

## 유한요소법을 이용한 지하수 흐름을 갖는 사면의 안정성 해석 Stability Analysis of Slope with Underground Water Flow by FEM

이 승 래<sup>1)</sup>, Seung-Rae Lee, 김 주 용<sup>2)</sup>, Ju-Yong Kim

### 요약 (Abstract)

본 연구에서는 지하수 흐름을 갖는 사면의 안정성을 평가하기 위하여 유한요소법을 적용하였다. 요소망의 변동없이 다공매체 내 정상류의 자유흐름에 대한 수치해석이 수행되었다. 자유수면의 위치가 미지량이므로 지반의 총단위중량(포화 단위중량 및 불포화 단위중량) 또한 미리 결정되지 않는다. 고정된 요소망내에서 해를 풀기위하여 Relaxed 벌칙함수를 사용하였다. 또한 유한요소해석 후 얻어지는 응력장을 이용하여 사면에 대한 안정해석을 수행하였다.

The stability analysis of slope with underground water flow is estimated by FEM. The performance of a numerical technique for locating the free surface without mesh regeneration is investigated in the context of steady state pore fluid diffusion through porous and deformable media. Due to the unknown free surface, the total unit weight of ground( saturated unit weight or unsaturated unit weight) is not a priori determined. The 'relaxed penalty function' makes it possible to solve this difficult problem with a fixed mesh. The slope stability analysis is conducted with finite element stress fields.

**주요어(Key words)** : 자유흐름면, 유한요소, 사면안정, 굴착, 수치해석

### 1. 서론

최근까지 많은 공학자들에 의하여 다공매체를 통한 물의 흐름에 대한 연구가 수행되어 왔다. 댐, 터널 및 지하수위가 높은 도심지 굴착 등과 같은 구조물은 물의 흐름에 민감한 영향을 받는다. 수위의 하강 및 상승이 반복되는 중력식 댐 및 굴착깊이가 변화되는 도심지의 대규모 지반굴착 현장 등에서 수위의 변화에 따른 지반의 투수력 변화는 구조물의 안정성에 대단히 중요하다. 이와같이 외부경계요인의 변동에 따른 지반의 완전포화지역과 불포화지역의 변동 및 이로인한 지반응력의 변화는 서로 연관성을 가지고 유발된다. 따라서 지반재료의 탄소성 구성 법칙과 물의 운동방정식을 함께 고려하여 이상(two-phase) 해석을 할수 있는 연구방법이 요구된다.

본 연구에서는 Lacy와 Prevost(1987) 및 Borja(1992)에 의하여 제안된 수치해석방법에 따라 자유흐름면을 갖는 침투수의 유동식과 지반재료 거동의 지배방정식에 대한 혼합된 유한요소 수식화를 통하여 지반의 변형 및 지하수의 자유흐름면을 해석하고자 한다. 이 과정에서 자유수면의 변동으로 인한 자중의 변화를 고려할 수 있는 해석기법을 개발하였다. 이러한 해석기법은

---

1) 한국과학기술원, 교수

2) 한국과학기술원, 박사과정

자유수면(free flow surface)의 위치가 해석과정에서 결정되고 지반의 거동해석과 혼합된 해석을 수행할 수 있으므로 지반의 거동 및 응력을 보다 합리적으로 예측할 수 있게 하고 해석절차의 간편성으로 인하여 해석능률을 증대시킬수 있다.

또한 본 연구에서는 유한요소해석후에 얻어지는 지반의 응력장을 바탕으로 지반구조물의 안정성을 평가하고자 한다. 안정성 평가시 중요한 결과는 임계활동면(critical slip surface)과 이에 따른 최소안전율이다. 이들 결과들을 도출하기 위해서는 유한요소망을 통과하는 가상활동면에 대한 응력적분기법이 요구되며 비원호 임계단면을 결정하기 위해서는 합리적인 탐색기법이 요구된다.

## 2. 유체의 자유흐름을 고려한 유한요소 해석

### 2.1 문제의 정의

그림 1에서 보는 바와 같이 전체영역을  $\Omega$ 로 나타낼때 지반구조물 영역은 포화영역( $\Omega^w$ )과 불포화영역( $\Omega^d$ )으로 나뉘어 질수 있다. 이때 두 영역을 구분하는 자유흐름면(free flow surface,  $\Gamma_2$ )은 미리 그 위치를 알수 없는 미지의 값이다. 또한 구조물의 경계면은 3가지 형태의 경계조건 -  $S_1$ 은 불투수면,  $S_2$ 는 공기 접촉면,  $S_3$ 은 외부 물과의 접촉면 - 으로 분류할 수 있다. 따라서 포화영역( $\Omega^w$ )은 불투수면( $\Gamma_1 \subset S_1$ ), 자유흐름면( $\Gamma_2 \subset \Omega$ ), 물과의 접촉면( $\Gamma_3 \subset S_3$ ) 및 자유흐름경계면( $\Gamma_4 \subset S_2$ )을 경계조건으로 가지며 미지의 값인 변위  $\mathbf{u} \subset \Omega$ 와 물의 압력  $p$ 를 구하는 문제를 수식으로 표현하면 다음과 같다.

