이 준 용<sup>2</sup> Lee, Joon-Yong

김 주 형<sup>3</sup> Kim, Ju-Hyong

#### Abstract

In most design codes, soils are classified as either sandy or clayey soils, and appropriate design equations for each soil type are used to estimate their soil behaviour. However, sand-fine mixtures, which are typically referred to as intermediate soils, are somewhere at the middle of sandy or clayey soils, and therefore a unified interpretation of soil behaviour is necessary. In this paper, a series of cyclic shear tests were carried out for three different combinations of sand-fine mixtures with various fines content. Silica-sand mixture and fines (Iwakuni natural clay, Tottori silt, kaolinite) were mixed together with various mass ratios, while paying attention to the changes of void ratios expressed in terms of sand structure. The cyclic shear strengths of the mixtures below the threshold fines content were examined with the increasing fines contents. As a result, as the fines contents increased, their cyclic deviator stress ratios decreased for dense samples while it increased for loose samples. Additionally, cyclic deviator stress ratio of the mixtures was estimated using the concept of equivalent granular void ratio.

#### 요 지

토질분류법에서 흙은 크게 사질토와 점성토로 분류되며, 실제 설계에서도 이와 같이 분류된 흙 종류에 따라 다른 예측식을 사용하여 흙의 거동을 평가하고 있다. 그러나, 모래-세립분 혼합토는 전형적으로 중간토(intermediate soil or transitional soil)로 구분되어 모래와 점토의 중간적인 성질을 나타내기 때문에, 이러한 혼합토에 대한 거동특성을 평가할 수 있는 기준이 필요하다. 본 논문에서는 입도분포를 조정된 특정 모래에 세 가지 종류의 세립분으로 구성된 다양한 세립분함유율을 갖는 시료를 대상으로 일련의 반복 삼축압축시험을 수행하였다. 모래가 골격을 이루는 간극비(골격간극비)를 고려하여, Silica sand와 세립분(Iwakuni natural clay, Tottori silt, kaolinite)을 다양한 건조 중량비로 혼합하여 그 특성을 파악하였으며, 실험결과로 전환 세립분함유율(threshold fines content)을 넘지 않는 혼합토의 반복전단강도를 세립분 함유율 증가에 따라 평가하였다. 그 결과, 반복 전단응력비는 세립분 함유율 증가에 따라 조밀한 시료에서는 감소, 느슨한 시료에서는 증가하는 결과를 나타냈으며, 혼합토의 반복전단응력비를 등가골격간극비의 개념을 이용하여 평가했다.

**Keywords :** Equivalent granular void ratio, Fines content, Liquefaction resistance, Sand skeleton structure, Sand-fines mixtures

1 정회원, 한국건설기술연구원 박사후 연구원 (Post-Doctoral Researcher, Geotechnical Engineering Research Division, KICT, Tel: +82-31-910-0747, Fax: +82-31-910-0211, ugkim@kict.re.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국건설기술연구원 박사후 연구원 (Post-Doctoral Researcher, Geotechnical Engineering Research Division, KICT)

3 정회원, 한국건설기술연구원 연구위원 (Research Fellow, Geotechnical Engineering Research Division, KICT)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

## 1. 서론

토질분류법은 흙의 세립분함유율 50%를 기준으로 그 이상일 경우 점성토, 그렇지 않을 경우를 사질토로 구분하고 있으며, 실제 설계에서도 점성토와 사질토에 따라 다른 설계공식이 제시되고 있다. 그러나, 사질토로 분류된 지반의 대부분은 세립분을 함유하고 있으며, 실제 자연지반에서도 모래, 실트, 점토 등의 입경과 성질이 서로 다른 토립자가 복잡하게 혼재하고 있어 흙을 간단히 “모래” 또는 “점성토”로 분류하기 어려운 경우가 많다. 특히, 최근 증가하고 있는 해상 풍력발전소나 해상 플랜트 등의 해상 구조물은 그 입지선정이 매우 제한적이며, 지반개량 또한 곤란한 경우가 많으므로 다양한 지반을 대상으로 한 해양하중 등의 평가가 필요하다.

모래, 실트, 점토가 혼합된 흙은 모래와 점토의 중간적인 성질을 나타내기 때문에 Intermediate soil 또는 Transitional soil, 일본에서는 중간토(이하 혼합토)로 구분하고 있으며, 이러한 혼합토의 역학적 특성에 대한 연구가 아직 활발히 이루어지지 않아 이들 흙의 특성을 평가하는데 신중을 기해야 한다(Geo-Tech Note 2; Intermediate Soil, 1992). 이와 같이, 세립분을 함유한 혼합토의 액상화에 관한 기존 연구는 크게 ‘활성이 있는 세립분’과 ‘비소성 세립분’에 관한 연구로 구분가능하며 이에 대한 내용들은 다음에 간단히 나타냈다.

Fei(1991)는 1976년 중국의 Tangshan지진 현장조사에서 실트질 흙의 액상화 저항은 세립분의 증가에 따라 증가한다고 하였으며, Chang 등(1982), Dezfulian(1982)는 실내실험을 통하여 실트나 소성이 낮은 세립분의 함유율이 증가할수록 사질토의 액상화 저항강도는 증가한다고 보고하였다. Ishihara and Koseki(1989), Yasuda 등(1994)은 실트나 점토의 명확한 상관관계 없이 소성지수가 증가하면 액상화 저항강도도 증가한다고 하였다. 반면, Tronsco and Verdugo(1985)는 광산 모래를 이용하여 실험한 결과, 세립분이 증가할수록 액상화 강도는 감소하는 경향이 있다고 하였고, 황대진 등(1993)은 Toyoura sand와 실트를 혼합한 시료를 대상으로 액상화 및 정적 삼축실험을 수행하여 실트가 증가하면 액상화 강도는 감소하며, 이러한 이유는 세립분 증가에 따른 입자간의 다일레이턴시(dilatancy) 저항력 감소에 그 원인이 있다고 보고하였다. Vaid(1994)는 일정한 간극비나 일정한 건조 중량으로 공시체를 제작하여, 실트함유율이 증가하면 액상화 강도는 감소한다고 보고하였다. Koester(1994)와

Law and Ling(1992) 등은 일정한 간극비로 시료를 제작한 액상화 강도는 세립분함유량이 증가함에 따라 초기에는 감소하지만, 어느 일정량의 세립분함유율을 기준으로 다시 증가한다고 보고한 바 있다. 또한, Shen(1977), Vaid(1994)는 액상화 강도는 단순히 세립분함유율의 상관관계가 아닌 모래의 골격구조와 크게 관련이 있다고 제안했다. 이와 같이, 혼합토에 관한 기존 연구에서는 세립분함유율의 증가에 따라 액상화 강도가 증가 또는 감소한다는 상반된 견해가 대두되어 통일적인 해석이 어려우며, 최근 이러한 액상화 강도의 증감은 세립분의 활성 유무에 기인하여 다양한 해석이 이루어지고 있다[Belkhatir et al.(2010), Bouferra and Shahrouf(2004), Carraro et al.(2009), Xenaki and Athanasopoulos(2003)]. 그러나, 이러한 혼합토를 대상으로 한 연구결과에서 모래가 골격구조를 이루고 있는 영역에서는 모래의 다양한 초기구조가 존재하므로 단순한 세립분의 함유량만으로 액상화 강도 경향을 일괄적으로 평가하는 것은 한계가 있다고 판단된다. 지금까지 연구된 많은 액상화에 관한 연구에서 공시체 제작방법은 연구자마다 각기 다르며, 거동을 지배하는 모래의 골격구조에 대한 연구는 그다지 수행되지 않았다.

본 연구에서는 넓은 범위의 혼합시료를 실험하기 위하여 Silica sand와 자연점토, 자연실트, 상업용 점토를 각각 혼합하여 3가지의 혼합시료를 실험에 이용하였다. 공시체 제작은 습윤다짐법과 예압밀법을 이용하여 모래가 골격구조를 이루고 있는 상태에서 세립분이 매트릭스를 구성하는 상태에 이르기까지 세립분함유율의 변화에 따른 일련의 비배수 반복전단시험을 수행하였다.

## 2. 시료 및 시험방법

### 2.1 시료의 물리적 성질

본 실험에서 사용된 조립토는 입도를 조정된 Micawa Silica sand를 사용했으며, 세립토는 일본 Yamaguchi현 Iwakuni항에서 채취한 해성점토 Iwakuni clay와 Tottori 현 서부지진 발생 시, 실제 액상화에 의해 분사된 Tottori silt 그리고, 상업용 점토인 Kaolinite를 각각 다양한 비율로 혼합하여 세 종류의 혼합토로 공시체를 제작하였다. 실험에 이용한 시료의 물리적 성질과 입도분포곡선은 각각 Table 1과 Figure 1에 각각 나타냈다.

이들 시료를 이용하여 세립분함유율을 증가시키며 다양한 공시체를 제작하였다(Table 2). 각각의 세립분(Iwakuni

clay, Tottori silt, Kaolinite)에 대하여, 건조중량비로 Silica sand-Iwakuni clay는 8가지, Silica sand-Tottori silt와 Silica sand-Kaolinite는 각각 7가지와 6가지 시료를 제작했으며 모래에서 순수한 세립토에 이르는 공시체를 제작하여 실험하였다.

모든 시료에 대해 액소성 시험을 수행하여 소성지수를 조사한 결과 Iwakuni clay 혼합토의 경우, 세립분함유율( $F_c$ )가 20% 이상, Kaolinite 혼합토의 경우 30% 이상의 시료에서 활성을 나타내고, 그 미만의 세립분함유율과 Tottori silt 혼합토에서는 모든 시료가 비소성인 것을 알 수 있었다. Iwakuni clay와 Tottori silt는 자체적으로 약 2%의 모래를 함유하므로, 실험에 이용한 공시체의 세립분함유율은 실제 세립분함유율보다 조금 낮게 구성되어 있다.

## 2.2 공시체 제작방법 및 간극비

실험에 이용한 공시체 제작은 Iwakuni clay함유율 20%, Kaolinite함유율 30% 이상의 시료에 대해서는 활성을 가지고 있으므로, 액성한계의 약 2배에 해당하는 함수비로 교반하고 슬러리 상태의 시료를 예압밀셀에 넣고 정규

압밀상태의 조건을 재현하기 위해 연직압력 50kPa로 재하하여 예압밀시킨 후, 직경 5cm, 높이 10cm의 치수로 성형하였다. 한편, 비소성을 나타내는 Iwakuni clay함유율 20% 미만, Kaolinite함유율 30% 이하, Tottori silt의 모든 시료에 대해서는 다양한 상대밀도와 모래 골격구조를 갖는 공시체를 조성하기 위하여 철재 램머를 이용한 습윤 다짐법을 이용하였으며, 몰드 안에 시료를 5층으로 나누어

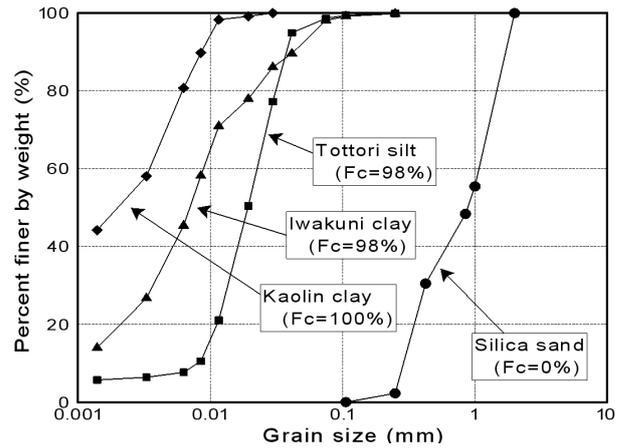


Fig. 1. Grain size distribution curves of samples

Table 1. Physical properties of test materials

| Sample       | Fines content, $F_c$ (%) | Clay content, $C_c$ (%) | Gravity, $G_s$ | Plasticity index, $PI$ | Mean size, $D_{50}$ (mm) | Coefficient of curvature, $C_u$ |
|--------------|--------------------------|-------------------------|----------------|------------------------|--------------------------|---------------------------------|
| Silica sand  | 0                        | 0                       | 2.652          | NP                     | 0.861                    | 4.04                            |
| Iwakuni clay | 98                       | 38.8                    | 2.610          | 47.57                  | 0.006                    | -                               |
| Tottori silt | 98                       | 6.0                     | 2.665          | NP                     | 0.019                    | 2.85                            |
| Kaolinite    | 100                      | 72.3                    | 2.618          | 21.80                  | 0.002                    | -                               |

Table 2. Relation between mixed proportions and fine contents

| Silica sand mix. Mixture rate by weight (%) | Iwakuni clay               |                   | Tottori silt               |                   | Kaolinite                  |                   |
|---|----------------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|----------------------------|-------------------|
|   | Mixture rate by weight (%) | Fines content (%) | Mixture rate by weight (%) | Fines content (%) | Mixture rate by weight (%) | Fines content (%) |
| 100   | 0                          | 0.0               | 0                          | 0.0               | 0                          | 0.0               |
| 90  | 10                         | 9.8               | 10                         | 9.8               | 10                         | 10.0              |
| 85  | 15                         | 14.7              | 15                         | 14.7              | 15                         | 15.0              |
| 83  | 17                         | 16.7              | -                          | -                 | -                          | -                 |
| 80  | 20                         | 19.6              | 20                         | 19.6              | 20                         | 20.0              |
| 70  | 30                         | 29.4              | 30                         | 29.4              | 30                         | 30.0              |
| 50  | 50                         | 49.0              | 50                         | 49.0              | -                          | -                 |
| 0   | 100                        | 98.0              | 100                        | 98.0              | 100                        | 100.0             |

Table 3. Compaction method for preparation of specimens

| $E_c$ (kJ/m <sup>3</sup> ) | Number of dropping per a layer |     |     |     |     | Height of dropping weight (m) | Weight of rammer (kN) |
|----------------------------|--------------------------------|-----|-----|-----|-----|-------------------------------|-----------------------|
|                            | 1st                            | 2nd | 3rd | 4th | 5th |                               |                       |
| 504                        | 60                             | 80  | 100 | 120 | 140 | 0.184                         | 0.00116               |
| 324                        | 40                             | 50  | 65  | 75  | 85  | 0.184                         | 0.00116               |
| 113                        | 14                             | 19  | 23  | 25  | 29  | 0.184                         | 0.00116               |
| 51                         | 4                              | 7   | 10  | 13  | 16  | 0.184                         | 0.00116               |
| 22                         | 5                              | 10  | 15  | 25  | 30  | 0.050                         | 0.00116               |

투입하고, 한층씩 램머를 이용하여 다짐횟수와 낙하높이를 변화시켜 과소다짐법(under compaction)으로 소정의 에너지를 가하여 성형(Adachi 등, 2000)하였다. 공시체 제작에 이용한 다짐조건은 Table 3과 같다.

다짐에너지는 Iwakuni clay혼합토를 기준으로  $22\text{kJ/m}^3$ 부터  $504\text{kJ/m}^3$ 까지 5가지의 다짐에너지를 설정하였으며,  $1008\text{kJ/m}^3$  이상의 다짐에너지로 다짐해도  $504\text{kJ/m}^3$ 로 제작한 상대밀도 70% 이상의 공시체를 제작하는 것은 불가능했으므로, 실험에서 사용한 램머로 다짐 가능한 최대 에너지를  $504\text{kJ/m}^3$ 로 설정했다. 다짐공시체 제작 시, 시료의 함수비는 11%로 통일하였으며, 이것은 혼합토의 특성상 재료분리(collapse)가 일어나지 않고 균등하게 혼합시키기 위함이며 또한, 실험에 사용한 소성점토의 고유한 성질을 변화시키지 않고 다짐을 효과적으로 행하기 위해서 설정한 함수비이다(Nacini and Baziar, 2004). 또한, 습윤상태( $w=11\%$ )에 있는 모래시료에 가장 낮은 에너지로 다짐한 결과, 조립자의 표면장력에 의해 기전상태에서 측정된 Silica sand의 최대간극비를 넘는 아주 느슨한 공시체를 제작하는 것이 가능하였다.

Figure 2에는 반복삼축시험 수행 시, 응력비가 서로 다른 공시체 4개의 평균 간극비와 세립분함유율과의 관계를 각각 나타냈다. Figure 2(a)에 나타난 바와 같이  $F_c=0\text{-}20\%$ 의 영역에 대해 제작한 공시체에 낮은 다짐에너지( $E_c=22, 51\text{kJ/m}^3$ )를 적용한 경우, 상대밀도 30% 이하의 느슨한 모래에 세립분함유율이 증가함에 따라 밀도 자체가 증가하여 간극비가 선형적으로 감소하는 경향이 나타났으며, 다짐에너지 113- $504\text{kJ/m}^3$ 로 제작한 공시체에서는 세립분함유율이 증가함에 따라 간극비가 감소하여 10-15%에서 가장 작은 값을 나타낸 후, 세립분이 증가할수록 간극비가 오히려 증가하는 경향을 나타낸다. 이는 상대밀도 50% 이상의 비교적 조밀한 모래의 간극에 세립분이 함유되어 간극비는 감소하며,  $F_c=15\%$  이상이 되면 증가된 세립분에 의해 모래 함유량이 감소하여 오히려 간극비가 증가하기 시작하는 것을 알 수 있다. 또한, 세립분함유율 17%에서는 다짐에너지의 크기에 상관없이 모든 시료가 한 간극비에 수렴되어, 이 지점이 모래의 골격구조에서 세립분의 구조로 전향되는 전환 세립분함유율(threshold fines content)으로 판단할 수 있다. 세립분함유율을 계속 증가시켜  $F_c=20\%$  이상의 예압밀 시료로 제작한 공시체의 경우, 간극비는 점차 증가하여 점토 고유의 특징을 나타내는 것을 알 수 있다. 이와 같은 간극비와 세립분함유율의 관계는 활성을 가지고 있는 Kolinite(Figure 2(b))에서도 동일한

경향을 나타내고, Kaolinite 함유율 30%에서는 다짐에너지  $504\text{kJ/m}^3$ 을 적용한 경우와 예압밀시료에서 유사한 간극비를 얻을 수 있었다.

활성을 가지는 세립분과는 상이하게 실트 혼합토에서는 초기 모래의 최대·최소 간극비에서 세립분 함유율이 증

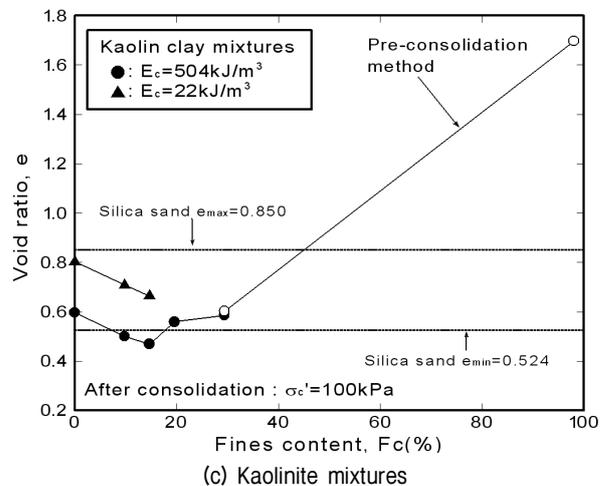
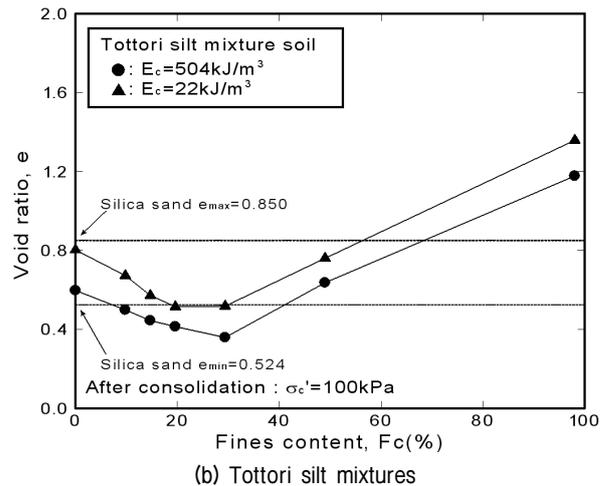
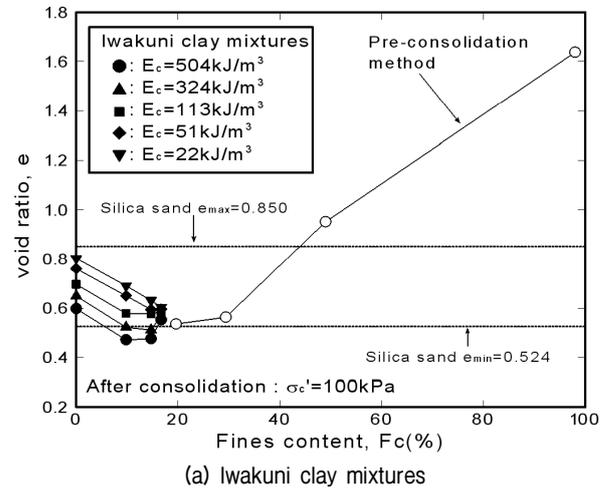


Fig. 2. Relation between void ratio and fines content

가함에 따라 간극비는 초기에 감소하며 ‘전환 세립분함 유율( $F_{cth}$ )’을 기준으로 간극비는 증가하는 특징을 나타낸다. 이는 모래의 간극안에 실트가 혼합되어 간극비는 감소하며, 세립분 함유율이  $F_{cth}$  이상이 되면 오히려 실트 안에 모래가 부유하는 구조로 전향되어 간극비가 증가한 것이며, 실트도 모래와 유사한 활성이 없는 입상체이므로 소성지수를 나타낸 세립분과 같이 간극비가 한 점에 집중되는 현상은 나타나지 않았다.

### 2.3 실험방법

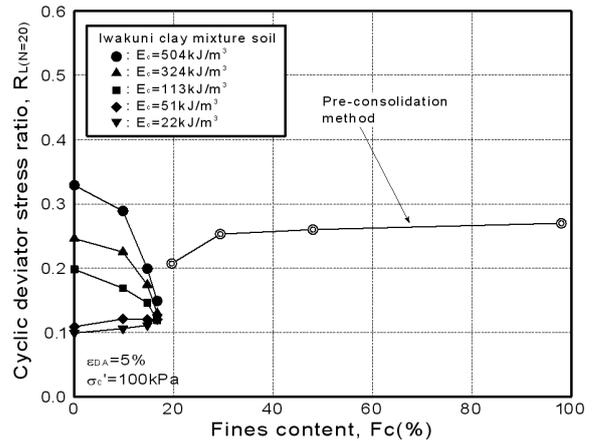
본 실험에 사용한 시험기는 일본 Kyusyu MARUTO사의 전/공 서보식(servo type) 반복 삼축시험기로 일정한 하중진폭으로 0.001-0.5Hz의 주파수로 재하가능한 공압제어식 반복 삼축시험장치이며, 재하주파수 0.02Hz, 유효 구속압 100kPa의 구속압을 일정하게 유지시킨 조건에서 비배수 반복전단시험을 수행하였다. 순수한 모래를 대상으로 한 반복 전단삼축시험에서 재하주파수는 액상화 강도에 커다란 영향을 미치지 않지만(Yasuda and Soga, 1984), 점성토의 반복 전단강도는 재하주파수의 상승에 따라 강도가 높게 평가되는 것으로 알려져 있다(Yamamoto and Hyodo, 1999). 이에 실험에서는 모래구조에서 점토성분의 매트릭스까지 소성지수가 서로 다른 시료에 대해 동일한 재하속도를 적용하여 반복전단강도에 대한 균일한 평가를 수행하고자, 실험기의 특성을 고려하여 장시간 일정한 사인파 하중을 정확하게 제어할 수 있는 재하주파수로 0.02Hz를 설정하였다.

## 3. 실험결과와 고찰

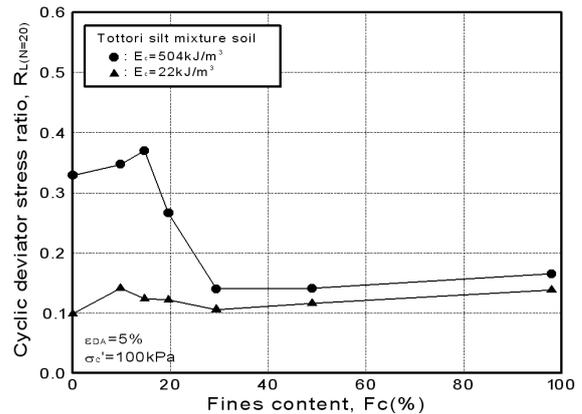
### 3.1 비배수 반복전단강도 특성

실험 결과로 Figure 3에 반복축차응력비( $\sigma_d/2\sigma'_c$ )와 양진폭 축변형률( $\epsilon_{DA}$ )이 5%발생할 때의 반복횟수(N)의 관계를 나타냈다. Seed 등(1983)이 제안한  $\tau_c=0.65\tau_{max}$ 에 대응하는 등가반복횟수에 대하여 지진 magnitude 7.5에 상당하는 등가반복횟수를 20회로 상정하여 반복 전단응력비를 반복 전단강도비  $R_{L(N=20)}$ 로 나타내어, 세립분함유율이 반복전단강도에 미치는 영향을 검토하였다. 여기서,  $\sigma_d$ 는 축차응력,  $\sigma'_c$ 는 유효구속압을 나타낸다. 우선, 세립토가 활성을 나타내는 Iwakuni clay 혼합토와 Kaolinite 혼합토를 나타낸 Fig. (a), (c)에서 다짐에너지가 높은 범위에 속

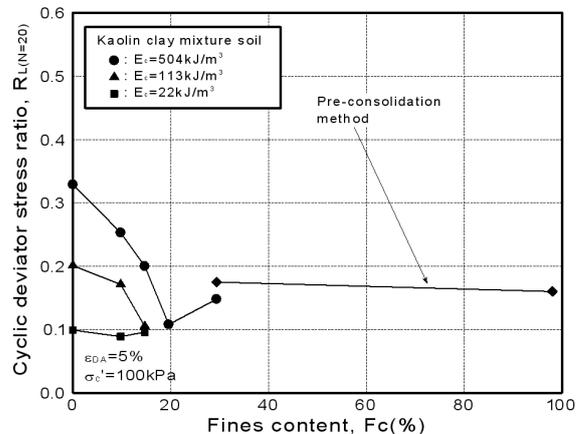
하는 113-504kJ/m<sup>3</sup>로 제작한 공시체에 대해서는 세립분함유율의 증가에 따라 반복전단강도가 큰 폭으로 감소하는 경향이 나타났다. 이것은 조밀한 모래골격을 갖는 구조일수록 조립토가 이루는 간극비가 작은 상태에서 미량의 세립분함유율에도 불구하고 골격구조가 쉽게 무너지는 것으로 판단된다. 한편, 다짐에너지가 낮은 22-51kJ/m<sup>3</sup>공시체



(a) Iwakuni clay mixtures



(b) Tottori silt mixtures



(c) Kaolinite mixtures

Fig. 3. Relation between cyclic shear strength ratio and fines content

에서는 큰 차이를 보이지 않지만 약간의 강도 상승을 나타내고 있다. 이것은 느슨한 골격상태에서 세립분의 증가로 인한 공시체 자체의 밀도 증가에 의한 것으로 고려된다.

