

실트질모래 지반에서 버켓기초의 압입저항력에 대한 원심모형실험 연구

Jacking Penetration Resistance of Bucket Foundations in Silty Sand Using Centrifuge Modelling

김 동 준¹ Kim, Dong-Joon 윤 준 웅² Youn, Jun-Ung
이 규 열³ Lee, Kyu-Yeol 지 성 현⁴ Jee, Sung-Hyun
추 연 옥⁵ Choo, Yun Wook

Abstract

Penetration resistance of bucket foundations with skirt wall in the silty sand of the western coast of Korea was analyzed by centrifuge modelling. The penetration resistance is induced when the bucket foundations are jacked into the soil without suction, and is directly related to the self-weight penetration depth. The procedure by Houlsby and Byrne (2005), which takes into account the effect of stress increase by frictional resistance of skirt wall, was utilized to generate the penetration resistance similar to the experimental results. This paper describes the methods by which major parameters such as lateral earth pressure coefficient and friction angle between the skirt wall and the soil are evaluated. The effect of changes in these parameters on the predictions is analyzed. Also, observed soil behaviour during jacking penetration is investigated.

요 지

서남해안 지역의 중간조밀한 실트질모래 지반에서 버켓기초 스킨트벽체의 압입저항력을 원심모형실험을 통하여 분석하였다. 압입저항력은 석션을 작용하지 않고 버켓기초를 지반에 관입시킬 때 발생하는 저항력으로서 자중관입 깊이와 직접적으로 관계된다. 스킨트벽체의 주면저항력에 의한 지반의 응력증가 효과를 고려하는 방법(Houlsby and Byrne, 2005)을 기반으로 실험 결과와 유사한 압입저항력을 산정할 수 있었다. 압입저항력 산정에 이용되는 수평토압계수, 스킨트벽체와 지반간의 경계면 마찰각 등의 주요 물성값의 산정 방법에 대하여 기술하였다. 또한, 응력증가 효과의 고려 여부와 물성값의 변화가 압입저항력 산정 결과에 미치는 영향과 실험을 통해 예측된 압입시 지반거동에 대하여 분석하였다.

Keywords : Bucket foundation, Silty sand, Jacking installation resistance, Lateral earth pressure coefficient, Centrifuge modelling

1 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 차장 (Member, Chief Research Engineer, R&D Division, Hyundai E&C Co. Ltd., Tel: +82-31-280-7266, Fax: +82-31-280-7070, djkim@hdec.co.kr, Corresponding author, 교신저자)

2 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 과장 (Member, Senior Research Engineer, R&D Division, Hyundai E&C Co. Ltd.)

3 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 사원 (Member, Research Engineer, R&D Division, Hyundai E&C Co. Ltd.)

4 정희원, 현대건설(주) 연구개발본부 부장 (Member, General Manager, R&D Division, Hyundai E&C Co. Ltd.)

5 정희원, 국립공주대학교 건설환경공학부 부교수 (Member, Associate Prof., Dept. of Civil & Environmental Engrg., Kongju National Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2015년 7월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

1. 연구 대상 및 배경

석션 버켓기초는 버켓기초를 해저면에 안착시킨 후 내부의 물을 펌핑 배수함으로써 발생하는 버켓기초 내부와 외부의 압력차를 이용하여 지반에 관입하여 설치하는 기초 형식으로 설치를 위해 대형장비가 필요하지 않고, 해저지반에 근입시킴으로써 수직지지력의 증가 및 파도 및 조류에 의한 해양하중과 풍하중 등에 의해 구조물에 작용하는 수평 및 모멘트 하중에 대한 저항력이 우수하여 해양구조물의 기초로 적합한 장점을 가지고 있다. 버켓기초는 해양플랜트 산업에서 부유식 구조물의 계류를 위한 앵커 또는 고정식 구조물의 기초로 이용되어 왔으며(Erbrich and Tjelta, 1999), 최근에는 해상풍력터빈의 기초로 이용하기 위한 연구가 활발히 수행되고 있다(Villalobos, 2006; Senders, 2008; Kim et al., 2013a).

석션 버켓기초의 설계에서는 지지력, 변위 등에 대한 안정성 검토 이외에도 설치에 대한 검토가 필요하며, 설치 단계는 크게 2단계로 구분할 수 있다. 버켓기초를 인양하여 해저면에 안착시 버켓기초 및 상부 부착구조물의 자중 등에 의해 해저면에 관입되는 자중관입단계와 이후 펌프를 가동시켜 버켓 내외부의 압력차를 발생시켜 버켓기초를 목표 깊이까지 근입시키는 석션관입단계이다. 압입저항력은 자중관입량과 직접적으로 관계되며, 근입장이 부족한 경우 버켓기초 스킵트와 지반이 밀폐되지 않아 석션압이 충분하게 유발되지 않음으로써 석션관입에 문제가 발생할 수 있으므로 정확한 예측이 필요하다(Houlsby and Byrne, 2005).

사질토 지반에서 압입저항력에 대한 기존의 연구는 직경에 비하여 길이가 긴 개단 강관말뚝에 대하여 주로 수행되었으나(Paik and Lee, 1993; De Nicola and Randolph, 1997; White et al., 2000; Lehane and Gavin, 2001), 버켓기초와 같이 직경은 크고 길이는 상대적으로 짧은 경우에 대해서는 자세하게 다루어지지 않았다. Houlsby와 Byrne(2005)는 모래지반에서 자중관입 및 석션관입 단계에서 스킵트벽체의 마찰저항에 의한 지반의 응력증가 효과를 고려한 저항력 산정 방법을 제시하고, 적절한 파라미터를 선정하여 문헌에 제시된 현장실험과 실내 실험 결과에 부합하는 결과를 도출하였으나, 저항력 산정 결과는 스킵트벽체 내부와 외부의 마찰저항력 산정을 위해 사용되는 수평토압계수 및 경계면 마찰각과 같은 변수들에 크게 의존하므로 추가 연구의 필요성을 제

기하였다.

본 논문에서는 서남해안 지역의 실트질모래 지반을 대상으로 버켓기초의 압입저항력에 대하여 연구하였다. 원심모형실험을 통해 중간조밀한 실트질모래 지반에서 버켓기초의 길이와 스킵트벽체 두께를 달리하여 압입저항력을 평가하였으며, 이를 바탕으로 지반의 응력증가 효과를 고려한 저항력 산정을 위한 변수 산정 방안을 도출하였다. 또한, 버켓기초의 길이와 두께에 따른 압입거동 변화, 입력 변수에 따른 산정 결과의 변화와 선단과 주변저항력의 비율에 대하여 분석하였다.

2. 버켓기초의 압입저항력에 대한 선행 연구

사질토 지반에서 버켓기초의 압입저항력은 스킵트벽체 내부와 외부에서 발생하는 마찰저항력과 스킵트벽체 선단에서 발생하는 선단저항력으로 구성된다. 이를 고려하기 위해서는 말뚝기초의 지지력산정을 위해서 사용되는 방법으로 검토할 수 있을 것이나, 버켓기초는 일반적인 해상 말뚝기초에 비하여 일반적으로 직경은 크고 길이는 짧으며, 항타가 이루어지지 않는다. 따라서, 자중관입단계에서 버켓기초의 압입저항력은 비폐색 상태(unplugged condition)에서 발현되므로 항타 강관말뚝에서 일반적으로 구조물 하중 재하시 발현되는 폐색 상태(plugged condition)와는 차이가 있다(Randolph and Gourvenec, 2011).