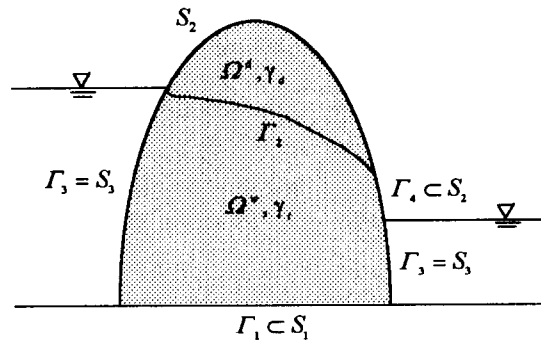


그림 1. 문제의 형상

#### (1) 지배방정식

흙재료에 대한 힘의 방정식은 다음 식(2.1)과 같이 표현되며

$$\nabla(\sigma + p\mathbf{1}) + \gamma \mathbf{f} = \mathbf{0} \quad (2.1)$$

질량보존법칙으로부터 다음식 (2.2)를 만족해야 한다.

$$\nabla \cdot \mathbf{v}^s = 0 \quad (2.2)$$

여기서  $\sigma$  = 유효응력텐서(압축을 양(positive)의 값으로 가정)

$\mathbf{v}^s$  = Darcy 속도,  $\mathbf{f}$  = 단위물체력,  $\gamma$  = 흙의 총 단위중량

$\mathbf{1} = \delta_{ij}$ (Kronecker delta),  $\nabla$  : divergence 연산기호

(2) 경계조건

지반에 대한 경계조건은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \mathbf{u} &= \mathbf{u}_g(t) \quad \text{on } S_1 \\ \mathbf{n} \cdot (\boldsymbol{\sigma} + p\mathbf{1}) &= \mathbf{h}(t) \quad \text{on } S_2 \cup S_3 \end{aligned}$$

여기서  $\mathbf{u}_g(t)$ ,  $\mathbf{h}(t)$  = 시간에 따라 변하는 주어진 변위 및 하중 경계조건

$\mathbf{n}$  =  $\Omega$ 에 대한 법선벡터

간극수압에 대한 경계조건은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} p &> 0 \text{ in } \Omega^w, \quad p = 0 \text{ elsewhere} \\ \hat{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{v}^s &= 0 \quad \text{on } \Gamma_1 \\ p = 0, \quad \hat{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{v}^s &= 0 \quad \text{on } \Gamma_2 \\ p &= p_g(t) \quad \text{on } \Gamma_3 \\ p = 0, \quad -\hat{\mathbf{n}} \cdot \mathbf{v}^s &\leq 0 \quad \text{on } \Gamma_4 \end{aligned}$$

여기서  $\hat{\mathbf{n}}$  =  $\Omega^w$ 에 대한 법선벡터,  $p_g(t)$  = 시간에 따라 변하는 수압

또한 속도장  $\mathbf{v}^s$ 는 Darcy의 법칙으로 부터 다음과 같은 관계식으로 표현될수 있다.

$$\mathbf{v}^s = -\mathbf{k} \cdot \text{grad} \left( \frac{p}{\gamma_w} + y \right) \quad (2.3)$$

여기서  $\mathbf{k}$ = 투수계수,  $\gamma_w$ = 물의 자중,  $y$  = 위치수두, grad = gradient를 나타냄

## 2.2 유한요소 수식화

가상일의 원리를 사용하여 식(2.2)에 대하여 유한요소 수식화를 전개할 수 있다.

$$-\int_{\Omega^w} \text{grad } \varphi \cdot \mathbf{v}^s d\Omega^w = -\int_{\Gamma^s} \varphi \mathbf{n} \cdot \mathbf{v}^s d\Gamma \leq 0 \quad (2.4)$$

여기서  $\varphi$  = 가상압력함수(virtual pressure function)

Borja와 Kishnani(1991)는 위의 식(2.4)를 penalty 함수를 사용하여 다음과 같은 Relaxed Penalized Problem 형태로 나타낼수 있음을 보였다.

$$\int_{\Omega^w} \text{grad } \varphi \cdot \mathbf{k} \cdot \left[ \text{grad} \left( \frac{p}{\gamma_w} \right) + H_p(p) \text{grad}(y) \right] d\Omega = 0 \quad (2.5)$$

$$\text{여기서 } H_p(p) = \begin{cases} 1 & \text{if } p \geq \varepsilon_1 \\ \frac{p + \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} & \text{if } p \leq \varepsilon_1 \end{cases}$$

식(2.1)을 유한요소 수식으로 전개하면 다음 식(2.6)을 얻을 수 있고 식(2.5)는 식(2.7)과 같이 나타낼수 있다.

$$\mathbf{r}_1 = \mathbf{F}_{ext} - \mathbf{F}^s(\mathbf{u}) - \mathbf{F}^w(p) = 0 \quad (2.6)$$

$$\mathbf{r}_2 = \frac{1}{\gamma_w} \int_{\Omega} \mathbf{E}^T \mathbf{k} \mathbf{E} \mathbf{p} \, d\Omega + \int_{\Omega} H_p(p) \mathbf{E}^T \mathbf{k} \mathbf{E} \mathbf{y} \, d\Omega = 0 \quad (2.7)$$

여기서  $\mathbf{F}^s(\mathbf{u})$  = 흙의 유효응력으로부터 계산되는 내부힘

$\mathbf{F}^w(p)$  = 간극수압으로부터 계산되는 내부힘

$$\mathbf{F}_{ext} = \int_{\Gamma} \mathbf{t} \cdot \mathbf{B} \, d\Gamma + \int_{\Omega} \gamma \mathbf{f} \cdot \mathbf{N}^u \, d\Omega \quad (2.8)$$

$\mathbf{E} = \nabla(\mathbf{N}^p)$ ,  $\mathbf{B} = \nabla(\mathbf{N}^u)$ ,  $\mathbf{t}$  = traction 벡터

