

강관스커트 보강 조립토 군말뚝의 극한지지력 평가에 관한 연구

A Study on the Estimation of Ultimate Bearing Capacity of
Granular Group Piles Reinforced with Steelpipe Skirts

김 홍 태*¹

Kim, Hong-Taek

강 인 규*³

Kang, In-Kyu

황 정 순*²

Hwang Jung-Soon

고 용 일*⁴

Koh, Yong-Il

Abstract

In the present study, a simple finite element method of analysis to predict non-uniform settlements at the interface between the mat foundation and foundation soils is proposed. Based on the proposed finite element method of analysis, the method to evaluate load sharing ratios of the foundation soils adjacent to the granular group piles is also presented. Further proposed is a procedure to estimate ultimate bearing capacity of the skirted granular group piles in a square pattern. To verify validity of the proposed methods and the estimated ultimate bearing capacity of the skirted group piles, comparisons are made with the results analyzed by using the PENTAGON3D FEM program. Finally, behavior characteristics with different reinforcement patterns of the skirts and the effect of an increase of ultimate bearing capacity due to the skirts are analyzed in connection with the design parameters.

요 지

본 연구에서는, 강관스커트 보강 조립토 군말뚝에 초점을 두고, 상부 매트기초와 하부기초지반 사이의 접촉면 각 지점별 불균등 침하량 예측을 위한 간편 유한요소해석기법과 이에 근거한 각 말뚝 인접지반의 하중분담비 평가방법 및 극한지지력 평가절차 등을 제시하였다. 또한 제시하고자 하는 기법의 적합성과, 이를 토대로 한 극한지지력 예측결과의 타당성을 확인하기 위해, PENTAGON^{3D} 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과와의 비교·분석이 수행되었다. 이외에도, 강

*1 정회원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 교수

*2 정회원, 홍익대학교 대학원 토목공학과

*3 정회원, (주)브니엘컨설턴트

*4 정회원, 한라건설(주) 기술연구소 부장

관스커트 보강유형에 따른 거동특성 분석과 스커트 보강에 의한 극한지지력 증대효과를 관련 설계 변수와 연계한 분석 등을 수행하였다.

Keywords : Non-uniform settlements, FEM analysis, Load sharing ratio, Skirted granular group piles, Ultimate bearing capacity

1. 서 론

최근의 건설공사 프로젝트에 있어 양호한 토질조건등 여건이 좋은 부지확보가 점차 어려워지는 실정이며, 따라서 관련 기초공사에 있어서도 연약한 압축성 지반을 종종 접하게 된다. 조립토 다짐말뚝(granular compaction piles) 공법은 다양한 연약지반 처리공법중, 적절한 크기의 상부구조물 하중을 지지하기 위한 연약한 점성토 기초지반의 보강에 효율적으로 또한 경제적으로 적용 가능한 공법으로 알려져 있으며(Hu등, 1997), 본 공법은 자갈, 쇄석 또는 모래 등 조립토 재료로 연약점토 지반을 10~35% 정도 치환하는 작업이 요구된다. 이와 같이 비교적 강성이 크고 또한 압축성이 작은 조립토 재료의 말뚝구조체로 연약한 원지반을 치환함으로써, 기초지반의 지지력 증가와 침하량의 감소 및 압밀배수에 의한 지반개량 효과 등이 예상되나, 국내에서는 아직 널리 사용하고 있지 않은 공법이다. 또한 조립토 다짐말뚝 공법은 다양한 종류의 지반에 적용이 가능하며, 특히 사질지반의 경우에는 지진발생시 액상화 방지도 효과적인 공법으로 알려져 있는 등, 향후 국내에서 활용성이 비교적 높은 공법으로 평가된다.

연약지반 보강에 주로 적용되는 조립토 말뚝의 거동특성을 파악하기 위한 실험적 및 이론적 접근은 Hughes & Withers(1974), Hughes등(1975), Mori(1979), Hu등(1997)을 비롯한 여러 연구자들에 의해, 유럽 및 미국 등을 중심으로 지난 20여년 동안 이루어져 왔다. 그러나 조립토 말뚝의 경우 대부분 매트기초와 더불어 군(group) 형태로 설치되며, 이

경우에 단(single) 말뚝의 경우와는 달리, 인접하여 말뚝이 존재함에 따른 구속효과 및 변형억제 등과 같은 상호작용이 하부 기초지반의 하중분담효과와 맞물려 복합적인 거동특성을 지니게 된다. 따라서 이와 같은 상호작용을 정량적으로 평가하여 설계에 적절히 반영하기에는 여의치 않은 점이 많으며, 따라서 현재까지는 조립토 단말뚝에 대한 지지력 평가기법을 근간으로 한 간편방식이 대부분의 조립토 군말뚝 설계에 적용되고 있는 실정이다.

이와같은 미비점에 착안하여, 향후 연약지반 보강등에 적극적인 활용이 기대되는 균형태 조립토 말뚝의 팽창파괴 거동특성에 대한 적절한 모델링 및 이를 토대로 한 극한지지력예측기법의 체계화 등에 관련된 연구결과를 김등(1998)은 기 제시한 바 있으며, 제시된 주요 내용을 요약하면 아래와 같다.

1) 조립토 단말뚝에 대한 지배적인 파괴형태를 구분짓는 한계깊이 즉, 팽창파괴 중심부까지의 깊이에 대한 정량적 예측기법을 우선 제시하고, 또한 매트기초 하부에 정방형 균형태로 설치되는 조립토 말뚝에 대해, 2) 상부 매트기초 재하하중에 대한 기초지반의 하중분담효과를 고려하고, 말뚝간 상호간섭효과에 의거한 원추형상의(conical) 모델링 및 원지반의 치환율 등을 근거로 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하기 위한 기법, 3) 인접 말뚝에 의한 원지반의 치환효과가 고려된 합성 탄성계수 개념을 토대로 조립토 말뚝에 의해 보강된 지반 및 보강되지 않은 지반 전체의 평균 극한공동압을 평가하는 기법 등이 아울러 제시되었고, 최종적으로는 제시된 기법들을 종합적으로 이용하여 균형태 조립토 말뚝 각각에

대한 극한지지력을 결정하는 절차가 제시되었다.

이상과 같이 기 제시된 연구결과중 가정사항을 이론적으로 체계화하고 또한 그 적용성을 더욱 확대하기 위한 차원에서, 본 연구에서는, 상부 매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면 각 지점별 불균등(non-uniform) 침하량 예측을 위한 간편 유한요소해석기법 및 이에 근거한 각 조립토 말뚝 인접지반의 하중분담비 평가방법 등의 제시가 추가로 이루어 졌다. 또한 그 적용성 확대를 위해 본 연구에서는, 특히 동일심도 강관스커트 보강 정방형 조립토 균말뚝에 초점을 두고, 전술한 기법을 토대로 한 극한지지력 평가절차가 제시되었다. 제시하고자 하는 기법 및 절차의 적합성과, 이를 토대로 한 극한지지력 예측결과의 타당성 등을 확인하기 위해, PENTAGON^{3D} 유한요소 프로그램(에메랄드 소프트, 1997)을 이용한 해석결과(이하 3D 유한요소해석결과)와의 비교·분석이 수행되었다. 이외에도, 3가지 경우의 강관스커트 보강유형에 따른 거동특성 분석과 스커트 보강에 의한 극한지지력 증대효과를 관련 설계변수와 연계한 분석 등을 수행하였다.

2. 극한지지력 평가를 위한 해석적 접근

2.1 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정

조립토 말뚝의 경우, 팽창파괴 형태에 대한 지지력 평가를 위해 현재까지 제시된 공식들은 적용범위가 단말뚝인 경우로 제한되며, 또한 이 경우에도 팽창파괴의 발생깊이는 가정하여 입력하도록 되어 있다. 기 제시한 연구결과(김등, 1998)에서 단말뚝의 경우에 팽창파괴 발생 깊이를 정량적으로 예측하기 위한 기법을 제안한 바 있으며, 이를 요약하면 다음과 같다.

한계깊이는 국부전단파괴 형태에 대한 극한 지지력과 팽창파괴 형태에 대한 극한지지력으로서 같은 지점까지의 깊이로 정의한다. 따라서 조립토 단말뚝의 길이가 한계깊이 보다 길

경우에는 팽창파괴 형태가 예상되며, 만약 한계깊이 보다 짧을 경우에는 국부전단파괴 형태가 예상됨을 알 수 있다. 결국 조립토 단말뚝에 대한 한계깊이의 산정은, 일반적인 말뚝 지지력 공식(Tomlinson에 의해 제시된 'α method', Bowles, 1988)에 의해 평가되는 극한 지지력과, Vesic 공동확장이론(1972)을 토대로 평가되는 팽창파괴에 대한 극한지지력의 비교를 통해 결정된다.

본 연구에서 초점을 두고 있는, 강관스커트 보강 조립토 말뚝의 경우에는, 일반적인 말뚝 지지력 공식에 의거해 평가되는 극한지지력의 산정과정에서, 강관스커트 설치부분에 대한 주변마찰력의 감소효과를 추가로 고려함이 적절하다. 이와 같은 효과를 고려하여 경우별로, 극한지지력(Q_{ult}) 산정식을 정리하면 다음의 식(1)과 같다.

