

# 사질토 기반에 위치한 해상풍력발전기 석션기초의 복합하중에 대한 안전성 평가 Safety Evaluation of the Combined Load for Offshore Wind Turbine Suction Foundation Installed on Sandy Soil

박정선\*  
Jeong Seon Park\*

**요 지 :** 해상풍력발전기는 바람 및 파도, 구조물 자중에 의해 수직-수평-모멘트의 복합하중을 받는다. 본 연구에서는 유한요소해석으로 사질토 기반에 설치된 해상풍력발전기 석션기초의 복합하중에 대한 지지력을 산정하였다. 또한 복합하중이 작용하는 중의 석션기초 주변 지반의 응력상태를 상세하게 분석하였다. 최종적으로 유한요소해석 결과를 토대로 수평 및 모멘트 지지력 산정식과 복합하중에 대한 안전성을 평가하는 지지력 포락선 식을 제안하였다.

**핵심용어 :** 석션기초, 해상풍력발전기, 사질토 기반, 복합하중, 지지력

**Abstract :** Offshore wind turbine (OWT) receive a combined vertical-horizontal- moment load by wind, waves, and the structure's own weight. In this study, the bearing capacity for the combined load of the suction foundation of OWT installed on the sandy soil was calculated by finite element analysis. In addition, the stress state of the soil around the suction foundation was analyzed in detail under the condition that a combined load was applied. Based on the results of the analyses, new equations are proposed to calculate the horizontal and moment bearing capacities as well as to define the capacity envelopes under general combined loads.

**Keywords :** suction foundation, offshore wind turbine, sandy soil, combined load, bearing capacity

## 1. 서 론

해상풍력발전기는 다른 육상 구조물과 달리 바람 및 파도, 조류 등의 영향으로 큰 수평 하중과 모멘트 하중을 받는다. 최근 해상풍력발전기에 중력식 또는 말뚝기초 이외에 석션기초(suction foundation)가 새롭게 적용됨에 따라, 석션기초의 설계 기술에 관한 연구가 증가하고 있다. 석션기초는 컵을 얹어놓은 형태로 기초 내부가 비워져있으며, 수중설치 시 석션압에 의한 내·외부 압력차이로 간단하게 설치할 수 있는 장점이 있다. 이러한 석션기초는 장경비가 0.5~2 정도로 설계 시 얇은기초나 말뚝기초의 설계식을 바로 적용할 수 없는 어려움이 있다.

석션기초가 해양구조물의 기초로 활용도가 높아짐에 따라 지지력에 관한 많은 연구가 수행되어왔다. Hung and Kim (2012)은 정규압밀 점성토에 설치된 원형 석션기초의 수평 지지력을 산정하였으며, Hung and Kim(2014)은 3차원 유한요소해석을 수행하여 다양한 전단강도의 점성토 기반에 설치된 석션기초의 수평 및 모멘트 지지력을 산정하였다. 또한 단일 하중에 대한 지지력 외에 수평 및 모멘트 하중이 동시에 작용 경우의 지지력을 산정하는 연구가 다수 수행되었다(Bransby

and Randolph, 1999; Bransby and Yun, 2009; Gourvenec, 2008, Hung and Kim, 2014). 하지만 지금까지의 연구는 해양지반이 점성토인 경우가 많아 대부분이 점성토 기반을 대상으로 하였으며, 사질토 기반에 대해서는 소수의 실험적 연구가 수행되었다. Achmus et al.(2013)은 수치해석을 이용해 사질토 기반에 설치된 석션기초의 지지력 포락선(capacity envelope)을 산정하였으나, 수직하중이 10MN으로 고정된 상태의 수평 및 모멘트 지지력을 계산하였다.

본 연구에서는 3차원 유한요소해석으로 사질토 기반에 설치된 석션기초의 수직-수평-모멘트 복합하중에 대한 지지력을 산정하였다. 특히 사질토 기반에서의 석션기초 거동을 분석하기 위해 복합하중 작용 시 주변 지반의 응력전달 메커니즘을 함께 분석하였으며, 계산된 지지력 결과를 토대로 석션기초 설계에 활용할 수 있는 지지력 산정식을 제시하였다.

## 2. 수치해석 모델 및 검증

### 2.1 수치해석 모델 구축

본 연구에서는 Abaqus(Simulia, 2010) 유한요소해석 프로그램을 이용하여 해상풍력발전기 석션기초의 통합하중에 대

\*한국수력원자력(주) 중앙연구원 일반연구원(Researcher, Korea Hydro & Nuclear Power Co., LTD., Central Research Institute, Daejeon 34101, Korea, Tel.: +82-42-870-5243, Fax.: +82-42-870-5999, jpark617@khnp.co.kr)

한 안전성을 평가하였다. 수직-수평-모멘트 하중의 작용을 모사하기 위해 지반과 기초는 모두 3차원으로 모델링하였으며, 대칭성을 고려하고 해석시간 단축을 위해 실제의 반단면만 모델링하였다. 기초는 변형이 발생하지 않는 강체(rigid body)로 모사하였으며, 기초와 지반의 해석격자는 C3D8 요소(eight-node linear brick element)를 사용하였다(Achmus et al., 2013). 또한 해석에서 하중을 극한 상태까지 작용시켜 지반에서는 상대적으로 큰 변위가 발생하므로, 지반 요소에서는 기하학적 비선형성 발생을 허용하였다.

지반모델의 바닥경계는 수직 및 수평방향 변위 발생이 없으며, 측면경계는 수평변위 발생이 없도록 경계조건을 적용하였다. 이러한 경계조건이 해석결과에 영향을 미치지 않는 모델 크기를 결정하기 위해 민감도 분석을 수행하였으며(sensitive study), 분석결과 원통형 지반모델의 직경은 석션기초 직경(D)의 12배, 높이는 기초 선단으로부터 6D만큼이 적절한 것으로 나타났다. 또한 해석모델 격자크기를 결정하기 위한 민감도 분석도 수행하였으며, 격자크기는 경계면에서 기초 주변 중심부로 갈수록 감소하도록 하였다. 격자크기 민감도 분석은 해석의 정확성을 높이는 동시에 시간단축이 될 수 있는 상태를 결정하는 과정이다. 분석 결과, 석션기초 주변의 가장 작은 지반요소 격자 크기가 0.05D일 때 지지력 값이 수렴하기 시작하여 이를 최소 크기로 결정하였다. 모든 해석에서 석션기초의 직경(D)과 10 m, 두께(t)는 0.15 m로 유지하였다. 석션기초 내부의 흙은 측면 스커트(skirt)로 구속되어 있어, 실제 묻힌기초(embedded foundation)처럼 거동하므로 두께(t)는 지지력에 큰 영향을 미치지 않는다(Hung and Kim, 2012). Fig. 1은 앞서 설명한 지반-석션기초 3차원 유한요소 해석 모델을 보여준다.

