

SCP개량지반상에 성토시공 시 최적설계에 관한 연구

Study on Optimum Design for Embankment Construction on Soft Ground Treated by SCP

채종길* · 박영목** · 정민수***

Chae, Jong-gil · Park, Yeong-Mog · Jung, MinSu

Abstract

In this study, the optimum design conditions for embankment construction on soft clay layer improved by soil compaction pile (SCP) are discussed by comparing the practical design method to the reliability design which is based on the loss function and advanced first order second moment (AFOSM) method. The results are summarized as follows; 1) the relationship between safety factor and failure probability becomes heavy exponentially, failure probability decreases rapidly till 1% approximately until safety factor is smaller than 1.2 and after then, failure probability decrease gradually along the increase of the safety factor. The design safety factor of 1.2 may be the critical value that has been established on considering both relationships appropriately, 2) the safety factor of 1.15 at the minimum expected total cost is a little smaller than the design safety factor of 1.2 and the failure probability is about 1%, 3) the sensitivities of the ratio of stress share and the internal friction angle of sand is larger than the variables related the undrained shear strength of soft layer. This result means that the distribution characteristic of n and ϕ influences on the stability analysis considerably and they should be considered necessarily on stability analysis of embankment on soft layer improved by SCP, 4) new failure points of the input variables at the design safety factor of 1.2 (below failure probability of 0.1~0.3%) is far 1~2 times of standard deviation from the initial design values of themselves.

Keywords : embankment, reliability analysis, safety factor, failure probability, sensitivity analysis

요 지

본 연구에서는 모래다짐말뚝 (SCP)로 개량된 연약점토지반상의 성토시공에 있어서 최적설계조건에 대해 현행 설계법과 손실평가함수 및 1차 근사 2계 모멘트법 (AFOSM)에 기초한 신뢰성 설계법으로 비교 검토하였다. 결과를 요약하면 다음과 같다. 1) 안전율(F_s)과 파괴확률(P_f)는 심한 비선형 관계를 나타냈고, F_s 가 1.2로 증가함에 따라 P_f 는 약 1%까지 급격한 감소를 나타낸 후, 안전율의 증가와 더불어 P_f 는 점진적으로 감소하였다. 현행 설계법상의 기준 안전율 1.2는 둘의 관계에 있어서 일종의 임계값이며, 이들의 관계가 적절히 고려되어 정립되었다고 판단된다. 2) 최소기대총비용을 나타내는 안전율은 1.15부근으로 현행설계기준 1.2에 다소 못미치는 값으로 나타났고, 파괴확률은 1% 정도로 다소 컸다. 3) 응력분담비 n 과 모래의 내부마찰각 ϕ 의 민감도가 연약층의 초기비배수강도 관련 변수들의 민감도보다 더 크게 나타났다. 이것은 n 과 ϕ 의 변동 특성이 보다 해석결과에 큰 영향을 준다는 것과 이들 변동 특성은 SCP 개량지반상의 성토안정해석에 반드시 고려되어야 함을 의미한다. 4) 설계기준안전율 1.2 이상(파괴확률 0.1~0.3% 이하)에서 New Failure Point는 평균치에서 표준편차의 1~2 배 가량 떨어져 있는 값을 나타냈다.

핵심용어 : 성토, 신뢰성 해석, 안전율, 파괴확률, 감도해석

1. 서 론

현재, 우리나라는 경제성장과 국토개발로 인하여 서·남해안 연약지반의 활용성이 증가하는 추세에 있고, 구조물의 증량화, 대규모화에 따라 연약지반의 신속한 강도증가, 또는 시공기간의 단축화 등을 위해 한층 더 강력한 개량공법이 요구되고 있다. 연약지반 개량공법 중의 하나인 모래다짐말뚝

(Sand Compaction Pile, 이하 SCP)공법은 다수의 시공사례를 통해 개량효과가 충분히 입증되었고, 최근 시공기계의 발달로 깊은 심도까지 대구경 SCP가 쉽게 시공될 수 있어서 공법의 적용범위도 확대되고 있다. SCP를 타설하면 원지반과 SCP가 함께 거동하는 복합지반을 형성하여 복합강도를 가지게 되므로 지지력증대, 침하저감, 측방유동방지 등을 기대할 수 있다. 한편, SCP공법을 적용한 지반상의 성토시공

*정희원 · (일)고베대학교 도시안전연구센터 연구원 (E-mail : chaie76@hanmail.net)

**정희원 · 영남대학교 건설시스템공학과 교수 (E-mail : ympark@yu.ac.kr)

***정희원 · 교신저자 · (일)고베대학교 공학연구과 연구원 (E-mail : jungmica@people.kobe-u.ac.jp)

에 있어서 성토 구조물의 안정성 검토는 매우 중요한 설계 문제가 된다. 이 경우 성토안정해석 방법은 크게 복합지반강도를 사용하는 방법과 SCP열을 등가지층으로 고려하여 해석하는 방법이 있으며, 전자의 경우가 계산의 간편함 등을 이유로 많이 사용되고 있다. 이 방법을 적용한 안정해석에서는 SCP와 원지반이 분담하는 응력의 비인 응력분담비(n), SCP의 내부마찰각과 원지반의 점착력 및 SCP시공에 따른 모래치환율(a_s) 등 다수의 입력물성치가 필요하다. 그러나 상술한 입력물성치는 토질 고유의 변동특성은 물론 시험오차 및 수행된 시험 개수조차에도 영향을 받는 등 하나의 값으로 규정할 수 없는 변수이므로, 이 변수값을 어떻게 결정하는가에 따라 성토안전율에는 내포된 불확실성에 의해 편차가 발생한다. 이러한 이유로 현행설계법상의 설계안전율이 구조물에 따라 크게 달라진다. 淺岡(1977)는 어스댐의 설계안전율은 1.2~1.5가 채용되는 반면 중력식 콘크리트댐에서 안전율은 3~4로 크게 다르다는 것을 예로 들어 안전율 3이 1.2보다 크다고해서 중력식 콘크리트댐이 어스댐보다 반드시 더 안전하다고 할 수 없다고 지적한 바 있다.

이러한 현행 안전율법의 문제점을 보완하는 설계수법의 하나로 신뢰성 해석법(Reliability analysis)이 있는데, 이 해석법의 최대 장점은 입력변수의 변동특성을 확률 및 통계학에 기초하여 해석에 직접 반영하여 구조물의 안정성을 파괴확률(Failure probability, P_f)로서 평가한다는 것에 있다. 그리고 파괴확률 개념의 도입은 비용 대비 효과에 기초한 최적설계대안의 결정 즉, 설계자의 의사결정 문제에도 도움을 줄 수 있다(Matsuo 등, 1975).

