

# 조립토 군말뚝의 극한지지력 평가에 관한 연구

A Study on the Estimation of Ultimate Bearing Capacity of Granular Group Piles

김 홍 태\*<sup>1</sup> 황 정 순\*<sup>2</sup>

Kim, Hong-Taek Hwang, Jung-Soon

강 인 규\*<sup>3</sup> 이 성 숙\*<sup>4</sup>

Kang, In - Kyu Yi, Seong - Sook

## Abstract

In the present study, a procedure to predict the depth from the ground surface to the center of bulging failure zone in each of the square granular group piles under a rigid mat foundation is proposed. This analytical procedure is established on the basis of the conical modeling of bulging failure shape and the replacement ratio of soft foundation soils, considering the effect of a share of the loading between granular piles and surrounding soils by Further proposed is an analytical procedure to estimate the ultimate cylindrical pressure in the area reinforced with granular piles and the ultimate bearing capacity of each of granular piles in group. This analytical procedure is also established on the basis of the pre-determined depth to the zone of bulging failure and an iterative solution technique. Finally the analytical procedures proposed in this study are verified by analyzing the results of 3D finite element analyses, and the predictions of ultimate bearing capacity of granular piles are compared with the results obtained from the tests, empirical equation and 3D finite element analyses.

## 요 지

본 연구에서는, 조립토 단말뚝에 대한 지배적인 파괴형태를 구분짓는 한계깊이 즉, 팽창파괴 중심부까지의 깊이에 대한 정량적 예측기법을 우선 제시하고, 또한 강성매트기초 하부에 정방형 균형 태로 설치되는 조립토 말뚝에 대해, 1) 상부재하하중에 대한 기초지반의 하중분담 효과를 고려하고, 원추형상의 모델링 및 원지반의 치환율 등을 근거로 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하기 위한 기법, 2) 인접 말뚝에 의한 원지반의 치환효과가 고려된 합성탄성계수 개념을 토대로 조립토 말뚝에 의해 보강된 지반의 극한공동압을 평가하는 기법 등이 아울러 제시되었고, 최종

\*1 정희원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 교수

\*2 홍익대학교 대학원 토목공학과

\*3 정희원, (주)브니엘컨설턴트 책임연구원

\*4 에에랄드 소프트컨설턴트 과장

적으로는 제시된 기법들을 종합적으로 이용하여 균형태 조립토 말뚝에 대한 극한지지력을 결정하는 절차가 제시되었다. 또한 본 연구를 통해 제시된 기법 및 절차의 적합성과, 이를 토대로 한 극한 지지력 예측결과의 타당성 등을 확인하기 위해, 여러 연구자들의 실험결과 및 제안식에 의한 평가치, 또한 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과 등과의 비교·분석이 수행되었다.

Keywords : Granular group piles, Bulging failure, Ultimate bearing capacity, Conical modeling, 3D FEM analysis.

## 1. 서 론

최근의 건설공사 프로젝트에 있어 양호한 토질조건 등 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(Hu 등, 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 방지에도 효과적인 공법으로 알려져 있는데, 향후 국내에서 활용성이 비교적 높은 공법으로 평가된다.

연약지반 보강에 주로 적용되는 조립토 말뚝의 거동특성을 파악하기 위한 실험적 및 이론적 접근은 Hughes & Withers(1974), Hu 등을 비롯한 여러 연구자들에 의해, 유럽 및 미국 등을 중심으로 지난 20여년 동안 이루어져 왔다. 그러나 조립토 말뚝의 경우 대부분 강성

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.

본 연구에서는, 향후 연약지반 보강 등에 적극적인 활용이 기대되는 균형태 조립토 말뚝의 팽창파괴 거동특성에 대한 적절한 모델링 및 이를 토대로 한 극한지지력 예측기법의 체계화에 초점을 두었으며, 이를 위해 수행한 연구내용을 정리하면 다음과 같다.

조립토 단말뚝에 대한 지배적인 파괴형태를 구분짓는 한계깊이 즉, 팽창파괴 중심부까지의 깊이에 대한 정량적 예측기법을 우선 제시하고, 또한 강성매트기초하부에 정방형 균형태로 설치되는 조립토 말뚝에 대해, 1) 상부 재하하중에 대한 기초지반의 하중분담효과를 고려하고, 원추형상의(conical) 모델링 및 원지반의 치환율 등을 근거로 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하기 위한 기법, 2) 인접 말뚝에 의한 원지반의 치환효과가 고려된 합성 탄성계수 개념을 토대로 조립토 말뚝에 의해 보강된 지반 및 비보강(unreinforced) 지반 전체의 평균 극한공동압을 평가하는 기법 등이 아울러 제시되었고, 최종적으로는 제시된 기법

들을 종합적으로 이용하여 균형태 조립토 말뚝 각각에 대한 극한지지력을 결정하는 절차가 제시되었다. 또한 본 연구를 통해 제시된 기법 및 절차의 적합성과, 이를 토대로 한 극한지지력 예측결과의 타당성 등을 확인하기 위해, 여러 연구자들의 실험결과 및 제안식에 의한 평가치, 또한 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과 등과의 비교·분석이 수행되었다.

## 2. 극한지지력 평가를 위한 이론적 접근

### 2.1 Vesic 공동확장이론

조립토 단말뚝 두부에 연직하중이 재하되는 경우, 팽창파괴가 예상되는 깊이에서 말뚝 주변지반의 소성파괴를 유발하는 한계압을 극한 공동압( $P_{ult}$ )이라 하며, Vesic(1972)은 이와 같은 극한공동압을 방사방향(radial direction)의 응력평형조건 및 Mohr-Coulomb 파괴규준 등을 토대로 식(1)과 같이 정의하였다.

$$p_{ult} = F_q \cdot q + F_c \cdot c \quad (1)$$

여기서,  $q$  = 팽창파괴 중심부 깊이에서 지반 흙의 수평응력(구속압)

$c$  = 지반흙의 점착력

식(1)에 포함된  $F_q$  및  $F_c$ 는 무차원의 공동확장계수를 의미하며, 이에 대한 관계식을 정리하면 아래의 식(2)~(5)와 같다.

$$F_q = (I_n \sec \phi)^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} (1 + \sin \phi) \quad (2)$$

$$F_c = c \cdot \cot \phi \cdot (F_q - 1) \quad (3)$$

$$I_n = \frac{i_r}{1 + i_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi} \quad (4)$$

$$i_r = \frac{E_s}{2(1 + \nu)(c + q \tan \phi)} \quad (5)$$

여기서,  $\phi$  = 지반흙의 전단저항각

$\Delta$  = 지반흙의 체적변형률

$E_s$  = 지반흙의 탄성계수

$\nu$  = 지반흙의 포아슨비

또한 식(4)에 포함된 주변지반의 체적변형률( $\Delta$ )은 실험을 통해 결정되는 값이나, 일반적으로 0.01 정도 이하의 미소한 값이므로 대개의 경우 이를 무시한다. Vesic 공동확장이론에 의한, 조립토 단말뚝의 극한지지력( $q_{ult}$ )은 방사방향으로의 소성파괴를 유발하는 극한공동압의 연직성분으로 표현되며, 이를 정리하면 아래의 식(6)과 같다.

$$q_{ult} = (F_q \cdot q + F_c \cdot c) \left( \frac{1 + \sin \phi_p}{1 - \sin \phi_p} \right) \quad (6)$$

여기서,  $\phi_p$  = 말뚝재료의 전단저항각

### 2.2 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정(조립토 단말뚝의 경우)

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. 본 연구에서는 단말뚝뿐만 아니라 균말뚝인 경우에도 팽창파괴의 발생깊이를 정량적으로 예측하기 위한 기법을 제시하고자 하며, 단말뚝인 경우에 한하여 이를 우선 정리하면 다음과 같다.

한계깊이( $L_c$ )는 그림1과 같이 극부전단파괴 형태에 대한 극한지지력( $q_{ult}$ )과 팽창파괴 형태에 대한 극한지지력이 서로 같은 지점까지의 깊이로 정의한다. 따라서 조립토 단말뚝의 길이가 한계깊이보다 길 경우에는 팽창파괴 형태가 예상되며, 만약 한계깊이 보다 짧을 경우에는 극부전단파괴 형태가 예상됨을 알 수 있다. 그러나 일반적으로 한계깊이는 말뚝직경의 2~3배 정도이므로, 대부분의 조립토 단말뚝은 팽창파괴 형태가 지배적인 파괴유형이다.