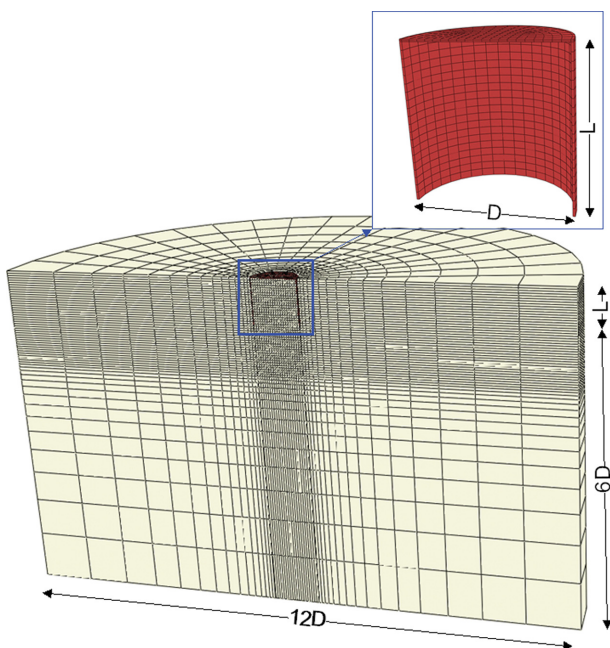


Fig. 1. Finite element model of a suction foundation system.

본 연구에서는 석션기초가 사질토 지반(sandy soil)에 설치된 조건에 대한 해석을 수행하였다. 사질토의 특성을 모사하기 위하여 선형탄성-완전소성의 특징을 갖는 모어쿨롱(Mohr-Coulomb, MC) 모델을 사용하였으며, 하중작용 시 지반은 간극 내 물이 완전히 배수되는 조건으로 가정하였다. 지반과 석션기초 사이의 상호작용을 모사하기 위해 Abaqus 프로그램에 탑재된 경계면 요소를 사용하였다. 경계면 요소는 접선방향(tangential)으로 미끄러짐이 허용되며, 쿨롱 마찰(Coulomb friction) 모델에 의해 미끄러짐이 결정된다. 경계면의 마찰각( $\delta$ )은 사질토 지반 마찰각( $\phi$ )의 3분의 2 크기로 가정하며(Achmus et al., 2009; Achmus et al., 2013; Park et al., 2016), 경계면 요소 수직방향은 접촉의 분리가 허용되는 조건이다.

석션기초의 지지력을 수치해석 모델을 통해 계산하는 과정은 다음의 단계를 거친다. 첫 번째로 초기 지반응력상태를 구현하며, 이때 석션기초가 설치될 공간은 비어있는 상태로 응력을 초기화한다. 다음으로 석션기초 모델을 활성화하며, 지반과 기초사이의 경계면 요소도 활성화한다. 본 연구에서는 석션기초가 석션압을 통해 설치되는 과정은 모사하지 않았으며, 설치된 이후 상태를 고려하였다. 마지막 단계로는 석션기초 상단 중앙에 위치한 기준점(reference point, RP)에 변위를 작용시켜 극한지지력을 산정한다. 많은 연구에서 기초의 지지력을 산정함에 있어 변위 조절방법이 가장 적절하다고 알려져 있다(Bransby and Randolph, 1997; Gourvenec and Randolph, 2003). 해석결과 도출된 하중-변위 곡선에서 극한 지지력은 접선의 교차점(tangent intersection method)으로 결정하였다(Hung and Kim, 2012; Hung and Kim, 2014).

사질토의 수중단위중량( $\gamma$ )은  $10 \text{ kN/m}^3$ , 정지토압계수( $K_0$ )는 0.43, 포아송비( $\nu$ )는 0.3으로 고정하였으며, 탄성계수( $E_s$ )는 깊이 에 따라 증가하도록 응력의 함수로 다음의 식으로 적용하였다.

$$E_s = \kappa \cdot \sigma_{at} \cdot \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_{at}} \right)^\lambda \quad (1)$$

여기서  $\sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$  기준응력,  $\sigma_m$  = 평균 주응력,  $\kappa$  = 기준응력에서의 흙의 강성,  $\lambda$  = 응력기준의 상수를 의미한다. 본 연구에서는 중간 밀도 사질토( $\phi' = 35^\circ$ )에 대해서는  $\kappa$ 와  $\lambda$ 를 각각 400, 0.6으로 적용하였으며, 조밀한 사질토( $\phi' = 40^\circ$ )에 대해서는 각각 600과 0.55를 적용하였다(Achmus et al., 2013).

매개변수 연구를 위하여 사질토 지반의 마찰각( $\phi$ )은  $35^\circ$ 와  $40^\circ$ 로 고려하였으며, 실제 사질토 지반은 점착력이 0에 가깝지만 해석의 안정성을 위해 작은 점착력( $c = 1 \text{ kPa}$ )을 적용하였다. 실제 사질토의 특성을 모사하기 위해 수치모델에서 MC 모델에 비연관 흐름법칙(non-associated flow rule)을 고려하였으며, 팽창각은 다음의 식을 통해 산정하였다(Itasca, 2011; Achmus et al., 2013).