버켓기초(Fig. 1)의 압입저항력(V')에 대하여 일반적인 설계방법으로 산정하면 식 (1)과 같다. $D_{out} = D$ 는 버켓기초의 외경, D_{in} 은 내경, t 는 스킵트벽체의 두께, L 은 버켓기초의 길이, h 는 스킵트벽체의 근입깊

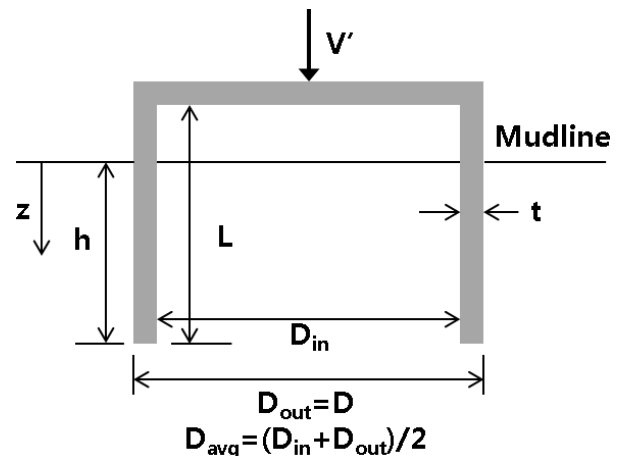


Fig. 1. Bucket foundation dimensions

이, z 는 지반내의 깊이를 나타낸다. 식 (1)의 N_q 와 N_γ 는 지반의 내부마찰각(ϕ)에 따른 지지력계수로서, 본 논문에서는 $N_q = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)e^{\pi \tan \phi}$ (Reissner, 1924)와 $N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.32\phi)$ (Salgado, 2008)를 사용하였다.

$$V' = \frac{\gamma' h^2}{2}(K \tan \delta)_{out}(\pi D_{out}) + \frac{\gamma' h^2}{2}(K \tan \delta)_{in}(\pi D_{in}) + \left(\gamma' h N_q + \gamma' \frac{t}{2} N_\gamma\right)(\pi D_{avg} t) \quad (1)$$

여기서, γ' : 지반의 유효단위중량

K : 수평토압계수(수평유효응력과 수직유효응력의 비)

δ : 스킵트벽체와 지반간의 경계면 마찰각

Houlsby와 Byrne(2005)는 모래지반에서 석션 버켓기초의 압입저항력에 대하여 스킵트벽체의 마찰저항력에 의하여 하부지반의 응력이 증가되는 현상을 고려할 수 있는 방법을 제시하였다. 버켓기초 내부 토사 요소의 수직방향 힘의 평형에 근거하여 각 깊이에서의 수직응력을 구할 수 있다(식 (2), Fig. 2).

$$\sigma'_{v,in} = \gamma' Z_{in} [\exp(z/Z_{in}) - 1] \quad (2a)$$

$$Z_{in} = \frac{D_{in}}{4(K \tan \delta)_{in}} \quad (2b)$$

여기서, σ'_v : 유효수직응력

버켓기초의 외부 지반에서 버켓기초의 외경(D_{out})과 $D_m = D_{out} + 2f_{out}z$ (f_{out} : 외부 지반에서 깊이에 따른 수직응력 증가 영역에 대한 상수, Fig. 3)사이의 영역에서 수직응력이 증가된다고 가정하면 수직응력과 깊이와의 관계는 식 (3)과 같이 나타낼 수 있다.

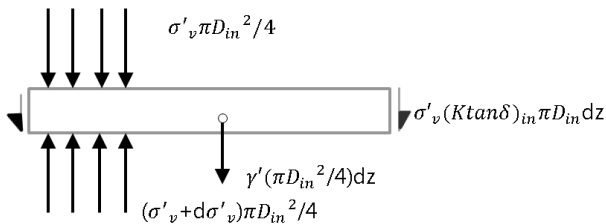


Fig. 2. Equilibrium of slice of soil within bucket foundation (Houlsby and Byrne, 2005)

$$\frac{d\sigma'_{v,out}}{dz} - \frac{\sigma'_{v,out}}{Z_{out}} = \gamma' \quad (3a)$$

$$Z_{out} = \frac{D_{out} \{ [1 + (2f_{out}z/D_{out})]^2 - 1 \}}{4(K \tan \delta)_{out}} \quad (3b)$$

버켓기초의 내부 지반에서도 얇은 깊이에서는 내경(D_{in})과 $D_n = D_{in} - 2f_{in}z$ (f_{in} : 내부 지반에서 깊이에 따른 수직응력 증가 영역에 대한 상수, Fig. 3)사이의 영역에서 수직응력이 증가된다고 가정하면 깊이에 따른 수직응력에 대한 방정식은 식 (4)와 같다. $D_n = 0$ 이 되는 깊이($z = D_{in}/2f_{in}$)까지는 식 (4)를 사용하고, 그보다 깊은 깊이에서는 식 (2)를 적용하여 깊이에 따른 증가된 수직응력을 구할 수 있다.

$$\frac{d\sigma'_{v,in}}{dz} - \frac{\sigma'_{v,in}}{Z_{in}} = \gamma' \quad (4a)$$

$$Z_{in} = \frac{D_{in} \{ 1 - [1 - (2f_{in}z/D_{in})]^2 \}}{4(K \tan \delta)_{in}} \quad (4b)$$

스킵트벽체 선단에서 발생하는 저항력은 지지력공식을 기반으로 구할 수 있다. 석션이 작용하지 않는 상태에서 수직응력의 증가량은 내부에서 더 크게 발생하며 Houlsby와 Byrne(2005)는 $\sigma'_{v,in} - \sigma'_{v,out} < 2t\gamma' N_\gamma/N_q$ 인 경우와 $\sigma'_{v,in} - \sigma'_{v,out} \geq 2t\gamma' N_\gamma/N_q$ 인 경우로 나누어 고려하였다. 본 논문에서는 강재를 사용한 버켓기초를 대상으로 하여 t 가 1m 보다 매우 작고, N_γ/N_q 값의 범위를 고려할 때 대부분의 깊이에서 $\sigma'_{v,in} - \sigma'_{v,out} \geq 2t\gamma' N_\gamma/N_q$ 에 해당되므로 식 (5)를 적용하였다. 식 (5)에서 N_γ 항의 지

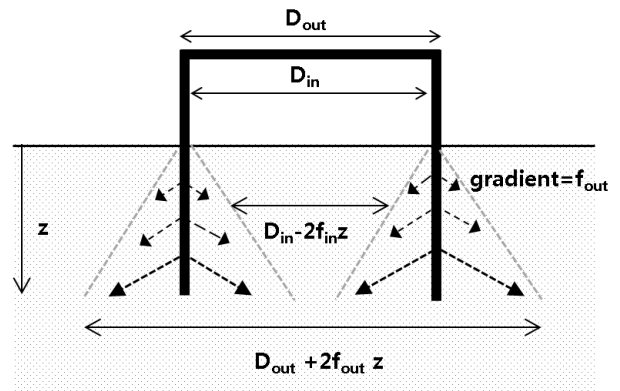


Fig. 3. Area of increased stress (Senders, 2008)

지력은 일반적인 지지력공식을 사용할 때 대비 2배로 산정되며, 이는 Houlby와 Byrne(2005)의 방법에서 내, 외부의 수직응력 차이가 있을 때 선단의 응력분포에 대한 가정에 기인한다.

$$\sigma'_{tip} = \sigma'_{v,out} N_q + \gamma' t N_\gamma \text{ for } \sigma'_{v,in} - \sigma'_{v,out} \geq 2t \gamma' N_\gamma / N_q \quad (5)$$

Houlby와 Byrne(2005)는 위의 방법에 따라 $f_{out} = f_{in} = 1$, $K \tan \delta = 0.48 \sim 0.8$ 을 사용하여 문헌에 제시된 현장실험 및 실내실험과 부합하는 결과를 얻을 수 있었으나, 산정 결과는 사용된 변수들 특히 $\beta = K \tan \delta$ 값에 크게 의존하여 이에 대한 추가 연구 필요성을 제기하였다.