SCP공법을 적용한 개량지반 상의 성토안정에 관해 신뢰성 해석을 접목한 연구는 Matsuo 등(1983)이 선행한 바 있다. 그들은 매우 수학적인 방법으로 파괴확률을 정식화하였고, 그 결과를 도표화한 바 있다. 그러나 그들의 방법은 확률변수가 단지 두 개(연약지반 비배수 전단강도, 모래치환율)뿐임에도 불구하고 파괴확률의 정식화 과정이 수학적으로 매우 복잡하므로 단순성토 이외의 복잡한 형상을 나타내는 사면 또는 입력변수가 많은 경우에는 그 적용성에 한계가 있었다. 따라서 신뢰성 해석 및 그 결과를 토대로 하는 신뢰성설계가 보편화되기 위해서는 사면형상 및 확률변수의 수에 제한 없이 정도 높은 파괴확률을 구할 수 있는 정식화가 선행될 필요가 있다.

따라서, 본 연구에서는 연약지반을 모래다짐말뚝으로 개량한 경우에 성토안정문제를 대상으로 최근 광범위하게 적용되고 있는 Hasofer와 Lind(1974)가 제안한 신뢰성해석수법인 AFOSM(Advanced First Order Second Moment)법을 이용하여 파괴확률을 정식화하고, 정식화를 통해 도출된 파괴확률과 안전율 관계로부터 현행 설계법상의 기준안전율에 대해 고찰하는 한편, 비용평가함수를 이용하여 최적설계조건 즉, 최적파괴확률에 대해서 검토한다.

2. SCP 개량지반의 전단강도 평가법

연약지반을 모래다짐말뚝공법으로 개량하는 경우 모래말뚝으로 개량된 지반의 전단강도를 고려할 필요가 있다. 정확한 계산결과를 위해서는 점토부와 모래말뚝부의 전단강도를 각

각 계산해야 하나, 활동면의 파괴형상을 원호로 가정하여 다수의 절편으로 나누어 계산하는 일반적인 안정해석에서 이를 고려하는 것은 매우 복잡하기 때문에 통상적으로 하나의 복합지반으로 가정하여 전단강도를 계산한다. 아래에는 SCP 개량지반의 전단강도 평가에 관한 이론적 배경을 설명한다.

그림 1은 SCP공법에 의해 연약지반을 개량한 경우 평면도와 단면도를 나타내고 있다. 그림에서 A 는 모래말뚝 1본당 영향권면적이고, A_s , A_c 는 각각 A 에 있어서 모래말뚝부와 점토부의 단면적을 나타내므로 식 (1)과 같은 관계가 성립한다.

$$\begin{aligned} A &= A_s + A_c \\ A_s &= A_c - A \\ a_s &= A_s / A \end{aligned} \quad (1)$$

여기서, a_s 는 모래치환율로써 전체면적에 대한 모래말뚝부분의 면적비이다. 한편, 복합지반에서는 점토부와 모래말뚝부에서 압축성에 큰 차이가 발생하기 때문에 지표부에서 접지압분포의 결정이 설계시 중요문제로 된다. SCP공법 적용시 육상 공사의 경우 $a_s=10\% \sim 30\%$, 해상공사의 경우 $a_s=40\% \sim 70\%$ 에 달할 경우도 있고, a_s 가 클수록 타설 간격이 좁아지므로 상재하중에 의해 모래말뚝 두부에 큰 응력집중이 생기게 된다(그림 1(b) 참조). 이 응력 집중 정도는 식 (2)에 나타내는 바와 같이 응력분담비(n)으로 정의할 수 있다.

$$n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \quad (2)$$

여기서, σ_c 및 σ_s 는 각각 점토부, 모래말뚝부에 작용하는 연직응력이다. 또한, 지반내의 평균연직응력을 σ 로 하면 다음 식 (3)의 관계가 성립한다.

$$\sigma A = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c \quad (3)$$

따라서, 이상의 식으로부터, σ_c 및 σ_s 는 다음 식으로 나타낼 수 있다.

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{1+(n-1)a_s}, \quad \sigma_c = \frac{\sigma}{1+(n-1)a_s} \quad (4)$$

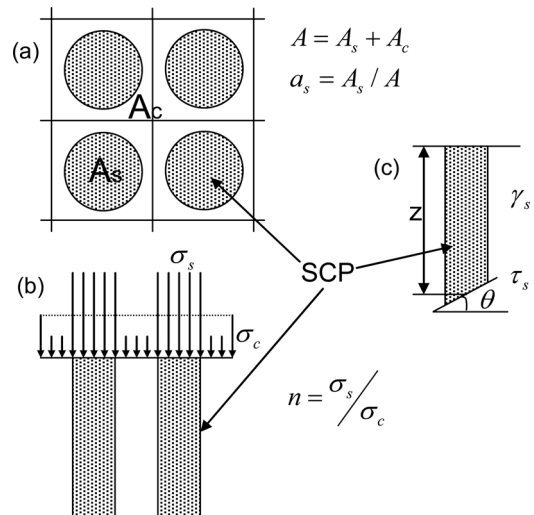


그림 1. 복합지반의 안정계산도

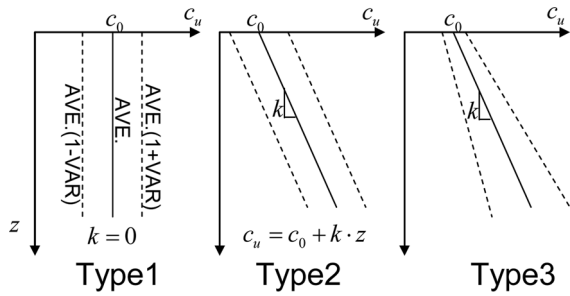


그림 2. 비배수 전단강도 심도분포 예

한편, Matsuo 등(1976)은 연약층의 평균 초기 비배수 전단강도에 대해서 현장에서 시추한 시료를 이용한 실내일축 압축시험결과와 초기 비배수 전단강도의 심도분포는 크게 3종류로 대별된다고 보고한 바 있다(그림 2 참조). 따라서 순수 점성토지반에서의 초기 비배수 전단강도는 c_0+kz 로 정의할 수 있고, SCP개량지반에서는 SCP로 치환된 면적을 고려하여 식 (5)와 같이 정의할 수 있다.

$$c_u = (1-a_s)(c_0+k \cdot z) \quad (5)$$

SCP부의 평균 비배수 전단저항(τ_s)은 그림 1에서 나타낸 바와 같이 임의의 깊이 z 에 있어서 원호활동면과 모래말뚝이 이루는 파괴각 θ 를 이용하여 식 (6)으로 계산할 수 있다.

$$\tau_s = \left[\frac{n\sigma}{(n-1)a_s+1} + \gamma_s z \right] \tan\phi_s \cos^2\theta \quad (6)$$

γ_s : SCP의 단위체적중량

ϕ_s : SCP의 내부마찰각

따라서, 임의의 깊이 z 에 있어서 복합지반의 전단저항(τ_{sc})은 식 (5)와 식 (6)의 합으로서 식 (7)로 나타낼 수 있다.