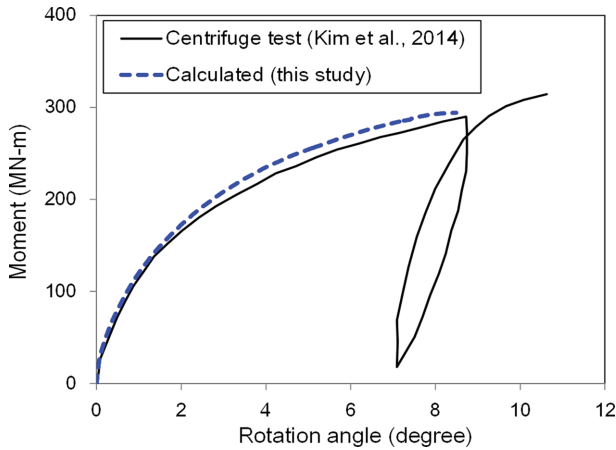


Fig. 2. Comparison of rotation-moment curves between FE analysis and experimental test.

$$\psi' = \phi' - 30^\circ \quad (2)$$

## 2.2 모델 검증

본 연구에서 구축된 3차원 수치모델의 정확성을 검증하기 위하여, Kim et al.(2014)에서 수행한 석션기초의 원심모형 실험 결과와 비교하였다. 검증을 위해 모멘트 하중이 작용할 때의 회전각-모멘트 하중의 관계를 수치해석으로 산정하였다.

Kim et al.(2014)이 원심모형실험을 수행한 석션기초의 직경(D)과 길이(L), 두께(t)는 각각 15.5 m, 10.5 m, 0.04 m이다. 콘관입시험(Con Penetration Test, CPT)과 전단파속도 측정 결과로 수치모델의 사질토 지반의 입력물성을 결정하였다. 또한 모멘트 하중(M)은 수평하중(H)이 석션기초 상판 위쪽 33.1 m 높이에 작용하여 발생하는 조건으로 해석을 수행하였다. Fig. 2는 원심모형실험의 결과와 수치해석의 결과를 비교하였다. 계산된 기초의 회전각-모멘트 하중의 결과는 실험결과와 큰 차이가 없음을 보여 구축된 모델의 정확성을 검증하였다.

## 3. 수치해석 결과

본 연구에서 목표로 한 석션기초의 복합하중에 대한 안전성을 평가하기 위하여 단순한 하중조건에서의 안전성 평가 방법을 우선 연구하였다. 단순한 조건은 석션기초에 수직하중이 작용하지 않는 상태에서의 수평( $H_0$ ) 및 모멘트( $M_0$ ) 지지력을 계산하였다. 이후 실제와 같이 풍력발전기 타워의 수직하중이 작용하는 상태에서의 수평 및 모멘트 지지력을 산정하였다.

### 3.1 석션기초 응력전달 메커니즘

우선 석션기초에 수평하중이 작용할 때의 거동을 파악하기 위해 석션기초 및 주변 지반의 변위벡터를 분석하였다. Fig.

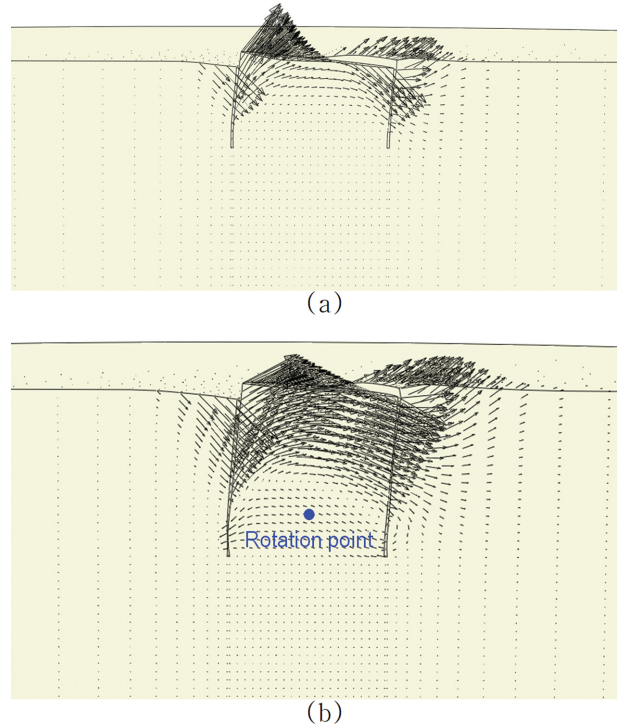


Fig. 3. Displacement vectors and deformed shape of soil under horizontal load ( $\phi' = 35^\circ$ ). (a)  $L/D = 0.5$ , (b)  $L/D = 1$ .

3은 각각 장경비( $L/D$ )가 0.5와 1인 석션기초에 극한수평하중 작용 시 변위발생 결과이다. 두 경우 모두 오른쪽으로 수평하중이 작용할 때, 기초 앞쪽에는 수동파괴(passive failure)가 발생하고 뒤쪽에는 주동파괴(active failure)가 발생하였다. 하지만 기초 장경비에 따라 기초 및 지반의 거동은 다소 다르게 나타났다. 장경비가 0.5로 작은 경우에 석션기초는 지반과 분리가 크게 발생하며 수직방향으로 이동하지만, 장경비가 증가함에 따라 석션기초는 짧은 말뚝(pile)과 같이 중심점(rotation point)을 기준으로 회전하는 거동을 보였다. 이때 회전의 중심점은 석션기초 길이의 80% 정도 깊이에 위치하였다.

Fig. 4는 극한상태 수평하중이 작용할 때 석션기초 스커트(skirt)에 작용하는 수평응력의 분포를 도시하였다. 석션기초 앞과 뒤, 스커트 안쪽과 바깥쪽으로 총 4개의 수평응력 분포를 분석하였다. 그림에는 하중이 작용하기 전의 초기상태에 스커트에 작용하는 수동토압(passive earth pressure)이 함께 비교되었다. 수평하중이 작용하기 시작하면 하중이 작용하는 방향(오른쪽)의 바깥쪽 스커트에는 큰 수평응력이 발생하고, 석션기초 뒤쪽(왼쪽)의 스커트에는 작은 수평응력이 작용하였다. 또한 Fig. 3에서 분석된 것과 같이 장경비가 커질수록 기초는 회전하려는 거동을 보인다. Fig. 4(b)에서 스커트 선단에서도 큰 수평응력이 발생하는데, 이는 회전 거동의 영향이다. 석션기초는 말뚝기초와 달리 내부가 흙으로 채워져 있으므로 수평하중 작용 시 기초에 작용하는 응력의 분포가 복잡하다.