세립분함유율이 증가하여 어느 정도 이상의 세립분함유율( $F_{ch}$ )에 도달하게 되면, 반복전단강도는 다짐에너지의 영향을 받지 않고 일정한 값을 나타내는데, 이는 세립분이 매트릭스를 형성하여 세립분구조의 영향을 받으며,  $F_c=30\%$  이상에서는 모래입자의 영향은 없어지고 점토의 고유강도를 나타내고 있는 것을 알 수 있다. 특히, Kaolinite 혼합토  $F_c=30\%$ 에서 다짐에너지법과 예압밀법으로 유사한 간극비를 나타낸 공시체의 반복 전단강도는 다짐법을 이용한 공시체보다 예압밀 시료의 경우가 높은 반복 축차응력비를 나타내고 있다. 이와 같은 결과는 Yamamoto and Hyodo(1999)의 압밀시간과 재하속도의 결과에서 제시한 바와 같이 예압밀법으로 제작한 공시체에서 세립토의 매트릭스구조가 발달하여 높은 강도를 나타낸다.

Figure 3(b)의 Tottori silt 혼합토의 결과에서는 높은 다짐에너지로 제작한 공시체의 경우, 활성을 가지고 있는 세립토와는 상이하게 세립분함유율이 낮은 영역에서 액상화강도는 증가하며,  $F_c=10\%$  지점에서 강도가 크게 감소한 후, 그 이상의 세립분함유율에서는 낮은 다짐에너지 공시체와 일정한 강도차이를 두고 일정하게 유지되고 있음을 알 수 있다. 이는 실트도 크기가 작은 입상체로서 모래와 같이 밀도의 증가에 의해 강도의 증가를 나타낸 후,  $F_c=10\%$ 지점에서 모래의 골격구조가 이격되기 시작하여  $F_c=30\%$ 에서는 실트고유의 강도를 나타내고 있다.

이와 같은 결과에서 기존 문헌연구의 세립분 함량에 따라 액상화 강도가 증가 또는 저하된다는 상반된 결과는 모래가 이루는 골격구조를 고려하는 것으로 인해 해명할 수 있다.

### 3.2 등가골격간극비에 의한 반복전단강도의 평가

혼합토의 특성을 검토할 때는 각기 다른 성질을 가진 두 가지 시료가 혼합되어 있으므로, 그 구조의 주체가 조립토인 경우와 세립토인 경우로 나누어 파악할 수 있다. 세립분함유율이 낮아 모래의 조립토가 형성하는 골격이 전체구조의 주체가 되는 경우는 세립분이 함유되어도 골격을 형성하는 모래입자의 간극사이에 세립토가 존재하는 상태로서 조립토 골격의 배열은 자유롭게 변화되며, 혼합토의 강도 및 거동특성은 주로 모래골격의 간극비에 지배된다. 한편, 세립분함유율이 어느 일정량

( $F_{ch}$ ) 이상이 되면 세립토 고유의 매트릭스가 구성되고 조립토의 접촉면이 이격되면서 모래입자가 그 안에 산재하는 상태가 된다. 이때 혼합토의 강도주체는 세립토 자체가 가지고 있는 성질에 지배된다. 이렇게, 혼합토 구조의 강도발현 주체는 세립분함유율에 의해 변화되며, 특히 세립분함유율이 낮은 영역에서는 조립토가 형성하는 골격구조(밀도)가 그 특성에 강하게 영향을 미쳐 세립토의 영향은 보조적으로 기여한다고 생각할 수 있다[Hyodo 등(2010), Kim 등(2007)]. 이러한 이유로 혼합토의 골격구조 특성을 보다 적절하게 평가하기 위해 Mitchell(1976)과 Kenny(1977)가 제안한 골격간극비의 개념을 이용하여 많은 연구가 수행되어 왔지만, 세립분의 종류에 구분을 두지 않고 세립분의 영향을 완전히 무시하는 가정에 의해 강도가 과소평가되고 골격구조가 이루는 다양한 초기상태를 평가하기에는 충분하지 않다.

본 연구에서는 통상적인 간극비와 골격간극비의 중간적인 개념으로 세립분이 조립분의 강도에 어느 정도는 기여하고 있다는 개념을 도입한 등가 골격간극비(Thevanayagam, 2002)를 통해 세립분이 강도에 미치는 영향을 검토했다. 등가 골격간극비는 Figure 4에 나타낸 혼합토의 삼상도와 같이 설명하는 것이 가능하다. 혼합토의 삼상도는 시료가 완전 포화상태인 경우 간극, 세립토, 조립토 3부분으로 분리하여 고려하는 것이 가능하며, 등가골격간극비  $e_{ge}$ 는 식 1과 같이 나타낼 수 있다.

$$e_{ge} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_{ss} + bV_{sf}} = \frac{V_v + (1-b)V_{sf}}{V_s - (1-b)V_{sf}} \quad (1)$$

여기서,  $b$ 는 조립토에 대한 세립분의 기여율(contribution factor)이라 정의하며, 식 (1)에 의해 등가 골격간극비가  $b=1$ 일 때는 세립토를 조립토와 동등하게 토립자로 간주

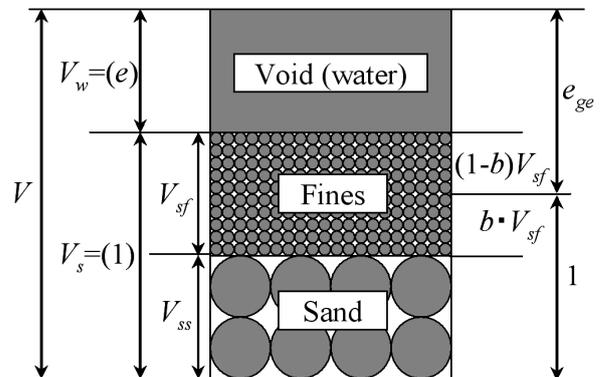


Fig. 4. Phase diagram of intermediate soil

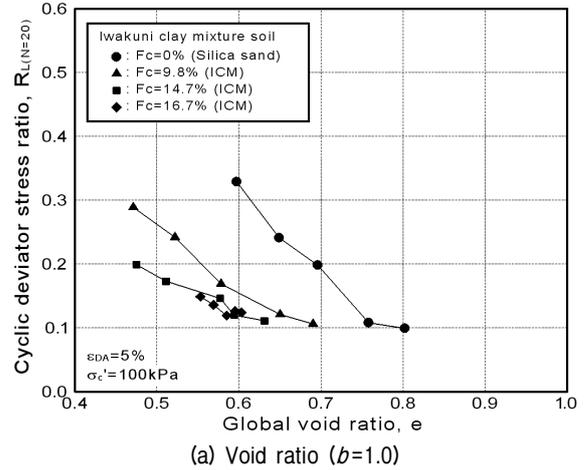
한 통상적인 간극비( $e$ )와 동일한 값이 되며,  $b=0$ 일 경우에는 세립분의 존재를 전혀 인정하지 않고 간극으로 간주한 골격간극비( $e_g$ )와 동일한 값이 된다. 이러한 기여율  $b$ 에 대한 이론은 아직 연구자들에 의해 의견이 통일되지 않고 여러 가지 의견이 분분하지만 통상적으로는 0에서 1사이의 값을 가지며, 그 값에 의해 조립토의 강도와 등가로 간주하는 정도를 나타내고 있다.

실험에서 얻은 혼합토의 비배수 반복전단시험의 결과에서 다짐에너지로 제작한 세립분함유율 20% 이하의 영역( $F_c < F_{cth}$ )에 대해서 반복전단강도와 등가골격간극비의 관계에 대해서 검토하였다. 가장 실험 케이스가 많은 Iwakuni clay 혼합토의 검토를 대표적으로 Figure 5에 나타냈다. 먼저 Figure 5(a)에 등가골격간극비 개념에서  $b=1$ 인 경우, 즉 통상의 간극비와 반복전단강도비의 관계를 나타냈다. 그림에서 간극비가 일정한 조건에서 세립분함유율이 높을수록 강도는 낮아지고, 동일한 세립분함유율에서 다짐에너지에 의한 강도의 변화는 세립분함유율의 증가에 따라 감소하는 것을 알 수 있다. 또한, 동일한 세립분함유율에 대해서 간극비가 작을수록 강도가 증가하는 경향이 나타났다. 이와같이 세립분이 존재하는 것에 의해 반복전단강도는 모래만의 거동과 확연히 다르고 일괄적인 경향을 나타내지 않는다.

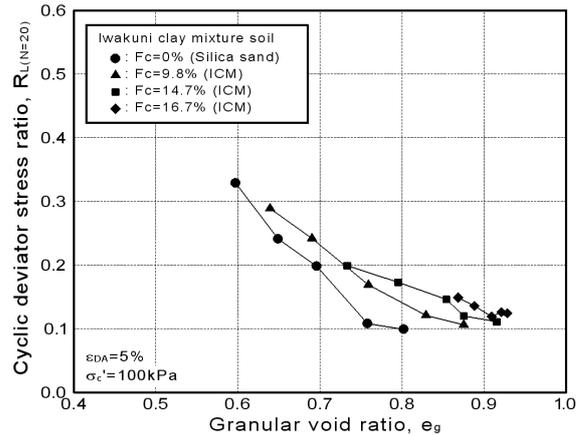
전술한 바와 같이 세립토의 영향을 완전 무시하고 골격을 이루는 모래만을 토립자로 간주한 골격간극비, 즉  $b=0$ 인 경우는 Figure 5(b)에서 나타낸 바와 같이, 순수한 모래의 강도를 기준으로 오른쪽에 위치하게 되며, 골격간극비의 감소에 따라 강도는 증가하고, 골격간극비가 일정한 경우 세립분함유율의 증가에 따라 강도가 증가한다. 이와 같은 관계에서 세립분이 함유되는 것에 의해 골격간극비는 과소평가되는 경향이 있으며, 강도간의 일의적인 관계를 나타내기에는 무리가 있음을 알 수 있다.

다양한 혼합토 공시체의 반복전단강도와 등가골격간극비의 관계에서 순수한 모래( $F_c=0\%$ )의 반복전단강도를 기준으로 혼합토에 대한 등가골격간극비의 기여율  $b$ 의 값을 0과 1사이의 범위에서 변화시켜가며 회귀분석한 결과, 가장 좋은 상관성을 나타낸  $b$ 를 기여율의 최적값으로 선정했다. Figure 5(c)에 반복전단강도비와 기여율 ( $b=0.3$ )을 적용한 등가골격간극비의 관계를 나타냈다. 전술한 Figure 5(a), (b)와의 비교에서 알 수 있듯이, 세립분함유율 20% 미만의 다양한 세립분함유율로 구성된 혼합토의 반복전단강도 분포를 순수한 모래의 반복전단강도와 간극비의 관계에 일치시키는 좋은 상관관계를 나타냈다.

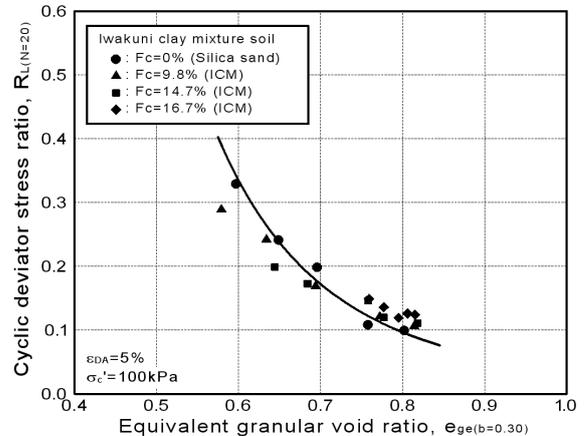
이와 동일한 과정을 거쳐, 다른 세립분(Tottori silt, Kaolinite)을 함유한 각각의 혼합토에 대해서도 검토를 수행한 결과 Figure 6과 같은 결과를 얻었다. 이는 실험에 조립토로 이용한 Silica sand의 반복전단강도에 대하여 Iwakuni clay 혼합토는 30%, Tottori silt는 43%, Kaolinite는 14%의 백분율로 기여하고 있는 것을 의미한다.



(a) Void ratio ( $b=1.0$ )



(b) Granular void ratio ( $b=0.0$ )



(c) Equivalent granular void ratio ( $b=0.3$ )

Fig. 5. Relation between cyclic shear strength ratio and equivalent granular void ratio

### 3.3 등가골격상대밀도에 의한 반복전단강도의 평가

액상화의 강도를 예측할 때, 액상화 강도는 대상지반의 밀도에 가장 큰 영향을 받는다. 그러나, 혼합토의 경우 세립분함유율의 변화에 따라 밀도나 간극비, 모래가 이루는 골격구조의 파악이 곤란하므로 액상화강도의 변화에 대해 일괄적인 해석이 어려운 상황이다. 지금까지의 액상화강도를 평가하기 위한 간이식은  $F_c < 10\%$  이하의 세립분함유율이 낮은 모래를 주대상으로 하고 있으며, 상대밀도의 정의에 대입되는 간극비의 정의 또한 세립분함유율 5% 이하로 정의되어 혼합토의 밀도를 평가하기에는 무리가 있다. 이에 모래의 상대밀도를 산정하는 식에서 간극비  $e$ 를 등가골격간극비  $e_{ge}$ 로 치환하여 식 (2)와 같은 등가골격상대밀도를 적용하여, 이 식에 의해 혼합토에 대해서도 세립분함유율의 변화를 반영하여 상대밀도를 파악하는 것이 가능하리라 생각된다.

$$D_{rge} = \frac{e_{maxH} - e_{eq}}{e_{maxH} - e_{minH}} \times 100(\%) \quad (2)$$

여기서,  $e_{maxH}$ ,  $e_{minH}$ 는 조립토의 최대/최소 간극비,  $e_{ge}$ 는 등가골격간극비이다.

Figure 7에 반복전단강도비와 등가골격상대밀도의 관계를 나타냈다. Figure 6의 결과와 동일하게 반복전단강도비와 등가골격상대밀도의 관계에서도 기여율을 변화시키는 것으로 순수한 모래만의 반복전단강도비와 일의적인 관계를 얻을 수 있었다. 또한, 본 연구에서 수행한 실험결과의 타당성을 비교검토하기 위해 Ishihara(1996)와 현행 일본 도로교량시방서(Matsuo, 2004)에 의한 모래의 액상화 강도의 추정치와 비교한 결과 좋은 상관관계를 나타내고 있으며, 세립토가 골격형성에 기여하는 정도를 적절히 평가함으로써 혼합토에 대해서도 기존의 모래에 대해 연구되어온 밀도와 액상화 강도와의 관계를 추정할 수 있게 되었다. 또한,  $D_r$  또는  $D_{rge}$ 이 25% 이하의 매우 느슨한 상태의 시료에 대해서 기존 추정식에서는 액상화 강도가 0으로 추정되는 문제점이 있었지만, 본 실험결과에서는 상대밀도가 0인 매우 약한 구조에서도 액상화 강도는 최소한 0.1정도가 발현되어 기존식에서는 액상화강도가 과소평가되었을 가능성이 있다고 고려된다.

### 4. 결론

본 연구에서는 다양한 종류의 혼합토에 대하여 모래의 골격구조와 세립분함유율이 액상화 강도에 미치는 영향과 특성을 파악하기 위해 세 종류의 세립토와 모래를 각각 혼합하여 모래만으로 이루어진 입상구조부터 세립분이 주체를 이루는 다양한 공시체를 제작하여 반복삼축압축시험을 수행하였으며, 혼합토의 반복전단강도를 평가하기 위해 등가골격간극비의 개념을 이용했다. 본 연구에서 얻어진 결과는 다음과 같다.

- (1) 혼합토의 컨시스턴스 시험과 공시체의 간극비 및 시험 결과로부터 모래의 골격구조에서 세립토의 구조로 전환되는 전환 세립분함유율(threshold fines content)을 파악하였다.
- (2) 혼합토의 비배수 반복전단강도는 모래가 골격을 형성하고 있는  $F_c < F_{cth}$ 의 영역에서는 모래의 골격구조가 강도발현의 주체가 되어 세립분함유율 보다는 모래

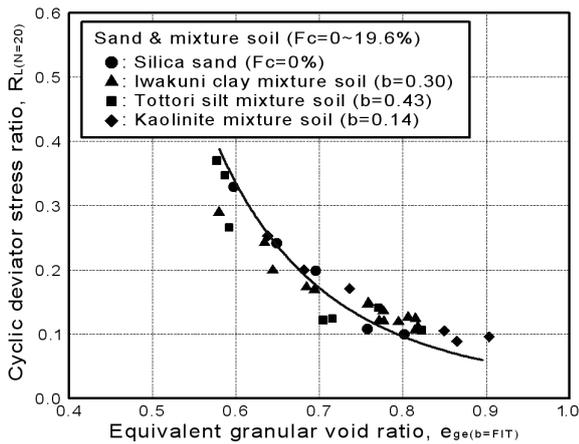


Fig. 6. Relation between cyclic shear strength ratio and equivalent granular void ratio ( $b=fit$ )

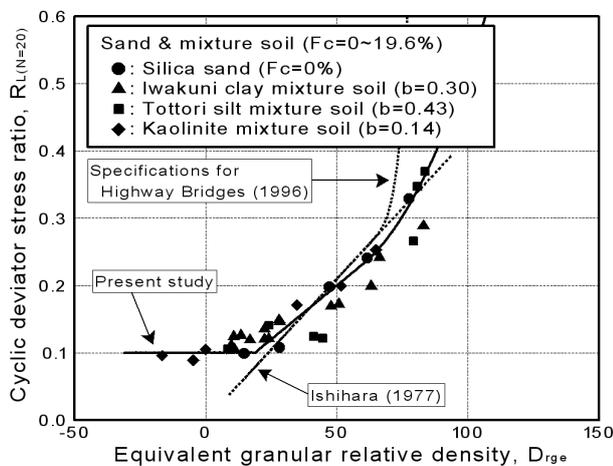


Fig. 7. Relation between cyclic shear strength ratio and equivalent granular relative density

구조의 밀도에 착안해야 하며,  $F_c > F_{cth}$  영역에서는 세립분의 매트릭스구조가 강도발현의 주체가 되어 세립토 주체의 강도에 의해 지배된다.

- (3) 활성을 나타내는 세립분의 경우  $F_c < F_{cth}$ 의 영역에서의 반복전단강도는  $F_c = 0\%$ 의 조밀한 모래상태에서 세립분함유율의 증가에 따라 모래의 골격구조가 느슨하게 이격되어 강도는 급격히 감소하며, 느슨한 공시체의 경우는 공시체밀도의 증가에 의해 약간의 강도증가를 나타낸다. 비소성인 실트의 경우에는 실트도 모래와 유사한 하나의 입상체로 고려되어 소성 세립분의 혼합토와는 다르게 조밀한 시료에서 초기에 강도가 증가한 후, 세립구조로 전환됨에 따라 강도가 급격히 감소하는 특징을 나타낸다.
- (4) 모래가 골격구조를 형성하고 있는  $F_c < F_{cth}$ 의 영역에서는 등가골격간극비의 개념을 도입하여 각각의 세립분이 모래강도에 대한 기여율을 산정했다. 또한, 등가골격상대밀도를 제안하여 혼합토의 액상화 저항강도를 모래의 액상화 저항강도에 일의적으로 나타내는 것이 가능했으며 현행시방서의 액상화 강도의 추정치와 비교한 결과, 좋은 상관관계를 나타냈다.

## 감사의 글

본 연구는 한국건설교통기술평가원 건설기술혁신사업 10기기술혁신E04 “대구경 대수심 해상기초시스템 기술개발”과제의 지원으로 이루어진 것이며, 연구수행에 도움을 주신 Yamaguchi(山口) Univ. Hyodo, Masayuki 교수님께 감사의 뜻을 전합니다.

## 참고 문헌

- Adachi, M., Yasuhara, K., and Shimabukuro, A. (2000), “Influences of Sample Preparation Method on the Behavior of Non-plastic Silts in Undrained Monotonic and Cyclic Triaxial Tests”, *Tsuchi-to-Kiso*, Vol.48, No.11, pp.24-27.
- Belkhatir, M., Arab, A., and Della, N. (2010), “Liquefaction Resistance of Chlef River Silty”, *Acta Polytechnica Hungarica*, Vol.7, No.2, pp.119-137.
- Bouferra, R., and Shahrou, I. (2004), “Influence of Fines on the Resistance to Liquefaction of a Clayey Sand”, *Ground Improvement*, Vol.8, No.1, pp.1-5.
- Carraro, J. A. H., Prezzi, M. and Salgado, R. (2009), “Shear Strength and Stiffness of Sands Containing Plastic or Nonplastic Fines”, *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, Vol.135, No.9, pp.1167-178.
- Chang, N. Y., Yeh, S. T., and Kaufman, L. P. (1982), “Liquefaction

Potential of Clean and Silty Sands” *3rd International Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, USA, Vol.2, pp.1017-1032.

- Dezfulian, H. (1982), “Effects of Silt Content on Dynamic Properties of Sandy Soils” *Proceedings of the Eighth World Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, USA, pp.63-70.
- Fei, H. C. (1991), “The Characteristics of Liquefaction of Silt”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Computational Mechanics Publications, South hampton, pp.293-302.
- Hwang, D. J., Yanagisawa, E., and Sugano, T. (1993), “Shear Characteristics of Silt Containing Sand”, *Journal of Japan Society of Civil Engineers(JSCE)*, No.463/III-38, pp.25-33.
- Hyodo, M., Kim, U. G., Nakata, Y., and Yoshimoto, N. (2010), “Effect of Fines on Undrained Shear Characteristics of Sand-Clay Mixtures”, *Journal of Japan Society of Civil Engineers (JSCE)*, Vol.66, No.1, pp.215-225.
- Ishihara, K. (1996), “Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics”, *1st ed.*, Oxford, Clarendon Press.
- Ishihara, K., and Koseki, J. (1989), “Discussion on the Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands”, *Earthquakes Geotechnical Engineering, Proceeding of the 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rio De Janiero, Brazil, pp.101-106.
- Japanese Geotechnical Society (1992), “Intermediate Soil, Sand or Clay”, *Geo-Tech Note 2*, pp.1-6.
- Kenny, T. C. (1977), “Residual Strengths of Mineral Mixture”, *Proceedings of the 9th International Conference Soil Mechanics*, Tokyo1, pp.155-160.
- Kim, U. G., Ahn, T. B., and Hyodo, M. (2008), “Effect of Fines Content on the Cyclic Shear Characteristics of Sand-clay Mixtures”, *Journal of Korean Geotechnical Society (KGS)*, Vol.24, No.1, pp. 51-59.
- Koester, J. P. (1994), “The Influence of Fine Type and Content on Cyclic Strength”, *Ground failures under seismic conditions, Geotechnical special publication*, No.44, ASCE, pp.17-33.
- Law, K. T. and Ling, Y. H. (1992), “Liquefaction of Granular Soils with Non-Cohesive and Cohesive Fines”, *Proceedings of the 10th world conference on earthquake engineering*, Rotterdam, pp.1491-1496.
- Matsuo, O., (2004), “Simplified Procedure for Assessing Liquefaction Potential of Soils in the Specifications for Highway Bridges”, *Journal of Japan Society of Civil Engineers (JSCE) invited paper*, No.757/III-66, pp.1-20.
- Mitchell, J. K. (1977), “Fundamentals of Soil Behaviour”, *2nd edn*, John Wiley Interscience NewYork, pp.172-189.
- Naeini, S. A., and Baziar, M. H. (2004), “Effect of Fines Content on Steady-State Strength of Mixed and Layered Samples of a Sand”, *Soil dynamic sand earthquake engineering*, Vol.24, pp.181-187.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., and Arango, I. (1983), “Evaluation of Liquefaction Potential using Field Performance Data”, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.109, No.3, pp.458-482.
- Shen, C. K., Vrymoed, J. L., and Uyeno, C. K. (1977), “The Effects of Fines on Liquefaction of Sands”, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol.2, pp.381-385.
- Thevanayagam, S., Shenthan, T., Mohan, S. and Liang, J. (2002), “Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silty”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, Vol.128, No.10, pp.849-859.

23. Tronco, J. H., and Verdugo, R. (1985), "Silt Content and Dynamic Behavior of Tailing Sands", *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco, USA, pp.1311-1314.
24. Vaid, V. P. (1994), "Liquefaction of Silty Sands", *Journal of ASCE, Ground failures under seismic conditions*, Geotechnical special publication, No.44, pp.1-16.
25. Xenaki, V. C., and Athanasopoulos, G. A. (2003), "Liquefaction Resistance of Sand-Silt Mixtures: an Experimental Investigation of the Effect of Fines", *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, No.23, pp.183-194.
26. Yamamoto, Y., and Hyodo, M. (1999), "Effect of Shearing Cyclic Frequency on Relationship Between Cyclic Shear strength and plastic index", *Proceedings of the 34th Japanese Geotechnical Society (JGS) Conference*, Vol.1, pp.1059-1060.
27. Yasuda, S., and Soga, K. (1984), "Effect of Shearing Cyclic Frequency on Liquefaction Characteristic", *Proceedings of the 19th Soil Mechanics and Foundation Engineering Conference*, pp.549-550.
28. Yasuda, S., Wakamatsu, K., and Nagase, H. (1994), "Liquefaction of Artificially Filled Silty Sands" Ground Failures Under Seismic Conditions, *Geotechnical Special Publication Journal of ASCE*, No.44, pp.91-104.