$$\tau_{sc} = (1-a_s)(c_0+k \cdot z) + \left[\frac{n\sigma}{(n-1)a_s+1} + \gamma_s z \right] \tan\phi_s \cos^2\theta \quad (7)$$

3. AFOSM법에 의한 파괴확률의 정식화

FOSM(First Order Second Moment)법은 많은 연구자들(Conell, 1969; Rosenbleuth, 1972; Lind, 1973; Ditlevsen, 1973; Hasofer et al., 1974 등)에 의해 그 방법론이 발전되어 현재는 불변 1차 근사 2차모멘트법(Advanced First Order Second Moment method; 이하, AFOSM method)이 주류가 되고 있다. AFOSM법은 목적함수가 수학적으로 미분가능한 함수일 경우 각 변수의 평균과 분산(또는 표준편차)만을 이용하여 계산하므로 몬테카를로시뮬레이션과 비교해 계산시간 단축 및 재현성이 높은 장점이 있다. 따라서, 본 연구의 성토안정해석을 위한 신뢰성해석수법으로서 AFOSM법을 채택하였으며, 다음 절에서 논하는 해석결과의 이해를 돕기 위해 AFOSM법에 의한 파괴확률 정식화과정에 대해 간략히 소개한다.

그림 3은 AFOSM에 의한 신뢰성해석의 기하학적 의미에 대한 개략도를 나타낸다. 각각의 확률변수(X_i)에 대해 그 평균(Ave.)과 표준편차(σ)를 이용하여 정규화하면, 정규화 변수(X'_i)는 그림 중의 원점에 위치하게 된다. 이 경우, 목적함수

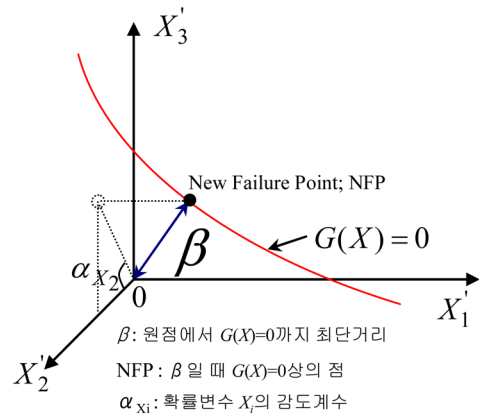


그림 3. 신뢰성지표-감도계수-새로운 확률파괴점의 공간상의 정의 (변수 3개의 경우)

(Performance Function)는 공간상의 임의의 곡선(변수가 3개 이상의 경우는 곡면)으로 나타나고, 이 곡선은 안전측과 파괴측을 구분하는 경계로서 파괴점들의 집합을 의미한다. 또한, 그림 중의 β 는 원점에서 목적함수까지의 최단거리로써 신뢰성지수로 정의하고, 이 값이 크면 클수록 파괴점에서 멀어지게 되므로 파괴가능성은 낮아진다. 그리고 각 확률변수의 방향여현으로서 표시되는 α 는 확률변수의 분산특성이 안정해석결과에 미치는 영향의 정도를 나타내고, 감도계수로 정의한다. 이 값은 -1에서 +1의 범위에 있으며, 0은 입력 변수와 결과의 관계가 무상관, -1은 부의 완전 상관(complete negative correlation), +1은 정의 완전 상관(complete positive correlation)을 각각 의미한다. 즉, 예를 들어 절대치 1에 가까울수록 변수의 불확실성이 해석결과에 미치는 영향이 크고, 0에 가까울수록 결과에 미치는 영향이 미미하다고 해석할 수 있다. 또한, 그림 중 새로운 파괴점(New Failure Point, 이하 NFP)은, 예를 들면 대상구조물이 붕괴될 때 가장 가능성이 높은 변수값의 조합이라고 할 수 있다. NFP가 설계점(초기 입력 변수값으로써 일반적으로 평균값에서 큰 차를 나타낼수록 성토체가 안정측에 있음을 의미한다).

전술한 AFOSM법의 기하학적 의미를 염두에 두고 복합지반에서의 전단강도식을 이용하여, 성토의 단기안정성에 관한 파괴확률의 정식화과정을 간략히 설명한다. 먼저 신뢰성해석을 위해서는 먼저 목적함수를 정의할 필요가 있고, 전형적인 안전을 관계식은 식 (8)과 같이 저항력과 활동력의 비로 나타나므로, 목적함수는 식 (9)와 같이 저항력과 활동력의 차로 정의할 수 있다(그림 4 참조). 즉, 파괴영역은 $G(X_i) \leq 0$ 일 때가 된다. 그림 4에서 W 는 절편 중량, θ 는 절편과 활동면이 형성하는 각이다.

$$F_s = \frac{\sum \tau_{sc} \cdot l}{\sum W \sin\theta} \quad (8)$$

$$G(X_i) = \sum \tau_{sc} \cdot l - \sum W \sin\theta \quad (9)$$

다음 각각의 변수 X_i 를 식 (10)과 같이 평균 0, 표준편차 1인 확률분포를 가지는 변수(X'_i)로 표준화한다.

$$X'_i = \frac{X_i - \mu_{X_i}}{\sigma_{X_i}}, \quad i = n, \phi_s, c_0, k, a_s$$

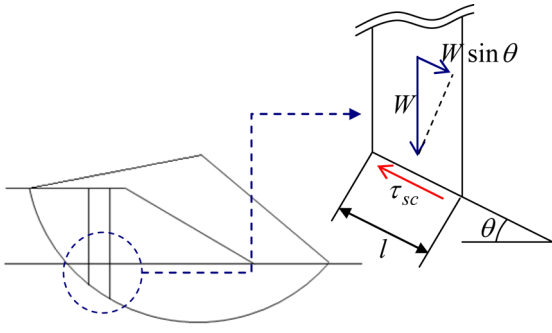


그림 4. SCP개량지반에서 절편저면에서 힘의 평형

$$X_i = \mu_{X_i} + \sigma_{X_i} \cdot X_i' \quad (10)$$

여기서, μ_{X_i} 와 σ_{X_i} 는 각각 확률변수 X_i 의 평균과 표준편차
 식 (10)을 식 (9)에 대입하여 목적함수를 $G(\mu_{X_i} + \sigma_{X_i} \cdot X_i')$
 형태로 만든 다음 각 변수에 대해 편미분한다. 식 (11)은
 AFOSM계산을 위해 필요한 각 변수에 대한 편미분한 것을
 나타내고 있다.