$0 < L \leq L_{SK}$ 인 경우,

$$Q_{ult} = f_c \cdot (\pi \cdot L_{SK} \cdot D \cdot Su_p) + \left(N_c \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot Su_t \right)$$

$L > L_{SK}$ 인 경우,

$$Q_{ult} = f_c \cdot (\pi \cdot L_{SK} \cdot D \cdot Su_p) + \left(\pi \cdot (L - L_{SK}) \cdot D \cdot Su_p \right) + \left(N_c \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot Su_t \right) \quad (1)$$

여기서, D 는 조립토말뚝의 직경, Su_t 는 말뚝 주변지반의 비배수 전단강도, Su_p 는 말뚝 선단지반의 비배수 전단강도, N_c 는 말뚝선단의 지지력계수, L 은 조립토 말뚝의 총길이를, L_{SK} 는 강관스커트의 설치심도를, 또한 f_c 는 조립토에서 강관으로 변화되는 마찰면의 조건을 반영하기 위한 감소계수 등을 각각 의미하며, 계수 f_c 의 평가방식을 구체적으로 정리하면 다음의 식(2)와 같다.

$$f_c = \frac{\tan \delta_{steelpipe}}{\tan \delta_{gravel}} \quad (2)$$

여기서, $\delta_{steelpipe}$ = 점토질 지반과 강관 사이의 마찰각

δ_{gravel} = 점토질 지반과 자갈 사이의 마찰각

앞에서 기술된 방식에 의거해 결정되는 강관스커트 보강 조립토 단말뚝의 한계깊이는, 강관스커트의 설치심도와 추가로 비교하는 절차가 필요시 된다. 만약 한계깊이가 스커트의 설치심도 보다 작을 경우에는, 스커트 설치에 의해 팽창파괴가 억제되는 점을 감안하여, 실제의 팽창파괴는 스커트의 설치심도 최하단에서 발생하는 것으로 가정하였다.

2.2 강관스커트 보강공법 개요

조립토 말뚝의 극한지지력은 팽창파괴의 발생지점(대개의 경우 말뚝직경의 5배 정도 이하의 깊이)에서 발휘되는 인접지반의 구속압에 의해 지배되며, 따라서 조립토 말뚝의 경우, 팽창파괴의 발생깊이를 조절하는 경우 지지력 증대가 예상된다.

Engelhardt & Kirsch(1977), Floss(1979)는 팽창파괴 발생이 예상되는 조립토 말뚝의 상단부분을 콘크리트 말뚝으로 대체하거나 또는 시멘트 그라우팅을 시행하여, 팽창을 억제시키는 방법이 말뚝의 지지력을 증가시키는데 효과적인 대책임을 제시한 바 있다. 또한 Mokashi

등(1976)은 모형실험을 통해, 최외곽 말뚝의 지표부근에서 팽창파괴가 억제될 경우 말뚝의 지지력은 증가하며 동시에 침하 또한 감소한다고 밝힌 바 있다. 그러나 이와 같은 방법들은, 말뚝의 팽창을 억제하여 지지력을 증가시키는 데에는 효과적일 수 있으나, 실제 시공상의 어려움과 경제적으로 비효율적이라는 단점을 동시에 지니고 있다. 또한, 배수에 의한 압밀촉진 효과와 지진시의 액상화 방지효과 등 조립토 말뚝공법이 기본적으로 지니고 있는 효율성까지도 저하될 우려가 예상된다.

앞서 지적한 문제점들을 해결하기 위해, Rao & Bhandari(1977)는 저소성 실트 및 점토(ML-MC) 등으로 이루어진 지반에서, 단말뚝의 경우 및 균형태의 조립토 말뚝(직경 15cm)을 대상으로 실험을 수행하였다. 실험결과, 말뚝 상부가 강관스커트(그림 1)에 의해 보강될 경우 지지력이 증가하는 것으로 나타났다. 또한, 참고문헌 7(1992)에 기술된 바에 의하면 Rao는 균형태의 조립토 말뚝의 외곽부를 현장타설 철근콘크리트 슬래브(콘크리트박스 형태의 스커트, 그림 1)에 의해 보강을 실시하였고, 이 또한 지지력 증가효과가 있음을 입증한 바 있다.

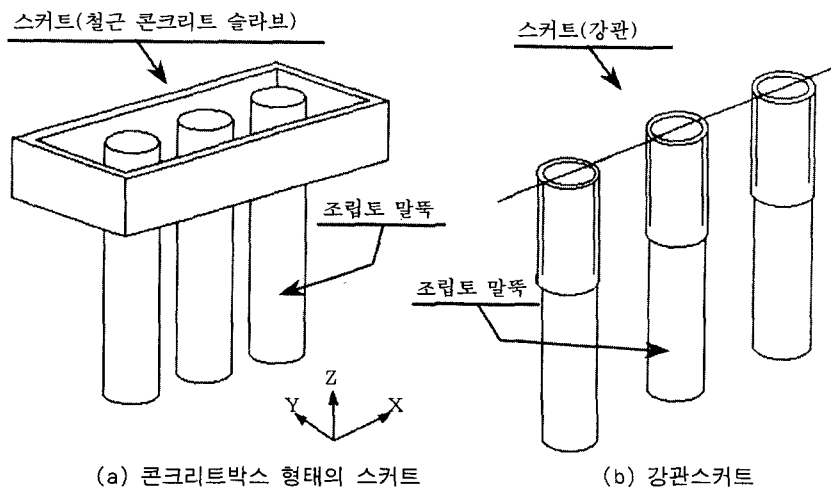


그림 1. 스커트 보강공법 개요

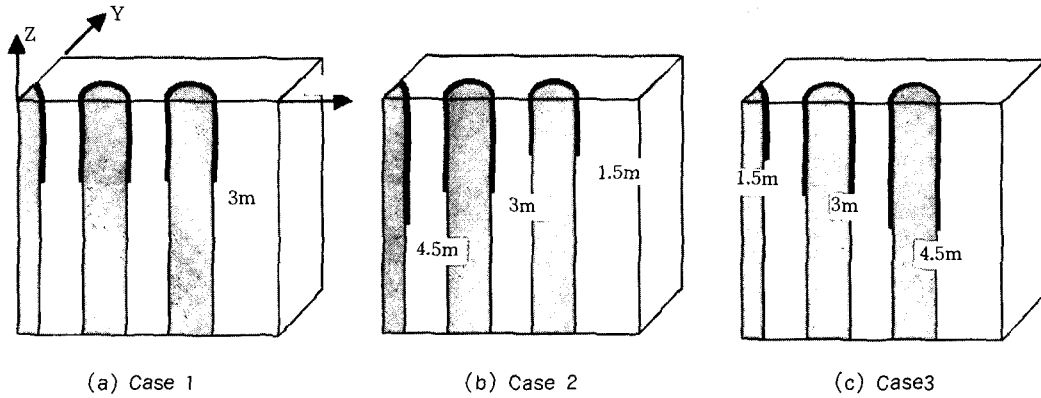


그림 2. 강관스커트 보강유형

본 연구에서는, 비교적 시공이 용이하고 또한 조립토 말뚝공법의 장점을 유지할 수 있는 강관스커트 보강에 초점을 두어, 본 강관스커트 보강 정방형 조립토 균말뚝의 극한지지력 평가를 위한 해석절차의 체계화를 수행하였으며, 3가지 형태의 보강유형 및 설치심도(그림 2)를 토대로 분석하였다.

본 연구에서 초점을 두고 있는, 강관스커트 보강 조립토 균말뚝의 경우, 말뚝간 상호간섭 효과에 의거한 원추형상의 모델링 및 원지반의 치환을 등을 근거로 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하기 위한 기법, 또한 인접말뚝에 의한 원지반의 치환효과가 고려된 합성탄성계수 개념을 토대로 조립토 말뚝에 의해 보강된 지반 및 비보강 지반 전체의 평균 극한공동압을 평가하는 기법 등은, 김등(1998)이 기 제시한 연구결과와 동일하며, 따라서 이를 생략하였다. 단, 인접말뚝에 의한 원지반의 치환효과를 고려하여 평균 극한공동압을 평가하는 과정에서, 팽창파괴 중심부 깊이에 강관 스커트가 존재하는 경우에만 한정하여는 조립토 말뚝재료와 강관 스커트의 합성탄성계수를 추가로 적용하는 일부의 수정이 이루어 졌다.

2.3 하중분담비 평가방법

말뚝기초의 시공에 있어 단지 말뚝만이 시공되는 경우는 드물며, 말뚝과 상부 구조물간의 연결 및 재하되는 하중의 분배 등을 목적으로, 일반적으로, 매트기초가 말뚝 상부에 같이 시공된다. 따라서, 매트기초가 같이 시공될 경우에는 말뚝과 지반의 하중분담등 상호작용에 대한 추가적인 고려가 필요시 된다. 즉 매트기초 하부에 설치되는 조립토 균말뚝의 경우 기초지반의 하중분담 정도에 대한 정량적 평가가 필요시 된다.

김등(1998)이 기 제시한 연구결과에서는 Ranjan & Rao(1985)이 제안한 바를 토대로, 매트기초 상부에 하중재하시 매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면 모든 지점에서 동일한 크기의 침하가 발생하는 것으로 가정하고, 또한 관련재료의 거동특성을 선형탄성으로 가정하여, 각 말뚝 인접지반 하중분담비의 크기를 모두 동일한(constant) 값으로 근사적으로 평가하였다.

그러나 실제의 경우, 매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면 모든 지점에서 동일한 양의 침하가 발생하지는 않으며, 각 지점별 침하량은 매트기초의 크기 및 재료특성, 말뚝의 재

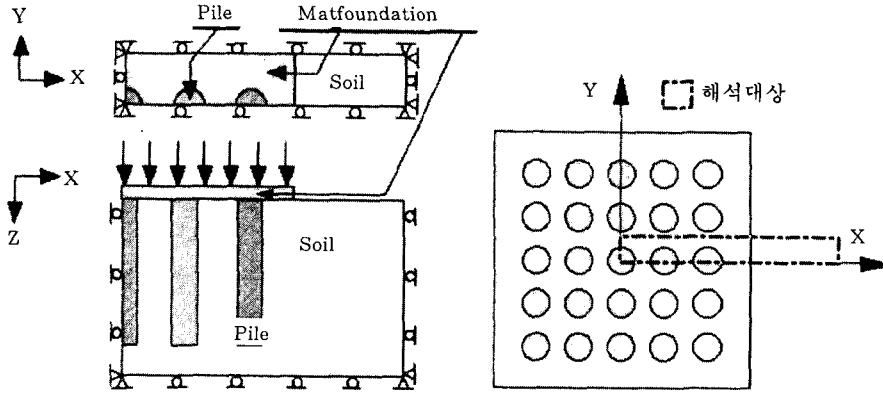


그림 3. 해석단면 및 경계조건 개요

료특성 및 설치간격, 또한 하부 연약지층의 두께 및 물성치 등에 따라 서로 달라짐이 일반적이다. 따라서, 본 연구에서는 beam on elastic foundation 이론을 토대로 각 지점별 침하량 예측을 위한 2차원 유한요소해석기법 및 이 결과를 이용한 하중분담비 평가방법 등을 제시하고자 한다.

