

유한요소해석을 통한 다층지반에서의 버킷기초 수직지지력 산정

Evaluation of Vertical Bearing Capacity of Bucket Foundations in Layered Soil by Using Finite Element Analysis

박 정 선¹ Park, Jeong-Seon

박 두 희² Park, Duhee

윤 세 웅¹ Yoon, Se-Woong

만도카일 사이들라³ Saeed-ullah Jan Mandokhail

Abstract

Estimation of vertical bearing capacity is critical in the design of bucket foundation used to support offshore structure. Empirical formula and closed form solutions for bucket foundations in uniform sand or clay profiles have been extensively studied. However, the vertical bearing capacity of bucket foundations in alternating layers of sand overlying clay is not well defined. We performed a series of two-dimensional axisymmetric finite element analyses on bucket foundations in sand overlying clay soil, using elasto-plastic soil model. The load transfer mechanism is investigated for various conditions. Performing the parametric study for the friction angles, undrained shear strengths, thickness of sand layer, and aspect ratios of foundation, we present the predictive charts for determining the vertical bearing capacities of bucket foundations in sand overlying clay layer. In addition, after comparing with the finite element analysis results, it is found that linear interpolation between the design charts give acceptable values in these ranges of parameters.

요 지

해양구조물을 지지하기 위해 사용되는 버킷기초를 설계하는데 있어 수직지지력을 정확하게 예측하는 것은 중요하다. 사질토 또는 점성토 지반에 설치된 버킷기초의 수직지지력에 대한 실험적, 이론적 연구가 많이 수행되었지만, 실제와 같은 다층지반에서의 산정방법은 명확하게 제시되지 않았다. 본 연구에서는 2차원 축대칭 유한요소해석을 수행하여 점성토 지반 위의 사질토 층에 설치된 버킷기초의 수직지지력을 산정하였다. 사질토의 마찰각, 점성토의 비배수전단강도, 사질토 층 두께, 기초의 장경비가 다양한 조건에 대하여 매개변수 해석을 수행하였으며, 이들의 영향에 따른 지반의 파괴 메커니즘 차이를 분석하였다. 최종적으로 수치해석을 수행하여 얻어진 극한지지력의 결과를 바탕으로 버킷기초 설계에 사용할 수 있는 지지력 산정 차트를 제시하였다. 또한 설계차트에 직접 제시되어 있지 않은 조건에 대해서는 차트에 제시된 값에 선형보간법을 적용하여 버킷기초의 선단지지력을 예측할 수 있는 것으로 나타났다.

Keywords : Bucket foundation, Vertical bearing capacity, Layered soil, Finite element analysis

1 정회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정 (Member, Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ.)

2 정회원, 한양대학교 건설환경공학과 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ., Tel: +82-2-2220-0322, Fax: +82-2-2220-1945, dpark@hanyang.ac.kr, Corresponding author, 교신저자)

3 비회원, 한양대학교 건설환경공학과 박사과정 (Graduate Student, Dept. of Civil and Environmental Engrg., Hanyang Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2017년 1월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 서론

지금까지 얇은기초에 관한 많은 연구들이 사질토 또는 점성토 단일지반에서의 지지력 산정방법을 연구하였지만, 실제 설계 대상지반은 대부분 다층으로 이루어져 있다. 특히 사질토 층 아래 점성토 지반이 존재하는 경우에는 단일 사질토 지반보다 지지력이 크게 감소하기 때문에 산정 시 주의가 필요하다. 이와 같은 지층에 설치된 기초의 지지력 산정은 모형실험, 이론적 방법, 한계상태해석 및 수치해석의 다양한 방법으로 수행되었으며, 지금까지 수행된 연구 내용은 다음과 같다.

초기 연구는 사질토 지반 하부의 점성토 층 영향으로 펀칭파괴(punching failure)가 발생한다는 이론을 근간으로 하였다. 펀칭파괴 모델은 기초가 수직방향으로 이동하면서 사질토 내에 수동토압을 발생시키고 아래의 점성토 층에서는 전단파괴가 발생한다고 가정한다. Meyerhof(1974)는 펀칭파괴 모델을 적용하여 계산한 기초의 지지력과 이전 모형실험의 결과를 비교하여 모델의 적절성을 검증하였으며, Meyerhof and Hanna(1978)는 추가적으로 경사하중에 대한 연구를 수행하였다. 이들 연구에서 지지력 산정 시 필요한 펀칭전단계수(coefficient of punching shear, K_s)는 점성토와 사질토 지반의 전단강도 계수(s_u , ϕ), 점성토와 사질토에서의 기초 지지력비(q_u/q_s)의 함수인 것으로 분석되었다. 이후 Hanna and Meyerhof(1980)는 검증된 이론적 모델을 토대로 다양한 매개변수 연구를 수행하여 설계에 사용 가능한 차트를 제시하였다.

또한 연약한 지반 위에 상대적으로 단단한 층이 존재하는 경우, 단단한 층은 아래로 하중을 전달하는 역할을 하며 파괴는 연약한 하부 층에서 발생한다고 가정하는 하중확산(load spread)모델이 제안되었다(Brocklehurst, 1993; Milligan et al., 1989). 하중확산 모델에서 상부의 단단한 층의 영향으로 하부 지반으로의 하중전달 면적이 기초의 면적보다 증가하므로, 증가되는 면적을 결정하는 하중전달 각도(β)의 산정이 중요하다.

이후 앞선 반경험적인 방법들보다 정확성이 높은 한계상태해석을 이용하여 연속기초의 지지력을 산정하는 연구가 수행되었다. Michalowski and Shi(1995)는 상한계해석으로 점성토 지반 위에 사질토 층이 존재하는 경우에 대하여 연속기초 지지력의 매개변수 연구를 수행하였다. 이때 지지력은 사질토 층의 두께(d), 하부 점성토의 비배수전단강도(s_u), 상부 사질토의 마찰각(ϕ) 및

상재하중(q_0)의 영향을 받는 것으로 분석되었으며, 이들의 조건이 주어진 상태에서 지지력을 예측할 수 있는 차트를 제시하였다.

점차 해석기술이 발달함에 따라 수치해석을 이용한 기초의 지지력 산정 연구가 수행되었다. Burd and Frydman(1997)은 유한요소해석과 유한차분해석을 동시에 수행하여 유사한 결과값을 보임을 통해 모델의 정확성을 검증하였다. 특히 수치해석은 실제와 같은 사질토 지반의 비관련흐름 특성($\phi \neq \psi$)을 반영할 수 있는 장점이 있다. 또한 해석결과를 통해 하중확산 모델의 이론적인 β 값을 역으로 계산하였으며, β 값은 하부 점성토 층의 비배수 전단강도의 영향을 크게 받는 것으로 분석되었다.

Shiau et al.(2003)은 상한계해석이 지지력을 과대 예측할 수 있는 점을 보완하기 위하여 상한계이론(upper bound theorem)과 하한계이론(lower bound theorem)에 유한요소방법을 적용하였다. 상한계 및 하한계 해석 값은 10% 내외의 차이를 보이며, 두 값 모두 이전 연구들보다 보수적이므로 계산된 연속기초의 지지력이 정확도가 높은 것으로 나타났다.