$$\begin{aligned} \frac{\partial \tau_{sc}}{\partial c_o'} &= \sigma_{c_o} (1 - a_s) \\ \frac{\partial \tau_{sc}}{\partial k'} &= \sigma_{k'} (1 - a_s) z \\ \frac{\partial \tau_{sc}}{\partial a'} &= -\sigma_{a_s} (c_o + kz) z + \frac{n \sigma_{a_s}}{[(n-1)a_s + 1]^2} \sigma \tan \phi_s \cos^2 \theta \\ \frac{\partial \tau_{sc}}{\partial n'} &= \frac{\sigma_n (1 - a_s)}{[(n-1)a_s + 1]^2} \sigma \tan \phi_s \cos^2 \theta \\ \frac{\partial \tau_{sc}}{\partial \phi_s'} &= \sigma_{\phi_s} \frac{n \sigma}{(n-1)a_s + 1} a_s \sec^2 \phi_s \cos^2 \theta \end{aligned} \quad (11)$$

식 (11)에서 구한 편미분값들을 이용하여 각 변수의 방향
 여현(α_{X_i} ; 응력분담비 n의 방향여현은 α_n 으로 표기함)을 식
 (12)로 계산할 수 있다.

$$\alpha_{X_i} = -\frac{\partial G}{\partial X_i'} / \sqrt{\sum \left(\frac{\partial G}{\partial X_i'} \right)^2} \quad (12)$$

식 (13)은 새로운 파괴점을 나타낸 식이고, 식 중의 β 는
 신뢰성 지수(reliability index)이다.

$$X_i^* = X_i^* - \alpha_{X_i} \cdot \beta_i \quad (13)$$

다음 식 (13)을 목적함수에 대입하여 $G(X_i^*) = 0$ 을 만족
 하는 β_i 를 구한다. 이상의 과정을 반복하여 $\beta_i - \beta_{i-1} \approx 0$ (본
 연구에서는 $\beta_i - \beta_{i-1} \leq 0.001$ 로 하였음)을 만족할 때까지 반
 복 계산하여 최종적인 β 를 구하고, 이 값으로부터 파괴확률
 을 산정한다.

4. 비용평가함수 및 설계조건

일반적으로 안전성을 향상시키면 비용이 증가하며, 높은 비
 용을 투자하여 안전성을 확보하려는 시도는 공학적·경제적
 관점에서 결코 바람직하지 않다. 따라서 안전성과 비용을 동
 시에 고려한 최적화된 시공이 필요하다. 이러한 관점에서 본
 연구에서는 그림 5에 나타낸 바와 같이 SCP시공으로 개량
 된 연약지반 상에 4차선 고속도로의 건설하는 경우를 예로
 들어 안정성(안전율, 파괴확률), 비용, 설계조건의 관계에 대
 해 고찰한다. 비용산출과 관련해서는 식 (14)에 나타낸 바와
 같이 성토의 단위 길이당 손실함수를 도입함으로 평가할 수
 있다. 본 논문에서 비용은 시공비용만이 아니라 파괴시 추가
 적으로 발생하는 비용까지 포함하는 기대총비용(Expected
 total cost)을 의미한다. 단, 성토의 천단폭과 높이는 상위계
 획에서 결정된 사항으로 두고, 최적의 모래치환율을 결정하
 는 문제로 국한하였다. 그림 5중 VAR은 변동계수(variation
 coefficient)로서 표준편차를 평균으로 나눈 값, 즉 데이터의
 분산정도를 평균값을 기준으로 나타낸 값이다. 확률변수 X_i
 의 변동계수는 VARX로 표기한다(예로서, 응력분담비 n의 변동
 계수는 VARn으로 표기).

$$\left. \begin{aligned} C_T &= C_C + P_F C_F \\ C_C &= (B + 2B_1)c_a + H(B + B_1)c_b + C_{cp} \\ C_F &= C_C' + C_R \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

여기서, C_T 는 기대 총 비용, C_C 는 초기건설비(실제 공사에
 요구되는 비용), c_a 와 c_b 는 각각 용지비와 토공비, C_F 는 파
 괴손실비로서, C' 는 파괴한 경우 필요한 재건비이고 붕괴 후
 같은 형상의 성토를 재건하는 경우 그 값은 1.0이 된다. C_R
 은 보상비를 포함한 부가적인 비용, C_{cp} 는 SCP 시공 비용,
 P_F 는 파괴확률을 나타낸다. 따라서, $P_F \cdot C_F$ 는 만약 성토가 파
 괴될 경우 예상되는 비용이라 할 수 있다. 또한, 각 항목에
 대한 상세비용은 鈴木(1988)가 산정한 값을 참고로 하였고,
 그것을 표 1과 2에 나타냈다. 한편, C_C 계산에 필요한 비용

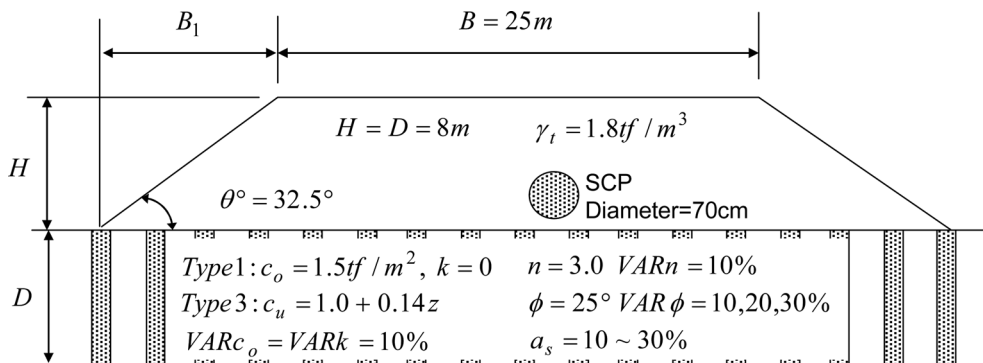


그림 5. SCP에 의한 지반개량 시 설계조건

표 1. 계산에 이용한 비용 상세(鈴木, 1988)

성토고, H(m)	C _R (¥1000/m)	기타
4	2000	c _a =6(¥1,000 /m ²) c _b =2.5(¥1,000/m ³) C' _c =Cc(¥1,000/m)
6	3000	
8	4000	
10	5000	

표 2. SCP설치 비용(鈴木, 1988) [단위: ¥1,000/m²]

a _s	C _{CP}	a _s	C _{CP}	a _s	C _{CP}
0.02	71.9	0.12	423.2	0.22	795.2
0.04	144.1	0.14	502.8	0.24	859.1
0.06	216.4	0.16	576.7	0.26	930.9
0.08	288.9	0.18	649.9	0.28	1012.2
0.1	360.6	0.2	717.2	0.3	1084.9

은 동일 공법, 동일 형상의 구조물이라도 현장에 따라 저마다 다르고, 공사시기, 현장과 토취장 및 사토장까지의 거리, 심지어 환율(장비를 대여하는 경우)에도 영향을 받을 수 있는 등 정확한 비용을 해석에 반영하기란 매우 어렵다. 파괴 확률과 비용문제 사이의 관련성을 조사한다는 의미에서 상정한 비용의 정확성보다는 각 비용간의 비율적인 관점에서 결과를 이해할 필요가 있다.