(접수일자 2012. 5. 10, 심사완료일 2012. 7. 6)

## 강우 침투 특성 분석을 위한 전기비저항 모니터링 탐사

### Analysis for Rainfall Infiltration Using Electrical Resistivity Monitoring Survey

김 성 옥<sup>1</sup> Kim, Sung-Wook

최 은 경<sup>2</sup> Choi, Eun-Kyeong

박 덕 근<sup>3</sup> Park, Dug-Keun

윤 여 진<sup>4</sup> Yoon, Yeo-Jin

이 규 환<sup>5</sup> Lee, Kyu-Hwan

#### Abstract

During rainfall period, to identify the characteristics of the infiltration of moisture, electrical resistivity monitoring survey was carried out to weathered zone. Four regions of geophysical exploration areas with different rock types, four regions were selected. An area consists of mafic granite and three areas are composed of sedimentary rocks (Sandstone, Shale, Unconsolidated Mudstone). Survey was conducted from June (rainy season) to November (dry season), and during the period the change in resistivity was observed. According to the result of monitoring exploration on Geumjeong and Jinju areas, for the estimation of the standard rainfall, it is necessary to estimate the effects of the antecedent rainfall during the rainy season based on the overall rainfall from June till October and also necessary to consider this for the estimation of the half period. Also, the vertical distribution of the low resistivity anomaly zone does not show that the infiltration of moisture does not occur uniformly from the surface of the ground to the lower ground but shows that it occurs along the relaxed gap of the crack or soil stratum of the weathering zone. In Pohang area, the type of moisture infiltration is different from that of the granite or sedimentary rock. Since, after the rainfall, the rate of infiltration to the lower ground is high and the period of cultivation to the lower bedrock aquifer is short, it has similar effect to that of the antecedent rainfall applied for the estimation of the standard rainfall being presently used. In Danyang, due to the degree of water content of the ground, the duration period of the low resistivity anomaly zone observed in the lower ground of the place where clastic sedimentary rock is distributed is similar to that in Pohang area. The degree of lateral water diffusion at the time of localized heavy rain is the same as that of the sedimentary rock in Jinju. According to the above analysis results, in Danyang area, the period when the antecedent rainfall has its influence is estimated as three weeks or so.

#### 요 지

강우에 수반된 급경사지의 붕괴는 지반에 수분이 침투하여 평형상태에서 중력방향으로 지반이 이동하는 현상으로 지형과 지질 등에 의한 내적 요소와 강우, 지진 등에 의한 외적요인에 따라 붕괴의 정도가 달라진다. 암종에 따른 수분의 침투특성을 파악하기 위해 백악기말 고철질화강암이 분포하는 부산 금정산 지역과 퇴적암이 분포하는 지역 중 단양지역(사암), 진주지역(세일), 포항지역(이암-미고결퇴적암) 등 4개 지역을 시범지역으로 선정하여 전기비저항 모니터링탐사를

1 정회원, (주)지아이 대표 (Member, CEO, Gi Inc.)

2 정회원, (주)지아이 부장 (Member, General Manager, Gi Inc.)

3 정회원, 국립방재연구원, 시설연구관 (Member, Senior Analyst, National Disaster Management Institute)

4 정회원, 건양대학교 건설환경공학과 부교수 (Member, Associate professor, Dept. of Civil & Environment Engineering, Konyang Univ.)

5 정회원, 건양대학교 건설환경공학과 부교수 (Member, Associate professor, Dept. of Civil & Environment Engineering, Konyang Univ., Tel: +82-41-730-5633, Fax: +82-41-730-5765, khlee@konyang.ac.kr, 교신저자)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2012년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

실시하였다. 탐사기간은 우기가 시작되는 6월부터 하절기를 지나 건기에 해당하는 11월까지 수행하였다.

모니터링 결과 금정 지역과 진주 지역은 표준 강우량 산정 시 우기 동안의 선행강우량의 영향은 6월에서 10월까지의 전체 강우를 대상으로 산정할 필요성이 있고 반감기의 산정 시 이에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다. 또한 저비저항 이상대의 수직적인 분포는 수분의 침투가 지표에서 하부 지반으로 균일하게 발생하는 것이 아니라 풍화대의 균열이나 토층의 이완된 간극을 따라 발생하고 있다. 포항지역 미고결퇴적암은 수분의 침투 형태가 화강암 및 쇄설퇴적암과는 상이하며, 강우 이후 하부지반으로 침투되는 속도가 빠르고 하부의 암반대수층으로 함양되는 기간이 짧아 현재 사용되는 표준강우량 산정 시 적용하는 선행강우량의 영향기간과 유사한 시간을 보인다. 지반의 함수 정도에 의해 단양의 쇄설성 퇴적암 분포지의 하부 지반에서 관찰되는 저비저항 이상대의 유지 기간은 포항지역과 유사하며, 집중호우 시 측방으로 수분이 확산되는 정도는 진주의 쇄설성 퇴적암과 같은 형태를 보인다. 이상의 분석결과에서 단양 지역은 선행강우량이 미치는 기간이 3주 정도로 추정된다.

**Keywords :** Electrical resistivity monitoring survey, Felsic granite, Sandstone, Shale, Unconsolidated mudstone, Weathered zone

## 1. 서론

급경사지 붕괴 유형 중 강우에 수반된 표층의 붕괴는 지반에 침투된 수분에 의해 모관흡수력이 증가하고 평형상태에서 중력방향으로 지반이 이동하여 발생하며, 지형과 지질 등의 내적 요소와 강우, 지진 등에 의한 외적요인에 따라 붕괴의 정도가 달라진다. 지하로 침투되는 강우는 표층부의 침식과 함수량 증가 및 간극수압을 상승시키고 동시에 토양 강도가 저하되어 국부적인 파괴가 발생하고 지속적으로 평형상태가 깨어져 급경사지의 붕괴로 이어진다. 지난 수년간 강우 조건과 표층부 지반이 하부로 이동하는 현상의 상관성을 파악하기 위한 연구가 지속되었고 우리나라에서 발생하는 산사태는 강우강도와 작용강우량, 지역적 강우특성 등이 붕괴를 유발하는 주요 요인으로 보고되고 있다[NIDP(2006, 2007)]. 1999년부터 2011년까지 축적된 급경사지 붕괴 이력에서 자연사면에서 인위적인 요인을 제외하면 대부분의 산사태는 강우에 의해 발생하고 있다[NDMI(2011)].

소방방재청의 급경사지 붕괴 예·경보시스템은 누적강우량[Lumb(1975)]과 강우강도[Brand 등(1984)]의 상관성을 이용한 방법이 이용되며, 이를 위해 실시간 강우에 따른 예·경보 기준설정을 위해서는 합리적인 표준강우량 산정이 필요하다. 경보시스템에서 실시간 강우량의 산정은 Table 1과 같이 일본에서 개발된 작용강우량을 이용한 표준강우량 산정기법 중 Method C를 적용하고 있다[國土交通省(2004, 2005)]. 표준강우량 산정을 위한 강우자료는 선행강우량, 초기강우량, 유효강우량, 연속강우량, 작용강우량, 유효기간으로 구분되며, 이 중 선행강우량은 연속강우가 발생하기 2주(14일) 동안의 누적 강우량으로 최소 이 기간 동안의 강우는 급경사지 붕괴에 영향을 미치는 것으로 고려하고 있다. 본 연구는 분포 암석별로 풍화대가 발달하는 대표 지역을 선정하고 전기비저항 모니터링 탐사를 실시하여 강우 전 후 지반의 전기비저항 변화를 관찰하고 이로부터 지반으로 침투한 수분의 영향을 관찰하여 표준강우량 산정 시 적용되는 선행강우량의 영향 기간을 분석하였다.

Table 1. Standard precipitation estimation method

| Method   | Special feature  | Utilization (%) |        |
|----------|--|-----------------|--------|
|          |  | Slope           | Debris |
| Method A | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Set up a straight standard line using working rainfall and rainfall intensity</li> <li>- Is easy to apply, but occurs when it is difficult to apply</li> <li>- In case of long-term rainfall or frequent rainfall, it is difficult to set the standard for the turn off the alert.</li> </ul> | 9               | 38     |
| Method B | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Method A problem of improving by change the setting of the standard line</li> <li>- low frequency of use</li> </ul>   | 1               | 12     |
| Method C | <ul style="list-style-type: none"> <li>- Improved the problem by changing working rainfall calculation (apply the half-life)</li> <li>- Turn off the alarm and evacuation may be issued</li> </ul>   | 90              | 50     |

## 2. 연구방법

### 2.1 전기비저항 모니터링

지구물리탐사는 자성, 밀도, 전기전도도와 같이 측정하고자 하는 매질의 고유한 성질에 따라 자력탐사, 전기탐사, 중력탐사, 탄성파탐사, 지하레이더탐사 등으로 구분되며, 지반탐사에 적용되는 탐사 방법으로 얻어지는 자료는 상이한 매질의 특성을 반영하는 것이므로 탐사에 앞서 수행 목적과 지반조건 그리고 경제적 비용을 고려하여 가장 효과적인 탐사방법을 선택하는 것이 중요하다.

지반을 구성하는 암석은 종류에 따라 고유한 범위의 전기비저항을 가지며, 이러한 전기비저항은 암석의 공극률(porosity), 투수성, 유체의 함량, 공극의 연결성(pore connectivity), 이온 농도와 온도 등에 따라 좌우된다[Mussett and Khan(2000)]. 암반에 발달하는 단층과 파쇄대 등의 지질구조도 지하수의 통로 역할을 하므로 전기비저항을 낮추게 된다. 전기비저항탐사는 암석 단열과 공극에 포함된 유체의 특성을 효과적으로 반영하여 지하수 조사에 널리 이용되며, 연약대의 위치와 규모를 파악하기 위한 목적의 지반조사에도 적용된다.

수리시설물의 누수현상이나 지반의 수분침투를 탐지하기 위한 방법으로 다양한 물리탐사법이 적용되고 있으나, 국내의 경우 토양의 간극이나 암석의 공극의 포화도에 기초한 전기비저항탐사가 주로 이용되고 있다[Chung 등(1992), Song 등(2000, 2001), Park 등(2002)]. 지하 공간에서 일시적인 수분의 분포는 전기비저항탐사로 확인할 수 있으나 연속적인 수분의 이동을 판단하기 위해서는 장기적인 모니터링탐사가 필요하다.

강우 시 지하로 침투되는 수분은 수맥상으로 존재하는 경우가 많고[Park and Kim(1999)], 강우강도와 누적강우량이 증가하면 지표 부근의 토양과 풍화대 지반은

포화되어 수맥상에서 층상으로 변화된다. 포화되는 과정에서 풍화대 지반에서 지하수위는 누적강우량과 강우강도, 지형의 형태에 따라 달라지며, 토양의 함수특성에 따라 달라지므로 암석의 종류별로 풍화대의 심도가 깊은 지점을 선정하여, 강우분석과 지하수 침투능에 의한 수위변화를 모니터링 함으로써 수분의 이동과 지하수위의 변화를 확인할 수 있다. 한편 암반층의 경우도 지하로 함량 되는 지하수는 파쇄대 등의 단열을 따라 맥상으로 하부로 침투되므로 이에 대한 정보를 제공한다. 이러한 점을 기초로 강우 사상 전후로 측정 지점의 전기비저항을 모니터링하고, 그 결과를 분석함으로써 강우 시 침투되는 수분의 유동 통로에 대한 규모와 범위를 파악하고 아울러 지반에 침투한 수분이 풍화대 지반의 전기비저항에 변화를 유발하는 기간을 산정함으로써 선행강우량의 영향 기간 산정에 활용할 수 있다.

전기비저항 모니터링탐사는 동일한 위치에서 반복적으로 비저항을 측정해야하므로 측선과 전극이 지중에 매설되어야 한다. 그래서 내구성이 큰 재질로 측선을 제작하였다. 현장탐사를 위해 제작된 측선을 20cm 깊이로 굴착하고 굴착면 하부에 2m 간격으로 전극을 설치한 후 탐사측선과 전극을 연결한 후 토양에 침투된 수분에 의한 부식과 야생 동물로부터 시설을 보호하기 위해 실리콘과 열압축고무튜브로 방수 처리하였다. 전극을 설치한 후 되메움 하였고, 측선의 한쪽 끝부분은 측정용 전극박스를 설치하였다. Figure 1은 지중 전극설치에 대한 모식도를 나타낸 것이다.

현장 전기비저항탐사는 SuperSting(Advanced Geosciences Inc) 탐사기와 전극배열은 쌍극자배열법(dipole-dipole array)을 이용하여 지층의 전기비저항을 측정하였고, 탐사자료로부터 지하의 전기비저항구조를 해석하는 방법은 반복적(iteration) 시행착오법(trial and error)에 의한 역산법(inversion)을 이용하였다. 역산 프로그램은 DIPRO 소프트웨어[Kim(2003)]를 이용하였고, 계산된 비저항 결

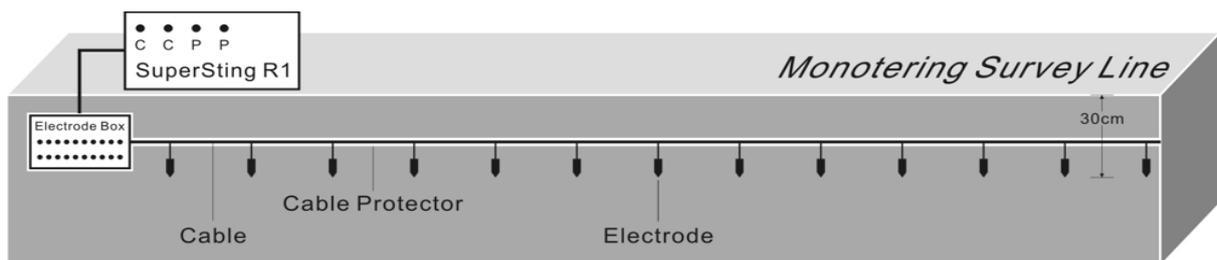


Fig. 1. Schematic of the electrical resistivity monitoring survey

과를 2차원 지하 전기비저항 구조의 계산법으로 1차 및 2차 미분연산자를 이용한 평활화제한(smoothness constraint)이 적용되었다. 시간에 따라 지속적으로 측정된 여러 측선의 전기비저항 결과를 비교하기 위해 측선별 탐사 결과를 ASCII 자료로 변환한 후 Surfer프로그램의 크리깅 보간법을 이용하여 일정 간격의 전기비저항을 계산하고 동일한 축적의 2차원 전기비저항 단면도를 작성하였다.

## 2.2 탐사위치

암석 종류별 수분의 침투 특성을 파악하기 위해 퇴적암 분포 지역(진주, 포항 단양)과 고철질 화강암(불국사 관입암류) 분포지역에 해당하는 부산 금정산 지역을 대상 지역으로 선정하였다. 모니터링탐사는 우기가 시작되는 6월부터 건기에 해당하는 11월까지 수행하였으며, 동절기 동안 지표수의 지반 침투 경로와 영향 범위를 확인하기 지속적인 모니터링탐사를 계획하였다. Table 2와 Figure 2, Figure 3은 모니터링탐사 측선의 위치와 설치 전경을 나타낸 것이다.

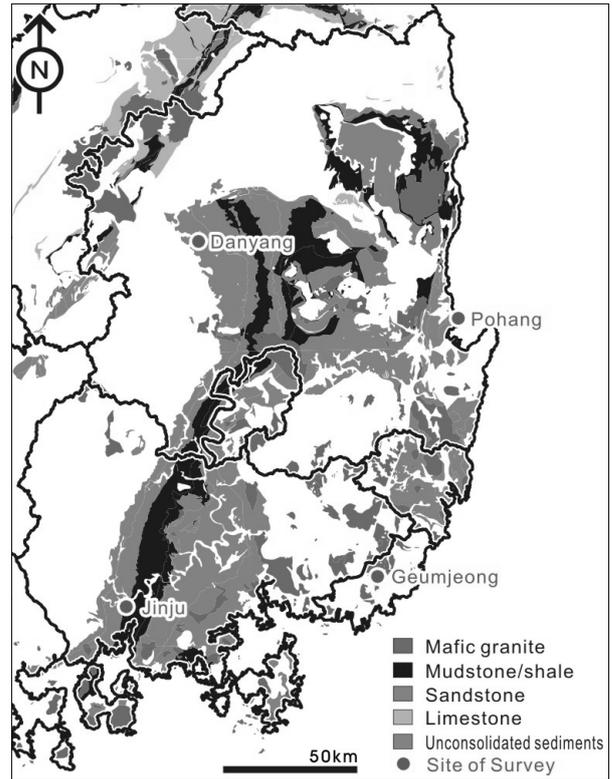


Fig. 2. Location map of monitoring survey



Fig. 3. Installation of the electrodes

Table 2. Location information of monitoring survey

| Location   | Coordinates of the center (Bessel) |                |   |         |
|--|------------------------------------|----------------|---|---------|
|  | longitude                          | latitude       | X | Y       |
| Jangjeon-dong, Geumjeong-gu, Busan                   | 129° 03' 50.3"                     | 35° 13' 25.6"  | X | 205,560 |
|  |                                    |                | Y | 191,957 |
| Samgye-ri, Naedong-myeon, Jinju-si, Gyeongsangnam-do | 128° 01' 42.4"                     | 35° 08' 02.14" | X | 111,200 |
|  |                                    |                | Y | 182,421 |
| Umok-ri, Heunghae-eup, Buk-gu, Pohang-si, Gyeongbuk  | 129° 25' 20.7"                     | 36° 05' 47.7"  | X | 237,775 |
|  |                                    |                | Y | 288,868 |
| Byeolgok-ri, Danyang-eup, Danyang-gun, Chungbuk      | 126° 21' 25.6"                     | 36° 59' 04.5"  | X | 142,513 |
|  |                                    |                | Y | 387,511 |

### 3. 연구결과

#### 3.1 강우 및 기온자료

지반의 전기비저항은 풍화대와 파쇄대에 존재하는 간극수와 유체포화물에 따라 달라지며, 온도, 밀도, 함수비 등에 의해서 영향을 받는다. 따라서 모니터링탐사 기간 중 환경변화에 따른 전기비저항 변화를 파악하기 위해서 기상청의 지역별 상세 관측자료(<http://www.kma.go.kr/>)로부터 모니터링탐사 지점별로 탐사가 수행된 기간별로 기온과 강우량 자료를 구축하였다. 모니터링탐사기간의 기온은 일 최고 기온은 10°C 내외에서 최고 30°C 이상까지 분포하였으며, 기온에 의한 전기비저항의 영향 정도를 파악하기 위한 실험을 별도로 수행하였다. Figure 4는 현장 모니터링지점의 기온과 강우량의 변화를 나타낸 것이다.

금정산 지역의 모니터링탐사는 6월 7일부터 11월 9일 사이 기간에 측정되었고 기상 자료는 6월 1일부터 11월 15일까지 정리하여 탐사 시간과 기상 조건을 비교하였다. Figure 4의 (a)와 같이 평균기온은 10-30°C의 범위를 보이며, 건기가 시작되는 9월 중순부터 기온이 낮아지며, 11월은 중순이후 평균기온이 10°C로 감소한다. 탐사기간 중 3번의 태풍이 직간접적으로 영향을 미쳤으며, 2차 탐사일(6월 27일)은 집중호우에 있어 함수비가 높은 시기에 해당한다. 진주 지역은 6월 7일 - 11월 9일까지 탐사를 수행하였고, Figure 4의 (b)와 같이 기온 변화는 금정산 지역과 유사하며, 11월 중순 평균기온이 10°C 이하로 떨어지는 것을 볼 수 있다. 1-3차 모니터링 탐사가 수행된 6월에서 8월까지 3번의 태풍과 강우가 집중되었으며, 4차에서 7차 조사는 강우량이 적은 건기에 해당한다. 포항 지역은 6월 28부터 11월 11일까지 7차에 걸쳐 수행하였고, 다른 지역에 비해 6월의 기온변화가 크게 나타난다(Figure 4의 c). 3번의 태풍이 영향을 미쳤으나, 우기에 해당하는 6월에서 8월의 강우량은 타 지역에 비해 적고, 9월 중순 기온이 하강하면서 건기가 시작되는 것으로 판단된다. 1차, 2차, 5차 탐사는 강우발생 직후에 실시하였으며 3차, 4차, 6차, 7차 탐사는 강우 사상이 발생한 이후 건기에 실시하였다. 단양 지역의 전기비저항 모니터링 탐사는 우기에 속하는 7월 22일부터 11월 11일까지 7차에 걸쳐서 수행하였다. Figure 4의 (d)와 기온은 0-30°C의 범위로 상기의 3개 지역에 비해 넓게 나타나고, 10월의 평균 기온이 10°C내외로 다른 지역에 비해 1달 정도 빠른

분포를 보인다. 우기는 6월에서 8월까지 해당하며, 2차, 5차 탐사는 강우발생 직후 수행하였다.

#### 3.2 환경에 따른 전기비저항 변화

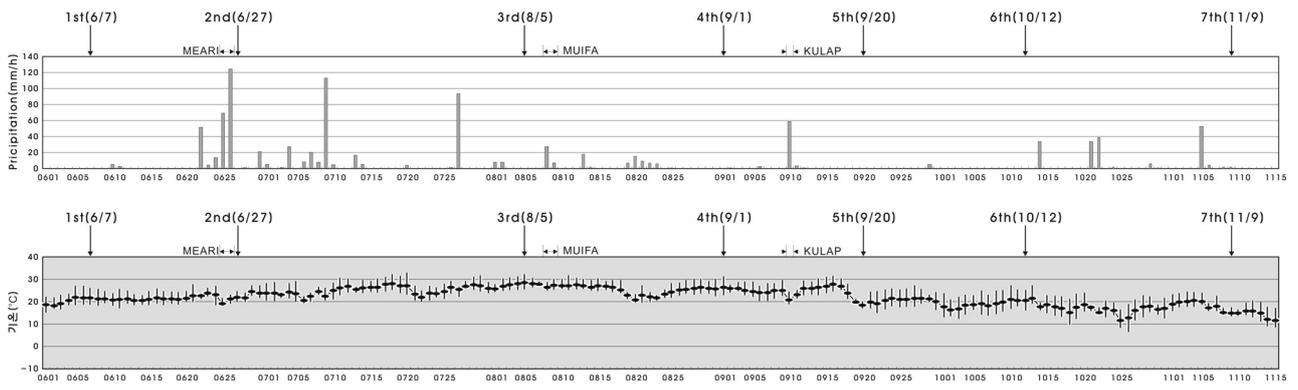
전기비저항의 변화는 모니터링탐사의 전극이 접지되는 토양층 시료에 대하여 물리적, 화학적 조건을 변화시켜가면서 전기비저항의 변화를 관찰하였다. 실험은 현장에서 채취한 시료로부터 자연 상태의 함수비와 비중, 밀도 및 전기비저항을 측정된 후, 105°C에서 24시간 동안 건조시킨 다음, 시료의 함수비를 증가시켜가면서 전기비저항을 측정하였다.

밀도 변화에 따른 전기비저항의 변화를 관찰하기 위해 일정 용적의 측정용기에 토양 시료의 양을 변화시켜가면서 가비중(밀도)을 계산하였다. 밀도의 변화는 일축으로 다져 주어 일정 용적(측정용기의 체적)에 대한 무게의 비로 계산하였으며, 측정되는 전기비저항이 거의 일정해질 때까지 실시하였다.

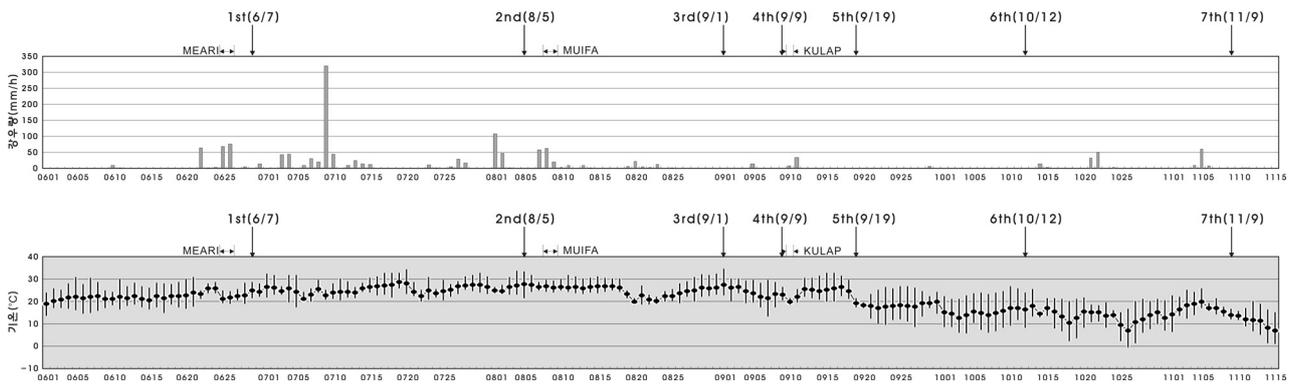
온도변화에 대한 전기비저항의 변화를 파악하기 위하여 일정량의 용액과 토양시료를 섞은 다음, 그 혼합물을 전기비저항 측정용기(soil box)에 채워서 -30°C까지 냉동시킨 후, 실온에서 서서히 냉각시키면서 온도 변화에 따라 비저항을 측정하였다. 토양의 온도는 측정용기의 두 곳에 -50°C~150°C의 측정범위를 가진 디지털 온도계를 설치하여 온도 변화를 측정하였다.