또한 해양구조물 중 잭업바지(jack-up barge)의 스퍼드캔(spudcan)은 사질토 층 하부에 점성토가 존재하는 지반에 설치될 때 펀치스루(punch-through)가 발생하여 구조물 전체에 위험성을 가져다 줄 수 있다(Osborne et al., 2009; Osborne and Paisley, 2002; Osborne et al., 2006). 최근에 Lee et al.(2013a)는 센트리퓨지 장비를 이용하여 사질토 층 하부에 점성토가 존재하도록 지반을 조성한 후, 상부 사질토 층의 두께와 스퍼드캔의 크기를 다양하게 하여 관입중의 지지력을 측정하였다. 또한 Lee et al.(2013b)는 펀치스루가 발생할 수 있는 지반 조건에서 스퍼드캔의 극한지지력을 산정할 수 있는 모델과 식을 제안하였다. 이론적 모델은 β 와 사질토의 팽창각(ψ)이 같으며, 이때 극한지지력은 하부 점성토 지반의 지지력과 하중을 전달하는 상부 토체의 마찰력의 합으로 산정하도록 식을 제안하였다. 하지만 Lee et al.(2013a)와 Lee et al.(2013b)의 연구는 스퍼드캔 관입 시 펀치스루가 발생할 수 있는 지반조건을 대상으로 하여 상부 사질토 층 두께와 기초 직경 비(d/D)가 1.12 이하인 경우에만 수행되었다.

지금까지 다층지반에서의 극한지지력은 연속기초를 대상으로 산정 차트가 제시되었으며, 버킷기초에 대한 정밀한 수치해석 또는 한계상태해석 등은 수행되지 않았다. 본 연구에서는 2차원 축대칭 유한요소해석을 수

행하여 점성토 지반 위의 사질토 층에 설치된 원형 버킷 기초의 수직지지력을 산정하였다(Fig. 1). 기존 연구에서 다층지반에서의 수직지지력은 사질토의 마찰각(ϕ), 점성토의 비배수전단강도(s_u), 사질토 층 두께(d), 기초 길이(L)의 영향을 받는 것으로 분석되어 이들에 대한 매개변수 해석을 수행하였다. 극한상태에서의 지반 거동을 분석하여 변수들의 영향을 분석하고, 다양한 조건에서 계산된 극한지지력 정규화하여 설계에 사용할 수 있는 차트를 제시하였다.

2. 수치해석 모델 및 입력 물성

본 연구에서는 유한요소해석 프로그램인 ABAQUS (Simulia, 2010)의 Standard 모듈을 이용하여 다층지반에 설치된 원형 버킷기초의 수직지지력을 산정하였다. 2차원 축대칭 모델을 구축하여 매개변수 해석을 수행하였으며, 기초와 지반 모두 ABAQUS에 탑재된 2차원 솔리드(solid) 요소들 중 기초의 수직지지력 산정에 적합한 CAX8(eight-node biquadratic axisymmetric quadrilateral

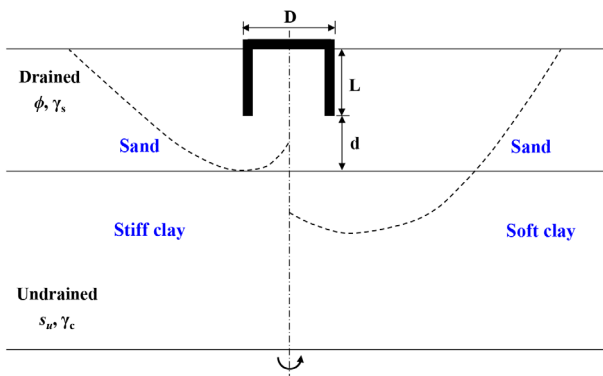


Fig. 1. Problem definition and potential failure mechanisms

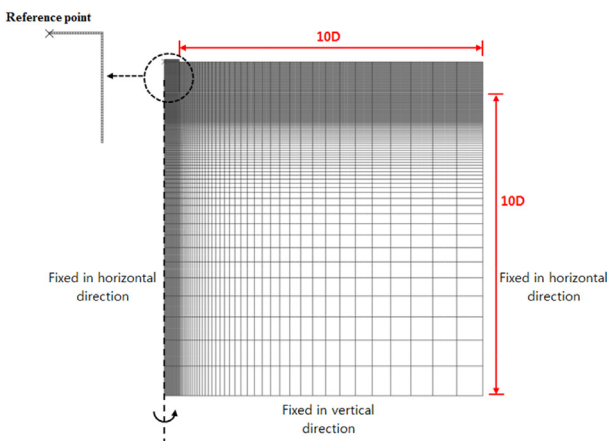


Fig. 2. Mesh and boundary conditions for simulation

elements) 요소를 사용하였다(Park et al., 2015b). 하중 작용 시 기초 모델은 상판의 중앙 하단에 지정된 기준점(reference point)을 따라 모든 절점이 이동하여 변형이 발생하지 않는 강체(rigid body)로 모델링하였다.

지반 모델의 측면은 수평변위를 고정하였으며, 하단은 수직변위가 발생하지 않도록 하였다. 또한 하중 작용 시 이와 같은 경계조건이 해석에 영향을 미치지 않도록 지반의 크기는 버킷기초 중심으로부터 수평방향 10.5D, 기초 선단부터 수직방향 10D 크기로 모델링하였다(Fig. 2). 기초 주변 지반의 해석격자는 0.25m(0.025D)의 정사각형이 되도록 하였으며(Kim et al., 2014), 기초로부터 멀어질수록 격자의 크기를 증가시켜 해석의 정확성을 높이는 동시에 시간을 단축하고자 하였다. 또한 Park et al.(2015b)의 연구에서 지반 모델 및 요소의 크기가 위와 같을 때 수치해석으로 계산된 극한지지력과 한계상태해석으로 제안된 정해(closed-form solution)가 동일함을 통해 모델의 정확성을 검증하였다.

사질토와 점성토 지반의 거동을 모사하기 위해 각각 Mohr-Coulomb 모델과 Tresca 모델을 적용하였다. 즉, 사질토 지반은 배수상태로 모사되었으며, 점성토 지반은 비배수상태로 고려하였다. 지반과 버킷기초의 상호작용을 모델링하기 위하여 ABAQUS에 내장되어 있는 인터페이스(interface) 요소를 적용하였다. 모든 인터페이스 요소에는 쿨롱 마찰(Coulomb friction) 모델을 사용하였으며, 접촉의 수직 방향으로서는 분리가 발생하지 않는 것으로 가정하였다. 특히 수직하중이 작용하는 경우 버킷기초 내부의 흙은 기초와 분리되지 않고 함께 거동하므로, 접선방향 마찰력은 무한대인 조건(rough)을 적용하였다. 하지만 스커트의 외주면과 지반 사이는 미끄러짐이 발생하므로 인터페이스 마찰각을 사질토 지반 ϕ 의 2/3으로 적용하였다(Achmus et al., 2013; Achmus et al., 2009; Park et al., 2015b).

다층지반에 설치된 버킷기초의 지지력을 산정하는 과정은 다음과 같다. 먼저 Geostatic 단계에서 중력에 의한 초기 지중응력 상태를 구현한다. 이때 버킷기초가 설치될 공간은 수평변위를 구속한다(Fig. 3(a)). 다음으로 자중에 의해 기초가 설치되도록 하며, 이때 지반과 기초 구조물 사이의 인터페이스를 활성화한다. 즉, 본 연구에서는 버킷기초가 관입되는 과정은 모사하지 않았으며, 설치 시 주변 지반의 교란 및 응력변화가 없다고 가정하였다(Fig. 3(b)). 마지막으로 버킷기초의 극한지지력을 산정하기 위한 하중-변위 곡선은 기준점(reference point)