결국 조립토 단말뚝에 대한 한계깊이의 산정은, 일반적인 말뚝 지지력공식(Tomlinson에 의해 제시된 'a method', Bowles, 1988)에 의해 평가되는 극한지지력값과, 2장에서 제시된 Vesic 공동확장이론을 토대로 평가되는 팽창파

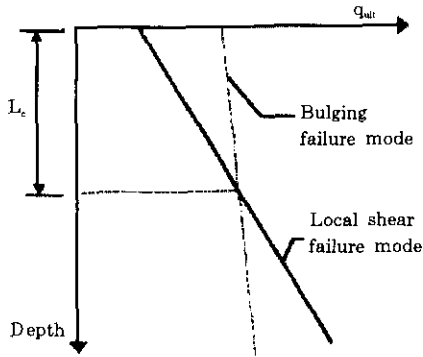


그림 1. 한계깊이(L<sub>c</sub>)의 결정

피에 대한 극한지지력값의 비교를 통해 결정되며, 여기서  $\phi = 0^\circ$  인 연약지반의 경우 한계깊이 결정식을 정리하면, 아래의 식(7)과 같다.

$$L_c = \frac{2 \cdot A_p \cdot \{N_c \cdot Su_t \cdot (1 - \sin \phi_p) - F_c \cdot Su_p \cdot (1 + \sin \phi_p)\}}{K_0 \cdot F_q \cdot \gamma \cdot A_p \cdot (1 + \sin \phi_p) - 2 \cdot \pi \cdot D \cdot Su_p \cdot (1 - \sin \phi_p)} \quad (7)$$

여기서,  $Su_p$  = 비배수 전단강도(말뚝 주변지반)  
 $Su_t$  = 비배수 전단강도(말뚝 선단지반)  
 $N_c$  = 말뚝선단의 지지력계수(일반적으로,  $N_c = 9.0$ )  
 $K_0$  = 정지토압계수  
 $A_p$  = 조립토 말뚝의 단면적  
 $\gamma$  = 지반흙의 단위중량

조립토 단말뚝 직경(D)의 함수로 표현되는 식(7)을 토대로 결정되는 한계깊이 보다 조립토 단말뚝의 길이가 길 경우에는 팽창파괴 형태가 예상되며, 본 경우 지표면으로부터 팽창파괴 중심부까지의 깊이는  $L_c/2$ 로 정의된다.

### 2.3 수정된 극한공동압의 산정

Vesic 공동확장이론에 근거한 조립토 말뚝의 극한지지력 평가방식은, 단말뚝의 경우를 가정한 것이며, 이와는 달리 군(group) 형태로 설치되는 말뚝의 경우에는 영향반경( $R_c$ )내에 위치하는 인접 조립토 말뚝들에 의한 원지반 치환 효과를 추가적으로 고려함이 적절하다(그림 2).

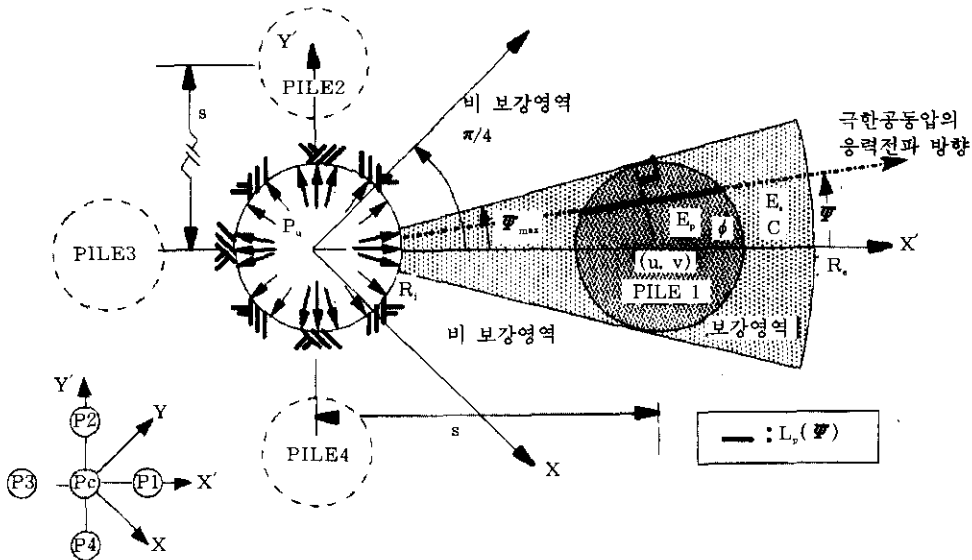
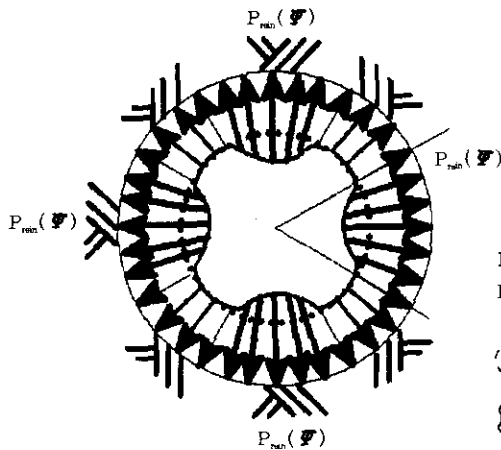


그림 2. 보강영역의 개요도

본 연구에서는, 방사방향으로 재하되는 극한 공동압의 산정식에 보강영역(그림 2 참조)의 합성탄성계수( $E_{eq}$ )를 적용하여, 이와 같은 인접 조립토 말뚝들에 의한 원지반 치환효과를 근사적으로 반영하였다. 여기서 보강영역이라 함은 재하중에 의해 유발되는 극한공동압의 크기가 영향반경내에 설치되는 인접 말뚝들에 의해 증가하는 영역으로 정의된다.

그림2와 같이 조립토 말뚝들이 정방향으로

배치되는 경우, 보강영역에 작용이 예상되는 극한공동압( $p_{min}$ )은 (그림 3) 영향반경내에 위치한 인접 조립토 말뚝들의 원지반 치환효과에 따른 응력집중현상등으로 인해 비보강 영역의 극한공동압( $p_u$ , Vesic 공동확장이론에 근거한 극한공동압)보다 커지게 된다. 이와 같은 보강영역의 극한공동압은, 비보강 영역의 극한공동압 및 합성탄성계수를 토대로 산정되며, 그 과정을 정리하면 다음과 같다.



- $P_u$ : 비 보강영역의 극한상재하중
- $P_{min}(\psi)$ : 보강영역의 극한상재하중
- $\text{---}$  보강영역을 고려하지 않은 극한공동압의 분포상태
- $\text{---}$  보강영역을 고려한 경우 극한공동압의 분포상태

그림 3. 인접된 말뚝의 보강효과를 고려한 극한공동압 분포 개요도

대칭성을 감안하여 그림 2의 제1 사분면에 대해, 각도  $\psi$ 의 변화에 따른 보강영역내 인접 조립토 말뚝의 방사방향 길이( $L_p$ )의 결정식을 정리하면, 식(8)과 같다.

$$L_p(\psi) = 2\sqrt{(R_i^2 - u^2)\sin^2\psi + (R_i^2 - v^2)\cos^2\psi + uv\sin 2\psi} \quad (8)$$

식(8)에서  $L_p$ 는 극한공동압의 재하에 의한 주변지반으로의 응력전달 과정에서, 방사방향 응력성분의 인접 조립토 말뚝 내부 통과길이

를 의미한다. 또한  $u, v$ 는 인접 조립토 말뚝의 중심점 좌표를,  $\psi$ 는  $L_p$ 에 대응하는 회전각도를 각각 나타내며, 여기서 각도  $\psi$ 의 변화범위는 아래의 식(9)와 같다.

$$0 \leq \psi \leq \psi_{max} \quad (9)$$

또한 그림 2에 명시된 보강영역의 범위를 정의하는 각도  $\psi_{max}$ 는 식(10)과 같이 정의된다.

$$\psi_{max} = \sin^{-1}\left(\frac{R_i}{s}\right) \quad (10)$$

여기서,  $R_i$  = 조립토 말뚝의 초기반경

$s$  = 말뚝간 설치간격

만약  $v=0$ 일 경우에, 위의 식(8)은 식(11)과 같이 간략히 정리 표현된다.

$$L_p(\psi) = 2\sqrt{R_i^2 - u^2 \sin^2 \psi} \quad (11)$$

각도  $\psi$ 를 토대로 한 합성탄성계수의 산정식을 정리 표현하면 식(12)와 같다.

$$E_{eqv}(\psi) = \frac{L_p(\psi)}{R_e - R_i} (E_p - E_s) + E_s \quad (12)$$

여기서,  $E_s$  = 주변지반의 탄성계수

$E_p$  = 조립토 말뚝재료의 탄성계수

위의 식(12)에 각각 정의된 원지반의 치환율 및 합성탄성계수는 각도  $\psi$ 의 변화에 따라 그 크기가 다양하게 바뀌게 된다. 따라서, 제1사분면 보강영역(그림 2 참조)에 작용이 예상되는 극한공동압( $p_{rn}$ )의 합을 산정하기 위해서는 적분이 요구되며, 관계식을 정리하면 식(13)과 같다.

$$p_{rein} = \frac{\int_0^{\psi_{max}} p_u(E_{eqv}(\psi)) d\psi}{R_i \cdot \psi_{max}} \quad (13)$$

조립토 균말뚝이 그림 2의 경우처럼 정방형으로 시공되는 경우, 중심말뚝의 영향반경내에는 인접 말뚝들에 의한 4개의 보강영역이 존재하며, 결과적으로 중심말뚝 주변상의 각점에 작용하는 극한공동압의 평균치( $p_{ave}$ )는, 식(13)을 근거로 결정되는 보강영역에 대한 극한공동압의 합 및 비보강 영역에 대한 극한공동압( $p_u$ )의 합을 토대로, 식(14)와 같이 최종 평가된다.

$$p_{ave} = p_u + \frac{4\theta}{\pi} (p_{rein} - p_u) \quad (14)$$

#### 2.4 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정(조립토 균말뚝의 경우)

조립토 말뚝의 극한지지력은 팽창파괴영역

(bulging failure zone)의 위치에 따라 크게 좌우되며, 일반적으로 전단강도가 최소가 되는 지점에서 팽창형태의 파괴가 가장 쉽게 발생하는 것으로 알려져 있다.