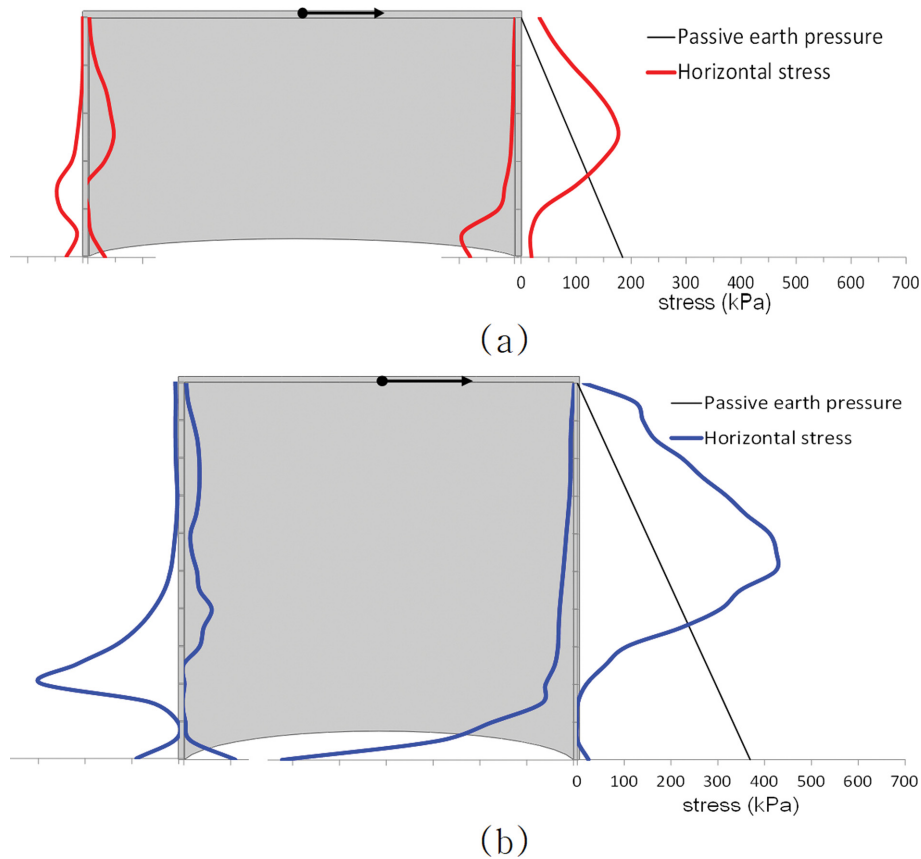


Fig. 4. Horizontal stress distribution at ultimate state along the skirt ( $\phi' = 35^\circ$ ). (a)  $L/D = 0.5$ , (b)  $L/D = 1$ .

**Table 1.** Parameters and values performed in uniform sand

Load	$\phi'$	$L/D$
Horizontal	$35^\circ$	0.5
Moment	$40^\circ$	1
		1.5
		2

### 3.2 단순 수평 및 모멘트 지지력

다양한 조건에서의 석션기초 수평 및 모멘트 지지력을 산정하기 위해 총 16회의 유한요소해석을 수행하였다. 수행된 해석 조건은 Table 1과 같다. 두 종류의 사질토 지반 마찰각과 네 종류의 석션기초 형상(장경비)이 고려되었다.

Table 2와 Fig. 5(a)는 수치해석으로 계산된 석션기초의 수평 지지력( $H_0$ ) 결과를 보여준다. 수평지지력은 석션기초의 장경비가 증가할수록 빠르게 증가하는데, 이는 기초의 길이가

증가할수록 스킵트에 작용하는 수평방향 구속응력이 증가하기 때문이다. 사질토 지반 마찰각이  $35^\circ$ 와  $40^\circ$ 인 경우의 수평 지지력을 평균 내어 비교했을 때,  $\phi' = 40^\circ$ 인 경우에 지지력이 45% 정도 높은 것으로 분석되었다.

또한 석션기초의 수평 지지력을 산정하는 방법이 명확하게 제시된바 없으므로, 거동이 유사한 짧은 말뚝의 지지력 산정식(Broms, 1964)과 비교하였다. Broms 식으로 계산한 말뚝의 지지력은 석션기초의 수평지지력보다 크므로 이를 사용할 시 과대 예측할 수 있다.  $\phi' = 35^\circ$ 인 경우에 Broms의 식은 지지력을 최대 33% 높게 예측하며, 기초의 장경비가 작을수록 차이가 큰 것으로 분석되었다.

동일한 조건에서 계산된 석션기초의 모멘트 지지력은 Fig. 5(b)와 같다. 모멘트 지지력도 장경비가 커질수록 증가속도가 빠르며, 수평 지지력보다도 증가율이 큰 것으로 나타났다.

앞서 설명한 것과 같이 석션기초의 수평 지지력을 산정할

**Table 2.** Comparison results of horizontal capacity (MN)

		$L/D=0.5$	$L/D=1$	$L/D=1.5$	$L/D=2$	Average
$\phi' = 35^\circ$	Calculated(A)	3	14	33	59	28
	Broms(B)	4.6	18.5	41.5	73.8	34.6
	B/A Ratio	1.33	1.29	1.25	1.25	1.24
$\phi' = 40^\circ$	Calculated(A)	5	21	49	88	41
	Broms(B)	5.7	23.0	51.7	92.0	43.1
	B/A Ratio	1.18	1.09	1.06	1.05	1.05