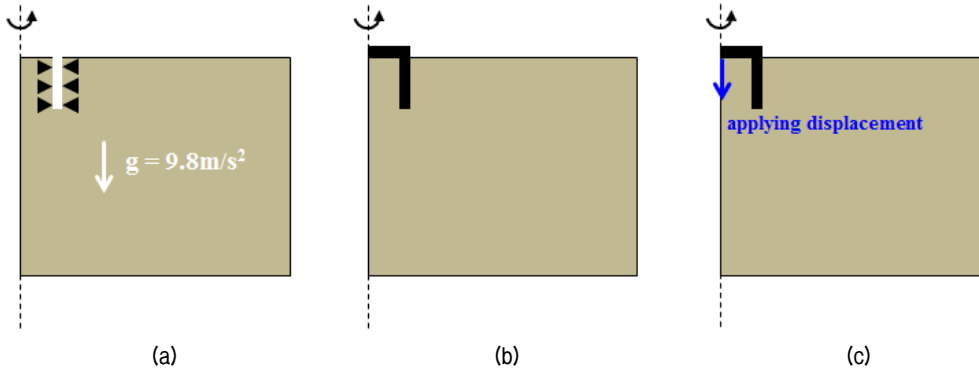


Fig. 3. Steps for the calculation of the bearing capacity of a bucket foundation

Table 1. Parameters and values performed in the numerical analyses

L/D	$\phi - \psi$	$s_u/\gamma_s D$	d/D
0.5	$30^\circ - 1^\circ$	0.3	0
1	$35^\circ - 5^\circ$	1	1
1.5	$40^\circ - 10^\circ$	2	2
	$45^\circ - 15^\circ$	4	3
			4

에서 변위제어 방법을 이용하여 반력(reaction force)으로 산출하였다(Fig. 3(c)). 본 연구에서 적용한 변위제어 방법은 기존 연구에서 하중제어 방법보다 극한지지력을 산정하는 데 효율적인 것으로 분석되었다(Bransby and Randolph, 1997; Gourvenec and Randolph, 2003).

본 연구에서 매개변수 연구를 위해 수행한 해석 케이스는 총 240 회로 이들에 대한 정보는 Table 1에 정리하였다. 모든 해석에서 버킷기초의 직경과 스킵트의 두께는 각각 10m와 0.15m로 일정하며, 기초의 길이는 5, 10, 15m로 다양하게 모델링하였다. 사질토의 ϕ 는 30° , 35° , 40° , 45° 로 달리하였으며, 해석의 안정성을 위하여 1kPa의 점착력(cohesion)을 적용하였다. 또한 Mohr-Coulomb 모델의 입력물성인 팽창각(ψ)은 사질토의 상대밀도와 마찰각의 영향을 받으며 ϕ 보다 작은 비관련흐름 특성을 보이는 것으로 알려져 있으므로(Loukidis and Salgado, 2009), 해석에 적용되는 모든 ψ 는 다음의 식으로 산정하였다. 식 (1)의 ψ 산정방법은 기존 연구들에서 대표성을 갖는 것으로 분석된 바 있다(Achmus et al., 2013; Brinkgreve and Vermeer, 1999; Itasca, 2011; Kim et al., 2014).

$$\psi = \phi - 30^\circ \quad (1)$$

하지만 $\phi = 30^\circ$ 인 경우 $\psi = 0$ 이 되며, 이러한 경우 큰 변형률이 발생하는 기초 주변 지반에서는 해(solution)의 수렴이 어려운 문제점이 있다(Loukidis and Salgado, 2009). 또한 $\psi = 0$ 과 1° 일 때 기초의 지지력 차이는 크지 않은 것으로 분석되었으므로(Park et al., 2016), 본 연구에서는 $\phi = 30^\circ$ 인 경우 $\psi = 1^\circ$ 로 해석을 수행하여 시간을 단축하였다. 또한 하부 점성토의 비배수 전단강도(s_u) 영향을 분석하기 위하여 30, 100, 200, 400kPa 네 가지를 적용하였으며, s_u 는 깊이에 따라 변화없이 일정한 것으로 가정하였다. 기초 선단에서부터 점성토 상부까지의 사질토 깊이(d)는 0부터 4D까지 다양하게 적용하였다.

버킷기초는 수중에 설치되는 점을 고려하여 사질토와 점성토 각각의 수중단위중량(γ_s, γ_c)은 $10\text{kN/m}^3, 9\text{kN/m}^3$ 으로 정하였다. 점성토의 포아송비(ν)는 비배수 상태를 모사하기 위하여 0.49, 사질토의 ν 는 배수상태로 0.3을 적용하였다. 또한 사질토와 점성토의 탄성계수(E)는 모든 해석에서 200MPa, 50MPa로 일정하게 하였다. 초기 정지토압계수(K_0)는 사질토와 점성토 각각 0.43, 1.0으로 적용한 후 해석을 수행하였다. 앞서 설명한 E, ν , K_0 의 값은 기초의 침하량에는 영향을 주지만, 극한지지력은 이들과 관계없이 동일하므로 본 연구에서 정확한 값은 중요하게 고려하지 않았다(Lee and Salgado, 2005; Potts et al., 2001).

3. 해석결과 및 분석

본 절에서는 매개변수 해석 결과를 통해 파괴 시 수직하중이 지반으로 전달되는 메커니즘 차이를 분석하였으며, 다양한 조건에서의 수직지지력을 계산하였다. 이전 연구에서 버킷기초의 수직지지력은 스킵트의 주

면마찰력(Q_s)과 선단지지력(Q_b)으로 분리할 수 있으며, 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 Q_s 는 말뚝의 설계식을 적용할 수 있는 것으로 분석되었다(Park et al., 2015a). 본 연구에서는 유한요소해석의 반력으로 계산된 극한 지지력에서 스킵트에 작용하는 Q_s 를 제어하여 버킷기초의 Q_b 를 산정하였으며, 모든 해석 결과를 분석하여 설계 시 이용 가능한 차트를 제시하였다.

3.1 하중전달 메커니즘

Fig. 4는 버킷기초 장경비에 따른 극한상태에서의 지반의 파괴 형태를 비교하였다. 사질토, 점성토 지반의 강도($\phi = 40^\circ$, $s_u/\gamma_s D = 1$)와 사질토 층 두께($d/D = 1$)는 동일하며 버킷기초의 L/D 는 각각 0.5와 1.5인 경우이다. Fig. 4는 지반 내에서 발생하는 변위 벡터(vector)를 비교하였으며, L/D 가 큰 경우에 하부 점성토 지반에서의 파괴면적이 증가하는 것으로 나타났다. 점성토 지반 내 변위 발생 분포는 수직 및 수평방향으로 모두 확대되며, 이는 버킷기초 길이에 해당하는 상재하중이 증가하기

때문이다. 또한 버킷기초의 길이와 함께 사질토 층 두께가 증가함에 따라 상부층의 파괴면적도 증가하게 된다.

Fig. 5는 상부 사질토 지반의 강도에 따른 파괴 시 거동을 비교하였다. 하부 점성토의 비배수 전단강도는 $s_u/\gamma_s D = 0.3$, 사질토 층 두께 및 버킷기초 장경비는 $d/D = 1$, $L/D = 0.5$ 로 동일하며, 사질토의 $\phi = 30^\circ, 45^\circ$ 로 다른 경우를 비교하였다. 사질토 지반의 ϕ 가 큰 경우에 점성토와 사질토에서 수평방향의 파괴면적이 큰 것으로 나타났다. 이는 상부 사질토의 강도가 커짐에 따라 하부 점성토로 하중이 전달되는 각도(β)가 증가하기 때문이며, 특히 Fig. 5(b)의 버킷기초 선단 근처에서 벡터의 수평방향 크기가 큰 것을 확인할 수 있다.