5. 해석결과의 검토 및 고찰

5.1 설계조건과 안정성(안전율, 파괴확률) 관계

해석결과의 설명에 앞서 본 연구에서는 현행설계안전율을 1.2로 두고 다른 결과와 비교하고 있는데, 그 배경에 대해서 설명하면 다음과 같다. Duncan과 Buchignai(1975)는 관용의 허용안전율값에는 여러가지 오차가 포함되어 있음을 지적하고, 사면파괴에 따른 복구비용 및 인명과 재산피해 정도 그리고 전단강도에 관한 신뢰도에 따라 상이한 허용 안전율을 제안한 바 있고, 그 예로 인명피해의 가능성이 적고, 강도의 불확실성이 적은 경우 허용안전율을 1.25로 두었다. 또한 Duncan(1992)는 단기안정성문제에 있어서 허용안전율을 1.3으로 제안한 바 있으나, 안전율이라는 것은 해석방법에 따라 조금씩 차이가 있음에도 불구하고, 기 제안된 허용 안전율은 해석방법에 따른 차이를 고려하지 않고 있다. Nakase(1967)는 일본의 항만공사 중 발생한 사면파괴의 사후해석 결과 Bishop법에 의한 안전율이 Fellenius의 안전율보다 다소 큰 값을 나타냈다고 보고한 바 있다. Turnbull 등(1967)은 모래층의 두께가 두꺼울수록 Fellenius의 안전율이 Bishop의 안전율을 크게 밀도는 결과를 나타냈다고 보고하였다. 또한, 望月秋利 등(1986)도 4가지의 모델사면에 대해 여러 방법으로 안정해석을 수행한 결과, Fellenius법에 의한 안전율이 Bishop법에 의한 값보다 약 7~8% 작고, 간편Bishop법보다는 4~6% 정도 작다고 보고한 바 있다. 또한 Bishop(1955)은 모델사면에 대해서 계산하여 간편Bishop법의 안전율은 엄밀법에 의한 값보다 약 5% 작고, Whitman 등(1967)은 M&P법과 비교해서 간편비숍법은 7% 이하의 오차를 가지고 있다고 보고하였다. 이처럼 여러 해석방법은 상황에 따라 오차를 내포하는 값으로 이해할 수 있다. 따라서, 본 연구에 사용한 Fellenius법은 다른 해석방법과 비교해 일반적으로 가

장 낮은 안전율을 주기 때문에, 이를 고려하여 현행 설계 안전율 1.2를 염두에 두고 해석결과를 검토하였다.

그림 6은 a_s와 F_s관계를 나타내고 있다. 그림에서 a_s가 증가할수록 F_s는 거의 직선적으로 증가하는 경향을 나타낸 반면 그림 7에 나타내는 a_s와 P_F관계에서는 a_s가 커질수록 P_F가 지수적으로 감소하고 있음을 알 수 있다. 변곡점은 a_s ≃ 0.14 부근에 위치하고 있고, a_s > 0.2의 범위에서는 P_F가 거의 일정한 값을 나타내었다. 이는 안정성을 높이기 위해 a_s를 증가시켜도 파괴확률의 감소에는 큰 역할을 하지 못하는 것으로 해석할 수 있다. 따라서 a_s ≃ 0.2는 이 설계문제에 있어서 안정성을 확보를 위한 일종의 임계값이라 할 수 있다. 또한 a_s ≃ 0.2일 때 F_s ≃ 1.2를 나타내고 있음을 알 수 있는데, 이는 연약지반상의 성토구조물의 안정성을 1.2이상으로 설정해 놓은 현행설계법상의 기준안전율이 바로 a_s의 임계값 주변에 있음을 알 수 있다. 그림 8의 F_s와 P_F의 관계에서도, F_s ≃ 1.2는 P_F(대략 0.1~0.3% 이하)가 거의 일정치를 나타내기 시작하는 점에 위치하고 있는