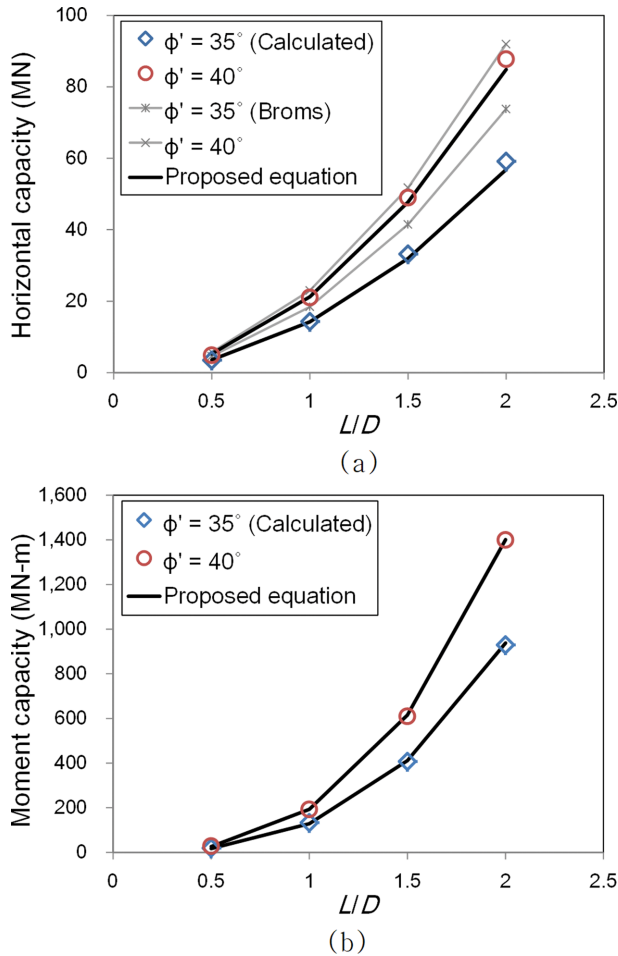


Fig. 5. Calculated  $H_0$  and  $M_0$  of suction foundations. (a)  $H_0$ , (b)  $M_0$ .

수 있는 명확한 방법이 없으며, 짧은 말뚝의 식을 적용하는 데도 문제점이 있으므로 계산결과를 토대로 새로운 식을 제시하였다. 계산된 수평 지지력을 Broms의 식과 유사하게  $\gamma, D, L^2$ 으로 정규화하였다. 정규화된 결과는 석션기초 장경비에는 영향을 받지 않으며, 사질토 지반의 마찰각에는 영향을 받는 것으로 나타났다(Fig. 6(a)). 계산된 수평 지지력의 정규화된 값을 회귀분석(SPSS, 2012)하여 다음의 산정식을 제시하였다.

$$H_0 = 0.55 \times \tan \phi' \times K_p \times \gamma' \times D \times L^2 \quad (3)$$

여기서  $K_p$ 는 Rankine의 수동토압계수이다.

수평 지지력과 유사하게 계산된 모멘트 지지력은  $\gamma' \cdot D \cdot L^3$ 으로 정규화하였다(Fig. 6(b)). 정규화된 모멘트 지지력은 사질토 지반 마찰각 및 기초의 장경비의 영향을 받는 것으로 나타났다. 따라서 계산된 값을 토대로 사질토 지반에 설치된 석션기초의 모멘트 지지력( $M_0$ )은 다음의 식으로 산정 가능하다.

$$M_0 = 0.5 \times \tan \phi' \times \left(\frac{L}{D}\right)^{-0.14} \times K_p \times \gamma' \times D \times L^3 \quad (4)$$

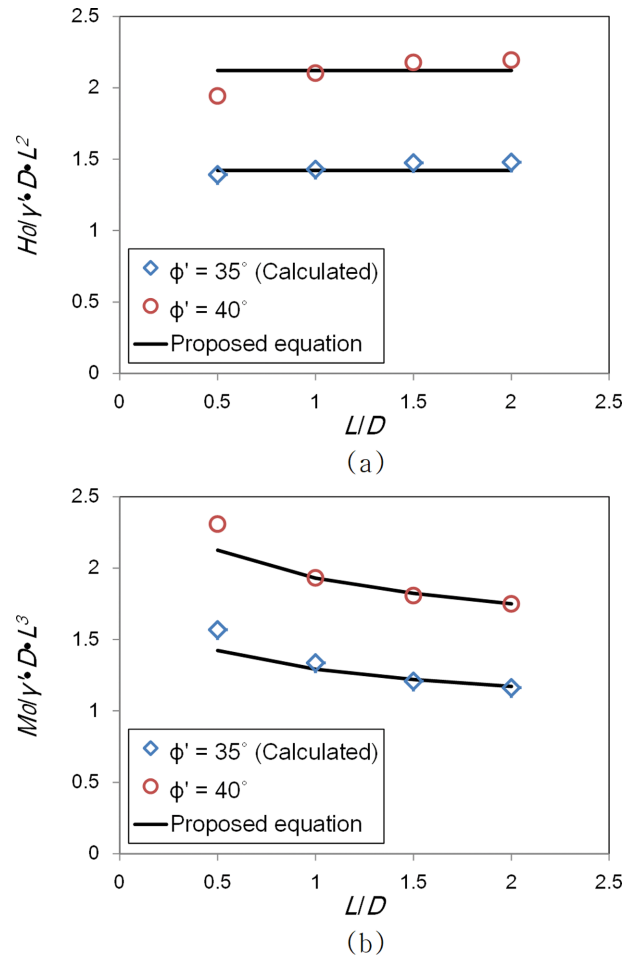


Fig. 6. Normalized  $H_0$  and  $M_0$  of suction foundations. (a)  $H_0$ , (b)  $M_0$ .

### 3.3 복합하중에 대한 지지력

실제 해상풍력발전기는 타워의 자중에 의해 수직하중이 항상 작용한다. 본 절에서는 수직하중이 작용하는 상태에서의 석션기초 수평 및 모멘트 지지력을 산정하였다. 사질토 지반은  $\phi' = 35^\circ$ 와  $40^\circ$  두 가지를 고려하였으며, 석션기초의 장경비는 1인 경우를 대상으로 하였다. 해석 시 작용하는 수직하중은 일반적으로 작동 시 발생하는 하중 범위를 적용하였다(5~30MN). Fig. 7은 각각 마찰각이  $35^\circ, 40^\circ$ 인 경우에 계산된 회전각-모멘트 지지력의 결과를 보여준다. 앞서 계산한 수직하중이 작용하지 않는 경우( $V = 0$ )의 모멘트 지지력도 함께 비교하였다. 수직하중이 작용하는 경우,  $V = 0$ 일 때보다 초기 지지력의 기울기 및 극한지지력이 증가하는 것으로 나타났다. 이러한 현상은 점성토 지반에서와 반대의 경향을 보여준다. 점성토 지반에서는 수직하중이 작용할 때 모멘트 지지력이 감소하였다(Bransby and Randolph, 1998; Hung and Kim, 2014).