이와 반대로 사질토 층의 강도는 동일하고 하부 점성토의 강도가 다른 경우의 지반 내 하중전달 형태를 비교하였다(Fig. 6). 상부 사질토의 ϕ 와 d/D 는 각각 35° 와 2로 동일하며, 버킷기초의 $L/D = 1$ 이다. 하부 점성토의 비배수전단강도 영향을 분석하기 위해 $s_u/\gamma_s D = 0.3$ 과 4인 경우를 비교하였다. 앞서 비교한 버킷기초 장경비, 사질토 마찰각의 영향은 L/D 와 ϕ 값이 커질수록 지반

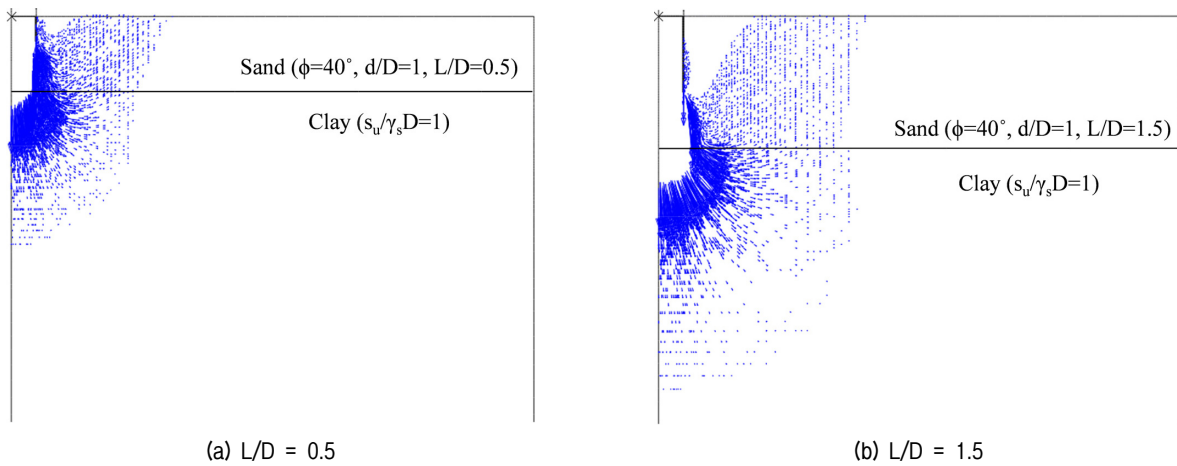


Fig. 4. Displacement vectors for various values of L/D

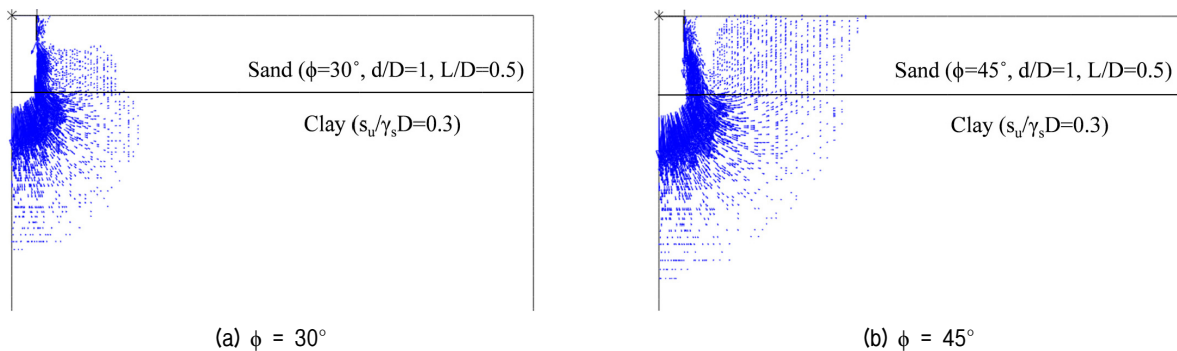


Fig. 5. Displacement vectors for various values of ϕ

내 파괴 면적이 증가하는 반면, 하부 점성토 비배수전단 강도의 영향은 하중전달 형태에서 큰 차이를 보인다. Fig. 6(a)는 $s_u/\gamma_s D = 0.3$ 으로 상부 사질토에 비해 하부 점성토의 강도가 많이 작은 경우로, 수직하중은 대부분 연약한 점성토로 전달되며 극한상태에서 큰 수직변위가 발생한다. 하지만 하부 점성토의 강도가 증가하여 사

질토와 상대적인 강도 차이가 감소하면, 지반의 파괴가 점성토 층으로 전달되지 못하고 상부 사질토 층에 제한되는 결과를 보인다(Fig. 6(b)).

마지막으로 Fig. 7은 버킷기초 선단부터 점성토 지반 상부까지의 사질토 층 깊이(d)가 달라질 때의 지반 내 파괴면 변화를 비교하였다. 모든 경우에 사질토의 ϕ 와