Hu등(1997)이 수행한 균형태 조립토 말뚝의 모형시험결과에 의하면, 조립토 말뚝 두부로부터 팽창영역까지의 깊이는 횡방향으로의 구속정도, 말뚝의 세장비 및 치환율 등에 복합적으로 연관되어 있다.

또한 Hu등의 모형시험 관찰결과에 의하면, 강성매트기초 가장자리 부근에 위치한 말뚝에서 비교적 뚜렷이 정의되는 전단파괴면을 확인하였으며, 각각의 말뚝에 대한 최대변위 발생 지점을 토대로 분석하면 팽창영역은 아래쪽으로 또한 안쪽으로 즉, 중앙에 위치한 말뚝쪽으로 점차 이동하는 양상을 보이고 있다. 이와 같은 양상은, 외곽에 위치한 말뚝의 팽창으로 인해 주변지반의 구속압이 인접된 말뚝으로 전이됨으로써, 안쪽에 설치된 말뚝은 외곽말뚝에 비해 더 큰 구속압을 받게 되는 데 원인이 있다. 결과적으로 조립토 균말뚝의 경우 예상되는 각 말뚝의 팽창영역 중심점을 연결하면, 전체적인 형상이 원추형(conical)에 가까움을 알 수 있다.

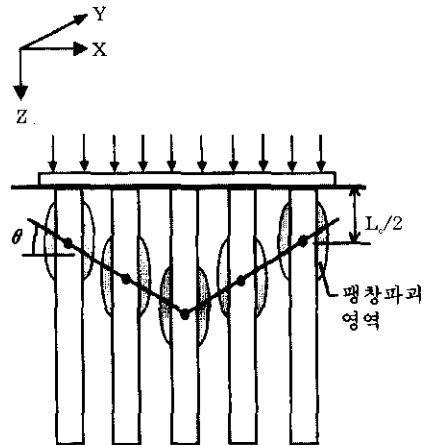


그림 4. 조립토 균말뚝의 원추형 파괴형태

본 연구에서는, 앞에서 언급한 Hu등의 모형 실험결과를 토대로, 강성매트기초하부에 정방형으로 설치되는 조립토 군말뚝의 경우 각 말뚝에 대해 팽창파괴 발생지점까지의 깊이를 예측할 수 있는 기법을 제시하였으며, 이 내용을 정리하면 다음과 같다.

군효과가 거의 무시되는(즉, 구속정도가 가장 약한) 최외곽 말뚝을 조립토 단말뚝으로 가정한 다음, 앞의 2.2절에서 제시된 방식을 이용해 팽창파괴 중심부까지의 깊이의 2배에 해당되는 한계깊이( $L_c$ )를 일차적으로 평가하고, 이와 같이 평가된 한계깊이를 토대로 Vesic 공동확장이론(2.1절 참조)을 이용해 최외곽 말뚝이 지지할 수 있는 극한지지력( $q_{ult}$ )을 산정한다. 계속해서 이번에는 강성매트기초가 말뚝 상부에 설치되는 실제의 상황을 가정하여, 최외곽 말뚝에 인접한 지반의 하중분담 효과를 추가로 고려하여 Vesic 공동확장이론에 의거한 말뚝의 극한지지력을 다시 산정한다. 이때 산정된 극한지지력을 이전단계에서 산정된 값과 비교하여 차이가 있을 경우 앞서 일차적으로 가정한 한계깊이를 단계적으로 늘려가면서, 앞의 2.2절에서 기 언급한 일반적인 말뚝지지력 공식에 의한 극한지지력 값과 서로 비교하여, 새로운 한계깊이  $L_c$  및 새로운 극한지지력  $q_{ult}$  값을 결정한다. 이와 같은 과정을 반복적으로 수정하여, 지표면으로부터 팽창파괴 중심부까지의 깊이가 최외곽 말뚝에 대해 최종 확정된다.

최외곽 말뚝에 대한 한계깊이가 우선적으로 최종 확정된 다음, 안쪽에 위치한 다른 말뚝들 각각에 대한 팽창파괴 중심부까지의 깊이 결정은, 팽창파괴 영역을 원추형으로 가정하고(그림 4 참조), 또한 조립토 군말뚝에 의한 원지반의 치환율등을 고려하여 결정된다.

우선 조립토 군말뚝에 의한 원지반의 치환율 및 말뚝간의 상호간섭효과가 없는 한계치환율을 각각 정의하면, 식(15) 및 (16)과 같다.

$$\text{치환율, } \alpha = \frac{n \cdot A_p}{B^2} \quad (15)$$

$$\text{한계 치환율, } \alpha_c = \frac{A_p}{\pi \cdot R_c^2} \quad (16)$$

여기서,  $n$  = 설치되는 조립토 말뚝의 본수

$B$  = 말뚝이 시공된 정방형 구역의 폭 및 너비

$A_p$  = 조립토 말뚝의 단면적

위의 식(16)에 포함된  $R_c$ 는 조립토 말뚝의 영향반경을 나타낸다. 영향반경은 팽창파괴가 진행될 경우, 말뚝의 팽창압이 주변지반에 미치는 영향범위를 의미하며, 원통형 좌표계에서 체적팽창 조건과 말뚝의 초기반경 및 공동팽창 후의 반경 사이의 관계 등을 토대로 Vesic이 제시한 영향반경의 평가식을 정리하면 식(17)과 같다.

$$R_c = \sqrt{\frac{R_i^2 \cdot E_s \cdot \sec \phi}{2 \cdot (1 + \nu)(c + q \tan \phi)}} \quad (17)$$

여기서,  $R_i$  = 조립토 말뚝의 초기반경, 이외의 사항은 식(1) ~ 식(5) 참조.

또한 그림 4에 도시된 원추형의 팽창파괴 영역을 정의하는 기울기  $\theta$  값의 변화는 아래의 식(18)과 같이 가정하였다. 즉 치환율  $\alpha$  값이 1.0인 경우에는  $\theta = \theta_{max}$ 로, 한계치환율( $\alpha < \alpha_c$ )보다 작을 경우에는  $\theta = 0^\circ$ 로 가정하였으며, 그 사이의 치환율( $\alpha_c < \alpha < 1.0$ )에 대해서는 기울기  $\theta$ 가  $\alpha$  값에 따라 선형적으로 변화하는 것으로 가정하였고, 이를 정리하면 식(18)과 같다.

$$\theta = \frac{\theta_{max}}{1 - \alpha_c} (\alpha - \alpha_c) \quad (18)$$

$$\text{여기서, } \theta_{max} = 45^\circ + \frac{\phi_p}{2}$$

기울기  $\theta$ 에 의해 정의되는 원추형의 팽창파괴 영역을 토대로, 정방형 조립토 군말뚝의 경우 각말뚝에 대한 팽창파괴 위치를 예측하기 위한 최종식을 정리하면 식(19)와 같다. 식(19)에서  $Z(x, y)$ 는, 각 말뚝 두부로부터 팽창

파괴 중심부까지의 깊이를 의미한다.

$\alpha_c < \alpha < 1.0$  일 경우.

$$Z(x, y) = -\tan \left\{ \left( \frac{\alpha - \alpha_c}{1 - \alpha_c} \right) \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi_p}{2} \right) \right\} \times \left\{ \sqrt{x^2 + y^2} - \sqrt{2s^2(N_p - 1)^2} \right\} + \frac{L_c}{2} \quad (19)$$

여기서,  $N_p = X$ 축 및  $Y$ 축에 평행한 방향으로 설치되는 말뚝의 본수

$s =$  말뚝간 설치간격(그림 2 참조)

$\alpha \leq \alpha_c$  일 경우

$$Z(x, y) = \frac{L_c}{2} \quad (20)$$

각 조립토 말뚝에 대해 팽창과 파괴 중심부까지의 깊이  $Z(x, y)$ 가 위의 식(19) 또는 (20)으로 부터 결정되면, 앞의 2.3절에서 기 제시된 평균 극한공동압( $P_{ave}$ )을 토대로 각 말뚝의 극한지지력이 산정된다. 본 극한지지력 산정절차에 관한 상세한 내용과, 앞서 언급한 강성매트

기초 설치에 따른 말뚝 주변지반의 분담하중 평가기법 등은 다음의 2.5절에 정리 기술되어 있다.