이러한 현상을 설명하기 위하여 Fig. 8에서는 석션기초 선단(tip) 깊이에서의 흙에 작용하는 수직 및 수평응력을 분석하였으며, 이는 초기 지중응력으로 정규화하여 비교하였다. 해석 시 모멘트 하중은 석션기초 상단에서 시계방향으로 작용

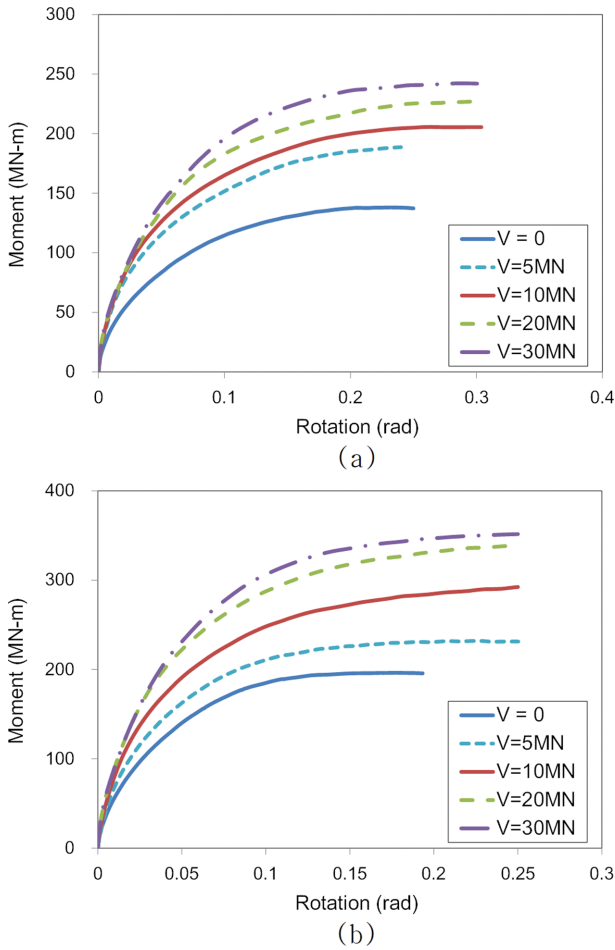


Fig. 7. Moment-rotation relations for the suction foundations. (a)  $\phi' = 35^\circ$ , (b)  $\phi' = 40^\circ$ .

하므로, 수직 및 수평응력이 기초의 중심축으로부터 오른쪽에 크게 발생한다. 특히 수직하중이 작용할 때 응력의 증가율이 큰 것으로 분석되었다. 이는 석선기초 하부의 흙이 수직하중이 작용할 때 더 구속됨에 따라, 회전 거동에 더 큰 저항력을 보이기 때문이다.

실제 해상풍력발전기에 수평 및 모멘트 하중은 따로 작용하지 않고 동시에 작용한다. 따라서 두 하중이 동시에 작용하게 되면 수평 및 모멘트 지지력은 감소하게 된다. 이러한 복합하중에 대한 안전성은 지지력 포락선(capacity envelope)으로 나타낼 수 있다. 일반적으로 지지력 포락선은 *swipe method*로 산정할 수 있으며, 최대 모멘트 하중을 작용한 뒤 수평하중을 줄여가는 방식으로 계산한다. Fig. 9는 두 가지 사질토 지반조건에서 계산된 석선기초의 지지력 포락선 산정 결과이다. Fig. 7에서와 동일한 수직하중을 작용하였으며, 모든 경우에 수직하중을 작용시킬수록 포락선의 크기가 증가하였다. 이러한 수평-모멘트 지지력의 증가는 수직하중이 작용함에 따라 석선기초 주변 지반의 구속압(confining stress)과 강도가 증가하기 때문이다. 하지만 수평 및 모멘트 지지력은 수직하중의 크기에 비례하여 증가하지 않고, 증가량은 감소하는 것으로 나타났다.

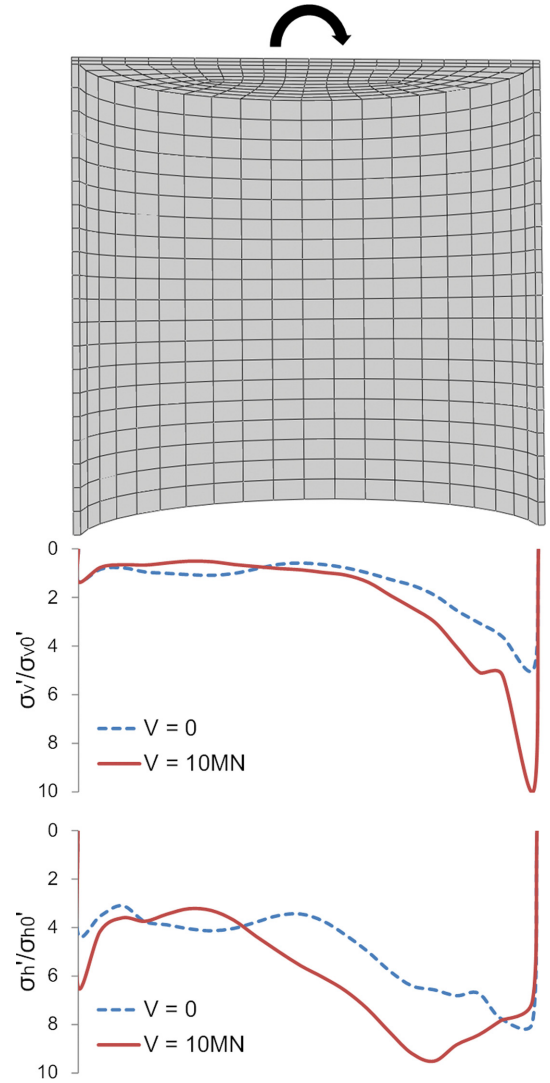


Fig. 8. Distribution of the vertical and horizontal stress in sand at the skirt tip level ( $\phi' = 35^\circ$ ).