$\mathbf{N}^p$ ,  $\mathbf{N}^u$  = 유체간극수압 및 변위에 대한 형상함수 행렬

식(2.8)에서 흙의 총 단위중량은 동일한 지반일 경우라도 자유수면의 위치에 따라 포화단위중량( $\gamma_t$ ) 및 불포화단위중량( $\gamma_d$ )으로 분리하여 사용하여야 한다. 이를 relaxed Heaviside함수를 사용하여 나타내면  $\gamma = \gamma_d + (\gamma_t - \gamma_d)H_\gamma(p)$ 로 표시된다. 여기서  $H_\gamma(p)$ 의 정의는 다음과 같으며 비선형 방정식인 식(2.6)과 식(2.7)의 해를 구하기 위하여 2차의 수렴성을 보장하는 Newton 반복해법을 적용하였다.

$$H_\gamma(p) = \begin{cases} 1 & \text{if } \mathbf{N}^p \mathbf{p} \geq \varepsilon_1 \\ \frac{\mathbf{N}^p \mathbf{p} + \varepsilon_2}{\varepsilon_1 + \varepsilon_2} & \text{if } \varepsilon_2 \leq \mathbf{N}^p \mathbf{p} \leq \varepsilon_1 \\ 0 & \text{if } \mathbf{N}^p \mathbf{p} \leq \varepsilon_2 \end{cases} \quad (2.9)$$

Lacy와 Prevost(1987)는 간극수압의 허용오차에 해당하는  $\varepsilon_1$  및  $\varepsilon_2$  값의 선택이 다음식을 만족할 때 자유수면의 위치를 명확하게 산정할수 있으며 요소망이 세분화될수록 그 오차값이 0에 접근함을 보였다.

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_2 \geq \gamma_w \frac{h_G}{2} \left[ \sqrt{1 + \left(\frac{h_G}{l_G}\right)^2} + 1 \right] \quad (2.10)$$

여기서,  $h_G, l_G$  : 주변 절점으로 부터 가장 낮은 Gauss적분점의 상대적인 수평 및 수직거리

또한 Borja(1992)는 굴착시공시 자유수면을 갖는 지반구조물에 대하여 굴착면의 경계조건의 변화를 penalty방법을 사용하여 고려하였다.

### 3. 유한요소법을 이용한 사면의 안정성 평가

유한요소법을 이용한 사면의 안정성을 평가하는 과정은 그림 3.1에 정리된 바와 같다. 우선 유한요소법을 사용하여 사면에 대한 응력해석을 수행한다. 다음 이 응력해석결과를 바탕으로 한계평형법에서 사용하는 안정성 평가요인인 가상활동면에 대한 사면의 안전율(전체전단력에 대한 전체전단강도의 비)과 임계단면을 결정한다. 임계단면을 얻기 위해서는 가상활동면의 형상을 변화시켜가면서 보다 작은 안전율을 주는 활동면을 탐색하게 되는데 이 탐색과정을 합리적으로 수행하기 위하여 체계화된 최적화 전략이 요구된다.

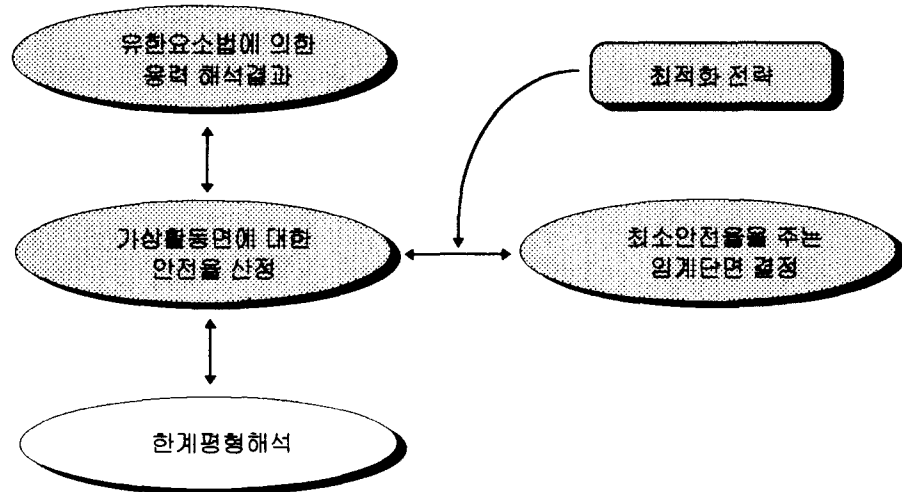


그림 3.1 유한요소법을 이용한 사면안정해석 과정

본 연구에서 제안된 유한요소법을 이용한 사면안정 해석방법의 특징은 Masui와 San(1990, 1992)이나 Donald와 Giam(1988) 등의 반복적인 유한요소해석이 필요한 방법과는 달리 단 한번의 응력해석 결과를 바탕으로 가상활동면에 대한 안전율을 산정하는 방법이다. 또한 안전율을 산정하는 과정과 임계단면을 결정하는 과정은 상호 혼합된 수식화 형태가 아닌 독립적인 수식 형태를 갖는다. 따라서 여기에서 제안된 임계단면을 결정하는 최적화 전략은 기존의 한계평형법을 사용한 경우에도 쉽게 적용가능하다.