토양의 함수비에 의한 전기비저항은 함수량의 증가에 따라 감소하였다. 함수비가 낮을수록 비저항은 급격하게 증가되었으며, 함수량이 포화상태에 이르면 비저항의 변화는 거의 나타나지 않았다. 함수비가 약 15%에 이르기까지는 급격한 감소를 보여주며, 약 25%까지는 감소되는 기울기는 점점 완만해졌으며, 그 이상에서 완전히 포화상태가 될 때까지는 더욱 완만한 감소 경향을 나타내었다(Figure 5의 a). 이상의 결과로 볼 때 토양 함수량이 일정 비율 이상인 우기시는 함수량에 의한 비저항의 변화는 작을 것으로 예상되며, 건기 시와 같이 토양 함수량이 감소하는 시점은 비저항의 크기가 높게 측정될 수 있어 이에 대한 고려가 필요하다.

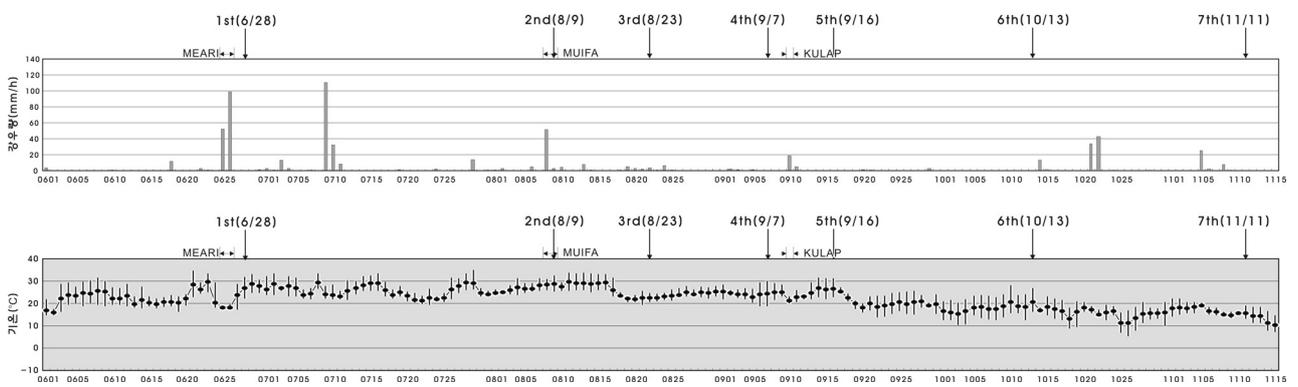
밀도(건조단위중량, 가비중 또는 밀도) 변화에 따른 전기비저항은 밀도의 증가(용적비중의 증가)에 따라 전기비저항이 감소하였으며 포화 밀도 하에서는 거의 일정한 값을 보였다(Figure 5의 b). 암석의 경우 밀도가 증가하게 되면 이에 비례하여 비저항도 증가하는 것이 일반



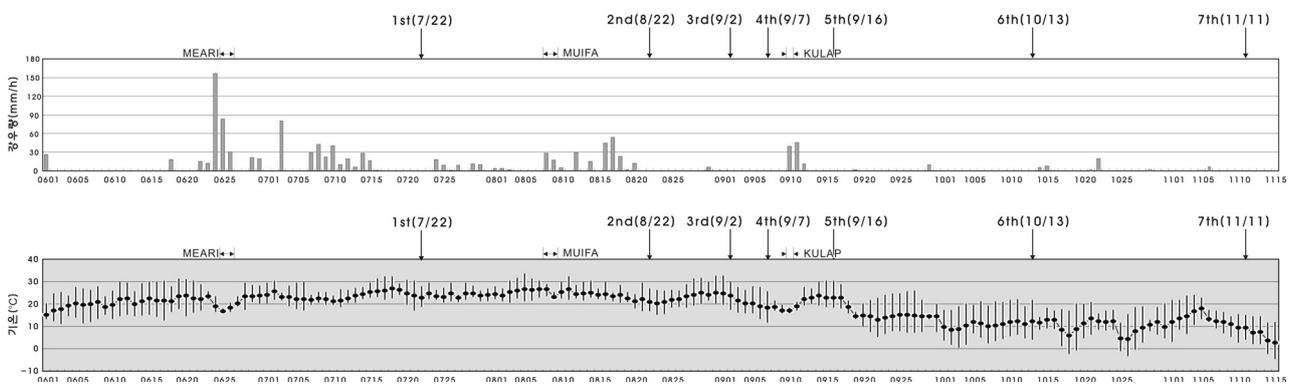
(a) Temperature and precipitation of Geumjeong area



(b) Temperature and precipitation of Jinju area



(c) Temperature and precipitation of Pohang area



(d) Temperature and precipitation of Danyang area

Fig. 4. Temperature and precipitation of monitoring survey areas

적이나, 토양의 경우 지나치게 낮은 밀도에서는 간극이 포화되지 않고 빈 공간으로 남게 되어 비저항이 증가되는 것으로 판단된다. 일반적인 토양의 밀도는 1.5 내외로 실험의 결과에서 볼 때 밀도가 전기비저항에 미치는 영향은 적을 것으로 판단된다.

토양의 온도에 의한 전기비저항 변화는 전기전도도를 향상시키기 위해 건조 토양에 자연 함수비와 동일하게 염화나트륨 용액을 첨가하여 실시하였다. 토양의 온도변화에 따른 전기비저항의 변화는 빙점 이하에서는 전기비저항이 급격히 감소하다가 그 이상이 되면 서서히 감소하는 특성을 나타내었다(Figure 5의 c). 용액의 종류에 따라 측정 가능한 온도 범위가 다양한데 담수 조건에서는 -5°C 이하의 온도에서 전기비저항의 측정이 불가능하였고, 염화나트륨 용액을 함유한 토양은 자연수를 함유한 시료에 비해 매우 낮은 온도에서부터 전기비저항의 측정이 가능하였다. 담수(증류수)의 경우 온도에 대한 전기비저항의 변화가 빙점부근에서 크게 변곡되는 것에 비해 염수는 빙점에서 정도가 완만한 특징을 보여준다. 토양의 전기적 성질은 간극유체의 전기전도도에 민감하게 반응하며 온도변화 역시 간극유체의 활성도의 차이로 생각할 수 있다. 토양의 동결은 간극유체, 토양비열과 밀접한 관련성이 있는바 토성 등 물리적 성질에 따라 달라질 수 있다.

이상의 실험에서 환경적인 영향에 의해 전기비저항의 변화가 나타나며, 전기적 특성에 기초한 측정 방법에 공통적으로 적용된다. 따라서 정기적으로 모니터링이 수행되는 탐사와 현장 조사에서 전기적 계측 방법은 합리적인 해석을 위해 현지 토양의 특성을 파악하고 그 결과에 기초한 보정이 필요하다.

### 3.3 전기비저항 모니터링

#### 3.3.1 금정산 지역(화강암 풍화토)

부산 금정산 지역 모니터링 지점은 금정산 휴정암 주변 계곡부를 이루고 있는 경사면으로 경사면의 주향과 경사는 대략 N35E/35SE이다. 탐사지역에 분포하는 암종은 지질공학적인 암반분류에서 고철질 화강암에 해당하며, 토사심도는 0.5-2.0m이며, 노출된 노두에서 관찰되는 풍화대의 심도는 측방으로 불규칙하다.

모니터링 탐사는 건기와 우기에 걸쳐 7차 반복 수행하였고, 그 결과는 Figure 6과 같다. 금정산 지역은 산 정상부에 위치하고 급경사 지형으로 화강암의 핵석풍화와 단열이 발달하여 수분의 배출이 용이한 특성을 보인다. 그림에서 보는 바와 같이 전기비저항은 심도에 비례하여 증가하는 경향을 보이며, 파쇄대가 발달하지 않는 기반암은 수분 침투와 계절적 변화와 무관하게 전기비저항이 일정하며, 출현심도는 단면의 중앙부에서 3m이며, 양단으로 이동할수록 심도가 깊어지는 것으로 판단된다(그림의 ②). 지표면에 해당하는 최상부의 전기비저항은 중앙부(그림의 ①지점)에서 저비저항 이상대가 관찰되고 있어 함수능에 차이를 보인다. 지표 부근의 저비저항 이상대는 주변으로 확대되는 모양을 보이며, 강우가 거의 없었던 11월에는 이상대의 규모가 감소하며, 주변의 전기비저항과 유사한 특성을 보인다. 이러한 특징은 지표수가 증상으로 침투하는 것이 아니라 균열이나 흐름이 용이한 구조를 따라 발생하는 것을 의미한다. 지하로 침투한 수분은 하부 지반을 포화시키며, 강우가 중단된 이후에도 일정 기간 지반내부에 잔류하게 되는데, 그림의 ③, ④지점에서 관찰되는 저비저항 이상대가 여기에 해당한다. 최대 강우는 6월 말경에서 7월 초에 집

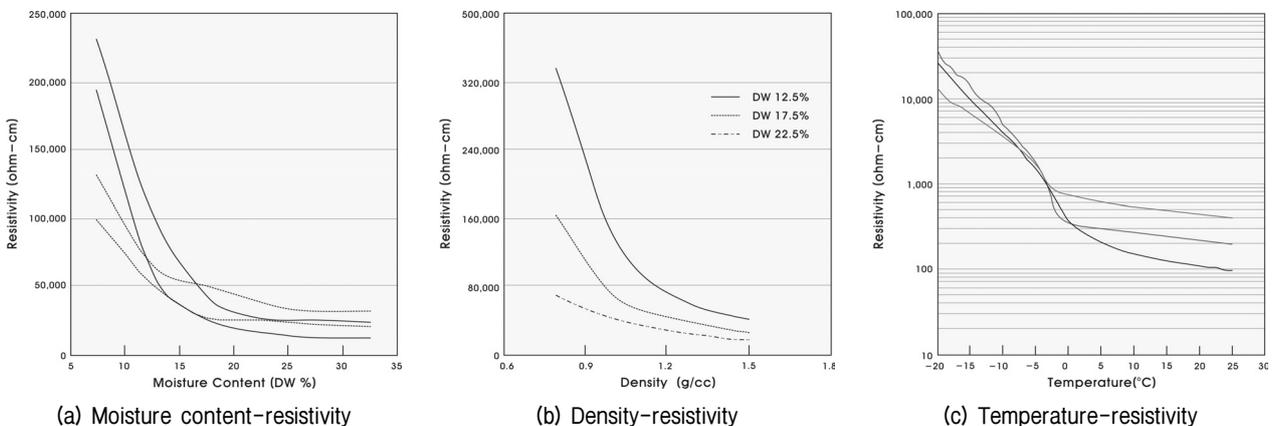


Fig. 5. Electrical resistivity changes due to Moisture content/density/temperature changes

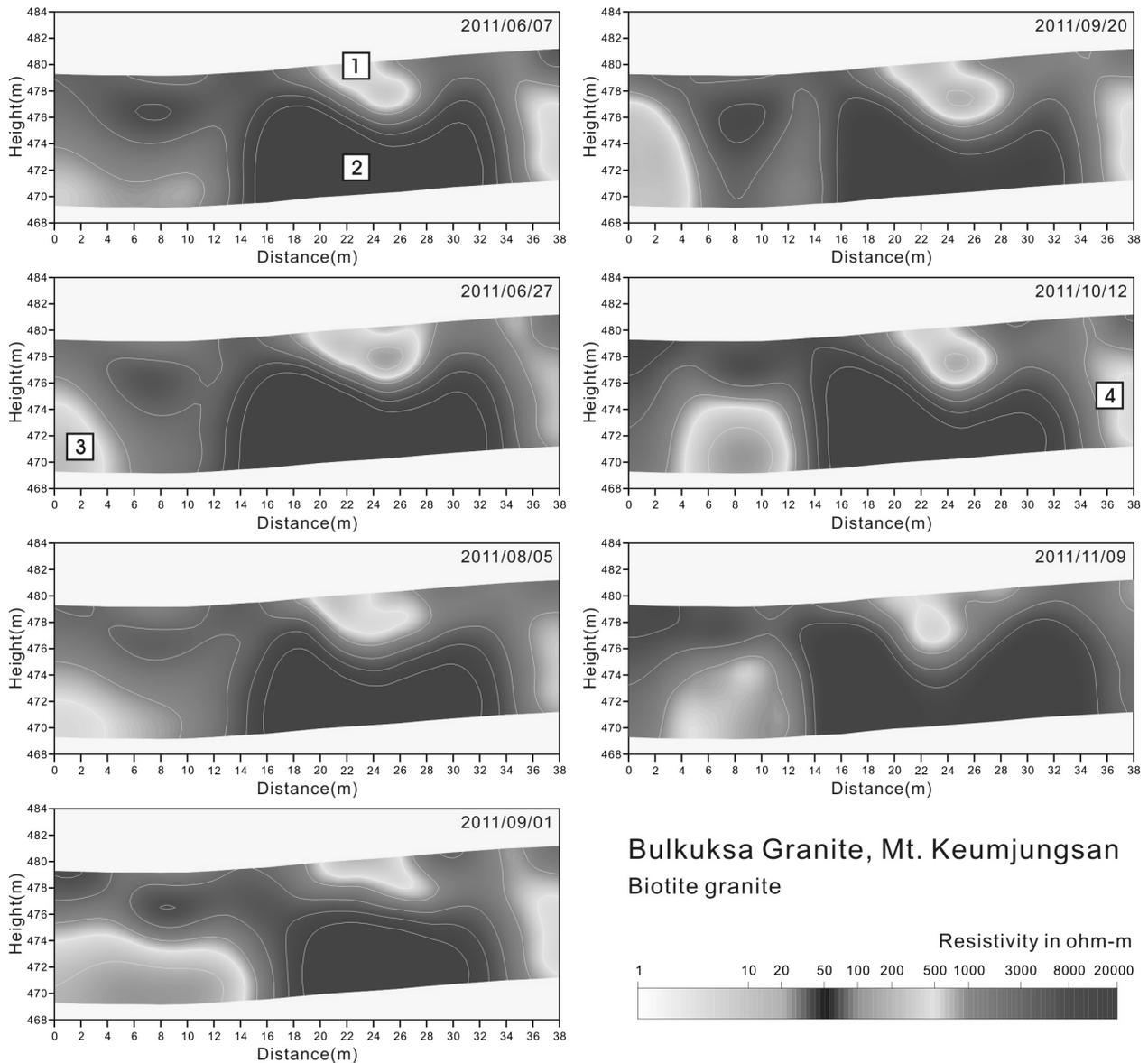


Fig. 6. Distribution of the electrical resistivity of weathered granite (Geumjeong area)

중되었고 강우가 오랜 기간 중단된 9월 1일 전기비저항 단면의 ③지점에서 저비저항 이상대가 지속되는 것을 볼 수 있다. 10월 12일 단면의 ④지역은 저비저항 이상대가 수직방향으로 발달하며, 이는 대부분 파쇄대나 수직 방향 단열에 해당하며, 건기가 시작된 10월까지 주변과 구분되는 저비저항을 보인다. 이상의 결과로 볼 때 강우 시 지하로 침투한 수분은 상당기간 지표 하부 10m 미만의 심도에 잔류하며, 금정산 지역의 경우 11월 9일 측정된 비저항에서 천부지역 저비저항 이상대가 감소된다. 따라서 우기동안 내린 선행 강우는 지하로 침투하는 과정과 일정 심도에서 지속적으로 잔류하여 급경사지 붕괴에 영향을 미치는 것으로 판단되며, 침투된 강우의 대부분은 11월 이후 하부 지반으로 함양된다. 따라서 금정산

지역이 산악지형과 화강암 지역을 대표하는 시범지역인 것을 고려하면 이와 유사한 조건의 지역에서 표준 강수량 산정 시 우기 동안의 선행강우량의 영향은 6월에서 10월까지의 전체 강우를 대상으로 산정할 필요성이 있고 반감기의 산정 시 이에 대한 고려가 필요하다. 여기서 반감기는 강우량이 반으로 줄어드는 일수를 의미한다.

### 3.3.2 진주 지역(사암 풍화토)

진주지역의 모니터링 지점은 진주시 내동면 삼계리 가화천 주변 구릉지로 경사면의 끝단은 도로와 인접하며 1-5m 정도 절취된 사면의 상단에 위치한다. 사면의 주향과 경사는 N40E/39NW로 북서 방향으로 경사진 급경사

지에 해당하나 자연사면의 하부가 평탄지의 농경지로 이어져 수분의 배출이 용이하지 않다. 암종은 경상누층군의 자색세일과 사암의 호층으로 구성되며, 토사심도는 1.0-2.0m이고, 일부는 기반암의 풍화에 의한 풍화산류토와 풍화암이 노출되어 있다. 6월 29일부터 11월 9일까지 7차에 걸쳐 수행한 전기비저항 모니터링탐사의 결과는 Figure 7과 같다. 진주 지역은 구릉성산지에 해당하며, 탐사지역은 저각의 층리가 발달하는 퇴적암으로 구성되어 있다. 측정된 전기비저항의 범위는 1000Ω·m 이하로 금정산 화강암에 비해 낮게 나타난다. 전기비저항은 심도에 비례하여 증가하는 경향을 보이며, 한편 전기비저항이 층상의 배열을 보이고 있어 층리에 의한 전기비저항 분포를 지시한다. 전기비저항이 일정한 기반암(그림의 ②

부분)은 단면 중앙부에서 4-5m의 심도를 보이며, 표층(그림의 ①)은 하부 지반에 비해 높은 비저항으로 나타나는데, 이것은 강우 후 수분이 하부로 빠르게 침투하고 표면은 하부 지층에 비해 낮은 함수능에 의한 결과로 추정된다. 그림의 ③, ④는 수분 침투에 의해 형성된 저비저항 이상대로 주변보다 전기전도도가 높은 영역을 지시한다. 단면 좌측부의 ③은 우기 시 수분의 침투가 빠르게 진행되고 강우 후 점진적으로 비저항이 감소하는 경향을 보이며, 그림의 ④는 우기에 해당하는 8월 뿐 아니라 건기에 속하는 10월까지 지속적으로 저비저항 이상대로 남아 있고, 11월의 비저항에서 주변과 유사한 저항을 보인다. 지하 5m 이상의 심도에서 형성되는 저비저항 이상대 중 ③번 지점은 강우 정도에 따라 규모의 크기가

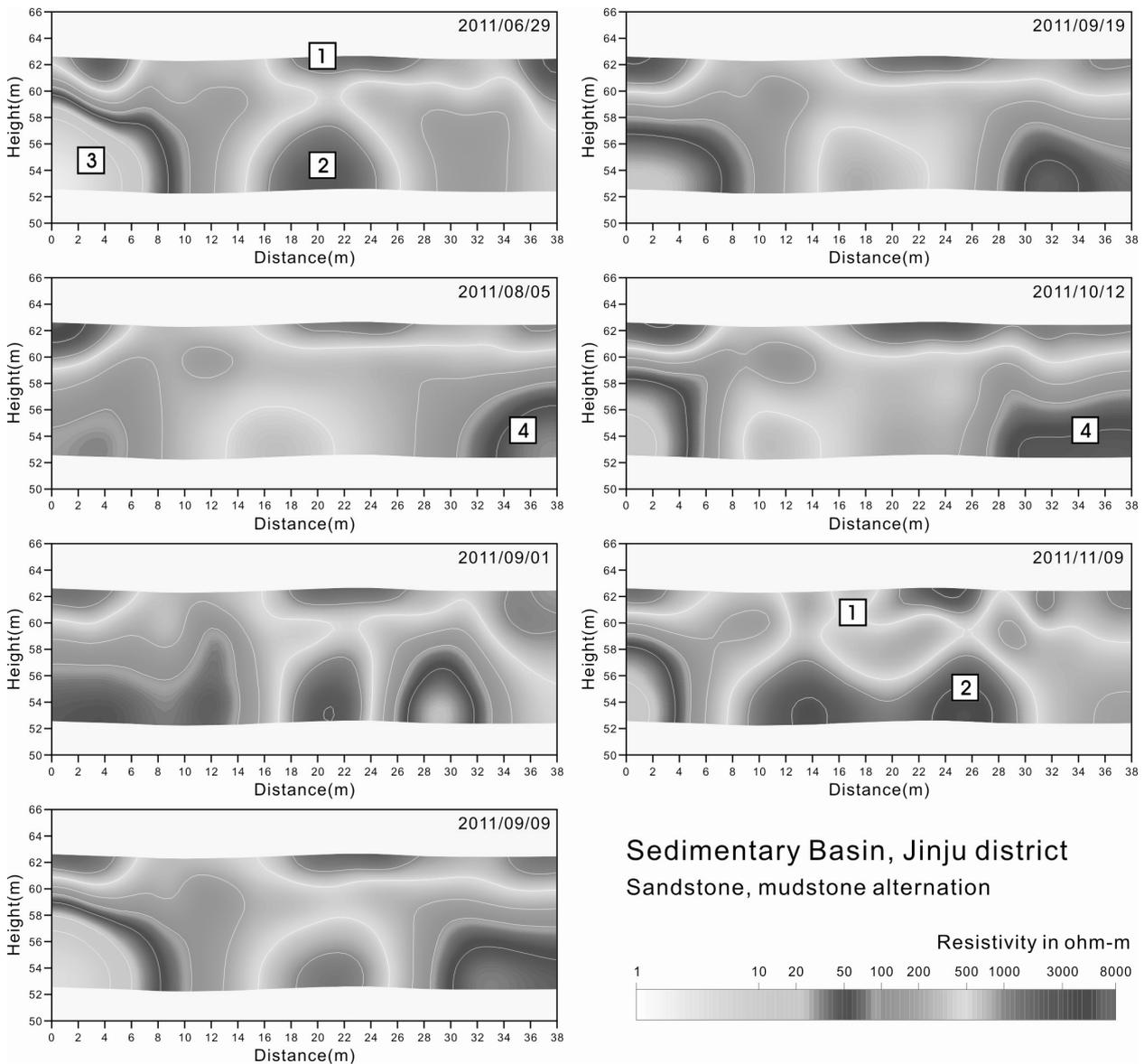


Fig. 7. Distribution of the electrical resistivity of weathered sandstone (Jinju area)

변하는 반면 ④번 지점은 우기를 거쳐 10월 초까지 저비저항대의 규모가 지속적으로 확장되며, 이러한 특징은 금정산 화강암의 단열에서 관찰되는 모니터링 결과와 유사하다. 급경사지 붕괴는 대체로 토석류 형태로 발생하며 활동면의 심도는 10m 미만의 얕은 심도에서 발생하며, 전기비저항 모니터링탐사 결과로 볼 때 강우 시 지하로 침투한 수분은 건기에 해당하는 9월과 10월초까지 붕괴 발생이 빈번한 심도에 잔류하는 것으로 해석된다. 또 저비저항 이상대의 수직적인 분포는 수분의 침투가 지표에서 하부 지반으로 균일하게 발생하는 것이 아니라 풍화대의 균열이나 토층의 이완된 간극을 따라 발생하는 것을 보여준다. 화강암 지역과 같이 구릉성 산지의 경우도 표준 강우량 산정 시 우기 동안의 선행강우량의

영향은 건기에 해당하는 10월까지 지속적으로 영향을 주므로 반감기의 산정 시 이에 대한 고려가 필요하다.