식 (3)과 (4)에 대한 해는 4차 룬-쿠타(Runge-Kutta) 방법과 같은 수치적인 방법으로 구할 수 있다. 식 (3a)와 (4a)를 정리하면 식 (6)과 같으며, 반복법을 사용하여 각 깊이에서의 증가된 수직응력을 구할수 있고(식 (7)), 전체 압입저항력은 버켓기초 각 부분에 대한 저항력을 합산하여 구한다(식 (8)).

$$\frac{d\sigma'_{v,in}}{dz} = f_{in}(z, \sigma'_{v,in}) = \gamma' + \frac{\sigma'_{v,in}}{Z_{in}(z)} \quad (6a)$$

$$\frac{d\sigma'_{v,out}}{dz} = f_{out}(z, \sigma'_{v,out}) = \gamma' + \frac{\sigma'_{v,out}}{Z_{out}(z)} \quad (6b)$$

초기 조건 : $z=0$ 에서 $\sigma_v = 0$

$j = 0, 1, \dots, n-1$ 에 대하여

$$\begin{aligned} k_1 &= \Delta z f(z_j, \sigma_j) \\ k_2 &= \Delta z f\left(z_j + \frac{1}{2} \Delta z, \sigma_j + \frac{1}{2} k_1\right) \\ k_3 &= \Delta z f\left(z_j + \frac{1}{2} \Delta z, \sigma_j + \frac{1}{2} k_2\right) \\ k_4 &= \Delta z f\left(z_j + \Delta z, \sigma_j + k_3\right) \\ \sigma_{j+1} &= \sigma_j + \frac{1}{6} (k_1 + 2k_2 + 2k_3 + k_4) \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} V' &= \pi D_{out} (K \tan \delta) \sum_{j=1}^n \sigma'_{v,out_j} \Delta h \\ &+ \pi D_{in} (K \tan \delta) \sum_{j=1}^n \sigma'_{v,in_j} \Delta h + \sigma'_{v,out_n} N_q \pi D_{avg} t \\ &+ \gamma' t N_\gamma \pi D_{avg} t \\ &= Q_{s,out} + Q_{s,in} + Q_{tip,N_q} + Q_{tip,N_\gamma} \end{aligned} \quad (8)$$

$$\text{여기서, } n = \frac{h}{\Delta h}$$

이와 같은 방법으로 산정한 응력의 증가 후와 전의 비율은 β 값에 따라 증가하며(Fig. 4), 기초의 직경, 지반의 단위중량과 내부마찰각에 무관하다. 외부의 경우 0.2~0.8의 β 범위에서 지표면 부근에서 최대 1.2~2.6의 값을 나타내며 깊이가 깊어짐에 따라 감소한다. $\beta = 0.6$ 에 대하여 $z/D = 10$ 에서 증가율은 22%이며, $z/D = 30$ 에서 10% 미만으로 감소한다. 따라서, 응력 증가 효과는 버켓기초와 같이 L/D 가 작은 경우 큰 영향을 미치며, 항타말뚝과 같이 L/D 가 긴 경우에는 상대적으로 영

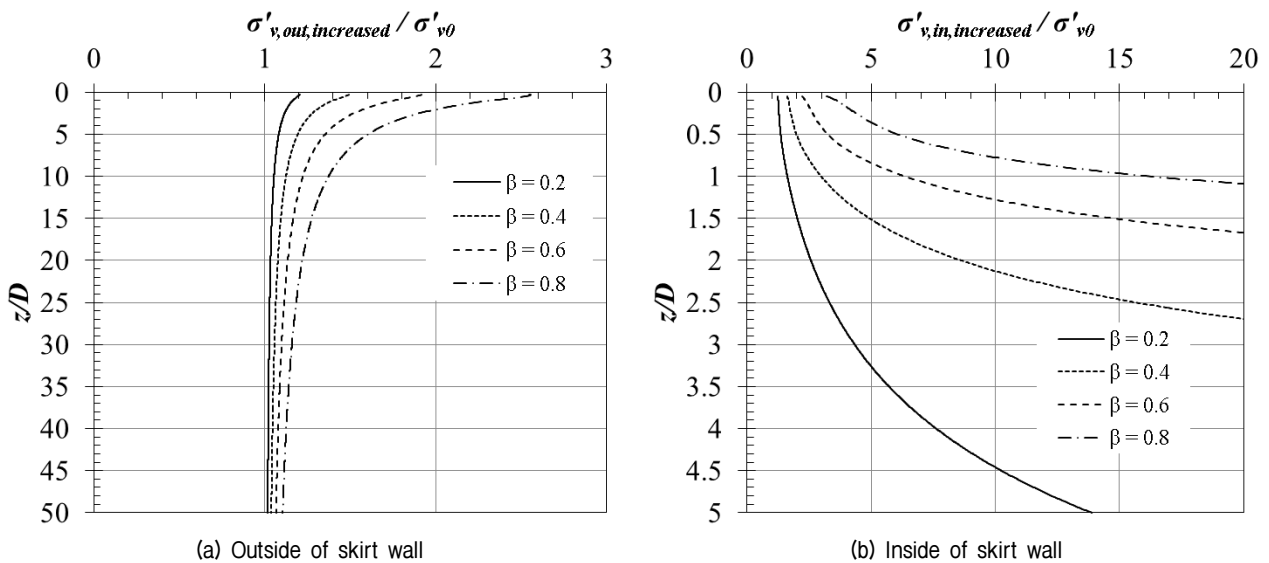


Fig. 4. Ratios of increased vertical stress to original vertical stress

향이 작을 것으로 예상된다. 내부의 경우에는 증가율은 외부에 비해서 매우 크며 깊이에 따라 급격하게 증가하며, 개단 강관말뚝의 폐색효과에 대한 연구에서도 유사한 결과가 제시되었다(Paik and Lee, 1993; De Nicola and Randolph, 1997; White et al., 2000; Lehane and Gavin, 2001).

3. 원심모형실험

3.1 모형지반

원심모형실험을 위한 모형지반은 내경 900mm의 실린더형 강제 토조에 깊이 450mm로 조성하였다. 기중 건조시킨 시료를 최적함수비로 조정하고 층당 50mm씩 모형지반 조성용 해머로 층다짐을 실시하여 조성하였으며, 조성된 모형지반 표면으로부터 소량의 물이 약 12시간 이상 스며들면서 포화가 이루어지도록 하였고, 실험중 지표면이 물에 잠긴 상태가 유지되도록 하였다. 사용된 시료는 새만금지역에서 채취된 자연시료이며, 서남해 해상풍력 대상지(<http://www.kowp.co.kr>)와 인접한 해상 시추시료와 비교하여 입도분포와 광물 성분비율 등 전반적으로 유사한 물성을 가진 것으로 파악되었다. 통일분류법상 실트질모래(SM)로 분류되었으며, 입도분포는 53%의 모래와 47%의 실트로 이루어져 있다. 비중은 2.67, 수정다짐방법을 이용한 최대건조밀도는 1650kg/m³, 최적함수비는 17%, 최소건조밀도는 1200kg/m³이며, 최대간극비(e_{max})는 1.225, 최소간극비(e_{min})는 0.618이고, 조밀한 상대밀도에서의 투수계수(k)는 $1.5 \sim 2.0 \times 10^{-6}$ m/s로 나타났다(Kim et al., 2013a). 본 연구에서 사용된 새