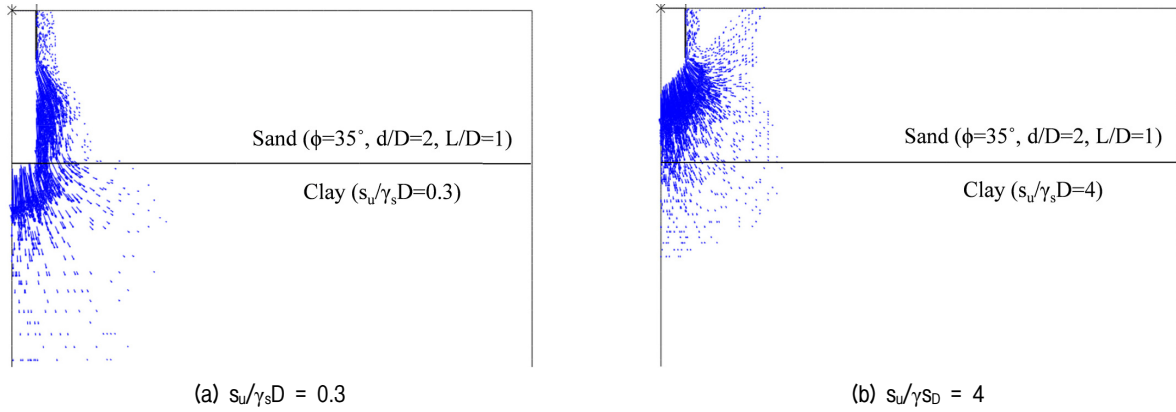


Fig. 6. Displacement vectors for various values of $s_u/\gamma_s D$

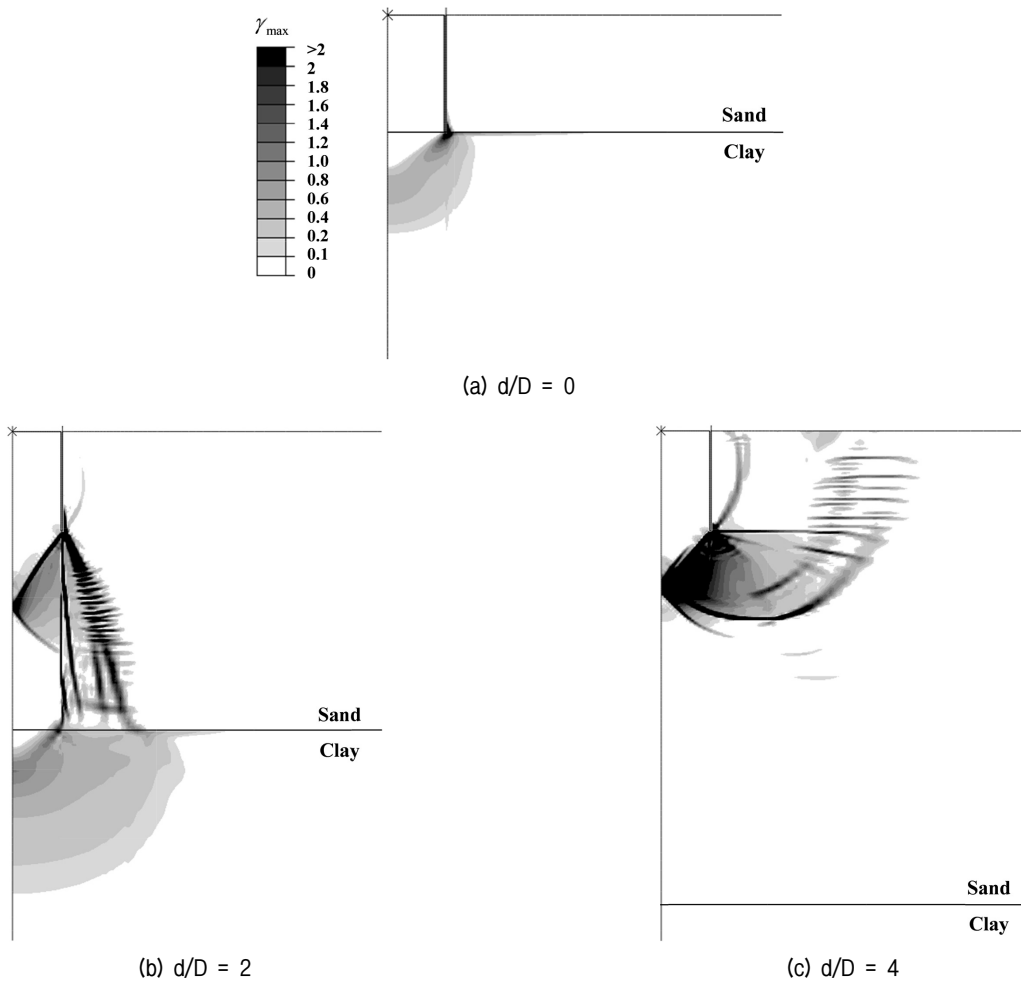


Fig. 7. Effect of d/D on contour of plastic shear strain increment at failure ($L/D = 1$, $\phi = 35^\circ$, $s_u/\gamma_s D = 0.3$)

점성토의 $s_u/\gamma_s D$ 는 각각 35°와 0.3이고, 버킷기초 $L/D = 1$ 로 동일하다. Fig. 7(a)는 점성토 층이 버킷기초 선단 바로 아래에 위치하는 경우($d/D = 0$)로 모든 하중은 점성토 지반으로 전달되며, 상부 사질토 지반으로 파괴가 전달되지 않고 하부 지반에서만 파괴가 발생한다. 하지만 사질토 지반의 깊이가 증가하면 사질토 지반은 하중을 하부 지반으로 전달하는 역할을 하며, 동시에 수직으로부터의 파괴면 각도(β)가 발생하여 하중이 전달되는 면적이 증가하게 된다(Fig. 7(b)). 즉, 사질토 층 하부에 점성토 지반이 존재하는 경우, 하중전달 및 지반의 파괴 형태는 앞서 설명한 펀칭파괴와 하중확산 현상이 동시에 발생하는 것을 확인할 수 있다. Fig. 7(c)는 $d/D = 4$ 인 지반조건에서의 파괴면을 보여주며, 이와 같이 점성토

지반이 일정 깊이 이상에 존재하면 상부 사질토 지반에서 모든 하중전달과 파괴가 발생하게 된다.

3.2 선단지지력 설계차트

기존 연구에서 사질토 층 하부에 점성토 지반이 존재하는 경우, 기초의 지지력은 사질토의 단위중량(γ_s)과 기초 폭(B)에 대한 단위 면적당 지지력(q)의 비로 나타내는 것이 효율적인 것으로 설명하였다(Burd and Frydman, 1997; Michalowski and Shi, 1995; Shiau et al., 2003). 따라서 본 절에서는 계산된 모든 버킷기초의 선단지지력 해석결과를 동일한 형태($q/\gamma_s D$)로 정규화하여 정리하였다.

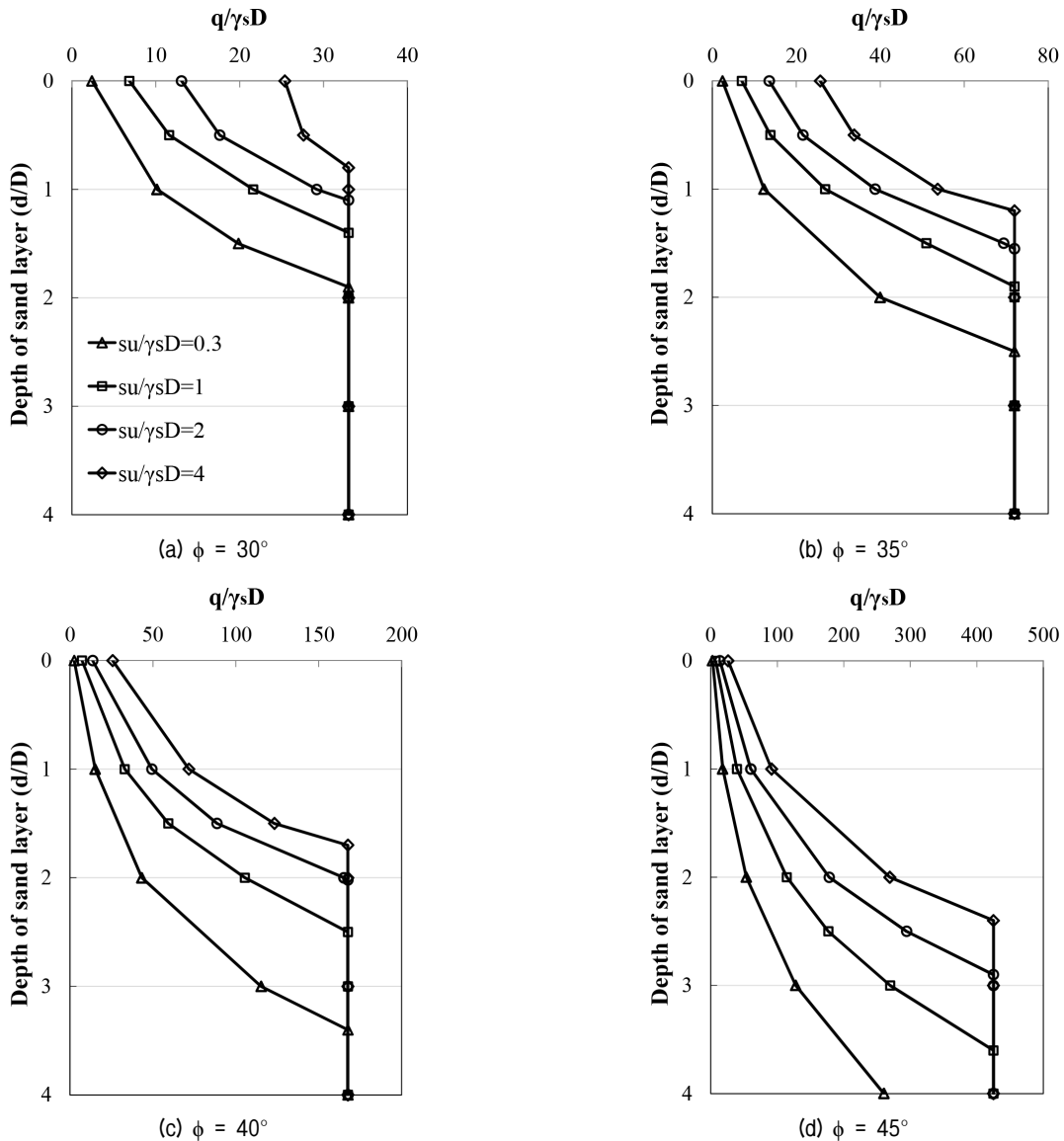


Fig. 8. Normalized base capacities of bucket foundation ($L/D = 0.5$)

Fig. 8~Fig. 10은 각각 버킷기초의 L/D가 0.5, 1, 1.5인 경우의 해석 결과이다. 앞서 Fig. 4에서 버킷기초의 L/D가 증가할수록 극한상태에서의 지반 파괴면적이 커짐으로 인해 선단지지력이 증가하게 된다. 또한 각각의 그림에서 상부 사질토 ϕ 의 영향은 ϕ 가 클수록 지반의 파괴면이 확장되므로 지지력이 크게 증가하는 것으로 나타났다. 버킷기초의 L/D와 사질토의 ϕ 가 동일하고 하부 점성토의 s_u 가 증가할수록 버킷기초의 선단지지력은 증가하며, 이는 하부 점성토가 단단할수록 파괴가 상부 사질토에서 발생되기 때문이다(Fig. 6).