### 3.3.3 포항 지역(미고결 이암)

포항 지역의 모니터링 지점은 포항시 북구 흥해읍 우목리 부근 20번 지방도에 위치한 절취사면으로 20번 지방도의 이설에 의해 만들어진 절취사면으로 상부에 탐사측선을 설치하였다. 절취사면은 미고결 사암으로 이루어져 있고, 도로측 사면의 주향과 경사는 N16E/45SE로 급경사에 해당하며, 자연사면은 20° 내외의 완경사에 해당한다. 사면표면에서 관찰되는 미고결퇴적층의 암편은 사면 시공 시 발파에 의해 파쇄 되어 있고, 모니터링탐사 당시 법면에 대한 보강공사가 진행 중에 있었다. Figure 8은

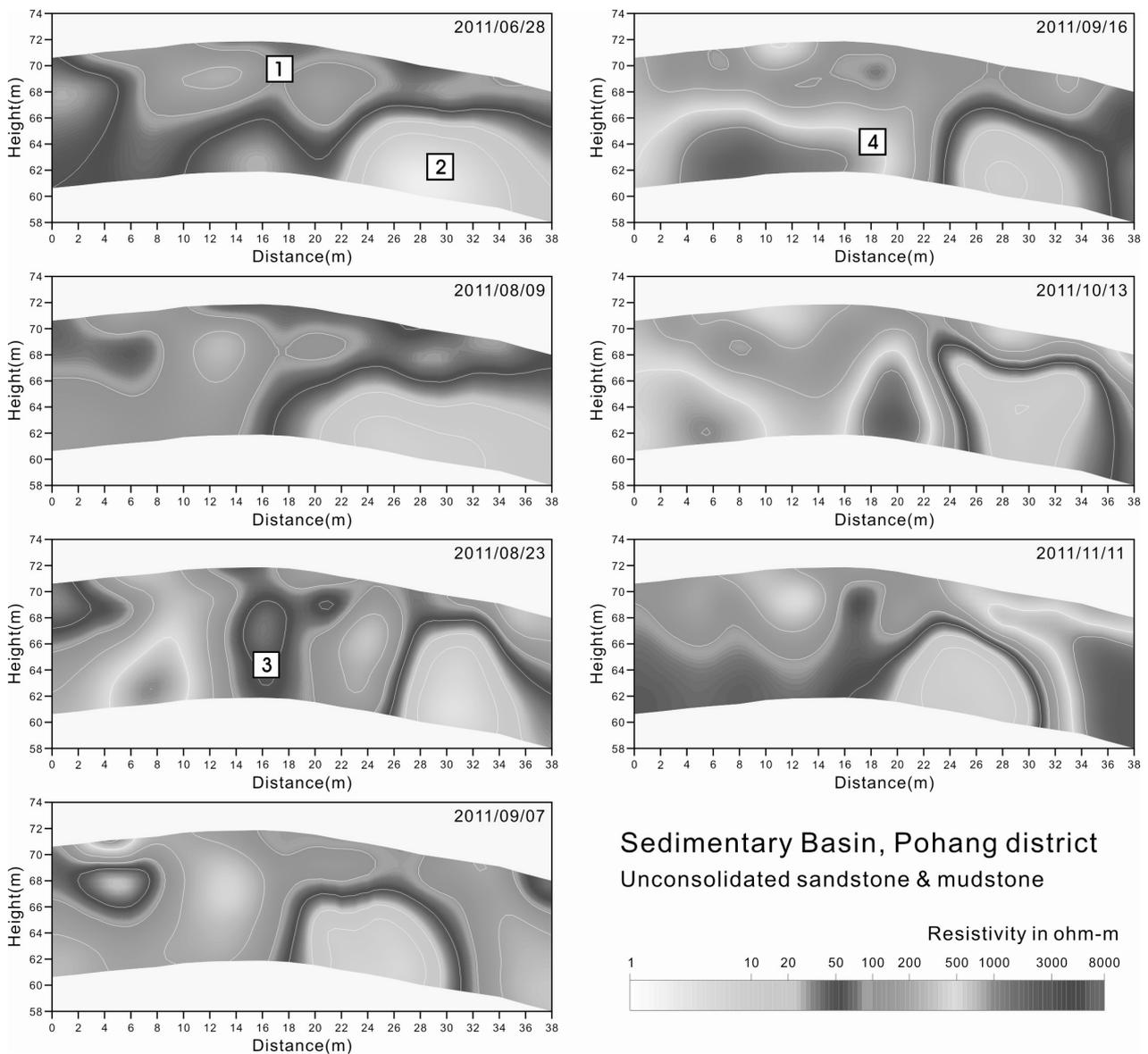


Fig. 8. Distribution of the electrical resistivity of weathered mudstone (Pohang area)

모니터링탐사 결과를 나타낸 것이다. 탐사에서 관찰되는 전기비저항은 500 $\Omega$ -m 이하의 낮은 비저항을 지시한다. 이러한 비저항은 금정산 화강암이나 진주의 쇠설퇴적암에 비해 매우 낮은 것으로 전기비저항에 암석 강도와 밀접한 상관성이 있고, 미고결된 암반의 강도가 낮아 상대적으로 낮은 전기비저항을 보이는 것으로 판단된다. 단면의 최상부(그림의 ①)는 강우 시 비저항이 감소하며, 강우가 종료된 후 수분이 증발하여 하부 지반보다 높은 비저항을 보인다. 이러한 특징은 진주 지역 탐사와 같이 토양층에서 관찰되는 일반적인 현상이다. 그림의 ②지점에서 암석의 균열이나 풍화대 지반의 간극이 완전히 포화된 정도를 지시하는 저비저항 이상대가 관찰된다. 포항지역은 1차(6월 28일) 모니터링탐사가 수행되기 직전 태풍 메이리에 수반된 집중호우가 있었고, 비저항의 분포는 전체 탐사 단면 중 가장 낮은 비저항을 지시한다. 집중호우는 6월 25일부터 2일간 발생하였고 강우 종료 후 2일 후 단면에서 저비저항 이상대가 넓게 관측되는 것으로 볼 때 집중 호우 시 수분의 지반 침투 속도는 상당히 빠른 것을 알 수 있다. 그림의 ③은 소규모 강우 시 암석의 균열을 따라 지하로 침투하는 수분의 경로를 나타내는 것으로 지반내로 침투되는 수분이 이미 형성된 균열을 따라 진행됨을 보여준다. 그림의 ④지점에서 강우 침투로 저비저항이었던 부분이 전기 동안 침투되었던 수분이 지하로 함량되고 주변과 유사한 고비저항으로 변화되는 것을 볼 수 있다. 모니터링 결과에서 포항의 미고결퇴적암 분포지역은 암반의 강도가 연약한 암반으로 구성되어 있고, 수분의 침투와 확산이 매우 빠른 것으로 판단된다. 화강암과 쇠설퇴적암 지역에서 침투한 수분이 지하로 함량 되기까지 상당한 시간이 소요된 것에 비해 미고결퇴적암은 강우 종료 후 10m 내외의 심도까지 침투한 수분이 비교적 단시간에 지하로 함량 되어 붕괴가 빈번한 심도에 체류하는 기간이 상대적으로 짧은 것으로 파악된다. 또한 소규모 강우 시 수분의 침투는 균열이나 이동이 용이한 간극을 통해 발생하나 집중호우 시 측방으로 확산 속도가 빨라 층상에 가까운 침투를 일어나는 것으로 추정된다. 포항 지역 미고결퇴적암은 수분의 침투 형태가 화강암 및 쇠설퇴적암과는 상이하며, 강우 이후 하부지반으로 침투되는 속도가 빠르고 하부의 암반대수층으로 함양되는 기간이 짧아 현재 사용되는 표준강우량 산정 시 적용하는 선행강우량의 영향기간과 유사한 시간을 보인다. 급경사지 예·경보시스템의 한계선 도출을 위한 강우데이터 분석에서 산정하는 표준강우량은

포항지역 미고결퇴적암과 같이 강우 침투 시 측방으로 확산이 용이하고, 침투된 수분이 하부 암반으로 함양되는 기간이 짧은 지역에 선택적으로 사용할 수 있을 것으로 해석되며, 이에 대한 지속적인 모니터링이 요구된다.

### 3.3.4 단양 지역(사암)

단양 지역의 모니터링 지점은 단양군 단양읍 별곡리에 위치한 눈썰매장 맞은편 야산에 위치하며, 경사면의 하부에 작은 수계가 발달해 있다. 사면의 주향과 경사는 N48E/35SE이다. 탐사 지점 주변으로 노두는 발달하지 않으나, 전석의 대부분이 사암이며 화학적 풍화와 함께 기계적 풍화작용의 산물인 테일러스(talus)가 발달한다. 전기비저항 모니터링탐사 결과는 Figure 9와 같다.

모니터링은 7월 22일부터 11월 11일까지 7차에 걸쳐 실시되었고, 이 중 1차(7월 22일)에서 5차(9월 16일)까지가 우기에 해당하며, 6차와 7차 탐사기간 동안은 소규모 강우를 제외한 집중호우는 발생하지 않았다. 그림에서 ①지점은 지표면의 표토층에 해당하며, 강우가 발생한 후 지표면의 수분이 증발하여 하부 지반보다 높은 비저항을 보인다. 특히 단양 지역은 표층에 테일러스가 발달하고 있어 수분이 하부지반으로 침투되기 용이한 조건을 갖추고 있어 표층부의 저비저항은 강우 발생시점을 경계로 단기간에 걸쳐 한시적으로 나타날 것으로 예상된다. 우기에 해당하는 1차(7월 22일) 탐사에 비저항은 표층 하부로 저비저항이 층상으로 분포하며, 태풍 무이파가 통과한 후 수행된 2차(8월 22일) 탐사에서 단면의 중앙 하부로 저비저항 이상대가 뚜렷하게 관찰된다(그림의 ②지점). 균열 내지 이완된 간극의 함수정도가 높은 저비저항대 이상대는 9월 7일 4차 탐사 단면까지 지속되며, 9월 16일 5차 탐사에서 태풍 무이파의 영향으로 형성된 이상대는 주변과 유사한 저항대로 변화된 것을 볼 수 있다. 즉 단양지역에서 하부로 침투한 수분은 3주 정도의 기간 동안 10m 이내의 심도에 영향을 미치며 이 기간은 화강암이나 진주 지역 쇠설성 퇴적암에 비해 단기간에 해당하고, 포항지역 미고결퇴적암 보다는 길게 나타난다. 단양 지역은 4차 모니터링 이후 집중호우가 발생하지 않았고, 9월 16일 5차 전기비저항 단면에서 탐사 수행 4일전 강우로 침투한 수분에 의한 지표 부근 2-4m 심도에서 저비저항 이상대(그림의 ③지점)가 관찰된다. 6차(10월 13일)는 소규모 강우 기간에 수행되었고, 단면의 좌측부에 ③지점의 저비저항 이상대가 관찰된다. 지반의 함수 정도에 의해 단양의 쇠설성 퇴적암분포지의

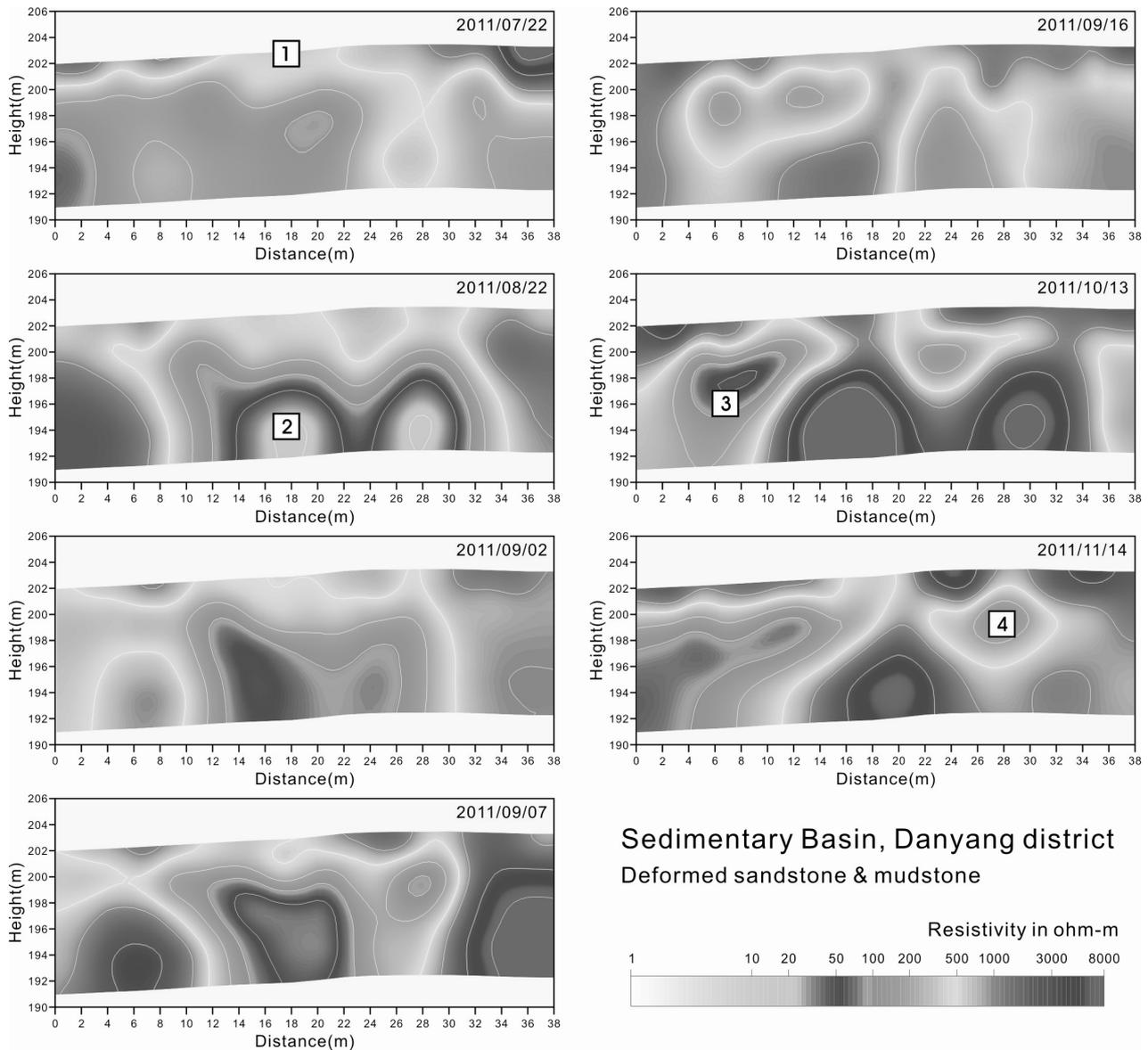


Fig. 9. Distribution of the electrical resistivity of weathered sandstone (Danyang area)

하부 지반에서 관찰되는 저비저항 이상대의 유지 기간은 포항지역과 유사하며, 집중호우 시 측방으로 수분이 확산 되는 정도는 진주의 쇄설성 퇴적암과 같은 형태를 보인다. 이상의 분석결과에서 단양 지역은 선행강우량이 미치는 기간이 3주 정도로 추정된다.

#### 4. 결론

강우 시 암석 종류 따른 수분의 침투 특성을 파악하기 위해 백악기말 고철질 화강암이 분포하는 부산금정산 지역과 퇴적암이 분포하는 지역 중 단양 지역(사암), 진주 지역(셰일), 포항 지역(이암-미고결퇴적암) 등 4개 지역을 대상으로 전기비저항 모니터링탐사를 실시하였

다. 탐사기간은 우기가 시작되는 6월부터 하절기를 지나 건기에 해당하는 11월까지 수행하였다.

모니터링 결과에서 금정산 지역과 진주 지역은 표준 강우량 산정 시 우기 동안의 선행강우량의 영향은 6월에서 10월까지의 전체 강우를 대상으로 산정할 필요성이 있고 반감기의 산정 시 이에 대한 고려가 필요할 것으로 판단된다. 또한 저비저항 이상대의 수직적인 분포는 수분의 침투가 지표에서 하부 지반으로 균일하게 발생하는 것이 아니라 풍화대의 균열이나 토층의 이완된 간극을 따라 발생하는 것을 보여준다. 포항 지역 미고결퇴적암은 수분의 침투 형태가 화강암 및 쇄설퇴적암과는 상이하며, 강우 이후 하부지반으로 침투되는 속도가 빠르고 하부의 암반대수층으로 함양되는 기간이 짧아 현재 사

용되는 표준강우량 산정 시 적용하는 선행강우량의 영향 기간과 유사한 시간을 보인다. 지반의 함수 정도에 의해 단양의 쇄설성 퇴적암분포지의 하부 지반에서 관찰되는 저비저항 이상대의 유지 기간은 포항지역과 유사하며, 집중호우 시 측방으로 수분이 확산되는 정도는 진주의 쇄설성 퇴적암과 같은 형태를 보인다. 이상의 분석결과에서 단양 지역은 선행강우량이 미치는 기간이 3주 정도로 추정된다.

## 참 고 문 헌

1. National Institute for Disaster Prevention (2006), "A study on the Monitoring & Detection of Slope Failure (III)- Focusing on the Estimation Methodology of Standard Precipitation", NIDP-ER-2006-01, p.124.
2. National Institute for Disaster Prevention (2007), "A Study on the Early Warning System for Damage Mitigation of Geotechnical Disasters", NIDP-ER-2007-01, p.168.
3. National Disaster Management Institute (2011), "GIS-Based Stability Analysis System for Steep Slope", NDMI-PR-2011-14-03, pp.184.
4. Kim, J. H. (2003), "Dipro for Windows v. 4.0".
5. Park, S. G. and Kim, H. J. (1999), "Delineation of Water Seepage in a Reservoir Embankment from Ground Temperature Measurements", Econ. Environ. Geol., Vol.32, No.2, pp.169-175.
6. Park, S. G., Song, S. H., Choi, J. H., Choi, B. G. and Lee, B. H. (2002), "Applicability of Geophysical Prospecting for water leakage detection in water utilization facilities", Korea Society of Earth and Exploration Geophysicists, 4rd special symposium, pp.179-195.
7. Song, S. H., Lee, K. S., Kim, J. H. and Kwon, B. D. (2000), "Application of SP and Pole-pole Array Electrical Resistivity Surveys to the Seawater Leakage Problem of the Embankment", Econ. Environ. Geol., Vol.33, No.5, pp.417-424.
8. Song, S. H., Kwon, B. D. Choi, J. H. and Kim, K. M. (2001), "Application of Hydrogeological and Geophysical Methods to Leakage Problem of Dike", J. of Mineral and Energy Resources, 38, pp.292-300.
9. Chung, S. H., Kim, J. H., Yang, J. M., Han, K. E. and Kim, Y. W. (1992), "Delineation of water seepage in earth-fill embankments by electrical resistivity method", The Journal of Engineering Geology, Vol.2, No.1, pp.47-57.
10. Brand, E. W., Premchitt, J. and Phillipson, H. B. (1984), "Relationship Between Rainfall and landslide in Hong Kong", Proceedings of the 4th International Symposium on Landslides, Vol. I, Toronto, pp.377-384.
11. Lumb, P. (1975), "Slope Failures in Hong Kong", Quarterly Journal of Engineering Geology, Vol.8, pp.31-65.
12. Mussettm A. E. and Khan M. A. (2000), "Looking into the Earth: An Introduction to Geological Geophysics", Cambridge University Press, p.470.
13. 國土交通省 (2004), (社)國際建設技術協會, "Guidelines for Development of Warning and Evacuation System Against Sediment Disaster in Developing Countries", 建設技術移轉指針, p.116.
14. 國土交通省 (2005), (社)國際建設技術協會, "Procedure and Setting Standard for Critical Rainfall for Warning and Evacuation from Sediment-related Disasters", p.12.

(접수일자 2012. 5. 15, 심사완료일 2012. 7. 11)



# Analysis of Long-Term Performance of Geogrids by Considering Interaction among Reduction Factors

## 감소계수 상호영향을 고려한 지오그리드의 장기성능 해석

전 한 용<sup>1</sup> Jeon, Han-Yong  
김 원 춘<sup>2</sup> Kim, Yuan-Chun  
장 연 수<sup>3</sup> Jang, Yeon-Soo

### 요 지

지오그리드의 장기허용강도를 산출할 때 사용되는 총 감소계수는 내시공성 감소계수(RF<sub>ID</sub>), 내화학적 감소계수(RF<sub>D</sub>), 크리프 감소계수(RF<sub>CR</sub>) 등이 적용된다. 지오그리드의 단기인장강도에 대한 감소계수를 고려한 허용인장강도 산출 모델의 경우 감소계수들 사이의 상호 작용력을 고려하지 않는 한계를 가지고 있다. 접점강도는 인장강도와 마찬가지로 시공 시 손상이나 화학적 분해에 의하여 감소하게 된다. 기존의 단일접점강도 시험 방법은 치수효과를 고려할 수 없기에 결과의 편차가 큰 시공 시 손상된 시험편의 접점강도를 측정하는데 적합하지 않다. 또한 시공 시 손상에 의한 전단강도 변화에 대한 연구도 전혀 이루어지지 않은 실정이다. 따라서 본 연구에서는 다양한 조건을 고려하여 지오그리드의 장기성능에 영향을 미치는 감소계수들을 재평가하고 감소계수 사이의 상호 작용을 고려하여 정확한 장기허용강도를 구하려고 한다. 내시공성 시험과 내화학적 시험 후 크리프 시험결과 총 감소계수는 GRI GG-4 시험 값보다 작게 나타났다. 내시공성 시험과 내화학적 시험 후 접점강도의 감소계수는 인장강도 감소계수보다 더 작게 나타났다. 내시공성 시험후 전단강도 차이가 나타나지 않거나 증가함을 나타내었다

### Abstract

Total reduction factor that is used when calculating allowable tensile strength of geogrids is made by multiplying the installation damage reduction factor (RF<sub>ID</sub>), chemical degradation reduction factor (RF<sub>D</sub>), and creep reduction factor (RF<sub>CR</sub>) etc. In case of a model estimating allowable tensile strength considering reduction factor over the short-term tensile strength of geogrids, it has a limit of not considering interaction force between reduction factors. Junction strength comes to be reduced by installation damages or chemical degradation in the same way as tensile strength. Single junction test method cannot properly test damaged samples and shows large deviations as it does not consider scale effect. Besides, regarding calculating shear strength, no reasonable study on reduction factors was conducted yet. Therefore, in this study, reduction factors that may affect the long-term performance of geogrids were reevaluated considering various conditions and accurate long-term allowable tensile strength was calculated considering interrelation between reduction factors. Creep results after installation damage and chemical resistance test showed lower value than calculated value according to GRI GG-4. After the installation damage test and the chemical resistance test, the reduction factor of junction strength was less than that of tensile strength. Shear strength before and after installation damage showed no change or increase.

1 정희원, 인하대학교 나노시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Nano-Systems Engrg., Inha Univ., Tel: +82-32-860-7492, Fax: +82-32-872-1426, hyjeon@inha.ac.kr, 교신저자)

2 정희원, 인하대학교 나노시스템공학부 박사후 연구원 (Member, Post-Doc., Dept. of Nano-Systems Engrg., Inha Univ.)

3 정희원, 동국대학교 사회환경시스템공학부 교수 (Member, Prof., Dept. of Civil and Env. Engrg., Dongguk Univ.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

**Keywords :** Interrelation between reduction factors, Junction strength, Long-term performance, Shear strength, Total reduction factor

---

## 1. Introduction

In the last thirty years, the use of geosynthetics has been continuously increased in different civil and environmental engineering applications such as reinforced slopes, retaining walls, embankments, and waste containments. The analysis method and design theory have developed little compared with its engineering application. And, the inherent margin, in accordance with poor performance with respect to internal stability, has not been quantified in a systematic manner (Koerner, R.M, 2005). A great number of permanent geosynthetic-reinforced soil structures were constructed due to their high cost-effectiveness and stability. Nevertheless, it should be admitted that geosynthetic-reinforced soil structures, including walls and abutments, are not as stiff as steel-reinforced concrete structures. Therefore, it is of paramount importance to become capable of accurately predicting the exact deformation by long-term sustained and cyclic loading, develop a relevant and rational design procedure taking into account the viscous property of geosynthetic reinforcement and develop a method that can effectively reduce the residual deformation by long-term sustained and cyclic loading and various construction conditions (Berg, R.R., Allen and Bell, J.R, 1998; Lawson, C.R, 1986; Task Force #27, 1991; Zornberg, J.G. and Mitchell, J.K, 1994).

T.M. Allen and R.J. Bogangto Bathurst (2002) demonstrate, through back-analysis of available wall case histories, that geosynthetic reinforcement load levels appear to be significantly lower than values estimated using the North American design methods. The cause of conventional design results from consideration of a safety factor in terms of civil engineering and uncertainty of short-term and long-term properties of materials. Uncertainty of material comes from combination of each factor that may change the total reduction factor. So, if total

reduction factor is calculated considering combination of each factor would certainly reduce uncertainty and thus save cost. There are not many previous studies on installation damage test and combination effect. Since the composite behavior for installation damage and creep strain is very difficult to be analytically quantified the constant trend is not established even in a formula of a standardized function or empirical laws. According to the study of Allen, T.M and Bathurst, R.J. (1996), the long-term behavior of damaged geogrids upon construction showed the decreasing result based on isochronous curve. On the other hand, Billing, J.W. et al. (1990) studied creep behavior of PP woven textile, geostrip and HDPE geogrid after installation damage; and in case of PP woven geotextile, they reported that it showed relatively a little creep strain compared to a specimen before damage. Besides, in case of geostrip, it was reported that it almost never showed installation damage by PP coating which is a characteristic of the product. Cho, S.D. et al. (2006) evaluated installation damage at maximum particles of 40, 60, 80 mm, and then among them, assessed creep characteristics of some specimens. As the size of filling material is larger, reduction factor of installation damage was represented to be larger. However, the studies on creep characteristics according to maximum particle size have not been conducted. Up to now, the creep test by damaged specimens upon construction focused on only a variety of geosynthetics materials or construction conditions and the studies on variation of reduction factor by characteristics of soil have never been implemented. Besides, the studies on the effect of chemical degradation on creep characteristics have not been conducted either.

As in the theory of tensile property mentioned above, the decrease of the allowable junction strength depends on short-term effects like installation damage, which reduce the maximum junction strength but do not further affect the long-term properties and on effects like creep

and aging by hydrolysis, oxidation and/or abrasion, which result in long-term junction strength loss. In the second case, the estimated reduction depends on the design life time. The reduction factor of junction strength is different from tensile strength due to the difference in physical and chemical structure. Therefore, correct junction strength reduction factor is the key point to calculate allowable junction strength. Hsieh, C. et. al. (2000) evaluated junction strength of PET geogrids after installation damage using GRI GG-2 test method. Installation damage test uncertainty is large and damage on each specimen will be different. But, GRI GG-2 test method does not consider scale effect that creates large deviation in the test results and lowers the accuracy. To the evaluation of the tensile strength of damaged geogrid, wide-width tensile strength test method is used. Hence, multi junction test method is more appropriate to the evaluation of junction strength of damaged geogrid considering the scale effect and thus uncertainty of results can be reduced. Moreover, effect of chemical degradation on junction was not researched before.

By the way, in the case of installation of geogrids on site, the design model regarding the strength reduction according to the installation damages was suggested but any definite model for the change of shear behavior according to the occurring changes upon installation was not suggested. Especially, since the shear property is an important factor that determines the long-term performance of civil structures in case of the slope reinforcement, the design model that predicted the change of performance considering the damages by compacting work and equipment upon construction must be suggested. Therefore, considering the damage of geogrids that inevitably occurs upon construction on site, a proper model for the construction conditions on site must be applied.

In this study, the effect of installation damage and chemical degradation on creep characteristics was comprehensively reviewed and then its value was compared with GRI GG-4 test value. Moreover, effect of installation and chemical degradation on junction strength was evaluated using multi-junction clamp and change of shear behavior was evaluated before and after installation damage.

The purpose of this experiment is to reduce uncertainty of allowable tensile strength by suggesting precise reduction factor considering complex effects and to reflect this in the design properly.

## 2. Experiment

### 2.1 Preparation of Geogrids

For the samples to be used for this experiment, three kinds of geogrids were used such as woven type, warp knitted type and welded type, and the design strength was 6T, 8T and 10T respectively. The yarn of all geogrids is polyethylene terephthalate (PET) and the coating material of woven geogrid and warp knitted geogrid is polyvinyl chloride (PVC). But the coating material of welded geogrid is polypropylene (PP). Figure 1 shows a picture of the geogrid used in this study. And the specification and physical properties of geogrids were represented in Table 1.