### 2.5 하중분담효과 평가기법 및 조립토 균말뚝의 극한지지력 산정절차

말뚝기초의 시공에 있어 단지, 말뚝만이 시공되는 경우는 드물며 말뚝과 상부구조물간의 연결 및 재하되는 하중의 분배 등을 목적으로, 일반적으로, 강성(rigid) 매트기초가 말뚝 상부에 같이 시공된다(그림 5). 따라서, 균등침하가 예상되는 강성매트기초가 같이 시공될 경우에는 말뚝과 지반의 하중분담동 상호작용에 대한 추가적인 고려가 필요시 된다. 강성매트기초 하부에 설치되는 조립토 균말뚝의 경우 기초지반의 하중분담 정도의 정량적 평가가 필요시 되며, 이를 위해 본 연구에서는 Rao & Ranjan(1985)이 제시한 하중분담비 개념을 토대로 하였다.

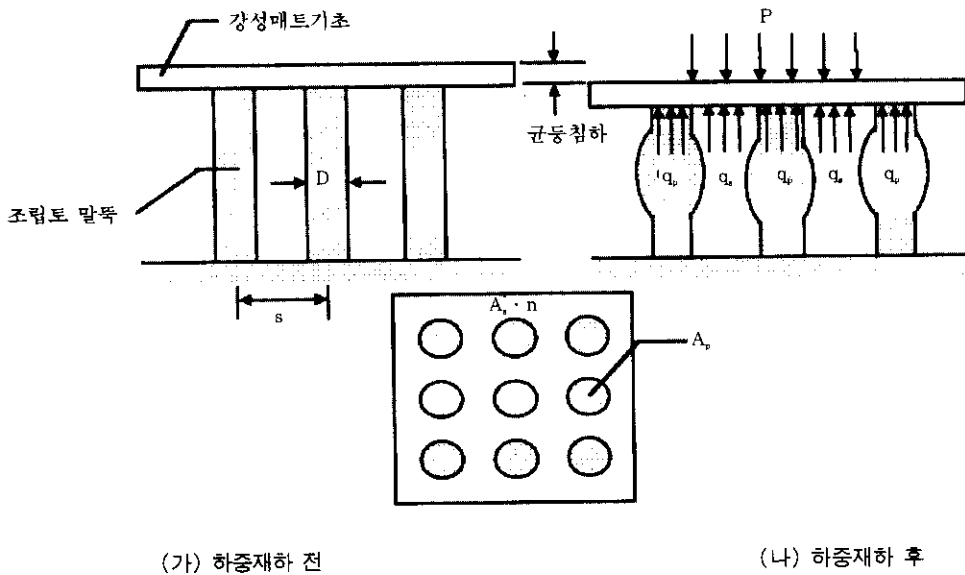


그림 5. 강성매트기초 하부 조립토 균말뚝 및 주변지반의 거동 개요



그림 5에 명시된 바와 같이, 강성매트기초에 재하되는 총하중(P)은 말뚝부분의 분담하중  $q_p \cdot A_p \cdot n$ 과, 지반의 분담하중  $q_s \cdot A_s \cdot n$ 으로 나뉘어 진다. 여기서, n은 설치되는 조립토 말뚝의 본수를,  $A_p$ 는 각 말뚝의 단면적을, 또한  $A_s$ 는 말뚝 1본당의 영향범위내에 존재하는 지반의 단면적을 각각 나타낸다. 또한 단위면적당 분담응력( $q_p$  및  $q_s$ )은 각 재료의 보정(corrected) 탄성계수( $E'_p$ 과  $E'_s$ )에 직접적으로 비례하는 것으로 가정하여, 말뚝과 지반의 응력분담비(m)를 정의하면 아래의 식(21)과 같다.

$$m = \frac{q_p}{q_s} = \frac{E'_p}{E'_s} \quad (21)$$

식(21)에 포함된 보정탄성계수  $E'_p$ 과  $E'_s$ 은 Rao & Ranjan에 의해 정의되었으며, 이를 각 정리하면 아래의 식(22)와 같다.

$$E'_p = E_p \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_1} \right)^{0.5}, \quad E'_s = E_s \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_1} \right)^{0.5} \quad (22)$$

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

$E_p, E_s$  = 말뚝재료 및 지반의 측정된 탄성계수

$\sigma_m$  = 한계깊이(L, 3장 그림 1 참조)에서의 평균 유효연직응력

$\sigma_1$  = 무차원화(nondimensional)의 목적으로, 100 kN/m<sup>2</sup>으로 채택된 유효연직응력

$A_p/A_s$ (여기서,  $A = A_p + A_s$ )로 정의되는 말뚝의 상대단면적  $\alpha$  및 단위면적당 재하응력  $p (= P/(A \cdot n))$  등을 토대로, 식(21)에 정의된 말뚝 및 지반의 응력분담비 관계식을 이용해, 말뚝 및 지반 각각의 분담응력  $q_p$  및  $q_s$ 를 다시 표현하면, 식(23) 및 (24)와 같다.

$$q_p = q \frac{E'_p}{\alpha E'_p + (1-\alpha)E'_s} \quad (23)$$

$$q_s = q \frac{E'_s}{\alpha E'_p + (1-\alpha)E'_s} \quad (24)$$

여기서, q = 강성매트 상부로부터 가해지는 총 응력.

또한 식(23) 및 (24)에서, 분모항은 조립토 말뚝에 의한 원지반 치환율을 토대로 한 평형보정계수(equivalent corrected modulus)를 의미한다.

결과적으로, 말뚝과 주변지반의 응력분담비(m)는, 식(22)~(24)를 조합하여 식(21)에 대입함으로써 최종 결정된다.

일반적인 말뚝해석에 있어, 말뚝의 주변지반 상부에 재하되는 상재하중 형태의 분담하중과 말뚝 자체의 극한지지력은 서로 무관하다. 그러나 조립토 말뚝의 경우, 팽창과괴 중심부 깊이에서의 지반구속압(q)이 말뚝의 극한지지력 산정에 관련된 주요 변수이다. 따라서 말뚝과 주변지반의 응력분담비(m)에 의해 결정되는, 주변지반 상부에 재하되는 분담하중은 팽창과괴 중심부 깊이에서의 지반구속압의 크기를 변화시키게 되며, 이로 인해 조립토 말뚝의 극한지지력도 바뀌게 된다. 결국 강성매트기초와 더불어 설치 시공되는 조립토 균말뚝의 경우에, 각말뚝의 최종적인 극한지지력 산정은 반복계산을 통한 수렴과정이 요구되며, 수정된 극한공동압 산정기법(2.2절 참조)을 토대로 한 정방형 조립토 균말뚝 각각의 극한지지력 산정 절차는 그림 6의 흐름도에 요약 정리되어 있다.

균형태로 설치되는 조립토 말뚝의 경우, 각 조립토 말뚝의 극한지지력 및 주변지반의 분담하중은, 각 말뚝의 설치위치에 따라 서로 다르게 된다. 따라서 강성매트기초에 재하할 수 있는 총하중(P, 그림 5 참조)의 크기를 결정하기 위해서는, 말뚝 1본당의 재하영역 산정이 요구되며, 재하영역은 말뚝 1본당의 영향직경(D.)으로 정의되고, 영향직경은 균말뚝의 배치형태에 따라 결정된다. 정방형 배치형태인 경우 영향직경의 평가식을 정리하면 식(25)와 같다.

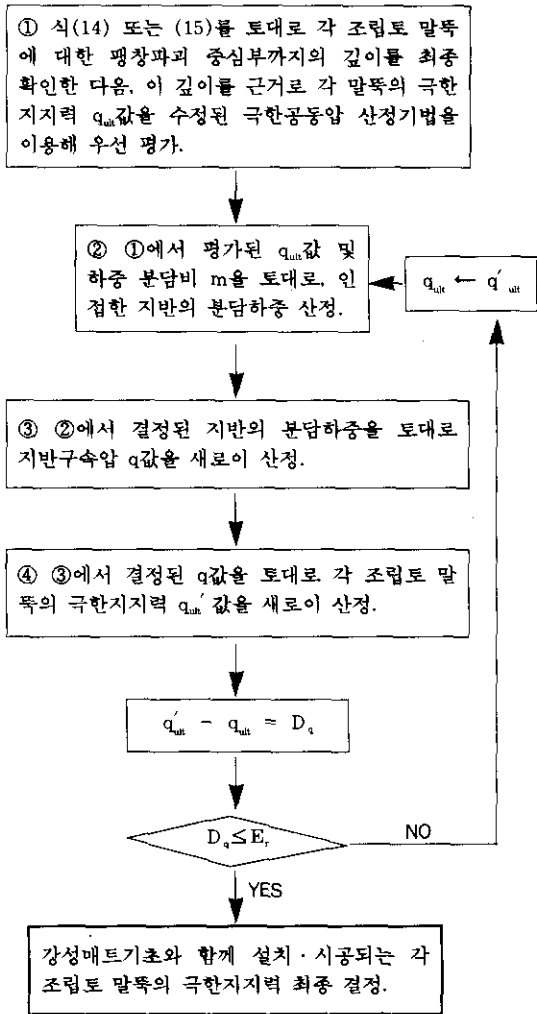


그림 6. 조립토 균말뚝의 극한지지력 평가 절차

$$D_c = 1.128 \cdot s \quad (25)$$

여기서,  $s$ 는 말뚝간의 설치간격을 나타낸다.