#### 3.1 안전율의 정의 및 계산방법

유한요소법을 이용한 사면안정해석에서 가상활동면 대한 안전율은 Yamagami와 Ueta (1988) 및 Zou등(1994)이 사용한 바와 같이 다음 식으로 정의한다.

$$F_s = \frac{\int_{\Gamma} \tau_f d\Gamma}{\int_{\Gamma} \tau d\Gamma} \quad (3.1)$$

여기서  $\tau$ 는 가상활동면 상의 임의의 점에서의 유발된 전단응력이고  $\tau_f$ 는 전단강도를 나타내며  $\Gamma$ 는 활동면의 길이를 나타낸다.

유한요소법의 해석결과 얻어진 사면내의 응력장(stress field)으로부터 유발되는 가상활동면 상의 전단응력 및 Mohr-Coulomb 파괴규준에 따른 전단강도는 다음식에 의하여 계산된다.

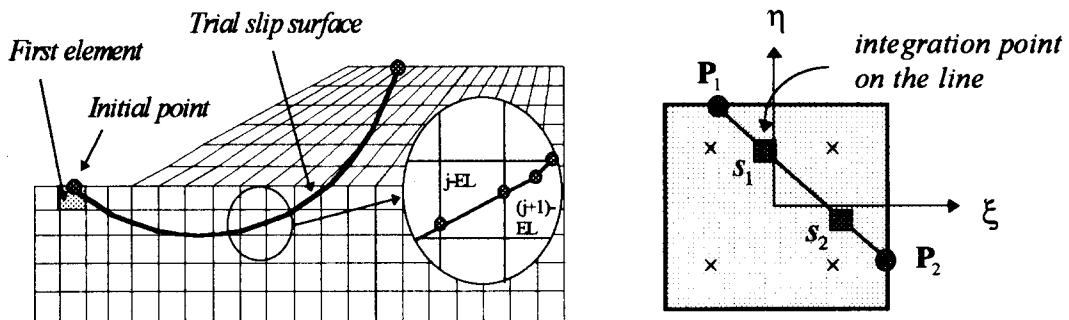
$$\begin{aligned} \tau_f &= c + \sigma_n \tan \phi \\ \tau &= \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\alpha + \tau_{xy} \cos 2\alpha \\ \sigma_n &= \sigma_x \sin^2 \alpha + \sigma_y \cos^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \end{aligned} \quad (3.2)$$

여기서  $c$ 는 재료의 점착력,  $\phi$ 는 재료의 내부마찰각,  $\sigma_n$ 은 가상활동면에 수직 방향으로 작용하는 법선응력(normal stress)이고  $\alpha$ 는 수평면과 활동면이 이루는 각도를 나타낸다.

안전율을 정의하는 식(3.1)을 계산하기 위해서는 가상활동면에 따른 전단응력 및 전단강도에 대한 선적분이 요구된다. 일반적으로 유한요소법을 이용하여 탄소성재료에 대한 해석을 수행하는 경우, 요소의 응력은 Gaussian적분점에서 산정되어 진다. 그러나 이들 적분점으로부터의 가상활동면에 따른 직접적인 응력적분은 요소의 경계에서 낮은 정확도(low accuracy)를 갖는 불연속 응력장을 형성하게 된다. 따라서 이러한 결점을 보완하기 위하여 전체응력 평활화기법(global stress smoothing method)을 사용하여 유한요소의 각 절점에서 연속된 응력장을 구성할수 있도록 하였다(Hinton과 Compell, 1974).

안전율을 산정하기 위한 가상활동면에 따른 응력적분의 순서와 방법은 다음과 같다.

- [단계 1] 각 유한요소에 대한 주변요소들(surrounding elements)의 번호에 대한 정보를 찾아 저장한다.
- [단계 2] 가상활동면의 초기점을 내포하는 요소번호를 탐색한다.(그림 3.2(a))
- [단계 3] 요소를 지나는 가상활동면의 시작점과 끝점을 찾는다.(그림 3.2(b))
- [단계 4] 요소수준에서 가상활동면에 따른 응력적분을 수행한다.(그림 3.2(b)참조)
- [단계 5] 점  $P_2$ 를 공유하면서 가상활동면이 통과하는 다음 요소를 [단계 1]에서 구한 정보를 바탕으로 찾는다.
- [단계 6] 가상활동면이 지표면과 만나는 끝점에 도달할때까지 [단계 3]과 [단계5]를 반복한다.
- [단계 7] 식 (3.1)을 사용하여 안전율을 산정한다.



(a) 유한요소망과 가상활동면 (b) 한 요소내의 가상활동면과 적분점

그림 3.2 유한요소와 가상활동면

### 3.2 임계단면 결정법

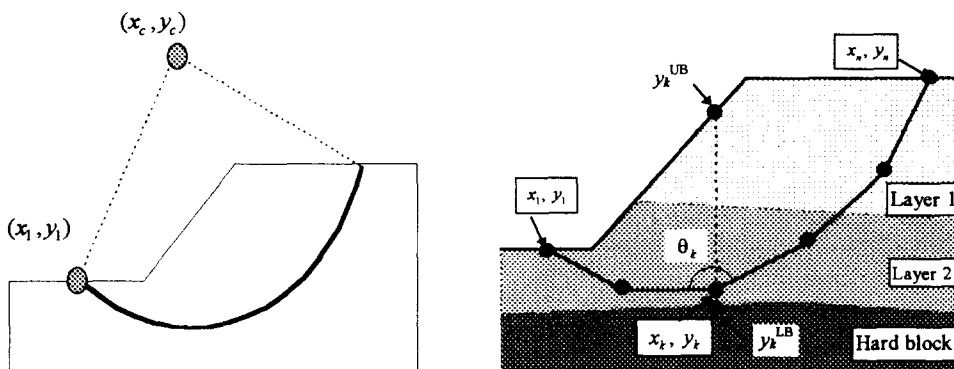
임계단면을 찾기위한 최적화 초기단계에서 형상변수의 수가 상대적으로 큰 경우에는 부적절한 결과를 얻을수도 있다. 즉 형상변수의 갯수가 클수록 목적함수에 대한 지역적인 최적해를 주는 가능성이 많아지므로 최적화 초기단계에서는 가급적 형상변수의 수를 줄여서 사용하는 것이 유리하다. 그러나 형상변수의 갯수가 적게되면 가상활동면의 모양을 충분히 묘사할수 없게 되어 자연현상에서 보여주는 매끄러운 활동면을 예측할수 없게 된다. 따라서 본 연구에서는 Li와 White(1987) 및 Greco(1996)에 의해 제안된 바와 같이 최적화 초기에서는 적은 갯수의 형상변수들로부터 최적해를 탐색한 후 새로운 절점을 가상활동면을 구성하는 각 선분의 중점에 생성시키며 반복하여 최적해를 탐색하는 방법을 사용하였다.