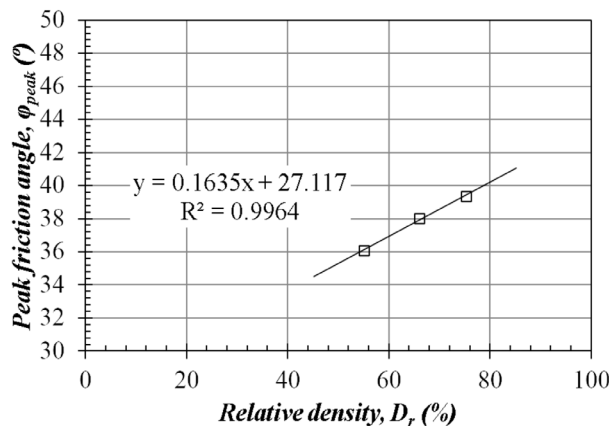


Fig. 5. Relative density and peak friction angle relation for the silty sand in this study

만금지역의 실트질모래에 대하여 100~400kPa 범위의 구속압(σ'_3)에서 삼축압축실험(CD)을 실시하여 상대밀도(D_r)에 따른 최대내부마찰각(ϕ'_{peak}) 변화를 산정한 결과 (Fig. 5), 상대밀도와 최대내부마찰각의 관계식은 식 (9)와 같고, 한계상태내부마찰각(ϕ'_{cs})은 35.5°로 나타났다.

$$\phi'_{peak} = 0.1635D_r + 27.117 \quad (9)$$

여기서, D_r : 상대밀도(%)

층다짐으로 조성된 모형지반은 원심모형실험시 중력 가속도의 증가 및 감소에 따라 지표면이 침하 및 융기하였으며, 동일한 모형지반에 대하여 중력가속도의 증감이 반복됨에 따라 재하시 지표면의 높이는 점차 증가하는 경향을 보였다. 이러한 경향은 모형지반 조성시 해머를 사용한 동다짐에 의해 지반에 집중된 응력이 중력가속도의 증감이 반복됨에 따라 점차 이완되어 발생하는 것으로 추정된다. 따라서, 층다짐으로 조성된 상태와 각 재하시점의 상대밀도는 다소 변화하였으나, 본 논문에서는 지표면의 높이 변화를 계측하여 전체 깊이에 대한 평균적인 상대밀도를 기준으로 대표값을 산정하였으며, 모형지반 1의 경우 65%, 모형지반 2의 경우 60%로서 중간조밀한 상대밀도에서 재하를 수행하였다. 식 (9)를 사용하여 각 모형지반의 최대내부마찰각을 산정하면 각각 37.8°, 36.9°이며, 수중단위중량은 각각 9.0kN/m³, 8.8kN/m³이다.

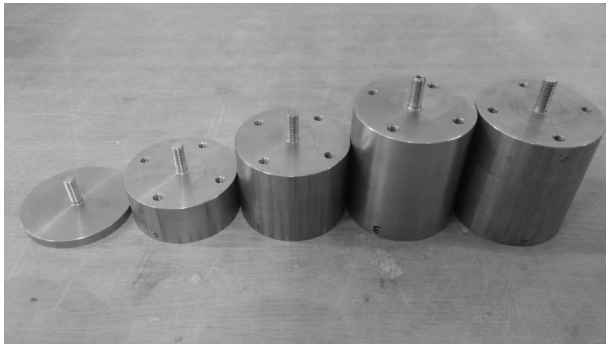
느슨~조밀한 상대밀도 범위에 대하여 직접전단실험을 실시하여 토사의 최대내부마찰각, 그리고 실험에 사용된 버켓기초 모델과 유사하게 가공된 강판과 토사간의 경계면 마찰각을 구한 후, 경계면 마찰각과 최대내부마찰각의 비율(δ/ϕ'_{peak})을 산정한 결과 0.69로 나타났다. 이 비율을 식 (9)로 구한 내부마찰각에 곱하여 스키트벽체와 지반간의 경계면 마찰각을 각 토조에 대하여 26.1°와 25.5°로 산정하였으며, 이 값은 통상적인 강관말뚝-모래지반 간의 경계면 마찰각 범위인 20~32°(Randolph and Gourvenec, 2011)에 해당된다.

3.2 모델, 재하 및 계측

모델은 강재를 사용하여 제작하였으며, 실험의 효율성을 위하여 한 토조당 다수의 재하를 실시하되, 각 재하 결과의 간섭이 미미할 것으로 판단되는 크기로 모델

의 직경을 선정하였다. 모델의 직경은 73.8mm로서 원심모형실험의 중력가속도가 70g이므로 원형 기준(prototype scale)으로는 5.17m에 해당한다. 토조 1에서는 두께(t_{nom}) 1mm이고, 형상비(L/D)가 0, 0.33, 0.67, 1.0인 4개의 모델에 대하여 재하를 실시하였고, 스커트가 없는($L/D = 0$) 모델은 본 논문의 결과 분석에서는 제외하였으며, 토조 2에서는 두께(t_{nom}) 2mm이고, 형상비가 1.0인 모델을 사용하여 2회 재하를 실시하였다(Fig. 6, Fig. 7). 모델의 상판에는 직경 약 3mm로 4개의 배수구를 천공하여 관

입시 버켓기초 내부에 과도한 간극수압이 발생하는 것을 방지하였다. 스커트벽체의 두께(t)는 제작상의 편차로 인하여 목표규격(t_{nom})과 비교하여 다소 큰 것으로 나타났으며, 각 모델에서 4개 위치에서 두께를 측정하여 평균값을 분석에 사용하였다(Table 1). Table 1에서 각 재하 결과에 대한 표기는 SJ(Skirt jacking), 토조 번호 (1 or 2), t_{nom} (1 or 2mm), L/D (0.33, 0.67, 1.0), 지반조건 (SM)을 사용하여 나타내었으며, 토조 2에 대한 결과는 순서에 따라 A, B로 구분하여 표기하였다.



(a) Bucket foundation models



(b) A model positioned for penetration

Fig. 6. Models used in this study

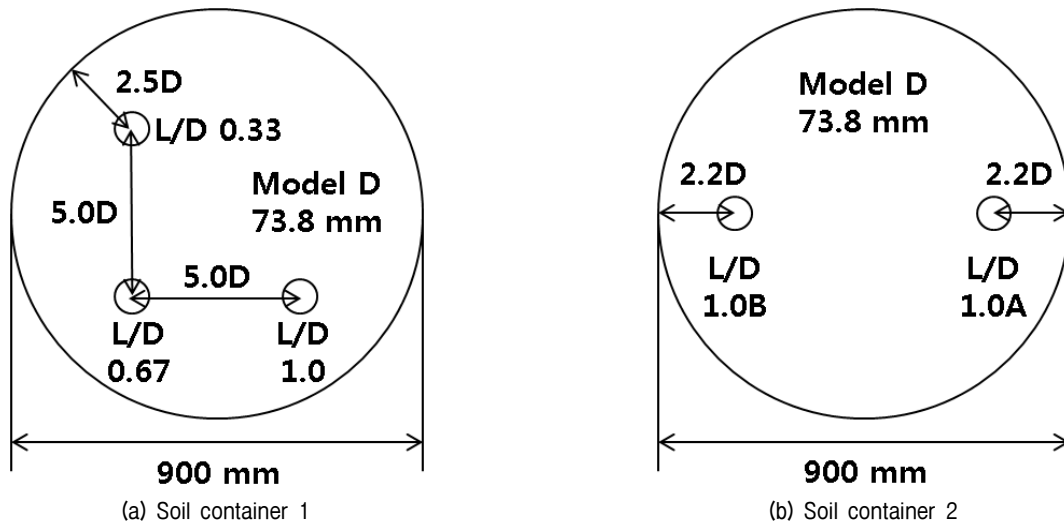


Fig. 7. Model layout

Table 1. Model dimensions and loading cases

Loading cases	Soil container	D (mm)	L (mm)	L/D	$t^{1)}$ (mm)	Remarks
SJ-1-1-0.33 SM	1	73.8	24.4	0.33	1.14	1 loading for each model
SJ-1-1-0.67 SM		73.8	49.5	0.67	1.14	
SJ-1-1-1.0 SM		73.8	73.8	1.0	1.16	
SJ-2-2-1.0A SM	2	73.8	73.8	1.0	2.07	2 loadings with the same model
SJ-2-2-1.0B SM						