본 유한요소해석에 있어, 조립토 군말뚝 상부에는 매트기초가 설치되어 등분포 형태의 하중이 재하되는 것으로 가정하였으며, 띠기초 형태의 모델링 및 해석을 기본으로 하였다

1) 합성토체의 물성치 결정

연약한 원지반과 조립토 말뚝에 의한 개량 토체가 동시에 존재하는 본 경우 이를 전체적으로 합성토체로 가정한 다음, Ou등(1996)이 제안한 식(3)을 이용해 본 합성토체의 각종 물성치를 결정하였다.

$$P_{eq} = P_e(I_e)^{0.881e} + P_c[1 - (I_e)^{0.881e}] \quad (3)$$

여기서,

P_{eq} = 합성토체의 물성치

P_e = 조립토 말뚝에 의한 개량토체의 물성치

P_c = 연약한 원지반의 물성치

I_e = 전체토체에 대한 개량토체의 치환율

위의 식(3)에 포함된 등가물성지수 (equivalent parameter index) I_e 값은, 만약 외

력이 개량된 토체와 개량되지 않은 토체 모두에 동시에 가해질 경우에는, 1.0 정도가 합리적이라고 Ou등은 제안한 바 있다.

2) 유한요소해석기법

본 해석에서 연약한 원지반은 압축성을 지니는 균질한 탄성체이며, 평면변형을 조건을 지니는 것으로 가정하였다. 또한 보에 해당되는 매트기초는 X 방향으로 동일한 단면을 지니는 선형탄성체로 가정하였고, 매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면에서 허용되는 변위는, Z 방향 연직변위와 Y 방향 회전변위 등 2개의 자유도만을 고려하였다.

매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면에서의 발생변위 예측을 위한 변위함수는 아래의 식(4) 및 (5)와 같이 정의된다(Vlasov & Leont'ev, 1966).

$$U(\xi, \eta) = 0 \quad (4)$$

$$V(\xi, \eta) = N(\xi) \cdot \psi(\eta) \cdot r \quad (5)$$

식(5)에 포함된 $N(\xi)$ 는, 발생변위의 변화형태를 3차 함수로 가정한 다음 적절한 경계조건을 적용하여 유도된 매트기초의 형상함수이며, 이를 정리하면 표 1과 같다.

또한 위의 식(5)에 포함된 $\psi(\eta)$ 는, 매트기초

표 1. 연직변위와 회전변위에 대한 형상함수

가정 형상함수	$w(\xi) = \alpha_1 + \alpha_2\xi + \alpha_3\xi^2 + \alpha_4\xi^3$	
변 위	경 계 조 건	형상함수
$\gamma_1 = 1$	$w(0) = 1, w'(0) = 0, w(1) = 0, w'(1) = 0$	$N_1 = 1 - 3\xi^2 + 2\xi^3$
$\gamma_2 = 1$	$w(0) = 0, w'(0) = 1, w(1) = 0, w'(1) = 0$	$N_2 = \xi - 2\xi^2 + \xi^3$
$\gamma_3 = 1$	$w(0) = 1, w'(0) = 0, w(1) = 1, w'(1) = 0$	$N_3 = 3\xi^2 - 2\xi^3$
$\gamma_4 = 1$	$w(0) = 1, w'(0) = 0, w(1) = 0, w'(1) = 1$	$N_4 = -\xi^2 + \xi^3$

와 하부 압축성 기초지반 사이의 접촉면에서 전단응력 발생이 없다는 가정에, 식(6) 또는 (7)과 같이 정의된다(Vlasov & Leont'ev).

(1) 압축성 지반층의 두께가 얇을 경우,

$$\psi_i(\eta) = 1 - \eta \quad (6)$$

(2) 압축성 지반층의 두께가 두꺼울 경우,

$$\psi_i(\eta) = \frac{\sinh \gamma_E \frac{H}{L} (1 - \eta)}{\sinh \gamma_E \frac{H}{L}} \quad (7)$$

여기서, $L = \sqrt[3]{\frac{2E_r I (1 - \nu_{cs}^2)}{E_{cs} \cdot b}}$

H = 합성토체에 해당되는 압축성 연약한 원지반의 총두께

ν_{cs} = 합성토체의 포아슨 비

E_{cs} = 합성토체의 탄성계수

E_r = 매트기초 재료의 탄성계수

b = 매트기초의 폭

I = 매트기초의 단면 2차모멘트

γ_E = 변위감소계수

위의 식(6)은 압축성 지반층의 두께가 얇아 지반내부 깊이별 연직응력 변화량의 감소정도가 선형에 가까울 경우에, 이와는 달리 연직응력 변화량의 감소정도가 비선형적으로 변화할 가능성이 클 경우에는 식(7)이 주로 적용된다. 또한 식(7)에 포함된 γ_E 는 해석대상 지반의 깊이 에 따른 발생변위의 감소정도를 정의하는 계수이며, 현장실측자료를 토대로 결정됨이 일반

적인 원칙이다(Vlasov & Leont'ev, 1966).

계속해서 식(4) 및 (5)와 chain rule 등을 이용하여, 변형률-변위 사이의 관계를 정의하는 B 행렬식을 정리하면 식(8)과 같다.

$$B(\xi, \eta) = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\Psi(\eta)}{H} (1 - 3\xi^2 + 2\xi^3) & \frac{\Psi(\eta)}{H} (\xi - 2\xi^2 + \xi^3) & \frac{\Psi(\eta)}{H} (3\xi^2 - 2\xi^3) & \frac{\Psi(\eta)}{H} (-\xi^2 + \xi^3) \\ \frac{\Psi(\eta)}{l} (-6\xi + 6\xi^2) & \frac{\Psi(\eta)}{l} (1 - 4\xi + 3\xi^2) & \frac{\Psi(\eta)}{l} (6\xi - 6\xi^2) & \frac{\Psi(\eta)}{l} (-2\xi + 3\xi^2) \end{bmatrix} \quad (8)$$

식(8)에 정리된 B 행렬식과, 평면변형률 조건을 지니는 합성토체에 해당되는 하부 기초지반의 응력-변형률 사이의 관계를 정의하는 D 행렬식 및 가상일의 원리 등을 토대로, 외력-강성행렬식(K 행렬식)-변위 사이의 관계를 최종 정리하면 아래의 식(9)와 같다.

$$[P] = [K] \cdot [\delta] \quad (9)$$

$N \times 1 \quad N \times N \quad N \times 1$

여기서,

$[P]_{N \times 1}$: 각 절점에 작용하는 작용력

$[K]_{N \times N}$: 매트기초 및 합성토체의 강성행렬

$[\delta]_{N \times 1}$: 각 절점의 연직변위(침하량)

N = 자유도의 총 개수

위의 행렬식(9)로 부터 평가되는 각 절점의 침하량 및 선형탄성관계를 정의하는 Hooke의 법칙을 토대로, 각 조립토 말뚝 인접한 지반에 관련된 절점들에 작용이 예상되는 유발응력의

평균값을 서로 비교하여, 각 말뚝 인접지반의 하중분담비(m_i)를 결정한다. 한 예를 들어, 그림 4에 도시된 1번 조립토 말뚝 인접지반의 하중분담비(m_1)의 평가식은 아래와 같다.

$$m_1 = \frac{\sigma_{Np}}{\sigma_{Ns}} = \frac{\sum_{i=4}^6 E_p \cdot \epsilon_i}{\sum_{i=1}^4 E_s \cdot \epsilon_i + \sum_{i=6}^9 E_s \cdot \epsilon_i} \quad (10)$$

여기서, E_p = 조립토 말뚝의 탄성계수
 E_s = 조립토 말뚝의 탄성계수
 ϵ_i = 절점별 변형률

2.4 말뚝 1본당의 재하영역에 근거한 매트기초 재하 총하중 결정

균형대로 설치되는 조립토 말뚝의 경우, 각 조립토 말뚝의 극한지지력 및 주변지반의 분담하중은, 각 말뚝의 설치위치에 따라 서로 다르

게 된다. 따라서 매트기초에 재하할 수 있는 총하중의 크기를 결정하기 위해서는, 말뚝 1본당의 재하영역 산정이 요구되며, 재하영역은 말뚝 1본당의 영향직경(D_e)으로 정의되고, 영향직경은 균말뚝의 배치형태에 따라 결정된다. 정방형 배치형태인 경우 영향직경의 평가식을 정리하면 식(10)과 같다.

$$D_e = 1.128 \cdot s \quad (10)$$

여기서, s 는 말뚝간의 설치간격을 나타낸다.