영향지경에 의해 정의되는 말뚝 1본당의 재하영역내에서, 지반이 분담하는 하중을 산정하면 식(26)과 같다.

$$P_{1(1\text{본당})} = q_s \cdot A_s \quad (26)$$

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

결국 조립토 말뚝 1본당의 재하영역 상부 강성매트기초에 재하 가능한 하중( $P_{1(1\text{본당})}$ )은, 식(26)에 의해 산정되는 주변지반의 분담하중과 해당말뚝의 극한지지력 $q_{ult}$ 에 말뚝 단면적  $A_p$ 를 곱한값의 합으로 정의되며, 이를 정리하면 아래의 식(27)과 같다.

$$P_{1(1\text{본당})} = q_{ult} \cdot A_p + q_s \cdot A_s \quad (27)$$

최종적으로 강성매트기초 전체면적에 재하 가능한 총하중은, 말뚝 1본당의 재하영역 상부 강성매트기초에 재하 가능한 하중을, 각각의 말뚝에 대해 산정하여, 합함으로써 결정된다.

### 3. 본 연구 제시 기법 및 절차의 적합성, 극한지지력 예측결과와 타당성 등에 대한 확인

본 장에서는, 본 연구 2.2절~2.5절을 통해 제시한 기법 및 절차의 적합성과, 또한 이를 토대로 한 조립토 말뚝의 극한지지력 예측결과와 타당성 등을 확인하기 위해, 여러 연구자들이 제시한 실험결과 및 제안식에 의한 평가결과, 또한 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과 등과 서로 비교·분석하였다. 우선, 본 타당성 확인을 위한 비교에 이용된 조립토 단말뚝에 대한 기존의 실험결과 및 제안식 등을 요약·정리하면 다음과 같다.

#### 3.1 기존의 실험결과 및 제안식

조립토 단말뚝의 실제적인 거동을 결정하기 위한 비교적 체계적인 모형실험은 Hughes & Withers(1974)에 의해, 영국 Cambridge 대학에서 radiographic 기법을 이용해 수행된 바 있다. 본 모형실험에 적용된 길이 150mm 정도의 모형말뚝은 Leighton Buzzard 모래(측정된 전단저항각,  $\phi = 35^\circ$ )로 형성되었으며, 모형말뚝

의 직경은 12.5~38mm 정도의 범위이며, 또한 비배수 전단강도가 19.1kN/m<sup>2</sup> 으로 측정된 정규압밀 Kaolin 점토가 원지반으로 이용되었다.

본 모형실험결과에 대한 분석 및 pressure meter 이론 등을 토대로, Hughes & Withers는 조립토 단말뚝의 극한지지력( $q_{ult}$ ) 예측을 위한 경험식을 제안하였으며, 이를 정리하면 식(28)과 같다.

$$q_{ult} = K_p \cdot (\sigma_{ho} + k \cdot c_u) \quad (28)$$

여기서,  $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi_p/2)$

$\phi_p$  = 말뚝재료의 전단저항각

$\sigma_{ho}$  = 임의의 깊이에서의 횡방향 초기응력

$k = 1.0 + \ln(E_s/3 \cdot c_u)$

$E_s$  = 점토지반의 탄성계수

$c_u$  = 점토지반의 비배수 전단강도

Hughes & Withers가 제안한 식(28)을 토대로,  $\phi = 35^\circ$ ,  $\sigma_{ho} = 54\text{kN/m}^2$  및  $k = 4$ 인 조립토 단말뚝에 대해 극한지지력을 평가하면 482kN/m<sup>2</sup> 정도이나, 모형실험결과에서 얻어진 하중-침하 특성곡선을 근거로 이와 같은 조립토 말뚝의 극한지지력을 예측하면 420.2kN/m<sup>2</sup> 정도이다.

또한 Mori(1979)는 현장경험동을 토대로, Hughes & Withers가 제안한 위의 식(28)을 일부 수정한 아래의 식(29)를 조립토 단말뚝의 극한지지력 예측식으로 제안한 바 있다. 본 Mori의 제안식을 이용해,  $\phi = 38^\circ$ ,  $c_u = 20\text{kN/m}^2$  및  $\gamma = 7.0\text{kN/m}^3$ 인 경우에 길이 5m의 조립토 단말뚝에 대한 극한지지력을 예측하여 보면 그 크기가 500kN/m<sup>2</sup> 정도이다.

$$q_{ult} = k_p (0.5\gamma h + 5c_u) \quad (29)$$

여기서,  $\gamma_s$ 는 지반자중에 의한 연직응력을 의미한다.

이외에도, Hughes등(1975)은 비배수 전단강도가 22kN/m<sup>2</sup>인 연약점토 원지반에 직경 66cm, 길이 10m 정도의 자갈질 다짐 단말뚝(측정된 전단저항각  $\phi_p = 38^\circ$ )을 실제로 설치

하여 파괴시까지의 관련 거동을 살펴보았으며, 본 경우에 Hughes & Withers가 제안한 위의 식(28)을 토대로 예측된 자갈질 다짐 단말뚝의 극한지지력은 500kN/m<sup>2</sup> 이었다.

또한 앞서 기 언급한 대로 적합성 및 타당성 확인을 위해 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석을 추가로 수행하였으며, 이에 대한 내용을 정리하면 다음과 같다.

### 3.2 3차원 유한요소해석

#### (1) 조립토 균말뚝의 경우

유한요소해석 상용 프로그램인 PENTAGON(에메랄드소프트, 1997)을 이용해, 정방형(5×5) 균형태로 설치되는 조립토 말뚝에 대해 파괴형태에 대한 분석 및 극한지지력 평가 등을 수행하였다. 본 PENTAGON 프로그램 해석시 조립토 균말뚝 상부에는 강성매트기초가 설치되어 등분포 형태의 하중이 재하되는 것으로 모델링 하였으며, 원통형의 말뚝형상 및 균형태의 말뚝배치 특성 등을 감안하여 3차원 해석을 기본으로 하였다.

해석단면에 대한 개요는 그림 7에 명시되어 있으며, 3차원 유한요소해석의 경우 해석상의 소요시간등을 감안하여 띠기초 형태의 모델링 및 해석을 기본으로 하였으나, 특히 3차원적 거동특성의 중요성이 강조되는 팽창파괴 형태의 규명을 위한 분석에 한해서는, 1/4 단면을 택해 모델링 및 해석을 추가로 수행하였다.

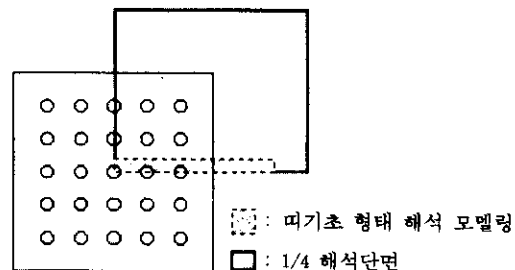


그림 7. 띠기초 형태 해석모델링 및 1/4 해석단면 개요

띠기초 형태의 모델링(그림 7 참조)은 조립 토 말뚝간의 배치간격이 말뚝지름(D)의 2배, 3배 및 4배인 3가지 경우에 대해 해석을 수행하였다. 본 해석에서, 조립토 말뚝 및 주변지반은 Mohr-Coulomb 모델을 적용하여 8-nodes 육면체 요소(hexa-hedral solid element)로, 강성매트기초는 셸(shell) 요소로, 또한 강성매트기초와 하부지반 사이의 연결은 스프링 요소 등으로 모델링 하였다. 또한 각 요소의 모델링에 적용된 구체 제한은, 앞의 3.1절에 정리된 기존실험 관련 제한 및 참고문헌 2에 기술된 내용 등을 참고로 하여 아래의 표1과 같이 결정하였다. 표 1에서 지반요소의 전단저항각 및 말뚝요소의 점착력은, 3차원 유한요소 프로그램 해석의 원활한 수행을 위해 적용한 최소값

이다.

이외에도 본 해석시 적용된 경계조건 개요는 그림 8에 명시되어 있으며, 강성매트기초 상부에 재하시킨 동분포하중의 크기는  $9.8 \text{ kN/m}^2$ 을 초기치로 하여 파괴시까지 점차적으로 증가시켰다.