### 2.2 Interaction among Reduction Factors ( $RF_{CR}$ , $RF_{ID}$ , $RF_D$ )

Installation damage of geogrids was evaluated with compact condition in laboratory. Filling materials were divided by sieves and particle size of (0 - 0.5 mm, soil)

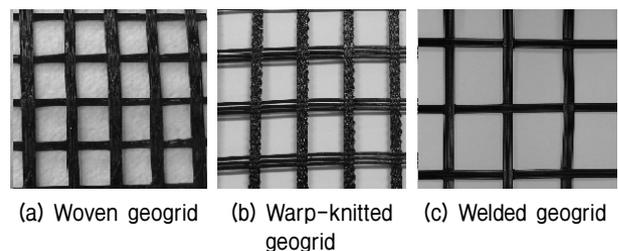


Fig. 1. Photograph of geogrids used in this study

Table 1. Specifications of geogrids

| Geogrid | Raw Material /Coating polymer | Mechanical properties (ASTM D 4595) |                         |
|---------|-------------------------------|-------------------------------------|-------------------------|
|         |                               | Ultimate tensile strength (ton/m)   | Elongation at Break (%) |
| WG-8    | PET/PVC                       | 10.1                                | 10.7                    |
| WKG-8   | PET/PVC                       | 10.8                                | 11.9                    |
| WBG-6   | PET/PP                        | 7.9                                 | 11.1                    |
| WBG-8   | PET/PP                        | 10.8                                | 11.9                    |

and (4.75 - 37.5 mm, gravel) were selected for installation damage test individually. The experiment was conducted in accordance to ENV ISO 10722-1 and load cycle was taken 200.

Original and installation damaged geogrids were immersed in closed beakers in NaOH (pH 9 and pH 13) buffer solutions. Then, beakers were placed in temperature-controlled ovens. A sample was collected at each month, the single rib tensile strength was measured, and the chemical resistance was evaluated.

Creep test were performed on the original geogrids, installation damaged geogrids and installation damaged with the chemical treated geogrids. Accelerated creep tests were performed on woven geogrids using the accelerated creep test equipment. The load levels of 50 - 78% ultimate tensile strength were applied to woven geogrids. Each specimen was allowed to reach equilibrium at 20°C prior to test initiation. Temperature was stepped up by 14°C every 10000 seconds starting 20°C and ending to 76°C. Creep strains for the geogrids are plotted versus log time at each level of temperatures.

### 2.3 Junction Strength Test

Junction strength tests of original geogrids, installation damaged geogrids and installation damaged with the chemical treated geogrids were performed using multi-junction clamp according to ASTM D4595.

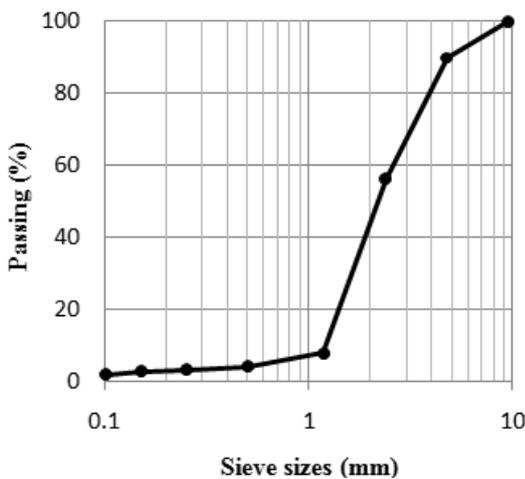


Fig. 2. Grain size distribution of test soils

### 2.4 Direct Shear Test

The filling material that was used for the direct shear test was soil from the real construction site, and Figure 2 shows grain size distribution of the filling material. The soil used for the filling material is classified into SP (poorly graded sand) by unified soil classification system, and the direct shear strength was measured at each interface by using the medium-scaled direct shear test device on the basis of ASTM D5321.

## 3. Result and Discussion

### 3.1 Combination Effect among $RF_{CR}$ , $RF_{ID}$ , $RF_D$

Figures 3 - 4 show the percentage of tensile strength

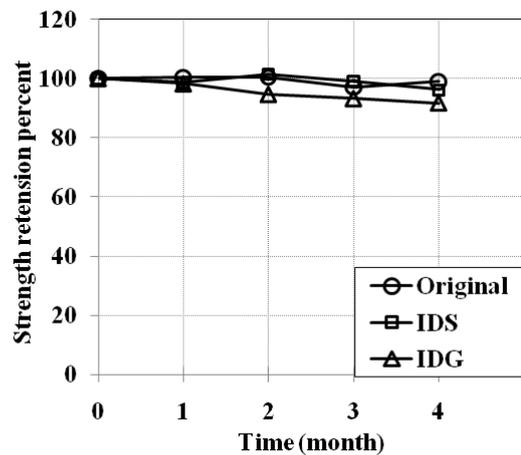


Fig. 3. Rib tensile strength retention percent of WG-8 with exposure conditions (pH 9, 50°C)

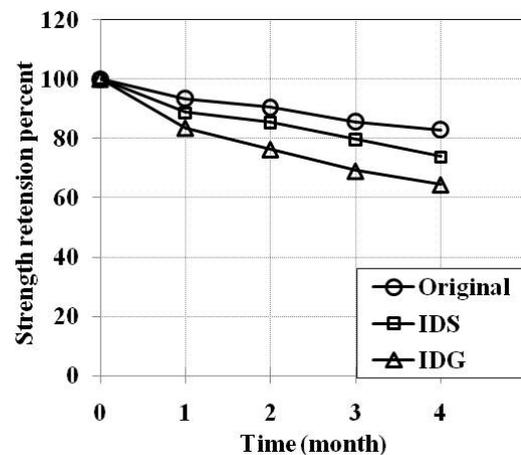


Fig. 4. Rib tensile strength retention percent of WG-8 with exposure conditions (pH 13, 50°C)

retention of WG-8 after different chemical exposure. There was merely small amount of decrease in original and specimen of installation damage in filling soil (IDS) after exposure to pH 9. In contrast, there was decrease in specimen of installation damage in gravel (IDG) at pH 9. This is caused by PVC coating material destroyed during installation test and PET filament directly exposed to solutions and degraded chemically. It maybe a problem if continuous chemical degradation occurs on geogrids as it is expected that service life of geogrid's is 50 - 100 years. Since WG-8 showed less than 10% decrease in extreme condition (pH 9, 50°C, and installed in gravel), it can be predicted that in real environment chemical degradation followed by installation damage is very limited. Moreover, it hardly reaches to the activation energy for chemical degradation as temperature in reinforcement wall is usually lower than 20°C. But in some specific conditions, like slope of landfills, the temperature may over 50°C. It may require caution to use geogrids at high alkali condition and more time is needed to evaluate chemical degradation properly. The tensile strength decreased much in severe alkaline condition pH 13. Especially IDG showed tensile strength retention of 64.4%.

Under the condition of pH 9, 50°C, creep characteristic of WG-8 that was exposed for 4 months was represented (Table 2 and Figure 5). In cases of 50% and 60% of ultimate

tensile strength (UTS), they shows the stable behavior during test period, there was not a rupture in the case of 65%, but it showed strain exceeding 7.5% that is a limited strain. There were creep rupture in cases of 68% and 75%. Compared with creep characteristic of original geogrid, it showed almost similar strain under the same load. Therefore, it could be known that there was little change of creep characteristic after chemical exposure.

Tables 3 - 4 and Figures 6 - 7 show the resulting creep properties of the WG-8 after installation damage. After installation damage, the value of creep strain is higher

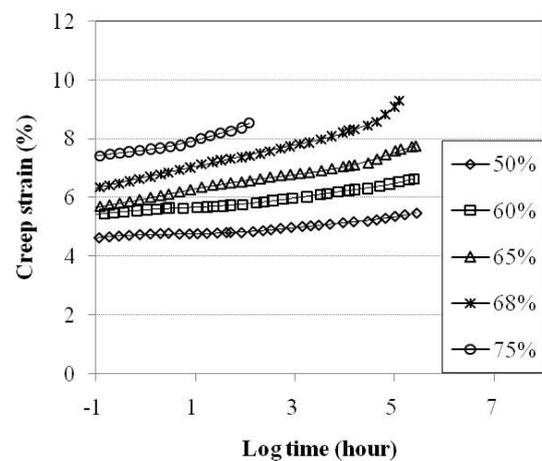


Fig. 5. Tensile creep master curve of WG-8 after chemical exposure (pH 9, 50°C, 4 months)

Table 2. Results of creep test after chemical exposure (pH = 9, 50°C, 4 months)

| Specification   | Applied stress (% of UTS) |      |      |               |      |
|-----------------|---------------------------|------|------|---------------|------|
|                 | 50                        | 60   | 65   | 68            | 75   |
| Log time (hour) | 5.45                      | 5.30 | 5.35 | 5.10          | 2.09 |
| Elongation (%)  | 5.49                      | 6.60 | 7.72 | 9.30          | 8.55 |
| Condition       | Continued                 |      |      | Creep rupture |      |

Table 3. Results of creep test after installation damage by filling soil

| Specification   | Applied stress (% of UTS) |      |      |               |      |
|-----------------|---------------------------|------|------|---------------|------|
|                 | 50                        | 60   | 65   | 72            | 75   |
| Log time (hour) | 5.45                      | 5.79 | 4.98 | 2.21          | 1.62 |
| Elongation (%)  | 6.32                      | 7.99 | 8.98 | 8.95          | 8.73 |
| Condition       | Continued                 |      |      | Creep rupture |      |

Table 4. Results of creep test after installation damage by gravel

| Specification   | Applied stress (% of UTS) |      |               |      |
|-----------------|---------------------------|------|---------------|------|
|                 | 50                        | 60   | 62            | 70   |
| Log time (hour) | 5.49                      | 4.65 | 4.12          | 1.15 |
| Elongation (%)  | 7.46                      | 8.83 | 9.6           | 8.97 |
| Condition       | Continued                 |      | Creep rupture |      |

than that without installation damage at the same load. This is because some of the filaments are so greatly damaged or torn by the installation damage that the remaining filaments suffered higher load than usual. In case of IDS, it showed stable behavior during test periods of 50% and 60% of UTS, and there was creep rupture

under the load more than 65%. On the other hand, in case of IDG, it showed stable behavior only at 50% of UTS and there was creep rupture under the load more than 60%.

Tables 5 - 6 and Figures 8 - 9 show the resulting creep properties of the WG-8 after installation damage and

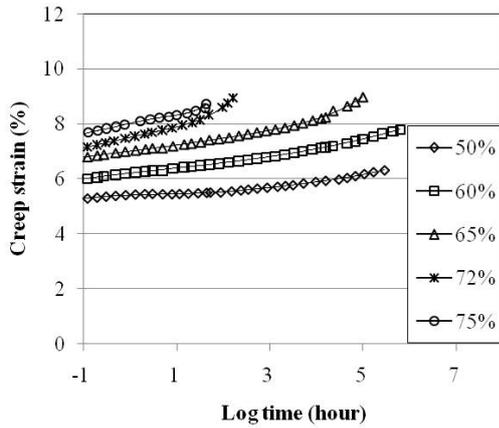


Fig. 6. Tensile creep master curve of WG-8 after installation damage by filling soil

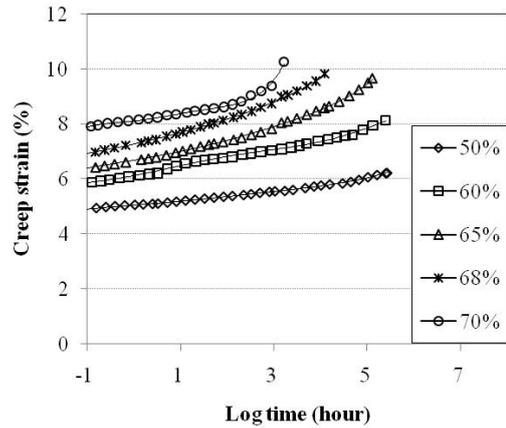


Fig. 8. Tensile creep master curve of WG-8 after installation damage and chemical exposure (pH 9, 50°C, soil)

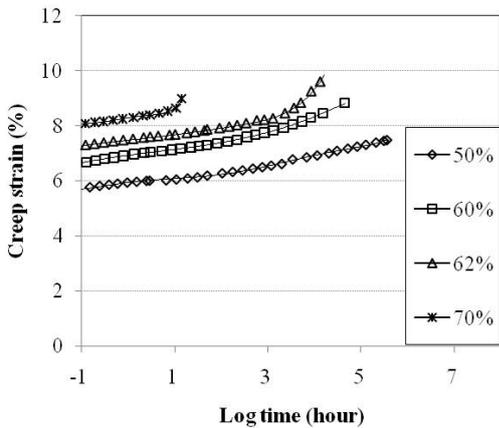


Fig. 7. Tensile creep master curve of WG-8 after installation damage by gravel

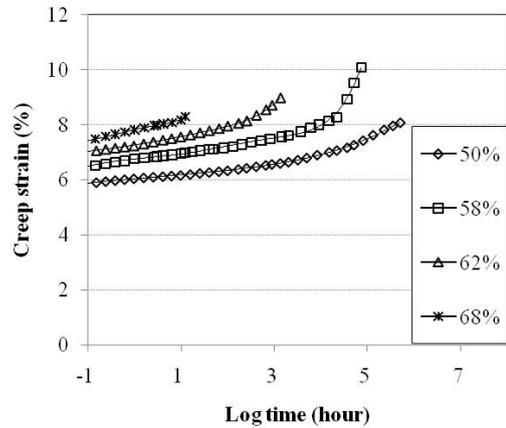


Fig. 9. Tensile creep master curve of WG-8 after installation damage and chemical exposure (pH = 9, 50°C, gravel)

Table 5. Results of creep test after installation damage and chemical exposure (pH 9, 50°C, soil)

| Specification   | Applied stress (% of UTS) |      |      |               |       |
|-----------------|---------------------------|------|------|---------------|-------|
|                 | 50                        | 60   | 65   | 68            | 70    |
| Log time (hour) | 5.40                      | 5.39 | 5.01 | 4.09          | 3.21  |
| Elongation (%)  | 6.22                      | 8.15 | 9.67 | 9.82          | 10.27 |
| Condition       | Continued                 |      |      | Creep rupture |       |

Table 6. Results of creep test after installation damage and chemical exposure (pH 9, 50°C, gravel)

| Specification   | Applied stress (% of UTS) |       |               |      |
|-----------------|---------------------------|-------|---------------|------|
|                 | 50                        | 60    | 65            | 68   |
| Log time (hour) | 5.71                      | 4.87  | 3.14          | 1.09 |
| Elongation (%)  | 8.07                      | 10.09 | 8.98          | 8.30 |
| Condition       | Continued                 |       | Creep rupture |      |

chemical degradation. The experiment result turned out to be similar to the case considering only installation damage. In case of IDS, it showed stable behavior during test periods of 50% and 60% of UTS and there was creep rupture under a load more than 65%. On the other hand, in case of IDG, it showed stable behavior under only 50% of UTS and there was creep rupture at 58% of UTS as well. From this, it can be known that the effect of chemical exposure condition (4 months, 50°C) on creep characteristic was limited.

Figures 10 - 12 show isochronous curve at each condition, and Figures 13 - 14 show each regression analysis diagram, and the calculated reduction factors were represented in Tables 7 - 8. There was no change in reduction factors i.e. combination of  $RF_D$  and  $RF_{CR}$ . This is caused by good chemical resistance in pH 9. Also, there was no change in combination of  $RF_{ID}$  (soil) and  $RF_D$ . But tested value is higher than calculated value in the combination of  $RF_{ID}$  (gravel) and  $RF_D$ . This is due to the destroyed surface of coating materials by gravel and accelerated chemical degradation. However, the difference is not too much. The tested reduction factor is lower than the calculated value in the combination of  $RF_{ID}$  and  $RF_{CR}$ , especially at gravel, lower than 12%. This is caused by mutual effect of installation damage and creep test. The same is applicable for the total reduction factor.

### 3.2 Interpretation of the Geogirds Junction Strength by Installation Damage and Chemical Degradation

A summary of the results of the tensile strength and junction strength before and after installation damage in gravel are presented in Table 9. After installation damage, the tensile strength of geogrids was significantly reduced. Especially, the tensile retention % of WKG-8 from cross-machine direction (CMD) was 67.7. This tells that since the transverse rib of WKG-8 is weak, more damage can be caused by installation damage. In contrast, the tensile retention % of WG-8 from CMD showed larger value compared to machine direction (MD). This is due to the fact that transverse rib of WG-8 has thicker

bundle diameter and coating compared to WKG-8. In case of junction strength, the retention % of WG-8 and WKG-8 showed relatively large values of 100 and 89% respectively. This is caused by the fact that the junction failure mechanism of woven geogrid is pulled out. So, the tensile reduction in transverse rib does not affect the junction damage. In contrast, junction failure mechanism of warp knitted geogrid is caused by the self-rupture of cross rib. Therefore tensile strength of transverse rib and

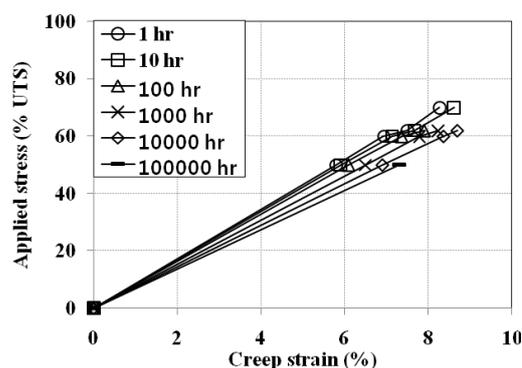


Fig. 10. Isochronous curve of WBG-6 after installation damage in gravel

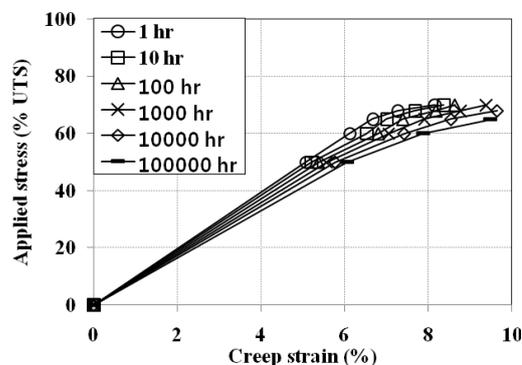


Fig. 11. Isochronous curve of WBG-6 after installation damage in soil and chemical exposure

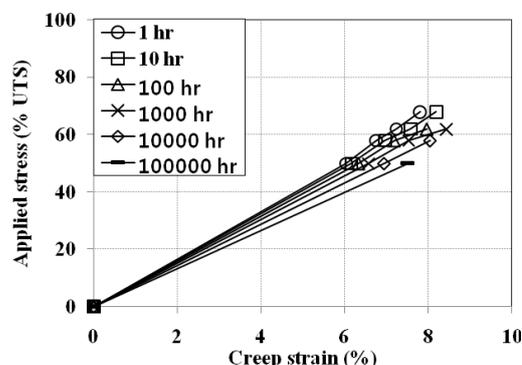


Fig. 12. Isochronous curve of WBG-6 after installation damage in gravel and chemical exposure

bending force are mainly determined by junction strength.

Table 10 shows the reduction factors calculated from the retained tensile and junction strength after installation damage and chemical exposure. For both of woven and warp knitted geogrids, reduction factor in junction strength test showed lower value than that in tensile strength test. Especially in woven geogrid the value of junction strength reduction factor is negligible because of pull-out mechanism.

### 3.3 Interpretation of Shear Behavior of Geogrids through Index Installation Damage Testing

Figures 15 - 16 show the shear behaviors of original geogrids. According to the results of all tests, the peak strength was indicated at shearing displacement within 30 mm but there was more or less difference in the behavior of post-peak strength. The post-peak strength of two geogrids at normal stress of 50,100 kPa relatively remains to be constant after reduction but it represented a phenomenon that the post-peak strength of two geogrids

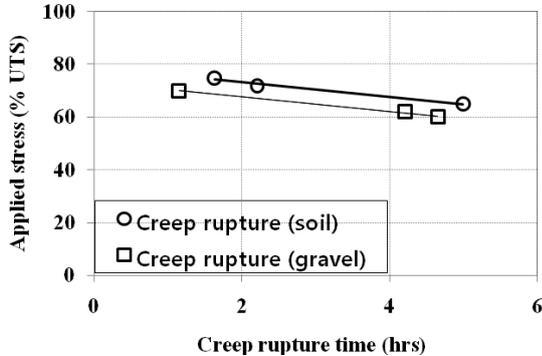


Fig. 13. Plot of applied stress vs. creep rupture time of geogrid considered installation damage

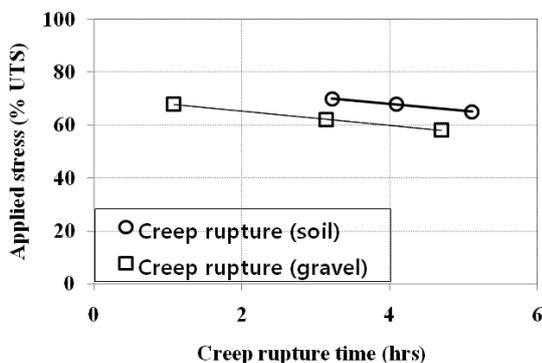


Fig. 14. Plot of applied stress vs. creep rupture time of geogrid considered installation damage and chemical degradation

at normal stress of 150 kPa continuously reduced and it showed the behavior that the peak strength increased as normal stress increased. Figures 17 - 18 show the shear behavior after installation damage test. After installation damage test, the shear behavior of geogrids was different from the one before the test. Compared to the status before installation damage test, there was no obvious peak strength at a specimen after installation damage test. According to the results of all tests, the shear strength showed rapidly increasing behavior up to the shear displacement within 20 mm and subsequently, it showed continuously and steadily increasing behavior.

Tables 11 - 12 show the shear stress according to nor-

Table 7. Reduction factor of geogrids at pH 9, 10<sup>6</sup> hours (soil)

| Reduction factor                                      | Calculated | Tested |
|---|------------|--------|
| RF <sub>D</sub> , RF <sub>CR</sub>                    | 1.54       | 1.55   |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>D</sub>                    | 1.1        | 1.1    |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CR</sub>                   | 1.69       | 1.61   |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CR</sub> , RF <sub>D</sub> | 1.69       | 1.59   |

Table 8. Reduction factor of geogrids at pH 9, 10<sup>6</sup> hours (gravel)

| Reduction factor                                      | Calculated | Tested |
|---|------------|--------|
| RF <sub>D</sub> , RF <sub>CR</sub>                    | 1.54       | 1.55   |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>D</sub>                    | 1.28       | 1.35   |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CR</sub>                   | 1.97       | 1.76   |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CR</sub> , RF <sub>D</sub> | 1.97       | 1.84   |

Table 9. Tensile and junction strength before and after installation

| Property                        |          | WG-8  | WKG-8 |
|---------------------------------|----------|-------|-------|
| Tensile strength<br>-MD (KN/m)  | Original | 102.3 | 105.2 |
|                                 | Damaged  | 79.9  | 84.2  |
| Retention (%)                   |          | 78.1  | 80    |
| Tensile strength<br>-CMD (KN/m) | Original | 33.4  | 37.4  |
|                                 | Damaged  | 30.8  | 25.3  |
| Retention %                     |          | 92.2  | 67.7  |
| Junction<br>strength (KN/m)     | Original | 5.5   | 12.3  |
|                                 | Damaged  | 5.5   | 11    |
| Retention (%)                   |          | 100   | 89    |

Table 10. Junction strength reduction factor of installation damage combination with chemical degradation

| Reduction factor                               | WG-8 | WKG-8 |
|--|------|-------|
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CD</sub>            | 1.35 | 1.29  |
| RF <sub>ID</sub> , RF <sub>CD</sub> (junction) | 1.03 | 1.18  |

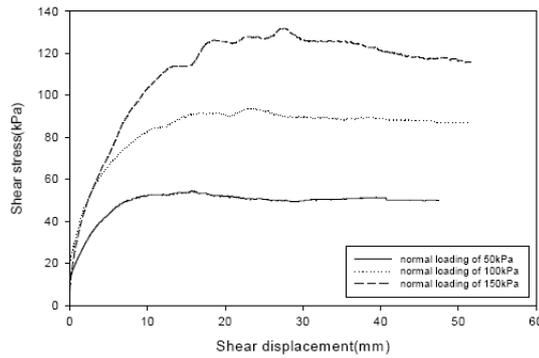


Fig. 15. Stress-strain behavior of soil /WBG-6 interfaces under different loadings

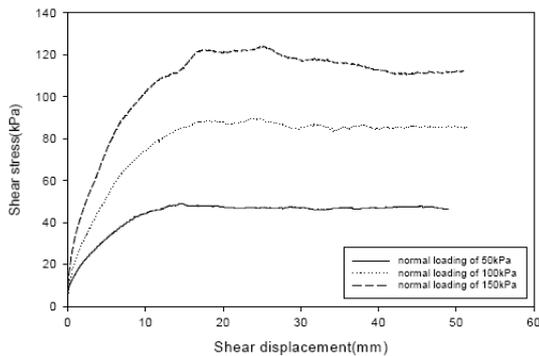


Fig. 16. Stress-strain behavior of soil /WBG-8 interfaces under different loadings

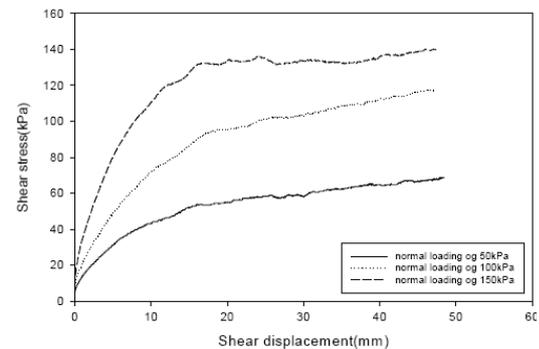


Fig. 17. Stress-strain behavior of soil /installed WBG-6 interfaces under different loadings

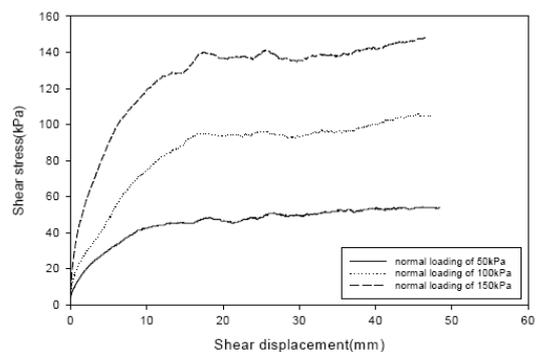


Fig. 18. Stress-strain behavior of soil /installed WBG-8 interfaces under different loadings

mal stress before and after installation damage test. It was found that the shear strength was not relevant to the design strength of geogrids through direct shear test results. It was known that the peak value after installation damage test was almost similar to the one before installation damage test.