영향직경에 의해 정의되는 말뚝 1본당의 재하영역 내에서, 지반이 분담하는 하중을 산정하면 식(11)과 같다.

$$P_{s(1본당)} = q_s \cdot A_s \quad (11)$$

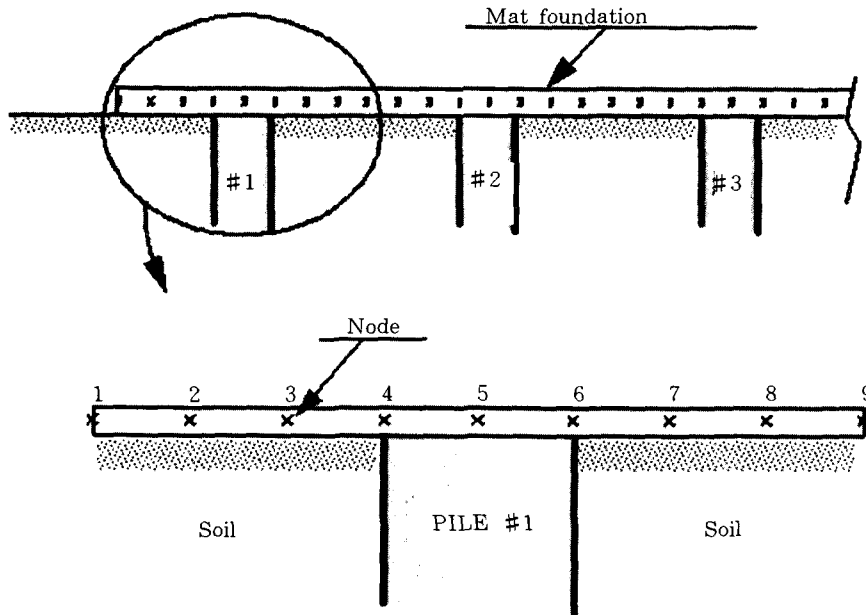


그림 4. 인접지반의 하중분담비 평가방식 개요

여기서,

$$A_s = \frac{\pi \cdot D_c^2}{4} - A_p$$

q_s = 지반에 의한 단위면적당 분담응력

A_p = 각 말뚝의 단면적

A_s = 말뚝 1본당의 영향범위내에 존재하는 지반의 단면적

결국 조립토 말뚝 1본당의 재하영역 상부 매트기초에 재하 가능한 하중은, 식(11)에 의해 산정되는 인접 주변지반의 분담하중과 해당 말뚝의 극한지지력에 말뚝의 단면적을 곱한값의 합으로 정의되며, 최종적으로 매트기초 전체면적에 재하 가능한 총하중은, 말뚝 1본당의 재하영역 상부 매트기초에 재하 가능한 하중을, 각각의 말뚝에 대해 산정하여, 합함으로써 결정된다.

앞의 2.1절 ~ 2.4절을 통해 제시된 내용을 토대로, 강관스커트 보강 정방형 조립토 군말뚝의 극한지지력을 평가하기 위한 절차를 계속해서 정리하면 다음의 2.5절 내용과 같다.

2.5 극한지지력 평가절차

1) 동일심도 강관스커트(Case 1, 그림 2 참조)의 경우

(1) 군효과가 거의 무시되는(즉 구속정도가 가장 약한) 최외곽 말뚝에 대해 이를 조립토 단말뚝으로 가정한 다음, 앞의 2.1절에서 제시된 방식을 이용해(강관스커트의 설치깊이와 서로 비교하는 추가적인 절차 포함), 팽창파괴 중심부까지 깊이를 일차적으로 결정하고, 이와 같이 결정된 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 토대로 Vesic 공동확장이론(1972)에 의거해 최외곽 말뚝이 지지할 수 있는 극한지지력(q_{ult}°)을 산정한다. 본 극한지지력 산정과정에서 인접지반의 하중분담효과는 고려되지 않는다.

(2) 최외곽 조립토 말뚝에 대한 팽창파괴 중심부까지의 깊이가 결정된 다음, 안쪽에 위치한 다른 말뚝들 각각에 대한 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정은, 팽창파괴 영역을 원추

형으로 가정하고, 또한 조립토 군말뚝에 의한 원지반의 치환율 및 말뚝간 상호간섭효과 등을 고려하여 제시된 참고문헌 17의 절차에 의거해 결정된다. 이와 같이 결정된 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 토대로 인접지반의 하중분담효과는 고려하지 않고, 참고문헌 17에 제시된 수정 Vesic 공동확장이론에 의거해 각 말뚝의 극한지지력(q_{ult}°)이 산정된다.

(3) (1) 및 (2)의 과정을 통해 산정된 각 조립토 말뚝 극한지지력의 총합을, 말뚝 상부에 설치되는 매트기초의 총면적으로 나누어 단위면적당 작용응력을 결정한다.

(4) 결정된 단위면적당 작용응력에 띠형태 매트기초 해석영역내(그림 3 참조) 각 절점에 관련된 요소의 면적을 곱하여, 각 절점에 작용이 예상되는 하중을 산정한다.

(5) 앞의 2.3절에 제시된, beam on elastic foundation 이론을 토대로 한 유한요소해석기법에 의거해 각 절점에서 예상되는 침하량 및 유발응력 등을 산정한다.

(6) 각 말뚝 및 이에 인접한 지반에 관련된 절점들에 대한 유발응력의 평균값을 비교하여, 각 말뚝 인접지반의 하중분담비(m°)를 결정한다.

(7) (1)에서 기 산정된 최외곽 말뚝의 극한지지력(q_{ult}°)에 (6)에서 결정된 인접지반의 하중분담비(m°)를 적용하여, Vesic 공동확장이론에 의거한 최외곽 말뚝의 극한지지력을 깊이별로 다시 산정한다. 이 값을, 2.1절에서 언급한 일반적인 말뚝 지지력공식에 의한 극한지지력값과 서로 비교하여, 값이 서로 같아지는 깊이(즉 한계깊이) 및 이를 토대로 한 최외곽 말뚝의 극한지지력(q_{ult}°)을 새로이 산정한다.

(8) (7)에서 새로이 결정된 최외곽 조립토 말뚝에 대한 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 토대로, (2)의 과정이 반복 수행되며(단, 이번에는 (6)에서 결정된, 인접지반의 하중분담효과를 고려하여), 이를 통해 안쪽 각 조립토 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이가 새로이 결정된다. 계속해서 이와 같이 결정된 팽창파괴 중

심부까지의 깊이, (6)에서 결정된 인접지반의 하중분담비(m^0) 및 수정 Vesic 공동확장이론 등을 이용해 안쪽 각 조립토 말뚝의 극한지지력(q_{ult}^0)이 새로이 산정된다.

(9) (7) 및 (8)의 과정을 통해 산정된 각 조립토 말뚝의 극한지지력과 인접지반의 분담하중을 앞의 2.4절 제시방법에 적용하여, 상부 매트기초의 재하 총하중을 결정한 다음 이를 매트기초의 총면적으로 나누어 단위면적당 작용응력을 새로이 결정한다.

(10) 계속해서 (4)~(9)까지의 과정이 반복적으로 수행되며, 아래에 기술한 2가지 조건이 모두 충족되는 경우에 본 반복계산은 종료되는 것으로 기준을 설정하였다.

① 최외곽 조립토 말뚝에 대해, 새로이 산정된 극한지지력(q_{ult}^0)을 앞의 단계에서 산정된 극한지지력(q_{ult}^0)과 계속해서 비교하여, 그 차이가 설정된 일정범위 이내에 해당되는 조건.

② (9)의 과정을 통해 각 단계에서 새로이 결정되는 매트기초에 작용하는 총하중을 앞의 단계에서 결정된 총하중과 서로 비교하여 그 차이가 일정범위 이내에 해당하는 조건.

2) 서로 다른 심도 강관스커트(Case 2 및 Case 3, 그림 2 참조)의 경우

Case 1(그림 2 참조)과는 달리 각 조립토 말뚝에 대해 서로 다른 심도의 강관스커트가 설치되는 Case 2 및 Case 3의 경우에, 최외곽 말뚝의 경우는 동일심도 강관스커트(Case 1)의 경우와 동일한 절차에 의거해 팽창과괴 중심부까지의 깊이 및 극한지지력이 최종 결정된다. 그러나 안쪽에 설치된 말뚝들의 경우는 동일심도 강관스커트의 경우와는 달리, 팽창과괴 중심부까지의 깊이 결정 및 극한지지력 산정이 각각의 말뚝에 대해 독자적으로 이루어지며, 본 과정에서 조립토 단말뚝으로 가정하여 Vesic 공동확장이론을 적용하는 최외곽 말뚝의 경우와는 달리, 참고문헌 17에 제시된 치환효과를 고려하는 즉, 수정 Vesic 공동확장이론에 의거한 평균 극한공동압(P_{ave})을 토대로 팽창과

괴 중심부까지의 깊이 및 극한지지력 결정이 이루어진다. 본 경우에 매트기초 하부지반의 발생침하에 대한 깊이별 변화형상을 조립토 말뚝 각각에 대해 적절히 정의하기 위한 어려움을 감안하여, 각 조립토 말뚝 인접지반의 하중분담비(m)는 Ranjan & Rao이 제시한 방식을 토대로 동일한 값으로 가정하였다. 즉,

$$m = \frac{E'_p}{E'_s} \quad (12)$$

식(12)에 표현된 보정탄성계수 E'_p 과 E'_s 은 Ranjan & Rao(1985)에 의해 정의된 값이며, 계산식을 각각 정리하면 아래의 식(13)과 같다.

$$E'_p = E_p \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_1} \right)^{0.5}, E'_s = E_s \left(\frac{\sigma_m}{\sigma_1} \right)^{0.5} \quad (13)$$

여기서,

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(1+2K_0)\sigma_v$$

E_p, E_s = 말뚝재료 및 지반의 측정된 탄성계수
 σ_m = 한계깊이(2.1절 참조)에서의 평균 유효 연직응력

σ_1 = 무차원화(nondimensional)의 목적으로, 100 kN/m²으로 채택된 유효 연직응력

3. 본 연구 제시 기법 및 극한지지력 예측결과의 타당성 등에 대한 확인

본 장에서는, 앞의 2장을 통해 본 연구에서 제시한 기법 및 절차의 적합성과, 또한 이를 토대로 한 강관스커트 보강 조립토 균말뚝의 극한지지력 예측결과의 타당성 등을 확인하기 위해, 유한요소해석 상용 프로그램인 PENTAGON^{3D}를 이용해, 정방형(5×5) 균형태로 설치되는 강관스커트 보강 조립토 균말뚝에 대해, 경계면 침하양상 및 팽창과괴 발생깊이 변화 등에 대한 분석과 극한지지력 평가 등을 수행하였다. 본 3D 유한요소 프로그램 해석시 조립토 균말뚝 상부에는 매트기초가 설치

되어 등분포 형태의 하중이 재하되는 것으로 모델링 하였으며, 원통형의 말뚝형상 및 균형태의 말뚝배치 특성 등을 감안하여 3차원 해석을 기본으로 하였다. 3D 유한요소해석의 경우 해석상의 소요시간등을 감안하여 띠기초 형태의 모델링(그림 3 참조) 및 해석을 기본으로 하였으며, 조립토 말뚝간의 배치간격은 말뚝지름의 3배로 가정하였다. 본 해석에서, 조립토 말뚝 및 주변지반은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 8-nodes 육면체 요소(hexahedral solid element)로, 매트기초 및 강관스커트는 셸(shell) 요소로, 또한 매트기초와 하부 기초지반 사이의 연결은 스프링 요소 등으로 모델링 하였다. 각 요소의 모델링에 적용된 구체 제원 등은, 필자등(1998)이 기 시행한 연구에 적용된 값들과 동일하며, 본 연구에서 초점을 두고 있는 강관스커트의 모델링 제원을 추가로 정리하면 표 2와 같으며, 표 2의 값들은 일반적으로 강관말뚝에 적용되는 철재의 제원과 동일하다. 이외에도 본 해석시 매트기초 상부에 재하시킨 등분포하중의 크기는, 9.8kN/m^2 을 초기치로 하여 파괴시까지 점차적으로 증가시켰다.