또한 각 조립토 말뚝의 파괴형태에 대한 분석은 파괴율(failure ratio) 및 측방변위 등을 토대로 수행되었다. 파괴율(r)은 Mohr-Coulomb 파괴포락선에 대한 Mohr 응력원의 접근정도를 나타내는 것으로, r값이 1.0 이상이면 소성상태를, 1.0 미만이면 탄성상태를 의미하나, 반복수치계산 과정에서의 오차등을 감안하여 본 분석에서는 0.95 이상을 소성상태에 도달한 것으로 가정하였다. 또한 각 말뚝의 극한지지력은

표 1. 3차원 유한요소해석(PENTAGON<sup>®</sup>)에 적용된 각 요소의 모델링 제한

말뚝간의 배치간격(s)		2D	3D	4D
말뚝직경(D)		0.66m	0.66m	0.66m
말뚝길이		8m	8m	8m
최외곽 말뚝의 중심으로부터 X축 경계면까지의 거리		말뚝직경의 8.53배(8m)	말뚝직경의 9.27배(10.08m)	말뚝직경의 9.7배(11.4m)
지 반 요 소	체적탄성계수	$4.81 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$		
	전단탄성계수	$1.84 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$		
	단위중량	$16.68 \text{ kN/m}^3$		
	포아슨비	0.33		
	전단저항각	$5^\circ$		
	점착력	$19.13 \text{ kN/m}^2$		
말 뚝 요 소	체적탄성계수	$4.09 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$		
	전단탄성계수	$1.88 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$		
	단위중량	$18.64 \text{ kN/m}^3$		
	포아슨비	0.3		
	전단저항각	$35^\circ$		
	점착력	$0.98 \text{ kN/m}^2$		
길이		8m		
강성 매트 기초	탄성계수	$2.06 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$		
	포아슨비	0.167		
	단위중량	$24.53 \text{ kN/m}^3$		
	두께	5m		

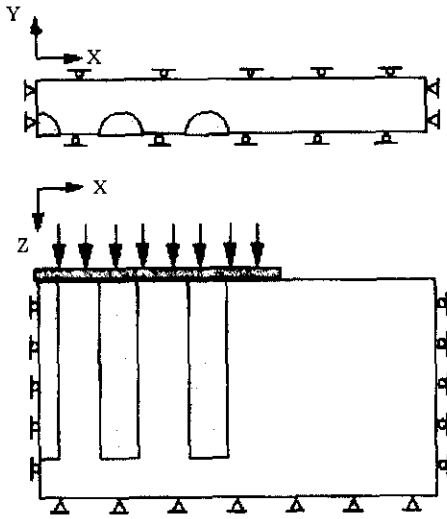


그림 8. 해석에 적용된 경계조건 개요(띠기초 형태의 경우)

해석결과 얻어지는 연직 재하하중에 대한 말뚝 두부의 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. 沈은 중국의 북경지구등에서 140본에 이르는 현장타설말뚝에 대해 실시된 완속재하시험의 자료를 상세히 분석하고, 이를 토대로 축척에 따른 기하학적 오차의 영향을 최소화 시키면서 극한하중을 산정하는

S-logP법을 제안하였다.

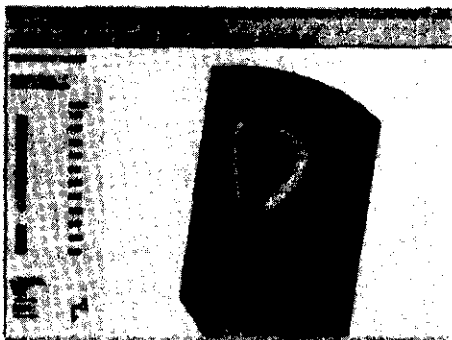
### (2) 조립토 단말뚝의 경우

조립토 단말뚝의 경우에도 앞의 3.1절에 정리된 기존실험에서 사용된 지반강도정수를 토대로 3차원 유한요소해석을 수행하여, 각각의 경우(3.1절에 정리된 Hughes & Withers, Mori 및 Hughes et al. 등 3가지 경우)에 대한 조립토 단말뚝의 극한지지력을 예측하였다. 기존실험에서 제시된 제원 이외의 관련재료 물성치는 표 1에 명시된 값을 적용하여 해석을 수행하였다. 본 해석에서 강성매트기초는 고려하지 않았으며, 모든 하중이 말뚝에만 재하되는 것으로 모델링 하였다.

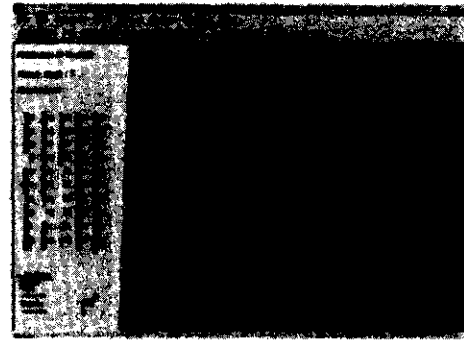
### 3.3 비교 및 분석 1(조립토 단말뚝의 경우)

우선 3차원 유한요소해석이, 본 연구에서 주안점을 두고 있는 조립토 말뚝의 팽창과파괴 형태를 적절히 모델링 하는지 여부를 확인하기 위한 차원에서, 파괴율 및 측방변위에 대한 해석결과를 추가로 분석하였다.

그림 9에 명시된 파괴율 및 측방변위에 대한 해석결과(Mori의 경우, 3.1절 참조)를 살펴보면, 말뚝상부에서 팽창에 의한 파괴가 발생하였으며, 이로 인해 말뚝뿐만 아니라 인접한 주변지반까지 원구에 가까운 형태로 함께 파괴가 발생하였다.



(가) 파괴율



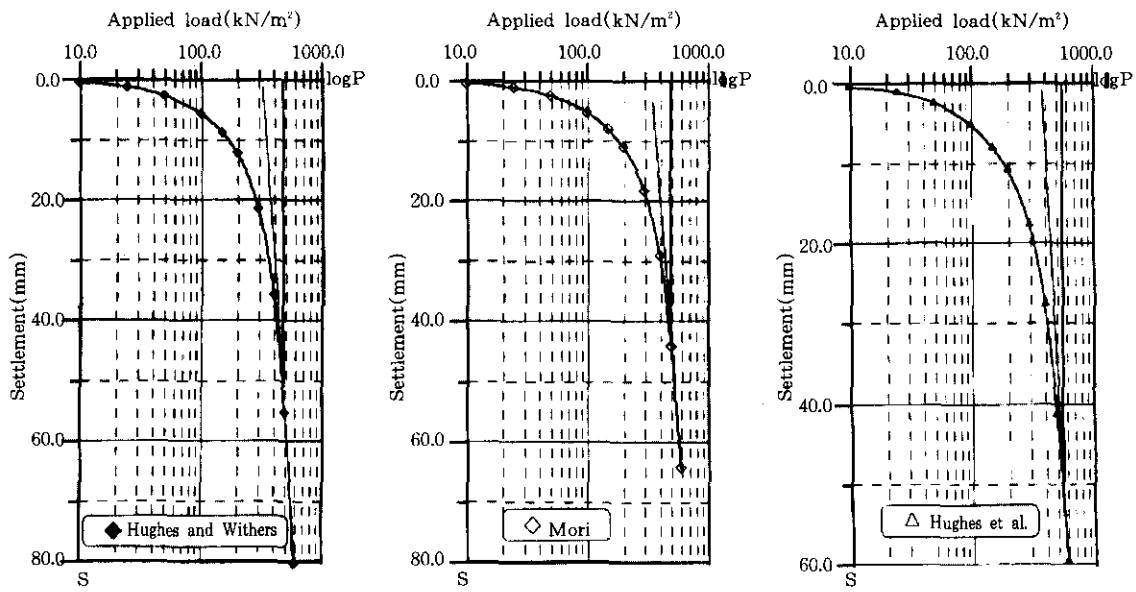
(나) 측방변위

그림 9. 단말뚝의 파괴형상

또한 말뚝의 측방변위가 최대가 되는 지역에서 말뚝과 주변지반의 파괴율( $r$ )이 1.0에 근접하는 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 측방변위가 최대가 되는 지역에서 말뚝과 주변지반의 소성파괴가 동시에 발생하며, 이 경우 파괴형태는 재하중에 의해 말뚝이 팽창하여 주변지반의 파괴를 유발하는 팽창파괴로 보는 것이 타당할 것으로 판단된다. 결과적으로 이와 같은 결과는 Vesic 공동확장이론의 기본 논리인

'말뚝의 우선 팽창에 의해 인접한 주변지반이 소성파괴를 일으킨다'는 사항과 일치하는 등, 유한요소해석 모델링의 적정성은 어느 정도 인정되는 것으로 판단된다.

유한요소해석결과를 토대로 한 각 경우의 하중-침하 특성곡선은 그림 10과 같으며, 그림 10의 결과로부터 각 경우에 대한 조립토 단말뚝의 극한지지력( $q_{ult}$ ) 평가는 앞서 언급한沈(1983)의 S-logP 곡선법을 이용하였다.



(가) Hughes and Withers의 경우

(나) Mori의 경우

(다) Hughes et al. 의 경우

그림 10. 하중-침하 특성곡선(조립질 단말뚝의 경우)

본 연구에서 제시한 조립토 단말뚝에 대한 한계깊이 즉, 팽창파괴 중심부까지의 깊이에 대한 정량적 예측기법(2.2절) 및 기존의 Vesic 공동확장이론(2.1절) 등을 토대로 한 조립토 단말뚝의 극한지지력 평가기법에 근거한 예측치를, 여러 연구자들이 기 제시한 실험결과 및 제안식, 또한 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과 등과 서로 비교한 결과는 아래의 표 2에 정리되어 있다.