따라서 이와 같은 원리로 원호 가상활동면과 비원호 가상활동면에 대한 임계단면을 찾는 최적화과정을 다음과 같이 결합하였다.

- [단계 1] 초기 가상활동면을 선택한다. 이때 초기 가상활동면은 원호의 형태이다.
- [단계 2] 최적화 기법을 사용하여 3개의 형상변수로 구성되는 원호형상의 임계단면을 결정한다 (그림 3.3(a)참조).

$$\min F_s(x_c, y_c, x_1) \tag{3.3}$$

- [단계 3] 비원호 임계단면을 찾기위하여 전단계에서 구해진 임계단면을 초기 가상활동면으로 가정하여 최적화 탐색을 한다(김주용과 이승래, 1995). 이때 형상변수의 수는  $n$  개의 절점을 갖는  $2n-2$  이다(그림 3.3(b)참조).
- [단계 4] 새로운 절점이 가상활동면의 선분중점에 생성되어 [단계 3]의 최적화 과정이 반복된다. 여기서 절점의 수는  $2n-1$  이다.
- [단계 5] [단계 4]를 매끄러운 가상활동면을 얻을때까지 반복하여 실행한다.
- [단계 6] 만약 가정된 또 다른 초기 가상활동면이 있을 경우에는 [단계 2]로 간다. 그렇지 않으면 최종 임계단면과 최소안전율을 결정하고 프로그램을 끝마친다.



(a) 원호 가상활동면 (b) 비원호 가상활동면

그림 3.3 가상활동면과 형상변수

## 4. 해석결과

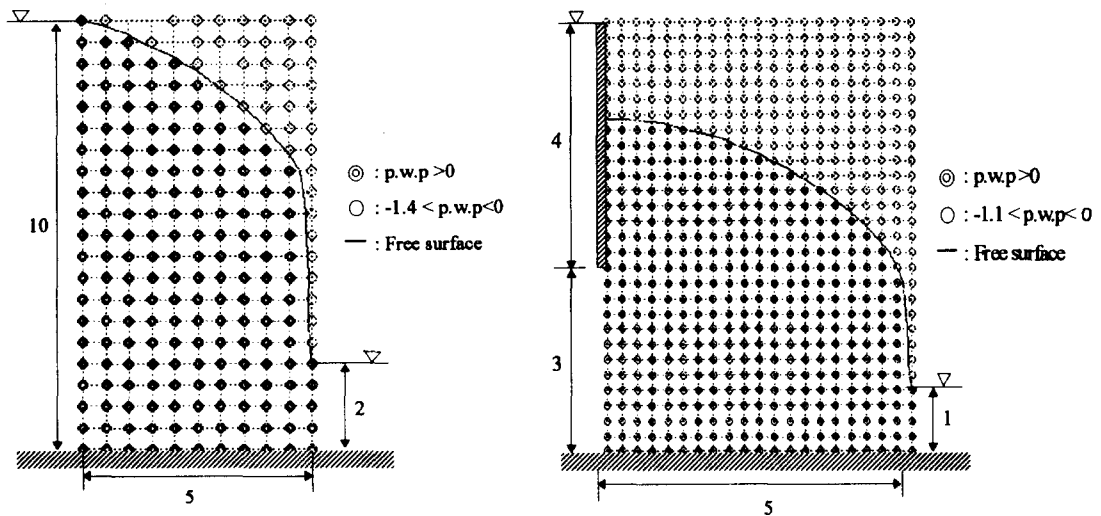
### 4.1 수위변동 해석결과

Borja와 Kishnani(1991)에 의하여 수행된 여러 투수예제들을 이용하여 본 연구에서 구현된 프로그램을 검증하였다.

[예제 1] 직사각형 댐에서의 투수문제로  $k=1$ ,  $\gamma_w=10$ ,  $\varepsilon_1=0.0$ ,  $\varepsilon_2=1.3$ 을 사용하였다(그림 4.1(a)).

[예제 2] 불투수벽체가 존재하는 직사각형 댐에서의 투수문제로  $k=1$ ,  $\gamma_w=10$ ,  $\varepsilon_1=0.0$ ,  $\varepsilon_2=1.0$ 를 사용하였다(그림 4.1(b)).

해석결과는 Borja와 Kishnani의 결과와 동일하였고 이로부터 본 연구에서 수위변동 문제의 경우에 유한요소 수식화에 따라 구현된 프로그램이 적절한 해석결과를 도출하는 것으로 평가되었다.