표 2. 강관스커트 모델링 제원

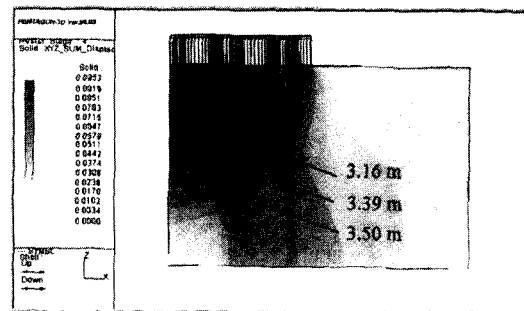
탄성계수	$2.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$	단위중량	77.0 kN/m^3
포아손비	0.3	두께	1.5 cm

각 조립토 말뚝의 팽창과괴 발생깊이에 대한 분석은 발생변위를 토대로, 또한 각 말뚝의 극한지지력은 해석결과 얻어지는 연직 재하하중에 대한 말뚝두부의 침하량 관계를 정의하는 곡선을 토대로 평가하였다. 본 평가과정에서 횡축에는 말뚝의 두부하중(P)을 대수좌표로 표시하고, 종축에는 항두침하량(S)을 일반좌표로 표시하는 沈(1983)의 S-logP 곡선법(중단부의 직선연장법)이 이용되었다. 비교 및 분석 결과를 항목별로 정리하면 다음과 같다.

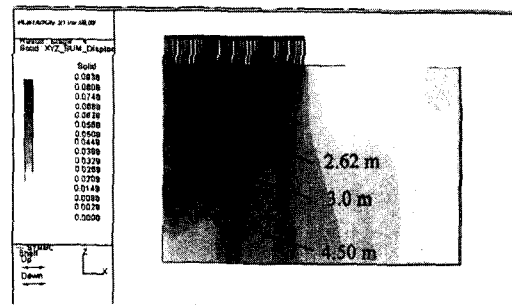
1) 팽창과괴 중심부 깊이

본 연구 2장에서 제시된, 매트기초 하부에

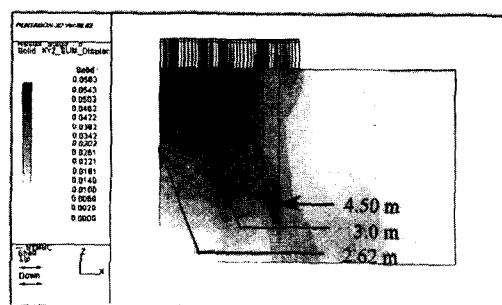
정방형 균형태로 설치되는 강관스커트 보강조립토 말뚝에 대해 각 말뚝의 팽창과괴 중심부 깊이를 예측하기 위한 기법의 적합성 여부를 확인하기 위해, 3D 유한요소해석에 의한 발생변위(XYZ_SUM_Displacement, 그림 5)를 근거로 본 적합성 여부에 대한 분석이 이루어졌다.



(a) Case 1



(b) Case 2



(c) Case 3

그림 5. 팽창과괴 발생깊이 및 변화형상 분석 (PENTAGON[®] 해석결과)

그림 5에 도시된 3D 유한요소해석결과에서, 동일한 크기의 발생변위 부분을 서로 연결하여 보면, 다소 간접적인 분석이긴 하나, 인접말뚝의 강관스커트에 의해 팽창파괴가 억제되는 점을 추가로 감안할 때, 동일깊이 강관스커트 보강 조립토 군말뚝의 경우(Case 1, 그림 5(a)) 팽창파괴 중심부 깊이는 최외곽 말뚝 강관스커트 최하단으로 부터 중심부 말뚝쪽으로 점차 확장·진행되는 경향을 알 수 있으며 또한 깊이도 점차 깊어지는 경향을 보이고 있다. 이와 같은 경향은 결국, 본 연구 2장 및 참고문헌 17에서 제시한 모델링의 전제조건 즉, 군효과가 거의 무시되는(구속정도가 가장 약한) 최외곽 말뚝의 팽창으로 인해 주변지반의 구속압이 인접된 말뚝으로 전이됨으로써, 안쪽에 설치된 말뚝은 외곽말뚝에 비해 더 큰 구속압을 받게 되며 이로 인해 팽창영역은 깊이가 깊어지면서 중앙에 위치한 말뚝쪽으로 점차 이동하게 된다는 가정사항을 뒷받침 하는 결과로 판단된다. 또한 그림 5에 도시된, Case 2 및 Case 3의 경우도, 대체적으로 각 스커트 설치 위치 최하단 부근에서 팽창파괴 발생이 예상되는 경향을 보이고 있다.

본 연구 제시기법에 의해 예측된 각 말뚝 팽창파괴의 발생깊이 또한 비교를 위해 그림 5에 수치 및 실선연결을 통해 명기하였으며, 종합하면 세가지 Case 모두 발생변위에 근거한 3D 유한요소해석결과와 대체적으로 팽창파괴 발

생깊이 및 변화형상이 부합됨을 알 수 있다.

2) 침하량

본 논문 2.3절에 제시된 간편 유한요소해석 기법의 적합성을 확인하기 위한 차원에서, 원지반에 정방형 조립토 군말뚝만이 설치된 경우(강관스커트가 설치되지 않은 무보강의 경우)와 동일심도까지 강관스커트에 의해 추가로 보강이 이루어진 각각의 경우에 대해, 3D 유한요소해석 프로그램에 의한 매트기초와 하부 기초지반 사이 접촉면에서의 침하량 예측치를 본 연구의 평가치와 서로 비교하여 보았으며, 그 결과는 그림 6에 도시되어 있다. 본 해석시 매트기초 상부에 재하시킨 등분포하중의 크기는 49.05kN/m^2 이다.

$\psi(\eta)$ 의 산정은 식(7)을 토대로 하였으며, 식(7)에 포함된 변위감소계수 γ_E 값이 3.2(동일심도 강관스커트 보강의 경우, Case 1, 그림 2 참조) 또는 1.0(스커트가 설치되지 않은 무보강의 경우)일 때, 3D 유한요소해석 프로그램에 의한 침하량 예측치와 본 연구의 평가치가 대체적으로 서로 근접하는 경향을 그림 6의 비교를 통해 알 수 있다. 또한 그림 6에 의하면, 3D 유한요소해석결과는 각 조립토 말뚝의 설치위치에서 인접지반과 비교하여 대략 $0.04 \sim 0.97\text{mm}$ 정도 침하량이 작은 경향을 보이고 있으나, 본 연구의 평가치는 침하량이 전체적으로 거의 일정한 현상을 나타내고 있다.

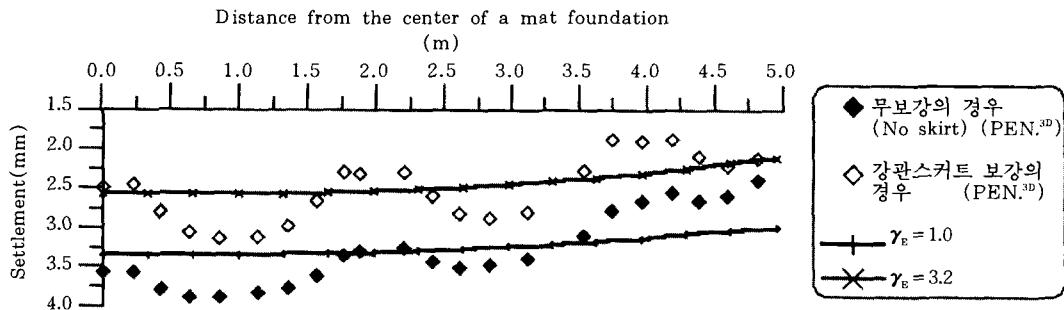


그림 6. 침하량 비교

이는 3D 유한요소해석의 경우 조립토 말뚝과 주변지반이 서로 다른 물성치를 지니는 이질적인 재료로 각각 모델링 되었으나, 본 연구 제시 기법의 경우 이를 합성물성치로 평가한 데 원인이 있는 것으로 판단된다. 이외에도, 그림 6의 비교를 통해 조립토 군말뚝이 스킨에 의해 보강될 경우 대략 30% 정도의 침하량 감소 효과가 있음을 알 수 있다.

또한 앞의 2.3절에서 기술한 대로, 변위감소 계수 γ_e 값은 해석대상 지반의 현장실측자료를 토대로 결정됨이 일반적인 원칙이나, 현실적인 어려움을 감안하여, 본 논문 다음에 계속되는 극한지지력 비교 및 분석 등에서는 3D 유한요소해석결과와의 제한적인 비교를 토대로 평가된 3.2(강관스커트 보강의 경우) 또는 1.0(무보강의 경우)을 γ_e 값으로 적용하였다.