표 2의 각 case에 대해, 본 연구 제시기법을

토대로 평가한 조립토 단말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이는 지표면으로부터 1.22m(case 1), 1.49m(case 2) 및 1.44m(case 3) 정도이며, 이는 각각의 case에 적용된 말뚝 직경(D)의 1.85배, 2.26배 및 2.18배 정도에 해당된다. 이와같이 결정된 팽창파괴 중심부까지의 깊이 및 Vesic 공동확장이론 등을 토대로 평가한 각 case별 조립토 단말뚝의 극한지지력 예측치는, case 1을 제외하고는 실험결과 및 제안식, 또한 3차원 유한요소해석결과 등에 비

표 2. 조립토 단말뚝의 극한지지력 비교

	지반의 비배수 전단강도 (kN/m <sup>2</sup> )	말뚝재료의 전단저항각	극한지지력 $q_{ult}$ (kN/m <sup>2</sup> )		
			실험결과 및 제안식	3차원 유한요소해석	본 연구 제시 기법 및 절차
Case 1 (Hughes & Withers, 1974)	19.1	35°	481.3	425.4	419.8
			420.2		
Case 2 (Mori, 1979)	20	38°	493.5	447.1	503.0
Case 1 (Hughes & Withers, 1974)	22	38°	500	509.7	539.0

해 크게 평가되는 경향을 나타내고 있다. 표 2에 명시된 결과를 종합적으로 비교 분석하면, 본 연구 제시기법을 근거로 평가한 극한지지력 값의 예측치는, 실험결과 및 제안식에 의한 평가치, 유한요소해석결과 등과 비교하여 1.89~14.65% 정도의 차이를 보이고 있다.

### 3.4 비교 및 분석 2(조립토 군말뚝의 경우)

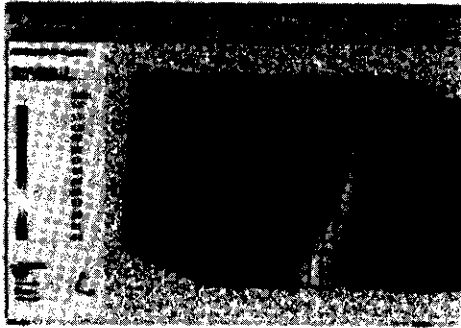
#### (1) 팽창파괴 중심부 깊이

우선 본 연구 2.4절에서 제시한, 강성매트기 초 하부에 정방형 균형태로 설치되는 조립토 말뚝에 대해 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 예측하기 위한 모델링 및 기법의 적합성 여부를 확인하기 위해, 3차원 유한요소해석에 의한 파괴율( $r$ )을 근거로 본 적합성 여부에 대한 분석이 이루어졌다. 본 파괴형태에 관련된 분석은 특히 3차원적 거동특성의 중요성이 강조되는 점을 감안하여, 정방형(5×5) 조립토 군말뚝의 1/4 단면을 택해 모델링(그림 7 참조) 하였으며, 말뚝간의 설치간격은 말뚝지름의 3배에 해당하는 경우에 한정하여 해석을 실시하였다. 본 해석시 적용된 관련재료의 모델링 제원등은 표 1에 명시된 값들과 동일하다.

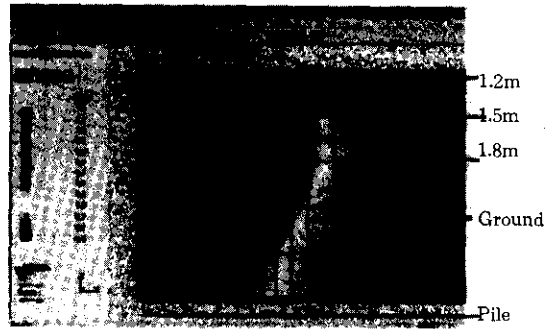
그림 11에 도시된 파괴율 해석결과를 살펴보면, 소성구역(파괴율  $r$  값이 0.95 이상인 구역)이 최외곽 말뚝에서 중심부 말뚝쪽으로 점

차 확장·진행되는 경향을 보이며, 또한 깊이도 점차 깊어지는 경향을 보이고 있다. 이와 같은 경향은 결국, 본 연구 2.4절에서 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 결과이다. 결과적으로 정방형 조립토군말뚝의 경우 각 말뚝의 팽창파괴 중심점을 연결하면, 전체적인 형상이 원추형과 유사하며 이는 Hu등(1977)의 실험결과 및 이를 토대로 한 본 연구 모델링 전제조건 등에 대체적으로 부합되는 결과에 해당된다.

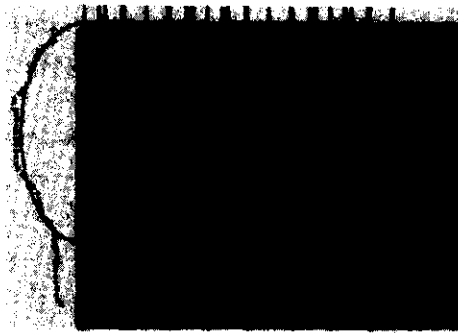
그림 11에 도시된 조립토 군말뚝의 파괴형태는 파괴율을 근거로 한 다음과 같은 분석을 토대로 하였다. 각 말뚝의 팽창파괴를 유발하는 팽창압은 팽창파괴 영역 중심부에서 최대가 되며, 또한 이와 같은 팽창압은 중심부에서 멀어질 수록 점차 감소하게 되어, 동일한 값의 파괴율을 등고선(contour) 형태로 연결하면 팽창파괴 영역의 전체적인 형상은 원구에 가깝게 된다. 이 경우 원구형상의 중심부를 각 조립토 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이로 정의할 수 있다. 그림 11의 결과를 살펴보면, 우측 최



(가) 파괴면의 3차원 입체형상



(나) X-Z 평면상의 파괴형상



(다) 팽창파괴 형상의 확대도

그림 11. 파괴율 해석결과에 근거한 팽창파괴 형태 분석(조립토 균말뚝의 경우)

외곽 말뚝의 경우에 팽창파괴 영역 중심부의 위치는 상단으로부터 1.2m 정도의 깊이에, 인접한 중간말뚝의 경우에는 1.5m 정도의 깊이에, 또한 좌측 중앙말뚝의 경우에는 1.8m 정도의 깊이에 그 중심부가 위치하는 등, 안쪽으로 갈수록 팽창파괴 중심부의 깊이가 점차로 깊이 짐을 알 수 있다.

## (2) 극한지지력

본 절에서는 앞의 (1)에서 적합성이 확인된 2.4절의 제시 모델링 및 기법, 또한 조립토 말뚝들에 의한 원지반 치환효과등을 고려하여 제시된 극한공동압(2.3절) 산정기법 등을 토대로 한 조립토 말뚝의 극한지지력 평가기법(2.5절)

에 근거한 예측치를, 3차원 유한요소해석결과와 서로 비교하여, 본 연구에서 제시된 기법에 근거한 극한지지력 평가결과의 타당성을 확인하고자 하였다. 이외에도 앞의 3.2절 서두에서 언급한 바와 같이, 띠기초 형태의 유한요소 모델링에 대한 검증차원의 목적으로 1/4 단면의 경우에 해당되는 해석결과치도 본 비교에 포함되었다. 본 비교는, 각 조립토 말뚝에 대한 극한지지력을 평가한 다음 그 값들의 평균치를 토대로 수행하였다. 본 연구 제시 해석절차에 의해 산정된 극한지지력은 실제의 재하실험을 통해 평가된 값과 서로 비교함이 합리적이지만, 균형태 조립토 말뚝의 경우 극한지지력에 대한 재하실험 결과치가 없어, 유한요소해석결



과와의 비교를 통해 타당성 확인이 이루어 졌다. 본 비교에 적용된 관련재료의 모델링 제한 등은 표 1에 명시된 값들과 동일하며, 유한요소해석을 통해 얻어진 하중-침하 관계특성을 토대로 한 각 조립토 말뚝의 극한지지력( $q_{ult}$ ) 평가는 앞서 언급한 沈의 S-logP 곡선법을 이용하였다. 각 방법에 의해 평가된 조립토 군말뚝 극한지지력값의 평균치는 표 3에 요약되어 있다.

표 3. 조립토 군말뚝의 극한지지력 비교

말뚝간 설치간격	극한지지력 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	
	3차원 유한요소해석	본 연구 제시 기법 및 절차
2D	794.9	745.6
3D	722.7	742.6
4D	709.9	735.9

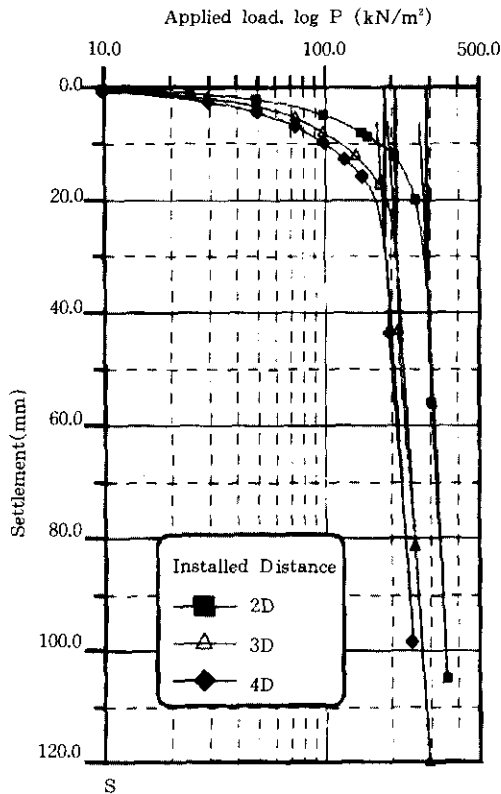


그림 12. 하중-침하 특성곡선(조립토 군말뚝의 경우)

여기서, 표 3에 명시된 각각의 경우에 유한요소해석을 통해 얻어진 하중-침하 특성곡선을 종합적으로 도시하면 그림 12와 같다.