(a) 직사각형댐의 투수문제

(b) 불투수벽체가 있는 경우의 투수문제

그림 4.1 댐에서의 자유흐름면

### 4.2 수위변동 및 변위해석

본 절에서는 수위변동과 지반의 거동해석을 동시에 수행한 예제들에 대하여 정리하였다. 자유흐름면 위 아래의 지반에 대한 자중의 변화를 고려한 경우와 고려하지 않은 경우의 거동해석결과를 비교하였다.

[예제 3] 360개의 D9P4 혼합요소를 사용하였고 5개의 요소를 한그룹으로 하여 8단계로 나누어 굴착하였다(그림 4.2). 지반은 탄성계수  $E=1000\text{kPa}$ , 포아송비  $\nu=0.3$ 을 갖는 균질한 선형탄성재료로 가정되었다. 수치예제로서 투수계수는  $k_{11}=k_{22}=10^3$  (m/day),  $\gamma_w=10$



( $\text{kN/m}^3$ ),  $\epsilon_1=0.0$ ,  $\epsilon_2=1.0$ 을 사용하였다. 포화된 지반의 단위중량은  $\gamma_t=20$  ( $\text{kN/m}^3$ ), 불포화된 지반의 단위중량은  $\gamma_d=18$  또는  $\gamma_d=20$  ( $\text{kN/m}^3$ )을 사용하였다. 초기지하수위는 지표면과 동일한 상태에서부터 굴착이 완료된 경우 그림 4.2에서와 같은 자유수면이 형성되었다. 자유수면의 강하에 따라 자중의 변화에 의하여 유발되는 A점(그림 4.2)의 변위에 대한 해석결과를 그림 4.3에서 비교하였다. 수위가 낮아짐에 따라 자중의 감소로 수직변위는 감소한 반면 수평변위는 오히려 증가함을 보여준다.

[예제 4] [예제 3]을 평면변형을 상태의 탄소성지반으로 확대하여 해석하였다. 해석시 지반의 거동은 관련유동법칙을 적용한 Drucker-Prager모델(DP모델)로 표현되었다. [예제3]의 입력자료와 더불어 점착력  $c=5.0\text{kPa}$ 과 내부마찰각  $\phi=20^\circ$ 를 사용하였다. 자유수면의 강하에 따른 자중의 변화에 의하여 유발되는 A점 변위의 해석결과를 그림 4.4에서 비교하였다.

[예제 5] [예제 4]에서 사용된 DP모델 대신에 관련유동법칙을 적용한 Mohr-Coulomb모델을 사용하였다. 동일한 모델정수를 사용한 Drucker-Prager모델과 비교하여 보다 큰 변위가 발생되고 불포화영역의 단위중량이  $\gamma_d=18$  ( $\text{kN/m}^3$ )인 경우에는 최종굴착단계에서 지반의 급격한 수평변위(200mm)가 유발되는 파괴상태에 도달하였다(그림 4.5).