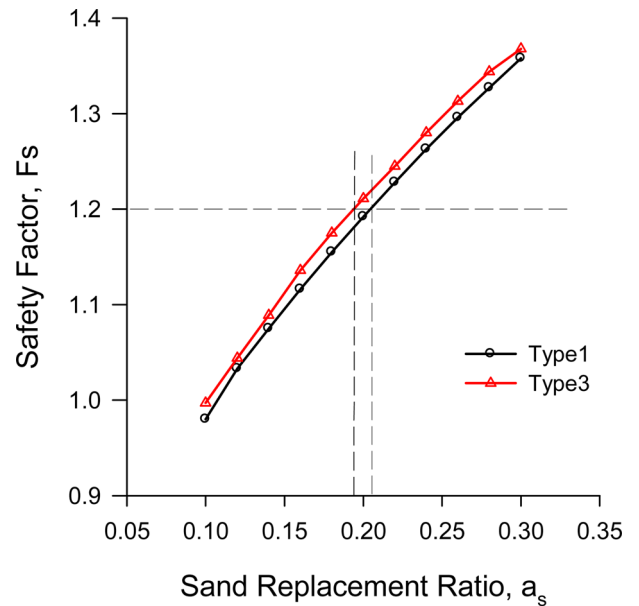


그림 6. a_s-F_s관계

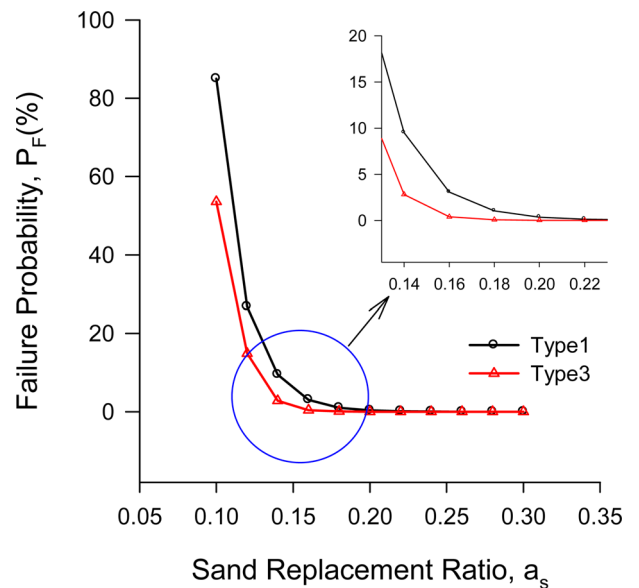


그림 7. a_s-P_F관계

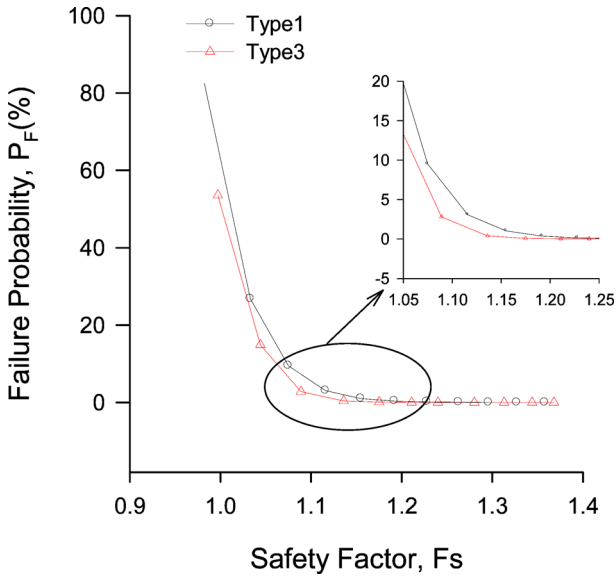


그림 8. F_s - P_F (%) 관계

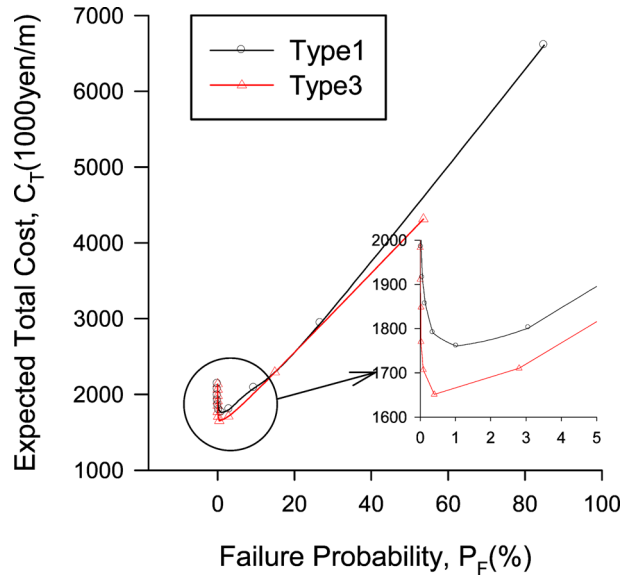


그림 10. P_F - C_T 관계

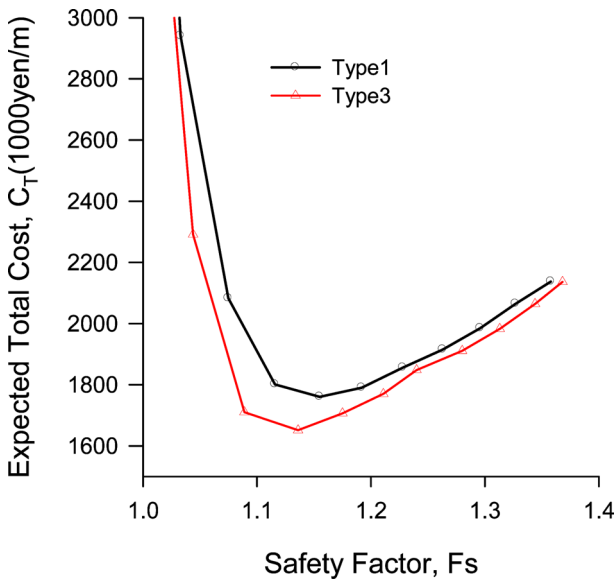


그림 9. F_s - C_T 관계

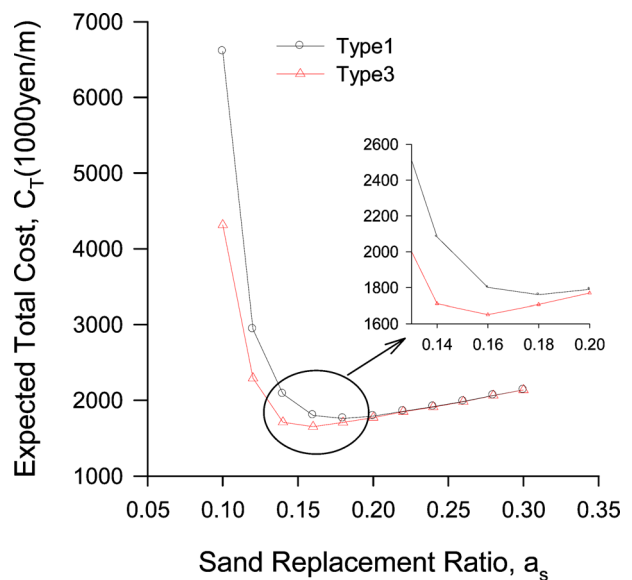


그림 11. a_s - C_T 관계

것으로 보아 현행설계법상의 기준안전율은 파괴확률과 매우 밀접한 관계가 있음을 시사한다.

5.2 안정성(F_s , P_F)과 기대 총 비용(C_T)

그림 9는 F_s - C_T 관계를 나타내고 있다. 그림에서 최소 기대 총 비용 C_T (이하 $\min C_T$)를 나타내는 안전율은 1.15부근에 있으며, 현행설계 기준이 되는 안전율 1.2에 다소 못미치는 값으로 나타났고, 안전율 1.2는 변곡점을 조금 지나쳐 C_T 와의 관계가 완전한 선형관계를 나타내기 시작하는 점에 위치하고 있다. 이는 현행설계법상의 기준안전율이 비용문제를 고려함과 동시에 약간 안전측에 설정되어 있음을 시사한다. 그림 10은 P_F - C_T 관계를 나타내고 있고, 그 경향은 F_s - C_T 관계와 유사하다. 그림에서 C_T 는 P_F 가 1%부근까지 급격히 감소하다 그 후 급하게 증가하는 경향을 나타내고 있으며, $\min C_T$ 는 P_F 가 1%부근에 위치함을 알 수 있다.

그림 11은 a_s - C_T 관계를 나타내고 있다. 그림에서 $\min C_T$ 를 나타내는 a_s 는 0.15~0.18임을 알 수 있고, $0.1 < a_s < 0.18$

범위에서 C_T 는 크게 감소하다가 a_s 가 0.18 이상으로 증가하여도 C_T 는 크게 증가하지 않음을 알 수 있다. 이는 a_s - P_F 관계에서 나타난 바와 같이 일정값 이상으로 a_s 를 증가시켜도 파괴확률의 감소에는 큰 영향을 미치지 않았고, C_T 는 결국 P_F 의 함수이므로 상술한 결과가 도출되었다고 판단된다.