3) 극한지지력

본 절에서는 앞의 1) 및 2)를 통해 적합성이 부분적으로 확인된 2장의 제시 기법등을 토대로 한 강관스커트 보강 조립토 군말뚝의 극한지지력 평가기법에 근거한 예측치를, 3D 유한요소해석결과와 서로 비교하여, 본 연구 제시 기법에 근거한 극한지지력 평가결과의 타당성을 확인하고자 하였다. 본 연구 제시 기법에 의해 산정된 극한지지력은, 각 조립토 말뚝에 대한 극한지지력을 우선 평가한 다음 그 값들의 평균치를 토대로 하였으며, 이 결과는 실제의 재하실험등을 통해 측정된 값과 서로 비교함이 합리적이지만, 강관스커트 보강 조립토 말뚝의 경우 극한지지력에 대한 기존의 실험 결과치가 없어, 3D 유한요소해석결과와의 비교를 통해 타당성 확인이 이루어 졌다. 유한요소해석을 통해 얻어진 하중-침하 관계특성을

토대로 한 조립토 군말뚝의 평균 극한지지력 평가는 앞서 언급한 沈의 S-logP 곡선법을 이용하였다. 각 Case별로 평가된 조립토 군말뚝의 평균 극한지지력은 표 3에 정리되어 있다.

표 3에 명시된 결과중, 3D 유한요소해석을 통해 얻어진 각 Case별 하중-침하 특성곡선을 종합적으로 도시하면 그림 7과 같다. 그림 7의 하중-침하 특성곡선은 말뚝두부의 침하량과 이 수준에 해당하는 연직응력의 평가를 통해 작성되었다.

표 3의 결과중 강관스커트 보강의 경우를 살펴보면, 3D 유한요소해석결과가 본 연구 제시 기법에 의한 극한지지력 예측치에 비해 크게 평가되는 결과를 보이고 있으며, 구체적으로는

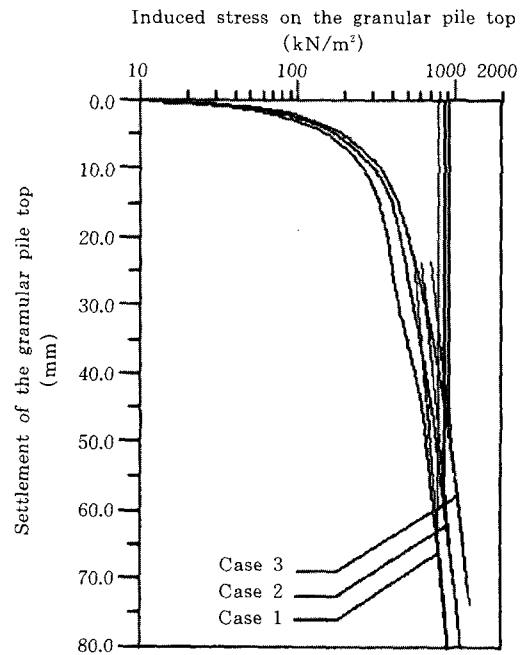


그림 7. 하중-침하 특성곡선

표 3. 강관스커트의 보강유형에 따른 극한지지력

		무보강	Case 1	Case 2	Case 3
극한지지력 (kN/m ²)	3D 유한요소해석	722.7 kN/m ²	767.77 kN/m ²	837.76 kN/m ²	905.56 kN/m ²
	본 연구 제시기법 및 절차	742.6 kN/m ²	753.29 kN/m ²	776.68 kN/m ²	825.93 kN/m ²

각 Case별로 1.92%, 7.86% 및 9.64% 정도의 범위이다. 그러나 2가지 방법 모두 Case 1, Case 2 및 Case 3의 순서로 극한지지력이 증대하는 즉, 최외곽 말뚝의 강관스커트 설치심도가 다른 말뚝들에 비해 가장 깊은 Case 3가 보다 효율적인 경향을 나타내고 있다. 이는, 최외곽 말뚝에 깊은 심도까지 스커트가 설치되는 경우 최외곽 말뚝 자체의 팽창과괴 억제효과 뿐만 아니라, 추가적으로 내부에 설치된 말뚝들의 팽창을 구속하는 효과가 유발됨을 의미하며, 따라서 팽창과괴의 발생깊이를 깊은 심도로 증가시키는 효과만이 예상되는 Case 1 및 Case 2의 보강형태에 비해 Case 3의 보강형태

가 더 큰 극한지지력이 예상된다. 또한 강관스커트를 설치하지 않은 무보강의 경우에 비해, 79~97% 정도(본 연구 제시 해석절차의 경우), 또한 81~113% 정도(3D 유한요소해석의 경우) 강관스커트 보강에 따른 극한지지력 증대 효과가 예상됨을 알 수 있다.

또한 표 3의 결과중, 각 말뚝의 강관스커트 설치심도를 모두 합한 값이 서로 동일한 Case 2와 Case 3을 살펴보면, 말뚝의 위치와는 무관하게 강관스커트 설치심도에 따라 동일한 팽창과괴 발생깊이를 나타내고 있다. 이와같은 현상에 대한 원인을 분석하면 다음과 같다.

Case 1과 같이 모든 말뚝에 대해 동일한 깊

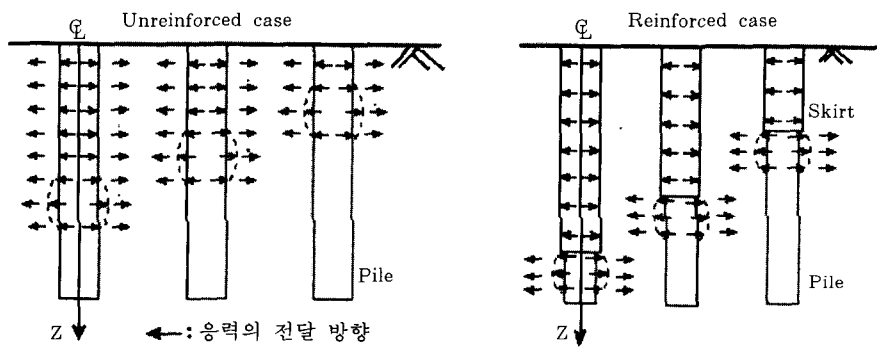


그림 8. 강관스커트 보강유형에 따른 인접지반의 응력전달 상태 개요

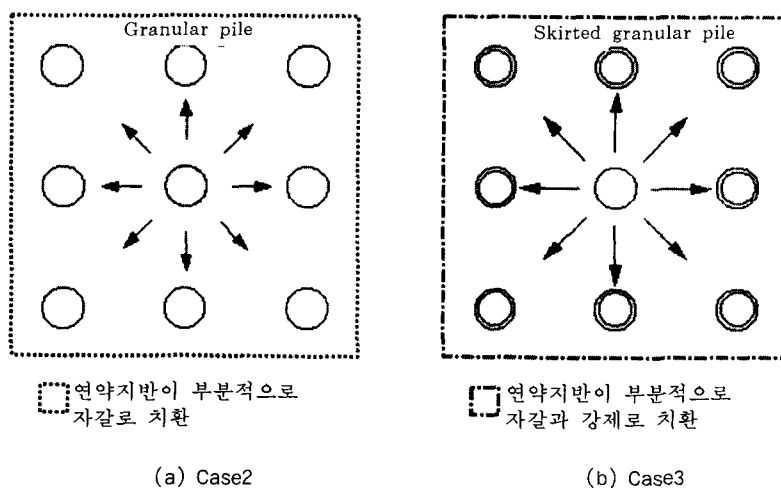


그림 8. 강관스커트 보강유형에 따른 인접지반의 응력전달 상태 개요

이까지 스커트로 보강된 경우에는, 말뚝간의 상호간섭효과가 유발되어 결국 안쪽에 위치한 말뚝쪽으로 갈수록 팽창파괴의 발생깊이는 점차 깊어지는 형상을 보인다(그림 8(a)). 그러나 Case 1과는 달리, 서로 다른 심도까지 스커트 보강이 이루어진 Case 2 또는 Case 3는, 각 말뚝의 팽창이 인접말뚝 스커트에 의해 억제되므로, 말뚝간 상호간섭효과는 발생하지 않게 되고, 이 경우의 극한지지력은 인접 조립토 말뚝들에 의한 원지반 치환효과만이 고려되어 평가된다(그림 8(b)). 즉 말뚝간 상호간섭효과가 없는 단말뚝의 경우처럼 각 말뚝의 팽창파괴 발생깊이가 독립적으로 산정되므로, 동일심도까지 스커트 보강이 이루어 질 경우에는 결국 본 연구 해석기법의 경우 동일한 깊이에서 팽창파괴의 발생이 예상된다.

또한 앞서 분석한 바와 같이, Case 2 및 Case 3의 경우 팽창파괴의 발생깊이는 동일하지만, Case 2에 비해 Case 3가 극한지지력은 더 크게 평가되고 있으며, 이 결과는 그림 9를 이용해 설명 가능하다. Case 2와 같이 중앙에 위치한 말뚝의 스커트 설치심도가 가장 깊고 최외곽 말뚝쪽으로 갈수록 스커트 설치심도가 점차 작아지는 경우에는, 중앙말뚝 팽창파괴 발생지점 주위의 지반이 조립토 말뚝재료 만에 의해 치환되는 형태가 되며(그림 9(a)), 스커트 설치심도의 변화 양상이 Case 2와는 반대인 Case 3의 경우에는, 중앙말뚝 팽창파괴 발생지점 주위의 지반이 강관스커트를 포함하는 조립토 말뚝으로 치환되는 형태가 된다(그림 9(b)). 결국 원지반의 치환효과를 반영하기 위한 합성탄성계수의 산정과정에서, Case 3가 Case 2에 비해 더 큰 합성탄성계수 값을 지니게 되며, 따라서 팽창파괴 발생지점의 극한공동압 크기도 더욱 커지게 된다.

이외에도, Case 1과는 달리, 각 조립토 말뚝에 대해 서로 다른 깊이의 강관스커트가 설치되는 Case 2 및 3의 경우는, 앞의 2.5절에서 언급한 바와 같이 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정이 각각의 말뚝에 대해 독자적으로

이루어 지며, 따라서 표 3에 명시된 Case 2 및 3의 극한지지력 예측치는 인접말뚝에 의한 상호간섭효과가 고려되지 않은 경우에 해당된다. 본 경우 본 연구 해석에서 고려하지 않은 말뚝간 상호간섭효과가 실제적으로는 존재할 것으로 판단되며, 결국 실제의 극한지지력은 본 연구 예측치 보다 클 것으로 예상된다.