1) Average value of 4 measured thickness values per each model

원심모형실험은 KOCED 지오센터리퓨지실험센터(Kim et al., 2013b)에서 수행하였으며, 원심중력가속도는 70g에서 재하를 실시하였다. 50 kN 용량의 로드셀을 모델과 수직액추에이터 사이에 장착하여 하중을 측정하였으며, 모델의 선단이 지표면과 약 10mm 이격된 상태로 설치하고 실험 중력가속도에 도달한 상태에서 관입 이전 영점 조정을 실시하여 모델과 연결장치 등의 자중이 반력 측정값에서 배제되도록 하였다. 변위는 액추에이터에 부착된 타겟을 비접촉식 레이저변위계로 측정하였다. 재하시스템 개요도를 Fig. 8에 표시하였다. 관입 속도는 기존의 연구(Senders, 2008)에서 실트($k \approx 1.0 \times 10^{-7} \text{m/s}$)와 모래지반($k \approx 1.0 \times 10^{-6} \text{m/s}$)에서 0.05~0.3mm/s의 관입 속도를 적용하였음을 고려하여 0.05mm/s로 실시하여 배수상태의 저항력이 측정되도록 하였다.

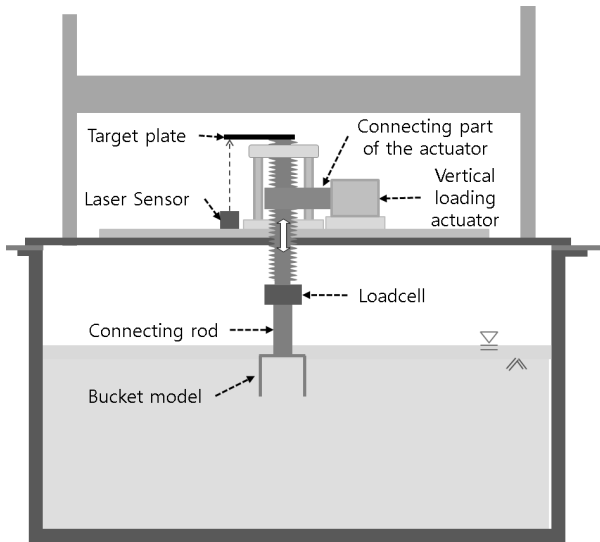


Fig. 8. Schematic diagram of loading system

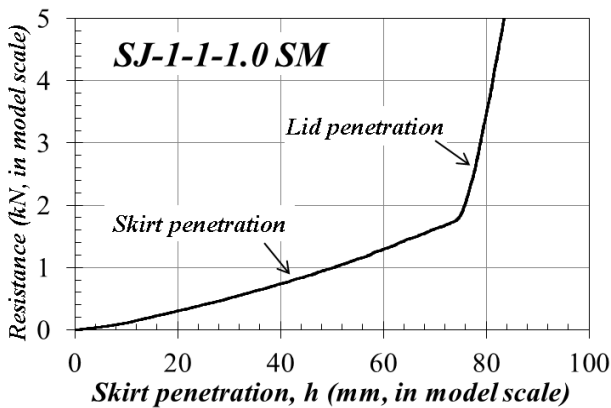
실험 중력가속도에서 약 20분 이상 유지 후 재하를 실시하였으며, 재하 이후에는 감속하여 정지시킨 상태에서 모델, 재하 및 계측장치의 위치를 변경한 후 재가속하여 실험을 수행하였다.

4. 실험 결과 및 분석

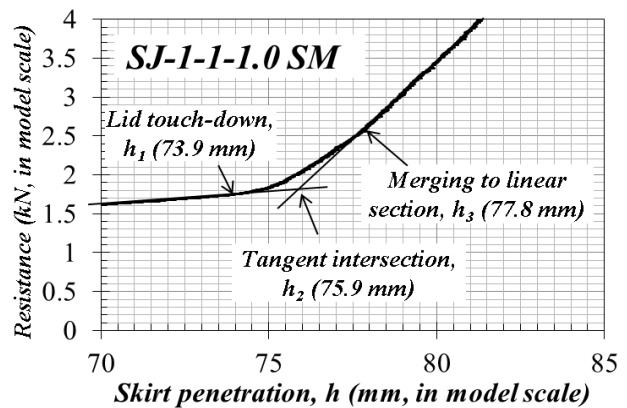
4.1 관입길이

대표적인 하중 - 관입량 곡선은 Fig. 9와 같다. 스킵트 벽체가 지반에 접촉하면서 저항력이 발생되기 시작하며, 비선형적으로 저항력이 증가하고, 버켓기초의 상판이 지반과 접촉하면서 저항력이 급격하게 증가한다. 버켓기초 상판이 접촉하는 부근을 확대하면 Fig. 9(b)와 같다. 이 곡선에서 버켓상판의 하단과 버켓 내부 지반 표면의 접촉이 시작되는 버켓스킵트 관입길이(lid touch-down, h_1)와 버켓상판이 관입되는 상태로 전환이 완료된 관입길이(merging to linear section, h_3), 그리고 접촉 전 구간과 접촉 후 구간의 연장선이 교차하는 관입길이(tangent intersection, h_2)를 정의할 수 있으며, 실험 케이스별로 정리하면 Table 2와 같다.

스킵트 길이와 상판 접촉이 시작되는 깊이의 차이 ($L-h_1$)는 관입 중 발생한 버켓 내부 지반표면의 용기량과 관계되는 것으로 이해할 수 있다. 두께 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 에 대한 결과에서 스킵트 길이가 짧은 경우 용기가 발생하였으나, 길이가 증가함에 따라 용기량은 감소하여 $L/D = 1.0$ 인 경우 침하가 발생한 것으로 나타났다(Fig. 10(a)). 이는 스킵트가 지반에 관입됨으로 인하여 초기에는 내부 지반의 용기가 발생하나, 관입길이가 증가됨에 따라



(a) Skirt penetration and lid penetration sections



(b) Definition of stages

Fig. 9. Typical load - penetration curve (SJ-1-1-1.0 SM)

내부 지반과 스커트벽체사이의 마찰저항력으로 인하여 내부 지반이 침하되는 현상이 발생하기 때문에 판단된다. 이러한 경향은 개단 강관말뚝에서의 관내토길비(PLR, Plug length ratio)에 대한 결과와 유사하다(Paik and Lee, 1993). 스커트의 두께가 $t_{nom} = 2\text{mm}$ 로 증가된 경우에는 $L/D = 1.0$ 인 경우에도 내부 지반의 융기가 발생한 것으로 나타났으며, 지반에 관입되는 스커트벽체의 부피가 증가함에 따라 융기량도 증가한 것으로 판단된다.