Fig. 7에서 $d/D = 0$ 인 경우에 지반의 파괴는 모두 하부 점성토에서 발생하므로, Fig. 8~Fig. 10에서 $d/D=0$ 인 경우의 $q/\gamma_s D$ 값은 단일 점성토 지반에서의 버킷기초

지지력으로 볼 수 있으며 s_u 값에 따라 비례하여 증가한다. 또한 모든 차트에서 사질토 층의 두께가 증가할수록 버킷기초의 선단지지력은 증가하며, d/D 가 클수록 증가 비율이 커지는 것으로 나타났다. 하지만 d/D 가 클수록 지지력은 무한정 증가하지 않고 일정 값에 도달하게 된다. 이는 Fig. 7에서 설명한 것과 같이 모든 지반 파괴가 상부 사질토 층에서 발생되기 때문이며, 이때의 일정한 지지력은 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 선단지지력과 같게 된다. 이와 같이 다층지반에서 하부 점성토가 버킷기초의 지지력에 영향을 미치지 않는 사질토 층의 깊이를 한계깊이(d_{crit})라고 할 수 있다. 즉, 버킷기초를 설계하기 전 지반조사 결과에서 하부 점성토 지반이 한계깊이 이상에 존재한다면 지지력은 사질토 지반에 설

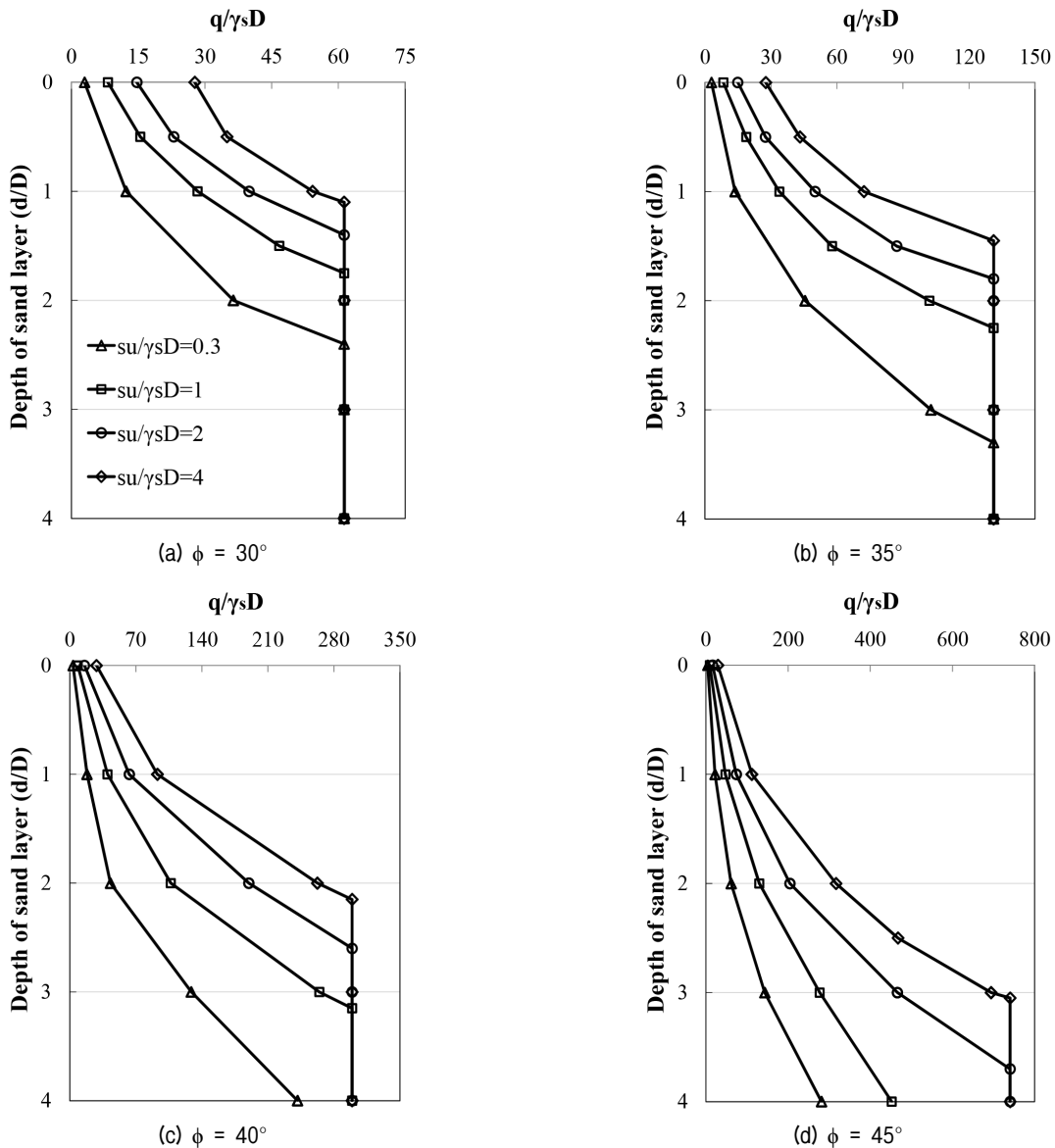


Fig. 9. Normalized base capacities of bucket foundation ($L/D = 1$)