4. 분석

2장을 통해 제시된 불균등 침하해석 간편유한요소해석기법 및 인접지반 하중분담비 평가방법 또한 이를 토대로 한 조립토 군말뚝의 평균 극한지지력 평가절차를 이용해, 관련 설계변수 및 동일심도 강관스커트 설치 등이 극한지지력에 미치는 영향을 분석하였다. 상부에 매트기초가 설치되는 정방형(5×5) 배치형태 조립토 군말뚝을 분석대상으로 하였으며, 본 분석에 적용된 관련재료의 기본물성치들은 앞의 3장의 경우와 동일하다.

1) 분석 1

본 절의 분석에서는 강관스커트의 설치에 고려하지 않았으며, 매트기초 하부 기초지반의 탄성계수(E_s)값에 변화를 주어, 조립토 말뚝과 기초지반 각 탄성계수값의 비(ratio)로 정의되는 강성비($S_r = E_p/E_s$, E_p =조립토 말뚝의 탄성계수)가 7과 10인 두가지 경우 각각에 대해, 말뚝의 직경(D) 및 설치간격 등을 다양하게 변화시켜, (1) 조립토 말뚝 1본당의 영향범위 내에 존재하는 연약한 원지반이 인접 조립토 말뚝들에 의해 부분적으로 치환되어 응력집중 현상 및 지반강성의 변화 등이 유발되는 효과, (2) 말뚝간 상호간섭효과등에 의해 팽창파괴의 발생깊이가 안쪽에 위치한 말뚝쪽으로 갈수록 점차 깊어지는 경향, 또한 (3) 매트기초 설치에 따른 인접 기초지반의 하중분담효과등이 극한지지력 증대에 미치는 영향 정도를 살펴보았다.

분석결과는 그림 10과 11에 도시되어 있으

며, 그림 10과 11에서 세로축에 해당되는 극한 지지력의 증가비는, Vesic 공동확장이론(1972)에 의거한 단말뚝의 극한지지력값과 본 연구 제시 기법에 의거해 분석된 정방형 조립토 균말뚝의 평균 극한지지력값의 비를 의미한다.

그림 10에서 변곡점 A의 가로좌표에 해당되는 말뚝간 설치간격은, 소성영역으로 정의되는 말뚝 1본당의 영향반경(2.4절 참조)과 대체적으로 일치함을 알 수 있으며, 변곡점 A를 지나 설치간격이 더욱 커지는 경우에는 극한지지력의 증가비가 상대적으로 현저하게 감소하여, 말뚝간 설치간격이 말뚝지름의 4.3배($S_R=7$ 인 경우) 정도 또는 3.5배($S_R=10$ 인 경우) 정도에 해당하는 경우 말뚝직경의 변화에 무관하게 극한지지력의 증가비가 거의 동일해 지며 또한 말뚝 설치간격의 증가와는 무관하게 추가적인 극한지지력의 감소는 거의 발생하지 않음을 알

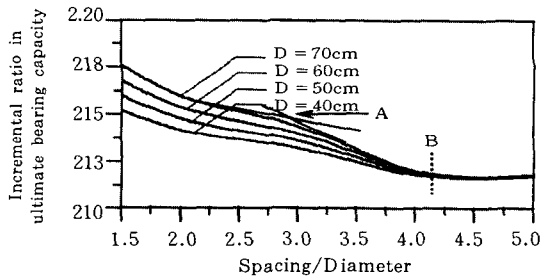


그림 10. 설치간격에 따른 말뚝 극한지지력의 증가비 ($S_R=7$)

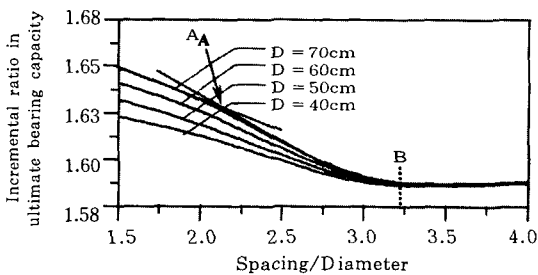


그림 11. 설치간격에 따른 말뚝 극한지지력의 증가비 ($S_R=10$)

수 있다. 여기서, 변곡점 A까지의 구간은 앞서 언급한 3가지 효과가 복합적으로 유발되어 극한지지력의 증대효과가 가장 두드러진 구간에 해당되며, 변곡점 A에서 점 B까지의 구간은 앞서 언급한 (1)의 효과는 배제되고 (2) 및 (3)의 복합효과에 의해 극한지지력이 증대되는 구간에 해당되고, 또한 점 B를 벗어나는 구간은 앞서 언급한 (1) 및 (2)의 효과는 배제되고 (3)에 기술된 효과 즉, 매트기초 설치에 따른 인접지반의 하중분담효과만에 의한 극한지지력 증대구간에 해당된다. 이외에도, 지반강성이 커짐에 따라(강성비 S_R 값이 작아짐에 따라) 영향반경과 대체적으로 일치하는 변곡점 A의 가로좌표는 증가하며, 아울러 극한지지력의 증가비 또한 커짐을 확인할 수 있다.

2) 분석 2

본 절에서는 동일심도 강관스커트 설치 (Case 1, 그림 2 참조)에 따른 극한지지력의 증대효과 분석에 초점을 두었으며, 이를 위해 분석 1에 적용된 기본물성치를 토대로, 말뚝지름의 3배에 해당하는 설치간격을 지나는 정방형 조립토 균말뚝에 대해, 강관스커트를 설치하지 않은 무보강의 경우로 부터 스커트가 4.0m 깊이까지 설치된 다양한 경우에 대해 분석을 실시하였다. 강성비(S_R)가 7과 10인 두가지 경우 각각에 대해 분석을 시행하였으며, 그 결과는 그림 12와 13에 도시되어 있다.

그림 12와 13의 결과를 살펴보면, 동일심도 강관스커트가 4.0m 깊이까지 설치되는 경우, 극한지지력은 무보강인 경우에 비해 말뚝 직경에 따라 11.4~16.0% 정도 추가적으로 증가하며(강성비 $S_R=7$ 인 경우), 또한 강성비가 10인 경우에는 11.4~14.1% 정도 추가적인 극한지지력의 증가가 발생됨을 알 수 있다. 또한 그림 12와 13에서, 스커트의 설치깊이가 각각, 1.5~2.5m 정도의 범위($S_R=7$ 인 경우), 또한 1.0~1.75m 정도의 범위($S_R=10$ 인 경우)에 해당하는 구간에서 극한지지력 변화곡선의 기울기가 변화하는 양상을 보이고 있다. 변화곡선

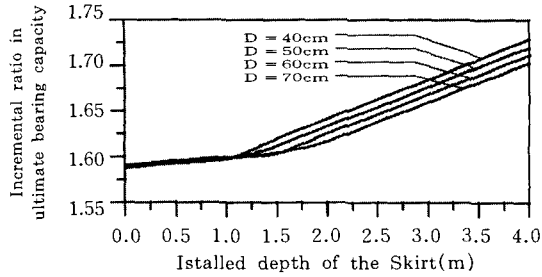


그림 12. 스킨트의 설치깊이에 따른 극한지지력의 증가비 ($S_R=7$)

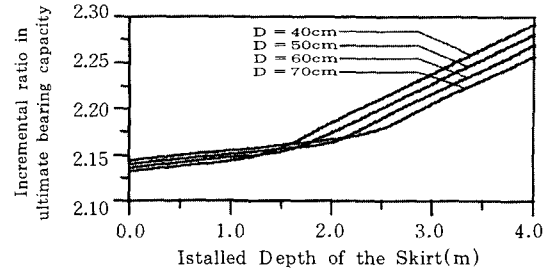


그림 13. 스킨트의 설치깊이에 따른 극한지지력의 증가비 ($S_R=10$)

의 기울기가 바뀌는 이 구간의 스킨트 설치깊이는 최외곽 조립토 말뚝의 팽창파괴 발생깊이와 대략적으로 일치하며, 이를 통해 결국 최외곽 말뚝의 팽창파괴 발생깊이 보다 작은 깊이까지 스킨트가 설치되는 경우에는 극한지지력의 증가효과가 비교적 미미한 반면에, 팽창파괴 발생깊이 보다 깊게 스킨트가 설치되는 경우에는 극한지지력이 크게 증가함을 알 수 있다.

3) 분석 3

본 절에서는 기초지반의 비배수 전단강도 (C_u) 및 탄성계수값(강성비 S_R)이 서로 다른 경우, 동일심도 강관스킨트의 설치깊이 변화에 따른 극한지지력의 크기 변화 분석에 초점을 두었으며, 이를 위해 분석 1에 적용된 기본물성치를 토대로, 말뚝지름의 3배에 해당하는 설치간격을 지나는 정방형 조립토 균말뚝에 대해, 강관스킨트를 설치하지 않은 무보강의 경우로 부터 스킨트가 4.0m 깊이까지 설치된 다양한 경우에 대해 분석을 실시하였으며, 그 결과는 그림 14에 도시되어 있다.

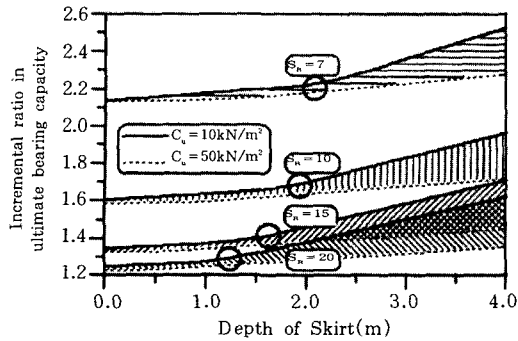
그림 14(a)에 원형으로 표시된 점은 극한지지력 변화곡선의 변곡점에 해당되며, 강성비 S_R 값이 커짐에 따라(기초지반의 강성이 작아짐에 따라) 변곡점이 더 낮은 심도로 점차 이동하는(스킨트의 설치깊이가 점차 작아지는) 현상을 나타내고 있다. 변곡점의 위치는 분석 2에서 기 언급한 바와 같이 최외곽 말뚝의 팽

창파괴 발생깊이와 개략적으로 일치하며, 따라서 이와같은 현상은 기초지반의 강성이 작을수록 최외곽 말뚝의 팽창파괴 발생깊이 역시 점차 작아짐을 의미한다.