h_3 과 h_1 의 차이($h_3 - h_1$)는 내부지반 표면의 압축성과 관계되는 것으로 판단되며, $t_{nom} = 1\text{mm}$ 에 대한 결과에서 스커트 길이가 증가할수록 감소하였다(Fig. 10(b)). 이는 관입 초기 지반의 융기로 인하여 교란이 발생하여 상대적으로 큰 압축성을 나타내었으나, 관입이 진행됨

에 따라 버켓상판이 접촉되기 이전에 내부지반 표면에서 압축이 발생하여 버켓상판이 접촉한 이후의 압축정도는 감소하였기 때문에 판단된다. h_2 과 h_1 의 차이($h_2 - h_1$)는 스커트의 길이에 따라 큰 변화를 나타내지 않았다. $t_{nom} = 2\text{mm}$ 인 경우 $h_3 - h_1$ 과 $h_2 - h_1$ 값 모두 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 인 경우보다 감소된 결과를 보였으며, h_2 와 h_3 의 차이도 크게 감소하였다. 또한 h_2 값이 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 인 경우 스커트의 길이보다 크게 나타났으나, $t_{nom} = 2\text{mm}$ 인 경우 스커트의 길이와 유사하게 평가되었다. 이는 두께가 증가한 경우 압축성이 감소한 결과로 판단되나, 지반의 융기량이 컸던데 반해 압축성이 감소된 결과로서 원인 및 경향에 대해서는 추가의 연구가 필요한 것으로 판단된다.

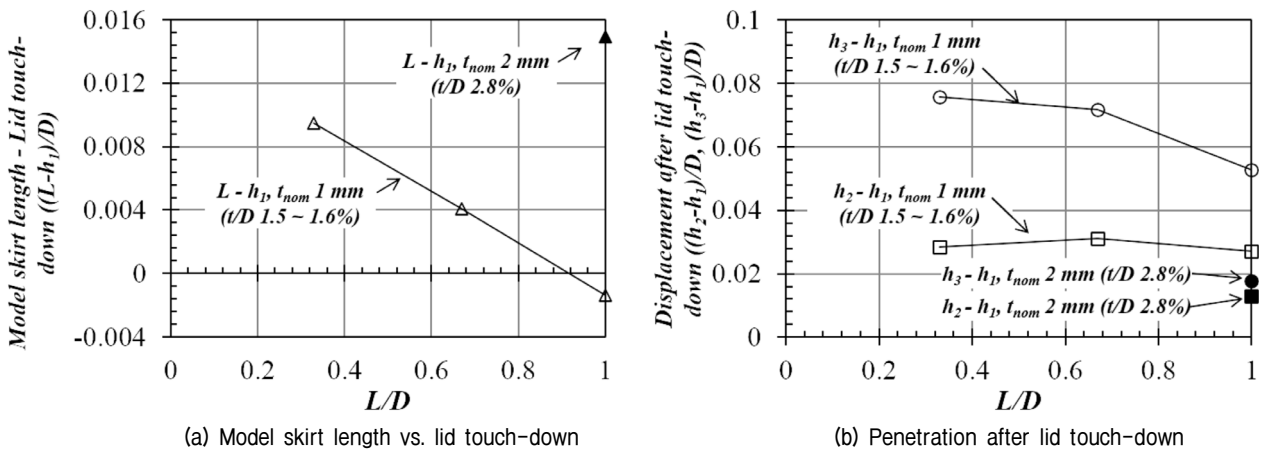


Fig. 10. Penetration length variations according to bucket skirt wall length

Table 2. Measured penetration length

Items	Soil container 1 Nominal skirt thickness (t_{nom}) 1 mm			Soil container 2 Nominal skirt thickness (t_{nom}) 2 mm		
	SJ-1-1-0.33 SM	SJ-1-1-0.67 SM	SJ-1-1-1.0 SM	SJ-2-2-1.0A SM	SJ-2-2-1.0B SM	Average ¹⁾
Case						
L/D	0.33	0.67	1.0	1.0	1.0	1.0
Model skirt length, L (mm)	24.4	49.5	73.8	73.8	73.8	73.8
Lid touch-down, h_1 (mm)	23.7	49.2	73.9	73.2	72.2	72.7
Tangent intersection, h_2 (mm)	25.8	51.5	75.9	74.3	73.0	73.7
Merging to linear section, h_3 (mm)	29.3	54.5	77.8	74.7	73.3	74.0
$L - h_1$ (mm) (Ratio to D)	0.7 (0.0095)	0.3 (0.0041)	-0.1 (-0.0014)	0.6 (0.0081)	1.6 (0.0217)	1.1 (0.0149)
$h_2 - h_1$ (mm) (Ratio to D)	2.1 (0.0271)	2.3 (0.0312)	2.0 (0.0271)	1.1 (0.0149)	0.8 (0.0108)	0.95 (0.0129)
$h_3 - h_1$ (mm) (Ratio to D)	5.6 (0.0759)	5.3 (0.0718)	3.9 (0.0528)	1.5 (0.0203)	1.1 (0.0149)	1.3 (0.0176)

1) Used for plotting results of soil container 2

4.2 압입저항력

스커트벽체의 압입설치시 관입저항력 측정 결과를 Fig. 11에 나타내었다. 토조 1에서 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 로 실험된 결과들에 비해 토조 2에서 $t_{nom} = 2\text{mm}$ 로 실험된 결과들이 상대밀도가 다소 낮음에도 불구하고 큰 저항력을 나타내 스커트벽체의 두께가 증가되어 압입저항력이 증가된 것을 알 수 있다. 토조 1의 경우 L/D 가 0.33과 1.0인 경우는 관입깊이가 중복되는 구간에서 거의 동일한 압입저항력을 나타내었으나, L/D 가 0.67인 경우는 다소 작게 나타났다. L/D 가 0.67인 모델의 스커트벽체 두께가 다른 모델들에 비하여 두껍지 않고 다른 모델과 동일한 공정으로 제작되었으며 육안 관찰 결과 표면의

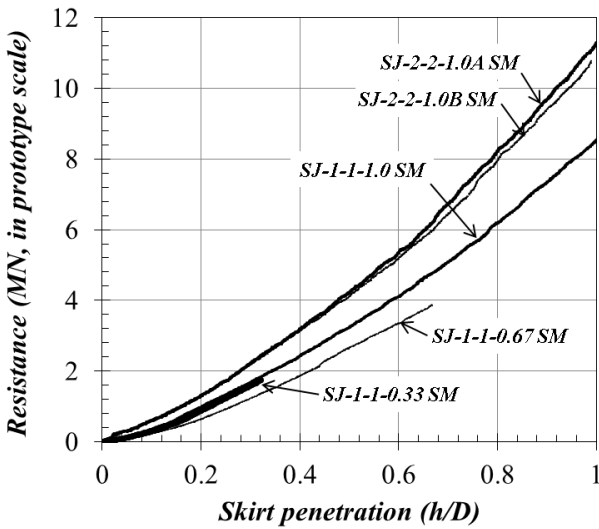


Fig. 11. Measured jacking penetration resistance curves

거칠기에 특별한 차이가 없는 것으로 보아 지반의 불균질성이 측정값의 차이를 유발한 주요 원인인 것으로 판단하였다. L/D 가 0.33과 1.0인 경우가 일관된 결과를 보이므로 L/D 가 1.0인 경우를 분석에 사용하였다. 토조 2의 경우 두 시험결과가 거의 유사한 결과를 나타내었으나 SJ-2-2-1.0A의 경우 $h/D > 0.65$ 구간에서 이전 구간에서의 경향에서 벗어나 상향으로 편차가 발생한 것으로 판단하여 SJ-2-2-1.0B의 결과를 기준값으로 사용하였다.