그림 12에 의하면, 말뚝간의 설치간격이 말뚝직경(D)의 2배에 해당하는 경우, 단위면적당 재하하중이 265.0kN/m<sup>2</sup> 정도일 때 강성매트기초 하부 조립토 말뚝 및 기초지반의 파괴가 예상된다. 따라서 이와 같은 크기의 하중이 재하될 때, 각 말뚝의 극한지지력은 말뚝 최상부와 강성매트기초 사이의 접촉면에서 발생하는 연직응력의 평가를 통해 각각 결정된다. 각각 평가된 조립토 말뚝에 대한 극한지지력을 일차적으로 결정한 다음, 이들 값에 대한 평균치를 산정하면 794.9kN/m<sup>2</sup> 이다. 표 3에서, 말뚝간의 설치간격이 다른 경우에도 마찬가지로 방법에 의해 극한지지력의 평균치가 결정되었다.

표 3에 명시된 결과를 살펴보면, 조립토 말뚝간의 설치간격이 2D(D=말뚝지름)인 경우에는 유한요소해석결과가 본 연구 제시 기법 및 절차에 의한 극한지지력 예측치에 비해 49.3kN/m<sup>2</sup> 정도 크게 평가되는 결과를, 그러나 조립토 말뚝간의 설치간격이 3D 및 4D인 경우에는 유한요소해석결과가 본 연구 예측치에 비해 19.9~26.0kN/m<sup>2</sup> 정도 작게 평가되는 결과를 보이고 있다. 그러나 전체적으로 볼 때, 각각의 방법에 의한 극한지지력 평가치의 차이는 2.68~6.61% 정도의 비교적 작은 범위에 그치는 결과를 나타내고 있다. 또한 말뚝간의 설치간격이 커짐에 따라 인접한 말뚝 사이의 구속효과 감소가 예상되므로, 두가지 방법 모두 이에 부합되는 결과 즉, 극한지지력값이 점차 감소하는 결과를 표 3을 통해 확인할 수 있다. 말뚝간의 설치간격 증대에 따른 이와 같은 극한지지력값의 감소율은 유한요소해석의 경우가 더욱 두드러지고 있으며, 이와 같은 현상은 강성변화 등 상호간섭효과를 보다 복합적으로 모델링하는 유한요소해석법의 특성에 기인하는 것으로 추정된다.

또한 앞의 3.3절에서 기 정리된 조립토 단말뚝의 경우에 해당되는 극한지지력값과, 동일한

관련재료의 제원을 토대로 수행된 균형태 조립토 말뚝의 극한지지력값의 평균치를 서로 비교한 결과는 표 4에 명시되어 있다.

표 4. 극한지지력의 증가율

말뚝간 설치간격	$q_{ult}$ (조립토 군말뚝의 경우)/ $q_{ult}$ (조립토 단말뚝의 경우)	
	3차원 유한요소해석	본 연구 제시 기법 및 절차
2D	1.800	1.776
3D	1.636	1.769
4D	1.607	1.753

표 4의 결과를 살펴보면, 강성매트기초 설치에 따른 하부 기초지반의 하중분담 효과 및 인접된 말뚝 사이의 구속효과 등으로 인해, 평균치로 평가된 균형태 조립토 각 말뚝의 극한지지력값은, 조립토 단말뚝의 경우(표 2 참조)에 비해 1.61~1.80배 정도까지 증대되는 효과를 보이고 있으며, 이와 같은 증대효과는 말뚝간의 설치간격이 커짐에 따라(인접한 말뚝 사이의 구속효과가 감소함에 따라) 점차 작아지는 경향을 나타내고 있다.

#### 4. 요약 및 결론

본 연구에서는, 조립토 단말뚝에 대한 지배적인 파괴형태를 구분짓는 한계깊이 즉, 팽창파괴 중심부까지의 깊이에 대한 정량적 예측기법을 우선 제시하고, 또한 강성매트기초 하부에 정방형 균형태로 설치되는 조립토 말뚝에 초점을 두어, 상부 재하하중에 대한 기초지반의 하중분담 효과를 고려하고, 원추형상의 모델링 및 원지반의 치환을 등을 근거로 각 말뚝의 팽창파괴 중심부까지의 깊이를 결정하기 위한 기법과, 원지반의 치환을 고려한 합성탄성계수 개념을 토대로 조립토 말뚝에 의해 보강된 지반 및 비보강 지반 전체의 평균 극한공동압을 평가하는 기법 등이 아울러 제시되었고, 최종적으로는 제시된 기법들을 종합적으로 이용하여 균형태 각 조립토 말뚝의 극한지지력을 평가하는 절차가 제시되었다. 또한 본 연구

를 통해 제시된 기법 및 절차의 적합성과 이를 토대로 한 극한지지력 예측결과와 타당성 등을 확인하기 위해, 여러 연구자들의 시험결과 및 제안식에 의한 평가치, 또한 3차원 유한요소 프로그램을 이용한 해석결과 등과의 비교·분석이 수행되었다. 제한적이긴 하나 이를 통해, 조립토 군말뚝의 합리적인 해석 및 설계를 위한 본 연구 제시 기법 및 절차에 대한 적합성을 확인하였으며, 비교·분석 결과중 주요 부분을 요약 정리하면 다음과 같다.

- 1) 3차원 유한요소 프로그램 파괴율 해석결과에 의하면, 소성구역(파괴율  $r$ 값이 0.95 이상인 구역)이 최외곽 말뚝에서 중심부 말뚝쪽으로 점차 확장·진행되는 경향을 보이며, 또한 깊이도 점차 깊어지는 경향을 보이고 있다. 이와 같은 경향은 결국, 본 연구에서 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 결과이다. 결과적으로 정방형 조립토 군말뚝의 경우 각 말뚝의 팽창파괴 중심점을 연결하면, 전체적인 형상이 원추형과 유사하며 이는 Hu동(1997)의 실험결과 및 이를 토대로 한 본 연구 모델링 전제조건 등에 대체적으로 부합되는 결과에 해당된다.
- 2) 균형태 조립토 말뚝간의 설치간격이 2D(D=말뚝지름)인 경우에는 유한요소 해석결과가 본 연구 제시 기법 및 절차에 의한 극한지지력 예측치에 비해  $49.3\text{kN/m}^2$  정도 크게 평가되는 결과를, 또한 조립토 말뚝간의 설치간격이 3D 및 4D인 경우에는 유한요소해석결과가 본 연구 예측치에 비해  $19.9\sim 26.0\text{kN/m}^2$  정

도 작게 평가되는 결과를 보이고 있다 (표 3 참조). 그러나 전체적으로 볼 때, 각각의 방법에 의한 극한지지력 평가치의 차이는 2.68~6.61% 정도의 비교적 작은 범위에 그치는 결과를 나타내고 있다. 또한 말뚝간의 설치간격이 커짐에 따라 인접한 말뚝 사이의 구속효과 감소가 예상되므로, 두가지 방법 모두 이에 부합되는 결과 즉, 극한지지력값이 점차 감소하는 결과를 확인할 수 있다

### 참 고 문 헌

1. Bowles, J.E. (1988), "Foundation Analysis and Design", 4<sup>th</sup> e/d, New York, McGraw-Hill.
2. Geotechnical Engineering-Indian Experiences (1992), Indian Geotechnical Society, pp. 345-404.
3. Hu, W., Wood, D.M., and Stewart, W. (1997), "Ground Improvement Using Stone Column Foundation : Results of Model Test", Int. Conference on Ground Improvement Techniques, pp. 246-256.
4. Hughes, J.M.O. and Withers, N.J. (1974), "Reinforcing of Soft Cohesive Soils with Stone Columns", Ground Engineering, May, pp. 42-49.
5. 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.
6. Mori, H. (1979), "Some Case Records of Stability and Settlement of Embankment of the Soft Ground", Proc. 6th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Singapore, Vol. 2, pp. 169-189.
7. Ranjan, G. and Rao, B. (1985), "Settlement Analysis of Skirted Granular Piles", ASCE, Jour. of Geotech. Eng., Vol. 111, No. 11, pp. 1264-1283.
8. Vesic, A. S. (1972), "Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass", ASCE, Jour. of Geotech. Eng., pp. 265-290.
9. 沈 保漢 (1983), "The Evaluation of The Vertical Bearing Capacity of Bored Cast-in-place Concrete Pile in China", Soils and Foundations, Vol. 31, No.12, pp. 57-63.
10. 에메랄드 소프트 (1997), PENTAGON-3D 사용설명서.

(접수일자 1998. 6. 8)