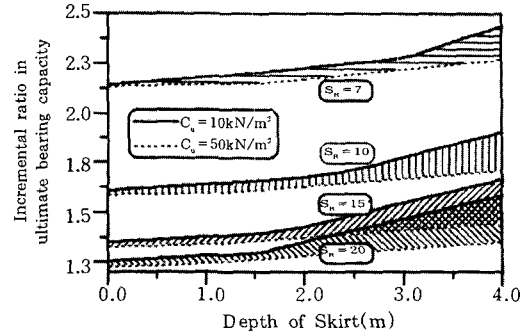
그림 14(a)~(d) 모두에 대해, 무보강인 경우와 스킨트 설치깊이가 4.0m인 경우의 극한지지력 증가비의 차이를 서로 비교하면, 강관스킨트에 의한 보강효과는, 기초지반의 강성비 S_R 값이 커짐에 따라(기초지반의 강성이 작을수록) 또한 비배수 전단강도가 작을수록 더욱 효과적임을 알 수 있다. 이외에도 그림 14(a)~(d)를 종합적으로 살펴보면, 조립토 말뚝의 직경이 커짐에 극한지지력 변화곡선의 변곡점 위치가 더 깊은 심도에 위치함을 알 수 있다. 이와 같은 결과는 동일한 특성을 지닌 기초지반에 설치되는 조립토 말뚝의 경우라도, 말뚝직경이 커짐에 따라 팽창파괴의 발생깊이도 깊어질 것으로 예상되므로, 결국 강관스킨트에 의한 보강 역시 더 깊은 심도까지 이루어져야 함을 의미한다.

5. 요약 및 결론

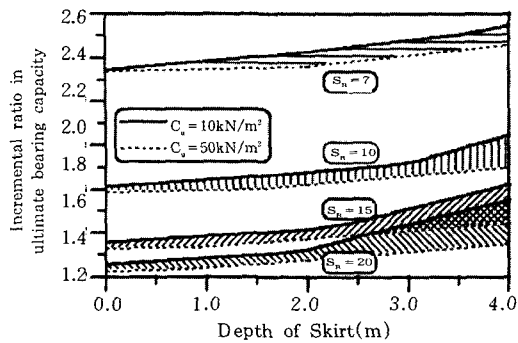
본 연구에서는, 조립토 균말뚝 극한지지력 평가기법 체계화의 진일보를 목적으로, 상부매트기초와 하부 기초지반 사이의 접촉면 각 지점별 불균등 침하량 예측을 위한 간편 유한요소해석기법 및 이에 근거한 각 조립토 말뚝 인



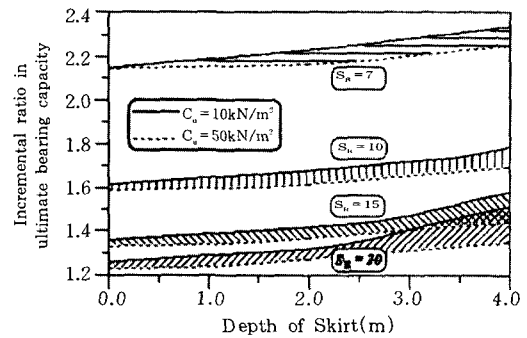
(a) 말뚝직경 = 40cm의 경우



(b) 말뚝직경 = 50cm의 경우



(c) 말뚝직경 = 60cm의 경우



(b) 말뚝직경 = 70cm의 경우

그림 14. 지반의 비배수 전단강도 및 강성변화에 따른 극한지지력의 증가비

접지반의 하중분담비 평가방법 등의 제시가 우선 이루어 졌다. 또한 본 연구에서는 특히 동일심도 강관스커트 보강 정방형 조립토 균말뚝에 초점을 두고, 전술한 기법을 토대로 한 극한지지력 평가절차가 제시되었다. 제시하고자 하는 기법 및 절차의 적합성과, 이를 토대로 한 극한지지력 예측결과와 타당성 등을 확인하기 위해, 3D 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과와의 비교·분석이 수행되었다. 이외에도, 3가지 경우의 강관스커트 보강유형에 따른 거동특성 분석과 스커트 보강에 의한 극한지지력 증대효과를 관련 설계변수와 연계한 분석 등을 수행하였다.

제한적이긴 하나 이를 통해, 강관스커트 보

강 조립토 균말뚝의 합리적인 해석 및 설계를 위한 기법 및 절차에 대한 적합성을 확인하였으며, 비교·분석 결과중 주요 부분을 요약하면 다음과 같다.

1) 본 연구 제시기법에 의해 예측된 각 조립토 말뚝의 팽창과파 발생깊이 및 변화형상을 종합적으로 살펴보면, 3가지 경우의 강관스커트 보강유형(그림 2 참조) 모두 발생변위에 근거한 3D 유한요소해석결과와 대체적으로 부합됨을 알 수 있다.

2) 본 연구 제시 침하량 평가기법중, 식(7)에 포함된 변위감소계수 γ_E 값이 3.2(동일심도 강관스커트 보강의 경우) 또는 1.0(스커트가 설치되지 않은 무보강의 경우)일 때, 3D 유한

요소해석 프로그램에 의한 침하량 예측치와 본 연구의 평가치가 대체적으로 서로 근접하는 경향을 보이고 있으며, 본 경우 조립토 군말뚝이 스킨트에 의해 보강될 경우 대략 30% 정도의 침하량 감소효과가 있음을 알 수 있었다.

3) 3D 유한요소해석에 근거한 결과가, 본 연구 제시 기법 및 절차에 의한 극한지지력 예측치에 비해 일반적으로 큰 경향을 보이고 있으며, 그 범위는 강관스킨트 보강유형에 따라 1.92~9.64% 정도의 범위이다. 그러나 2가지 방법 모두 Case 1, Case 2 및 Case 3(그림 2 참조)의 순서로 극한지지력이 증대하는 즉, 최외곽 말뚝의 강관스킨트 설치심도가 다른 말뚝들에 비해 가장 깊은 경우가 보다 효율적인 경향을 나타내고 있다. 또한 강관스킨트를 설치하지 않은 무보강의 경우에 비해, 79~97% 정도(본 연구 제시 기법 및 절차의 경우), 또한 81~113% 정도(3D 유한요소해석의 경우) 강관스킨트 보강에 따른 극한지지력 증대 효과가 예상됨을 알 수 있었다.

4) 강관스킨트에 의한 보강효과는, 기초지반의 강성이 작을수록 또한 비배수 전단강도가 작을수록 더욱 효과적임을 알 수 있었다. 또한 동일한 특성을 지닌 기초지반에 설치되는 조립토 말뚝의 경우라도, 말뚝직경이 커짐에 따라 팽창파괴의 발생깊이도 점차 깊어질 것으로 예상되므로, 결국 강관스킨트에 의한 보강 역시 더 깊은 심도까지 이루어 져야 함을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

- 1 Bowles, J. E. (1988), *Foundation Analysis and Design*, 4th ed., New York, McGraw-Hill.
- 2 Engelhardt, K. and Kirsch, K. (1977), "Soil Improvement by Deep Vibratory Technique", Proc. 5th South-East Asian Conf. on Soil Engineering, Bangkok, Thailand, pp. 377-387.
- 3 Floss, R. (1979), "Design Parameters for Artificial Improved Soils", Panel discussion, Design parameters in Geotechnical Engineering, Proc. 7th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 4, London, pp. 277.
- 4 Hu, W., Wood, D. M., and Stewart, W. (1997), "Ground Improvement Using Stone Column Foundation : Results of Model Test", Int. Conf. on Ground Improvement Techniques, pp. 246-256.
- 5 Hughes, J. M. O. and Withers, N. J. (1974), "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", Ground Engineering, May, pp. 42-49.
- 6 Hughes, J. M. O., Withers, N. J., and Greenwood, D.A. (1975), "A Field Trial of the Reinforced Effect of a Stone Column in Soil", Geotechnique, London, Vol. 25, No. 1, pp. 31-44.
- 7 Kuberan, R. et al. (1992), *Geotechnical Engineering-Indian Experiences*, Indian Geotechnical Society.
- 8 Mokashi, S. L. et al. (1976), "Use of Stone Columns for Strengthening Soft Foundation Clay", Proc. Central Board of Irrigation and Power, 45th Annual Research Session, Vol. III-Soils and Concrete, pp. 61-68.
- 9 Mori, H. (1979), "Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground", Proc. 6th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, Vol. 2, pp. 169-189.
- 10 Ou, C. Y., Wu, T. S., and Hsieh, H. S. (1996), "Analysis of Deep Excavation with Column Type of Ground Improvement in Soft Clay", ASCE, Jour. of Geotech. Eng., Vol. 122, No. 9, pp. 709-716.
- 11 Ranjan, G. and Rao, B. (1985), "Settlement Analysis of Skirted Granular Piles", ASCE, Jour. of Geotech. Eng., Vol. 111, No. 11, pp. 1264-1283.
- 12 Rao, B. G. and Bhandari, R. K. (1977), "Reinforcing of Non-Cohesive Soil by Granular Piles", Proc. 6th ARC Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, Vol. 1, pp. 175-178.

13. Vesic, A. S. (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass", ASCE, Jour. of Geotech. Eng., pp. 265-290.
14. Vlasov, V. Z. and Leont'ev, N. N. (1966), Beams, Plates, and Shells on an Elastic Foundation (Translated from Russian), Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem.
15. 沈保漢 (1983), "The Evaluation of The Vertical Bearing Capacity of Bored Cast-in-place Concrete Pile in China", Soil and Foundation, Vol. 31, No. 12, pp. 57-63.
16. 에메랄드 소프트웨어(1997), PENTAGON^{3D} 사용설명서.
17. 김홍택, 황정순, 강인규, 이성숙(1998), "조립토 군말뚝의 극한지지력 평가에 관한 연구", 한국지반공학회지 제14권 제5호, pp. 143-161. (접수일자 1998. 10. 13)