### 3.4 Failure Envelope, Frictional Coefficient and Friction Angle

Tables 13 - 14 show the frictional coefficient and friction angle values before and after installation damage test. In case of WBG-6, the maximum shear stress before and after installation damage test showed a similar frictional coefficient. On the other hand, WBG-8 showed a greater frictional coefficient than the one before installation damage test. This is caused by the fact that the area in which the interaction force among soil particles occurs increases as the interaction force among soil particles in

Table 11. Shear stress of soil WBG-6 interface under different loadings

| Normal loading (kPa) | Peak stress (kPa) |                 |
|----------------------|-------------------|-----------------|
|                      | Soil/WBG-6        | Soil/WBG-6 (ID) |
| 50                   | 54.47             | 53.92           |
| 100                  | 94.05             | 93.68           |
| 150                  | 131.81            | 136.17          |

Table 12. Shear stress of soil WBG-8 interface under different loadings

| Normal loading (kPa) | Peak stress (kPa) |                 |
|----------------------|-------------------|-----------------|
|                      | Soil/WBG-8        | Soil/WBG-8 (ID) |
| 50                   | 49.02             | 48.47           |
| 100                  | 89.32             | 95.32           |
| 150                  | 124.18            | 139.98          |

Table 13. Frictional coefficient and frictional angle of WBG-6

| Geogrids | Frictional coefficient | Frictional Angle |
|----------|------------------------|------------------|
| Original | 0.91                   | 42.3             |
| Damaged  | 0.93                   | 42.9             |

Table 14. Frictional coefficient and frictional angle of WBG-8

| Geogrids | Frictional coefficient | Frictional Angle |
|----------|------------------------|------------------|
| Original | 0.86                   | 40.7             |
| Damaged  | 0.94                   | 43.2             |

pores that are the morphological property of geogrids works and soil particles are condensed by damages on the surface of geogrids due to installation damage test at the same time. Besides, the PVC coated geogrid surface is smooth but it can be said that larger frictional force occurred as roughness of the surface took place after installation damage test.

#### 4. Conclusion

(1) Long-term property of geogrids was evaluated considering combined effect of reduction factors for the following aims: (a) evaluation of long-term allowable tensile strength considering combined effect of reduction factors (b) interpretation of the geogrids junction strength by installation damage and chemical degradation (c) interpretation of shear behavior of geogrids through index installation damage testing.

(2) Effect of three reduction factors such as installation damage, chemical degradation and creep which affect the long-term properties of geogrids were tested and compared. Chemical resistance decreased followed by installation damage especially at high alkali conditions showed large reduction in strength. But there was no change in pH=9 at 50°C in soil and less than 10% of decrease showed in gravel. It can be predicted that in real environment chemical degradation followed by installation damage is very limited. Combined reduction factor of installation damage and creep showed 1.61 and 1.76 in IDS and IDG respectively which are lower than calculated values (1.69, 1.97). When gravel was used as filling material, it showed large reduction factor and the combination effect was also large, which largely reduced uncertainty of allowable tensile strength.

Tested total reduction factors showed 1.59 and 1.84 in IDS and IDG respectively, which are much lower than calculated reduction factors according to GRI GG-4 (1.69, 1.97).

(3) Tensile strength reduction factors of WG-8 and WKG-8 showed 1.35 and 1.29 respectively after installation damage and chemical degradation while junction

strength reduction factors showed 1.03 and 1.18 respectively. Junction strength reduction factor of geogrids depends on the type of junctions. Woven geogrid showed lower reduction factor than that of warp knitted geogrids due to pull-out mechanism. Junction is the weakest part in geogrid but it was found that junction strength reduction factor was much lower than tensile strength reduction factor.

(4) Results of direct shear test showed that post-peak strength of original geogrids reduced after peak strength. However, post-peak strength of installation damaged geogrids showed the tendency of gradually increasing. Frictional angle of WBG-6 and WBG-8 increased by 0.6 and 2.5 after installation damage.

(5) In conclusion, change of junction and shear strength are limited by reduction factors. GRI GG-4 is a conservative test method, includes sufficient reduction factors to be considered to predict long-term properties of geogrids. Therefore it is proposed that calculated allowable tensile strength from GRI GG-4 test method can be directly used to design geogrid-reinforced soil structures and it seems that additional safety factor is not needed.

(6) Soil and gravel used in this experiment represent general condition and worst condition respectively, but these can not present all cases of real site condition. Laboratory installation damage can not provide a complete “blue print” of the installation damage susceptibility and NaOH solution can not entirely represent site environment. So, it requires field installation damage test and actual solution to test combination effect.

#### References

1. Allen, T. M. and Bathurst, R. J. (1996), “Combined allowable strength reduction factor for geosynthetic creep and installation damage”, *Geosynthetics International*, Vol. 3, No. 3, pp. 407-439.
2. Allen, T. M. and Bathurst, R. J. (2002), “Long-term performance of geosynthetic walls”, *Geosynthetics International*, Vol. 9, No. 5-6, pp. 575-578.
3. ASTM D4595. Standard Test Method for Tensile Properties of Geotextiles by the Wide Width Strip Method, ASTM International, West Conshohocken, PA.
4. ASTM D5321. Standard Test Method for Determining the

- Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by the Direct Shear Method, ASTM International, West Conshohocken, PA
5. Berg, R. R., Allen and Bell, J. R. (1998), "Design procedure for reinforced soil walls-A historical perspective", Proc. of 6th IC on geosynthetics, pp. 491-496.
  6. Billing, J. W., Greenwood, J. H. and Small, G. D. (1990), "Chemical mechanical durability of geotextiles", proc. of the 4th international Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, pp. 621-626.
  7. Cho, S. D., Lee, K. W., Cazzuffi, Daniele A. and Jeon, H. Y. (2006), "Evaluation of combination effects of installation damage and creep behavior on long-term design strength of geogrids", Polymer testing, Vol. 25, pp. 819-828.
  8. GRI standard - GG4. Standard Practice for Determination of the Long-Term Design Strength of (a) Stiff and (b) Flexible Geogrids.
  9. Hsieh, C., Wu, J. H., Lin, C. K. and Hsieh, M. (2000), "The study of the installation damage of flexible geogrids". Proc. of the 2nd European Geosynthetics Conference, Bologna, pp. 889-893.
  10. ISO 10722-1. Geotextiles and geotextile-related products-Procedure for simulating damage during installation.
  11. Koerner, R. M. (2005), Designing with Geosynthetics, 5th edition, Person Education Inc., New Jersey, pp. 332-348.
  12. Lawson, C. R. (1986), "Geosynthetics in soil reinforcement", Proc. of symposium on geotextiles in civil engineering, Institution of engineers Australia, Newcastle, pp. 1-35.
  13. Task Force #27. (1991), Guidelines for the design of mechanically stabilized earth walls, AASHTO-AGC-ARTBA Joint committee, Washington, DC.
  14. Zornberg, J. G. and Mitchell, J. K. (1994), "Reinforced soil structures with poorly draining backfills", Geosynthetics International, Vol. 1, No. 2, pp. 103-147.

(접수일자 2012. 5. 16, 심사완료일 2012. 7. 13)



# 대형 평판재하시험을 이용한 얇은 기초의 침하에 대한 크기효과 평가

## Evaluation of Size Effects of Shallow Foundation Settlement Using Large Scale Plate Load Test

김 경 석<sup>1</sup> Kim, Kyung-Suk

이 상 래<sup>2</sup> Lee, Sang-Rae

박 영 호<sup>3</sup> Park, Young-Ho

김 성 환<sup>4</sup> Kim, Sung-Hwan

### Abstract

This paper addresses the size effect of shallow foundation settlement in very dense weathered granite soil commonly encountered in bridge foundation. Load-settlement curves measured from the plate load tests of 5 different plate sizes in 2 sites were analyzed. The test results showed that the ground beneath the plate was considered not to reach the failure state and the settlement continuously increased proportionately as load increased. The result implies that settlement would govern the stability or serviceability of foundation on very dense weathered soil. The size effect is expressed as a relationship of subgrade reaction modulus to the size of plate. Compared with the previous relationships, the size effect in this result was more prominent and indicated that settlement prediction using the previous method could possibly underestimate the settlement of foundation in dense weathered granite soil.

### 요 지

교량기초의 지지층인 조밀한 화강풍화토 지반에서 얇은 기초의 침하에 대한 크기효과를 평가하고자 하였다. 이를 위해 지반조건이 유사한 2개 현장에서 재하판 크기를 다르게 하여 평판재하시험을 수행하였다. 시험결과 재하판 하부 및 주변 지반의 파괴는 관찰되지 않았으며 하중 증가에 따라 침하가 비례하여 증가하였다. 이러한 결과는 대상지반에 지지되는 기초의 안정성 또는 사용성은 침하가 지배하는 것을 의미한다. 침하에 대한 기초크기 효과는 압력-침하곡선의 기울기로 표현되는 지반반력계수와 기초폭의 관계로 표현하였다. 기존에 제안된 관계식과 비교해 볼 때 본 실험 결과는 크기효과가 더 크게 나타나며, 이는 기존에 제안된 관계식은 조밀한 화강풍화토 지반에 지지된 기초의 침하를 과소평가할 수 있음을 나타낸다.

**Keywords :** Plate Load Test, Settlement, Shallow Foundation, Size Effect, Weathered Granite Soil

### 1. 서 론

교량의 얇은 기초는 표준관입시험에서 N값이 50회 타격시 15cm 미만 관입되는 조밀한 풍화토 또는 풍화

암 지반조건보다 양호한 지반에 지지되도록 설계·시공되고 있으며 허용지지력과 허용침하량 두 가지 관점에서 모두 만족하는 결과를 보여야 안정성이 확보되는 것으로 간주한다. 지지력 공식에 의한 기초의 지지력은

1 정회원, 한국도로공사 도로교통연구원 선임연구원 (Member, Associate Researcher, Korea expressway corporation, Tel: +82-32-371-3372, Fax: +82-32-371-3379, kskim2k4@ex.co.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국도로공사 도로교통연구원 선임연구원 (Associate Researcher, Korea expressway corporation)

3 정회원, 한국도로공사 도로교통연구원 연구위원 (Senior Research Director, Korea expressway corporation.)

4 정회원, 한국도로공사 도로교통연구원 건설본부장 (Executive Managing Director, Korea expressway corporation.)

\* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2013년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

기초폭에 비례하여 증가하지만 발생하는 침하량도 기초 폭에 비례하여 증가해 허용침하량을 초과하게 되므로 일정 크기 이상의 기초 설계는 허용침하량에 의해 결정되는 것으로 알려져 있다(Meyerhof, 1956; Terzaghi, 1943, D'Appolonia 등, 1968). Terzaghi(1943)는 허용침하량을 25mm로 두는 경우 기초폭이 1.2m 이상이 되면 침하량에 의해 허용지지력이 결정되는 것으로 언급한 바 있다. 얇은 기초의 침하예측 방법은 많은 연구자들이 제안한 바 있으며 탄성론과 현장시험(SPT, CPT, PMT) 결과를 이용한 경험적 방법을 통해 산정할 수 있다. 하지만 Briaud와 Gibens(1997)에 의하면 동일한 지반조건에서도 사용하는 방법에 따라 침하 예측 결과가 큰 차이를 보이고 있어 침하예측의 신뢰성은 여전히 낮다고 볼 수 있다. 실제 기초의 시공단계에서는 설계 하중하에서 발생하는 침하량 확인을 위해 직경 0.3m의 원형광판을 이용한 평판재하시험을 실시하는 과정을 거치며 이때 실제 기초와 평판의 크기 차이를 고려하기 위해 침하에 대한 크기 효과를 적용하게 된다.

기초의 침하에 대한 크기효과는 많은 연구자들에 의해서 제시되어 왔으며 국내에서는 Terzaghi와 Peck(1948)이 제안한 경험적 방법을 통상적으로 사용하고 있다. 하지만 이 방법은 상대밀도를 일정하게 한 사질토에 대하여 0.3m의 재하판과 다른 크기의 재하판에 대한 제한된 시험결과를 비교하여 얻어진 결과로서, 이후의 연구자에 의하면 시험자료의 분산정도가 심하므로 가능하다면 기초가 시공되는 지반조건에 맞는 크기효과를 평가하여 사용하도록 권장하고 있다. Bond(1961)에 의하면 Terzaghi와 Peck(1948)이 제안한 크기 효과식은 기초크기가 0.3m 이하인 경우에는 적용할 수 없으며 기초 크기가 0.3m 이상인 경우에는 침하량을 과다하게 예측한다고 언급한 바 있고, Bjerrum과 Eggstad(1963)는 상대밀도가 다른 지반에서 실시한 현장재하시험과 실내시험자료를 토대로 사질토에서 기초의 침하에 대한 크기효과는 하나의 경향을 가진 곡선으로 정의할 수 없으며 상대밀도에 따라 분산이 매우 크게 나타난다고 하였으며 크기효과에 대한 상한값과 하한값의 범위를 제시한 바 있다. D'Appolonia 등(1968)은 3.6m폭의 실제 기초에서 발생한 침하량과 0.3m 재하판에서 구한 침하량을 비교하였으며 Terzaghi와 Peck(1948)의 제안식이 실제 침하량을 약 3배 이상 과소평가하는 것을 확인한 바 있다. 이러한 결과는 사질토 지반에서의 기초의 크기효과는 지반의 상대밀도, 입자의 크기, 지하수위, 근입깊이 등에 따라 분산이 매우 크기 때문에 하나

의 식으로 정량화하는 것은 매우 어렵고 지반조건에 따라 침하에 대한 크기효과를 달리 평가해야 할 필요성을 제기한다.

기존의 연구결과는 대부분 인공적으로 조성된 사질토 지반에 대하여 재하판의 크기를 1.0m 내외로 둔 소규모 시험결과를 이용한 것으로서 실제 얇은 기초의 지지층으로 자주 나타나는 매우 조밀한 화강풍화토 지반에 대해서는 적용의 한계가 있다. 본 연구에서는 매우 조밀한 화강 풍화토 지반조건에 대하여 최대 4.0m까지 크기를 달리한 평판재하시험을 실시하여 하중-침하 거동을 분석하고 기초의 침하에 대한 크기효과를 평가하고자 하였다.

## 2. 얇은 기초의 크기 효과

얇은 기초의 크기효과는 지지력에 대한 관점과 침하에 대한 관점으로 구분된다. 지지력에 대한 기초크기 효과(effect of foundation size on bearing capacity)는 기초크기에 비례하여 지지력이 선형적으로 증가하지 않는 현상을 의미한다. 식 (1)과 같이 Terzaghi의 이론적인 지지력 공식에서는 기초폭과 관련된 지지력계수  $N_c$  값을 기초의 크기와 상관없이 지반의 내부마찰각에만 의존하는 값으로 가정하므로 지지력은 기초폭에 비례하여 증가해야 하지만, 기존 연구자들(De Beer, 1965; Clark, 1997)에 의하면  $N_c$  값이 기초폭에 따라 반비례하여 감소하는 것을 확인한 바 있다. Vesic(1973)는 기초폭의 증가에 따라 기초 하부지반의 구속압이 달라지면 파괴면을 따라 발휘되는 전단강도비( $\tau_f/\sigma_{vo}$ )가 감소하는 것이라고 제시한 바 있으며, Meyerhof(1965)는 이러한 효과가 Mohr-Coulomb 파괴포락선의 비선형성의 결과라고 설명하고 있다. 하지만 기초 크기에 따른 지지력 효과는 정량적으로 확인하기 힘든 부분으로서 실무에서는 반영되지 않고 있는 실정이다.

$$q_{ult} = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \quad (1)$$

여기서,  $c$ 는 점착력,  $\gamma$ 는 단위중량,  $D_f$ 는 근입깊이,  $N_c, N_q, N_\gamma$ 는 지지력계수이다.

침하에 대한 기초크기 효과(effect of foundation size on settlement)는 기초의 크기에 따라 침하량이 비례하여 증가하지 않는 것을 의미한다. 사질토 지반에서 침하량 예측은 식 (2)와 같이 탄성론에 근거한 식을 이용하여 산정할 수 있는데, 다른 조건이 모두 동일하다고 가정할 때 서로 다른 크기를 갖는 기초의 침하량은 식 (3)과 같이

비례식으로 표현될 수 있다. 하지만, 실제 기초의 침하량은 기초하부지반의 초기응력상태, 심도에 따른 지반조건 및 압축특성의 변화, 포아송비의 차이 등 매우 다양한 특성에 의존하므로 식 (3)을 이용한 침하량의 예측은 한계가 있다.

$$s_i = \frac{qB(1-\nu^2)I_s}{E} \quad (2)$$

$$\frac{s_1}{s_2} = \frac{B_1}{B_2} \quad (3)$$

여기서,  $q$ 는 기초에 작용하는 압력,  $B$ 는 기초의 크기(폭),  $\nu$ 는 지반의 포아송비,  $I_s$ 는 기초의 영향계수,  $E$ 는 지반의 변형계수이다.

침하에 대한 기초크기 효과는 크기를 달리한 평판재하시험 결과로부터 침하량을 비교하여 구한 경험식으로 표현되는데 Terzaghi와 Peck(1948)은 상대밀도가 같은 사질토지반에 재하판의 크기를 달리하여 실시한 실험결과로부터 식 (4)과 같은 경험식을 제안한 바 있다. 이 식은 기존 연구에서 그 한계가 확인되었음에도 불구하고 현재까지 가장 광범위하게 사용되고 있다.

$$s_f = s_p \left( \frac{2B}{B+0.3} \right)^2 \quad (4)$$

여기서,  $s_f$ 는 기초의 침하량,  $s_p$ 는 0.3m 재하판으로부터 측정된 침하량,  $B$ 는 기초폭(m)이다.

침하에 대한 기초크기효과는 다른 연구자들에 의해서도 수행된 바 있으며, Bond(1961)는 지반종류와 상대밀도에 따라서 침하에 대한 기초크기효과가 달라지는 것을 실험을 통해 식 (5)와 같이 제시한 바 있다.

$$s_f = s_p \left( \frac{B_f}{B_p} \right)^n \quad (5)$$

여기서,  $s_f$ 는 기초의 침하량,  $s_p=0.3m$  재하판으로부터 측정된 침하량,  $B_p$  기준재하판의 크기,  $B_f$ 는 기초의 크기이고,  $n$ 은 지반종류에 따라 달라지는 값으로서 점토지반에서는 0.03~0.05, 모래질점토에서는 0.08~0.1, 조밀모래에서는 0.08~0.5, 중간조밀모래에서는 0.25~0.35, 느슨한 모래에서는 0.2~0.25의 범위를 갖는다.

Parry(1978)는 침하량 예측에 있어 기초하부 지반조건변화를 고려하기 위해서 평판재하시험뿐만 아니라 표준

관입시험의 결과를 추가하는 식 (6)를 제시한 바 있다.

$$s_f = s_p \frac{B_f (N_m)_p}{B_p (N_m)_f} \quad (6)$$

여기서  $N_m$ 은 기초하부 2B심도까지의 평균 N값( $=\frac{1}{6}(3N_1+2N_2+N_3)$ ),  $(N_m)_p$ 은 시험재하판에 대한 평균 N값,  $(N_m)_f$ 은 시험재하판에 대한 평균 N값이고,  $N_1$ 은  $\frac{2}{3}B$ 까지 평균 N값,  $N_2$ 는  $\frac{2}{3}B \sim \frac{4}{3}B$ 사이의 평균 N값,  $N_3$ 는  $\frac{4}{3}B \sim 2B$ 까지의 평균 N값이다.

표현방식이 차이가 있긴 하지만 국내 도로교시방서(2000)에서는 하중-침하 곡선의 기울기인 지반반력계수를 이용하여 침하에 대한 크기효과를 고려하는 방법이 식 (7)과 같이 제시되어 있다.

$$k_v = k_{vo} \left( \frac{B}{B_o} \right)^{-3/4} \quad (7)$$

여기서,  $k_v$ 는 기초의 연직방향 지반반력계수,  $k_{vo}$ 는 지름 0.3m의 평판시험에서 구한 지반반력계수,  $B$ 는 기초의 환산재하폭,  $B_o$ 는 0.3m이다.

이상에서 살펴본 것과 같이 사질토에 지지된 직접기초의 침하에 대한 크기효과는 다양한 형태의 식으로 제시된 바 있지만, 대부분의 제안식은 지반조건을 한정시킨 소형의 평판재하시험에서 제안된 것으로서 국내 교량의 얇은 기초의 지지층으로 사용되는 매우 조밀한 화강풍화토 지반에 대한 적용성은 확인해 볼 필요가 있다.

### 3. 현장 평판 재하 시험

#### 3.1 대상현장 및 지반조건

본 연구에서는 두 개의 현장에서 크기를 달리한 평판재하시험을 실시하여 매우 조밀한 화강풍화토에 지반에 대한 얇은 기초의 침하에 대한 크기효과를 평가하고자 하였다. 현장의 위치는 경상남도 거창시 인근의 산업단지(Site-A)와 고속도로 건설현장(Site-B)으로서 산지를 절토하여 매우 조밀한 풍화토층이 노출된 상태이다. 지반조건을 확인하기 위하여 시추조사와 표준관입시험(SPT)을 실시하였고, 교란시료에 대한 물성시험과 블록샘플을 채취하여 실내시험을 실시하였다.

시추조사는 풍화토층이 노출된 상태에서 최대 재하판 크기의 2.5배인 평균 10m심도까지 실시하였으며 시험부지 내 지반조건의 변동성 확인을 위해 시험위치와 인접한 위치에 대해서도 조사를 실시하였다. Fig. 1에는 모든 시추조사에서 실시한 SPT N값을 나타낸 것으로서 30cm를 관입하지 못한 상태에서 타격횟수가 50회를 초과하는 경우 30cm관입시의 타격횟수로 환산하여 표시하였다. 지표면 근처에서의 평균 SPT N값은 65~88정도로 나타나며 약 10m까지 선형적으로 증가하는 형태를 나타낸다. 심도 10m에서의 평균 SPT N값은 약 300~375정도를

나타낸다.

교란시료와 블록시료에 대한 시험결과는 Table 1에 나타내었다. 대상지반의 흙은 통일분류상 SW-SM으로 분류되고 블록시료에서 구한 건조단위중량과 간극비 값의 범위는 매우 조밀한 상태를 나타내고 있다. 전단강도는 블록시료를 성형한 시료에 대해 삼축압축시험을 실시하여 구하였는데, 사질지반임에도 불구하고 점착력이 있음을 알 수 있으며 내부마찰각은 변동성이 크게 나타났다. 이는 시료의 불균질성에 기인한다고 볼 수 있다. Table 1에는 대상지반에서 수행한 공내재하시험(PMT)과

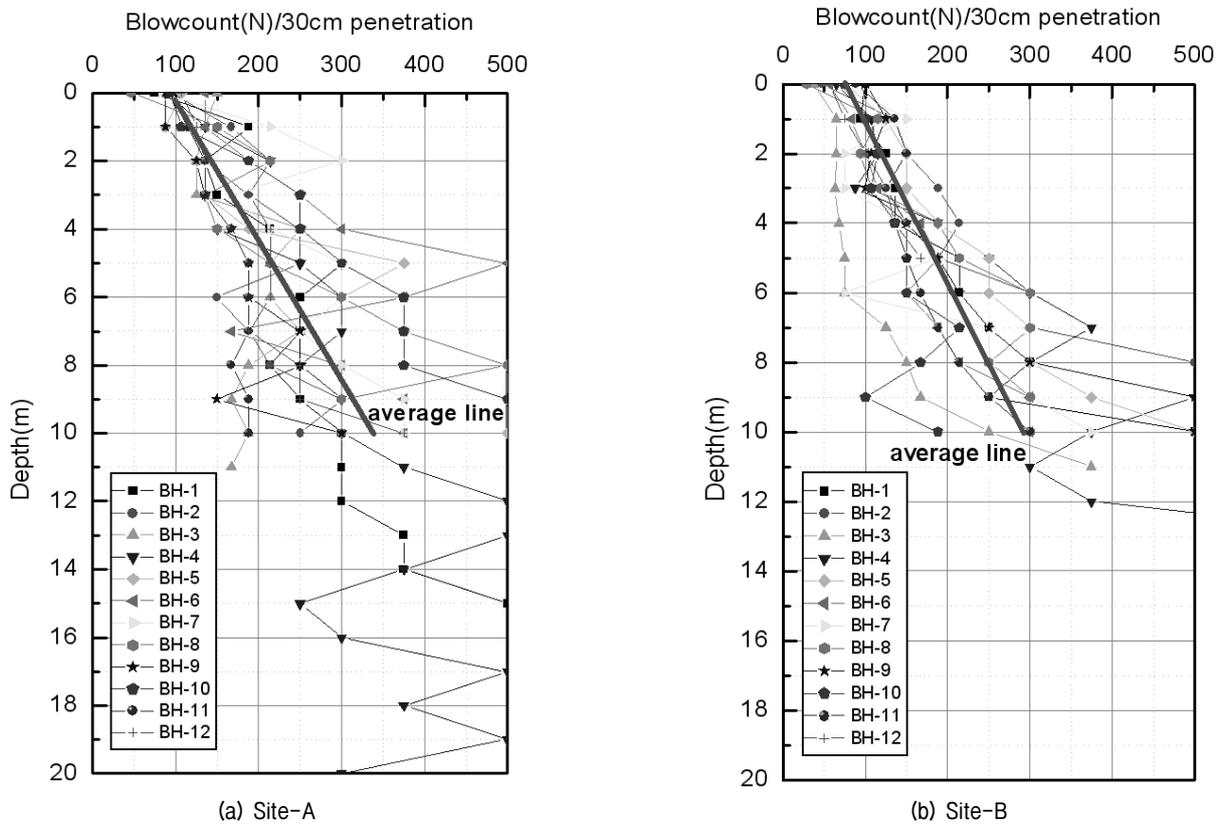


Fig 1. Depth profile of SPT-N value

Table 1. Soil properties from laboratory and field tests

|                              |                                 | SITE-A                        | SITE-B                        | Remark                       |
|------------------------------|---------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| Soil type and classification |                                 | weathered granite soil, SW-SM | weathered granite soil, SW-SM |                              |
| Percent finer than No.200    | %                               | 11.5 ~ 17.8                   | 8.0 ~ 13.8                    | wet sieving                  |
| Dry Unit Weight              | $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> ) | 22.3 ~ 22.6                   | 21.8 ~ 22.6                   | Block Sample                 |
| Void Ratio                   | $e$                             | 0.19 ~ 0.20                   | 0.18 ~ 0.21                   | Block Sample                 |
| Shear Strength               | $c$ (kPa)                       | 100 ~ 105                     | 45 ~ 95                       | Triaxial Test (block sample) |
|                              | $\phi$ (°)                      | 27 ~ 54.5                     | 31.5 ~ 47.0                   |                              |
| Deformation Modulus          | $E_s$ (MPa)                     | 110 ~ 189                     | 324 ~ 551                     | PMT                          |
| Shear Wave Velocity          | $v_p$ (m/s)                     | 270 ~ 620                     | 209 ~ 526                     |                              |

전단파속도시험 결과를 참고적으로 기록하였다.