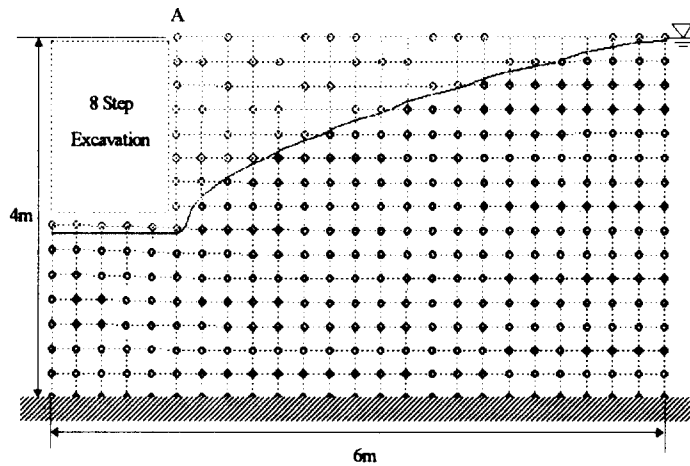


그림 4.2 굴착에 의한 수위 강하

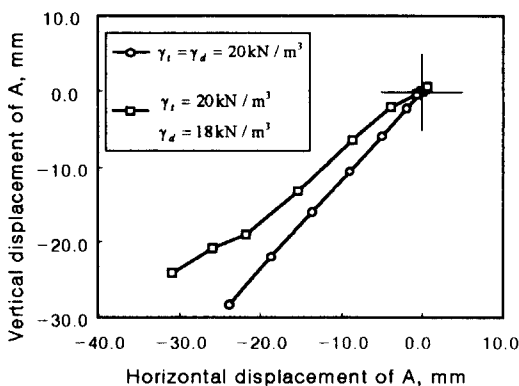


그림 4.3 탄성지반에서 단위중량 변화에 따른 A점의 변위

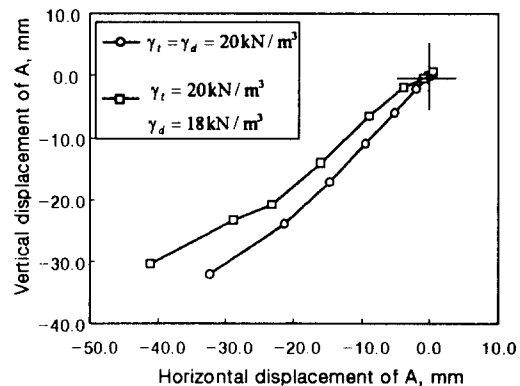


그림 4.4 DP모델을 사용할 경우의 단위중량 변화에 따른 A점의 변위

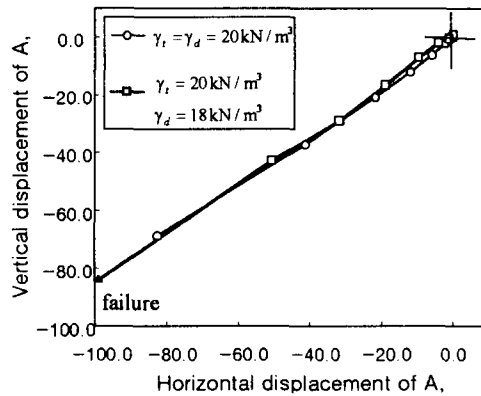


그림 4.5 Mohr-Coulomb모델을 사용할 경우의 단위중량 변화에 따른 A점의 변위

### 4.3 일반사면에 대한 안정해석 결과

[예제 6] 사면의 기울기가 1:1인 균질한 사면에 대하여 유한요소해석으로 부터 얻어지는 응력장을 이용하여 사면안정해석을 수행하였다. 지반은 탄성계수  $E=15,000\text{kPa}$ , 포아송비  $\nu=0.3$ 을 갖고 투수계수는  $k_{11}=k_{22}=10^{-3}(\text{m/day})$ ,  $\gamma_w=10(\text{kN/m}^3)$ ,  $\varepsilon_1=0.0$ ,  $\varepsilon_2=1.0$ 을 사용하였다. 포화된 지반의 단위중량은  $\gamma_t=20(\text{kN/m}^3)$ , 불포화된 지반의 단위중량은  $\gamma_d=18(\text{kN/m}^3)$ 을 사용하였다. 지반의 구성모델은 Mohr-Coulomb항복면을 갖는 탄소성모델을 사용하였다. 초기 지하수위는 기준선으로부터 9m높이에서 부터 굴착에 의하여 강하된 자유수면이 형성되었다(그림 4.6). 유한요소법을 이용한 사면의 안정성해석결과를 그림 4.7에서 서로 다른 강도정수들에 대하여 한계평형법과 각각 비교하였다. 해석결과 임계단면의 형상은 거의 동일하게 예측한 반면 최소안전율은 한계평형법이 작게 예측하였다. 이와같은 현상은 장기안정해석을 위하여 유효응력해석을 하는 경우 한계평형법이 유한요소법을 이용한 안정해석법과 비교하여 다음과 같은 특징을 갖기 때문이다.

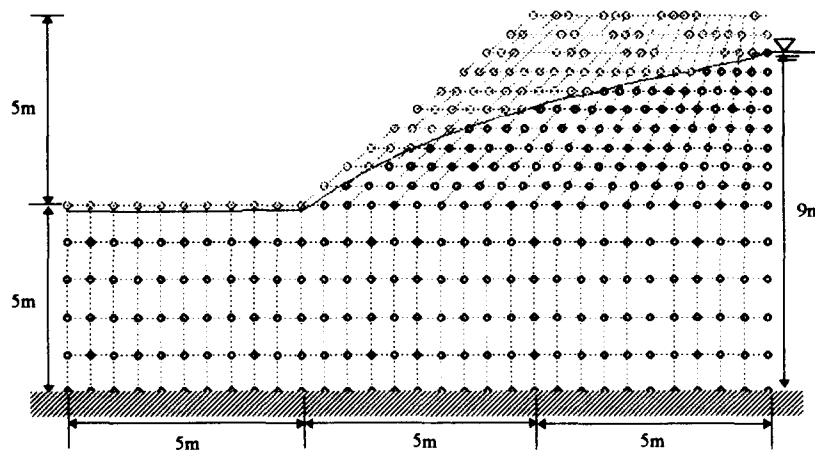
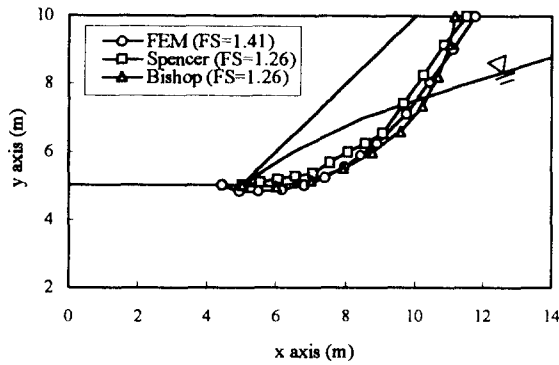
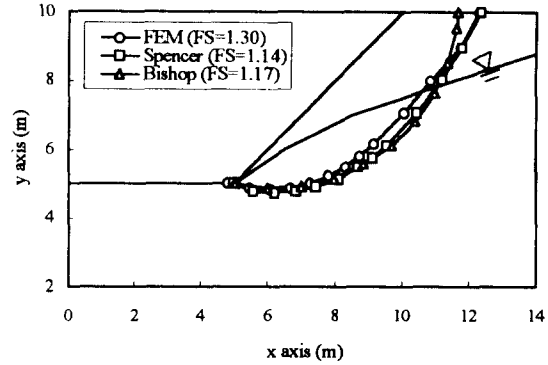