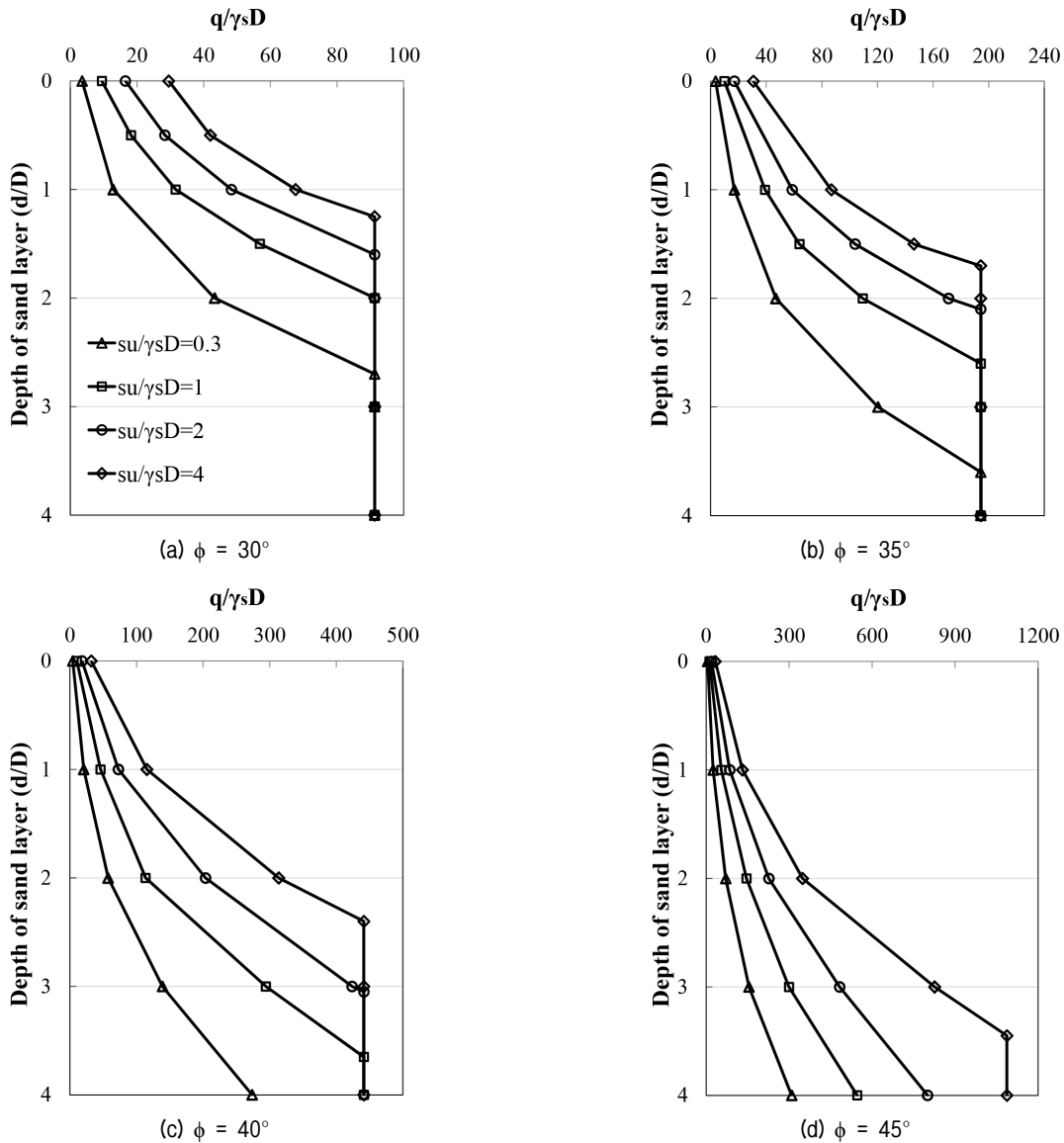


Fig. 10. Normalized base capacities of bucket foundation ($L/D = 1.5$)

치된 경우와 동일하게 산정할 수 있다.

본 절에서는 모든 매개변수 해석 결과를 토대로 버킷 기초의 선단지지력 산정 차트를 제시하였다. 제안된 차트는 버킷기초의 형상, 지반의 강도(ϕ , s_u), 상부 사질토 층의 두께가 주어진 경우 이에 해당하는 $q/\gamma_s D$ 를 간편하게 예측할 수 있는 장점이 있다.

4. 설계차트의 적용 예시

본 절에서는 앞서 제시된 설계차트를 이용하여 버킷 기초의 지지력을 산정하는 예를 설명하였다. 먼저 길이와 직경이 각각 10m인 버킷기초가 상부 사질토 층에 설치되며, 버킷기초 선단으로부터 20m 하부에는 점성토

지반이 존재한다. 각각의 지반 강도는 $\phi = 35^\circ$, $s_u = 70\text{kPa}$ 이며, $\gamma_s = 10\text{kN/m}^3$ 이다. 이와 같은 조건에서의 버킷기초 수직지지력을 산정하기 위해서는 Fig. 9(b)의 차트를 이용해야 한다. 이때 $s_u/\gamma_s D = 0.7$ 이므로 차트에서 바로 선단지지력을 예측할 수 없으며 제안된 값을 이용하여 보간(interpolation)이 필요하다. 즉, $s_u/\gamma_s D$ 가 0.3과 1일 때의 $q/\gamma_s D$ 값으로 보간법을 적용해야하며 이에 대한 결과를 Table 2에 정리하였다. 이때 $q/\gamma_s D$ 는 $s_u/\gamma_s D$ 에 대한 선형보간법(linear interpolation method)을 적용하였으며, $s_u/\gamma_s D = 0.7$ 일 때의 $q/\gamma_s D$ 는 Fig. 9(b)를 통해 77.8로 산정되었다. 이와 같이 차트로 예측된 지지력을 검증하기 위하여 예시 조건에 대한 수치해석을 수행하였으며, 도출된 변위(δ)-지지력 해석결과는 Fig. 11과 같다. 유한

요소해석을 수행하여 얻어진 $q/\gamma_s D$ 는 78.8로 차트를 이용하여 예측한 지지력과 1.3% 차이만을 보이므로, 제안된 차트를 이용하여 점성토의 s_u 에 대한 선형보간법을 적용하는 것은 적절한 것으로 분석되었다.

다음으로 앞선 예와 지반조건 및 버킷기초 형상은 동일하며, 상부 사질토의 ϕ 가 42° 인 경우의 지지력을 차트와 수치해석을 이용하여 산정한 후 비교하였다. 먼저 제안된 설계차트를 이용하여 버킷기초의 선단지지력을 예측하는 과정은 Table 3에 정리하였다. 이와 같은 경우 $\phi = 40, 45^\circ$ 각각에 대한 $s_u/\gamma_s D = 0.7$ 의 선형보간을 수행하여 $q/\gamma_s D$ 를 구한 후, $\phi = 42^\circ$ 에 대한 선형보간을 한번 더 수행하였다. 최종적으로 설계차트를 이용하여 $\phi = 42^\circ$, $s_u/\gamma_s D = 0.7$ 인 지반에서의 $q/\gamma_s D$ 값은 88.4로 예측되었다. Fig. 11에서 수치해석으로 산정된 $q/\gamma_s D$ 값은 89.8로 차트를 이용하여 예측한 결과와 1.6%의 차이만을 보이

Table 2. Estimation of the base capacity for Example 1

	L/D	ϕ	$s_u/\gamma_s D$	d/D	$q/\gamma_s D$
Lower	1	35°	0.3	2	45.5
Example 1	1	35°	0.7	2	77.8
Upper	1	35°	1	2	102

Table 3. Estimation of the base capacity for Example 2

	L/D	ϕ	$s_u/\gamma_s D$	d/D	$q/\gamma_s D$
Lower	1	40°	0.3	2	43
Interpolation	1	40°	0.7	2	80
Upper	1	40°	1	2	107
Lower	1	45°	0.3	2	61.5
Interpolation	1	45°	0.7	2	101
Upper	1	45°	1	2	130
Example 2	1	42°	0.7	2	88.4

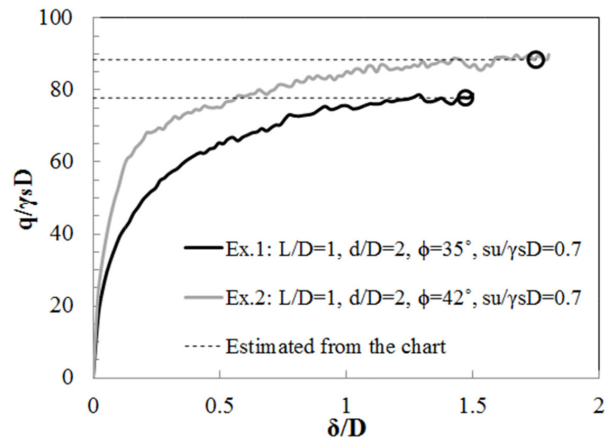


Fig. 11. Calculated displacement-base capacity curve

므로, 설계차트 이용 시 ϕ 에 대한 선형보간법이 적절하게 적용될 수 있음을 확인하였다.