식을 제안하기 위하여 Fig. 10(a)는 앞서 계산한 수직하중 증가에 따라 계산된 모멘트 지지력을 정규화하여 나타내었다. 여기서 모멘트 지지력( $M_{ult}$ )은 Fig. 9의 세로축 절편값이며, 이는 Eq. (4)의 단순 모멘트 지지력( $M_0$ )로 정규화하였다. 작용하는 수직하중( $V$ )은 사질토 지반에서의 석선기초 수직지지력( $V_0$ )으로 정규화하였다(Park et al., 2016).  $V/V_0$ 와  $M_{ult}/M_0$ 의 관계를 비교한 결과, 조밀한 사질토 지반( $\phi' = 40^\circ$ )에서 수직하중 작용에 따른 증가율이 큰 것으로 나타났다. 또한 앞서 언급한대로 수직하중 증가에 따라 모멘트 지지력의 증가량은 감소하는 비선형 관계를 보였다. 정규화된 계산결과를 토대로 다음의 식을 제안하였다.

$$\frac{M_{ult}}{M_0} = 1 + 16.35 \times (\tan \phi')^{2.6} \times \left( \frac{V}{V_0} \right)^{0.59} \quad (5)$$

모멘트 지지력과 동일한 방법으로 수평 지지력에 대해서도 정규화된 산정식을 제시하였다. 수평 지지력( $H_{ult}$ )은 Fig. 9의

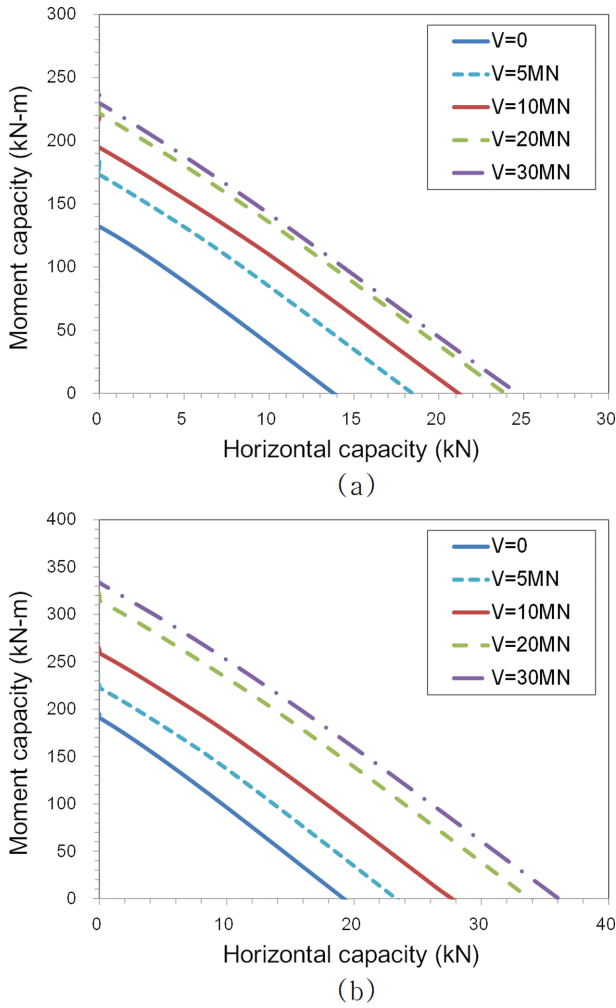


Fig. 9. Horizontal-moment capacity envelope of the suction foundations. (a)  $\phi' = 35^\circ$ , (b)  $\phi' = 40^\circ$ .

가로축 절편값이며, 이는 Eq. (3)의 단순 수평 지지력( $H_0$ )로 정규화하였다. Fig. 10(b)는 정규화된 계산결과와 산정식을 보여준다(Eq. (6)). 전반적인 경향은 Fig. 10(a)의 모멘트 지지력과 유사하지만, 모멘트 지지력보다 수직하중 작용에 따른 수평 지지력의 증가가 큰 것으로 나타났다.

$$\frac{H_{ult}}{H_0} = 1 + 19.65 \times (\tan \phi')^{2.83} \times \left(\frac{V}{V_0}\right)^{0.59} \quad (6)$$

Fig. 9에서 최종적으로 모든 지지력 파괴포락선은 크기가 다르지만 유사한 형태를 갖는다. 따라서 모든 파괴포락선을 가로 및 세로축 절편값( $H_{ult}$ ,  $M_{ult}$ )으로 정규화하면 Fig. 11과 같은 한 개의 파괴포락선을 도출할 수 있다. 이와 같은 통합하중 작용 시 석션기초의 최종 지지력 포락선 식은 다음과 같다.

$$\left(\frac{H}{H_{ult}}\right) + \left(\frac{M}{M_{ult}}\right) = 1 \quad (7)$$