### 3.2 평판재하시험 및 시험결과 분석

평판재하시험은 직경이 0.3m, 0.75m, 1.5m, 2.4m, 4.0m 인 정방형 재하판(□)을 이용하였다. 재하판은 4.0m의 경우 별도의 철근콘크리트 블록을 제작하여 시험을 실시하였고, 그 이외의 재하시험에서는 강재판을 사용하였다. 강재판은 접촉압을 일정하게 유지하고 시험과정에서 변형되지 않도록 하기 위해 보강한 판을 사용하였다. Fig. 2와 Table 2에는 Site-A 위치에서의 평판재하시험 평면위치도와 평판재하시험 내용을 나타내었다.

Fig. 3에는 Site-A와 Site-B에서 수행한 평판재하시험 결과를 압력-침하곡선으로 나타내었다. 시험 결과에서는 단위면적당 압력이 증가함에 따라 침하량도 지속적으로 증가하며 최대하중까지 뚜렷한 변곡점을 나타내지 않아 항복 또는 극한상태에 도달 여부를 확인하기 어려웠다. 큰 압력상태시험결과에서는 재하판의 크기가 커질수록 동일한 압력하에서 침하량이 증가하는 형태를 나타낸다.

시험이 완료된 후에 재하판 하부와 주변의 지반 상태

를 관찰해보면, 직경 0.3m의 소형 재하판의 경우에는 주변 지반이 균열과 함께 약간 솟아오르는 상태가 확인되지만 0.75m 이상 크기의 재하판에서는 주변지반의 균열이나 솟음이 확인되지 않고 관입파괴 형상만이 관찰되었다 (Fig. 4).

얕은 기초의 파괴는 흙의 밀도가 느슨한 경우 관입전단파괴(punching shear failure)가 우세하고 조밀한 사질

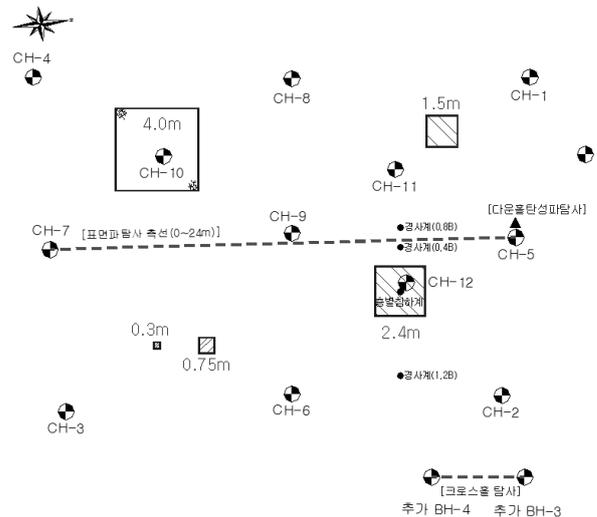
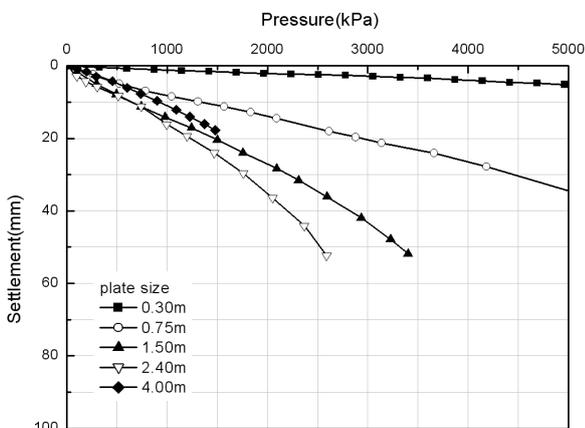


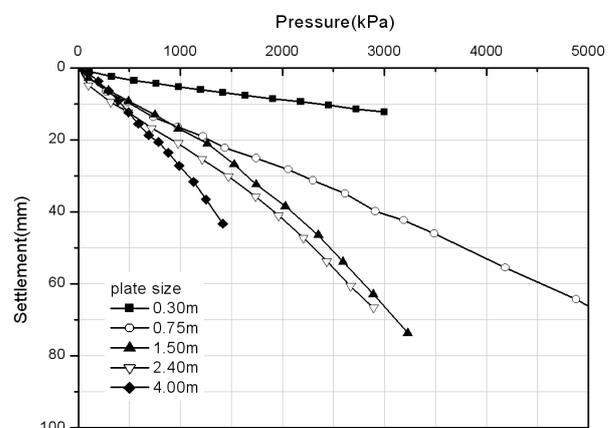
Fig 2. Test plan at Site-A

Table 2. Plate dimensions and maximum test pressures

| Size of Plate (B, m) | Dimension of plate                           | Maximum Test Pressure (kPa) |        |
|----------------------|--|-----------------------------|--------|
|                      |  | Site A                      | Site B |
| 0.3                  | 0.30 m × 0.30 m × 0.03 m steel plate         | 22,890                      | 2,998  |
| 0.75                 | 0.75 m × 0.75 m × 0.04 m steel plate         | 7,674                       | 6,976  |
| 1.5                  | 1.50 m × 1.50 m × 0.04 m steel plate         | 3,401                       | 4,316  |
| 2.4                  | 2.40 m × 2.40 m × 0.05 m steel plate         | 2,589                       | 2,895  |
| 4.0                  | 4.00 m × 4.00 m × 1.50 m reinforced concrete | 1,478                       | 1,416  |



(a) Site-A



(b) Site-B

Fig. 3. Pressure-settlement curves

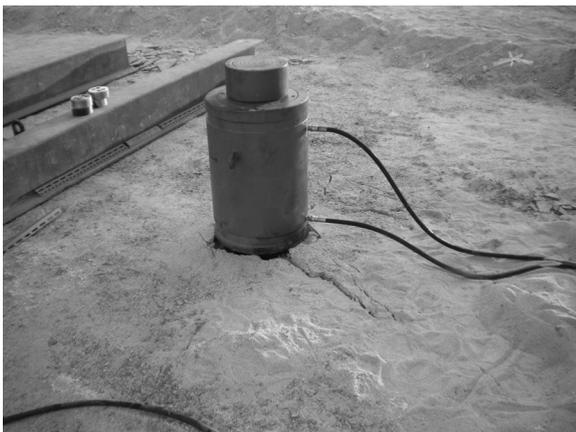
토에서는 전반전단파괴(*general shear failure*)가 우세한 것으로 알려져 있으며, 조밀한 사질토에서는 가해지는 하중이 증가함에 따라 초기에는 관입전단파괴가 먼저 발생하게 되고 하중이 점차 증가하면 기초의 모서리 부분을 따라 소성상태가 진행되어 파괴면이 완전히 발달하는 전반전단파괴로 진행되는 형태를 나타낸다.

조밀한 사질토 지반으로 간주되는 지반에서 관입전단 파괴 형태가 발생하는 이유는 파괴에 도달시킬 만큼의 충분한 압력이 가해지지 않았을 가능성이 있다. Tatshoka 등(1936)에 의하면 침하량이 기초폭의 약 70% 정도까지 발생할 때 전반전단파괴 형태가 발생하며 그 이하의 변형에서는 지반파괴가 아닌 입자의 압축과 미끄러짐 층의 발생으로 인해 관입전단파괴나 국부전단파괴의 형상을 보이는 것을 실험을 통해 증명할 바 있다. 본 연구에서 수행한 재하시험은 하중 수준이 1,500~3,000kPa 정도의 압력까지 가한 상태지만 침하량이 기초폭의 10~30%정

도만 발생한 상태이므로 지반은 관입전단파괴만 진행되고 전반전단 파괴까지 진행되지 않았음을 간접적으로 추정할 수 있다.

각 재하판 크기별 극한파괴상태 도달여부를 확인하기 위하여 시험에서 구한 압력-침하곡선과 Terzaghi의 이론적 지지력공식(식 (1))으로 구한 극한지지력 및 안전율 3.0을 적용한 허용지지력을 Fig. 5에 나타내어 보았다. 시험은 지표면에서 수행하였으므로 극한지지력 산정시 근입심도( $D_f$ )값은 0으로 두고 계산하였다. Table 3에는 계산에 사용한 입력값으로서 대상 지반에서 실시한 시험 결과를 참고하여 결정하였다. 계산된 극한지지력값과 허용지지력은 Table 4에 나타내었다.

이를 보면 Site-A에서 폭 0.3m인 재하시험에서만 극한 지지력을 초과한 시험하중을 가하였고 다른 크기의 재하판에 대해서는 시험하중이 극한지지력까지 못한 상태에서 종료되었음을 알 수 있다. 침하량 관점에서는 재하

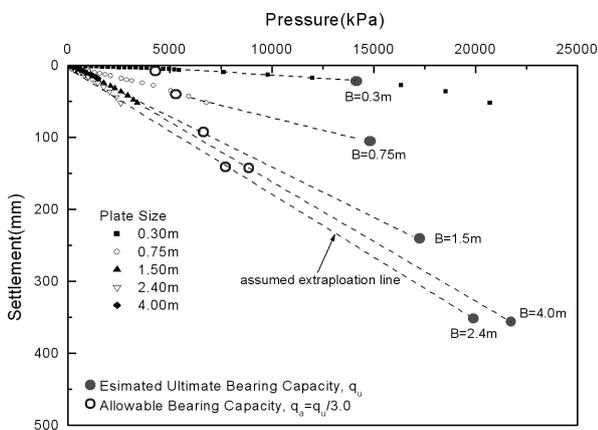


(a) 0.3 m plate load test

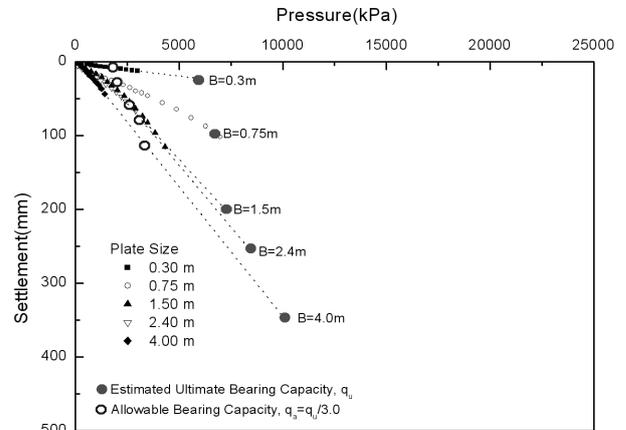


(b) 0.75 m plate load test

Fig. 4. Failure shape of ground during and after the test



(a) Site-A



(b) Site-B

Fig. 5. Pressure-settlement curves and ultimate bearing capacity

판이 큰 경우 허용지지력에 해당하는 침하량이 100mm를 초과하는 경우도 발생할 수 있음을 알 수 있다.

시험 결과는 교랑기초가 지지되는 매우 조밀한 풍화토 지반은 하중 증가에 따라 침하량이 비교적 선형적으로 증가하는 양상을 나타내고 교랑의 얇은 기초의 설계하중 수준인 500~1,000kPa의 하중 하에서는 항복이나 극한 상태의 거동이 나타나기 어려움을 의미하고 있다. 또한, 얇은기초의 지반의 허용지지력이 설계하중보다 크게 계산되더라도 발생하는 침하량은 허용치를 훨씬 상회할 가능성이 있음을 나타내며 따라서 조밀한 화강풍화토 지반에 시공되는 얇은 기초의 안정성은 지지력보다는 침하량 측면이 관리하는 것이 중요함을 의미한다.

#### 4. 침하에 대한 크기효과 평가

##### 4.1 지반반력계수를 이용한 크기효과

침하에 대한 기초크기 효과는 폭 0.3m의 재하판에 대한 시험결과를 기준으로 다른 크기의 재하판에 대한 침하를 예측하는 형태로 제시된다(식 (8)). 압력-침하곡선을 선형

으로 가정할 수 있는 경우에는 침하에 대한 크기 효과는 압력-침하곡선의 기울기인 지반반력계수로도 표현이 가능하다(식 (9)).

$$\frac{s}{s_{30}} = f\left(\frac{B}{B_0}\right) \quad (8)$$

$$\frac{K}{K_{30}} = \frac{1}{(s/s_{30})} = \frac{1}{f(B/B_0)} \quad (9)$$

여기서  $s$ 와  $s_{30}$ 은 각각 동일압력하에서 실제기초의 침하량 및 0.3m 재하판에서 발생한 침하량을 의미하고,  $B$ 와  $B_0$ 는 각각 실제기초의 폭 및 0.3m재하판,  $K_s$  및  $K_{30}$ 은 각각 실제기초 및 0.3m재하판에 대한 압력-침하곡선의 기울기를 나타낸다.

본 연구에서 대상으로 하는 조밀한 화강풍화토 지반에서는 압력-침하곡선이 거의 선형으로 나타나 침하에 대한 크기효과를 지반반력계수로 표현하고자 하였으며 Fig. 6에는 지반반력계수를 이용하여 침하에 대한 크기효과를 표현하는 방법을 나타내었다.

두 현장에 대하여 재하판 크기별 압력-침하곡선으로

Table 3. Soil properties used in calculation of ultimate bearing capacity

|        | $c$ (kPa) | $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> ) | $\phi$ (degree) | $N_c$  | $N_\gamma$ |
|--------|-----------|-------------------------------|-----------------|--------|------------|
| Site A | 88        | 22                            | 44              | 151.95 | 262.60     |
| Site B | 77        | 22                            | 39              | 85.97  | 95.03      |

Table 4. Calculated ultimate and allowable bearing capacities

|        | Site A      |             | Site B      |             |
|--------|-------------|-------------|-------------|-------------|
|        | $q_u$ (kPa) | $q_a$ (kPa) | $q_u$ (kPa) | $q_a$ (kPa) |
| 0.3 m  | 14,235      | 4,745       | 6,331       | 2,110       |
| 0.75 m | 15,530      | 5,177       | 6,802       | 2,267       |
| 1.5 m  | 17,688      | 5,896       | 7,586       | 2,529       |
| 2.4 m  | 20,278      | 6,759       | 8,527       | 2,842       |
| 4.0 m  | 24,882      | 8,294       | 10,199      | 3,400       |

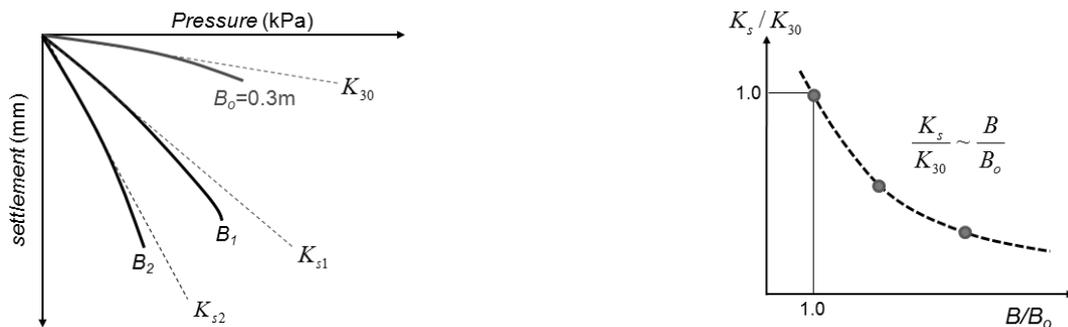


Fig. 6. Effect of foundation size on settlement in terms of coefficient of subgrade reaction

부터 구한 지반반력계수를 Table 5에 나타내었고, Fig. 7에는 재하판의 크기에 따른 지반반력계수를 도표로 도시하였다.

재하판의 크기가 증가함에 따라 지반반력계수는 감소하는 경향을 나타내지만 재하판의 크기가 1.5m 이상이 되면 감소경향이 현저히 줄어들게 되는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 8에는 0.3m 크기의 재하판으로 정규화한 기초폭 ( $B/B_0$ )과 지반반력계수 비율( $K_s/K_{30}$ )을 나타내었으며 실험값에 대한 최적곡선식을 구하여 함께 나타내었다. 두 현장의 심도에 따른 지반조건이 큰 차이가 없음에도 불구하고 Fig. 8의 지반반력계수 비율은 다르게 나타나는 데 이는 기준값이 되는 0.3m 재하판에서 구한 지반반력계수 값의 차이에 기인한다. 재하판의 크기에 따라 영향 심도가 달라짐을 고려할 때 지표면 근처 지반조건에 영향을 많이 받는 0.3m 재하판에 대한 시험결과에 따라 관계가 차이가 발생하는 것을 알 수 있으며, 상대적으로 지표면 근처의 지반조건이 양호한 지반조건에서는 0.3m 재하판에 대한 지반반력계수가 커지므로 지반반력계수 비율( $K_s/K_{30}$ )은 감소하는 경향을 나타내는 것으로 사료된다.

$$\frac{K_s}{K_{30}} = \left\{ \frac{B+B_0}{2B} \right\}^4 \quad (10a)$$

Table 5. Measured coefficient of subgrade reactions

| Plate Size (m) | Coefficient of Subgrade Reaction, $K_s$ (kN/m <sup>3</sup> ) |         |
|----------------|--|---------|
|                | Site A   | Site B  |
| 0.30           | 952,381  | 232,558 |
| 0.75           | 143,061  | 74,074  |
| 1.50           | 70,972   | 49,751  |
| 2.40           | 56,118   | 46,512  |
| 4.00           | 67,751   | 36,232  |

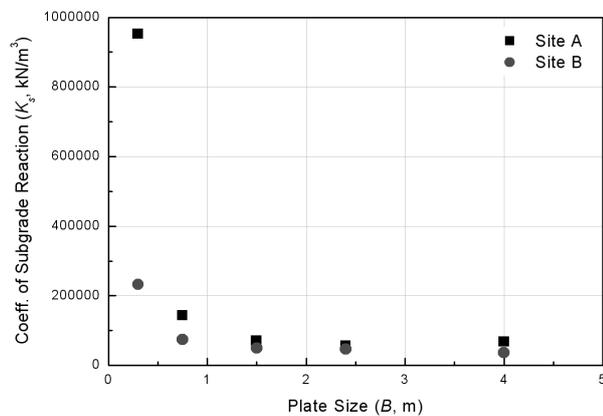


Fig. 7. Relation of  $K_s$  and plate size  $B$

$$\frac{K_s}{K_{30}} = \left\{ \frac{B}{B_0} \right\}^{-6/5} \quad (10b)$$

#### 4.2 기존 제안방법과의 비교

Fig. 9에는 기존의 침하에 대한 기초크기 효과에 대한 연구결과들을 함께 나타내었다. 기존연구와 본 연구에서 제안한 결과를 비교하기 위하여 본 연구에서 사용한 지반반력계수 비율( $K_s/K_{30}$ )은 식 (9)를 이용하여 침하비( $s/s_{30}$ )로 표현하였다.

Fig. 9에서 알 수 있듯이 본 실험에 의한 결과는 기존 연구자들이 제안하는 크기효과식과 차이가 있음을 알 수 있는데, 본 연구의 시험결과와 제안식은 기존 연구자들의 결과에 비해 침하비율이 크게 나타나는 것을 확인할 수 있다. 하지만, Bjerrum과 Eggestad(1963)가 기초 크기에 따른 시험결과들을 수집하여 크기효과를 평가한 범위내에 포함되어 있다.

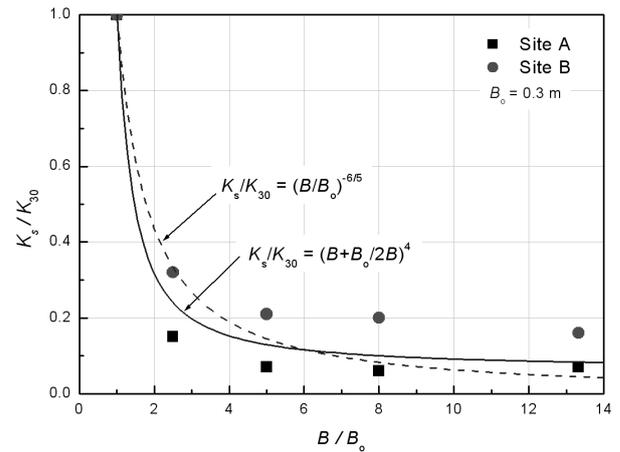


Fig. 8. Relation of  $K_s/K_{30}$  and  $B/B_0$

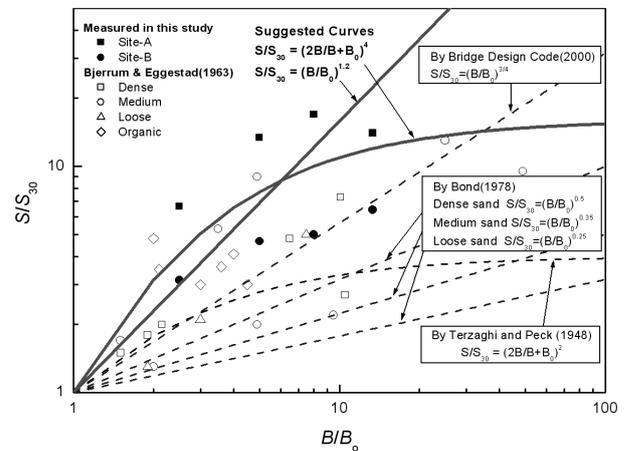


Fig. 9. Comparison of test result with previous studies

본 연구의 결과는 조밀한 화강풍화토 지반에서는 0.3m 재하판을 이용하여 실제 기초에 대한 침하량을 예측할 때 기존식보다 더 크게 평가되어야 함을 나타내며 기존 제안식을 이용할 경우 침하를 과소하게 평가할 수 있음을 의미한다.

## 5. 결론

이 연구에서는 매우 조밀한 화강풍화토 지반에 지지되는 얇은 기초의 하중-침하 거동을 분석하고 침하에 대한 크기효과를 평판재하시험을 통해 확인하고자 하였으며 이로부터 도출한 결론은 다음과 같다.

- (1) 평판재하시험에서 압력-침하 곡선은 최대시험하중까지 뚜렷한 변곡점이 없이 하중 증가에 따라 침하가 지속적으로 증가하는 형태로 나타나고, 재하판의 침하가 재하판 폭의 약 10%정도까지 발생하더라도 지반의 파괴형태는 관입전단파괴 양상으로 나타난다. 이론적인 극한지지력 값과 비교해볼 때 본 연구에서 수행한 평판재하시험은 시험하중이 극한지지력까지 못한 상태에서 종료된 것으로 추정된다.
- (2) 지반이 파괴에 도달하지 않더라도 큰 재하판의 경우에는 침하가 크게 발생할 수 있으며 이는 얇은 기초의 안정성은 지지력보다는 침하량 측면이 관리하는 것이 중요함을 의미한다.
- (3) 얇은 기초의 침하에 대한 크기효과는 기존 연구자들의 결과에 비해 침하비율이 크게 나타나는 것으로 확인되며, 이는 조밀한 화강풍화토 지반에서는 0.3m 재하판을 이용하여 실제 기초에 대한 침하량을 예측할 때 기존 제안식은 침하를 과소하게 평가할 수 있음을 의미한다.

- (4) 본 연구에서는 시험결과를 이용하여 조밀한 화강풍화토 지반에 대한 적용할 수 있는 크기효과식을 제안하였다.

## 참 고 문 헌

1. 국토해양부 (2000), “도로교 표준시방서”.
2. Bjerrum, L., and Eggstad, A. (1963), “Interpretation of Loading Test on Sand”, *Proceedings European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Vol.1, pp.135
3. Bond, D. (1961), “The influence of foundation size on settlement”, *Geotechnique*, Vol.11, No.2, pp.121-143.
4. Briaud, J. L and Gibbens, R. (1997), “Large Scale Load Tests and Data Base of Spread Footings on Sand”, *FHWA-RD-97-068*, FHWA, p.217.
5. Clark, J. I. (1998), “The Settlement and Bearing Capacity of very Large Foundations on Strong Soils: 1996 R. M. Hardy Keynote Address”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.35, pp131-145.
6. D'Appolonia, D. J., D'Appolonia, E., and Brissette, R. F. (1968), “Settlement of Spread Footings on Sand”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.94, pp.735-760.
7. De Beer, E. E. (1965), “The Scale Effect on the phenomenon of progressive rupture in cohesionless soils”, *Proc. of 6th Intl. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Montreal, Canada, pp.13-17.
8. Meyerhof, G. (1965), “Shallow Foundations”, *Jnl. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.91, pp.21-31.
9. Parry, R. H. G. (1978), “Estimating Foundation Settlements in sand from Plate Bearing Tests”, *Geotechnique*, Vol.28, No.1, pp.107-118.
10. Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S. (1936), “Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures”, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.65-84.
11. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948), “Soil Mechanics in Engineering Practices”, John Wiley & Sons, Inc., New York.
12. Terzaghi, K. (1943), “Theoretical Soil Mechanics”. John Wiley & Sons, Inc., New York.
13. Vesic, A. S. (1973) “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”, *Jnl. of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.99, pp.45-73.

(접수일자 2012. 5. 16, 심사완료일 2012. 7. 23)