5. 결론 및 고찰

본 연구에서는 2차원 축대칭 유한요소해석을 수행하여 점성토 지반 위의 사질토 층에 설치된 버킷기초의 수직지지력을 산정하고, 극한하중 작용 시 지반의 파괴 메커니즘을 분석하였다. 모든 해석에서 상부 사질토 지반은 실제와 같은 비관련흐름법칙을 적용하였으며, 기초의 장경비(L/D), 사질토의 마찰각(ϕ), 점성토의 비배수전단강도(s_u), 사질토 층 두께(d)가 다양한 조건에서 매개변수 해석을 수행하였다.

수치해석으로 산정된 버킷기초의 선단지지력은 위의 변수 값들에 비례하여 증가하는 것으로 나타났다. 극한 상태에서의 하중전달 메커니즘을 분석한 결과 버킷기초의 L/D와 사질토의 ϕ 가 커질수록 지반 파괴면은 증가하는 반면, 하부 지반의 s_u 가 증가할수록 지반의 파괴는 상부 사질토 층에 제한되는 결과를 보였다. 또한 사질토 층 두께가 증가할수록 사질토 지반 내에 발생하는 파괴면의 영향으로 지지력은 증가하지만, 일정 깊이 이상에서는 더 이상 하부 점성토 지반의 영향을 받지 않아 지지력이 일정하게 되는 한계깊이가 존재하는 것으로 나타났다.

본 연구에서는 계산된 버킷기초 수직지지력 결과를 토대로 다층지반에 설치된 버킷기초의 선단지지력 산정이 가능한 설계차트를 제시하였다. 또한 설계차트에 제시되지 않은 ϕ 와 s_u 에 대하여 선형보간법을 적용하고 유한요소해석 결과와 비교하였을 때, 이들의 차이는 1.6% 이하로 매우 작게 나타났다. 이를 통해 제시된 설계차트는 선형보간법의 적용이 가능하며, 점성토 층 위의 사질토 지반에 설치된 버킷기초의 수직지지력을 산정하는데 유용하게 사용될 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

이 논문은 2015년 해양수산부 재원으로 한국해양과학기술진흥원의 지원을 받아 수행된 연구임(과제번호: 20120093, 해상풍력 지구구조 설계기준 및 콘크리트 지구구조물 기술 개발).

참고문헌 (References)

1. Achmus, M., Akdag, C. T., and Thieken, K. (2013), "Load-Bearing Behavior of Suction Bucket Foundations in Sand", *Applied Ocean Research*, Vol.43, pp.157-165.
2. Achmus, M., Kuo, Y. S., and Abdel-Rahman, K. (2009), "Behavior of Monopile Foundations under Cyclic Lateral Load", *Computers and Geotechnics*, Vol.36, No.5, pp.725-735.
3. Bransby, M. F. and Randolph, M. F. (1997), "Shallow Foundations Subject to Combined Loadings", *9th International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomec*, 3, pp.1947-1952.
4. Brinkgreve, R. B. J. and Vermeer, P. A. (1999), *Plaxis: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses: Version 7*, Balkema.
5. Brocklehurst, C. J. (1993), *Finite Element Studies of Reinforced and Unreinforced Two-Layer Soil Systems*, University of Oxford.
6. Burd, H. and Frydman, S. (1997), "Bearing Capacity of Plane-Strain Footings on Layered Soils", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 34, No.2, pp.241-253.
7. Gourvenec, S. and Randolph, M. (2003), "Effect of Strength Non-Homogeneity on the Shape of Failure Envelopes for Combined Loading of Strip and Circular Foundations on Clay", *Geotechnique*, Vol.53, No.6, pp.575-586.
8. Hanna, A. and Meyerhof, G. (1980), "Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.17, No.2, pp.300-303.
9. Itasca (2011), *Flac, Fast Lagrangian Analysis of Continua*, Minneapolis.
10. Kim, D., Youn, J., Jee, S., Choi, J., Lee, J., and Kim, D. (2014), "Numerical Studies on Bearing Capacity Factor N_y and Shape Factor of Strip and Circular Footings in Sand According to Dilatancy Angle", *Journal of the Korean geotechnical Society*, Vol.30, No.1, pp.49-63 (in Korean).
11. Lee, J. and Salgado, R. (2005), "Estimation of Bearing Capacity of Circular Footings on Sands Based on Cone Penetration Test", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131, No.4, pp.442-452.
12. Lee, K., Cassidy, M., and Randolph, M. (2013a), "Bearing Capacity on Sand Overlying Clay Soils: Experimental and Finite-Element Investigation of Potential Punch-through Failure", *Geotechnique*, Vol.63, No.15, pp.1271.
13. Lee, K., Randolph, M., and Cassidy, M. (2013b), "Bearing Capacity on Sand Overlying Clay Soils: A Simplified Conceptual Model", *Geotechnique*, Vol.63, No.15, pp.1285.
14. Loukidis, D. and Salgado, R. (2009), "Bearing Capacity of Strip and Circular Footings in Sand Using Finite Elements", *Computers and Geotechnics*, Vol.36, No.5, pp.871-879.
15. Meyerhof, G. (1974), "Ultimate Bearing Capacity of Footings on Sand Layer Overlying Clay", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.11, No.2, pp.223-229.
16. Meyerhof, G. and Hanna, A. (1978), "Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Layered Soils under Inclined Load", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, No.4, pp.565-572.
17. Michalowski, R. L. and Shi, L. (1995), "Bearing Capacity of Footings over Two-Layer Foundation Soils", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.121, No.5, pp.421-428.
18. Milligan, G., Jewell, R., Houlsby, G., and Burd, H. (1989), "A New Approach to the Design of Unpaved Roads-Part I", *Ground Engineering*, Vol.22, No.3, pp.25-29.
19. Osborne, J., Houlsby, G., Teh, K., Bienen, B., Cassidy, M., Randolph, M., and Leung, C. (2009), "Improved Guidelines for the Prediction of Geotechnical Performance of Spudcan Foundations During Installation and Removal of Jack-up Units", *Proceedings of the 41st offshore technology conference*, Houston, OTC-20291.
20. Osborne, J. and Paisley, J. (2002), "S E Asia Jack-up Punch-Throughs: The Way Forward?", *Proceedings of the international conference on offshore site investigation and geotechnics - sustainability and diversity*, UK: Society of Underwater Technology, pp.301-306.
21. Osborne, J., Pelley, D., Nelson, C., and Hunt, R. (2006), "Unpredicted Jack-up Foundation Performance", *Proceedings of the 1st Jack-up Asia Conference*, Singapore.
22. Park, J., Park, D., and Yoo, J. (2016), "Vertical Bearing Capacity of Bucket Foundations in Sand", *Ocean Engineering*, Vol. submitted.
23. Park, J. S., Park, D., Jee, S. H., and Kim, D. J. (2015a), "Evaluation of Vertical Bearing Capacity of Bucket and Shallow Foundations Installed in Sand", *Journal of the Korean Geo-Environmental Society*, Vol.16, No.9, pp.33-41.
24. Park, J. S., Park, D., Yoon, S. W., and Jang, H. S. (2015b), "Vertical Load Transfer Mechanism of Bucket Foundation in Sand", *Journal of the Korean geotechnical Society*, Vol.31, No.7, pp.1-11.
25. Potts, D. M., Zdravkovic, L., and Zdravković, L. (2001), *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Application*, Thomas Telford.
26. Shiau, J., Lyamin, A., and Sloan, S. (2003), "Bearing Capacity of a Sand Layer on Clay by Finite Element Limit Analysis", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.40, No.5, pp.900-915.
27. Simulia (2010), *Abaqus User's Manual*, Dassault Systèmes Simulia Corp.

Received : May 12th, 2016

Revised : June 10th, 2016

Accepted : June 28th, 2016