2장에서 소개된 Housby와 Byrne(2005)의 방법을 사용하여 압입저항력을 예측한 결과를 실험결과와 비교하였으며(Fig. 12(b), Fig. 13), 스커트벽체의 마찰저항력에 의한 응력 증가효과를 고려하지 않은 결과를 같이 표시하였다(Fig. 12(a)). 지반의 단위중량(γ'), 내부마찰각(ϕ'_{peak}), 경계면 마찰각(δ)은 3장에서 소개된 값을 사용하였다. 본 연구에서 스커트벽체의 두께와 토사 입경의 비(t/D_{50})는 14 ~ 26의 범위로서 선단저항력에 영향을 미치는 범위로 판단하였으며, 유효두께($t_{eff} = t + D_{50}$)를 산정하여 적용하였다(Gui and Bolton, 1998).

스커트벽체 외부에 대한 수평토압계수는 API(2000)의 개단 항타 강관말뚝에 대한 제안과 White 등(2000)의 개단 압입말뚝(press-in pile)에 대한 현장실험 연구 결과를 참고하여 $K_{out} = 0.8$ 을 적용하였다. 다만 강관말뚝에 대해서는 원지반의 수직응력(σ'_{v0})에 대하여 수평토압계수를 적용하는 것이 일반적이던데 반해(Randolph, 2003; API, 2011), Housby와 Byrne(2005)의 방법에서는 증가된 수직응력에 대하여 수평토압계수를 적용하므로 같은

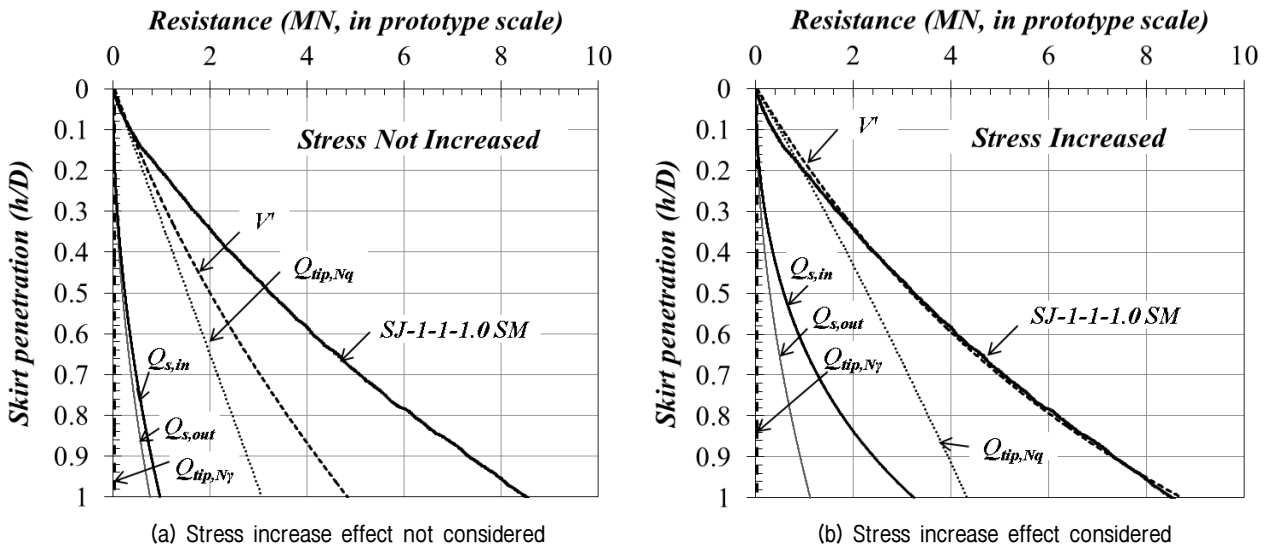


Fig. 12. Measured and calculated penetration resistance curves (Soil container 1)

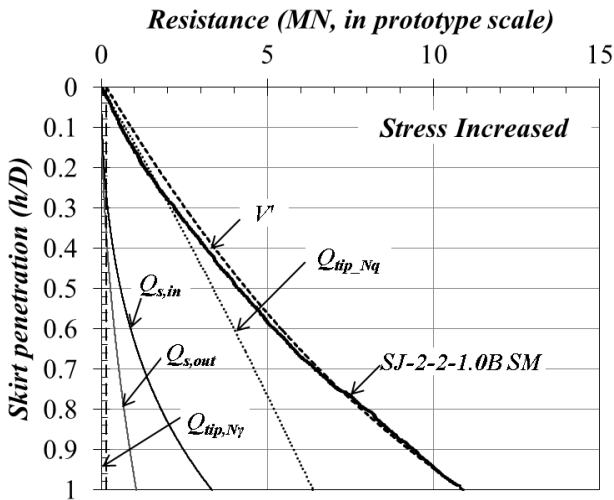


Fig. 13. Measured and calculated penetration resistance curves (Soil container 2)

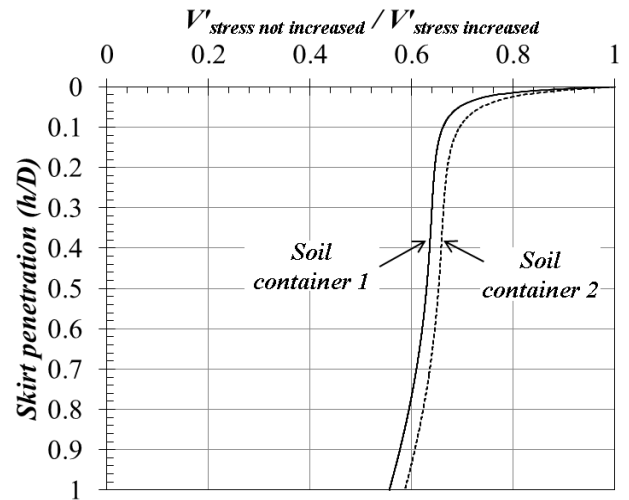


Fig. 14. Ratios of calculated resistance

K_{out} 값을 적용하더라도 수평토압은 더 크게 고려된다.

내부에 대한 수평토압계수(K_{in})는 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 인 경우 1.05, $t_{nom} = 2\text{mm}$ 인 경우 1.10을 사용할 때 실험결과와 유사한 것으로 나타났다. 이 값은 Paik과 Lee(1993)의 개단 항타말뚝의 매우조밀한 모래에 대한 결과($K_{in} \approx 1.1$)와 유사하나, 중간조밀한 모래에 대한 결과($K_{in} \approx 1.3$)보다는 다소 작은 값이다. Lehane과 Gavin(2001)의 압입말뚝에 대한 제안식($K_{in} = (1 - \sin\phi'_{peak}\sin\psi) / (1 + \sin\phi'_{peak}\sin\psi)$, ψ : 팽창각)으로 산정한 결과(토조 1에 대하여 0.94, 토조 2에 대하여 0.96)와 비교하면 12~15% 정도 큰 값이다. 석션 버켓기초의 자중관입 깊이를 설계할 때 압입저항력이 실제보다 작게 산정될 경우에는 설계시 예상한 자중관입깊이보다 적게 관입되어 석션관입시 문제가 발생할 수 있다(Houlsby and Byrne, 2005). 따라서, 별도의 실험결과가 가용하지 않을 경우, 중간조밀한 실트질모래의 압입저항력 설계시에는 본 연구의 결과 중 상한측인 $K_{in} = 1.1$ 을 적용할 수 있다고 판단되며, 내부마찰각과 팽창각을 산정할 수 있을 경우에는 Lehane과 Gavin(2001)의 제안식을 15% 증가시켜 적용할 수 있을 것으로 판단된다(식 (10)).