사질토 지반에 설치된 석션기초의 통합하중에 대한 안전성

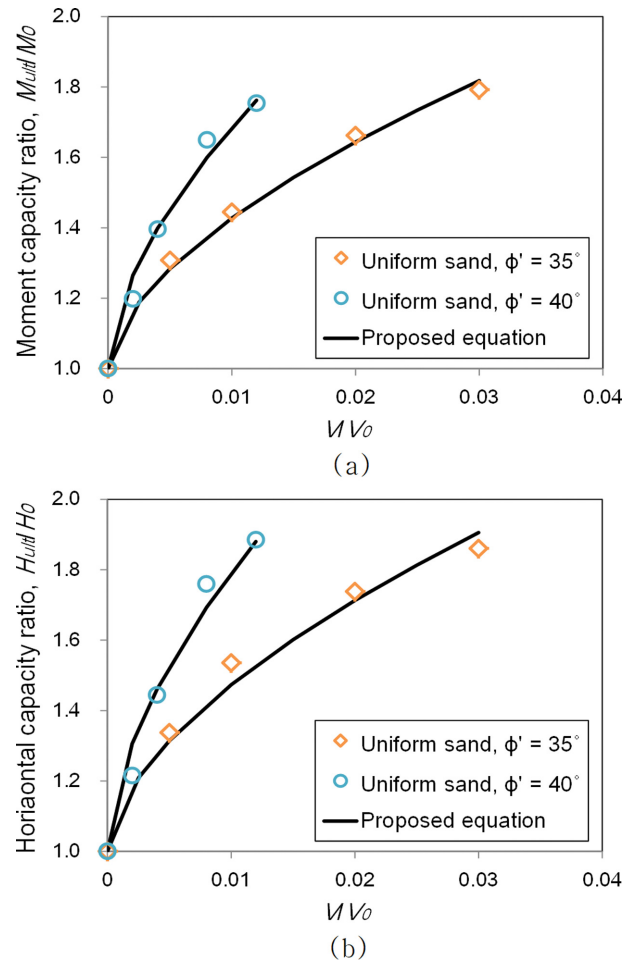


Fig. 10. Capacity ratio for vertical loads. (a)  $M_{ult}/M_0$ , (b)  $H_{ult}/H_0$ .

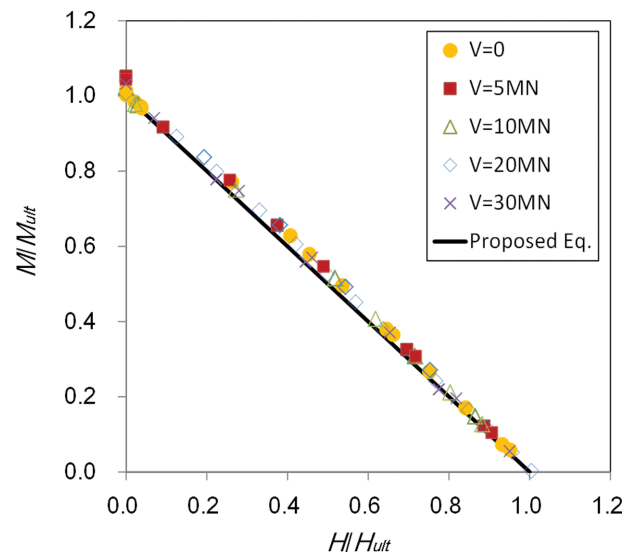


Fig. 11. Normalized horizontal-moment capacity envelope of the suction foundations in sand.

을 평가하기 위해서  $H_{ult}$ 는 Eq. (3)과 (6)을 사용하고,  $M_{ult}$ 는 Eq. (4)와 (5)를 적용하여 산정한 후 Eq. (7)의 최종 지지력 포락선을 도출하여 활용할 수 있다.

## 4. 결 론

본 연구에서는 사질토 지반에 설치된 석션기초의 통합하중에 대한 거동분석과 지지력을 산정하기 위하여 3차원 유한요소해석을 수행하였다. 석션기초에 수평하중이 작용할 때의 거동은 짧은 말뚝과 유사하며, 기초 내부의 회전점을 중심으로 회전하는 거동을 보인다. 하지만 석션기초는 내부가 흙으로 채워져 있으므로 기초 주변의 지반 응력분포가 매우 복잡한 형태를 보인다.

또한 실제 해상풍력발전기와 같이 수직하중이 작용할 때 주변 지반의 구속압이 증가하여 수평 및 모멘트 지지력의 크기가 증가한다. 수직-수평-모멘트 하중을 동시에 작용시키는 유한요소해석을 수행하여 지지력 포락선을 산정하였다. 계산결과를 토대로 석션기초의 수평 및 모멘트 지지력과 복합하중에 대한 통합 안전성을 평가할 수 있는 지지력 포락선 산정식을 제안하였다.

## References

- Achmus, M., Akdag, C.T. and Thieken, K. (2013). Load-bearing behavior of suction bucket foundations in sand. *Applied Ocean Research*, 43, 157-165.
- Achmus, M., Kuo, Y.S. and Abdel-Rahman, K. (2009). Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. *Computers and Geotechnics*, 36(5), 725-735.
- Bransby, M.F. and Randolph, M.F. (1997). Shallow foundations subject to combined loadings. 9<sup>th</sup> International Conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomec, 3, 1947-1952.
- Bransby, M.F. and Randolph, M.F. (1998). Combined loading of skirted foundations. *Geotechnique*, 48(5), 637-655.
- Bransby, M.F. and Randolph, M.F. (1999). The effect of embedment depth on the undrained response of skirted foundations to combined loading. *Soil and Foundations*, 39(4), 19-33.
- Bransby, M.F. and Yun, G.J. (2009). The undrained capacity of skirted strip foundations under combined loading. *Geotechnique*, 59(2), 115-125.
- Broms, B.B. (1964). Design of laterally loaded piles. *Proc. ASCE*, 91(SM3), 97-99.
- Gourvenec, S. (2008). Effect of embedment on the undrained capacity of shallow foundations under general loading. *Geotechnique*, 58(3), 177-185.
- 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*, 53(6), 575-586.
- Hung, L.C. and Kim, S.R. (2012). Evaluation of vertical and horizontal bearing capacities of bucket foundations in clay. *Ocean Engineering*, 52, 75-82.
- Hung, L.C. and Kim, S.R. (2014). Evaluation of undrained bearing capacities of bucket foundations under combined loads. *Marine Georesources & Geotechnology*, 32(1), 76-92.
- Itasca (2011). *FLAC, Fast Lagrangian Analysis of Continua*. Minneapolis.
- Kim, D.J., Choo, Y.W., Kim, J.H., Kim, S. and Kim, D.S. (2014). Investigation of monotonic and cyclic behavior of tripod suction bucket foundations for offshore wind towers using centrifuge modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(5).
- Park, J.S., Park, D. and Yoo, J.K. (2016). Vertical bearing capacity of bucket foundations in sand. *Ocean Engineering*, 121(1), 453-461.
- Simulia (2010). *Abaqus user's manual*. Dassault Systèmes Simulia Corp.
- SPSS, I. (2012). *IBM SPSS statistics version 21*. International Business Machines Corp.

---

Received 23 September, 2021

Revised 18 October, 2021

Accepted 18 October, 2021