5.3 감도해석결과

그림 12, 13은 각각 비배수 전단강도 Type1과 Type3에 있어서 감도계수와 안전율 및 파괴확률과의 관계를 나타내고 있다. 그림에서 나타난 바와 같이 감도계수는 일정값이 아닌 안전율 및 파괴확률값에 의존적으로 나타났다. 그림 중 응력분담비 n 의 감도계수(α_n)는 a_s 의 증가 즉, 안정해질수록 감소하는 경향을 나타내고, a_s 가 작을수록 α_n 값은 커지는 경향을 나타냈다. 반면 모래의 내부마찰각(α_ϕ)은 반대의 경향을 나타내었다. 이는 a_s 가 증가할수록 모래의 내부마찰각(Φ)에 대한 의존성이 커지기 때문에 해상공사의 경우 집중 관리해야 하는 입력변수가 된다. 한편, 안전율 1.2부근(파괴확

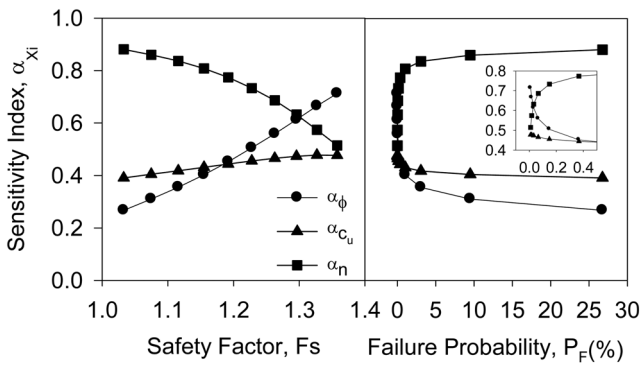


그림 12. Fs- α 관계(Type1)

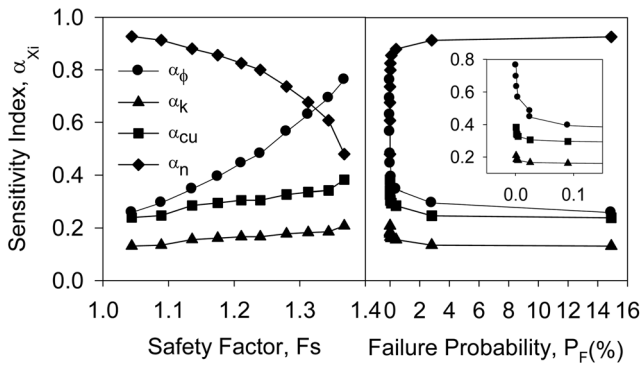


그림 13. Fs- α 관계(Type3)

를 0.1~0.3% 부근)에서 각 변수의 감도계수는 비배수 전단 강도 심도분포 특성에 관계없이 응력분담비와 모래의 내부 마찰각이 0.4~0.9정도로 결과에 다소 큰 영향을 미치고 있음을 알 수 있다. 반면 점토의 초기비배수 전단강도를 나타내는 c_0 와 k 의 감도계수 α_{c_0} , α_k 는 0.4정도로 응력분담비의 경우와 비교해 작았으며, 안정성이 증가함에 따라 조금씩 증가하는 경향을 나타냈다. 민감도 해석 결과 n 과 ϕ 의 민감도가 연약층의 초기비배수강도관련 변수(c_0 , k)들의 민감도보다 더 크게 나타난 것은 n 과 ϕ 의 변동특성을 신뢰성 해석에 반드시 고려해야 함을 증명하고, 또한 n 과 ϕ 의 변동특성을 해석에 배제한 Matsuo 등(1983)에 의한 파괴확률보다 명확한 파괴확률을 도출할 수 있다는 점에서 개선된 성과라 할 수 있다.

한편 그림 14는 비배수 전단강도 심도분포Type1의 경우에 있어서 F_s , P_f 와 새로운 확률파괴점 NFP 의 관계를 나타내고 있다. Type3의 결과는 Type1과 유사한 결과를 나타내었으므로 생략하고 Type1에 대해서만 설명한다. 그림에 나타난 바와 같이 NFP 는 안정도가 증가할수록 즉, 안전율의 증가 및 파괴확률의 감소에 따라 초기설계치(평균치)에서 상당히 떨어진 값을 나타내고 있다. 특히 설계안전율 1.2부근에서는 각 변수의 평균치에서 표준편차의 1배~2배 가량 떨어진 값을 나타냈다. 한편 NFP 와 P_f 관계에서는 대략 $P_f=0.1\%$ 를 경계로 이보다 작아질 때 NFP 가 설계치에서 급격하게 떨어지고 있는 것으로 나타났다.

그림 15에 나타난 바와 같이 비배수 전단강도 관련 변수에 있어서 NFP 가 평균에서 표준편차의 1~2배 떨어진 값을 나타낼 가능성은 매우 희박함을 알 수 있다. 따라서, NFP 와 초기설계치의 차의 정도는 구조물의 안정도 평가 및 파괴확률의 기준 확립에 있어 참고자료로 활용할 가치가 높다고

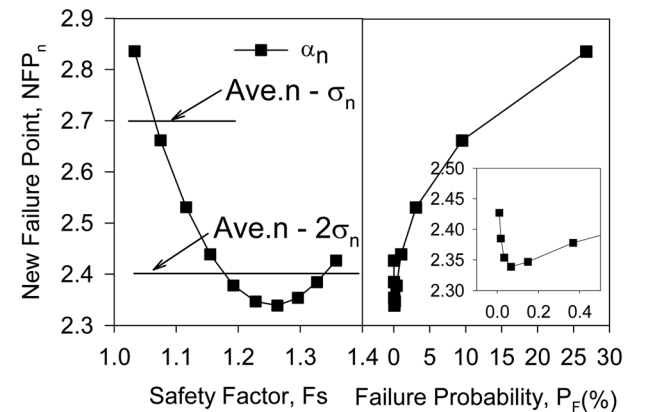
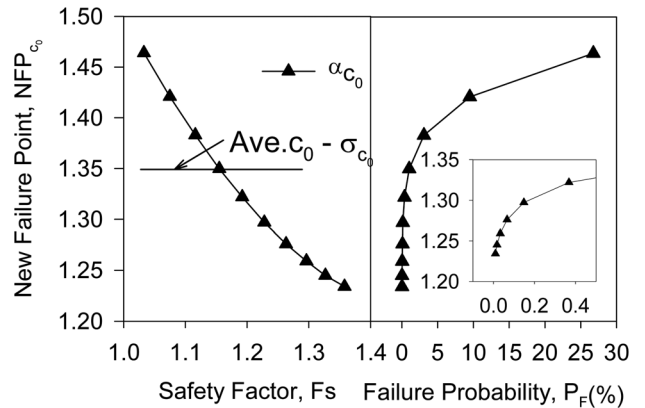
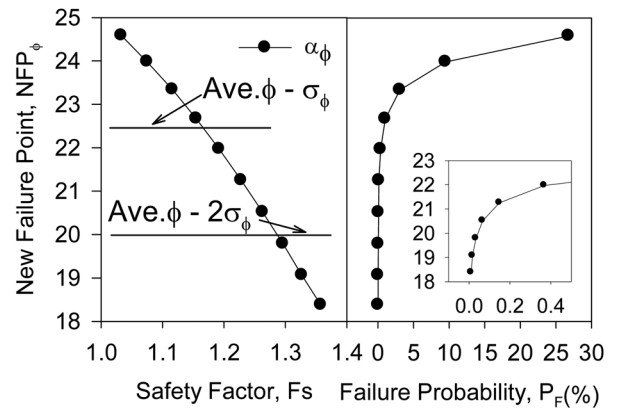