그림 4.6 일반사면에 대한 자유흐름면 해석



(a)  $c=5.0\text{kPa}$ ,  $\phi=35^\circ$

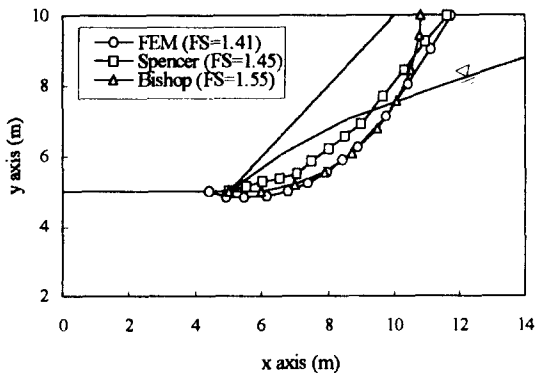


(b)  $c=10.0\text{kPa}$ ,  $\phi=20^\circ$

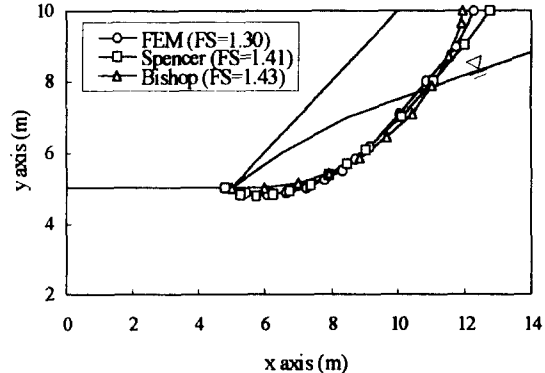
그림 4.7 한계평형법과의 비교

- (1) 지하수위 고려시 전단강도는 유효응력으로 산정된다.
- (2) 전단력은 흙에 작용되는 유효전단응력이 아닌 물의 무게까지 포함된 절편의 총 자중에 의한 힘에 좌우된다. 그러나 유한요소법의 경우는 물의 무게가 직접적으로 전단력에 포함되지 않는다. 따라서 한계평형법은 유효전단강도와 유효 전단력을 사용하는 유한요소법의 경우보다 작은 안전율을 산정하게 된다.

물의 무게에 의한 전단력의 영향을 배제하기 위하여 자유흐름면 밑부분의 지반영역에 대하여 수중단위중량(submerged unit specific weight)을 적용하여 한계평형해석을 수행하였다. 침투력의 영향 또한 배제되었고 그 결과는 그림 4.8과 같다.



(a)  $c=5.0\text{ kPa}$ ,  $\phi=35^\circ$



(b)  $c=10.0\text{ kPa}$ ,  $\phi=20^\circ$

그림 4.8 한계평형법과의 비교 (수중단위중량 사용)

## 5. 결론

본 연구에서는 외부경계요인의 변동에 따른 지반의 완전포화지역과 불포화지역의 변동 및 지반의 단위중량의 변화를 동시에 고려한 경우, 지반의 변형 및 지하수의 자유수면을 유한요소

해석방법을 이용하여 해석하였다. 자유수면 해석결과는 수치예제들을 통하여 프로그램을 검증하였고 각 구성모델에 따른 지반의 거동을 평가한 결과 수위변동으로 인한 단위중량의 변화는 지반구조물의 수평변형 및 안정성에 상당한 영향을 주었다.

또한 본 연구에서는 유한요소해석 후에 얻어지는 지반의 응력장을 바탕으로 유효응력해석을 적용하여 일반사면의 장기안정성을 평가하였다. 안정성 평가시 요구되는 중요한 결과들은 임계활동면과 최소안전율이다. 유효응력 해석결과 유한요소법으로 평가된 최소안전율은 몇몇 예제의 경우 총단위중량을 사용한 한계평형법의 해석결과에 비하여 큰 값을 주었다. 이는 한계평형법에서 장기안정해석시 가상활동면 위의 각 절편내 물의 중량 또한 전단력으로 작용하도록 고려하기 때문이다.

### 참고문헌

1. 김주용, 이승래 (1995), "사면안정해석시 민감도를 이용한 임계단면 결정", 대한토목학회 학술발표회, pp. 281-284.
2. Borja, R. I. (1992), "Free Boundary, Fluid Flow, and Seepage Forces in Excavations", *ASCE. J. Geotechnical Engineering*, **118** (1992) 125-146.
3. Borja, R. I. and Kishnani S. S. (1991), "On the solution of elliptic free-boundary problems via Newtons method", *Comper Mech. In Appl. Mech. and Eng.*, **88**, 341-361
4. Donald, I. B. and Giam, S. K. (1988), "Application of the nodal displacement method to slope stability analysis", *Proc. 5th Australia-New Zealand Conf. on Geomech.*, sydney, Australia, 456-460.
5. Greco, V. R. (1996), "Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface", *ASCE. J. Geotechnical Engineering*, **122**, 517-525.
6. Hinton, E. and Compell, J. S. (1974), "Local and global smoothing of discontinuous finite element functions using a least squares method", *J. of Numerical Method in Engineering*, **8**, 461-480.
7. Lacy S. J. and Prevost J. H.(1987), "Flow through porous media : A procedure for locating the free surface", *J. Num. & Analy. Meth. in Geomech.*, **11**,585-601.
8. Li, K. S. and White, W. (1987), "Rapid evaluation of the critical slip surface in slope stability problems", *Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **11**, 449-473.
9. Matsui, T. and San, K. C. (1990), "A hybrid slope stability analysis method with its application to reinforced slope cutting", *Soils and Foundations*, **30**, 79-88.
10. Yamagami, T. and Ueta, Y., "Search for critical slip lines in finite element stress fields by dynamic programming", *Proceedings, 6th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Innsbruck, Austria. A.A. Balkema, Rotterdam, 1988, 1335-1339.
11. Zou, J. Z., Williams, D. J. and Xiong, W. L. (1995), "Search for critical slope surfaces based on finite element method", *Geotechnique*, **32**, 233-246.