$$K_{in} = 1.15(1 - \sin\phi'_{peak}\sin\psi) / (1 + \sin\phi'_{peak}\sin\psi) \quad (10)$$

$$\text{여기서, } \psi = 1.25(\phi'_{peak} - \phi'_{cv})$$

스커트벽체의 마찰저항에 의한 지반의 응력증가 효과를 고려하지 않고 산정한 경우(Fig. 12(a))는 고려한 경우

(Fig. 12(b))와 비교하여 수직 및 수평응력의 증가와 무관한 Q_{tip,N_q} 를 제외하면 각 저항력 항목이 작게 평가되는 것으로 나타났으며, 총 저항력의 비율($V'_{stress\ not\ increased} / V'_{stress\ increased}$)은 깊이에 따라 감소되며 관입깊이가 매우 얇은 경우($h/D < 0.1$)를 제외하면 0.55~0.70 범위이고 $h/D > 0.5$ 인 구간에서 감소 추세가 심화되는 것으로 나타났다(Fig. 14). 각 저항력 항목 중에서는 선단의 상재하중에 의한 지지력(Q_{tip,N_q})이 가장 큰 비율을 차지하고, 선단의 자중에 의한 지지력(Q_{tip,N_γ})은 미미한 것으로 나타났으며, 스커트 내부의 마찰저항력($Q_{s,in}$)이 응력증가를 고려함에 따라 크게 증가되며 깊이에 따라 급격하게 증가되는 것으로 나타났다. 스커트벽체의 두께가 증가된 경우에는 선단면적의 증가에 따라 Q_{tip,N_q} 이 더 큰 비중을 차지하였다(Fig. 13).

5. 결론

서남해지역의 중간조밀한 실트질모래 지반에서 버켓기초 스커트벽체의 압입저항력을 원심모형실험을 통하여 평가하였다. 스커트벽체의 주면저항력에 의한 지반의 응력증가 효과를 고려하는 Houlsby와 Byrne(2005)의 방법을 사용하여 $h/D \leq 1.0$ 구간에 대하여 실험 결과와 유사한 압입저항력을 도출할 수 있었다. 본 연구에서 도출된 결론은 다음과 같다.

- (1) 버켓기초의 길이가 증가함에 따라 압입시 내부지반의 용기량은 감소하여 $t_{nom} = 1\text{mm}$ 이고 $L/D = 1.0$ 인 경우 내부지반의 지표면이 침하된 상태에서 버

켓상판과 지반이 접촉되었으며, 스킵트벽체의 두께가 증가함에 따라 용기량은 증가하였다.

- (2) 지반의 응력증가 효과를 고려할 때 외부 지반에 대한 수평토압계수(K_{out})는 0.8, 내부 지반에 대한 수평토압계수(K_{in})는 1.05~1.1를 적용하여 원심모형 실험 결과와 유사한 압입저항력을 산정할 수 있었으며, 내부 지반에 대한 수평토압계수는 기존의 압입말뚝에 대한 제안식보다 12~15% 큰 값으로 나타났다.
- (3) 지반의 응력증가 효과를 고려하지 않을 경우 압입저항력이 응력증가를 고려할 때의 0.55~0.70배 정도로 과소하게 산정되어 L/D 가 기존의 항타 강관 말뚝에 비해 상대적으로 작은 버켓기초의 경우 내부와 외부에 대하여 응력증가를 고려하는 것이 필요한 것으로 판단된다.
- (4) 본 연구의 조건에서 버켓기초의 압입저항력은 선단의 상재하중에 의한 지지력(Q_{tip, N_t})이 가장 큰 비율을 차지하였고, 스킵트벽체 내부의 마찰저항력($Q_{s, in}$)이 관입깊이가 증가함에 따라 급속하게 증가하였다.

감사의 글

본 논문은 “심해자원 생산용 해양플랜트 시장진출을 위한 해저장비 및 URF 설치용 3,000m급 심해설치 공사 기술개발(과제번호 10042452)” 과제 성과의 일부이며 연구비 지원에 감사드립니다. 원심모형실험 수행을 위해 협조해주신 KOCED 지오센트리퓨지센터에 감사드립니다.

참고문헌 (References)

1. API RP 2A-WSD (2000), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - WSD (Working Stress Design)*, American Petroleum Institute, Washington, DC.
2. API RP 2GEO (2011), *Recommended Practice for Geotechnical Foundation Design Consideration*, American Petroleum Institute,

Washington, DC.

3. De Nicola, A. and Randolph, M. F. (1997), “The Plugging Behaviour of Driven and Jacked Piles in Sand”, *Géotechnique*, 47(4), pp. 841-856.
4. Erbrich, C. T. and T. I. Tjelta (1999), “Installation of Bucket Foundations and Suction Caissons in Sand-Geotechnical Performance”, *Offshore Technology Conference*, Houston, OTC-10990-MS.
5. Gui, M. W. and Bolton, M. D. (1998), “Geometry and Scale Effects in CPT and Pile Design”, *In Proceeding of the 1st International Conference of Site Characterization*, Atlanta, Vol.1, pp.1063-1068.
6. Houslyby, G. T. and Byrne, B. W. (2005), “Design Procedures for Installation of Suction Caissons in Sand”, *Proceedings of the ICE-Geotechnical Engineering*, 158(3), pp.135-144.
7. Kim, D. J., Choo, Y. W., Kim, S., Kim, J. H., Choi, H. Y., Kim, D. S., Lee, M. S., and Park, Y. H. (2013a), “Bearing Capacity of a Monopod Bucket Foundation for Offshore Wind Towers - Centrifuge and Numerical Modeling”, *Journal of Korean Geotechnical Society*, 29(4), pp.23-32.
8. Kim, D. S., Kim, N. R., Choo, Y. W., and Cho, G. C. (2013b), “A Newly Developed State-of-the-art Geotechnical Centrifuge in South Korea”, *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(1), pp.77-84.
9. Lehane, B. M. and Gavin, K. G. (2001), “Base Resistance of Jacked Pipe Piles in Sand”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(6), pp.473-480.
10. Paik, K. H. and Lee, S. R. (1993), “Behavior of Soil Plugs in Open-ended Model Piles Driven into Sands”, *Marine Georesources & Geotechnology*, 11(4), pp.353-373.
11. Randolph, M. F. (2003), “Science and Empiricism in Pile Foundation Design”, *Géotechnique*, 53(10), pp.847-875.
12. Randolph, M. and Gourvenec, M. R. S. (2011), *Offshore geotechnical engineering*, CRC Press.
13. Reissner, H. (1924), “Zum Erddruckproblem”, *Proc. 1st Int. Congress of Applied Mechanics*, Delft, The Netherlands, pp.295-311.
14. Salgado, R. (2008), *The Engineering of Foundations*, New York, McGraw Hill.
15. Senders, M. (2008), *Suction Caissons in Sand as Tripod Foundations for Offshore Wind Turbines*, Ph.D. Thesis, the University of Western Australia.
16. Villalobos, F. A. (2006), *Model Testing of Foundations for Offshore Wind Turbine*, Ph.D. Thesis, the University of Oxford.
17. White, D. J., Sidhu, H. K., Finlay, T. C., Bolton, M. D., and Nagayama, T. (2000), “Press-in Piling: The Influence of Plugging on Driveability”, *In Proceedings of the 8th International Conference of the Deep Foundations Institute*, New York. pp.299-310.
18. <http://www.kowp.co.kr/>, Korea Offshore Wind Power

Received : October 28th, 2014
 Revised : November 18th, 2014
 Accepted : November 25th, 2014