그림 14. 새로운 확률파괴점 ~안전율 · 파괴확률 관계 (Type1의 경우)

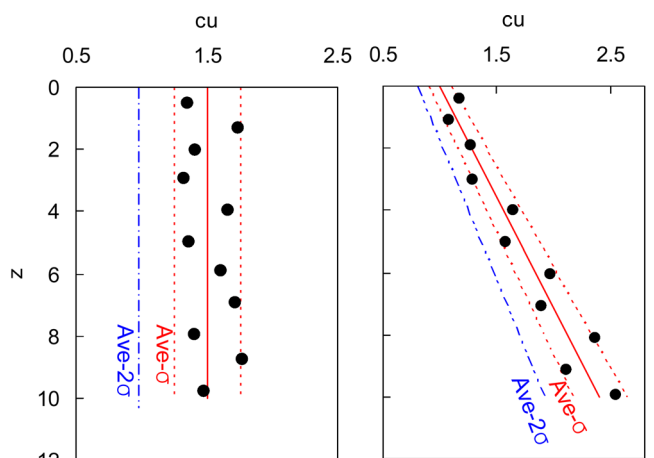


그림 15. 새로운 확률파괴점(비배수전단강도 관련 변수의 경우)

사료된다. 본 연구의 경우 $\min C_T$ 를 우선할 경우 P_f 가 1% 정도였으나, P_f 가 1%부근에서 설계중요변수의 NFP 는 초기

설계치와 크게 동떨어진 값을 나타내지 못하기 때문에 P_F 기준을 1%로 하는 것은 구조물이 위험층에 가까이 있음을 알 수 있다. 따라서 전술한 NFP의 관점(평균에서 표준편차의 1~2배정도 떨어진 값) 관점에서 본다면 P_F 는 최소한 0.1% 이하로 설정할 필요가 있다고 사료된다.

6. 결 론

본 연구에서 얻은 성과는 다음과 같이 요약할 수 있다.

1. 안전율 F_s 와 파괴확률 P_F 는 심한 비선형 관계를 나타냈고, F_s 가 1.2로 증가함에 따라 P_F 는 약 1%까지 급격한 감소를 나타낸 후, 안전율의 증가와 더불어 P_F 는 점진적으로 감소하였다. 현행설계법상의 기준 안전율 1.2는 둘의 관계에 있어서 일종의 임계값에 해당하여, 이들의 관계가 적절히 고려되어 정립되었다고 판단된다. 단, 이는 모든 변수의 변동계수가 10%일 때의 결과이며, 그 이상의 변동계수에 대해서 동일한 관계가 성립하는지에 대해서는 추후 검토가 필요하다고 사료된다.
2. 최소기대총비용을 나타내는 안전율은 1.15로 현행설계기준 1.2에 다소 못미치는 값으로 나타났고, 파괴확률은 1% 정도로 다소 컸다. 비용의 관점에서 현행설계법상의 기준 안전율은 약간의 추가적 비용부담이 요구되는 안전층으로 설정되어 있는 것으로 나타났다.
3. n 과 ϕ 의 민감도가 연약층의 초기비배수강도 관련 변수들의 민감도보다 더 크게 나타났다. 이는 n 과 ϕ 의 변동특성이 보다 해석결과에 큰 영향을 미치는 것을 증명하고, 연약층의 강도관련변수만을 확률변수로 취급한 Matsuo 등 (1983)에 의한 파괴확률보다 명확한 파괴확률을 도출할 수 있다는 점에서 개선된 성과라고 판단된다.
4. 설계기준안전율 1.2부근(파괴확률 0.1% 부근)에서 NFP는 평균치에서 표준편차의 1~2배 가량 떨어져 있는 값을 나타내어 최소기대비용을 기준했을 때 파괴확률 1%보다 안전층을 나타냈다. NFP와 초기설계값(시험을 통해 구한 평균값)과의 차의 정도는 구조물의 안정도 평가 및 파괴확률의 기준확립에 있어 참고자료로 활용할 가치가 높고, 이러한 관점에서라면 P_F 는 0.1% 이하로 설정할 필요가 있는 것으로 사료된다.

참고문헌

- 淺岡 顯(1977) 統計的決定理論による盛土の信頼性設計と施工計畫に關する研究. 博士學位論文, 京都大學大學院.
- 鈴木 壽(1988) 信頼性解析に基づく斜面および深礎基礎の設計法に關する研究. 博士學位論文, 名古屋大學大學院.
- 望月秋利, 三笠正人, 勝田守文(1986) 2つの斜面安定計算法の提案. 土木學會論文集, 第370號, III/No. 5, pp. 261-270.
- Bishop, A.W. (1955) The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotech.*, Vol. 5, pp. 7-17.
- Cornell, C.A. (1969) A probability-based structural code. *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 12, pp. 974-985.
- Ditlevsen, O. (1973) *Structural Reliability and the Invariance Problem*. Research Report No.22, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada.
- Duncan, J.M. and Buchignani, A.L. (1975) *An Engineering Manual for Slope Stability Studies*. Univ. of California, Berkeley.
- Duncan, J.M. (1992) State-of-the-art : Static Stability and Deformation Analysis. *Proc.* Vol. I. ASCE.
- Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974) Exact and invariant second moment code format. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, Vol. 100, No. EM1, pp. 111-121.
- Lind, N.C. (1973) The design of structural design norms. *Journal of Structural Mechanics*, Vol. 1, pp. 357-370.
- Matsuo, M. and Kuroda, K. (1975) Economical evaluation of embankment design. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Journal*, Vol. 15, No. 2, pp. 31-46.
- Matsuo, M. and Suzuki, H. (1983) Study on reliability-based design of improvement of clay layer by sand compaction piles. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Journal*, Vol. 23, No. 3, pp. 112-122.
- Matsuo, M. and Asaoka, A. (1977) Probability model of undrained strength of marine clay layer. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Journal*, Vol. 17, No. 3, pp. 53-59.
- Nakase, A. (1967) The $\phi=0$ analysis of stability and unconfined compression strength. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 2, pp. 35-50.
- Rosenbleuth, E. and Estava, L. (1972) Reliability bases for some mexican codes. *ACI Publication SP-31*, pp. 1-41.
- Turnbull, W.J. and Hvorslev, M.J. (1967) Special problems in slope stability. *Proc. of ASCE*, Vol. 93, No. SM4, pp. 499-528.
- Whitman, R.V. and Bailey, W.A. (1967) Use of computers for slope stability. *ASCE, SM4*, pp. 475-498.

(접수일: 2009.2.25/심사일: 2009.3.17/심사완료일: 2009.8.17)